

**Julio César Pigozzo**

**ESTUDOS E APLICAÇÕES DE BARRAS DE AÇO  
COLADAS, COMO CONECTORES EM PLACAS MISTAS  
DE MADEIRA E CONCRETO PARA TABULEIROS DE  
PONTES.**

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

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Rocco Lahr

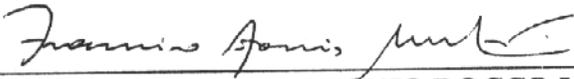
São Carlos

2004

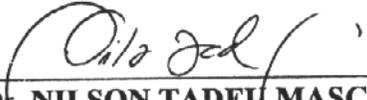
**FOLHA DE JULGAMENTO**

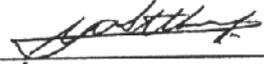
Candidato: Engenheiro **JULIO CÉSAR PIGOZZO**

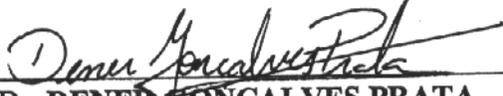
Tese defendida e julgada em 06-12-2004 perante a Comissão Julgadora:

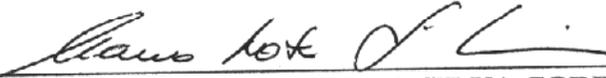
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Titular **FRANCISCO ANTONIO ROCCO LAHR (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

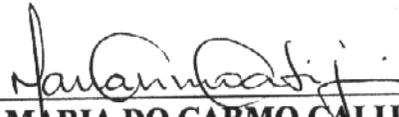
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **NILSON TADEU MASCIA**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP) aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **JOSE ANTONIO MATHIESEN**  
(UNESP/Ilha Solteira) aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Dr. **DENER GONÇALVES PRATA**  
(Engenheiro Autônomo) APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado **MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

  
\_\_\_\_\_  
Profa. Titular **MARIA DO CARMO CALJURI**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*A sabedoria é vã, sem o amor.*

Dedico este trabalho à minha esposa pelo apoio e incentivo mesmo durante minhas ausências.

## **AGRADECIMENTOS**

À minha esposa pelo incentivo e apoio durante minhas ausências

Ao Professor Francisco Antonio Rocco Lahr pela orientação, incentivo, amizade e especial atenção dedicada.

Ao professor Carlito Calil Júnior, pela, orientação, amizade e especial atenção dedicada.

À Universidade Estadual de Maringá, ao Departamento de Engenharia Civil e aos colegas de trabalho pela oportunidade de desenvolver este trabalho.

À Prefeitura do Município de Piracicaba e à Cia. Rio Grande de Reflorestamento, pela atenção durante a execução dos trabalhos de campo.

À instituição de fomento, CAPES/PICDT pela concessão da bolsa de estudos, à FAPESP pelo apoio financeiro e à EESC/USP-SET-LaMEM por colocar à minha disposição os recursos necessários.

À equipe de funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras da EESC/USP : Aparecido Galindo, Arnaldo Floro de Souza, Jaime Galindo, José Francisco do Nascimento Filho, Sílvio A. Ferro, Roberto Galindo, Tânia M. Ferreira e, Luís E. Bragatto, pelo apoio técnico, convívio e amizade.

## RESUMO

PIGOZZO, J. C. (2004). *Estudos e Aplicações de Barras de Aço Coladas, como Conectores em Placas Mistas de Madeira e Concreto para Tabuleiros de Pontes*. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

As pontes tradicionais de madeira no Brasil, nem sempre atingem as condições plenamente satisfatórias em estradas vicinais, exigem manutenção contínua e a maioria não está adequada ao tráfego pesado usual. As pontes mistas de madeira e concreto destacam-se como alternativa econômica apresenta grande resistência e rigidez além de exigir baixa manutenção. Neste trabalho os estudos dos tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes desenvolveram-se em três fases: estudo da ancoragem de barras de aço coladas em peças estruturais de madeira; estudo dos conectores de cisalhamento formados por barras de aço coladas na madeira em corpos-de-prova mistos de madeira e concreto e, estudos; construções e análises de protótipos de tabuleiros mistos de madeira e concreto. Nos estudos de ancoragens, as barras de aço com superfície deformada, do tipo CA-50 com tensão de escoamento  $f_{y,k}=500$  MPa, foram coladas em furos com diâmetros maiores, inclinadas de 0°, 45° e 90° em relação às fibras das madeiras. Utilizaram-se quatro tipos de resina epóxi e uma poliuretana, considerando as principais variáveis que influenciam na resistência de ancoragem. Os corpos-de-prova foram construídos com amostragens de madeiras de: *Eucalyptus citriodora* ( $\rho_{12\%}=1000$  kg/m<sup>3</sup>) e *Pinus oocarpa shiede* ( $\rho_{12\%}=550$  kg/m<sup>3</sup>). Os testes de ancoragem apresentam as estimativas das resistências médias obtidas por meio de análise de regressão múltipla e as resistências características, obtidas pelo limite inferior do intervalo de confiança a 90%. Nos estudos dos conectores de cisalhamento utilizaram-se corpos-de-prova mistos, do tipo “push out”, executados com madeira roliça natural de *Eucalyptus citriodora* tratada com CCA e concreto armado de média resistência. Os conectores de cisalhamento, em três variações, foram executados com barras de aço do tipo CA-50 ancoradas na madeira, com a resina epóxi SIKADUR 32 fluido e inclinados de 45° em relação às fibras, os resultados apresentam, as resistências últimas médias, as resistências características; os valores médios e os valores característicos dos módulos de deslizamento da conexão. Nos estudos, projetos e execuções de dois tabuleiros mistos, de madeira e concreto, utilizaram-se toras de *Eucalyptus Citriodora* tratadas com CCA, concreto armado de média resistência e conectores de barras de aço coladas com resina epóxi no formato “X”. Análises estáticas foram realizadas submetendo os tabuleiros às provas de carga, utilizando caminhões. Os deslocamentos na linha central transversal foram medidos e comparados com os valores teóricos calculados usando um modelo de cálculo que considera o tabuleiro misto como uma placa ortotrópica equivalente. Os conectores apresentaram alta resistência; alta rigidez e modo de ruptura uniforme. Os tabuleiros mistos de madeira e concreto apresentaram muito bom desempenho, confirmaram-se as hipóteses fundamentais e o modelo de cálculo proposto.

**Palavras chaves: pontes mistas; ancoragem de barras de aço, adesivos estruturais, conectores de cisalhamento.**

## ABSTRACT

PIGOZZO, J. C. (2004). *Studies and applications of glued-in steel rods on shear connectors in mixed wood-concrete deck bridges..* Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

The traditional timber bridges in secondary roads in Brazil not always meet the requirements of quality, but they also demand continuing maintenance and adequacy to heavy traffic. The mixed wood-concrete Deck Bridges arise as a viable alternative, because of its low construction cost, low maintenance and its high strength and stiffness. In this thesis the mixed wood concrete deck bridge studies was showed in three phases: the experimental pull out strength results of bonded-in steel rods in wood beams studs; the experimental analysis on shear connectors in mixed wood concrete specimens using bonded-in steel bars and, designs; constructions and statistics tests on log-concrete composed decks bridges was presented too. In the anchorage studies the deformed and reinforced CA-50 steel bars, with the minimum yield strength of 500Mpa, were bonded in holes drilled at angles of 0°, 45° and 90° between the rods and on the direction of grain. Four types of epoxy and one polyurethane adhesive were used regarding the influence of the most significant variables. The specimens were made using *Eucalyptus citriodora* ( $\rho_{12\%}=1000 \text{ kg/m}^3$ ) and *Pinus oocarpa shiede* ( $\rho_{12\%}=550 \text{ kg/m}^3$ ) beams. The pull out tests presents the median strength results estimated by multiple regression analysis and the characteristics response estimated by the lower range in 90% of the confidence interval. In the shear connections studies were carried using specimens of push out tests type made of logs of *Eucalyptus Citriodora* treated with CCA and medium strength reinforced concrete. The shear connectors, in three shapes, were made with CA-50 steel bars bonded-in wood with SIKADUR 32 fluid epoxy resin, with 45° angles between the rods and on the direction of grain. The results presents the ultimate limit strength median, the characteristics strength, the slip modulus medians and the characteristics slip modulus. In the studies, designs and executions of two mixed wood-concrete decks bridge were used made of logs of *Eucalyptus citriodora* treated with CCA, medium strength reinforced concrete, and bonded-in steel CA-50 rods, as shear connectors in “X” format. Same static loads test on the bridges was carried out using a truck. Deflections in the medium span transversal directions were measured and analytically predicted using an equivalent orthotropic plate model. The shear connectors showed high ultimate strength and stiffness and, uniforms failure mode. The results showed a very good performance to the composed log-concrete deck bridges, it confirms the fundamental hypothesis and calculus model suggested.

**Keywords: log-concrete composite deck bridge; bonded-in steel rods; structural adhesives; shear connectors.**

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA (1) -	Tabuleiro formado por pranchas transversais.	3
FIGURA (2) -	Tabuleiro com pranchas longitudinais.	3
FIGURA (3) -	Tabuleiro com pranchas superpostas formando ângulos de 45° com o eixo longitudinal da ponte.	4
FIGURA (4) -	Deterioração e apodrecimento precoce de algumas pranchas do tabuleiro sem tratamento.	5
FIGURA (5) -	Deterioração das longarinas tratadas, após rachaduras provocadas pela retração da madeira.	5
FIGURA (6) -	Presenças de terra e fungos nos apoios das longarinas e no tabuleiro.	6
FIGURA (7) -	Vista de um tabuleiro construído com baixa tecnologia e sem manutenção.	6
FIGURA (8) -	Tabuleiro protendido transversalmente, de seção T, com vigas laminadas coladas e revestimento asfáltico.	9
FIGURA (9) -	Detalhe de união das placas do tabuleiro de MLC montado sobre vigas de MLC.	10
FIGURA (10) -	Tabuleiros com lajes de concreto pré moldado	10
FIGURA (11) -	(a) Ponte de Borborema-SP; (b) detalhes do tabuleiro.	11
FIGURA (12) -	Comparação do peso próprio de três pisos: 1) somente madeira; 2) madeira e concreto e 3) somente concreto, considerando uma carga de serviço de 2,5 kN/m <sup>2</sup> .	12
FIGURA (13) -	Seção do tabuleiro misto com peças roliças naturais proposto por Nolan.	13
FIGURA (14) -	Deslocamentos verticais no centro de vigas compostas. (a) conexão rígida e (b) conexão flexível.	18
FIGURA (15) -	Grupos (a), (b), (c) e (d): classificação dos conectores segundo sua rigidez.	20
FIGURA (16) -	Modelo de um conector com entalhe e esforços atuantes no nicho de concreto da superfície de interação.	21
FIGURA (17) -	Conector contínuo formado com malha de aço colada à madeira.	21
FIGURA (18) -	Corpos-de-prova de Matthiesen , com conectores de pinos de aço.	24
FIGURA (19) -	Conexões de barras coladas inclinadas. (a) conexão Russa; (b) conexão proposta por Madsen.	26
FIGURA (20) -	Corpos-de-prova de tração com conexões em “V”.	26

FIGURA (21) -	Corpos-de-prova de cisalhamento com conexões em “V”.	27
FIGURA (22) -	Diagrama carga versus deslocamento para solicitações de cisalhamento em conexões “V”.	27
FIGURA (23) -	Equilíbrio de esforços na conexão “V”.	28
FIGURA (24) -	Curvas de carga versus deslocamento correspondentes de vários conectores.	30
FIGURA (25) -	Módulo de deslizamento obtido do diagrama carga versus deslocamento para conectores de cisalhamento.	31
FIGURA (26) -	Comparações de módulos de deslizamento para vários conectores.	32
FIGURA (27) -	Corpos-de-prova de Richart e Willians.	34
FIGURA (28) -	Corpo-de-prova sugerido por Ceccotti.	35
FIGURA (29) -	Corpo-de-prova de cisalhamento de madeira e concreto utilizado por Souza.	35
FIGURA (30) -	Corpo-de-prova utilizado por Soriano.	36
FIGURA (31) -	Corpo-de-prova de cisalhamento para aço e concreto. BS 5400.	36
FIGURA (32) -	Corpo-de-prova de cisalhamento para aço e concreto.	37
FIGURA (33) -	Corpos-de-prova utilizado por Nicolas.	38
FIGURA (34) -	Corpos-de-prova utilizado por Soriano.	38
FIGURA (35) -	Corpo-de-prova utilizado em ensaios preliminares. Matthiesen.	39
FIGURA (36) -	Detalhes dos corpos-de-prova e das armaduras utilizadas por Matthiesen na segunda série de ensaios aço.	39
FIGURA (37) -	Detalhes e dimensões do corpo-de-prova utilizado por Matthiesen na terceira série de ensaios.	40
FIGURA (38) -	Corpo-de-prova de cisalhamento utilizado por Ballerini, Crocetti e Piazza.	41
FIGURA (39) -	Viga de seção composta de madeira e concreto utilizada por Tacitano em simulação numérica.	42
FIGURA (40) -	Relações entre $EI_{ef}$ versus $K_{eq}$ .	43
FIGURA (41) -	Relações entre $K_{eq}$ versus Flecha.	43
FIGURA (42) -	Relações entre $EI_{ef}$ versus $K$ para variações de espaçamentos entre conectores.	44
FIGURA (43) -	Relações entre o Fator de interação e o vão livre de vigas mistas de seção T.	44
FIGURA (44) -	Relações entre $EI_{ef}$ versus $K_{eq}$ , para vigas mistas de seção T, considerando variações de vão livre.	45
FIGURA (45) -	Exemplos de aplicação de barras de aço coladas.	46
FIGURA (46) -	Diagramas: tensão de cisalhamento de resinas versus temperatura e diagrama de carga versus deformação em temperatura de 70°C.	49
FIGURA (47) -	Distribuição de tensões ao longo da barra colada.	53
FIGURA (48) -	Relação entre resistência de ancoragem e comprimento de ancoragem.	53

FIGURA (49) -	Formas de solicitações axiais das barras coladas.	62
FIGURA (50)	Ponte Omar Bridge, madeira e concreto, construída em 1932.	76
FIGURA (51) -	Tabuleiro da ponte mista sobre o rio Orbe, Suíça.	78
FIGURA (52) -	Detalhes dos entalhes, do conector e do tabuleiro misto da ponte sobre o rio Orbe.	78
FIGURA (53) -	Ponte Maria River – Austrália.	79
FIGURA (54) -	Seção de um tabuleiro misto com peças roliças.	79
FIGURA (55) -	Componentes A e B da resina Sikadur 32 fluido, em embalagem de polietileno prontos para serem misturados no canteiro de obras.	89
FIGURA (56) -	Operação de aplicação da resina em canteiro de obras.	90
FIGURA (57) -	Técnica de colagem para posições horizontais ou com poucas inclinações.	90
FIGURA (58) -	Seção transversal de cálculo.	97
FIGURA (59) -	Seção transversal e tensões internas na seção mista.	98
FIGURA (60) -	Detalhes para o cálculo da rigidez de borda na primeira viga.	101
FIGURA (61) -	Acréscimo de rigidez de borda.	101
FIGURA (62) -	Posição do trem-tipo para a força cortante máxima.	104
FIGURA (63) -	Variação do espaçamento entre os conectores ao longo da viga mista.	105
FIGURA (64) -	Formas de ruptura de ancoragens na madeira.	109
FIGURA (65) -	Ancoragens com a resina poliuretana e expansão da resina.	110
FIGURA (66) -	Cisalhamento da resina poliuretana.	111
FIGURA (67) -	(a) ruptura da madeira de <i>Pinus oocarpa</i> na extremidade externa do furo, em ancoragem paralela às fibras; (b) aspectos da ruptura por perda de adesão nas barras de aço.	112
FIGURA (68) -	(a) aspecto vítreo da resina epóxi Sikadur 32 Fluído; (b) ruptura da adesão nas barras de aço, independentemente dos diâmetros das barras e dos comprimentos de ancoragem.	113
FIGURA (69) -	(a) efeito plástico da mistura inadequada dos componentes da resina epóxi; (b) drenagem de resina por fissuras internas na madeira e (c) efeito da absorção da resina em <i>Pinus oocarpa</i> .	113
FIGURA (70) -	(a) presença de bolhas de ar na linha de cola e (b) falhas de preenchimento entre a barra e a parede do furo.	114
FIGURA (71) -	Falhas de continuidade dos filetes superficiais na barra de aço.	114
FIGURA (72) -	Comportamento da ancoragem à 0°; 45° e 90° em relação às fibras da madeira <i>Pinus oocarpa</i> , utilizando a resina epóxi Compound Injeção.	115
FIGURA (73) -	Comparação de rigidez da ancoragem para dois ciclos de solicitação, em madeira de <i>Pinus oocarpa</i> .	116
FIGURA (74) -	Comportamento da rigidez de ancoragem nas direções 0°; 45° e 90° em <i>Pinus oocarpa</i> , seco ao ar.	116

FIGURA (75) - Resultados comparativos de resistências de ancoragem para o Pinus oocarpa e o Eucalipto citriodora.	7
---	---

## LISTA DE TABELAS

TABELA (1) - Conectores de aço ensaiados por Nicolas.	23
TABELA (2) - Conectores utilizados por Soriano, segunda série de ensaios.	23
TABELA (3) - Conectores utilizados por Matthiesen.	24
TABELA (4) - Fator de modificação para redução de resistência de ancoragem para barras agrupadas.	59
TABELA (5) - Relações entre os adesivos e o modo de ruptura	65
TABELA (6) - Resinas utilizadas para ancoragem das barras de aço nos experimentos desenvolvidos	89
TABELA (7) - Valores da rigidez de ancoragem, nas vigas V6; V15 e V16.	117

## **LISTA DE SIGLAS**

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas

AEP - Programa de cálculo estrutural (Análise Estrutural de Placas)

BS - British Standards Institution

CCA- solução preservativa à base de arseniato de cobre cromatado

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos

EP - Epóxi

EUROCODE - Documento Normativo Europeu

FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo

FPL - Forest Product Laboratory

GRFP - Polímeros reforçados com fibras de vidro

ISO - Código normativo internacional

LaMEM - Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira

MEF - Método dos elementos finitos

MLC - Madeira laminada colada

NBR- Norma Brasileira Registrada

OTB - programa para o cálculo estrutural (Orthotropic Timber Bridges)

PRF - Fenol resorcinol formoldeido

PUR - Poliuretana

SAP 2002 - Programa para o cálculo estrutural, (Structure Analysis Program),  
ano 2002, versão 7.0

SET - Departamento de Engenharia de Estruturas

USP - Universidade de São Paulo

## LISTA DE SÍMBOLOS

### 1.0 – SÍMBOLOS GREGOS

$\alpha$  - nível de confiança

$\delta_v$  - deslocamento vertical

$\varepsilon_N$  - deformação axial.

$\varepsilon_F$  - deformação de flexão.

$\varepsilon_A$  - deformação no lado tracionado

$\varepsilon_B$  - deformação no lado comprimido

$\varepsilon_{cs}(t)$  - deformações de retração no tempo t observado

$\varepsilon_{cc}(t)$  - deformações de fluência no tempo t observado

$\gamma$  - deformações de cisalhamento

$\gamma_c$  - fator de redução da inércia da placa de concreto

$\gamma_w$  - fator de redução da inércia na viga de madeira

$\gamma_{w/c}$  - coeficiente de ponderação da resistência à compressão paralela às fibras da madeira

$\gamma_G$  - coeficiente de ponderação para ações permanentes

$\gamma_Q$  - coeficiente de ponderação para ações diretas variáveis

$\varphi$  - coeficiente de impacto vertical

$\lambda$  - esbeltez da ancoragem

$\mu$  - valor médio de um determinado tratamento ou amostra

$\rho$  - densidade aparente da madeira

$\rho_{12\%}$  - densidade aparente da madeira seca ao ar

$\sigma$  - tensões normais devido a flexão ou forças axiais

$\sigma^2$  - variância de uma amostra

$\sigma_c(t_0)$  - tensões iniciais no concreto no tempo  $t_0$

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

$\sigma_G$  - tensão devido a carga permanente

$\sigma_{m,c}$  - tensão normal na extremidade da área de concreto devido ao momento fletor  
 $\sigma_{m,w}$  - tensão normal na extremidade da área de madeira devido ao momento fletor  
 $\sigma_{Q1}$  - tensão devido a carga accidental  
 $\sigma_w$  - tensão normal no centróide da área madeira devido a força normal  
 $\tau$  - tensões devido a forças cisalhantes  
 $\tau_{G,w}$  - tensão de cisalhamento na madeira devido a carga permanente  
 $\upsilon$  - grau de liberdade  
 $\nu$  - coeficiente de Poisson  
 $\psi_0$  - coeficiente de combinação de ações diretas variáveis

## 2.0 - SIMBOLOS ROMANOS

A - forças de atrito  
 $A_c$  - área da seção transversal do concreto;  
 $A_i$  - área do diagrama de forças cortantes no trecho de comprimento  $L_i$   
 $A_{c1}$  - seção transversal de concreto no guarda-rodas  
 $A_a$  - área de ancoragem ou superfície de ancoragem da barra de aço  
 C - constante de mola para o engastamento elástico  
 CP - corpo-de-prova  
 D - diâmetro do furo na madeira  
 $D_x$  - rigidez à flexão na direção x, por unidade de comprimento  
 $D_y$  - rigidez à flexão na direção y, por unidade de comprimento  
 $D_{xy}$  - rigidez à torção das vigas de madeira somado à rigidez de torção da placa de concreto  
 $E_c$  - módulo de elasticidade a compressão do concreto  
 $E_{c,i}$  - módulo de elasticidade tangente inicial  
 $E_{c,0}$  - módulo de elasticidade da madeira na compressão paralela.  
 $E_s$  - módulo de elasticidade do aço  
 $(E_L)_{eq}$  - módulo de elasticidade equivalente na direção x  
 $(E_T)_{eq}$  - módulo de elasticidade equivalente na direção y  
 $EI_{ef}$  - rigidez efetiva do tabuleiro misto na direção longitudinal  
 $EI_w$  - rigidez total do tabuleiro de madeira na direção longitudinal  
 F - distribuição F de Snedecor

- F – força aplicada
- $F_k$  - resistência característica de um conector
- $F_{\text{máximo}}$  - resistência máxima do corpo-de-prova
- $F_u$  - resistência última do corpo-de-prova
- $F_{u,m}$  - resistência última média de um conector de cisalhamento
- $F_{0,002}$  - força aplicada correspondente à deformação específica  $\varepsilon = 2 \%$
- $F_{1,d}$  - força cisalhante de calculo em um conector.
- $F_{1,u}$  - resistência última de cisalhamento para um conector
- $G_c$  - módulo de resistência transversal do concreto
- $(G_{LT})_{eq}$  - módulo de elasticidade transversal da placa equivalente
- GL - graus de liberdade
- $H_0$  - hipótese  $H_0$
- $H_1$  - hipótese  $H_1$
- $I_c$  - momento de inércia da seção transversal de concreto
- $I_{c1}$  - momento de inércia do concreto na seção do guarda-rodas
- $I_{c eq}$  - momento de inércia equivalente a  $I_{c1}$
- $I_w$  - momento de inércia da seção transversal de madeira
- K - módulo de deslizamento dos conectores alinhados na mesma seção transversal
- $K_m$  - módulo de deslizamento médio de um conector de cisalhamento
- $K_k$  - módulo de deslizamento característico de um conector de cisalhamento
- $K_{mod}$  - coeficiente de modificação
- L – comprimento considerado
- L - vão efetivo da viga
- L - comprimento de ancoragem da barra de aço, correspondente a dez filetes transversais.
- L - comprimento do tabuleiro
- L - comprimento de um determinado trecho do tabuleiro, na direção longitudinal
- $L_1$  - comprimento do filete longitudinal da barra de aço
- $L_2$  - comprimento do filete transversal da barra de aço
- M - momento fletor na seção considerada;
- $M_{mee}$  - momento de engastamento elástico
- $M_G$  - momento fletor devido a carga permanente
- $M_{Q1}$  - momento fletor devido a carga acidental
- $M_x$  - momento fletor na direção longitudinal da placa ortotrópica

- $M_y$  - momento fletor na direção transversal da placa ortotrópica
- $N$  - componente normal de forças
- $P$  - peso da roda do veículo utilizado na prova de carga
- $PC$  - prova de carga
- $QM$  - quadrado médio
- $R$  - resultante de forças
- $R^2$  - coeficiente de correlação múltipla
- $RA_{0^\circ}$  - resistência de ancoragem na direção das fibras da madeira
- $RA_{45^\circ}$  - resistência de ancoragem na direção  $45^\circ$  em relação às fibras da madeira
- $RA_{90^\circ}$  - resistência de ancoragem na direção  $90^\circ$  em relação às fibras da madeira
- $RA_{m,0^\circ}$  - resistência média de ancoragem na direção das fibras da madeira
- $RA_{m,45^\circ}$  - resistência média de ancoragem na direção  $45^\circ$  em relação às fibras da madeira
- $RA_{m,90^\circ}$  - resistência média de ancoragem na direção  $90^\circ$  em relação às fibras da madeira
- $RA_{k,0^\circ}$  - resistência característica de ancoragem na direção das fibras da madeira
- $RA_{k,45^\circ}$  - resistência característica de ancoragem na direção  $45^\circ$
- $RA_{k,90^\circ}$  - resistência característica de ancoragem na direção  $90^\circ$
- $RA_{estimado}$  - resistência média de ancoragem
- $RA_{T1}$  - resistência de ancoragem com o tratamento T1
- $RA_{T2}$  - resistência de ancoragem com o tratamento T2
- $RA_{T3}$  - resistência de ancoragem com o tratamento T3
- $RA_{T4}$  - resistência de ancoragem com o tratamento T4
- $R_v$  - reação vertical
- $S$  - desvio padrão da regressão
- $SQ$  - soma de quadrados
- $T$  - tratamento superficial da barra de aço
- $U$  - umidade média contida na madeira
- $V$  - viga de madeira
- $V$  - força de cisalhamento na seção considerada
- $V$  - componente vertical de forças
- $V_G$  - força cortante devida a carga permanente.
- $V_{red}$  - força cortante reduzida nos apoios
- $V_x$  - força cortante na direção longitudinal da placa ortotrópica
- $V_y$  - força cortante na direção transversal da placa ortotrópica
- $V_{Q1}$  - força cortante devido a carga acidental

## SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	1
<b>1.1 – Tabuleiros de Pranchas</b>	3
1.1.1 – Principais Problemas Encontrados nos Tabuleiros de Pranchas	4
<b>1.2 – Outros Tabuleiros de Pontes</b>	7
1.2.1 – Tabuleiro Laminado Protendido	8
1.2.2 – Tabuleiros de Madeiras Laminadas Coladas	9
1.2.3 – Tabuleiros de Concreto Pré-Moldado	10
1.2.4 – Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto	11
<b>1.3 – Os Conectores de Barras de Aço Coladas em “X”</b>	13
<b>1.4 – Objetivos do Trabalho Proposto</b>	15
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
<b>2.1 – Introdução</b>	17
<b>2.2 – Conectores Usuais em Estruturas Mistas de Madeira e Concreto</b>	19
2.2.1 – Estudos dos Conectores para Estruturas Mistas de Madeira e Concreto no Brasil	21
<b>2.3- Os Conectores com Barras de Aço Coladas</b>	24
<b>2.4 – O Módulo de Deslizamento dos Conectores Utilizados em Estruturas com Seções Compostas</b>	29
2.4.1 – Modelos de Corpos-de-prova Utilizados para Determinação do Módulo de Deslizamento dos Conectores	34
2.4.2 – Influências do Módulo de Deslizamento na Rigidez Efetiva das Peças Estruturais Compostas	41
<b>2.5- O Comportamento das Resinas Estruturais e da Ancoragem de Barras de Aço Coladas em Peças Estruturais de Madeira</b>	45
<b>2.6 - Os Estudos das Vigas E Painéis de Madeira e Concreto</b>	66
2.6.1 - Os Estudos das Vigas e Painéis de Madeira e Concreto Desenvolvidos no Brasil	71
<b>2.7 – Os Estudos dos Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto Para Pontes</b>	75
<b>2.8 – Conclusões da Revisão Bibliográfica</b>	81

2.8.1 – Com Relação à Ancoragem de Barras de Aço Coladas	81
2.8.2 – Com Relação aos Conectores de Cisalhamento	84
2.8.3 – Com Relação às Vigas e Painéis Mistos de Madeira e Concreto	85
2.8.4 – Com Relação aos Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto	86
<b>3.0 – MATERIAIS E METODOLOGIAS UTILIZADAS</b>	87
<b>3.1 - Materiais Utilizados</b>	87
3.1.1- Madeiras	87
3.1.2- Barras de Aço	88
3.1.3- Resinas Estruturais Utilizadas	88
<b>3.2 - Técnicas para Aplicação das Resinas Epóxis</b>	89
<b>3.3 – Estudo da Ancoragem de Barras de Aço Coladas em Pinus Oocarpa e Eucalipto Citriodora</b>	91
<b>3.4 - Estudos dos Conectores de Cisalhamento Formados por Barras de Aço Coladas</b>	93
<b>3.5 – Estudos, Construções e Ensaio dos Protótipos de Pontes com Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto</b>	94
<b>3.6- Metodologia para o Cálculo, Dimensionamento e Verificações dos Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto</b>	96
3.6.1- O Modelo de Viga Equivalente	96
3.6.2 – O Modelo da Placa Ortotrópica Equivalente	99
3.6.3 – O Enrijecimento de Borda	100
3.6.4 – Tensões Resultantes na Laje Equivalente e Força Cisalhante nos Conectores Alinhados em uma Seção	101
3.6.5 – Força Cisalhante nos Conectores	103
3.6.6 – Considerações sobre as Variações dos Espaçamentos entre os Conectores	105
<b>3.7- Análises Estatísticas Utilizadas</b>	106
<b>4 – RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES</b>	109
<b>4.1 – O Comportamento das Resinas e da Ancoragem das Barras de Aço Coladas</b>	109
4.1.1 – Formas de Ruptura da Ancoragem das Barras de Aço Coladas com as Resinas Estruturais Estudadas	109
4.1.2 – O Comportamento da Resina Poliuretana de Óleo de Mamona	110
4.1.3 – Os Comportamentos das Resinas Epóxis Estudadas	111
4.1.4 – Possíveis Falhas de Colagens	113

<b>4.2- Resultados dos Estudos de Ancoragem de Barras de Aço</b>	114
4.2.1 – Comportamento das Ancoragens com Resinas Epóxi	115
4.2.2 – Influências das Propriedades Mecânicas das Madeiras nas Respostas de Ancoragens	117
4.2.3 – Influências das Principais Variáveis Significativas Sobre as Resistências de Ancoragens	118
<b>4.3 – Resultados dos Estudos de Conectores de Barras de Aço Coladas</b>	119
<b>4.4 – Resultados dos Estudos dos Protótipos de Tabuleiro Misto de Madeira e Concreto</b>	121
<b>5 – CONCLUSÕES</b>	124
<b>5.1 – Com Relação às Aplicações das Resinas Epóxis</b>	124
<b>5.2 – Com Relação à Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas</b>	125
<b>5.3 – Com Relação aos Conectores de Barras de Aço Coladas no Formato “X”</b>	127
<b>5.4 – Com Relação aos Protótipos de Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto</b>	128
<b>5.5 – Com Relação a Continuidade dos Trabalhos Analíticos e Experimentais</b>	129
5.5.1- Com Relação à Continuidade dos Estudos de Ancoragem de Barras de Aço Coladas	129
5.5.2- Com Relação à Continuidade dos Estudos dos Conectores Formados por Barras de Aço Coladas	130
5.5.3- Com Relação à Continuidade dos Estudos dos Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto	130
<b>6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	131
<b>APÊNDICE A – Avaliação da Área da Superfície de Ancoragem das Barras de Aço CA-50</b>	141
<b>APÊNDICE B – (Experimento 1) – Avaliação dos Efeitos da Variação da Umidade e Espessuras da Linha de Cola sobre a Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas Perpendiculares às Fibras, em Eucalipto Citriodora, Utilizando Três Resinas Estruturais</b>	145
<b>APÊNDICE C - (Experimento 2) - Avaliação dos Efeitos da Variação da Umidade e da Espessura da Linha de Cola sobre a Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas Perpendiculares às Fibras, em Pinus oocarpa, Utilizando Quatro Resinas Estruturais</b>	157

<b>APÊNDICE D</b> – (Experimento 3) – Avaliação dos Efeitos da Variação da Umidade Contida e da Área de Ancoragem sobre a Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas em Três Direções em Relação às Fibras; em Pinus Oocarpa, Considerando Quatro Resinas Estruturais	171
<b>APÊNDICE E</b> – (Experimento 4) – Avaliação do Efeito da Variação dos Diâmetros das Barras, sobre a Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas, em Três Direções em Relação às Fibras, em Madeira de Pinus Oocarpa, Utilizando a Resina Epóxi Compound Injeção.	195
<b>APÊNDICE F</b> – (Experimento 5) – Determinação da Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas, em Três Direções em Relação às Fibras da Madeira, para uma Amostragem de Vigas de Pinus Oocarpa, Utilizando a Resina Epóxi Compound Injeção	213
<b>APÊNDICE G</b> – (Experimento 6) – Determinação da Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas à 45°, para uma Amostragem de Vigas Roliças Naturais de Eucalipto citriodora, Tratadas com CCA, Utilizando a Resina Epóxi Sikadur 32 Fluido	231
<b>APÊNDICE H</b> – (Experimento 7) – Avaliação do Efeito de Tratamentos Superficiais e Variações de Umidades Após a Colagem, Sobre a Resistência de Ancoragem de Barras de Aço Coladas Perpendiculares às Fibras, em Vigas de Eucalipto Citriodora, Utilizando Resina Epóxi Sikadur 32 Fluido	241
<b>APÊNDICE I</b> – (Experimento 8) – Estudo do Comportamento dos Conectores de Barras de Aço Coladas em Corpos-de-prova de Madeira e Concreto	263
<b>APÊNDICE J</b> – (Experimento 9) – Avaliação da Resistência Última e do Módulo de Deslizamento para Conectores de Barras De Aço Coladas, em Amostragem de Vigas Roliças de Eucalipto Citriodora Tratadas com CCA, Utilizando a Resina Epóxi Sikadur 32 Fluido	275
<b>APÊNDICE K</b> – (Experimento 10) – Projeto, Construção e Ensaio, do Protótipo “Ponte Florestinha”	307
<b>APÊNDICE L</b> – (Experimento 11) – Projeto, Construção e Ensaio do Protótipo “Ponte Batalha”	323
<b>APÊNDICE M</b> – Características Mecânicas das Madeiras Utilizadas	355
<b>ANEXO A</b> – Estimativa do Percentil 5% Utilizando Intervalos de Confianças da Resposta Média Considerando Variáveis Independentes	359
<b>ANEXO B</b> - Programa OTB, para o Cálculo de Placas Ortotrópicas, Adaptado às Pontes Mistas de Madeira e Concreto	363



## 1- INTRODUÇÃO

Milhares de pessoas atravessam pontes e viadutos todos os dias, cruzando-os por cima ou por baixo, a grande maioria sem nem pensar a respeito. Entretanto o refinamento tecnológico atingido pelo homem na construção de tais estruturas confere às mesmas um valor e um significado quase místico: são obras que representam a capacidade do homem de vencer desafios.

A história da civilização e do progresso dos povos está relacionada à história da construção de pontes. Pontes de madeira, de pedras, de cordas, tijolos, aço ou concreto, têm que resistir a terremotos, ventos fortes, variações de temperaturas, impactos e, além do mais, receber trânsito de veículos cada vez mais pesados. Todas têm em comum a necessidade de uma plataforma para servir de passagem.

O custo de uma ponte de madeira executada com técnicas atualizadas é baixo, sua construção é relativamente fácil e sua durabilidade pode ser amplamente satisfatória. A construção de uma pequena ponte em uma estrada vicinal poderá modificar completamente a geografia e a economia de uma população ou região. O número dessas pontes poderá ser tão grande que a somatória de seus custos e do trabalho a desenvolver para executá-las atinge o valor e a envergadura das grandes pontes. Assim, é da maior relevância aperfeiçoar a arte de projetar, especializar o cálculo e as técnicas construtivas destas pequenas pontes.

As pontes de madeira no Brasil, com algumas exceções, foram construídas com pouco ou nenhum conhecimento tecnológico o que resultou em estruturas de vida útil reduzida e de segurança duvidosa. Nem sempre atingem as condições plenamente satisfatórias em estradas vicinais e ainda menos para competir com pontes metálicas ou de concreto armado, nas auto-estradas.

Exemplos da má utilização da madeira no Brasil, podem ser observados em todas as regiões disseminando o preconceito em relação ao seu uso, como material estrutural de uso permanente, perante a sociedade. A madeira é abundante, versátil e

facilmente obtida. Se tecnicamente manipulada e protegida de desastres naturais causados por incêndios, insetos ou doenças, as florestas durarão para sempre, o ciclo de regeneração pode facilmente superar o volume a ser retirado. A idéia equivocada de que a madeira tem uma vida útil curta, que entra em combustão com facilidade e que é susceptível ao apodrecimento e ao ataque de insetos sob condições específicas, tem negligenciado a madeira como material de construção, que passa a ser material durável quando utilizado com tecnologia e tratamento preservativo. Grandes peças de madeira têm maior resistência ao fogo do que outros materiais em condições severas de exposição a altas temperaturas e, com tratamento químico, esta resistência ainda pode ser aumentada. A madeira pode, também, ser efetivamente protegida contra a deterioração por períodos de trinta anos ou mais. Além disso, a madeira quando tratada com preservativos, requer manutenções menos freqüentes e menos dispendiosas.

Com a necessidade de substituição ou reforma das pontes existentes e construídas inadequadamente, além da grande demanda por pontes de pequenos e médios portes nas estradas vicinais nas novas regiões agrícolas, o Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras, LaMEM, do Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC, com a preocupação e a certeza de alcançar condições mais favoráveis, vem estimulando, desde 1969, o desenvolvimento do cálculo e da execução de pontes de madeira. Atualmente com o projeto integrado de pesquisas: “Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o estado de São Paulo: Tecnologia para a Sociedade”, dá continuidade a esses estudos para conseguir estruturas com baixo custo de construção e manutenção, com grande durabilidade e que ofereçam segurança compatível à de outros materiais estruturais.

Deve-se observar também que a escassez de madeiras nativas no Estado de São Paulo tem contribuído para o desenvolvimento de pesquisas e aplicações de espécies de madeiras reflorestadas dos gêneros *Eucalyptus* e *Pinus*. As aplicações racionalizadas destas madeiras vêm ampliando significativamente o potencial de utilização das estruturas de madeira com custos bastante reduzidos quando comparados a outros materiais estruturais.

No desenvolvimento das pontes, uma das partes fundamentais é o tabuleiro, parte da superestrutura que forma a pista de rolamento e distribui as cargas das rodas dos veículos para as vigas principais. Os tabuleiros mais utilizados são apresentados a seguir:

## 1.1 – TABULEIROS DE PRANCHAS

Durante muitas décadas o sistema estrutural mais adotado para os tabuleiros de pontes foi o sistema de pranchas de madeira serradas, apoiadas transversalmente sobre as longarinas, conforme a Figura 1. No Brasil ainda é o sistema mais utilizado.



Figura 1 – Tabuleiro formado por pranchas transversais. Fonte LaMEM.

As pranchas transversais, com espessuras entre 6 a 10 cm e larguras 16 a 30 cm, são fixadas deitadas, diretamente nas vigas principais de madeira, com pregos ou parafusos. Outras pranchas são posicionadas na direção longitudinal, com a finalidade de orientar o rodado dos veículos e proteger o tabuleiro de desgastes excessivos, provocados pela intempérie e pelo tráfego pesado.

De forma análoga, porém menos freqüente, pranchas serradas com maiores dimensões, podem ser posicionadas longitudinalmente, apoiadas em transversinas, conforme a Figura 2, a seguir:

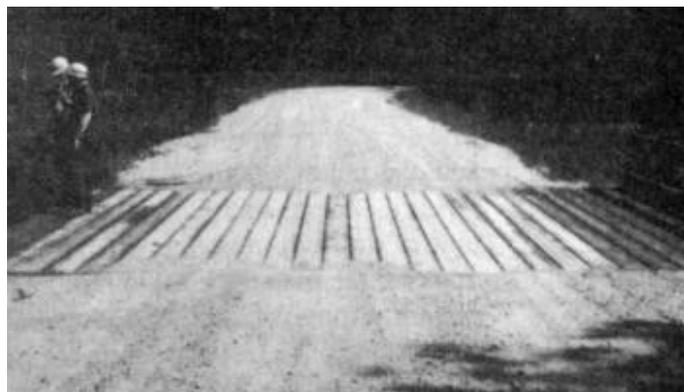


Figura 2 – Tabuleiro com pranchas longitudinais. Fonte: LaMEM.

Um outro tipo de tabuleiro formado com pranchas de madeira é o constituído por duas camadas ortogonais de pranchas superpostas formando ângulos de 45 graus com o eixo longitudinal da ponte, Figura 3. Este sistema permite um enrijecimento no plano tabuleiro quando nos cruzamentos das peças, as duas camadas são solidarizadas entre si com pregos, parafusos ou cavilhas.



Figura 3 – Tabuleiro com pranchas superpostas formando ângulos de 45° com o eixo longitudinal da ponte. Fonte: LaMEM.

### **1.1.1 - PRINCIPAIS PATOLOGIAS ENCONTRADOS NOS TABULEIROS DE PRANCHAS**

As peças utilizadas nos tabuleiros de pranchas serradas normalmente são de madeiras duras, com alta resistência à abrasão e ao apodrecimento. Mesmo assim, problemas de execução persistem por falta de aplicação da tecnologia disponível. Espécies consagradas são substituídas sem critério ou detalhes construtivos inadequados são adotados, provocando patologias, como:

a) Os movimentos dinâmicos originados pelo tráfego, em pouco tempo, provocam soltura das pranchas, principalmente se forem pregadas. Quando as longarinas são roliças ou com empenamentos, com curvaturas ou torcidas, as ondulações formadas no plano do tabuleiro não permitem o perfeito alinhamento das pranchas transversais, dificultando ainda mais as fixações e favorecendo a soltura.

b) A falta de impermeabilização superficial das pranchas acelera a deterioração provocada pela intempérie e o conseqüente desgaste superficial.

c) No Brasil, ainda é prática comum a não utilização de tratamento preservativo contra a demanda biológica nas pranchas dos tabuleiros, pois a maioria das espécies

utilizadas são de alta densidade e resistentes à abrasão e conseqüentemente pouco permeável a esses tratamentos. Dessa forma, sem o tratamento, as regiões do alburno, mais porosas e mais sensíveis, expostas em um ambiente de calor com grande umidade relativa do ar ficam sujeitam-se à presença de fungos e ao ataque de insetos, que as deterioram precocemente.



Figura 4 - (a) e (b), deterioração e apodrecimento precoce de algumas pranchas do tabuleiro sem tratamento. Ponte Marins, 2002, Piracicaba – SP. Fonte: LaMEM.

d) As pequenas frestas entre as pranchas, que facilitam o escoamento de água, permitem também o acúmulo de terra e umidade nas rachaduras naturais das superfícies das longarinas, provocadas pelas retrações de secagem. Assim, mesmo em vigas tratadas, pode ocorrer o apodrecimento do cerne.

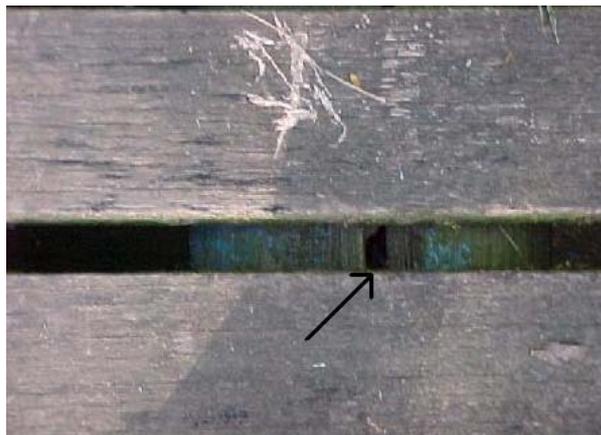


Figura 5 – Deterioração das longarinas tratadas, após rachaduras provocadas pela retração da madeira. Ponte Marins, 2002, Piracicaba – SP. Fonte: LaMEM.

e) Os espaçamentos entre as pranchas permitem também o acúmulo de terra sobre as transversinas de apoio, favorecendo a deterioração precoce destas vigas, e das regiões dos apoios.



Figura 6 - Presenças de terra e fungos nos apoios das longarinas e no tabuleiro.  
Fonte: LaMEM.

f) Em tabuleiros com pranchas superpostas a 45°, a ausência dos tratamentos de preservação e impermeabilização associados ao maior tempo de permanência de umidades elevadas entre as camadas, acelera a decomposição dessas pranchas, além de favorecer a ocorrência de empenamentos e rachaduras na camada superficial.

Os tabuleiros de pranchas serradas são os que apresentam maiores problemas, exigem manutenção contínua e têm pequena vida útil. No Brasil, além dos problemas decorrentes da não utilização dos recursos técnicos disponíveis, salvo algumas exceções, não existem programas oficiais de manutenção preventiva das pontes de madeira para estradas vicinais, normalmente as ações são corretivas na iminência de paralisação do tráfego.

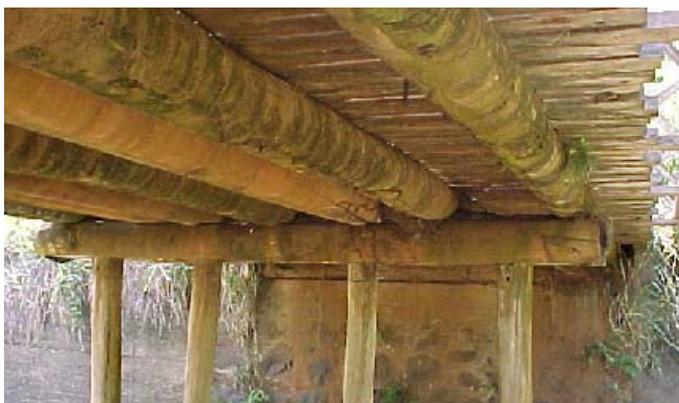


Figura 7 - Vista de um tabuleiro construído com baixa tecnologia e sem manutenção.  
Fonte LaMEM.

Yttrup e Nolan (1996) em estudos sobre a performance das pontes de madeira na Tasmânia - Austrália, comentam que as combinações de vários aspectos como: a baixa durabilidade da maioria das espécies de madeira; as altas incidências de chuvas; as grandes retrações das madeiras duras e as construções com detalhes técnicos inadequados que permitem deposição de água e terra, causam rápida biodegradação,

problemas de manutenção e menor vida útil. Comentam também, que na Tasmânia, como na Austrália e em todo mundo, os engenheiros de pontes tem apontado o aço e concreto como o material mais adequado para pontes e as pontes de madeira como sendo as primeiras prioridades para substituições. Tradicionalmente o gerenciamento das pontes de madeira, incluindo: manutenção; inspeção e testes de carga, tem sido atribuído a pessoas não totalmente qualificadas. Defendem o gerenciamento técnico das pontes por meio de inspeções periódicas, certificação da capacidade e se necessário, impor limites de cargas e planos de recuperação, utilizando testes reais de carga por meio de solicitações com caminhões carregados, recursos de laboratórios estruturais e modelagens computacionais para prever a real capacidade da ponte e assim, derrubar o velho preconceito de que “se é ponte de madeira deve ser substituída” impondo a questão: “Porquê?”. O gerenciamento técnico deve responder as seguintes perguntas: as pontes são seguras? Qual seria a previsão de vida útil restante? Qual a real avaliação da ponte? E qual o custo de substituição da ponte?

## **1.2 – OUTROS TABULEIROS DE PONTES**

No transcorrer do século XX houve uma gradual renovação da concepção dos tabuleiros, em especial, na Europa, América do Norte, Japão e Austrália. Os progressos nas áreas de tratamentos preservativos permitiram a utilização de madeiras reflorestadas de menores densidades. O desenvolvimento de adesivos estruturais adequados, permitiu a utilização de madeiras recompostas, com maior homogeneidade e melhor comportamento mecânico. O desenvolvimento dos pavimentos asfáltico ou de concreto armado, aplicados sobre as lâminas de madeira, proporciona impermeabilização, regularização e aumento da resistência ao desgaste dos tabuleiros. A evolução da engenharia da madeira, permitiu melhores propriedades mecânicas, com: a classificação das peças estruturais; melhores sistemas de conexões e sistemas de protensão. A utilização de estruturas mistas de madeira com aço ou concreto armado e os reforços com fibras estruturais de polímeros passaram a ser realidades.

As novas concepções de tabuleiros de madeira, permitem com relativa facilidade, vãos livres com até doze metros, atendendo assim a grande maioria das necessidades de pontes para estradas vicinais. Neste caso, o tabuleiro pode ser toda a superestrutura da ponte, não necessitando de apoios intermediários ou escoramentos

durante a construção, são poucos os componentes envolvidos e, portanto, é possível a rápida instalação.

Estas pontes poderão ser construídas com os seguintes sistemas estruturais: tabuleiro laminado protendido, de seção retangular, seção T ou seção celular, com revestimento asfáltico; tabuleiro de madeira laminada colada com revestimento asfáltico; tabuleiro de madeira com placa pré-moldada de concreto armado e tabuleiro misto de madeira-concreto.

Estas alternativas têm em comum um revestimento impermeável, de concreto asfáltico ou de concreto armado, que efetivamente protege as madeiras da chuva, da incidência direta de raios solares, dos desgastes superficiais provocados pelo tráfego pesado, e da deposição de terra ou outros resíduos. Esta fundamental diferença, em relação aos “antigos” tabuleiros de pranchas, proporciona menores custos de manutenção e aumenta a expectativa de vida útil em duas ou três vezes mais, segundo Nolan [ca. 1996], estes tabuleiros podem atingir de 50 a 75 anos, tornando estas pontes permanentes, ao contrario das construções “temporárias”.

### **1.2.1 – TABULEIRO LAMINADO PROTENDIDO**

O conceito de tabuleiros laminados protendidos surgiu no Canadá, na região de Ontário, em 1976, como alternativa para as correções dos problemas apresentados nos tabuleiros laminados pregados, constituídos de pranchas transversais justapostas verticalmente, pregadas umas às outras. Nesta região, a utilização de sal para descongelar a superfície de tráfego, provocava reações químicas com o aço das conexões e conseqüente corrosão. Este problema, somado aos movimentos dinâmicos provocado pelo tráfego pesado, comprometiam o desempenho do tabuleiro. A delaminação, perda da continuidade por separação das lâminas transversais, prejudicava também o sistema de distribuição de cargas, apenas as lâminas imediatamente abaixo das rodas eram solicitadas não havendo transferências de ações para as lâminas adjacentes. A protensão transversal ou longitudinal solucionou o problema da delaminação, proporcionou um comportamento estrutural de laje ortotrópica, aumentou a resistência e a confiabilidade do tabuleiro. Com a pavimentação asfáltica ou de concreto armado, manteve-se a superfície da madeira impermeável e protegida contra a intempérie e os desgastes provocados pelo tráfego.

O sistema de tabuleiros laminados protendidos transversalmente permite vencer vãos de até 12 metros com lâminas de seção transversal retangular com altura até 40cm. Para vãos maiores, o sistema estrutural pode ser o sistema de vigas T, utilizando vigas de madeira laminada colada (MCL) como alma e, lâminas protendidas formando a mesa da seção T. O sistema celular em vigas caixão, as almas podem ser: de madeira laminada colada; madeira compensada ou vigas treliçadas e as mesas, superior e inferior, com lâminas protendidas.

Nos tabuleiros protendidos transversalmente, são usuais lâminas de até seis metros de comprimento. A presença e a freqüência de juntas de topo na mesma seção faz com que o tabuleiro perca rigidez longitudinal e transversal, porém ao se trabalhar com comprimentos comerciais, diminui-se muito o custo da madeira, pode-se intercalar as juntas e minimizar a quantidade delas nas seções mais solicitadas. A presença de uma ou outra lâmina de menor resistência não altera significativamente o comportamento estrutural do conjunto, tornando a estrutura mais confiável.



Figura 8 – Tabuleiro protendido transversalmente de seção T, com vigas laminadas coladas e revestimento asfáltico. (EUA).

### **1.2.2 – TABULEIROS DE MADEIRAS LAMINADAS COLADAS**

O tabuleiro, de madeira laminada colada é de fácil montagem e é executado com alto controle tecnológico, iniciando com a classificação visual e mecânica das lâminas, pode substituir as placas de concreto pré-moldado quando recebe revestimento asfáltico. A Figura 9, a seguir, mostra detalhes dos pinos de aço horizontais colocados para impedir deslocamentos relativos verticais entre as placas. Podem ser montados sobre vigas de madeira, aço ou concreto armado.

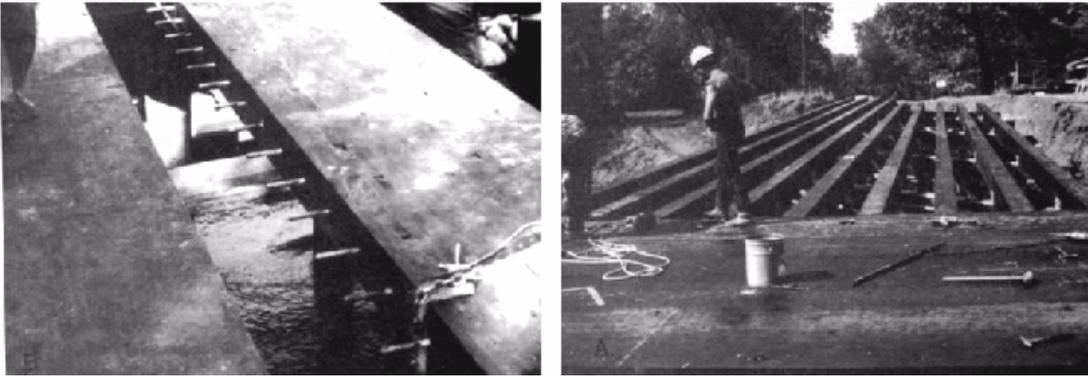


Figura 9 – Detalhe de união das placas do tabuleiro de MLC montado sobre vigas de MLC. Fonte LaMEM.

### 1.2.3 – TABULEIROS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Em pontes de madeira a utilização de tabuleiros de concreto armado pré-moldado é uma das alternativas mais caras, só se justifica pela facilidade de execução e rapidez de montagem, Figura 10.



Figura 10 – Tabuleiros com placas de concreto pré moldado – Suíça.  
(a) Ponte em arco de MLC; (b) Ponte em pórtico. Fonte LaMEM.

No Brasil, a primeira iniciativa registrada, de utilização de concreto em tabuleiros de madeira, foi na ponte de Borborema - SP, sobre o Ribeirão dos Porcos, onde Hellmeister (1974), utilizou tiras de aço com parafusos auto atarrachantes, para fixar as peças roliças de madeira tratada sobre as longarinas. O concreto foi utilizado como elemento de regularização da superfície, impermeabilizando e protegendo a madeira, Figura 11. Nessa proposta embora o concreto e a madeira não trabalhassem juntos, na flexão, as imperfeições naturais da superfície das peças roliças de madeira que serviram de apoio à placa de concreto, criaram uma resistência ao deslizamento da

placa de concreto na direção do tráfego, transmitindo forças de cisalhamento entre a madeira e o concreto.

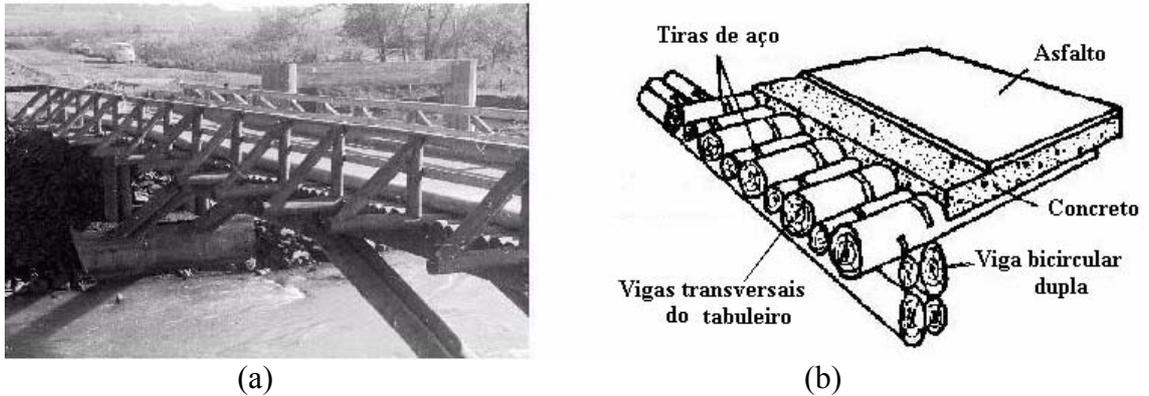


Figura 11 (a): Ponte de Borborema-SP; (b): detalhes do tabuleiro. Hellmeister (1974).

#### 1.2.4 - TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO

Há relatos de estruturas mistas na Inglaterra, antes da primeira guerra mundial. Em 1914 a empresa Redpath Brow and Company iniciou uma série de ensaios de estruturas compostas para pisos, em 1922 há registros no Canadá de ensaios realizados pela empresa Dominion Bridge Company. Em 1930 o sistema já estava desenvolvido e os métodos de dimensionamento estabelecidos. Entre 1922 e 1939 foram construídos muitos edifícios e pontes, em 1944 as estruturas mistas foram introduzidas nas normas da American Association of State Highway Officials (AASHO) posteriormente denominada AASHTO. Desde então os sistemas de conexões, modelos de cálculos e recomendações de projetos foram evoluindo continuamente.

O sistema estrutural misto de madeira e concreto armado tem sido utilizado com sucesso nas construções de vigas de seção T, em placas de piso e pontes e é constituído de uma placa de concreto conectada a elementos estruturais de madeira de tal modo que as partes funcionem em conjunto. O nível de transferência de esforços entre a placa de concreto e a madeira, integral ou parcial, pode definir um comportamento monolítico quando não há deslocamentos relativos entre esses materiais ou comportamento sem-rígido de peça composta, quando essas transferências de tensões ocorrem com pequenos deslocamentos relativos. A aderência entre as duas superfícies, estabelecida pelos conectores, define a resistência da interface, o concreto resiste predominantemente à compressão e a madeira à tração. A maioria dos conectores transfere esforços na

interface dos materiais de forma discreta, embora existam conectores que transferem esses esforços de forma contínua, como, por exemplo, as ligações coladas.

A utilização de concreto moldado “in loco” permite o correto posicionamento dos conectores e a perfeita acomodação do concreto sobre as irregularidades naturais da madeira. Nos tabuleiros mistos, a placa de concreto além de proteger a madeira contra as intempéries e o desgaste superficial por abrasão, diminui as vibrações provocadas pelas cargas dinâmicas com o aumento do peso próprio, aumenta o conforto acústico, a proteção contra fogo e proporciona maior rigidez e resistência, comparada ao sistema unicamente de madeira, a resistência da estrutura aumenta de duas a três vezes e a rigidez aumenta de três a quatro vezes, segundo Ceccotti (1995).

Embora entre o concreto e a madeira as propriedades mecânicas e hidrotérmicas sejam diferentes, não se tem conhecimento de problemas de utilização devidos a essas causas, RILEM (1992).

A Figura 12, a seguir, mostra para três pisos diferentes, as suas respectivas variações de peso próprio em relação ao vão livre

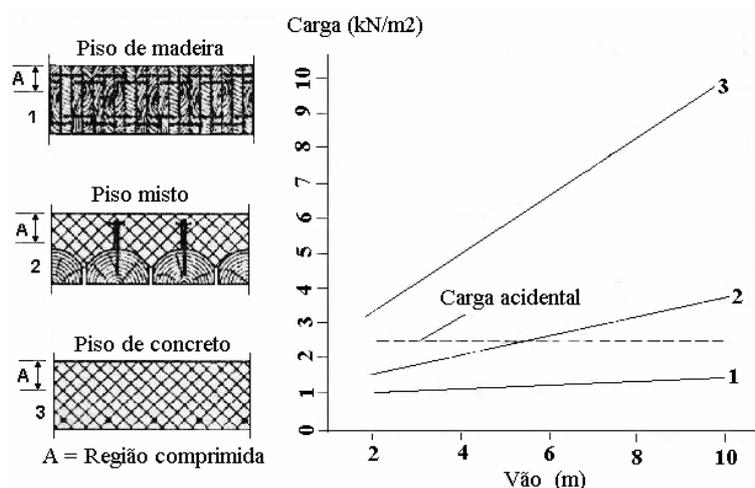


Figura 12 – Comparação do peso próprio de três pisos: 1) somente madeira; 2) madeira e concreto e 3) somente concreto, considerando uma carga de serviço de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ .

Natterer, Hamm e Favre (1996, p 3).

Os tabuleiros mistos são de duas formas: a) seção T, com a placa de concreto apoiada sobre as vigas isoladas de madeira serrada ou madeira laminada colada ou b) sistema de placas, quando a placa de concreto se apóia sobre um conjunto de vigas de madeira justapostas, formando um tabuleiro prévio de madeira constituído por vigas serradas, vigas de MLC ou peças roliças naturais.

A ação conjunta da madeira e do concreto, na flexão, é desenvolvida pelos conectores de cisalhamento, dispostos ao longo da face superficial das vigas de madeira, que transmitem forças de cisalhamento na direção longitudinal e impedem a separação vertical entre os materiais.

Alternativa simples, econômica e eficiente foi adotada na Austrália por Nolan [ac. 1996], onde simplesmente utilizou conectores de pinos de aço verticais, em peças roliças naturais, de madeira.

A utilização de peças roliças naturais de madeira, nos tabuleiros mistos, é a alternativa mais econômica entre as possíveis vigas de madeira, a moldagem “in loco” da placa de concreto apresenta a vantagem da perfeita acomodação do concreto sobre as irregularidades naturais das vigas. As armaduras, longitudinais e transversais, para o concreto são próximas das armaduras mínimas, mas suficientes para limitar as fissuras do concreto.

A Figura 13, a seguir, mostra o formato da seção deste tabuleiro misto formado por peças roliças naturais justapostas, intercalando-se bases e topos, que além de servir de apoio à placa de concreto, diminuindo a quantidade necessária de formas, ao mesmo tempo atende funções estruturais, com fundamental importância.

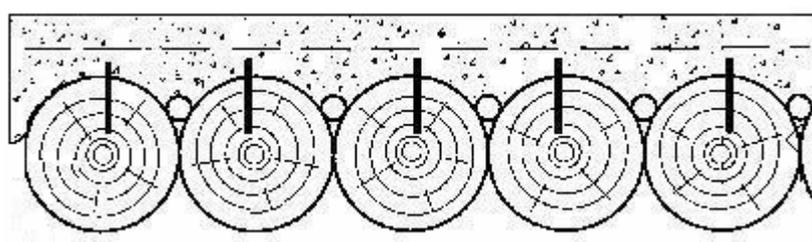


Figura 13 – Seção do tabuleiro misto com peças roliças naturais proposto por: Nolan [ac. 1996].

### 1.3 – OS CONECTORES DE BARRAS DE AÇO COLADAS EM “X”

Muitos são os tipos de conectores possíveis para as estruturas mistas de madeira e concreto, as principais características que permitem comparações entre eles são: a resistência última, o módulo de deslizamento e o custo final de instalação. O módulo de deslizamento representa a rigidez da conexão, é obtido por meio de ensaio do tipo “push out” em corpo-de-prova de madeira e concreto, com dimensões compatíveis com o problema real. Corresponde à relação entre a força aplicada e o deslocamento relativo entre a madeira e o concreto considerando simultaneamente as deformações: na

madeira; no concreto e no conector. Conhecendo a rigidez da conexão, a quantidade e o espaçamento entre os conectores, pode-se determinar a rigidez efetiva para uma viga ou placa mista na direção longitudinal.

No Brasil poucos são os estudos publicados sobre estruturas mista de madeira e concreto, a maioria utilizou conectores do tipo: pregos, parafusos ou pinos circulares, perpendiculares à interface dos dois materiais, concentrando-se predominantemente nos estudos de vigas mistas com seção “T”. Valores do módulo de deslizamento e resistência última, para estes conectores, obtidos por meio de corpos-de-prova de madeira e concreto, foram recentemente publicados por: Souza (1998); Soriano et al (1998), Nicolas (2001); Soriano (2001) e Matthiesen (2001), porém diferem entre eles o formato do corpo de prova, as madeiras, os concretos, as armaduras utilizadas e ou o método adotado para a determinação dos módulos de deslizamento.

O modelo numérico para estimar o módulo de deslizamento, sugerido pelo EUROCÓDIGO 4 (1995) aplicável às conexões de aço e concreto, foi adaptado e utilizado para estruturas mistas de madeira e concreto, por Ceccotti (1995), conforme a eq (1) a seguir.

$$K=0,125.d. E_{0,w,m\u00e9dio} \quad (1)$$

Soriano (2001, Tab. 4.8 e 4.13) comparou valores experimentais obtidos por meio de corpos-de-prova de madeira e concreto com valores correspondentes obtidos da eq. (1), não encontrou bons resultados.

Nos estudos apresentados por Matthiesen (2001, Tab. 4, p. 43), são comparados os resultados de módulo de deslizamento para os conectores do tipo pregos, parafusos e pinos circulares de aço, observando as vantagens da disposição em “X” em relação a posição perpendicular. Os conectores em “X”, pela forma de solicitação das barras, apresentaram rigidez, de duas a dez vezes maiores, comparados aos conectores perpendiculares, dependendo do diâmetro considerado.

Os estudos de conectores em “X”, formados com barras de aço coladas à madeira, apresentados por: Ranta-Maunus e Kangas (1994), Madsen (1996), Kangas e Oksanen (1999) e Kangas (2000) evidenciam também, a alta rigidez e a resistência última deste sistema, com a vantagem de resistir também às forças de tração que tendem a separar a placa de concreto das vigas de madeira. Estas forças podem surgir nas

estruturas mistas e são previstas na norma ENV 1994-1-1 (EUROCÓDIGO 4,1992, item 10.2.5-3).

O uso de barras de aço coladas em furos com diâmetros maiores, representam um método inovador e melhorado de conexões e é um importante aspecto das técnicas da engenharia de madeira para conexões, usando adesivos. A ancoragem de barras de aço com resinas epóxi são econômicas e confiáveis quando bem projetadas e executadas. Embora tenham sido usadas, há mais de vinte anos em alguns países escandinavos e na Alemanha, as exigências de desempenho e regulamentos de projetos diferem entre eles, conforme Bainbridge e Mettem (1999). Atualmente consta na norma ENV 1995-1-1 (EUROCODE 5, 1993, Anexo A), algumas recomendações de uso.

A utilização de barras de aço coladas em estruturas de madeira teve início com a necessidade de fixar parafusos em determinadas posições sujeitos a ações axiais, laterais ou combinações de ambas. Tais conexões são recomendadas pelo seu excelente desempenho, simplicidade, economia e estética agradável. Atualmente os estudos sistemáticos das conexões com barras coladas com resinas estruturais, apresentam os seguintes temas: desenvolvimento de modelos de cálculo para obtenção das resistências últimas; conhecimento das variáveis significativas nestes resultados; métodos de testes para os adesivos; efeitos de ações de longa duração sob influências de variações de temperaturas e umidades relativas do ar; influências das distâncias entre barras e entre barras e extremidades da madeira; efeitos da umidade da madeira no instante da colagem e das influências das variações da umidade após a colagem; efeito de fadiga e métodos de testes para controle de produção.

## **1.4 - OBJETIVOS DO TRABALHO PROPOSTO**

Os objetivos deste trabalho são: o estudo dos conectores em “X”, formado por barras de aço coladas, como elementos de ligação entre a laje de concreto e vigas de madeira, formando um tabuleiro misto para pontes; obtenção de subsídios na literatura para os projetos e dimensionamento desses tabuleiros; a aplicação destes conectores em protótipos reais e análise de desempenho desses protótipos através de provas de carga.

Nestes objetivos os principais aspectos em estudo são:

- a)- Estudo do comportamento das barras de aço do tipo CA-50, ancoradas à madeira, com resinas epóxis facilmente adquiridas no comércio local.

- b)- Estudo dos conectores em “X” para ligações de madeira e concreto utilizando barras de aço do tipo CA50, coladas com resina epóxi.
- c)- Obtenção na literatura de requisitos e informações complementares para o projeto e dimensionamento dos tabuleiros mistos de madeira e concreto utilizando peças roliças naturais de madeira, tratadas com CCA.
- d)- Projeto e construção de protótipos reais, classe 45 (NBR 7188/1985).
- e)- Análises dos desempenhos destes protótipos por meio de provas de carga, avaliando inicialmente o tabuleiro de madeira e em seguida analisando o comportamento da estrutura mista após a cura do concreto.

## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 – INTRODUÇÃO**

A utilização de elementos estruturais fletidos, com seções compostas, são comuns em estruturas de aço ou madeira, aumentando assim a resistência e rigidez destas peças resultantes. Mais interessante ainda é a combinação de diferentes materiais formando seções mistas, possibilitando a utilização das principais características e propriedades mecânicas de cada material, em posições que melhor poderão contribuir para a resistência, rigidez e durabilidade do conjunto. Seções compostas de madeira-madeira; aço-madeira ou concreto-madeira, exigem a presença de conectores que fazem a ligação entre estes elementos.

Os conectores geralmente são peças metálicas ou de madeira, posicionadas no plano de interação entre os materiais com a função de transmitir esforços de cisalhamento e impedir a separação desses elementos quando submetidos à flexão. Mais recentemente, nos últimos quinze anos, com o desenvolvimento e a maior disponibilidade de adesivos estruturais, estes também passaram a ser largamente utilizados, permitindo a construção de peças estruturais de grandes dimensões, como peças de madeiras laminadas coladas e peças de madeira reforçadas com polímeros estruturais.

O sistema de conexão pode ser rígido ou flexível de acordo com a capacidade de transferência de esforços cisalhantes entre os materiais que formam a seção composta, resultando em interação total ou parcial respectivamente. A eficiência dos conectores afeta diretamente a distribuição de esforços internos, bem como as deformações da estrutura.

A conexão rígida pode ser obtida com o emprego de adesivos estruturais em toda superfície de contato entre os materiais que formam a seção transversal, conforme comentado por Girhammar e Gopu (1993), obrigando os materiais a trabalharem monoliticamente de maneira simples e convencional. As conexões flexíveis, podem ser

conseguidas com pinos de aço, pregos, parafusos, cavilhas, anéis ou perfis metálicos, e permitem deslocamentos relativos no plano de interação entre os materiais. A Figura 14, a seguir, representa o comportamento da ligação de dois elementos estruturais com conexão rígida e flexível respectivamente, mostrando o acréscimo de deslocamento vertical conseqüente dos deslocamentos relativo entre os elementos que formam a seção transversal.

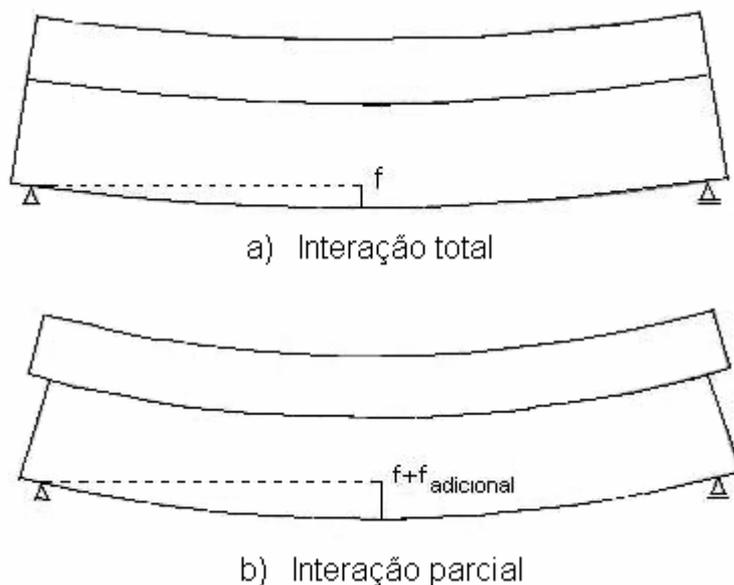


Figura 14 - Deslocamentos verticais no centro de vigas compostas.  
(a) conexão rígida e (b) conexão flexível.

Qualquer conector pode ser utilizado para formar uma seção composta e a equivalência entre eles pode ser obtida por meio da rigidez equivalente, alterando-se a quantidade de conectores em uma determinada área de referência, conforme a eq. ( 2 ) a seguir:

$$K_{eq} = n_1 K_1 = n_2 K_2 \quad (2)$$

Onde:

$K_{eq}$  = rigidez equivalente na área de referência.

$K_1$  = rigidez do conector tipo 1

$K_2$  = rigidez do conector tipo 2

$n_1$  = quantidade de conectores do tipo 1

$n_2$  = quantidade de conectores do tipo 2

Muitos são os tipos de conectores possíveis para as estruturas mistas de madeira-concreto, as principais características que permitem comparações entre eles são: a resistência última, o módulo de deslizamento e o custo final de instalação.

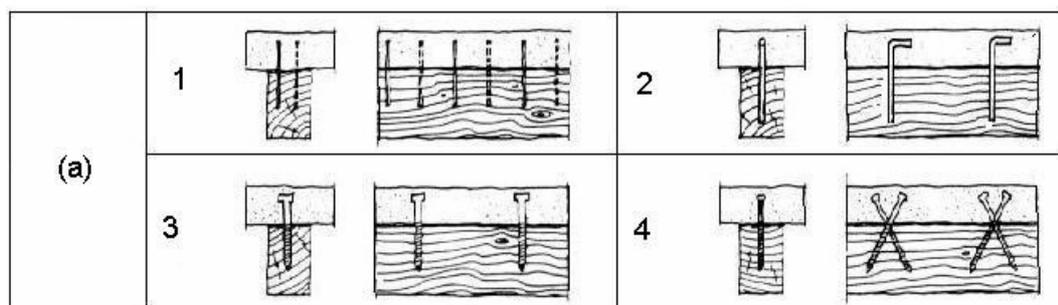
O módulo de deslizamento é uma característica mecânica que representa a rigidez da conexão, é obtida por meio de ensaios “push out” em corpos de prova de madeira e concreto, com dimensões compatíveis com o problema real e corresponde à relação entre a força aplicada e o deslocamento relativo entre a madeira e o concreto, considerando simultaneamente as deformações: na madeira; no concreto e no conector.

Considerando a rigidez da conexão, a quantidade e o espaçamento entre os conectores, pode-se determinar a rigidez efetiva da seção composta na direção longitudinal. A norma ENV 1994-1-1 (EUROCÓDIGO 4/1992, item 4.1.2) define conexão total, quando um incremento no número de conectores não aumenta a resistência de cálculo do elemento estrutural.

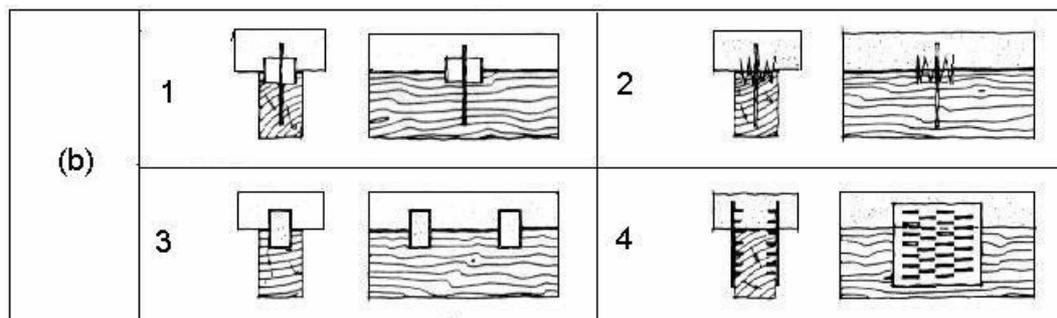
## 2.2 - CONECTORES USUAIS EM ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO

Ceccotti (1995) estudou a rigidez efetiva comparando os deslocamentos verticais de estruturas fletidas com diversos conectores e apresentou a seguinte classificação dos conectores mais utilizados em estruturas mistas.

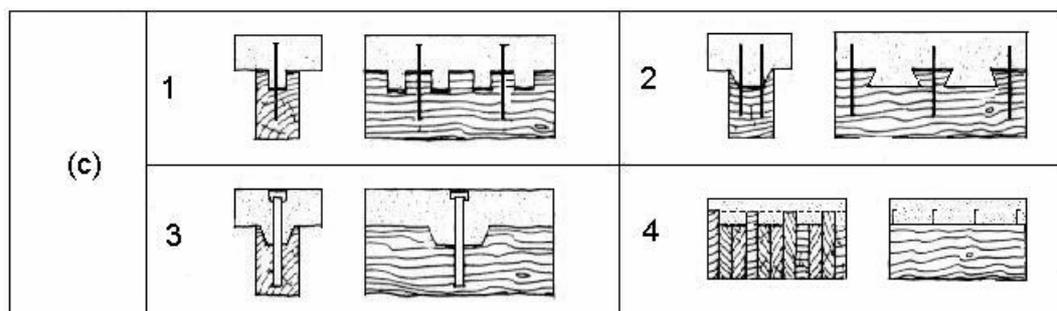
Os conectores dos grupos (a),(b),e (c) conforme a Figura 15 a seguir, foram considerados semi-rígidos porque permitem pequenos deslocamentos relativos entre a madeira e o concreto na flexão.



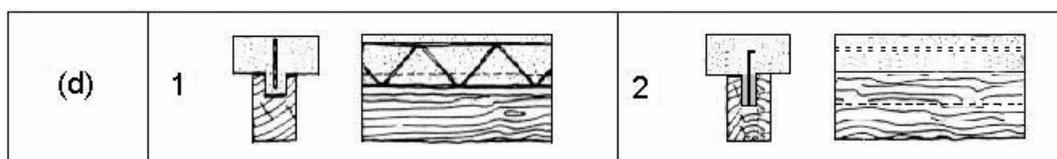
Grupo (a) – Pinos metálicos, pregos ou cavilhas, barras de aço coladas, parafusos auto-atarrachantes e, barras de aço ou parafusos em X.



Grupo (b) – Anéis inteiros ou bi-partidos, anéis dentados, tarugos de aço ou madeira e chapas estampadas.



Grupo (c) – Entalhes com pinos de aço: Entalhes redondos, entalhes prismáticos, entalhes cônicos com pinos protendidos, Pranchas com alturas alternadas e conectores metálicos.



Grupo (d) – Trelças de aço e placas de aço contínuas, coladas na madeira.

Figura 15 – Grupos (a), (b), (c) e (d): Classificação dos conectores segundo sua rigidez. Ceccotti (1995, p 3).

Esses grupos são apresentados aproximadamente em uma seqüência crescente de rigidez, porém esta comparação deve ser cuidadosa, por exemplo; no grupo (a), os pinos de aço ou parafusos posicionados em X, pela forma que são solicitados, apresentam menores embutimentos na madeira, menores esmagamentos do concreto e menores flexões, podendo apresentar rigidez maior do que os conectores dos grupos (b) e (c).

A Figura 16, a seguir, mostra um conector do grupo (c) com entalhes na madeira formando nichos de concreto na superfície de interação. Para estes conectores, geralmente os pinos verticais de aço, permitem, por meio de uma rosca, o reajuste do conector, com a aplicação de forças verticais de compressão, mantendo unidas e comprimidas as partes de madeira e concreto, após as retrações do concreto, no tempo de cura.

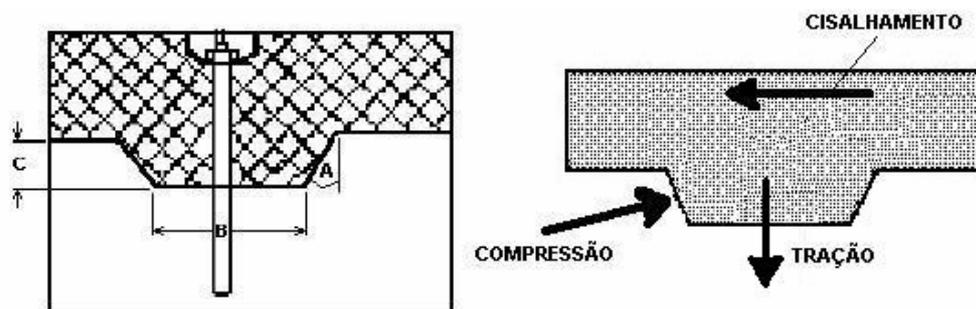


Figura 16 - Modelo de um conector com entalhe e esforços atuantes no nicho de concreto da superfície de interação.

A Figura 17 , a seguir, apresenta um conector contínuo e rígido do grupo (d), em que uma malha de aço fica colada, com resina estrutural, dentro de um entalhe longitudinal da madeira .

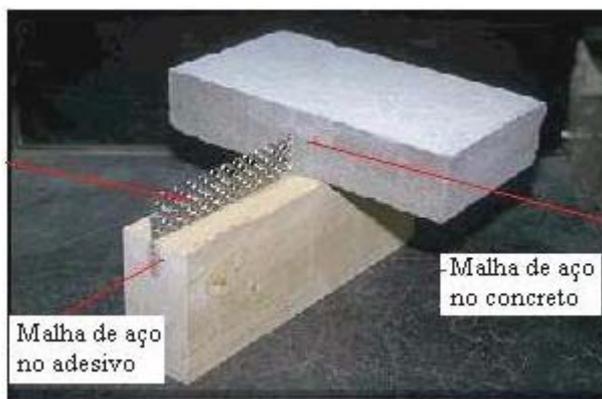


Figura 17 - Conector contínuo formado com malha de aço colada à madeira. Bathon e Graf (2000).

### 2.2.1 – ESTUDOS DOS CONECTORES PARA ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO NO BRASIL

A falta de normalização para ensaios de conectores de cisalhamento para estruturas mistas de madeira e concreto, no Brasil, tem permitido aos pesquisadores adotarem diferentes metodologias e formatos para os ensaios dos corpos-de-prova. Embora a totalidade dos ensaios sejam do tipo “push out”, as dimensões dos elementos, as armaduras, resistências utilizadas nas peças de madeira e de concreto, variaram entre eles.

Magalhães e Chahud (1998), estudaram em corpos-de-prova de madeira e concreto, o conector de aço do tipo prego, com diâmetro de 3,6 mm e comprimento de 52,7 mm, posicionados perpendiculares à superfície cisalhante da madeira e do

concreto. A madeira utilizada foi a Massaranduba (*Manilkara spp*) com as seguintes características mecânicas:  $f_{w0,c} = 68,9$  MPa e  $E_{w,0} = 21660$  MPa. O concreto utilizado apresentou as seguintes características mecânicas:  $f_{cck} = 20,0$  MPa e  $E_c = 28746$  MPa.

Souza, Magalhães e Chahud (1998), estudaram em corpos-de-prova conectores metálicos do tipo prego, posicionados perpendiculares à superfície cisalhante da madeira e do concreto. Utilizaram madeira com classe de resistência C 60 e concreto de baixa resistência. O objetivo desta pesquisa foi de comparar a resistência e rigidez da conexão com os resultados obtidos nos ensaios de vigas com seção “T”, composta de madeira e concreto.

Souza (1998), estudou em corpos-de-prova conectores metálicos do tipo prego, parafusos auto-atarrachantes e cantoneiras de aço pregadas, utilizou também cavilhas redondas e quadradas de madeira, todos os conectores foram posicionados perpendiculares à superfície cisalhante da madeira e do concreto. Utilizou madeira com classe de resistência C 60 e concreto de baixa resistência.

Soriano et al (1998), estudaram em um corpo-de-prova de madeira e concreto, o conector de aço, do tipo prego, com diâmetro de 6,58mm e comprimento de 126,5mm, posicionado perpendiculares à superfície cisalhante da madeira e do concreto. A madeira utilizada foi a Peroba rosa com as seguintes características mecânicas médias:  $f_{w0,c} = 55,5$  MPa e  $E_{w,0} = 11970$  MPa. O concreto utilizado apresentou as seguintes características mecânicas:  $f_{cc} = 28,8$  MPa e  $E_c = 35419$  MPa.

Matthiesen (2000), ensaiou em corpos-de-prova conectores de aço formadas por parafusos auto-atarrachantes dispostos em “X”, com inclinações de 50° em relação às fibras das madeiras. Os diâmetros utilizados foram 10,0 e 12,7 mm, com comprimentos de 120 mm. As madeiras utilizadas, com suas respectivas propriedades mecânicas foram: Pinus oocarpa (*Pinus oocarpa shied*) com  $f_{w0,c} = 26,6$  MPa e  $E_{w,0} = 11009$  MPa, Eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*) com  $f_{w0,c} = 51,6$  MPa e  $E_{w,0} = 20249$  MPa e Cupiúba (*goupa glabra*) com  $f_{w0,c} = 26,6$  MPa e  $E_{w,0} = 11009$  MPa. O concreto utilizado apresentou as seguintes características mecânicas:  $f_{cc} = 29,5$  MPa e  $E_c = 36566$  MPa.

Nicolas (2001), ensaiou em corpos-de-prova, conectores dos tipos pregos e parafusos auto atarrachantes posicionados perpendicularmente à superfície cisalhante da madeira e do concreto, com as dimensões apresentadas na Tabela 1 , a seguir.

Tabela 1 - Conectores de aço ensaiados por Nicolas (2001).

Conectores	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)
Prego	5,4	110
	6,6	120
Parafuso Auto-atarrachante	9,5	120
	12,7	120

Estudou também, em corpos-de-prova, o comportamento das ligações contínuas, utilizando a resina epóxi, Sikadur 32, aplicada em toda superfície cisalhante entre a madeira e concreto. A madeira utilizada foi a Cupiúba com as seguintes características mecânicas:  $f_{w0,c} = 55,31$  MPa e  $E_{w,0} = 15219,7$  MPa e o concreto utilizado apresentou os seguintes valores:  $f_{cc} = 22,7$  MPa e  $E_c = 21.762,7$  MPa.

Soriano (2001), apresentou duas séries de ensaios com conectores em corpos de prova de madeira e concreto, sendo: a) - na primeira série estudou pregos posicionados perpendicularmente à superfície de interação, com diâmetro de 5,4 mm e comprimento de 110 mm, posicionados em um ou dois alinhamentos, estudou também a conexão com adesivo epóxi Sikadur 32, em toda superfície de contato entre a madeira e o concreto. A madeira utilizada foi a Cupiúba com as seguintes características mecânicas:  $f_{w0,c} = 59,10$  MPa e  $E_{w,0} = 14653$  MPa. O concreto utilizado apresentou os seguintes valores:  $f_{cc} = 22,01$  MPa e  $E_c = 23478$  MPa; b) - na segunda série de ensaios, analisou em corpos-de-prova, conectores dos tipos pregos e parafusos auto atarrachantes, posicionados perpendiculares à superfície cisalhante da madeira e do concreto, com as dimensões apresentadas na Tabela 2, a seguir.

Tabela 2 - Conectores utilizados por Soriano (2001) na segunda série de ensaios.

Conectores	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)
Prego	6,6	126,5
Parafuso	9,5	120
Auto-atarrachante	12,7	120

A madeira utilizada foi a Cupiúba com as seguintes características mecânicas:  $f_{w0,c} = 59,59$  e  $43,15$  MPa e  $E_{w,0} = 14541$  e  $8670$  MPa e o concreto utilizado apresentou os seguintes valores:  $f_{cc} = 22,05$  MPa e  $E_c = 19297$  MPa.

Matthiesen (2001), apresentou resultados de ensaios de conectores do tipo prego, parafusos e pinos de aço, obtidos de barras de aço CA 50, com as dimensões apresentadas na Tabela 3, a seguir:

Tabela 3 - Conectores utilizados por Matthiesen (2001)

Conectores	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)
Prego	7,0	163
Parafuso	9,5	128
Auto atarrachantes	12,7	128
Pino de aço CA 50	12,5	128
	12,5	150

Os ensaios foram conduzidos com os conectores posicionados de três formas: perpendiculares ao plano cisalhante entre a madeira e o concreto; inclinados de 50° somente comprimidos e na posição “X”, também inclinadas de 50° em relação às fibras da madeira, conforme apresentado na Figura 18, a seguir.

A madeira utilizada foi a Cupiúba com as seguintes propriedades mecânicas:  $f_{w0,c} = 51,27$  MPa e  $E_{w,0} = 10524$  MPa e o concreto utilizado apresentou os seguintes valores médios:  $f_{cc} = 37,77$  MPa e  $E_c = 41264$  MPa

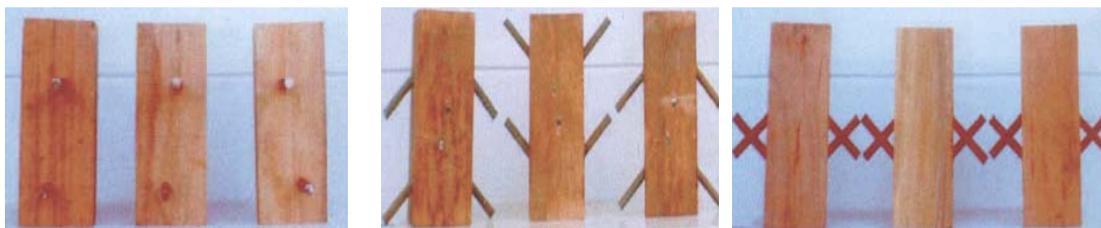


Figura 18 - Corpos-de-prova de Matthiesen , com conectores de pinos de aço. Adaptado de Matthiesen (2001).

### 2.3- OS CONECTORES COM BARRAS DE AÇO COLADAS

As barras coladas são freqüentemente usadas na Europa como conexão, essa prática tem sido mais limitada à inserção de barras de aço coladas paralelamente às fibras da madeira, em ligações de topo entre peças estruturais ou fixações de colunas em bases de concreto e são relatadas como sistemas de conexões de excelentes comportamentos. Nas peças fletidas as barras de aço são coladas com o maior afastamento possível do centro de gravidade da seção, para maximizar a capacidade de flexão, entretanto esse posicionamento transfere forças como, conexão de pele, concentrando altas tensões em pequenas seções externas da peça de madeira e, em geral, a capacidade da seção transversal não é totalmente utilizada.

Variações na posição das barras de aço coladas, inicialmente pesquisadas por Turkowskyj (1991)<sup>1</sup> apud Madsen (1996), no Instituto Tsniisk, em Moscou, mostraram excelentes resultados. As barras de aço coladas inclinadas em relação às fibras das peças madeiras, são mais eficientes, conseguem transmitir forças em suas direções até o limite da capacidade do aço, transmitem esforços para uma maior região da peça de madeira permitindo melhor distribuição de tensões, são menos vulneráveis a rachaduras da madeira na área da ligação, aumentam a resistência da madeira ao cisalhamento e apresentam excelente comportamento de grupo, todas as barras trabalham simultaneamente permitindo uma ligação de grande resistência e rigidez.

A técnica russa, para ancoragens de barras de aço formando conexões em “V”, necessita que as extremidades externas das barras sejam soldadas em uma chapa de aço após a ancoragem.

Madsen (1996), apresentou resultados parciais de um estudo com barras coladas utilizando adesivo epóxi, propôs uma variação no posicionamento e na forma de fixar a chapa de aço que une as extremidades externas dessas barras. Sugere a conexão denominada “R”, com as barras paralelas coladas inclinadas de 30° e previamente soldadas na chapa de aço, antes de serem inseridas nos furos com cola, conforme apresentado na Figura 19, a seguir e apresentou as seguintes conclusões:

-As barras da conexão “R”, de 10 e 20mm escoaram respectivamente com comprimentos mínimos de ancoragem de 250 e 300mm.

-Com seis extensômetros resistivos colados ao longo do comprimento das barras na conexão “R”, observou que 85% das forças transmitidas concentram-se até a metade do comprimento de ancoragem, solicitando fortemente a extremidade interna da barra.

-Um ensaio com carga de longa duração, foi aplicado em um nó de ligação, com duas vigas em uma coluna, usando a conexão “R”. Uma força constante, equivalente às de projeto, foi aplicada por cinco meses. Durante esse período o corpo-de-prova foi submetido a três ciclos de secagem e dois ciclos intercalados de umedecimento. A deformação lenta total observada na extremidade da coluna foi de 2 mm. Após esse período, o corpo-de-prova foi ensaiado apresentando o mesmo comportamento: escoamento das barras e deformações dentro dos limites aceitáveis.

---

<sup>1</sup>TURKOWSKIJ, S. (1991) *Prefabricated joints of timber structures on inclined glued – in bars*, Proceedings of the International Timber Engineering Conference, London, United Kingdom, September, 2–5, 1991.

As críticas que o autor faz ao método russo, referem-se ao aquecimento provocado na chapa de aço durante a soldagem, que pode danificar a face externa da madeira ou deteriorar a linha de cola e o aspecto desagradável pela presença de algumas pontas visíveis das barras de aço. Porém o controle de aquecimento da chapa de aço é possível, exigindo uma soldagem mais lenta e resfriamento contínuo.

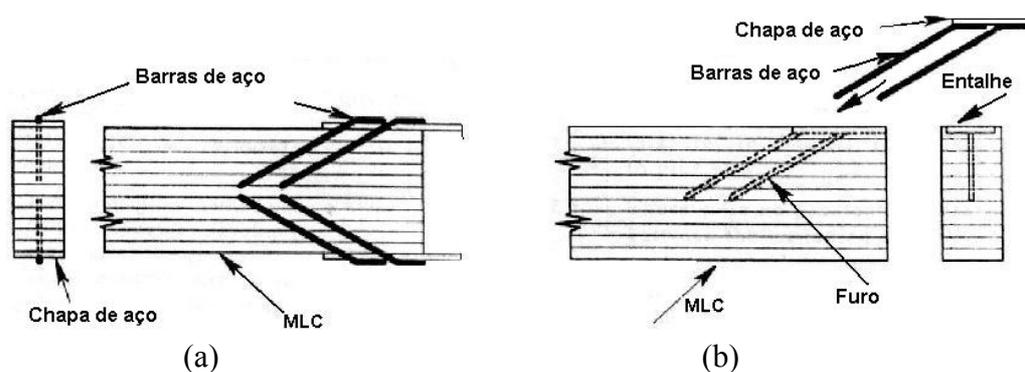


Figura 19 - Conexões de barras coladas inclinadas. (a) Conexão Russa; (b) Conexão proposta por Madsen (1996, p 4-507).

Ranta-Maunus e Kangas (1994), trabalharam com barras de aço de alta aderência, utilizadas para concreto armado e determinaram a resistência de ancoragem das barras isoladas, coladas com resinas epóxi e poliuretana, em inclinações de 30; 45; 60 e 90° em relação às fibras da madeira, solicitadas à tração e compressão. A madeira utilizada foi a Norway Spruce (*Picea Abies*) com densidade média de 450 Kg/m<sup>3</sup> e resistência de tração  $f_{t,0} = 26$  MPa. Em uma segunda fase, utilizando os resultados obtidos das barras isoladas, estudaram as conexões em “V”, com solicitações de tração centrada, conforme a Figura 20 a seguir:

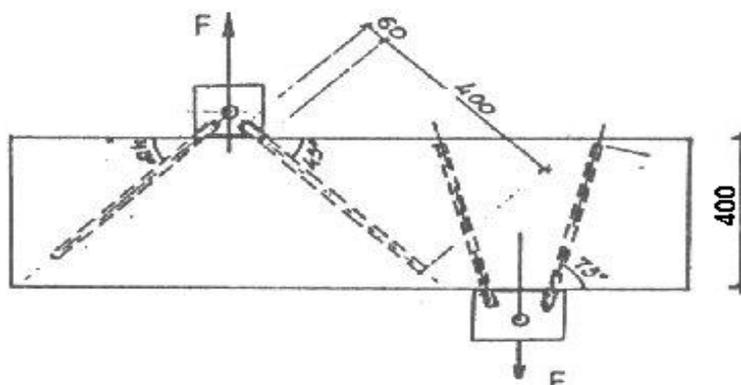


Figura 20 - Corpos-de-prova de tração com conexões em “V”.

Ranta-Maunus e Kangas (1994).

E solicitações de cisalhamento na direção do eixo da viga, conforme a Figura 21 a seguir:

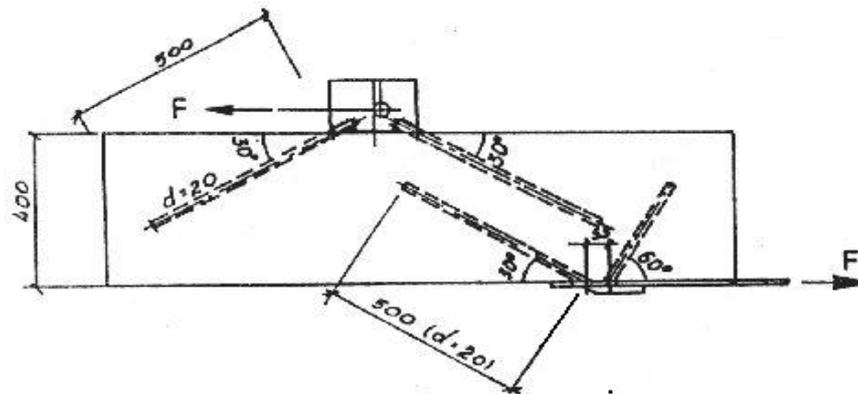


Figura 21 - Corpos-de-prova de cisalhamento com conexões em “V”.  
Ranta-Maunus e Kangas (1994).

Os autores apresentaram as seguintes conclusões:

-As soldagem da chapa de ligação na extremidade das barras não afetaram a capacidade de ancoragem.

-Ligações em “V” podem ser utilizadas para transmitir esforços de tração, compressão e cisalhamento.

-Diagramas de carga x deslocamento, em testes de cisalhamento, nas conexões “V” mostram grande resistência, grande rigidez e uniformidade de comportamento, Figura 22, a seguir:

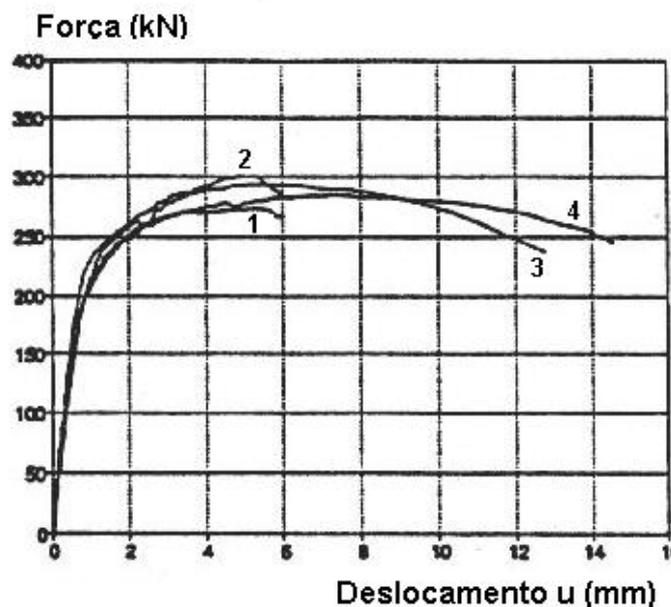


Figura 22 - Diagrama carga versus deslocamento para sollicitações de cisalhamento em conexões “V”. Ranta-Maunus e Kangas (1994).

-O estado limite de resistência foi frequentemente causado pela ruptura da barra de aço quando o comprimento de ancoragem foi  $l_a = 25d$ .

-A tensão média de ancoragem nas conexões, com barras de 16 e 20 mm, utilizando 32 corpos-de-prova, foi:  $RA_{\text{médio}} = 5,44 \text{ MPa}$ , descontando o efeito de embutimento. O coeficiente de variação foi 7,6% para  $l_a = 25d$ .

Os autores apresentaram a seguinte proposta de equilíbrio dos esforços para a conexão “V”, conforme a Figura 23, a seguir:

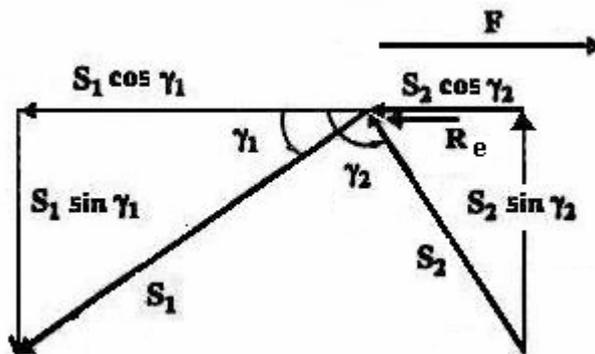


Figura 23 - Equilíbrio de esforços na conexão “V”.  
Ranta-Maunus e Kangas (1994).

Onde:

$F$  = força de cisalhamento atuando na conexão.

$S_1$  = Resistência de ancoragem da barra tracionada.

$S_2$  = Resistência de ancoragem da barra comprimida.

$R_e$  = Resistência ao embutimento.

$\gamma < 90^\circ$  barra tracionada.

$\gamma > 90^\circ$  barra comprimida.

Condição de equilíbrio horizontal:

$$F = S_1 \cos \gamma_1 + S_2 \cos \gamma_2$$

Condição de equilíbrio vertical:

$$S_1 \sin \gamma_1 + S_2 \sin \gamma_2 = 0$$

A resistência da conexão pode ser dada por:

$$F = \frac{S_1 \sin(\gamma_2 - \gamma_1)}{\sin \gamma_2}$$

$$\text{Para: } S_2 = \frac{-S_1 \sin \gamma_1}{\sin \gamma_2}$$

-Na resistência da conexão pode ser adicionada, para a barra comprimida, a resistência de embutimento da barra na madeira ( $R_e$ ).

-A resistência máxima da conexão pode ser dada por:

$$F_{\max} = \frac{S_1 \sin(\gamma_2 - \gamma_1)}{\sin \gamma_2} + R_e \quad (3)$$

-Várias conexões podem ser calculadas separadamente e seus resultados somados, definem a resistência da ligação.

Kangas e Oksanen (1999) repetem as informações de projeto para dimensionamento das conexões “V” sugeridas por Ranta-Maunus e Kangas (1994), com pequenas mudanças no cálculo da resistência de embutimento, considerada somente nas barras comprimidas, ancoradas na madeira. Apresentaram também resultados de teste de resistência ao fogo em conexões “V”, com diferentes proteções.

Kangas (2000) repete as informações de projeto, os resultados de tensões de ancoragem utilizando barras isoladas, barras de aço para concreto armado com filetes superficiais, coladas inclinadas em relação às fibras da madeira e, os resultados de ensaios de ancoragem das conexões “V”, apresentadas por Ranta-Maunus e Kangas (1994). Repete, também o modelo para determinação da tensão de ancoragem, e resistência de ancoragem das barras filetadas e o cálculo da resistência de embutimento na madeira para as barras comprimidas, apresentados por Kangas e Oksanen (1999). Apresenta novos resultados de ensaios em peças estruturais com conexões “V” e compara esses resultados experimentais com os previstos no dimensionamento sugerido. Confirma ser um meio eficiente e confiável para se construir com economia e competitividade estruturas de madeira com altas solicitações.

## **2.4 - O MÓDULO DE DESLIZAMENTO DOS CONECTORES UTILIZADOS EM ESTRUTURAS COM SEÇÕES COMPOSTAS**

Nas estruturas com seções compostas as incertezas na avaliação das forças cisalhantes que ocorrem na interface entre os elementos conectados, decorrentes das variações das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos; das hipóteses fundamentais e das aproximações utilizadas nos modelos de cálculo, não permitem determinar com precisão a rigidez e a resistência última das conexões a partir de ensaios diretos nas peças compostas.

Testes em corpos-de-prova, ainda é a melhor forma para se conhecer o comportamento mecânico dos conectores, são os mais utilizados, permitem conhecer as forças cisalhantes com precisão e os deslocamentos correspondentes, entretanto as

condições de apoio e as pequenas excentricidades das forças atuantes nos conectores, produzem interferências indesejáveis entre as partes conectadas. A Figura 24, a seguir, apresenta curvas de carga versus deformação para vários tipos de conectores utilizados em estruturas de madeira.

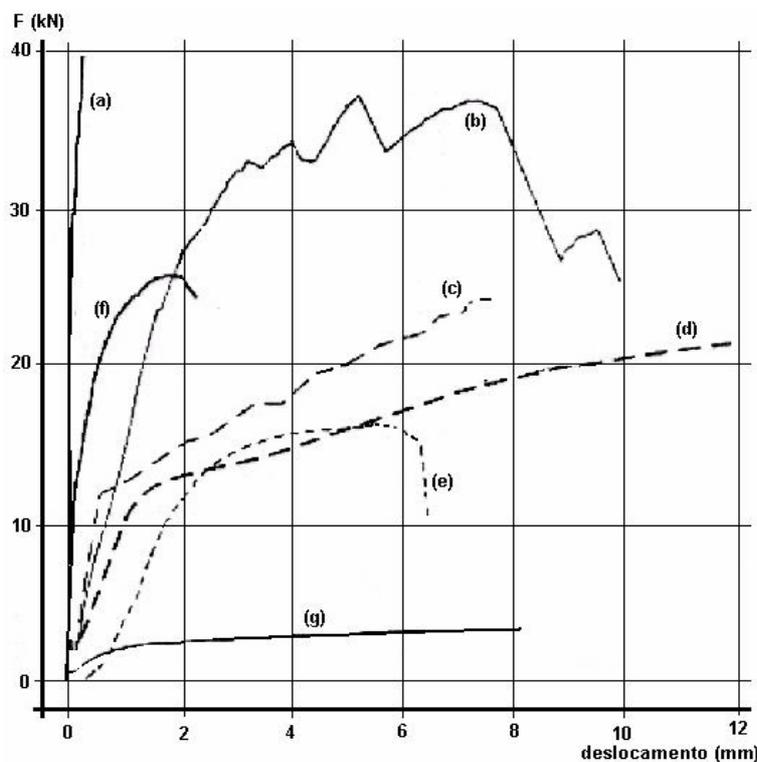


Figura 24 - Curvas de carga versus deslocamento, para ligações tracionadas paralela às fibras, correspondentes a vários conectores. Racher (1995, p. C 1-5).

Sendo: (a) ligação colada, (b) anel partido, (c) placa dentada, (d) cavilhas, (e) parafusos com porcas, (f) chapa metálica com dentes estampados e (g) pregos.

Por meio do diagrama carga versus deslocamento, pode-se obter a resistência última da conexão e a sua rigidez, denominada também como módulo de deslizamento.

Muitos documentos normativos apresentam, para o cálculo e dimensionamento de estruturas de madeira, os modelos de corpos-de-prova e procedimentos de ensaios para determinações da rigidez e resistência última para as conexões. A norma brasileira NBR 7190 (1997, Anexo C) apresenta estes procedimentos para ligações com pinos e cavilhas, ligações com anéis metálicos e ligações utilizando chapas com dentes estampados.

O módulo de deslizamento é definido como o coeficiente angular da curva carga versus deslocamento obtido por meio de corpos-de-prova que representam o comportamento da conexão com dimensões reais. Considera em seu valor, todos os parâmetros elásticos e mecânicos dos materiais envolvidos na conexão, como:

dimensões e rigidez do conector, rigidez e resistência ao embutimento nas madeiras utilizadas, ou se uma das partes for concreto, considera também fendilhamento ou esmagamento da concreto, além de todas as imperfeições do corpo-de-prova. A Figura 25 a seguir, apresenta diferentes formas de se obter o módulo de deslizamento, considerando que, para o módulo de deslizamento secante as definições dos limites, inferior e superior da secante, influem significativamente nos resultados.

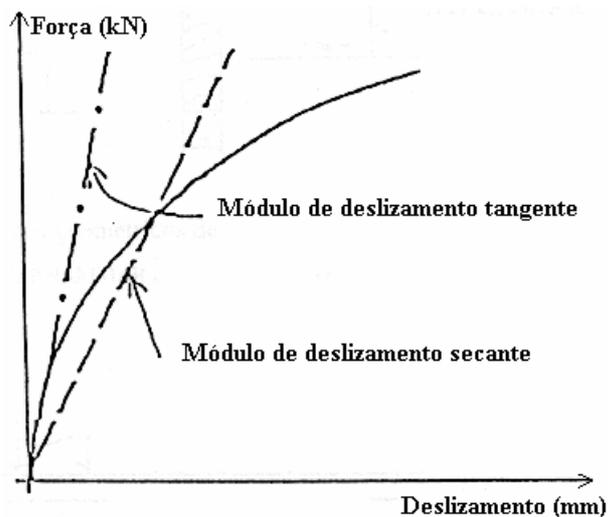


Figura 25 - Módulo de deslizamento obtido do diagrama carga versus deslocamento para conectores de cisalhamento.

Os pregos, devido sua uniformidade e baixo custo foram os conectores mais estudados, vários autores e documentos normativos propõem expressões para o cálculo de seu módulo de deslizamento. Para outros conectores, suas características de resistência e rigidez, devem ser obtidas por meio de ensaios diretos.

A maioria dos conectores apresenta seu diagrama, carga versus deslocamento, com comportamento não linear e a determinação do módulo de deslizamento secante é bastante utilizada, simplificando o processo de cálculo da estrutura composta. Os limites dos intervalos de medidas, para determinação do módulo de deslizamento secante, varia muito entre os autores e entre os códigos normativos, alterando significativamente o valor calculado, observa-se ainda, que para alguns conectores, no início da solicitação, ocorrem grandes deslocamentos que diminuem progressivamente à medida que o conector vence as folgas iniciais existentes, nos furos ou entalhes, necessárias para montagem da conexão.

A Figura 26 , a seguir, mostra comparativamente o módulo de deslizamento para cinco tipos conectores, estudados por Ferreira et al (1989).

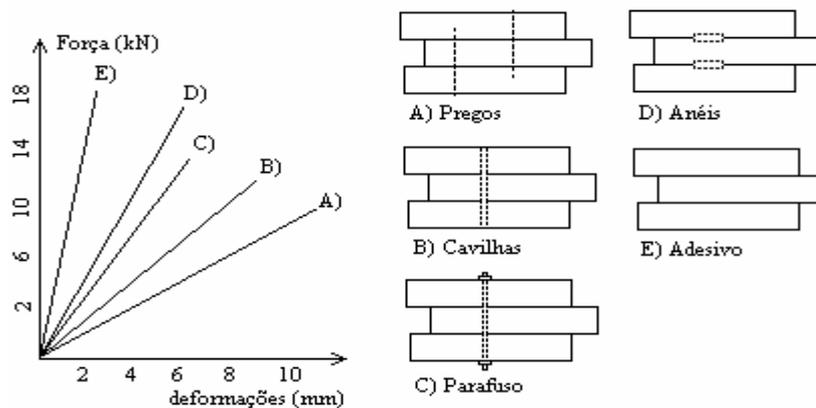


Figura 26 - Comparações de módulos de deslizamento para vários conectores.  
Ferreira et al (1989, p 46).

O módulo de deslizamento “K” quando expresso em força por unidade de comprimento [ $FL^{-1}$ ] normalmente está associado à distância entre os conectores, mas pode também ser apresentado como módulo de deslizamento equivalente ( $\bar{K}$ ) quando considera a área de influência do conector [ $FL^{-3}$ ].

Os modelos de cálculo mais elaborados, sejam numéricos ou analíticos, utilizados para representar o comportamento das peças fletidas com seção composta, consideram o deslizamento nas interfaces conectadas e, o módulo de deslizamento é o único parâmetro derivado das dimensões e das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos.

Conhecendo-se a deslocabilidade da conexão é possível determinar com mais rigor e precisão a rigidez efetiva do sistema composto e conseqüentemente, as tensões nos materiais e as forças cisalhantes no plano de interação entre os materiais.

Vários modelos de corpos-de-prova e vários critérios, tem sido adotados entre os autores, para a determinação da rigidez das conexões em elementos mistos de madeira e concreto, considerando que não existe ainda, um consenso sobre estes procedimentos.

Muitas são as variáveis que influenciam o módulo de deslizamento: a grande diversificação dos conectores, com formato, resistências, rigidez e posicionamentos diferentes; os espaçamentos entre os conectores e em relação às bordas da peça de madeira; as variações de espécies de madeira utilizada com resistências e rigidez diferentes; a resistência e o módulo de deformação do concreto utilizado, as dimensões mínimas das peças de concreto em relação aos espaçamentos e dimensões dos conectores e, a taxa e o posicionamento da armadura utilizada.

Os documentos normativos consultados não mencionam os métodos de ensaios ou o formato do corpo-de-prova para a determinação da rigidez ou resistência última da

conexão em ligações madeira e concreto, tomam por analogia as recomendações para as ligações entre madeira e madeira e a maioria sugere que os ensaios devam representar realisticamente o comportamento da estrutura.

