

**Thalita Fernandes da Fonte**

# **PONTES PROTENDIDAS DE EUCALIPTO CITRIODORA**

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

Orientador: Prof. Tit. Carlito Calil Junior

São Carlos

2004

Dedico este trabalho a todos que, ao longo destes anos, compartilharam dos meus erros e acertos, pessoais e profissionais: à minha família, Caio, mãe, pai, Thales e Thyrso; ao mestre e amigo Calil.

# AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para que eu pudesse desenvolver este trabalho.

Ao meu orientador de mestrado, Prof. Tit. Carlito Calil Junior, pela real e efetiva orientação, e pelas oportunidades profissionais que me facultou neste período. Muito mais que tudo isso, pela confiança que depositou em mim. Agradeço, também, pela amizade, que me fez encarar estes anos de uma forma bastante agradável.

Ao meu marido Caio, que me compreendeu quando não pude ser tão dedicada, que me incentivou a seguir em frente e que me faz tão feliz, recurso que foi indispensável para a tranquilidade que tive no desenvolvimento do trabalho.

Ao meu pai, Wagner, pela insegurança, e por ter me conscientizado de que sempre precisamos estar melhor preparados para a vida. À minha mãe, Malu, por pensar diferente e me incentivar. Aos meus irmãos, Thales e Thyrsó, pela confiança depositada.

A todos os meus amigos do Departamento de Estruturas e do LaMEM, pelas palavras certas nas horas certas. Em especial, Ricardo, Pigozzo e Thomaz, por terem agüentado o meu mau-humor em certas horas, e por terem realmente contribuído para a minha formação profissional. Ao Guilherme, pela paciência que teve em tirar todas as minhas dúvidas, algumas bobas, sem reclamar, e ainda confiar em mim.

Aos funcionários do LaMEM: Arnaldo, Samuel, Jaime, Tânia, Bragatto, Cido e Silvio pela disponibilidade e participação na execução de todo o trabalho. Ao professor Antônio Dias pela orientação e amizade que me dedicou ao longo destes anos.

À FAPESP e ao CNPq, pelas bolsas concedidas, e à USP, pela excelente formação.

“Existe uma beleza divina na aprendizagem. Aprender significa aceitar o postulado de que a vida não começou no momento de meu nascimento. Antes de mim já vieram outros, e eu caminho por cima de suas pegadas. Os livros que li foram escritos por gerações de pais e filhos,...., professores e discípulos. Eu sou o resultado de suas experiências...”

Elie Wisel

## RESUMO

FONTE, T. F. (2004). *Pontes protendidas de Eucalipto Citriodora*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

O conceito de pontes de madeira em tabuleiro laminado protendido surgiu na década de 70, no Canadá, como forma de reabilitação para tabuleiros laminados pregados. Diversas pesquisas foram desenvolvidas para verificar o desempenho estrutural e a durabilidade do sistema, e estes estudos comprovaram a eficácia do método. Devido ao enorme déficit de pequenas e médias pontes em todo o seu território, o Brasil tem buscado cada vez mais materiais e tecnologias alternativas economicamente competitivas para sua construção. Partindo de pesquisas desenvolvidas em outros países, desde 1993 começaram a ser desenvolvidas pesquisas nacionais para verificar a viabilidade em se utilizar madeiras brasileiras para construção de pontes, e a resposta, mais uma vez, foi positiva. Este trabalho tem como objetivos o estudo teórico e experimental das pontes de eucalipto protendidas transversalmente, através do projeto e construção da primeira ponte protendida de madeira da América do Sul. Por meio de provas de carga, foi avaliado o desempenho da ponte e a influência dos guarda-rodas e defensas na rigidez do tabuleiro. Os resultados mostram que o sistema protendido de eucalipto é uma ótima alternativa para o Brasil.

Palavras-chave: pontes protendidas, pontes de madeira, protensão transversal, superestruturas de pontes, pontes em placa.

## ABSTRACT

FONTE, T. F. (2004). *Pre-stressed timber bridge of Eucalyptus Citriodora*. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

The concept of pre-stressed laminated timber bridges come from 70s, in Canada, as an alternative for the rehabilitation of damaged nailed laminated timber decks. Many researches were developed to verify the structural performance and the durability of the system, which corroborated the system's high efficiency. Because of a great deficit in short-span and medium-span bridges in Brazil, the country has searched more and more competitive materials and technologies for their construction. Based on studies developed in other countries, since 1993 Brazil has developed studies to verify the viability of using Brazilian woods to build such bridges, and the answer was positive. The present work aims to investigate the project and behavior of transversally pre-stressed timber bridges of Eucalyptus, through the project and construction of the first stress-laminated timber bridge in South America. The bridge performance was evaluated as well as the influence of the guard-rail system in the deck stiffness, across proof loading. The results showed that this system is a good alternative for bridge construction in Brazil.

Keywords: pre-stressed timber bridges, timber bridges, transversal pre-stressed, bridges superstructures, bridges in decks.

## LISTA DE FIGURAS

|             |  |    |
|-------------|--|----|
| FIGURA 1 –  | Ponte de madeira laminada protendida   | 5  |
| FIGURA 2 –  | Detalhe de ancoragem do primeiro sistema protendido  | 7  |
| FIGURA 3 –  | Deslocamentos (no centro do vão) na ponte Herbert Creek, para carregamento excêntrico. Cargas aplicadas nos pontos 18 e 15 | 7  |
| FIGURA 4 –  | Deslocamentos (no centro do vão) na ponte Herbert Creek, para carregamento centrado. Cargas aplicadas nos pontos 15 e 12   | 7  |
| FIGURA 5 –  | Alternativas de sistemas estruturais para pontes laminadas protendidas (OKIMOTO, 1997)                                     | 9  |
| FIGURA 6 –  | Partes principais das pontes de madeira laminadas protendidas  | 10 |
| FIGURA 7 –  | Juntas de topo, a cada 4 vigas   | 13 |
| FIGURA 8 –  | Sistema típico de proteção das barras de aço (DAVALOS & PETRO, 1993)   | 13 |
| FIGURA 9 –  | Protensão em tabuleiros laminados  | 14 |
| FIGURA 10 – | Trem-tipo para as classes de carregamento  | 15 |
| FIGURA 11 – | Planta do trem-tipo  | 16 |

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| FIGURA 12 – | Largura efetiva $D_w$ em função dos parâmetros de flexão e de torção, para uma faixa de tráfego, segundo RITTER (1992)  | 19 |
| FIGURA 13 – | Largura efetiva $D_w$ em função dos parâmetros de flexão e de torção, para duas faixa de tráfego, segundo RITTER (1992) | 20 |
| FIGURA 14 – | Largura efetiva segundo o EUROCODE 5  | 20 |
| FIGURA 15 – | Espaçamento entre as barras de protensão  | 24 |
| FIGURA 16 – | Sistema de ancoragem  | 24 |
| FIGURA 17 – | Dispositivo para içamento do tabuleiro – DAVALOS & PETRO (1993)   | 26 |
| FIGURA 18 – | Aplicação de contra-flecha no tabuleiro   | 27 |
| FIGURA 19 – | Perda de protensão – TAYLOR & CSAGOLY (1979) apud RITTER (1992)   | 30 |
| FIGURA 20 – | Perda de protensão – RITTER <i>et al.</i> (1990)  | 30 |
| FIGURA 21 – | Perda de protensão – Resultados experimentais PRATA (1995)  | 31 |
| FIGURA 22 – | Corpos-de-prova ensaiados por CHEUNG (2003) – perda de protensão (medidas em cm)  | 34 |
| FIGURA 23 – | Modelo matemático Burger – BODIG & JAYNE (1982) apud CHEUNG (2003)  | 34 |
| FIGURA 24 – | Relação entre os parâmetros elásticos e o nível de protensão aplicado (OKIMOTO, 1997)                                   | 37 |
| FIGURA 25 – | Perfis médios de deslocamento na análise experimental e numérica (OKIMOTO, 1997)  | 39 |

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 26 – Deslocamentos nos modelos numéricos, teórico e reduzido, para efeitos das juntas de topo (OKIMOTO, 2001)                        | 39 |
| FIGURA 27 – Posicionamento transversal do carregamento aplicado (RITTER <i>et al.</i> , 1998)   | 40 |
| FIGURA 28 – Configuração dos caminhões utilizados para as provas de carga (RITTER <i>et al.</i> , 1998)                                     | 41 |
| FIGURA 29 – Deslocamentos medidos na prova de carga 1 (RITTER <i>et al.</i> , 1998)   | 42 |
| FIGURA 30 – Comparação entre sobreposição de esforços analítica e experimental (RITTER <i>et al.</i> , 1998)                                | 42 |
| FIGURA 31 – Comparação entre dados de provas de carga na ponte Sullivan e simulações computacionais via SAP 2000 e AEP 1.0 (OKIMOTO, 2001)  | 43 |
| FIGURA 32 – Comparação entre dados de provas de carga na ponte Lancaster e simulações computacionais via SAP 2000 e AEP 1.0 (OKIMOTO, 2001) | 44 |
| FIGURA 33 – Entrada de dados no OTB para pontes protendidas simples   | 45 |
| FIGURA 34 – Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo ponte protendida (carregamento na borda direita) – CALIL JR (2003)         | 46 |
| FIGURA 35 – Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo ponte protendida (carregamento na borda esquerda) – CALIL JR (2003)        | 46 |
| FIGURA 36 – Sistema de ancoragem utilizado no protótipo   | 50 |
| FIGURA 37 – Disposição das barras de protensão (medidas em cm)  | 50 |

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 38 – Seqüência das juntas de topo previstas para a construção da ponte (medidas em cm)   | 50 |
| FIGURA 39 – Vista longitudinal das defensas (medidas em cm)   | 51 |
| FIGURA 40 – Detalhe de fixação dos guarda-rodas no tabuleiro  | 51 |
| FIGURA 41 – Fixação das defensas no tabuleiro   | 51 |
| FIGURA 42 – Comparação de resistência à compressão paralela às fibras, para corpos-de-prova isentos de defeitos e corpos-de-prova estruturais           | 60 |
| FIGURA 43 – Comparação de resistência à compressão paralela às fibras, para corpos-de-prova isentos de defeitos e corpos-de-prova estruturais – parte 2 | 60 |
| FIGURA 44 – Ensaio de tração em peças estruturais   | 62 |
| FIGURA 45 – Ensaio de tração nas peças estruturais – fotografia   | 62 |
| FIGURA 46 – Dimensões dos corpos-de-prova ensaiados ao cisalhamento (medidas em cm)   | 64 |
| FIGURA 47 – Ensaio de cisalhamento em (a) corpo-de-prova; (b) peça estrutural   | 64 |
| FIGURA 48 – Corpos-de-prova para avaliação das perdas de protensão em condições climáticas controladas  | 67 |
| FIGURA 49 – Ensaio de perda de protensão em corpos-de-prova, com temperatura e umidade controladas  | 68 |
| FIGURA 50 – Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 16 mm  | 69 |
| FIGURA 51 – Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 25 mm  | 70 |
| FIGURA 52 – Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 32 mm  | 70 |

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| FIGURA 53 – | Montagem inicial do tabuleiro laminado  | 71 |
| FIGURA 54 – | Numeração das barras de protensão utilizada   | 72 |
| FIGURA 55 – | Características do módulo instalado   | 73 |
| FIGURA 56 – | Içamento da ponte no LaMEM  | 74 |
| FIGURA 57 – | Instalação da ponte   | 74 |
| FIGURA 58 – | Primeiro veículo a atravessar a ponte, antes da verificação das forças de protensão   | 75 |
| FIGURA 59 – | Vista: ponte pronta   | 75 |
| FIGURA 60 – | Sistema montado para monitoramento da perda de protensão no tabuleiro   | 78 |
| FIGURA 61 – | Comportamento de três barras vizinhas, durante a protensão  | 79 |
| FIGURA 62 – | Perda de protensão nas barras do tabuleiro  | 80 |
| FIGURA 63 – | Perda de protensão em uma barra do tabuleiro  | 80 |
| FIGURA 64 – | Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (0 a 69 <sup>o</sup> dia)               | 82 |
| FIGURA 65 – | Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (18 <sup>o</sup> a 21 <sup>o</sup> dia) | 83 |
| FIGURA 66 – | Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (33 <sup>o</sup> a 36 <sup>o</sup> dia) | 84 |
| FIGURA 67 – | Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (35 <sup>o</sup> dia)                   | 85 |
| FIGURA 68 – | Variação da força de protensão e da temperatura no tabuleiro  | 87 |
| FIGURA 69 – | Posição dos apoios no tabuleiro   | 90 |
| FIGURA 70 – | Veículo posicionado na ponte, para prova de carga   | 81 |

|             |  |    |
|-------------|--|----|
| FIGURA 71 – | Dimensões reais do veículo utilizado para as provas de carga na fase de construção da ponte. (a) Dimensões longitudinais; (b) Dimensões transversais do eixo dianteiro; (c) Dimensões do eixo traseiro (medidas em cm) | 92 |
| FIGURA 72 – | Posicionamento transversal do eixo traseiro do caminhão. (a) Carga centrada; (b) Carga excêntrica (medidas em cm)  | 92 |
| FIGURA 73 – | Esquema estático utilizado nas análises  | 92 |
| FIGURA 74 – | Posição real dos apoios para o tabuleiro sem carregamento  | 94 |
| FIGURA 75 – | Posição real dos apoios para o tabuleiro com carregamento centrado   | 94 |
| FIGURA 76 – | Posição real dos apoios para o carregamento excêntrico   | 94 |
| FIGURA 77 – | Posicionamento longitudinal do veículo na ponte, para o carregamento centrado  | 95 |
| FIGURA 78 – | Posicionamento longitudinal do veículo na ponte, para o carregamento excêntrico  | 95 |
| FIGURA 79 – | Ilustração exemplo da redução da rigidez de bordo utilizada  | 96 |
| FIGURA 80 – | Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro   | 98 |
| FIGURA 81 – | Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro   | 98 |
| FIGURA 82 – | Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro com os guarda-rodas   | 99 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 83 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro com os guarda-rodas                                  | 99  |
| FIGURA 84 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado, na ponte completa  | 100 |
| FIGURA 85 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico, na ponte completa  | 100 |
| FIGURA 86 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado, na ponte com seis meses de uso (com redução na rigidez de bordo)   | 101 |
| FIGURA 87 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico, na ponte com seis meses de uso (com redução na rigidez de bordo) | 101 |
| FIGURA 88 – Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga centrada   | 103 |
| FIGURA 89 – Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga excêntrica   | 104 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| TABELA 01 – Gasto energético para a produção dos materiais de construção civil (CALIL JR et al.,2003)          | 3  |
| TABELA 02 – Coeficiente de atrito para a madeira (EUROCODE 5)  | 12 |
| TABELA 03 – Valores de $\alpha_n$ (NBR 7190/97)  | 12 |
| TABELA 04 – Valores do carregamento de multidão  | 16 |
| TABELA 05 – Estimativa de altura do tabuleiro  | 17 |
| TABELA 06 – Diminuição da rigidez devido às juntas de topo (OKIMOTO, 1997)                                     | 19 |
| TABELA 07 – Resultados de perda de protensão - OKIMOTO (2001)  | 32 |
| TABELA 08 – Resultados dos parâmetros elásticos obtidos para a madeira de Eucalipto Citriodora (OKIMOTO, 1997) | 36 |
| TABELA 09 – Características de projeto   | 49 |
| TABELA 10 – Lista de materiais: Ponte Protendida de Madeira  | 52 |
| TABELA 11 – Custo de materiais do tabuleiro  | 52 |
| TABELA 12 – Roteiro para classificação visual de dicotiledôneas  | 52 |
| TABELA 13 – Módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de flexão estática                                     | 55 |

|   |     |
|---|-----|
| TABELA 14 – Ensaio de compressão paralela às fibras   | 56  |
| TABELA 15 – Resultados obtidos nos ensaios de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova isentos de defeitos                          | 57  |
| TABELA 16 – Resistência de corpos-de-prova retirados de peças estruturais (amostragem 1)  | 58  |
| TABELA 17 – Resistência de corpos-de-prova retirados de peças estruturais (amostragem 2 e resultados globais)                               | 59  |
| TABELA 18 – Resistência à compressão do lote para corpos-de-prova retirados de peças estruturais  | 59  |
| TABELA 19 – Resistência da madeira à compressão normal às fibras  | 61  |
| TABELA 20 – Tração paralela às fibras da madeira em peças estruturais   | 63  |
| TABELA 21 – Resistência ao cisalhamento obtida  | 65  |
| TABELA 22 – Resistência e rigidez mínimas exigidas pela NBR 7190/97 e obtidas   | 66  |
| TABELA 23 – Principais resultados obtidos para a perda de protensão em corpos-de-prova, com temperatura e umidade controladas, para 60 dias | 69  |
| TABELA 24 – Perda de protensão nas barras devido ao transporte e instalação da ponte  | 88  |
| TABELA 25 – Peso dos caminhões utilizados nas provas de carga, por eixo   | 93  |
| TABELA 26 – Resultados numéricos e experimentais de deslocamentos máximos obtidos nas provas de carga                                       | 102 |

## LISTA DE SIGLAS

|         |  |
|---------|--|
| AASHTO  | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| ABNT    | Associação Brasileira de Normas Técnicas                           |
| AEP     | Análise estrutural de placa  |
| ASTM    | American Society for Tests and Materials                           |
| BS      | British Standards Institution                                      |
| CCA     | Arseniato de cobre cromatado                                       |
| CCB     | Borato de cobre cromatado  |
| CJCE    | Canadian Journal of Civil Engineering                              |
| CNPq    | Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico      |
| EBRAMEM | Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira         |
| EESC    | Escola de Engenharia de São Carlos                                 |
| EUA     | Estados Unidos da América  |
| FAPESP  | Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo               |
| FPL     | Forest Product Laboratory  |
| FS      | Forest Service   |

|         |   |
|---------|---|
| IBRAMEM | Instituto Brasileiro de Madeiras e de Estruturas de Madeira |
| LaMEM   | Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira          |
| MLC     | Madeira Laminada Colada                                     |
| MLP     | Madeira Laminada Protendida                                 |
| NBR     | Norma Brasileira Registrada                                 |
| OHBDC   | Ontário Highway Bridge Design Code                          |
| OMT     | Ontario Ministry of Transportation                          |
| OTB     | Orthotropic Timber Bridge                                   |
| PPM     | Pontes Protendidas de Madeira                               |
| SET     | Departamento de Engenharia de Estruturas                    |
| TRB     | Transportation Research Board                               |
| USDA    | United States Department of Agriculture                     |
| USA     | United State of America                                     |
| USP     | Universidade de São Paulo                                   |