A norma ISO (6891/83), é clara com relação ao procedimento de carregamento e medida dos deslizamentos, no entanto, as dimensões do corpo-de-prova não são explicitamente apresentadas, apenas recomenda que as dimensões e formas sejam equivalentes às condições reais. Esta norma foi destinada a estruturas de madeira e não madeira e concreto, porém seus procedimentos foram citados por Ceccotti (1995).

As normas DIN 1052 (1988, Parte 1, tabela 8, e Parte 2, tabela 13), apresentam valores para o módulo de deslizamento em seções compostas de peças de madeira, considerando alguns tipos de conectores, porém não há nenhuma referência às peças compostas de madeira e concreto.

A norma BS 5400 (1979, Figura 2-14) apresenta detalhadamente um corpo-de-prova para estudo de conexões entre aço e concreto, com os conectores perpendiculares à superfície de interação, apresenta as respectivas dimensões e armaduras para as peças de concreto. Recomenda para conectores especiais que os corpos-de-prova apresentem dimensões compatíveis com a situação real.

A norma EUROCÓDIGO 4 (1994, item 10.2.2), apresenta um modelo de corpo-de-prova, procedimentos e avaliações dos ensaios, para conectores utilizados em peças compostas de aço e concreto, com as seguintes recomendações:

-Se depois do ensaio, perceber que a armadura foi menor do que a necessária no dimensionamento, o ensaio deve ser repetido com a armadura necessária.

-A dimensão longitudinal de cada placa de concreto, deve estar relacionada com a separação longitudinal dos conectores na estrutura mista.

-A largura “b” de cada placa de concreto não deve ser maior do que a largura efetiva da mesa de concreto da seção “T”.

-O corpo-de-prova deve representar a estrutura mista estudada. Quando houver nervuras ou enrijecimentos, os mesmos deverão estar presentes nos corpos-de-prova.

-Se no final de três ensaios em corpos-de-prova idênticos, o desvio de qualquer resultado em relação ao valor médio exceder a 10%, deve-se tomar pelo menos três ensaios a mais e os resultados devem ser avaliados estatisticamente tomando o quantil inferior 5% com nível de confiança 75%.

A norma EUROCODE 5 (1993, item 4.2, tabela 4.2), apresenta expressões para determinação do módulo de deslizamento  $K_{ser}$ , para ligações de peças de madeira

utilizando como conectores: pregos, cavilhas, grampos e parafusos auto atarrachantes posicionados perpendiculares ao plano cisalhante. Considera também o módulo de deslizamento instantâneo, no plano de cisalhamento, para projetos no estado limite último o seguinte valor:  $K_u = 2 K_{ser}/3$ .

A norma NBR 7190 (1997, Anexo C, item C.5), define o valor da resistência última, para ligações com cavilhas e pinos de aço em peças de madeira, como sendo a força aplicada a um corpo-de-prova padronizado que provoca na ligação uma deformação específica residual de 2%, apresenta as dimensões dos corpos-de-prova e procedimentos de ensaios. Porém nada comenta a respeito da determinação do módulo de deslizamento, ou de ensaios de conexões entre madeira e concreto.

#### 2.4.1 - MODELOS DE CORPOS-DE-PROVA UTILIZADOS PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DOS CONECTORES

Várias foram os modelos dos corpos-de-prova utilizados para obter a resistência última e o módulo de deslizamento dos conectores. Os corpos-de-prova de cisalhamento, do tipo “push out”, simétricos, são os mais utilizados pela facilidade de execução e ensaio, embora após as deformações iniciais, considerando as excentricidades existentes e as interferências das condições de apoio, surgem esforços secundários indesejáveis, que não correspondem à realidade de trabalho das conexões.

Richart e Willians, (1943, p 260)<sup>2</sup> apud Nicolas (2001, p. 33) realizou ensaios em corpos-de-prova de madeira e concreto utilizando conectores do tipo parafusos auto atarrachantes, com três inclinações em relação as fibras da madeira, conforme a Figura 27, a seguir.

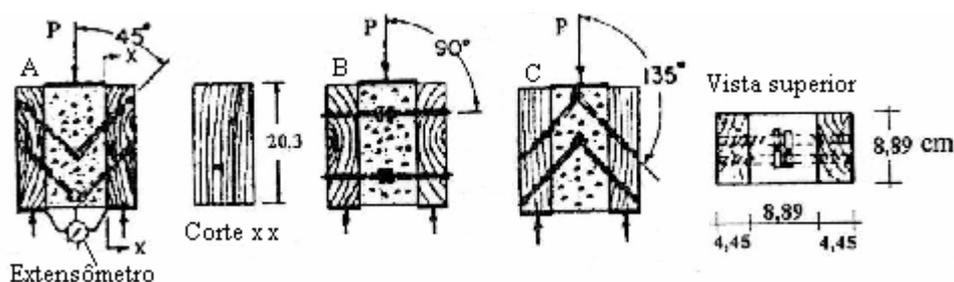


Figura 27 - Corpos-de-prova de Richart e Willians (1943, p 260).

<sup>2</sup> RICHART, F. E., WILLIANS Jr, C. B. (1943) *Tests of composite timber-concrete beams*. Journal of the American Concrete Institute, Michigan, n. 4, v. 14, p. 253-276.

Por facilidades de execução o concreto foi mantido na parte interna do corpo-de-prova.

Ceccotti (1995, p 5) sugere um possível corpo-de-prova para determinação do diagrama carga versus deslocamento dos conectores de cisalhamento, representado na Figura 28, a seguir. Sugere a utilização de dois conectores, independente do sistema de conexão. Este corpo-de-prova, não convencional, apesar das dificuldades de ensaio, representa melhor a condição real de sollicitação dos conectores.

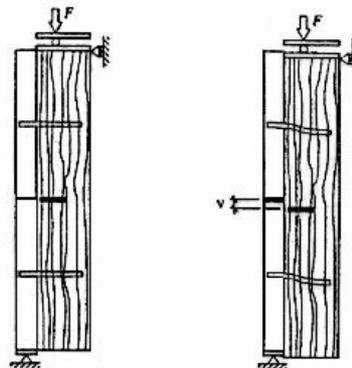


Figura 28 - Corpo-de-prova sugerido por Ceccotti (1995, p 5).

Souza (1998), ensaiou corpos-de-prova de cisalhamento do tipo “push out” de madeira e concreto, conforme a Figura 29 , a seguir, utilizando conectores dos tipos: pinos de aço e cantoneiras pregadas, cavilhas de madeira com seção circular, e retangular, perpendiculares ao plano cisalhante e duas dimensões na largura das peças de concreto.

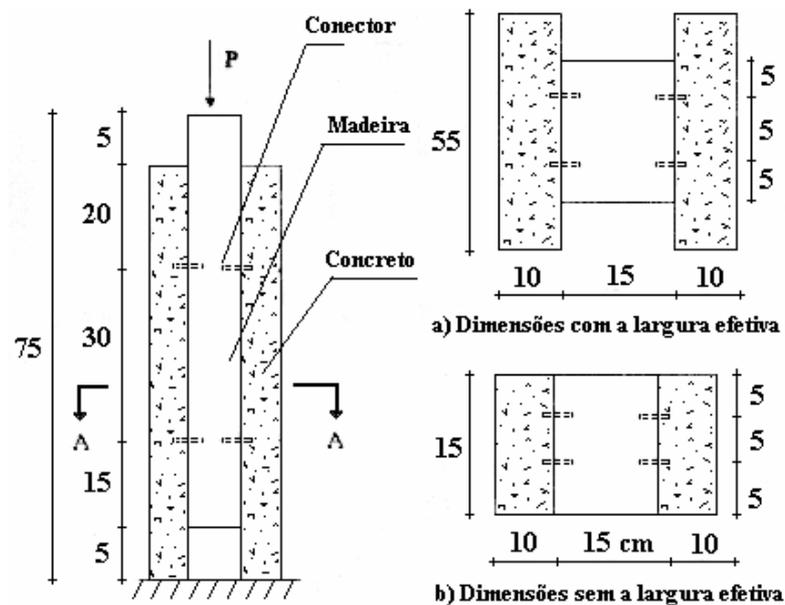


Figura 29 - Corpo-de-prova de cisalhamento de madeira e concreto utilizado por Souza (1998, p. 98).

Souza, Chahud e Magalhães (1998), apresentaram resultados utilizando o mesmo corpo-de-prova apresentado por Souza (1998).

Soriano et al (1998), utilizou corpos-de-prova com a parte central de concreto e conectores do tipo pregos, posicionados perpendiculares à superfície cisalhante, conforme a Figura 30 , a seguir:

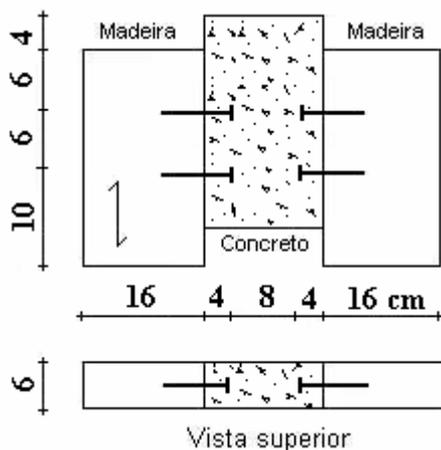


Figura 30 - Corpo-de-prova utilizado por Soriano et al (1998).

A norma BS 5400 (1979, p. 11), apresenta um corpo-de-prova para ensaios de conectores do tipo pino de aço com cabeça, posicionados, por meio de soldas, perpendicularmente à superfície cisalhante em peças de aço e concreto, conforme a Figura 31, a seguir. Observa-se os detalhes da armadura dupla com barras de alta resistência e alta aderência, com diâmetro de 10mm.

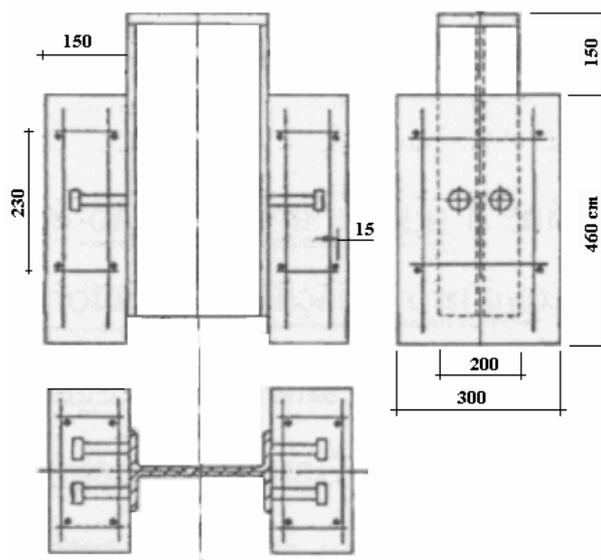


Figura 31 - Corpo-de-prova de cisalhamento para aço e concreto. BS 5400 (1979 p. 11).

A norma EURICÓDIGO 4 (1994, p. 34), apresenta um modelo de corpo-de-prova para ensaios de conectores do tipo pinos de aço com cabeças, posicionados, por meio de soldas, perpendiculares à superfície cisalhante em peças de aço e concreto, conforme a Figura 32, a seguir. Observa-se os detalhes da armadura dupla com barras de alta resistência e alta aderência com diâmetro de 10mm.

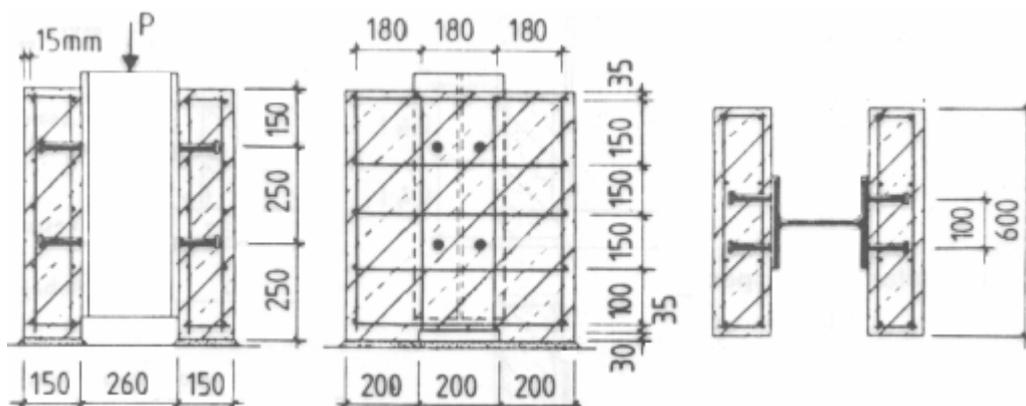


Figura 32 - Corpo-de-prova de cisalhamento para aço e concreto. EUROCÓDIGO 4 (1994, p. 34).

Esta norma apresenta também a possibilidade de ensaios especiais utilizando corpo-de-prova que representem as condições específicas da viga mista em estudo, com as seguintes considerações: a dimensão longitudinal do corpo-de-prova deve estar relacionada com os espaçamentos dos conectores da viga mista; a largura da placa de concreto não deve ser maior do que a largura efetiva da viga mista; a espessura da placa de concreto não deve ser menor do que a espessura da placa de concreto da viga mista e a armadura deverá ser igual à armadura da viga projetada.

Nicolas (2001), realizou três séries de ensaios com conectores do tipo prego, posicionados perpendiculares ao plano cisalhante e utilizou corpos-de-prova de madeira e concreto conforme a Figura 33 a seguir. No primeiro ensaio utilizou armadura dupla com barras de aço do tipo CA 60, galvanizadas, com diâmetro de 3,0 mm, formando duas malhas soldadas de 150 x 50 mm, uma em cada lado da peça de concreto. No segundo e terceiro ensaios, as armaduras tiveram formas idênticas porém foram executadas com diâmetro de 5,0 mm.

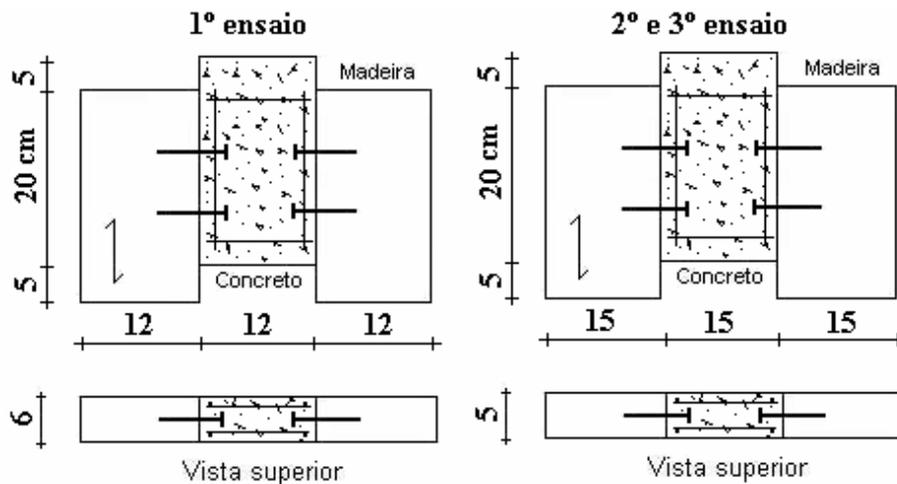


Figura 33 - Corpos-de-prova utilizado por Nicolas (2001).

Soriano (2001), ensaiou duas séries de corpos-de-prova: na primeira série utilizou conectores do tipo prego e na segunda série, conectores do tipo pregos com diâmetros maiores, e parafusos auto atarrachantes, posicionados perpendicularmente ao plano cisalhante. Utilizou corpos-de-prova de madeira e concreto conforme a Figura 34, a seguir. Na primeira série de ensaios utilizou armadura no plano central da placa de concreto, com barras de aço do tipo CA 60, com diâmetro 3,0 mm, formando malhas soldadas de 150 x 50 mm, semelhantes às armaduras utilizada na viga mista em estudo. Na segunda série de ensaios, as armaduras tiveram formas idênticas e foram executadas com diâmetro de 5,0 mm.

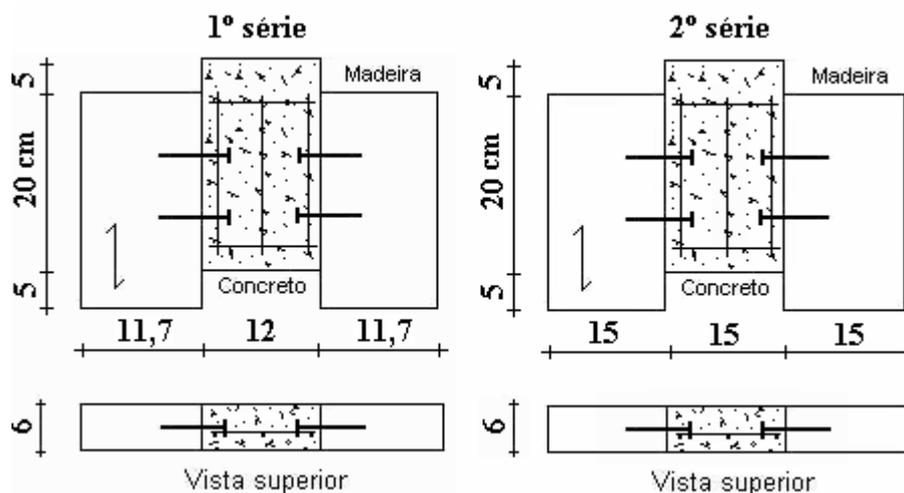


Figura 34 - Corpos-de-prova utilizado por Soriano (2001).

Matthiesen (2001) utilizou três modelos de corpos-de-prova de cisalhamento para estudos de conectores em ligações de madeira e concreto, sendo:

a) - em ensaios preliminares utilizou o modelo de corpo-de-prova, apresentado na Figura 35 , com os seguintes tipos de conectores: sulcos na madeira; sulcos e parafusos auto-atarrachantes perpendiculares ao plano cisalhante; somente os parafusos auto atarrachantes perpendiculares ao plano cisalhante e parafusos auto-atarrachantes inclinados em relação ao plano cisalhante. A madeira utilizada foi a Cupiuba (*goupia glabra*) com dimensões de 10 x 10 x 42cm.



Figura 35 - Corpo-de-prova utilizado em ensaios preliminares. Matthiesen (2001)

b) - na segunda série de ensaios, utilizou os corpos-de-prova apresentados na Figura 36, a seguir, formados por um elemento central de madeira, com dimensões de 10 x 10 x 42 cm e duas placas de concreto armado com dimensões de 10 x 30 x 42cm. Os conectores utilizados foram parafusos auto-atarrachantes de aço, com diâmetros de 9,8 e 12,7 mm e comprimento de 120 mm. Os parafusos foram posicionados com inclinação de 50° em relação ao plano cisalhante, no formato “X”. As madeiras utilizadas foram : Pinus oocarpa (*Pinus oocarpa shied*); Eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*) e Cupiuba . Utilizou no concreto, armaduras duplas formadas por barras de aço soldadas com diâmetro de 8,0 mm. O autor comenta que a forma de ruptura do corpo-de-prova ocorreu por embutimento do parafuso na madeira.



Figura 36 - Detalhes dos corpos-de-prova e das armaduras utilizadas por Matthiesen (2001), na segunda série de ensaios de conectores de aço.

c) - na terceira série de ensaios, utilizou os corpos-de-prova apresentados na Figura 37, formados por um elemento central de madeira, com dimensões de 10 x 10 x 25 cm e duas placas de concreto armado com dimensões de 10 x 10 x 25cm. Os conectores utilizados foram pregos com diâmetro de 7,0 e comprimento de 163,0 mm; parafusos auto-atarrachantes de aço, com diâmetros de 9,8 e 12,7 mm e comprimento de 128 mm e, barras de aço do tipo CA 50 com diâmetro de 12,5 e comprimentos de 128,0 e 150,0 mm. Os conectores foram posicionados na perpendicular e com inclinações de 50° com formato “X”, em relação ao plano cisalhante. A madeira utilizada foi a Cupiuba e no concreto foram utilizadas armaduras duplas formadas por barras de aço do tipo CA 50 com diâmetro de 6,3 mm e dois estribos de aço CA 60 com diâmetro de 4,2 mm.

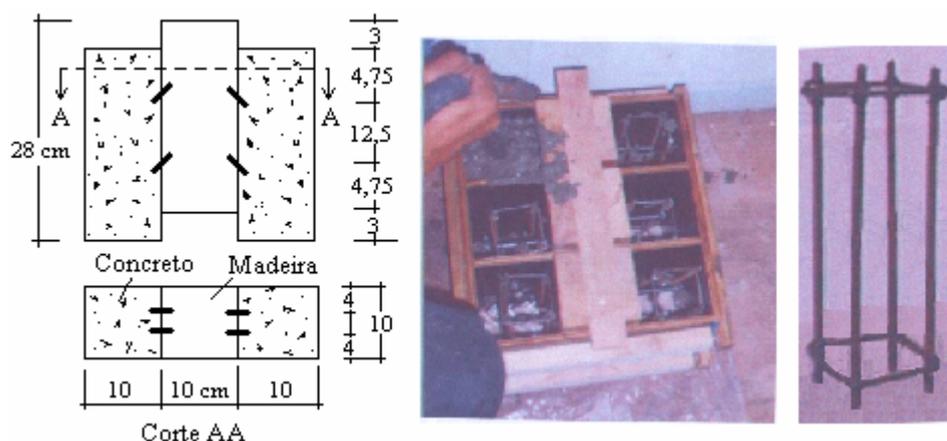


Figura 37 - Detalhes e dimensões do corpo-de-prova utilizado por Matthiesen (2001) na terceira série de ensaios.

O autor comenta que em todos os corpos-de-prova em que foram utilizados pregos ou parafusos de 9,8 mm de diâmetro, a ruptura ocorreu por embutimento do conector na madeira. Para os parafusos e pinos de aço, com diâmetro de 12,7 mm, houve embutimento do conector na madeira e esmagamento localizado do concreto para carregamentos próximos à ruptura.

Para obter o módulo de deslizamento da conexão, utilizou um critério semelhante ao recomendado pela norma brasileira NBR 7190 (1997, Anexo B, item B.8.4) onde, por meio do diagrama carga versus deformação obteve a secante nos pontos 10% e 50% da resistência última em cada corpo-de-prova, conforme a eq. (4).

$$K = \frac{F_{50\%} - F_{10\%}}{\delta_{50\%} - \delta_{10\%}} \quad (4)$$

Ballarini, Crocetti e Piazza (2002), realizaram ensaios com conectores do tipo parafusos auto atarrachantes, posicionados perpendicularmente ao plano cisalhante, dentro de entalhes e com diferentes geometrias. O objetivo da pesquisa foi avaliar o módulo de deslizamento variando os seguintes parâmetros: profundidade do entalhe; ângulo do entalhe ; posição do parafuso auto atarrachante e área de cisalhamento da viga. Foi utilizado um modelo de corpo-de-prova conforme a Figura 38, a seguir.

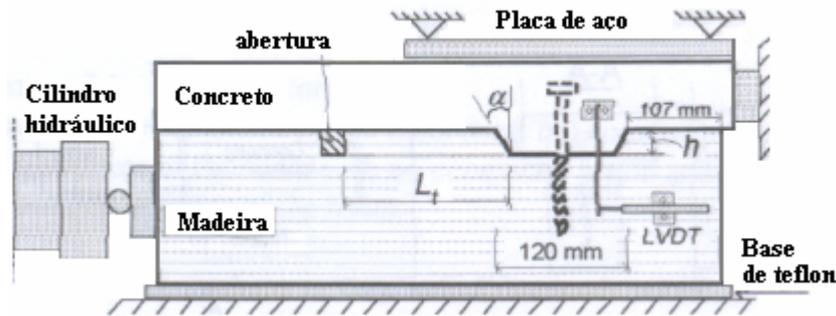


Figura 38 - Corpo-de-prova de cisalhamento  
Ballarini, Crocetti e Piazza (2002)

#### 2.4.2 – INFLUÊNCIAS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO NA RIGIDEZ EFETIVA DAS PEÇAS ESTRUTURAIS COMPOSTAS.

As variações crescentes do módulo de deslizamento apresentam um comportamento assintótico em relação à rigidez efetiva de flexão, para os elementos estruturais com seção composta. A partir de determinados valores, acréscimos significativos no valor do módulo de deslizamento, pouco acrescenta no comportamento da rigidez efetiva da estrutura composta. Este comportamento, já comentado por vários autores, sugere que a partir de um determinado limite do módulo de deslizamento a conexão poderá ser considerada como rígida, facilitando o desenvolvimento do modelo de cálculo. Embora este limite ainda não tenha sido proposto, não há dificuldade em se trabalhar com a rigidez, de um determinado conector, considerando a conexão como sendo semi-rígida.

A equivalência entre determinados conectores pode ser estabelecida a partir do módulo de deslizamento equivalente da conexão ( $K_{eq}$ ). Em peças com largura constante este valor corresponde, para cada tipo de conector, ao módulo de deslizamento dividido pelo espaçamento entre conectores.

$$K_{eq} = K/s$$

Onde:

$K$  = módulo de deslizamento do conector.

s = espaçamento entre conectores.

Conectores diferentes podem ter equivalência de rigidez alterando-se a quantidade em um mesmo espaçamento.

$$K_{1,eq} = n K_{2,eq}$$

Onde: considerando  $K_1 \geq K_2$

n = número de conectores para um mesmo espaçamento.

O conceito de módulo de deslizamento equivalente esta embutido em todos os modelos matemáticos mais elaborados, utilizados para o cálculo de esforços internos e tensões nas estruturas de seções compostas com ligações semi-rígidas. Nestes modelos altera-se a rigidez equivalente, em uma determinada região da estrutura, modificando o espaçamento entre os conectores.

Tacitano (2000, Apêndice), apresentou resultados de rigidez efetiva, tensões normais no concreto e na madeira, força cisalhante nos conectores e flechas, simulando numericamente variações de carregamentos em uma viga com seção composta de madeira e concreto. Considerou também variações de módulo de deslizamento equivalente. Os resultados foram obtidos por meio de um modelo numérico que denominou “Método Aproximado” com soluções analíticas aproximadas, desenvolvidas por Kreuzinger (1995, p.2)<sup>3</sup> apud Tacitano (2000, p. 48) com as mesmas hipóteses básicas constitutivas do método que denominou “Método Exato” apresentado e desenvolvido por Girhammar e Gopu (1991 e 1993)<sup>4</sup> apud Tacitano (2000, p. 30), utilizando as equações de equilíbrio e hipóteses básicas, de flexão, da Teoria da Elasticidade. A Figura 39, a seguir, apresenta a viga estudada, considerando  $E_c = 35419$  MPa e  $E_{w,0} = 11970$  MPa.

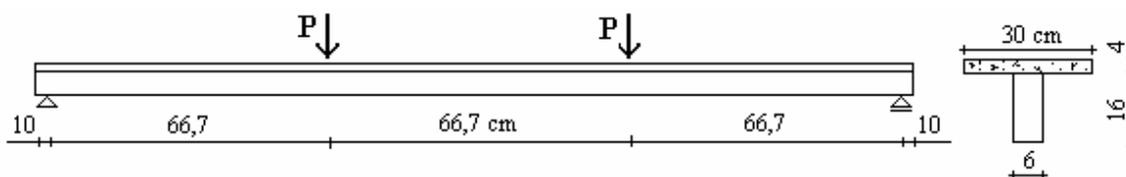


Figura 39 - Viga de seção composta de madeira e concreto utilizada por Tacitano (2000) em simulação numérica.

<sup>3</sup> KREUZINGER, H. (1995) *Mechanically jointed beams and columns*. In: Timber Engineering – STEP 1. Almere, Centrum Hout,

<sup>4</sup> GIRHAMMAR, U. A., GOPU, V. K. A. (1993) *Composite beam-columns with interlayer slip-exact analysis*, Journal of Structural Engineering–ASCE, New York, Apr., n. 4, v. 119, p. 1265–1282.

A Figura 40, a seguir, apresenta o comportamento da rigidez efetiva de flexão de uma viga composta de madeira e concreto, em relação às variações do módulo de deslizamento efetivo. O valor limite mínimo para o módulo de deslizamento, corresponde a  $K = 0$ , ou seja, o deslizamento entre os materiais é total, condição em que não existe conexão. O limite máximo,  $K \rightarrow \infty$ , corresponde à condição de conexão rígida, ou seja não haverá deslizamento entre os materiais.

$$EI_{ef, \max} = EI_{total}$$

$$EI_{ef, \min} = E_{w,0} I_w + E_c I_c$$

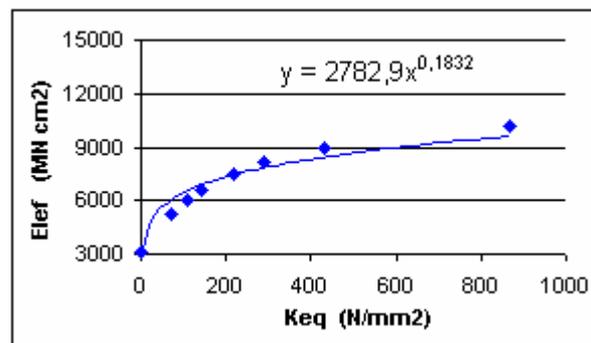


Figura 40 - Relações entre  $EI_{ef}$  versus  $K_{eq}$ , resultados obtidos de Tacitano (2000, Apêndice).

Em consequência do comportamento da rigidez efetiva à flexão, relações assintóticas também ocorrem entre o módulo de deslizamento equivalente e a flecha na estrutura, conforme apresentado na Figura 41, a seguir. O valor máximo para a flecha corresponde à condição em que não existe conexão entre os materiais.

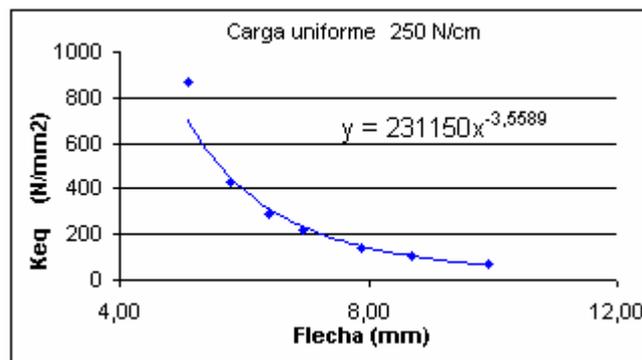


Figura 41 - Relações entre  $K_{eq}$  versus Flecha, resultados obtidos de Tacitano (2000, Apêndice).

Utilizando o modelo numérico sugerido pela norma EUROCODE 5 (1993, Anexo B) em simulações numéricas com variações do módulo de deslizamento versus

espaçamento entre conectores, obtive-se as relações entre rigidez efetiva de flexão e módulo de deslizamento, apresentadas pela Figura 42, a seguir:

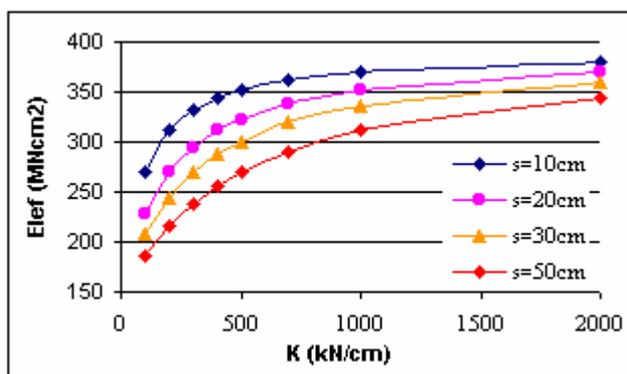


Figura 42 - Relações entre  $EI_{ef}$  versus  $K$  para variações de espaçamentos entre conectores, EUROCODE 5 (1993, Anexo B).

Alvim e Almeida (2003) apresentaram estudos paramétricos sobre vigas mistas de seção “T”, de madeira e concreto, observando que em vãos pequenos é muito difícil atingir boa interação entre as parte interligadas, independente do tipo de conector ou espaçamento usado. Para vãos entre 6 e 12m é muito mais fácil atingir uma interação plena entre os componentes da seção composta. A Figura 43, a seguir ilustra o comportamento de vigas com seção “T”, considerando  $E_c = 30\text{GPa}$  e  $E_{w,0} = 19,5\text{ GPa}$ .

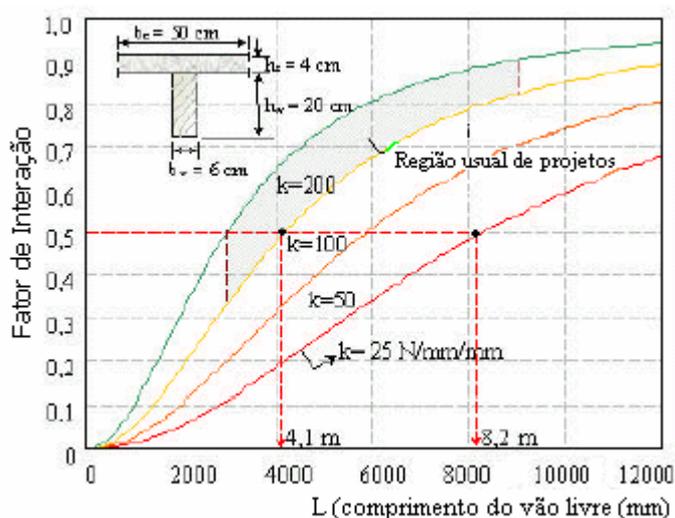


Figura 43 - Relações entre o Fator de interação versus Vão livre de vigas mistas de seção T. Alvim e Almeida (2003, p. 7).

O exemplo ilustrado na Figura 43, acima, mostra que para um fator de interação 50%, o vão livre de 4,1m necessitaria de um valor  $K_{eq} = 100\text{ N/mm}^2$ , porém para um vão duas vezes maior e com o mesmo fator de interação, o valor do módulo de deslizamento necessário seria  $K_{eq} = 25\text{ N/mm}^2$

A Figura 44, a seguir, apresenta as relações entre a rigidez efetiva à flexão e o módulo de deslizamento equivalente considerando variações do vão livre.

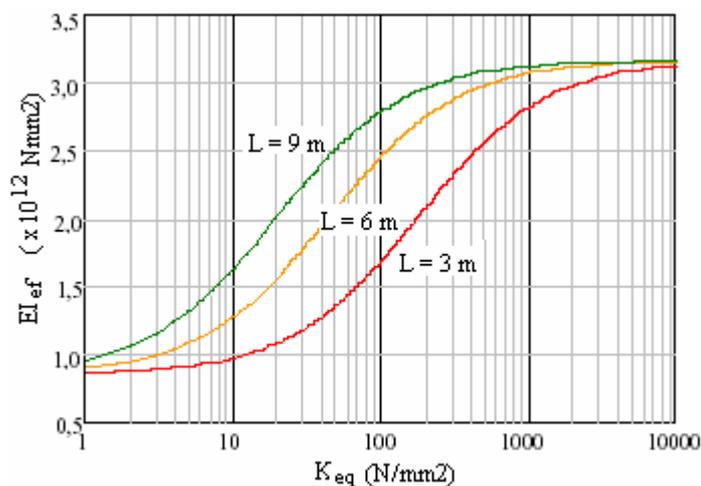


Figura 44 - Relações entre  $EI_{ef}$  versus  $K_{eq}$ , para vigas mistas de seção T, considerando variações de vão livre. Alvim e Almeida (2003, p. 9).

Para um mesmo valor de módulo de deslizamento equivalente,  $K_{eq} = 100 \text{ N/mm}^2$  respectivamente para vãos de 3,0; 6,0 e 9,0 m a rigidez efetiva da viga mista com seção T, corresponde aos valores: 1,65; 2,45 e 2,80 ( $\times 10^{12} \text{ Nmm}^2$ ).

Observa-se também que para vãos de 9 m, valores da rigidez equivalente, maiores do que  $200 \text{ N/mm}^2$  pouco contribuem nos acréscimos da rigidez efetiva da viga mista com seção T.

## 2.5- O COMPORTAMENTO DAS RESINAS ESTRUTURAIS E DA ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS EM PEÇAS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

O sucesso das estruturas de madeira depende significativamente do detalhamento dos nós empregados. Batchelar e McIntosh (1998), comentam que os nós estruturais podem custar de 5% a 50% do valor das peças sem ligações, eles podem definir o tamanho final das peças e consomem cerca de 70% dos esforços de projeto. Ainda, se não forem corretamente detalhados ficarão esteticamente desagradáveis.

Desenvolver conexões resistentes e confiáveis é a chave para assegurar o desempenho e a segurança das estruturas de madeira. Com a possibilidade de desenvolver ligações simples, fáceis de executar, resistentes e duráveis, as barras de aço coladas, com adesivos estruturais, passaram a ser aplicadas em diferentes situações. Este

tipo de conexão tem recebido atenção e reconhecimento por causa da excelente aparência estética e desempenho.

As conexões de barras de aço coladas tem sido amplamente utilizadas nos países europeus, conforme Deng, Moss e Buchanan (1998), as maiores aplicações ocorrem nas estruturas laminadas coladas, e as barras de aço mais utilizadas são as barras rosqueadas com diâmetros entre 12 e 24mm. As principais utilizações para as barras coladas estão representadas na Figura 45, a seguir,

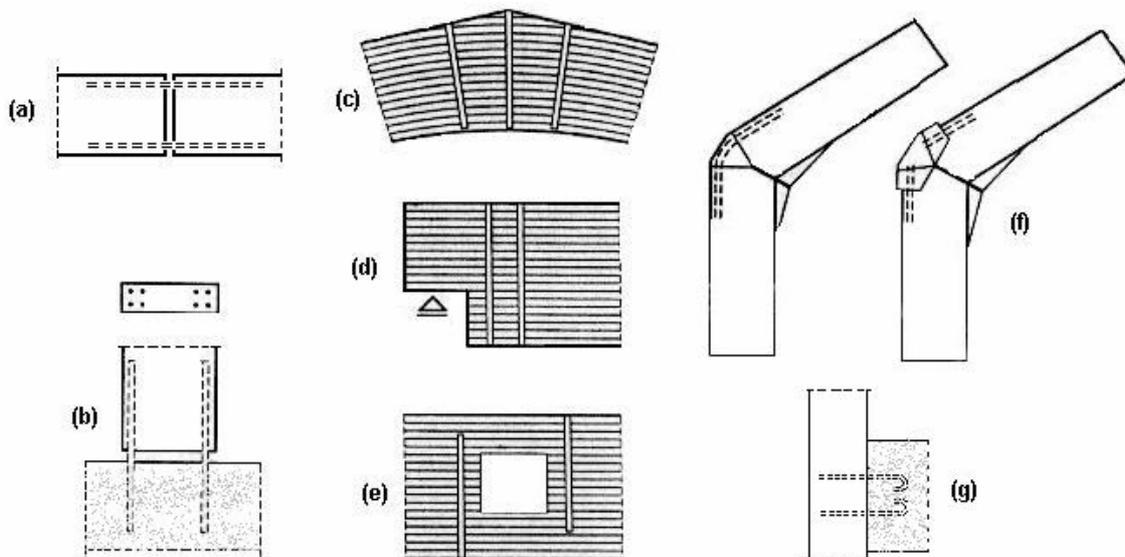


Figura 45 - Exemplos de aplicação de barras de aço coladas em estruturas de madeira.

Sendo: (a) emendas de topo; (b) ligações de peças estruturais em blocos de fundações; (c) reforços em zonas de máximas curvaturas de vigas laminadas coladas; (d) e (e) transferência de forças dentro de uma estrutura ou parte dela; (f) elementos de ligação em nós de pórticos e (g) elementos de ligações de peças de madeira, em alvenaria, concreto ou aço.

As barras de aço coladas são predominantemente solicitadas na direção axial e suas principais vantagens são:

- As conexões com barras coladas, permitem maiores níveis de transferências de esforços do que as conexões convencionais.
- Ligações com barras coladas resistem a grandes momentos fletores.
- Os furos utilizados nas ligações com barras coladas não enfraquecem as peças estruturais como acontece nas ligações parafusadas.

- Possíveis erros em canteiros de obras, com altos custos, devido a furações inadequadas, são evitados, considerando que as ligações de com barras de aço coladas são planejadas e desenvolvidas na indústria..

- Possibilita unir grandes, peças permitindo maiores vãos livres.

- As peças estruturais ficam mais estéticas evitando conectores aparentes como chapas dentadas ou parafusos.

- As conexões com barras coladas são facilmente protegidas contra o fogo.

- As conexões com barras coladas são potencialmente mais baratas do que o sistema “finger-joint” uma vez que não necessitam de máquinas especiais para sua execução.

- As conexões apresentam menos material e menor custo de produção.

Aicher, Gustafsson e Wolf (1999), consideram que as ligações de barras de aço coladas apresentam várias vantagens técnicas e econômicas crescentemente reconhecidas e o seu emprego, como sendo um dos mais promissores tipos de ligações de alta resistência para industrialização das estruturas de madeira. Advertem porém, que o uso de forma econômica e segura, depende do conhecimento em profundidade de todos os parâmetros que influenciam no comportamento de ancoragem e das muitas diferentes situações de trabalho, comparado às ligações mecânicas.

As resinas sintéticas estruturais mais utilizadas em estruturas de madeira são classificadas em três grupos: as fenol-resorcinol formoldeídos (PRF), as poliuretanas (PUR) e as epóxis (EP), estas resinas vêm sofrendo contínuos desenvolvimentos, apresentando cada vez melhores propriedades e menos defeitos ao longo do tempo. Muitas informações e resultados obtidos há alguns anos, não mais se aplicam às novas resinas existentes. Gardner (1994), testou três adesivos no desenvolvimento de sistemas de reforços em estruturas de madeira laminada colada e apresentou algumas propriedades das resinas da época, como por exemplo: “O (PRF), não apresenta boa penetrabilidade (capacidade de preenchimento de falhas), apresenta consideráveis propriedades de retração e requer cura a quente; (EP) apresenta alta resistência, boa penetrabilidade e não apresenta retrações, e é relativamente caro”. Atualmente o (PRF) não necessita de cura a quente e apresenta menos retrações, o (EP) com muitas opções, encontra-se com custo competitivo em relação às outras resinas.

A resina fenol resorcinol formoldeído, tem longa história de utilização em madeiras laminadas coladas, entretanto há sugestões para não ser aplicado em reforços ou onde o tamanho do furo é maior do que o tamanho da barra de aço, devido à redução

de resistência quando não é possível aplicar pressões na colagem ou pelo efeito de retração no início de endurecimento da resina. A poliuretana é sensível às elevações de temperaturas e por isso deve ser usado com especial cuidado para cargas permanentes.

Havia, anteriormente, restrições para utilização das resinas epóxis, como resinas estruturais, com a suspeita de apresentarem rupturas frágeis com aumento de temperatura ou frente a cargas de longa duração. Hoje, estes adesivos são os mais indicados para ancoragem de barras de aço em peças estruturais de madeira.

Gardner (1994), após vários ensaios comparando três resinas: uma fenol resorcinol formoldeído; uma uréia formoldeído e uma epóxi, em testes de ancoragens de barras de aço coladas; testes de flexão em vigas de madeira reforçadas com chapas de aço coladas, com solicitações de longa duração; testes em nós de pórticos, de madeira laminada colada, reforçados com chapas de aço coladas e testes em ligações do tipo “finger joints”. concluiu que a resina epóxi é claramente o adesivo mais adequado para reforços ou colagens de elementos de aço em peças de madeira. Defende a re-inclusão desta resina no código normativo australiano, norma BS1328 , acompanhada das especificações das resinas epóxis adequadas e os procedimentos apropriados para os testes de controle de qualidade. Considera que se trata de uma tecnologia nova e, havendo limitações de dados sobre o comportamento desta resina em testes de longa duração e, existindo muitos tipos de resinas epóxis, os resultados obtidos para uma resina não pode ser extrapolada para predizer o comportamento de outra resina.

Kemmsies e Streicher (1994), trabalharam com corpos-de-prova, comprimindo axialmente uma placa de aço colada. Adotou como tratamento superficial para as placas de aço o seguinte: desengraxar, lixar e desengraxar novamente. Utilizou três adesivos bi-componentes, uma epóxi convencional (EP), uma epóxi endurecida (mais pastoso) (EPt) e uma poliuretana (PUR).

Apresentaram o diagrama de tensão de cisalhamento para os adesivos versus variações de temperaturas mantendo a espessura da linha de cola com 1,0mm e, o diagrama de carga versus deformações, para os adesivos em ambiente com temperatura de 70 °C, mantendo também a espessura da linha de cola com 1,0mm. A resina epóxi convencional apresentou predominantemente rupturas de adesão na superfície do aço, a epóxi pastosa apresentou grande porcentagem de rupturas na interface da madeira, indicando baixa penetração do adesivo na madeira e, com a poliuretana houve predominância de rupturas de adesão na interface da madeira para temperaturas mais elevadas. As resinas epóxis apresentaram pequenos aumentos de resistência ao

cisalhamento com o aumento da temperatura, enquanto que a poliuretana apresentou rápida queda de resistência com temperaturas a partir de 40° C, conforme a Figura 46, a seguir:

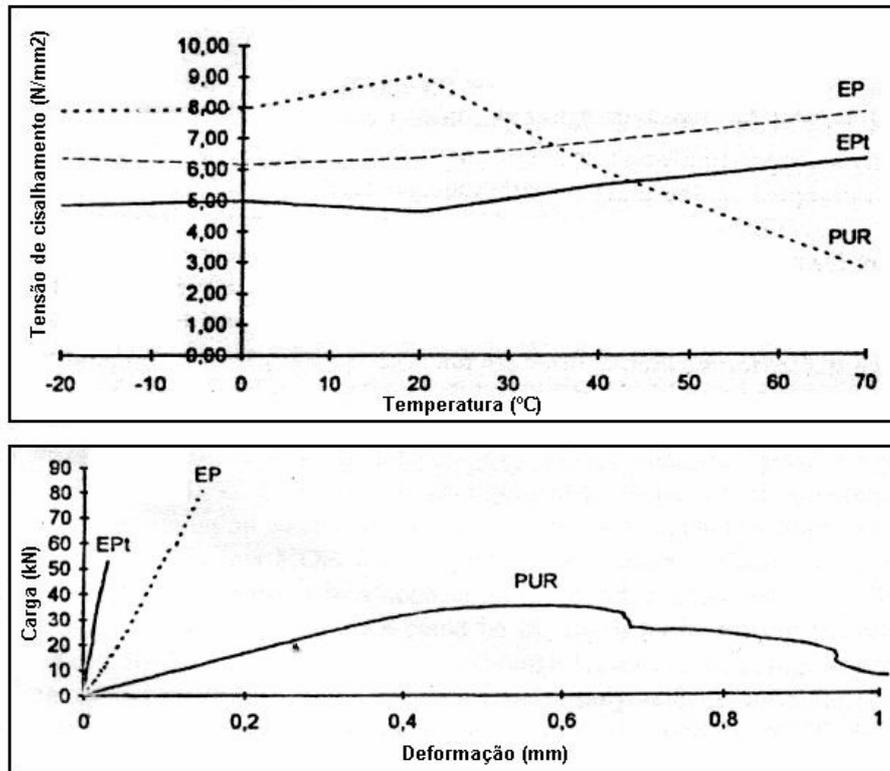


Figura 46 - Diagramas: tensão de cisalhamento das resinas versus temperatura e diagrama de carga versus deformação em corpos-de-prova com chapas de aço coladas, em temperatura de 70°C. Kemmsies e Streicher (1994).

Onde: EP=Epóxi comum; EPt= Epóxi pastosa e PUR= poliuretana.

Observaram que as resinas epóxis não apresentaram problemas com a umidade contida na madeira até 15%, porém, ficou demonstrado que umidades de 12% ao invés de 8%, levou a uma menor resistência de adesão. A resina poliuretana deve ser utilizada em madeiras com umidades abaixo de 10%, ou encherá a linha de cola com bolhas, atraindo CO<sub>2</sub> livres, conseqüentemente enfraquecendo a ligação.

Apresentaram resultados observando variações de ciclos de temperatura, com 20 e 40 ciclos, permanecendo doze horas em temperatura de -20°C e doze horas em temperatura de 70 °C, em cada ciclo, o (EP) e o (PUR) com 1,0 e 2,0mm de espessura de colas também foram testados, comprimindo-se a chapa metálica. Com o (EP), foi notado uma queda de 15% na resistência ao cisalhamento, independente da espessura da linha de cola e com o (PUR) observou-se uma queda na resistência no cisalhamento de

40%, com a espessura da linha de cola de 1,0mm e redução de 28% para a espessura da linha de cola com 2,0mm.

Apresentaram também resultados de testes de variações climáticas aceleradas em corpos-de-prova de madeira e placas de aço coladas. Foram aplicados, ciclos de variações de temperaturas e umidades relativas do ar, cada ciclo durou uma semana em um total de 1, 3 e 7 ciclos. Observaram que as resinas foram indiferentes ao tratamento quanto à resistência, porém foi constatada corrosão na interface do aço e conseqüente perda de resistência ao cisalhamento.

Entre as conclusões, apresentaram a seguinte observação: como a ligação deve ser capaz de resistir às ações permanentes e acidentais durante a vida útil da construção, a corrosão provocada pela intempérie, deterioraria a linha de cola, diminuindo progressivamente a adesão, assim, o tratamento superficial do aço passa a ter aspecto decisivamente importante no projeto.

Johansson (1995), descreve o comportamento e sugere cuidados para a execução da colagem de parafusos em peças de madeira laminada colada. No cálculo das resistências de ancoragens com ações axiais e laterais, apresenta as expressões desenvolvidas por Riberholt (1988). Na recomendação de proteção contra corrosão refere-se aos parafusos solicitados axialmente, existindo o risco da adesão da resina na superfície do aço ser destruída pelo avanço da corrosão e sugere a utilização de parafusos galvanizados.

Buchanan e Deng, (1996), descrevem um extenso experimento sobre forças axiais de tração em barras de aço coladas, paralelas às fibras de madeira laminada colada. Os materiais utilizados foram: madeira laminada colada de *Pinus Radiata*, com densidade de 505 Kg/m<sup>3</sup> e umidade de 12,8%, tratada com CCA; barras de aço com diâmetros variando de 12 a 24mm e dois tipos de com rugosidades superficiais: barras com superfícies rugosas com tensão de escoamento 475 MPa e barra com superfície rosqueada com tensão de escoamento 680 MPa e resinas epóxis K80, Araldite 2005 e West System Z 105/205.

O experimento foi conduzido com dois tipos de solicitações, sendo:

(a) - Cargas de curta duração: utilizou um planejamento estatístico em fatorial 2<sup>7</sup>, com sete fatores em dois níveis, investigou o tipo de resina epóxi, o efeito das superfícies das barras, o efeito do diâmetro das barras, o comprimento de ancoragem, a distância do furo em relação às bordas das peças de madeira, o diâmetro do furo e a umidade contida na madeira, com simples replicação. Em uma segunda fase após

selecionar os fatores significantes repetiu o experimento com planejamento estatístico em fatorial  $3^4$ , com quatro fatores e três níveis, investigou o tipo de epóxi, diâmetro das barras, comprimento de ancoragem e distância dos furos em relação às faces da madeira, com simples replicação. Vários testes foram realizados com extensômetros elétricos “strain gages” presos ao aço e à madeira.

(b) - Cargas de longa duração: investigou a perda de tensões em corpos-de-prova sob regime contínuo de carregamento, contribuindo para superar uma das maiores preocupações referentes às conexões coladas, a falta de dados sobre o comportamento da ligação com cargas de longa duração. A duração do experimento foi de dois anos com 24 corpos-de-prova testados em ambientes cobertos e 24 corpos-de-prova em simulações de intempéries.

As conclusões apresentadas estão relatadas a seguir:

- A média das forças de ancoragem em corpos-de-prova úmidos (22-30% de umidade) foi de 76% dos corpos-de-prova secos (10-16% de umidade).

- O modo de ruptura predominante nos corpos-de-prova secos, representando cerca de 80% das rupturas, foi o arrancamento das barras coladas na direção paralela às fibras, acompanhado de rachadura da madeira e perda de adesão na superfície das barras. A outra forma mais comum de ruptura foi a madeira sendo arrancada próximo da extremidade externa da ancoragem. Nos corpos-de-prova úmidos, a rachadura aconteceu em 57% dos casos e a segunda forma mais comum, representando 20% dos casos, foi o arrancamento da barra de aço com toda resina epóxi aderida, caracterizando ruptura da adesão na interface da madeira.

- As barras com superfície deformada tiveram menores resistências de ancoragens do que as barras rosqueadas, porque as curvas superficiais das barras deformadas formaram mais efeitos de cunha do que as superfícies das barras rosqueadas, resultando em mais rupturas por rachamento. A média de resistência ao arrancamento das barras com superfícies deformadas foi de 80% da média das barras com superfícies rosqueadas.

- As análises mostraram que a carga de ruptura tende a ser proporcional ao comprimento de ancoragem até um limiar além do qual há pequenos acréscimos.

- A carga de ruptura foi aproximadamente proporcional ao diâmetro da barra.

- A resistência média decresce quando diminui a distância do furo à face da peça de madeira. A resistência de ancoragem é proporcional a:

$$(e/d)^{0,5}$$

Onde:

e = a distância do centro do furo à face da madeira

d = diâmetro do furo.

- A força de ruptura tende a aumentar com o diâmetro do furo. Maiores furos resultam em mais resina epóxi na conexão e menor média de tensão na interface com a madeira.

- Houve significantes diferenças entre os três tipos de epóxis. O Araldite 2005 apresentou os maiores e o West System os menores resultados de resistência ao arrancamento das barras de aço. O epóxi da West System apresentou um aspecto mais vítreo e quebradiço do que os outros epóxis.

- As análises levaram a um modelo numérico para estimar a média das tensões de ancoragem das barras de aço que apresentou o coeficiente de determinação  $R^2 = 0,91$

$$F = 10,9 K_b K_e K_m (l/d)^{0,86} (d/20)^{1,62} (h/d)^{0,5} (e/d)^{0,5}$$

Onde:

F= resistência última de ancoragem.

d= diâmetro da barra ( $12 \leq d \leq 24$ )

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

h= diâmetro do furo ( $1,15d \leq h \leq 1,4d$ )

e= distancia da extremidade ao centro da barra ( $e \geq 1,5d$ )

$K_b$ = fator modificação para a barra

( 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

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

- Em seiscentos dias de observações, com recarga aos cento e cinquenta dias, os corpos-de-prova secos que ficaram em ambiente abrigado, mostraram excelentes resultados de ancoragem. Os corpos-de-prova que ficaram em um ambiente simulando as variações climáticas de temperaturas e umidades do ar, apresentaram muitas falhas quando as umidades estavam próximas do ponto de saturação das fibras ( $U = 30\%$ ), mas os resultados apresentaram-se satisfatórios quando a umidade permaneceu abaixo de 22%.

- Os resultados observados apresentaram um coeficiente de variação de 16% em relação aos valores estimados. Isso foi usado para obter o valor característico de resistência de ancoragem, alterando a constante 10,9 da equação para 8,16; a resistência correspondente ao quantil 5% inferior de uma distribuição normal.

$$F_k = 8,16 K_b K_e K_m (l/d)^{0,86} (d/20)^{1,62} (h/d)^{0,5} (e/d)^{0,5}$$

A Figura 47, a seguir apresenta as distribuições de tensões de cisalhamento ao longo do comprimento de ancoragem da barra de aço.

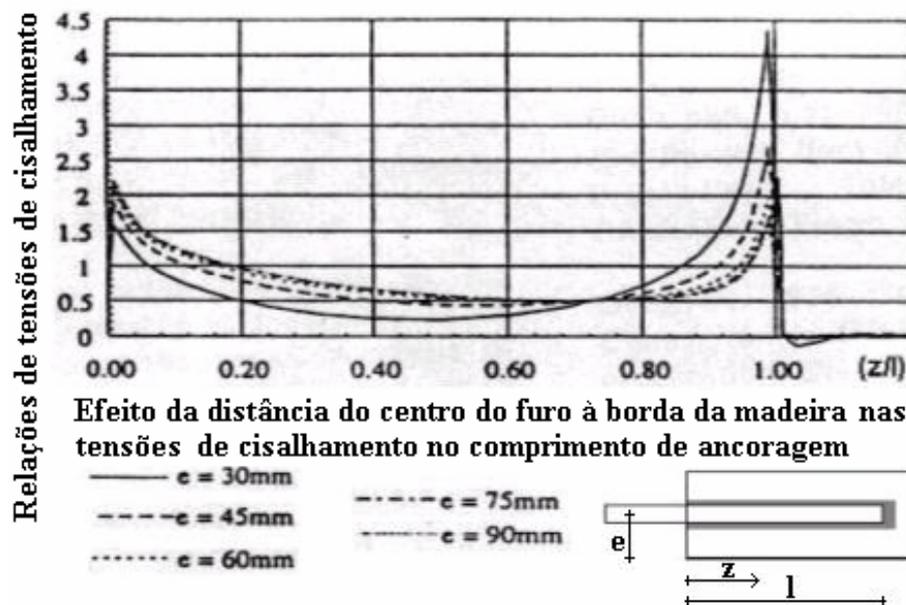


Figura 47 - Distribuição de tensões ao longo da barra colada.  
Buchanan e Deng (1996) p.4-449.

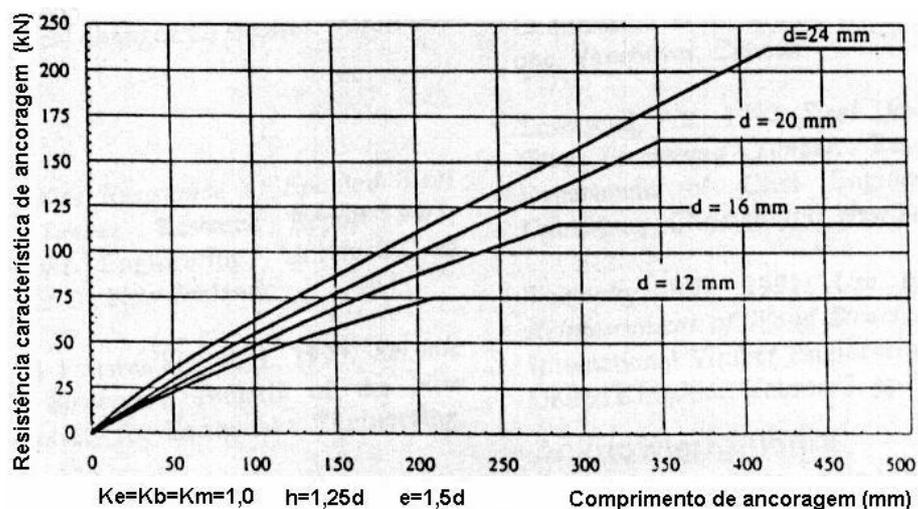


Figura 48 - Relação entre resistência de ancoragem e comprimento de ancoragem.  
Buchanan e Deng (1996) p.4-449.

Wernersson e Gustafsson (1996), comentam que a característica mecânica da ligação colada é determinada pelos componentes químicos da composição dos materiais envolvidos e que as propriedades locais da região de colagem apresentam grandes conseqüências para a capacidade global da ligação, também no caso de ruptura da ligação, na madeira. Comumente comenta-se que a ruptura na madeira é sinal da escolha correta do adesivo, discute-se que se o adesivo é mais resistente do que as cercanias do material madeira, não haverá preocupações a serem dadas para as propriedades do adesivo no projeto de ligação. Os autores concluem que para muitas ligações, a resistência ótima pode ser esperada se estiver limitada à resistência do adesivo, ao invés da madeira, considerando a maior variabilidade das propriedades mecânicas da madeira e das condições físicas durante a cura e ambientais no qual a ligação deverá atuar.

Batchelar e McIntosh (1998), revendo experiências de ruptura de ligações devido às misturas inadequadas e aplicações incorretas dos adesivos epóxi, “in loco”, concluem que toda a operação de colagem deve ser feita em ambiente de fábrica, com adequado controle de qualidade por pessoas especializadas. Observam que embora esteja se tornando menos comum, ainda persiste a atitude na indústria de construção sobre o “milagroso epóxi”, o super adesivo, que resolve todos os problemas. A escolha correta do adesivo, mistura e aplicação é crucial, o melhor resultado tem sido alcançado usando epóxi de baixa viscosidade, que pode fluir facilmente ao redor da barra assegurando total ancoragem.

Deng, Moss, e Buchanan (1998), complementam as informações apresentadas por Buchanan e Deng, (1996), analisam a distribuição de tensões nas barras coladas através de um modelo desenvolvido utilizando o método dos elementos finitos (MEF), essa análise permite a explicação de diferentes tipos de rupturas observadas em experimentos com cargas de curta duração. Apresentam sugestões para otimizar e desenvolver uma melhor geometria para a conexão. Apresentam as seguintes conclusões:

- As tensões de cisalhamento na conexão, não são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de ancoragem. As maiores concentrações de tensões ocorrem em ambas extremidades do comprimento de ancoragem e a concentração maior está na extremidade interior.

- As concentrações de tensões nas extremidades do comprimento de ancoragem podem ser significativamente reduzidas mudando a distancia do furo em relação à borda da peça de madeira ou furando a extremidade da barra de aço.

- A ruptura da adesão na interface do aço acompanhada de rachadura transversal da madeira, quando a barra de aço é solicitada na direção das fibras, foi justificada pelo modelo analítico, ocorre na região de maior tensão transversal acompanhada da maior tensão de cisalhamento na mesma região.

- A ruptura da madeira na extremidade externa da ancoragem é explicada pela alta concentração de tensões nesta extremidade.

- A mudança na espessura da camada de adesivo não teve efeitos significativos sobre a concentração de tensões.

- A maior concentração de tensões, na direção transversal à barra, ocorre na extremidade exterior do comprimento de ancoragem.

- A tensão na interface aço-adesivo é maior do que na interface madeira – adesivo.

Aicher, Gustafsson e Wolf (1999), analisaram a influência dos adesivos, a densidade da madeira, o comprimento de ancoragem e o diâmetro das barras de aço sobre a resistência de ancoragem. Utilizaram barras com superfícies rosqueadas coladas na direção paralela às fibras, em madeira laminada colada com classes de resistência C24 e C35, com umidade média de 11,7% e três tipos de adesivos: um fenol resorcinol formoldeido (PRF), com especial ruptura plástica, um poliuretano bi-componente (PUR) e um epóxi bi-componente (EP), ambos com ruptura vítrea. Obtiveram as seguintes conclusões:

- O adesivo plástico e os rígidos, apresentaram significantes diferenças na resistência de ancoragem, houve uma forte influência do tamanho absoluto do diâmetro da barra e da esbeltez da ancoragem ( $\lambda = l_a/d$ ).

- A resistência ao arrancamento pode ser estimada com boa aproximação, por uma equação simples que inclui o diâmetro da barra e a esbeltez de ancoragem.

- A influência da densidade da madeira, observada sobre a resistência de ancoragem das barras coladas, foi menor do que aquela considerada na equação adotada pelo EUROCODE 5 (1993, Parte 2, item A 2.2).

- As curvas cargas-deslocamento, das barras coladas com as resinas PUR e EP, foram mais acentuadas do que para a resina plástica PRF, As rigidez do EP e do PUR foram iguais na região elástica e diminuíram com a esbeltez da ancoragem.

- O comportamento da curva carga x deslocamento, para a resina PRF, sofreu influência da maior ou menor taxa de solitação.

- As rupturas do EP e do PUR são semelhantes em um intervalo de 75 a 90% da carga última, em geral ocorre subitamente uma pequena queda de tensão, aproximadamente 2%, e subsequente mudança de rigidez, iniciando o dano. A ruptura é frequentemente precedida de um ou dois saltos de tensão associados a acréscimos de deslocamentos.

- Em madeiras com classes de resistência C24 e C30 não houve diferenças de médias de resistência de ancoragens das barras coladas com PUR e PRF. No caso do epóxi a média da série C24 foi 7% menor comparado com a série C30.

- A intensidade dos efeitos de alguns parâmetros, sobre a resistência de ancoragem, pode variar dependendo do comportamento específico do adesivo.

Buchanan e Moss (1999), apresentam informações complementares aos estudos de Buchanan e Deng (1996), sobre o comportamento das barras de aço coladas com resinas epóxi, nas direção paralela às fibras, em madeira laminada colada, solicitadas com tração axial. A madeira utilizada foi *Pinus radiata* com densidade de 505 kg/m<sup>3</sup>, tratada com CCA e *Pinus radiata* com densidade de 545 kg/m<sup>3</sup>. Utilizaram barras de aço de alta resistência com superfície deformada ( $f_{yk} = 475$  MPa) e barras de alta resistência com superfície rosqueada ( $f_{yk} = 680$  MPa). Utilizaram quatro resinas epóxis, sendo: Araldite K80 e Araldite 2005, formuladas pela Ciba Geigy e industrializada pela Nuplex Industries Ltda.; a resina West System Z 105 com endurecedor Z 205 ou Z 206 e a resina ADR 310 com endurecedor ADH 26. Comentam que todas as resinas apresentaram baixa viscosidade e boa adesão e que as resinas de alta viscosidade devem ser evitadas por apresentarem adesões deficientes e conseqüentemente muitas falhas de ancoragem. Foram conduzidos dois experimentos com cargas de curta duração sendo o primeiro, com simples replicação e planejamento estatístico, em fatorial 2<sup>7</sup>, analisou-se: o tipo de epóxi; o tipo de superfície das barras; o diâmetro da barra; o comprimento de ancoragem; a distância do furo à extremidade da peça de madeira; o diâmetro do furo e a umidade contida na madeira. No segundo experimento o planejamento estatístico foi o modelo fatorial 3<sup>4</sup> com quatro fatores sendo: o tipo de resina epóxi; o diâmetro da barra; o comprimento de ancoragem e a distância do furo à extremidade da peça de madeira, todos com três níveis de informações definindo os intervalos de experimento para cada variável em simples replicação. Conduziram também um experimento com barras de aço coladas solicitadas à tração com cargas de longa duração. Durante quatro anos, 24

corpos-de-prova em condições abrigadas e 24 corpos-de-prova em condições, simulando os efeitos de intempérie, tiveram as barras de aço coladas solicitadas continuamente por meio de uma mola de aço em um quadro de reação. Apresentaram as seguintes conclusões:

- O modo preferencial de ruptura foi o arrancamento da barra acompanhado de rachadura por tensões de tração perpendiculares às fibras na direção transversal à barra. Em madeira seca, esta forma de ruptura correspondeu a 80%, a segunda forma de ruptura mais freqüente foi o arrancamento da barra acompanhado de pedaços de madeira extraída da parte externa da ancoragem. Em madeiras úmidas as rachaduras ocorreram em somente 57% dos casos, a segunda forma mais comum de ruptura ocorreu com a perda de adesão da resina na interface da madeira.

- A média de resistência de ancoragem com madeira úmida foi 24% inferior à média com madeira seca.

- As resistências de ancoragem de barras com superfícies deformadas foram menores, como esperado, do que com as barras de superfícies rosqueadas.

- Os testes de ancoragem mostraram que as cargas de ruptura são aproximadamente proporcionais ao comprimento de ancoragem até o limite de vinte vezes o diâmetro da barra, além disto os acréscimos são insignificantes.

- As cargas de ruptura foram aproximadamente proporcional aos diâmetros das barras.

- Houve significantes diferenças entre as resinas epóxis utilizadas, o Araldite 2005 foi o melhor e o West System apresentou média menor do que os outros. Para madeira úmida as diferenças foram menores.

- As resistências de ancoragem tendem a crescer com o diâmetro dos furos. Maiores espessuras de linha de cola resultam em maiores resistências de ancoragens.

- A média de resistência de ancoragem decresce com a distância do furo em relação à borda da peça de madeira.

- Sugerem o modelo estatístico a seguir, para inferir sobre as respostas médias:

$$F_{\text{média}} = 9,41 K_b K_e K_m (l/d)^{0,86} (d/20)^{1,62} (h/d)^{0,5} (e/d)^{0,5}$$

Considerando uma distribuição normal, com coeficiente de variação de 16% e um intervalo de confiança de 75% as respostas de ancoragem características no percentil inferior 5% é dada por:

$$F_k = 6,73 K_b K_e K_m (l/d)^{0,86} (d/20)^{1,62} (h/d)^{0,5} (e/d)^{0,5}$$

Onde:  $K_b$ ;  $K_e$  e  $K_m$  são coeficientes de modificação respectivamente para os tipos de superfícies de barras; os tipos de resinas epóxis e a umidade contida na madeira.

- Os corpos-de-prova com madeiras secas, submetidos às cargas de longa duração, apresentaram respostas médias com 94% dos valores preditos pelo modelo apresentado. Os corpos-de-prova sujeitos às condições de umedecimentos e secagens alternadas, não se comportaram muito bem, aqueles colados com o epóxi West System apresentaram com madeiras secas 92% da resposta média esperada, enquanto que aqueles colados com o epóxi Araldite K 80, apresentaram somente 68% da carga média de ruptura esperada em corpos-de-prova secos. A média ficou reduzida porque três corpos-de-prova resistiram somente 20% da carga esperada.

Os autores apresentaram também as seguintes recomendações de projeto, advertindo que devidas considerações devem ser feitas sobre as propriedades dos materiais, a geometria das ligações, a magnitude e configurações das cargas e as condições de desempenho em serviço e indicam as seguintes recomendações:

- Há vários modos diferentes de rupturas para cada conexão, os modos potenciais devem sempre ser considerados.

- O modelo estatístico foi desenvolvido com ensaios de barras simples solicitadas à tração, mas considera-se que a equação pode ser aplicada também para conexões com várias barras em solicitações axiais de tração ou compressão. O modelo apresentado também pode ser estendido para ligações de peças fletidas com várias barras.

- Barras com diâmetros de 10 a 24mm foram testadas com sucesso. A melhor performance estrutural é conseguida utilizando maior número de barras com menores diâmetros do que poucas barras com maiores diâmetros.

- Não há limites para o comprimento de ancoragem, mas não haverá acréscimos significantes para ancoragens com comprimentos superiores a vinte vezes o diâmetro da barra.

- A distância mínima do centro da barra à face da peça de madeira não deve ser inferior a 1,5 vezes o diâmetro da barra.

- De preferência o diâmetro do furo deve ser de 1,25 o diâmetro da barra. Furos maiores permitem mais tolerâncias, mas não devem ser maiores do que 1,5 vezes o diâmetro da barra.

- Um grupo de barras não tem a mesma resistência que várias barras separadas, sugerem um fator de redução ( $K_g$ ) para grupos de barras, conforme a Tabela 4, a seguir.

Tabela 4 - Fator de modificação para redução de resistência de ancoragem para barras agrupadas.

Número de barras em grupos	Fator ( $K_g$ ) de redução
1 - 2	1,0
3 - 4	0,9
5 - 6	0,8

- Se são usadas duas ou mais barras em uma mesma linha, elas devem ter afastamentos de centro a centro de pelo menos dois diâmetros.

- Não se deve colocar mais do que três barras em uma mesma linha, com afastamentos reduzidos. Espaçamentos reduzidos devem ter diferentes comprimentos de ancoragem, as extremidades internas das barras devem ficar afastadas de pelo menos 75mm, para reduzir concentrações de tensões. Para situações com vários níveis de barras, as barras próximas da superfície deverão ter menores comprimentos de ancoragem, prevenindo potenciais rachaduras

- A melhor precaução é colar madeiras com umidade abaixo da umidade de equilíbrio esperada e em condições que assegure que a umidade contida na madeira permaneça abaixo de 22% .

- Reforços com barras de aço coladas transversalmente podem prevenir potenciais rachaduras. Os reforços devem ser feitos com barras rosqueadas, coladas com epóxi e com seção transversal de pelo menos 1/25 da área da barra principal. Devem ser colocadas cruzadas, a aproximadamente 50mm da extremidade da peça de madeira.

Korin, Buchanan e Moss (1999), estudaram o arranjo das barras de aço agrupadas e solicitadas na direção paralelas às fibras, em madeira laminada colada de *Pinus radiata*. O estudo examina o efeito do comprimento de ancoragem e a concentração de tensões nas extremidades internas das ancoragens. Foram utilizadas barras de alta resistência com superfícies rosqueadas, de diâmetros com 10 e 20mm, coladas com a resina epóxi ADR 310 da West System, com endurecedor ADH 26. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Houve efeito do tamanho da barra e do corpo-de-prova, barras com 10 mm de diâmetro, em corpos-de-prova menores apresentaram tensões de ruptura 36% maiores do que as barras de 20 mm em corpos de prova maiores.

- Não houve diferenças significantes de resistências de ancoragens para o posicionamento das extremidades das barras, corpos-de-prova com extremidades de barras alinhadas tiveram resultados semelhantes aos corpos de prova com extremidades de barras escalonadas.

- Os resultados mostraram, o efeito de grupo com quatro barras, resultando proporcionalmente em 80% da resposta esperada para uma barra.

- As diferenças nos formatos das pontas das barras, entre cortes perpendiculares e despontadas com inclinação de 10%, não apresentaram diferenças significativas nas resistências de ancoragens, porém apresentaram diferenças na forma de ruptura. Os corpos-de-prova com pontas cortadas perpendiculares apresentaram ruptura da madeira na seção transversal da extremidade da barra, enquanto que nos corpos-de-prova com barras de extremidades despontadas, ocorreram rachaduras e arrancamento das barras, sugerindo que a concentração de tensões na extremidade das barras tenha reduzido.

- A influência da densidade da madeira resultou insignificante, com baixo coeficiente de regressão.

- Os autores sugerem para os projetos estruturais, utilizando barras de aço coladas, que no dimensionamento das conexões o escoamento do aço seja a condição mais desfavorável, assegurando a previsão do comportamento da ligação para os extremos de solicitações.

Bengtsson, Kennsies e Johansson (2000), analisaram dois métodos de controle de produção, para ancoragem de barras de aço coladas em estruturas de madeira, utilizando a madeira Norway spruce (*Picea abies*). Usaram um método destrutivo com corpos-de-prova e um método não destrutivo para provas de carga.

O método de controle de produção deve ser capaz de revelar sérios problemas de erros de produção, como: insuficiência de adesivo, insuficiência de endurecimento ou outros erros de colagem. Foram testados dois modos de aplicação de cargas: solicitação de um lado e solicitação dos dois lados da peça de madeira, três adesivos EP, PUR e PRF foram testados, duas relações de esbeltez de ancoragem:  $\lambda=10$  e  $\lambda=20$ , três espessuras de linhas de cola: 0,5; 1,0 e 2,0mm, quatro níveis de prova de carga: 50, 65, 80 e 90% da carga prevista e seis erros de produção implantados: muito pouco adesivo, madeira queimada na superfície do furo, incorreta mistura nas proporções dos adesivos, temperatura baixa da barra de aço (-10°C), o diâmetro do furo muito grande e barra oleosa.

As barras de aço rosqueadas, com rosca M16, galvanizadas e com dureza 8.8, foram introduzidas manualmente nos furos com pressões contínuas e rotações. Os corpos-de-prova foram estocados em salas climatizadas a 20°C e umidade relativa do ar com 65%, durante sete dias. Para cada serie de teste foram utilizados sete corpos-de-prova. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Os corpos-de-prova colados com PRF apresentaram ruptura de adesão na superfície do aço; com a resina EP quase sempre mostraram pedaços de madeira arrancados junto com a barra de aço e com a resina PUR mostraram altas porcentagens de madeiras rompidas com o arrancamento das barras de aço e rupturas por adesão na superfície do aço devido à ocorrência de bolhas no adesivo.

- Os testes de ancoragens puxando dos dois lados, produziam resistências maiores do os testes puxando de um lado, para o EP e o PUR, com  $\lambda=20$  as diferenças foram acentuadas.

- Nos corpos-de-prova com EP e PUR o acréscimo da linha de cola conduziu a um aumento de resistência de ancoragem, em corpos-de-prova com PRF a resistência diminuiu significativamente com o acréscimo da linha de cola, em parte devido a retração do adesivo.

- O número de defeitos detectado varia com o tipo de adesivo, a relação de esbeltez e o tipo de erro provocado.

- A quantidade de adesivo foi reduzida pela metade e resultou em diminuição de resistência de ancoragem de 20 a 39%.

- A madeira queimada ao redor do furo afetou mais seriamente o PRF que perdeu resistência de 10 a 24%.

- A incorreta mistura do adesivo levou a reduções de 31 a 55% para o PRF e PUR, o epóxi não endureceu.

- O resfriamento da barra e a barra oleosa tiveram pouca influência na ancoragem, as diferenças foram detectadas em poucos casos.

- O diâmetro muito grande do furo, deu o mesmo resultado como acréscimo da espessura da linha de cola, para o EP e o PUR, acréscimo de 5 a 29% e decréscimo para o PRF de 27 a 45%.

- Não foi encontrada relação entre a densidade da madeira e a resistência de ancoragem.

Os corpos-de-prova utilizados para a análise de barras de aço coladas, podem ser solicitados de um único lado ou de dois lados, conforme a Figura 49, a seguir,

observando que a solicitação de dois lados resulta em maiores resistências de ancoragem, possivelmente pelo efeito de compressão transversal que surge perpendicular ao comprimento de ancoragem da barra. A forma de solicitação deve representar as condições reais de trabalho da conexão.

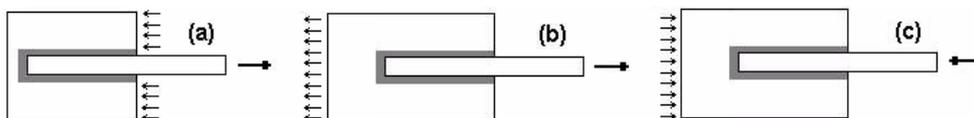


Figura 49 - Formas de solicitações axiais das barras coladas:  
(a) solicitação de um lado, (b) e (c) solicitações de dois lados.

Pouco se comenta a respeito da influência das propriedades mecânicas da madeira sobre a resistência de arrancamento de barras de aço coladas, Hiberholt (1988) propôs uma equação estimando valores médios da resistência de ancoragem, considerando a forma de ruptura como sendo o cisalhamento da madeira ao redor do furo. Essa equação contida no EUROCODE 5 (1995, item A.2.2) considera o efeito da densidade da madeira com uma variável significativa, por outro lado, Buchanan e Moss (1999), Korin, Buchanan e Moss (1999) e Bengtsson, Kennsies e Johansson (2000), não encontraram influências significativas da densidade da madeira na resistência de ancoragem das barras de aço coladas.

As variáveis que influem na resistência de ancoragem das barras de aço coladas são muitas e estão sendo estudadas por alguns pesquisadores na Europa e na Nova Zelândia, os resultados, conclusões e sugestões apresentados estão relacionados com as características dos adesivos empregados, porém, nas publicações mais antigas poucos autores citam o nome comercial, e o fabricante desses adesivos, prejudicando as comparações de resultados.

Devido às incertezas do comportamento desses conectores e a falta de métodos de cálculos confiáveis, eles ainda não foram introduzidos na parte principal da norma européia, atualmente esta localizada no EUROCODE 5 (1995, Anexo A) como recomendações de uso.

Bainbridge e Mettem (1999), mostraram o estágio de desenvolvimento dos estudos das conexões com barras de aço coladas e apresentam as seguintes considerações:

- Consideram que o escoamento das barras de aço deve ser o modo de resistência última da conexão, representando um colapso dúctil, mantendo ainda a capacidade de

transmitir cargas, mesmo para níveis de deformações excessivas. Esta abordagem teria restrições com a utilização de barras não ferrosas, que não possuem pontos de escoamento e subsequente plastificação, como as barras de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP).

- Comentam que até a presente data, tem sido considerado que os requisitos dos adesivos, neste caso, são de alcançar boa adesão na madeira, alcançar significativa resistência ao cisalhamento para manter íntegra a seção da camada de adesivo e manter a ancoragem das barras, por meio da combinação da adesão química e adesão mecânica envolvendo completamente a superfície rugosa da barra.

Devido às particularidades da preparação da superfície das barras no ambiente de construção, tem se tornado padrão a prática de aplicar barras texturizadas ou filamentadas para maximizar a adesão mecânica. Por questões econômicas, de processos construtivos e o baixo custo do material, pode-se desconsiderar os altos níveis de preparação das superfícies das barras, para maximizar a adesão química, comparado ao alto desempenho da adesão mecânica.

Para os adesivos mais recentes ainda não há testes padronizados para análises e requisitos para aplicações em madeiras estruturais ou para adesões de metais na madeira.

Os autores apresentam um programa de pesquisa com os seguintes objetivos:

- Execução de trabalho teórico e experimental para um modelo de cálculo de cargas em barras coladas solicitadas axialmente, baseada nas propriedades dos adesivos, nas propriedades das madeiras e dos materiais das barras. Isso deve levar em conta o efeito das variações climáticas e condições de carregamentos, tanto quanto a fadiga.

- Desenvolvimento de métodos de testes para avaliação do comportamento dos adesivos para colagem de barras com relação à resistência e durabilidade sob diferentes condições climáticas.

- Desenvolvimento de métodos de testes para o controle de produção de estruturas com conectores de barras coladas.

Gustafsson e Serrano (2000), apresentaram comparativamente modelos numéricos e analíticos para prever a resistência média de ancoragem de barras de aço coladas na madeira. O modelo analítico baseia-se na mecânica da fratura considerando tensões elásticas lineares e as propriedades das camadas dos adesivos. O modelo numérico é um modelo em elementos finitos em três dimensões, que considera um mecanismo de fratura não linear e o comportamento das camadas de adesivo. Também

apresenta o método de teste utilizado para obter dados experimentais. Utilizaram três diferentes tipos de adesivos: um (PRF); um (PUR) bi-componente e um (EP). Os testes foram conduzidos com solicitações paralelas às fibras, em duas madeiras com diferentes propriedades mecânicas (Classe C24 e C35) e diferentes densidades. O EP também foi testado para três diferentes ângulos de solicitações axiais, em relação às fibras da madeira, sendo: 22,5°; 45° e 90° e finalmente, o epóxi foi usado também na série com solicitações de barras de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP). Apresentam comparativamente os resultados experimentais, os resultados dos modelos, considerando o comprimento de ancoragem e as tensões nominais de cisalhamento da ligação. Apresentam também a condição plástica ideal e um modelo empírico.

Baimbridge, Harvey e Mettem (2001), apresentam estudos de fadiga em barras de aço coladas solicitadas axialmente na direção paralela às fibras e encontraram quatro potenciais diferentes modos de ruptura, sendo: ruptura da madeira; ruptura da aderência da resina na interface com a madeira; ruptura do adesivo na linha de cola e ruptura da barra de aço. As barras de aço coladas em corpos-de-prova de madeira foram submetidas a uma baixa frequência com ciclos de tensão de aproximadamente um hertz e amplitude  $R=0,1$  (a máxima tensão é igual a dez vezes a mínima tensão). Utilizaram madeira laminada colada de Classe C35, com umidade de  $12\pm 1\%$ ; utilizaram duas diferentes barras de aço: uma com diâmetro de 16mm, grau de dureza 8,8 e outra com diâmetro 8,0mm, grau de dureza 10,9. Os comprimentos de ancoragem foram de 160mm, definindo a esbeltez da ancoragem ( $\lambda = l_a/d$ ) respectivamente de 10 e 20. Utilizaram três resinas estruturais comerciais, sendo: uma EP uma PUR e uma PRF. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Ainda não é possível confirmar se a tendência projetada, para a expectativa de fadiga, verdadeiramente representa um comportamento médio e mais, ainda não é possível relacionar as propriedades dos materiais envolvidos com o comportamento de fadiga.

- É necessário redefinir o conceito de fadiga para as conexões com barras de aço coladas, definindo um específico coeficiente de modificação para os possíveis efeitos e variações observadas.

- Majoritariamente os modos de rupturas de fadiga são semelhantes àqueles observados nos testes estáticos, porém modos específicos de ruptura também ocorreram, como a ruptura da barra de aço com diâmetro de 16mm. O experimento mostrou que a fadiga pode causar danos às conexões com barras de aço coladas e a ruptura poderá

ocorrer em qualquer dos componentes envolvidos; na barra de aço; no adesivo ou na peça de madeira. O comportamento da fadiga foi influenciado pela geometria do corpo-de-prova e pelo tipo de resina utilizado. A Tabela 5, a seguir, mostra a forma de ruptura relacionada com o tipo de adesivo utilizado.

**Tabela 5 - Relações entre os adesivos e o modo de ruptura.**

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

- A resistência da madeira extrapolada para  $10^7$  ciclos representa uma redução de 55% comparada à resistência com um único ciclo de carga.

- A ruptura do aço é claramente um risco em potencial para as conexões com barras coladas, as barras de aço com diâmetro de 16mm e grau de dureza 8.8, romperam com menores números de ciclos do que o material básico pudesse sugerir. Isto pode ser atribuído ao formato da superfície rosqueada, atuando como uma série de acúmulos de tensões nos entalhes de cada fio de rosca. Esta forma tem um reconhecido impacto no desempenho da fadiga, destacando ser freqüentemente muito mais importante do que a composição do aço. Os efeitos provocados pelas roscas além de fragilizar o aço, associam falhas secundárias e excentricidades, resultando nos testes em combinações de momento fletor e forças de tração.

- As rupturas do adesivo ocorreram com a resina PRF, o adesivo apresentou-se quebradiço e propenso a retrações durante a cura. As tensões internas resultaram em danos à linha de cola quando sujeita a ciclos de cargas.

- As rupturas de adesão na interface com a madeira, foram observadas nos corpos-de-prova com PUR, isto ocorreu devido à presença de bolhas de  $CO_2$  presentes na linha de cola, causando a redução da área efetiva de aderência, resultado da reação dos componentes da resina com a umidade da madeira.

## 2.6 - OS ESTUDOS DAS VIGAS E PAINÉIS DE MADEIRA E CONCRETO

Os estudos das vigas e painéis mistos de madeira e concreto desenvolvem-se rapidamente, apresentam ampla literatura, abordam muitos aspectos sobre seus comportamentos, analisando: novos conectores com novos formatos e comportamentos mecânicos; novos modelos analíticos e numéricos de cálculos; comportamentos sob carregamentos de longa duração, em condições abrigadas e ao tempo; aspectos dos comportamentos dinâmicos e aspectos relacionados às fluências, retrações e variações de temperaturas ao longo do tempo.

Capretti e Ceccotti (1996) apresentaram estudos monitorando vigas mistas de madeira e concreto solicitadas continuamente em ambientes abrigados e ao tempo, durante cinco anos. Observaram durante este tempo as variações de umidades; retrações e alongamentos das fibras, em três pontos das vigas; deslocamentos verticais e deslizamentos, na interface cisalhante e nas extremidades das vigas. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Os diagramas experimentais de deformações; variações de umidades; retrações e inchamentos; e medidas de deslizamentos, mostram um claro efeito hidrotérmico devido ao comportamento diferencial, do mecanismo de absorção da madeira e do concreto. Este efeito ocorre em ambas as condições, abrigada e ao tempo, com diferentes amplitudes.

- As observações registradas mostram uma vez mais oscilações periódicas segundo o ciclo anual de variações de umidades ambientais.

- A redução de umidade na viga de madeira provoca retrações fazendo com que os deslocamentos verticais diminuam e os deslizamentos aumentem, enquanto o aumento de umidade na viga de madeira provoca alongamentos e conseqüentes aumentos de deslocamentos verticais com redução nos deslizamentos.

- Deformações mais significantes ocorreram nos primeiros meses devidos às grandes variações de umidades ambientais.

- O resultado de fluência proposto pelo EUROCODE 5 (1993) não é adequado para estruturas de madeira e concreto, os resultados experimentais mostraram grandes divergências.

- O máximo incremento na deflexão foi de 4 mm, na viga 1, relacionado principalmente ao pico inicial de variações de umidades, correspondendo à proporção de 1/2500 do vão livre.

- O comportamento em serviço das vigas mistas observadas foram totalmente satisfatório do ponto de vista estrutural.

Amadio et al (2000), apresentam um procedimento numérico para avaliar o comportamento de longa duração em vigas compostas de madeira e concreto utilizando o método de elementos finitos. O modelo leva em conta rigorosamente as deformabilidades da conexão a deformação lenta dos componentes, o mecanismo de absorção da madeira e os comportamentos inelásticos das tensões na madeira e no concreto. Funções genéricas do histórico de deformações lentas, variações de temperaturas e variações de umidades, podem ser utilizadas para melhor entender o mecanismo de interação entre a placa de concreto e a viga de madeira durante o tempo de solicitação da estrutura composta. Análises preliminares confirmam os resultados previamente obtidos em experimentos simples.

Tommolo e Jutia (2001), apresentaram um método de cálculo para análise da distribuição de forças cisalhantes entre conectores, destinado a peças compostas de madeira e concreto, utilizaram conectores discretos e flexíveis. O método de cálculo permite a determinação da força de cisalhamento no conector para cargas verticais arbitrárias, distribuídas ao longo da viga e considera as variações de espaçamentos e rigidez do conector. O método é aplicado às peças compostas simples e os conectores utilizados foram formados por barras de aço coladas e posicionados perpendicularmente à superfície cisalhante. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Em peças compostas, no plano de contato, a compatibilidade é mantida pelas forças de contato distribuídas nas mesmas distâncias dos conectores. Se as partes tendem a se mover separando um material do outro, forças cisalhantes no conector estão agindo na interface e forças adicionais resultantes podem agir em ambas as partes para assegurar a compatibilidade. Estas forças de contato adicionais agem perpendicularmente à superfície cisalhante a uma distância da seção do conector e produzem momentos adicionais.

- Quando a rigidez do conector é alta, a máxima força cisalhante nos conectores é encontrada não no primeiro conector mas no segundo a partir do apoio. O máximo deslizamento não foi encontrado na extremidade da viga, mas na mesma distância em relação ao apoio.

- Notou-se que variações na rigidez do conector, causa redistribuição das forças cisalhantes entre os conectores individuais.

- Os autores sugerem que a distribuição linear de cisalhamento, devido às cargas uniformemente distribuídas, dadas pela teoria convencional, não podem ser usadas quando se definem forças cisalhantes em conectores discretos para peças compostas.

Amadio, Ceccotti e Di Marco (2001), apresentaram o modelo numérico desenvolvido para modelar o comportamento de longo prazo em vigas compostas de madeira-concreto. O modelo considera os fenômenos reológicos como deformações lentas, efeito do mecanismo de absorção de umidades, retrações e efeitos das tensões não lineares devido as variações ambientais de temperatura e umidade relativa do ar. Os autores mostram, por meio de médias comparativas, a capacidade do modelo de prever o comportamento estrutural de longo prazo.

Bob e Bob (2001), estudaram vigas compostas de madeira e concreto utilizando conectores de aço, do tipo PC 52, com diâmetro de 8 mm, perpendiculares sobre entalhes na madeira e, parafusos auto atarrachantes com diâmetros de 5,5 mm, inclinados de 45° em relação ao plano cisalhante. Os protótipos foram projetados de acordo com a norma DIN 1052 (1988). As quantidades necessárias de conectores foram determinadas considerando as forças longitudinais de cisalhamento atuando em seguimentos da viga e as propriedades mecânicas dos conectores foram determinadas por meio de ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova. Os ensaios das vigas desenvolveram-se com os objetivos de avaliar: os comportamentos durante os testes e os modos de ruptura; a evolução das deformações até o colapso; as variações das tensões no concreto e madeira e avaliar as forças de interação entre madeira e concreto. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Geralmente o estado limite último da viga mista, ocorre pela ruptura, na tração, das fibras da madeira, enquanto a placa de concreto permanece intacta. Nos ensaios desenvolvidos a ruptura das fibras da madeira ocorreram após atingir a carga máxima.

- Os conectores inclinados mostraram-se mais rígidos do que os conectores perpendiculares sobre entalhes na madeira, diminuindo as tensões de tração no concreto e compressão na madeira, que ocorrem nas proximidades da interface cisalhante.

- A carga de serviço deve ser considerada diferentemente, dependendo da rigidez do sistema de conexão considerado. No caso da conexão menos rígida o estado limite de deformação foi decisivo e a carga limite última foi determinada pelo deslocamento

admissível. No caso do conector mais rígido a carga limite última foi determinada pela ruptura das fibras de madeira.

- Durante as solicitações houve boa aproximação entre os valores teóricos e experimentais das tensões normais, confirmando as suposições adotadas no projeto.

Kuhlmann e Schanzlin (2001), conduziram experimentos com placas bi-dimensionais executadas com vigas de madeiras laminadas pregadas, com 16 cm de altura e placa de concreto com 8 cm de espessura. Os conectores foram parafusos auto atarrachantes ou entalhes na madeira com parafusos auto atarrachantes. Os objetivos foram de avaliar os efeitos de deformação lenta ao longo do tempo; a influência da retração sobre a deflexão; a influência das variações de temperatura e a influência das mudanças de umidades. As condições iniciais eram de 14% de umidade na madeira e 70% de umidade relativa do ar. Após 10 anos, em um piso com vão de 5 m, os resultados das observações foram os seguintes:

- A deformação lenta ao longo do tempo, aumentou 3,1 vezes, o valor da deformação inicial. Resultados maiores, do que os observados por outros autores, da ordem de 2,5 a 3,0 vezes o valor inicial.

- Comparando-se a deflexão causada pela retração ao longo do tempo, com a deflexão total, efeito da retração mais o efeito do carregamento, observou-se que somente a retração representou 50% do efeito total. Pode-se concluir que a não consideração do efeito de retração, condição comum nos projetos de dimensionamento, pode levar a uma previsão inferior em 50% na estimativa da deflexão final.

- A influência da temperatura alterou a deflexão média. As oscilações são causadas pelos diferentes coeficientes de expansões térmicos da madeira e do concreto. Durante o inverno a deflexão diminui e o concreto encolhe mais do que a madeira. A resultante do efeito de variações de temperatura pode ser desprezada se o concreto não fissurar devido a forte retração.

- O mecanismo de absorção da umidade do ar causa deformações lentas ao longo do tempo. Observou-se deflexão 2,5 vezes maiores com variações de umidades do ar em relação à condição de umidade constante.

- As deformações no concreto, na superfície cisalhante, são influenciadas mais fortemente pela deformação lenta de retração e oscilações de temperatura do que pela deformação inicial. Estes fatos devem ser considerados, principalmente durante o inverno quando o concreto é solicitado por forças de tração que podem provocar fissuras e conseqüente redução da rigidez da estrutura mista.

- Novos coeficientes de deformação lenta, considerações do efeito de retração e modificações do valor da rigidez devem ser desenvolvidos para facilitar a utilização do interessante e econômico piso misto de madeira laminada pregada e concreto.

Brunner e Gerber (2002), apresentaram estudos sobre uma placa de concreto colada sobre uma placa de madeira laminada colada. O concreto foi lançado sobre o adesivo recém aplicado sobre a madeira, dentro de um tempo máximo de 45 minutos. Dois protótipos com 920 mm de largura, 210 mm de espessura (105 mm de madeira e 105 mm de concreto) e 10 m de comprimento foram testados com cargas de longa duração. Corpos-de-prova foram submetidos a variações bruscas de temperatura e umidade do ar. Permaneceram cinco semanas em inchamento, submetidos à temperatura de 27° C e umidade relativa do ar com 75%; oito semanas em retração com temperatura de 20° C e umidade relativa do ar com 30% e finalmente seis semanas de inchamento com temperatura e 27° C e umidade relativa do ar com 75%. Apresentaram as seguintes conclusões:

- Não houve deslizamento entre a madeira e o concreto.

- A cola apresentou grande resistência em extremas condições de variações climáticas.

- Em cargas de curta e longa duração o comportamento estrutural pode ser predito por meio de cálculo normalizado.

- A maior parte das deformações de longo tempo foi causada pela retração do concreto e, deformações lentas devido o carregamento permanente apresentaram valores relativamente menores.

### **2.6.1 - OS ESTUDOS DAS VIGAS E PAINÉIS DE MADEIRA E CONCRETO DESENVOLVIDOS NO BRASIL**

Magalhães e Chahud (1998), apresentaram resultados de ensaios de viga mista de madeira e concreto com seção “T”, submetida à flexão, com mesa de concreto armado (espessura de 5 cm e largura de 55 cm) e alma de madeira (altura e largura de 15 cm) da espécie Maçaranduba (*Manikara spp*), conectadas por pinos de aço do tipo prego com diâmetro de 3,6 mm e comprimento de 52,7 mm. Apresentando as seguintes conclusões:

- Os deslocamentos verticais apresentaram comportamento elástico-linear até 33% a carga última. A seção mista aumentou em 40% a rigidez da viga de madeira.

- O estado limite último ocorreu com o deslizamento no plano de interação e em seguida a ruptura por cisalhamento da viga de madeira.

Souza, Magalhães e Chahud (1998), Apresentaram estudos comparativos analisando resultados de resistência e rigidez ao cisalhamento, obtidos em corpos-de-prova e os resultados obtidos, por meio dos ensaios, em protótipos de vigas mistas de madeira e concreto com seção “T”. A viga foi formada por uma mesa de concreto armado de baixa resistência, com dimensões de 5 x 55 cm e alma, em madeira de classe C 60, com dimensões de 15 x 15 cm. Os conectores utilizados foram pinos de aço, do tipo prego, posicionados perpendiculares ao plano cisalhante entre a madeira e o concreto.

Soriano, et al (1998), apresentaram estudos em uma viga de seção “T” construída com uma mesa de concreto com dimensões de 4 x 30 cm e alma, em madeira de Peroba rosa com dimensões de 6 x 16 cm, simplesmente apoiada, com 2,0 m de comprimento. Os conectores utilizados foram pregos posicionados perpendiculares ao plano cisalhante entre a madeira e o concreto. Utilizaram dois modelos teóricos desenvolvidos para peças compostas de madeira–madeira, representando o comportamento da viga mista, sendo: modelo apresentado pela norma DIN 1052 (1988, Part 2) que considera o módulo de deslizamento do conector e, o modelo numérico da norma brasileira NBR 7190 (1997). Apresentaram as seguintes conclusões:

- O modelo numérico apresentado pela norma brasileira resultou em maior rigidez para a viga, o modelo apresentado pela norma alemã apresentou rigidez intermediária comparada aos valores de ensaio.

- As maiores tensões normais ocorreram utilizando a norma brasileira e os valores obtidos pela norma alemã, se aproximaram mais dos valores de ensaios.

- A resistência última foi muito maior do que a esperada, além disto a ruptura prevista, na conexão, pelas duas normas, não ocorreu. O estado limite último deu-se pela ruptura das fibras da madeira na tração.

Mantila Carrasco (1999), apresentou estudos de viga mista de madeira e concreto de comprimento 4 m, com seção “T”, a mesa de concreto armado com dimensões de 6 x 60 cm e alma de madeira laminada colada com dimensões de 10 x 30 cm. Os materiais utilizados foram: a madeira de Eucalipto grandis; o concreto com resistência à compressão de 24 MPa e conectores do tipo placa de aço com dentes estampados, fixados lateralmente, de forma simétrica, nos dois lados superiores da viga de madeira, com metade de sua altura embutido no concreto. Os conectores foram

ensaiados em corpos-de-prova de cisalhamento, obtendo-se a resistência máxima e a rigidez da conexão. Apresentou os seguintes resultados:

- Os conectores de chapa de aço com dentes estampados permitiram, na viga de seção composta, um acréscimo de 40% para a carga última e, o deslocamento no centro do vão foi reduzido de 2,5 vezes, comparado à viga de madeira laminada colada.

- A ruptura ocorreu por tração na última lamela da viga laminada colada.

Tacitano (2000), apresentou estudos teóricos de dois modelos de cálculo, denominados de “Método Exato” e “Método Aproximado” para análise de vigas mistas com seção “T”, permitindo a determinação das tensões normais, fluxo de cisalhamento na interface madeira e concreto e cálculo de deslocamentos verticais, com variações dos valores do módulo de deslizamento. Comparou os resultados teóricos obtidos, com os resultados experimentais retirados de Soriano et al (1998). Apresentou as seguintes conclusões:

- Comparativamente aos resultados experimentais, os métodos numéricos de cálculo apresentaram os mesmos resultados de tensões, para um módulo de deslizamento menor do que o obtido experimentalmente, por meio do diagrama carga versus deslizamento. Sugere, assim, alterações na forma de se obter este parâmetro.

As comparações entre os modelos de cálculo utilizados, apresentaram as seguintes respostas:

- As tensões normais tanto na madeira como no concreto apresentam erros relativos em diferentes posições da seção transversal, variando de 1% a 5% em valor absoluto.

- As tensões normais, na interface cisalhante, entre a madeira e o concreto, apresentaram erros de 8% a 35%. Justificou que são valores baixos de tensões e, pequenas variações acarretam grandes valores percentuais.

- Para os deslocamentos verticais os erros apresentados foram baixos, com valores de 0,2% e 0,3%.

- Para o fluxo de cisalhamento na interface de interação, os erros relativos entre os dois métodos apresentaram valores mais significativos, sendo: para cargas distribuídas, o erro foi de 16,36% e para cargas concentradas o erro foi de 6,84%.

Alvim et al (2000), apresentaram resultados de estudos de um piso residencial com placa mista de madeira e concreto. A investigação foi realizada com ensaios dinâmicos não destrutivos. A laje de concreto apresentava espessura de 4 cm e as vigas de madeira, da espécie Jatobá (*Himenaee spp*), posicionadas em uma única direção,

com afastamento de 50 cm entre elas, apresentavam largura de 6 e altura de 20 cm,. Os conectores utilizados foram do tipo prego posicionados perpendiculares à superfície cisalhante. O modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento das vigas mistas de seção “T”, foi o modelo sugerido pela norma EUROCODE 5/1993 (Anexo B).

Moreira (2001), apresentou um roteiro para dimensionamento das vigas mistas de madeira e concreto com seção “T” e comparou resultados experimentais obtidos na literatura, com resultados obtidos por meio de um modelo analítico proposto pela norma EUROCODE 5 (1993, Anexo B) e um modelo numérico desenvolvido em elementos finitos utilizando o programa SAP 2000. Apresentou as seguintes conclusões:

- Para as três vigas analisadas, os resultados analíticos e numéricos do deslocamento vertical no centro do vão, são próximos dos valores obtidos experimentalmente.

- As tensões observadas na viga 1 se aproximam muito das tensões obtidas nos modelos de cálculo. Porém as tensões observadas na viga 2 são muito menores e, na viga 3 os valores obtidos são intermediários, em relação aos valores observados e aos valores calculados.

- Atribuiu a estas variações, a forma imprecisa de determinação do módulo de deslizamento.

Soriano (2001), apresentou estudos de vigas mistas de madeira e concreto de seção “T”, com vão livre de 300 cm. A mesa de concreto apresentava dimensões de 4 x 30 cm e a alma, de vigas de madeira da espécie Cupiúba (*Goupia glabra*), apresentava largura de 5 e altura de 15 cm. Utilizou em vigas separadas, conectores de aço do tipo pregos e parafusos auto atarrachantes de diâmetros 9,5 e 12,7mm respectivamente, posicionados perpendiculares à superfície cisalhante entre a madeira e o concreto.

Apresentou também, estudos de painéis mistos de madeira e concreto com três vigas paralelas de madeira formando almas de enrijecimento no formato “T”. A mesa de concreto do painel, apresentou dimensões de 5 x 80 cm e cada uma das vigas de madeira da espécie Cupiúba, espaçadas de 25cm, apresentaram dimensões de 5 x 15cm e vão livre de 300cm. Os conectores utilizados foram os mesmos estudados nas vigas mistas.

Apresentou também, estudos em um painel misto de madeira e concreto com cinco vigas paralelas, de madeira, formando almas de enrijecimento, no formato “T”. A mesa de concreto do painel apresentou dimensões de 4 x 80 cm e cada uma das vigas de madeira da espécie Cupiúba, espaçadas de 15 cm apresentaram dimensões de 5 x 7,5 cm

e vão livre de 150 cm. O conector utilizado foi parafuso auto atarrachante com diâmetro de 9,5 mm.

Apresentou comparativamente resultados dos ensaios de cada estrutura, com os valores teóricos, de modelagem sendo: método proposto pela norma EUROCODE 5/1993 (Anexo B); método utilizando equações diferenciais e o método numérico de elementos finitos utilizando o programa SAP 2000. Apresentou as seguintes conclusões:

- As melhores aproximações para as deformações, foram obtidas para as vigas, comparando os valores observados nas bordas superiores do concreto e inferiores da madeira.

- Nas regiões das conexões, onde se encontram menores valores de deformações do concreto e da madeira, devido as posições das linhas neutras, os resultados calculados variaram muito dependendo do modelo utilizado.

- A modelagem por meio do programa SAP 2000, para determinação dos deslocamentos e esforços internos, apresentou resultados mais distantes daqueles obtidos experimentalmente.

- A modelagem pelo método das equações diferenciais, para determinação dos deslocamentos e esforços internos, apresentou melhores aproximações em relação aos resultados experimentais.

Matthiesen (2001), apresentou resultados comparativos do estudo de vigas mistas de madeira e concreto de seção “T”, com mesa de concreto armado de dimensões 5 x 30 cm e alma de madeira com dimensões de 5,8 x 15,3 cm. Foram ensaiadas duas vigas utilizando Pinus oocarpa de classe de resistência C 30, duas vigas utilizando Eucalipto grandis e uma viga utilizando Cupiúba, de classes de resistência C 40. Os conectores utilizados nas vigas de Pinus e Eucalipto foram parafusos auto atarrachantes com diâmetro de 12,7 mm e comprimento de 125 mm, posicionados em “X”, com inclinação de 50° em relação ao plano cisalhante entre a madeira e o concreto e espaçamentos constantes de 10 cm. Na viga de Cupiúba foram utilizados conectores do tipo pinos de aço com diâmetro de 12,5 mm e comprimento de 125 mm, obtidos de barras de aço do tipo CA 50, estes conectores foram posicionados inclinados de 50° em relação ao plano cisalhante trabalhando em condições de flexo-compressão com espaçamentos constantes de 20 cm.

Os protótipos foram dimensionados atendendo a norma alemã, DIN 1052/1988 e a norma brasileira NBR 7190/1997. Os resultados teóricos e experimentais, foram apresentados comparativamente. Apresentou as seguintes conclusões:

- As vigas mistas com Pinus oocarpa romperam por tração nas fibras da madeira.
- As vigas mistas com Eucalypto grandis romperam por cisalhamento na alma.
- A viga mista com Cupiúba rompeu por tração nas fibras de madeira.
- Houve grandes variações de resistências últimas entre as vigas de Pinus e entre as vigas de Eucalypto, atribuídas à falta de classificação das peças de madeira.
- Os aumentos médios de rigidez das vigas mistas em relação às vigas de madeira foram: para o Pinus, 6,3 vezes; para o Eucalypto, 3,2 vezes e para a Cupiúba, 4,7 vezes.
- Os valores das tensões nos materiais, obtidas pela norma brasileira, estão mais próximos dos valores experimentais do que os obtidos pela norma alemã.

## **2.7 – OS ESTUDOS DOS TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO PARA PONTES.**

Existem diferentes maneiras para utilizar concreto sobre vigas ou tabuleiros de madeira, sendo:

- O concreto é simplesmente lançado sobre o tabuleiro existente de madeira, com a finalidade de proteção e regularização do tabuleiro. As armaduras utilizadas apenas limitam as fissurações e impedem a soltura de pedaços da placa.

- O concreto armado é lançada sobre as vigas de madeira, com a finalidade de distribuir as cargas móveis acidentais. Neste caso, freqüentemente as formas ficam perdidas e incorporadas à placa, ou utilizam-se placas pré-moldadas de concreto armado. A placa de concreto, presas às vigas de madeira, tem função estrutural, porém trabalha, na flexão, simplesmente apoiadas.

- A placa de concreto e as vigas de madeira formam uma estrutura mista e, trabalham juntas na flexão. Existe sempre a presença dos conectores de cisalhamento que mantém a madeira e o concreto unidos.

Pendleton (1996), apresenta a ponte histórica de Omar Bridge, mista de madeira e concreto construída em 1938, servindo de ligação entre Dagsboro e Baltimore Hundreds em Sussex County nos Estados Unidos. A ponte tem 19,8m de comprimento com três tramos de 6,3m e largura de 8,60m, Figura 50, a seguir.



Figura 50 - Ponte Omar Bridge de madeira e concreto construída em 1932. Pendleton (1996).

Nolan [ac. 1996], comenta que um dos primeiros estudos detalhados sobre pontes mistas de madeira e concreto foi apresentado pela Oregon State Highway Department, nos Estados Unidos em 1932 e que, na Austrália, as pontes de madeira e concreto têm sido construída desde 1945. O autor relata as condições físicas apresentadas por duas pontes antigas examinadas em sua pesquisa:

- A primeira, construída em 1949 perto de Railton na Tasmânia, com 6 m de comprimento, 7 m de largura e vãos livres de 3,6 m. Apresenta uma placa de concreto de 20-25 cm de espessura, apoiada sobre seis vigas roliças de madeira com diâmetro de 45 cm, afastadas entre centros, de 1,50 m. Em teste de carga, a ponte apresentou uma performance razoavelmente boa, com baixa manutenção. As vigas de madeira que estão totalmente cobertas apresentam ainda boas condições, em uma delas a umidade contida apresentou equilíbrio de 17,5% em profundidade de 12,5 cm no tronco.

- A segunda, construída em 1975 sobre o Little Rapid River em Smithton também na Tasmânia, tem 19,5 m de comprimento com dois vãos de 9,7 m e largura de 4 m. Apresenta uma placa de concreto com 16 cm de espessura apoiada sobre quatro vigas roliças de madeira com diâmetros variando de 52 a 60 cm, afastadas de 1,0 m entre seus centros. A ponte está submetida a condições de baixo tráfego e a manutenção tem sido muito baixa. Todos os elementos de madeira aparecem em boas condições, exceto onde apresenta aberturas para grandes umidades.

O autor também comenta um projeto de pesquisa experimental, com construção de uma ponte com 6,1m de comprimento, construída perto de Beulah no noroeste da Tasmânia. Utilizou oito vigas roliças justaposta, formando um estrado, que serve de apoio a uma placa de concreto com 14 cm de espessura. Foram utilizados conectores do

tipo pinos de aço com 16 mm de diâmetro, afastados de 30 cm ao longo de cada viga. A ponte foi construída em três dias e custou US\$ 320 por metro quadrado. Após a cura do concreto, a ponte foi testada com um caminhão pesando 20 toneladas posicionado no centro da ponte, o máximo deslocamento registrado foi de 2 mm.

Yttrup e Nolan (1996), mostraram as vantagens de resistência e durabilidade, das pontes de madeira revestidas com uma placa de concreto no plano superior. A exclusão da presença de água em contato com a madeira e a conexão entre os materiais, levam a melhorias no comportamento da ponte, para somente um pequeno acréscimo no custo de execução. Comentam que esta nova geração de tabuleiro de concreto, unido a vigas de madeira, será muito usado no futuro, considerando que estas pontes tem custos parecidos com das tradicionais pontes de madeira e permitem maior vida útil e menores custos de manutenção.

Natterer,(1996), apresentou o maior tabuleiro misto de madeira e concreto em um único vão, utilizando peças roliças. O tabuleiro sobre o rio Orbe na Suíça, com vão de 13 m e 4 m de largura. As Figuras 51 e 52, mostram respectivamente o tabuleiro e detalhes construtivos. O tabuleiro foi construído com oito vigas circulares, tratadas, de Pinus, com 13 m de comprimento e diâmetros variando de 48 a 72 cm, posicionadas justapostas, alternando a base e o topo. Para se obter uma largura constante de 48 cm, as vigas circulares foram serradas lateralmente e o nivelamento superior do tabuleiro foi obtido calçando os menores diâmetros nos apoios. A face superior foi entalhada no formato de cunhas, a cada metro, ao longo de todo o comprimento, para aumentar a transferência de forças tangenciais.

Os conectores ligando as peças da madeira com o concreto foram do tipo pinos metálicos verticais, dois nas seções mais solicitadas e um pino em cada uma das outras seções, ficaram presos à madeira, dentro de cada entalhe. Esses pinos foram elaborados de forma que, presos à madeira e, por meio de uma rosca na extremidade superior, fosse possível aplicar uma força normal à superfície da placa de concreto, comprimindo-a contra a madeira.

Para assegurar melhor distribuição de cargas no tabuleiro, barras de aço, com 16 mm de diâmetro, foram colocadas a cada metro em furos horizontais alinhados com os entalhes. Outras barras horizontais de diâmetro 10 mm, foram posicionadas unindo duas a duas vigas, a cada metro, intercaladas com as primeiras.