## LISTA DE SÍMBOLOS

|                  |   |
|------------------|---|
| $F_{V,Ed}$       | Força de cisalhamento de cálculo por unidade de comprimento;                              |
| $\mu_d$          | Coefficiente de atrito;   |
| $\sigma_{p,min}$ | Protensão mínima residual;  |
| $h$              | Espessura da placa;   |
| $\sigma_{pl,d}$  | Esforço de compressão local entre o contato da placa e a madeira;                         |
| $\alpha_n$       | Constante dependente da extensão da carga normal às fibras, medidas paralelamente a elas; |
| $f_{c90,d}$      | Resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira;                   |
| $p$              | Carregamento distribuído sobre a faixa de rolamento em pontes;                            |
| $p'$             | Carregamento distribuído sobre o passeio de pontes;                                       |
| $\varphi$        | Coefficiente de impacto vertical;   |
| $\ell$           | Menor dos vãos da placa;  |
| $D_W$            | Largura efetiva da viga modificada;   |
| $\alpha$         | Parâmetro de flexão da placa;   |
| $D_{xy}$         | Rigidez à torção por metro de largura;  |

|               |   |
|---------------|---|
| $D_{yx}$      | Rigidez à torção por metro de comprimento;  |
| $D_1, D_2$    | Rigidezes combinadas de torção;   |
| $D_x$         | Rigidez longitudinal à flexão da ponte por metro de largura;                          |
| $D_y$         | Rigidez transversal à flexão da ponte por metro de comprimento;                       |
| $\theta$      | Parâmetro de torção da placa;   |
| $b$           | Largura da placa;   |
| $L$           | Comprimento da placa;   |
| $C_{bj}$      | Fator de redução de rigidez devido às juntas de topo;                                 |
| $E_L$         | Módulo de elasticidade longitudinal;  |
| $E_T$         | Módulo de elasticidade transversal;   |
| $G_{LT}$      | Módulo de elasticidade à torção;  |
| $W_{ef}$      | Módulo de resistência efetivo;  |
| $I_{ef}$      | Momento de inércia efetivo;   |
| $F_d$         | Força de cálculo;   |
| $\gamma_{Gi}$ | Coefficientes de ponderação para as ações permanentes;                                |
| $F_{Gi,k}$    | Valores característicos das ações permanentes;  |
| $\gamma_Q$    | Coefficiente de ponderação para as ações variáveis;                                   |
| $F_{Q,k}$     | Valores característicos da ação variável principal (trem-tipo e seu efeito dinâmico); |
| $V_d$         | Força cortante de cálculo;  |
| $V_{Gi,k}$    | Forças cortantes características devido às ações permanentes;                         |
| $V_{Q,k}$     | Forças cortantes características devido às ações variáveis;                           |
| $M_d$         | Momento fletor de cálculo;  |
| $M_{Gi,k}$    | Momento fletor devido às ações permanentes;   |

|                |  |
|----------------|--|
| $M_{Q,k}$      | Momento fletor devido às ações acidentais;                         |
| $\tau_d$       | Tensão tangencial de cálculo;                                      |
| $f_{V0,d}$     | Resistência de cálculo da madeira à força cortante;                |
| $\sigma_{Md}$  | Tensão normal de cálculo devido ao momento fletor;                 |
| $f_{c0,d}$     | Resistência à compressão paralela às fibras de cálculo da madeira; |
| $F_{d,uti}$    | Força de cálculo para os Estados Limites de Utilização;            |
| $\Psi_{2j}$    | Coefficiente de ponderação para valores reduzidos de combinação;   |
| $a_{total}$    | Deslocamento máximo;   |
| $a_{Gtotal,k}$ | Flecha devida às ações permanentes;                                |
| $a_{Qj,k}$     | Flecha devida às ações acidentais;                                 |
| $\sigma_{Ni}$  | Protensão inicial;   |
| $\sigma_S$     | Tensão na barra de aço;  |
| $f_y$          | Resistência de escoamento do aço;                                  |
| $S_p$          | Espaçamento entre as barras de protensão;                          |
| $A_s$          | Área da barra de protensão;  |
| $A_p$          | Área da placa de distribuição;                                     |
| $F_p$          | Força de protensão na barra;                                       |
| $f_{placa}$    | Tensão de compressão aplicada pela placa;                          |
| $L_p$          | Dimensão horizontal da placa de distribuição;                      |
| $W_P$          | Dimensão vertical da placa de distribuição;                        |
| $W_a$          | Dimensão vertical da placa de ancoragem;                           |
| $L_a$          | Dimensão horizontal da placa de ancoragem;                         |
| $t_p$          | Espessura da placa de distribuição;                                |

|                      |  |
|----------------------|--|
| $k$                  | Coeficiente que leva em consideração as dimensões verticais e horizontais das placas de distribuição e de ancoragem; |
| $f_s$                | Resistência do aço;  |
| $R_G$                | Reação das ações permanentes na largura $D_W$ ;  |
| $R_Q$                | Reação das ações variáveis para uma linha única de roda do veículo de projeto;                                       |
| $l_b$                | Comprimento de apoio;  |
| $E_R$                | Módulo de elasticidade radial da madeira;  |
| $G_{LT}, G_{LR}$     | Módulo de elasticidade à torção;   |
| $\nu_{LT}, \nu_{LR}$ | Coeficientes de Poisson;   |
| $\sigma_N$           | Nível de protensão do tabuleiro;   |
| $\phi$               | Diâmetro da barra de protensão;  |
| $E$                  | Módulo de elasticidade da madeira;   |
| $f_m$                | Resistência média;   |
| $f_{c0,k}$           | Resistência característica à compressão paralela às fibras;  |
| $f_{c0,m}$           | Resistência média à compressão paralela às fibras;   |
| $f_{c90,m}$          | Resistência média à compressão normal às fibras;   |
| $f_{c90,k}$          | Resistência característica à compressão normal às fibras;  |
| $f_{c90}$            | Resistência à compressão normal às fibras;   |
| $f_t$                | Resistência à tração;  |
| $f_{c0}$             | Resistência à compressão paralela às fibras;   |
| $f_{vk}$             | Resistência característica ao cisalhamento;  |
| $E_{c0,m}$           | Módulo de elasticidade médio da madeira;   |
| $\alpha_t$           | Coeficiente de expansão térmica;   |
| $G$                  | Peso específico da madeira;  |

|                       |  |
|-----------------------|--|
| $\Delta\sigma$        | Varição da tensão na madeira;                          |
| $\alpha_{\text{mad}}$ | Coeficiente de expansão térmica da madeira;            |
| $\alpha_{\text{aço}}$ | Coeficiente de expansão térmica do aço;                |
| $\Delta T$            | Varição da temperatura ambiental;                      |
| $l$                   | Vão da ponte;  |
| $red$                 | Coeficiente de redução aplicado às rigidezes de bordo; |
| $a$                   | Comprimento dos elementos fixados ao tabuleiro.        |

# SUMÁRIO

|                                      |            |
|--------------------------------------|------------|
| <b>RESUMO</b>                        | <b>i</b>   |
| <b>ABSTRACT</b>                      | <b>ii</b>  |
| <b>LISTA DE FIGURAS</b>              | <b>iii</b> |
| <b>LISTA DE TABELAS</b>              | <b>x</b>   |
| <b>LISTA DE SIGLAS</b>               | <b>xii</b> |
| <b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>             | <b>xiv</b> |
| <b>1 – INTRODUÇÃO</b>                | <b>1</b>   |
| 1.1 - OBJETIVOS                      | 2          |
| 1.2 – JUSTIFICATIVA                  | 3          |
| 1.2.1 – <i>O Material</i>            | 3          |
| 1.2.2 – <i>As Pontes Protendidas</i> | 4          |

|   |           |
|---|-----------|
| <b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>                                    | <b>6</b>  |
| 2.1 – HISTÓRICO   | 6         |
| 2.2 – FUNDAMENTOS DO SISTEMA PROTENDIDO                             | 10        |
| 2.2.1 – <i>Ponte em Madeira Laminada Protendida</i>                 | 10        |
| 2.2.2 – <i>Comportamento Estrutural</i>                             | 11        |
| 2.2.3 – <i>Viabilidade Técnico-Econômica</i>                        | 12        |
| 2.2.4 – <i>Dimensionamento</i>                                      | 14        |
| 2.2.5 – <i>Recomendações Construtivas e de Monitoramento</i>        | 26        |
| 2.3 – PERDAS DE PROTENSÃO   | 29        |
| 2.3.1 – <i>Comentários</i>  | 35        |
| 2.4 - PARÂMETROS ELÁSTICOS E NÍVEIS DE PROTENSÃO                    | 35        |
| 2.4.1 – <i>Comentários</i>  | 38        |
| 2.5 - ANÁLISE DO DESEMPENHO DE TABULEIROS                           | 38        |
| 2.5.1 – <i>Orthotropic Timber Bridges (OTB)</i>                     | 44        |
| 2.6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS  | 47        |
| <br>  |           |
| <b>3 – PROJETO E CONSTRUÇÃO DO PROTÓTIPO</b>                        | <b>49</b> |
| 3.1 – PROJETO   | 49        |
| 3.2 – CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL                                    | 53        |
| 3.2.1 – <i>Classificação Visual e Mecânica das Peças de Madeira</i> | 53        |
| 3.2.1.1 – Classificação visual                                      | 53        |
| 3.2.1.2 – Classificação mecânica por ensaio de flexão estática      | 55        |
| 3.2.2 – <i>Caracterização das Peças de Madeira</i>                  | 56        |
| 3.2.2.1 – Compressão paralela às fibras                             | 56        |
| 3.2.2.2 – Compressão normal às fibras                               | 61        |
| 3.2.2.3 – Tração paralela às fibras                                 | 62        |
| 3.2.2.4 – Cisalhamento  | 64        |
| 3.2.2.5 – Comentários   | 65        |
| 3.2.3 – <i>Análise da Perda de Protensão em Corpos-de-Prova</i>     | 67        |
| 3.3 – CONSTRUÇÃO  | 71        |
| 3.3.1 – <i>Montagem</i>   | 71        |

|  |            |
|--|------------|
| 3.3.2 – <i>Instalação</i>  | 73         |
| 3.3.3 – <i>Comentários</i>   | 76         |
| <b>4 – DESEMPENHO DO TABULEIRO</b>                                     | <b>77</b>  |
| 4.1 – ANÁLISE DA PERDA DE PROTENSÃO                                    | 77         |
| 4.1.1 – <i>Montagem</i>  | 77         |
| 4.1.2 – <i>Transporte</i>  | 88         |
| 4.1.3 – <i>Perdas ao Longo do Tempo</i>                                | 89         |
| 4.1.4 – <i>Comentários</i>   | 89         |
| 4.2 – PROVAS DE CARGA  | 90         |
| 4.2.1 – <i>Metodologia</i>   | 90         |
| 4.2.2 – <i>Resultados obtidos</i>                                      | 96         |
| 4.2.3 – <i>Comentários</i>   | 102        |
| 4.3 – COMENTÁRIOS FINAIS   | 104        |
| <b>5- CONCLUSÕES</b>   | <b>106</b> |
| 5.1 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS                                 | 107        |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>                                      | <b>108</b> |
| <b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA</b>   | <b>113</b> |
| <b>ANEXO I – PROJETO EXECUTIVO DA PONTE SOBRE O RIO<br/>MONJOLINHO</b> |            |

# 1 INTRODUÇÃO

A necessidade de pontes novas e de recuperação das existentes no Brasil é evidente, desde o âmbito municipal até o federal. A construção de rodovias, e conseqüentemente de novas pontes, promove o acesso a lugares com baixa densidade populacional mais facilmente e com maior segurança. Mesmo em regiões populosas também há a necessidade de novas pontes, principalmente em vias rurais ou secundárias, o que traz uma maior segurança de tráfego nas rodovias principais, pela redução da incidência de veículos pesados.

Por esta razão, a investigação de novas tecnologias em madeira que sejam competitivas técnica e economicamente com outros materiais é fundamental para reduzir os gastos com estas benfeitorias.

A maioria das pontes de madeira existentes não foram projetadas e construídas por profissionais especializados em madeiras, o que resultou em obras caras, sem segurança e de baixa durabilidade que, na maioria dos casos, necessitam de reforço estrutural. O estado atual de degradação dessas pontes gera uma visão negativa da madeira como material de construção.

A aplicação do sistema de tabuleiro laminado protendido transversalmente para pontes de madeira tem sido estudada e utilizada em várias partes do mundo. TAYLOR & KEITH (1994) apud OKIMOTO (2001) citam que na Suíça foram desenvolvidos critérios normativos para o sistema e USUKI *et al.* (1994) apud OKIMOTO (2001) escreve que no Japão também está sendo aplicado este sistema, desde o ano de 1993.

Dada a grande aceitação desse sistema, aliado ao baixo custo de material e da construção, este trabalho visa adaptar os conhecimentos existentes às madeiras e condições de carregamento nacionais e avalia o comportamento real em campo de uma ponte protendida transversalmente de madeira, por meio da construção e de provas de carga, realizadas em duas etapas: logo após a construção e 6 meses depois. Dividiu-se a primeira etapa em 3 fases: tabuleiro, tabuleiro com guarda-rodas, ponte completa, de forma a permitir a avaliação do aumento de rigidez transversal causado pelos elementos de segurança.

Além do estudo em campo, também é foco do trabalho a realização, em laboratório, de ensaios de classificação da madeira utilizada, avaliação do comportamento estrutural da protensão de tabuleiros e ensaio de perda de protensão em placas, sob temperatura e umidade controladas, para avaliação da influência das condições ambientais nas perdas de protensão em tabuleiros reais.

## **1.1. OBJETIVOS**

O principal objetivo desta pesquisa é o estudo teórico e experimental do projeto e construção de pontes em placas protendidas transversalmente, utilizando materiais, ferramentas e madeiras nacionais de espécies de reflorestamento (particularmente o Eucalipto Citriodora). Busca-se a construção de pontes seguras e duráveis com um baixo custo de material e tecnológico, de maneira que sejam competitivas com os demais materiais. Foi construído um protótipo no qual realizou-se provas de carga com o intuito de avaliar o seu comportamento estrutural com solicitações reais e para avaliação do aumento de rigidez causado pelos elementos de segurança (guarda rodas e defensas), o que representa uma contribuição inédita a este estudo.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

### 1.2.1. O MATERIAL

A madeira é um material abundante no Brasil, versátil, possui baixo ônus ambiental (muito menor que outros materiais), e é uma fonte de recursos renovável, se forem mantidos programas de controle de extração, reflorestamento, proteção e combate de desastres naturais. Além disso, possui elevada relação resistência/peso, o que possibilita a construção de estruturas mais leves. Possui, também, uma alta capacidade de absorção de cargas de curta duração e um baixo custo tecnológico, visto que não necessita de equipamentos especiais e nem de mão-de-obra altamente qualificada para a sua construção, além de permitir a pré-fabricação e industrialização.

A Tabela 1 mostra o gasto energético para a produção dos materiais de construção civil.

**Tabela 1** – Gasto energético para a produção dos materiais de construção civil (CALIL JR et al., 2003).

| Material              | Energia consumida na produção (MJ/m <sup>3</sup> ) | Tipo de energia  |
|-----------------------|--|------------------|
| Concreto              | 1.920  | queima de óleo   |
| Aço                   | 234.000  | queima de carvão |
| Madeira conífera      | 600  | solar            |
| Madeira dicotiledônea | 630  | solar            |

O que tem impedido a maior utilização da madeira como material estrutural no Brasil são os conceitos errados sobre o material e a falta de informações de suas características e possibilidades de aplicação.

Ao contrário da crença popular, grandes elementos de madeira possuem resistência ao fogo igual ou certas vezes superior a outros materiais, e é um material extremamente durável quando protegido por tratamentos preservativos, ou quando são protegidos da ação direta de

intempéries. A prova disso é que muitas pontes construídas no século XIX ainda estão em uso. Outro fato favorável ao uso é que quando são aplicados tratamentos que impeçam o ataque biológico, a madeira requer pouca manutenção.

Do ponto de vista econômico, a madeira é competitiva com outros materiais considerando-se os custos iniciais, e vantajosa sobre eles quando comparados os custos à longo prazo.

No Estado de São Paulo não existem reservas de espécies de madeira tropicais disponíveis, portanto o uso limita-se a espécies de reflorestamento. As mais adequadas à construção civil são os pinhos, os pinus e os eucaliptos, e segundo o Inventário Florestal do Estado de São Paulo, existiam 600.000 hectares destas madeiras no estado, em 1991.

Neste trabalho a espécie utilizada foi o Eucalipto Citriodora, que é um material de excelente desempenho estrutural.

### **1.2.2. AS PONTES PROTENDIDAS**

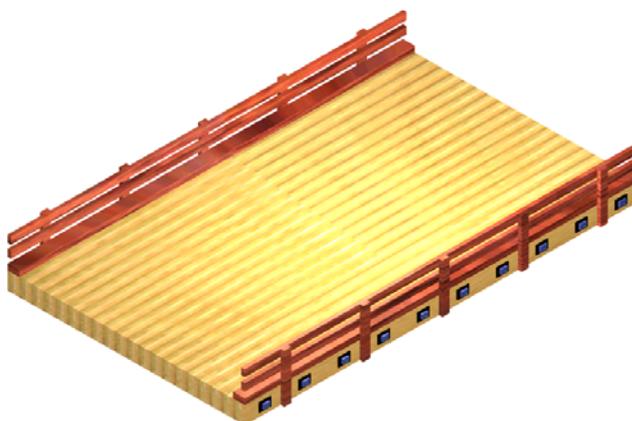
A utilização de espécies de madeira de reflorestamento na construção de pontes em placa protendida, onde o tabuleiro representa toda a superestrutura da ponte, propicia a diminuição de custo com os materiais sem implicar em aumento dos custos construtivos, além de não causar ônus aos ecossistemas naturais.