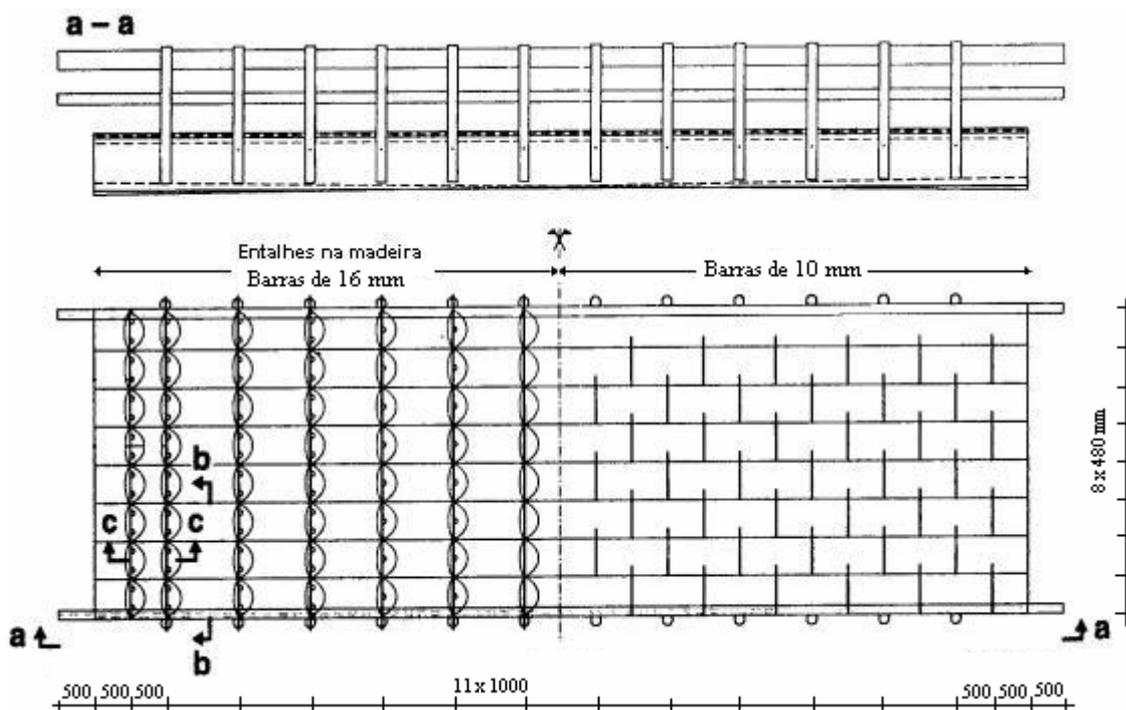


Figura 51 – Tabuleiro da ponte sobre o rio Orbe, Suíça. Natterer(1996).

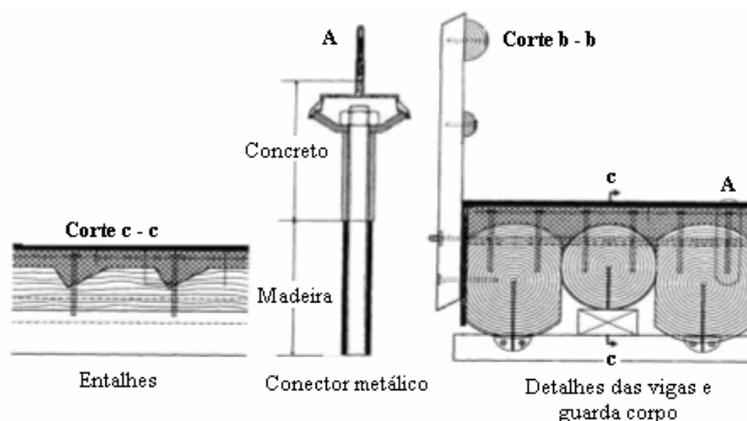


Figura 52 – Detalhes dos entalhes, do conector e do tabuleiro misto, ponte sobre o rio Orbe. Natterer (1996).

Yttrup e Nolan, [ca. 1997], apresentaram uma alternativa simples, econômica e eficiente, adotada na Austrália, simplesmente utilizaram conectores de pinos de aço posicionados perpendicularmente às peças roliças de madeira natural. Os pinos metálicos podem ser posicionados em dois ou mais alinhamentos, sobre as vigas, e com espaçamentos alternados, variando a quantidade necessária em cada região da viga. As irregularidades naturais entre as vigas roliças foram preenchidas com britas de dimensões compatíveis, suficientes para impedir vazamentos, durante o lançamento do concreto. Observa-se também a simplicidade de execução das formas para moldagem do concreto, Figura 53, a seguir.



Figura 53 - Ponte Maria River – Austrália.  
Yttrup e Nolan [ca. 1997].

A utilização de peças roliças de madeira nos tabuleiros mistos é a alternativa mais econômica entre as possíveis vigas de madeira tratadas. A moldagem “in loco” da placa de concreto, apresenta a vantagem da perfeita acomodação do concreto sobre as irregularidades naturais das vigas. As armaduras longitudinais e transversais para o concreto são leves, quando se trata de tabuleiro contínuo de madeira, próxima da armadura mínima, estabelecida pela NBR 6118 (2003), mas suficientes para resistir aos momentos fletores provocados pelos esforços atuantes e para limitar as fissuras no concreto, visando a impermeabilização e proteção da madeira. A Figura 54, a seguir, mostra a seção de um tabuleiro misto com peças roliças, com detalhes da forma, barras para fixação do guarda corpo e pingadeira para proteção madeira.

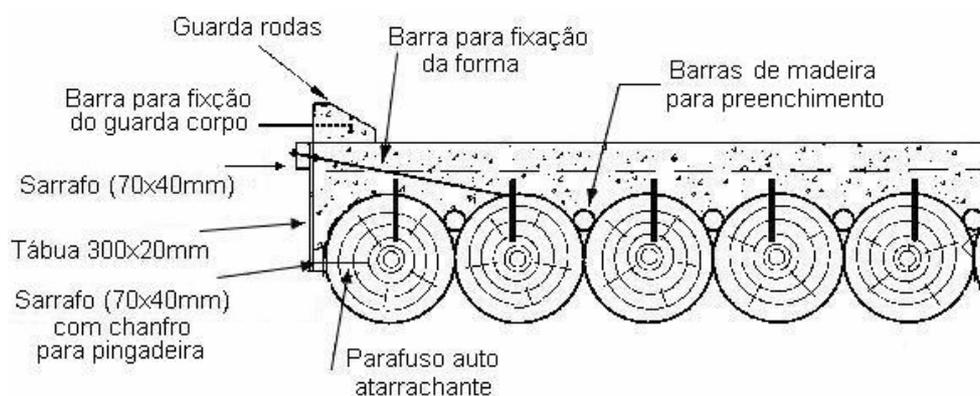


Figura 54 – Seção de um tabuleiro misto com peças roliças.  
Nolan [ca. 1996]

Yttrup [ca. 1997], apresentou estudos comparativos de ensaios de placas com vigas roliças naturais, utilizando quatro tipos de conectores, sendo: entalhes superficiais com aberturas inferiores; pinos de aço perpendiculares à face cisalhante; pequenos

entalhes superficiais denominado “shear dimples” e furos com pinos de aço perpendiculares, ensaiou também o tabuleiro misto sem conectores. Os “shear dimples” são pequenos furos circulares na superfície das peças de madeira, em contato com o concreto, para que se possa transferir as forças cisalhantes na maior área possível. Os resultados de deslocamentos foram comparados com o tabuleiro formado somente pelas vigas roliças de madeira. Todos os protótipos foram ensaiados com uma carga central, apropriada para representar pequenas pontes. A série de testes demonstrou a eficiência dos conectores simples em tabuleiros com vigas roliças. Apresentou as seguintes conclusões:

- Não houve contribuição significativa da laje de concreto quando os conectores de cisalhamento não estavam presentes.

- O sistema de conexão que proporcionou melhor resultado foi o entalhe com abertura inferior. O segundo sistema mais eficiente foi o furo raso com 75mm de diâmetro e pino aço. Estes dois sistemas de conexão proporcionaram rigidez cerca de três vezes maior do que o tabuleiro de madeira.

Yttrup e Nolan [ca. 1997}, apresentam complementos dos testes divulgados por Yttrup [ca. 1997], acrescentando as variações de rigidez de cada protótipo em relação aos deslocamentos verticais obtidos durante os carregamentos.

Duwady e Ritter (2001) comentam sobre as tendências de desenvolvimentos das pontes de madeira para o século 21 e não faz nenhuma referência às pontes com tabuleiros mistos de madeira e concreto.

## **2.8 – CONCLUSÕES DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.8.1 – COM RELAÇÃO À ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS**

- As resinas epóxis são as mais indicadas para ancoragem de barras de aço em peças de madeira. Existem significantes diferenças de resistência e de comportamento entre os adesivos epóxis.

- A ancoragem de barras de aço com resina epóxi são econômicas e confiáveis, quando bem projetadas e executadas. A maior confiabilidade se consegue com maior quantidade de barras de menores resistências do que poucas barras com maiores resistências.

- O emprego correto e econômico das barras de aço ancoradas na madeira, depende do conhecimento em profundidade, de todos os parâmetros que influem em seu comportamento e, das diferentes condições de trabalho.

- Toda operação de colagem deve ser executada em ambiente de fábrica, com adequado controle de qualidade e por pessoas treinadas.

- Os resultados obtidos para uma resina em determinadas condições, não podem ser extrapolados para outras resinas ou condições. Ainda estão em estudos os procedimentos apropriados para testar as resinas em determinadas condições e os respectivos controles de qualidade.

- Considerando que se trata de tecnologia nova, existem poucos estudos comparativos com testes de longa duração ou sob elevadas temperaturas, porém não se encontrou nenhuma restrição ou advertência em relação à utilização das resinas epóxis para ancoragem de barras de aço em peças de madeira.

Alguns comportamentos da ancoragem já são bem caracterizados, como:

- A forma de ruptura de ancoragem predominante, para uma resina, em determinadas condições é fundamental na definição da resistência de ancoragem.

- A resistência da adesão diminui com o aumento da umidade contida.

- A resistência de ancoragem tende a ser proporcional ao comprimento de ancoragem.

- A resistência média decresce quando diminui a distância do furo à borda da peça de madeira.

- A resistência de ancoragem tende a aumentar com o diâmetro do furo (aumento da espessura da linha de cola).

- As maiores tensões ao longo do comprimento de ancoragem, da barra de aço, ocorrem nas extremidades do comprimento de ancoragem. A maior tensão ocorre na extremidade interna.

- Não existem significantes influências da densidade da madeira na resistência de ancoragem.

- Variações na classe de resistência das madeiras tiveram pouca influência na resistência de ancoragem.

- Para a forma de ruptura com perda de adesão mecânica na interface do aço a perda de resistência de ancoragem com a retirada da barra de aço é contínuo, com pequenos saltos negativos de tensão, associados aos acréscimos de deslocamentos.

- As resinas epóxis apresentam aspectos vítreo quebradiços.

- Resinas de alta viscosidade devem ser evitadas por apresentarem adesões deficientes e conseqüentes falhas de ancoragem.

- Rupturas por adesão na interface do aço, iniciam pela perda da adesão química e posterior perda da adesão mecânica.

- Não existem evidências de variações na resistência de ancoragem sob efeito do tratamento da madeira com CCA.

- As barras com superfície rosqueadas apresentaram maiores resistências de ancoragem do que as barras com superfícies deformadas (filetes ou mossas superficiais).

- O tratamento superficial do aço não tem aspecto importante no projeto de ancoragem, considerando a preponderância da ancoragem mecânica.

- As resinas epóxis não são impermeáveis, pode ocorrer deterioração da adesão em conseqüência da corrosão da barra de aço.

- Devem-se determinar coeficientes de modificações específicos para a ancoragem de barras de aço, relacionados com os seguintes aspectos:

$K_{\text{barra}}$  → Depende do tipo da superfície da barra.

$K_{\text{resina}}$  → depende do comportamento da resina ou tipo de ruptura predominante.

$K_{\text{umidade}}$  → Depende da umidade contida no instante da colagem.

- Barras com menores diâmetros em corpos-de-prova menores, apresentaram maiores tensões de ruptura de ancoragem do que barras com maiores diâmetros em corpos de prova maiores.

- Nos projetos de ancoragem das barras de aço, tem-se desconsiderado altos níveis de tratamento superficial, maximizando a adesão química, quanto ao alto desempenho da adesão mecânica.

Algumas recomendações para projetos de ancoragens de barras de aço são bastante citadas, como:

- A distância mínima do centro da barra à face da peça de madeira não deve ser inferior a  $1,5d$ .

- De preferência, o diâmetro do furo deve ser  $1,25d$  mas não maior do que  $1,5d$ .

- Grupo de barras não têm a mesma resistência que várias barras separadas. É sugerido um coeficiente de modificação,  $K_{\text{grupo}}$ , para grupos de barras.

- Não se deve colocar mais de três barras em uma mesma linha e elas devem ser afastadas de pelo menos  $2d$ .

- Barras ancoradas em espaçamentos reduzidos devem ter diferentes comprimentos de ancoragem, reduzindo a concentração de tensões internas na madeira.
- Para situações com vários níveis de barras, as barras mais externas devem ter menores comprimentos de ancoragem, prevenindo potenciais rachaduras.
- O limite do comprimento de ancoragem deve ser de  $20d$ , além disso, os acréscimos de resistências de ancoragem são insignificantes.
- No dimensionamento das ancoragens de barras de aço coladas, o escoamento da barra deve ser condição limitante de projeto.
- Ainda não é possível relacionar as propriedades dos materiais envolvidos, com o comportamento de fadiga, da conexão.
- Ainda não é possível prever um comportamento médio que verdadeiramente represente a fadiga para as barras de aço coladas.
- É necessário desenvolver um coeficiente de modificação específico para a fadiga.
- A fadiga poderá causar danos às conexões de barras de aço coladas e as rupturas poderão ocorrer em qualquer elemento envolvido: barra de aço, madeira ou resina.
- O comportamento da fadiga é influenciado pela geometria do corpo-de-prova e pelo tipo de resina.
- A ruptura do aço é claramente um risco em potencial para as conexões de barras de aço coladas. A forma da superfície influi no comportamento da fadiga. Barras com superfície rosqueada são mais frágeis, devido às concentrações de tensões associadas.

### **2.8.2 – COM RELAÇÃO AOS CONECTORES DE CISALHAMENTO**

- Não existem ensaios padronizados para avaliar a rigidez e a resistência última dos conectores de cisalhamento em corpos de prova de madeira e concreto. Nos estudos apresentados foram utilizados procedimentos semelhantes aos ensaios adotados em corpos-de-prova de madeira ou mistos, de aço e concreto. Foram utilizados formatos, dimensões, resistências e armaduras diferentes para o concreto e os procedimentos para a determinação do módulo de deslizamento secante são também diferentes. Dificultando as comparações e agrupamentos de resultados.

- No Brasil são poucos os tipos de conectores e espécies de madeiras estudadas nas conexões mistas de madeira e concreto. Mesmo para os pregos ou parafusos auto atarrachantes, que foram os conectores mais estudados, os resultados obtidos ainda não são suficientes para se desenvolver modelos numéricos adequados que avaliem o módulo de deslizamento médio ou a resistência média última, considerando o número de variáveis que influem sobre estas respostas.

- O modelo numérico para avaliação do módulo de deslizamento de conectores do tipo, pinos de aço posicionados perpendiculares ao plano cisalhante, na interface das conexões aço e concreto, apresentados no EUROCÓDIGO 4 (1994), não se aplicam às conexões de madeira e concreto, particularmente para aquelas madeiras brasileiras que apresentam grandes valores no módulo de elasticidade longitudinal.

- Os conectores de barras de aço no formato “X”, apresentam elevada resistência e rigidez e, são de fácil execução com custo muito baixo, comparado a outros conectores equivalentes.

- As conexões com barras de aço coladas, com resinas epóxis, são recomendadas pelo excelente desempenho, simplicidade, economia e estética agradável.

- Os conectores formados por barras de aço coladas, apresentam curvas de cargas versus deslocamentos bem definidas e uniformes, com altas resistências e rigidez e tem os mesmos comportamentos na tração e compressão.

- Os conectores de barras de aço coladas com resinas epóxis apresentaram excelentes desempenhos para cargas de longa duração em sucessivos ciclos de umedecimentos e secagens.

### **2.8.3 – COM RELAÇÃO ÀS VIGAS E PAINÉIS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO**

- Deve-se definir um limite máximo para a rigidez equivalente das conexões de uma determinada estrutura mista de madeira e concreto, a partir da qual, esta estrutura seria considerada como tendo conexão rígida. Assim como, é importante determinar a rigidez equivalente mínima para que, estruturas com valores menores, sejam consideradas sem conexão.

- Efeitos hidrotérmicos de longa duração mostram que as estruturas mistas sofrem oscilações periódicas, segundo o ciclo anual de variações de umidades ambientais.

- Os resultados de fluência proposto pelo EUROCODE 5 (1993), não são adequados às estruturas mistas de madeira e concreto, os resultados experimentais mostram significantes divergências.

- Somente o efeito da retração da madeira pode causar 50% da deflexão total, ao longo do tempo.

- As variações de temperatura não influenciam as deflexões médias, ao longo do tempo.

- As absorções de umidades do ar causam deformações lentas, ao longo do tempo.

- Novos coeficientes de modificações, para deformações lentas, devem ser desenvolvidos para considerar os efeitos de retração que alteram a rigidez ao longo do tempo, facilitando a utilização das estruturas mistas.

- Os modelos de cálculos mais utilizados na literatura, para dimensionamento das estruturas mistas, são os modelos apresentados na norma alemã, DIN 1052 (1978) e o modelo apresentado na norma, EUROCODE 5 (1993, Anexo B), desenvolvidos para peças compostas de madeira.

- No Brasil o modelo mais utilizado e comparado com resultados experimentais foi o modelo apresentado pela norma EUROCODE 5 (1993, Anexo B). Os maiores erros observados nas tensões do concreto ou madeira, ocorreram na interface de interação entre estes materiais, porém estas tensões são pequenas. Os erros observados para as tensões máximas no concreto ou na madeira são pequenos e dependem das relações geométricas da seção mista e da avaliação do módulo de deslizamento.

- Estudos paramétricos sugerem relações geométricas e mecânicas, para os materiais envolvidos em uma seção mista, representando melhor comportamento estrutural e economia às estruturas mistas de madeira e concreto.

#### **2.8.4 – COM RELAÇÃO AOS TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO**

- Os tabuleiros de madeira com revestimentos impermeáveis, apresentam: maior vida útil; menos manutenção e custos de execução semelhantes aos tabuleiros tradicionais.

- A utilização de concreto moldado “in loco”, em tabuleiros de madeira e concreto, é uma alternativa viável, vantajosa e econômica, considerando a perfeita

acomodação da placa de concreto sobre as vigas de madeira, a possibilidade do posicionamento correto dos conectores de cisalhamento e a necessidade de poucas formas para a concretagem.

- Poucos foram os estudos apresentados na literatura a respeito de tabuleiros mistos de madeira e concreto. A norma EUROCODE 5 (1993) sugere que sejam tratados como placas ortotrópicas, também podem ser considerados, de forma simplificada, como vigas mistas equivalentes.

- Em relação às pontes mistas construídas, não foram encontradas referências quanto aos modelos de cálculos utilizados, ou sobre o comportamento do tabuleiro em serviço. As informações apresentadas referem-se mais à durabilidade e aos problemas relacionados com as variações de umidade na madeira, problemas de retração e conservação das vigas menos protegidas.

## **3.0 – MATERIAIS E METODOLOGIAS UTILIZADAS**

### **3.1 - MATERIAIS UTILIZADOS**

Todos os materiais utilizados foram facilmente adquiridos em empresas que fornecem produtos para construção civil.

#### **3.1.1 - MADEIRAS.**

Nos estudos de ancoragens de barras de aço coladas foram utilizadas as seguintes madeiras: experimentos 2; 3; 4 e 5, apresentados respectivamente nos Apêndices C; D; E e F, foram utilizadas treze vigas serradas de Pinus oocarpa com densidade aparente de 450-550 Kg/m<sup>3</sup>, com seção transversal de 6,0 x 20,0cm e comprimento de 5,00 m; nos experimentos 1 e 7, respectivamente apresentados nos Apêndices B e G, foram utilizadas quinze vigas serradas de Eucalipto citriodora com densidade aparente de 950-1100 Kg/m<sup>3</sup>, com seção transversal de 6,0 x 20,0cm e comprimento de 5,00m e, no experimento 6, apresentado no Apêndice G, foram utilizadas doze vigas roliças de Eucalipto citriodora, tratadas com CCA, com diâmetro aproximados de 20,0cm e comprimento de 2,50m.

Nos estudos dos conectores, experimentos 8 e 9, apresentados respectivamente nos Apêndices I e J, foram utilizadas doze vigas roliças de Eucalipto citriodora, tratadas com CCA, com diâmetros aproximados de 20,0cm e comprimentos de 1,00m.

Todas as madeiras utilizadas estão apresentadas com suas respectivas propriedades físicas e mecânicas no apêndice M.

Para se obter a umidade esperada, em cada corpo-de-prova, controlou-se por meio do peso, a massa de água contida. Com a necessidade de aumentar a massa de água, os corpos-de-prova ficaram imersos em água até atingirem o peso desejado, com a necessidade de se retirar parte da massa de água, os corpos-de-prova foram climatizados

em estufa, com ventilação forçada e controle de temperatura. Ao atingirem os pesos desejados, os corpos-de-prova foram em seguida acondicionados separadamente em embalagens transparentes de polietileno, onde permaneceram por um período de 20 ou 40 dias, respectivamente para o Pinus e o Eucalipto, para homogeneização da massa de água contida no seu volume.

No experimento 7, Apêndice H, os corpos de prova foram ensaiados imediatamente após a climatização de hidratação ou secagem lenta natural, não necessitando o acondicionamento para homogeneização.

### **3.1.2 - BARRAS DE AÇO.**

Foram utilizadas barras de aço do tipo CA-50, com diâmetros nominais de 6,3; 8,0; 10,0 e 12,5mm das marcas: Votoraçó; GG (Gerdau); Belgo-mineira e Açominas, marcas facilmente encontradas no comércio de São Carlos, SP. As barras receberam tratamento de limpeza superficial aplicando-se escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner, de uso geral para limpeza, como solvente, para retirar os resíduos oleosos.

No experimento 7, Apêndice H, as barras de aço receberam quatro tratamentos superficiais, sendo: (T<sub>1</sub>) limpeza com escova rotativa de aço, até atingir a cor branca e em seguida limpeza com thinner, de uso geral, para remoção de possível oleosidade; (T<sub>2</sub>) superfície oxidada sem limpeza; (T<sub>3</sub>) superfície com zincagem por imersão a quente e (T<sub>4</sub>) superfície oxidada e simples limpeza com thinner.

### **3.1.3 - RESINAS ESTRUTURAIS UTILIZADAS.**

Foram utilizadas quatro resinas diferentes, sendo: três resinas epóxis, bi-componentes e uma poliuretana bi-componentes, conforme a Tabela 6, a seguir: A resina poliuretana bi-componente, à base de óleo de mamona, foi desenvolvido pelo Instituto de Química de São Carlos – USP e é composta pelo pré-polímero (A249) e pelo polioliol (25015C).

Tabela 6 - Resinas utilizadas para ancoragem das barras de aço nos experimentos desenvolvidos.

Nome comercial	Consistência	Tipo	Fornecedores
Compound injeção	líquida	epóxi	Otto Baungart S.A.
AR 300	líquida	epóxi	Barracuda Technologies e Products
Sikadur 32 fluido	pastosa	epóxi	Sika S.A.
Poliuretana	líquida	poliuretana	IQSC-USP

### 3.2 - TÉCNICAS PARA APLICAÇÃO DAS RESINAS EPÓXIS

Para a injeção das resinas nos furos, utilizou-se um aplicador descartável que não necessitasse de limpeza. Porções do componente A e B foram colocados e mantidos separadamente em uma embalagem de polietileno transparente e com resistência suficiente para suportar a pressão de injeção.

Algumas resinas, como a resina epóxi Sikadur 32 fluido, liberam forte calor com o início de reação entre seus componentes. Este calor além de acelerar as alterações de viscosidade da resina, dificultando a injeção, diminui a resistência mecânica do aplicador.



Figura 55 - Componentes A e B da resina Sikadur 32 fluido, em embalagem de polietileno prontos para serem misturados no canteiro de obras.

No instante da colagem os componentes são misturados manualmente dentro da embalagem até a homogeneização.

O problema do aquecimento foi minimizado trabalhando-se com porções menores, totalizando um volume possível de ser aplicado no tempo disponível, antes da temperatura ficar muito elevada e conseqüentemente a viscosidade muito grande. Desta forma evita-se desperdícios e a presença de solventes para limpeza, que poderiam contaminar a resina. Os aplicadores foram descartados em seguida.

A injeção deu-se por meio de um tubo amarrado na extremidade da embalagem, com o mesmo diâmetro externo da barra de aço e inicia-se a partir da extremidade interna do furo. Ao se injetar a resina, sem afastar o tubo injetor, o afloramento na extremidade externa do furo, indicará que se atingiu o volume necessário para ancoragem. A injeção fica concluída, afastando-se ligeiramente o tubo injetor e provocando um excesso de resina, que se tornaria visível após a introdução da barra de aço.

Para eliminar bolhas de ar durante a introdução da barra de aço, aplica-se pequenos movimentos rotativos, alternando-se seqüencialmente da esquerda para a direita e vice versa, até que o excesso de resina aflore pelo furo. Desta forma, confirma-se o preenchimento dos espaços vazios na linha de cola.

A utilização de fios elásticos para manter as partes separadas e para prender o tubo injetor na extremidade da embalagem é mais adequada e prática do que a utilização de outros fios.



Figura 56 - Operação de aplicação da resina em canteiro de obras.

Nas posições horizontais ou com poucas inclinações, as condições para se conseguir o preenchimento dos espaços vazios na linha de cola são mais detalhadas, trabalhosas e exige a utilização de resinas com pouca viscosidade, conforme a Figura 57, a seguir.

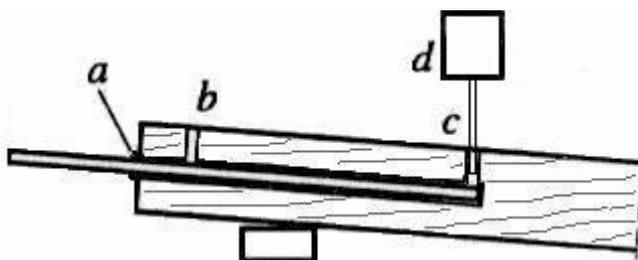


Figura 57 - Técnica de colagem para posições horizontais ou com poucas inclinações.

Onde: (a) vedação da extremidade; (b) suspiro para eliminar o ar interno e indicar o término da colagem; (c) abertura para injeção e (d) aplicador sob pressão.

### **3.3 – ESTUDO DA ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS EM PINUS OOCARPA E EUCALÍPTO CITRIODORA.**

Para o estudo da ancoragem das barras de aço com as resinas estruturais utilizadas, fez-se uma avaliação da área da superfície de ancoragem das barras de aço CA50, para os diâmetros de 6,3; 8,0 10,0 e 12,5mm, com o objetivo de se conhecer a área de ancoragem da superfície da barra de aço relacionada ao comprimento de ancoragem, para um determinado diâmetro.

Na literatura consultada o parâmetro utilizado para relacionar o comprimento de ancoragem e o diâmetro da barra, é denominado “esbeltez da ancoragem”, dado por:

$$\lambda = la/d.$$

Para avaliar a área de ancoragem, utilizou-se dos procedimentos descrito no Apêndice A.

Nos dois primeiros experimentos, com *Pinus oocarpa* e *Eucalipto citriodora*, apresentados nos Apêndices B e C respectivamente, estudaram-se as variações das resistências de ancoragem, por meio de corpo-de-prova com barras ancoradas perpendicularmente às fibras da madeira. Consideraram-se os efeitos das variações das umidades contidas no instante da colagem e das variações das espessuras da linha de cola, manteve-se constante a área de ancoragem e não se considerou a variabilidade natural da madeira.

Nestes dois experimentos, avaliaram-se inicialmente os seguintes itens: as dificuldades de utilização das resinas, testando-se várias formas de aplicações das resinas em furos com diferentes diâmetros; as dificuldades de climatização das madeiras nas umidades esperadas; os comportamentos das ancoragens e formas das rupturas e as dificuldades de realização dos ensaios. Desenvolveram-se os dispositivos de ensaios e foi apresentada a primeira proposta de modelo de corpos-de-prova para ancoragem de barras de aço.

No terceiro experimento, desenvolvido com *Pinus oocarpa*, conforme apresentado no Apêndice D, estudou-se as variações das resistências de ancoragens nas

direções 0°; 45° e 90°, em relação às fibras da madeira. O planejamento adotado, considerou as variações das umidades contidas na madeira no instante da colagem e variações da área de ancoragem da superfície do aço, mantendo-se constantes o diâmetro das barras e a espessura da linha de cola. Não foram consideradas as variabilidades naturais da madeira. Nestes experimentos desenvolveram-se os dispositivos de ensaios e apresentou-se a primeira proposta de ensaios de ancoragem de barras de aço inclinadas em relação às fibras da madeira.

No quarto experimento, Apêndice E, estudou-se em *Pinus oocarpa*, a variação das resistências de ancoragens nas direções: 0°; 45° e 90°, considerando as variações dos diâmetros das barras e conseqüentes variações das áreas de ancoragens. A variabilidade natural da madeira foi considerada utilizando-se uma amostragem aleatória de diferentes vigas de madeira. Neste planejamento, trabalho-se inicialmente em observações com três replicações e, posteriormente, algumas destas observações tiveram amostragens ampliadas para seis replicações. Apresentou-se um segundo modelo de corpo-de-prova mais adequado à metodologia dos ensaios realizados. Os resultados obtidos nestes quatro experimentos, abriram novos horizontes para os planejamentos dos experimentos futuros.

No quinto experimento, desenvolvido com *Pinus oocarpa*, estudou-se as variações das resistências de ancoragens nas três direções; 0°; 45° e 90° e utilizou-se planejamento estatístico, seguindo o modelo fatorial 3<sup>2</sup>, com seis replicações, conforme apresentado no Apêndice F. Considerou-se a umidade contida na madeira no instante da colagem; a densidade aparente da madeira; a área de ancoragem da superfície da barra de aço, independente do diâmetro das barras e as variabilidades naturais da madeira por meio de amostragem aleatória de diferentes vigas.

Alguns exemplares de corpo-de-prova foram ensaiados com taxas de deslocamentos constantes na direção axial das barras, permitindo entender e registrar, com melhor clareza, o mecanismo da perda de adesão mecânica e observar a rigidez da ancoragem das barras coladas em sucessivos ciclos de solicitações.

No sexto experimento estudaram-se as variações das resistências de ancoragens, trabalhando-se com vigas roliças naturais de *Eucalypto citriodora*, tratadas com o preservativo CCA. As barras de aço foram coladas inclinadas em 45°, em relação às fibras das madeiras, com diâmetros e comprimentos de ancoragens diferentes. Utilizou-se amostragem com seis replicações considerando as variabilidades naturais da

madeira.. As variáveis consideradas foram: variações das áreas de ancoragens da superfície do aço, independentes dos diâmetros das barra e umidades contidas na madeira no instante da colagem, em dois níveis: vigas secas ao ar e saturadas. Os corpos- de- prova utilizados para ancoragens inclinadas e os procedimentos de ensaios adotados, estão apresentados no Apêndice G.

No sétimo experimento, estudaram-se as variações das resistências de ancoragens, utilizando vigas serradas de Eucalipto citriodora, conforme apresentado no Apêndice H. Neste experimento as barras de aço foram coladas perpendicularmente às fibras da madeira e trabalhou-se com novas variáveis, como: variações de umidades contidas na madeira após a cura do adesivo e variações no tratamento superficial das barras de aço, neste experimento foi considerado as variabilidades naturais da madeira, utilizando amostragem aleatória de diferentes vigas.

### **3.4 - ESTUDOS DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO FORMADOS POR BARRAS DE AÇO ANCORADAS NA MADEIRA**

Os estudos dos conectores de barras coladas em 45° foram desenvolvidos de forma experimentais, utilizando-se dos recursos do planejamento estatístico de experimentos.

O estudo dos conectores formados por barras de aço coladas à madeira no formato “X”, iniciou com um corpo-de-prova preliminar, conforme o experimento oito, apresentado no Apêndice I. Os quatro conectores foram instrumentados com transdutores elétricos de deslocamentos (strain gages) com o objetivo de se avaliar as forças axiais, nas barras tracionadas ou comprimidas e avaliar o início de flexão em cada barra.

Não foi possível determinar analiticamente o equilíbrio do corpo-de-prova, considerando-se as incertezas dos pontos de aplicações das forças atuantes e das resultantes de momentos internos devido às excentricidades existentes.

Transdutores elétricos de deslocamentos, foram fixados simetricamente em cada barra de aço que forma o conector, para registrar os deslocamentos relativos médios, no plano cisalhante entre a madeira e o concreto. Considerando-se o volume de madeira e concreto solicitados e a magnitude da força de solicitação do corpo-de-prova, desprezaram-se as respectivas deformações na madeira e no concreto.

No experimento nove, apresentado no Apêndice J, avaliou-se a resistência última e o módulo de deslizamento dos conectores de barras de aço coladas. Estudaram-se três modelos de conectores, sendo: modelo A, conectores com barras no formato “X”; modelo C, conectores inclinados de 45°, tracionados e modelo D, conectores inclinados de 45°, comprimidos.

Foram utilizadas vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora tratadas com CCA.e o experimento foi planejado estatisticamente, seguindo o modelo fatorial  $2^2$ , para os seguintes fatores: umidade da madeira e diâmetro das barras, para os níveis: seca ao ar e saturada; 8,0 e 12,5 mm respectivamente. As amostras foram executadas com três replicações.

### **3.5 – ESTUDOS, CONSTRUÇÕES E ENSAIOS DOS PROTÓTIPOS DE PONTES COM TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO.**

Os tabuleiros mistos de madeira e concreto foram executados com vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora, tratadas com CCA. As vigas foram posicionadas justapostas, alternando-se topos e bases para se conseguir uma espessura média uniforme em todo tabuleiro de madeira. Foi utilizado concreto armado de média resistência e conectores de barras de aço coladas no formato “X”, ancorados com a resina epóxi, Sikadur 32 fluido, facilmente encontrada no comércio local.

O principal objetivo nos projetos dos tabuleiros mistos foi obter a máxima rigidez da conexão e, conseguir assim, os melhores aproveitamentos da madeira tracionada e do concreto comprimido, além dos menores custos possíveis. Nos dois tabuleiros executados foram mantidas as proporções entre a espessura da placa de concreto e a espessura média das vigas de madeira, em torno de 1:3, considerada uma boa relação, avaliada por meio das análises paramétricas conforme Alvim e Almeida (2003).

O modelo de cálculo adotado foi o modelo apresentado pela norma EUROCODE 5 (1993, Anexo B), adaptado às estruturas mistas de madeira e concreto. Este modelo foi escolhido por ser um dos mais utilizados e avaliados, comparativamente com resultados experimentais.

Os protótipos foram inicialmente projetados atendendo solicitações equivalentes a Classe 30, definida pela ABNT (1985). Foram desenvolvidos todos os detalhes de

execução e as necessárias orientações, treinamentos e acompanhamentos técnicos, nos canteiros de obras, durante as execuções. Em seguida foram feitas as análises de desempenhos, por meio de provas de carga, testando inicialmente, somente o tabuleiro de madeira e em seguida, após a cura do concreto, a estrutura mista.

O protótipo denominado “Ponte Florestinha”, foi construído no município de Piracicaba-SP e apresenta as seguintes dimensões totais : comprimento total de 7,0 m e largura de 3,95 m. Todos os detalhes de projeto, execução e avaliações estão apresentados no Apêndice K. A execução desta ponte foi viabilizada por meio de um convênio firmado entre Escola de Engenharia de São Carlos-SET-LaMEM e a Prefeitura do Município de Piracicaba. Todos os equipamentos necessários à execução, materiais, apoios logísticos e mão de obras necessárias, foram fornecidos pelo município, enquanto que, todos os cálculos, detalhes de projeto, acompanhamento da execução, orientações e treinamentos da mão de obra e condução das provas de carga, fizeram parte desta tese. Todos os equipamentos necessários para avaliações dos deslocamentos do tabuleiro, submetido às provas de carga, com solicitações estáticas, foram fornecidos pelo LaMEM.

O segundo protótipo denominado “Ponte Batalha”, foi construído no município de Paracatu – MG, sobre o Rio Batalha e possui as seguintes dimensões: comprimento total de 21,45 m, com dois tramos: o maior com 15,5 m e o menor com 5,95 m e, largura total de 4,0 m. Todos os detalhes de projeto, execução e avaliações estão apresentados no Apêndice L. A execução desta ponte foi viabilizada por meio de um convênio firmado entre Escola de Engenharia de São Carlos-SET-LaMEM e a empresa florestal, Vale do Rio Grande Reflorestamento Ltda, com sede em Uberaba-MG. Todos os equipamentos necessários à execução, materiais, apoios logísticos e mão de obras necessárias, foram fornecidos pela empresa, enquanto que, todos os cálculos, detalhes de projeto, inspeções, orientações diretas ao engenheiro construtor e condução das provas de carga, fizeram parte desta tese. Os equipamentos necessários e a mão de obra especializada para registrar as deformações do tabuleiro, durante a cura do concreto e submetido às provas de carga, em testes com solicitações estáticas, foram fornecidos pela empresa.

### **3.6 - METODOLOGIA PARA O CÁLCULO, DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DOS TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO**

O tabuleiro misto apresenta duas fases de comportamento bem definidas: imediatamente após o lançamento do concreto, toda a carga permanente é suportada pelo tabuleiro de madeira e após a cura do concreto, todos os carregamentos adicionais agem sobre o tabuleiro misto. Estes comportamentos em fases distintas, permitem a formulação de duas hipóteses adicionais, fundamentais para o cálculo, além das hipóteses clássicas para o cálculo de placas, sendo:

- (a) – As cargas permanentes agem somente no tabuleiro de madeira.
- (b) – As cargas acidentais agem somente na estrutura mista.

Assim as tensões de (a), somar-se-ão às tensões de (b) em fases nitidamente separadas.

O estudo dos efeitos das fluências no concreto e na madeira e as transformação da seção do tabuleiro, durante o processo de cura, não é objetivo deste trabalho, considerando que o estágio atual ainda é de avaliação do comportamento da seção mista, avaliação dos modelos numéricos que determinam a rigidez efetiva longitudinal e avaliação do modelo numérico para determinação da dos esforços e deslocamentos da placa mista ortotrópica.

#### **3.6.1 - O MODELO DE VIGA EQUIVALENTE**

O modelo de cálculo adotado compreende duas fases para a determinação dos esforços internos: a primeira fase do cálculo corresponde à determinação da rigidez efetiva da viga mista, onde se adotou o modelo sugerido pelo EUROCODE 5 (1993, Parte 1-1, Anexo B). Foi considerado o tabuleiro misto como viga mista de seção “T” e as vigas roliças de madeira foram interpretadas como vigas de seções quadradas equivalentes, conforme a ABNT (1997, item 7.2.8), considerando a média dos diâmetros no centro do vão; na segunda fase faz-se a determinação dos esforços internos e deslocamentos do tabuleiro, considerando o tabuleiro como uma placa ortotrópica equivalente. Os cálculos automatizados para as placas ortotrópicas foram realizados com o programa OTB, adaptado por Lindquist et al (2004) membros do grupo de

pesquisas de pontes de madeira da EESC-USP, e foi desenvolvido em Borland C++, conforme apresentado no Anexo B.

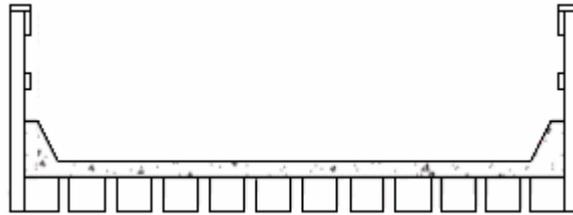


Figura 58 – Seção transversal de cálculo.

A partir do módulo de deslizamento do conector utilizado, define-se o fator de redução da inércia do conjunto, levando em consideração a disposição e espaçamento dos elementos de ligação, o módulo de elasticidade do concreto, a área da seção transversal do concreto e o vão entre apoios da viga composta.

$$\gamma_w = 1 \quad \text{e} \quad \gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s_{ef}}{K \cdot L^2} \right]^{-1} \quad (6)$$

Onde:

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

$A_c$  = área da seção transversal do concreto;

$s_{ef}$  = esp

$K$  = módulo de deslizamento dos conectores alinhados na mesma seção transversal;

$L$  = vão efetivo da viga

Sendo:  $L$  = vão livre, para vigas bi-apoiadas;  $L = 0,8 \cdot$ vão livre, para vigas contínuas e  $L = 2 \cdot$ vão livre, para vigas em balanço.

A distância entre os centros de gravidade da seção até a linha neutra da peça, conforme apresentado na Figura 59 a seguir, é dado por:

$$a_w = \frac{\gamma_c E_c A_c (h_c + h_w)}{2(\gamma_c E_c A_c + \gamma_w E_w A_w)} \quad (7)$$

$$a_c = \left( \frac{h_c + h_w}{2} \right) - a_w \quad (8)$$

Onde:

$a_c$  = distância do centróide da área de concreto até a linha neutra, desde que  $a_w$  não seja menor que zero e não maior que  $h_w/2$ ;

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

$h_c$  = altura da placa de concreto

$h_w$  = altura da viga de madeira

Assim a rigidez efetiva levando em consideração o módulo de deslizamento da ligação é obtida conforme a eq. (9) a seguir.

$$(EI)_{ef} = E_c I_c + \gamma_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + \gamma_w E_w A_w a_w^2 \quad (9)$$

Onde:

$I_c$  = momento de inércia da seção de concreto ( $I_c = b_c \cdot h_c^3 / 12$ ).

$I_w$  = momento de inércia da seção de madeira ( $I_w = b_w \cdot h_w^3 / 12$ ).

As tensões internas para as cargas acidentais são obtidas a partir do modelo sugerido pelo EUROCODE 5 (1993, Parte 1-1, Anexo B), conforme a Figura 59, a seguir:

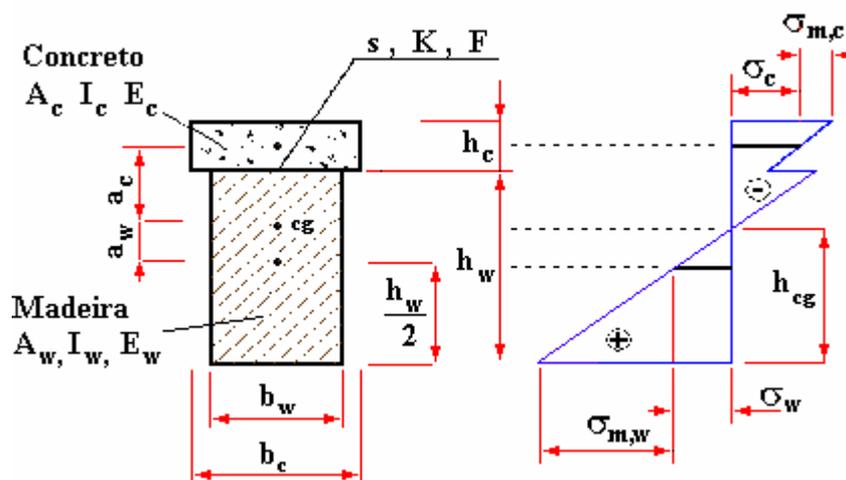


Figura 59 – Seção transversal e tensões internas na seção mista.

$$\sigma_c = \gamma_c E_c a_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_w = \gamma_w E_w a_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (10)$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 E_c h_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_{m,w} = 0,5 E_w h_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (11)$$

Onde:

$M$  = momento fletor na seção considerada;

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

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

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

$\sigma_{m,w}$  = tensão normal na borda inferior da área de madeira devido ao momento fletor.

As tensões internas na madeira, como hipótese de cálculo, é o resultado da soma das tensões devido à carga permanente, agindo somente no tabuleiro de madeira e as cargas acidentais, agindo na seção mista.

A máxima tensão cisalhante ocorre na linha neutra e é dada por:

$$\tau_{w,max} = 0,5E_w b_w h^2 \frac{V}{b_w (EI)_{ef}} \quad (12)$$

Onde:

$V$  = força de cisalhamento na seção considerada.

$h = h_{cg}$  = altura do centróide da seção mista

A força cisalhante no plano dos conectores, em uma seção, é dada por:

$$F = \gamma_c E_c A_c a_c s \frac{V}{(EI)_{ef}} \quad (13)$$

### 3.6.2 – O MODELO DA PLACA ORTOTRÓPICA EQUIVALENTE

Na segunda fase do cálculo, considera-se o tabuleiro como uma placa ortotrópica equivalente, com a espessura da placa de concreto.

Determinam-se as rigidez à flexão ( $D_x$  e  $D_y$ ) e a rigidez à torção ( $D_{xy}$ ).

Estes valores de rigidez são utilizados para o cálculo das propriedades elásticas  $(E_L)_{eq}$ ,  $(E_T)_{eq}$  e  $(G_{LT})_{eq}$  da placa equivalente.

$$(E_L)_{eq} = 12 \frac{D_x}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx})$$

$$(G_{LT})_{eq} = 6 \frac{D_{xy}}{t_{eq}^3} \quad (14)$$

$$(E_T)_{eq} = 12 \frac{D_y}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx})$$

Onde:  $t_{eq}$  = espessura da placa equivalente

Com os valores das propriedades elásticas equivalentes  $(E_L)_{eq}$ ,  $(E_T)_{eq}$  e  $(G_{LT})_{eq}$ , calculam-se os esforços internos, conforme Cusens e Pama (1975). Os coeficientes de Poisson podem ser atribuídos nulos, por representarem pequena influência no comportamento das placas, quando bi-apoiadas. A rigidez à flexão da ponte na direção “x” (longitudinal) é expressa pelo produto “ $EI_{ef}$ ” dividido pela largura da placa, a rigidez à flexão na direção “y” (transversal) é expressa pelo produto “EI” da placa de concreto dividido pelo comprimento da placa.

$$D_x = \frac{EI_{ef}}{b} \quad D_y = \frac{E_c \cdot I_c}{L} \quad \text{ou} \quad D_y = \frac{1}{L} \left( E_c \cdot \frac{L \cdot h_c^3}{12} \right)$$

Onde:  $b$  = largura do tabuleiro e  $L$  = comprimento do tabuleiro.

A rigidez à torção é dada por:

$$D_{xy} = B_{xy} + \frac{G_c \cdot t^3}{6} \quad B_{xy} = 0,06 \cdot \frac{E_w \cdot n_v \cdot h_w \cdot b_w}{12 \cdot (h_w^2 + b_w^2)} \quad (16)$$

Onde:

$n_v$  = número de vigas de madeira.

O valor “ $D_{xy}$ ” corresponde a rigidez à torção das vigas de madeira, somado à rigidez à torção da placa de concreto.

Calculando-se o tabuleiro misto como placa ortotrópica e considerando-se o enrijecimento das bordas, obtém-se em cada nó os esforços  $M_x$  e  $V_x$  devido à carga accidental, que devem ser utilizados para se obter as tensões na direção longitudinal da seção mista e os esforços  $M_y$  e  $V_y$  para verificações das tensões na direção transversal.

### 3.6.3 – O ENRIJECIMENTO DE BORDA

O enrijecimento de borda devido à presença dos guarda-rodas, pode ser considerado e produz significantes alterações nos esforços internos e deslocamentos finais da placa.

A rigidez total de borda é calculada na primeira e última viga longitudinal de madeira, utilizando a expressão (9) considerando a equivalência de inércia e o mesmo volume de concreto, conforme a Figura 60, a seguir.

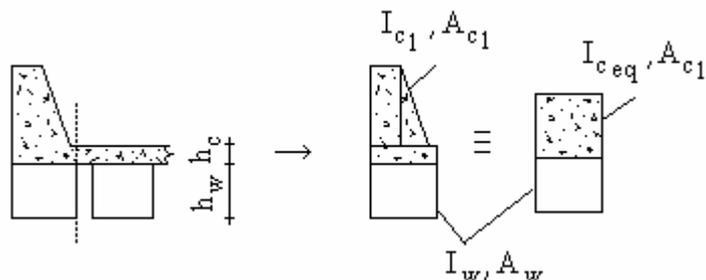


Figura 60 - Detalhes para o cálculo da rigidez total de borda na primeira viga.

O programa OTB considera o acréscimo de rigidez de borda em relação a rigidez das vigas internas do tabuleiro. Este acréscimo é obtido pela diferença entre a rigidez do guarda roda equivalente e a rigidez das vigas internas do tabuleiro, Figura 61.

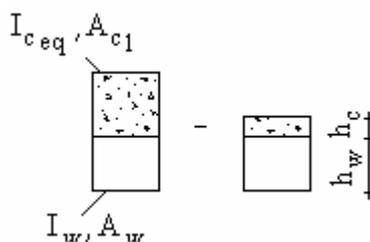


Figura 61 – Obtenção do acréscimo de rigidez de borda utilizado no programa OTB.

O enrijecimento de borda provoca reduções nos deslocamentos verticais e nos momentos fletores da direção longitudinal e aumenta os momentos fletores transversais. Portanto, para as verificações dos esforços máximos deve-se considerar as situações mais desfavoráveis com ou sem enrijecimento de borda.

O acréscimo de rigidez à torção, resultante dos enrijecimentos de bordas, é pouco significativo nos esforços internos e deslocamentos da placa equivalente, podendo ser desprezado nos cálculos.

### 3.6.4 – TENSÕES RESULTANTES NA PLACA EQUIVALENTE E FORÇA CISALHANTE NOS CONECTORES ALINHADOS EM UMA SEÇÃO

Conforme a hipótese de cálculo, em que os esforços permanentes agem sobre o tabuleiro de madeira e os esforços acidentais agem sobre o tabuleiro misto, as tensões finais também são consideradas separadas, considerando os carregamentos permanentes e acidentais, com os respectivos coeficientes de majoração de carga.

a) - Na direção longitudinal as combinações de esforços para determinação das tensões são dadas por:

Para a Madeira:

$$M_{G,d} = \gamma_G M_{G,k} \quad (17)$$

$$V_{G,d} = \gamma_G V_{G,k}$$

$$M_{Q1,d} = \gamma_Q [M_{Q1,k} + 0,75\psi_0(\varphi-1)M_{Q1,k}]$$

$$V_{Q1,d} = \gamma_Q [V_{Q1,k} + 0,75\psi_0(\varphi-1)V_{Q1,k}] \quad (18)$$

Para a placa de concreto e para os conectores:

$$M_{Q1,d} = \gamma_Q [M_{Q1,k} + \psi_0(\varphi-1)M_{Q1,k}]$$

$$V_{Q1,d} = \gamma_Q [V_{Q1,k} + \psi_0(\varphi-1)V_{Q1,k}] \quad (19)$$

Onde:

$M_{G,k}$  e  $V_{G,k}$  = Respectivamente momento fletor e força cortante característica devida a carga permanente.

$M_{Q1,k}$  e  $V_{Q1,k}$  = Respectivamente momento fletor e força cortante característica devida ao trem-tipo correspondente, obtidos na direção longitudinal da placa ortotrópica equivalente.

$\varphi$  = coeficiente de impacto vertical, conforme a ABNT (1997, item 5.5.4).

As tensões resultantes no concreto e na madeira são dadas por:

Considerando as eq. (10) e (11) tem-se:

a.1) - Tensão resultante no concreto devido a carga acidental:

$$\begin{aligned} \sigma_{c, \text{resultante}} &= \sigma_{Q1,m,c} + \sigma_{Q1,c} && \text{na borda superior} \\ \sigma_{c, \text{resultante}} &= \sigma_{Q1,m,c} - \sigma_{Q1,c} && \text{na borda inferior} \\ \sigma_{c, \text{resultante}} &\leq f_{c,cd} \end{aligned} \quad (20)$$

a.2) - Tensão resultante na madeira:

$$\begin{aligned} \sigma_{w, \text{resultante}} &= \sigma_{G,w} + \sigma_{Q1,m,w} - \sigma_{Q1,w} && \text{na borda superior} \\ \sigma_{w, \text{resultante}} &= \sigma_{G,w} + \sigma_{Q1,m,w} + \sigma_{Q1,w} && \text{na borda inferior} \end{aligned} \quad (21)$$

$$\sigma_{w, \text{resultante}} \leq f_{w,c0d}$$

a.3) - Tensão resultante de cisalhamento:

Considerando a eq. (12) tem-se:

$$\tau_{w, \text{resultante}} = \tau_{G,w} + 0,5E_w b_w h^2 \frac{V_{Q1,d}}{b_w (EI)_{ef}} \leq f_{w,v0d} \quad (22)$$

Onde:

$\tau_{G,w}$  = tensão devido a carga permanente na altura h do centro de gravidade da seção mista, conforme a Figura 59 .

b) - Na direção transversal as combinações de esforços para determinação das tensões são dadas por:

Para a placa de concreto:

$$\begin{aligned} M_{Q1,d} &= \gamma_Q [M_{Q1,k} + \psi_0(\varphi-1)M_{Q1,k}] \\ V_{Q1,d} &= \gamma_Q [V_{Q1,k} + \psi_0(\varphi-1)V_{Q1,k}] \end{aligned} \quad (23)$$

Onde:

$M_{Q1,k}$  e  $V_{Q1,k}$  = Respectivamente momento fletor e força cortante característica devido ao trem-tipo correspondente, obtidos na direção transversal da placa ortotrópica equivalente.

$\varphi$  = coeficiente de impacto vertical, conforme a ABNT (1997, item 5.5.4)

As verificações e dimensionamento da placa de concreto na direção longitudinal e transversal seguem os procedimentos sugeridos pela ABNT (2003, itens, 17.2 e 19.2).

$$\sigma_{c, \text{resultante}} \leq f_{c,cd} \quad (24)$$

### 3.6.5 – FORÇA CISALHANTE NOS CONECTORES

A verificação dos conectores, alinhados em uma mesma seção, solicitados somente na direção longitudinal, é feita a partir da força cisalhante de cálculo resultante na seção, conforme Eq.(13) a seguir:

$$F_d = \gamma_c E_c A_c a_c s \frac{V_{Q1,d}}{(EI)_{ef}}$$

$$F_{1,d} = \frac{F_d}{n} \quad (25)$$

$$F_{1,d} \leq K_{mod} \frac{F_k}{\gamma_{w/c}}$$

Onde:

$s$  = espaçamento entre os conectores na região da força cortante considerada.

$n$  = número de conectores alinhados na mesma direção transversal.

$F_{1,d}$  = Força cisalhante em um conector.

$F_k$  = Resistência característica do conector, conforme o Apêndice J.

$K_{mod} = K_{mod1} \cdot K_{mod2} \cdot K_{mod3}$ , para  $K_{mod1} = 0,7$  (cargas de longa duração conforme ABNT (1997, item 5.5.3)) e  $K_{mod2} = 1,0$  uma vez que,  $F_k$  considera a umidade de trabalho da madeira na resistência última do conector, Apêndice J.

$\gamma_w = \gamma_c = 1,4$  é o coeficiente de ponderação da resistência à compressão paralela às fibras da madeira ou da resistência à compressão do concreto.

A força cortante máxima  $V_{Q1,d}$  ocorre quando a carga concentrada esta a uma distância “a” do apoio, para  $0 \leq a \leq 2h$ . Considerando a possibilidade de utilizar  $V_{red}$  nesta distância, conforme a ABNT (1997, item 7.4.2), conforme a Figura 62.

$$V_{red} = V \frac{a}{2h} \quad \text{para } 0 \leq a \leq 2h \quad (26)$$

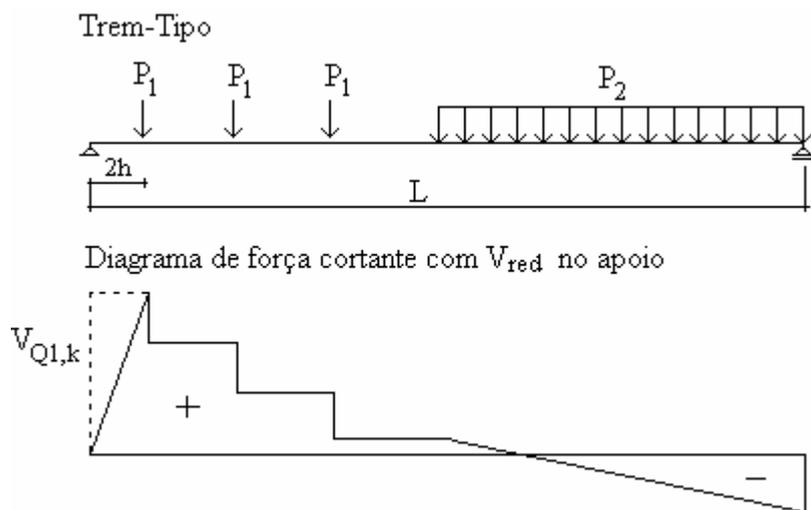


Figura 62 - Posição do trem-tipo para a força cortante máxima.

### 3.6.6 – CONSIDERAÇÕES SOBRE AS VARIAÇÕES DOS ESPAÇAMENTOS ENTRE OS CONECTORES

Para a determinação do fator de redução de inércia, Eq (1), considera-se o espaçamento efetivo entre os conectores. O espaçamento efetivo entre os conectores, representa um valor médio entre os espaçamentos, que melhor define a rigidez efetiva da viga. Ceccotti (1995, p.8) considerou o espaçamento efetivo entre os conectores como:

$$s_{ef} = 0,75 s_{min} + 0,25 s_{max}$$

A Figura 63, a seguir, mostra como os espaçamentos reais podem variar ao longo da viga mista.

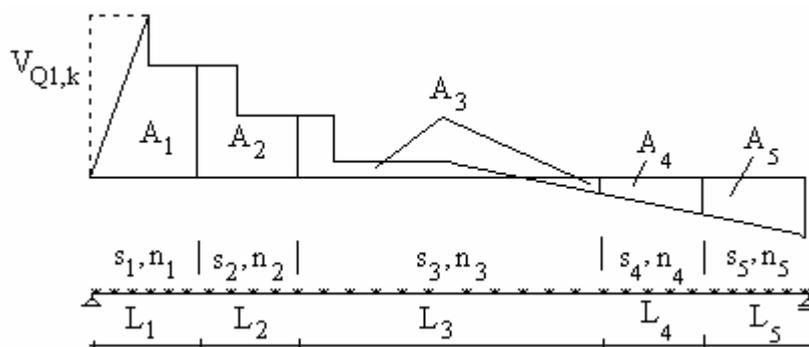


Figura 63 - Variação do espaçamento \$s\$ entre os conectores ao longo da viga mista.

Neste trabalho propõe-se que o espaçamento efetivo seja função de “\$s\_i\$” e da força cortante média no trecho de comprimento \$L\_i\$, da seguinte forma:

$$s_{ef} = \frac{\sum_i \frac{L_i}{n_i} |A_i|}{\sum_i |A_i|} \quad (27)$$

Onde:

\$L\_i\$ é o comprimento do trecho com quantidades \$n\_i\$ de conectores.

\$A\_i\$ é área em módulo, correspondente ao trecho \$L\_i\$ do diagrama de máximas forças cortantes.

\$s\_i\$ é o espaçamento entre conectores no trecho \$L\_i\$.

Considera-se que no estado limite último todos os conectores recebam a mesma força cisalhante \$F\_{1,u}\$. Usualmente os conectores são posicionados simetricamente sobre as vigas de madeira.

### 3.7 - ANÁLISES ESTATÍSTICAS UTILIZADAS

As análises estatísticas, inicialmente comparam as médias considerando a hipótese  $H_0$ , de que as médias sejam iguais, contra a hipótese  $H_1$ , de que pelo menos uma das médias seja diferente das demais, considerando o nível de significância  $\alpha$ .

Por meio de análise de variância, baseando-se na condição de que a hipótese  $H_0$  seja verdadeira, a variância  $\sigma^2$ , será implicitamente comum em todas as populações (amostras ou tratamentos), poderá ser estimada pela variância total, pela variância entre tratamentos ou ainda, pela variância dos resíduos.

O teste F, relaciona o quadrado médio entre amostras e o quadrado médio dos resíduos, conforme Box Hunter e Hunter, (1978, p 194) e Carpinetti, (1996,p 44). Considerando-se, “k” tratamentos ou amostras, de mesmo tamanho “n”. A hipótese básica implícita é que as amostras tenham a mesma variância  $\sigma^2$ , condição de homocedasticidade.

Hipóteses:  $H_0: \mu_1=\mu_2=\mu_3=\dots=\mu_k$

$H_1$ : pelo menos uma das médias é diferente.

O teste F indica, ao nível  $\alpha$  de confiança, se há suficiente evidência para alegar que todas as médias sejam iguais.

$H_0$  será rejeitada se  $F > F_{k-1; k(n-1); \alpha}$ , valor obtido da distribuição F de Snedecor.

Se  $F < 1$  tal fato somente poderá ser atribuída ao acaso e portanto,  $H_0$  será aceita.

Com a rejeição da hipótese  $H_0$  não se tem a informação de qual ou quais médias diferem das demais, além do que, o teste F poderá apresentar falsos valores positivos quando as diferenças entre as médias forem menores do que o nível de significância.

Para se evidenciar qual ou quais médias diferem das demais, utilizou-se o teste de Tukey comparando pares de médias, para o caso de comparações múltiplas em amostras de tamanhos iguais, conforme Costa Neto (1977, p.168), ao nível de significância  $\alpha$  e por meio do programa estatístico, MINITAB 13, aplicou-se o teste MCB de múltiplas comparações com a maior média, o que indicará a melhor média ao

nível de significância  $\alpha$ . O teste MCB utilizado foi o teste de Hsu, J.C<sup>5</sup>. (1996) apud MINITAB 13.

Os resultados de ancoragens foram analisados por meio de análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das respostas médias em função das variáveis significativas.

A análise de variância aplicada à análise de regressão poderá testar a hipótese de não haver regressão. Na análise de variância, o teste F aplicado ao modelo estatístico, relaciona o quadrado médio dos valores estimados pelo modelo estatístico e o quadrado médio dos resíduos, conforme, Costa Neto (1977, p.214). Pode-se provar estatisticamente a existência da regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F > F_{v_1; v_2; \alpha}$ , ou quando a probabilidade “p” associada, for menor ou igual ao nível de significância  $\alpha$ , rejeitando-se a hipótese  $H_0$ , de não haver regressão. O valor crítico  $F_{v_1; v_2; \alpha}$  é obtido da tabela de distribuição F de Snedecor para  $v_1$  e  $v_2$ , respectivamente iguais aos graus de liberdade da regressão e do erro residual.

Não havendo regressão, a variância total da amostra se confundirá com a variância residual. O teste F, na condição  $F > F_{v_1, v_2, \alpha}$  prova que as variâncias das respostas do modelo estatístico e do erro residual são diferentes, e portanto existe a regressão.

O teste “t” relaciona-se à hipótese de que o coeficiente de uma variável é zero, dado que todas as outras variáveis estejam presentes no modelo, isto mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada. Variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas.

As análises de resíduos, por meio dos diagramas de resíduos versus variáveis independentes, mostram se a variância é constante e se não existem correlações entre os resíduos e as variáveis independentes. Isto ocorre, quando as dispersões dos pontos em torno do zero forem uniformes. Confirmando assim, a adequação do modelo estatístico obtido.

---

<sup>5</sup> HSU, J. C. (1996) Multiple Comparisons, Theory and methods, Chapman and Hall, New York, apud MINITAB 13, examples, statistics, analysis of variance, one-way analysis of variance with multiple comparisons, references for ANOVA.

O diagrama de probabilidade normal dos resíduos, apresentando resposta aproximadamente linear, confirma a hipótese de que os resíduos e conseqüentemente as respostas de resistência de ancoragem das amostras, seguem uma distribuição normal.

A confirmação das hipóteses fundamentais, indica que a análise de variância pode ser utilizada e os testes em cada análise são adequados e possíveis de serem aplicados.

O intervalo de confiança ao nível de 90%, pode estimar o valor característico, conforme, Martínez e Calil (2000), para as diferentes condições assumidas pelas variáveis independentes dentro do intervalo do experimento. Observa-se que os valores extremos dos limites deste intervalo de confiança são funções dos dados amostrais, que têm uma probabilidade conhecida de conter o verdadeiro valor do parâmetro calculado e o limite inferior de um intervalo com 90% de confiança é equivalente a 5%, que corresponde ao percentil inferior de 5% da distribuição de probabilidade que melhor se ajusta aos valores obtidos, dos ensaios realizados, sob condições específicas das diferentes variáveis consideradas.

O intervalo de confiança é baseado unicamente nos dados utilizados para estimar o modelo de regressão, não em observações futuras, fora do intervalo experimental, conforme, Montgomery e Runger (1994). Considerações complementares poderão ser vistas no Anexo A.

## 4 – RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

### 4.1 - O COMPORTAMENTO DAS RESINAS E DA ANCORAGEM DAS BARRAS DE AÇO COLADAS

#### 4.1.1 - FORMAS DE RUPTURA DA ANCORAGEM DAS BARRAS DE AÇO COLADAS COM AS RESINAS ESTRUTURAS ESTUDADAS

As resinas estudadas apresentaram seis formas de ruptura, conforme mostradas na Figura 64, a seguir.

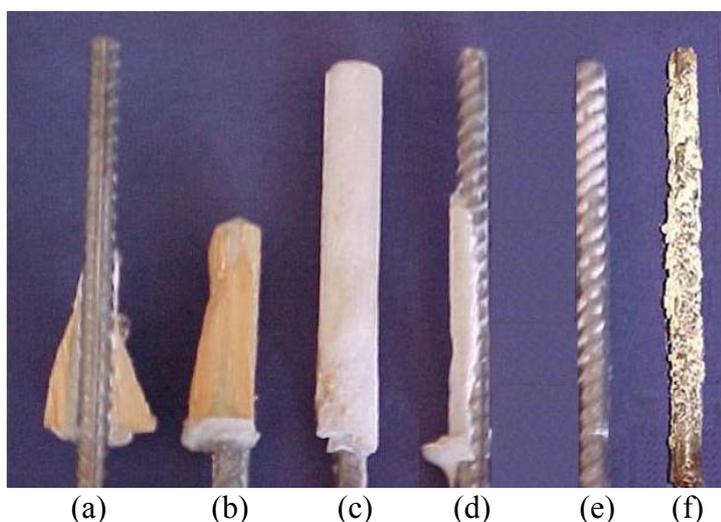


Figura 64 - Formas de ruptura de ancoragens na madeira, sendo:

Onde:

(a) ruptura da adesão na face do aço e arrancamento de pedaços de madeira da extremidade externa do furo.

(b) ruptura por cisalhamento da madeira na parede do furo.

(c) ruptura da adesão na madeira.

(d) ruptura mista de adesão na madeira e no aço.

(e) ruptura da adesão no aço.

(f) ruptura por cisalhamento da resina.

#### 4.1.2 - O COMPORTAMENTO DA RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA

A resina poliuretana de óleo de mamona utilizada, foi de fácil aplicação, inicialmente apresenta-se na forma líquida e rapidamente, em cerca de dez minutos torna-se muito viscosa impossibilitando a continuidade das aplicações em furos. Após o endurecimento, na temperatura ambiente, apresentou consistência vítrea.

A forte expansão da resina após o contato com a umidade da madeira gera excessos na extremidade externa do furo, que necessita ser removida para a devida utilização da peça de madeira, conforme a Figura 65 a seguir. A incorporação de bolhas de ar em seu volume pode iniciar no processo de mistura dos componentes que formam a resina, mas pode ser minimizada se esta mistura ocorrer em um sistema fechado, como por exemplo, dentro de uma embalagem de polietileno. A maior incorporação de bolhas de gás ocorre por reação química com a umidade contida na madeira, gerando bolhas de CO<sub>2</sub>, provocando grande expansão no volume e isto, conseqüentemente provoca diminuição da resistência ao cisalhamento da resina. Para umidades contidas na madeira maiores do que 7 a 8%, são suficientes para gerar reação química que tornam visíveis a expansão da resina.

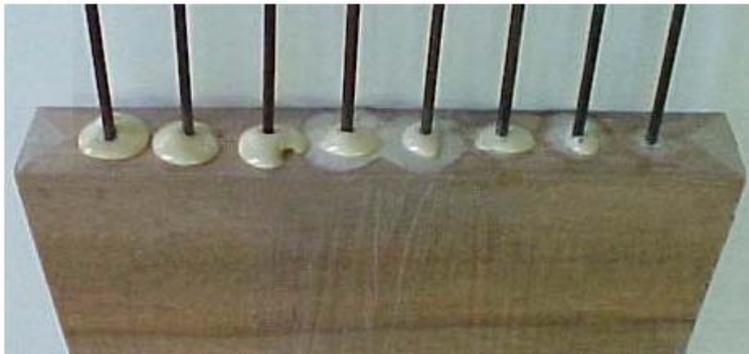


Figura 65 - Ancoragens com a resina poliuretana e expansão da resina. Seqüência de furos, com diâmetros aumentando da direita para a esquerda.

Todas as rupturas de ancoragens com a utilização da resina poliuretana foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis e ocorreram com o cisalhamento da resina, conforme a Figura 66, a seguir.

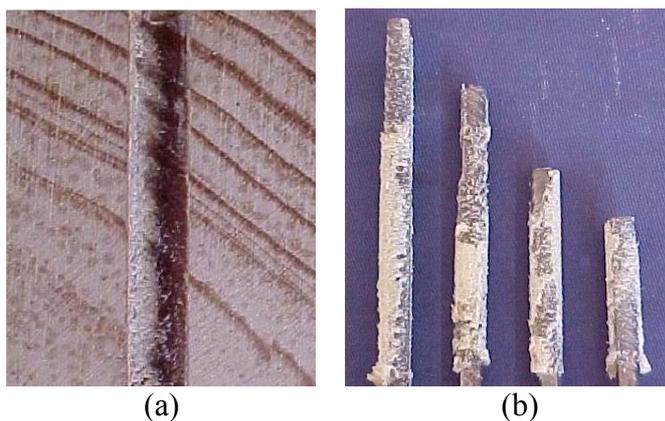


Figura 66 - Cisalhamento da resina poliuretana: (a) na madeira e (b) nas barras de aço, independentemente dos comprimentos de ancoragens.

A resina poliuretana de óleo de mamona estudada não foi adequada para os fins propostos, considerando principalmente os seguintes defeitos: pouco tempo disponível para aplicação da resina após a mistura dos componentes e a falta de interesse prático, dentro dos estudos propostos, para ancoragem de barras de aço em madeiras com umidades abaixo de 12%.

#### 4.1.3 – O COMPORTAMENTO DAS RESINAS EPÓXI ESTUDADAS

As resinas epóxi apresentaram consistência vítrea após o endurecimento. A predominante ruptura da ancoragem deu-se por perda de adesão na superfície do aço, iniciando com a perda de adesão química e posterior perda de adesão mecânica.

As resinas epóxi líquidas, Compound Injeção e AR 300, foram aplicados com facilidade, o tempo de aplicação após a mistura dos componentes A e B, foi cerca de trinta minutos. A utilização de resinas líquidas exige reposições após o endurecimento inicial, considerando que essas resinas são absorvidas ou fluem por fissuras internas que passam pelos furos da madeira, diminuindo assim o comprimento de ancoragem.

A resina epóxi Sikadur 32 de consistência pastosa, não exigiu reposição após o endurecimento inicial e foi a resina mais difícil de utilizar. O tempo máximo para aplicação de 250 gramas da mistura dos componentes A e B foi de dez minutos. O calor liberado pela reação exotérmica, após a mistura dos componentes, acelera o endurecimento, alterando rapidamente a viscosidade da resina. Para quantidades maiores dos componentes A e B observou-se maiores temperaturas finais, conseqüentes da reação química e o tempo disponível não foi suficiente para aplicar todo o volume nos furos da madeira provocando desperdício de resina.

Com a utilização das resinas epóxis em madeira de *Pinus oocarpa*, as rupturas de ancoragem ocorreram da seguinte forma:

a) - em noventa por cento dos ensaios ocorreram perda de adesão química e posterior perdas de adesão mecânica, na superfície do aço, conforme a Figura 64 (e).

b) - perdas de adesão nas superfícies dos furos ocorreram, com umidades elevadas, em apenas duas observações, conforme a Figura 64 (c).

c) - em cerca de oito por cento das rupturas, apresentaram comportamento misto, com perda parcial de adesão na superfície do furo e parcial na superfície do aço, conforme a Figura 64 (d).

d) - a ruptura por cisalhamento da madeira na superfície do furo ocorreu em uma única observação, com umidade elevada, conforme a Figura 64 (b).

e) - não ocorreram rupturas por cisalhamento da resina.

Para umidades elevadas, nas direções 45° e 90° ocorreram arrancamento de madeira da extremidade externa do furo, conforme a Figura 67, a seguir.

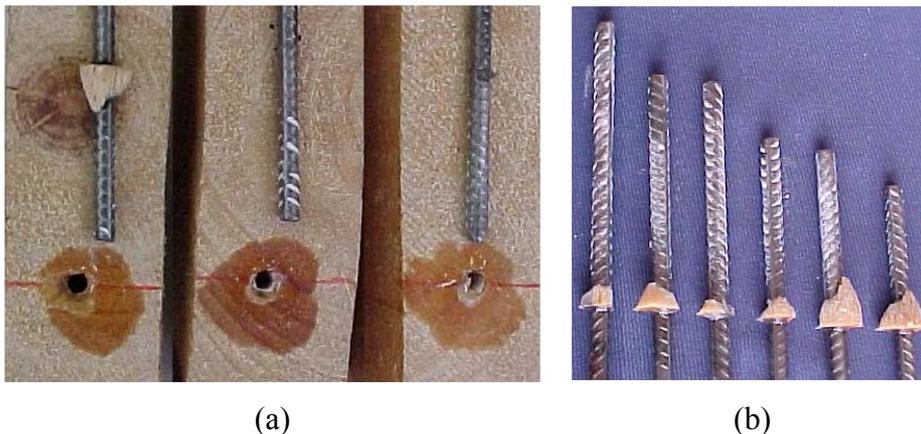


Figura 67 - (a) ruptura da madeira de *Pinus oocarpa* na extremidade externa do furo, em ancoragem paralela às fibras; (b) ruptura por perda de adesão nas barras de aço independente do comprimento de ancoragem. Utilizando a resina Compound Injeção.

Em madeira de *Eucalypto citriodora* a totalidade das rupturas de ancoragem, com a utilização das resinas epóxi, ocorreram por perda de adesão no aço, independente da umidade ou da direção de ancoragem estudada, conforme a Figura 68, a seguir.

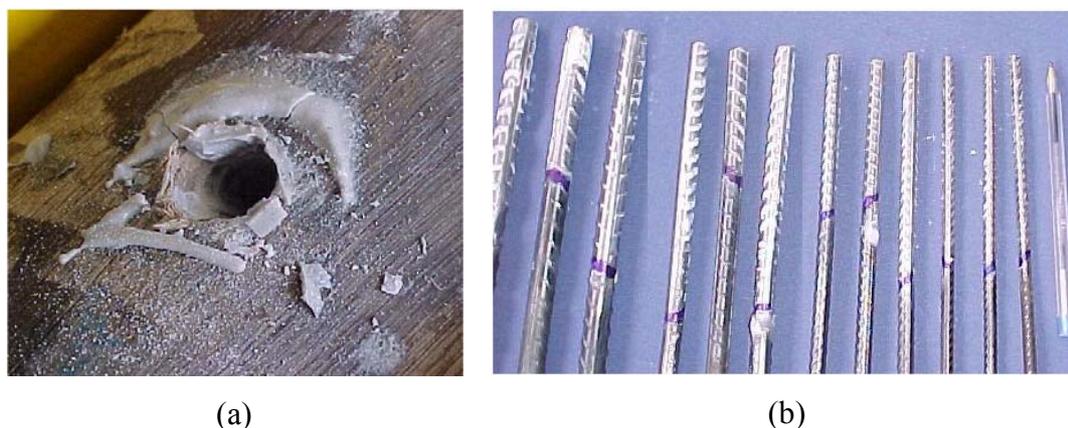


Figura 68 - (a) Aspecto vítreo da resina epóxi Sikadur 32 Fluido; (b) Ruptura da adesão nas barras de aço, independentemente dos diâmetros das barras e dos comprimentos de ancoragem.

#### 4.1.4 – POSSÍVEIS FALHAS DE COLAGENS

As Figuras 69 e 70, a seguir, apresentam as principais falhas de ancoragens observadas com a utilização das resinas epóxis, sendo: resultados de misturas inadequadas dos componentes; absorção da resina pela madeira; drenagem da resina através de fissuras internas; falhas de preenchimento da linha de cola e falhas devido a presença de bolhas de ar na linha de cola.

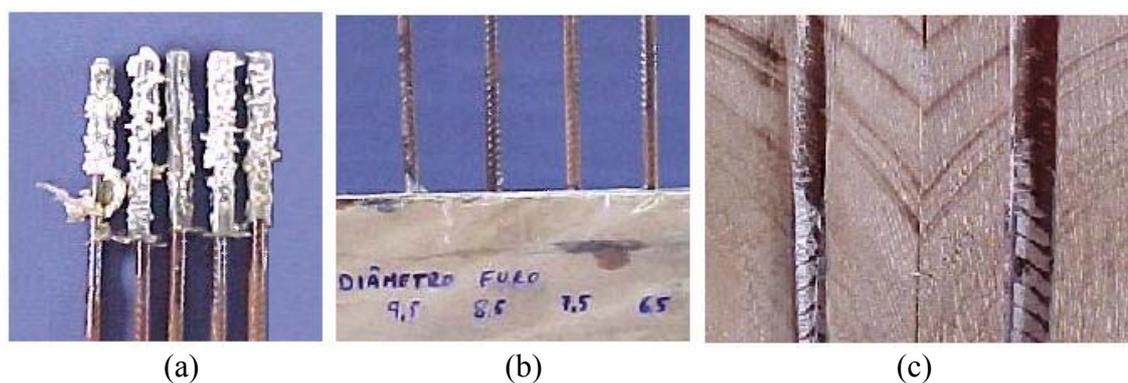


Figura 69 – Principais falhas de ancoragem

Sendo: (a) Efeito plástico da mistura inadequada dos componentes da resina epóxi; (b) drenagem de resina por fissuras internas na madeira e (c) efeito da absorção da resina.

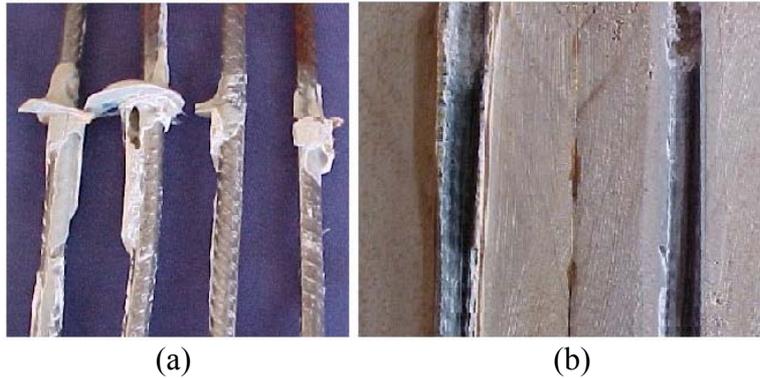


Figura 70 - Principais falhas de ancoragem.

Sendo: (a) presença de bolhas de ar na linha de cola e (b) falhas de preenchimento entre a barra e a parede do furo.

Falhas de ancoragem com sensíveis reduções da resistência final, podem ocorrer em pequenos comprimentos de ancoragem, quando se apresenta na superfície das barras descontinuidade das moedas ou filetes, no espaço utilizado para impressão da marca do fabricante ou do tipo de aço utilizado, conforme a Figura 71, a seguir..



Figura 71 - Falhas de continuidade dos filetes superficiais.

#### **4.2- RESULTADOS DOS ESTUDOS DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO.**

Sete experimentos foram conduzidos para observar o comportamento de ancoragem de barras de aço coladas. Embora a literatura internacional tenha trazido importantes informações sobre estas ancoragens, foram necessários; o manuseio das resinas e o desenvolvimento da metodologia de ensaios para se confirmar os comportamentos mencionados e os respectivos resultados para as madeiras e resinas nacionais.

Os experimentos foram montados com níveis de dificuldades crescentes, observando inicialmente algumas variáveis significativas, por meio de corpos-de-prova simples, em seguida; as variações dos ângulos de ancoragem; utilização de corpos-de-prova com formato mais elaborado facilitando a obtenção dos resultados; as variações nos tratamentos superficiais das barras e variações de umidades após a cura do adesivo.

#### 4.2.1 - COMPORTAMENTO DAS ANCORAGENS COM RESINAS EPÓXI

A resistência de ancoragem das barras de aço, com filetes ou mossas superficiais, ancoradas em madeiras de *Pinus oocarpa* ou *Eucalipto citriodora*, com resinas epóxi, atingem um valor máximo de ancoragem que progressivamente diminui a medida que a barra vai sendo retirada, conforme a Figura 72 , a seguir.

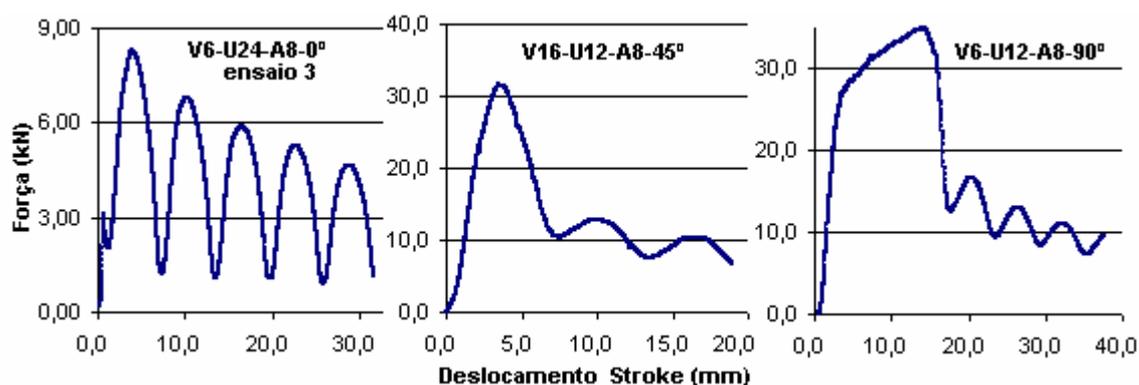


Figura 72 - Comportamento da ancoragem à 0°; 45° e 90° em relação às fibras da madeira *Pinus oocarpa*, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

O deslocamento “stroke” corresponde ao deslocamento entre as garras que prendem, de um lado a extremidade da barra de aço e de outro o apoio do corpo-de-prova, quando solicitado de um único lado. Trata-se de uma informação qualitativa que considera as deformações de ancoragem somadas às deformações do quadro de reação do sistema de ensaio. No cálculo dos deslocamentos de ancoragem, descontou-se o deslocamento correspondente à barra de aço na distância entre as garras do sistema de ensaio.

A rigidez e resistência de ancoragem apresentaram comportamentos uniformes em observações com até três ciclos de cargas. Nos ensaios realizados, com dois ciclos, em nenhum corpo-de-prova houve alterações de rigidez considerando o primeiro ciclo com solicitação de aproximadamente setenta por cento da solicitação última. A Figura

73, a seguir, mostra a coincidência de rigidez da ancoragem para dois ciclos de carga, mesmo tendo o primeiro ciclo atingido a resistência última.

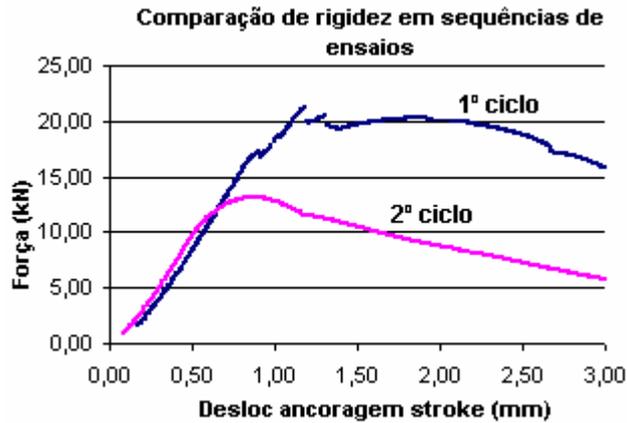


Figura 73 - Comparação de rigidez da ancoragem para dois ciclos de solicitação, em madeira de Pinus oocarpa, com resina epóxi Compound Injeção.

Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios apresentados na Figura 72 , utilizam as seguintes anotações, como por exemplo: V6U24A8-0°, correspondendo à viga V6 de Pinus oocarpa; umidade 24%; área de ancoragem  $A_8=32\text{cm}^2$  e direção de ancoragem 0°.

A Figura 74 e a Tabela 7, a seguir, mostram as semelhanças das rigidez de ancoragem, nas direções 0°; 45° e 90° em relação às fibras da madeira, em ensaios de ancoragens de três vigas de Pinus oocarpa, seco ao ar, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

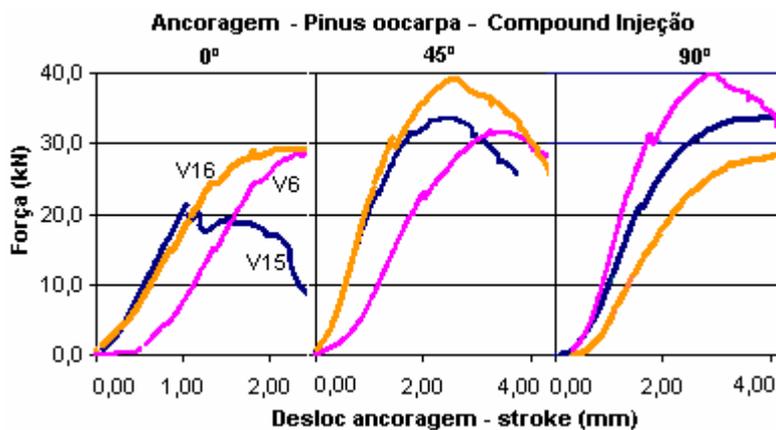


Figura 74 - Comportamento da rigidez de ancoragem nas direções 0°; 45° e 90° Pinus oocarpa, seco ao ar, com resina epóxi Compound Injeção.

Tabela 7 - Valores da rigidez de ancoragem, nas vigas V6; V15 e V16

	V6U12A8	V15U12A8	V16U12A8	Valor médio
	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
0°	20,26	23,48	19,12	20,95
45°	24,64	22,79	16,05	21,16
90°	26,73	19,12	11,61	19,15

#### 4.2.2 – INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MADEIRAS NA RESPOSTA DE ANCORAGEM

A escolha de duas madeiras completamente diferentes em anatomia e propriedades mecânicas, permitiu importantes respostas, porém tratando-se de um tema relativamente novo no contexto dos estudos dos conectores para estruturas de madeira, observou-se que o tema ainda é muito amplo e a busca de novas informações é intensa e contínua.

Importantes questões ainda persistem em relação, a quais propriedades mecânicas da madeira, mais influenciam significativamente as respostas de ancoragem. Nos experimentos conduzidos e apresentados nos Apêndices B, C, D, E, F G e H, observou-se, como também foi relatado na literatura consultada, que a densidade aparente da madeira e a resistência à compressão, são pouco significativas nas respostas de ancoragem, a Figura 75, a seguir, mostra comparativamente as respostas de ancoragens perpendicular às fibras no *Pinus oocarpa* e no *Eucalipto citriodora*.

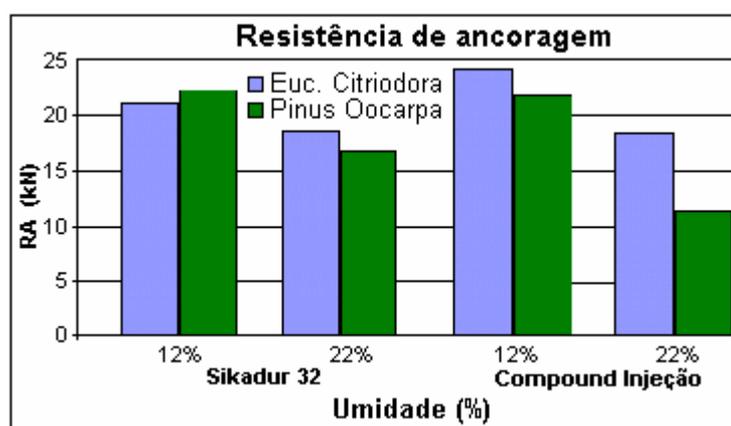


Figura 75 - Resultados comparativos de resistências de ancoragem para o *Pinus oocarpa* e o *Eucalipto citriodora*.

Observando-se a Figura 75, acima pode-se concluir que:

a) - para as madeiras com 12% de umidade, o efeito da variação da resina foi mais importante do que os efeitos da variação das propriedades mecânicas.

b) - para a resina Sikadur 32, fluido, a resistência de ancoragem no Pinus foi 5,2% maior do que no Eucalipto.c) - para a resina Compound Injeção a resistência de ancoragem no Eucalipto foi 10,8% maior do que no Pinus.

c) - para as madeiras com 22% de umidade, o efeito da variação das propriedades mecânicas foi mais acentuado na resina Compound Injeção do que para a resina Sikadur 32.

Nos modelos numéricos desenvolvidos, nos experimentos mencionados acima, a resistência da madeira e a densidade aparente foram avaliadas em todos os ensaios e para uma mesma espécie, ora apresentavam-se significativas, porém com pouca influência sobre a resposta média de ancoragem e, em muitos casos não apresentavam importância alguma nestas respostas.

Conclusões mais detalhadas e consistentes só serão possíveis por meio de um experimento especificamente dirigido para esta finalidade, estudando várias espécies de madeira, utilizando resinas diferentes e em condições de umidades diferentes.

#### **4.2.3 – INFLUÊNCIA DAS PRINCIPAIS VARIÁVEIS SIGNIFICATIVAS SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM**

Os resultados da influência das principais variáveis nas respostas da resistência de ancoragem de barras de aço coladas, estão apresentados parcialmente em cada experimento conduzido, conforme descrito a seguir.

Os estudos dirigidos nos experimentos 1 e 2, apresentados nos Apêndices B e C, mostraram os resultados médios, da influência das variações de umidades e espessuras das linhas de cola, para algumas resinas experimentadas, nas madeiras de Pinus oocarpa e Eucalipto citriodora. Foram avaliadas comparativamente quatro resinas epóxis e uma resina poliuretana, considerou-se constante as propriedades mecânicas das madeiras uma vez que os resultados de ancoragem foram obtidos em uma única viga de cada espécie estudada.

No experimento 3, apresentado no Apêndice D, analisou-se as variações das resistências de ancoragens sob os seguintes efeitos: variações dos ângulos de ancoragens das barras, direções 0°; 45° e 90°, em relação às fibras da madeira de Pinus oocarpa; variações das umidades contidas no instante da colagem e variações das áreas de ancoragens.

O experimento 4, apresentado no Apêndice E, apresentou importantes resultados para as avaliações das resistências de ancoragens. Estudou-se os efeitos das variações dos diâmetros das barras de aço nas respostas de ancoragens, considerando se também as variações dos ângulos de ancoragem e as variações das áreas de ancoragens. Neste experimento avaliou-se também, a importância do tamanho da amostragem, utilizando três e seis vigas de madeira, correspondendo a três e seis replicações em cada observação. A madeira utilizada foi o *Pinus oocarpa* com a resina epóxi Compound Injeção. Apresentou-se também uma outra proposta de corpo-de-prova que facilitou a obtenção dos resultados, utilizando dispositivos simples de ensaios.

O experimento 5, apresentado no Apêndice F, definiu-se uma proposta de ensaios de ancoragens, para caracterização de uma determinada resina em uma madeira, utilizando o planejamento estatístico em fatorial, neste estudo foram consideradas as seguintes variáveis: variações do ângulo de ancoragem; variações das áreas de ancoragens, independentemente dos diâmetros das barras e as variações de umidades no instante da colagem, considerando a amostragem da madeira utilizada.

O experimento 6, apresentado no Apêndice G, foi uma continuidade do experimento 4, utilizando a madeira roliça natural de *Eucalipto citriodora*, tratado com CCA. As ancoragens foram realizadas com o ângulo de 45°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido. As variáveis consideradas foram: variações das áreas de ancoragem, independentemente das variações dos diâmetros das barras e duas variações de umidades; madeira seca ao ar e madeira saturada. Este experimento foi especificamente dirigido para se obter respostas que permitiram o dimensionamento dos conectores de barras de aço coladas no formato “X”.

O experimento 7, apresentado no Apêndice H, procurou respostas para situações reais de utilização das ancoragens das barras de aço, considerou-se em madeira serrada de *Eucalipto citriodora* as variações dos seguintes efeitos: variações dos tratamentos superficiais das barras de aço, na região do comprimento de ancoragem, e variações das umidades contidas na madeira após a cura do adesivo. Foram considerados quatro tratamentos diferentes, e variações de umidades em condições de umedecimentos e secagens da madeira.

### **4.3 - RESULTADOS DOS ESTUDOS DE CONECTORES DE BARRAS DE AÇO COLADAS**

Os resultados dos estudos de conectores de cisalhamento formado com barras de aço coladas, para conexões entre madeira e concreto, estão apresentados parcialmente em cada experimento conduzido, conforme descrito a seguir.

O experimento 8, apresentado no Apêndice I, foi a primeira experiência, no Brasil, com conectores de barras de aço coladas em corpos-de-prova de madeira e concreto. O formato do corpo-de-prova estudado, considerando as excentricidades no posicionamento dos conectores e as incertezas dos pontos de aplicações das forças externas e internas, não permitiu conclusões sobre o equilíbrio dos componentes envolvidos por meio de estudos analíticos.

O corpo-de-prova estudado reproduziu as condições reais, para os conectores de formato “X”, que seriam utilizados nos projetos dos protótipos das pontes mistas. Considerando os vários modelos de corpo-de-prova apresentados na literatura consultada, este foi definido com os seguintes propósitos: a armadura utilizada foi armadura mínima compatível com o volume de concreto definido; o volume de concreto adotado permitiu que houvesse distâncias mínimas entre os conectores e as bordas da placa de concreto, iguais ao afastamento entre os conectores, na direção perpendicular à solicitação e uma vez e meia o afastamento entre os conectores, na direção da solicitação. Foi considerada a espessura da placa, na posição dos conectores igual a 10 cm, dimensão mínima compatível com os tabuleiros mistos.

O corpo-de-prova foi instrumentado com dois extensômetros simétricos, para medir os deslocamentos relativos entre a madeira e o concreto e, cada barra de aço foi instrumentada com dois extensômetros elétricos, um na face tracionada e outro na face comprimida, considerando o sentido da solicitação.

Com o controle do carregamento e as deformações observadas, foi possível concluir sobre: as distribuições de forças no corpo-de-prova e nas barras de aço; as relações entre os esforços nas barras tracionadas e comprimidas em cada lado do corpo-de-prova; o módulo de deslizamento; a resistência última; o mecanismo de ruptura da conexão e sobre o equilíbrio das partes envolvidas.

O experimento 9, apresentado no Apêndice J, avaliou as resistências médias de três modelos de conectores formados por barras de aço ancoradas à madeira, com

inclinação de 45° em relação ao plano cisalhante entre a madeira e o concreto. Foram utilizadas vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora tratadas com CCA.

Os modelos de conectores estudados foram: modelo A, conector em “X”, com uma barra tracionada e a outra comprimida, simultaneamente; modelo C, conector com uma barra tracionada inclinada de 45° e modelo D, conector com uma barra comprimida inclinada de 45°.

No planejamento estatístico adotado, foram considerados os seguintes efeitos: variações em dois níveis de umidades, madeira seca ao ar e madeira saturada e variações em dois níveis de resistência de ancoragem, barras com diâmetros de 8,0 e 12,5 mm.

Os resultados obtidos permitiram concluir sobre os módulos de deslizamentos médios e característicos e sobre as resistências últimas, médias e características, para cada modelo de conector.

#### **4.4 - RESULTADOS DOS ESTUDOS DOS PROTÓTIPOS DE TABULEIRO MISTO DE MADEIRA E CONCRETO**

Os resultados dos estudos dos protótipos de tabuleiros mistos de madeira e concreto estão apresentados em cada experimento conduzido, conforme descrito a seguir.

O experimento 10, apresentado no Apêndice K, refere-se aos estudos do protótipo de tabuleiro misto denominado “Ponte Florestinha”, construído no município de Piracicaba-SP.

Este tabuleiro foi construído sobre fundações e estruturas de encontro existentes. Foram utilizadas doze vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora tratadas com CCA, conectores formados por barras de aço de diâmetro 8,0 mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 e, concreto armado de média resistência.

A metodologia de cálculo, para dimensionamento e verificações do tabuleiro seguiu a proposta apresentada no do Item 3.5.

Os ensaios do protótipo, por meio de provas de carga, foram executados em duas fazes: a primeira, utilizando somente o tabuleiro de madeira e a segunda, no tabuleiro misto após a cura do concreto.

Os resultados experimentais foram comparados com os resultados teóricos obtidos por meio do programa OTB, conforme o Anexo B.

O tabuleiro apresentou comportamento de laje ortotrópica bi-apoiada e os resultados foram altamente satisfatórios.

No Apêndice K, apresentam-se os deslocamentos verticais na linha central transversal do vão, os deslocamentos teóricos calculados, como laje bi-apoiada e apresentam-se os esforços internos máximos que ocorreram no tabuleiro.

O experimento 11, apresentado no Apêndice L, refere-se aos estudos do protótipo de tabuleiro misto denominado “Ponte Batalha”, construído no município de Paracatu-MG

O tabuleiro misto foi construído sobre apoios existentes, formados por blocos de concreto e substituiu a antiga ponte que não atendia mais o tráfego atual. Apresenta dois tramos, com vãos totais de 15,5 e 5,95 m. O maior vão recebeu nove vigas de madeira roliça natural de Eucalipto citriodora e o menor vão, nove vigas roliças naturais de Pinus oocarpa, todas tratadas com CCA. Foram utilizados conectores de barras de aço com diâmetro de 12,5 mm, colados com resina epóxi Sikadur 32, e concreto armado de média resistência.

Este protótipo recebeu duas inspeções, sendo: a primeira, na fase de ancoragem dos conectores e montagem das armaduras para a laje de concreto, e a segunda, após a cura do concreto, para realização da prova de carga.

As deflexões do tabuleiro foram monitoradas, logo após o lançamento do concreto, durante os três primeiros dias; no vigésimo primeiro dia e no trigésimo terceiro dia. As medidas de deslocamentos verticais na linha central transversal, do maior vão, permitiram o acompanhamento das deformações imediatas decorrentes do lançamento da laje de concreto, e as deformações referentes aos efeitos combinados das fluências da madeira e do concreto, retração do concreto e efeitos do enrijecimento da seção transversal, passando de uma seção somente de madeira para uma seção mista de madeira e concreto.

Mudanças nos detalhes de execução dos apoios provocaram um comportamento estático diferente do desejado. O enrijecimento dos apoios, inicialmente com a concretagem parcial, transformou o tabuleiro de madeira roliça em tabuleiro parcialmente engastado, este comportamento pode ser observado com o controle de deslocamentos verticais apresentados no instante do lançamento do concreto que formaria a placa de concreto do tabuleiro misto. Após a cura do concreto, o tabuleiro misto passou a ter um comportamento de placa ortotrópica bi-engastada. Este

comportamento estático foi observado por meio dos deslocamentos verticais apresentados como respostas das prova de carga.

Espera-se, que ao longo do tempo, em conseqüências das retrações da madeira, das retrações do concreto e fissurações provocadas pelo tráfego pesado, o tabuleiro misto venha a apresentar maior flexibilidade, perdendo as condições de engastamento total nos apoios, passando à condição de engastamento parcial.

No Apêndice L, apresentam-se os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, os deslocamentos teóricos calculados, como placa bi-engastada e como placa bi-apoiada. Nesta última condição apresentam-se os esforços internos máximos que poderão ocorrer no tabuleiro.

## **5 – CONCLUSÕES**

### **5.1 – COM RELAÇÃO ÀS APLICAÇÕES DAS RESINAS EPÓXIS**

A ancoragem de barras de aço em peças estruturais de madeira apresentará maior ou menor confiabilidade dependendo da qualidade do processo de colagem. Alguns procedimentos são indispensáveis para se obter a boa qualidade da ancoragem:

- Conhecer o comportamento da resina estrutural na madeira utilizada. Algumas madeiras podem conter resinas, essências ou oleosidades próprias, que poderão diminuir a adesão sobre as superfícies dos furos.

- Conhecer o comportamento da adesão, da resina estrutural, sobre a madeira utilizada, com várias umidades de trabalho.

- Conhecer as dificuldades para misturar e homogeneizar os componentes da resina estrutural.

- É indispensável conseguir o comprimento de ancoragem conforme o projeto.

- Deve-se garantir que o espaço vazio entre a barra de aço e a parede do furo esteja completamente preenchida com a resina estrutural.

- O projeto de ancoragem, com resinas líquidas, deve permitir a reposição da resina após o endurecimento inicial. As resinas líquidas podem ser absorvidas ou drenadas por fissuras internas que passam pelos furos da madeira, alterando assim o comprimento de ancoragem.

- Ao se utilizar resinas pastosas, deve-se eliminar as bolhas de ar que podem ficar presas na linha de cola quando se introduz a barra de aço no furo. A presença de bolhas de ar altera de forma imprevisível a área de ancoragem da barra de aço.

- Deve-se prezar pela uniformidade das propriedades da resina. As resinas estruturais devem ser preparadas nas proporções corretas como recomendado pelo fabricante. Não se deve adicionar solventes ou qualquer outro produto químico que possa descaracterizar as propriedades químicas ou mecânicas da resina. Mistura dos

componentes em proporções inadequadas pode impedir o endurecimento da resina ou apresentar consistência plástica, inadequada aos fins propostos.

- O tempo de endurecimento inicial da resina deve ser compatível com as atividades desenvolvidas. Algumas resinas testadas apresentaram pouco tempo para utilização após a mistura de seus componentes, tempo denominado de “pot life”. Em cerca de dez minutos a viscosidade tornava-se inadequada para injeção em furos com pequenos diâmetros, outras resinas podem demorar até doze horas para o endurecimento inicial; estes são comportamentos que poderão inviabilizar sua utilização.

- O aplicador de resinas deve ser descartável, dispensando limpezas. A presença de solventes, para limpeza, no aplicador pode descaracterizar as propriedades da resina.

- O aplicador descartável deverá suportar a pressão necessária para injeção da resina, em furos profundos. Considerando que a viscosidade da resina aumenta continuamente após a mistura de seus componentes.

- O tubo de injeção deverá ser do mesmo diâmetro da barra de aço.

- A injeção de resinas deverá ser executada por pessoas treinadas em condições adequadas de trabalho.

## **5.2 – COM RELAÇÃO À RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS.**

- Todas as rupturas de ancoragens para a resina poliuretana foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis e ocorreram com o cisalhamento da resina.

- As resinas epóxis apresentaram consistência vítrea após o endurecimento e as rupturas de ancoragens predominantes foram por perda de adesão na superfície do aço; inicialmente a perda de adesão química e posteriormente a perda de adesão mecânica. A resistência de ancoragem diminui progressivamente, em pequenos saltos, à medida que a barra vai sendo retirada e conseqüentemente diminuindo o comprimento de ancoragem.

- Existem diferenças significativas entre as capacidades de ancoragem das resinas epóxis, os seus comportamentos devem ser avaliados em diversas umidades para cada madeira considerando: a resistência de ancoragem o tempo para aplicação da resina e as dificuldades de aplicação.

- As variações da resistência de ancoragem, utilizando as resinas epóxis, em relação às variáveis independentes, deram-se da seguinte forma: variações lineares negativas com o aumento da umidade; variações lineares positivas com o aumento da espessura da linha de cola e variações lineares positivas com o aumento da área de ancoragem. As influências da densidade da madeira e da resistência paralela às fibras, foram para a maioria das análises, insignificantes.

- Na direção paralela às fibras as resinas epóxis apresentaram maiores variações de resistências e nas direções 45° e perpendicular às fibras apresentaram resultados com menores variações.

- De forma geral, as resistências de ancoragem nas direções 90° são maiores do que as correspondentes na direção 45° e que por sua vez, são maiores do que as correspondentes na direção 0°.

- As resinas epóxis apresentaram perda de resistências de ancoragem nas direções 45° e 90°, da ordem, de 33% da resistência, quando a umidade da madeira variou da condição: seca ao ar, para saturada. Na direção 0°, paralela às fibras, as perdas de resistência de ancoragens correspondentes, foram da ordem de 20%.

- No experimento 4, apresentado no Apêndice E, as conclusões com relação ao tamanho da amostragem, foram as seguintes: As médias com três ou seis replicações apresentaram-se com poucas diferenças e, considerando que a influência das propriedades mecânicas de diferentes madeiras foram pouco significativas nas respostas das ancoragens, menos significativas ainda, seriam as variações das propriedades mecânicas em uma única espécie. As amostragens com seis replicações, representam respostas médias mais confiáveis, considerando as dispersões de resultados apresentados, que possivelmente não são influenciados somente pelas variações das propriedades mecânicas da madeira utilizada..

- Variações dos diâmetros das barras não foram significativas nos modelos estatísticos estudados. Áreas de ancoragens iguais, para barras com diâmetros diferentes, apresentaram as mesmas resistências de ancoragens.

- O experimento cinco, apresentado no Apêndice F, com relação ao planejamento adotado, procedimentos de ensaios e modelo de corpo-de-prova, poderá ser uma referência para os ensaios de caracterização de uma determinada resina epóxi, destinada à ancoragem de barras de aço na madeira.

- A resina Sikadur 32 fluido apresentou resultados eficientes para a resistência de ancoragem em madeiras com umidades até 30%.

- Observou-se, em todos os tratamentos que, após a cura do adesivo, as médias de resistência de ancoragem diminuíram com o aumento da umidade da madeira e aumentou com a secagem da madeira.

- Não houve diferenças significativas entre os tratamentos superficiais aplicados às barras de aço, independentemente das condições de umidade do ensaio. O tratamento superficial pouco alterou a rugosidade superficial da barra, portanto pouco influenciou na resistência final de ancoragem. A aderência mecânica da barra de aço é maior e mais eficiente do que a aderência química. As preocupações com o tratamento superficial das barras de aço, quando não altera a rugosidade superficial, devem ser orientadas à proteção das barras de aço, evitando as corrosões, que deterioram as ancoragens progressivamente.

### **5.3 – COM RELAÇÃO AOS CONECTORES DE BARRAS DE AÇO COLADAS NO FORMATO “X”**

- Os conectores formados por barras de aço com formato “X”, comparado aos pinos perpendiculares ao plano cisalhante, provocam menores embutimentos na madeira, menores esmagamentos e possibilidades de fendilamentos do concreto.

- A extremidade da barra colada que fica aderida ao concreto armado, permite vários comprimentos de ancoragem e possibilidades de dobras.

- Para os deslocamentos relativos iniciais no corpo-de-prova os conectores tracionados resistiram 12% a mais do que os conectores comprimidos.

- Na solicitação dos corpos-de-prova, as componentes verticais das forças axiais, que agem nas barras de aço, representaram 97,8% da força vertical total aplicada.

- Observou-se grande rigidez e resistência na conexão do tipo “X”, e o valor da resistência última se aproximou muito da capacidade máxima de carga do corpo-de-prova.

- Em nenhum corpo-de-prova o concreto armado apresentou fissuras visíveis nas solicitações máximas.

- Os corpos-de-prova apresentaram rupturas caracterizadas pelos embutimentos das barras de aço na madeira, causando deslocamentos grandes entre a madeira e o concreto.

- Os mecanismos de deformações das barras comprimidas provocaram embutimento na madeira e formaram duas rótulas plásticas que limitaram suas resistências.

- As respostas dos conectores do Modelo A, foram menores do que a soma das respostas dos conectores dos Modelos C e D.

- A utilização dos conectores de Modelo C é mais econômico e eficiente do que os conectores de Modelo A.

- Economicamente não é viável a utilização dos conectores do Modelo D.

#### **5.4 – COM RELAÇÃO AOS PROTÓTIPOS DE TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO**

- Embora não seja possível avaliar separadamente os efeitos da fluência da madeira e da fluência e retração do concreto, agindo simultaneamente com a transformação da seção transversal do tabuleiro, para uma seção mista durante a cura do concreto, pode-se afirmar para a Ponte Batalha que:

a) - os deslocamentos verticais instantâneos, na seção central transversal do maior vão, decorrente do lançamento do concreto da laje, correspondem a 74,2% dos deslocamentos totais durante a cura do concreto.

b) - doze horas após o lançamento do concreto da laje, os deslocamentos na seção central do maior vão corresponderam a 84% dos deslocamentos totais apresentados durante a cura do concreto.

c) – os deslocamentos verticais, na seção central do maior vão, provocados pelos efeitos da fluência da madeira e, fluência e retração do concreto, simultaneamente com a transformação da seção transversal do tabuleiro, correspondem a 25,8% dos deslocamentos totais apresentados durante o tempo de cura do concreto.

d) - os deslocamentos totais provenientes das cargas permanentes, fluência da madeira, fluência e retração do concreto, na seção central do maior vão, atingiram os valores máximos, em cada viga longitudinal, aos vinte e um dias após a concretagem, permanecendo constantes a partir desta data.

e) – ainda não é possível avaliar as tensões na madeira ou no concreto durante o período de cura do concreto.

- os modelos propostos pela ABNT (2003, Anexo A), para avaliação das deformações de retração e fluência do concreto, não se aplicam à situação apresentada

no processo de cura do concreto no tabuleiro misto. Considerando que, no tabuleiro, o concreto possui restrições às deformações de retração,  $\varepsilon_{cs}(t)$ , imposta pela armadura e, as deformações de fluência,  $\varepsilon_{cc}(t)$ , são calculadas para um concreto com tensões iniciais  $\sigma_c(t_0)$  quando a ele é aplicada, no instante  $t_0$ , uma tensão adicional constante para um intervalo de tempo  $t-t_0$ , em situações em que  $\sigma_c(t_0)$  não varia significativamente, sendo:

$t_0$  = tempo de início do carregamento adicional

$t$  = tempo observado.

- Não se tem informação de resultados médios da fluência de vigas roliças de Eucalipto citriodora para um período de tempo,  $t$ , a partir de uma solicitação instantânea no tempo,  $t_0$ .

- Os resultados mostraram os comportamentos, teórico e experimentais, das pontes analisadas. O tabuleiro misto comporta-se como placa ortotrópica e as vigas de madeira formam um sistema estrutural estaticamente redundante, permitindo assim, a redistribuição de esforços por meio da placa de concreto, quando um carregamento se posiciona sobre uma viga mais flexível.

- A sensibilidade do equipamento utilizado para obtenção dos deslocamentos experimentais, impediu uma comparação mais precisa. Porém, a ordem de grandeza dos resultados revela que, com os parâmetros elásticos obtidos, consegue-se uma satisfatória previsão do comportamento real da placa mista.

- Comparando-se os deslocamentos experimentais com os deslocamentos teóricos obtidos, por meio dos programas OTB e SAP, utilizados para o cálculo de placas ortotrópicas, confirmam-se as diversas hipóteses, suposições e analogias sugeridas no modelo de cálculo proposto.

## **5.5 – COM RELAÇÃO À CONTINUIDADE DOS TRABALHOS ANALÍTICO E EXPERIMENTAL**

### **5.5.1 - COM RELAÇÃO À CONTINUIDADE DOS ESTUDOS DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO**

O estudo da ancoragem de barras de aço coladas deverá expandir-se para o conhecimento da resistência de ancoragem em diversas espécies de madeira a fim de se observar mais detalhadamente as influências das propriedades mecânicas da madeira no comportamento da ancoragem.

Devem-se desenvolver metodologias simplificadas que possibilitem a escolha da resina estrutural mais adequada, para a ancoragem de barras de aço, frente a uma combinação de fatores previsíveis que poderão influenciar na resistência de ancoragem.

Os estudos da ancoragem de barras de aço coladas, sob efeitos de fadiga, devem ser expandidos e intensificados, dado sua importância, principalmente para se conhecer os limites de utilização destas ligações.

### **5.5.2 – COM RELAÇÃO À CONTINUIDADE DOS ESTUDOS DOS CONECTORES FORMADOS POR BARRAS DE AÇO COLADAS**

Os estudos dos conectores em corpos-de-prova de madeira e concreto devem concentrar-se no desenvolvimento de metodologia dos ensaios e normalizações quanto: às dimensões e posições dos componentes utilizados; armaduras utilizadas nas peças de concreto; formato do corpo-de-prova; formas de solicitação e obtenção dos resultados.

Os conectores formados por barras de aço coladas em corpos-de-prova de madeira e concreto deverão ser estudados sob efeito da fadiga, para se conhecer os limites de utilização destas conexões.