Baseando-se em estudos já realizados e em obras construídas, foram verificados elevado desempenho estrutural e durabilidade, facilidade de fabricação e montagem, tanto in loco quanto na fábrica, com baixo custo tecnológico.

O baixo consumo de madeira do sistema (cerca de  $0,35 \text{ m}^3$  de madeira por  $\text{m}^2$  de ponte construída) e o baixo custo do sistema de protensão, associados à viabilidade técnica, nos garante competitividade com outros sistemas, tanto no que se refere a prazo de execução quanto ao custo final da estrutura. O custo estimado de uma ponte protendida de madeira, em

seção simples, é de R\$ 300,00 /m<sup>2</sup>, para vãos de até 12 metros, enquanto o custo de uma ponte em concreto, para o mesmo vão, é da ordem de R\$ 1.500,00. Este sistema, devido ao baixo peso da madeira, ainda minimiza os custos de infra-estrutura.

Além disso, a aplicação de protensão transversal pode ser uma alternativa para reabilitação de tabuleiros laminados pregados, aumentando desta forma o tempo de vida útil destas estruturas. Isso torna-se uma vantagem econômica, visto que a estrutura continuará em serviço com segurança e durabilidade, com um baixo investimento.



**Figura 1** – Ponte de madeira laminada protendida.

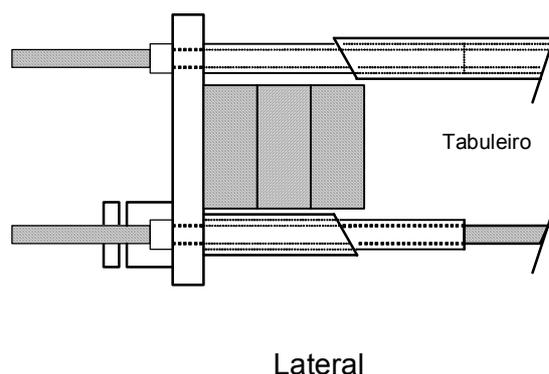
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. HISTÓRICO

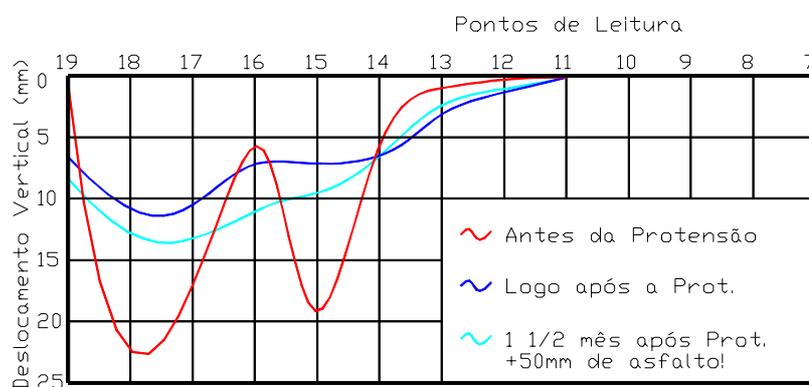
As pontes protendidas de madeira surgiram no Canadá, em meados da década de 70, como uma alternativa para a recuperação de pontes de madeira laminada pregada. Sua importância histórica é ainda maior quando a perspectiva a respeito da madeira como material de construção é considerada. Naquela época, existiam na província de Ontário centenas de pontes em tabuleiro de madeira laminado pregado com deficiências estruturais. As pontes de madeira estariam condenadas a extinção no local, e o prejuízo econômico seria grande, se não tivesse surgido a possibilidade de recuperação através da aplicação de protensão transversal nos tabuleiros (PRATA, 1995). A primeira iniciativa de protensão ocorreu na ponte Herbert Creek, através do sistema de ancoragem mostrado na Figura 2 (OKIMOTO, 1997).

Para verificar o desempenho do novo sistema, foram realizadas três séries de provas de carga: a primeira antes da recuperação, a segunda imediatamente após a protensão e a última, um mês e meio mais tarde. Os resultados obtidos confirmaram a eficácia do sistema, conforme pode ser visualizado nas Figuras 3 e 4 (OKIMOTO, 1997).

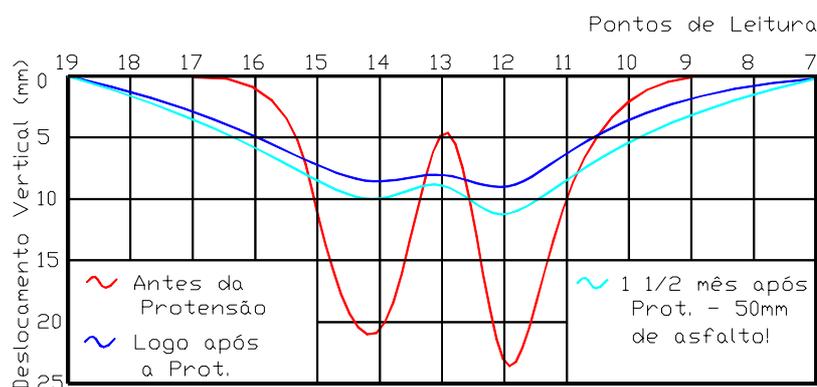
Com o excelente desempenho dos tabuleiros recuperados, imediatamente foram desenvolvidas diretrizes de projeto para o sistema, de forma que já na segunda edição do Código de Cálculo de Pontes Rodoviárias de Ontário (ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE, 1983) estavam incorporadas tais recomendações. (PRATA, 1995).



**Figura 2** – Detalhe de ancoragem do primeiro sistema protendido.



**Figura 3** - Deslocamentos (no centro do vão) na ponte Herbert Creek para carregamento excêntrico. Cargas aplicadas nos pontos 18 e 15.



**Figura 4** - Deslocamentos (no centro do vão) na ponte Herbert Creek para carregamento central. Cargas aplicadas nos pontos 15 e 12.

Nos Estados Unidos, a ascensão do sistema também se deve à deficiência estrutural generalizada nas pontes de madeira laminada pregada do território, em meados de 1980. O Forest Service (FS), pertencente ao USDA (Departamento de Agricultura dos Estados Unidos) era responsável,

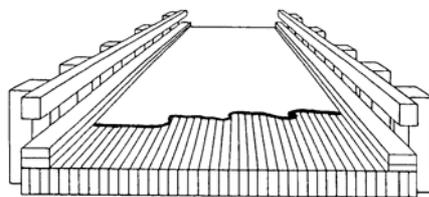
nessa época, por cerca de dez mil pontes rodoviárias, a maioria utilizando madeira como material estrutural, e em estágio avançado de degradação. O Forest Products Laboratory (FPL) iniciou, então, pesquisa em cooperação com a Universidade de Wisconsin, em Madison, com o objetivo de complementar e adaptar as pesquisas de Ontário, através de ensaios em protótipos de tabuleiro, o que confirmou a viabilidade de uso do sistema no país (PRATA, 1995).

Como contribuição ao estudo já iniciado, os pesquisadores americanos avaliaram a influência das juntas de topo na distribuição das ações e na rigidez do tabuleiro, os mecanismos de transferência das solicitações no tabuleiro, a distribuição dos momentos fletores transversais, o nível de protensão requerido e os sistemas de ancoragem. Até 1988, já haviam sido construídas cerca de 24 pontes laminadas protendidas. (RITTER, 1992 apud OKIMOTO, 2001), e RITTER (1996) apud OKIMOTO (2001) afirma que nos Estados Unidos já foram construídas mais de 2500 pontes neste sistema.

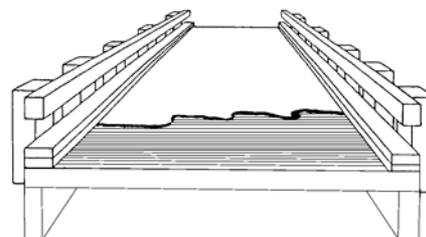
Devido à limitação de vãos para o sistema (cerca de 10 a 12 metros), e à baixa disponibilidade de peças de madeira de altura maior que 40 cm, foram desenvolvidas alternativas para o aumento do vão possível para o sistema protendido, conforme mostra a Figura 5. É possível, também, realizar composições do sistema protendido de madeira com outros materiais, como aço ou concreto (OKIMOTO, 1997).

Diversos países, como Austrália, Suíça e Japão, também têm estudado e aplicado o conceito de placa laminada protendida de madeira para pontes (OKIMOTO, 2001).

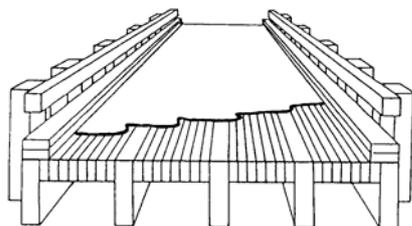
O primeiro estudo brasileiro sobre o assunto foi desenvolvido por PRATA (1995), onde foi executada uma revisão bibliográfica geral sobre o tema e analisados os parâmetros elásticos para a madeira de Eucalipto citriodora, espécie também utilizada neste trabalho.



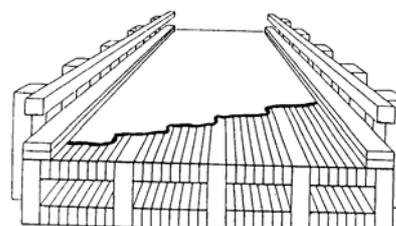
Tabuleiro com laminação longitudinal com protensão transversal



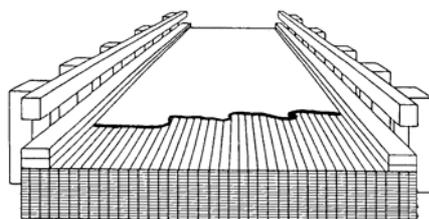
Tabuleiro com laminação transversal com protensão longitudinal



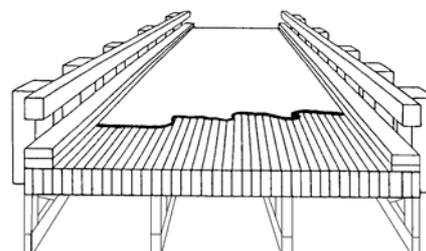
Tabuleiro em seção T com protensão transversal



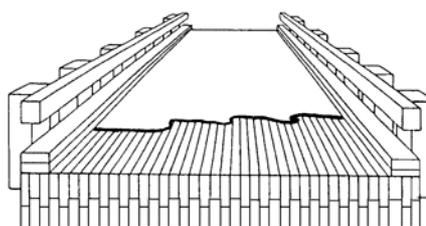
Tabuleiro em seção caixa com protensão transversal



Tabuleiro com vigas de MLC com protensão transversal



Tabuleiros com vigas treliçadas com protensão transversal



Sistema sanduíche com protensão transversal

**Figura 5** - Alternativas de sistemas estruturais para as pontes laminadas protendidas (OKIMOTO, 1997).

Em trabalho desenvolvido no LaMEM - SET - EESC - USP, OKIMOTO (1997) verificou a aplicabilidade do sistema protendido transversalmente para as madeiras de reflorestamento eucaliptos e pinus, determinou a rigidez

transversal do sistema laminado, avaliou o efeito da perda de protensão com o tempo e desenvolveu diretrizes que orientam o projeto e dimensionamento dessas estruturas, baseando-se em códigos vigentes no país. OKIMOTO (2001) estudou os efeitos da presença e da frequência de juntas de topo na rigidez do tabuleiro. A partir de então, já com os conhecimentos teóricos e experimentais adquiridos, propõe-se a construção do primeiro protótipo para avaliação em campo.

## 2.2. FUNDAMENTOS DO SISTEMA PROTENDIDO

### 2.2.1 Ponte em Madeira Laminada Protendida

A estrutura básica das pontes em madeira laminada protendida consiste de uma placa de madeira laminada protendida (superestrutura) apoiada, ao longo das extremidades longitudinais, na fundação (infra-estrutura). Elas não possuem, portanto, mesoestrutura, pois o próprio tabuleiro faz parte de sua estrutura principal. Entre estes dois elementos principais, é necessário um aparelho de apoio, como por exemplo, uma placa de neoprene. A Figura 6 mostra um desenho esquemático da estrutura principal destas pontes.



**Figura 6** – Partes principais das pontes de madeira laminada protendidas.

## 2.2.2 Comportamento Estrutural

O tabuleiro possui, devido à protensão, um comportamento de placa ortotrópica. Para ativar esse mecanismo, é necessário que duas condições básicas sejam satisfeitas: não haver escorregamento interlaminar e não haver ruptura das lâminas de madeira por sollicitação normal às fibras. Para tanto, é necessário que a protensão seja adequada durante toda a vida útil da obra. As perdas de protensão do sistema são, em geral, bastante elevadas, visto que a deformação lenta da madeira causa um alívio de tensão nas barras de aço, e portanto devem ser levadas em consideração no projeto.

As restrições de cisalhamento e de compressão perpendicular às fibras para evitar o esmagamento são dadas pelas Equações 1 e 2, respectivamente:

$$F_{V,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,\min} h \quad (1)$$

onde:

$F_{V,Ed}$  é a força de cisalhamento de cálculo por unidade de comprimento;

$\mu_d$  é o valor de cálculo do coeficiente de atrito, dado pela Tabela 2;

$\sigma_{p,\min}$  é a protensão mínima residual;

$h$  é a espessura da placa.

$$\sigma_{pl,d} \leq \alpha_n f_{c90,d} \quad (2)$$

onde:

$\sigma_{pl,d}$  é o esforço de compressão local no contato entre a placa e a madeira;

$\alpha_n$  é uma constante dependente da dimensão horizontal da placa de distribuição, e deve ser obtida a partir da NBR 7190/97 (Tabela 3);

$f_{c90,d}$  é a resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira.

**Tabela 2** – Coeficiente de atrito para a madeira (EUROCODE 5).

| Materiais envolvidos  | Coeficiente de atrito ( $\mu_d$ ) |
|---|-----------------------------------|
| madeira serrada / madeira serrada   | 0,3                               |
| madeira aplainada / madeira aplainada   | 0,2                               |
| madeira aplainada / madeira serrada   | 0,4                               |
| madeira / concreto  | 0,4                               |
| Observação: o coeficiente de atrito é função da espécie da madeira, rugosidade da superfície de contato, do tratamento aplicado à madeira e do nível de tensão residual entre as lâminas. |                                   |

**Tabela 3** – Valores de  $\alpha_n$  (NBR 7190/97).

| Dimensão horizontal da chapa de distribuição (cm) | $\alpha_n$ |
|---|------------|
| 5   | 1,30       |
| 7,5   | 1,15       |
| 10  | 1,10       |
| 15  | 1,00       |

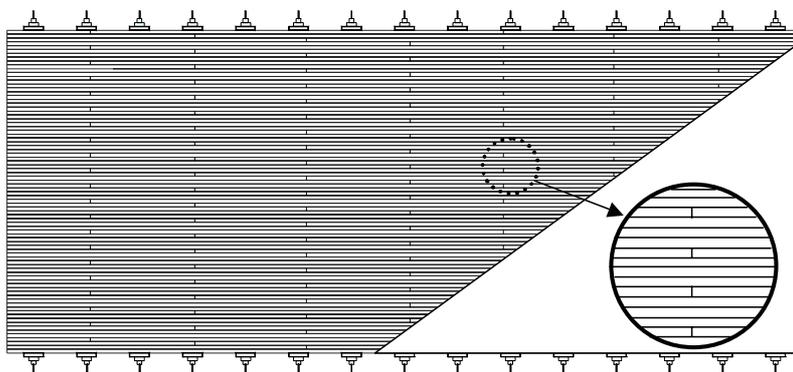
O tabuleiro deve, então, ser analisado pela teoria de placa ortotrópica, e os parâmetros elásticos devem ser retirados de dados experimentais, levando-se em consideração a espécie de madeira utilizada e o nível de protensão adotado.

### 2.2.3 Viabilidade Técnico-Econômica

Os tabuleiros laminados protendidos são construídos com madeira tratada (com CCA, CCB ou creosoto), classificada visualmente e mecanicamente, com 5 a 10 cm de espessura e altura de 13 cm a 40 cm. Embora possam teoricamente ser construídos com outras dimensões, estas são as mais econômicas. A lâmina pode ser revestida ou somente serrada. Os tabuleiros podem ser construídos com qualquer espécie de madeira, desde que cumpram requisitos de resistência e rigidez de projeto e sejam tratadas com preservativos. Este sistema é ideal para vãos de até 12 metros,

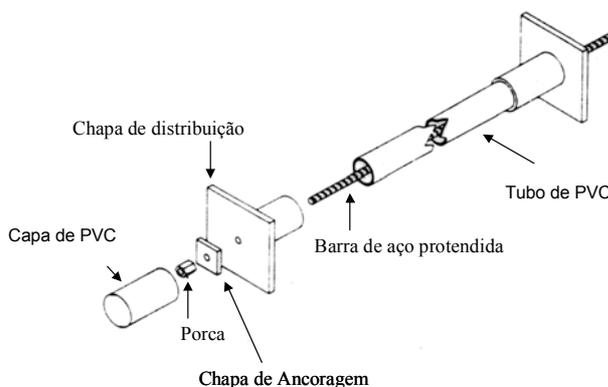
a menos quando associado a seções compostas, e permite uma escuridade máxima de 15°.

Quando o vão da ponte superar o limite de comprimento das peças de madeira, recomenda-se dispor de juntas de topo, conforme a Figura 7. Não é recomendada a utilização de mais de uma junta de topo a cada 4 vigas, e nem da distância entre duas juntas de topo, em uma mesma lâmina de madeira, menor de 1,20 metro.