Os estudos dos conectores formados por barras de aço coladas, inclinadas em relação às fibras da madeira, deverão ser desenvolvidos com diferentes ângulos para se confirmar o modelo de cálculo proposto para a conexão.

### **5.5.3 – COM RELAÇÃO À CONTINUIDADE DOS ESTUDOS DOS TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E CONCRETO**

Novos estudos experimentais deverão analisar o comportamento mecânico dos tabuleiros mistos após um determinado tempo de utilização sob tráfego pesado, para indicar os limites de utilização do modelo numérico proposto..

Estudos experimentais deverão ser conduzidos para obter melhores conhecimentos do comportamento do tabuleiro misto na torção e determinação mais precisa da rigidez de torção.

Em novos estudos o modelo de cálculo sugerido deverá ser refinado, obtendo a rigidez efetiva longitudinal, a rigidez transversal e rigidez de torção, considerando as variações possíveis nos métodos construtivos e os efeitos da esconsidade do tabuleiro.

## 6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVIM, R. C.; ALMEIDA, P. A. O. (2003), Estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira e concreto. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Junho 7-10, p. 1-15.
- ALVIM, R. C.; VELOSO, L. A. C. M.; SOUZA JUNIOR, H. O.; ALMEIDA, P. A. (2000), Piso misto de madeira-concreto para uma edificação residual. VII Encontro brasileiro em madeira e em estruturas de madeira, São Carlos, São Paulo, 12-14 julho.
- AMADIO, C.; CECCOTTI, A.; DI MARCO, R.; FRAGIACOMO, M. (2000), Numerical evaluation of long-term behaviour of timber-concrete composite beams. 6<sup>th</sup> World conference on timber structure, Vancouver, Canada, Jul 31-Aug 3, p. 8.2.4.
- AMADIO, C.; CECCOTTI, A.; DI MARCO, R. (2001), Influence of rheological phenomena in timber-concrete beams. IABSE - International association for bridge and structural engineering conference, Lahti, Finland, Aug. v. 85, p. 525-530.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003), NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 170 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997), NBR 7190, Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, RJ, 107 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985), NBR 7188, Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento. Rio de Janeiro, RJ.

- AICHER, S.; GUSTAFSSON, P.; WOLF, M. (1999), Load displacement and bond strength of glued-in rods in timber influenced by adhesive, wood densit, rod slenderness and diameter. 1<sup>st</sup> International RILEM - Symposium on timber engineering, Stockholm, Sweden, Sep. 13–14, p. 369–381.
- BAINBRIDGE, R. J.; METTEM, C. J. (1999), Bonded-in rods for timber structure: a versatile method for acheving structural connections. *The Structural Engineering*, v. 77, n. 15, p. 24-27.
- BAINBRIDGE, R. J.; HARVEY, K.; METTEM, C. J. (2001), Fatigue performance of structural timber connections. IABSE - International associations for bridge and structural enginnering conference, Lahty, Finland, Aug., session B5, p. 573-578.
- BALLERINI, M.; CROCETTI, R.; PIAZZA, M. (2002), *An experimental investigation on notched connections for timber-concrete composite structures*. 7<sup>th</sup> World conference on timber engineering, Shah Alam, Malaysia, Aug. 12-15, v2, paper 4.4.4, p. 171-178.
- BATCHELAR, M. L.; McINTOSH, K. A. (1998), Structural joint in glulam. 5<sup>th</sup> World conference timber engineering, Montreux, Switzerland, V1, p. 289-296.
- BATHON, L.; GRAF, M. (2000), A continuous wood-concrete composite system. 6<sup>th</sup> World conference on timber structure, Vancouver, Canada, Jul 31-Aug 3, p. 8.2.2.
- BOB, L.; BOB, C. (2001), Researches regarding the behaviour of composite wood-concrete floor. IABSE - International association for bridge and structural engineering conference, Lahti, Finland, Aug. v 85, p. 531-536.
- BOX, G. E. P.; HUNTER, W. G.; HUNTER, J. S. (1978), *Statistics for experiments – An introduction to design, data analysis and model building*. New York, John Wiley & Sons, 652 p.
- BENGTSSON, C.; KEMMSIES, M.; JOHANSSON, C. J. (2000), - Production control methods for glued-in rods for timber structures. 6<sup>th</sup> World conference on timber engineering, Vancouver, Canada, Jul 31-Aug 3, p. 7.4.1.

- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1979), BS 5400, Steel, concrete and composite bridges: code of practice for design of composite bridges. London, 34 p.
- BROWN, B. J. (1998), Design analysis of single span advanced composite deck and stringer bridge systems. Morgantown, Thesis (Master of science) West Virginia University, 142 p.
- BRUNNER, M.; GERBER, C. (2002), Long-term tests on glued timber-concrete composite. 7<sup>th</sup> World conference on timber engineering, Shah Alam, Malaysia, Aug. 12-15, v4, paper 10.4.2, p. 286-291.
- BUCHANAN, A.; DENG, J. (1996), Strength of epoxied steel rods in glulam timber. International wood engineering conference, p. 4-488 – 4-495.
- BUCHANAN, A.; MOSS, P. (1999), Design of epoxied steel rods in glulam timber. Pacific timber engineering conference, Rotorua, New Zealand, March, p 286 - 293.
- CALIL, C. J. (2001), Long term field performance of seven stress laminated deck hardwood wood bridges in Pennsylvania. Relatório de bolsa de pós-doutorado no exterior, São Paulo, FAPESP, julho, 145 p.
- CARPINETTI, L. C. R. (1996), Planejamento de experimento. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, v. 1, 176 p.
- CAPRETTI, S.; CECCOTTI, A. (1996), Service behaviour of timber – concrete composite beams: a 5-year monitoring and testing experience. International wood engineering conference, New Orleans, v. 3, p. 443-449.
- CECCOTTI, A. T. (1995), Timber–concrete composite structure. Timber engineering STEP 1, Almere, Centrum Hout, E13, p.1–12.
- CHEUNG, A. B., (2003), Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 167p.
- COSTA NETO, P. L. O. (1977), Estatística. Edgard Blücher, São Paulo, 264 p.

- CUSENS, A. R.; PAMA, R. P. (1975), *Bridge deck analysis*. John Wiley & Sons, London.
- DENG, J. X.; MOSS, P. J.; BUCHANAN A., H. (1998), *Glued bolts in glulam – An analysis of stress distribution*. 5<sup>th</sup> World conference on timber engineering, Montreux, Switzerland, v. 2, p. 206-213.
- DEUTSCHE INSTITUTE FOR NORMUNG (1988), DIN 1052, *Structural use of timber, Part 1, design and construction*. Berlin, Apr., 34 p.
- DEUTSCHE INSTITUTE FOR NORMUNG (1988), DIN 1052, *Structural use of timber, Part 2, mechanically fastened joints*. Berlin, Apr., 27 p.
- DUWADI, S. R.; RITTER, M. A. (2001), *Timber bridge for the 21<sup>st</sup> century – A summary of new developments*. IABSE - International association for bridge and structural engineering conference: Innovative wooden structures and bridges, Lahti, Finland, v. 85, p. 163-167.
- EUROPEAN PRESTANDARD (1992), ENV 1994-1-1, EUROCÓDIGO 4, *Proyecto de estructuras mixtas de hormigon y acero: reglas generales y reglas para edificación*. Norma europea experimental, Madrid, España, Asociación española de normalización y certificación, versión oficial, Junio, 1994, 185p.
- EUROPEAN PRESTANDARD (1993), ENV 1995-1-1, EUROCODE 5, Part 1-1, *Design of timber structures: general rules and rules for buildings*. Brussel, Belgium, European committee for standardization, Dec, 110 p.
- EUROPEAN PRESTANDARD (1997), ENV 1995-2, EUROCODE 5, Part 2, *Design of timber structure: bridges*. Brussel, Belgium, European committee for standardization, July, 45 p.
- FERREIRA, C. E. M.; CARRASCO, E. V. M.; HELLMEISTER, J. C. (1989), *Tecnologia de adesivos poliuretanos: propriedades e aplicações em madeira*. In: III Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, São Carlos, Jul, v. 6, p. 39-74.

- GARDNER, G. (1994), Reinforced glued laminated timber system epoxy/steel timber composite material. Pacific timber engineering conference, p. 548 – 557.
- GUSTAFSSON, P. J.; SERRANO, E. (2000), Predicting the pull-out strength of glued-in rods. 6<sup>th</sup> World conference timber engineering, Vancouver, Canada, Jul.31-Aug 3, p. 7.4.4.
- GIRHAMMAR, U. A.; GOPU, V. K. A. (1991), Analysis of P- $\Delta$  effect in composite concret/timber beam-columns. Proceedings of the institution of civil engineers, UK, v. 1, part 2, Mar., p. 39-54.
- HARVEY, K.; ANSEL, M. (2000), Improved timber connections using bonded-in GFRP rods. 6<sup>th</sup> World conference timber engineering, Vancouver, Canada, Jul 31-Aug 3, p. 7.4.5.
- HELLMEISTER, J. C. (1978) Pontes de eucalipto citriodora. Tese (Livre Docência) São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 85 p.
- HUBER, W. H. (1914), Die grundlagen einer rationellen berechnung der kreuzweise bewehrten eisenbetonplatten. Z. Osterr. Ing. U. Architektur Ver., 66, 30, p. 557.
- INTERNATIONAL STANDARD (1983), ISO 6891, Timber structure – joints made with mechanical fastners – general principles for the determination of strength and deformation characteristics. Switzerland, 4 p.
- JOHANSSON, C. J. (1995), Glued in bolts. STEP 1, Almere, Centrum Hout, C14, p. 1-7.
- KANGAS, J. (2000), Design of connections based on in V-form glued-in rods. 6<sup>th</sup> World conference timber engineering, Vancouver, Canada, Jul 31-Aug 3, p. 7.45.
- KANGAS, J.; OKSANEN, T. (1999), Strength and fire resistance of connections based on glued in rods. Timber engineering, Finlândia, p. 382-388
- 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.

- KORIN, U.; BUCHANAN, A. H.; MOSS, P. J. (1999), Effect of bar arrangement on tensile strength of epoxied end bolts in glulam. Proceedings of Pacific timber engineering conference, Rotorua, New Zealand, Mar., p 14-18.
- KUHLMANN, U.; SCHANZLIN, J. (2001), Composite of vertically laminated timber decks and concrete. IABSE - International association for bridge and structural engineering conference, Lahti, Finland, Aug. v. 85, p. 507-512.
- LINDQUIST, M.; GOES, J.; CALIL JUNIOR, C.; DIAS, A. A. (2004), Software for analyzing orthotropic bridges. *Maderas - Ciencia y Tecnologia*, Universidad del Bío-Bío, Chile, (Submitted).
- MADSEN, B. (1996), Timber connections with strength and reliability of steel. International wood conference, Toronto, Canadá, p. 4-504 - 4-511.
- MAGALHÃES, L. N.; CHAHUD, E. (1998), Análise experimental de vigas T compostas por madeira/concreto. VI Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, 22-24 julho, p. 267-276.
- MALITE, M. (1993) Vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 118 p.
- MANTILA CARRASCO, E. V. (1999), Behavior of composite timber-concrete beams. 1<sup>st</sup> International rilem symposium on timber engineering, Stockholm, Sweden, p. 571-580.
- MARTÍNEZ, M. E.; CALIL, C. J. (2000), Determinação do valor característico da resistência da madeira: distribuições de probabilidades simétricas e assimétricas. *Madeira: Arquitetura e Engenharia*, Ano 1, n. 2, mai-ago, p. 25-30.
- MATTHIESEN, J. A. (2000), Estudo da ligação madeira-concreto com parafusos auto-atarrachantes comerciais. VII Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, CD, São Carlos, 12-14 Jul, 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 Docente), Ilha Solteira, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, 84 p.
- MINITAB 13 (2003). Minitab statistical software. Minitab Inc, release 13, [www.minitab.com](http://www.minitab.com)
- MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. (1994), Applied statistical and probability for engineers. New York, John Wiley & Sons, Inc, 670 p.
- MOREIRA, L. F. N. (2001), Dimensionamento à flexão de vigas mistas madeira/concreto. Belo Horizonte, Dissertação(Mestrado), 79 p., Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.
- NATTERER, J.; HAMM, J.; FAVRE, P. A. (1996), Composite wood – concrete floors for multi-story buildings. International wood engineering conference, New Orleans, Oct., v. 3, p. 431-435.
- NICOLAS, E. A. (2001), Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto-madeira. Dissertação (Mestrado), Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 103 p.
- NOLAN, G. [ca.1996], Experience with concrete overlaid bridge in Tasmania. Universidade da Tasmânia, Austrália, Disponível em: <http://oak.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem3.html>, Acesso em: 31/out /2001.
- O’BRIEN, E. J.; KEOGH, D. L. (1999), Bridge deck analysis. Routledge. New York.
- OKIMOTO, F. S. (1997). Pontes protendidas de madeira: Parâmetros de projeto. 175 p. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OKIMOTO, F. S. (2001), Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira. São Carlos. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 197 p.

- PENDLETON, P. E. (1996), *Historic american engineering record, State bridge n.º 445 (Omar Bridge)*. Prepared by The Cultural Resource Group, Louis Berger & Associates, Inc., East Orange, New Jersey.
- PIGOZZO, J. C.; MARTINEZ, M. E.; CALIL, C. J. (2004), Estimativa do percentil 5% utilizando intervalos de confianças da resposta média considerando variáveis independentes. IX Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, Cuiabá, 27-29, julho.
- RACHER, P. (1995), Mechanical timber joints – general. STEP 1, Almere, Centrun Hout, C1, p. 1-10.
- RANTA-MAUNUS, A.; KANGAS, J. (1994), Glued in steel rods in V-shape. Pacific timber engineering conference, Gold Coast, Australia, July 11-14.
- RIBERHOLT, H. (1988), Glued bolts in glulam. Proposal for CIB code, Proceedings of the CIB – W18 meeting, Timber structure meeting twenty one, Parksville, Vancouver Island, Canadá, Paper 21-7-2.
- RILEM TC 111 CST (1992) Behavior of timber-concrete composite load-bearing structures. Proceeding of ACMAR – Ravenna international symposium, Department of Civil Engineering, University of Florence, Italy.
- SAP 2000, version 7.0, Berkeley, Califórnia: Computers and structures, Inc.
- SORIANO, J.; DINTEN, C. M.; TACITANO, M.; PINTO Jr. N. O.; MASCIA, N. T. (1998), Análise teórico-experimental de uma viga de seção “T” em concreto-madeira. VI Encontro brasileiro em madeira e estruturas de madeira, Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, v. 4, p. 283-294.
- SORIANO, J. (2001), Estruturas mistas em concreto e madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil. Tese (Doutorado), Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, 215 p.
- SOUZA, A. J. (1998), Análise teórico-experimental do comportamento de conectores madeira/concreto em corpos-de-prova de cisalhamento: efeitos da variação do tipo

de conector. Dissertação (Mestrado), Belo Horizonte, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais.

SOUZA, A. J.; MAGALHÃES, L. N.; CHAHUD, E. (1998), Estudo da correlação entre o comportamento de corpos-de-prova de cisalhamento e vigas compostas madeira/concreto. VI Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, 22-24 julho, p. 277-286.

TACITANO, M. (2000), Análise teórica de vigas de seção T em madeira e concreto com ligações semi-rígida por prego. Dissertação (Mestrado), Campinas, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil. 233 p.

TOMMOLA, J.; JUTILA, A. (2001), Analysis of wood-concrete composite girder with discrete shear connectors. IABSE - International association for bridge and structural engineering conference, Lahti, Finland, Aug., v. 85, p. 489-494.

TROITSKY, M. S. (1987). Orthotropic bridge - theory and design. The James F. Lincon Arc Welding Foundation, Ohio, 2 ed.

WERNERSON, H.; GUSTAFSSON, P. J. (1996), A mixed-mode model for analysis of brittle and ductile glued joints. International wood engineering conference, New Orleans, Oct., v. 4, p. 481-487.

YTTRUP, P. J.; NOLAN, G. (1996), Performance of timber beam bridges in Tasmânia Australia. International wood engineering conference, New Orleans, Louisiana, USA, Oct.

YTTRUP, P. J. [ca. 1997], Concrete and timber composite construction for enhanced strength, stiffness and service life for timber bridge. Austrália, Universidade da Tasmânia, Disponível em:<<http://oak.arch.utas.edu.au/research/.html>>, Acesso em: 31/out /2001.

YTTRUP, P. J.; NOLAN, G. [ca. 1997], Concrete enhanced timber. Austrália, Universidade da Tasmânia, Disponível em: <http://oak.arch.utas.edu.au/research/.html>, Acesso em: 31/out /2001.

## APÊNDICE A

### AVALIAÇÃO DA ÁREA DA SUPERFÍCIE DE ANCORAGEM DAS BARRAS DE AÇO CA-50

#### A1 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para avaliação da superfície de aderência das barras de aço em um determinado comprimento de ancoragem “L”, considerou-se a superfície das barras utilizando o diâmetro interno e as superfícies média dos filetes longitudinais e transversais.

Sendo:

$L$  = comprimento de ancoragem correspondente a dez filetes transversais.

$L_1 = L$  = Comprimento do filete longitudinal.

$h_1$  e  $b_1$  respectivamente altura e largura do filete longitudinal.

$L_2$  = Comprimento do filete transversal.

$h_2$  e  $b_2$  respectivamente altura e largura dos filetes transversais, obtidos na posição  $L_2/4$ .

$d_i$  = Diâmetro interno da barra.

$d_{eT}$  = Diâmetro externo na posição do filete transversal.

$d_{eL}$  = Diâmetro externo na posição do filete longitudinal.

$d_e$  = Diâmetro externo de referência. Maior valor entre  $d_{eT}$  e  $d_{eL}$ .

$d_N$  = Diâmetro nominal.

Para se avaliar a superfície do arco formado pelos filetes transversais, ajustou-se uma parábola de segundo grau às suas respectivas dimensões de altura e largura, obtidas na posição  $L_2/4$  e para os filetes longitudinais ajustou-se uma parábola de segundo grau às suas respectivas dimensões de altura e largura, consideradas constantes, conforme a Figura A1.

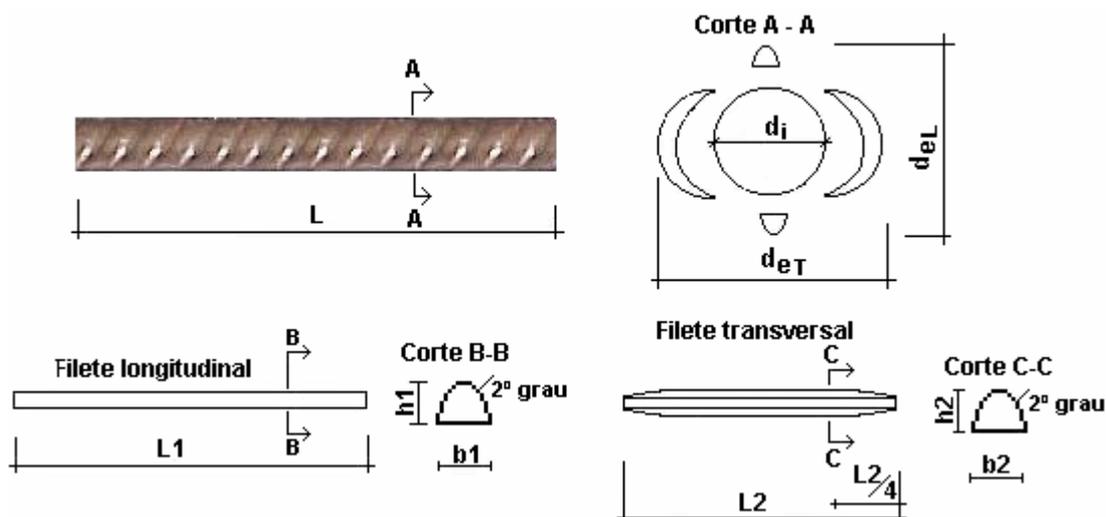


Figura A1 - Dimensões dos filetes nas barras de aço CA-50.

As Tabela A1 e A2 a seguir, apresentam as dimensões médias das amostras das barras de aço CA-50, para os diâmetros nominais de 6,3; 8,0; 10,0; e 12,5mm, de quatro fabricantes nacionais.

Tabela A1 – Dimensões médias das amostras de aço CA-50 analisadas.

Fabricante	$d_N$ (mm)	$d_{eL}$ (mm)	$d_{eT}$ (mm)	$d_i$ (mm)
Gerdau (GG)	6,3	6,60	6,80	6,20
	8,0	8,80	8,60	7,60
	12,5	14,20	13,60	12,20
Votoraço	6,3	7,10	6,50	5,80
	8,0	8,80	8,40	7,40
	10,0	10,70	11,00	9,40
Belgo Mineira	6,3	6,72	6,72	5,67
	8,0	8,52	9,23	7,57
	10,0	9,92	11,13	9,48
	12,5	13,59	14,41	11,93
Açominas	10,0	10,70	11,10	9,70
	12,5	13,30	13,60	12,30

Tabela A2 – Dimensões médias dos filetes das amostras analisadas

Fabricante	$d_N$ (mm)	$h_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$L_1$ (mm)	$h_2$ (mm)	$b_2$ (mm)	$L_2$ (mm)
Gerdau (GG)	6,3	0,20	1,50	45,00	0,30	1,30	10,00
	8,0	0,60	1,80	61,00	0,50	1,70	14,00
	12,5	0,70	1,90	92,00	1,00	2,40	23,00
Votoraço	6,3	0,65	1,50	41,50	0,35	1,50	9,00
	8,0	0,70	1,70	51,40	0,50	1,50	13,00
	10,0	0,65	2,00	63,60	0,80	2,00	17,00

Belgo - Mineira	6,3	0,53	1,20	47,50	0,53	1,60	13,00
	8,0	0,48	1,58	61,20	0,83	1,88	15,00
	10,0	0,22	2,30	77,20	0,83	2,42	18,00
Açominas	12,5	0,83	1,92	90,50	1,24	2,47	25,00
	10,0	0,50	2,00	73,00	0,70	2,00	13,00
	12,5	0,50	2,50	89,00	1,00	2,00	17,00

A Tabela A3, a seguir, apresenta os resultados das superfícies de aderência total calculada no comprimento de ancoragem “L” e a área de aderência média por unidade de comprimento de ancoragem da barra de aço.

Tabela A3 – Área de ancoragem total calculada no comprimento “L” e área de ancoragem calculada, por unidade de comprimento da barra.

Fabricante	$d_N$ (mm)	$Aa_{total}$ ( $cm^2$ )	$Aa$ ( $cm^2/cm$ )
Gerdau (GG)	6,3	9,03	2,01
	8,0	16,17	2,65
	12,5	43,75	4,38
Votoração	6,3	8,44	2,03
	8,0	13,32	2,59
	10,0	20,82	3,27
Belgo - Mineira	6,3	9,77	2,06
	8,0	16,62	2,72
	10,0	25,31	3,28
	12,5	39,69	4,39
Açominas	10,0	23,71	3,24
	12,5	37,29	4,22

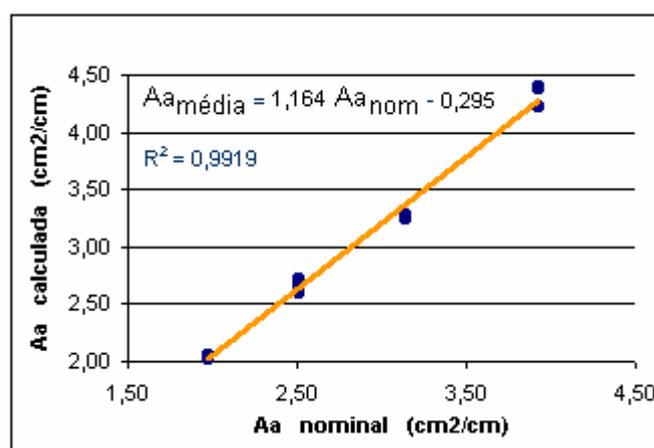


Figura A2 – Relações entre as áreas de ancoragem calculada e área de ancoragem nominal.

A Figura A2, apresenta a relação entre os valores médios da área de ancoragem calculada e valores da área de ancoragem nominal, obtidas com o diâmetro nominal das barras de aço, por unidade de comprimento de ancoragem, originando a eq. (1).

$$Aa_{\text{média}} = 0,365 d_N - 0,295 \quad (1)$$

Onde:

$Aa_{\text{média}}$  - Área de ancoragem média calculada em (cm<sup>2</sup>/cm)

$d_N$  - Diâmetro nominal das barras de aço em (mm)

A Tabela A4 a seguir, apresenta os valores numéricos da área de ancoragem nominal, obtida com o diâmetro nominal da barra de aço, e a área de ancoragem média calculada, utilizando a eq. (1), considerando a unidade de comprimento de ancoragem.

Tabela A4 – Valores médios das áreas de ancoragem  $Aa_{\text{nominal}}$  e  $Aa_{\text{média}}$ .

$d_N$ (mm)	$Aa_{\text{nominal}}$ (cm <sup>2</sup> /cm)	$Aa_{\text{média}}$ (cm <sup>2</sup> /cm)
6,3	1,98	2,01
8,0	2,51	2,63
10,0	3,14	3,35
12,5	3,93	4,27

A Figura A3 a seguir, apresenta os valores médios dos diâmetros externos "d<sub>e</sub>" e diâmetros internos "d<sub>i</sub>", relacionados com os diâmetros nominal das barras de aço.

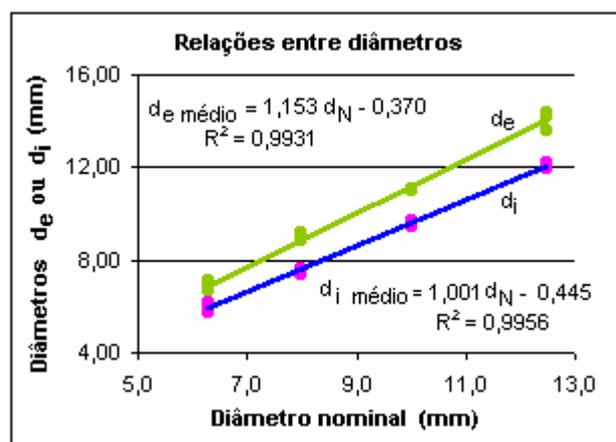


Figura A3 – Relações entre os diâmetros d<sub>e</sub> ou d<sub>i</sub>, médios, e o diâmetro nominal d<sub>N</sub> das barras de aço.

## **APÊNDICE B**

### **(Experimento 1)**

#### **AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA VARIAÇÃO DA UMIDADE E ESPESSURAS DA LINHA DE COLA SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS PERPENDICULARES ÀS FIBRAS, EM EUCALIPTO CITRIODORA, UTILIZANDO TRÊS RESINAS ESTRUTURAIS.**

##### **B1 - MATERIAIS E MÉTODOS**

Este experimento foi planejado para se conhecer os efeitos da variação da umidade e da espessura da linha de cola, na resistência de ancoragem de barras de aço coladas na madeira, foram utilizadas duas resinas epóxi comerciais e uma resina poliuretana a base de óleo de mamona, em vigas de Eucalipto citriodora. Não foram levadas em consideração as variabilidades naturais da madeira, admitiram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento de cada viga estudada.

As vigas inicialmente encontravam-se saturados, com umidades entre 25% e 30. De cada viga com dimensões de 5x20x300cm foram obtidos seis corpos-de-prova com comprimento de 25cm cada, conforme a Figura 1. Para se obter a umidade esperada, em cada corpo-de-prova, controlou-se através do peso, a massa de água contida. Com a necessidade de aumentar a massa de água, os corpos-de-prova ficaram imersos em água até atingirem o peso desejado, com a necessidade de retirar parte da massa de água alguns corpos-de-prova foram climatizados em estufa, com ventilação forçada e controle de temperatura. Ao atingirem os pesos correspondentes às umidades esperadas de 15, 18, 20 24, 28 e 34%, os corpos-de-prova foram em seguida, acondicionados

separadamente em sacos transparentes de polietileno, onde permaneceram por um período de 40 dias para homogeneização da massa de água em seu volume.

Em todos os corpos-de-prova as barras de aço receberam tratamento superficial de limpeza aplicando-se escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para retirar os resíduos oleosos. Foram utilizadas barras de aço CA-50 ( $f_{yk} = 500\text{MPa}$ ) com diâmetro de 6,3mm, solicitadas axialmente em dois ciclos de carga com carregamentos monotônico, sendo o primeiro ciclo com solicitação até 70% da resistência última.

Para a resina poliuretana de óleo de mamona, bi-componente, de consistência líquida, os corpos-de-prova foram obtidos em quatro vigas e os resultados correspondem à média de quatro replicações.

Para a resina epóxi bi-componente, Compound Injeção, com consistência líquida, os corpos-de-prova foram obtidos em duas vigas e os resultados correspondem à média de duas replicações.

Para essas resinas, cada corpo-de-prova recebeu quatro furos na direção perpendicular às fibras com profundidade de 8,0 cm e diâmetros de 6,5; 7,5; 8,5; e 9,5 mm.

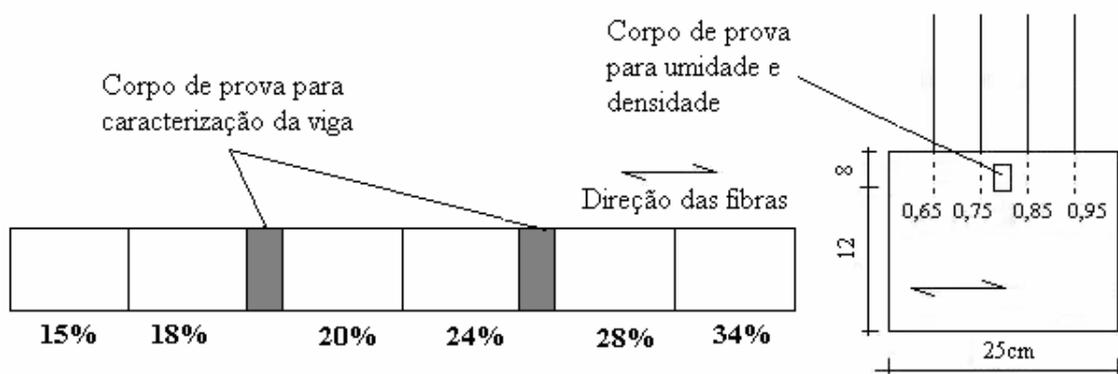


Figura B1 – Obtenção dos corpos-de-prova em cada viga, ancoragem das barras e os diâmetros dos furos, para as resinas líquidas.

Para a resina epóxi Sikadur 32, de consistência pastosa de média viscosidade, os corpos-de-prova foram obtidos de uma viga e os resultados correspondem a uma replicação, nesses corpos-de-prova os diâmetros dos furos foram: 8,5; 9,5; 10,5 e 11,5 mm, considerando a dificuldade de injetar essa resina em furos com menores diâmetros.

As superfícies de aderência da barra de aço foram avaliadas a partir das dimensões médias das mossas ou filetes superficiais, conforme o Apêndice A, Tabela 1.

As análises estatísticas aplicadas, conforme Item 3.7, foram: Análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função da umidade (U), densidade aparente da madeira e espessura da linha de cola. A análise de variância aplicada à análise de regressão, testa a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ . O teste “t” mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada, as variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas. As análises de resíduos são utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando que os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## **B2 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS**

A resina poliuretana de óleo de mamona não possui modelo estatístico, a pequena variabilidade das resistências de ancoragem, indica que as variáveis independentes não são significativas nas respostas.

Os modelos estatísticos, para as resinas epóxis, foram desenvolvidos por meio de análise de regressão linear múltipla utilizando o programa estatístico Minitab 13 e apresentam o coeficiente de correlação múltipla  $R^2$ ; análise de variância, para testes de significância do modelo e das variáveis independentes; análises de resíduo, que mostram os comportamentos das variáveis significativas e os testes de normalidade de afirmando a validade das hipóteses.

O pequeno número de vigas ensaiadas não invalida as análises estatísticas, considerando que os objetivos não incluem a análise do efeito da variabilidade das propriedades mecânicas da madeira, mas apenas as variações da resistência de ancoragem com os efeitos das variações dos diâmetros dos furos e das variações de umidade na mesma viga. As vigas escolhidas para os estudos em cada resina, apresentavam densidades médias da mesma ordem de grandeza.

## B2.1 – RESULTADOS UTILIZANDO A RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA

A Tabela B1, apresenta os valores da resistência de ancoragem perpendicular às fibras da madeira e as variáveis observadas no experimento.

A resina poliuretana foi a primeira resina estudada. Os baixos resultados apresentados e comportamento da rupturas de ancoragens, sugeriram inicialmente a possibilidade de erros na preparação da resina, o que levou à repetição do experimento, apresentando assim, maior quantidade de resultados. A densidade aparente média das vigas estudadas foi  $\rho_{12\%}=940 \text{ kg/m}^3$

Tabela B1 – RA<sub>90°</sub> e variáveis observadas, utilizando a resina poliuretana.

RA kN	la cm	Aa cm <sup>2</sup>	D mm	U %	$\rho_{12\%}$ kg/m <sup>3</sup>	RA kN	la cm	Aa cm <sup>2</sup>	D mm	U %	$\rho_{12\%}$ kg/m <sup>3</sup>
10,3	8,4	17,05	6,5	15,5	970	3,10	8,2	16,65	8,5	15,5	970
8,90	8,7	17,66	6,5	15,5	960	3,00	8,3	16,85	8,5	15,5	960
9,20	8,1	16,44	6,5	17,7	955	1,55	8,1	16,44	8,5	17,7	955
7,60	8,4	17,05	6,5	17,7	900	1,60	8,1	16,44	8,5	17,7	900
11,5	8,3	16,85	6,5	18,2	970	3,50	7,9	16,04	8,5	18,2	960
9,60	8,3	16,85	6,5	20,3	955	3,80	7,8	15,83	8,5	20,3	955
11,1	7,8	15,83	6,5	20,3	900	5,25	7,8	15,83	8,5	20,3	900
11,1	8,2	16,65	6,5	20,6	900	1,60	8,1	16,44	8,5	20,6	955
10,3	8,5	17,26	6,5	20,8	970	2,90	8,3	16,85	8,5	20,6	900
9,50	8,7	17,66	6,5	20,8	960	3,60	8,6	17,46	8,5	20,8	970
12,2	8,7	17,66	6,5	23,4	970	1,80	8,4	17,05	8,5	20,8	960
10,8	8,6	17,46	6,5	23,4	960	3,00	8,3	16,85	8,5	23,4	970
11,3	8,6	17,46	6,5	23,7	970	4,30	8,2	16,65	8,5	23,4	960
10,4	8,6	17,46	6,5	23,7	960	2,20	8,3	16,85	8,5	23,7	970
11,8	8,5	17,26	6,5	24,5	955	5,80	8,4	17,05	8,5	23,7	960
6,80	8,2	16,65	6,5	24,5	900	4,85	8,3	16,85	8,5	24,5	955
9,30	8,6	17,46	6,5	26,9	960	3,80	8,0	16,24	8,5	24,5	900
7,90	8,3	16,85	6,5	30,1	955	2,10	8,3	16,85	8,5	26,9	970
6,30	8,4	17,05	6,5	30,1	900	5,50	8,3	16,85	8,5	26,9	960
8,50	8,4	17,05	6,5	34,2	955	2,40	8,2	16,65	8,5	30,1	955
7,90	8,2	16,65	6,5	34,2	900	3,10	7,6	15,43	8,5	30,1	900
4,30	8,2	16,65	7,5	15,5	970	3,20	7,8	15,83	8,5	34,2	955
2,60	8,3	16,85	7,5	15,5	960	1,60	8,3	16,85	8,5	34,2	900
3,00	8,1	16,44	7,5	17,7	955	2,50	8,4	17,05	9,5	15,5	970
1,55	8,1	16,44	7,5	17,7	900	3,10	8,4	17,05	9,5	15,5	960
3,05	8,3	16,85	7,5	18,2	960	2,85	8,1	16,44	9,5	17,7	955
4,00	8,1	16,44	7,5	20,3	955	1,80	8,3	16,85	9,5	17,7	900
2,60	8,4	17,05	7,5	20,6	955	4,90	8,0	16,24	9,5	18,2	960
3,60	8,2	16,65	7,5	20,6	900	4,20	7,7	15,63	9,5	20,3	955
3,00	8,7	17,66	7,5	20,8	970	4,40	7,6	15,43	9,5	20,3	900
3,00	8,4	17,05	7,5	20,8	960	2,90	8,3	16,85	9,5	20,6	955

1,85	8,6	17,46	7,5	23,4	970	3,00	8,4	17,05	9,5	20,6	900
3,40	8,3	16,85	7,5	23,4	960	3,90	8,7	17,66	9,5	20,8	970
1,90	8,3	16,85	7,5	23,7	970	1,60	8,6	17,46	9,5	20,8	960
4,30	8,5	17,26	7,5	23,7	960	2,60	8,5	17,26	9,5	23,4	970
3,55	8,3	16,85	7,5	24,5	955	2,80	8,6	17,46	9,5	23,4	960
3,10	8,0	16,24	7,5	24,5	900	1,80	8,6	17,46	9,5	23,7	970
1,90	8,6	17,46	7,5	26,9	970	4,50	8,6	17,46	9,5	23,7	960
4,70	8,6	17,46	7,5	26,9	960	4,30	8,0	16,24	9,5	24,5	955
2,70	8,3	16,85	7,5	30,1	955	3,20	8,1	16,44	9,5	24,5	900
2,30	8,4	17,05	7,5	30,1	900	2,35	8,7	17,66	9,5	26,9	970
2,70	8,4	17,05	7,5	34,2	955	4,00	8,3	16,85	9,5	26,9	960
2,20	8,4	17,05	7,5	34,2	900	2,20	8,2	16,65	9,5	30,1	955
						3,70	7,6	15,43	9,5	30,1	900
						3,20	8,2	16,65	9,5	34,2	955
						1,10	8,4	17,05	9,5	34,2	900

## B2.2 – RESULTADOS UTILIZANDO A RESINA EPÓXI COMPOUND INJEÇÃO

A Tabela B2, apresenta os valores da resistência de ancoragem perpendicular às fibras da madeira e as variáveis observadas no experimento. A densidade aparente média das vigas estudadas foi  $\rho_{12\%}=950 \text{ kg/m}^3$

Tabela B2 – RA<sub>90°</sub> e variáveis observadas, utilizando a resina Compound Injeção.

RA	la	Aa	D	U	e	RA	la	Aa	D	U	e
kN	mm	cm <sup>2</sup>	mm	%	mm	kN	mm	cm <sup>2</sup>	mm	%	mm
9,00	8,2	16,65	6,5	24,0	0,08	12,20	8,2	16,65	6,5	19,3	0,08
8,90	8,2	16,65	6,5	26,3	0,08	11,80	8,1	16,44	6,5	20,0	0,08
8,30	8,0	16,24	6,5	22,8	0,08	9,40	8,1	16,44	6,5	21,3	0,08
10,60	8,3	16,85	6,5	23,8	0,08	13,80	8,1	16,44	6,5	17,9	0,08
9,20	8,0	16,24	6,5	24,6	0,08	13,90	8,1	16,44	6,5	17,7	0,08
12,80	8,1	16,44	6,5	19,5	0,08	14,00	8,0	16,24	6,5	17,9	0,08
14,00	8,2	16,65	7,5	24,0	0,58	14,70	8,0	16,24	7,5	19,3	0,58
11,50	8,0	16,24	7,5	26,3	0,58	14,00	8,0	16,24	7,5	20,0	0,58
14,70	8,2	16,65	7,5	22,8	0,58	12,80	8,1	16,44	7,5	21,3	0,58
14,20	7,9	16,04	7,5	23,8	0,58	19,00	8,1	16,44	7,5	17,9	0,58
13,50	8,2	16,65	7,5	24,6	0,58	18,30	8,0	16,24	7,5	17,7	0,58
14,20	7,8	15,83	7,5	19,5	0,58	17,00	8,1	16,44	7,5	17,9	0,58
17,60	8,2	16,65	8,5	24,0	1,08	14,80	7,9	16,04	8,5	19,3	1,08
15,10	8,3	16,85	8,5	26,3	1,08	15,40	8,0	16,24	8,5	20,0	1,08
16,30	8,2	16,65	8,5	22,8	1,08	14,80	8,1	16,44	8,5	21,3	1,08
16,40	7,9	16,04	8,5	23,8	1,08	21,10	8,1	16,44	8,5	17,9	1,08
18,50	7,4	15,02	8,5	19,5	1,08	19,30	8,0	16,24	8,5	17,9	1,08
16,10	8,2	16,65	8,5	24,6	1,08	18,60	8,0	16,24	9,5	20,0	1,58
16,00	7,5	15,23	9,5	24,0	1,58	16,10	7,9	16,04	9,5	21,3	1,58
					1,58						1,58
16,30	7,7	15,63	9,5	26,3		20,50	8,1	16,44	9,5	17,9	

17,50	7,8	15,83	9,5	22,8	1,58	22,70	8,1	16,44	9,5	17,7	1,58
17,70	7,5	15,23	9,5	23,8	1,58	19,70	8,0	16,24	9,5	17,9	1,58
14,40	7,7	15,63	9,5	24,6	1,58						
15,60	5,5	11,17	9,5	19,5	1,58						

Modelo estatístico:

$$RA = 8,08 + 5,05 e - 0,580 U + 0,947 Aa$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	8,082	4,867	1,66	0,104
e	5,0525	0,4287	11,78	0,000
U	-0,58048	0,07754	-7,49	0,000
Aa	0,9465	0,2840	3,33	0,002

$$S = 1,482 \quad R^2 = 81,7\%$$

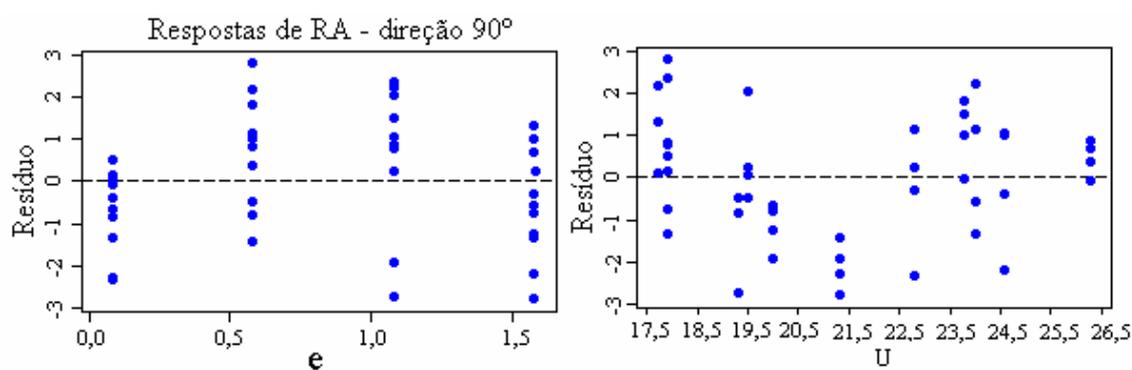
Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	412,88	137,63	62,63	0,000
Erro residual	42	92,29	2,20		
Total	45	505,17			

	GL	Seq SQ
e	1	274,79
U	1	113,69
Aa	1	24,41

Análise de resíduos:



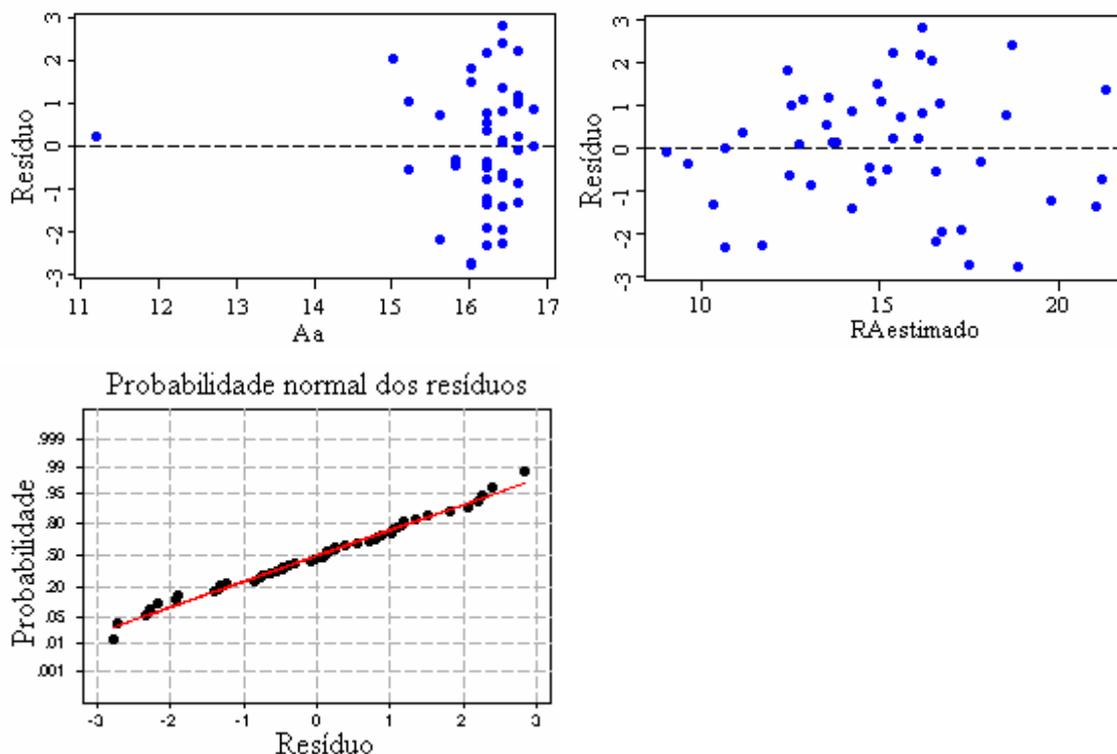


Figura B2 – Resultados de Resíduos versus Variáveis independentes e Teste de Normalidade dos Resíduos para a direção 90°. Resina Compound Injeção.

A variável “Aa” deveria ser constante no experimento, correspondendo a um comprimento de ancoragem de 8,0cm, dificuldades iniciais de ajustes na profundidade dos furos e controles de reposição da resina nos furos provocaram alterações no comprimento de ancoragem e conseqüentemente na área de ancoragem. Apresentada como variável independente no modelo será considerada com valor constante igual a 16,24 cm<sup>2</sup>, para efeito de comparação com outras resinas.

### B2.3 – RESULTADOS UTILIZANDO A RESINA EPÓXI SIKADUR 32

A Tabela B3, a seguir, apresenta os valores da resistência de ancoragem perpendicular às fibras da madeira e as variáveis observadas no experimento.

O excessivo número de defeitos de secagem em uma das vigas teve como conseqüência a perda de uma série de resultados, apresentando-se assim, os resultados de uma única viga. A densidade aparente média da viga estudada foi  $\rho_{12\%}=930 \text{ kg/m}^3$ .

Tabela B3 – RA<sub>90°</sub> e variáveis observadas, utilizando a resina Sikadur 32.

RA	la	D	U	Aa	e	RA	la	D	U	Aa	e
kN	cm	mm	%	cm <sup>2</sup>	mm	kN	cm	mm	%	cm <sup>2</sup>	mm
16,10	8,0	8,5	21,0	16,24	1,08	20,00	8,2	10,5	21,0	16,65	2,08

20,40	8,0	8,5	17,4	16,24	1,08	21,70	7,6	10,5	17,4	15,43	2,08
15,40	7,6	8,5	24,6	15,43	1,08	18,70	8,2	10,5	24,6	16,65	2,08
16,85	7,9	8,5	20,7	16,04	1,08	19,00	7,4	10,5	28,9	15,02	2,08
15,10	7,6	8,5	24,5	15,43	1,08	18,90	8,1	10,5	20,7	16,44	2,08
21,05	8,0	9,5	21,0	16,24	1,58	20,60	7,7	10,5	24,5	15,63	2,08
19,80	8,1	9,5	17,4	16,44	1,58	22,20	8,0	11,5	21,0	16,24	2,58
16,60	8,0	9,5	24,6	16,24	1,58	22,40	8,0	11,5	17,4	16,24	2,58
16,90	7,4	9,5	28,9	15,02	1,58	23,60	8,0	11,5	24,5	16,24	2,58
20,10	7,8	9,5	24,5	15,83	1,58						

Modelo estatístico:

$$RA = 18,7 + 3,56 e - 0,258 U$$

Teste de significância das variáveis:

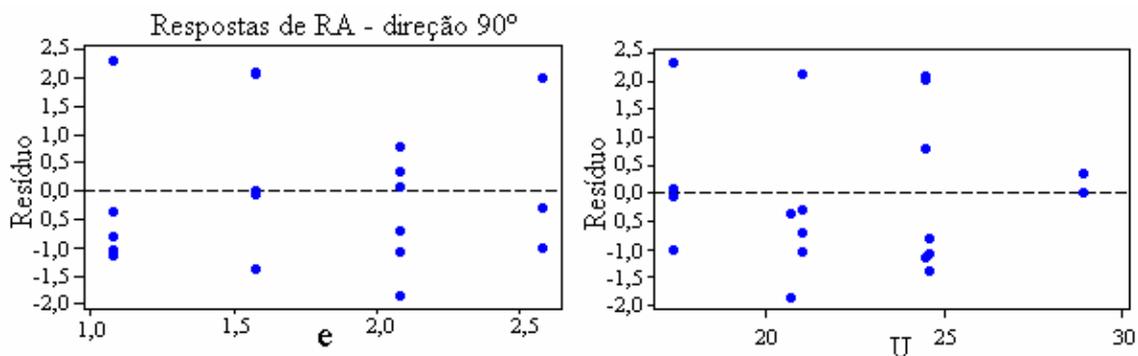
	Coef	SE Coef	T	P
Constante	18,713	2,349	7,97	0,000
e	3,5632	0,6116	5,83	0,000
U	-0,25809	0,09107	-2,83	0,012

$$S = 1,381 \quad R^2 = 72,8\%$$

Análise de Variância:

	GL	SQ	QM	F	P
	2	81,746	40,873	21,42	0,000
Erro residual	16	30,531	1,908		
Total	18	112,276			
	GL	Seq SQ			
e	1	66,420			
U	1	15,325			

Análise de resíduos:



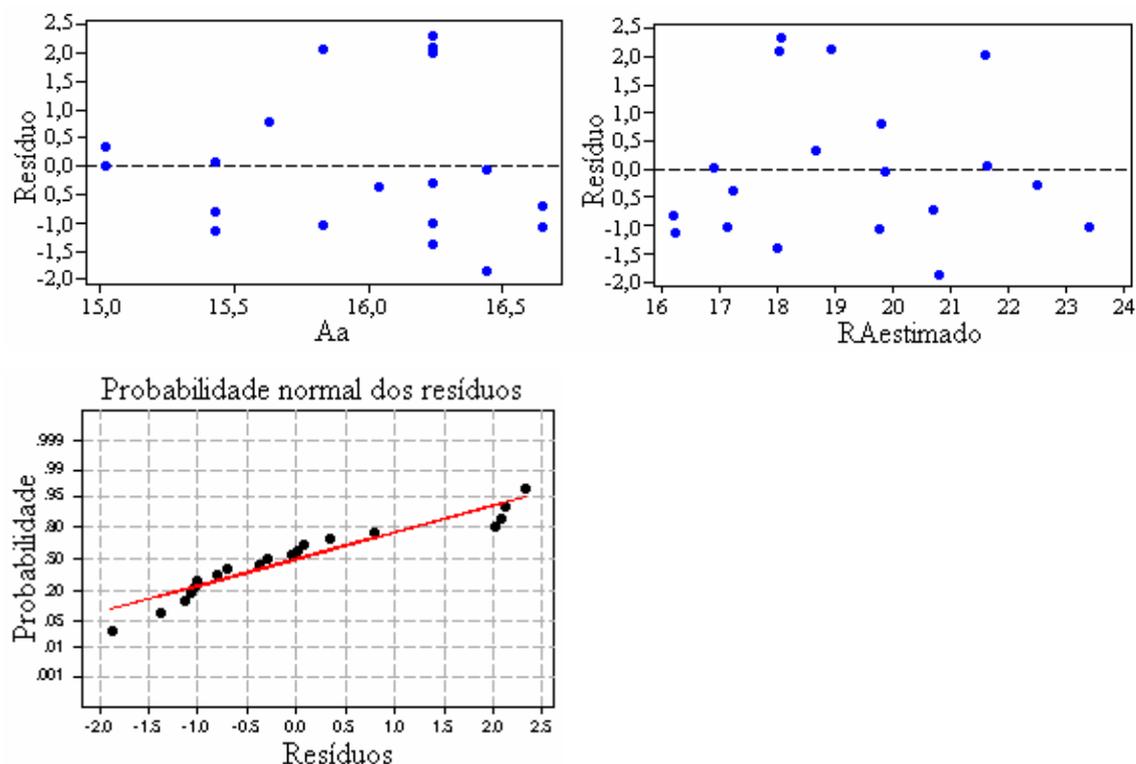


Figura B3 – Resultados de Resíduos versus Variáveis independentes e teste de normalidade dos resíduos para a direção 90°. Resina Sikadur 32.

As variabilidades apresentadas na “Aa” não foram significativas no modelo estatístico.

## B3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Os dois ciclos de cargas aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

### B3.1 – RESULTADOS DO MODELO ESTATÍSTICO PARA CADA RESINA

- Os modelos estatísticos apresentam como variáveis significativas a umidade (U) da madeira no instante da colagem e a espessura da linha de cola (e). A densidade para cada viga, medida nos corpos-de-prova, apresentou pequenas variações e não foi significativa nos modelos estudados, condição já esperada, considerando que foi utilizado poucas vigas para cada resina e procurou-se não incluir a variabilidade natural da madeira como variável no experimento.

- Em alguns modelos, para as resinas epóxi, as análises de resíduos mostram, que a variável  $U$ , poderia apresentar-se na forma  $U^2$ , mas, devido ao pequeno número de observações adotou-se o modelo linear que também é significativo e válido em todos os modelos estatísticos apresentados.

Por meio da análise de variância, observa-se que todos modelos podem ser considerados altamente significantes.

- Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero. A dispersão uniforme dos pontos em torno do zero indica a inexistência de correlação entre os resíduos e as variáveis observadas.

- Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas de RA, seguem uma distribuição normal, portanto os testes aplicados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

### **B3.1.1 – RESULTADOS DA UTILIZAÇÃO DA RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA**

- Todas as rupturas de ancoragens para a resina poliuretana foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis e ocorreram com o cisalhamento da resina. A resina poliuretana de óleo de mamona estudada não foi adequada para os fins propostos, considerando que reação com a umidade contida na madeira incorpora bolhas de  $CO_2$  e conseqüentemente diminui sua resistência ao cisalhamento.

- A resina poliuretana de óleo de mamona, na temperatura ambiente, apresentou consistência vítrea após o endurecimento. Para as linhas de cola com espessuras de 0,58; 1,08 e 1,58mm, respectivamente para os diâmetros dos furos: 7,50; 8,50 e 9,50mm, as rupturas das ancoragens não dependeram das variações de umidade ou da espessura da linha de cola, apresentaram média de 3,0 kN.

- Para a linha de cola de 0,08mm correspondente ao furo de 6,5mm, a ruptura também ocorre com o cisalhamento da resina, embora outro fator esteja influenciando nesses resultados, que nitidamente se destacam em relação às outras espessuras de linha de cola, passando para a média de 10 kN e apresenta influência linear decrescente, para o aumento da umidade na madeira.

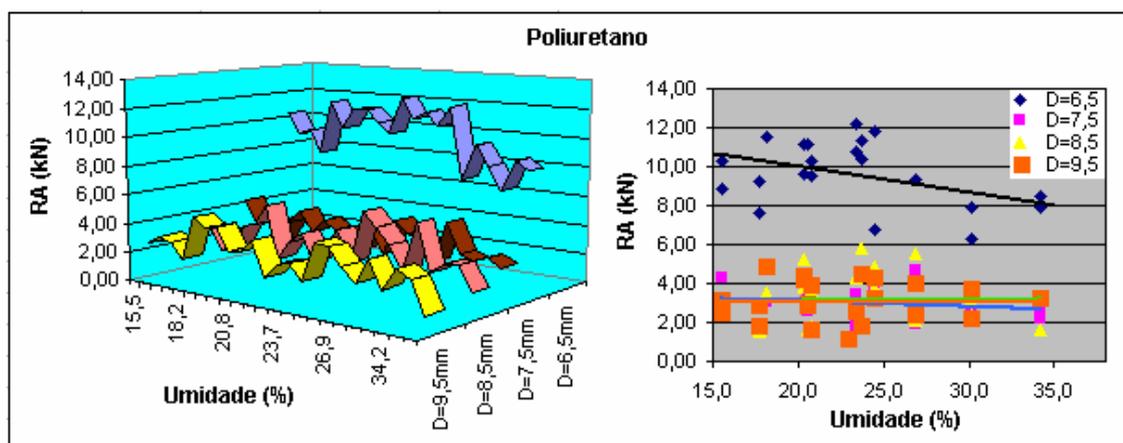


Figura B4 –  $RA_{90^\circ}$  e U, para a resina poliuretana de óleo de mamona, com D variando de 6,5; 7,5; 8,5 e 9,5mm e espessuras de linha de cola correspondentes de 0,08; 0,58; 1,08 e 1,58mm.

### B3.1.2 – RESULTADOS DA UTILIZAÇÃO DAS RESINAS EPÓXIS

Para as resinas epóxis foram obtidos os modelos estatísticos apresentados na tabela 4, com variações lineares crescentes para aumentos da espessura da linha de cola e variações lineares decrescentes para o aumento da umidade, como segue:

Tabela B4 – Modelo estatístico para  $RA_{90^\circ}$  e o coeficiente  $R^2$ , para Eucalipto citriodora. Com: RA (kN); e (mm) e U (%).

Resina	Modelo estatístico	$R^2$
Compound Injeção	$RA_{90^\circ} = 23,23 + 5,050 e - 0,580 U$	81,7%
Sikadur 32	$RA_{90^\circ} = 18,7 + 3,56 e - 0,258 U$	72,8%

- As resinas epóxis apresentaram consistência vítrea após o endurecimento e todas as rupturas de ancoragens deram-se por perda de adesão na superfície do aço, inicialmente por perda de adesão química e posteriormente perda de adesão mecânica. A resistência de ancoragem diminui progressivamente, em pequenos saltos, à medida que a barra vai sendo retirada e conseqüentemente diminuindo o comprimento de ancoragem.

- A resina Compound Injeção, de consistência líquida foi parcialmente absorvida pela madeira e houve drenagem da resina através de fissuras internas alinhadas com os furos. Esses comportamentos resultaram em diminuição do comprimento de ancoragem exigindo reposição da resina nos furos após o endurecimento inicial.

- A resina epóxi Sikadur 32 de consistência pastosa, não exigiu reposição após o endurecimento inicial, apresentou melhores resultados de ancoragem em umidades elevadas, embora fosse a resina mais difícil de utilizar.

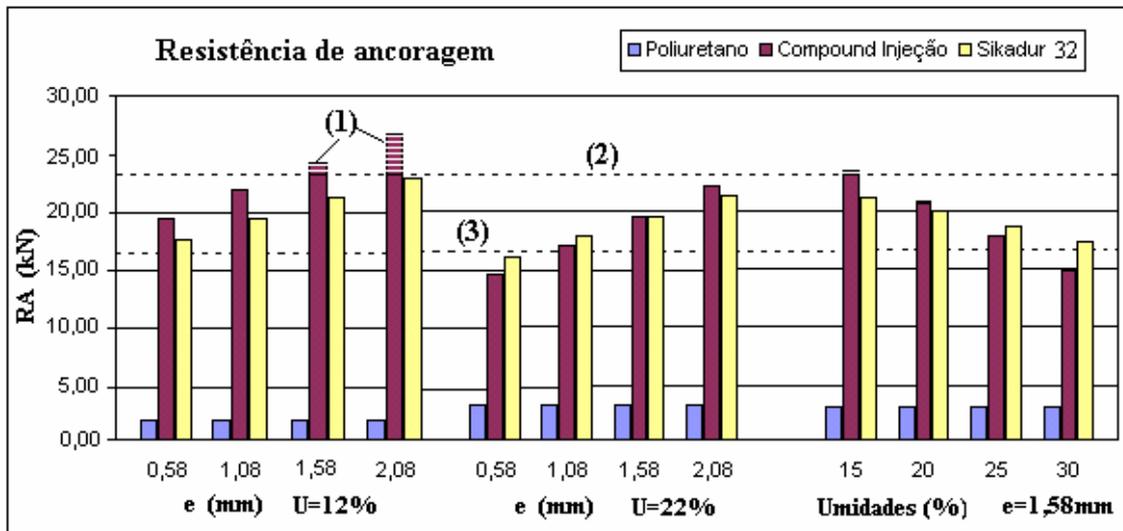


Figura B5 – Valores comparativos de  $RA_{90^\circ}$  para as três resinas estruturais, variando espessuras da linha de cola e umidades, na madeira de Eucalipto citriodora. Sendo: (1) Valores teóricos; (2) Limite de ruptura da barra; (3) Limite de escoamento da barra.

- Existem diferenças significativas entre as capacidades de ancoragem das resinas epóxis, os seus comportamentos devem ser avaliados em diversas umidades para cada madeira considerando a resistência de ancoragem o tempo para aplicação da resina e as dificuldades de aplicação.

- Utilizando as resinas epóxis, as variações de  $RA_{90^\circ}$  em relação às variáveis independentes, deram-se da seguinte forma: variações lineares negativas com o aumento da umidade, variações lineares positivas com o aumento da espessura da linha de cola.

## **APÊNDICE C**

### **(Experimento 2)**

#### **AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS VARIAÇÕES DA UMIDADE E ESPESSURA DA LINHA DE COLA, SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS PERPENDICULARES ÀS FIBRAS, EM PINUS OOCARPA, UTILIZANDO QUATRO RESINAS ESTRUTURAIS.**

##### **C1 - MATERIAIS E MÉTODOS**

Para se conhecer os efeitos da variação da umidade e da espessura da linha de cola, na resistência de ancoragem de barras de aço coladas em vigas de Pinus Oocarpa, foram utilizadas três resinas epóxi comerciais e uma resina poliuretana a base de óleo de mamona. Em cada viga utilizou-se uma resina diferente e admitiram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira no comprimento de cada viga estudada. As vigas encontravam-se inicialmente secas ao ar, com umidades entre 11,5% e 12%. De cada viga com dimensões de 5x20x225 cm, foram obtidos quatro corpos-de-prova com comprimento de 25 cm cada, conforme a Figura C1, a seguir. Para se obter a umidade esperada, controlou-se a massa de água contida nos corpos-de-prova, que ficaram imersos em água até atingirem os pesos desejados, correspondentes às umidades esperadas de 12, 15, 18 e 22 %. Em seguida os corpos-de-prova foram acondicionados separadamente em sacos transparentes de polietileno, onde permaneceram por um período de 30 dias para homogeneização da massa de água em seu volume.

Em todos os corpos-de-prova as barras de aço receberam tratamento superficial de limpeza aplicando-se escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a

resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para retirar os resíduos oleosos. Foram utilizadas barras de aço CA-50 ( $f_{yk}=500MP_a$ ) com diâmetro de 6,3mm, solicitadas axialmente em dois ciclos de carga com carregamentos monotônicos, sendo o primeiro ciclo com solicitação até 70% da resistência última.

Para as resinas líquidas: Poliuretana, Compound Injeção e AR 300, cada corpo-de-prova recebeu quatro furos na direção perpendicular às fibras com profundidade de 8,0 cm e diâmetros de 6,5; 7,5; 8,5; e 9,5 mm.

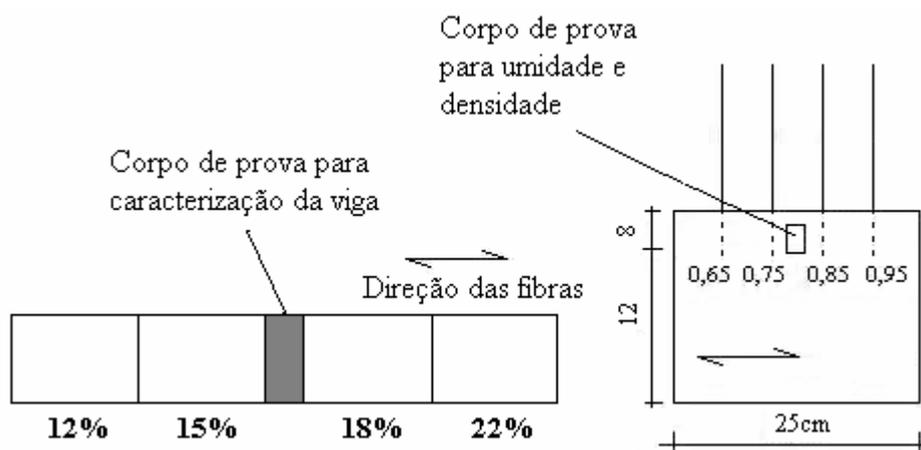


Figura C1 – Obtenção dos corpos-de-prova em cada viga, ancoragem das barras e os diâmetros dos furos, para as resinas líquidas.

Para a resina epóxi Sikadur 32, de consistência pastosa de média viscosidade, os furos em cada corpo-de-prova apresentaram profundidade de 8,0cm e diâmetros de: 8,5; 9,5; 10,5 e 11,5 mm, considerando a dificuldade de injetar essa resina em furos com menores diâmetros.

As superfícies de aderência da barra de aço foram avaliadas considerando as dimensões médias dos filetes superficiais, conforme o Apêndice A, Tabela A4.

As análises estatísticas aplicadas foram: Análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função da umidade ( $U$ ), densidade aparente da madeira ( $\rho$ ) e espessura da linha de cola ( $e$ ). A análise de variância aplicada à análise de regressão, testa a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ . O teste “t” mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada, as variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser

desconsideradas. E as análises de resíduos, são utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando que os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## C2 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS

O pequeno número de vigas ensaiadas não invalida as análises estatísticas, considerando que os objetivos não incluem a análise do efeito da variabilidade das propriedades mecânicas da madeira, mas apenas os efeitos da variação do diâmetro dos furos e da variação de umidade na mesma viga. As vigas escolhidas para os estudos em cada resina, apresentavam densidades médias da mesma ordem de grandeza.

### C2.1 – RESULTADOS OBTIDOS COM A RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA

Tabela C1 - RA<sub>90°</sub> e variáveis controladas no experimento. Resina poliuretana - Viga 3.

RA	Aa	U	D	e	$\rho_{12\%}$	RA	Aa	U	D	e	$\rho_{12\%}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>
12,30	20,10	12,3	6,5	0,08	453	8,00	16,85	18,2	6,5	0,08	453
9,00	16,85	12,3	7,5	0,58	453	4,60	16,65	18,2	7,5	0,58	453
7,90	16,65	12,3	8,5	1,08	453	3,00	16,44	18,2	8,5	1,08	453
7,80	16,04	12,3	9,5	1,58	453	2,00	16,04	18,2	9,5	1,58	453
10,00	16,24	15,8	6,5	0,08	453	6,40	19,29	19,1	6,5	0,08	453
6,50	16,85	15,8	7,5	0,58	453	3,65	17,05	19,1	7,5	0,58	453
6,30	16,24	15,8	8,5	1,08	453	2,70	17,05	19,1	8,5	1,08	453
5,80	15,83	15,8	9,5	1,58	453	1,00	17,05	19,1	9,5	1,58	453

Modelo estatístico:

$$RA = 12,6 - 0,0276 U^2 - 1,65 \ln(e)$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	12,5943	0,4395	28,66	0,000
U <sup>2</sup>	-0,027643	0,001516	-18,23	0,000
Ln(e)	-1,6537	0,1084	-15,25	0,000

$$S = 0,4998 \quad R^2 = 97,8\%$$

Análise de Variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	141,149	70,574	282,51	0,000
Erro residual	13	3,248	0,250		
Total	15	144,396			
	GL	Seq SQ			
$U^2$	1	83,058			
$\text{Ln}(e)$	1	58,091			

Análise de resíduos:

Verificação do comportamento das variáveis:

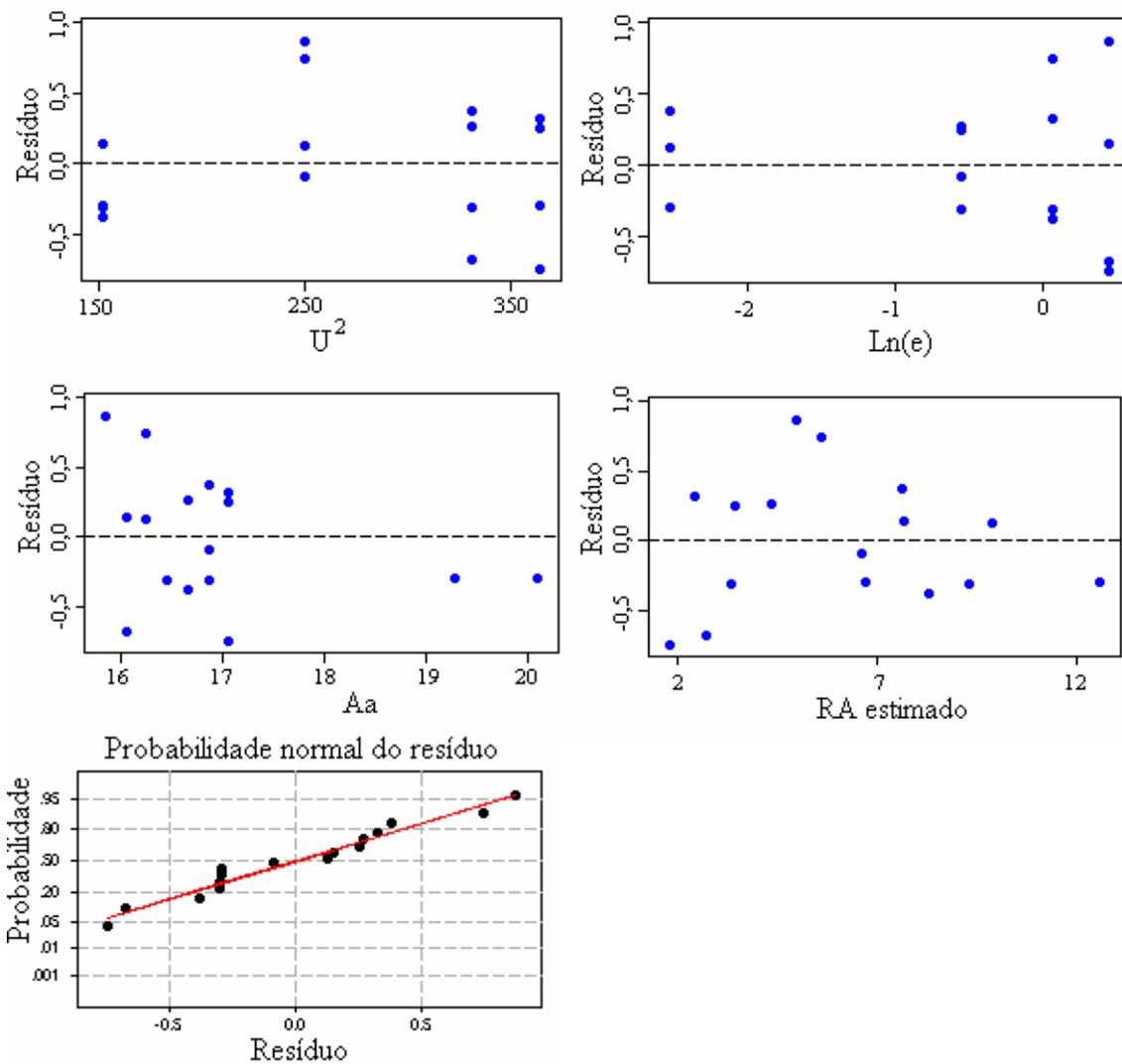


Figura C2 – Resultados de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade dos resíduos para a direção 90°, utilizando a resina poliuretana.

## C2.2 – RESULTADOS OBTIDOS COM A RESINA COMPOUND INJEÇÃO

Tabela C2 - RA<sub>90°</sub> e variáveis controladas. Resina Compound Injeção - Viga 5.

RA	U	Aa	D	e	ρ <sub>12%</sub>	RA	U	Aa	D	e	ρ <sub>12%</sub>
kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>	kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>
5,10	11,5	4,87	6,5	0,08	559	8,50	16,2	13,80	6,5	0,08	559
17,70	11,5	16,04	7,5	0,58	559	9,50	16,2	8,32	7,5	0,58	559
21,10	11,5	16,04	8,5	1,08	559	16,10	16,2	16,65	8,5	1,08	559
23,00	11,5	16,85	9,5	1,58	559	17,80	16,2	15,63	9,5	1,58	559
8,20	14,7	8,12	6,5	0,08	559	8,40	18,3	12,99	6,5	0,08	559
15,70	14,7	14,62	7,5	0,58	559	12,40	18,3	16,85	7,5	0,58	559
22,00	14,7	17,05	8,5	1,08	559	12,60	18,3	16,44	8,5	1,08	559
20,50	14,7	16,65	9,5	1,58	559	12,00	18,3	16,24	9,5	1,58	559

Modelo estatístico:

$$RA = 14,8 - 1,04 U + 3,62 e + 0,865 Aa$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	14,847	2,990	4,97	0,000
U	-1,0363	0,1821	-5,69	0,000
e	3,620	1,066	3,40	0,005
Aa	0,8655	0,1663	5,20	0,000
S = 1,748	R <sup>2</sup> = 92,0%			

Análise de Variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	418,92	139,64	45,69	0,000
Erro residual	12	36,67	3,06		
Total	15	455,60			
	GL	Seq SQ			
U	1	63,12			
e	1	273,06			
Aa	1	82,75			

Análise de resíduos:

Análise do comportamento das variáveis:

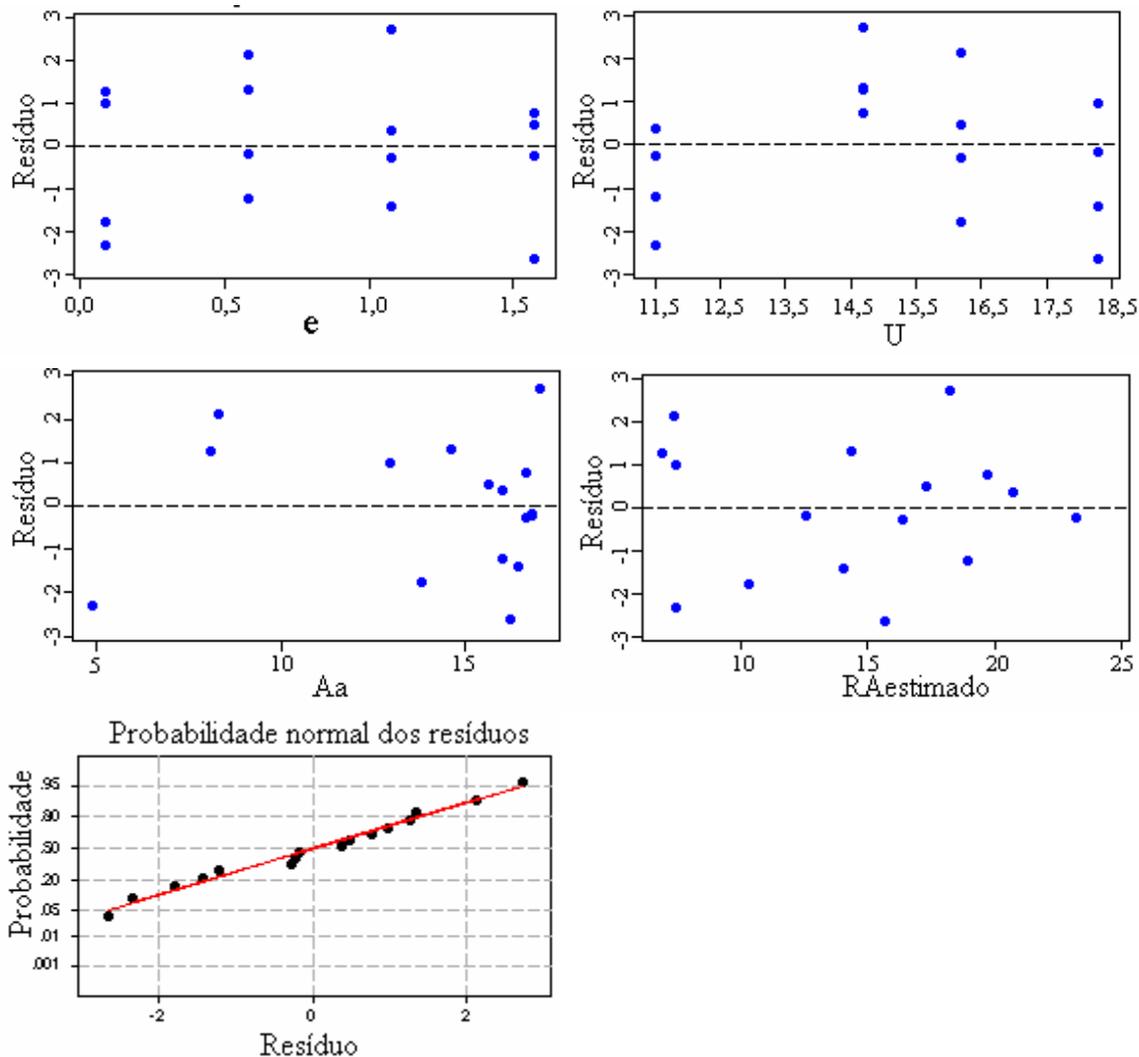


Figura C3 – Resultados de Resíduos versus Variáveis independentes e Teste de Normalidade dos Resíduos para a direção 90°. Utilizando a resina epoxi Compound Injeção.

A área de ancoragem deveria ser constante no experimento, correspondendo a um comprimento de ancoragem de 8,0cm. Dificuldades iniciais de ajustes na profundidade dos furos e controles de reposição da resina nos furos provocaram alterações no comprimento de ancoragem e conseqüentemente na área de ancoragem. Embora apresentada como variável independente no modelo, será considerada com valor constante igual a  $16,24 \text{ cm}^2$ , para efeito de comparação com outras resinas.

### C2.3 – RESULTADOS OBTIDOS COM A RESINA AR 300

Tabela C3 - RA<sub>90°</sub> e variáveis controladas no experimento. Resina AR 300 - Viga 2.

RA	U	Aa	D	e	ρ <sub>12%</sub>	RA	U	Aa	D	e	ρ <sub>12%</sub>
kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m	kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m
19,00	11,8	16,24	7,5	0,58	541	10,70	16,0	16,65	7,5	0,58	541
21,00	11,8	17,46	8,5	1,08	541	14,20	16,0	17,05	8,5	1,08	541
23,90	11,8	17,05	9,5	1,58	541	17,50	16,0	16,85	9,5	1,58	541
14,50	13,0	16,04	7,5	0,58	541	9,00	20,8	15,83	7,5	0,58	541
18,50	13,0	16,65	8,5	1,08	541	8,15	20,8	10,76	8,5	1,08	541
23,00	13,0	17,05	9,5	1,58	541	13,50	20,8	16,65	9,5	1,58	541

Modelo estatístico:

$$RA = 27,9 - 1,20 U + 6,17 e$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	27,872	2,266	12,30	0,000
U	-1,1988	0,1241	-9,66	0,000
e	6,175	1,055	5,85	0,000
S = 1,492	R <sup>2</sup> = 93,4%			

Análise de Variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	284,24	142,12	63,81	0,000
Erro residual	9	20,05	2,23		
Total	11	304,29			
	GL	Seq SQ			
U	1	207,98			
e	1	76,26			

Análise de resíduos:

Análise do comportamento das variáveis:

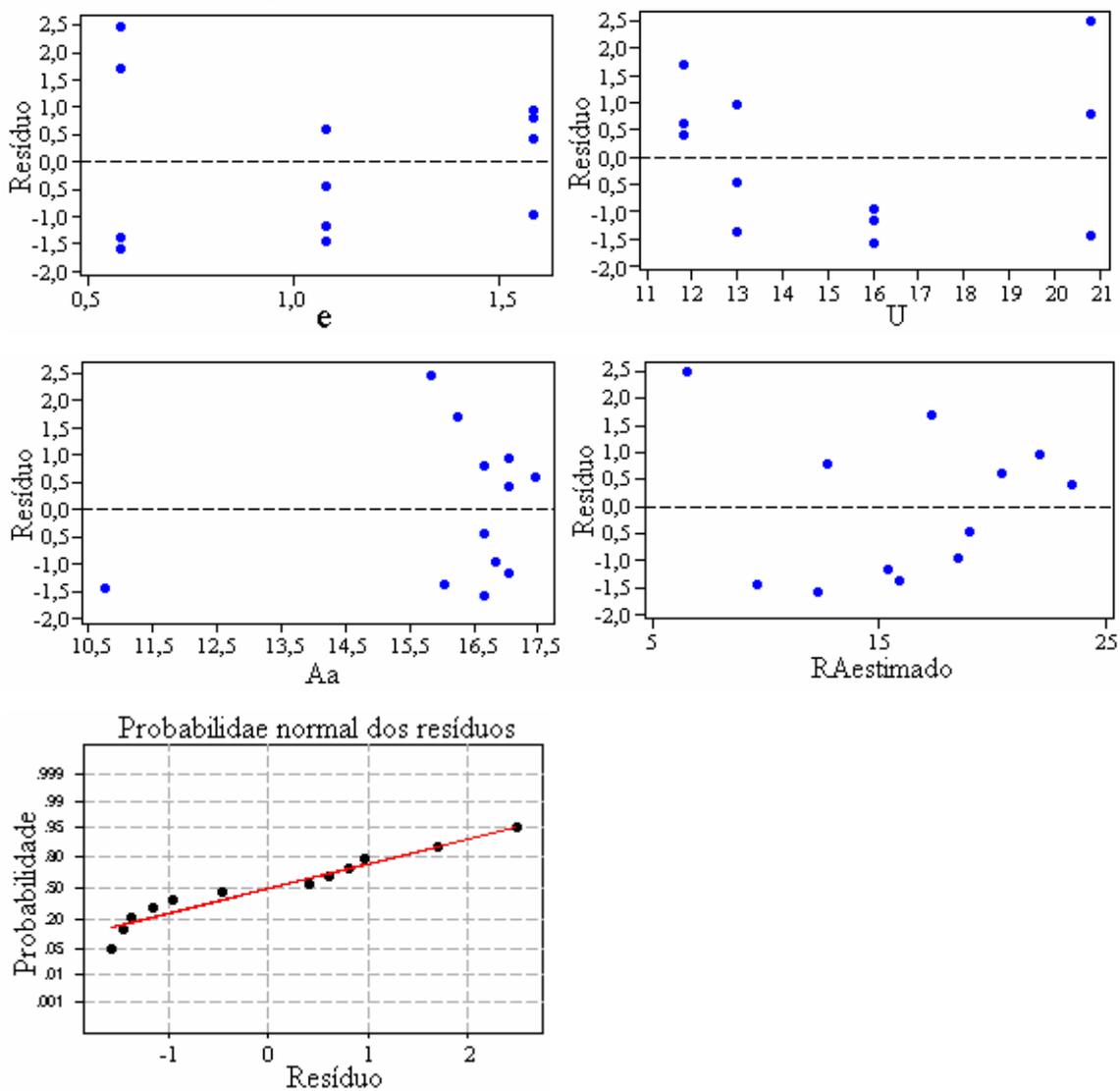


Figura C4 – Resultados de Resíduos versus Variáveis independentes e Teste de Normalidade dos Resíduos para a direção 90°. Utilizando a resina epóxi AR 300.

## C2.4 – RESULTADOS OBTIDOS COM A RESINA SIKADUR 32

Tabela C4 - RA<sub>90°</sub> e variáveis controladas no experimento. Resina Sikadur 32 - Viga 12.

RA	U	Aa	D	e	$\rho_{12\%}$	RA	U	Aa	D	e	$\rho_{12\%}$
kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>	kN	%	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m <sup>3</sup>
22,40	11,7	17,66	8,5	1,08	486	16,50	18,5	17,66	8,5	1,08	486
20,20	11,7	14,01	9,5	1,58	486	19,70	18,5	18,27	9,5	1,58	486
23,20	11,7	16,65	10,5	2,08	486	20,30	18,5	17,26	10,5	2,08	486
24,20	11,7	16,65	11,5	2,58	486	20,00	18,5	16,65	11,5	2,58	486
21,70	14,8	16,65	8,5	1,08	486	14,80	22,5	17,46	8,5	1,08	486
20,00	14,8	16,24	9,5	1,58	486	17,80	22,5	17,66	9,5	1,58	486
23,00	14,8	16,65	10,5	2,08	486	17,80	22,5	16,04	10,5	2,08	486
21,20	14,8	16,65	11,5	2,58	486	16,00	22,5	16,24	11,5	2,58	486

Modelo estatístico:

$$RA = 27,1 - 0,559 U + 1,23 e$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	27,108	1,787	15,17	0,000
U	-0,55907	0,08187	-6,83	0,000
e	1,2300	0,5920	2,08	0,058

S = 1,324      R<sup>2</sup> = 79,7%

Análise de variância:

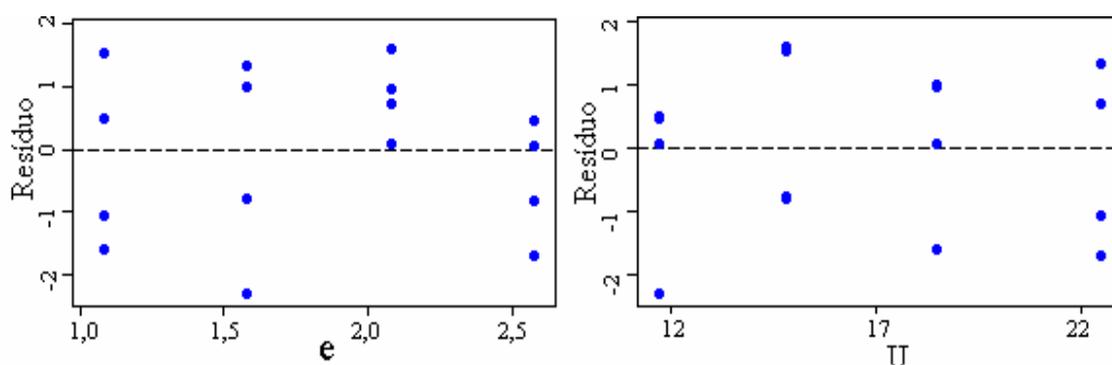
Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	89,289	44,645	25,48	0,000
Erro residual	13	22,781	1,752		
Total	15	112,070			

	GL	Seq SQ
U	1	81,725
e	1	7,564

Análise de resíduos:

Análise do comportamento das variáveis:



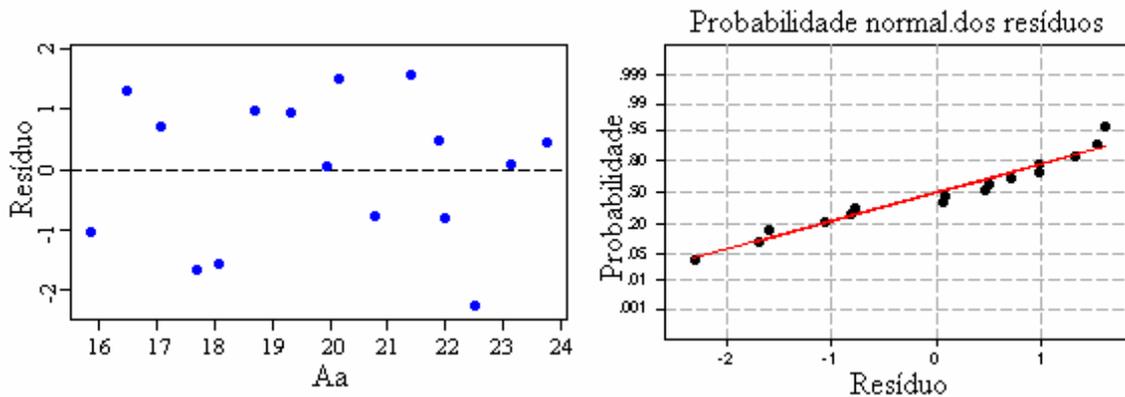


Figura C5 – Resultados de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade dos resíduos para a direção 90°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

### C3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Os dois ciclos de cargas aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

- A forma de ruptura predominante, em 95% dos casos, ocorreu com a perda de adesão na superfície do aço, inicialmente perda de adesão química e posteriormente perda de adesão mecânica. A resistência de ancoragem diminui progressivamente, em pequenos saltos, à medida que a barra ia sendo retirada, diminuindo conseqüentemente o comprimento de ancoragem.

#### C3.1 – RESULTADOS DO MODELO ESTATÍSTICO PARA CADA RESINA

- Os modelos estatísticos apresentam como variáveis significativas a umidade (U) da madeira no instante da colagem e a espessura da linha de cola (e). As variações de densidade em cada viga, medida nos corpos-de-prova, foram pequenas e não significativas nos modelos estudados, condição já esperada, considerando que foi utilizado somente uma vigas para cada resina, procurando-se não incluir a variabilidade natural da madeira como variável no experimento.

- Em alguns modelos, para as resinas epóxi, as análises de resíduos mostram, que a variável U, poderia ser apresentada na forma  $U^2$ , mas, devido ao pequeno número de observações optou-se pela forma linear que também é significativa e válida para todos os modelos estatísticos apresentados.

- Por meio da análise de variância, observa-se que todos modelos podem ser considerados altamente significantes.

- Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero e a dispersão uniforme dos pontos em torno do zero, mostra que não existem correlações entre os resíduos e as variáveis observadas.

- Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente as respostas, seguem uma distribuição normal, portanto os testes utilizados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

Tabela C5 – Modelo estatístico de  $RA_{90^\circ}$  e coeficiente  $R^2$  - Pinus oocarpa.

Com: RA (kN); U (%) e e (mm)		
Resina	Modelo estatístico	$R^2(\%)$
Poliuretana	$RA = 12,6 - 0,0276 U^2 - 1,65 \text{ Ln}(e)$	97,8
Compound Injeção	$RA = 35,5 - 1,04 U + 3,62 e$	92,0
AR 300	$RA = 27,9 - 1,20 U + 6,17 e$	93,4
Sikadur 32	$RA = 27,1 - 0,559 U + 1,23 e$	79,7

### **C3.2 – RESULTADOS DA UTILIZAÇÃO DA RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA**

- Todas as rupturas de ancoragens com a resina poliuretana foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis e ocorreram com o cisalhamento da resina. As variações da resistência de ancoragem, em relação às variáveis independentes deram-se da seguinte forma: variações lineares negativas com o aumento da umidade e com o aumento da espessura da linha de cola, conforme a Figura C6.

- A resina poliuretana de óleo de mamona estudada não é adequada para os fins propostos, considerando que reação com a umidade contida na madeira incorpora bolhas de  $CO_2$  e conseqüentemente diminui sua resistência ao cisalhamento.

### **C3.3– RESULTADOS DA UTILIZAÇÃO DAS RESINAS EPÓXIS**

- As resinas epóxis apresentaram consistência vítrea após o endurecimento e as rupturas das ancoragens deram-se inicialmente por perda de adesão química e posteriormente perda de adesão mecânica na superfície do aço, ficando a resistência de

ancoragem progressivamente menor, diminuindo em pequenos saltos, a medida que a barra ia sendo arrancada e conseqüentemente diminuindo o comprimento de ancoragem

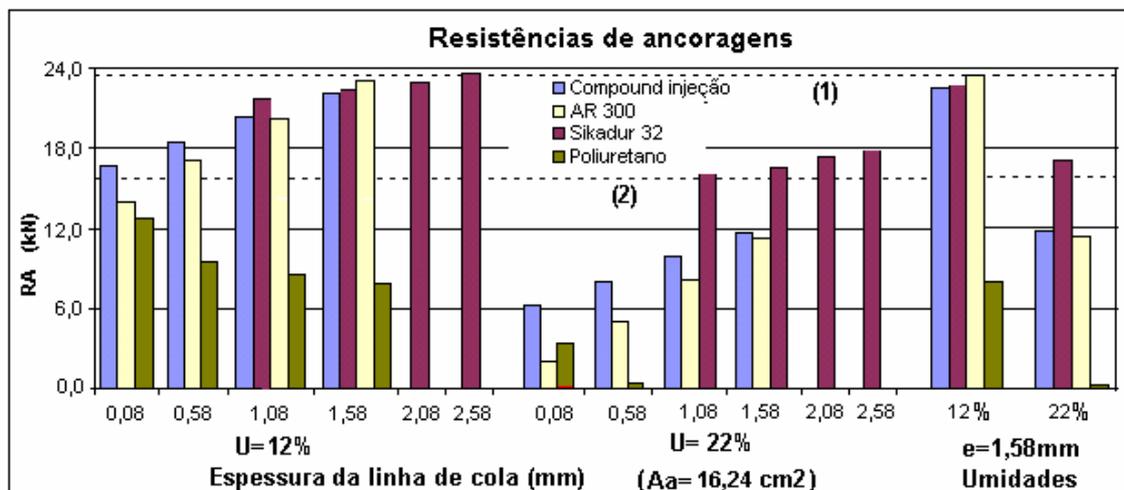


Figura C6 – Valores comparativos da  $RA_{90^\circ}$  para as quatro resinas variando espessuras da linha de cola e umidades contida na madeira no instante da colagem, em Pinus oocarpa. Sendo: (1) Limite de ruptura da barra; (2) Limite de escoamento da barra.

- As resinas Compound Injeção e AR 300, com consistência líquida, foram parcialmente absorvidas pela madeira e também houve drenagem destas resinas através de fissuras internas alinhadas com os furos. Esses comportamentos resultaram em diminuição do comprimento de ancoragem exigindo reposição da resina nos furos após o endurecimento inicial.

- A resina epóxi Sikadur 32, de consistência pastosa, não exigiu reposição após o endurecimento inicial, apresentou melhores resultados de ancoragem em umidades elevadas, embora fosse a resina mais difícil de utilizar.

- Existem diferenças significativas entre as capacidades de ancoragem das resinas epóxis, os seus comportamentos devem ser avaliados em diversas umidades para cada madeira, considerando a resistência de ancoragem o tempo e as dificuldades de aplicação.

- As variações da resistência de ancoragem, com resinas epóxis, em relação às variáveis independentes deram-se da seguinte forma: variações lineares negativas com o aumento da umidade no instante da colagem, variações lineares positivas com o aumento da espessura da linha de cola.

- Houve, para todas as resinas, significativas perdas de resistência de ancoragem com o aumento de umidade contida na madeira, no instante da colagem. Comparando a madeira com 22% de umidade e a madeira seca ao ar, a resina epóxi Sikadur 32 apresentou perdas de 30%, as resinas epóxis líquidas apresentaram perdas de 50% e a resina Poliuretana apresentou praticamente perda total da resistência de ancoragem.

## APÊNDICE D

### (Experimento 3)

#### AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS VARIAÇÕES DA UMIDADE CONTIDA E DA ÁREA DE ANCORAGEM SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS, EM TRÊS DIREÇÕES EM RELAÇÃO ÀS FIBRAS, EM PINUS OOCARPA, CONSIDERANDO QUATRO RESINAS ESTRUTURAIS.

##### D1 - MATERIAIS E MÉTODOS

Com quatro vigas de Pinus Oocarpa ( $\rho_{12\%} = 500\text{kg/m}^3$ ), secas ao ar, com dimensões de (5 x 20 x 550 cm), obteve-se de cada viga, doze corpos-de-prova conforme a Figura D1, que foram imersos em água até atingirem os pesos correspondentes às umidades esperadas de: 12, 15, 18, 22%. Em seguida permaneceram em embalagem impermeáveis durante 30 dias para homogeneização da umidade. Admitiram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira em cada viga.

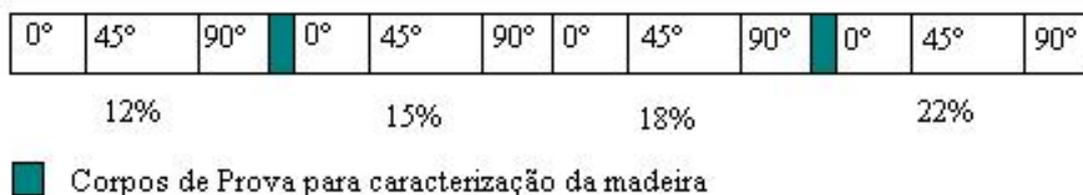


Figura D1 – Obtenção dos corpos-de-prova em cada viga.

Para a ancoragem, utilizou-se uma resina diferente em cada viga, sendo: poliuretana a base de óleo de mamona; epóxi líquido AR300; epóxi líquido Compound Injeção e epóxi pastoso de baixa viscosidade Sikadur 32. Utilizou-se barras de aço CA-

50 de alta resistência ( $f_{yk}=500\text{MP}_a$ ) com superfície filetada e diâmetro de 6,3mm, marca Votoraçõ.

Cada corpo-de-prova recebeu quatro furos com diâmetro de 9,0mm, e profundidades de 4,0; 6,0; 8,0 e 12,0 cm, conforme Figura D2. Em todos os furos a espessura da linha de cola permaneceu constante com 1,35mm, considerando o diâmetro nominal da barra.

Os ensaios foram realizados com carregamentos monotônicos em dois ciclos de carga, com a primeira solicitação atingindo aproximadamente 70% da resistência última.

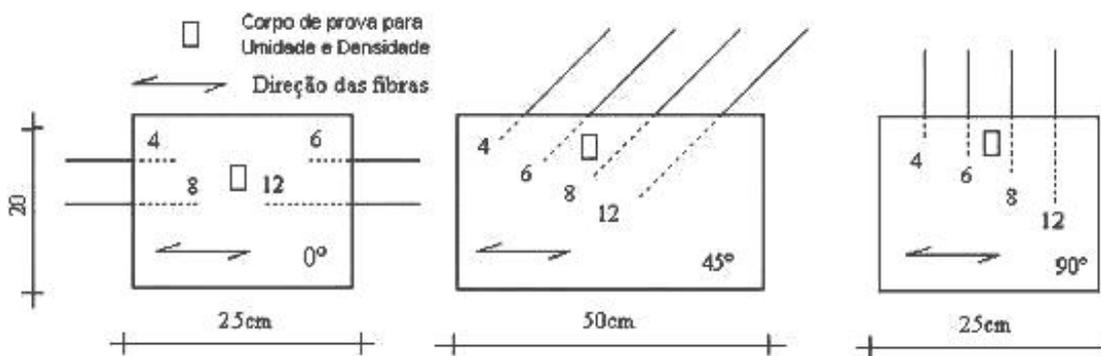


Figura D2 - Formato dos corpos-de-prova e ancoragens das barras de aço em relação às fibras da madeira.



Figura D3 - Ensaio de ancoragem com solicitação axial nas barras de aço coladas, sendo: (a) direção 45°; (b) direções 0° ou 90° em relação às fibras.

As superfícies de aderência da barra de aço foram avaliadas a partir das dimensões médias dos filetes superficiais, conforme o Apêndice A, Tabela A1.

Tabela D1 - Comprimentos e áreas de ancoragem.

la (cm)	4	6	8	12
Aa (cm <sup>2</sup> )	8,12	12,18	16,24	24,36

Os resultados foram submetidos a análises estatísticas para se desenvolver o modelo estatístico mais adequado e inferir, sobre os dados experimentais a resposta média de ancoragem nas direções 0°, 45° e 90°, para cada resina. Os métodos estatísticos utilizados foram: Análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função das variáveis independentes observadas. A análise de variância aplicada à análise de regressão, para testar a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ . O teste “t”, que mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada às variáveis independentes. Valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas. E as análises de resíduos, utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando se os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## **D2 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS DAS RESISTÊNCIAS DE ANCORAGENS NAS DIREÇÕES 0°, 45° E 90°**

Os modelos estatísticos para as quatro resinas, nas direções 0°, 45° e 90° apresentaram em todos os casos, coeficiente de correlação múltipla  $R^2$ , com valores entre 80,3 a 97,9%. Por meio da análise de variância, esses modelos podem ser considerados, altamente significantes. Os resíduos apresentaram simetria, indicando o bom comportamento das variáveis significativas e os testes de normalidade apresentaram distribuições aproximadamente normais, confirmando a validade dos teste utilizados.

### **D2.1 – RESULTADOS OBTIDOS PARA A RESINA EPOXI COMPOUND INJEÇÃO**

#### **D2.1.1 - DIREÇÃO 0°**

A Tabela D2 a seguir, apresenta os valores da resistência de ancoragem correspondente e os valores das variáveis independentes observadas: área de ancoragem umidade contida e densidade aparente.

Tabela D2 - Resultados de RA<sub>0°</sub>, Aa, U e ρ<sub>ap</sub>, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>	RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
5,80	7,51	12,1	503	5,30	7,51	15,9	510
10,30	12,18	12,1	503	13,40	16,44	15,9	510
10,80	12,18	11,5	503	9,50	11,77	18,7	460
18,00	22,74	11,5	503	13,70	22,33	18,7	460
6,30	6,90	19,5	575	5,30	7,31	19,8	470
11,60	16,24	19,5	575	12,20	15,83	19,8	470
8,50	12,18	15,1	500	8,00	11,57	19,6	505
18,40	22,94	15,1	500	15,85	22,53	19,6	505

Modelo estatístico:

$$RA = 3,73 + 0,703 Aa - 0,178 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	3,729	1,569	2,38	0,034
Aa	0,70274	0,04710	14,92	0,000
U	-0,17794	0,08372	-2,13	0,053

$$S = 1,066 \quad R^2 = 94,6\%$$

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	258,93	129,47	114,03	0,000
Erro Residual	13	14,76	1,14		
Total	15	273,69			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	253,80			
U	1	5,13			

Análise de resíduos:

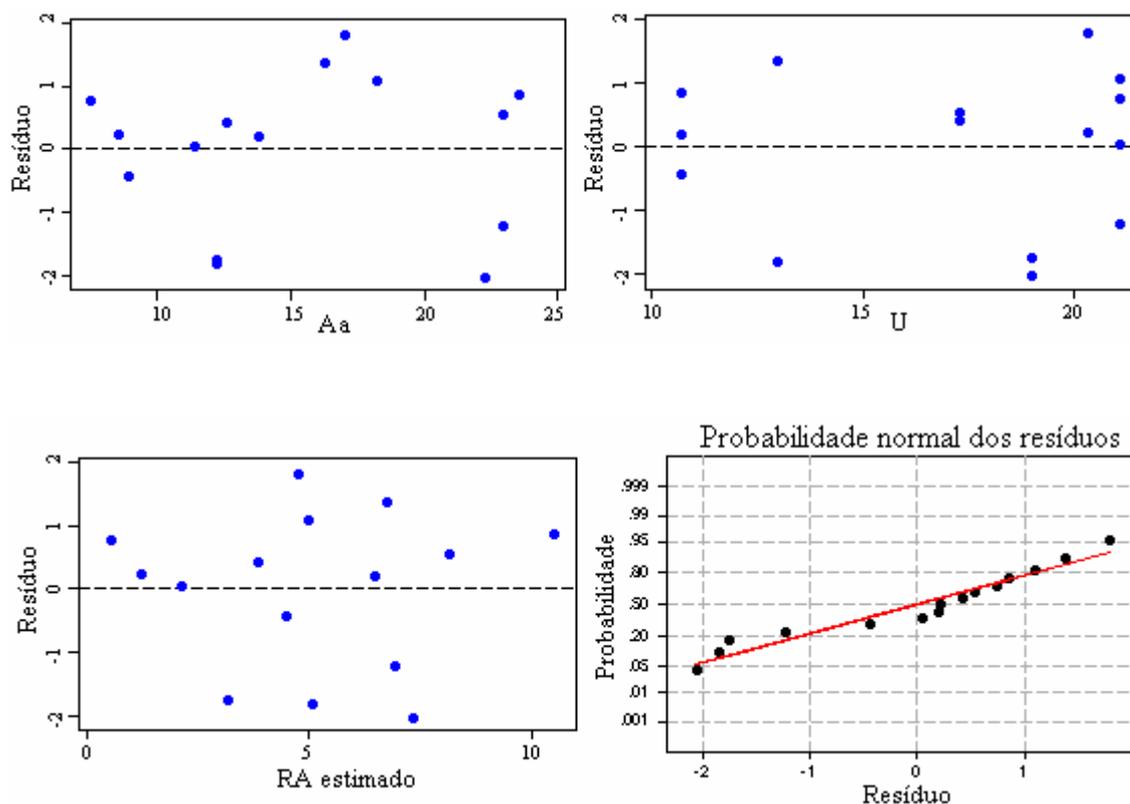


Figura D4 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 0°, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

### D2.1.2 - DIREÇÃO 45°

Tabela D3 - Resultados de  $RA_{45^\circ}$ , Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
7,32	4,47	12,9	470	8,47	5,89	14,2	480
7,72	5,08	12,9	470	12,95	9,14	14,2	480
16,43	10,15	12,9	470	22,91	16,65	14,2	480
18,92	14,82	12,9	470	6,97	6,29	16,3	495
9,96	7,11	14,8	470	11,95	10,76	16,3	495
16,43	11,77	14,8	470	19,92	17,05	16,3	495
22,66	15,63	14,8	470	8,47	5,89	14,2	480
7,32	4,47	12,9	470				

Modelo estatístico:

$$RA = 13,2 + 1,31 Aa - 0,879 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	13,170	4,016	3,28	0,008
Aa	1,30771	0,08250	15,85	0,000
U	-0,8794	0,2859	-3,08	0,012

S = 1,253      R-Sq = 96,2%

### Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

Source	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	395,41	197,71	125,99	0,000
Erro Residual	10	15,69	1,57		
Total	12	411,11			

	GL	Seq SQ
Aa	1	380,57
U	1	14,84

### Análise de resíduos

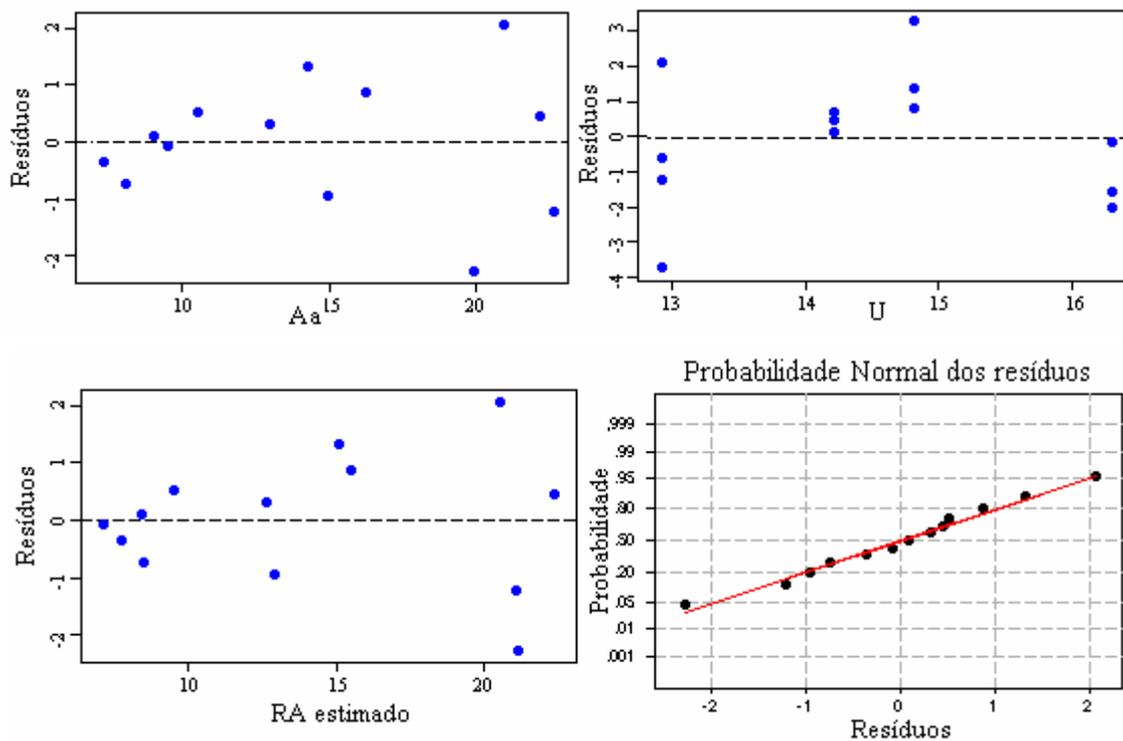


Figura D5 – Diagrama de resíduos versus varáveis independentes e teste de normalidade para a direção 45° utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

### D2.1.3 - DIREÇÃO 90°

Tabela D4 - Resultados de RA<sub>90°</sub>, Aa, U e ρ<sub>ap</sub>, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>	RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
10,60	7,92	12,8	503	12,40	11,57	17,0	675
15,60	12,38	12,8	503	16,50	16,24	17,0	675
19,70	16,24	12,8	503	21,40	23,14	17,0	675
9,30	8,12	15,3	500	8,00	8,93	18,3	520
16,60	12,38	15,3	500	12,50	12,79	18,3	520
17,80	15,43	15,3	500	17,10	17,26	18,3	520
7,80	8,12	17,0	675	21,70	22,53	18,3	520
10,60	7,92	12,8	503				

Modelo estatístico

$$RA = 12,3 + 0,972 Aa - 0,692 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	12,334	1,694	7,28	0,000
Aa	0,97195	0,04512	21,54	0,000
U	-0,6924	0,1075	-6,44	0,000

S = 0,7776      R-Sq = 97,9%

Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	280,83	140,41	232,21	0,000
Erro residual	10	6,05	0,60		
Total	12	286,87			

	GL	Seq SQ
Aa	1	255,74
U	1	25,08

## Análise de resíduos

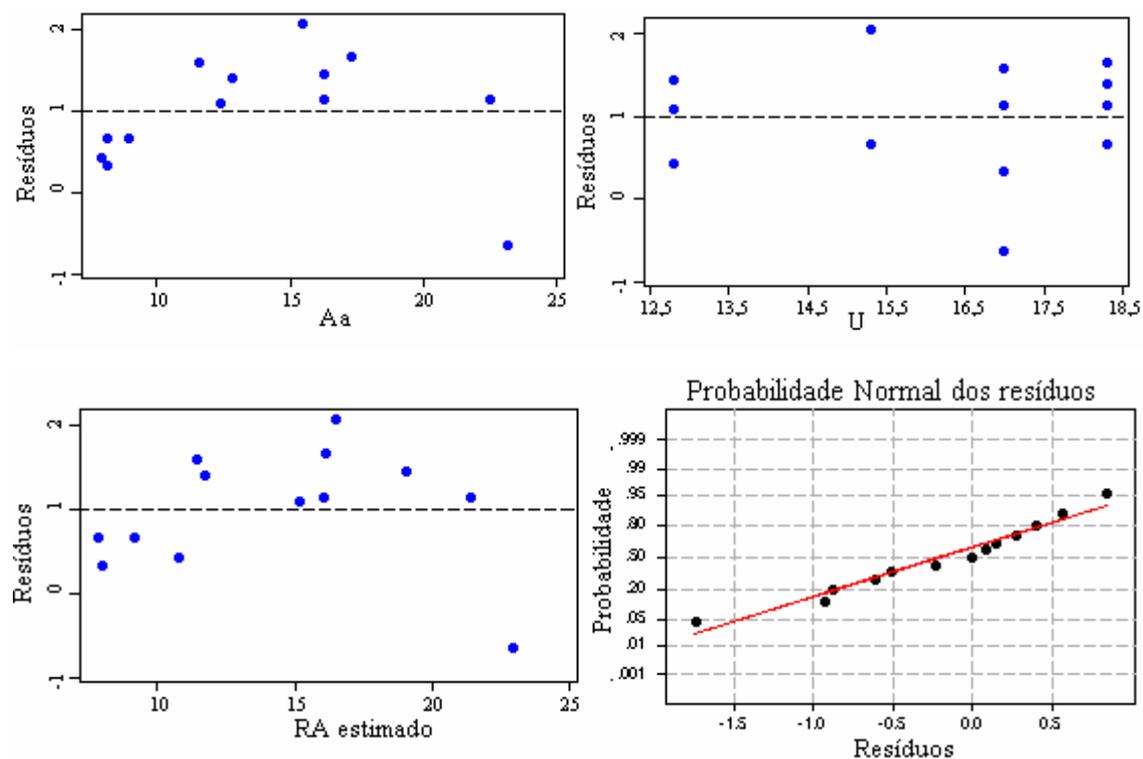


Figura D6 - Diagramas de resíduos versus varáveis independentes e teste de normalidade para a direção 90°, utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

## D2.2 – RESULTADOS OBTIDOS PARA A RESINA EPOXI AR300

### D2.2.1 – DIREÇÃO 0°

Tabela D5 - Resultados de  $RA_{0^\circ}$ , Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina epóxi AR 300.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
9,65	8,12	12,1	520	5,70	7,31	18,5	465
18,25	17,05	12,1	520	11,90	17,66	18,5	465
12,30	11,98	12,1	505	11,30	11,77	18,5	550
21,30	23,14	12,1	505	20,00	22,33	18,5	550
4,25	6,09	16,7	450	6,65	8,32	21,5	480
10,30	12,18	16,7	450	10,20	16,85	21,5	480
12,20	16,65	16,7	450	10,60	12,38	21,5	455
21,30	23,14	16,7	450	17,00	19,29	21,5	455

Modelo estatístico:

$$RA = 6,51 + 0,863 Aa - 0,376 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	6,506	2,563	2,54	0,025
Aa	0,86297	0,07879	10,95	0,000
U	-0,3755	0,1273	-2,95	0,011

S = 1,733      R-Sq = 91,1%

Análise de Variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	397,21	198,60	66,16	0,000
Erro residual	13	39,03	3,00		

Total      15    436,23

	GL	Seq SQ
Aa	1	371,08
U	1	26,13

Análise de resíduos:

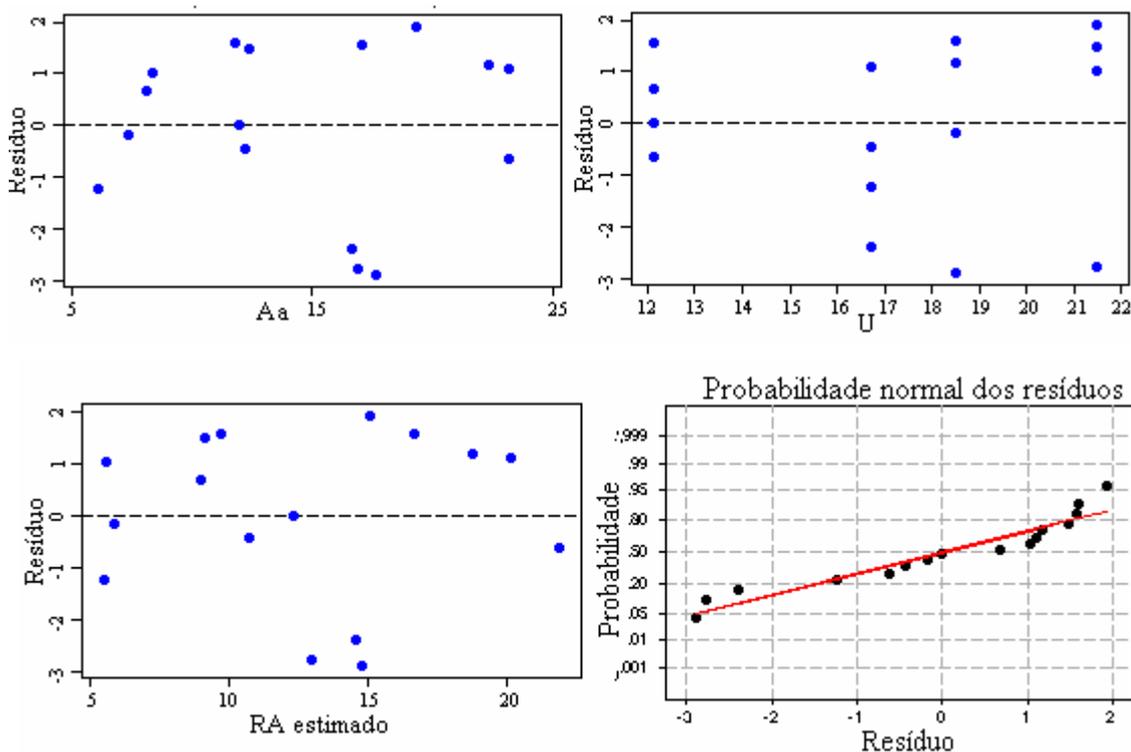


Figura D7 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 0°, utilizando a resina epóxi AR300.