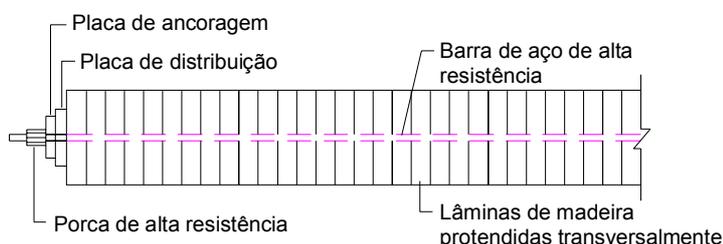
**Figura 7 – Juntas de topo, a cada 4 vigas.**

As barras de protensão devem ter diâmetro entre 16 e 35 mm, e resistência última ( $F_u$ ) entre 827 MPa e 1033 MPa. Todos os elementos metálicos devem ser protegidos contra a corrosão. A Figura 8 mostra um arranjo típico utilizado para este fim, que consiste em engraxar cada barra de protensão e colocá-la dentro de um tubo de PVC.



**Figura 8 – Sistema típico de proteção das barras de aço (DAVALOS & PETRO, 1993).**

O esquema de protensão adotado é mostrado na Figura 9:



**Figura 9** – Protensão em tabuleiros laminados.

## Economia

Considerando a espessura da placa é um dos sistemas estruturais e construtivos com menor consumo de madeira, apresentando um custo médio estimado de R\$300,00/m<sup>2</sup> (cerca de U\$100,00/m<sup>2</sup>). O custo de uma ponte de pequeno vão de concreto é estimado em R\$1.500,00 a R\$2.000,00 (informação verbal)\*.

### 2.2.4 Dimensionamento

#### Ações usuais em pontes protendidas de madeira

Neste item são mostradas as ações usualmente consideradas nas pontes protendidas de madeira, de acordo com as normas brasileiras NBR 7190 “Projeto de estruturas de madeira”, NBR 6120 “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, NBR 6123 “Forças devidas ao vento em edificações”, NBR 7188 “Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de pedestre”, NBR 7189 “Cargas móveis para o projeto estrutural de obras rodoviárias” e NBR 8681 “Ações e segurança nas estruturas”.

Serão mostradas apenas as ações consideradas para o dimensionamento da estrutura principal de pontes retas e com pequenos vãos. Dependendo da situação de projeto, também deve-se considerar as

\* Informação fornecida por Carlito Calil Junior, com base em dados fornecidos pelo DER, em outubro de 2003.

forças longitudinais de aceleração e frenagem dos veículos, a força centrífuga, atuante em pontes curvas, o vento e as cargas nos guarda-corpos e guarda-rodas.

### 1) Cargas permanentes

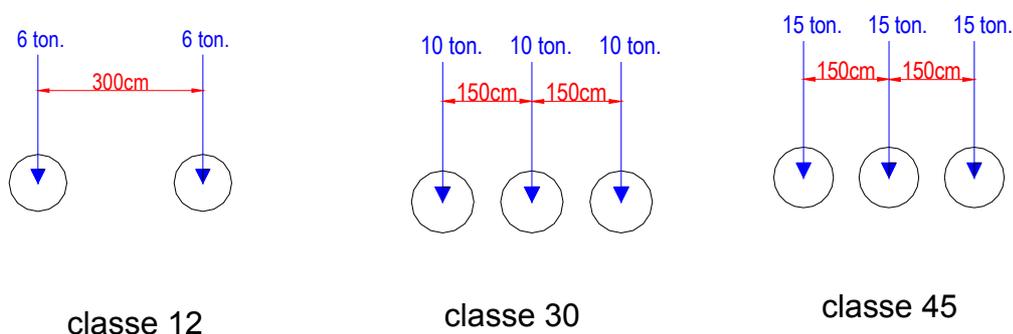
As cargas permanentes, para pontes protendidas de madeira, são as seguintes:

- Peso próprio dos elementos estruturais (madeira e elementos metálicos);
- Peso próprio dos elementos não estruturais (revestimentos, guarda-corpo, guarda-rodas, etc.);
- Ações diretas ou indiretas avaliadas como permanentes (força de protensão).

### 2) Cargas acidentais verticais

- Trem-tipo;

As disposições de carregamento para os trem-tipo das classes de carregamento 12, 30 e 45 são mostrados na Figura 10.



**Figura 10** – Trem-tipo para as classes de carregamento.

- Carregamento de multidão



## Roteiro de dimensionamento

Este roteiro foi sintetizado pela autora, e é baseado em PRATA (1995), OKIMOTO (1997), DAVALOS & PETRO (1993), e no EUROCODE 5, e apresenta-se como uma proposta para o dimensionamento de placas protendidas transversalmente de seção simples. Não foi utilizado para o dimensionamento do protótipo pois é resultado do trabalho desenvolvido ao longo destes dois anos. Para o cálculo estrutural do tabuleiro, utilizou-se o software PPM v. 3.0, de autoria de OKIMOTO (2001), que calcula pontes protendidas de madeira com seção transversal simples através da simplificação da placa à uma viga de largura equivalente, de acordo com recomendações do EUROCODE 5, e a partir de então, dimensiona a altura desta viga, para as condições normativas brasileiras.

### 1) Definição das características iniciais de projeto:

A partir dos dados de projeto, define-se o vão e a largura da placa, a classe de carregamento à qual a ponte será submetida e a classe de resistência da madeira. Se o vão da ponte ultrapassar o máximo comprimento de madeira disponível, é necessário definir a frequência e o arranjo das juntas de topo.

### 2) Estimativa da altura do tabuleiro

Para uma estimativa inicial da espessura do tabuleiro, para vãos de até 12 metros, pode-se utilizar a Tabela 5. No caso de vãos maiores, recomenda-se a utilização de seções transversais compostas.

**Tabela 5** – Estimativa de altura do tabuleiro.

| Vão da ponte (m)              | Espessura do tabuleiro (cm) |                |
|-------------------------------|-----------------------------|----------------|
|                               | Coníferas                   | Dicotiledôneas |
| <b>menor que 3 metros</b>     | 25 cm                       | 20 cm          |
| <b>vão entre 3 e 6 metros</b> | 30 cm                       | 25 cm          |
| <b>vão entre 6 e 9 metros</b> | 35 cm                       | 30 cm          |
| <b>maior que 9 metros</b>     | 40 cm                       | 35 cm          |

### 3) Cálculo da largura de distribuição da carga $D_W$ :

Para o cálculo da largura de distribuição de carga, pode-se utilizar a formulação proposta por OKIMOTO (1997), com os parâmetros de flexão e torção propostos por RITTER (1992), e apresentados nas Figuras 12 e 13, ou ainda utilizar o método proposto pelo EUROCODE 5 (Figura 14):

Parâmetro de flexão:

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{2\sqrt{D_x D_y}} \quad (4)$$

Parâmetro de torção:

$$\theta = \frac{b}{2L} \left( \frac{D_x}{D_y} \right)^{0,25} \quad (5)$$

com:

$$D_x = \frac{C_{bj} E_L h^3}{12} \quad (6)$$

$$D_y = \frac{E_T h^3}{12} \quad (7)$$

$$D_{xy} = D_{yx} = \frac{G_{LT} h^3}{6} \quad (8)$$

$$D_1 = D_2 = 0 \quad (9)$$

onde:

$C_{bj}$  é o fator de redução de rigidez devido às juntas de topo (ver Tabela 6);

$h$  é a altura do tabuleiro;

$b$  é a largura da placa;

$L$  é o comprimento da placa;

$D_{xy}$  é a rigidez a torção por metro de largura;

$D_{yx}$  é a rigidez à torção por metro de comprimento;

$D_x$  é a rigidez longitudinal à flexão da ponte por metro de largura;

$D_y$  é a rigidez transversal à flexão da ponte por metro de comprimento;

$D_1, D_2$  são as rigidezes combinadas de torção;

$E_T$  é o módulo de elasticidade transversal do tabuleiro;

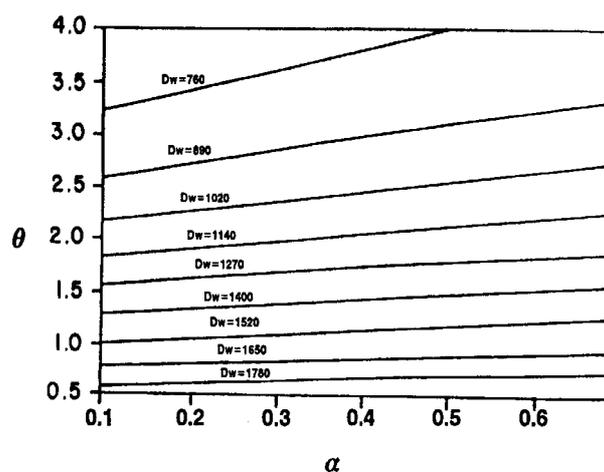
$E_L$  é o módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro;

$G_{LT}$  é o módulo de elasticidade à torção.