### D2.2.2 – DIREÇÃO 45°

Tabela D6 - Resultados de RA<sub>45°</sub>, Aa, U e ρ<sub>ap</sub>, utilizando a resina epóxi AR 300.

RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>	RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
8,47	7,92	12,9	460	9,21	7,31	14,8	485
12,95	10,96	12,9	460	13,94	9,74	14,8	485
20,91	18,47	12,9	460	18,92	16,65	14,8	485
7,22	7,51	16,0	475	10,70	7,71	12,0	445
10,46	10,76	16,0	475	14,19	10,56	12,0	445
21,41	17,66	16,0	475	20,92	17,46	12,0	445

Modelo estatístico:

$$RA = 5,40 + 1,14 Aa - 0,346 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	5,404	3,893	1,39	0,198
Aa	1,13748	0,09766	11,65	0,000
U	-0,3464	0,2620	-1,32	0,219
S = 1,422		R-Sq = 93,9%		

Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	280,48	140,24	69,39	0,000
Erro residual	9	18,19	2,02		
Total	11	298,67			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	276,94			
U	1	3,53			

Análise de resíduos:

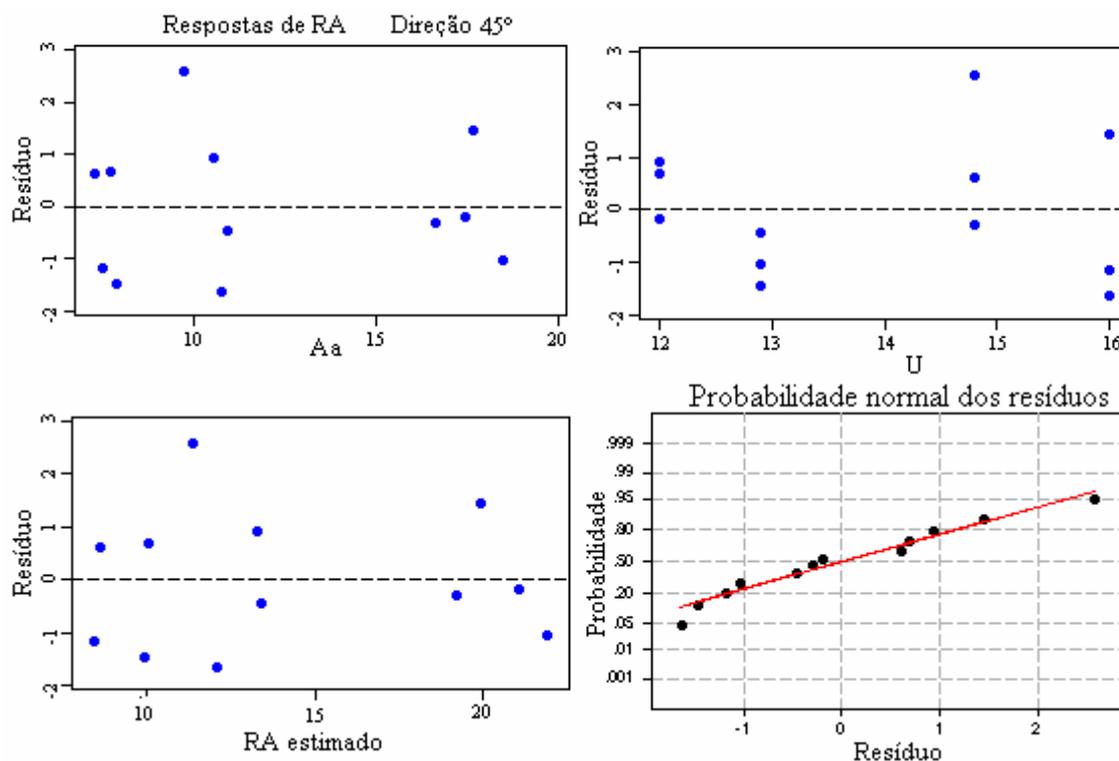


Figura D8 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 45°, utilizando a resina epóxi Ar300.

### D2.2.3 – DIREÇÃO 90°

Tabela D7 - Resultados de RA<sub>90°</sub>, Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina epóxi AR 300.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
11,50	8,12	11,2	520	8,70	9,34	18,5	500
16,30	12,18	11,2	520	12,50	12,38	18,5	500
22,60	16,24	11,2	520	15,00	16,44	18,5	500
12,20	8,73	16,0	485	19,40	23,14	18,5	500
15,10	12,59	16,0	485	8,40	9,14	20,6	450
18,00	16,24	16,0	485	11,50	12,18	20,6	450
23,40	23,14	16,0	485	14,90	16,44	20,6	450
8,70	9,34	18,5	500	19,10	23,14	20,6	450

Modelo estatístico:

$$RA = 14,7 + 0,820 Aa - 0,676 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	14,681	1,835	8,00	0,000
Aa	0,82048	0,06716	12,22	0,000
U	-0,6758	0,1024	-6,60	0,000

S = 1,289      R-Sq = 93,3%

### Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	276,24	138,12	83,12	0,000
Erro residual	12	19,94	1,66		
Total	14	296,18			

	GL	Seq SQ
Aa	1	203,91
U	1	72,33

Análise de resíduos:

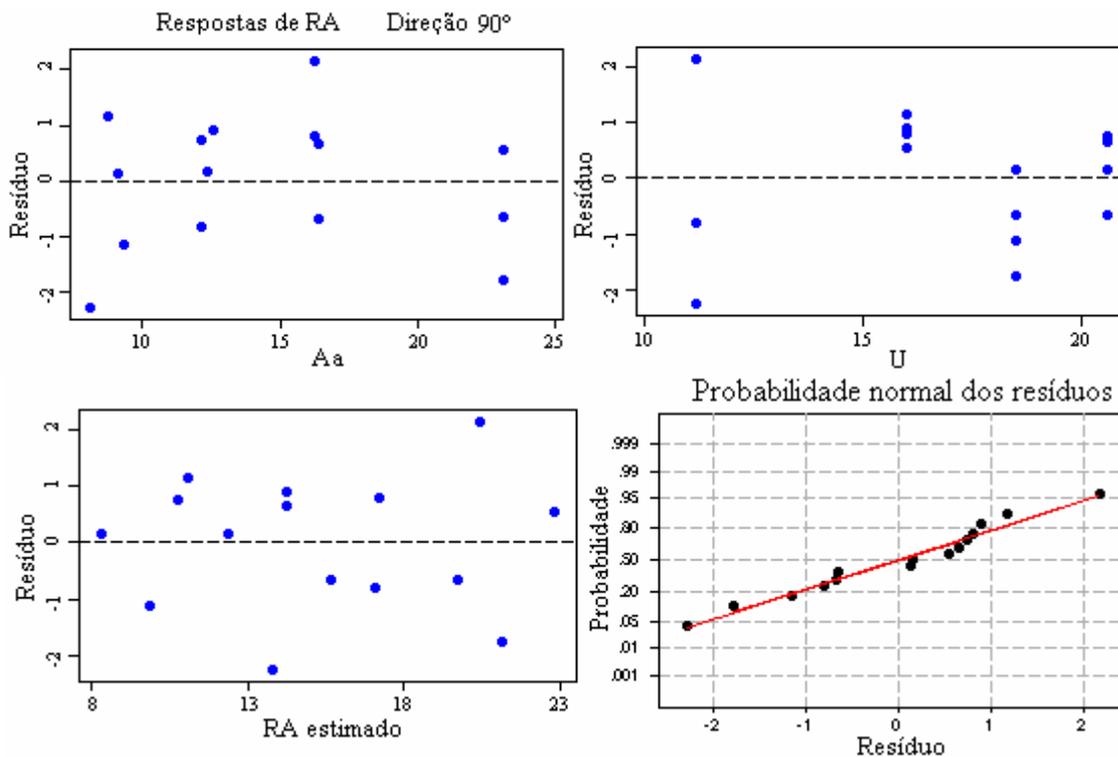


Figura D9 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 90°, utilizando a resina epóxi Ar300.

## D2.3 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A RESINA EPOXI SIKADUR 32

### D2.3.1 – DIREÇÃO 0°

Tabela D8 - Resultados de RA<sub>0°</sub>, Aa, U e ρ<sub>ap</sub>, utilizando a resina epóxi Sikadur32.

RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>	RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
19,00	17,26	11,5	395	12,00	8,73	16,9	460
18,70	12,18	11,5	400	15,60	14,62	16,9	460
21,50	23,55	11,5	400	14,50	12,79	19,6	420
20,40	17,66	16,7	390	23,40	23,14	19,6	420
15,80	12,99	16,7	400	9,2	7,92	21,9	425
23,20	23,14	16,7	400				

Modelo estatístico:

$$RA = 10,1 + 0,713 Aa - 0,232 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coe	T	P
Constante	10,080	3,439	2,93	0,019
Aa	0,71310	0,09899	7,20	0,000
U	-0,2320	0,1586	-1,46	0,182
S = 1,682	R-Sq = 89,2%			

Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	187,354	93,677	33,12	0,000
Erro residual	8	22,628	2,829		
Total	10	209,982			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	181,301			
U	1	6,053			

Análise de resíduos:

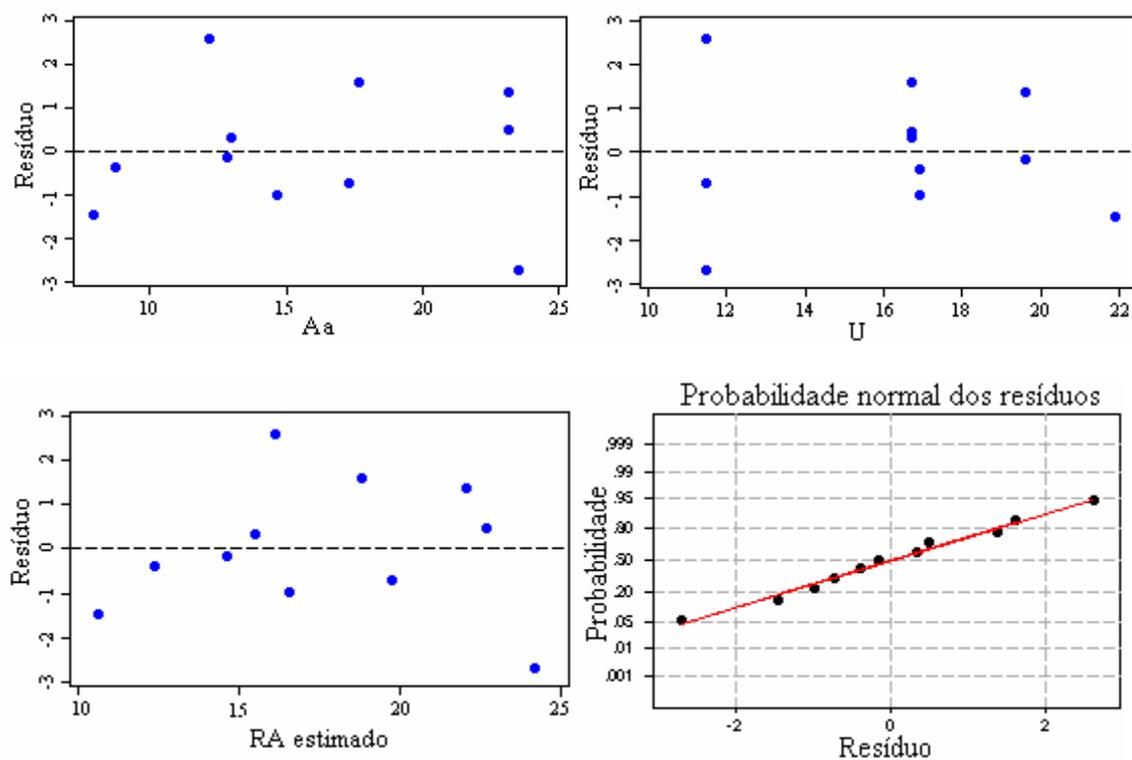


Figura D10 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 0°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

### D2.3.2 – DIREÇÃO 45°

Tabela D9 - Resultados de RA<sub>45°</sub>, Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
7,72	7,31	11,5	420	11,45	8,53	17,9	415
16,43	11,77	11,5	420	16,19	12,79	17,9	415
22,91	16,44	11,5	420	20,67	18,88	17,9	415
9,71	7,71	15,5	400	22,26	20,71	17,9	415
10,71	9,14	15,5	400	14,29	12,79	19,8	385
21,91	17,26	15,5	400	21,41	21,11	19,8	385
16,68	17,66	19,8	385				

Modelo estatístico:

$$RA = 12,0 + 1,02 Aa - 0,589 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	12,025	2,356	5,10	0,001
Aa	1,02054	0,08653	11,79	0,000
U	-0,5888	0,1409	-4,18	0,002

S = 1,300      R-Sq = 93,9%

### Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	236,31	118,15	69,87	0,000
Erro residual	9	15,22	1,69		
Total	11	251,53			

	GL	Seq SQ
Aa	1	206,77
U	1	29,54

### Análise de resíduos

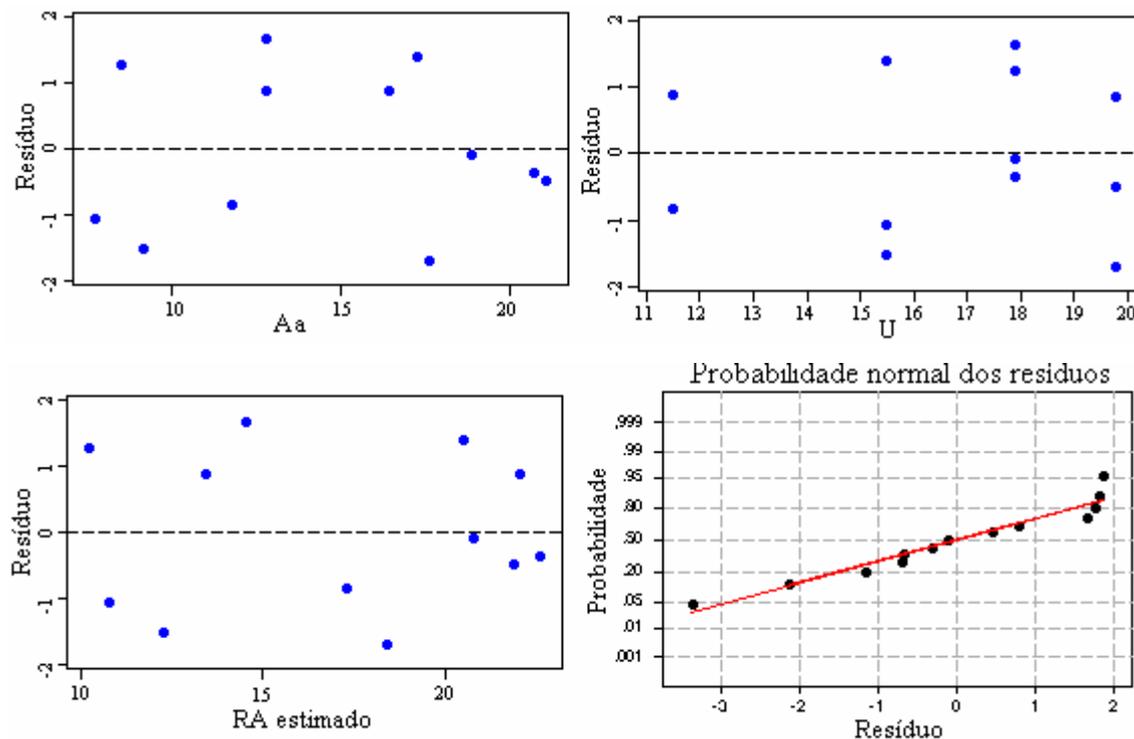


Figura D11 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 45°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

### D2.3.3 – DIREÇÃO 90°

Tabela D10 - Resultados de RA<sub>90°</sub>, Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
10,40	7,31	11,5	420	12,40	15,43	19,0	420
18,10	10,35	11,5	420	16,00	18,68	19,0	420
20,10	16,24	11,5	420	23,00	22,33	19,0	420
10,70	8,32	14,2	490	11,00	10,56	20,5	420
18,50	12,59	14,2	490	11,30	12,59	20,5	420
22,90	16,65	14,2	490	16,60	15,02	20,5	420
9,90	10,35	19,0	420	19,40	22,33	20,5	420

Modelo estatístico:

$$RA = 14,5 + 0,960 Aa - 0,738 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Co	T	P
Constante	14,514	3,033	4,79	0,001
Aa	0,9596	0,1461	6,57	0,000
U	-0,7385	0,1876	-3,94	0,002

$$S = 2,284 \quad R-Sq = 80,3\%$$

Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	234,37	117,18	22,47	0,000
Erro residual	11	57,37	5,22		
Total	13	291,73			

	GL	Seq SQ
Aa	1	153,59
U	1	80,78

Análise de resíduos:

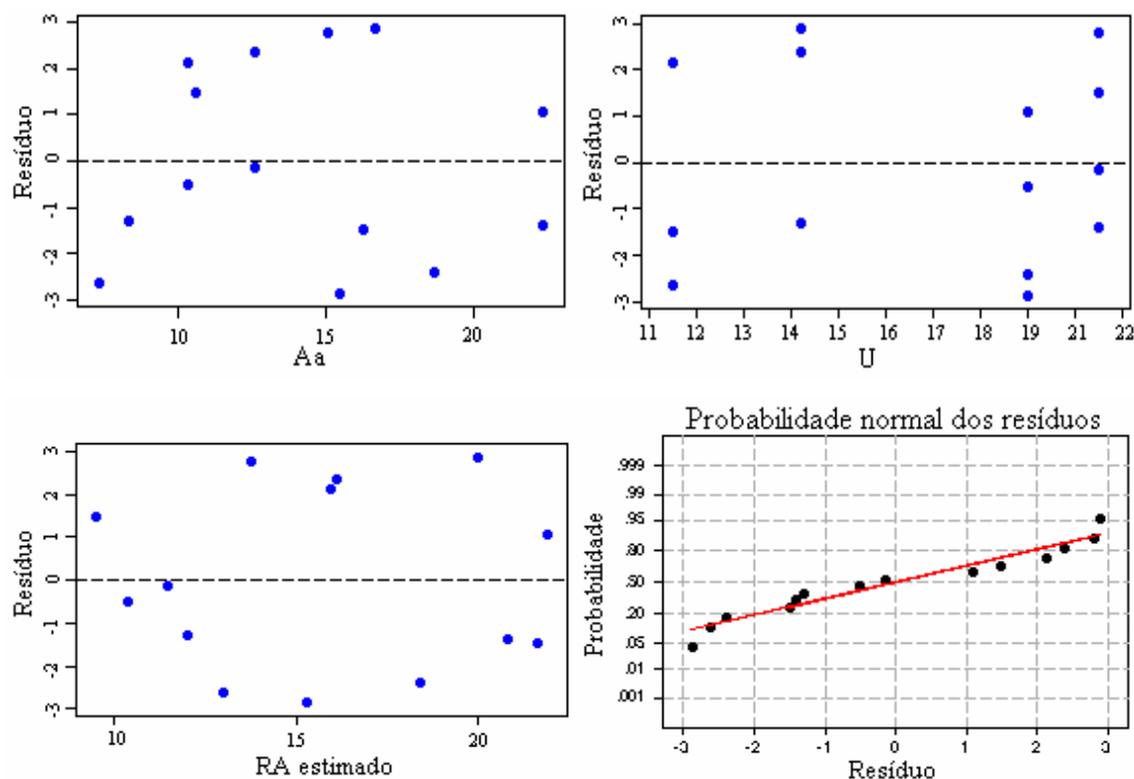


Figura D12 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 90°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32.

## D2.4 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A RESINA POLIURETANA DE ÓLEO DE MAMONA

### D2.4.1 – DIREÇÃO 0°

Tabela D11 - Resultados de  $RA_{0^\circ}$ , Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
4,05	8,93	10,7	420	6,55	17,05	20,3	475
6,70	13,80	10,7	420	1,40	12,18	19,0	400
11,40	23,55	10,7	420	5,30	22,33	19,0	400
4,30	12,59	17,3	480	1,30	7,51	21,1	425
8,70	22,94	17,3	480	6,10	18,27	21,1	425
3,25	12,18	13,0	410	2,20	11,37	21,1	385
8,15	16,24	13,0	410	5,70	22,94	21,1	385
1,45	8,53	20,3	475				

Modelo estatístico:

$$RA = 4,24 + 0,414 Aa - 0,322 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	4,238	1,761	2,41	0,033
Aa	0,41397	0,06263	6,61	0,000
U	-0,32226	0,08324	-3,87	0,002

S = 1,311       $R^2 = 83,2\%$

Análise de Variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	102,407	51,203	29,78	0,000
Erro residual	12	20,635	1,720		
Total	14	123,042			

	GL	Seq SQ
Aa	1	76,635
U	1	25,772

Análise de resíduos:

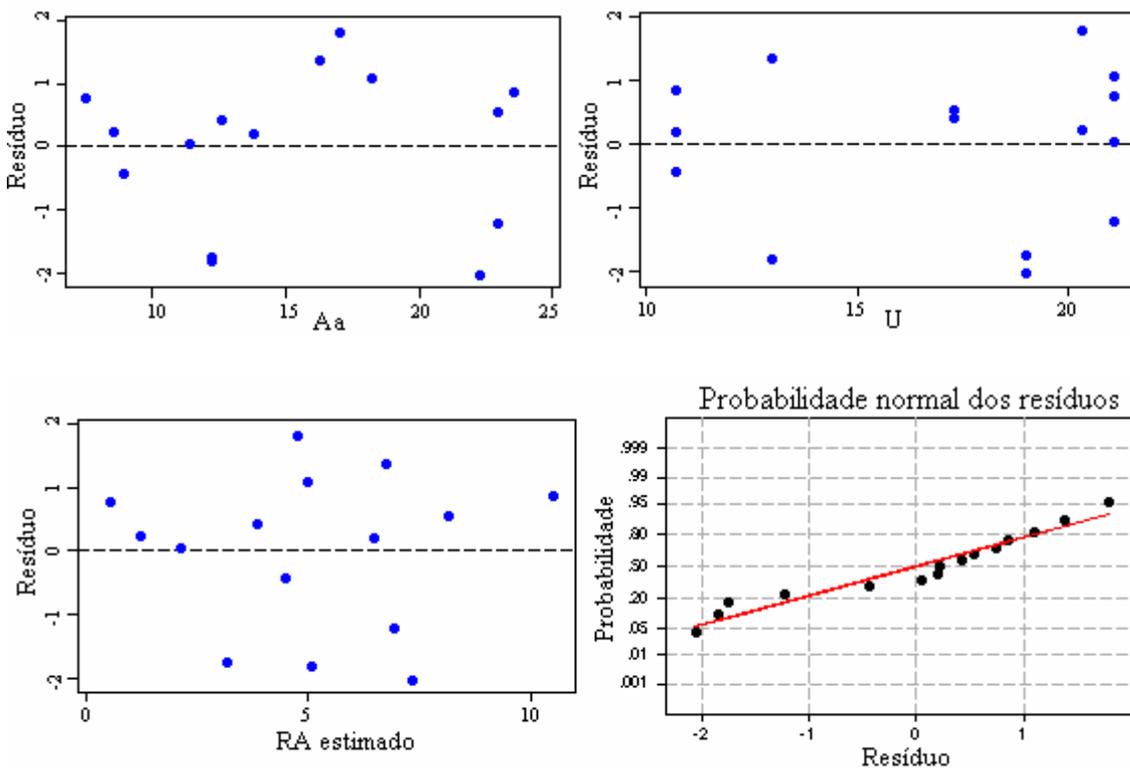


Figura D13 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção  $0^\circ$ , utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

### D2.4.2 – DIREÇÃO 45°

Tabela D12 - Resultados de RA<sub>45°</sub>, Aa, U e ρ<sub>ap</sub>, utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>	RA	Aa	U	ρ <sub>ap</sub>
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
3,24	9,14	11,5	475	1,89	6,09	15,1	465
3,88	11,57	11,5	475	2,99	10,15	15,1	465
5,73	16,65	11,5	475	4,73	15,63	15,1	465
11,06	23,75	11,5	475	0,75	5,89	19,3	465
3,39	8,32	14,0	430	1,89	7,92	19,3	475
4,48	11,98	14,0	430	3,24	14,62	19,3	475
7,97	17,05	14,0	430	5,23	21,11	19,3	475
6,97	22,94	14,0	430				

Modelo estatístico:

$$RA = 3,96 + 0,362 Aa - 0,291 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	3,961	1,668	2,37	0,035
Aa	0,36197	0,04743	7,63	0,000
U	-0,29123	0,09293	-3,13	0,009
S = 1,025	R <sup>2</sup> = 87,1%			

Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	85,431	42,716	40,68	0,000
Erro residual	12	12,601	1,050		
Total	14	98,033			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	75,119			
U	1	10,313			

Análise de resíduos:

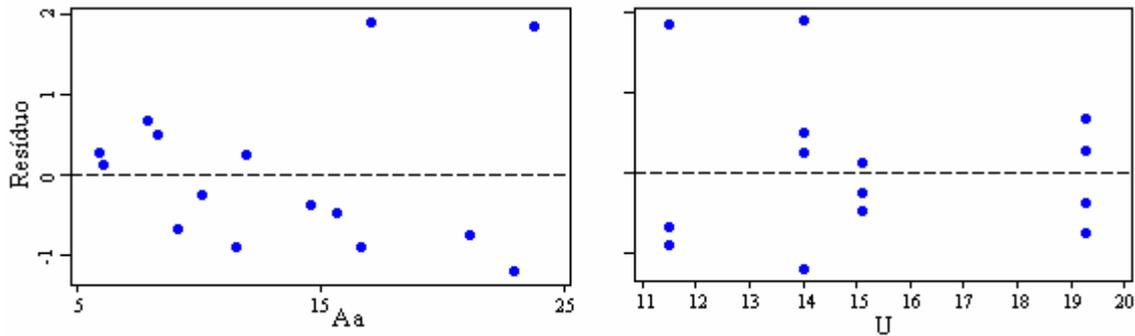
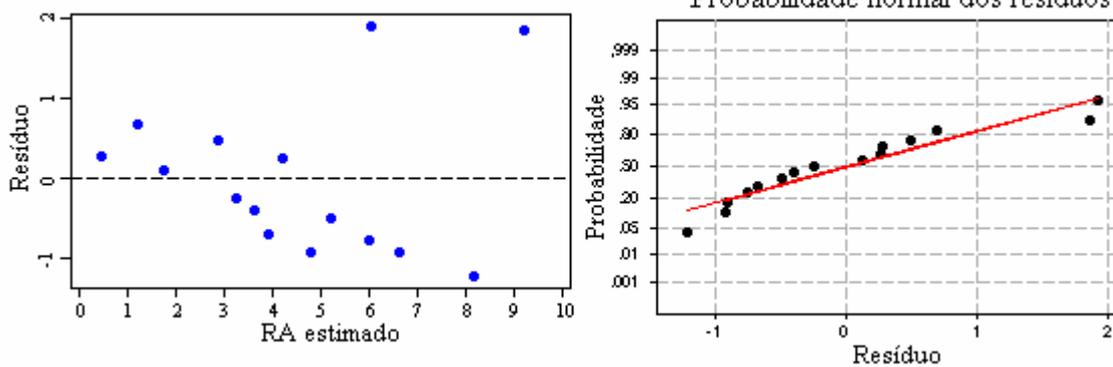


Figura D14 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de Probabilidade normal dos resíduos



normalidade para a direção 45°, utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

### D2.4.3 – DIREÇÃO 90°

Tabela D13 - Resultados de RA<sub>90°</sub>, Aa, U e  $\rho_{ap}$ , utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

RA	Aa	U	$\rho_{ap}$	RA	Aa	U	$\rho_{ap}$
kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
4,60	9,14	12,2	430	1,40	13,40	19,4	430
5,30	13,80	12,2	430	4,50	17,05	19,4	430
8,40	16,85	12,2	430	8,40	22,94	19,4	430
11,20	22,33	12,2	430	1,80	8,53	17,3	430
4,55	8,93	13,6	425	4,60	13,60	17,3	430
7,00	13,20	13,6	425	6,90	17,05	17,3	430
11,00	17,26	13,6	425	8,40	22,74	17,3	430
0,80	9,14	18,0	425	0,60	8,53	21,1	430
1,40	12,99	18,0	425	0,90	12,59	21,1	460
4,10	17,46	18,0	425	2,20	16,85	21,1	460
9,00	22,94	18,0	425	4,90	23,14	21,1	460
3,00	9,34	16,0	425	1,60	9,34	20,0	460
5,80	13,40	16,0	425	4,00	14,41	20,0	453
6,65	17,05	16,0	425	3,50	17,05	20,0	453
11,10	22,33	16,0	425	6,60	23,55	20,0	453

0,40	8,93	19,4	430	1,40	13,40	19,4	430
------	------	------	-----	------	-------	------	-----

Modelo estatístico:

$$RA = 8,79 + 0,489 Aa - 0,653 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	8,790	1,401	6,27	0,000
Aa	0,48888	0,04224	11,57	0,000
U	-0,65300	0,07320	-8,92	0,000

$$S = 1,174 \quad R^2 = 87,8\%$$

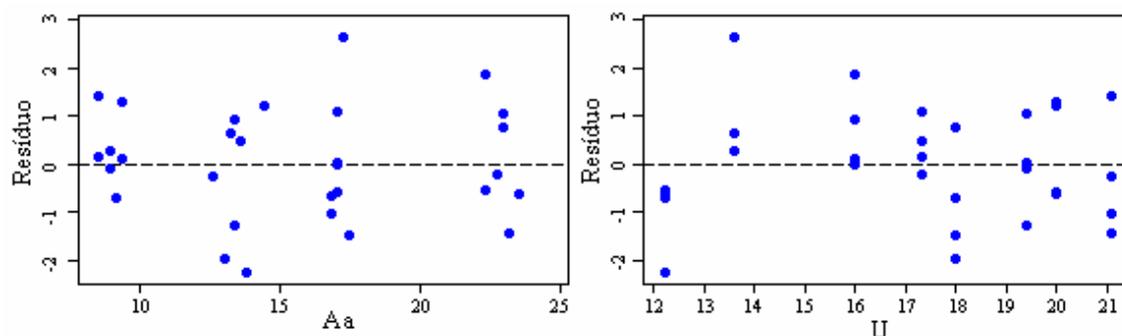
Análise de Variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	276,72	138,36	100,37	0,000
Erro residual	28	38,60	1,38		
Total	30	315,32			

	GL	Seq SQ
Aa	1	167,03
U	1	109,70

Análise de resíduos:



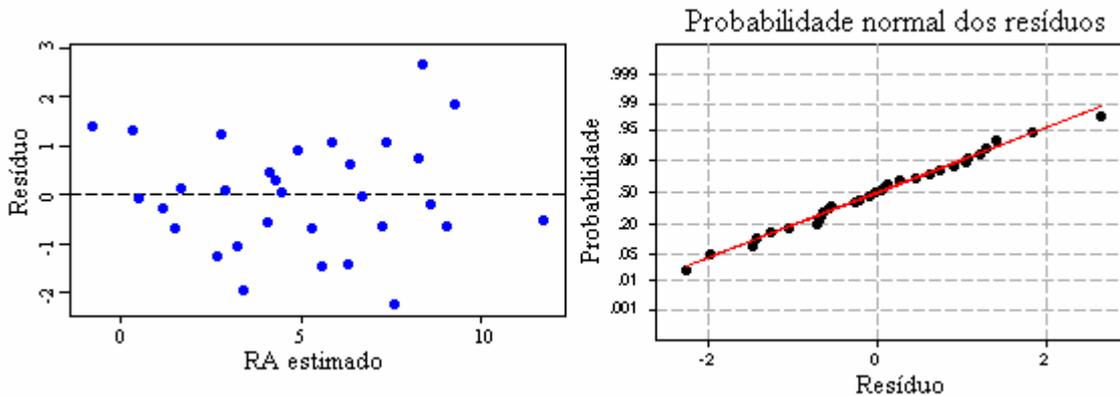


Figura D15 - Diagramas de resíduos versus variáveis independentes e teste de normalidade para a direção 90°, utilizando a resina Poliuretana de óleo de mamona.

### D3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

Os modelos estatísticos apresentam como variáveis significantes a umidade da madeira no instante da colagem e a área de ancoragem. A densidade da madeira, medida nos corpos de prova, não foi significativa nos modelos estudados.

O diagrama da Figura D16, a seguir, mostra comparativamente para quatro resinas o comportamento da resistência de ancoragem sob os efeitos da umidade da madeira no instante da colagem, para a direção 0°; 45° e 90°.

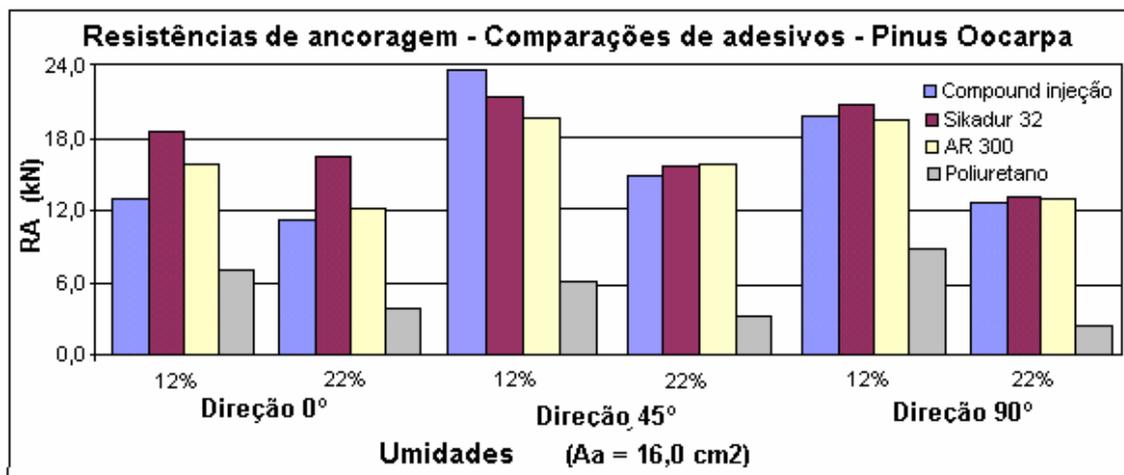


Figura D16 – Comparações de  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$  e  $RA_{90^\circ}$  para quatro resinas, para umidades da madeira de 12% e 22%, no instante da colagem, em Pinus oocarpa.

### D4 – CONCLUSÕES PARCIAIS

-94% das rupturas de ancoragens, com os EP, ocorreram por perda de adesão na superfície do aço, Perdas de adesão nas superfícies dos furos ocorreram com umidades contidas, elevadas. Não houve rupturas por cisalhamento da madeira nas superfícies dos furos,

-100% das rupturas de ancoragens com a PUR deram-se por o cisalhamento da resina.

- As resistências médias de ancoragem apresentaram relações lineares positivas com o aumento da área de ancoragem e relações lineares negativas com o aumento da umidade contida para todas as resinas e direções estudadas.

- Existem diferenças significativas entre as resinas epóxis estudadas. Na direção paralela às fibras as resinas epóxis apresentaram maiores variações de resistências e nas direções 45° e 90° em relação às fibras apresentaram resultados praticamente iguais.

- As resinas epóxis apresentaram perda de resistências de ancoragem, da ordem, de 37% e 32 % respectivamente nas direções de 45° e 90° (perda aproximada de 1/3 da resistência) para a umidade de madeira, no instante da colagem, variando da condição: seca ao ar, para saturada. Na direção 0°, paralela às fibras, as perdas de resistência de ancoragem foram menores; da ordem de 20%.

- A resina Poliuretana apresentou em todas as umidades contidas, baixa resistência de ancoragem e as três resinas epóxis apresentaram altas resistências, mesmo em condições de umidades próximas ao ponto de saturação.

## APÊNDICE E

### (Experimento 4)

#### **AVALIAÇÃO DO EFEITO DA VARIAÇÃO DOS DIÂMETROS DAS BARRAS, SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS, EM TRÊS DIREÇÕES EM RELAÇÃO ÀS FIBRAS, EM MADEIRA DE PINUS OOCARPA, PARA A RESINA EPÓXI COMPOUND INJEÇÃO.**

##### **E.1 - MATERIAIS E MÉTODOS**

Este experimento foi planejado para se conhecer os efeitos da variação dos diâmetros sobre a resistência de ancoragem de barras de aço coladas em três direções em relação às fibras da madeira e avaliar a variabilidade das respostas médias em amostragens com três e seis replicações.

Considerou-se inicialmente a variabilidade natural da madeira através de uma amostragem com três replicações em cada observação, porém admitiram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento de cada viga estudada.

Foram utilizadas inicialmente as vigas: (V4, V7 e V13), de um lote de vigas de Pinus oocarpa seca ao ar e obteve-se de cada viga, treze corpos-de-prova de ancoragem e dois corpos-de-prova para caracterização da madeira, conforme a Figura E1 a seguir.

Aa1d1	Aa2d1	Caract1	Aa2d2	Aa3d1	Aa3d2	Aa4d1	Aa4d2	Aa4d3	Aa5d2	Aa5d3	Caract2	Aa6d2	Aa6d3	Aa7d3
-------	-------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------	-------	-------	-------

Figura E1 – Obtenção dos corpos-de-prova em cada viga de madeira.

A Tabela E1, a seguir, apresenta os valores das variáveis independentes: diâmetro das barras (d); área de ancoragem (Aa); diâmetro dos furos (D) e espessura da linha de cola (e), consideradas no experimento inicial com três replicações.

Tabela E1- Planejamento dos corpos-de-prova no experimento com três replicações.

d (mm)	Área de ancoragem (cm <sup>2</sup> )							D (mm)	e (mm)
	Aa1	Aa2	Aa3	Aa4	Aa5	Aa6	Aa7		
d1=6,3	10,05	12,55	16,00	18,90				9,0	1,35
d2=8,0		12,55	16,00	18,90	24,00	29,00		10,5	1,25
d3=10,0				18,90	24,00	29,00	33,00	13,0	1,50

Os corpos-de-prova foram montados considerando as relações entre as áreas de ancoragem e comprimentos de ancoragem, correspondendo aos diâmetros d1; d2 e d3 respectivamente com, 2,01; 2,63 e 3,35 cm<sup>2</sup>/cm (área de aderência por unidade de comprimento de ancoragem), conforme a Tabela A4 do Apêndice A. As barras de aço foram coladas, nas direções 0°; 45° e 90° em relação às fibras da madeira, nas posições e dimensões apresentadas na Figura E2, a seguir.

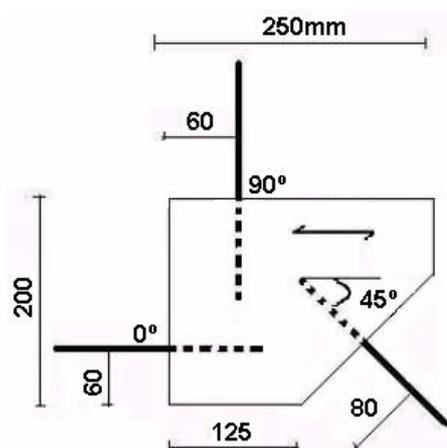


Figura E2 – Dimensões e posicionamentos das barras de aço nos corpos-de-prova de Pinus oocarpa.

O experimento, com três replicações, envolveu treze condições de combinações de variáveis, conforme a Figura E3, nos seguintes intervalos experimentais:

$$10,0 < Aa < 33,0 \text{ cm}^2; 365 < \rho_{12\%} < 445 \text{ kg/m}^3; 6,3 \leq d \leq 10,0 \text{ mm e } 1,25 \leq e \leq 1,5 \text{ mm}$$

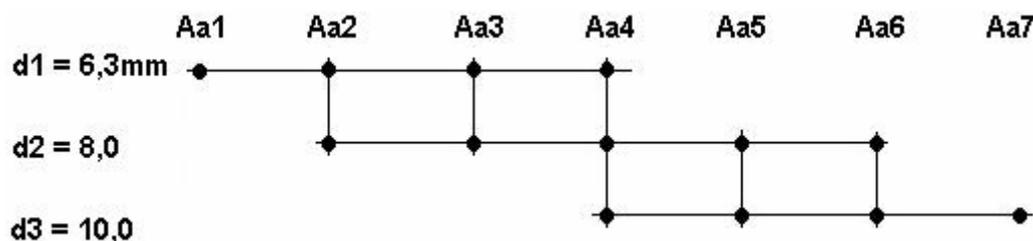


Figura E3 – Planejamento dos corpos-de-prova em cada observação para as vigas V4; V7 e V13, correspondendo à amostragem com três replicações.



Figura E4 – Corpos-de-prova com as barras de aço coladas.

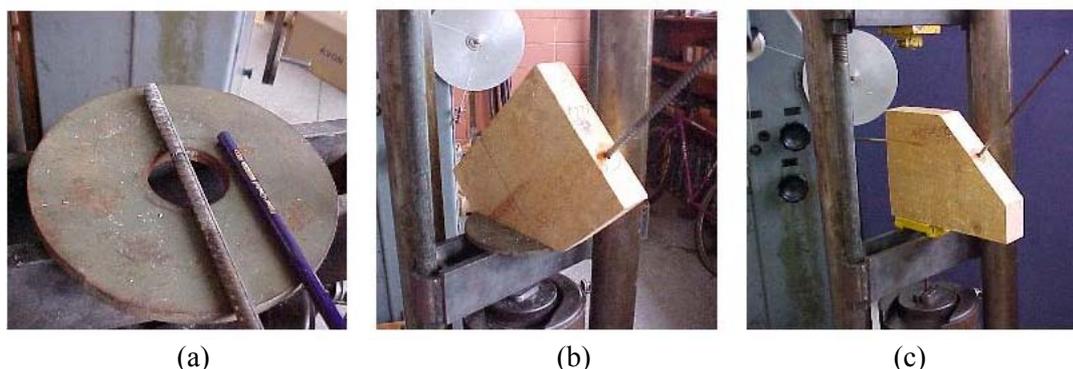


Figura E5 - Ensaio de ancoragem com solicitação de um lado. (a) - Chapa de apoio com furo de 50mm; (b) e (c) - Ancoragens nas direções 45° e 90° respectivamente.

Em uma segunda fase do experimento aumentou-se a amostragem da madeira, tomando as vigas V9, V11 e V14, secas ao ar. Para algumas observações já estudadas com três replicações, adicionaram-se mais três resultados, conforme a Tabela E2, a seguir, definindo numericamente o complemento das combinações de variáveis com seis replicações.

Tabela E2- Complemento da amostragem com as vigas V9, V11 e V14 para as observações com seis replicações..

d (mm)	Aa (cm <sup>2</sup> )			D (mm)	e (mm)
	Aa2	Aa4	Aa6		
d1=6,3	12,55	18,9		9,0	1,33
d2=8,0	12,55	18,9	29,00	10,5	1,25
d3=10,0		18,9	29,00	13,0	1,50

As observações com seis replicações envolveram sete combinações de variáveis, conforme a Figura E6, nos seguintes intervalos do experimento:

$12,0 < Aa < 29,0 \text{ cm}^2$ ;  $365 < \rho_{12\%} < 560 \text{ kg/m}^3$ ;  $6,3 \leq d \leq 10,0 \text{ mm}$  e  $1,25 \leq e \leq 1,5 \text{ mm}$

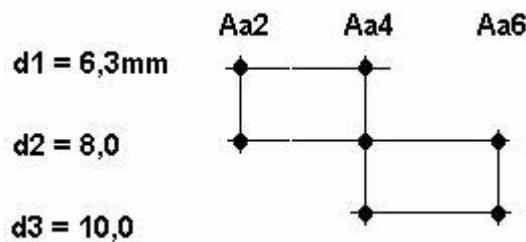


Figura E6 – Observações com aumento de amostragem totalizando seis replicações.

Comparando-se as observações com mesmas áreas de ancoragens porém com diâmetros diferentes, espera-se obter os resultados da influência média desses diâmetros nas resistências de ancoragem

Em todos os corpos-de-prova as barras de aço receberam tratamento superficial de limpeza aplicando-se escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para retirar os resíduos oleosos. Foram utilizadas barras de aço CA-50 ( $f_{yk}=500\text{MPa}$ ) com diâmetro de 6,3; 8,0 e 10,0mm, solicitadas axialmente em dois ciclos de carga com carregamentos monotônico, sendo o primeiro ciclo com solicitação até 70% da resistência última. Em média a taxa de carregamento correspondeu a 100N/s

Foi utilizada a resina epóxi líquida Compound injeção, fabricada pela empresa Otto Baumgart S.A. Em todos os corpos-de-prova foram necessárias as reposições de resina após o endurecimento inicial.

As superfícies de aderência da barra de aço foram avaliadas a partir das dimensões médias dos filetes superficiais, conforme o Tabela A4, Apêndice A.

As análises estatísticas aplicadas foram: análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função das variáveis independentes observadas; a análise de variância aplicada à análise de regressão para testar a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ ; o teste “t” que mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada, as variáveis independentes (valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas) e as análises de resíduos, utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando se os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## E.2 – RESULTADOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS PARA O EXPERIMENTO COM TRÊS REPLICAÇÕES

A Tabela E3 a seguir, apresenta os resultados das resistências de ancoragens, considerando os diâmetros das barras 1;2 e 3 respectivamente com 6,3; 8,0 e 10,0 mm e considerando amostragem com três replicações, utilizando as vigas V4; V7 e V13.

Tabela E3 – Resultados de RA<sub>0°</sub> RA<sub>45°</sub> RA<sub>90°</sub> e variáveis observadas, considerando amostragens com três replicações, utilizando Pinus oocarpa secos ao ar.

0°	RA		Aa	d	ρ <sub>12%</sub>	0°	RA		Aa	d	ρ <sub>12%</sub>
	45°	90°					45°	90°			
kN	kN	kN	cm <sup>2</sup>	mm	kg/m <sup>3</sup>	kN	kN	kN	cm <sup>2</sup>	mm	kg/m <sup>3</sup>
9.00	10.00	10.50	10.5	6,3	436	12.50	17.20	18.60	20.14	8,0	378
7.10	9.30	11.70	10.5	6,3	444	17.60	25.60	27.10	25.44	8,0	474
8.30	7.80	10.70	10.5	6,3	365	18.25	25.30	31.60	25.44	8,0	541
12.60	12.70	13.00	12.7	6,3	445	17.80	20.50	28.80	25.44	8,0	378
10.20	9.80	13.80	12.7	6,3	464	22.00	29.90	36.10	31.01	8,0	493
10.80	11.00	11.50	12.7	6,3	369	24.40	27.20	31.70	31.01	8,0	524
13.30	14.00	17.20	16.0	6,3	404	21.70	27.40	29.20	31.01	8,0	354
11.10	13.30	16.90	16.0	6,3	532	19.50	17.80	24.40	20.86	10,0	478
10.80	12.70	15.60	16.0	6,3	363	17.80	18.30	24.20	20.86	10,0	462
13.00	14.60	16.50	19.2	6,3	447	14.20	17.70	19.80	20.86	10,0	382
13.30	16.80	19.30	19.2	6,3	437	20.10	24.90	32.30	25.75	10,0	493
14.60	17.50	18.70	19.2	6,3	382	23.20	25.60	29.20	25.75	10,0	504
10.30	12.00	14.30	13.2	8,0	434	20.80	21.30	23.70	25.75	10,0	372
10.20	9.90	17.15	13.2	8,0	405	26.00	32.40	37.70	31.62	10,0	495
8.50	10.90	14.70	13.2	8,0	372	24.30	34.20	40.40	31.62	10,0	507
12.10	15.80	19.10	16.9	8,0	449	20.00	27.50	30.80	31.62	10,0	364
11.90	13.20	17.80	16.9	8,0	451	28.40	35.20	43.90	35.21	10,0	487
10.20	13.20	17.20	16.9	8,0	363	26.80	37.40	45.50	35.21	10,0	529
13.70	16.80	22.90	20.1	8,0	439	24.90	34.40		35.21	10,0	372
14.50	19.60	21.70	20.1	8,0	454						

### E.2.1 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 0°

Modelo estatístico:

$$RA_{0^\circ} = - 16,2 + 0,656 Aa + 0,0134 \rho_{12\%} + 9,11 e$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-16,190	3,301	-4,90	0,000
Aa	0,65594	0,03393	19,33	0,000

$\rho_{12\%}$	0,013386	0,004075	3,28	0,002
e	9,110	2,363	3,86	0,000
S = 1,364	$R^2 = 95,1\%$			

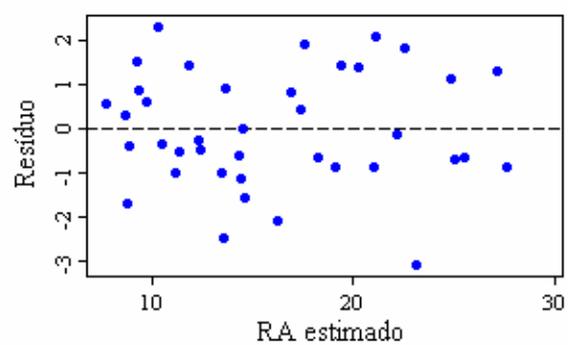
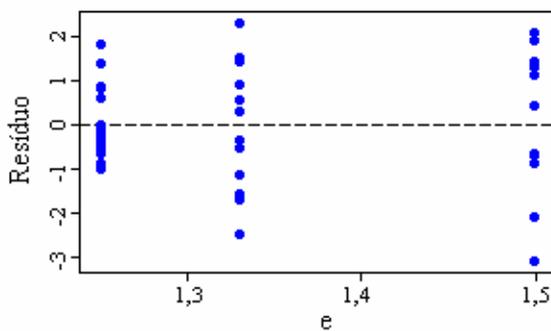
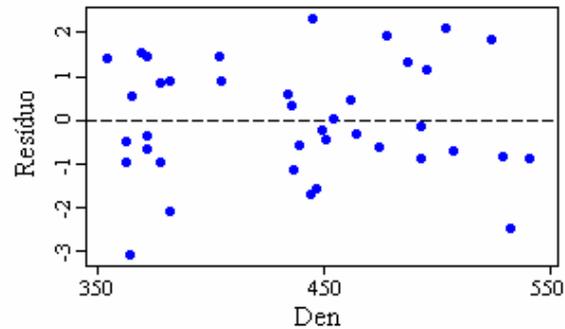
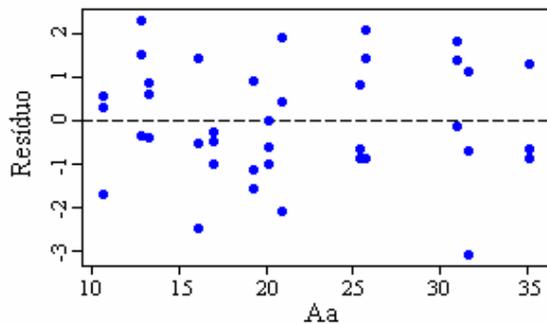
### Análise de variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	1273,84	424,61	228,39	0,000
Erro residual	35	65,07	1,86		
Total	38	1338,91			

	GL	Seq SQ
Aa	1	1224,74
$\rho_{12\%}$	1	21,46
e	1	27,64



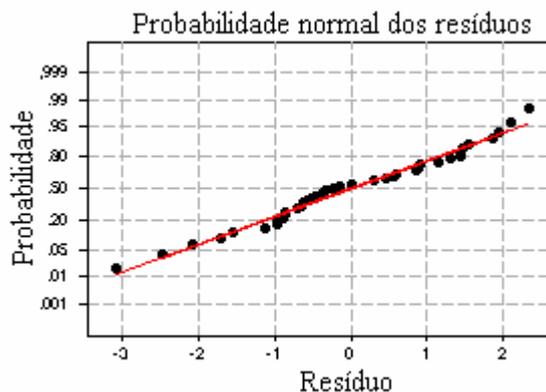


Figura E7 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico, na direção 0° para amostragem com três replicações.

### E.2.2 – ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 45°

Modelo estatístico:

$$RA_{45^\circ} = -9,69 + 1,03 Aa + 0,0161 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-9,690	1,935	-5,01	0,000
Aa	1,03239	0,03440	30,01	0,000
$\rho_{12\%}$	0,016121	0,004599	3,51	0,001
S = 1,539	$R^2 = 96,8\%$			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	2551,0	1275,5	538,22	0,000
Erro residual	36	85,3	2,4		
Total	38	2636,3			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	2521,9			
$\rho_{12\%}$	1	29,1			

Análise de resíduos:

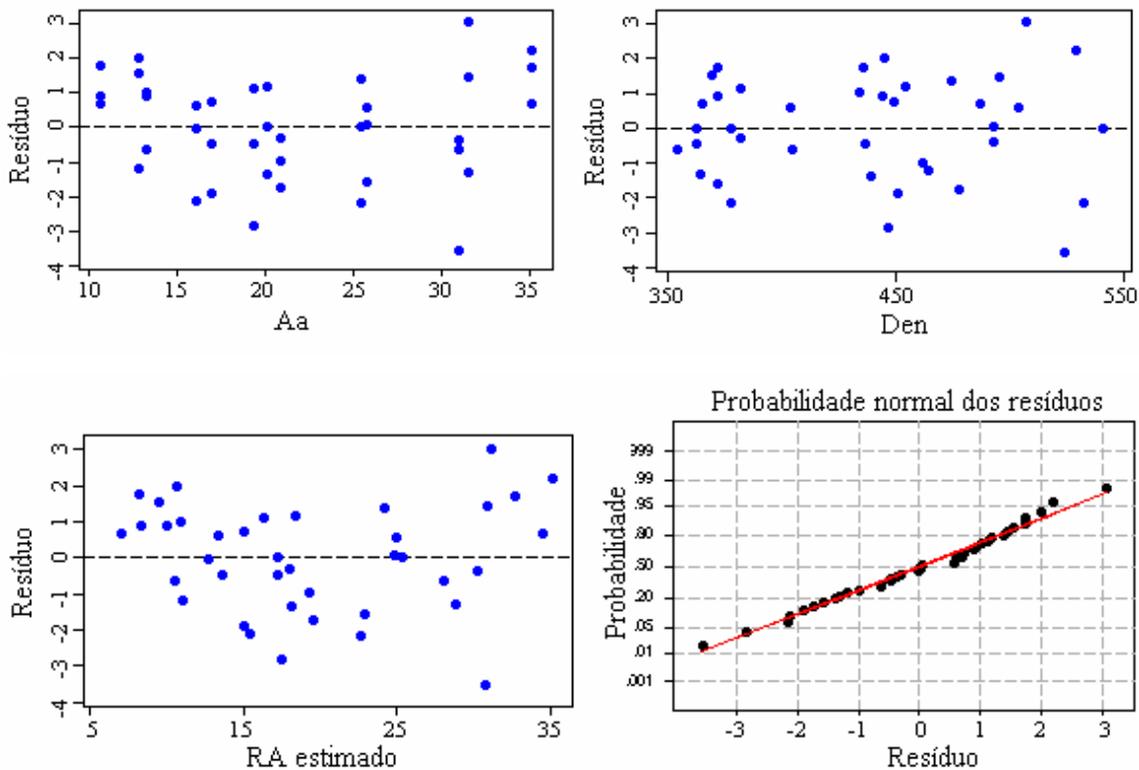


Figura E8 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico de ancoragem, na direção 45° com três replicações.

### E.2.3 – ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 90°

Modelo estatístico:

$$RA_{90^\circ} = -14,2 + 1,14 Aa + 0,0302 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-14,223	2,843	-5,00	0,000
Aa	1,13918	0,05354	21,28	0,000
$\rho_{12\%}$	0,030150	0,006960	4,33	0,000
S = 2,218	$R^2 = 94,8\%$			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	3127,6	1563,8	317,76	0,000
Erro residual	35	172,2	4,9		

Total	37	3299,8
	GL	Seq SQ
Aa	1	3035,2
$\rho_{12\%}$	1	92,4

Análise de resíduos:

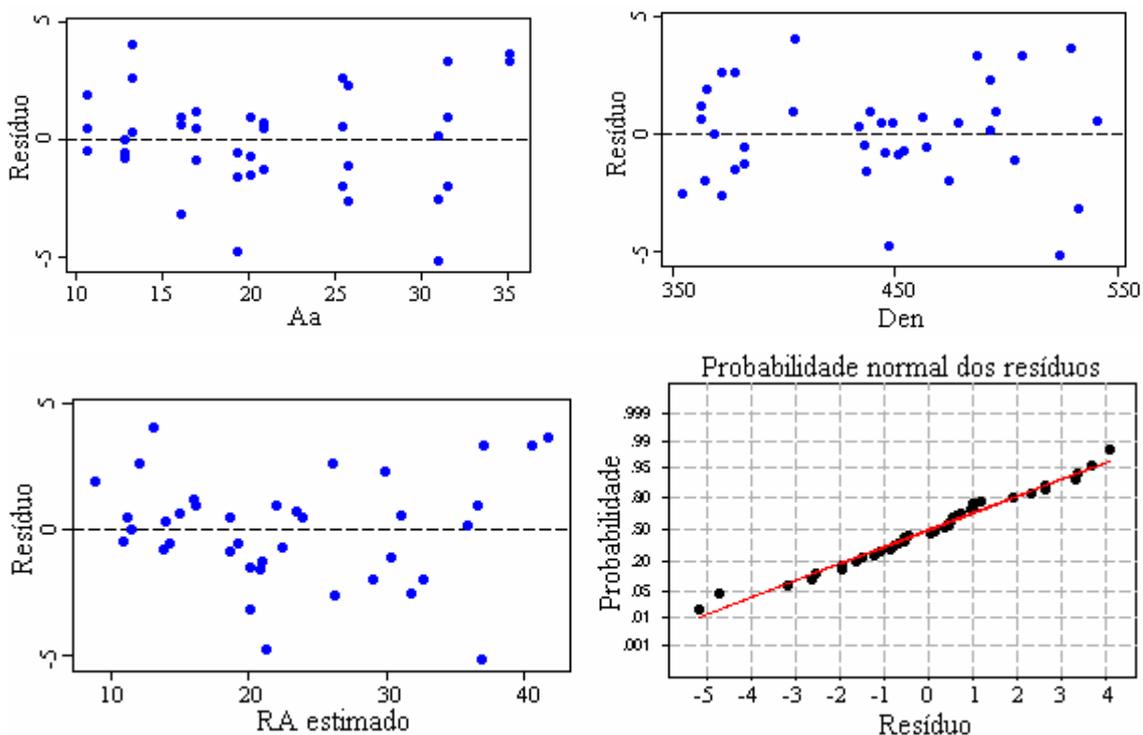


Figura E9 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico de ancoragem, na direção 90° com três replicações.

### E.3 – RESULTADOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS PARA AS OBSERVAÇÕES COM SEIS REPLICAÇÕES

A Tabela E4 a seguir, apresenta os resultados das resistências de ancoragens, considerando os diâmetros das barras com 6,3; 8,0 e 10,0 mm, para as observações com seis replicações.

Tabela E4 – Resultados de  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$ ,  $RA_{90^\circ}$  e variáveis observadas, considerando amostragens com seis replicações, de Pinus oocarpa secos ao ar para a resina Compound injeção

	RA			Aa	d	$\rho_{12\%}$	RA			Aa	d	$\rho_{12\%}$
	0°	45°	90°				0°	45°	90°			
	kN	kN	kN	cm <sup>2</sup>	mm	kg/m <sup>3</sup>	kN	kN	kN	cm <sup>2</sup>	mm	kg/m <sup>3</sup>
	12,60	12,70	13,00	12,7	6,3	445	9,70	10,80	15,30	13,25	8,0	400

10,20	9,80	13,80	12,7	6,3	464	9,40	12,70	15,90	13,25	8,0	550
10,80	11,00	11,50	12,7	6,3	369	6,50	11,80	12,00	13,25	8,0	370
13,00	14,60	16,50	19,2	6,3	447	11,20	16,40	23,70	20,14	8,0	420
13,30	16,80	19,30	19,2	6,3	437	18,40	21,50	28,80	20,14	8,0	560
14,60	17,50	18,70	19,2	6,3	382	11,70	12,90	22,70	20,14	8,0	370
7,70	10,10	15,00	12,7	6,3	400	18,80	21,80	32,10	31,01	8,0	390
8,90	11,20	14,70	12,7	6,3	550	26,10	34,30	37,80	31,01	8,0	530
7,80	10,50	12,60	12,7	6,3	380	20,00	23,60	32,20	31,01	8,0	370
12,30	20,90	20,90	19,2	6,3	410	19,50	17,80	24,40	20,86	10,0	478
13,70	21,50	23,70	19,2	6,3	560	17,80	18,30	24,20	20,86	10,0	462
11,10	19,20	20,40	19,2	6,3	370	14,20	17,70	19,80	20,86	10,0	382
10,30	12,00	14,30	13,2	8,0	434	26,00	32,40	37,70	31,62	10,0	495
10,20	9,90	17,15	13,2	8,0	405	24,30	34,20	40,40	31,62	10,0	507
8,50	10,90	14,70	13,2	8,0	372	20,00	27,50	30,80	31,62	10,0	364
13,70	16,80	22,90	20,1	8,0	439	14,80	25,80	26,50	20,86	10,0	540
14,50	19,60	21,70	20,1	8,0	454	18,10	25,40	26,80	20,86	10,0	530
12,50	17,20	18,60	20,1	8,0	378	12,30	17,40	21,60	20,86	10,0	360
22,00	29,90	36,10	31,0	8,0	493	23,20	27,40	38,80	31,62	10,0	470
24,40	27,20	31,70	31,0	8,0	524	21,80	28,80	31,00	31,62	10,0	410
21,70	27,40	29,20	31,0	8,0	354						

### E.3.1 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 0°

Modelo estatístico:

$$RA^{0^\circ} = - 8,76 + 0,709 Aa + 0,0203 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-8,759	1,967	-4,45	0,000
Aa	0,70905	0,03953	17,94	0,000
$\rho_{12\%}$	0,020273	0,004206	4,82	0,000

$$S = 1,737 \quad R^2 = 90,6\%$$

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	1105,86	552,93	183,19	0,000
Erro residual	38	114,70	3,02		
Total	40	1220,56			
	GL	Seq SQ			

Aa	1	1035,73
$\rho_{12\%}$	1	70,13

Análise de resíduos:

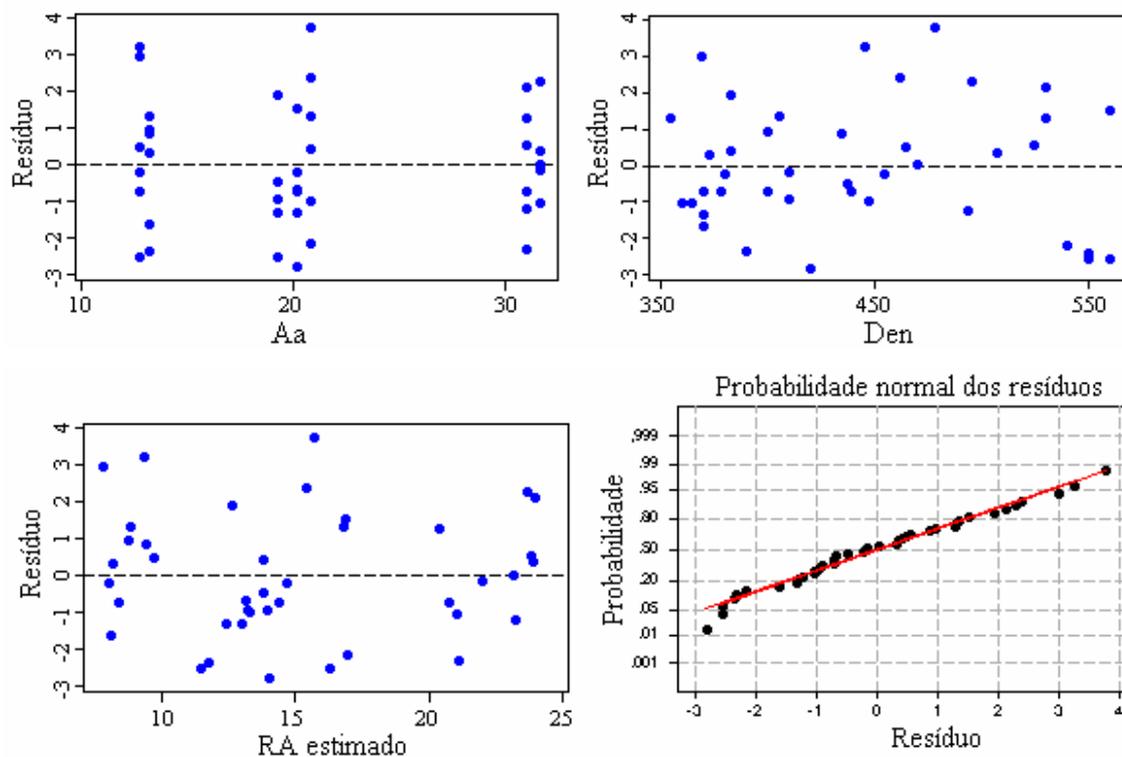


Figura E10 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico de ancoragem, na direção 0° com seis replicações.

### E.3.2 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 45°

Modelo estatístico:

$$RA_{45^\circ} = -12,5 + 0,926 Aa + 0,0277 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-12,467	2,687	-4,64	0,000
Aa	0,92554	0,05399	17,14	0,000
$\rho_{12\%}$	0,027650	0,005744	4,81	0,000
S = 2,373	$R^2 = 89,9\%$			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	1899,44	949,72	168,66	0,000
Erro residual	38	213,98	5,63		
Total	40	2113,42			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	1768,98			
$\rho_{12\%}$	1	130,46			

Análise de resíduos:

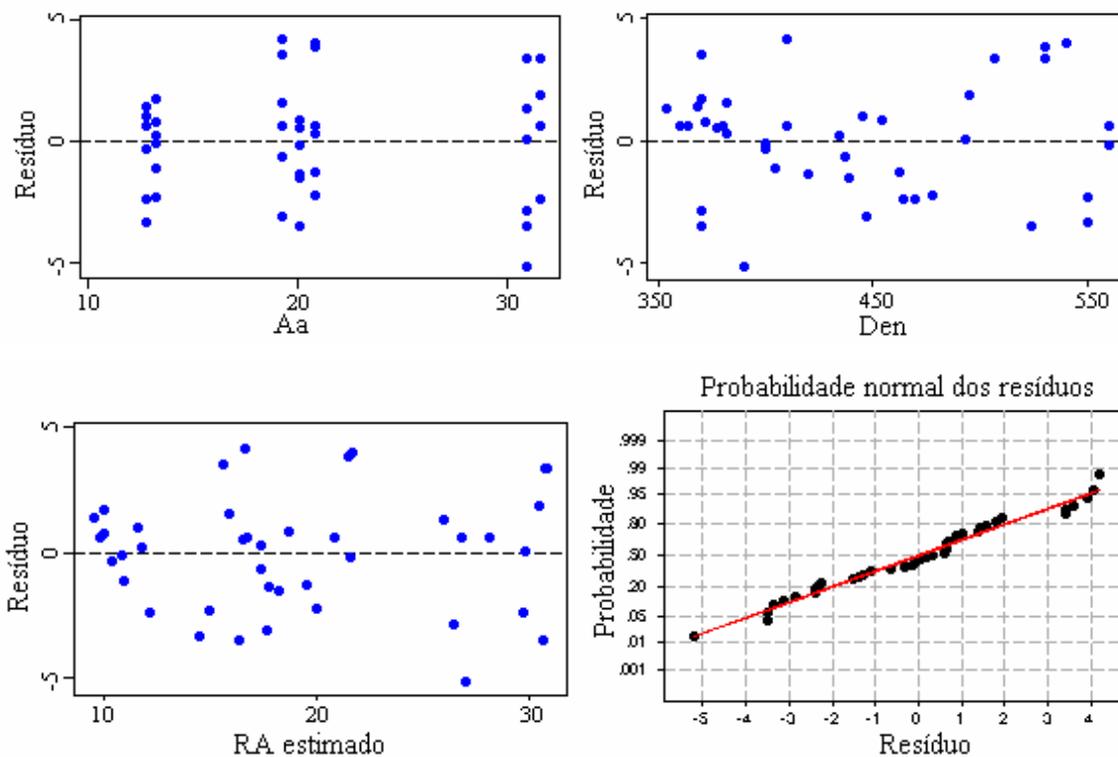


Figura E11 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico de ancoragem, na direção 45° com seis replicações.

### E.3.3 - ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA – DIREÇÃO 90°

Modelo estatístico:

$$RA_{90^\circ} = -12,3 + 1,08 Aa + 0,0289 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-12,336	2,379	-5,19	0,000
Aa	1,08238	0,04780	22,65	0,000
$\rho_{12\%}$	0,028936	0,005086	5,69	0,000
S = 2,101	$R^2 = 93,8\%$			

### Análise de variância

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	2548,1	1274,0	288,67	0,000
Erro residual	38	167,7	4,4		
Total	40	2715,8			

	GL	Seq SQ
Aa	1	2405,2
$\rho_{12\%}$	1	142,9

Análise de resíduos:

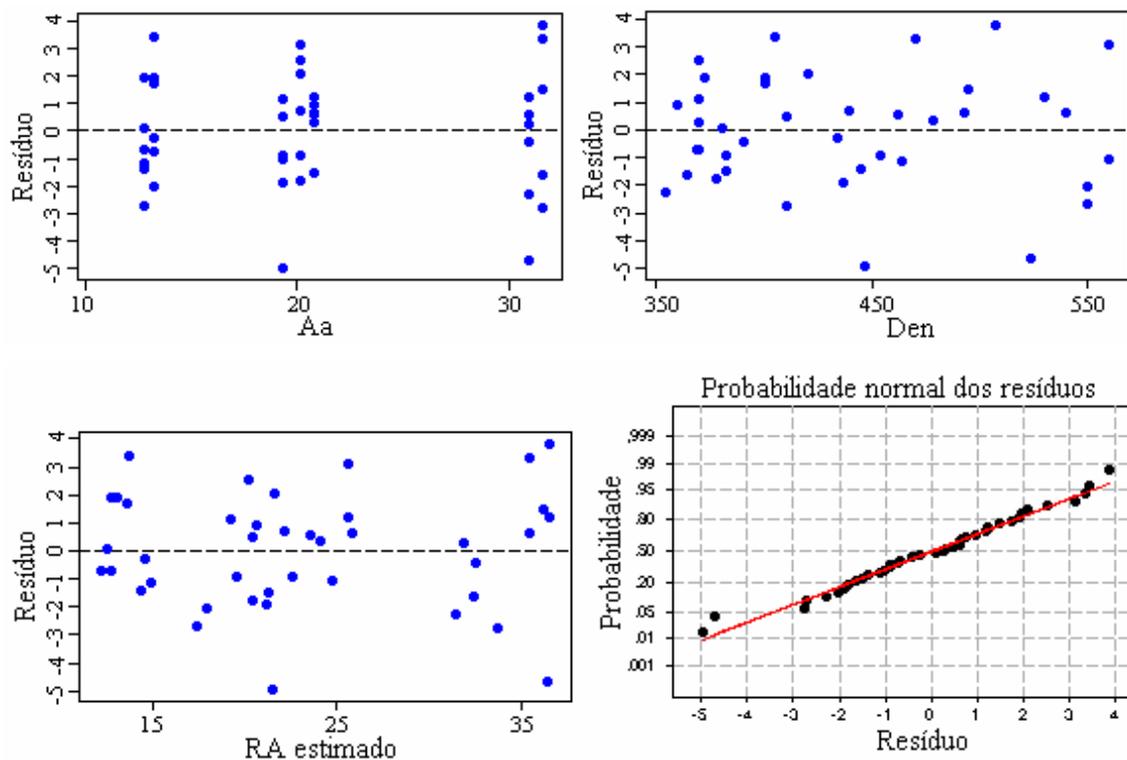


Figura E12 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos para o modelo estatístico de ancoragem, na direção 90° com seis replicações.

## E.4 - RESULTADOS DOS MODELOS ESTATÍSTICOS

### E.4.1 – RESULTADOS PARA AS OBSERVAÇÕES COM TRÊS REPLICAÇÕES

Os modelos estatísticos, conforme a Tabela E5, a seguir, apresentam como variáveis significativas: a área de ancoragem (Aa) e a densidade aparente da madeira seca ao ar ( $\rho_{12\%}$ ). Com exceção na direção 0° onde a espessura da linha de cola (e), também se apresentou significativa ao nível de significância de 5%.

Em nenhuma condição, para as observações com três replicações, as variações dos diâmetros das barras apresentaram-se significativas para a resistência de ancoragem.

As resistências de ancoragem foram influenciadas de forma linear positiva para todas as variáveis significativas do modelo estatístico. As respostas são válidas somente para valores das variáveis nas margens e dentro do intervalo do experimento.

Tabela E5 – Modelos estatísticos para RA<sub>0°</sub>, RA<sub>45°</sub> e RA<sub>90°</sub>, valores de S e R<sup>2</sup> correspondentes, utilizando a resina epóxi Compound Injeção, em Pinus oocarpa, secos ao ar, para amostragens com três replicações.

Direção	Modelo estatístico	S (kN)	R <sup>2</sup> (%)
0°	RA = -16,2 + 0,656Aa + 0,0134 $\rho_{12\%}$ + 9,11e	1,364	95,1
45°	RA = -9,69 + 1,03Aa + 0,0161 $\rho_{12\%}$	1,539	96,8
90°	RA = -14,2 + 1,14Aa + 0,0302 $\rho_{12\%}$	2,218	94,8

Onde: RA (kN); Aa (cm<sup>2</sup>);  $\rho_{12\%}$  (Kg/m<sup>3</sup>) e e (mm)

Por meio da análise de variância, observou-se que todos modelos podem ser considerados, altamente significantes.

Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero. A dispersão uniforme dos pontos em torno do zero, indica a inexistência de correlação entre os resíduos e as variáveis observadas.

Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas de RA, seguem uma distribuição normal, portanto os testes utilizados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

A Figura E13 a seguir, apresenta os resultados comparativos de resistências de ancoragem nas três direções estudadas, considerando áreas de ancoragens e densidades diferentes.

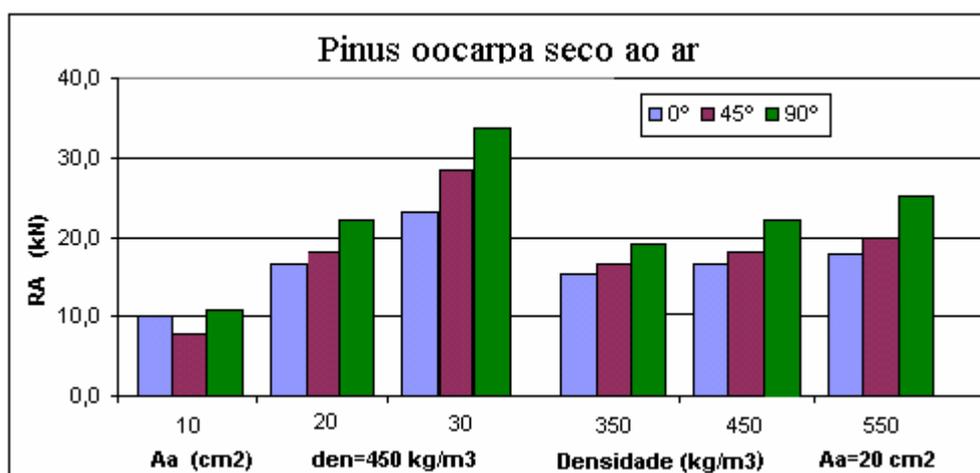


Figura E13 – Comparações de  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$  e  $RA_{90^\circ}$  com variações da área de ancoragem e densidade, para  $e = 1,5$  mm., em Pinus oocarpa seco ao ar. Considerando amostragens com três replicações.

#### E.4.2 – RESULTADOS PARA AS OBSERVAÇÕES COM SEIS REPLICAÇÕES

Os modelos estatísticos a seguir, Tabela E6, apresentam:  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$  e  $RA_{90^\circ}$ , e, como variáveis significativas a área de ancoragem (Aa) e a densidade aparente da madeira seca ao ar ( $\rho_{12\%}$ ).

Em nenhuma condição, para as observações com seis replicações, as variações dos diâmetros das barras apresentaram-se significativas na resistência de ancoragem.

As resistências de ancoragem foram influenciadas de forma linear positiva para todas as variáveis significativas do modelo estatístico. As respostas são válidas somente para valores das variáveis nas margens e dentro do intervalo do experimento.

Tabela E6 – Modelos estatísticos para  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$  e  $RA_{90^\circ}$ , valores de S e  $R^2$  correspondentes, utilizando a resina epóxi Compound Injeção, em Pinus oocarpa, secos ao ar, para amostragens com seis replicações.

Direção	Modelo estatístico	S (kN)	$R^2$ (%)
0°	$RA = -8,75 + 0,709Aa + 0,0203\rho_{12\%}$	1,737	90,6
45°	$RA = -12,5 + 0,906Aa + 0,0277\rho_{12\%}$	2,373	89,9
90°	$RA = -12,3 + 1,08Aa + 0,0289\rho_{12\%}$	2,101	93,8

Onde: RA (kN); Aa (cm<sup>2</sup>) e  $\rho_{12\%}$  (Kg/m<sup>3</sup>)

Por meio da análise de variância, observa-se que todos modelos podem ser considerados, altamente significantes.

Os estudos dos resíduos  $x$  variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero. A dispersão uniforme dos pontos em torno do zero, indica a inexistência de correlação entre os resíduos e as variáveis observadas.

Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas de RA, seguem uma distribuição normal, portanto os testes utilizados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

A Figura E14, a seguir, apresenta os resultados comparativos de resistências de ancoragem nas três direções estudadas considerando variações de área de ancoragem e densidade.

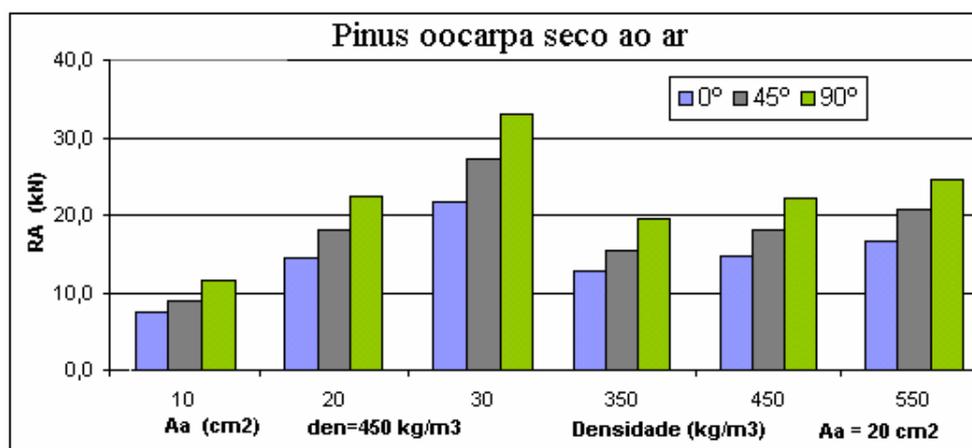


Figura E14 - Comparações de  $RA_{0^\circ}$ ,  $RA_{45^\circ}$  e  $RA_{90^\circ}$  com variações da área de ancoragem e densidade, para  $e = 1,5$  mm., em Pinus oocarpa seco ao ar. Considerando amostragens com seis replicações

## E.5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Os dois ciclos de cargas aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

- Nas direções de solicitação das barras ancoradas, em nenhum modelo estatístico estudado, as variações dos diâmetros das barras apresentaram-se significativas na resistência de ancoragem. Portanto áreas de ancoragens iguais em mesmas condições, com barras de diâmetros diferentes, apresentam as mesmas resistências de ancoragem em madeira de Pinus oocarpa seco ao ar.

- As variações de densidade da madeira de Pinus oocarpa, seca ao ar, apresentou-se significativas, em todos os modelos estatísticos estudados para respostas

de resistências de ancoragens, ao nível de significância de 5%, independentes do tamanho da amostragem.

- A ancoragem em qualquer direção não apresentou ruptura frágil. As barras de aço perdem progressivamente resistência de ancoragem à medida que o comprimento de ancoragem diminui com o arrancamento da barra.

- A forma de ruptura de ancoragem apresentou-se uniforme, com perda de adesão química na superfície da barra e posterior perda de adesão mecânica. Por tratar-se de madeira de baixa resistência mecânica, nas direções 0° e 45° fragmentos de madeira, da extremidade externa da ancoragem, foram arrancados junto com a barra, conforme a Figura E15, a seguir.

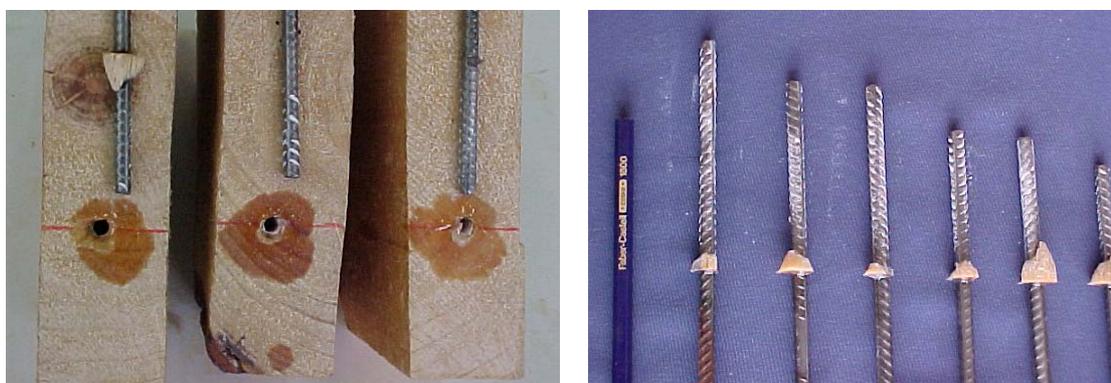


Figura E15 – Formas de ruptura de ancoragem em corpos-de-prova de Pinus oocarpa secos ao ar, com respostas independentes do comprimento de ancoragem.

- Solicitações na direção perpendicular (direção 90°) apresentaram rupturas por compressão normal às fibras da madeira, em corpos-de-prova de vigas com menores densidades..

- O aumento da amostragem resultou em maior desvio padrão nos modelos estatísticos, em consequência houve diminuição dos coeficientes de determinação múltipla,  $R^2$ .

- As resistências de ancoragem nas direções 90° são maiores do que as correspondentes na direção 45° e que por sua vez, são maiores do que as correspondentes na direção 0°.

- Nas amostragens com três replicações, as respostas de RA com menores áreas de ancoragem, apresentaram resultados maiores do que as correspondentes com seis replicações. Estas ocorrências, sugerem mais observações em cada combinações de variáveis. Maiores replicações resultam em resultados mais confiáveis.

- Houve poucas variações nas respostas médias de RA, comparando-se três ou seis replicações, conforme se observa na Figura E16 a seguir. Este comportamento sugere que amostragens com seis replicações podem determinar respostas médias satisfatórias.

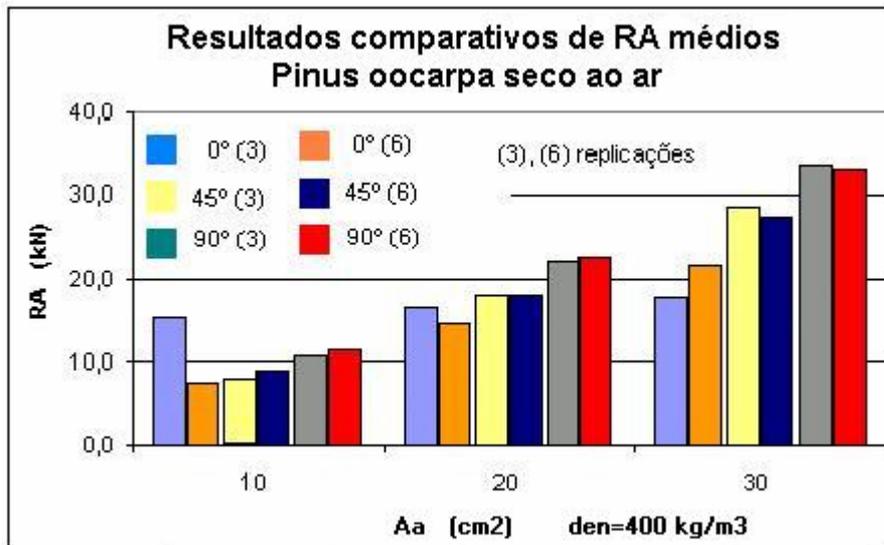


Figura E16 – Resultados comparativos das respostas médias de RA com três e seis replicações.

## APÊNDICE F

### (Experimento 5)

# DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS, EM TRÊS DIREÇÕES EM RELAÇÃO ÀS FIBRAS DA MADEIRA, PARA UMA AMOSTRAGEM DE VIGAS DE PINUS OCCARPA, UTILIZANDO A RESINA EPÓXI COMPOUND INJEÇÃO

## F1 -MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo deste experimento foi considerar a variabilidade da madeira na resistência de ancoragem de barras de aço coladas, em amostragens equilibradas quanto aos números de observações e, com variabilidade na área de ancoragem, umidade e densidade aparente da madeira.

Utilizaram-se seis vigas (V6, V9, V11, V14, V15 e V16), de um lote de vigas de Pinus oocarpa secas ao ar. De cada viga, com dimensões de 5x20x350 cm, foram obtidos nove corpos-de-prova para ancoragens, com comprimento de 25 cm cada e corpos-de-prova para caracterização da madeira, em duas posições, conforme a Figura F1, a seguir. Admitiram-se constantes as propriedades mecânicas da madeira em cada viga.

Caract 1	U12 Aa3	U18 Aa3	U24 Aa3	U12 Aa5	U18 Aa5	U24 Aa5	U12 Aa8	U18 Aa8	U24 Aa8	Caract 2
----------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	----------

Figura F1 – Obtenção dos corpos-de-prova em cada viga utilizada.

Para se obter as umidades desejadas, os corpos-de-prova foram climatizados controlando-se a massa de água contida, para isso, ficaram imersos até atingirem os pesos correspondentes às umidades esperadas de 12, 18 e 24%. Em seguida foram acondicionados separadamente em sacos de polietileno transparentes, onde permaneceram por um período de 30 dias para homogeneização da massa de água contida em seu volume.

Com o formato apresentado na Figura F2, os corpos-de-prova receberam a resina epóxi líquida Compound Injeção e as barras de aço foram coladas nas direções 0°, 45° e 90° em relação às fibras da madeira.

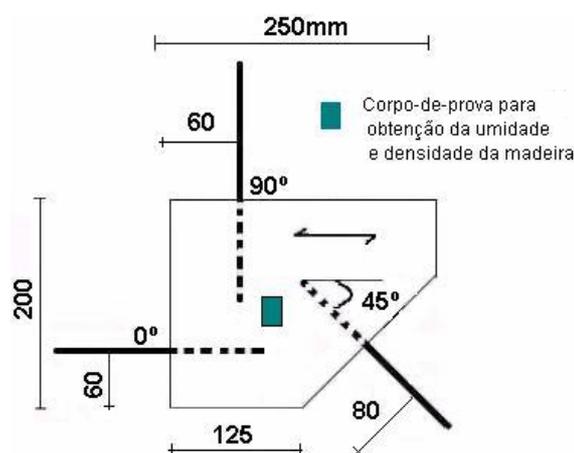
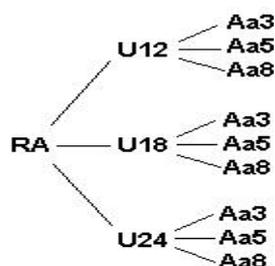


Figura F2 – Formato e dimensões dos corpos-de-prova utilizados.

Após a ruptura das ancoragens, obteve-se de cada corpo-de-prova, um outro corpo-de-prova padronizado, conforme a NBR 7190/1997 (Anexo B, item B.5 e B.6), para determinação da umidade e densidade da madeira no instante da colagem.

O planejamento estatístico do experimento seguiu o modelo fatorial  $3^2$ , com seis replicações, conforme a Figura F3, a seguir:



Fatores	Níveis		
Umidade (%)	U12 12%	U18 18%	U24 24%
Área de ancoragem	Aa3	Aa5	Aa8

Figura F3 - Planejamento estatístico do experimento em fatorial  $3^2$ .

O critério para a escolha do diâmetro do furo atendeu a expressão abaixo; condição para que a espessura da linha de cola seja maior ou igual a 1,25mm.

$$D \geq \begin{cases} 1,25d \\ d + 2,5\text{mm} \end{cases}$$

Tabela F1 – Valores numéricos das variáveis consideradas no experimento

d	Aa			D	e
	Aa3	Aa5	Aa8		
(mm)	(cm <sup>2</sup> )			(mm)	(mm)
6,3	16,0			9,0	1,35
8,0		24,0		10,5	1,25
10,0			33,0	13,0	1,50

Em todos os corpos-de-prova, as barras de aço receberam tratamento de limpeza superficial com a aplicação de escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza), como solvente, para retirar os resíduos oleosos.

Foram utilizadas barras de aço CA-50 ( $f_{yk}=500\text{MP}_a$ ), solicitadas axialmente de um lado, em dois ciclos de carga, carregamento monotônico com taxa de 100 N/s sendo, o primeiro ciclo com solicitação até 70% da resistência última. Alguns corpos-de-prova das vigas V6; V15 e V16 com área de ancoragem A8, foram solicitados com taxas de deslocamentos constantes, permitindo registrar a rigidez da ancoragem em vários ciclos de carga.

Os métodos estatísticos utilizados foram: análise de regressão linear múltipla, para-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função das variáveis independentes observadas; a análise de variância aplicada à análise de regressão, para testar a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ ; o teste “t”, que mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada, as variáveis independentes (valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas) e as análises de resíduos foram utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando que os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## F2 – RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS

Solicitando os corpos-de-prova, com taxas de deslocamentos constantes, o equipamento utilizado armazena as informações de carga e deslocamentos automaticamente, permitindo assim a comparação de resultados em vários ciclos de carga. A Figura F4 mostra um exemplo de solicitação com dois ciclos de solicitação; no primeiro ciclo de carga a ruptura da ancoragem atingiu o valor de 21 kN e em uma segunda solicitação, no mesmo corpo-de-prova após a ruptura e deslocamento inicial da barra, a carga máxima de ancoragem manteve-se em 65% da primeira, com rigidez semelhante.

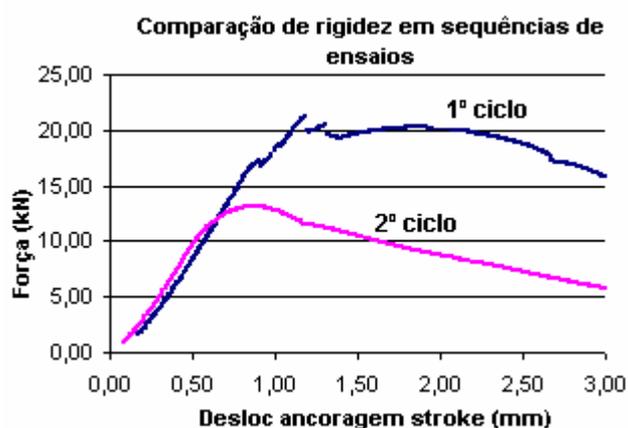


Figura F4 – Ensaio de ancoragem com o segundo ciclo de cargas, após a ruptura.

As resistências de ancoragem de barras de aço coladas com resinas epóxi, não apresentam rupturas frágeis. A barra perde resistência em saltos progressivos à medida que diminui o comprimento de ancoragem e os filetes se ajustam nos espaços internos da camada de cola.

### F2.1 – ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA - DIREÇÃO 0°

A Tabela F2 a seguir, apresenta valores da resistência de ancoragem na direção 0° em relação às fibras da madeira e as variáveis independentes, observadas em amostragem de *Pinus oocarpa* utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

Tabela F2 – Resultados de  $RA_{0^\circ}$  e variáveis independentes, para amostras de Pinus oocarpa com resina epóxi Compound Injeção

Vigas	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d	Vigas.	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d
	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm		kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm
V6	7,90	15,83	11,5	407	6,3	V6	14,90	25,18	16,5	407	8,0
V9	10,40	16,04	11,5	405	6,3	V9	18,00	25,44	17,3	405	8,0
V11	14,00	16,24	11,5	515	6,3	V11	21,40	24,91	17,1	515	8,0
V14	11,80	16,24	11,5	355	6,3	V14	18,40	24,65	17,9	355	8,0
V15	10,70	16,04	11,5	385	6,3	V15	13,80	25,44	17,6	385	8,0
V16	11,70	16,44	11,5	547	6,3	V16	15,10	24,65	16,9	547	8,0
V6	9,90	15,63	16,6	407	6,3	V6	11,70	24,38	22,2	407	8,0
V9	8,80	15,83	17,3	405	6,3	V9	18,40	25,18	22,5	405	8,0
V11	12,70	16,04	17,2	515	6,3	V11	17,80	25,44	21,9	515	8,0
V14	11,70	16,04	17,8	355	6,3	V14	15,40	24,65	22,1	355	8,0
V15	8,8	16,04	17,6	385	6,3	V15	11,10	24,65	22,7	385	8,0
V16	7,9	15,43	16,8	547	6,3	V16	14,40	24,91	21,9	547	8,0
V6	10,0	15,83	23,3	407	6,3	V9	23,50	33,58	11,5	405	10,0
V9	10,80	15,63	21,2	405	6,3	V11	31,00	33,90	11,5	515	10,0
V11	9,10	15,83	22,6	515	6,3	V6	25,00	35,21	17,0	407	10,0
V14	8,20	16,24	21,4	355	6,3	V9	24,70	34,23	17,9	405	10,0
V15	10,70	15,83	22,8	385	6,3	V11	30,30	33,58	17,9	515	10,0
V16	8,20	15,83	20,3	547	6,3	V14	23,90	33,58	17,0	355	10,0
V6	15,70	25,44	11,5	407	8,0	V15	23,50	35,21	16,6	385	10,0
V9	16,10	25,18	11,5	405	8,0	V16	16,50	22,82	17,0	547	10,0
V11	17,50	24,91	11,5	515	8,0	V9	23,60	33,90	22,7	405	10,0
V14	15,10	24,65	11,5	355	8,0	V11	25,90	33,58	21,9	515	10,0
V15	13,30	25,44	11,5	385	8,0	V14	29,80	34,56	21,2	355	10,0
V16	20,00	25,44	11,5	547	8,0	V16	31,50	34,88	19,9	547	10,0

Modelo estatístico:

$$RA_{0^\circ} = - 10,3 + 0,877 Aa_{0^\circ} + 0,0131 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-10,255	2,644	-3,88	0,000
$Aa_{0^\circ}$	0,87650	0,05310	16,51	0,000
$\rho_{12\%}$	0,013147	0,005241	2,51	0,016
S = 2,566	$R^2 = 86,1\%$			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	1836,35	918,18	139,45	0,000
Erro residual	45	296,28	6,58		
Total	47	2132,63			

	GL	Seq SQ
Aa <sub>0°</sub>	1	1794,92
ρ <sub>12%</sub>	1	41,43

Análise de resíduos:

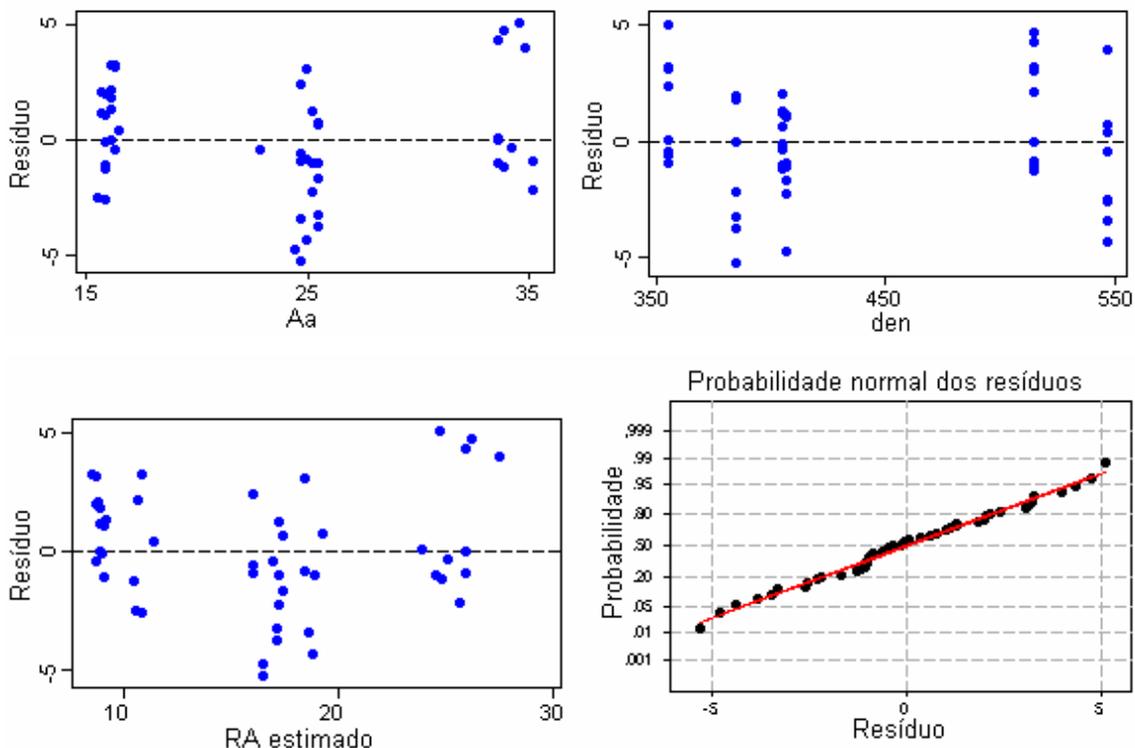


Figura F5 - Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos do modelo estatístico, para RA<sub>0°</sub>.

### F2.1.1 – VALORES MÉDIOS E VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM - DIREÇÃO 0°

A Tabela F3 e a Figura F6, a seguir, apresentam valores médios e característicos para a resistência de ancoragem na direção 0°, na madeira de Pinus oocarpa, com valores das variáveis independentes dentro do intervalo do experimento.

Os valores característicos da resistência de ancoragem são os valores do limite inferior do intervalo de confiança, para as respostas médias, com 90% de confiança, conforme o Anexo A.

Os valores médios são inferidos por meio do modelo estatístico de análise de regressão múltipla, para as variáveis independentes assumindo valores dentro do intervalo do experimento.

Tabela F3 – Valores de  $RA_{m,0^\circ}$ ,  $RA_{k,0^\circ}$  e variáveis independentes observados em *Pinus oocarpa*, utilizando a resina epóxi Compound Injeção

$RA_m$	$RA_k$	Aa	$\rho_{12\%}$
kN	kN	cm <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>
8,37	7,16	16,0	350
15,38	14,39	24,0	450
23,27	21,97	33,0	550
9,69	8,75	16,0	350
16,70	16,07	24,0	450
24,59	23,54	33,0	550
11,00	9,65	16,0	350
18,01	16,85	24,0	450
25,90	24,47	33,0	550

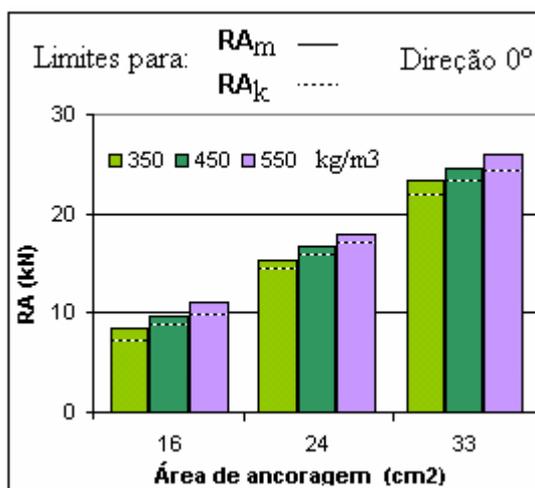


Figura F6 – Comparação de valores de  $RA_{m,0^\circ}$  e  $RA_{k,0^\circ}$  para uma amostragem de *Pinus oocarpa* utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

## F.2.2 – ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA - DIREÇÃO 45°

A Tabela F4 a seguir, apresenta valores da resistência de ancoragem na direção 45° em relação às fibras da madeira e as variáveis independentes, observadas em amostragem de Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

Tabela F4 – Resultados de RA<sub>45°</sub> e variáveis independentes, para amostras de Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção

Viga	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d	Viga	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d
	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm		kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm
V6	15,10	15,63	11,5	407	6,3	V6	19,30	24,91	16,5	407	8,0
V9	12,30	16,24	11,5	405	6,3	V9	21,80	25,71	17,3	405	8,0
V11	17,50	16,24	11,5	515	6,3	V11	19,80	25,44	17,1	515	8,0
V14	14,30	16,24	11,5	355	6,3	V14	17,40	25,18	17,9	355	8,0
V15	14,30	16,04	11,5	385	6,3	V15	17,70	25,44	17,6	385	8,0
V16	15,40	16,04	11,5	547	6,3	V16	15,90	25,18	16,9	547	8,0
V6	13,10	15,83	16,6	407	6,3	V6	16,00	24,91	22,2	407	8,0
V9	19,50	16,24	17,3	405	6,3	V9	18,60	25,71	22,5	405	8,0
V11	15,70	16,24	17,2	515	6,3	V11	20,50	25,44	21,9	515	8,0
V14	11,50	15,83	17,8	355	6,3	V14	15,80	25,44	22,1	355	8,0
V15	13,50	15,43	17,6	385	6,3	V15	19,20	25,18	22,7	385	8,0
V16	14,20	15,63	16,8	547	6,3	V16	16,70	25,44	21,9	547	8,0
V6	11,70	15,43	23,3	407	6,3	V9	36,90	34,23	11,5	405	10,0
V9	13,30	16,44	21,2	405	6,3	V11	30,40	33,90	11,5	355	10,0
V11	15,00	16,65	22,6	515	6,3	V6	29,90	35,53	17,0	407	10,0
V14	11,60	16,24	21,4	355	6,3	V9	25,50	33,58	17,9	405	10,0
V15	10,70	15,83	22,8	385	6,3	V11	34,70	34,23	17,9	515	10,0
V16	12,20	16,04	20,3	547	6,3	V14	27,60	34,88	17,0	355	10,0
V6	22,30	25,44	11,5	407	8,0	V15	32,00	35,53	16,6	385	10,0
V9	25,20	25,44	11,5	405	8,0	V16	31,90	35,86	17,0	547	10,0
V11	27,20	24,91	11,5	515	8,0	V9	22,50	35,86	23,0	407	10,0
V14	18,50	25,18	11,5	355	8,0	V11	28,00	34,88	22,7	405	10,0
V15	21,20	25,18	11,5	385	8,0	V14	28,70	35,21	21,9	515	10,0
V16	26,50	25,44	11,5	547	8,0	V16	24,30	35,53	21,2	355	10,0

Modelo estatístico:

$$RA_{45^\circ} = 1,89 + 0,837 Aa_{45^\circ} - 0,460 U + 0,0134 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	1,888	2,997	0,63	0,532
Aa <sub>45°</sub>	0,83686	0,05046	16,58	0,000
U	-0,46006	0,09041	-5,09	0,000
ρ <sub>12%</sub>	0,01344	0,005362	2,51	0,016

S = 2,632    R<sup>2</sup> = 86,5%

Análise de variância:

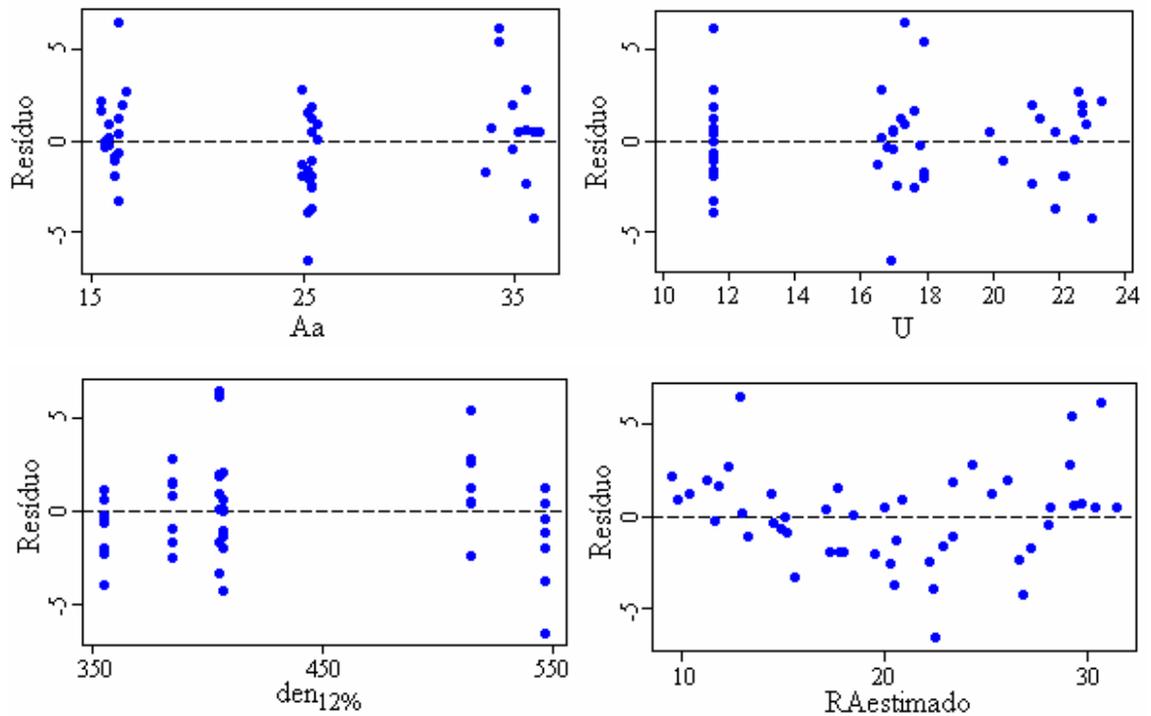
Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	2004,06	668,02	96,46	0,000
Erro residual	45	311,64	6,93		
Total	48	2315,70			

	GL	Seq SQ
Aa <sub>45°</sub>	1	1784,93
U	1	175,60
ρ <sub>12%</sub>	1	43,53

Análise de resíduos:



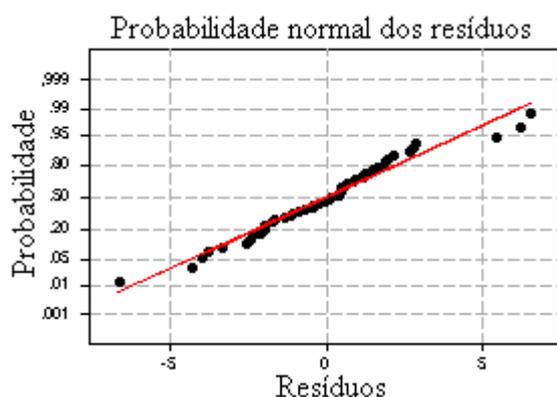


Figura F7 - Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos do modelo estatístico, para resistência de ancoragem na direção 45°.

### F2.2.1 – VALORES MÉDIOS E VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM - DIREÇÃO 45°

A Tabela F5 e a Figura F8, a seguir, apresentam valores médios e característicos da resistência de ancoragem na direção 45°, na madeira de Pinus oocarpa, com valores das variáveis independentes dentro do intervalo do experimento.

Tabela F5 – Valores de  $RA_{m,45^\circ}$ ,  $RA_{k,45^\circ}$  e variáveis independentes, em Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção

$RA_m$	$RA_k$	Aa	U	$\rho_{12\%}$	$RA_m$	$RA_k$	Aa	U	$\rho_{12\%}$
kN	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
14,46	13,06	16,0	12,0	350	27,27	26,31	33,0	18,0	450
21,16	19,90	24,0	12,0	350	14,39	12,97	16,0	18,0	550
28,69	27,20	33,0	12,0	350	21,09	19,86	24,0	18,0	550
15,81	14,61	16,0	12,0	450	28,62	27,20	33,0	18,0	550
22,50	21,48	24,0	12,0	450	8,94	7,27	16,0	24,0	350
30,03	28,72	33,0	12,0	450	15,64	14,19	24,0	24,0	350
17,15	15,57	16,0	12,0	550	23,17	21,62	33,0	24,0	350
23,85	22,38	24,0	12,0	550	10,29	8,82	16,0	24,0	450
31,38	29,69	33,0	12,0	550	16,98	15,76	24,0	24,0	450
11,70	10,46	16,0	18,0	350	24,51	23,17	33,0	24,0	450
18,40	17,40	24,0	18,0	350	11,63	9,85	16,0	24,0	550
25,93	24,71	33,0	18,0	350	18,32	16,74	24,0	24,0	550
13,05	12,06	16,0	18,0	450	25,86	24,17	33,0	24,0	550
19,74	19,08	24,0	18,0	450					

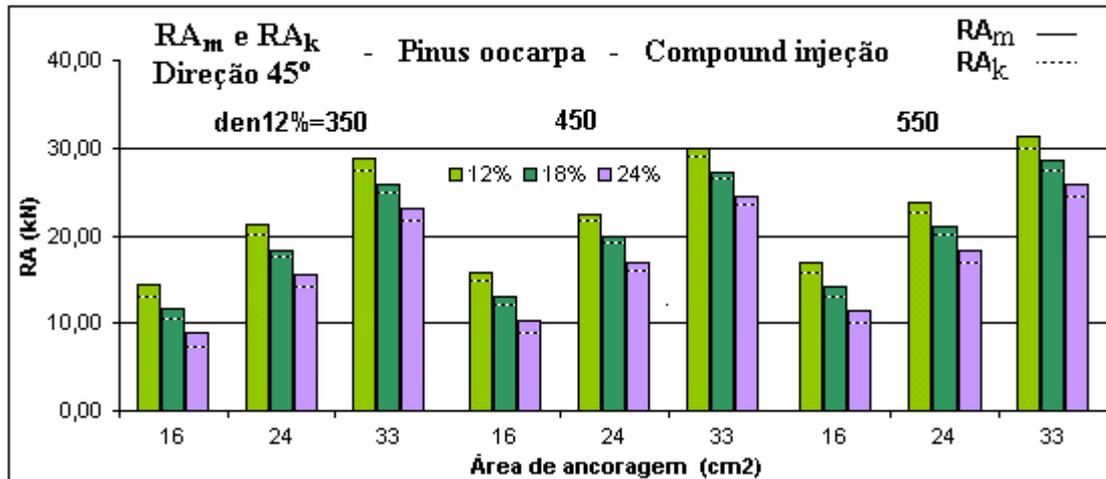


Figura F8 – Comparação de valores de RA<sub>m,45°</sub> e RA<sub>k,45°</sub> para uma amostragem de Pinus oocarpa, utilizando a resina epóxi Compound injeção.

### F2.3 – ANÁLISE DE REGRESSÃO MÚLTIPLA - DIREÇÃO 90°

A Tabela F6 a seguir, apresenta valores da resistência de ancoragem na direção 90° em relação às fibras da madeira e as variáveis independentes, observadas em amostragem de Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção.

Tabela F6 – Resultados de RA<sub>90°</sub> e variáveis independentes, para amostras de Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção

Obser.	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d	Obser.	RA	Aa	U	$\rho_{12\%}$	d
	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm		kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	mm
V6	19,20	16,24	12,60	407	6,3	V14	20,20	25,44	16,50	355	8,0
V9	18,15	16,24	11,60	405	6,3	V15	21,10	25,44	16,10	385	8,0
V11	20,50	16,24	11,80	515	6,3	V16	25,30	25,44	15,40	547	8,0
V14	14,00	16,24	12,00	355	6,3	V6	17,10	25,44	19,20	407	8,0
V15	18,10	16,24	12,20	385	6,3	V9	21,80	25,44	19,50	405	8,0
V16	20,80	16,24	12,30	547	6,3	V11	22,10	25,44	18,90	515	8,0
V6	15,80	16,24	15,10	407	6,3	V14	17,10	25,44	19,10	355	8,0
V9	17,60	16,24	15,90	405	6,3	V15	17,80	25,44	19,70	385	8,0
V11	18,90	16,24	15,70	515	6,3	V16	18,80	25,44	18,90	547	8,0
V14	12,10	16,24	16,30	355	6,3	V9	35,90	34,88	11,80	405	10,0
V15	15,10	16,24	16,10	385	6,3	V11	47,50	34,88	11,80	515	10,0
V16	18,20	16,24	15,30	547	6,3	V14	33,60	34,88	11,30	355	10,0
V6	13,20	16,24	20,30	407	6,3	V15	24,00	34,88	11,80	385	10,0
V9	14,60	16,24	18,30	405	6,3	V16	18,50	34,88	11,80	547	10,0
V11	14,10	16,24	19,60	515	6,3	V6	33,80	34,88	17,10	407	10,0

V14	12,70	16,24	18,40	355	6,3	V9	30,90	34,88	16,40	405	10,0
V15	13,90	16,24	19,80	385	6,3	V11	31,50	34,88	16,40	515	10,0
V16	14,10	16,24	20,30	547	6,3	V14	28,70	34,88	15,60	355	10,0
V6	23,50	25,44	12,10	407	8,0	V15	35,40	34,88	17,60	385	10,0
V9	30,10	25,44	11,90	405	8,0	V16	41,50	34,88	16,40	547	10,0
V11	33,90	25,44	11,80	515	8,0	V6	27,50	34,88	23,10	407	10,0
V14	26,30	25,44	11,50	355	8,0	V9	28,50	34,88	19,30	405	10,0
V15	29,40	25,44	12,50	385	8,0	V11	29,20	34,88	18,90	515	10,0
V16	28,50	25,44	12,40	547	8,0	V14	23,50	34,88	18,20	355	10,0
V6	21,80	25,44	15,00	407	8,0	V15	30,70	34,88	20,20	385	10,0
V9	23,70	25,44	16,00	405	8,0	V16	36,80	34,88	19,90	547	10,0
V11	26,90	25,44	15,60	515	8,0						

Modelo estatístico:

$$RA_{90^\circ} = 3,63 + 0,887 Aa_{90^\circ} - 0,721 U + 0,0227 \rho_{12\%}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	3,633	2,684	1,35	0,183
Aa <sub>90°</sub>	0,88669	0,04521	19,61	0,000
U	-0,72081	0,08100	-8,90	0,000
ρ <sub>12%</sub>	0,022739	0,004794	4,74	0,000

$$S = 2,361 \quad R^2 = 90,7$$

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	2455,57	818,52	146,85	0,000
Erro residual	45	250,82	5,57		
Total	48	2706,39			
	GL	Seq SQ			
Aa <sub>90°</sub>	1	1894,92			
U	1	435,27			
ρ <sub>12%</sub>	1	125,38			

Análise de resíduos:

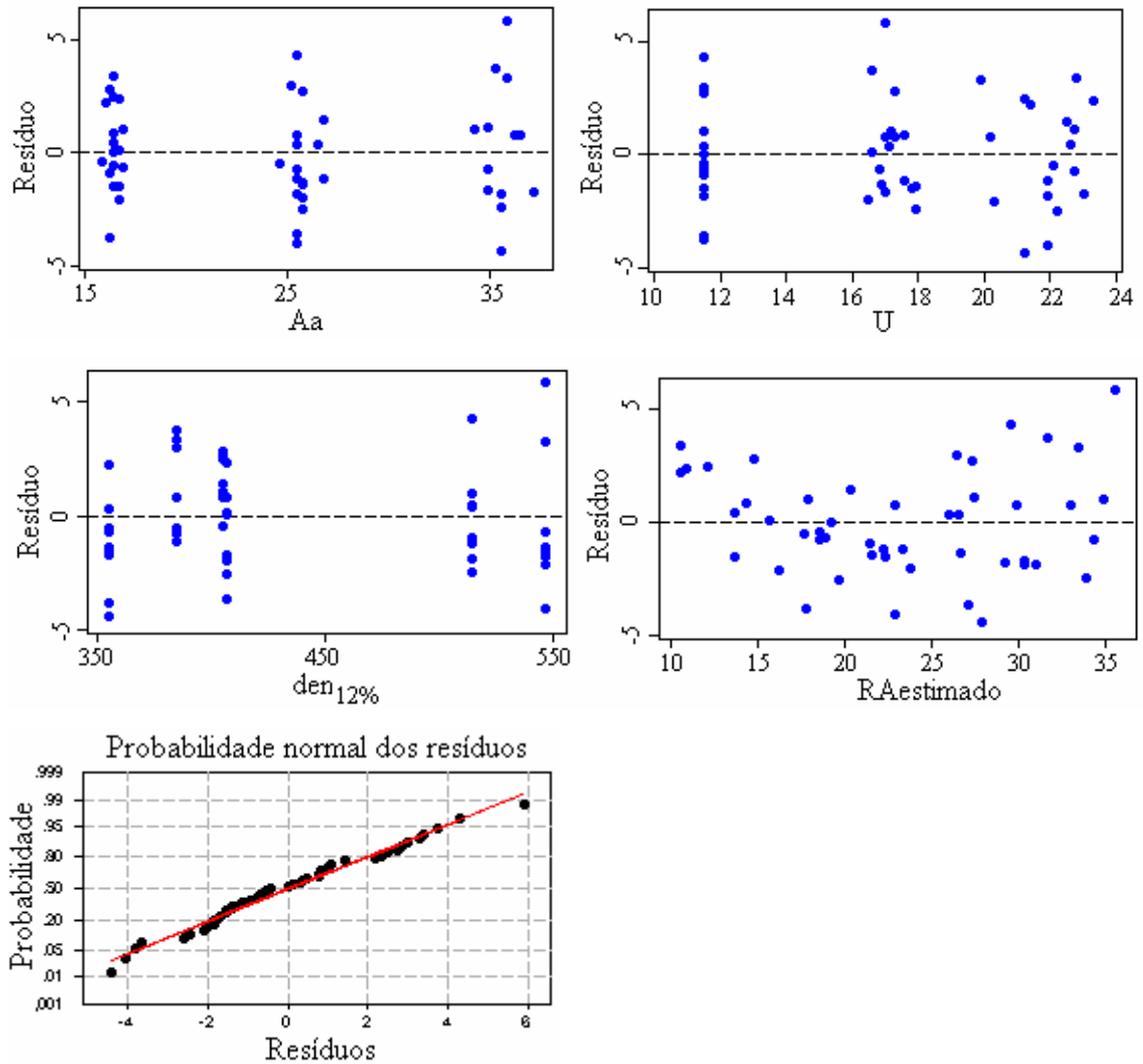


Figura F9 - Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal de resíduos do modelo estatístico, para resistência de ancoragem na direção 90°

**F2.3.1 – VALORES MÉDIOS E VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM - DIREÇÃO 90°**

A Tabela F7 a seguir, apresenta valores da resistência média e característica de ancoragem, na direção 90° em relação às fibras da madeira, em amostragem de Pinus oocarpa, com as variáveis independentes dentro dos intervalos do experimento.

Tabela F7 – Valores de RA<sub>m,90°</sub>, RA<sub>k,90°</sub> e variáveis independentes, em Pinus oocarpa utilizando a resina epóxi Compound Injeção

RA <sub>m</sub>	RA <sub>k</sub>	Aa	U	ρ <sub>12%</sub>	RA <sub>m</sub>	RA <sub>k</sub>	Aa	U	ρ <sub>12%</sub>
kN	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>	kN	kN	cm <sup>2</sup>	%	kg/m <sup>3</sup>
17,13	15,86	16,0	12,0	350	30,15	29,31	33,0	18,0	450
24,22	23,09	24,0	12,0	350	17,35	16,07	16,0	18,0	550

32,20	30,87	33,0	12,0	350	24,45	23,35	24,0	18,0	550
19,40	18,32	16,0	12,0	450	32,43	31,17	33,0	18,0	550
26,50	25,58	24,0	12,0	450	8,48	6,97	16,0	24,0	350
34,48	33,31	33,0	12,0	450	15,57	14,29	24,0	24,0	350
21,68	20,26	16,0	12,0	550	23,55	22,20	33,0	24,0	350
28,77	27,46	24,0	12,0	550	10,75	9,41	16,0	24,0	450
36,75	35,25	33,0	12,0	550	17,85	16,75	24,0	24,0	450
12,80	11,67	16,0	18,0	350	25,83	24,65	33,0	24,0	450
19,90	19,00	24,0	18,0	350	13,03	11,41	16,0	24,0	550
27,88	26,81	33,0	18,0	350	20,12	18,70	24,0	24,0	550
15,08	14,17	16,0	18,0	450	28,10	26,61	33,0	24,0	550
22,17	21,58	24,0	18,0	450					

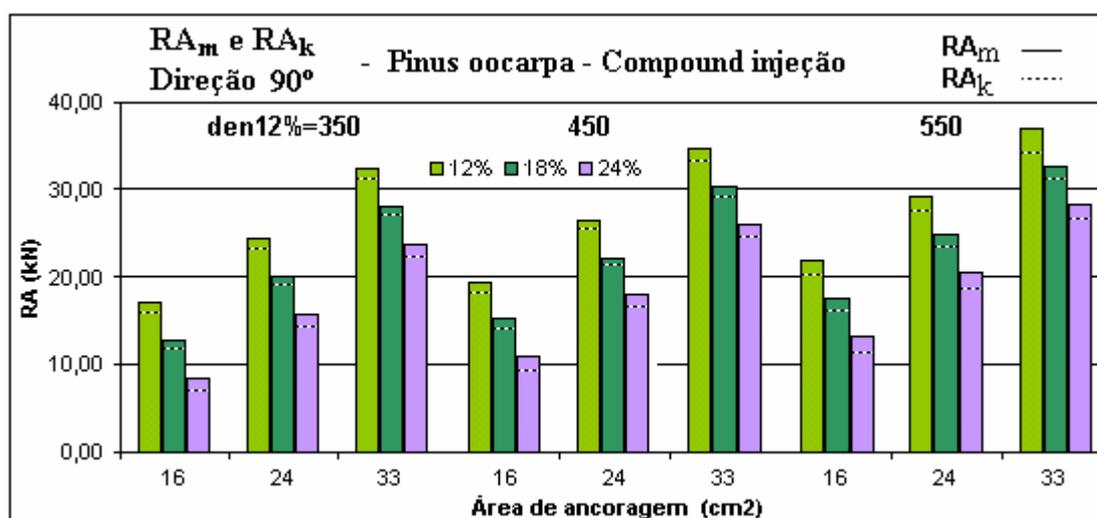


Figura F10 – Comparação de valores de RA<sub>m,90°</sub> e RA<sub>k,90°</sub> para uma amostragem de Pinus oocarpa, utilizando a resina epóxi Compound injeção.

### F3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Por meio da análise de variância, observa-se que todos modelos podem ser considerados, altamente significantes ao nível de significância 5%.

- Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero e mostram que não existe correlação entre os resíduos e as variáveis observadas, demonstrado pelas dispersões uniformes dos pontos em torno do zero

- Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas, seguem uma distribuição normal, portanto os testes utilizados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

Tabela F8 – Modelos estatísticos para inferir valores de  $RA_m$  em Pinus oocarpa Utilizando a resina epóxi Compound Injeção

Direção	Modelo estatístico	S (kN)	R <sup>2</sup> (%)
0°	$RA_{0^\circ} = -10,3 + 0,877 Aa + 0,0131 \rho_{12\%}$	2,566	86,1
45°	$RA_{45^\circ} = 1,89 + 0,837 Aa - 0,460 U + 0,0134 \rho_{12\%}$	2,632	86,5
90°	$RA_{90^\circ} = 3,63 + 0,887 Aa - 0,721 U + 0,0227 \rho_{12\%}$	2,361	90,7

Onde: RA (kN); Aa (cm<sup>2</sup>) e  $\rho_{12\%}$  (Kg/m<sup>3</sup>)

- Em nenhuma das direções de ancoragens estudadas as variações dos diâmetros das barras foram significantes nos modelos estatísticos.

- As densidades aparentes da madeira, corrigidas para 12% de umidade, foram mais significativas nos modelos estatísticos do que as respectivas densidades aparentes da madeira nas umidades de ensaios.

- A forma de ruptura de ancoragem apresentou-se uniforme, inicialmente com perda de adesão química na superfície da barra e posterior perda de adesão mecânica.

- A ancoragem em qualquer direção estudada não apresentou ruptura frágil. As barras de aço perdem progressivamente resistência de ancoragem, em pequenos saltos, à medida que o comprimento de ancoragem diminuía com a retirada da barra.

- Por tratar-se de madeira de baixa resistência à tração normal, 11% dos corpos-de-prova racharam quando solicitados na direção 0°, conforme a Figura F11(a), a seguir. Em conseqüências destas rachaduras, 5,5% destes resultados apresentaram valores das resistências de ancoragem, muito abaixo da média e foram desconsiderados na análise estatística.

- Essas rachaduras poderiam ser evitadas aumentando-se a distância do centro do furo à borda externa. Em alguns desses corpos-de-prova essas distâncias eram ligeiramente inferior às recomendações mínima, sugerida pela norma EUROCODE 5/1997 (Item A.2.1.4).

- Nas direções 0° e 45°, fragmentos de madeira, da extremidade externa da ancoragem, também foram arrancados junto com a barra de aço, Figura 11 (b).

- Na direção 0° as variações de umidades não foram significantes no modelo estatístico, as variáveis significantes foram: a área de ancoragem e a densidade aparente da madeira seca ao ar.

- Na direção 45° e 90° as variáveis significantes no modelo estatístico foram: a área de ancoragem; a umidade e a densidade aparente da madeira seca ao ar. Estes

modelos são mais sensíveis às variabilidades da área de ancoragem e da umidade, do que as variabilidades da densidade aparente.

- Em todos os modelos estatísticos as variações positivas nas área de ancoragem e densidade aparente a 12%, influenciaram de forma linear crescente a resistência de ancoragem, enquanto variações positivas na umidade da madeira, no instante da colagem, influenciaram de forma linear decrescente.

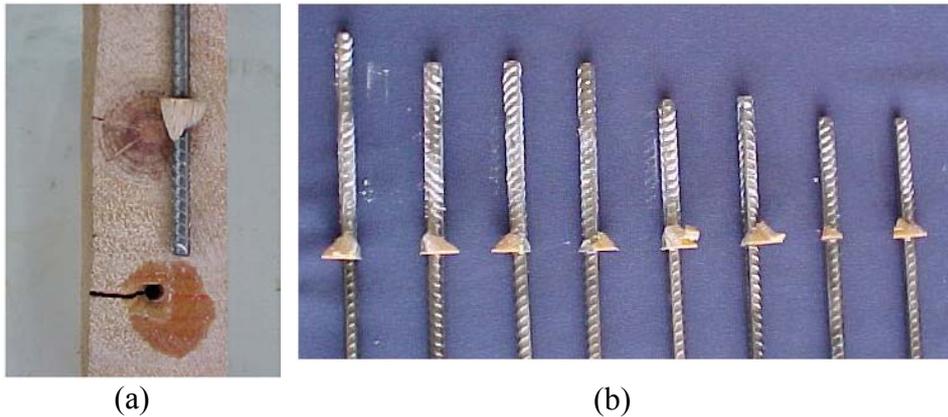


Figura F11 - (a): Rachadura por tração normal às fibras em solicitação de ancoragem a 0°; (b): forma de ruptura de ancoragem a 0° e 45° independentes dos diâmetros e dos comprimentos de ancoragem.

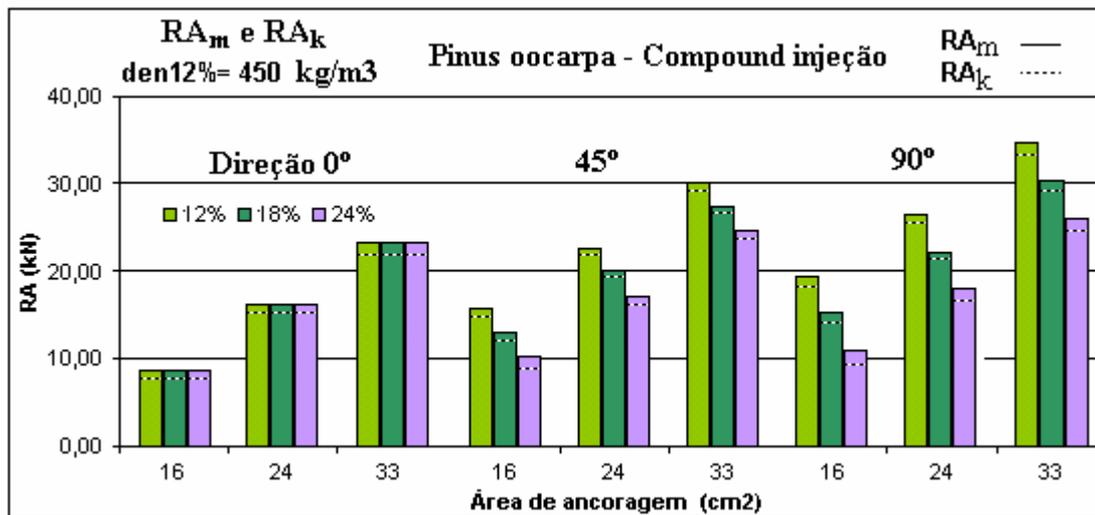


Figura F12 - Valores comparativos de RA<sub>m</sub> e RA<sub>k</sub>, nas direções 0°, 45° e 90° para Pinus oocarpa, utilizando resina epóxi Compound injeção.

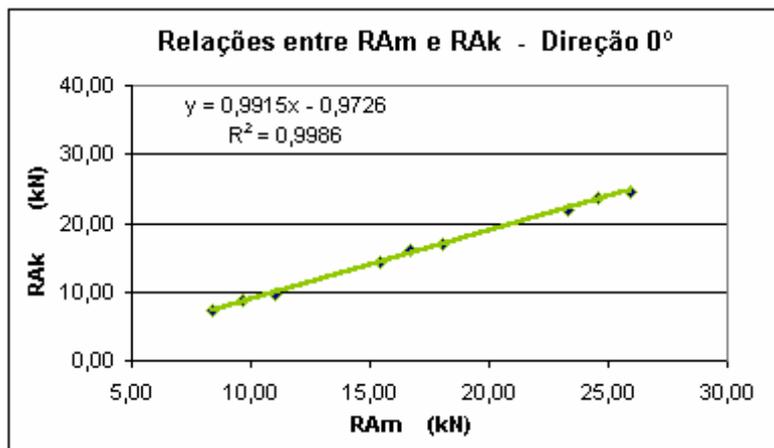


Figura F13 – Relações entre RA<sub>k</sub> e RA<sub>m</sub> na direção 0° para valores das variáveis independentes dentro do intervalo do experimento.

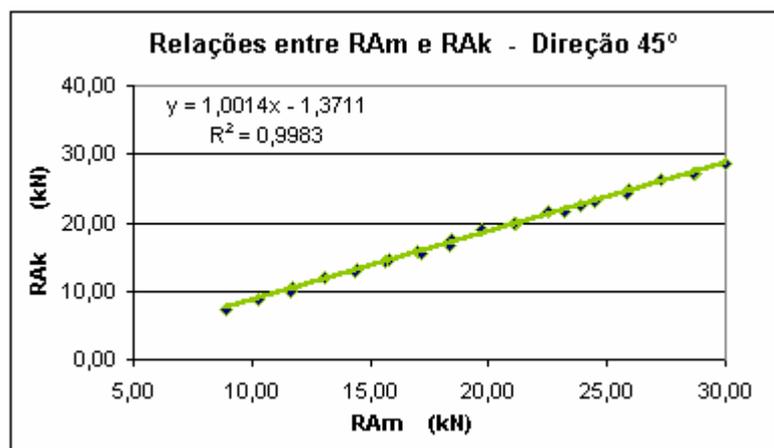


Figura F14 – Relações entre RA<sub>k</sub> e RA<sub>m</sub> na direção 45° para valores das variáveis independentes dentro do intervalo do experimento.

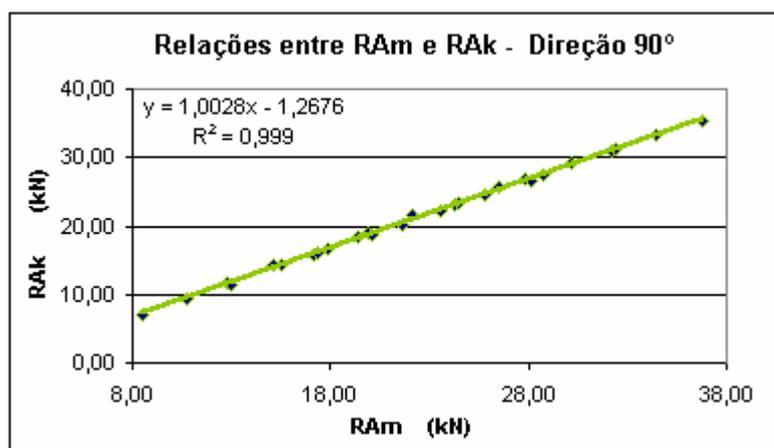


Figura F15 – Relações entre RA<sub>k</sub> e RA<sub>m</sub> na direção 90° para valores das variáveis independentes dentro do intervalo do experimento.

## APÊNDICE G

### (Experimento 6)

# DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS À 45°, PARA UMA AMOSTRAGEM DE VIGAS ROLIÇAS NATURAIS DE EUCALÍPTO CITRIODORA, TRATADAS COM CCA, UTILIZANDO A RESINA EPÓXI SIKADUR 32

## G1 - MATERIAIS E MÉTODOS

Com amostragens de vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora, tratados com CCA, seis vigas secas ao ar, e seis vigas saturadas, com diâmetros aproximados de 20 cm, obteve-se corpos-de-prova com oito barras de aço coladas, conforme a Figura G1, a seguir.

As vigas secas ao ar, V9; V10; V11; V12; V13; e V14, foram utilizadas na primeira amostragem e as vigas saturadas, V1; V2; V3; V4; V5; e V6, foram utilizadas na segunda amostragem.

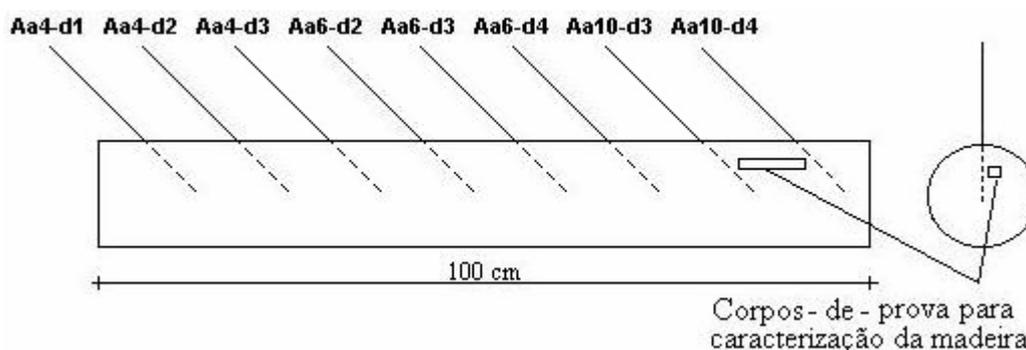


Figura G1 - Corpo-de-prova com barras de aço coladas à 45° em viga roliça natural de Eucalipto citriodora, tratada com CCA.

Em cada corpo-de-prova, foram ancoradas barras de aço com quatro diâmetros diferentes (6,3; 8,0; 10,0 e 12,5 mm) e com comprimentos de ancoragens variados,

formando três grupos de áreas de ancoragens: Aa4; Aa6 e Aa10, conforme a Tabela G1, a seguir:

Tabela G1 – Valores das variáveis independentes adotadas no planejamento do experimento,

Viga	d (mm)	la (cm)	Aa (cm <sup>2</sup> )	D (mm)	e (mm)
V-Aa4-d1	6,3	9,4	18,89	9,0	1,35
V-Aa4-d2	8,0	7,1	18,82	10,5	1,25
V-Aa4-d3	10,0	5,8	18,90	13,0	1,50
V-Aa6-d2	8,0	10,9	28,89	10,5	1,25
V-Aa6-d3	10,0	8,9	29,01	13,0	1,30
V-Aa6-d4	12,5	6,7	29,01	16,0	1,75
V-Aa10-d3	10,0	12,4	40,42	13,0	1,50
V-Aa10-d4	12,5	9,4	40,70	16,0	1,75

A Figura G2, a seguir, apresenta esquematicamente as combinações de áreas de ancoragem, Aa4; Aa6 e Aa10, respectivamente com 18,9; 29,0 e 40,0 cm<sup>2</sup>. Considerando diferentes diâmetros e comprimentos de ancoragens, para duas unidades e seis replicações.

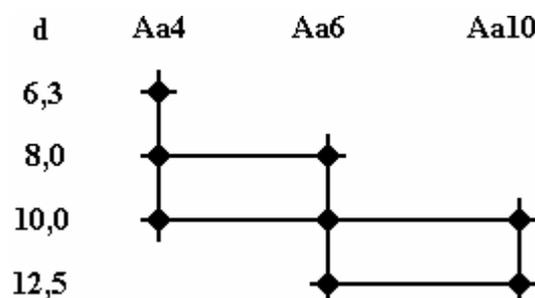


Figura G2 – Combinação das variáveis no planejamento do experimento.

Considerando as mesmas áreas de ancoragens, porém com diâmetros diferentes, pode-se observar o efeito da variação dos diâmetros nas respostas médias de ancoragens.

Em todos os corpos-de-prova as barras de aço receberam tratamento superficial de limpeza, aplicando-se escova de aço rotativa na extremidade em contato com a resina até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para retirar os resíduos oleosos. Foram utilizadas barras de aço CA-50 ( $f_{yk}=500\text{MPa}$ ), solicitadas axialmente em dois ciclos de carga com carregamentos

monotônico, sendo o primeiro ciclo com solicitação até 70% da resistência última. A taxa de carregamento correspondeu a 100N/s.



Figura G3 - Ensaio de ancoragem de barras de aço à 45°, em peças estruturais roliças de Eucalipto citriodora, sendo: (a) viga de reação; (b) suporte; (c) cilindro hidráulico; (d) célula de carga; (e) fixação da extremidade externa da barra de aço.



Figura G4 – Corpo-de-prova prontos para os ensaios de ancoragens.

Para a análise dos resultados de ancoragens foram utilizados os seguintes métodos e testes estatísticos: análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função das variáveis independentes observadas; análise de variância aplicada à análise de regressão, para testar a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F \leq F_{\alpha; v_1; v_2}$ ; o teste “t”, mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada às variáveis independentes, (variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas); análises de resíduos, utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais indicando se os testes aplicados são adequados e possíveis de serem utilizados (o nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ )

e o intervalo de confiança dos valores médios, ao nível de significância de 90%, utilizado para estimar, no quantil 5% inferior correspondente, a resposta característica.

## **G2 – RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS**

### **G2.1 - FORMA DE RUPTURA DAS ANCORAGENS**

As rupturas de ancoragens ocorreram inicialmente por perda de adesão química e posterior perda de adesão mecânica. Em nenhum caso ocorreu retirada de fragmentos da madeira. Em alguns ensaios de ancoragens com barras de diâmetro 6,3mm e comprimento de ancoragem de 9,7 cm, em madeira seca ao ar, ocorreram ruptura das barras de aço antes da ruptura das ancoragens. A resina epóxi apresentou uma textura vítrea após o endurecimento e boa aderência na madeira, nos dois níveis de umidades estudadas.

A Figura G5, a seguir, mostra as formas de ruptura no aço e na madeira, independente dos diâmetros e comprimentos de ancoragens utilizados.



Figura G5 – Formas de ruptura, independentes dos diâmetros das barras e dos comprimentos de ancoragens e aspecto do corpo-de-prova após a retirada da barra de aço.

### **G2.2 – RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA**

A Tabela G2 a seguir, apresenta os valores obtidos de resistência de ancoragem na direção 45° em relação às fibras e as variáveis independentes observadas, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido em amostragem com seis replicações, de vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora tratadas com CCA.

Tabela G2 – Resultados de RA<sub>45°</sub> e variáveis independentes, em Eucalipto citriodora, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido, com seis replicações.

CP	RA <sub>45°</sub>	Aa	U	CP	RA	Aa	U
Observação	kN	cm <sup>2</sup>	%	Observação	kN	cm <sup>2</sup>	%
V1-Aa4-d1	20,42	19,69	25,0	V5-Aa6-d3	31,37	32,60	30,3
V2-Aa4-d1	18,43	19,49	33,0	V6-Aa6-d3	35,36	33,25	31,9
V3-Aa4-d1	22,91	19,49	27,9	V9-Aa6-d3	42,08	31,30	14,7
V4-Aa4-d1	19,42	20,50	32,0	V10-Aa6-d3	42,83	30,97	14,1
V5-Aa4-d1	19,17	19,08	30,3	V11-Aa6-d3	43,33	34,56	14,2
V6-Aa4-d1	19,92	20,91	31,9	V12-Aa6-d3	44,07	31,30	12,7
V10-Aa4-d1	23,90	20,10	14,1	V13-Aa6-d3	43,33	31,30	15,7
V1-Aa4-d2	18,43	21,20	25,0	V14-Aa6-d3	43,82	31,30	12,0
V2-Aa4-d2	15,44	18,55	33,0	V1-Aa6-d4	29,38	31,18	25,0
V3-Aa4-d2	19,92	20,41	27,9	V2-Aa6-d4	26,39	31,18	33,0
V4-Aa4-d2	19,92	22,00	32,0	V3-Aa6-d4	32,62	31,18	27,9
V5-Aa4-d2	17,93	18,82	30,3	V4-Aa6-d4	26,89	33,77	32,0
V6-Aa4-d2	17,43	20,14	31,9	V5-Aa6-d4	36,11	32,04	30,3
V9-Aa4-d2	24,40	19,88	14,7	V6-Aa6-d4	30,88	32,91	31,9
V10-Aa4-d2	25,90	19,35	14,1	V9-Aa6-d4	41,83	31,61	14,7
V11-Aa4-d2	28,88	19,35	14,2	V10-Aa6-d4	42,83	31,18	14,1
V12-Aa4-d2	24,40	19,35	12,7	V11-Aa6-d4	45,82	30,31	14,2
V13-Aa4-d2	23,90	20,14	15,7	V12-Aa6-d4	37,60	32,04	12,7
V14-Aa4-d2	25,90	20,14	12,0	V13-Aa6-d4	37,85	31,18	15,7
V1-Aa4-d3	20,17	20,54	25,0	V14-Aa6-d4	40,34	31,61	12,0
V2-Aa4-d3	17,93	20,54	33,0	V1-Aa10-d3	40,84	41,08	25,0
V4-Aa4-d3	19,92	19,89	32,0	V2-Aa10-d3	41,33	41,40	33,0
V5-Aa4-d3	19,92	20,86	30,3	V3-Aa10-d3	39,84	41,73	27,9
V6-Aa4-d3	20,42	20,86	31,9	V4-Aa10-d3	41,83	40,42	32,0
V9-Aa4-d3	27,89	21,84	14,7	V5-Aa10-d3	40,84	42,05	30,3
V10-Aa4-d3	30,63	20,86	14,1	V6-Aa10-d3	39,84	39,77	31,9
V11-Aa4-d3	30,88	20,21	14,2	V9-Aa10-d3	48,31	40,75	14,7
V12-Aa4-d3	28,88	21,19	12,7	V10-Aa10-d3	48,80	41,08	14,1
V13-Aa4-d3	28,39	21,84	15,7	V11-Aa10-d3	45,32	41,08	14,2
V14-Aa4-d3	28,88	20,54	12,0	V12-Aa10-d3	47,81	41,08	12,7
V1-Aa6-d2	25,15	28,62	25,0	V13-Aa10-d3	50,80	41,08	15,7
V2-Aa6-d2	26,39	29,42	33,0	V14-Aa10-d3	51,79	43,68	12,0
V3-Aa6-d2	28,39	28,89	27,9	V1-Aa10-d4	46,81	48,06	25,0
V4-Aa6-d2	25,40	29,95	32,0	V2-Aa10-d4	44,32	46,33	33,0
V5-Aa6-d2	29,38	30,21	30,3	V3-Aa10-d4	48,31	49,80	27,9
V6-Aa6-d2	26,39	29,95	31,9	V4-Aa10-d4	42,33	49,80	32,0
V9-Aa6-d2	33,86	29,95	14,7	V5-Aa10-d4	44,82	46,76	30,3
V11-Aa6-d2	36,35	30,74	14,2	V6-Aa10-d4	42,83	46,30	31,9
V12-Aa6-d2	32,87	29,68	12,7	V9-Aa10-d4	56,77	48,06	14,7
V13-Aa6-d2	32,37	29,15	15,7	V10-Aa10-d4	52,29	49,36	14,1
V14-Aa6-d2	36,85	30,21	12,0	V11-Aa10-d4	58,76	48,06	14,2
V1-Aa6-d3	34,86	30,32	25,0	V12-Aa10-d4	61,75	47,63	12,7
V2-Aa6-d3	29,88	31,30	33,0	V13-Aa10-d4	52,29	47,63	15,7
V3-Aa6-d3	38,35	31,62	27,9	V14-Aa10-d4	62,75	50,23	12,0
V4-Aa6-d3	32,37	31,30	32,0				

Tabela G3 – Propriedades físicas e mecânicas, das vigas estudadas, em compressão paralela às fibras.

Vigas	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>	U %	$f_{c,0^\circ}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\rho_{12\%}$ kg/m <sup>3</sup>
V1	1100	30,0	52,91	1060
V2	990	40,6	40,31	910
V3	1060	27,9	47,63	1040
V4	1030	40,2	42,34	1020
V5	940	28,1	42,84	1020
V6	960	28,9	42,06	940
V9	1040	14,7	68,42	1030
V10	1040	14,1	69,82	1020
V11	1060	14,2	69,61	1050
V12	1090	14,1	73,62	1070
V13	1040	14,7	65,93	1030
V14	1060	14,9	75,62	1040

Modelo estatístico:

$$RA_{m,45^\circ} = 16,4 + 0,996 Aa - 0,574 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	16,387	1,513	10,83	0,000
Aa	0,99620	0,03539	28,15	0,000
U	-0,57387	0,04123	-13,92	0,000

$$S = 3,247 \quad R^2 = 92,3\%$$

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	10875,9	5438,0	515,73	0,000
Erro residual	86	906,8	10,5		
Total	88	11782,7			
	GL	Seq SQ			
Aa	1	8833,1			
U	1	2042,8			

Análise de resíduos:

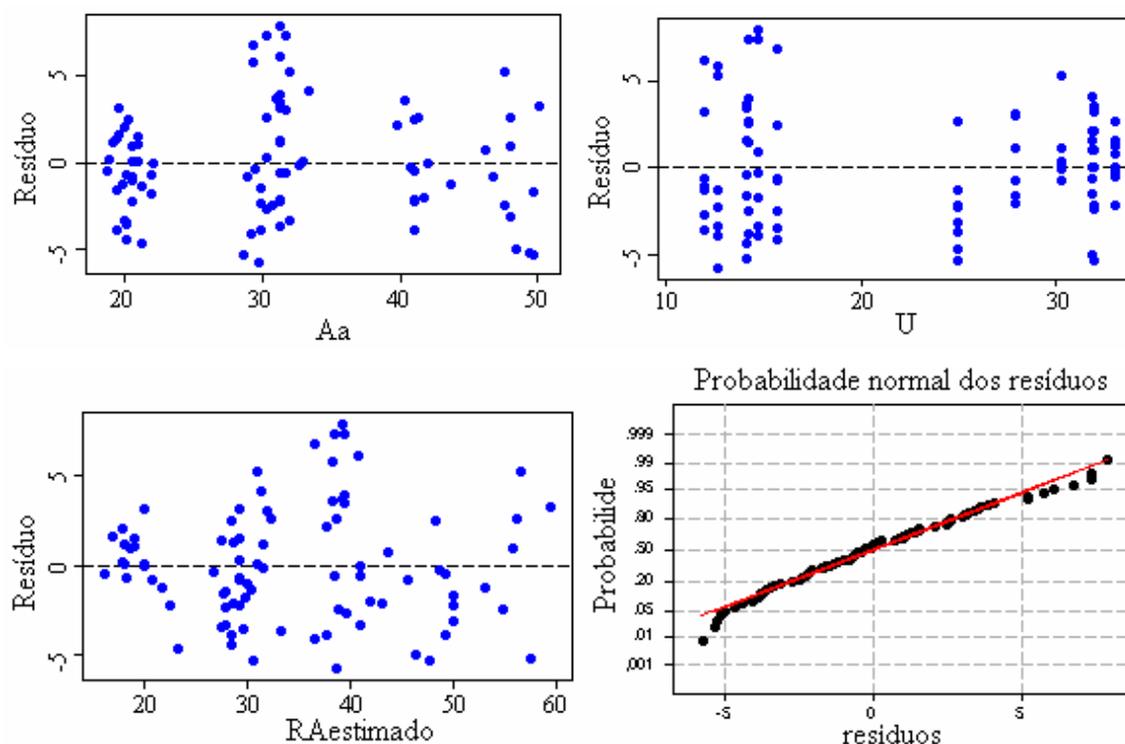


Figura G6 – Diagramas de resíduos versus variáveis do modelo e teste de normalidade dos resíduos, para resistências de ancoragens à 45° com resina epóxi Sikadur 32 fluido.

### G2.2.1 – RESISTÊNCIAS DE ANCORAGENS, VALORES MÉDIOS E VALORES CARACTERÍSTICOS PARA A DIREÇÃO 45°.

A Tabela G4, a seguir, apresenta os valores, médios e característicos das resistências de ancoragens na direção 45°, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido, para o Eucalipto citriodora, considerando para as variáveis independentes significativas, com valores dentro dos intervalos do experimento.

Tabela G4 – Valores das variáveis independentes significativas,  $RA_{m,45^\circ}$  e  $RA_{k,45^\circ}$  para o Eucalipto citriodora, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido.

Aa cm <sup>2</sup>	U %	$RA_m$ kN	$RA_k$ kN	Aa cm <sup>2</sup>	U %	$RA_m$ kN	$RA_k$ kN
15,0	13,0	23,87	22,57	30,0	25,0	31,93	31,33
20,0	13,0	28,85	27,75	35,0	25,0	36,91	36,26
25,0	13,0	33,83	32,89	40,0	25,0	41,89	41,08
30,0	13,0	38,81	37,95	15,0	30,0	14,11	12,92
35,0	13,0	43,79	42,91	20,0	30,0	19,10	18,11
40,0	13,0	48,78	47,78	25,0	30,0	24,08	23,24
15,0	20,0	19,85	18,73	30,0	30,0	29,06	28,29
20,0	20,0	24,83	23,95	35,0	30,0	34,04	33,22
25,0	20,0	29,82	29,12	40,0	30,0	39,02	38,07
30,0	20,0	34,80	34,20	15	35,0	11,25	9,88

35,0	20,0	39,78	39,14	20,0	35,0	16,23	15,03
40,0	20,0	44,76	43,97	25,0	35,0	21,21	20,13
15,0	25,0	16,98	15,87	30,0	35,0	26,19	25,16
20,0	25,0	21,96	21,09	35,0	35,0	31,17	30,10
25,0	25,0	26,95	26,25	40,0	35,0	36,15	34,97

### G3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Por meio da análise de variância, observa-se que o modelo estatístico pode ser considerado, altamente significativo ao nível de significância 5%.

- Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero e mostram que não existe correlação entre os resíduos e as variáveis observadas. As dispersões uniformes dos pontos em torno do zero, confirmam estas conclusões.

- Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas, seguem uma distribuição normal, portanto os testes utilizados em cada análise, são adequados e possíveis de serem utilizados.

- Os dois ciclos de cargas aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

- O modelo estatístico para estimar a resistência de ancoragem média na direção 45°, para o Eucalipto citriodora, com a resina epóxi Sikadur 32 fluido, para variáveis independentes dentro do intervalo do experimento é dado por:

$$RA_{m,45^\circ} = 16,4 + 0,996 Aa - 0,574 U$$

Sendo:

$RA_m$  = resistência média de ancoragem em (kN)

$Aa$  = área de ancoragem ( $cm^2$ )

$U$  = umidade da madeira no instante da ancoragem e do ensaio (%)

- As variações dos diâmetros das barras; a densidade aparente  $\rho_{12\%}$  e a resistência à compressão paralela não foram significantes nos modelos estatísticos.

- A forma de ruptura de ancoragem apresentou-se uniforme, com perda de adesão química na superfície da barra e posterior perda de adesão mecânica. As ancoragens não apresentaram rupturas frágeis, as barras de aço perderam

progressivamente resistências de ancoragens à medida que os comprimentos de ancoragens diminuíram com a retirada das barras.

- A Figura G7, a seguir, apresenta comparativamente as variações da resistência de ancoragem média de barras de aço coladas em Eucalipto citriodora, com resina epóxi Sikadur 32 fluido, considerando as variáveis independentes nos seguintes intervalos:

$$900 \leq \rho_{12\%} \leq 1100 \text{ kg/m}^3; \quad 6,3 \leq d \leq 12,5 \text{ mm}; \quad 17 \leq A_a \leq 42 \text{ cm}^2 \text{ e } 12 \leq U \leq 35\%$$

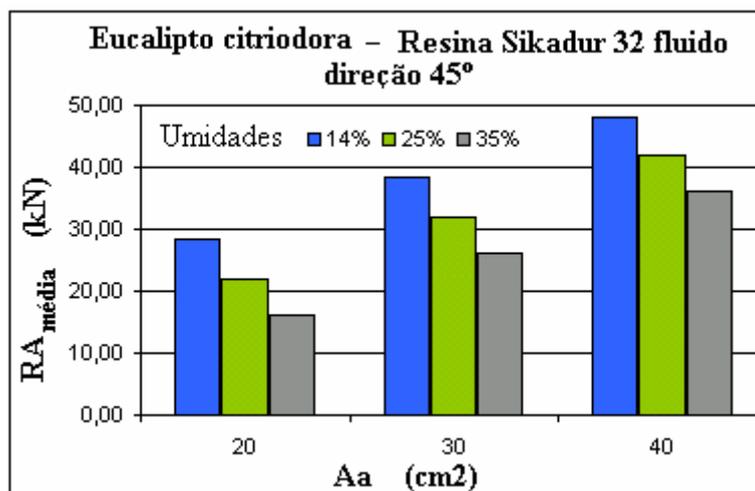


Figura G7 – Valores de  $RA_{m,45^\circ}$  para o Eucalipto citriodora utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido.

- A resina Sikadur 32 fluido apresentou resultados eficientes para a resistência de ancoragem em madeiras com umidades até 35%.

- A Figura G8, a seguir apresenta as relações entre as resistências de ancoragem característica e média, na direção 45° para o Eucalipto citriodora, utilizando a resina epóxi Sikadur 32, fluido, considerando as variáveis independentes assumindo valores dentro dos intervalos do experimento.

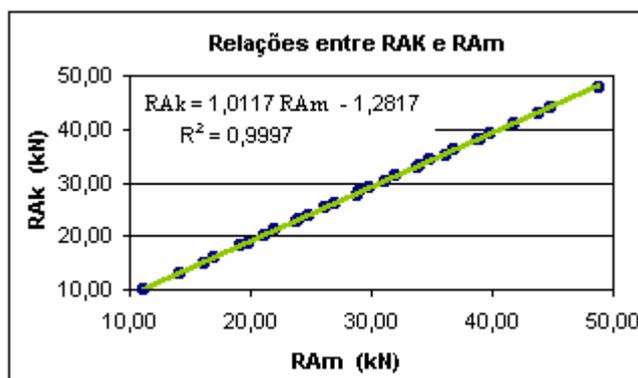


Figura G8 – Relações entre  $RA_{k,45^\circ}$  e  $RA_{m,45^\circ}$  para o Eucalipto citriodora utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido.

## APÊNDICE H

### (Experimento 7)

# AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS E VARIAÇÕES DE UMIDADES APÓS A COLAGEM, SOBRE A RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM DE BARRAS DE AÇO COLADAS PERPENDICULARES ÀS FIBRAS, EM VIGAS DE EUCALIPTO CITRIODORA, UTILIZANDO RESINA EPÓXI SIKADUR 32 FLUIDO

## H1 - MATERIAIS E MÉTODOS

Este experimento foi planejado para se conhecer os efeitos das modificações do tratamento superficial na superfície das barras de aço, sobre a resistência de ancoragem, para barras coladas, perpendiculares às fibras, utilizando resina epóxi Sikadur 32 fluido e considerando variações de umidades na madeira, após a cura da resina.

Foram utilizadas seis vigas serradas: V1; V2; V3; V4; V5 e V6 de Eucalipto citriodora sem tratamento preservativo, as vigas com dimensões de 6,0 x 20,0 x 300,0 cm, inicialmente encontravam-se secas ao ar. De cada viga foram obtidos quatro corpos-de-prova com dimensões de 6,0 x 20,0 x 55,0cm representando quatro série de ensaios com seis replicações. Em cada corpo de prova foram coladas, perpendicularmente às fibras, quatro barras de aço CA-50 com diâmetro de 6,3mm e comprimento de ancoragem de 7,5cm, em furos com diâmetro de 9,5mm, utilizando a resina epóxi Sikadur 32 fluido, conforme a Figura H1, a seguir.

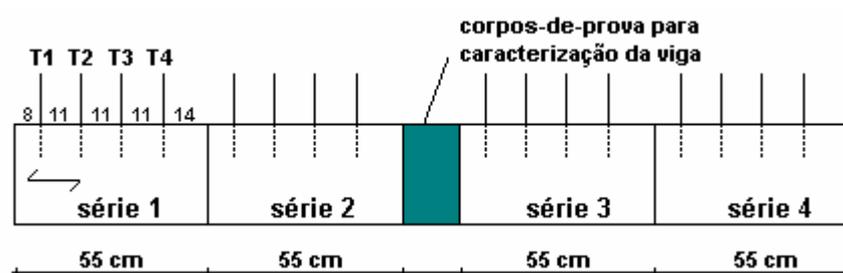


Figura H1 – Obtenção dos corpos-de-prova.

Os valores numéricos próximos às barras de aço correspondem, em centímetros, à distância entre barras e entre barras e a borda da madeira.

As barras foram solicitadas na direção axial com dois ciclos de carregamentos monotônicos, sendo no primeiro ciclo solicitada em até 70% da resistência última esperada.

Cada barra recebeu, na região de ancoragem, um tratamento superficial diferente, sendo: T<sub>1</sub> – limpeza da superfície com escova rotativa de aço, até atingir a cor branca e em seguida limpeza com thinner (de uso geral) para remoção de possível oleosidade; T<sub>2</sub> - superfície oxidada sem limpeza; T<sub>3</sub> - superfície com zincagem por imersão a quente e T<sub>4</sub> - superfície oxidada e simples limpeza com thinner.

Os corpos-de-prova, após a cura da resina, foram climatizados, mantidos imersos em água até atingirem a umidade esperada de 15, 20 e 25%, representando quatro série de ensaios, sendo:

Série 1 - Colagem com umidade média de 13% (secos ao ar), cura de cinco dias e ensaios com umidade média de 13%.

Série 2 – Colagem com umidade média de 13%, cura de cinco dias e ensaios após 15 dias de climatização, com umidade média esperada de 15%,.

Série 3A – Colagem com umidade média de 15%, cura de cinco dias e ensaios após 30 dias de climatização, com umidade média esperada de 20%.

Série 3B – Após os ensaios da série 3A, nos mesmos corpos-de-prova, outras barras de aço com os mesmos tratamentos foram coladas, conforme a Figura H2, com umidade média de 20%. Nesta série os ensaios ocorreram após os corpos-de-prova ficarem mantidos na sombra em local ventilado, para secagem lenta, durante 53 dias, até atingirem a umidade média esperada de 15%.

Série 4A - Colagem com umidade média de 15%, cura de cinco dias e ensaios após 68 dias de climatização, com umidade média esperada de 25%.

Série 4B – Após os ensaios da série 4A, nos mesmos corpos-de-prova, outras barras de aço com os mesmos tratamentos, foram coladas com umidade média de 25%. Nesta série os ensaios ocorreram após os corpos-de-prova ficarem mantidos na sombra em ambiente ventilado, para secagem lenta, durante 80 dias, até atingirem a umidade média esperada de 15%.

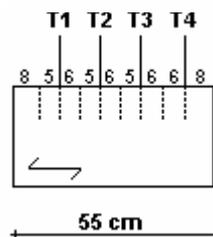


Figura H2 – Corpos-de-prova das séries 3B e 4B.

Os valores numéricos próximos às barras de aço correspondem às posições de ancoragens, medidas em centímetros, após os ensaios das séries 3A e 4A.

As análises estatísticas aplicadas sobre os resultados obtidos foram: a) - comparações múltiplas de médias, utilizando, por meio de análise de variância, o teste F com a hipótese  $H_0$ , onde todas as médias seriam iguais; b) - com a possibilidade de uma ou algumas médias serem diferentes, aplicou-se o método de Tukey para comparações múltiplas entre pares, em amostras de tamanhos iguais, identificando assim a média ou as médias que diferem das demais; c) - aplicou-se o teste de múltiplas comparações (MCB) considerando a maior média, para indicar a melhor média ao nível de significância  $\alpha$ ; d) - análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das respostas médias em função das variáveis independentes observadas: umidade, densidade aparente da madeira seca ao ar e resistência à compressão paralela; e) - aplicou-se a análise de variância à análise de regressão para testar a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$ , quando  $F > F_{v1; v2; \alpha}$ ; f) - aplicou-se o teste “t”, para mostrar a significância das variáveis independentes no modelo por meio da probabilidade “p” associada (variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância, pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas) e g) - aplicou-se análise de resíduos para confirmação das hipóteses fundamentais indicando se os testes escolhidos são adequados e possíveis de serem utilizados. O nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ .

## H2 – RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS

- Os comportamentos dos dois ciclos de cargas aplicados, em cada ancoragem, apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

- As seis séries de corpos-de-prova com os quatro tratamentos e seis replicações, totalizaram 576 ensaios de ancoragem. Deste total; em três resultados ocorreram rupturas por perda de adesão na madeira e em outros quatro resultados a ruptura foi

mista, parte com perda de adesão na madeira e parte com perda de adesão na superfície do aço. Nos outros resultados (98,7%) a ruptura caracterizou-se pela perda de adesão na superfície do aço, inicialmente com perda de adesão química e posterior perda de adesão mecânica.

## H2.1 – RESULTADOS DE RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM PARA AS SÉRIES 1 E 2.

A Tabela H1 e H2 a seguir, apresentam respectivamente os valores de ancoragens nas Séries 1 e 2 para cada tratamento e os valores de densidade aparente e umidades no instante da colagem e no instante do ensaio, obtidas nos corpos-de-prova ensaiados.

Tabela H1 - Resultados  $RA_{90^\circ}$  para os quatro tratamentos superficiais - Séries 1 e 2.

Viga	Série 1 (kN)				Série 2 (kN)			
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>
V1	13,84	19,30	14,59	17,45	9,70	15,40	12,60	11,20
V2	14,32	18,68	18,00	18,00	12,20	17,90	15,50	12,30
V3	10,98	20,18	17,05	17,05	8,40	11,50	11,50	10,80
V4	10,23	18,41	16,36	17,32	8,20	14,00	11,60	11,60
V5	14,86	21,41	17,73	16,77	8,60	15,70	20,30	11,20
V6	18,82	25,09	22,50	19,64	11,60	15,50	16,50	12,40

Tabela H2 – Densidade aparente e umidades para as Séries 1 e 2.

Viga	$\rho_{12\%}$ (kg/m <sup>3</sup> )	Série 1 (%)		Série 2 (%)	
		U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>	U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>
V1	982	12,2	12,2	12,2	14,8
V2	1030	13,3	13,3	13,3	15,5
V3	990	13,8	13,8	13,8	18,2
V4	1065	13,5	13,5	13,5	15,5
V5	1085	13,5	13,5	13,5	16,6
V6	1030	13,0	13,0	13,0	15,6

### H2.1.1 – COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 1

Análise de variância

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	173,67	57,89	12,86	0,000
Erro	20	90,02	4,50		
Total	23	263,69			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Como  $F > F_{3;20;5\%}$ , rejeita-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	13,020	1,925
2	6	20,512	2,495
3	6	17,705	2,647
4	6	17,705	1,034

Teste de Tukey para comparações de pares de médias:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1 - \mu_2| = 7,49 & |\mu_1 - \mu_3| = 4,68 & |\mu_1 - \mu_4| = 4,68 \\ |\mu_2 - \mu_3| = 2,81 & |\mu_2 - \mu_4| = 2,81 & |\mu_3 - \mu_4| = 0 \end{array}$$

Valor crítico da amplitude Studentizada  $q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$

Valor de referência = 3,43

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 3,43.

A média de  $T_1$  difere das médias de  $T_2$ ;  $T_3$  e  $T_4$ .

As médias de  $T_2$ ;  $T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Análise de resíduos:

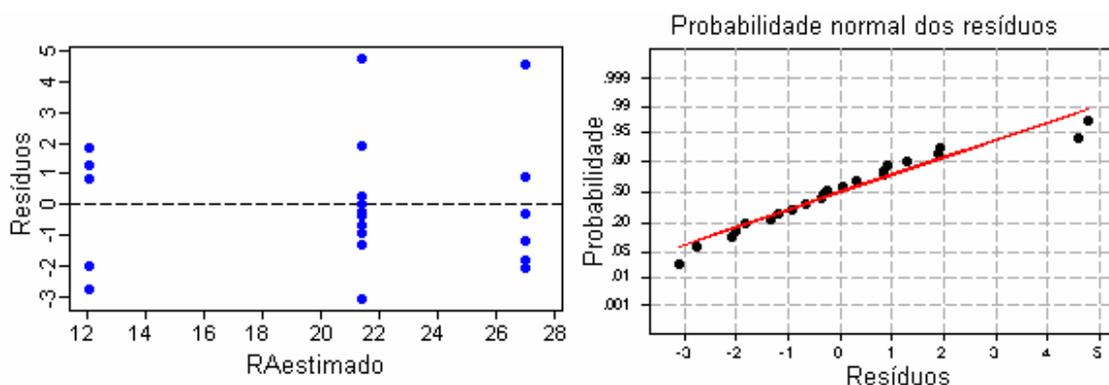


Figura H3 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{estimado}$  e probabilidade normal de resíduos para a Série 1.

O teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-10,177	-7,492	0,000

2	0,000	2,807	5,492
3	-5,492	-2,807	0,000
4	-5,492	-2,807	0,000

O teste considera o tratamento  $T_2$  como o de melhor média.

### H2.1.2 –COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 2

Análise de variância:

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	113,39	37,80	7,63	0,001
Erro	20	99,11	4,96		
Total	23	212,50			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Portanto como  $F > F_{3;20;5\%}$ , rejeita-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos:

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	9,783	1,730
2	6	15,000	2,124
3	6	14,667	3,449
4	6	11,583	0,646

Teste de Tokey para comparação de pares de média:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1 - \mu_2| = 5,22 & |\mu_1 - \mu_3| = 4,88 & |\mu_1 - \mu_4| = 1,80 \\ |\mu_2 - \mu_3| = 0,33 & |\mu_2 - \mu_4| = 3,42 & |\mu_3 - \mu_4| = 3,08 \end{array}$$

$$\text{Valor crítico da amplitude Studentizada } q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$$

$$\text{Valor de referência} = 3,60$$

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 3,60

A média de  $T_1$  difere das médias de  $T_2$ ,  $T_3$  e  $T_4$ .

As médias de  $T_2$ ,  $T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-8,034	-5,217	0,000
2	-2,484	0,333	3,151
3	-3,151	-0,333	2,484
4	-6,234	-3,417	0,000

O teste considera o tratamento  $T_2$  com o de melhor média.

Análise de resíduos:

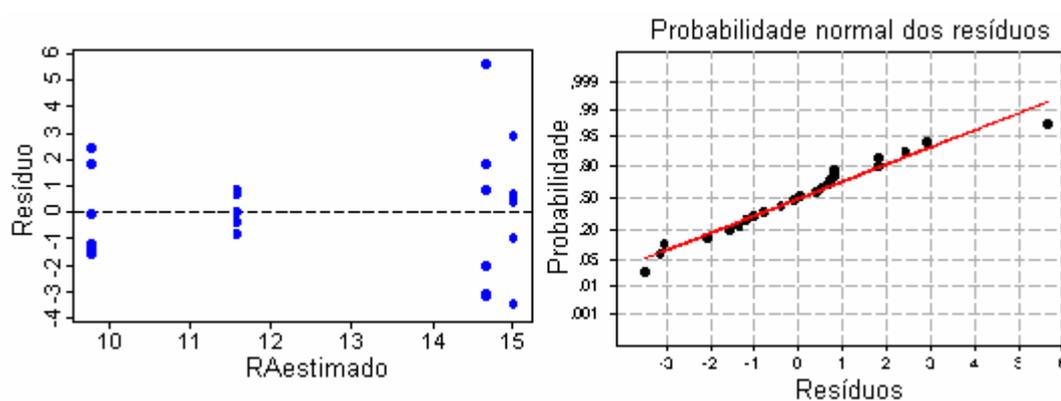


Figura H4 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{\text{estimado}}$  e probabilidade normal de resíduos para a Série 2.

## H2.2 – RESULTADOS DE RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM PARA AS SÉRIES 3A E 3B.

As Tabelas H3 e H4 a seguir, apresentam respectivamente os valores de ancoragens nas Séries 3A e 3B para cada tratamento e os valores de densidade aparente e umidades no instante da colagem e no instante do ensaio, obtidas nos corpos-de-prova ensaiados.

Tabela H3 - Resultados de  $RA_{90^\circ}$  para quatro tratamentos - Séries 3A e 3B.

Viga	Série 3A (kN)				Série 3B (kN)			
	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$
V1	12,50	13,40	12,70	12,40	16,80	17,60	17,40	18,80
V2	8,50	12,80	13,20	14,30	15,40	14,00	15,80	17,70
V3	8,40	11,90	12,00	10,10	15,70	15,60	15,90	14,80
V4	12,30	13,10	9,80	14,20	14,10	15,70	16,00	20,40
V5	11,10	11,70	13,20	12,80	16,90	17,60	18,50	18,20
V6	8,30	13,00	12,10	12,40	18,10	19,50	16,50	15,80

Tabela H4 – Densidade aparente e umidades para as séries 3A e 3B.

Viga	$\rho_{12\%}$ (kg/m <sup>3</sup> )	Série 3A (%)		Série 3B (%)	
		U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>	U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>
V1	982	14,8	21,2	21,2	16,2
V2	1030	15,5	22,0	22,0	14,9
V3	990	18,9	22,3	22,3	17,0
V4	1065	15,5	20,9	20,9	15,8
V5	1085	16,6	18,9	18,9	14,5
V6	1030	15,9	22,1	22,1	18,7

### H2.2.1 –COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 3A

Análise de variância:

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	27,08	9,03	4,07	0,021
Erro	20	44,33	2,22		
Total	23	71,41			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Portanto como  $F > F_{3;20;5\%}$ , rejeita-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos:

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	10,100	2,104
2	6	12,650	0,689
3	6	12,167	1,269
4	6	12,700	1,534

Teste de Tukey para comparações de pares de médias:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1 - \mu_2| = 2,55 & |\mu_1 - \mu_3| = 2,07 & |\mu_1 - \mu_4| = 2,60 \\ |\mu_2 - \mu_3| = 0,48 & |\mu_2 - \mu_4| = 0,05 & |\mu_3 - \mu_4| = 0,53 \end{array}$$

Valor crítico da amplitude Studentizada  $q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$

Valor de referência = 2,40

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 2,40

A média de  $T_1$  difere das médias de  $T_2$ ,  $T_3$  e  $T_4$ .

As médias de  $T_2$ ,  $T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-4,484	-2,600	0,000
2	-1,934	-0,050	1,834
3	-2,418	-0,533	1,351
4	-1,834	0,050	1,934

O teste considera o tratamento  $T_4$  com o de melhor média.

Análise de resíduos:

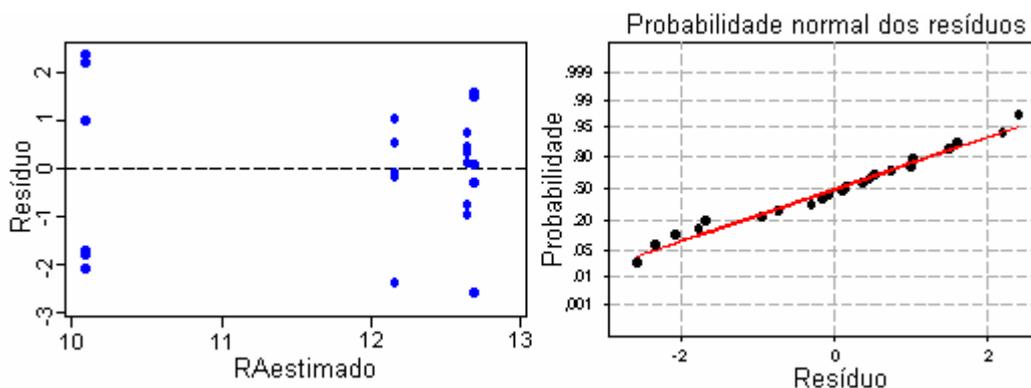


Figura H5 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{estimado}$  e probabilidade normal de resíduos para a série 3A.

## H2.2.2 –COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 3B

Análise de variância:

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	6,59	2,20	0,80	0,510
Erro	20	55,14	2,76		
Total	23	61,73			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Portanto como  $F < F_{3;20;5\%}$ , confirma-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos:

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	16,167	1,397

2	6	16,667	1,947
3	6	16,683	1,068
4	6	17,617	2,036

Teste de Tukey para comparações de pares de médias:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1-\mu_2|=0,50 & |\mu_1-\mu_3|=2,07 & |\mu_1-\mu_4|=1,45 \\ |\mu_2-\mu_3|=0,02 & |\mu_2-\mu_4|=0,95 & |\mu_3-\mu_4|=0,93 \end{array}$$

Valor crítico da amplitude Studentizada  $q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$

Valor de referência = 2,68

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 2,68

A média de  $T_1; T_2; T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-3,552	-1,450	0,652
2	-3,052	-0,950	1,152
3	-3,035	-0,933	1,168
4	-1,168	0,933	3,035

O teste considera o tratamento  $T_4$  com o de melhor média.

Análise de resíduos:

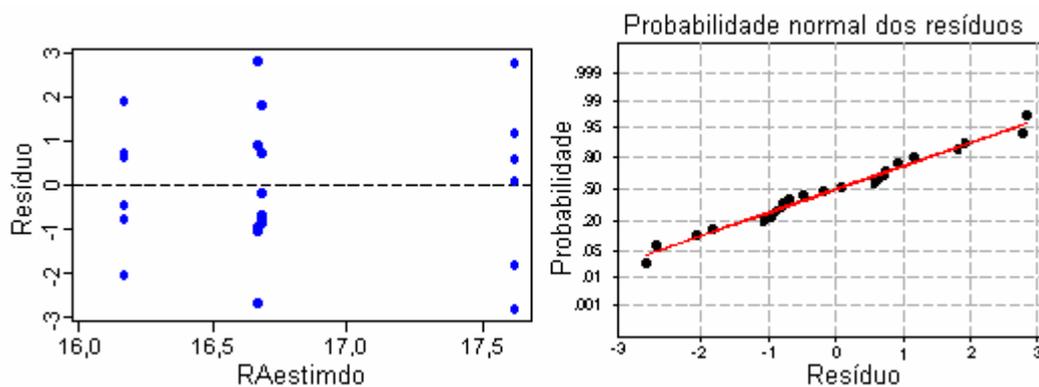


Figura H6 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{estimado}$  e probabilidade normal de resíduos para a série 3B.

## H2.3 – RESULTADOS DE RESISTÊNCIA DE ANCORAGEM PARA AS SÉRIES 4A E 4B.

A Tabela H5 e H6 a seguir, apresentam respectivamente os valores de ancoragens nas Séries 4A e 4B para cada tratamento e os valores de densidade aparente e umidades no instante da colagem e no instante do ensaio, obtidas nos corpos-de-prova ensaiados.

Tabela H5 - Resultados de  $RA_{90^\circ}$  para quatro tratamentos - Séries 4A e 4B.

Viga	Série 4A (kN)				Série 4B (kN)			
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>
V1	12,70	11,50	12,90	16,20	21,00	20,90	21,50	18,90
V2	13,30	11,50	11,90	13,20	18,80	16,80	21,20	20,60
V3	9,30	9,40	7,00	11,20	17,00	18,40	18,50	18,40
V4	13,80	9,70	13,60	14,70	18,80	19,70	21,40	21,20
V5	11,80	12,50	10,50	11,80	17,10	19,00	21,70	18,90
V6	7,20	7,50	7,50	10,90	18,50	19,50	18,60	18,70

Tabela H6 – Densidade aparente e umidades para as séries 4A e 4B.

Viga	$\rho_{12\%}$ (kg/m <sup>3</sup> )	Série 4A (%)		Série 4B (%)	
		U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>	U <sub>colagem</sub>	U <sub>ensaio</sub>
V1	982	14,8	21,4	21,4	15,3
V2	1030	15,5	23,7	23,7	19,2
V3	990	18,9	25,2	25,2	17,2
V4	1065	15,5	21,9	21,9	18,4
V5	1085	16,6	19,4	19,4	18,0
V6	1030	15,6	27,1	27,1	19,2

### H2.3.1 –COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 4A

Análise de variância:

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	25,99	8,66	1,56	0,229
Erro	20	110,78	5,54		
Total	23	136,77			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Portanto como  $F < F_{3;20;5\%}$ , confirma-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos:

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	11,350	2,579

2	6	10,350	1,828
3	6	10,567	2,777
4	6	13,000	2,110

Teste de Tukey para comparações de pares de médias:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1 - \mu_2| = 1,00 & |\mu_1 - \mu_3| = 0,78 & |\mu_1 - \mu_4| = 1,65 \\ |\mu_2 - \mu_3| = 0,22 & |\mu_2 - \mu_4| = 2,65 & |\mu_3 - \mu_4| = 2,43 \end{array}$$

Valor crítico da amplitude Studentizada  $q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$

Valor de referência = 3,80

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 3,80

A média de  $T_1; T_2; T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-4,629	-1,650	1,329
2	-5,629	-2,650	0,329
3	-5,412	-2,433	0,546
4	-1,329	1,650	4,629

O teste considera o tratamento  $T_4$  com o de melhor média.

Análise de resíduos:

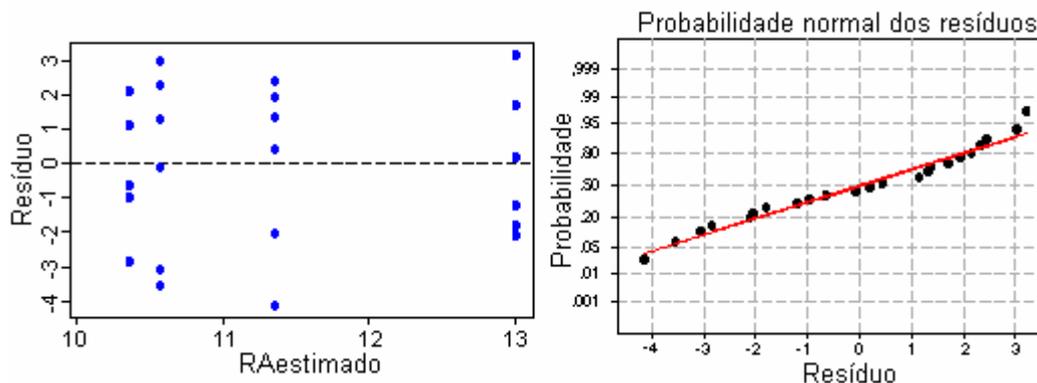


Figura H7 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{estimado}$  e probabilidade normal de resíduos para a série 4A.

### H2.3.2 –COMPARAÇÃO DOS TRATAMENTOS NA SÉRIE 4B

Análise de variância:

	GL	SQ	QM	F	P
Tratamento	3	12,29	4,10	2,15	0,126
Erro	20	38,17	1,91		
Total	23	50,46			

$$F_{3;20;5\%} = 3,10$$

Portanto como  $F < F_{3;20;5\%}$ , confirma-se a hipótese  $H_0$ .

Parâmetros estatísticos obtidos:

Tratamento	n	média	desvio padrão
1	6	18,533	1,458
2	6	19,050	1,381
3	6	20,483	1,507
4	6	19,450	1,154

Teste de Tukey para comparações de pares de médias:

$$\begin{array}{lll} |\mu_1 - \mu_2| = 0,52 & |\mu_1 - \mu_3| = 1,95 & |\mu_1 - \mu_4| = 0,92 \\ |\mu_2 - \mu_3| = 1,43 & |\mu_2 - \mu_4| = 0,40 & |\mu_3 - \mu_4| = 1,03 \end{array}$$

$$\text{Valor crítico da amplitude Studentizada } q_{k;k(n-1);\alpha} = q_{4;20;5\%} = 3,96$$

$$\text{Valor de referência} = 2,23$$

São significativamente distintas ao nível de significância de 5% as médias cujas diferenças superam 2,23

A média de  $T_1; T_2; T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Teste de múltiplas comparações com a melhor média (MCB)

Tratamento	limite inferior	valor central	limite superior
1	-4,629	-1,650	1,329
2	-5,629	-2,650	0,329
3	-5,412	-2,433	0,546
4	-1,329	1,650	4,629

O teste considera o tratamento  $T_4$  com o de melhor média.

Análise de resíduos:

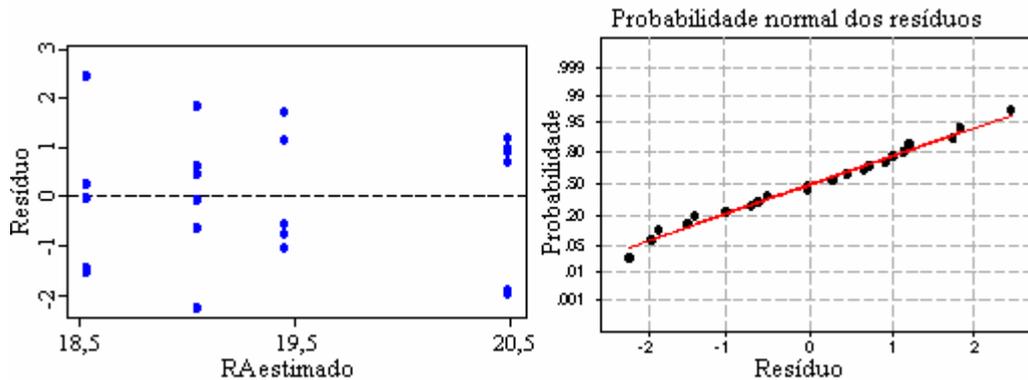


Figura H8 - Diagramas de resíduos versus  $RA_{estimado}$  e probabilidade normal de resíduos para a série 4B.

## H2.4 - ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA CONSIDERANDO SÉRIES E TRATAMENTOS

As análises de regressão a seguir, explicam a variabilidade das respostas da resistência de ancoragem em relação às variáveis independentes, umidade; densidade aparente e resistência à compressão paralela.

Para:  $U$  em (%),  $\rho_{12\%}$  em ( $kg/m^3$ ) e  $f_{c0}$  em (MPa)

Com  $F_{v1;v2;\alpha} = F_{2;9;5\%} = 4,26$

### H2.4.1 – ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR PARA AS SÉRIES 1 E 2

Modelo estatístico para o tratamento  $T_1$

$$RA_{T1} = - 19,0 + 0,020 U + 0,0074 \rho_{12\%} + 0,312 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	26,13	15,48	1,69	0,126
U	19,04	21,26	-0,90	0,397
$\rho_{12\%}$	0,00738	0,01212	0,61	0,560
$f_{c0}$	0,3124	0,1141	2,74	0,026

$$S = 1,397 \quad R^2 = 76,0\%$$

#### Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	49,317	16,439	8,42	0,007
Erro residual	8	15,611	1,951		
Total	11	64,928			

Valor crítico de  $F_{3; 8; 5\%} = 4,07$

Existe regressão e as variáveis: umidade e densidade aparente não são significativas no modelo ao nível de significância de 5%. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra e as respostas inferidas pelo modelo estatístico não são boas.

Modelo estatístico para o tratamento  $T_2$

$$RA_{T_2} = 5,6 - 1,14 U + 0,0178 \rho_{12\%} + 0,148 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	5,64	36,23	0,16	0,880
U	-1,1393	0,7220	-1,58	0,153
$\rho_{12\%}$	0,01780	0,02065	0,86	0,414
$f_{c0}$	0,1485	0,1945	0,76	0,467

$$S = 2,380 \quad R^2 = 68,7\%$$

#### Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regression	3	99,502	33,167	5,86	0,020
Erro residual	8	45,312	5,664		
Total	11	144,814			

Valor crítico de  $F_{3; 8; 5\%} = 4,07$

Existe regressão e as variáveis independentes não são significativas no modelo ao nível de significância de 5%. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo

( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra e as respostas inferidas pelo modelo estatístico não são boas.

Modelo estatístico para o tratamento  $T_3$

$$RA_{T_3} = -33,6 - 0,267 U + 0,0410 \rho_{12\%} + 0,167 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-33,63	47,90	-0,70	0,503
U	-0,2673	0,9546	-0,28	0,787
$\rho_{12\%}$	0,04104	0,02730	1,50	0,171
$f_{c0}$	0,1669	0,2571	0,65	0,535
S = 3,147	$R^2 = 35,2\%$			

Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	42,998	14,333	1,45	0,300
Erro residual	8	79,210	9,901		
Total	11	122,209			

Valor crítico de  $F_{3; 8; 5\%} = 4,07$

Não existe regressão e as variáveis não são significativas. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra.

Modelo estatístico para o tratamento  $T_4$

$$RA_{T_4} = 24,8 - 1,28 U + 0,0031 \rho_{12\%} + 0,075 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	24,80	31,11	0,80	0,448
U	-1,2802	0,6200	-2,06	0,073
$\rho_{12\%}$	0,00313	0,01773	0,18	0,864
$f_{c0}$	0,0751	0,1670	0,45	0,665

$$S = 2,044 \quad R^2 = 72,1\%$$

Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	86,446	28,815	6,90	0,013
Erro residual	8	33,415	4,177		
Total	11	119,860			

Valor crítico de  $F_{3; 8; 5\%} = 4,07$

Existe regressão e as variáveis não são significativas no modelo ao nível de significância de 5%. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra e as respostas inferidas pelo modelo estatístico não são boas.

## H2.4.2 – ANÁLISE DE REGRESSÃO LINEAR PARA AS SÉRIES 2, 3A E 4A

**Modelo estatístico para o tratamento T<sub>1</sub>**

$$RA_{T1} = -34,1 + 0,332 U + 0,0235 \rho_{12\%} + 0,227 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-34,15	33,61	-1,02	0,327
U	0,3323	0,2936	1,13	0,277
$\rho_{12\%}$	0,02350	0,02103	1,12	0,283
$f_{c0}$	0,2267	0,1502	1,51	0,154

$$S = 2,159 \quad R^2 = 14,6\%$$

Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	11,136	3,712	0,80	0,516
Erro residual	14	65,286	4,663		
Total	17	76,423			

Valor crítico  $F_{3; 14; 5\%} = 3,34$

Não existe regressão e as variáveis não são significativas. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra.

### Modelo estatístico para o tratamento T<sub>2</sub>

$$RA_{T2} = 0,7 - 0,322 U + 0,0067 \rho_{12\%} + 0,189 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	0,66	17,47	0,04	0,970
U	-0,3217	0,1526	-2,11	0,054
$\rho_{12\%}$	0,00669	0,01093	0,61	0,551
$f_{c0}$	0,18857	0,07810	2,41	0,030
S = 1,123	$R^2 = 83,4\%$			

### Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	88,876	29,625	23,51	0,000
Erro residual	14	17,644	1,260		
Total	17	106,520			

Valor crítico  $F_{3; 14; 5\%} = 3,34$

Existe regressão e a variável densidade aparente não é significativa no modelo ao nível de significância de 5%. O valor do coeficiente de determinação múltiplo  $R^2 = 83,4$  indica uma pequena dispersão dos valores da amostra e as respostas inferidas pelo modelo estatístico são aceitáveis, porém trata-se de um caso isolado entre as análises realizadas.

### Modelo estatístico para o tratamento T<sub>3</sub>

$$RA_{T3} = -69,8 + 0,188 U + 0,0509 \rho_{12\%} + 0,433 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-69,82	30,01	-2,33	0,035

U	0,1879	0,2622	0,72	0,485
$\rho_{12\%}$	0,05089	0,01878	2,71	0,017
$f_{c0}$	0,4333	0,1341	3,23	0,006
S = 1,928	$R^2 = 66,9\%$			

#### Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	105,298	35,099	9,44	0,001
Erro residual	14	52,042	3,717		
Total	17	157,340			

Valor crítico  $F_{3, 14; 5\%} = 3,34$

Existe regressão e a variável umidade não é significativa no modelo ao nível de significância de 5%. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra e as respostas inferidas pelo modelo estatístico não são boas.

#### Modelo estatístico para o tratamento T<sub>4</sub>

$$RA_{T_4} = -30,4 + 0,408 U + 0,0211 \rho_{12\%} + 0,213 f_{c0}$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-30,42	23,84	-1,28	0,223
U	0,4076	0,2083	1,96	0,071
$\rho_{12\%}$	0,02112	0,01492	1,42	0,179
$f_{c0}$	0,2131	0,1065	2,00	0,065
S = 1,532	$R^2 = 23,3\%$			

#### Análise de variância

Teste de significância do modelo estatístico:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	3	9,957	3,319	1,42	0,280
Erro residual	14	32,839	2,346		

Total 17 42,796

Valor crítico  $F_{3; 14; 5\%} = 3,34$

Não existe regressão considerando que as variáveis independentes não são significativas. O baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo ( $R^2$ ) indica uma grande dispersão na amostra.

### H3 – CONCLUSÕES PARCIAIS

- Os dois ciclos de carga aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até aproximadamente 70% da solicitação última.

- A principal forma de ruptura de ancoragem, ocorreu por perda de aderência na superfície da barra, inicialmente perda de adesão química e posteriormente perda de adesão mecânica, em 98,7% dos casos.

- As barras de aço escovadas (tratamento  $T_1$ ) apresentaram em média menor resistência de ancoragem do que os outros tratamentos superficiais.

- A melhor média das respostas de ancoragem, apresentou-se no tratamento  $T_4$ .

- Nas séries 1; 2; 3A e 3B as médias dos tratamentos  $T_2$ ;  $T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas iguais ao nível de significância de 5%.

Nas séries 4A e 4B as médias dos tratamentos  $T_1$ ;  $T_2$ ;  $T_3$  e  $T_4$  podem ser consideradas estatisticamente iguais ao nível de significância de 5%.

- Observou-se, em todos os tratamentos que, após a cura do adesivo, as médias de resistência de ancoragem diminuíram com o aumento da umidade da madeira e aumentou com a secagem da madeira. Esta importante evidência sugere que, possivelmente parâmetros como a resistência ou a rigidez da madeira, que são influenciados pelas variações de umidade, estejam mais relacionados com a resistência de ancoragem do que a densidade aparente da madeira. Entretanto, com os resultados obtidos ainda não foi possível concluir qual é a propriedade mecânica da madeira mais significativa nas variações das resistências de ancoragem

- Não houve diferenças significativas entre os tratamentos superficiais aplicados às barras de aço, independentemente das condições de umidade do ensaio. O tratamento superficial, pouco alterou a rugosidade superficial da barra, portanto pouco influenciou na resistência final de ancoragem.

- A aderência mecânica da barra de aço é maior e mais eficiente do que a aderência química.

- Podem surgir preocupações quanto à proteção das barras de aço, para evitar as corrosões, que deterioram as ancoragens progressivamente. Neste caso as superfícies tratadas com zincagem por imersão a quente são opções recomendadas e com resistências de ancoragens equivalentes aos outros tratamentos superficiais estudados.

- Em poucas análises estatísticas, a densidade aparente da madeira com 12% de umidade, apresentou-se significativa para explicação de parte das variações da resistência de ancoragem.

- Em todos os tratamentos, as variações das resistências de ancoragem conseqüentes das variações de umidade após a cura do adesivo, apresentaram grandes dispersões de resultados nas amostras, resultando no baixo valor do coeficiente de determinação múltiplo  $R^2$ .

## APÊNDICE I

### (Experimento 8)

## ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS CONECTORES DE BARRAS DE AÇO COLADAS EM CORPOS-DE-PROVA DE MADEIRA E CONCRETO.

Este experimento foi desenvolvido em um único corpo-de-prova do tipo “push out,” de madeira e concreto, para se conhecer o comportamento dos conectores de barras de aço coladas no formato “X”, os esforços que agem em cada barra, determinar o módulo de deslizamento médio do conector, o esforço limite último, observar o comportamento do concreto armado de média resistência e o embutimento das barras de aço na madeira.

### II - MATERIAIS E MÉTODOS

O corpo de prova foi executado com uma viga roliça de Eucalipto citriodora saturada (viga V71), tratada com CCA, com diâmetro médio de 17,6cm e comprimento de 47,0cm. Esta peça foi aplainada formando duas faces paralelas equidistante de 15,0cm, conforme a Figura II. A viga após adquirir o formato definitivo, foi embalada com um filme de polietileno para manter a umidade interna constante.

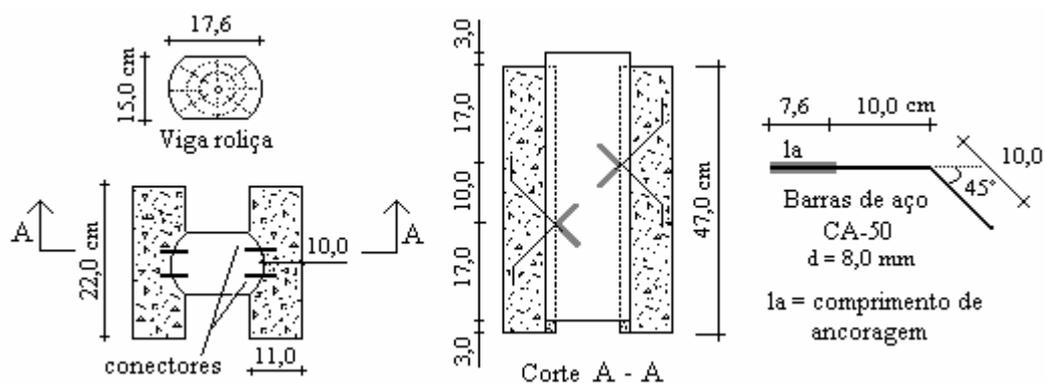


Figura II – Corpos-de-prova de madeira e concreto e conectores de barras de aço coladas no formato “X”.

Os conectores foram formados com barras de aço CA-50 coladas na madeira com resina Sikadur 32 fluido, conforme a Tabela I1. Em cada uma das barras que compõe o conector, foram fixados dois extensômetros elétricos, de modo que permanecessem no plano de cisalhamento entre a madeira e o concreto. Os extensômetros foram fixados respectivamente nos lados; tracionado e comprimido, conforme a Figura I2.

Tabela I1 – Dimensão da barra; diâmetro do furo; comprimento de ancoragem; área de ancoragem e espessura da linha de cola.

d (mm)	D (mm)	$l_a$ (cm)	$A_a$	e (mm)
8,0	10,5	7,6	20,0	1,25

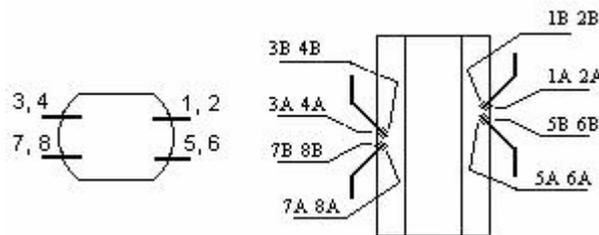


Figura I2 - Posições dos extensômetros elétricos nas barras 1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; e 8. Lado B (comprimido) e lado A (tracionado).

A Figura I3, a seguir, apresenta os esforços resultantes verticais  $V_{1;2}$ ;  $V_{3;4}$ ;  $V_{5;6}$  e  $V_{7;8}$  que agem inicialmente na interface madeira-concreto, solicitando as barras tracionadas (barras 1, 2, 3 e 4) e as barras comprimidas (barras 5, 6, 7 e 8). Apresenta também, como exemplo, as deformações registradas nos extensômetros A e B da barra 1.

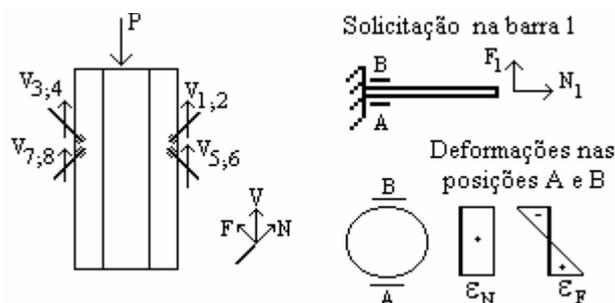


Figura I3 – Forças resultantes verticais (V), nas barras de aço, suas componentes e as deformações axiais e de flexão, registradas nos extensômetros A e B.

Com as deformações registradas por meio dos extensômetros A e B, pode-se obter a deformação média axial e a deformação média de flexão, em cada barra.

$$\epsilon_A = \epsilon_N + \epsilon_F$$

$$\varepsilon_B = \varepsilon_N - \varepsilon_F$$

Portanto:  $\varepsilon_A + \varepsilon_B = 2 \varepsilon_N$  e  $\varepsilon_A - \varepsilon_B = 2 \varepsilon_F$

Sendo:

( $\varepsilon_N$ ) deformação axial.

( $\varepsilon_F$ ) deformação de flexão.

Nas barras tracionadas,  $\varepsilon_A$  e  $\varepsilon_B$  foram registradas pelos extensômetros A e B respectivamente. Considerações análogas foram feitas também, para as barras comprimidas, alterando-se os sinais de ( $\varepsilon_N$ ).

Todas as barras de aço receberam um tratamento superficial, aplicando-se escova de aço rotativa, na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para remover os resíduos oleosos.

O concreto utilizado foi preparado com traço 1: 2,90: 3,24 em peso, com a relação água-cimento ( $a/c = 0,65$ ). A resistência esperada, aos vinte e oito dias de idade, foi de 26,0 MPa. Utilizou-se cimento portland CP II F 32; areia média e britas 5/8 e 1" em proporções iguais.

As armaduras utilizadas nos dois lados do corpo-de-prova, representaram armaduras mínimas em relação ao volume de concreto utilizado, conforme a ABNT (2003, item 17.3.5.1) e foram adotadas para reduzir as fissurações no concreto. Estas armaduras foram posicionadas afastadas dois centímetros da face da madeira.

A Figura I4, a seguir, apresenta as barras que compõe a armadura e detalhes da fôrma utilizada para moldar o corpo-de-prova.

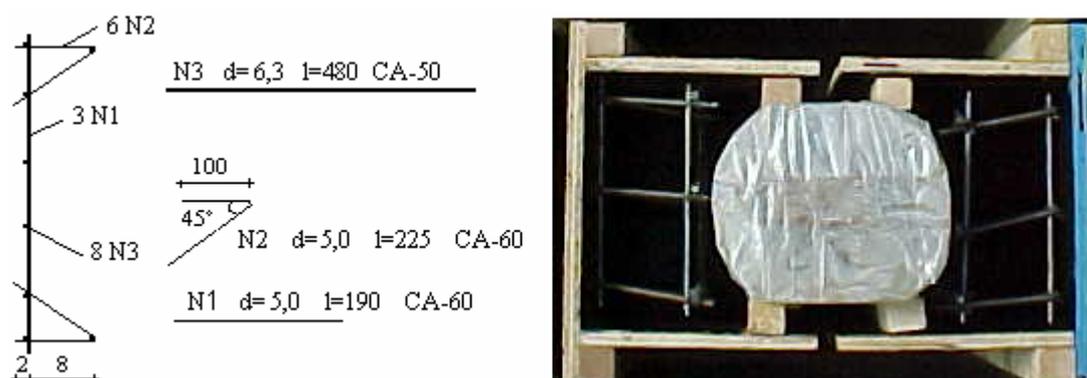


Figura I4 – Armaduras e detalhes da fôrma utilizada para moldar o corpo-de-prova.

A barra N2 não teve função estrutural, foi adotada apenas para manter a armadura posicionada na forma, facilitando o adensamento do concreto.

O corpo-de-prova foi solicitado com carregamento monotônico, com seis carregamentos distintos, com limites máximos progressivos, permitindo assim, a centralização do carregamento, as observações de simetria nos deslocamentos, a acomodação e estabilização dos deslocamentos iniciais, a aferição e o balanceamento do conjunto de aquisição de dados, em cada solicitação.

Os deslocamentos relativos, entre a madeira e o concreto, foram medidos por meio de dois transdutores de deslocamentos, elétrico e mecânico, marca Kiowa, com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 50mm, posicionados em faces opostas do corpo-de-prova.

Os carregamentos foram controlados por meio de uma célula de carga com capacidade de 200 kN, fabricada no LaMEM, com dois conjuntos simétricos de extensômetros elétricos, formando pontes completas de Wheatstone. A célula de carga foi aferida comparativamente com outra célula de referência.

O sistema de aquisição de dados utilizado, foi o sistema Linx, com 32 canais, dezenove deles foram utilizados para recepção dos seguintes sinais: uma célula de carga, dois transdutores de deslocamentos e dezesseis deformações medidas com extensômetros elétricos. Os sinais foram programados para serem lidos em intervalo de um segundo.

O sistema de solicitação foi desenvolvido por meio de um pórtico de reação com um cilindro hidráulico, com capacidade até 150 kN, acionado por um atuador de controle manual. A Figura I5, a seguir, mostra detalhes no corpo de prova, instrumentos e o sistema de aquisição de dados.



Figura I5 – Detalhes das ligações nos extensômetros; corpo-de-prova instrumentado e o sistema de aquisição de dados.

A solicitação do corpo-de-prova em cada carregamento deu-se com dois ciclos de carga, semelhante ao procedimento normalizado pela ABNT (1997, Anexo C, item

C.5.2), adotou-se o comprimento da base de leituras de deslocamentos,  $L_0 = 33\text{cm}$  e no último carregamento, obteve-se a resistência última corresponde à deformação  $\varepsilon = 2 \text{‰}$ .

Os carregamentos aplicados atingiram os seguintes limites, com repetições: 33; 33; 66; 66; 100 kN e o último carregamento atingiu o limite de ruptura.

## I2 – RESULTADOS OBTIDOS

### I2.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

As propriedades mecânicas e elásticas obtidas para os materiais utilizados encontram-se na Tabela I2, considerando que a madeira foi obtida de parte da viga V71, conforme o Apêndice M, item 3.2:

Tabela I2 – Resistências e módulo de elasticidade dos materiais utilizados.

	Concreto	Madeira	Aço CA-50
	MPa	MPa	MPa
Resistência	$f_{c,c,j}=29,22$	$f_{c,w,0}=44,68$	$F_{y,s}=500,00$
Módulo de Elasticidade	$E_{c,i}=27434$	$E_{c,0}=20000$	$E_s=200000$
Condição	$j = 28$ dias	$U=35,1 \text{‰};$ $\rho_{ap}=1010 \text{ kg/m}^3$	$d = 8,0\text{mm}$

Sendo:

- $E_{c,i}$  Módulo de elasticidade tangente inicial avaliado ABNT (2003, item 8.2.8)
- $E_{c,0}$  Módulo de elasticidade médio do Eucalipto citriodora saturado, obtido de ensaios de compressão paralela.
- $E_s$  Módulo de elasticidade do aço CA-50, obtido em ensaio de tração.
- $U$  Umidade.
- $\rho_{ap}$  Densidade aparente.

### I2.2 – O MÓDULO DE DESLIZAMENTO DA CONEXÃO

A Figura I6, a seguir, apresenta a relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos relativos médios entre o concreto e a madeira, definindo assim o módulo de deslizamento (K) da conexão, com quatro conectores em “X”.

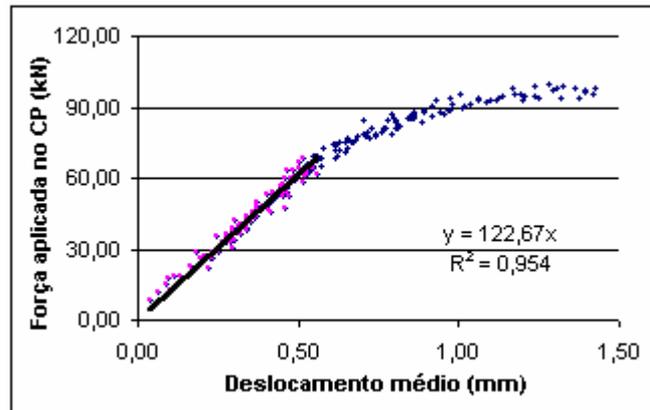


Figura I6 – Diagrama de força versus deformação relativa média do corpo-de-prova com quatro conectores.

Assim pode-se dizer que o módulo de deslizamento (K) médio de cada conector “X”, formado por barras de aço CA-50, com diâmetro de 8,0mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, em madeira saturada de Eucalipto citriodora corresponde a:

$$K = 30,65 \text{ kN/mm}$$

### 12.3 – O COMPORTAMENTO DAS DEFORMAÇÕES NAS BARRAS DE AÇO

As Figuras I7 e I8 a seguir, apresentam os diagramas relacionando as forças aplicadas no corpo-de-prova e as deformações médias normais ( $\epsilon_N$ ) e de flexão ( $\epsilon_F$ ) para cada barra.

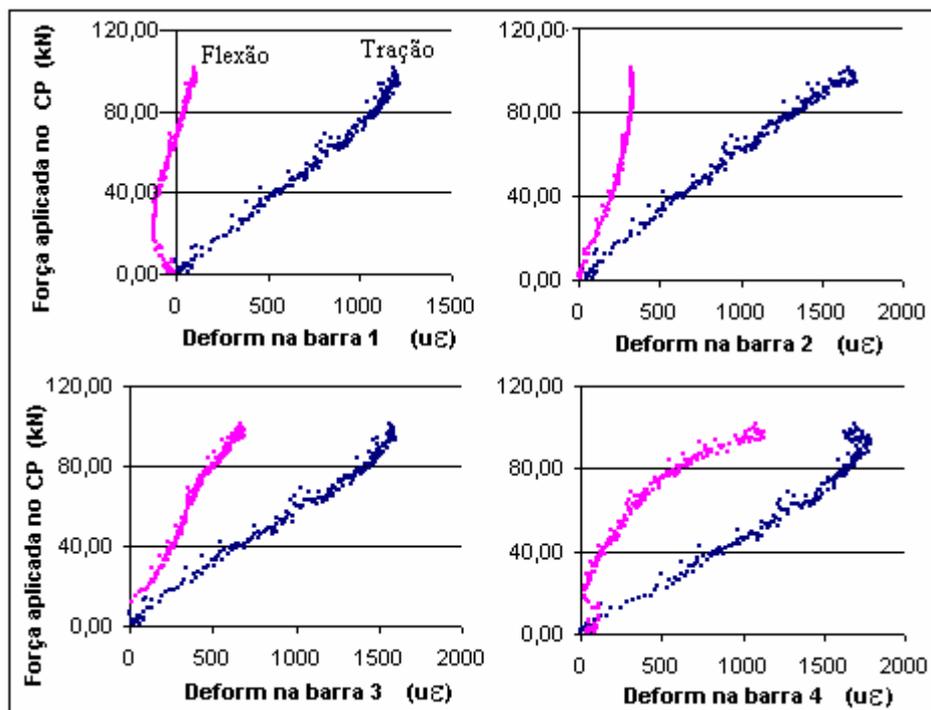


Figura I7 – Diagrama de força versus deformações das barras tracionadas.

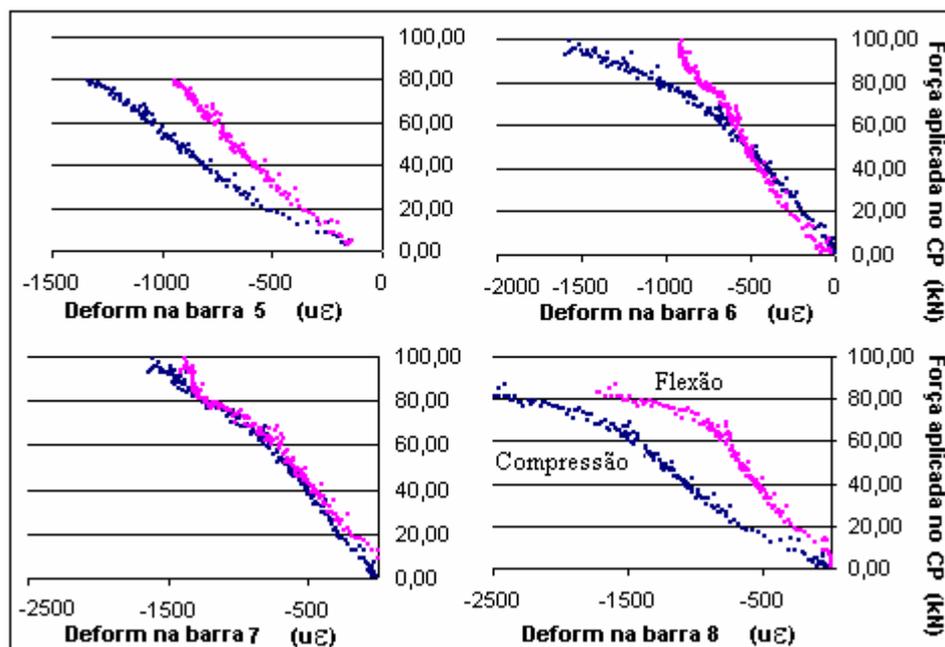


Figura I8 – Diagramas de forças versus deformações para as barras comprimidas.

## I2.4 – RELAÇÕES ENTRE AS FORÇAS APLICADAS NO CORPO DE PROVA E AS FORÇAS AVALIADAS NAS BARRAS DE AÇO

A Tabela I3, a seguir, apresenta os seguintes resultados obtidos: forças aplicadas no corpo-de-prova e avaliações das forças axiais em cada barra, considerando-se o módulo de elasticidade obtido e a área nominal da barra.

Tabela I3 – Forças aplicadas no corpo-de-prova e forças axiais médias nas barras com leituras a cada dez segundos.

Tempo	Força aplicada	Barras Superiores		Barras Inferiores	
		Tractionadas		Comprimidas	
		F1,2	F3,4	F5,6	F7,8
(s)	(kN)	kN	kN	kN	kN
10	2,03	0,37	0,41	-0,88	-0,90
20	11,70	1,26	1,51	-2,78	-3,06
30	17,80	5,13	6,99	-6,81	-9,08
40	27,97	7,79	10,57	-8,87	-11,61
50	35,60	9,23	12,50	-10,82	-14,11
60	39,67	10,94	14,76	-11,89	-15,57
70	42,72	12,51	16,84	-12,78	-16,68
80	48,32	14,04	18,83	-13,79	-17,99
90	51,88	15,41	20,65	-14,96	-19,52
100	60,02	16,44	22,14	-16,45	-21,65
110	61,54	18,02	24,25	-17,33	-22,94
120	64,08	19,66	26,31	-18,07	-24,13
130	67,14	20,54	27,38	-19,65	-26,99
140	73,24	21,87	28,89	-20,94	-29,70
150	75,27	22,98	29,96	-22,59	-32,79

Onde as forças  $F_{1,2}$ ;  $F_{3,4}$ ;  $F_{5,6}$  e  $F_{7,8}$  correspondem às médias das forças  $F_1$  e  $F_2$ ;  $F_3$  e  $F_4$ ;  $F_5$  e  $F_6$  e,  $F_7$  e  $F_8$  respectivamente.

Na Figura I9, a seguir, relacionam-se as forças axiais nas barras com as forças aplicadas no corpo-de-prova, para solicitações até 75 kN, considerando valores médios do módulo de elasticidade e a área nominal da barra de aço.

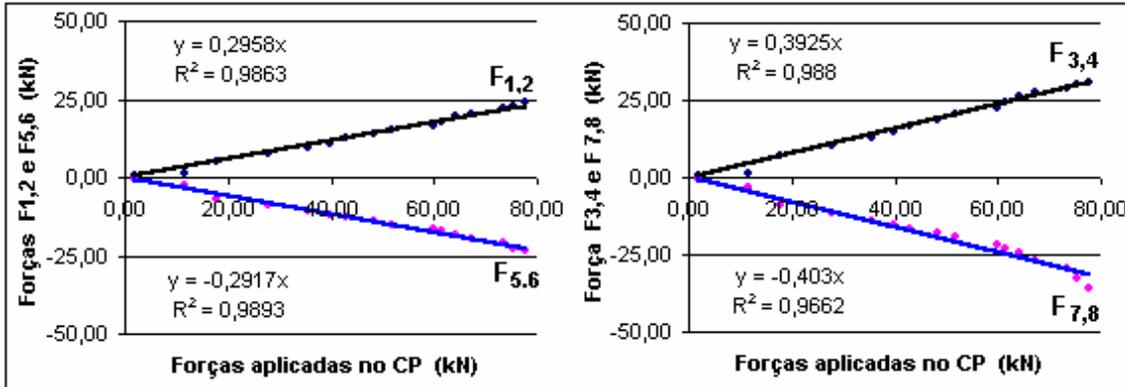


Figura I9 – Relações entre as forças axiais resultantes nas barras (tracionadas e comprimidas, lados direito e esquerdo) e as forças aplicadas no corpo-de-prova.

A Figura I10, a seguir, mostra a posição das forças em relação ao corpo-de-prova e suas respectivas componentes verticais, considerando, no regime elástico, a inclinações de  $45^\circ$  entre as barras e a face da madeira.

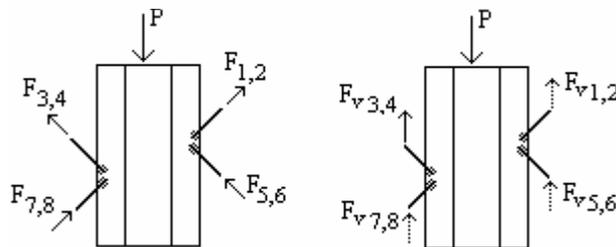


Figura I10 – Representação das forças nas barras e componentes verticais.

A Tabela I4, a seguir, apresenta as relações entre forças axiais nas barras e suas respectivas componentes verticais e a solicitação do corpo-de-prova.

Tabela I4 – Relações entre as forças axiais nas barras e suas respectivas componentes verticais.

$F_{1,2} = 0,2958P$	$F_{v1,2} = 0,2091P$
$F_{5,6} = -0,2917P$	$F_{v5,6} = 0,2062P$
$F_{3,4} = 0,3925P$	$F_{v3,4} = 0,2776P$
$F_{7,8} = -0,4030P$	$F_{v7,8} = 0,2849P$
	$\Sigma F_v = 0,9778P$

As observações consideradas nestas análises, com o limite de solitação do corpo de prova em 75 kN, corresponde aproximadamente ao limite elástico de solitação das barras,  $F_{y,s} = 23,13$  kN.

A Figura I11, a seguir, apresenta as relações entre as forças axiais de tração e de compressão nas barras de aço.

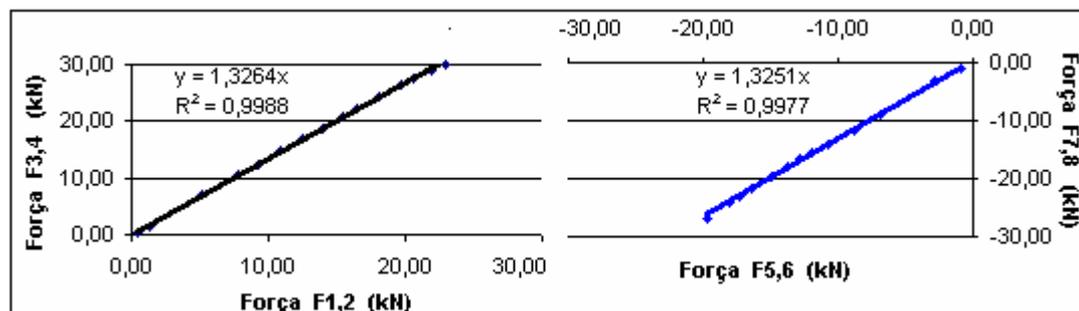


Figura I11 – Relações entre as forças axiais, de tração e de compressão nas barras de aço.

Relação entre as forças de tração, lado esquerdo e direito:

$$F_{3,4}/F_{1,2} = 1,326$$

Relação entre as forças de compressão, lado esquerdo e direito:

$$F_{7,8}/F_{5,6} = 1,325$$

A Figura I12, a seguir, apresenta as relações entre as forças do lado esquerdo e do lado direito do corpo-de-prova.

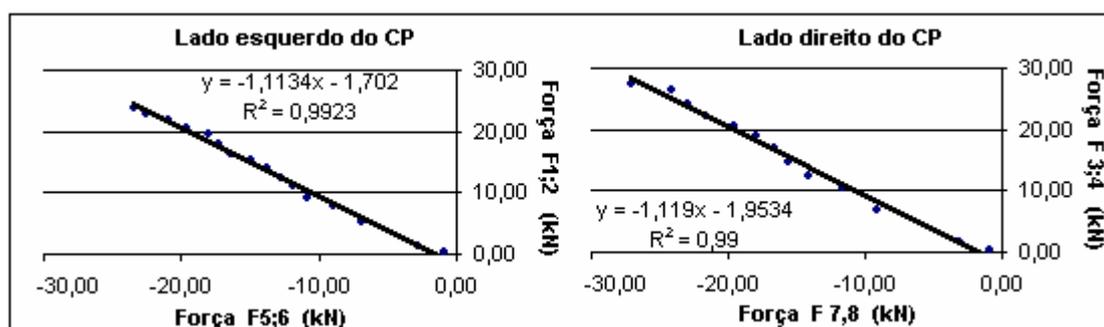


Figura I12 – Relações entre as forças do lado esquerdo e do lado direito do corpo-de-prova.

Relação entre as forças do lado esquerdo:

$$F_{3,4}/F_{7,8} = 1,119$$

Relação entre as forças do lado direito:

$$F_{1,2}/F_{5,6} = 1,113$$

## 12.5 - RESISTÊNCIA ÚLTIMA DO CORPO-DE-PROVA

A Figura I13, a seguir, apresenta resistência última do corpo-de-prova, correspondente à força capaz de provocar uma deformação residual de 2%, obtida conforme a norma ABNT (1997, Figura C2). Neste experimento o limite de deformação do corpo-de-prova é consequência do efeito do embutimento das barras de aço na madeira.

A base de medidas de deslocamentos do corpo-de-prova foi  $L_0 = 33\text{cm}$ .

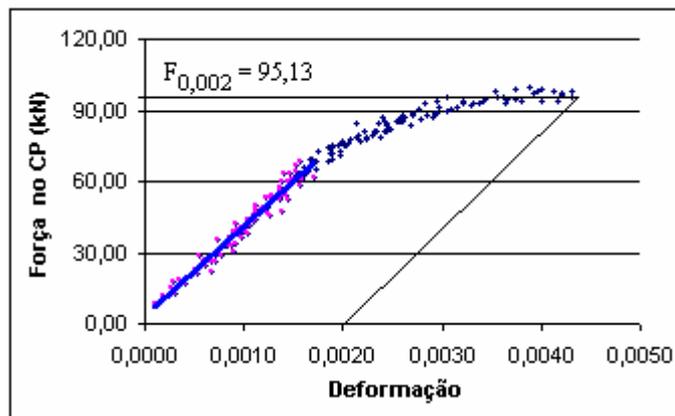


Figura I13 – Determinação da resistência última do corpo-de-prova com quatro conectores.

A resistência média última, para cada conector “X” de barras de aço CA-50, com diâmetro de 8,0mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, em madeira saturada de Eucalipto citriodora corresponde a:

$$F_u = 23,78 \text{ kN}$$

## 12.6 - FORMAS E MECANISMOS DE RUPTURA

As Figuras I14, a seguir, apresenta os mecanismos de ruptura das barras tracionadas e comprimidas e o surgimento das rótulas plásticas.

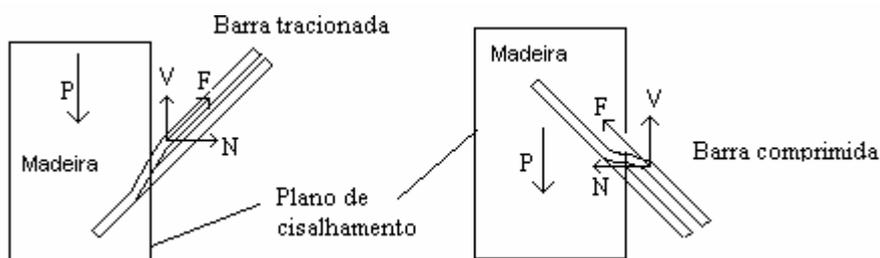


Figura I14 - Mecanismos de ruptura nas barras tracionadas e comprimidas.

Ao surgirem as rótulas plásticas na barra comprimida estas atingem seu limite último de compressão e os deslocamentos na interface entre a madeira e o concreto aumenta com velocidades progressivas.

Figura I15 a seguir, apresenta o embutimento na madeira e as barras tracionadas e comprimidas com suas deformações.



Figura I15 - Forma de ruptura: ambutimento na madeira e barras deformadas.

## 12.7 - EQUILÍBRIO INTERNO DO CORPO-DE-PROVA

Os esforços internos desenvolvidos no corpo de prova teoricamente estão representados na Figura I16, a seguir. As determinações de todos os esforços dependem das avaliações das distâncias  $d_1$ ;  $d_2$ ;  $d_3$  e  $d_4$  correspondentes às resultantes das forças na interface dos materiais e das reações verticais do corpo-de-prova.

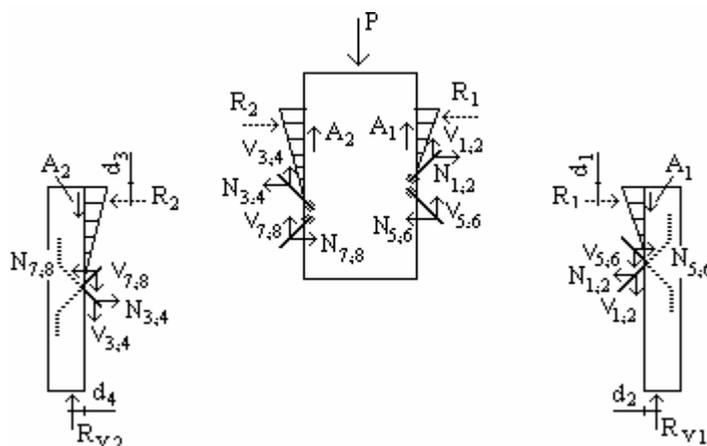


Figura I16 – Representação teórica dos esforços internos no corpo-de-prova após o início de deformação.

Onde:  $N_{ij}$  e  $F_{ij}$ , representam as forças nas barras  $i$  e  $j$ .

$R_1$  e  $R_2$  representam as forças resultantes de compressão horizontal.  
 $A_1$  e  $A_2$  representam as forças de atrito provocadas por  $R_1$  e  $R_2$ .  
 $R_{v2}$  e  $R_{v1}$  representam as reações de apoio à esquerda e à direita do corpo-de-prova.

### **I3 – RESULTADOS E CONCLUSÕES PARCIAIS**

- A excentricidade na posição dos conectores, tornaram os esquerdos mais solicitados em 33%, independentemente de serem tracionados ou comprimidos.

- Os conectores tracionados foram solicitados em 12% a mais do que os conectores comprimidos, independentemente do lado esquerdo ou direito do corpo-de-prova.

- As resultantes das componentes verticais representam 97,78% da solicitação “P”, indicando a existência de outras forças verticais agindo para equilibrar o corpo-de-prova, possivelmente forças de atrito, conforme indicado na Figura I16.

- O módulo de deslizamento médio de cada conector “X” de barras de aço CA-50, com diâmetro de 8,0 mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, em madeira saturada de Eucalipto citriodora corresponde a:

$$K = 30,65 \text{ kN/mm}$$

- A resistência última média para cada conector “X” de barras de aço CA-50, com diâmetro de 8,0mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, em madeira saturada de Eucalipto citriodora corresponde a:

$$F_u = 23,78 \text{ kN}$$

- Observou-se grande rigidez e resistência na conexão do tipo “X”, e o valor da resistência última se aproximou muito da capacidade máxima de carga do corpo-de-prova., conforme a Figura I13, acima.

## APÊNDICE J

### (Experimento 9)

# AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA E DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO PARA CONECTORES DE BARRAS DE AÇO COLADAS, EM AMOSTRAGEM DE VIGAS ROLIÇAS DE EUCALIPTO CITRIODORA TRATADAS COM CCA, UTILIZANDO A RESINA EPÓXI SIKADUR 32 FLUIDO

Este experimento foi planejado para se conhecer: a resistência última; o módulo de deslizamento K de três modelos de conectores formados por barras de aço colados, utilizando resina epóxi Sikadur 32 fluido, em amostragens de vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora, tratadas com CCA; observar o comportamento do concreto com armadura mínima e, comparar as respostas dos modelos estudados.

## J1 - MATERIAIS E MÉTODOS

O experimento foi planejado em fatorial  $2^2$ , considerando os seguintes fatores e níveis, conforme a Tabela J1:

Tabela J1 – Planejamento do experimento em fatorial  $2^2$ .

Fatores	Níveis	
Umidades (U)	Seca ao ar	Saturada
Diâmetros (d)	8,0 mm	12,5 mm

A Figura J1 a seguir, apresenta esquematicamente as combinações das variáveis no experimento.

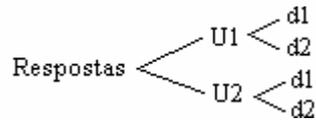


Figura J1 – Planejamento do experimento em fatorial  $2^2$  e combinações de variáveis.

Foram preparados corpos-de-prova do tipo “push out” de madeira e concreto, conforme as Figuras J2 e J3 a seguir, utilizando madeiras roliças naturais de Eucalipto citriodora com diâmetros médios variando de dezessete a vinte centímetros e placas de concreto armado com espessura útil de dez centímetros. As peças de madeira foram aplainadas formando duas faces paralelas eqüidistantes de 15,0cm e foram embaladas com filmes de polietileno para manter a umidade interna constante, em cada corpo-de-prova, durante o experimento.

O concreto utilizado foi preparado com traço 1: 2,90: 3,24 em peso, com a relação água-cimento ( $a/c = 0,65$ ), a resistência esperada, aos vinte e oito dias de idade, foi de 26,0 MPa. Utilizou-se cimento portland CP II F 32; areia média e britas com dimensões de 5/8” e 1” em proporções iguais.

A Figura J2 a seguir, mostra os detalhes e os modelos A; C e D dos corpos-de-prova com conectores formados por barras de aço com de diâmetro  $d = 8,0\text{mm}$ .

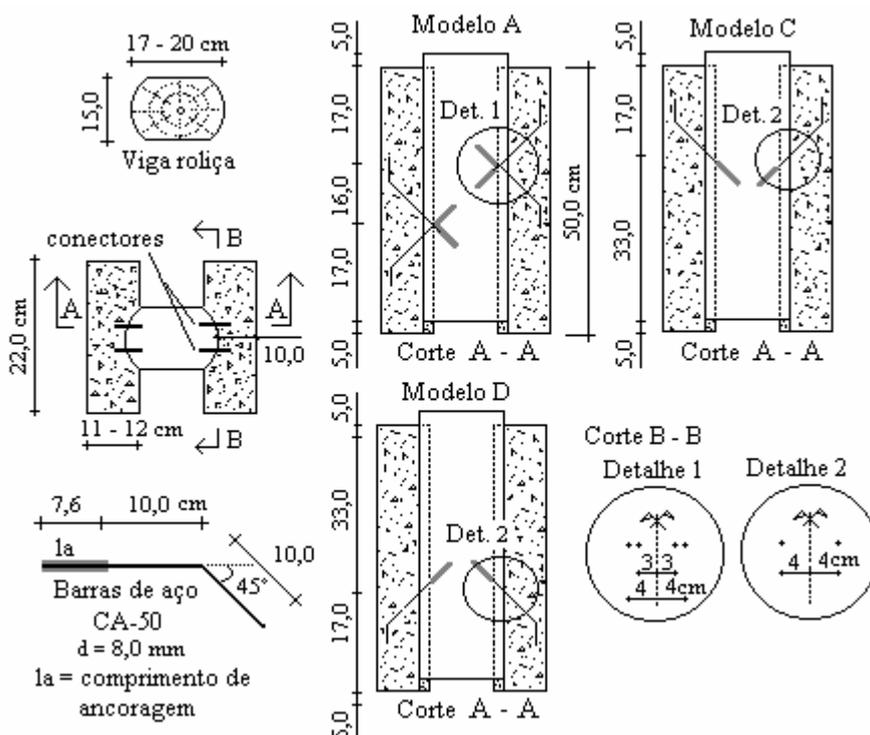


Figura J2 - Modelos e detalhes dos corpos-de-prova de madeira e concreto com barras de aço com diâmetro de 8,0mm.

A Figura J3 a seguir, mostra os detalhes e os modelos A; C e D dos corpos-de-prova com conectores formados por barras de aço com diâmetro  $d = 12,5\text{mm}$ .

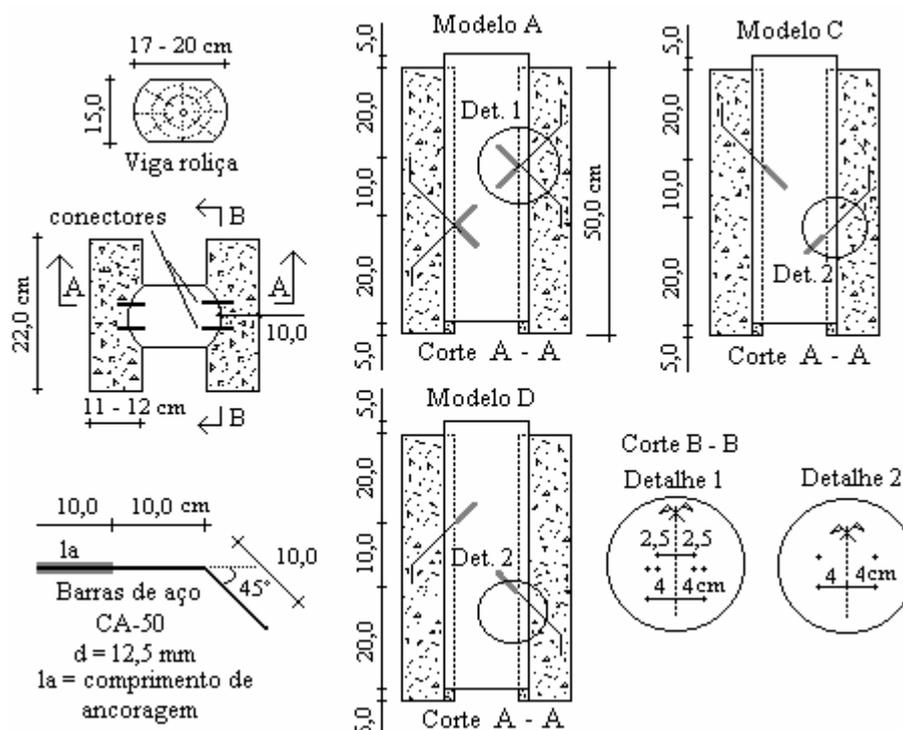


Figura J3 - Modelos e detalhes dos corpos-de-prova de madeira e concreto com barras de aço com diâmetro de 12,5mm.

Os modelos A; C e D foram executados com três replicações, utilizando madeiras saturadas e madeiras secas ao ar, para cada diâmetro de barra de aço estudado. As madeiras de cada corpo-de-prova foram obtidas das seguintes vigas e nas seqüências como apresentadas na Figura J4, a seguir.

Vigas		Modelos			
Umidade $U_1$ (Seco ao ar)					
$d = 8,0\text{ mm}$	$d = 12,5\text{ mm}$				
V 9	V 10	A	■	C	D
V 13	V 11	A	■	C	D
V 16	V 12	A	■	C	D
Umidade $U_2$ (Saturada)					
V 2	V 4	A	■	C	D
V 3	V 5	A	■	C	D
V 71	V 6	A	■	C	D

■ Corpos-de-prova para caracterizações das vigas

Figura J4 – Vigas e seqüências de obtenção das madeiras para os corpos-de-prova.

Todas as barras de aço foram ancoradas na madeira com resina epóxi Sikadur 32 fluido, em furos com diâmetros de 9,5 e 14,0mm respectivamente para as barras com diâmetros de 8,0 e 12,5mm, de aço tipo CA-50, com o seguinte tratamento superficial: aplicação de escova de aço rotativa na extremidade em contato com a resina, até atingir a cor branca, em seguida foi aplicado thinner (de uso geral para limpeza) como solvente, para remover os resíduos oleosos.

A Figura J5 a seguir, apresenta detalhes da execução dos corpos-de-prova na fase de colagem das barras de aço que formam os conectores de cisalhamento.

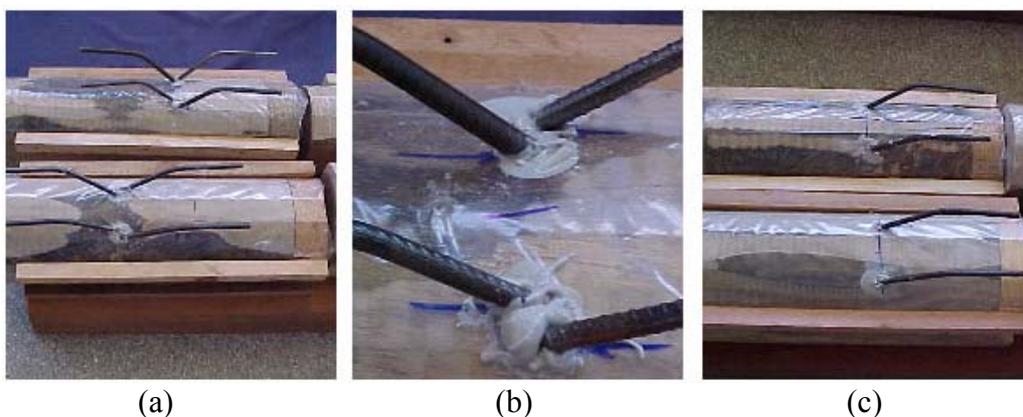


Figura J5 – Detalhes da execução dos corpos de prova e colagem das barras de aço. (a) detalhes do modelo A; (b) colagem da barra no modelo A e (c) detalhes do modelo C.

A Figura J6 a seguir, apresenta as barras que compõe as armaduras e o detalhe do posicionamento da armadura no corpo-de-prova.

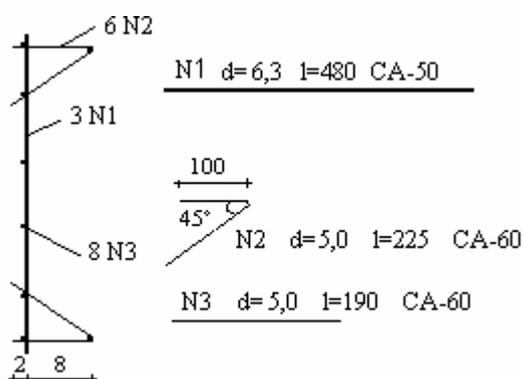


Figura J6 – Armaduras e detalhe do seu posicionamento no corpo-de-prova.

As armaduras utilizadas nas placas de concreto do corpo-de-prova, correspondem a armaduras mínimas em relação ao volume de concreto utilizado,

conforme a ABNT (2003, item 17.3.5.1) e foram adotadas para reduzir as fissurações no concreto. Estas armaduras foram posicionadas em um único plano em cada placa e afastadas dois centímetros das faces da viga de madeira.

As barras N2 não tem função estrutural, foram utilizadas apenas para manter o correto afastamento da forma em relação à peça de madeira. A Figura J7 a seguir, apresenta detalhes das formas e o seu posicionamento, mantendo a mesma espessura da placa de concreto, mesmo quando há alterações no diâmetro das peças de madeira.



Figura J7 – Detalhe da forma e seu posicionamento para moldagem do corpo-de-prova.

Os corpos-de-prova foram solicitados com carregamento monotônico, com o mínimo de dois ciclos de cargas para cada um dos limites de 30 e 60% da resistência máxima estimada, permitindo no primeiro limite de solicitação: a centralização do carregamento; as observações de simetria nos deslocamentos; a acomodação e estabilização dos deslocamentos iniciais; a aferição e o balanceamento sistemático do conjunto de aquisição de dados. Em seguida, em um único ciclo de cargas atingiu-se a resistência máxima.

Os deslocamentos verticais relativos entre a madeira e o concreto foram medidos por meio de dois transdutores de deslocamentos, elétrico e mecânico, marca Kiowa, com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 50mm, posicionados em faces opostas do corpo-de-prova.

Os carregamentos foram controlados por meio de uma célula de carga com capacidade de 400 kN, fabricada no LaMEM, a célula de carga foi aferida comparativamente com outra célula de referência.

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o sistema Linx, com 32 canais, três deles foram utilizados para recepção dos sinais de uma célula de carga e dois

transdutores de deslocamentos. Os sinais foram programados para serem lidos continuamente no intervalo de um segundo.

O sistema de solicitação foi desenvolvido em um pórtico de reação com um cilindro hidráulico, com capacidade de 400 kN, acionado por controle manual. A Figura J8, a seguir, mostra detalhes do sistema de carregamento e o corpo de prova instrumentado.

Com procedimento semelhante ao normalizado pela ABNT (1997, Anexo C, item C.5.2), utilizado para ensaios em corpos de prova de madeira, adotou-se o comprimento da base de leituras de deslocamentos,  $L_0 = 33$  cm e com último carregamento, obteve-se a resistência máxima e a resistência última correspondente à deformação  $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$  ( $F_u = F_{0,002}$ ).



Figura J8 – Detalhes do sistema de solicitação e corpo-de-prova instrumentado.

Os métodos estatísticos utilizados sobre os resultados obtidos foram: a) análise de regressão linear múltipla, procurando-se desenvolver um modelo estatístico capaz de explicar as variações das resistências de ancoragens em função da umidade, densidade aparente da madeira e área de ancoragem; b) análise de variância aplicada à análise de regressão, testando a hipótese de não haver regressão ao nível de significância  $\alpha$  (quando  $F \leq F_{v1; v2; \alpha}$ ; c) o teste “t”, que mostra a significância da variável no modelo por meio da probabilidade “p” associada, (as variáveis com valores de  $p \geq \alpha$ , sendo  $\alpha$  o nível de significância pouco representarão nas respostas do modelo estatístico, podendo ser desconsideradas); d) análises de resíduos que foram utilizadas para confirmação das hipóteses fundamentais, (mostrando a validade e adequação dos os testes aplicados, o nível de significância adotado foi  $\alpha = 5\%$ ) e, e) o intervalo de confiança ao nível de significância de 90%, foi utilizado para estimar no seu nível inferior, o quantil 5%,

(correspondente à resposta característica dos valores médios inferidos pela análise de regressão).

## J2 – RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES ESTATÍSTICAS

### J2.1 – COMPORTAMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA

Os corpos-de-prova apresentaram rupturas caracterizadas pelo embutimento das barras de aço na madeira. A Tabela J2, apresenta valores da solitação máxima e os correspondentes deslocamentos obtidos nos corpos-de-prova, para os modelos A; C e D e a Figura J9 a seguir, apresenta a dispersão destes resultados.

Tabela J2 – Carga máxima e deslocamentos correspondentes nos corpos-de-prova, modelos A; C e D.

CP	d (mm)	U (%)	Modelo A		Modelo C		Modelo D	
			F <sub>max</sub> (kN)	δ <sub>mas</sub> (mm)	F <sub>max</sub> (kN)	δ <sub>mas</sub> (mm)	F <sub>max</sub> (kN)	δ <sub>mas</sub> (mm)
V9	8,0	14,0	189,0	1,67	125,9	1,18	38,5	1,50
V13	8,0	14,0	125,5	1,11	119,4	1,01	34,5	1,46
V16	8,0	14,0	186,5	1,50	136,4	2,28	39,7	1,80
V10	12,5	14,0	280,0	1,78	208,6	4,53	89,0	1,81
V11	12,5	14,0	269,3	1,97	201,0	2,39	97,3	2,22
V12	12,5	14,0	243,2	1,65	230,4	3,62	92,7	1,91
V2	8,0	30,0	99,8	0,83	87,6	0,67	39,3	1,82
V3	8,0	30,0	129,8	0,98	95,3	0,64		
V71	8,0	30,0	81,1	0,57	133,5	1,19	34,3	1,45
V4	12,5	30,0	190,4	1,58	167,7	3,88	87,4	2,30
V5	12,5	30,0	173,9	0,84	188,5	3,16	93,5	2,21
V6	12,5	30,0	205,5	1,25	214,6	2,18	83,1	1,90

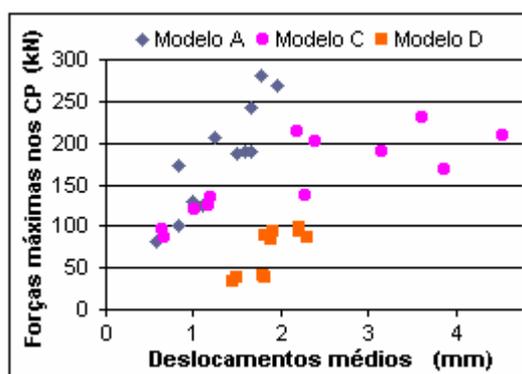


Figura J9 – Solitações máximas aplicadas nos corpos-de-prova e correspondentes deslocamentos.

Os corpos-de-prova do Modelo C, apresentaram maior dispersão nos resultados, comparativamente aos Modelos A e D.

Em nenhum corpo-de-prova o concreto armado apresentou fissuras visíveis no estado último de solicitação. As fissuras no concreto tornaram-se visíveis após atingir a resistência máxima, quando se provocou grandes deslocamentos relativos entre a madeira e o concreto.

A Figura J10 a seguir, apresenta os mecanismos de deformações das barras de aço, as barras tracionadas e comprimidas embutiram na madeira e nas barras comprimidas formaram-se duas rótulas plásticas que limitaram suas resistências.

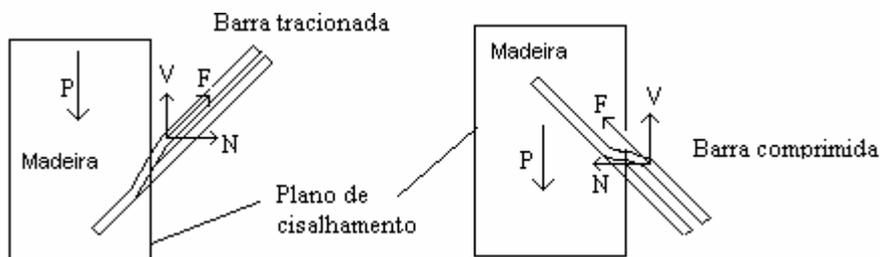


Figura J10 – Mecanismo de deformações das barras proveniente dos deslocamentos relativos entre a madeira e o concreto.

A Figura J11 a seguir, apresenta as deformações nas barras de aço após serem provocados grandes deslocamentos relativos entre a madeira e o concreto.



Figura J11 – Barras de aço com grandes deformações, evidenciando os embutimentos na madeira e as rótulas plásticas na barra comprimida.

## J2.2 – RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DOS CORPOS-DE-PROVA COM CONECTORES DO MODELO A

Tabela J3, a seguir, apresenta: as propriedades físicas e mecânicas das madeiras de Eucalipto citriodora utilizadas; a resistência máxima; a resistência última e o módulo de deslizamento de quatro conectores do modelo A.

Tabela J3 – Resultados dos ensaios, para o Modelo A, com quatro conectores.

CP	d	U	$\rho_{12\%}$	$f_{w,c0}$	$F_{\text{maximo}}$	$F_{u,4\text{conec}}$	$K_{4\text{conec}}$
	(mm)	(%)	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kN)	(kN)	(kN/mm)
V9A	8,0	14	1030	68,42	189,0	188,0	198,4
V13A	8,0	14	1030	65,93	125,5	125,5	185,8
V16A	8,0	14	1030	75,12	186,5	184,0	184,6
V10A	12,5	14	1020	69,82	280,0	278,5	247,2
V11A	12,5	14	1050	69,61	269,3	265,7	240,6
V12A	12,5	14	1070	73,62	243,2	240,1	247,6
V2A	8,0	30	910	40,31	99,8	99,8	149,6
V3A	8,0	30	1040	47,63	129,8	124,2	143,9
V71A	8,0	30	980	44,68	81,1	80,0	152,7
V4A	12,5	30	1020	42,34	190,4	189,4	201,8
V5A	12,5	30	1020	42,84	173,9	173,9	197,8
V6A	12,5	30	940	42,06	205,5	201,2	185,4

A Tabela J4 a seguir, apresenta os valores médios da resistência última e do módulo de deslizamento para um conector do Modelo A em cada corpo-de-prova estudado..

Tabela J4 – Resultados médios da resistência última e do módulo de deslizamento para um conector do Modelo A.

CP	d	U	$F_{u,1\text{conec}}$	$K_{1\text{conec}}$
	(mm)	(%)	(kN)	(kN/mm)
V9A	8,0	14,0	47,0	49,6
V13A	8,0	14,0	31,4	46,5
V16A	8,0	14,0	46,0	46,1
V2A	8,0	30,0	25,0	37,4
V3A	8,0	30,0	31,1	36,0
V71A	8,0	30,0	20,0	38,2
V10A	12,5	14,0	69,6	61,8
V11A	12,5	14,0	66,4	60,1
V12A	12,5	14,0	60,0	61,9
V4A	12,5	30,0	47,3	50,5
V5A	12,5	30,0	43,5	49,4
V6A	12,5	30,0	50,3	46,4

### J2.2.1 –VALORES MÉDIOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DE UM CONECTOR DO MODELO A

O modelo estatístico para inferir valores médios do módulo de deslizamento de um conector do Modelo A, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$K_m = 35,3 + 2,83 d - 0,711 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	35,312	2,605	13,56	0,000
d	2,8285	0,2138	13,23	0,000
U	-0,71135	0,06013	-11,83	0,000

S = 1,666      R<sup>2</sup> = 97,2%

Análise de variância:

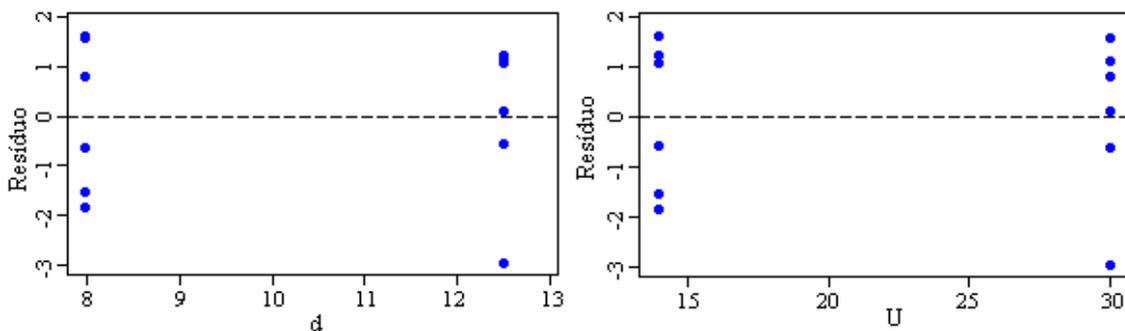
Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	874,66	437,33	157,48	0,000
Erro residual	9	24,99	2,78		
Total	11	899,65			

	GL	Seq SQ
d	1	486,03
U	1	388,63

Análise de resíduos:



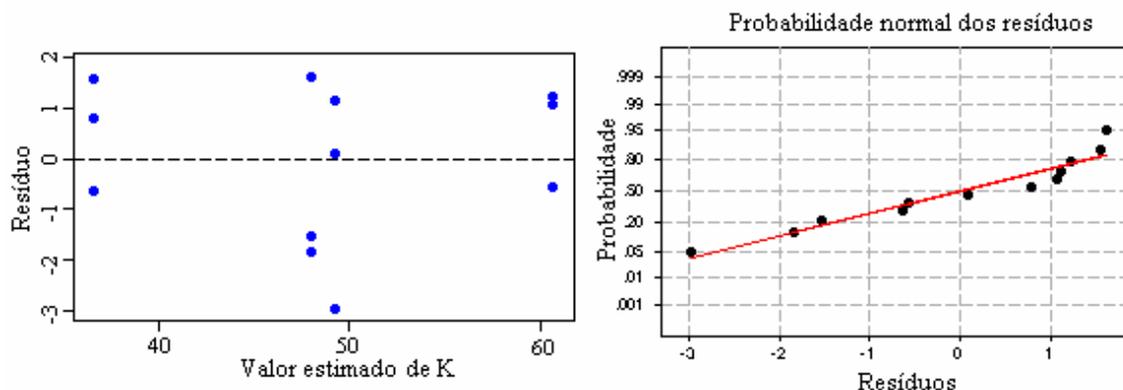


Figura J12 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos do módulo de deslizamento médio.

### J2.2.2 –VALORES CARACTERÍSTICOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DE UM CONECTOR DO MODELO A

Os valores médios do módulo de deslizamento, para um conector do Modelo A, podem ser obtidos por meio da expressão:

$$K_m = 35,3 + 2,83 d - 0,711 U$$

Onde:  $K_m$  em (kN/mm);  $d$  em (mm) e  $U$  em (%)

Os valores característicos correspondentes podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança da resposta média, ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J5 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento.

A Tabela J5 a seguir, apresenta valores médios e valores característicos correspondentes do módulo de deslizamento, para um conector do Modelo A, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J5 – Valores médios e valores característicos correspondentes, do módulo de deslizamento.

d (mm)	U (%)	$K_m$ (kN/mm)	$K_k$ (kN/mm)
8,0	14,0	47,98	46,45
8,0	20,0	43,71	42,44
8,0	30,0	36,60	35,07
10,0	14,0	53,64	52,38
10,0	20,0	49,37	48,46
10,0	30,0	42,20	41,01

12,5	14,0	60,71	59,18
12,5	20,0	56,44	55,17
12,5	30,0	49,33	47,30

A Figura J13, apresenta os valores médios e a relação entre os valores médios e valores característicos do módulo de deslizamento K.

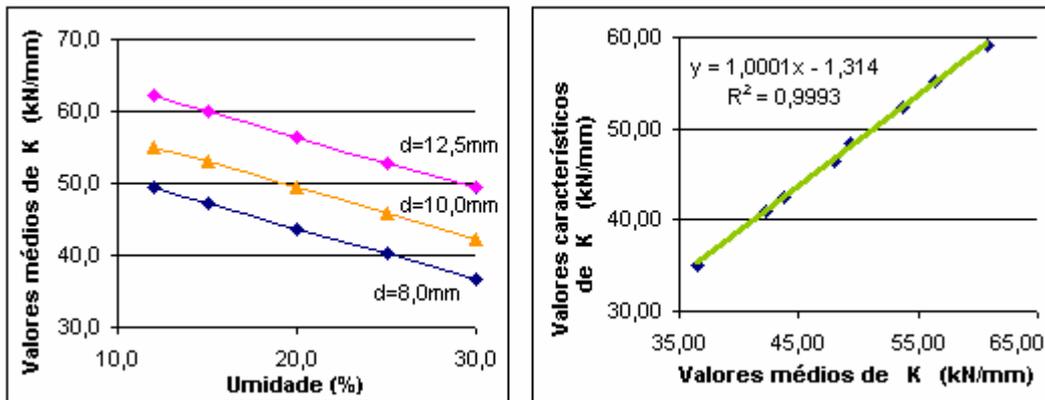


Figura J13 – Valores médios de K versus umidade e relação entre valores médios e característicos do módulo de deslizamento.

O valor característico do módulo de deslizamento para cada conector, pode ser dado pela expressão:

$$K_k = 1,000 K_m - 1,314$$

Para:  $K_k$  e  $K_m$  em (kN/mm)

Os intervalos do experimento para as variáveis independentes e significantes, para a estimativa do módulo de deslizamento médio, são:

$$8,0 \leq d \leq 12,5 \text{ mm}$$

$$14 \leq U \leq 30\%$$

### J2.2.3 – VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE UM CONECTOR DO MODELO A

O modelo estatístico para inferir os valores médios da resistência última de um conector do Modelo A, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$F_{u,m} = 16,6 + 5,06 d - 1,08 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	16,593	8,856	1,87	0,094
d	5,0593	0,7270	6,96	0,000
U	-1,0750	0,2045	-5,26	0,001

S = 5,666       $R^2 = 89,4\%$

Análise de variância:

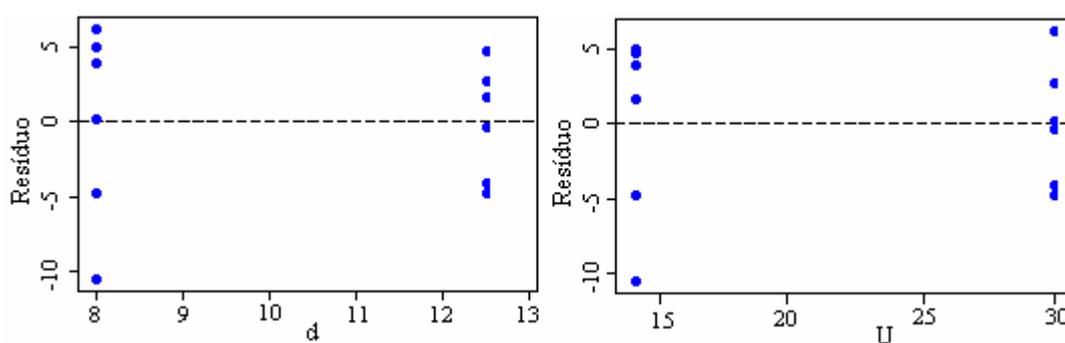
Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	2442,5	1221,2	38,04	0,000
Erro residual	9	289,0	32,1		
Total	11	2731,4			

	GL	Seq SQ
d	1	1555,0
U	1	887,5

Análise de resíduos:



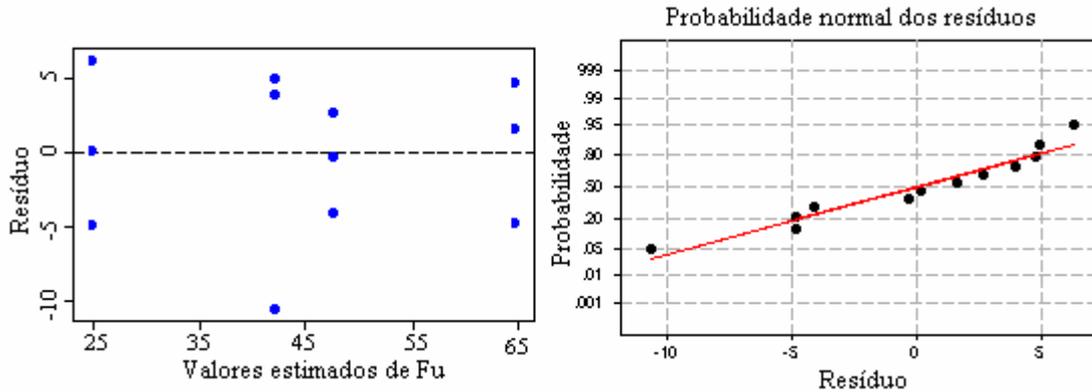


Figura J14 - Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos da resistência última média de cada conector.

#### J2.2.4 – VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE UM CONECTOR DO MODELO A

A resistência última média de um conector do Modelo A em corpos-de-prova de madeira e concreto, utilizando Eucalipto citriodora, pode ser avaliada pela seguinte equação:

$$F_{u,m} = 16,6 + 5,06 d - 1,08 U$$

Onde:  $F_{u,m}$  em (kN);  $d$  em (mm) e  $U$  em (%)

Os valores da resistência característica correspondente podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança da resposta média, ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J6 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento.

A Tabela J6 a seguir, apresenta valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes, para um conector do Modelo A, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J6 – Valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes para um conector do Modelo A.

$d$ (mm)	$U$ (%)	$F_{u,m}$ (kN)	$F_k$ (kN)
8,0	14,0	42,0	36,8
8,0	20,0	35,6	31,3
8,0	30,0	24,8	19,6
10,0	14,0	52,1	47,9
10,0	20,0	45,7	42,6

10,0	30,0	34,9	30,7
12,5	14,0	64,8	59,7
12,5	20,0	58,3	54,0
12,5	30,0	47,6	42,4

A Figura J13 apresenta os valores médios e a relação entre os valores médios e característicos da resistência do corpo-de-prova com conector do Modelo A.

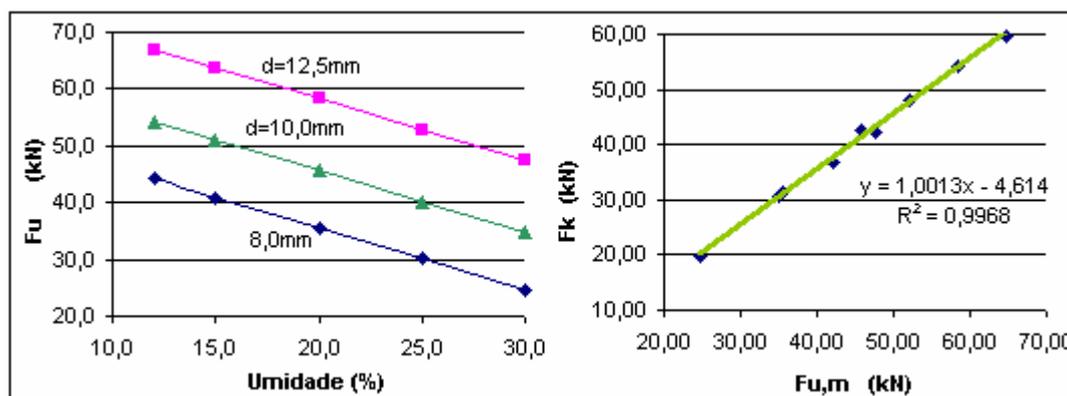


Figura J15 – Valores médios de  $F_u$  versus umidade e relação entre valores médios e característicos para a resistência última.

O valor característico da resistência para cada conector, pode ser dado pela expressão:

$$F_k = 1,001 F_{u,m} - 4,614$$

Para:  $F_k$  e  $F_{u,m}$  em (kN)

Os intervalos do experimento para as variáveis independentes e significantes, para a estimativa da resistência característica média, são:

$$8,0 \leq d \leq 12,5 \text{ mm}$$

$$14 \leq U \leq 30\%$$

### J2.3 – RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DOS CORPOS-DE-PROVA COM CONECTORES DO MODELO C

A Tabela J7 a seguir, apresenta: as propriedades físicas e mecânicas das madeiras de Eucalipto citriodora utilizadas; a resistência máxima; a resistência última e o módulo de deslizamento de quatro conectores do Modelo C.

Tabela J7 – Resultados dos ensaios para o Modelo C, com quatro conectores.

CP	d	U	$\rho_{12\%}$	$f_{w,c0}$	$F_{\text{maximo}}$	$F_{u,4\text{conec}}$	$K_{4 \text{ conec}}$
	(mm)	(%)	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kN)	(kN)	(kN/mm)
V9A	8,0	14,0	1030	68,42	125,9	125,9	160,9
V13A	8,0	14,0	1030	65,93	119,4	117,9	171,1
V16A	8,0	14,0	1030	75,12	136,4	129,8	178,4
V10A	12,5	14,0	1020	69,82	208,7	196,9	177,9
V11A	12,5	14,0	1050	69,61	201,0	198,5	210,1
V12A	12,5	14,0	1070	73,62	230,4	180,1	236,5
V2A	8,0	30,0	910	40,31	87,6	81,9	160,1
V3A	8,0	30,0	1040	47,63	95,3	88,1	141,1
V71A	8,0	30,0	980	44,68	133,5	129,4	157,1
V4A	12,5	30,0	1020	42,34	167,7	146,8	220,8
V5A	12,5	30,0	1020	42,84	188,5	166,6	205,4
V6A	12,5	30,0	940	42,06	214,6	190,3	201,6

A Tabela J8 a seguir, apresenta os valores médios da resistência última e do módulo de deslizamento para um conector do Modelo C em cada corpo-de-prova estudado.

Tabela J8 – Resultados médios da resistência última e do módulo de deslizamento para um conector do Modelo C.

CP	d	U	$F_{u,1\text{conec}}$	$K_{1 \text{ conec}}$
	(mm)	(%)	(kN)	(kN/mm)
V9C	8,0	14,0	31,5	40,2
V13C	8,0	14,0	29,5	42,8
V16C	8,0	14,0	32,5	44,6
V10C	8,0	30,0	49,2	44,5
V11C	8,0	30,0	49,6	52,5
V12C	8,0	30,0	45,0	59,1
V2C	12,5	14,0	20,5	40,0
V3C	12,5	14,0	22,0	35,3
V71C	12,5	14,0	32,4	39,3
V4C	12,5	30,0	36,7	55,8
V5C	12,5	30,0	4,17	51,4
V6C	12,5	30,0	47,6	50,4

### J2.3.1 -VALORES MÉDIOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO PARA UM CONECTOR DO MODELO C

O modelo estatístico para inferir valores médios do módulo de deslizamento de um conector do Modelo C, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$K_m = 21,8 + 2,81 d - 0,179 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	21,827	4,958	4,40	0,002
d	2,8104	0,4070	6,90	0,000
U	-0,1794	0,1145	-1,57	0,152

S = 3,172      R<sup>2</sup> = 84,8%

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	504,53	252,26	25,07	0,000
Erro residual	9	90,58	10,06		
Total	11	595,10			

	GL	Seq SQ
	1	479,81
U	1	24,71

Análise de resíduos:

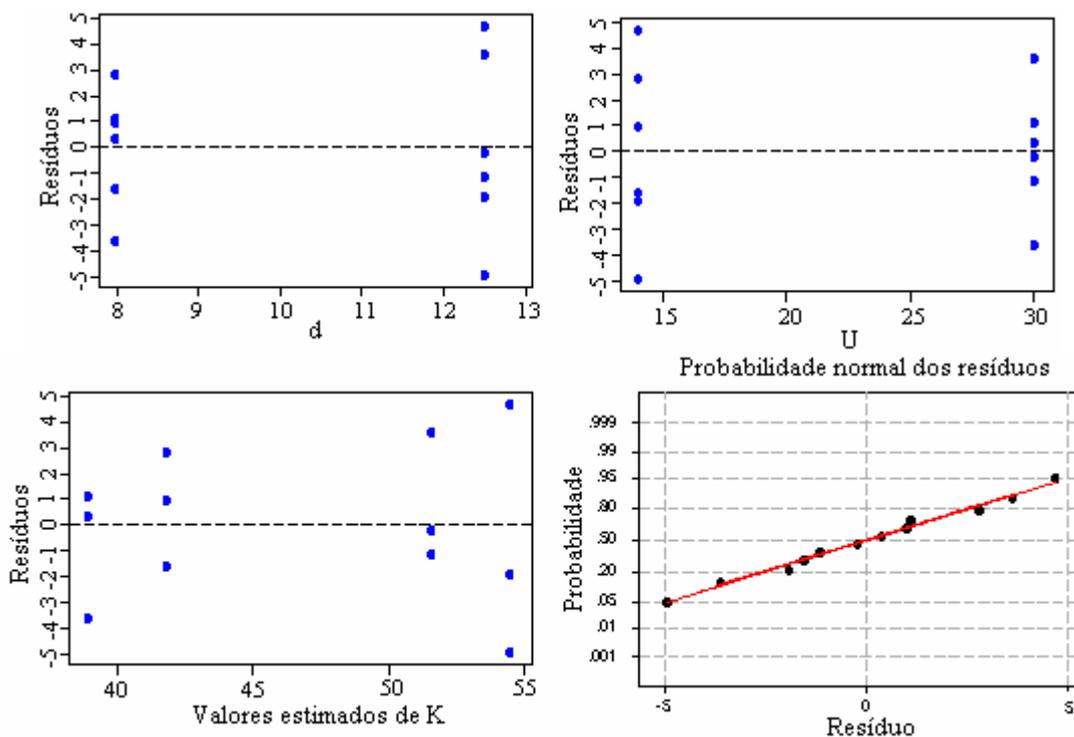


Figura J16 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos do módulo de deslizamento médio para um conector do Modelo C.

### J2.3.2 – VALORES CARACTERÍSTICOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO PARA UM CONECTOR DO MODELO C

Os valores médios do módulo de deslizamento para um conector de Modelo C podem ser obtidos por meio da expressão:

$$K_m = 21,8 + 2,81 d - 0,179 U$$

Onde:  $K_m$  em (kN/mm);  $d$  em (mm) e  $U$  em (%)

Os valores característicos correspondentes podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança da resposta média, ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J9 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento.

A Tabela J9 a seguir, apresenta valores médios e valores característicos correspondentes do módulo de deslizamento, para um conector do Modelo C, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J9 – Valores médios e valores característicos correspondentes, do módulo de deslizamento para um conector do Modelo C.

d (mm)	U (%)	$K_m$ (kN/mm)	$K_k$ (kN/mm)
8,00	14,0	41,80	38,89
8,00	20,0	40,72	38,31
8,00	30,0	38,93	36,02
10,00	14,0	47,42	45,04
10,00	20,0	46,34	44,60
10,00	30,0	44,55	42,17
12,50	14,0	54,45	51,54
12,50	20,0	53,37	50,96
12,50	30,0	51,58	48,67

A Figura J17, apresenta os valores médios e a relação entre os valores médios e valores característicos do módulo de deslizamento  $K$ .

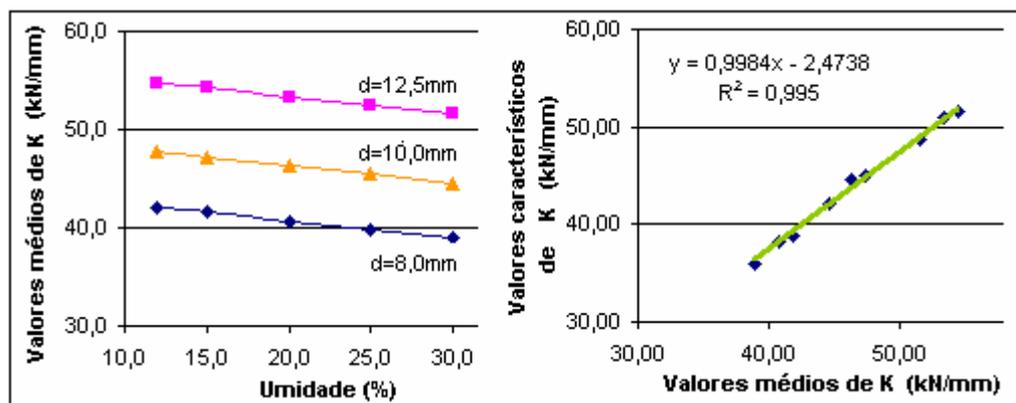


Figura J17 – Valores médios de K versus umidade e relação entre valores médios e característicos do módulo de deslizamento para um conector do Modelo C.

O valor característico do módulo de deslizamento para cada conector, pode ser obtido pela expressão:

$$K_k = 0,998 K_m - 2,474$$

Para:  $K_k$  e  $K_m$  em (kN/mm)

### J2.3.3 – VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE UM CONECTOR DO MODELO C

O modelo estatístico para inferir os valores médios da resistência última de um conector de Modelo C, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$F_{u,m} = 6,34 + 3,76 d - 0,380 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	6,341	6,586	0,96	0,361
d	3,7593	0,5406	6,95	0,000
U	-0,3802	0,1520	-2,50	0,034
S = 4,214	$R^2 = 85,9\%$			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	969,54	484,77	27,30	0,000
Erro residual	9	159,79	17,75		
Total	11	1129,33			

	GL	Seq SQ
d	1	858,52
U	1	111,02

Análise de resíduos:

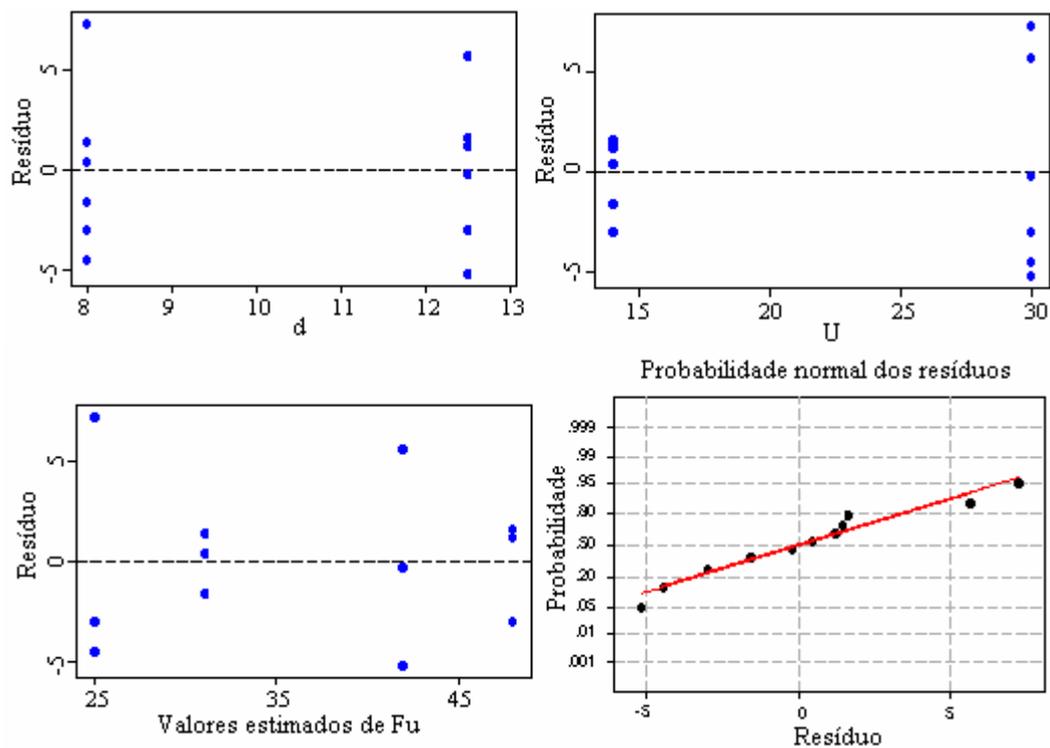


Figura J18 - Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos da resistência última média de cada conector Modelo C.

### J2.3.4 – VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE UM CONECTOR DO MODELO C

A resistência última média de um conector do Modelo C em corpos-de-prova de madeira e concreto, utilizando Eucalipto citriodora, pode ser avaliada pela seguinte equação:

$$F_{u,m} = 6,34 + 3,76 d - 0,380 U$$

Onde:  $F_{u,m}$  em (kN);  $d$  em (mm) e  $U$  em (%)

Os valores da resistência característica correspondente podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança da resposta média, ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J10 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento.

A Tabela J10 a seguir, apresenta valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes para um conector do Modelo C, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J10 – Valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes para um conector do Modelo C.

$d$ (mm)	$U$ (%)	$F_{u,m}$ (kN)	$F_k$ (kN)
8,0	14	31,09	27,23
8,0	20	28,81	25,61
8,0	30	25,01	21,15
10,0	14	38,61	35,45
10,0	20	36,33	34,02
10,0	30	32,53	29,36
12,5	14	48,01	44,15
12,5	20	45,73	42,52
12,5	30	41,93	38,06

A Figura J19 a seguir, apresenta os valores últimos médios e a relação entre os valores últimos e valores característicos da resistência de um conector do Modelo C.

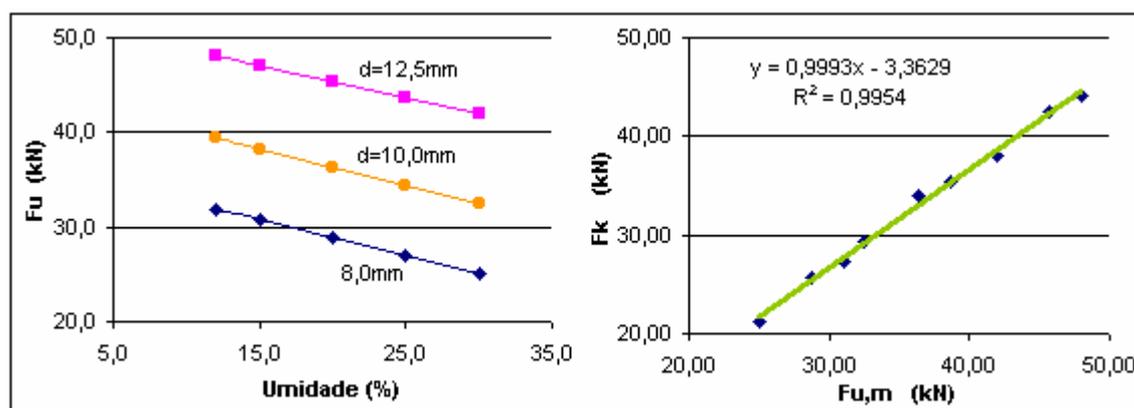


Figura J19 – Valores médios de  $F_u$  versus umidade e relação entre valores médios de  $F_u$  e característicos para a resistência de um conector do Modelo C.

O valor característico da resistência para cada conector, pode ser dado pela expressão:

$$F_k = 0,999 F_{u,m} - 3,363$$

Para:  $F_k$  e  $F_{u,m}$  em (kN)

#### J2.4 - RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DOS CORPOS-DE-PROVA COM CONECTORES DO MODELO D

A Tabela J11 a seguir, apresenta: as propriedades físicas e mecânicas das madeiras de Eucalipto citriodora utilizadas; a resistência máxima; a resistência última e o módulo de deslizamento de quatro conectores do Modelo D.

Tabela J11 – Resultados dos ensaios para o Modelo D, com quatro conectores.

CP	d	U	$\rho_{12\%}$	$f_{w,c0}$	$F_{\text{maximo}}$	$F_{u,4\text{conec}}$	$K_{4\text{ conec}}$
	(mm)	(%)	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kN)	(kN)	(kN/mm)
V9D	8,0	14,0	1030	68,42	38,5	37,5	41,6
V13D	8,0	14,0	1030	65,93	34,5	32,5	32,6
V16D	8,0	14,0	1030	75,12	39,7	37,7	29,7
V10D	12,5	14,0	1020	69,82	89,0	88,0	84,7
V11D	12,5	14,0	1050	69,61	97,3	87,1	96,2
V12D	12,5	14,0	1070	73,62	92,6	91,6	96,3
V2D	8,0	30,0	910	40,31	39,3	38,7	28,8
V71D	8,0	30,0	980	44,68	34,3	32,7	26,9
V4D	12,5	30,0	1020	42,34	87,4	79,3	84,1
V5D	12,5	30,0	1020	42,84	93,5	90,9	79,9
V6D	12,5	30,0	940	42,06	83,1	83,1	77,5

A Tabela J12 a seguir, apresenta os valores médios obtidos em cada corpo-de-prova, da resistência última e do módulo de deslizamento para um conector do Modelo D.

Tabela 12 – Resultados médios de  $F_u$  e  $K$  para um conector do Modelo D.

CP	d	U	$F_{u,1\text{conec}}$	$K_{1\text{ conec}}$
	(mm)	(%)	(kN)	(kN/mm)
V9C	8,0	14,0	9,38	10,4
V13C	8,0	14,0	8,12	8,2
V16C	8,0	14,0	9,42	7,4
V10C	8,0	30,0	22,0	21,2

V11C	8,0	30,0	21,8	24,1
V12C	8,0	30,0	22,9	24,1
V2C	12,5	14,0	9,7	7,2
V71C	12,5	14,0	8,2	6,7
V4C	12,5	30,0	19,8	21,0
V5C	12,5	30,0	22,7	19,9
V6C	12,5	30,0	20,8	19,4

#### J2.4.1 – VALORES MÉDIOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DE UM CONECTOR DO MODELO D

O modelo estatístico para inferir valores médios do módulo de deslizamento de um conector do ModeloD, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$K_m = - 13,6 + 3,08 d - 0,150 U$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-13,616	2,019	-6,74	0,000
d	3,0831	0,1722	17,91	0,000
U	-0,15046	0,04842	-3,11	0,014
S = 1,273	R <sup>2</sup> = 97,6%			

Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	2	522,56	261,28	161,24	0,000
Erro residual	8	12,96	1,62		
Total	10	535,52			
	GL	Seq SQ			
d	1	506,91			
U	1	15,65			

Análise de resíduos:

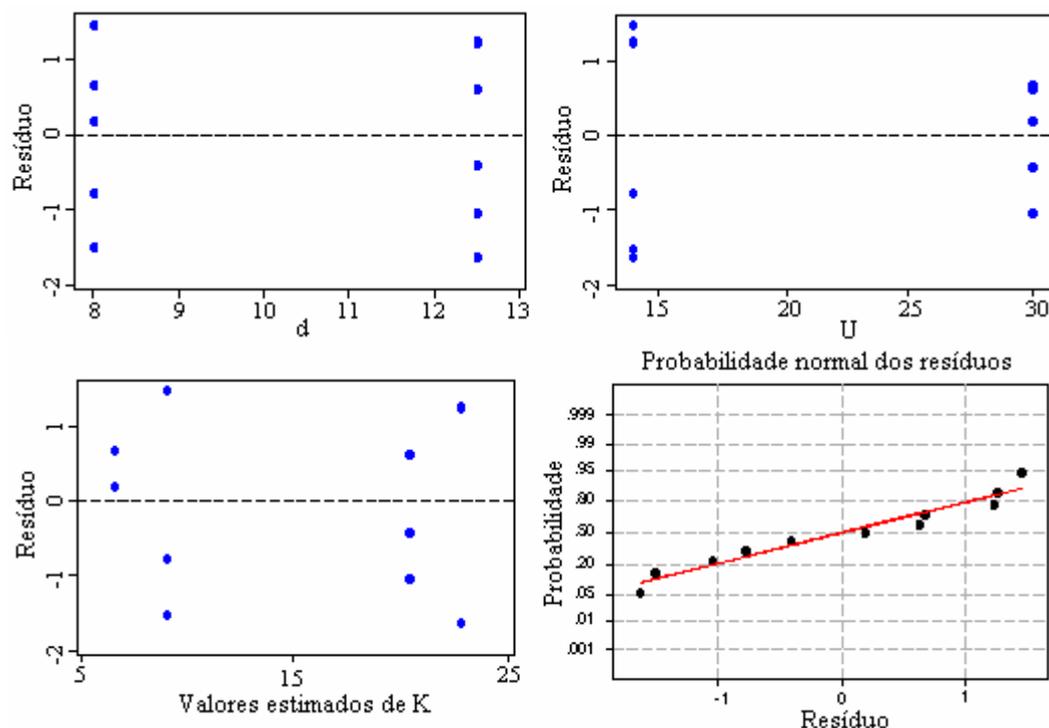


Figura J20 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos do módulo de deslizamento médio para conectores do Modelo D.

#### J2.4.2 – VALORES CARACTERÍSTICOS DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DE UM CONECTOR DO MODELO D

Os valores médios do módulo de deslizamento, para um conector do Modelo D, podem ser obtidos por meio da expressão:

$$K_m = - 13,6 + 3,08 d - 0,150 U$$

Onde:  $K_m$  em (kN/mm);  $d$  em (mm) e  $U$  em (%)

Os valores característicos podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança da resposta média, ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J13 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento.

A Tabela J13 a seguir, apresenta valores médios e valores característicos correspondentes do módulo de deslizamento, para um conector do Modelo D, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J13 – Valores médios e valores característicos correspondentes do módulo de deslizamento para um conector do Modelo D.

d (mm)	U (%)	$K_m$ (kN/mm)	$K_k$ (kN/mm)
8,0	14	8,94	7,74
8,0	20	8,04	6,98
8,0	30	6,54	5,17
10,0	14	15,11	14,14
10,0	20	14,21	13,47
10,0	30	12,70	11,62
12,5	14	22,82	21,61
12,5	20	21,91	20,93
12,5	30	20,41	19,20

A Figura J21 a seguir, apresenta os valores médios e a relação entre os valores médios e valores característicos para o módulo de deslizamento de um conector do Modelo D.

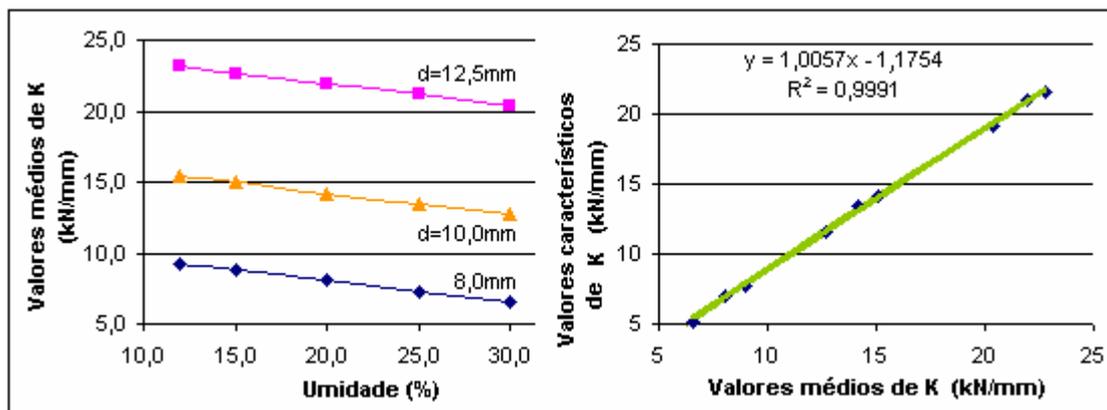


Figura J21 – Valores médios de K versus umidade e relação entre valores médios e característicos do módulo de deslizamento para um conector do Modelo D.

O valor característico do módulo de deslizamento para cada conector, pode ser obtido pela expressão:

$$K_k = 1,006 K_m - 1,175$$

Para:

$K_k$  e  $K_m$  em (kN/mm)

### J2.4.3 – VALORES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE UM CONECTOR DO MODELO D

O modelo estatístico para inferir os valores médios da resistência última de um conector do Modelo D, foi obtido por meio da Análise de Regressão, a seguir:

$$F_{u,m} = - 13,6 + 2,82 d$$

Teste de significância das variáveis:

	Coef	SE Coef	T	P
Constante	-13,630	1,455	-9,37	0,000
d	2,8237	0,1361	20,75	0,000

$$S = 1,011 \quad R^2 = 98,0\%$$

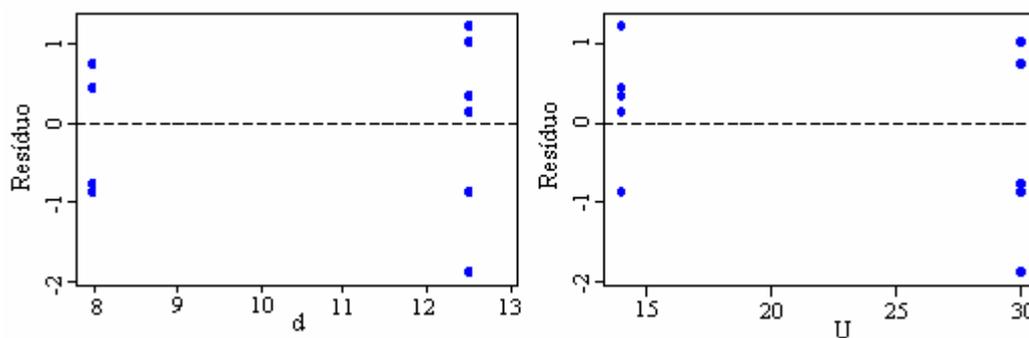
Análise de variância:

Teste de significância do modelo:

	GL	SQ	QM	F	P
Regressão	1	440,34	440,34	430,52	0,000
Erro residual	9	9,21	1,02		
Total	10	449,55			

	GL	Seq SQ
	1	479,81
U	1	24,71

Análise de resíduos:



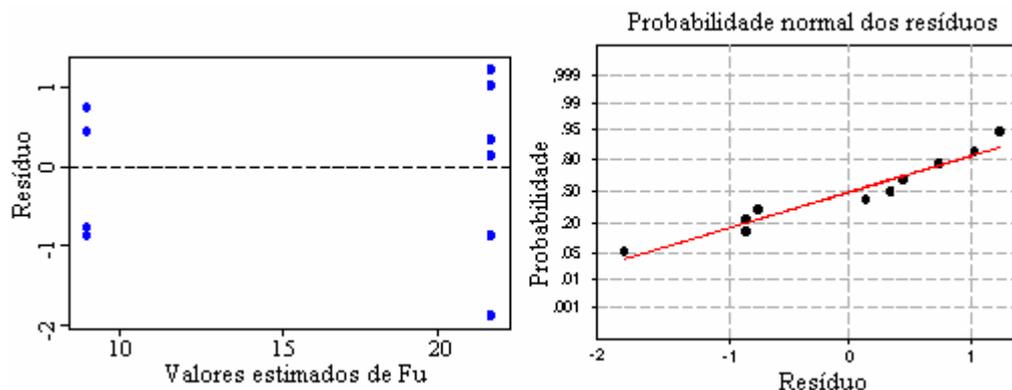


Figura J22 – Análise de resíduos para cada variável e diagrama de probabilidade normal dos resíduos, da resistência última média de conectores do Modelo D.

#### J2.4.4 – VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA DE UM CONECTOR DO MODELO D

A resistência última média de um conector do Modelo D, em corpos-de-prova de madeira e concreto, utilizando Eucalipto citriodora, pode ser avaliada pela seguinte expressão:

$$F_{u,m} = - 13,6 + 2,82 d$$

Onde:  $F_{u,m}$  em (kN) ed em (mm)

Os valores da resistência característica correspondente podem ser obtidos por meio do intervalo de confiança ao nível de significância de 90%, que estão apresentados na Tabela J14 a seguir. Estes valores são confiáveis quando obtidos com as variáveis do modelo estatístico dentro do intervalo do experimento

A Tabela J14 a seguir, apresenta valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes, para conectores do Modelo D, considerando as respostas obtidas pelo modelo estatístico.

Tabela J14 – Valores médios da resistência última e valores característicos correspondentes, para um conector do Modelo D.

d (mm)	$F_{u,m}$ (kN)	$F_k$ (kN)
8,00	8,9	8,1
10,00	14,6	14,0
12,50	21,7	20,9

A Figura J23 a seguir, apresenta os valores médios e a relação entre os valores médios e os valores característicos da resistência do corpo-de-prova com um conector do Modelo D.

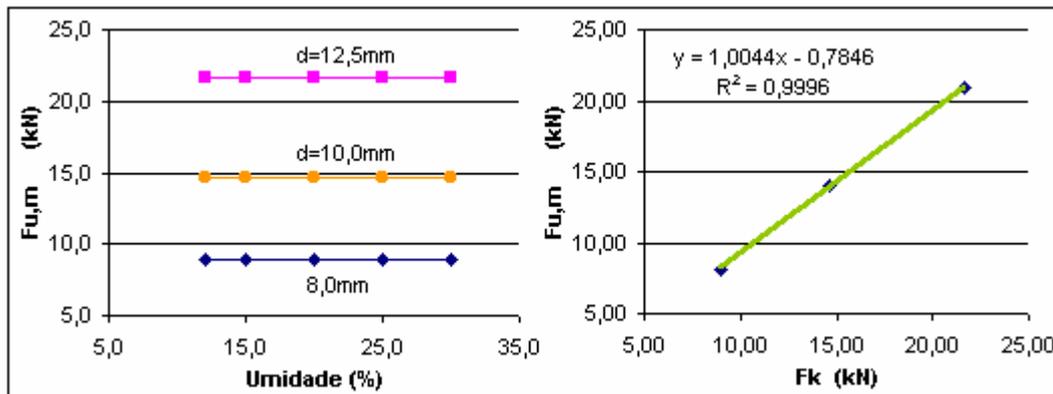


Figura J23 – Valores médios de  $F_u$  versus umidade e relação entre valores médios e característicos para a resistência última de um conector do Modelo D.

O valor característico da resistência para cada conector, pode ser dado pela expressão:

$$F_k = 1,004 F_{u,m} - 0,785$$

Para:

$F_k$  e  $F_{u,m}$  em (kN)

### J3 - RESULTADOS E DISCUSSÕES PARCIAIS

- Em todos os modelos estatísticos desenvolvidos observou-se que as variáveis, densidade aparente e a resistência da compressão paralela às fibras da madeira, não foram significativas ao nível de significância 5%.

- Por meio da análise de variância, observa-se que os modelos finais são considerados, altamente significativos ao nível de significância 5%.

- Os estudos dos resíduos versus variáveis independentes, apresentaram simetria, indicando média zero e mostram que não existe correlação entre os resíduos e as variáveis consideradas, indicado pela dispersão uniforme dos pontos em torno do zero.

- Os testes de probabilidade normal para os resíduos indicam que os resíduos e conseqüentemente a respostas da amostragem, seguem uma distribuição normal,

portanto os testes utilizados em cada análise são adequados e possíveis de serem utilizados.

- Os dois ciclos de cargas aplicados em cada corpo-de-prova apresentaram-se coincidentes até 60% da solicitação última.

- Em nenhum corpo-de-prova o concreto armado apresentou fissuras visíveis com as solicitações máximas.

A Tabela J15, a seguir, apresenta os modelos estatísticos para estimar o módulo de deslizamento médio, o módulo de deslizamento característico e seus respectivos coeficiente de determinação múltipla  $R^2$ .

Tabela J15 - Modelos estatísticos para determinação  $K_m$ ;  $K_k$ ;  $F_{u,m}$  e  $F_k$ , com seus respectivos coeficientes de determinação múltipla  $R^2$ . Para os conectores de Modelos: A; C e D.

Modelo	$K_m$ e $K_k$ em (kN/mm)	$R^2$	$F_{u,m}$ e $F_k$ em (kN)	$R^2$
A	$K_m=35,3+2,83 d-0,711 U$ $K_k=1,000 K_m-1,314$	97,2	$F_{u,m}=16,6+5,06 d-1,08 U$ $F_k=1,001 F_{u,m}-4,614$	89,4
C	$K_m=21,8+2,81 d-0,179 U$ $K_k=0,998 K_m-2,474$	84,8	$F_{u,m}=6,34+3,76 d-0,380 U$ $F_k=0,999 F_{u,m}-3,363$	85,9
D	$K_m=-13,6+3,08 d-0,150 U$ $K_k=1,006 K_m-1,175$	97,6	$F_{u,m}=-13,6+2,82 d$ $F_k=1,004 F_{u,m}-0,785$	98,0

- A Figura J24, a seguir apresenta comparativamente para os modelos A; C e D, os valores médios do módulo de deslizamento de um conector considerando as variações de diâmetros das barras de aço.

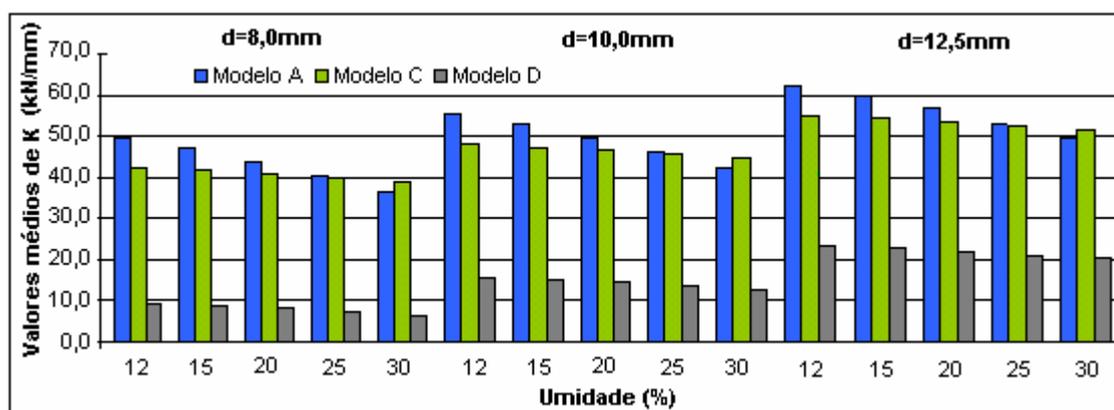


Figura J24 – Comparações dos valores médios de ( $K_m$ ) para um conector dos Modelos A; C e D.

- Os corpos-de-prova apresentaram rupturas caracterizadas pelos embutimentos das barras de aço na madeira, causando grandes deslocamentos relativos
- Os mecanismos de deformações das barras comprimidas provocaram embutimento na madeira e formaram duas rótulas plásticas que limitaram suas resistências.
- A Figura J25, a seguir, apresenta comparativamente, para os modelos A; C e D, os valores médios da resistência última de um conector, considerando as variações de diâmetros das barras de aço.

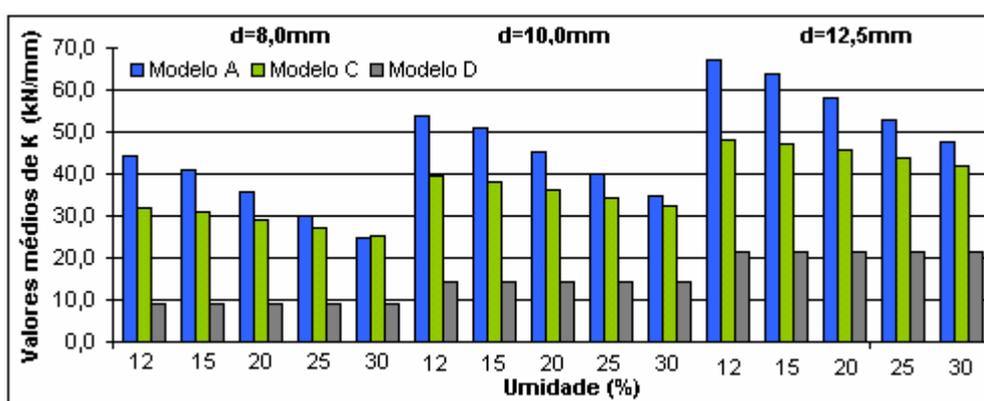


Figura J25 – Comparações dos valores médios de resistência última ( $F_{u,m}$ ), para um conector, dos Modelos A; C e D.

- As respostas dos conectores do Modelo A, não representam a soma das respostas dos conectores Modelos C e D.
- Os conectores do Modelo A, são mais rígidos e resistentes do que os Modelos C e D, porém são formados pelo dobro de barras de aço coladas.
- A Tabela J16, apresenta algumas comparações considerando os valores de  $K_m$  e  $F_{u,m}$  de um conector de Modelo A, dois conectores tracionados de Modelo C e dois conectores comprimidos de Modelo D, correspondendo ao mesmo custo final.

Tabela J16 – Valores comparativos de  $K_m$  e  $F_{u,m}$  utilizando dois conectores Modelos C e D e um conector Modelo A com mesmo custo final de utilização.

Valores de $K_m$ (kN/mm)		d=10,0mm	
U(%)	(1x) Modelo A	(2x) Modelo C	(2x) Modelo D
15	52,9	94,4	30,0
30	42,3	89,0	25,4
Valores de $F_{u,m}$ (kN)		d=10,0mm	
15	51,0	76,0	29,2
30	34,8	64,0	29,2

- A utilização dos conectores de Modelo C é mais econômica e eficiente do que os conectores de Modelo A.
- Economicamente não é viável a utilização dos conectores do Modelo D.

**APÊNDICE K**  
**(Experimento 10)**  
**PROJETO, CONSTRUÇÃO E ENSAIOS, DO PROTÓTIPO**  
**“PONTE FLORESTINHA”.**

**K1 - INTRODUÇÃO**

O tabuleiro misto projetado e construído, denominada “Ponte Florestinha”, está localizada na estrada municipal que liga o município de Piracicaba a Anhambi–SP, nas coordenadas: S 22° 45’ 40 “e W 47° 45’ 12,5” com altitude em relação ao nível do mar de 450m e possui as seguintes dimensões: largura 3,95m, comprimento 7,00m e vão livre teórico de 6,10m.

Essa ponte foi inicialmente projetada pela prefeitura municipal de Piracicaba, como uma ponte rural convencional, utilizando as mesmas técnicas usuais da região. As fundações e a estrutura dos encontros foram executadas com estacas roliças e as cortinas de contenção com pranchas de Eucalipto Citriodora sem tratamentos. Somente o tabuleiro foi executado seguindo as recomendações do projeto.

A Figura K1, a seguir, mostra a seção transversal adotada para o tabuleiro misto, semelhante ao apresentado por Yttrup (ca. 1996). Foram utilizadas vigas roliças naturais de Eucalipto citriodora, tratadas com CCA, intercalando-se pontas e bases para obter espessuras médias constantes, de madeira, em todas as seções transversais e aplicou-se concreto armado de média resistência com moldagem “in loco”, que se acomodou perfeitamente sobre as irregularidades naturais nas superfícies das vigas de madeira.

Para o preenchimento das aberturas naturais entre as vigas roliças, foram utilizados pontaletes tratados e britas com várias granulometria, compatíveis e suficientes para impedir o escoamento do concreto.

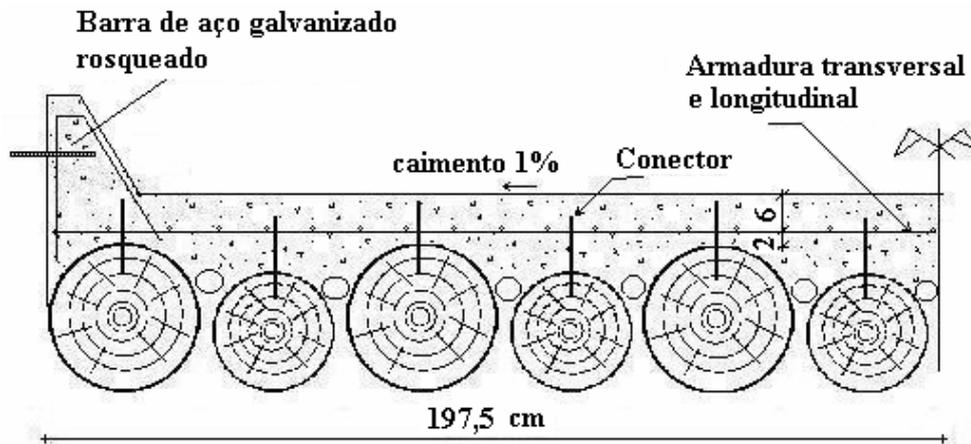


Figura K1 - Seção transversal adotada para a Ponte Florestinha destacando o nivelamento das vigas pela face inferior.

A Figura K2, apresenta o projeto do guarda corpo com detalhes de fixação e o guarda-rodas.

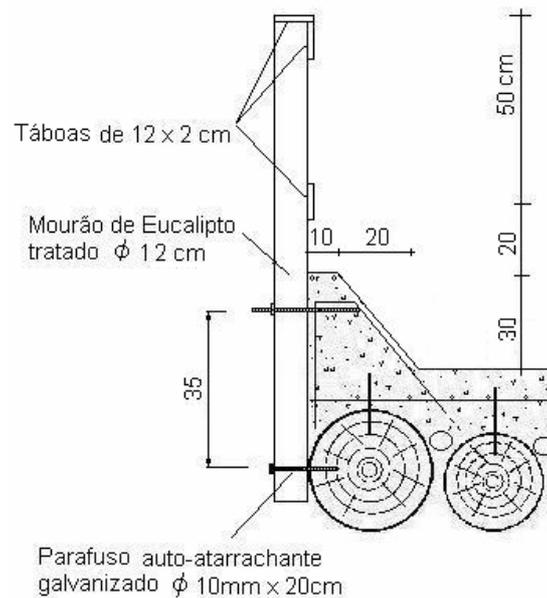


Figura K2 - Detalhe do guarda-rodas e guarda-corpo.

Foram utilizados conectores em “X” de barras de aço CA-50 com diâmetro de 8,0mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, inclinadas de 45° em relação ao eixo das vigas. Os espaçamentos e detalhes de ancoragem estão respectivamente apresentados na Figura K3 e Figura K4, a seguir.

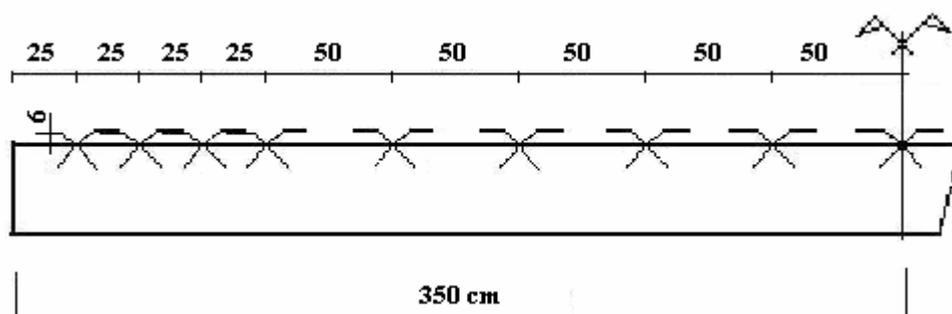


Figura K3 - Disposição dos conectores "X" nas vigas de madeira.

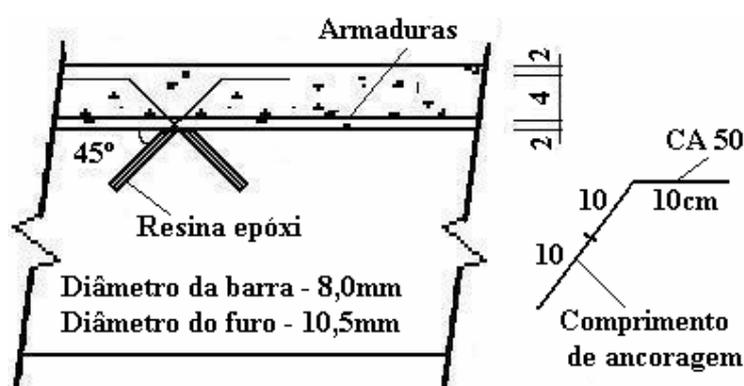


Figura K4 - Dimensões e detalhe dos conectores "X" de barras de aço coladas.

Especial atenção foi dada ao processo de colagem que foram executadas pelo autor ou por pessoas treinadas sob sua supervisão. Batchelar e McIntosh (1998), revendo experiências de ruptura de ligações devida às misturas inadequadas e ou aplicações incorretas dos adesivos epóxi, "in loco", concluíram que todas as operações de colagem devem ser feitas em ambiente de fábrica, com adequado controle de qualidade e por pessoas especializadas.

## K2 – MATERIAIS E MÉTODOS

Considerando que as necessidades de pontes para as estradas vicinais, em sua maioria ocorrem com pequenos vãos, da ordem de 5,0 a 12,0m, foi adotado como critério de projeto, a execução dessas pontes sem escoramentos.

Todas as vigas foram numeradas de forma crescente no mesmo sentido do fluxo d'água para o dimensionamento, medidas de deslocamentos e verificações de tensões internas.

Foram utilizados 12 vigas roliças naturais com comprimento de 7,0m e diâmetro médio, no centro do vão, de 28,5cm.

As vigas foram classificadas visualmente mas não mecanicamente. Considerou-se como valores médios de resistências e módulo de elasticidade na flexão para umidade média contida de 12% os seguintes valores em (MPa):

$$f_{c0,m} = 62,0; f_{t0,m} = 123,6 \text{ e } E_M = 23.000$$

Em medições de umidades “in-loco”, observou-se que a umidade média das vigas de madeira no micro ambiente de trabalho da ponte era de  $U=20\%$ , portanto os valores médios de resistência e módulo de elasticidade à flexão passam a assumir os seguintes valores médios em (MPa), conforme a ABNT(1997, item 6.2.1):

$$f_{c0,m} = 50,0; f_{t0,m} = 99,7 \text{ e } E_M = 20.000$$

A Tabela K1 apresenta as dimensões das vigas de madeira utilizadas e seus respectivos diâmetros médios.

Tabela K1 - Vigas de Eucalipto citriodora utilizadas.

Número da viga	Diâmetros das extremidades (cm)	Diâmetro médio (cm)
1	39 x 30	34,5
2	25 x 31	28,0
3	32 x 24	28,0
4	25 x 32	28,5
5	31 x 25	28,0
6	24 x 31	27,5
7	32 x 25	28,5
8	24 x 31	27,5
9	30 x 23	26,5
10	24 x 32	28,0
11	34 x 24	29,0
12	31 x 39	35,0

A laje de concreto foi projetada para uma espessura mínima de 8,0cm na crista das peças roliças e espessura média de 12,0cm, considerando o volume total de concreto utilizado para o preenchimento das depressões entre as vigas.

Foi utilizado concreto de média resistência, com  $f_{ck}=18$  MPa, moldado “in loco”, com módulo de elasticidade estimado aos 28 dias de idade,  $E_c= 23758,8$  MPa e módulo

de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, determinação dos esforços solicitantes e verificações dos estados limites de serviço,  $E_{cs} = 0,85E_c = 20.200,0$  MPa. O módulo de elasticidade transversal foi tomado com o valor  $G_c = 0,4E_{cs} = 8080,0$  MPa, conforme a ABNT(2003, itens 8.2.8 e 8.2.9).

Para as armadura, adotou-se na direção longitudinal armadura mínima (tela soldada de aço CA-60 com diâmetro,  $\phi$  4,2 mm, a cada 10 cm e barras de aço CA-60 com diâmetro,  $\phi$  4,2 mm, a cada 20 cm) totalizando  $1,95$  cm<sup>2</sup>/m, de acordo com o volume de concreto utilizado, conforme a ABNT (2003, item 17.3.5) e armadura transversal (tela soldada de CA-60 com diâmetro,  $\phi$  4,2 mm, a cada 10 cm e barras de aço CA-50 com diâmetro,  $\phi$  10 mm, a cada 20 cm) totalizando  $5,17$  cm<sup>2</sup>/m. As armaduras corresponderam a  $48,8$  kg/m<sup>3</sup> de concreto ou  $5,9$  kg/m<sup>2</sup> de laje.

Nos conectores utilizados, todas as barras de aço receberam tratamento superficial de limpeza, na região de ancoragem, com escova de aço rotativa até atingir a cor branca. Em testes realizados nas mesmas condições, conforme o Apêndice J, em corpos-de-prova de madeira e concreto com dimensões reais, obteve-se para cada conector “X” de aço CA-50 com diâmetro de 8,0mm, resistência média no estado limite último de 30 kN e módulo de deslizamento médio  $K = 38$  kN/mm.

Entre os vários sistemas de injeção de resinas possíveis, procurou-se um que fosse descartável e de baixo custo, evitando processos de limpeza com solventes fortes. Considerando que a resina epóxi Sikadur 32 fluido permite pouco tempo para aplicação, cerca de dez minutos após a mistura passa a adquirir viscosidades crescentes com o tempo de reação, dificultando o processo de injeção. Optou-se por levar ao canteiro de obras, sacos de polietileno transparente contendo 250g dos componentes A e B separados dentro da mesma embalagem, quantidade suficiente para ser injetado no tempo disponível, conforme o item 3.2. No instante da colagem esses componentes foram misturados manualmente e, rapidamente a resina pronta, foi injetada nos furos utilizando um pequeno tubo descartável, com o mesmo diâmetro da barra de aço, amarrado com elástico na extremidade da embalagem. A resina foi injetada a partir da extremidade interna do furo e ao aflorar, tinha-se o volume exato para a ancoragem da barra, entretanto, um pequeno excesso de 2 a 3% foi injetado em cada furo esperando-se que fosse expulso para fora com a introdução da barra. As barras foram introduzidas com pequenas rotações à direita e à esquerda sucessivamente, facilitando a saída do ar contido, evitando a formação de bolhas na linha de cola.

## K2.1. MODELO DE CÁLCULO

Conforme o item 3.5, para a primeira fase do cálculo adotou-se o modelo sugerido pelo EUROCODE 5(1993, Parte 1-1, Anexo B). Foi considerado o tabuleiro misto como viga mista de seção “T” e as vigas roliças de madeira foram interpretadas como vigas de seções quadradas equivalentes ABNT (1997, item 7.2.8), considerando a média dos diâmetros no centro do vão.

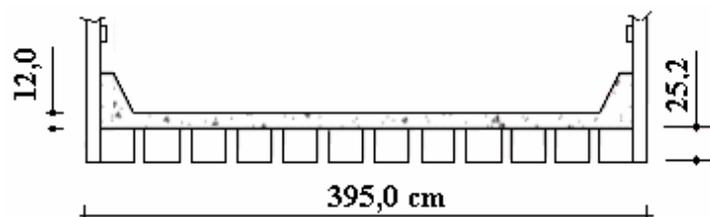


Figura K5 – Seção transversal de cálculo da Ponte Florestinha.

Tabela K2 – Características geométricas e elásticas da Ponte Florestinha.

Vão livre = 610 cm
Largura = 395 cm
$E_c = 2020 \text{ kN/cm}^2$
$G_c = 808 \text{ kN/cm}^2$
$E_w = 2000 \text{ kN/cm}^2$
Número de vigas de madeira = 12
Espessura média da laje de concreto = 12 cm
Altura das vigas de madeira equivalentes = 25,2 cm
Largura das vigas de madeira equivalentes = 25,2 cm
Espaçamento mínimo entre conectores = 25 cm
Espaçamento máximo entre conectores = 50 cm
Módulo de deslizamento (seção transversal) $K = 4560 \text{ kN/cm}$

A rigidez efetiva na direção longitudinal obtida na primeira fase, resultou no seguinte valor:

$$EI_{ef} = E_c I_c + y_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + y_w E_w A_w a_w^2$$

$$EI_{ef} = 1.904.797.440 \text{ kN.cm}^2 \quad (1)$$

Na segunda fase do cálculo, considerou-se o tabuleiro como uma laje ortotrópica equivalente, com a espessura da laje de concreto. Determinam-se as rigidez à flexão ( $D_x$  e  $D_y$ ) e a rigidez à torção ( $D_{xy}$ ). Estes valores de rigidez são utilizados para o cálculo das propriedades elásticas  $(E_L)_{eq}$ ,  $(E_T)_{eq}$  e  $(G_{LT})_{eq}$  da placa equivalente.

$$\begin{array}{lll}
 (E_L)_{eq} = 33488 & (E_T)_{eq} = 2020 & (G_{LT})_{eq} = 852,8 \\
 \text{kN/cm}^2 & \text{kN/cm}^2 & \text{kN/cm}^2
 \end{array} \quad (2)$$

Foi considerado nas bordas, um enrijecimento adicional devido à presença dos guarda-rodas. Calculou-se esse acréscimo, na faixa de influência da primeira viga longitudinal de madeira, utilizando a expressão (1) e o valor encontrado foi:

$$EI_{\text{adicional de borda}} = 524.905.727 \text{ kNcm}^2 \quad (3)$$

## K2.2 – EXECUÇÃO DA PONTE MISTA

As Figuras K6, K7, K8 e K9, a seguir, apresentam a seqüência de execução da Ponte Florestinha:



Figura K6 – Lançamento das vigas de madeira.

Após o posicionamento definitivo das vigas, essas foram travadas transversalmente no centro do tabuleiro, utilizando cabos de aço formando tramas duplas alternadas, conforme a Figura K6. A colocação desses cabos de aço foi relativamente fácil, seu comportamento não foi suficientemente eficiente quanto às distribuições de cargas verticais entre as vigas, mas foi eficiente para impedir o afastamento relativo entre as vigas na horizontal. Essas tramas permitiram que um veículo trafegasse sobre as vigas de madeira, sem dificuldades ou riscos de segurança, durante a primeira prova de cargas e podem ser consideradas como elementos secundários, sem função estrutural, após a execução da laje de concreto.

A Figura K7, a seguir, mostra os detalhes de furação, com o gabarito mantendo o ângulo de inclinação da furadeira e os detalhes de injeção da resina epóxi Sikadur 32 fluido, mantendo a espessura de 1,25mm para a linha de cola.



Figura K7 – Detalhe da furação e da colagem dos conectores.

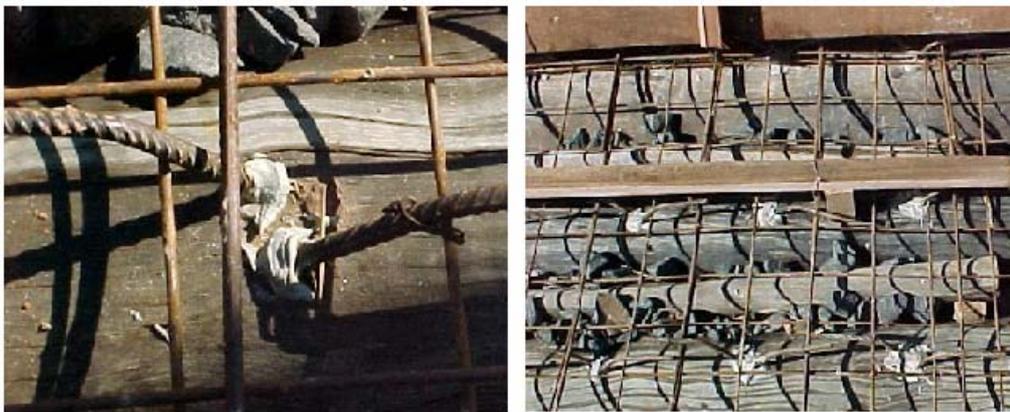


Figura K8 – Detalhes das barras de aço coladas e armadura parcial da laje de concreto.



Figura K9 - Detalhes do tabuleiro de madeira concluído e início de concretagem.

As provas de cargas foram realizadas em três fases, sendo: no tabuleiro de madeira com somente as vigas de madeira; na ponte concluída após a cura do concreto e seis meses após a liberação do tráfego. O veículo-tipo utilizado foi um caminhão com

dois eixos traseiros e carregamentos de 120 kN por eixo traseiro, conforme a Figura K10, a seguir.

Os deslocamentos no centro do vão foram obtidos por meio de réguas milimetradas presas em cada viga longitudinal, conforme a Figura K11 a seguir, e as leituras foram feitas por meio de um nível óptico com sensibilidade de 1 mm. Os deslocamentos obtidos apresentaram erros de  $\pm 0,5\text{mm}$ .



Figura K10 – Provas de carga no tabuleiro de madeira e na ponte concluída. Detalhe do posicionamento do nível óptico e das réguas presas no tabuleiro.

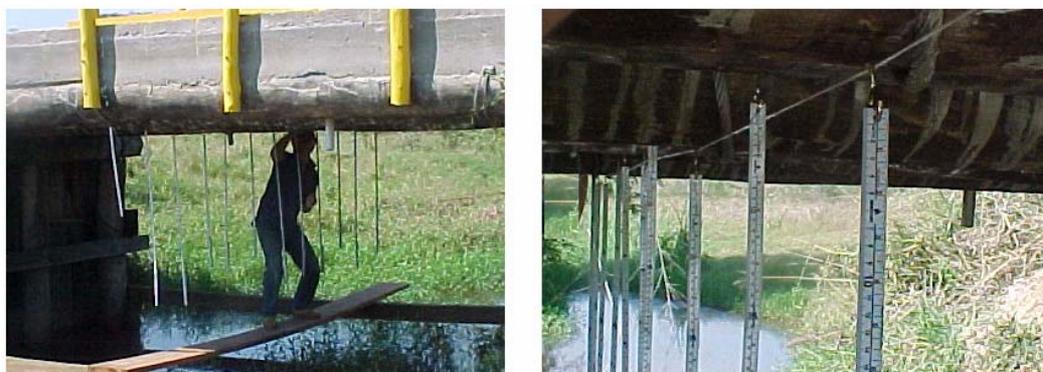


Figura K11 – Posicionamento das réguas para leitura dos deslocamentos verticais na seção central da ponte.

A Figura K12, a seguir, mostra o posicionamento do veículo-tipo sobre o tabuleiro, correspondendo ao carregamento 1, centrado e carregamento 2, na lateral.

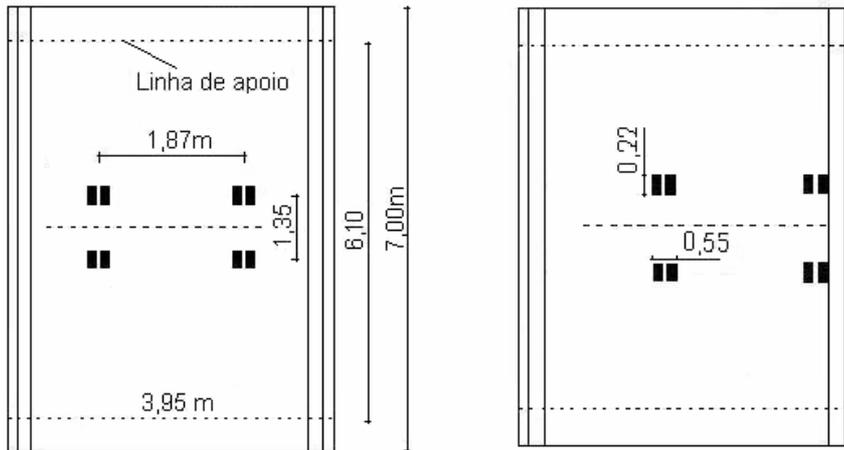


Figura K12 – Posicionamento do trem-tipo sobre o tabuleiro, carregamento 1, centrado e carregamento 2, na lateral.

### K3 – RESULTADOS OBTIDOS

As comparações dos deslocamentos verticais, para o carregamento 1, no tabuleiro de madeira e no tabuleiro misto após a cura do concreto, estão representadas na Figura K13, considerando a solicitação de 60 kN em cada roda.

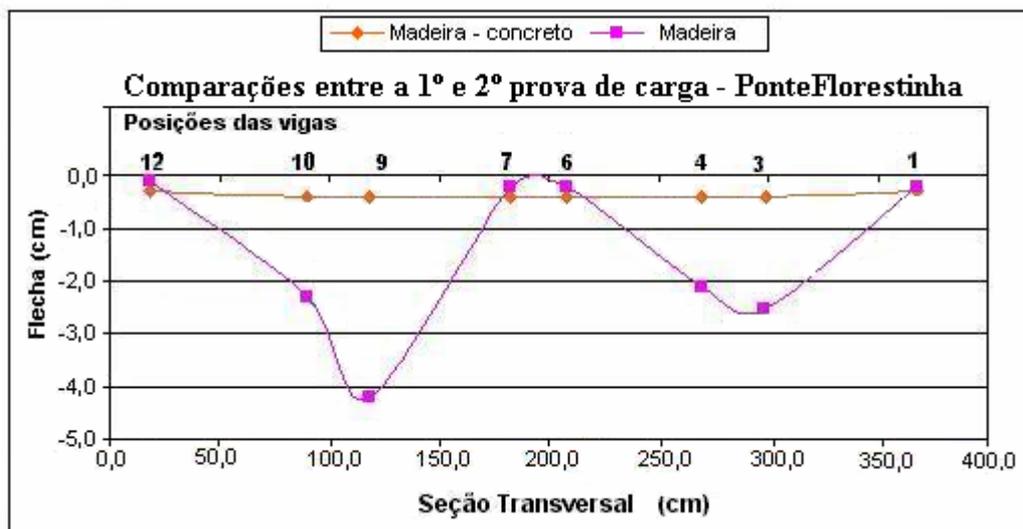


Figura K13 – Comparação dos resultados da 1ª e 2ª prova de carga. Carregamento 1.

Considerando que o cabo de aço utilizado, para travamento transversal das vigas de madeira, não foi eficiente na distribuição transversal de esforços, ainda assim, é possível comparar os deslocamentos verticais e perceber a grande rigidez da estrutura mista.

A Figura k14, a seguir, mostra a terceira prova de cargas com seis meses após a liberação do tráfego.



Figura k14 – Terceira prova de carga, carregamentos 1 e 2.

A Figura K15, apresenta a discretização da laje do tabuleiro com as respectivas malhas e numeração dos nós necessária para utilização do programa de cálculo OTB, conforme o Anexo B.

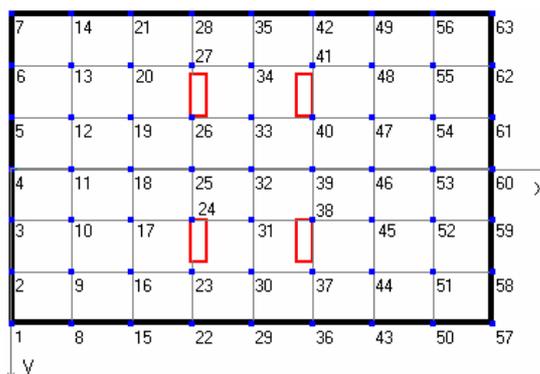


Figura K15 – Discretização da laje do tabuleiro e carregamento 1.

As Tabelas K3 e K4, a seguir, apresentam respectivamente os esforços internos e deslocamentos verticais, para o carregamento 1, com e sem o enrijecimento de borda.

Tabela K3 – Esforços internos e deslocamentos verticais devido ao carregamento 1 sem considerar enrijecimento de borda.

Carregamento 1					
Direção longitudinal					
Nós	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
	kNcm/cm	kNcm/cm	kN/cm	kN/cm	cm
4	0,00	0,00	0,34	0,00	0,00
11	24,70	-1,35	0,33	0,00	-0,19
18	47,53	-1,83	0,27	0,00	-0,35
25	64,28	-1,65	0,16	0,00	-0,47

32	70,90	-1,49	0,00	0,00	-0,51
39	64,18	-1,67	-0,16	0,00	-0,47
46	47,40	-1,85	-0,27	0,00	-0,36
53	24,60	-1,35	-0,33	0,00	-0,19
60	0,00	0,00	-0,34	0,00	0,00
Direção transversal					
29	57,95	0,00	0,00	-0,02	-0,43
30	72,00	-2,89	0,00	0,11	-0,52
31	76,31	-3,72	0,00	-0,12	-0,56
32	76,80	1,46	0,00	0,00	-0,55
33	76,31	-3,72	0,00	0,12	-0,56
34	72,00	-2,89	0,00	-0,11	-0,52
35	57,95	0,00	0,00	0,02	-0,43

Tabela K4 – Esforços internos e deslocamentos verticais devido ao carregamento 1 considerando enrijecimento de borda.

Carregamento 1					
Direção longitudinal					
Nós	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
	kNcm/cm	kNcm/cm	kN/cm	kN/cm	cm
4	0,00	0,00	0,34	0,00	0,00
11	24,70	-1,35	0,33	0,00	-0,19
18	47,53	-1,83	0,27	0,00	-0,35
25	64,28	-1,65	0,16	0,00	-0,47
32	70,90	-1,49	0,00	0,00	-0,51
39	64,18	-1,67	-0,16	0,00	-0,47
46	47,40	-1,85	-0,27	0,00	-0,36
53	24,60	-1,35	-0,33	0,00	-0,19
60	0,00	0,00	-0,34	0,00	0,00
Direção transversal					
29	27,72	0,00	0,00	0,04	-0,21
30	54,72	-5,13	0,00	0,14	-0,39
31	67,44	-6,59	0,00	-0,11	-0,49
32	70,90	-1,49	0,00	0,00	-0,51
33	67,44	-6,59	0,00	0,11	-0,49
34	54,52	-5,13	0,00	-0,14	-0,39
35	27,72	0,00	0,00	-0,04	-0,21

As Tabelas K5 e K6, a seguir, apresentam respectivamente os esforços internos e deslocamentos verticais, para o carregamento 2, sem considerar e considerando o enrijecimento de borda.

Tabela K5 – Esforços internos e deslocamentos verticais devido ao carregamento 2 sem considerar enrijecimento de borda.

Carregamento 2					
Direção longitudinal					
Nós	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
	kNcm/cm	kNcm/cm	kN/cm	kN/cm	cm
1	0,00	0,00	0,46	0,00	0,00
8	35,61	0,00	0,47	0,00	-0,29
15	71,53	0,00	0,45	0,00	-0,55
22	99,02	0,00	0,27	-0,01	-0,72
29	111,04	0,00	0,00	0,00	-0,78
36	98,86	0,00	-0,27	-0,01	-0,72
43	71,29	0,00	-0,45	0,00	-0,55
50	35,46	0,00	-0,47	0,01	-0,29
57	0,00	0,00	-0,46	0,00	0,00
Direção transversal					
29	111,04	0,00	0,00	0,00	-0,78
30	95,17	-2,94	0,00	2,47	-0,71
31	84,98	2,99	0,00	-0,04	-0,61
32	76,29	-0,49	0,00	0,13	-0,54
33	62,59	-5,12	0,00	-0,10	-0,46
34	45,25	0,32	0,00	0,04	-0,32
35	23,98	0,00	0,00	0,02	-0,18

Tabela K5 – Esforços internos e deslocamentos verticais devido ao carregamento 2 considerando enrijecimento de borda.

Carregamento 2					
Direção longitudinal					
Nós	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
	kNcm/cm	kNcm/cm	kN/cm	kN/cm	cm
1	0,00	0,00	0,23	0,00	0,00
8	15,57	0,00	0,23	0,03	-0,14
15	33,64	0,00	0,19	0,17	-0,33
22	45,27	0,00	0,11	0,09	-0,36
29	49,70	0,00	0,00	0,14	-0,33
36	45,22	0,00	-0,11	0,09	-0,25
43	33,58	0,00	-0,19	0,07	-0,14
50	17,53	0,00	-0,23	0,03	0,00
57	0,00	0,00	-0,23	0,00	0,00
Direção transversal					
29	49,7	0,00	0,00	0,00	-0,36
30	61,81	-6,73	0,00	0,00	-0,47
31	69,26	-1,05	0,00	0,00	-0,49
32	69,72	-3,78	0,00	0,00	-0,50
33	58,61	-7,49	0,00	0,00	-0,43
34	39,16	-1,07	0,00	0,00	-0,28
35	13,41	0,00	0,00	0,00	-0,10

### K3.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais reais, para os carregamentos 1 e 2 e os deslocamentos teóricos equivalentes na linha transversal central, obtidos por meio do programa OTB, conforme o Anexo B, estão apresentados nas Figuras K16 e K17 respectivamente, a seguir, considerando a solicitação de 60 kN em cada roda traseira.

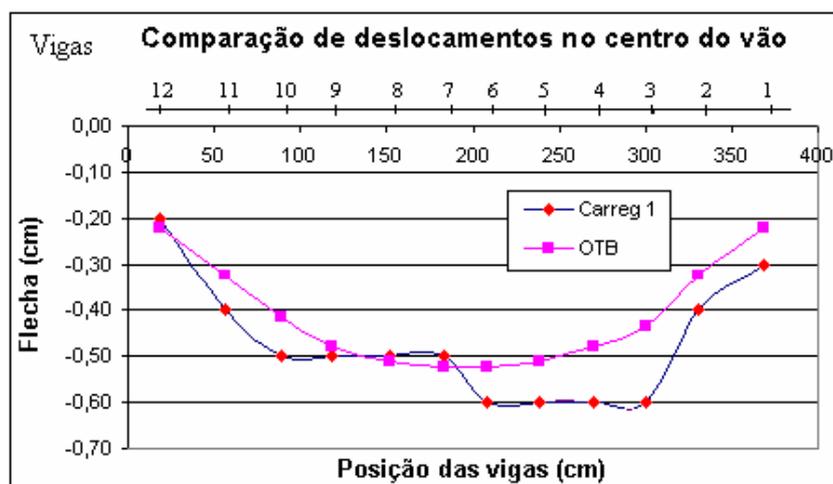


Figura K16 – Comparação de deslocamentos verticais na seção transversal central com o carregamento 1, considerando enrijecimento de borda.

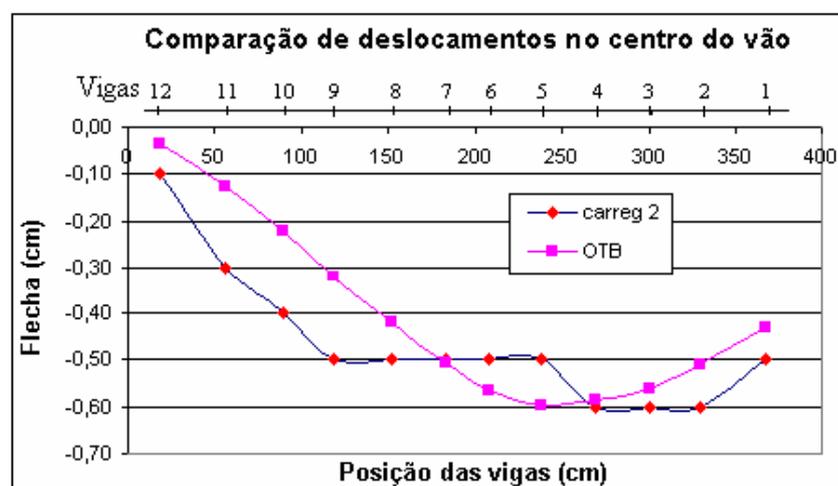


Figura K17 - Comparação de deslocamentos verticais na seção transversal central para o carregamento 2, considerando enrijecimento de borda.

### K3.2 – ESFORÇOS INTERNOS

As Figuras K18 e K19, respectivamente, a seguir, apresentam os esforços de momentos fletores nas linhas centrais do tabuleiro para os carregamentos 1 e 2.

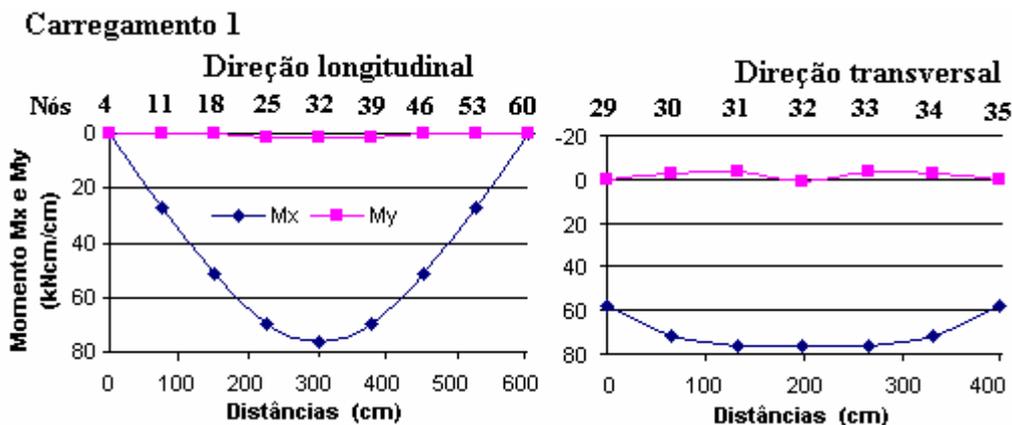


Figura K18 - Diagramas de momentos fletores  $M_x$  e  $M_y$  devido ao carregamento 1.

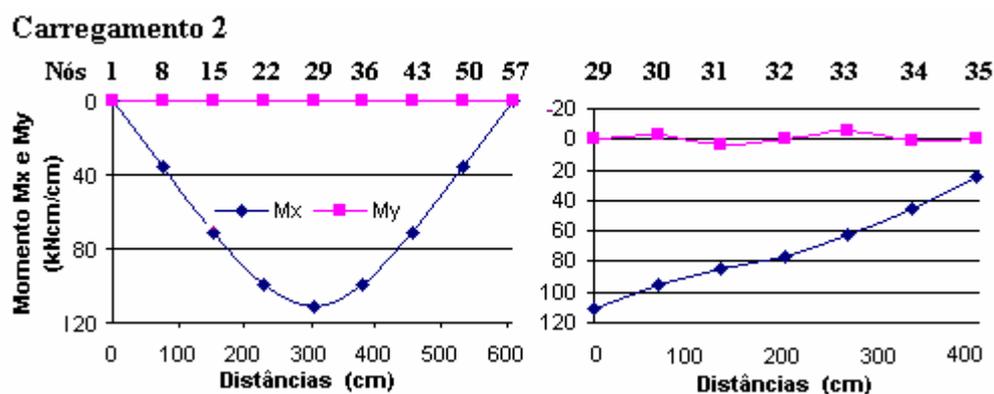


Figura K19 - Diagramas de momentos fletores  $M_x$  e  $M_y$  devido ao carregamento 2.

#### K4 – CONCLUSÕES PARCIAIS

- Os resultados mostram os comportamentos, teórico e experimental, da ponte analisada. O tabuleiro misto comporta-se como laje ortotrópica e as vigas de madeira formam um sistema estrutural estaticamente redundante, permitindo assim, a redistribuição de esforços por meio da laje de concreto, quando um carregamento se posiciona sobre uma viga mais flexível.

- A sensibilidade do equipamento utilizado para obtenção dos deslocamentos experimentais, impediu uma comparação mais precisa. Porém, a ordem de grandeza dos resultados revelam que, com os parâmetros elásticos obtidos, obteve-se uma satisfatória previsão do comportamento real da ponte mista.

-As vigas de madeira entrelaçadas com os cabos de aço, mostradas na Figura K6, acima, apresentaram deslocamentos verticais máximos da ordem de 4,5 cm, sob a região de aplicação das cargas, para o carregamento 1, conforme a Figura K13, enquanto que o

tabuleiro misto apresentou deslocamentos, na mesma região, da ordem de 0,5cm, mostrando a alta rigidez do sistema misto.

- Os resultados experimentais mostram a possibilidade de otimizar a altura do tabuleiro levando as tensões internas e deslocamentos mais próximos dos estados limites.

- O custo desse tabuleiro misto executado com recursos e mão de obra da Prefeitura Municipal de Piracicaba, correspondeu a US\$ 100,00 por metro quadrado.

- O baixo custo, a facilidade de execução e os interesses sociais, evidenciam o sistema misto para pequenas pontes em estradas vicinais.

## APÊNDICE L

### (Experimento 11)

## PROJETO, CONSTRUÇÃO E ENSAIOS DO PROTÓTIPO; “PONTE BATALHA”

### L1 – INTRODUÇÃO

A ponte mista projetada e construída, denominada “Ponte Batalha”, está localizada no município de Paracatu-MG, sobre o rio Batalha. Foi financiada e construída pela empresa florestal Vale do Rio Grande Reflorestamento Ltda, com sede em Uberaba-MG, para atender as necessidades de escoamento de seus produtos, uma vez que a antiga ponte entrou em ruína por não mais se apresentar adequada ao tráfego existente. A Ponte Batalha foi inicialmente projetada para atender solicitações de pontes Classe 30, conforme a ABNT (1985) e possui as seguintes dimensões: largura 4,00m, comprimento total 21,45m com dois tramos e, vãos teóricos de 14,00 e 4,45 m, conforme a ABNT (1997, item 7.3.3), apresentados na Figura L1, a seguir.

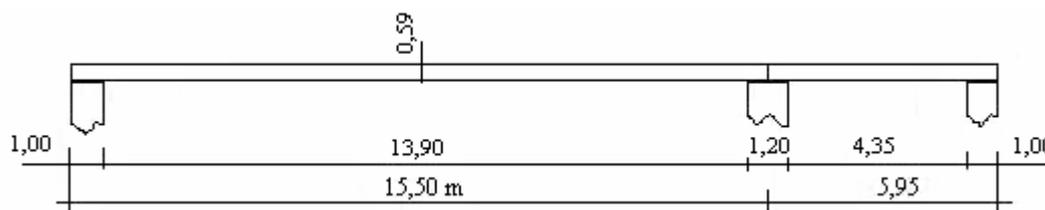


Figura L1 – Vãos livres e apoios da Ponte Batalha.

Para a execução da ponte mista, aproveitaram-se as fundações existentes aumentando nível dos blocos de concreto armado em 1,50m, resultando na altura total de 3,00m sobre a lâmina d'água.

A Figura L2, mostra o posicionamento das vigas longitudinais, numeradas seqüencialmente no sentido do fluxo do rio, facilitando a identificação das vigas para

verificações de tensões e deslocamentos verticais. Inicialmente as vigas ficaram presas por cabos de aço entrelaçados formando trama dupla e por grampos nas emendas.

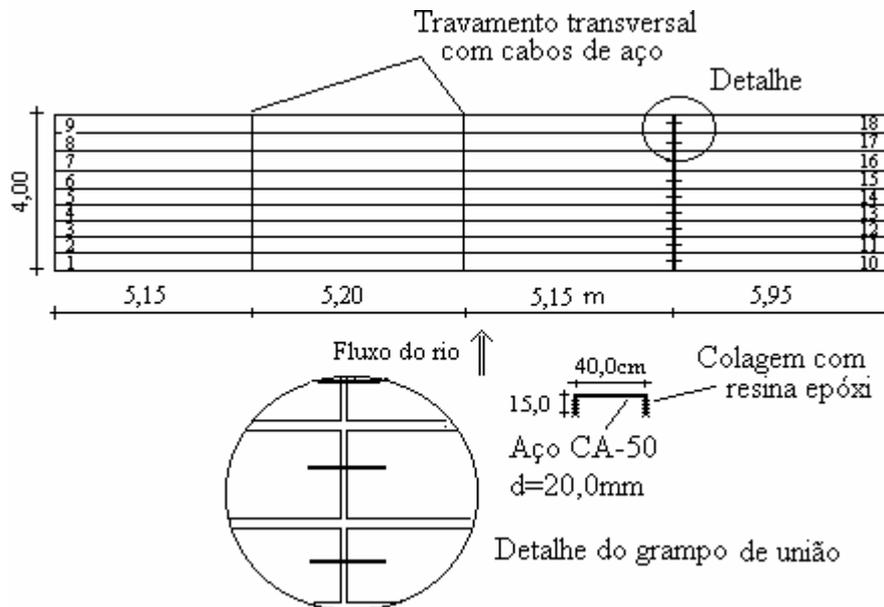


Figura L2 – Posicionamento das vigas longitudinais no sentido do fluxo do rio e detalhe do grupo de união.

Os grampos de união foram adotados inicialmente como elemento construtivo, podendo se dispensado em projetos futuros. Seu efeito estrutural de continuidade não é conhecido e a armadura longitudinal produz, efeitos semelhantes, no mesmo plano e de forma mais efetiva, contínua e conhecida.

Na seção transversal adotada para o tabuleiro misto, seção semelhante à apresentada por Yttrup (ca. 1996) foram utilizadas vigas roliças de Eucalipto citriodora no vão maior e vigas roliças de Pinus oocarpa no vão menor, tratadas com CCA, intercalando-se pontas e bases para obter espessuras médias constantes, de madeira, em todas as seções transversais. Para o preenchimento das aberturas naturais entre as vigas roliças, foram utilizados pontaletes tratados de Eucalipto citriodora e britas graduadas, compatíveis e suficientes para impedir o escoamento do concreto.

A Figura L3, a seguir, apresenta o projeto da seção transversal, destacando o nivelamento das vigas pela face superior. Esta ponte foi construída sem guarda-corpos a pedido do cliente.

Na execução da laje, utilizou-se concreto de média resistência com moldagem “in loco”, para se acomodar perfeitamente sobre as irregularidades naturais das superfícies das vigas de madeira.

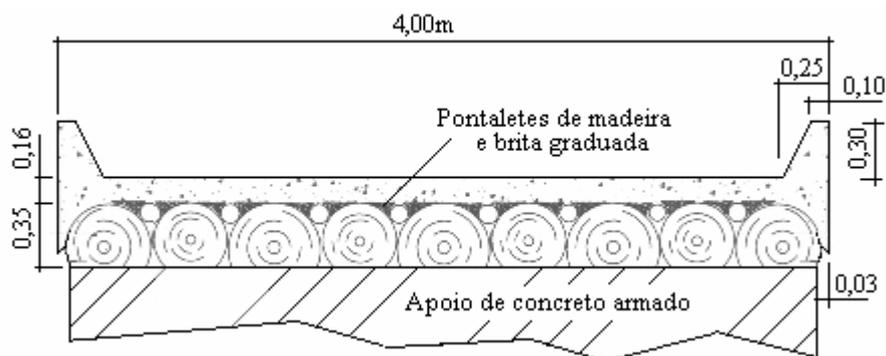


Figura L3 – Seção transversal da Ponte Batalha.

A Figura L4, a seguir, mostra detalhes do projeto de fixação das vigas longitudinais nos blocos de fundação, utilizando barras de aço CA-50, verticais, com diâmetro de 20mm, ancoradas no concreto com resina epóxi Sikadur 32 fluido.

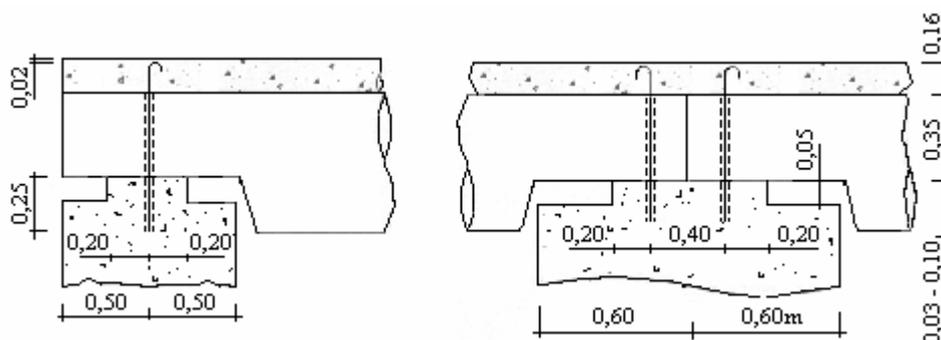


Figura L4 - Detalhe dos apoios da vigas longitudinais.

Foram utilizados conectores em “X”, formados por barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm, coladas com resina epóxi Sikadur 32 fluido, inclinadas à 45° em relação ao eixo das vigas, os espaçamentos e detalhes de ancoragem estão respectivamente apresentados na Figura L5 e Figura L6, a seguir.

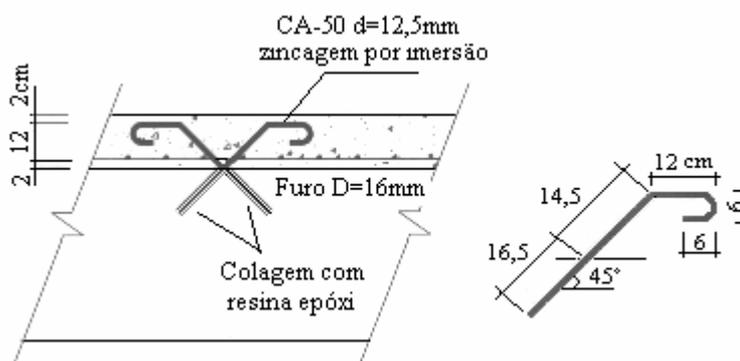


Figura L5 - Detalhes dos conectores em “X”, formados por barras de aço coladas com resina epóxi.

Especial atenção foi dispensada ao processo de colagem, a resina epóxi Sikadur 32 fluido permite pouco tempo, cerca de dez minutos para aplicação nos furos após a mistura, passando a adquirir viscosidades crescentes com o tempo de reação e dificultando assim o processo de injeção.

Considerando que os conectores são fundamentais no comportamento da laje mista e para se reproduzir os mesmos níveis de respostas obtidos em laboratório o procedimento de colagem foi apresentado ao engenheiro construtor, que assumiu a responsabilidade pelo treinamento da mão de obra e acompanhamento da execução no canteiro de obras.

No maior vão, os conectores foram posicionados com dois espaçamentos diferentes apresentando maior quantidade nas regiões mais solicitadas pelo cisalhamento. Para o menor vão, construtivamente não interessou variações nos espaçamentos, conforme apresentado na Figura L6, a seguir.

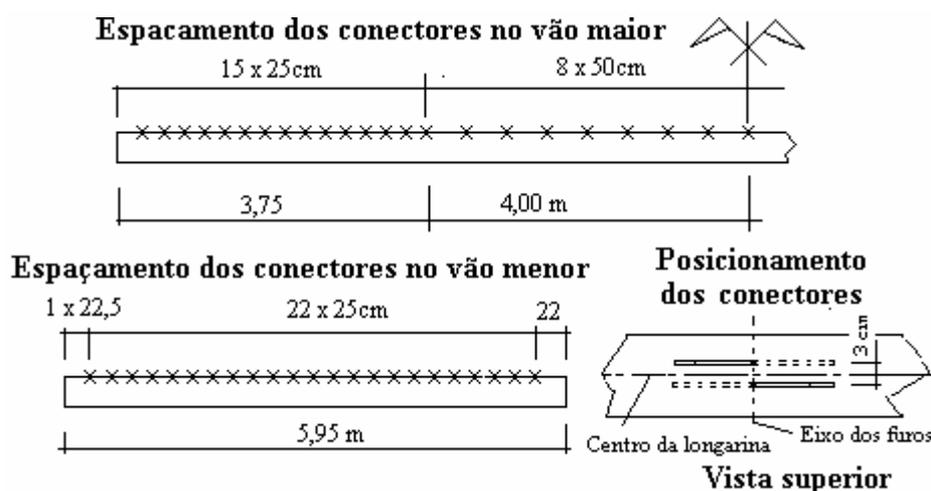


Figura L6 – Posicionamento dos conectores nas vigas longitudinais.

## L2 – MATERIAIS E MÉTODOS

A Ponte Batalha foi executada sem escoramentos e foram utilizadas nove vigas de Eucalipto citriodora roliço e nove vigas de Pinus oocarpa, tratadas com CCA, com os respectivos diâmetros apresentados na Tabela L1, a seguir. As vigas foram classificadas visualmente, porém não mecanicamente. Consideraram-se como valores médios de resistências e módulo de elasticidade na flexão os seguintes valores em (MPa), conforme ABNT (1997, Tabela E.3, Anexo E):

- a) – Para as vigas de Eucalipto citriodora com umidade de 12%:

$$f_{c0,m} = 62,0; f_{t0,m} = 123,6 \text{ e } E_M = 23.200$$

Em medições anteriores, em outras pontes, observou-se que a umidade média das vigas de madeira no micro ambiente da ponte é de 20%, portanto os valores corrigidos em (MPa) passam a ser, conforme a ABNT (1997, item 6.2.1):

$$f_{c0,m} = 50,0; f_{t0,m} = 99,7 \text{ e } E_M = 20.000,0$$

b) – Para as vigas de *Pinus oocarpa* com umidade de 12%:

$$f_{c0,m} = 43,6; f_{t0,m} = 60,9 \text{ e } E_M = 10904,0$$

Para a umidade de 20% os valores corrigidos passam a ser:

$$f_{c0,m} = 36,0; f_{t0,m} = 43,8 \text{ e } E_M = 8654,0$$

A Tabela L1, apresenta as dimensões das vigas de madeira utilizadas e seus respectivos diâmetros médios. Os diâmetros médios de cálculo no centro das vigas de *Eucalipto* e *Pinus* são respectivamente 43,4 e 39,0 cm.

Tabela L1 - Vigas de *Eucalipto citriodora* e *Pinus oocarpa* utilizadas.

viga	Eucalipto citriodora		Pinus oocarpa		
	Diâmetros das extremidades (cm)	Diâmetro médio (cm)	Número da viga	Diâmetros das extremidades (cm)	Diâmetro médio (cm)
1	39 x 59	48	10	35 x 45	40
2	46 x 36	41	11	46 x 33	39
3	37 x 51	44	12	34 x 45	39
4	46 x 37	42	13	44 x 35	39
5	52 x 38	45	14	33 x 46	39
6	34 x 47	40	15	45 x 34	39
7	47 x 37	42	16	32 x 46	39
8	50 x 36	43	17	44 x 33	38
9	41 x 52	46	18	34 x 46	40

A laje de concreto foi projetada para uma espessura mínima de 12cm na crista das peças roliças e espessura média de 16,0cm, considerando o volume total de concreto utilizado para o preenchimento das depressões entre as vigas.

Foi utilizado concreto de média resistência com  $f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ , moldado “in loco”, com módulo de elasticidade estimado aos 28 dias de idade, igual a  $E_c = 23.758,8 \text{ MPa}$ . O módulo de elasticidade transversal foi tomado com o valor  $G_c = 0,4E_{cs} = 8.080,0 \text{ MPa}$ , conforme a ABNT (2003, itens 8.2.8 e 8.2.9).

Adotou-se na direção longitudinal armadura mínima, (tela soldada de aço CA-60 com diâmetro,  $\phi$  4,2 mm, a cada 10 cm e barras de aço CA-50 com diâmetro,  $\phi$  6,3 mm,

a cada 20 cm ) totalizando 2,92 cm<sup>2</sup>/m, de acordo com o volume de concreto utilizado e armadura transversal (tela soldada de CA-60 com diâmetro,  $\phi$  4,2 mm, a cada 10 cm e barras de aço CA-50 com diâmetro,  $\phi$  10 mm, a cada 20 cm) totalizando 5,25 cm<sup>2</sup>/m conforme a ABNT (2003, item 17.3.5). As armaduras corresponderam a 40,0 kg/m<sup>3</sup> de concreto.

Nos conectores utilizados, todas as barras de aço receberam tratamento superficial de zincagem por imersão e foram fixadas com resina epóxi Sikadur 32 fluido.

Em testes de ancoragem realizados com este tratamento superficial, apresentado no Apêndice H, observou-se que o efeito deste tratamento não alterou a resistência de adesão mecânica da barra de aço e portanto, considerou-se as mesmas resistência e rigidez dos conectores equivalentes, estudados nos corpos de prova de madeira e concreto do Apêndice J.

Para os conectores “X”, de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm, zincados por imersão a quente e para umidade de trabalho U=20%, adotou-se os valores médios e característicos de resistência última e módulo de deslizamento, os seguintes valores:

$$F_{u,m} = 52,9 \text{ e } F_k = 48,3 \text{ (kN)}$$

$$K_m = 52,9 \text{ e } K_k = 51,6 \text{ (kN/mm)}$$

Entre os vários sistemas de injeção possíveis, utilizou-se um que fosse descartável e de baixo custo, evitando processos de limpeza e a presença de solventes no canteiro de obras. Conforme o item 3.2, levou-se ao canteiro de obras, sacos de polietileno transparente contendo 250g dos componentes A e B, separados dentro da mesma embalagem, quantidade suficiente para ser injetada no tempo disponível. No instante da colagem esses componentes foram misturados manualmente até que se tornasse um, homogêneo.

A resina pronta foi injetada nos furos utilizando um pequeno tubo descartável com o mesmo diâmetro da barra de aço, amarrado com elástico na extremidade da embalagem. A injeção iniciou a partir da extremidade interna do furo e ao aflorar, tinha-se o volume exato para a ancoragem da barra, entretanto, um pequeno excesso de 2 a 3% foi injetado em cada furo esperando que fosse expulso para fora com a introdução da barra, confirmando o preenchimento dos espaços vazios. As barras foram introduzidas com pequenas rotações facilitando a saída do ar contido, evitando a formação de bolhas na linha de cola.

## L2.1. MODELO DE CÁLCULO

Conforme o item 3.5, para a primeira fase do cálculo adotou-se o modelo sugerido pelo EUROCODE 5 (1993, Parte 1-1, Anexo B). Foi considerado o tabuleiro misto como viga mista de seção “T” e as vigas roliças de madeira foram interpretadas como vigas de seções quadradas equivalentes ABNT (1997, item 7.2.8), considerando a média dos diâmetros no centro do vão.

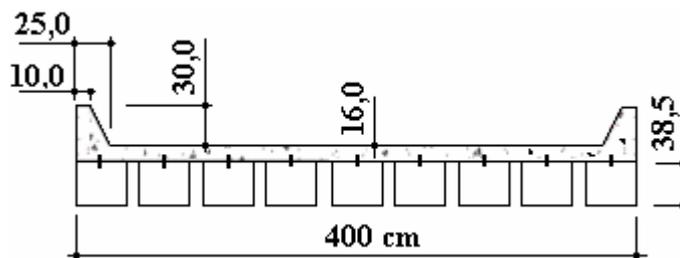


Figura L7 – Seção transversal de cálculo da Ponte Batalha.

O espaçamento efetivo entre os conectores, representa um valor médio entre os espaçamentos, que melhor representa a rigidez efetiva da viga.

O valor do espaçamento efetivo foi calculado conforme o item 3.5.6, para o maior vão, com solicitação equivalente ao quinto carregamento utilizado nas provas de carga.

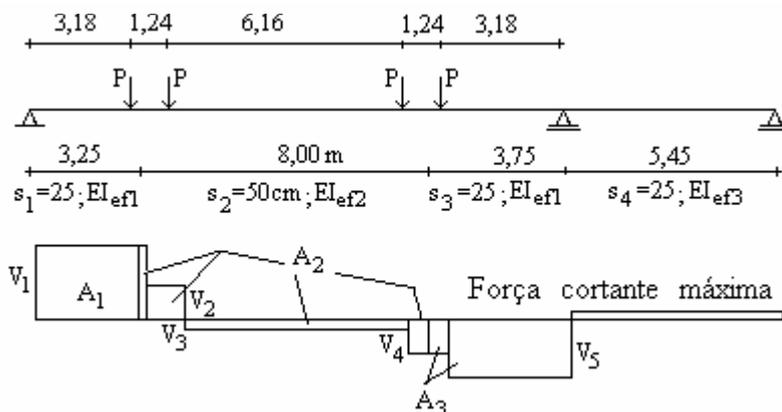


Figura L8 – Determinação do espaçamento efetivo entre conectores para o maior vão considerando a solicitação que resulta na máxima força cortante.

Onde:  $P=100$  kN

$$V_1=205,1; V_2= 101,5; V_3= 2,2; V_4= 101,6 \text{ e } V_5= 201,1 \text{ kN}$$

$$L_1= 3,25; L_2= 8,00 \text{ e } L_3= 3,75\text{m}$$

$$n_1= 15; n_2= 15 \text{ e } n_3= 15$$

Onde:  $n$  = número de conectores nos trechos de comprimento  $L$ , Figura L8.

$$s_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^3 \frac{L_i}{n_i} |A_i|}{\sum_{i=1}^3 |A_i|}$$

A resultante corresponde ao espaçamento efetivo:  $s_{ef} = 27,45\text{cm}$ .

Tabela L2 – Características geométricas e elásticas da Ponte Batalha para o maior vão.

Vão teórico maior = 1.400 cm
Vão teórico menor = 445 cm
Largura = 400 cm
$E_c = 2.376 \text{ kN/cm}^2$
$G_c = 950 \text{ kN/cm}^2$
$E_w = 2.000 \text{ kN/cm}^2$
Número de vigas de madeira = 9
Espessura média da laje de concreto = 16 cm
Altura das vigas de madeira equivalente = 38,5 cm
Largura das vigas de madeira equivalente = 346,5 cm
Espaçamento mínimo entre conectores = 25 cm
Espaçamento máximo entre conectores = 50 cm
Espaçamento efetivo = 27,45 cm
Módulo de deslizamento (seção transversal) $K = 4.761 \text{ kN/cm}$

A rigidez efetiva na direção longitudinal obtida na primeira fase, resulta no seguinte valor:

$$EI_{ef} = E_c I_c + y_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + y_w E_w A_w a_w^2 \quad (1)$$

$$EI_{ef} = 9.396.900.283 \text{ kN.cm}^2 \quad (\text{vão maior})$$

$$EI_{ef} = 2.708.359.974 \text{ kN.cm}^2 \quad (\text{vão menor})$$

Na segunda fase do cálculo, considerou-se o tabuleiro como uma laje ortotrópica equivalente, com a espessura da laje de concreto. Determinam-se as rigidez à flexão ( $D_x$  e  $D_y$ ) e a rigidez à torção ( $D_{xy}$ ). Estes valores de rigidez são utilizados para o cálculo das propriedades elásticas  $(E_L)_{eq}$ ,  $(E_T)_{eq}$  e  $(G_{LT})_{eq}$  da placa equivalente.

$$\begin{array}{lll} (E_L)_{eq} = 67.630,2 & (E_T)_{eq} = 2.376,0 & (G_{LT})_{eq} = 1.450,6 \\ \text{kN/cm}^2 & \text{kN/cm}^2 & \text{kN/cm}^2 \end{array} \quad (2)$$

Foi considerado nas bordas, um enrijecimento adicional devido à presença dos guarda-rodas. Calculou-se esse acréscimo, na faixa de influência da primeira viga

longitudinal de madeira, utilizando a expressão (1) conforme o item 3.5.3 e, o valor encontrado foi:

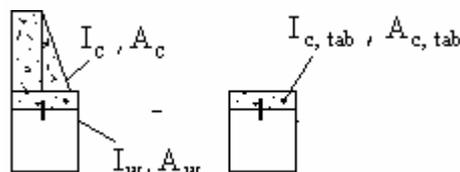


Figura L9 – Diferença de rigidez de borda.

$$EI_{\text{adicional de borda}} = 568.969.850 \text{ kNcm}^2 \text{ (vão maior)} \quad (3)$$

## L2.2 – MEDIÇÕES DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais foram medidos por meio de um nível óptico, em réguas posicionadas nas faces inferiores de cada viga longitudinal, na linha de centro e em cada viga do maior vão. A sensibilidade do equipamento de leitura era de 1mm, com erro esperado de  $\pm 0,5\text{mm}$ .

Os deslocamentos foram medidos a partir de uma referência no bloco de fundação. Inicialmente observaram-se os deslocamentos imediatos, decorrentes do lançamento do concreto para a laje e em seguida mediram-se os deslocamentos durante o tempo de cura deste concreto, notadamente nos três primeiros dias após a concretagem, aos vinte e um dias e aos trinta e três dias, imediatamente antes das provas de carga. As leituras ocorreram em horários regulares, mantendo aproximadamente as mesmas condições de umidade relativa do ar e temperatura ambiente.

A observação dos deslocamentos, durante o período de cura do concreto, no centro do maior vão, permitirá quantificar e separar os deslocamentos imediatos e os deslocamentos lentos, provenientes das fluências da madeira e do concreto e da retração do concreto.

Em uma segunda fase, após a cura do concreto, foram medidos os deslocamentos verticais, com a mesma metodologia apresentada no Apêndice K. Na seção transversal central do maior vão, a régua milimetrada foi posicionada, em cada viga, por um operador que se deslocava sobre uma plataforma provisória presa na estrutura da ponte, conforme a Figura L13, a seguir e, as seis provas de cargas foram executadas no mesmo dia e em seqüência.

### L2.3 – EXECUÇÃO DA PONTE MISTA

A Ponte Batalha não foi rigorosamente construída conforme o projeto apresentado, principalmente com relação aos apoios, que deveriam permitir articulação na direção longitudinal, impedir acúmulo de umidade, e nivelar as vigas pelo lado superior por meio de cortes inferiores, conforme as Figuras L4 e L10, que representam respectivamente o projeto e a execução dos apoios. A grande dimensão dos apoios e as fixações das vigas nos blocos de concreto permitiu um sistema estático com comportamento engastado, principalmente para as solicitações iniciais durante as provas de carga, podendo se modificar ao longo do tempo, decorrente das fissurações do concreto e acomodações dos apoios.



Figura L10 – Lançamento das vigas longitudinais e detalhes da execução dos apoios.

As Figura L11, L12 e L13, a seguir, apresentam detalhes construtivos e detalhes da ponte concluída.



Figura L11 – Posicionamento dos grampos de união das vigas e posição dos conectores.



Figura L12 – Detalhes da ponte concluída: travamentos e impermeabilização das vigas externas.



Figura L13 – Detalhes da ponte concluída e posicionamento da régua para leitura dos deslocamentos.

## L2.4 – REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga foram executadas com seis carregamentos aplicadas por um ou dois veículos com as seguintes dimensões e pesos:

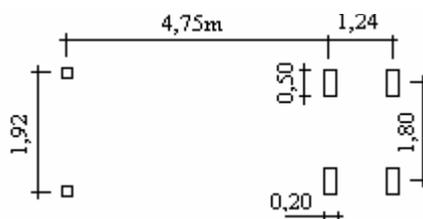


Figura L14 – Dimensões médias dos veículos utilizados para as provas de cargas.

- a) – Veículo 1: Peso de cada roda dianteira  $P_1 = 16,15 \text{ kN}$   
 Peso de cada roda traseira  $P_2 = 51,80 \text{ kN}$
- b) – Veículo 2: Peso de cada roda dianteira:  $P_3 = 17,40 \text{ kN}$   
 Peso de cada roda traseira:  $P_4 = 49,73 \text{ kN}$

## L2.5 – ANÁLISE ESTÁTICA DO TABULEIRO MISTO NAS PROVAS DE CARGA

Para o cálculo do tabuleiro misto considerou-se o maior vão, como placa ortotrópica bi-engastada e bi-apoiada, utilizando os valores das propriedades elásticas  $(E_L)_{eq}$ ;  $(E_T)_{eq}$  e  $(G_{LT})_{eq}$ , conforme a eq. (2) e o acréscimo de rigidez de bordada conforme a eq. (3).

O comportamento de placa bi-engastada não é um comportamento esperado em pequenas pontes para estradas vicinais. No caso particular da Ponte Batalha este comportamento ocorreu devido o enrijecimento dos apoios no processo de concretagem, condição construtiva diferente do projeto apresentado. Este comportamento poderá sofrer alterações com o tempo de utilização da ponte, em consequência da fissuração do concreto e do trabalho das vigas de madeira nos apoios. Para o cálculo da placa bi-engastada utilizou-se o programa SAP 2002.

O cálculo do maior vão do tabuleiro misto, como placa bi-apoiada, neste caso, tem interesse por representar os máximos esforços internos e deslocamentos verticais que poderão ocorrer nas seções centrais: transversal e longitudinal do vão. Para este cálculo utilizou-se o programa OTB, conforme anexo B, de utilização mais simples, uma vez que foi desenvolvido especificamente para o cálculo de placas ortotrópicas.

A Figura L15, mostra as posições dos nós e, malhas consideradas no tabuleiro para a análise numérica do maior vão utilizando o programa OTB.

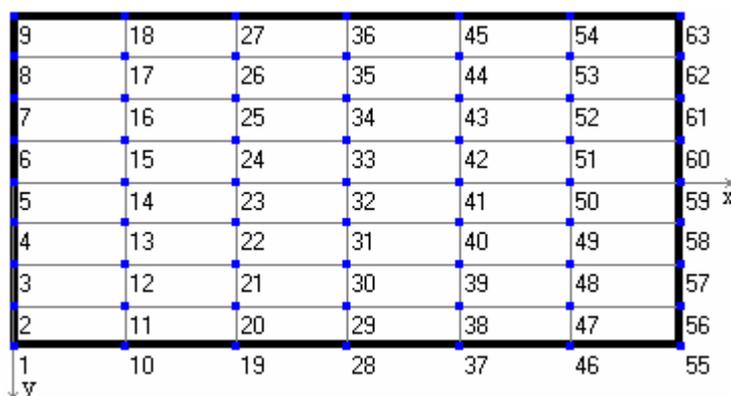


Figura L15 – Posição dos nós e malhas consideradas no tabuleiro.

As Figuras L16 e L17, mostram alguns detalhes dos posicionamentos dos veículos durante as provas de carga.



Figura L16 - Vista do veículo 1 na primeira e segunda prova de carga.



Figura L17 - Vista do veículo 2 na quarta e dos veículos 1 e 2 na quinta prova de carga.

### **L3 – RESULTADOS OBTIDOS**

A não execução dos detalhes de projeto, notadamente nos dispositivos de apoio, permitiu à laje um comportamento estático diferente do desejado.

#### **L3.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS IMEDIATOS E DURANTE O TEMPO DE CURA DO CONCRETO**

Na Figura L18, os deslocamentos da seção central, correspondentes ao tempo 00hs, representam os deslocamentos instantâneos de cada viga logo após o lançamento do concreto sobre o tabuleiro de madeira.

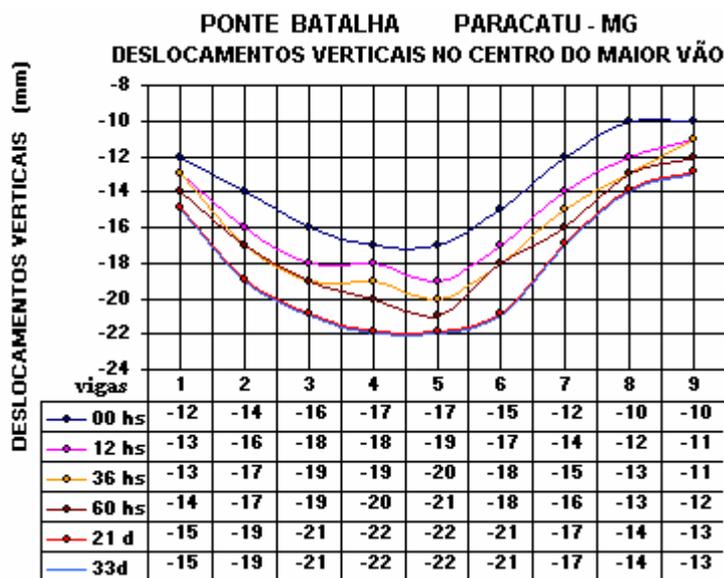


Figura L18 – Deslocamentos verticais da seção central transversal do maior vão, durante a cura do concreto.

A Figura L19, apresenta os deslocamentos verticais no centro de cada viga ao longo do tempo.

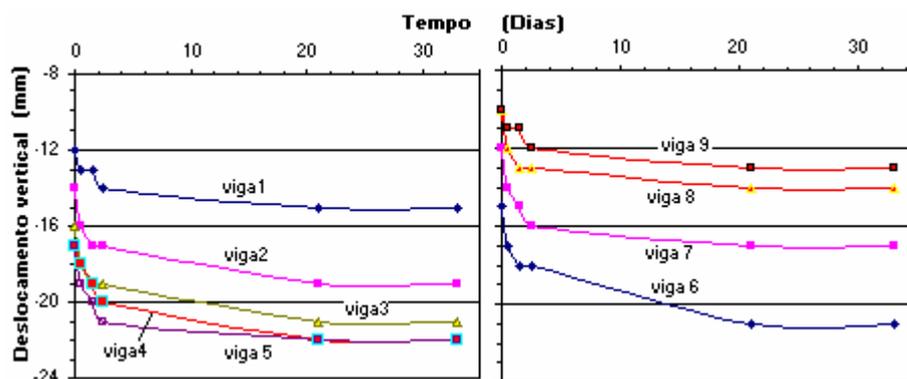


Figura L19 – Deslocamentos verticais no centro do maior vão, em cada viga de madeira, ao longo do tempo de cura do concreto.

Com os deslocamentos observados nas medições representadas nas Figuras L18 e L19, pode-se concluir que:

- O deslocamento instantâneo médio representa 74,2% do deslocamento final.
- O deslocamento médio no tempo 12 hs, representa 84% do deslocamento total.
- Os deslocamentos totais referentes às fluências da madeira e do concreto e os referentes à retração do concreto, representam 25,8% dos deslocamentos totais.
- Aos vinte e um dias o tabuleiro misto apresentou os deslocamentos máximos, mantendo-se constante até a data da realização das provas de carga aos trinta e três dias.

### L.3.1.1 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO DO TABULEIRO DE MADEIRA

Procedem-se a seguir, análises da mudança no comportamento elástico do tabuleiro causado pelas alterações dos detalhes de execução dos apoios utilizando a resposta dos deslocamentos verticais instantâneos, conforme a Figura L18.

Nesta análise considera-se o tabuleiro de madeira como placa bi-apoiada e placa bi-engastada e comparam-se os deslocamentos verticais teóricos com os deslocamentos observados na cessação central do maior vão, em seguida analisa-se o tabuleiro de madeira como placa elasticamente engastada nos apoios. Em todas as análises considerou-se o carregamento uniformemente distribuído equivalente ao efeito do peso do concreto lançado.

- a) - Considerando o tabuleiro de madeira com comportamento semelhante ao de uma placa bi-apoiada, conforme a Figura L20 a seguir e, o concreto com espessura média de 16 cm, o deslocamento médio esperado para as vigas de madeira corresponde a 14,4cm.

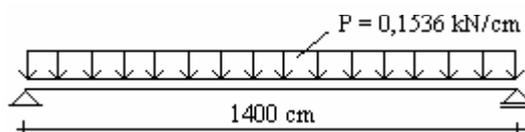


Figura L20 – Representação do tabuleiro como placa bi-apoiada.

Para:

Seção circular com diâmetro médio no centro do maior vão igual a 43,3 cm

$$E_w = 2.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_w = 172.552 \text{ cm}^4$$

$$EI_w = 3.105.946.000 \text{ kNcm}^2$$

O deslocamento vertical médio calculado no centro do vão,  $\delta_v = 24,7$  mm, é muito maior do que o valor observado, portanto conclui-se que o comportamento do tabuleiro de madeira como placa bi-apoiada não corresponde ao comportamento real..

- b) - Considerando o tabuleiro de madeira com comportamento semelhante ao de uma placa bi-engastada, conforme a Figura L21 a seguir.

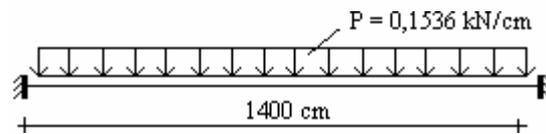


Figura L21 – Representação do tabuleiro de madeira como placa bi-engastada.

O deslocamento vertical calculado no centro do vão,  $\delta_v = 4,9$  mm, é muito menor do que o valor observado, portanto conclui-se que o comportamento do tabuleiro de madeira como placa bi-engastada não corresponde ao comportamento real. O momento de engastamento perfeito corresponde a  $M_{mep} = 24.924,67$  kNcm..

c) - Considerando o tabuleiro de madeira com comportamento semelhante ao de uma placa com engastamento elástico nos dois apoios, conforme a Figura L22.

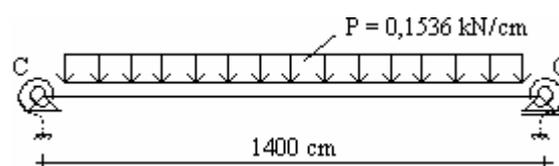


Figura L22 – Representação do tabuleiro com engaste elástico nos dois apoios.

Com o deslocamento vertical igual à média dos deslocamentos observados,  $\delta_v = 14,4$ mm, a constante “C” de engastamento elástico, corresponde ao valor:

$C = 4.853.570,4$  kNcm/rad e o momento de engastamento elástico corresponde a  $M = 13.104,64$  kNcm.

Este efeito se justifica porque as vigas de madeira ficaram parcialmente concretadas nos apoios, conforme a Figura L19, após a cura do concreto lançado sobre o tabuleiro de madeira este comportamento ficou novamente alterado.

### L3.2 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PLACA MISTA PARA O PRIMEIRO CARREGAMENTO

A Figura L23, mostra o posicionamento do veículo no tabuleiro misto para o primeiro carregamento das provas de carga. A numeração das vigas de madeira segue em ordem crescente no sentido do fluxo do rio.

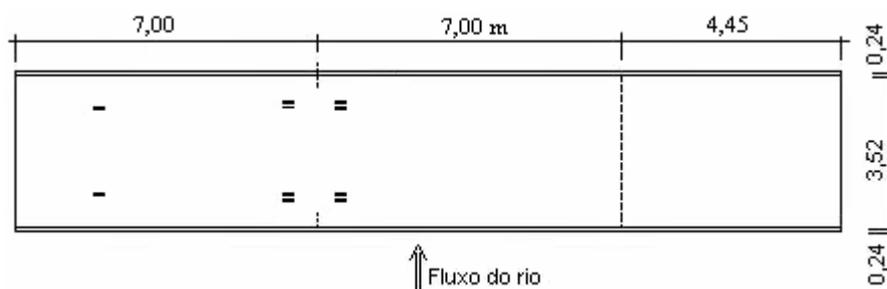


Figura L23 – Vista superior de todo o tabuleiro misto e posição do veículo 1, no primeiro carregamento das provas de cargas.

A Tabela L3, apresenta os valores dos deslocamentos verticais observados, na linha central transversal do maior vão, com o primeiro carregamento das provas de carga.

Tabela L3 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados, com o primeiro carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-3	-4	-3	-3	-3	-3	-3	-4	-3

A Figura L24, mostra a posição do carregamento, com o veículo 1, considerando o maior vão como placa bi-engastada e a Tabela L4, apresenta os valores calculados dos deslocamentos verticais na linha central transversal.

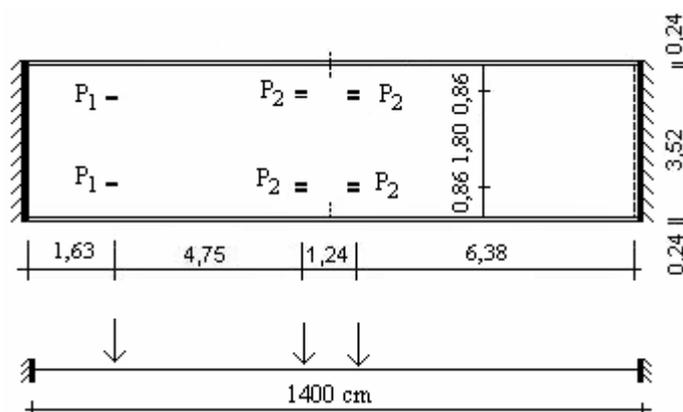


Figura L24 – Placa bi-engastada com o primeiro carregamento.

Tabela L4 – Valores de  $\delta_v$ , para o carregamento 1, considerando como placa bi-engastada,

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1

A Figura L25, mostra a posição do carregamento com o veículo 1, considerando o maior vão do tabuleiro misto como placa bi-apoiada e a Tabela L5, apresenta os

valores calculados dos esforços internos e deslocamentos verticais na linhas centrais: transversal e longitudinal, do maior vão.

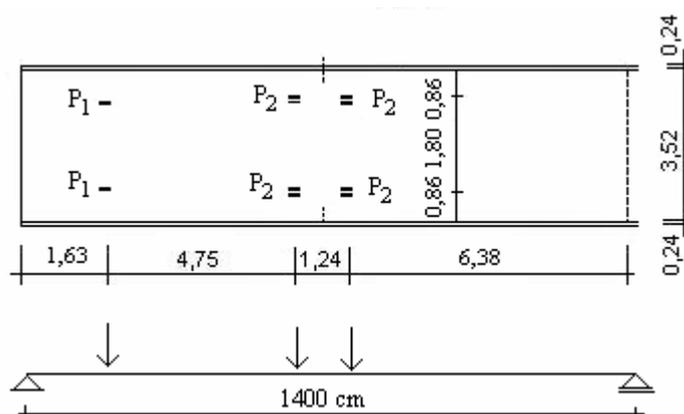


Figura L25 – Placa bi-apoiada com o primeiro carregamento.

Tabela L5 – Esforços internos e deslocamentos verticais calculados para o carregamento 1, como placa bi-apoiada. M (kN cm/cm); V (kN/cm) e  $\delta$  (cm)

Prova de carga PC1										
nó	Sem enrijecimento de borda					Com enrijecimento de borda				
	Mx	My	Vx	Vy	$\delta_v$	Mx	My	Vx	Vy	$\delta_v$
5	0,00	0,00	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,29	0,00	0,00
14	70,21	-0,50	0,28	0,00	0,66	62,36	-1,14	0,25	0,00	0,60
23	132,8	-1,52	0,27	0,00	1,16	119,4	-2,71	0,26	0,00	1,05
32	173,9	0,34	-0,01	0,00	1,35	158,6	-1,06	-0,01	0,00	0,22
41	128,0	-1,41	-0,30	0,00	1,15	114,9	-1,52	-0,28	0,00	1,03
50	61,26	-0,82	-0,27	0,00	0,65	53,63	-1,38	-0,25	0,00	0,58
59	0,00	0,00	-0,26	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,23	0,00	0,00
28	156,5	0,00	-0,01	-0,02	1,30	136,0	0,00	-0,01	0,00	1,13
29	168,6	-0,68	-0,01	0,06	1,32	150,2	-1,39	-0,01	0,67	1,17
30	174,4	-5,35	-0,01	0,01	1,34	157,7	-6,47	-0,01	0,02	1,20
31	177,3	-2,23	-0,01	-0,11	1,35	161,7	-3,50	-0,01	-0,11	1,22
32	173,3	0,34	-0,01	0,00	1,35	158,6	-1,06	-0,01	0,00	1,22
33	177,3	-2,23	-0,01	0,11	1,35	161,6	-3,56	-0,01	0,11	1,22
34	174,4	-5,35	-0,01	-0,01	1,34	157,7	-6,47	-0,01	-0,02	1,20
35	168,6	-0,68	-0,01	-0,06	1,36	150,2	-1,39	-0,01	-0,67	1,17
36	156,5	0,00	-0,01	0,02	1,30	136,0	0,00	-0,01	0,00	1,13

A Figura L26, apresenta de forma comparativa, os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, para o primeiro carregamento, considerando o maior vão do tabuleiro misto como: placa bi-engastada e placa bi-apoiada e, os deslocamentos observados (PC1) na prova de carga.

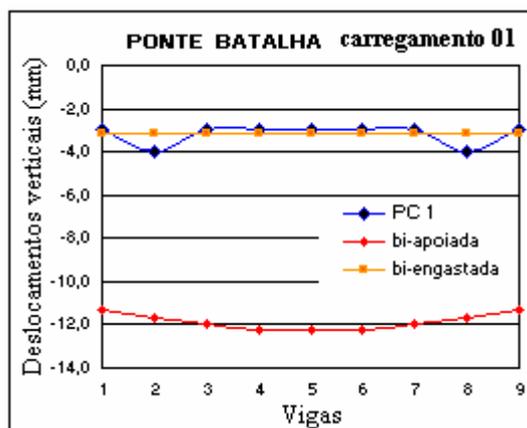


Figura L26 – Deslocamentos verticais comparativos, para o primeiro carregamento.

### L3.3 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PLACA MISTA PARA O SEGUNDO CARREGAMENTO

A Figura L27, a seguir, mostra o posicionamento do veículo no tabuleiro misto para o segundo carregamento das provas de carga.

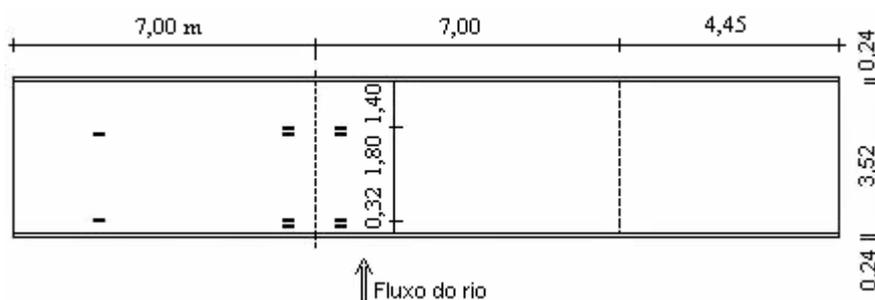


Figura L27 – Vista superior de todo o tabuleiro misto e posição do veículo 1, no segundo carregamento das provas de carga.

A Tabela L6, apresenta os valores observados dos deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, com o segundo carregamento das provas de carga.

Tabela L6 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados, com o segundo carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-3	-3	-3	-4	-3	-3	-2	-2	-2

A Figura L28, mostra a posição do carregamento, com o veículo 1, considerando o maior vão como placa bi-engastada e a Tabela L7, a seguir, apresenta os valores calculados dos deslocamentos verticais na linha central transversal.

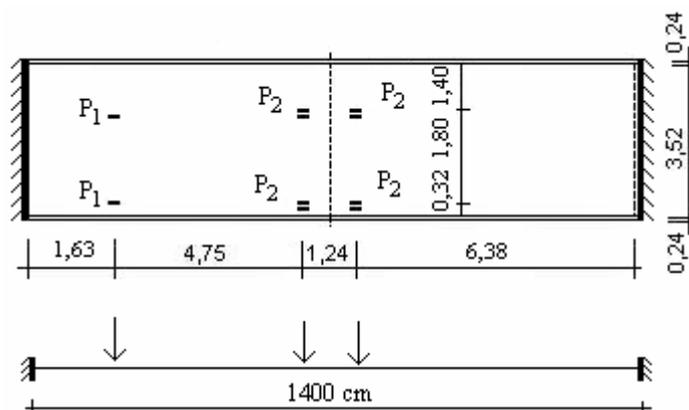


Figura L28 – Placa bi-engastada com o segundo carregamento das provas de carga.

Tabela L7 – Valores calculados de  $\delta_v$ , para o carregamento 2, considerando como placa bi-engastada.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-5,1	-5,0	-4,6	-4,3	-3,9	-3,4	-2,8	-2,2	-1,8

A Figura L29, mostra a posição do carregamento, com o veículo 1, considerando o maior vão do tabuleiro misto como placa bi-apoiada e a Tabela L8, a seguir, apresenta os valores calculados dos esforços internos e deslocamentos verticais nas linhas centrais: transversal e longitudinal, do maior vão.

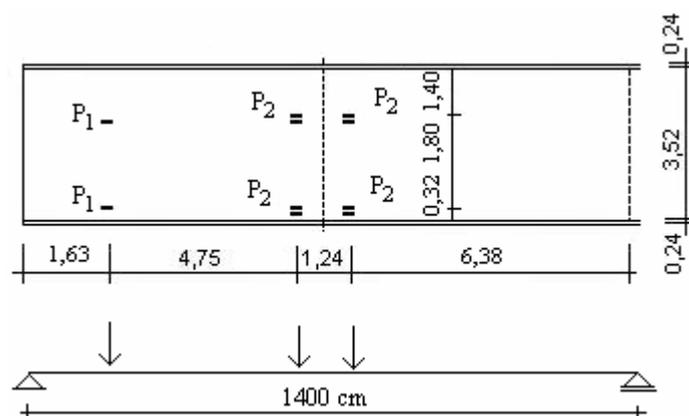


Figura L29 – Placa bi-apoiada com o segundo carregamento.

Tabela L8 – Esforços internos e deslocamentos verticais calculados, para o carregamento 2, como placa bi-apoiada. M (kN cm/cm); V (kN/cm) e  $\delta$  (cm)

Prova de carga PC2										
nó	Sem enrijecimento de borda					Com enrijecimento de borda				
	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
1	0,00	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00
10	96,47	0,00	0,33	0,00	0,89	84,98	0,00	0,31	0,01	0,78
19	174,9	0,00	0,38	0,01	1,56	155,0	0,00	0,31	0,01	1,36
28	240,4	0,00	-0,01	0,00	1,82	202,4	0,00	-0,01	0,06	1,58

37	168,5	0,00	-0,04	0,01	1,54	149,4	0,00	-0,33	0,01	1,34
46	81,15	0,00	-0,35	0,00	0,87	73,70	0,00	-0,32	0,00	0,76
55	0,00	0,00	-0,35	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,32	0,00	0,00
28	240,4	0,00	-0,01	0,00	1,82	202,4	0,00	-0,01	0,06	1,58
29	222,0	-3,39	-0,01	-0,95	1,70	193,9	-4,61	-0,01	-0,93	1,50
30	205,8	0,47	-0,01	-0,01	1,58	183,9	-1,05	-0,01	-0,10	1,40
31	187,0	1,86	-0,01	0,01	1,46	168,9	0,33	-0,01	0,01	1,31
32	176,0	-1,90	-0,01	0,12	1,34	160,6	-3,36	-0,01	0,12	1,21
33	159,4	-4,31	-0,01	-0,14	1,22	145,7	-5,56	-0,01	-0,14	1,10
34	138,9	0,23	-0,01	-0,06	1,09	126,9	-0,71	-0,01	-0,07	0,98
35	115,4	1,08	-0,01	0,00	0,95	103,9	0,56	-0,01	-0,01	0,85
36	95,21	0,00	-0,01	-0,03	0,82	84,65	0,00	-0,01	0,02	0,73

A Figura L30 a seguir, apresenta de forma comparativa, os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, para o segundo carregamento, considerando o maior vão do tabuleiro misto como: placa bi-apoiada (OTB2) e placa bi-engastada (SAP) e, os deslocamentos observados (PC2) na prova de carga.

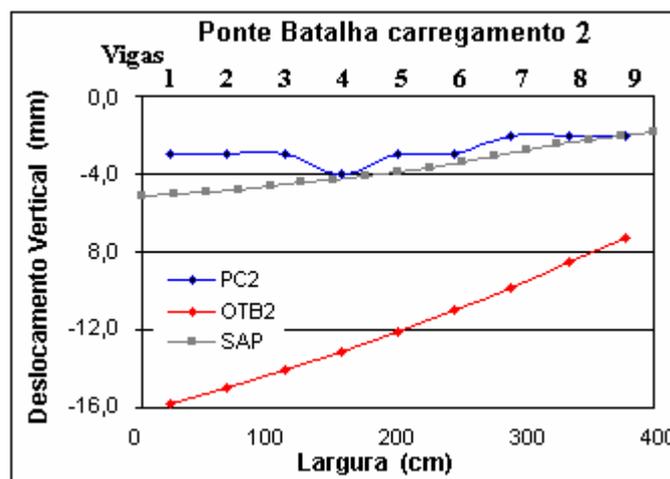


Figura L30 – Deslocamentos verticais comparativos na linha central transversal do maior vão, para o segundo carregamento da prova de carga.

#### L3.4 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PLACA MISTA PARA O TERCEIRO CARREGAMENTO

A Figura L31, mostra o posicionamento do veículo 1 no tabuleiro misto para o terceiro carregamento, das provas de carga.

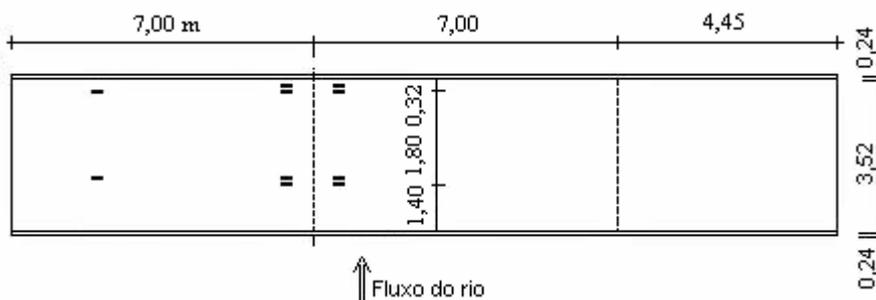


Figura L31 – Vista superior de todo o tabuleiro misto e posição do veículo 1 no terceiro carregamento das provas de cargas.

A Tabela L9, apresenta os valores dos deslocamentos verticais, observados na linha central transversal do maior vão, com o terceiro carregamento das provas de carga.

Tabela L9 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados, com o terceiro carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-1	-2	-2	-3	-3	-3	-4	-4	-5

A Figura L32, mostra a posição do carregamento com o veículo 1, considerando o maior vão como placa bi-engastada e a Tabela L10, apresenta os valores calculados dos deslocamentos verticais na linha central transversal.

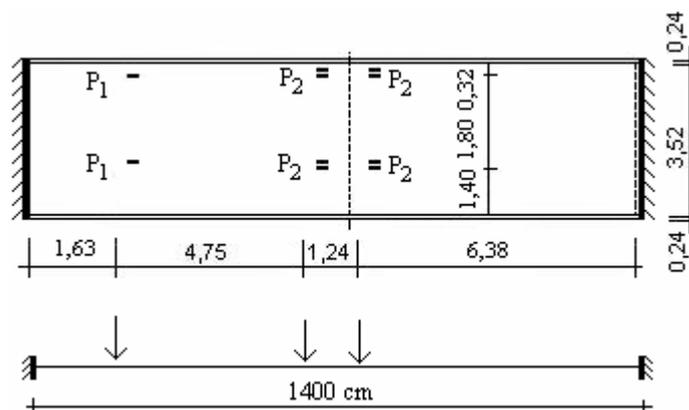


Figura L32 – Placa bi-engastada com o terceiro carregamento.

Tabela L10 – Valores de  $\delta_v$  para o carregamento 3, considerando como placa bi-engastada.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-1,8	-2,2	-2,8	-3,4	-3,9	-4,3	-4,6	-5,0	-5,1

A Figura L33, mostra a posição do carregamento com o veículo 1, considerando o maior vão do tabuleiro misto como placa bi-apoiada e a Tabela L11, a seguir,

apresenta os valores dos esforços internos e deslocamentos verticais nas linhas centrais: transversal e longitudinal, do maior vão.

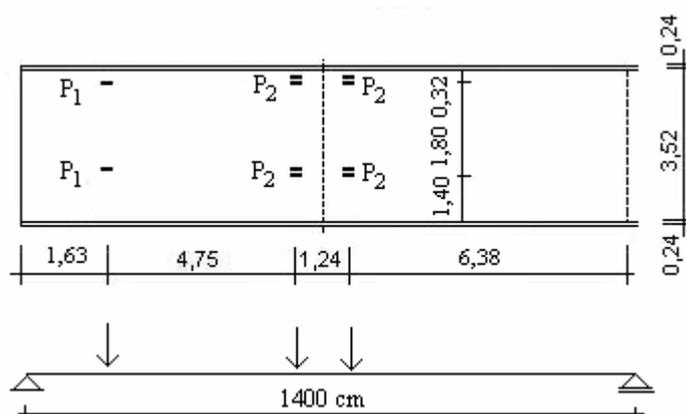


Figura L33 – Placa bi-apoiada com o terceiro carregamento.

Tabela L11 – Esforços internos e deslocamentos verticais calculados, para o carregamento 3, como placa bi-apoiada. M (kN cm/cm); V (kN/cm) e  $\delta$  (cm)

Prova de carga PC3										
nó	Sem enrijecimento de borda					Com enrijecimento de borda				
	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
1	0,00	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00
10	96,47	0,00	0,33	0,00	0,89	84,98	0,00	0,31	0,01	0,78
19	174,9	0,00	0,38	0,01	1,56	155,0	0,00	0,31	0,01	1,36
28	240,4	0,00	-0,01	0,00	1,82	202,4	0,00	-0,01	0,06	1,58
37	168,5	0,00	-0,04	0,01	1,54	149,4	0,00	-0,33	0,01	1,34
46	81,15	0,00	-0,35	0,00	0,87	73,70	0,00	-0,32	0,00	0,76
55	0,00	0,00	-0,35	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,32	0,00	0,00
28	95,21	0,00	-0,01	-0,03	0,82	84,65	0,00	-0,01	0,02	0,73
29	115,4	1,08	-0,01	0,00	0,95	103,9	0,56	-0,01	-0,01	0,85
30	138,9	0,23	-0,01	-0,06	1,09	126,9	-0,71	-0,01	-0,07	0,98
31	159,4	-4,31	-0,01	-0,14	1,22	145,7	-5,56	-0,01	-0,14	1,10
32	176,0	-1,90	-0,01	0,12	1,34	160,6	-3,36	-0,01	0,12	1,21
33	187,0	1,86	-0,01	0,01	1,46	168,9	0,33	-0,01	0,01	1,31
34	205,8	0,47	-0,01	-0,01	1,58	183,9	-1,05	-0,01	-0,10	1,40
35	222,0	-3,39	-0,01	-0,95	1,70	193,9	-4,61	-0,01	-0,93	1,50
36	240,4	0,00	-0,01	0,00	1,82	202,4	0,00	-0,01	0,06	1,58

A Figura L34 a seguir, apresenta de forma comparativa, os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, para o terceiro carregamento, considerando o maior vão do tabuleiro misto como: placa bi-apoiada (OTB3) e placa bi-engastada (SAP) e, os deslocamentos observados (PC3) na prova de carga.

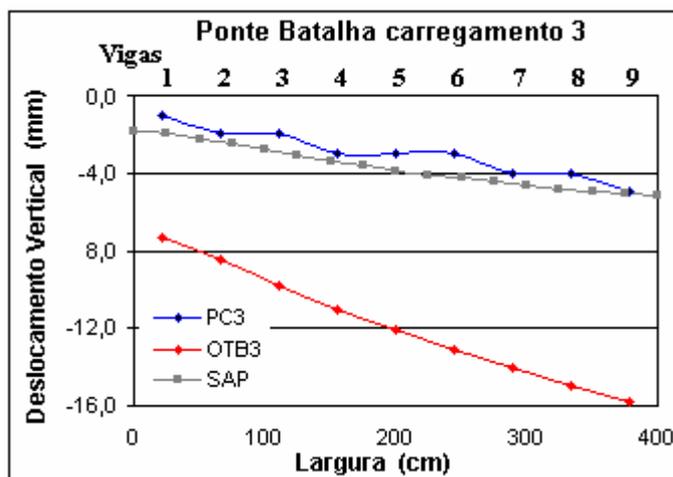


Figura L34 – Deslocamentos verticais comparativos para o terceiro carregamento.

### L3.5 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PLACA MISTA PARA O QUARTO CARREGAMENTO

A Figura L35, mostra o posicionamento do veículo no tabuleiro misto para o quarto carregamento das provas de carga.

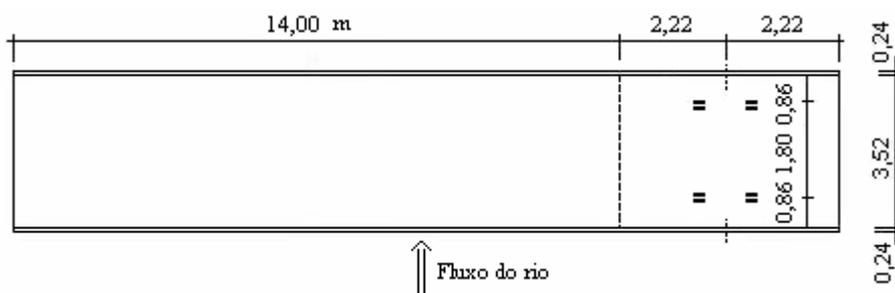


Figura L35 – Vista superior de todo o tabuleiro misto e a posição do veículo 2, no quarto carregamento das provas de carga.

A Tabela L12 apresenta os valores dos deslocamentos verticais observados na linha central transversal do maior vão, com o quarto carregamento das provas de carga.

Tabela L12 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados, com o quarto carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

A sensibilidade do equipamento disponível para as leituras dos deslocamentos verticais era de 1,0mm e, na linha central do maior vão, não foi possível registrar os deslocamentos existentes. Esta resposta esta perfeitamente coerente com a hipótese de

engastamento dos apoios. A Figura L36 apresenta os deslocamentos verticais observados para o quarto carregamento (PC4), na linha central transversal do maior vão do tabuleiro misto.

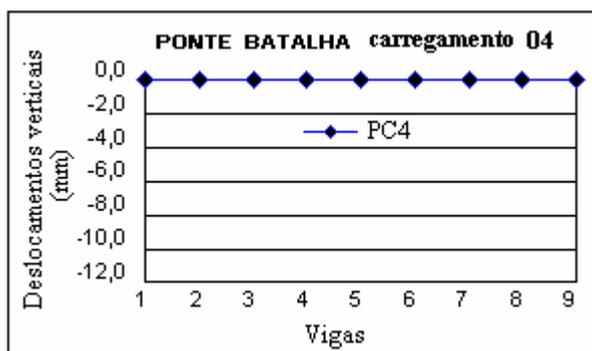


Figura L36 – Deslocamentos verticais observados para o quarto carregamento.

### L3.6 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PLACA MISTA PARA O QUINTO CARREGAMENTO

A Figura L37, mostra o posicionamento dos veículos 1 e 2 no tabuleiro misto para o quinto carregamento das provas de carga.

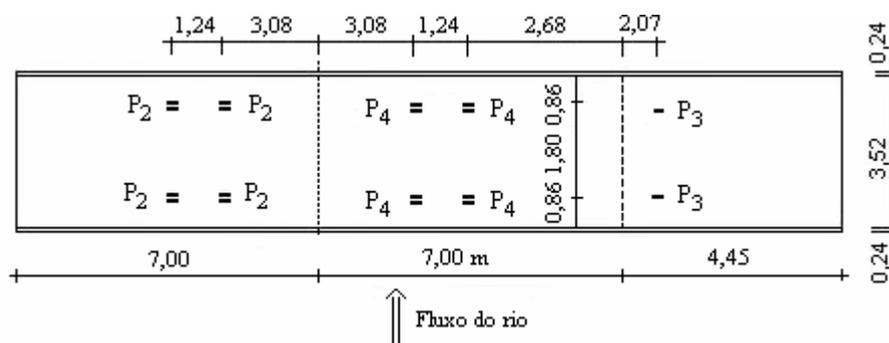


Figura L37 – Vista superior de todo o tabuleiro e posições dos veículos 1 e 2, no quinto carregamento da prova de cargas.

A Tabela L13 apresenta os valores dos deslocamentos verticais observados na linha central transversal do maior vão, para o quinto carregamento das provas de carga.

Tabela L13 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados, com o quinto carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-3	-3	-3	-4	-3	-3	-3	-4	-3

A Figura L38, mostra a posição do carregamento, com os veículos 1 e 2, considerando o maior vão como placa bi-engastada e a Tabela L14, apresenta os valores calculados dos deslocamentos verticais na linha central transversal.

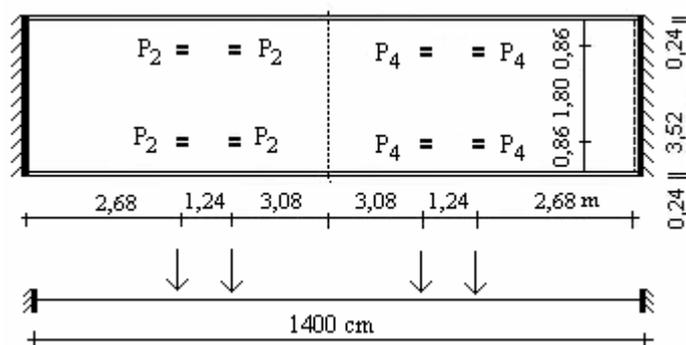


Figura L38 –Placa bi-engastada com o quinto carregamento.

Tabela L14 – Deslocamentos  $\delta_v$  para o quinto carregamento, considerando como placa bi-engastada.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8	-2,8

A Figura L39, mostra a posição do quinto carregamento, com os veículos 1 e 2, considerando o maior vão do tabuleiro misto como placa bi-apoiada e a Tabela L15 apresenta os valores calculados dos esforços internos e deslocamentos verticais, nas linhas centrais: transversal e longitudinal do maior vão

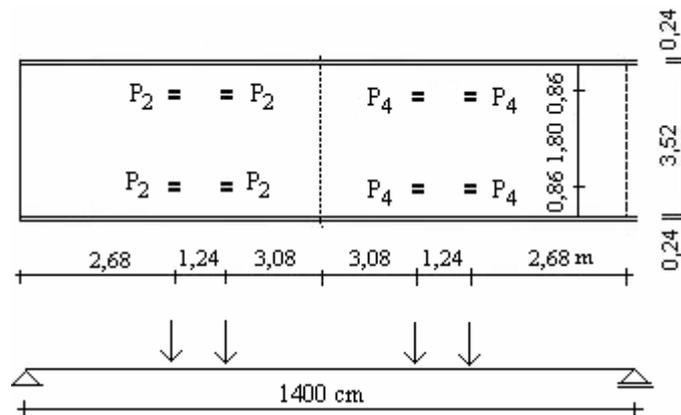


Figura L39 –Placa bi-apoiada com o quinto carregamento.

Tabela L15 – Esforços internos e deslocamentos verticais calculados, para o carregamento 5, como placa bi-apoiada. M (kN cm/cm); V (kN/cm) e  $\delta$  (cm)

Prova de carga PC5										
nó	Sem enrijecimento de borda					Com enrijecimento de borda				
	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
5	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,53	0,00	0,00
14	122,7	0,25	0,42	0,00	0,86	113,1	-0,71	0,39	0,00	0,78
23	172,0	-0,91	0,03	0,00	1,45	155,3	-2,37	0,01	0,00	1,31
32	166,2	-2,42	-0,01	0,00	1,65	146,9	-3,97	-0,01	0,00	1,48
41	169,5	-0,91	-0,04	0,00	1,45	152,9	-2,34	-0,02	0,00	1,30
50	120,0	0,24	-0,41	0,00	0,86	110,5	-0,70	-0,38	0,00	0,76
59	0,00	0,00	-0,55	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,52	0,00	0,00
28	179,4	0,00	-0,01	0,00	1,60	155,2	0,00	0,00	0,01	1,41
29	168,8	-0,65	-0,01	0,01	1,62	149,2	-1,22	0,00	0,02	1,44
30	165,3	-1,39	-0,01	0,02	1,63	145,7	-2,49	0,00	0,02	1,46
31	165,4	-2,09	-0,01	0,01	1,64	146,0	-3,52	-0,01	0,02	1,48
32	166,2	-2,42	-0,01	0,00	1,65	146,9	-3,97	-0,01	0,00	1,48
33	165,4	-2,09	-0,01	-0,01	1,64	146,0	-0,35	-0,01	-0,02	1,48
34	165,3	-1,39	-0,01	-0,02	1,63	145,7	-2,49	0,00	-0,02	1,46
35	168,8	-0,65	-0,01	-0,01	1,62	149,2	-1,22	0,00	-0,02	1,44
36	174,4	0,00	-0,01	-0,02	1,60	155,2	0,00	0,00	-0,01	1,41

A Figura L40, apresenta de forma comparativa, os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão, para o quinto carregamento, considerando o maior vão do tabuleiro misto como: placa bi-apoiada e placa bi-engastada e, os deslocamentos observados (PC5) na prova de carga.

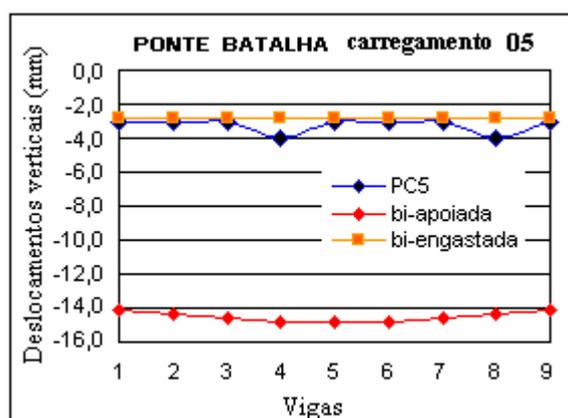


Figura L40 – Deslocamentos verticais comparativos para o quinto carregamento.

### L3.6 – PROVA DE CARGA E COMPORTAMENTO ESTÁTICO DA PALCA MISTA PARA O SEXTO CARREGAMENTO

A Figura L41, mostra o posicionamento dos veículos 1 e 2 no tabuleiro misto para o sexto carregamento das provas de carga.

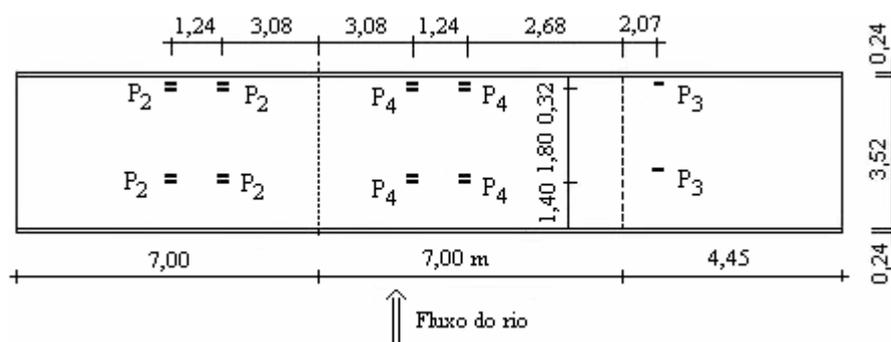


Figura L41 – Vista superior de total o tabuleiro misto e a posição dos veículos 1 e 2, no sexto carregamento das provas de carga.

Tabela L16 – Deslocamentos  $\delta_v$  observados com o sexto carregamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-2	-2	-3	-4	-3	-4	-4	-5	-5

A Figura L42, mostra a posição do carregamento com os veículos 1 e 2, considerando o maior vão como placa bi-engastada e a Tabela L17, apresenta os valores calculados dos deslocamentos verticais na linha central transversal.

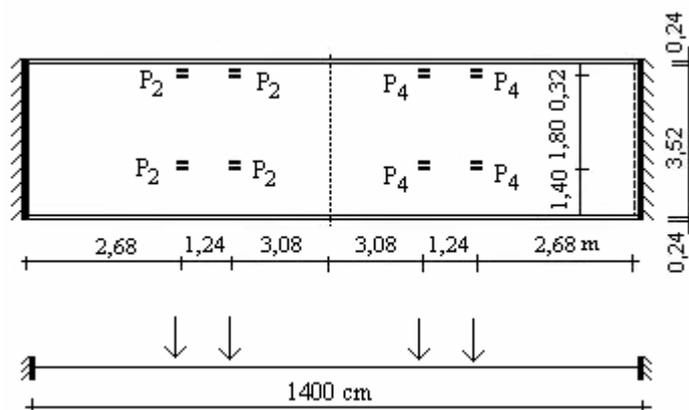


Figura L42 – Placa bi-engastada com o sexto carregamento.

Tabela L17 – Deslocamentos  $\delta_v$  para o sexto carregamento, considerando como placa bi-engastada.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\delta_v$ (mm)	-1,8	-2,0	-2,3	-2,9	-3,3	-3,7	-3,9	-4,2	-4,4

A Figura L43, mostra a posição do carregamento com os veículos 1 e 2, considerando o maior vão do tabuleiro misto como placa bi-apoiada e a Tabela L18, a seguir, apresenta os esforços internos e deslocamentos nas linhas centrais: transversal e longitudinal, do maior vão.

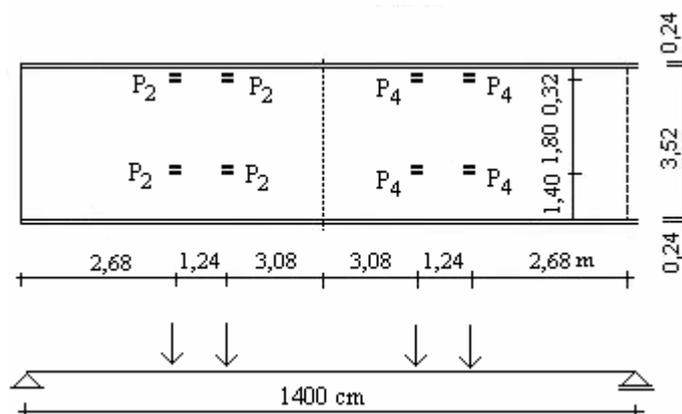


Figura L43 –Placa bi-apoiada com o sexto carregamento.

Tabela 18 – Esforços internos e deslocamentos verticais calculados, para o carregamento 6, como placa bi-apoiada. M (kN cm/cm); V (kN/cm) e  $\delta$  (cm)

Prova de carga PC6										
nó	Sem enrijecimento de borda					Com enrijecimento de borda				
	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$	Mx	My	Vx	Vy	$\delta$
9	0,00	0,00	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00
18	168,4	0,00	0,62	0,00	1,16	140,7	0,00	0,51	-0,03	1,01
27	231,9	0,00	-0,05	-0,01	1,95	200,9	0,00	0,03	-0,04	1,70
36	219,5	0,00	-0,01	-0,01	2,21	198,3	0,00	-0,01	-0,01	1,93
45	228,3	0,00	0,03	-0,01	1,95	198,1	0,00	-0,04	-0,04	1,69
54	164,5	0,00	-0,61	0,00	1,16	137,7	0,00	-0,50	-0,03	1,00
63	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,61	0,00	0,00
28	119,0	0,00	0,00	-0,02	1,03	105,6	0,00	0,00	0,00	0,91
29	129,4	0,30	0,00	-0,01	1,18	114,8	-0,36	0,00	0,02	1,06
30	139,1	-0,09	0,00	-0,02	1,33	123,2	-1,24	0,00	0,02	1,20
31	150,5	-0,55	0,00	0,00	1,49	132,8	-1,99	0,00	0,01	1,34
32	165,7	-0,98	-0,01	0,02	1,64	146,0	-2,49	-0,01	0,02	1,47
33	182,0	-1,24	-0,01	0,01	1,79	160,2	-2,54	-0,01	0,01	1,59
34	195,7	-1,08	-0,01	0,01	1,93	172,7	-1,91	-0,01	-0,01	1,71
35	207,4	-0,69	-0,01	-0,18	2,07	184,6	-0,94	-0,01	-0,02	1,82
36	219,5	0,00	-0,01	-0,01	2,21	198,3	0,00	-0,01	-0,01	1,93

A Figura L44, apresenta de forma comparativa, os deslocamentos verticais na linha central transversal do maior vão para o sexto carregamento, considerando o maior vão do tabuleiro misto como: placa bi-apoiada (OTB6) e palca bi-engastada (SAP) e, os deslocamentos verticais observados (PC6) na prova de carga.

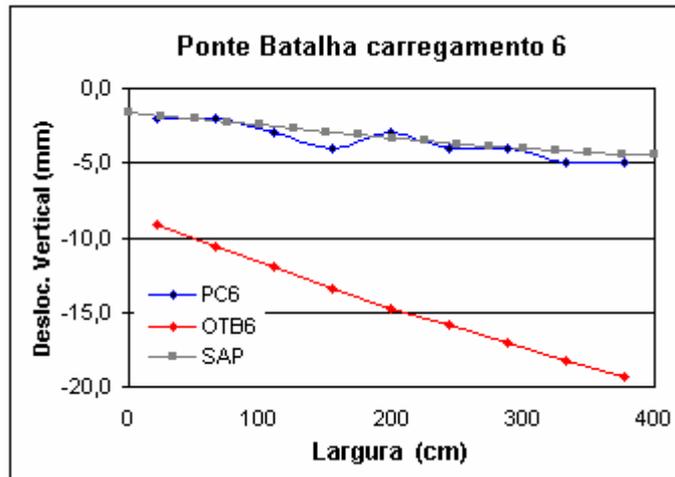


Figura L44 – Deslocamentos verticais comparativos, para o sexto carregamento

## L4 – CONCLUSÕES PARCIAIS

- Durante o lançamento do concreto o tabuleiro comporta-se como vigas justapostas independentes, de madeira e durante a cura do concreto transforma-se progressivamente para um tabuleiro misto de madeira e concreto com características mecânicas e elásticas diferentes.

- Embora não seja possível avaliar separadamente os efeitos da fluência da madeira e, da fluência e retração do concreto, agindo simultaneamente com a transformação da seção transversal do tabuleiro para uma seção mista, durante a cura do concreto, pode-se afirmar para a Ponte Batalha que:

a) - Os deslocamentos verticais instantâneos, na seção central transversal do maior vão, decorrente do lançamento do concreto, correspondem a 74,2% dos deslocamentos totais durante a cura do concreto.

b) - Doze horas após o lançamento do concreto os deslocamentos, na seção central transversal do maior vão, corresponderam a 84% dos deslocamentos totais apresentados durante a cura do concreto.

c) – Os deslocamentos verticais, na seção central transversal do maior vão, provocados pelos efeitos da fluência da madeira e fluência e retração do concreto, simultaneamente com a transformação da seção transversal do tabuleiro, correspondem a 25,8% dos deslocamentos totais apresentados durante o tempo de cura do concreto.

d) - Os deslocamentos totais provenientes das cargas permanentes, fluência da madeira, fluência e retração do concreto, na seção central transversal do maior vão,

atingiram os valores máximos em cada viga longitudinal, aos vinte e um dias após a concretagem, permanecendo constantes a partir desta data.

e) – Ainda não é possível avaliar as tensões na madeira ou no concreto durante o período de cura do concreto.

- As vigas longitudinais de madeira, no instante do lançamento do concreto, apresentaram comportamentos estáticos de vigas com engastamento elástico. A constante de engastamento elástico calculada, correspondeu ao valor  $C = 4.853.570,4$  kNm/rad. Este foi um comportamento inicial que poderá ser alterado com a fissuração do concreto e o trabalho das vigas de madeira nos apoios.

- Após a cura do concreto o tabuleiro misto apresentou comportamento estático de laje ortotrópica bi-engastada. Este comportamento estático pode corresponder somente à fase inicial de sollicitação. É provável que as fissurações do concreto e acomodações das vigas longitudinais de madeira, provocadas pelas sollicitações dinâmicas provenientes do tráfego pesado, transforme a condição dos apoios de engastamento perfeito, para uma condição estática de engastamento elástico.

- Os resultados comparativos entre os deslocamentos observados e calculados, permitem concluir que as hipóteses e simplificações adotadas e os modelos de cálculo para avaliação dos parâmetros de rigidez nas direções transversal e longitudinal, do tabuleiro misto, apresentam-se adequados.

- Na prova de carga com o quarto carregamento, não se registrou nenhum deslocamento vertical na linha central do maior vão. Esta resposta esta perfeitamente coerente com a hipótese de engastamento nos apoios.

- A condição de laje bi-apoiada, apresenta as maiores sollicitações internas nas linhas centrais das direções transversal e longitudinal e, mesmo assim, o tabuleiro misto resiste satisfatoriamente a estes esforços.

## APÊNDICE M

### CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS MADEIRAS UTILIZADAS.

#### M1 – VIGAS DE PINUS OOCARPA SERRADAS

##### M1.1 – Vigas utilizadas nos experimentos 2 e 3

Tabela M1 – Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimentos 2 e 3.

Viga	$\rho_{ap}$ kg/m <sup>3</sup>	U %	$f_{t,o}$ MPa	$f_{t,90}$ MPa	$f_{c,0}$ MPa	$f_{c,90}$ MPa	$\rho_{12\%}$ kg/m <sup>3</sup>	Resina
V2	490	11,1	40,17	4,09	36,97	4,60	490	AR300
V3	475	11,2	61,79	2,65	41,07	5,20	475	Poliuretana
V5	585	11,4	61,80	2,17	42,84	5,40	585	Comp. Inje.
V12	455	11,3	48,28	3,31	29,93	4,50	455	Sikadur 32

##### M1.2 – VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 4

Tabela M2 – Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimento 4.

Viga	$\rho_{ap}$ kg/m <sup>3</sup>	U %	$f_{t,o}$ MPa	$f_{t,90}$ MPa	$f_{c,0}$ MPa	$\rho_{12\%}$ kg/m <sup>3</sup>
V4	456	11,6	48,48	2,91	30,34	456
V7	511	11,6	65,53	3,81	42,22	511
V13	390	12,5	32,35	3,14	30,45	390
V9	433	10,8	90,99	3,00	37,27	433
V11	544	11,0	76,98	4,06	45,89	544
V14	375	11,0	45,55	3,29	30,24	375

##### M1.3 – VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 5

Tabela M3 – Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas no experimento 5.

Viga	$\rho_{ap}$	U	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,0}$	$\rho_{12\%}$
	kg/m <sup>3</sup>	%	MPa	MPa	MPa	kg/m <sup>3</sup>
V9	433	10,8	90,99	3,00	37,27	433
V11	544	11,0	76,98	4,06	45,89	544
V14	375	11,0	45,55	3,29	30,24	375
V6	380	12,6				380
V15	385	12,1				385
V16	540	12,2				540

## M2 - VIGAS DE EUCALÍPTO CITRIODORA SERRADA

### M2.1 – VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 1

Tabela M4 - Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimento 1.

Viga	$\rho_{12\%}$	Resina
	kg/m <sup>3</sup>	
19	1005	poliuretana
20	960	poliuretana
13	955	poliuretana
14	900	poliuretana
9	930	comp injeç
17	930	comp injeç
10	940	sikadur 32
7	970	AR300
21	970	AR300

Observação: Os resultados obtidos com a resina AR300 não foram aproveitados.

### M2.2 – VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 7

Tabela M5 - Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimento 7

Vigas	Série 1				Série 2		
	$U_{ensaio}$	$\rho_{ap}$	$\rho_{12\%}$	$f_{c0}$	$U_{ensaio}$	$\rho_{ap}$	$f_{c0}$
	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	MPa	%	kg/m <sup>3</sup>	MPa
V1	12,22	980	978	82,80	14,78	985	73,87
V2	13,28	995	990	79,02	15,53	1000	73,97
V3	13,78	945	989	74,50	18,17	955	62,00
V4	13,54	1045	1040	74,47	15,54	1047	60,00
V5	13,50	1090	1080	79,50	16,55	1090	65,00
V6	13,03	1012	1010	75,10	15,56	1015	70,00
Vigas	Série 3A				Série 3B		
	$U_{ensaio}$	$\rho_{ap}$	$\rho_{12\%}$	$f_{c0}$	$U_{ensaio}$	$\rho_{ap}$	

	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	MPa	%	kg/m <sup>3</sup>
V1	21,24	990	978	68,94	16,19	988
V2	21,98	1012	990	65,47	14,87	998
V3	22,31	960	989	59,03	17,00	950
V4	20,38	1053	1040	58,03	15,80	1048
V5	18,90	1090	1080	60,14	14,50	1090
V6	22,05	1025	1010	60,08	18,72	1017
Série 4A				Série 4B		
Vigas	U <sub>ensaio</sub> %	ρ <sub>ap</sub> kg/m <sup>3</sup>	ρ <sub>12%</sub> kg/m <sup>3</sup>	f <sub>c0</sub> MPa	U <sub>ensaio</sub> %	ρ <sub>ap</sub> kg/m <sup>3</sup>
V1	21,37	995	978	68,00	15,30	987
V2	23,69	1015	990	60,00	19,20	1008
V3	25,17	965	989	50,00	17,20	952
V4	21,94	1055	1040	55,00	18,40	1050
V5	19,43	1090	1080	57,00	18,00	1090
V6	27,06	1030	1010	50,00	19,20	1020

### M3 - VIGAS DE EUCALÍPTO CITRIODORA ROLIÇOS

#### M3.1 - VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 6

Tabela M6 - Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimento 6.

Vigas	ρ <sub>ap</sub> kg/m <sup>3</sup>	U %	f <sub>c0</sub> MPa	ρ <sub>12%</sub> kg/m <sup>3</sup>
V1	1100	30,0	52,91	1060
V2	990	40,6	40,31	910
V3	1060	27,9	47,63	1040
V4	1030	40,2	42,34	1020
V5	940	28,1	42,84	1020
V6	960	28,9	42,06	940
V9	1040	14,7	68,42	1030
V10	1040	14,1	69,82	1020
V11	1060	14,2	69,61	1050
V12	1090	14,1	73,62	1070
V13	1040	14,7	65,93	1030
V14	1060	14,9	75,62	1040

#### M3.2 - VIGAS UTILIZADAS NO EXPERIMENTO 8 E 9

Tabela M7 - Propriedades físicas e mecânicas das vigas utilizadas - experimento 8 e 9.

Vigas	ρ <sub>ap</sub> kg/m <sup>3</sup>	U %	f <sub>c0</sub> MPa	ρ <sub>12%</sub> kg/m <sup>3</sup>
-------	--------------------------------------	--------	------------------------	---------------------------------------

V2	990	40,6	40,31	910
V3	1060	27,9	47,63	1040
V4	1030	40,2	42,34	1020
V5	940	28,1	42,84	1020
V6	960	28,9	42,06	940
V71	1010	35,1	44,68	980
V9	1040	14,7	68,42	1030
V10	1040	14,1	69,82	1020
V11	1060	14,2	69,61	1050
V12	1090	14,1	73,62	1070
V13	1040	14,7	65,93	1030
V16	1050	14,5	75,12	1030

---

## ANEXO A

### ESTIMATIVATIVA DO PERCENTIL 5% UTILIZANDO INTERVALOS DE CONFIANÇAS DA RESPOSTA MÉDIA CONSIDERANDO VARIÁVEIS INDEPENDENTES

A técnica de regressão linear múltipla para observações com distribuição normal pode ser utilizada para determinar ou desenvolver modelos estatísticos mais adequados, frente a situações multivariáveis, que permitem inferir sobre os dados experimentais.

Seja qual for o planejamento estatístico adotado, o modelo estatístico obtido permitirá obter uma resposta média para cada combinação de variáveis. Estas respostas médias têm aplicações em projetos, porém nas aplicações estruturais são necessárias as estimativas das respostas no percentil inferior 5% denominadas, valores característicos das respostas. A equação da regressão linear múltipla dada por  $Y = f(x)$  pode assumir uma grande variedade de formas: linear, parabólica, exponencial, etc.

Para o caso geral de  $n$  observações de uma variável resposta  $Y$  e  $k$  variáveis independentes  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ . O modelo de regressão linear múltipla, conforme Draper e Smith (1998), é dado por:

$$y_i = a_0 + a_1x_{1i} + a_2x_{2i} + \dots + a_kx_{ki} + \varepsilon_i \quad (1)$$

A onde  $a_0, a_1, \dots, a_k$  são os parâmetros do modelo, denominados também coeficientes de regressão e  $\varepsilon_i$  são os erros aleatórios.

Os  $\varepsilon_i$  são variáveis aleatórias com as seguintes suposições:

- a) A média dos  $\varepsilon_i$  é zero e sua variância  $\sigma^2$  é desconhecida e constante, para  $1 \leq i \leq n$ .
- b) Os  $\varepsilon_i$  são não-correlacionados.
- c) A distribuição dos  $\varepsilon_i$  é normal, para  $1 \leq i \leq n$ .

Para estimar os parâmetros do modelo, dado pela equação (1), é preferível utilizar a notação matricial, pois esta facilita os cálculos, podendo ser escrita como:

$$\tilde{Y} = X\tilde{A} + \tilde{\varepsilon} \quad (2)$$

A onde  $\tilde{Y} = (y_1, y_2, \dots, y_n)'$ ,  $X$  é uma matriz  $n \times k$ , com  $n$  linhas as quais representam os  $n$  ensaios experimentais,  $k$  é o número de variáveis independentes,  $\tilde{A}$  é um vetor  $k \times 1$  de parâmetros desconhecidos e  $\tilde{\varepsilon} = (\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_n)'$  são os erros aleatórios.

Um intervalo de confiança pode ser construído sob a resposta média para um valor específico de  $\tilde{X}$  denotado por  $\tilde{X}'_0 = (x_{00}, x_{10}, x_{20}, \dots, x_{k0})$  com  $x_{00} = 1$ . Este é um intervalo em torno de  $E(Y|\tilde{X}_0) = \mu_{Y|\tilde{x}_0} = \tilde{X}'_0\tilde{A}$  e é frequentemente chamado de intervalo de confiança em torno da equação de regressão, já que é possível obter uma estimativa pontual de  $E(Y|\hat{\tilde{X}}_0) = \mu_{Y|\hat{\tilde{x}}_0} = \tilde{X}'_0\hat{\tilde{A}}$ , a partir do modelo estimado, conforme Montgomery e Runger (1994), dado por:

$$\hat{\mu}_{Y|\tilde{x}_0} = \tilde{X}'_0\hat{\tilde{A}} \quad (3)$$

Um intervalo de  $100(1-\alpha)\%$  de confiança sob a resposta média  $\hat{\mu}_{Y|\tilde{x}_0}$  no ponto  $x_{01}, x_{02}, \dots, x_{0k}$  é dado por:

$$\hat{\mu}_{Y|\tilde{x}_0} \pm t_{\alpha/2} \Phi \sqrt{\tilde{X}'_0(X'X)^{-1}\tilde{X}_0} \quad (4)$$

A onde  $t_{\alpha/2}$  é determinado a partir de uma distribuição  $t$  de Student, com  $(n-p-1)$  g.l. e um nível de significância  $\alpha$

$$e \hat{\phi}^2 = \frac{\hat{\varepsilon}'\hat{\varepsilon}}{n-k-1} = \frac{(\tilde{Y} - \hat{\tilde{Y}})'(\tilde{Y} - \hat{\tilde{Y}})}{n-k-1} = \frac{\tilde{Y}'\tilde{Y} - \hat{\tilde{A}}'X'\tilde{Y}}{n-k-1}.$$

O intervalo de confiança dado pela equação (4) pode estimar o valor característico, conforme Martínez e Calil Jr. (2000), das diferentes condições das variáveis independentes consideradas. Observe que os valores extremos dos limites

desses intervalos são funções dos dados amostrais, que têm uma probabilidade conhecida de conter o verdadeiro valor do parâmetro (valor característico), sendo esta probabilidade denominada coeficiente de confiança do intervalo. Para os intervalos de confiança dos percentis, em geral são considerados os níveis de confiança de 90%. Cabe destacar que o limite inferior de um intervalo 90% de confiança é equivalente a 5%, que corresponde ao percentil inferior de 5% da distribuição de probabilidade normal, que melhor se ajustar aos valores obtidos nos ensaios realizados sobre condições específicas das diferentes variáveis consideradas, hipótese fundamental, c). O intervalo de confiança é baseado unicamente nos dados utilizados para estimar o modelo de regressão, não em observações futuras, fora do intervalo experimental.

Pigozzo; Martinez e Calil Jr. (2004) apresentam exemplos numéricos e aplicações práticas de como obter o limite inferior do intervalo de confiança no nível de 90%, para a resposta média, correspondendo ao quantil inferior 5% da distribuição normal, equivalente ao valor característico da resposta média.

## **ANEXO B**

### **PROGRAMA OTB, PARA O CÁLCULO DE LAJES ORTOTRÓPICAS, ADAPTADO ÀS PONTES MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO**

O programa OTB foi desenvolvido por Lindquist et al(2004), membros do grupo de pesquisa e desenvolvimento de pontes de madeira, do LaMEM-SET da Escola de Engenharia de São Carlos –USP-SP e o texto a seguir foi parcialmente extraído e adaptado do texto original apresentado à FAPESP, no ano de 2003, referente ao projeto temático: “Programa Emergencial de Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo”.

#### **B1 – TEORIA DE PLACAS ORTOTRÓPICAS**

Os elementos estruturais que possuem uma das dimensões pequena em relação às outras duas são chamados de Elementos Laminares ou Elementos de Superfície e podem ser classificados como Placas, Chapas ou Cascas.

As placas ou chapas são definidas como estruturas simétricas em relação a um plano chamado de plano médio ou superfície média, cuja dimensão normal a este plano (espessura da placa ou chapa) é pequena em relação às demais dimensões definidas no plano das superfícies limites. A diferença está na direção de aplicação dos esforços externos. Quando os esforços são aplicados perpendicularmente ao plano do elemento, este é chamado de Placa e, se aplicados no plano do elemento este é chamado de Chapa.

As Cascas são definidas como estruturas que possuem superfície média curva, poliédrica, prismática, etc. e os esforços externos são aplicados em qualquer direção.

As Placas podem ser ortótropas ou isotrópicas. Diz-se que elas são ortótropas de forma quando são constituídas de material isotrópico, porém, apresenta formas diferentes

em duas direções ortogonais, o que garante a ortotropia. As Placas podem ser classificadas quanto a espessura da seguinte forma:

- Espessas quando:  $\frac{d}{a} > \frac{1}{5}$

- Delgadas quando:  $\frac{1}{5} \geq \frac{d}{a} \geq \frac{1}{100}$

- Muito Delgada quando:  $\frac{d}{a} < \frac{1}{100}$

Onde:

d = espessura da placa.

a = menor dimensão da placa.

Existem algumas teorias para o cálculo das Placas, dentre elas podemos citar:

- Teoria de Kirchhoff – onde são desprezadas as deformações por cisalhamento nos planos perpendiculares à Placa ( $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$ )
- Teoria de Reissner – onde se considera as deformações por cisalhamento desprezadas por Kirchhoff.
- Teoria de Von Karman – onde se consideram grandes deslocamentos.

Neste programa foi considerada a Teoria de Kirchhoff (Teoria de Placas Delgadas), e suas hipóteses simplificadoras, são descritas a seguir:

- O material é elástico linear e obedece a Lei de Hooke;
- A espessura da placa é muito pequena;
- Os deslocamentos são muito menores que a espessura;
- As seções planas permanecem planas após as deformações (uma reta normal à superfície média mantém-se normal à superfície deformada após a aplicação do carregamento);
- As tensões  $\sigma_z$  são desprezadas, visto que são muito pequenas em relação às tensões de flexão e normais a seção transversal;
- As tensões  $\tau_{xz}$  e  $\tau_{yz}$  são consideradas no equilíbrio do elemento, porém, as deformações causadas por elas  $\gamma_{xz}$  e  $\gamma_{yz}$  são desprezadas.

Assumindo as hipóteses anteriores e tomando um elemento infinitesimal de uma placa ortotrópica com carregamento distribuído “p” atuando na superfície, conforme a Figura B1, tem-se:

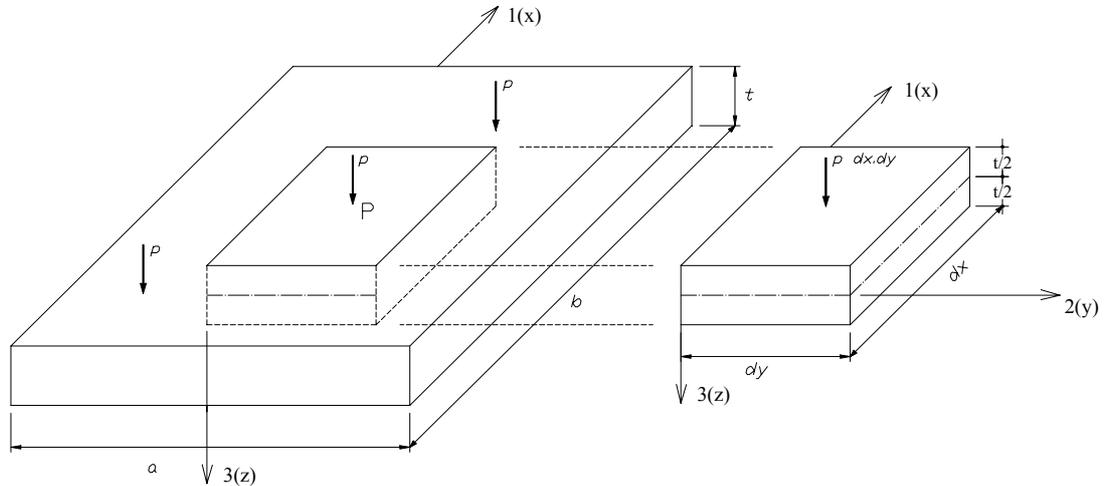


Figura B1 – Elemento infinitesimal de placa ortotrópica, Troitsky (1987).

O problema consiste em determinar os esforços internos para uma condição de carregamento arbitrário, conforme a Figura B2.

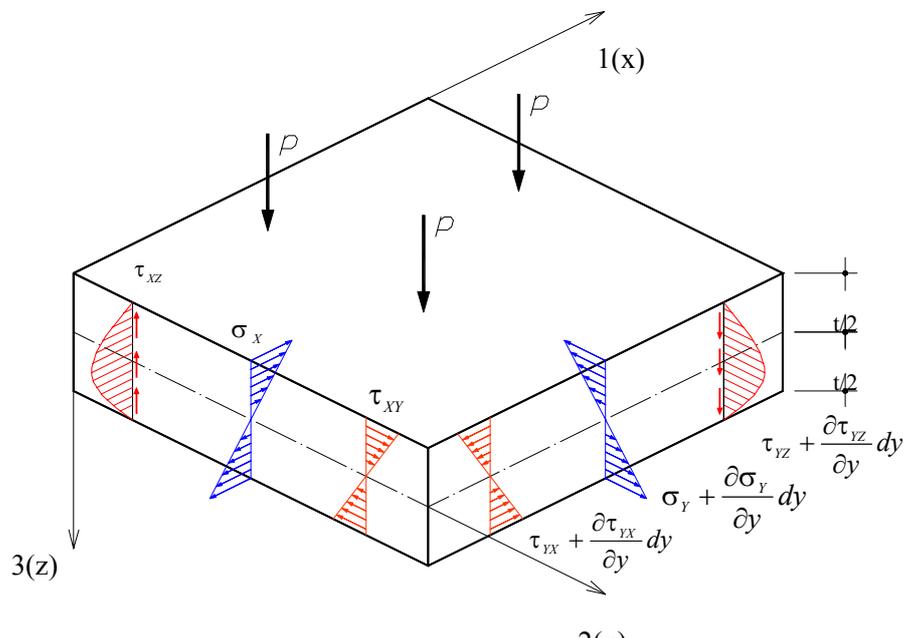


Figura B2 – Distribuição de tensões internas, Troitsky (1987).

As resultantes são obtidas integrando-se os campos de tensões e são expressas em unidade de comprimento, conforme as expressões abaixo:

$$M_X = \int_{-t/2}^{+t/2} \sigma_X \cdot z \cdot dz \tag{1}$$

$$M_Y = \int_{-t/2}^{+t/2} \sigma_Y \cdot z \cdot dz \quad (2)$$

$$M_{XY} = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{XY} \cdot z \cdot dz \quad (3)$$

$$Q_X = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{XZ} \cdot dz \quad (4)$$

$$Q_Y = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{XY} \cdot z \cdot dz \quad (5)$$

Onde:

$M_x$  e  $M_y$  são momentos fletores por unidade de comprimento;

$M_{xy}$  é o momento torsor por unidade de comprimento;

$Q_x$  e  $Q_y$  são forças de cisalhamento por unidade de comprimento.

Fazendo o equilíbrio entre as forças e momentos internos, e a força atuante, obtém-se as três equações de equilíbrio:

$$\frac{\partial Q_X}{\partial x} + \frac{\partial Q_Y}{\partial y} = -p \quad (6)$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} - Q_x = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y = 0 \quad (8)$$

As três equações acima descrevem o equilíbrio do volume elementar. Pode-se eliminar as forças de cisalhamento  $Q_x$  e  $Q_y$  das equações de equilíbrio. Para isso deve-se derivar a equação (7) em relação a “X” e a equação (8) em relação a “Y”, e substituir na equação (6), tem-se:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = p(x, y) \quad (9)$$

Têm-se assim, cinco variáveis desconhecidas,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_x$  e  $Q_y$ , e apenas três equações de equilíbrio, (6), (7) e (8). Recorrendo as relações entre deslocamentos, tensões e deformações tem-se:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \text{e} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (10)$$

O deslocamento de um ponto qualquer da placa, a uma distância “Z” do plano central da placa, na direção “X” (u) e na direção “Y” (v), são os seguintes:

$$\begin{aligned} u &= -z \operatorname{sen} \varphi_X \approx -z \varphi_X \approx -z \frac{\partial w}{\partial x} \\ v &= -z \operatorname{sen} \varphi_Y \approx -z \varphi_Y \approx -z \frac{\partial w}{\partial y} \end{aligned} \quad (11)$$

Substituindo os deslocamentos das equações (11), nas equações de deformação (10), tem-se:

$$\varepsilon_X = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \varepsilon_Y = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad \text{e} \quad \gamma_{XY} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (12)$$

As relações entre tensões e deformações são dadas segundo a Lei de Hooke generalizada. As equações abaixo exprimem tais relações:

$$\sigma_X = \frac{E_X}{1 - \nu_X \nu_Y} (\varepsilon_X + \nu_Y \varepsilon_Y) \quad (13)$$

$$\sigma_Y = \frac{E_Y}{1 - \nu_X \nu_Y} (\varepsilon_Y + \nu_X \varepsilon_X) \quad (14)$$

$$\tau_{XY} = G_{XY} \cdot \gamma_{XY} \quad (15)$$

Substituindo as relações entre deformações e deslocamentos das equações (12), nas relações entre tensões e deformações das equações (13), (14) e (15) obtêm-se:

$$\sigma_X = -\frac{E_X \cdot z}{1 - \nu_X \nu_Y} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_Y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (16)$$

$$\sigma_Y = -\frac{E_Y \cdot z}{1 - \nu_X \nu_Y} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_X \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (17)$$

$$\tau_{XY} = -2G_{XY} z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y^2} \quad (18)$$

Desprezando o efeito das forças de cisalhamento  $Q_X$  e  $Q_Y$ , e da tensão  $\sigma_Z$ , e assumindo pequenos deslocamentos, então o deslocamento “w” é independente de “Z”. Substituindo as equações (16), (17) e (18) nas equações (11), (12) e (13), têm-se:

$$M_X = -D_X \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_Y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (19)$$

$$M_Y = -D_Y \cdot \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_X \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (20)$$

$$M_{XY} = -2D_{XY} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (21)$$

Onde as constantes  $D_X$  e  $D_Y$  são chamadas de rigidez à flexão da placa ortotrópica e  $D_{XY}$  de rigidez a torção. Os valores das constantes são descritos nas equações a seguir:

$$D_X = \frac{E_X t^3}{12(1 - \nu_X \nu_Y)} \quad (22)$$

$$D_Y = \frac{E_Y t^3}{12(1 - \nu_X \nu_Y)} \quad (23)$$

$$D_{XY} = \frac{G_{XY} t^3}{6} \quad (24)$$

Substituindo as equações (22), (23) e (24) na equação (9) de momento, obtém-se a equação diferencial de placa ortótropa deduzida por Huber, conhecida no meio técnico como “Equação de Huber”.

$$D_X \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_Y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (25)$$

O termo  $2H$ , expresso na equação (25), é definido como rigidez efetiva à torção da placa ortotrópica.

$$2H = D_X \nu_Y + D_Y \nu_X + 4D_{XY} \quad (26)$$

Substituindo as equações de equilíbrio (7) e (8) e os valores dos momentos das equações (19), (20) e (21), determinam-se as expressões das forças cortantes.

$$Q_X = -\frac{\partial}{\partial x} \left( D_X \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + H \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (27)$$

$$Q_Y = -\frac{\partial}{\partial y} \left( D_Y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + H \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (28)$$

As tensões podem então ser obtidas pelas equações (29), (30) e (31). Nota-se a variação linear do campo de tensões, que atua no plano da placa, em relação à espessura “Z”.

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot z}{I_p} \quad (29)$$

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot z}{I_p} \quad (30)$$

$$\tau_{xy} = \frac{M_{xy} \cdot z}{I_p} \quad (31)$$

Onde  $I_p = \frac{t^3}{12}$  é denotado como momento de inércia da placa por unidade de comprimento.

## B2 - SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE PLACAS ORTOTRÓPICAS (EQUAÇÃO DE HUBER)

A solução da equação diferencial, não homogênea, de Huber consiste na superposição de duas soluções:

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (32)$$

$$w = w_h + w_p \quad (33)$$

Onde “ $w_h$ ” representa a solução da equação diferencial homogênea e “ $w_p$ ” representa uma solução particular da equação diferencial não homogênea.

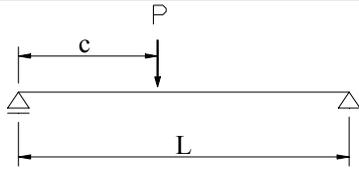
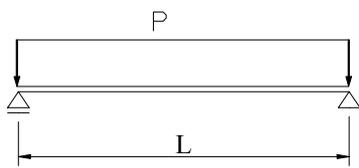
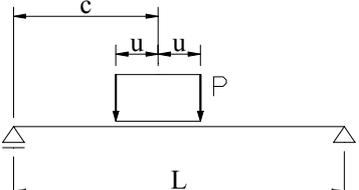
Para a solução desta equação, podem-se utilizar os métodos numéricos conhecidos. Neste programa foi escolhida a solução por séries, apresentada por Cusens e Pama (1975).

A equação tem diferentes soluções dependendo das relações entre as três rigidez ( $D_x$ ,  $D_y$  e  $H$ ) e as condições de contorno. Para avaliar a influência destas rigidez no

comportamento da placa, deve-se considerar o problema de flexão para placa de largura infinita como dois lados simplesmente apoiados.

Como o caso a ser estudado é de placas simplesmente apoiadas com duas bordas paralelas livres, têm-se algumas das expressões sugeridas na Tabela B1 para a representação dos carregamentos em forma de série de Fourier senoidal.

Tabela B1 - Funções típicas para alguns tipos carregamento.

	$H_n = \frac{2P}{L} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$
	$H_n = \frac{4P}{L} \operatorname{sen}^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)$
	$H_n = \frac{4P}{n\pi} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi c}{L}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi u}{L}\right)$

A solução particular da parte não homogênea segundo Levy-Nadai é:

$$p(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} H_n \operatorname{sen} \alpha_n x \quad (34)$$

Resolvendo a equação e substituindo a função para carregamentos concentrados obtém-se:

$$w = \frac{PL^3}{\pi^4 D_x b} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \operatorname{sen} \alpha_n c \operatorname{sen} \alpha_n x K_1 \quad (35)$$

Onde  $P = 2uq$  é o carregamento total.

Os veículos possuem uma área de contato nas duas direções e as distribuições de cargas vão depender das características dos pneus. Porém para o projeto pode-se representar a roda por uma força equivalente contato, nas normas vigentes. Desta forma,

conforme a Figura B3, Cusens e Pama (1975) apresentaram a solução para esse tipo de problema.

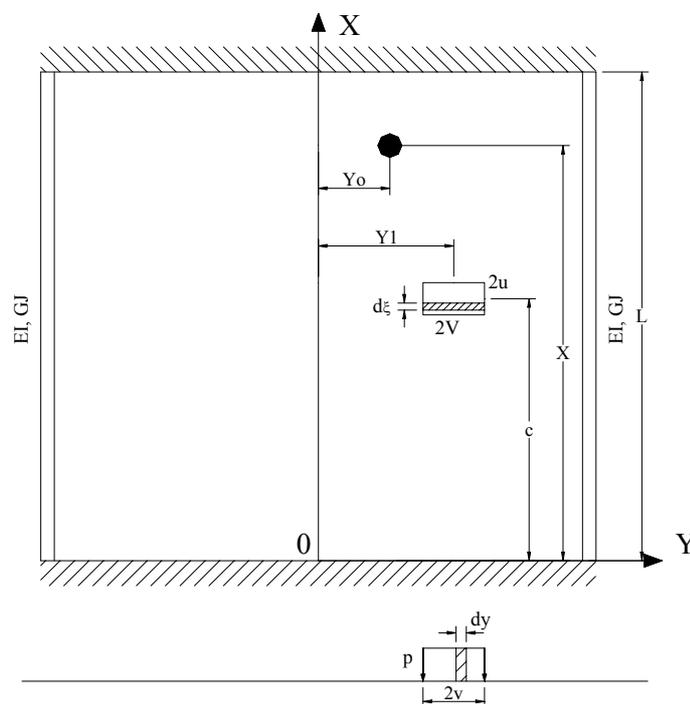


Figura B3 – Tabuleiro com carregamentos distribuídos em pequenas áreas Cusens e Pama (1975).

O deslocamento pode ser obtido pela integração da equação (34) em função da pequena área.

$$p = \frac{P}{2u \cdot 2v} \quad (36)$$

$$w = \frac{PL^4}{uv\pi^5} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \text{sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n x K_1^* \quad (37)$$

$$K_1^* = \frac{1}{2b} \int_{Y_1-v}^{Y_1+v} K_1 dy \quad (38)$$

Os esforços solicitantes podem ser obtidos substituindo a função deslocamento:

$$M_x = \frac{PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n x \left( K_1^* - \frac{D_1}{D_x} K_2^* \right) \quad (39)$$

$$M_y = \frac{-PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n x \left( \frac{D_y}{D_x} K_2^* + \frac{D_2}{D_x} K_1^* \right) \quad (40)$$

$$M_{xy} = \frac{PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left( \frac{D_{xy}}{D_y} K_3^* \right) \quad (41)$$

$$M_{YX} = \frac{-PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left( \frac{D_{YX}}{D_Y} K_3^* \right) \quad (42)$$

$$Q_X = \frac{PL}{uv\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left( K_1^* - \frac{D_1 + D_{XY}}{D_X} K_2^* \right) \quad (43)$$

$$Q_Y = \frac{-PL}{uv\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left( K_4^* - \frac{D_2 + D_{XY}}{D_Y} K_3^* \right) \quad (44)$$

Os coeficientes  $K_1^*, K_2^*, K_3^*$  e  $K_4^*$  são expressos conforme a geometria do carregamento, e foram deduzidos por Cusens e Pama (1975) para todos os casos de tabuleiros ortotrópicos.

### B3 – SOFTWARE DESENVOLVIDO

Joe Murphy apud Calil (2001), pesquisador do FPL, implementou a teoria para solução da equação diferencial de uma placa ortotrópica de Huber, utilizando o método sugerido por Cusens e Pama (1975). O programa foi implementado em linguagem BASIC.

Okimoto (2001) baseado em Murphy apud Calil (2001) implementou o programa em linguagem Turbo Pascal e fez uso do compilador DELPHI para criar elementos visuais com orientação a objetos. O programa resultante, teve o nome de AEP 1.0. Tal programa foi utilizado para comparar os resultados experimentais de provas de carga realizadas nos Estados Unidos por Calil (2001) sobre as pontes de Lancaster e Sullivan, obtendo resultados teóricos relativamente compatíveis com os resultados experimentais.

Com o intuito de adequar o programa para utilização em pontes treliçadas protendidas transversalmente, Cheung (2003) introduziu conceitos necessários para a transformação da placa com ortotropia natural e de formato caixão em uma placa ortótropa equivalente. Desta forma, surgiu a versão 2.0 que introduziu tais transformações para possibilitar a avaliação do tipo de ponte pesquisada por ele. Também foram feitas algumas melhorias e adequações no programa original para

melhorar a visualização de resultados. O programa AEP 2.0, elaborado em linguagem DELPHI, apesar de coerente em seus resultados, possui algumas limitações.

Com o objetivo de revisar a teoria utilizada, verificar os passos e conceitos utilizados, e implementar entradas para outros tipos de pontes, Lindquist et al(2004) novamente utilizando os algoritmos citados por Cusens e Pama (1975) para a análise de placas ortótropas, compilaram em linguagem Borland C++ Builder o programa OTB que não se baseou totalmente em AEP 2.0, mas utilizou-o como referência para sua elaboração. O objetivo deste novo programa foi realizar o mesmo processo do AEP 2.0 de maneira mais ampla, facilitando para o usuário a entrada de dados e permitindo a análise de casos não abrangidos pelo programa anterior.

O programa analisa as pontes de madeira em placas, simplificando suas características para a análise de placas ortotrópicas equivalentes, através da consideração da rigidez longitudinal, transversal e à torção equivalentes.

O programa possibilita o cálculo de cinco tipos de pontes ortotrópicas diferentes (Ponte mista madeira-concreto, ponte protendida de seção simples, ponte protendida de seção T, ponte protendida de seção caixão e ponte protendida treliçada

Os conceitos iniciais do programa são:

- 1 – Geração automática dos pontos de resultado, de acordo com uma malha pré-estabelecida pelo usuário; Malha não significa discretização e não influi na precisão do resultado encontrado, simplesmente define os pontos nos quais serão apresentados resultados;
- 2 – Visualização da localização das cargas automaticamente, com a finalidade de facilitar a compreensão do usuário;
- 3 – Visualização da posição dos pontos de resultados gerados;
- 4 – Visualização dos resultados na própria janela inicial, facilitando a interface com o usuário;
- 5 – Possibilidade de aplicação de cargas do trem tipo automaticamente, incluindo as cargas de multidão respectivas para cada tipo de classe de carregamento, com suas respectivas áreas e valores;
- 6 – Visualização das cargas aplicadas com cores diferentes, para identificação das cargas das rodas do trem tipo utilizado e de multidão;

7 – Possibilidade de modificação de qualquer parâmetro das cargas do trem tipo para os casos em que sejam utilizadas provas de carga com ações diferentes dos valores normatizados;

8 – Visualização da seção transversal deformada para qualquer seção de pontos existente;

9 – Número de pontos de cargas aplicadas e de leitura limitados apenas pela rapidez de cálculo do computador em questão; (Um processador AMD XP 2000 demorou aproximadamente 2 segundos para fazer os cálculos para 300 pontos de resultados e 10 pontos de carga);

10 – Visualização da estrutura deformada em 3 dimensões com todos os recursos de visualização OpenGL.