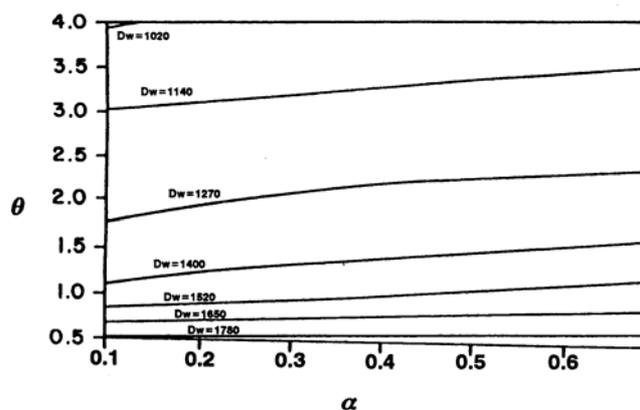
**Tabela 6** – Diminuição da rigidez devido às juntas de topo (OKIMOTO, 1997).

| Freqüência de juntas | Fator $C_{bj}$ |
|----------------------|----------------|
| cada 4               | 0,84           |
| cada 5               | 0,88           |
| cada 6               | 0,91           |
| cada 7               | 0,93           |
| cada 8               | 0,95           |
| cada 9               | 0,96           |
| cada 10              | 0,97           |
| sem juntas           | 1,00           |

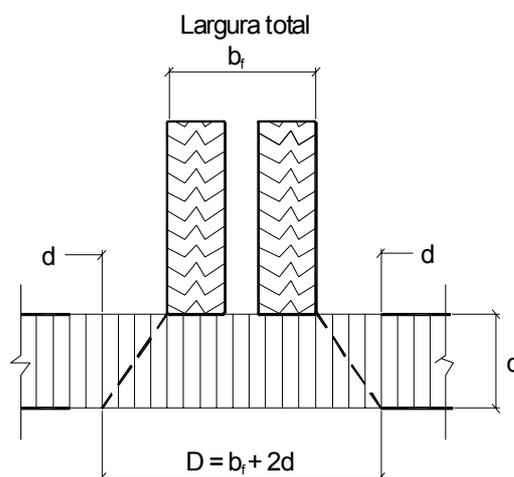
Para a determinação de  $D_W$ , pode-se utilizar os ábacos:



**Figura 12** - Largura efetiva  $D_W$  em função dos parâmetros de flexão e de torção, para uma faixa de tráfego, segundo RITTER (1992).



**Figura 13** - Largura efetiva  $D_w$  em função dos parâmetros de flexão e de torção, para duas faixas de tráfego, segundo RITTER (1992).



**Figura 14** - Largura efetiva segundo o EUROCODE 5.

4) Cálculo das propriedades efetivas da seção transversal:

- **Módulo de resistência efetivo ( $W_{ef}$ ) da seção  $D_w \times h$  :**

$$W_{ef} = D_w \frac{h^2}{6} \quad (10)$$

- **Momento de inércia efetivo ( $I_{ef}$ ) da seção  $D_w \times h$  :**

$$I_{ef} = D_w \frac{h^3}{12} \quad (11)$$

5) Verificação dos estados limites últimos para combinações dos efeitos verticais e cálculo da altura real do tabuleiro:

**Combinação última normal:**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q F_{Q,k} \quad (12)$$

onde:

- $F_d$  é a força de cálculo para os estados limites últimos;
- $F_{Gi,k}$  são os valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Qi,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como principal (trem-tipo e seu efeito dinâmico);
- $\gamma_{Gi}$  são os coeficientes de ponderação para as ações permanentes;
- $\gamma_Q$  é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis.

**Cortante de cálculo:**

$$V_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi,k} V_{Gi,k} + \gamma_Q V_{Q,k} + 0,75\gamma_Q [(\varphi-1)V_{Q,k}] \quad (13)$$

sendo:

- $V_{Gi,k}$  valores das cortantes características devido às ações permanentes;
- $V_{Q,k}$  valores das cortantes devido às ações variáveis;
- $\varphi$  coeficiente de impacto vertical;

O valor 0,75 (NBR 7190/97) leva em consideração a maior de resistência da madeira a cargas de curta duração.

**Momento fletor de cálculo:**

$$M_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi,k} M_{Gi,k} + \gamma_Q M_{Q,k} + 0,75\gamma_Q [(\varphi-1)M_{Q,k}] \quad (14)$$

onde:

- $M_{Gi,k}$  é o momento fletor devido às ações permanentes;
- $M_{Qi,k}$  é o momento fletor devido às ações acidentais;

### Verificações de segurança:

As verificações de segurança para os Estados Limites Últimos estão descritas nas Equações 15 e 16:

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2D_w h} \leq f_{V0,d} \quad (15)$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{W_{ef}} \leq f_{c0,d} \quad (16)$$

sendo:

- $\tau_d$  a tensão tangencial de cálculo;
- $\sigma_{Md}$  a tensão normal de cálculo devido ao momento fletor;
- $f_{V0,d}$  a resistência de cálculo à força cortante;
- $f_{c0,d}$  a resistência à compressão paralela às fibras, de cálculo.

### 6) Verificação dos estados limites de utilização (deslocamentos).

As combinações devem ser calculadas considerando os efeitos de longa duração:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (17)$$

- $F_{d,uti}$  é a força de cálculo para estados limites de utilização;
- $F_{Gi,k}$  é a força devida às ações permanentes;
- $F_{Qi,k}$  é a força devida às ações acidentais;
- $\psi_{2j}$  coeficiente de ponderação de acordo com a NBR 7190/97.

### O deslocamento máximo é dado por:

$$a_{total} = a_{Gtotal,k} + \psi_{2j} [1 + 0,75(\varphi - 1)] a_{Qj,k} \quad (18)$$

- $a_{G,total,k}$  é a flecha devida às cargas permanentes;
- $a_{Qj,k}$  é a flecha devida às cargas variáveis,

e deve ser limitado, segundo a NBR 7190/97 a:

$$a_{\text{total}} \leq \frac{L}{200} \quad (19)$$

De acordo com a AASHTO, para não haver danos ao pavimento utilizado, recomenda-se um limite de  $L/500$  para esta flecha.

7) Determinação do espaçamento das barras de protensão e da força necessária nos elementos:

Recomenda-se, quando possível (devido às limitações do diâmetro das barras de protensão), aplicar uma protensão inicial ( $\sigma_{Ni}$ ) de duas vezes e meia a protensão de projeto, para considerar o efeito da relaxação nas barras de aço e deformação inicial da madeira. A protensão deve ser verificada para duas condições limites últimas:

- Resistência à compressão normal às fibras da madeira:

$$\sigma_{Ni} \leq \alpha_n f_{c90,d} \quad (20)$$

com  $f_{c90,d}$  sendo a resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira e  $\alpha_n$  dado na Tabela 3.

- Para manter as tensões nas barras de aço em níveis abaixo do escoamento:

$$\sigma_s \leq \frac{f_y}{1,1} \quad (21)$$

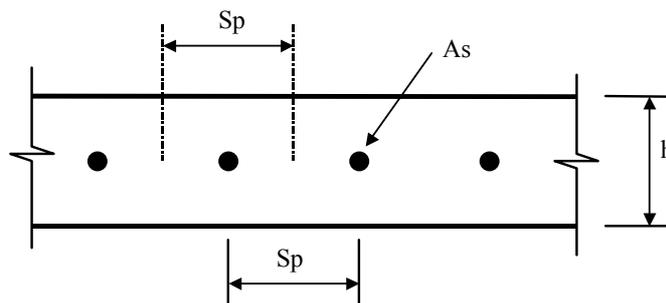
onde

$\sigma_s$  é a tensão na barra de aço;

$f_y$  é a resistência de escoamento do aço.

O espaçamento entre as barras de protensão é dado por:

$$S_p = \frac{\sigma_s A_s}{\sigma_{Ni} h} \quad (22)$$



**Figura 15** - Espaçamento entre as barras de protensão.

### 8) Projeto do sistema de ancoragem

A área da placa de distribuição ( $A_p$ ) deve ser tal que:

$$A_p \geq \frac{F_p}{f_{c90,d}} \quad (23)$$

onde:

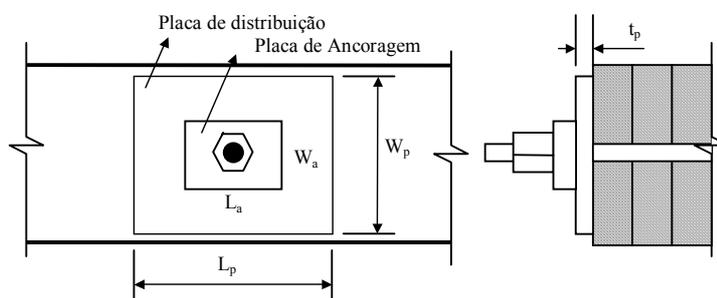
$F_p$  é a força de protensão na barra ;

$f_{c90,d}$  é a resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira.

Além disso,

$$0,5 \leq \frac{L_p}{W_p} \leq 2,0 \quad (24)$$

$L_p$  e  $W_p$  são mostradas na Figura 16,



**Figura 16**- Sistema de ancoragem.

A tensão de compressão aplicada pela placa é igual a :

$$f_{\text{placa}} = \frac{F_p}{A_p} \quad (25)$$

e a espessura da chapa de ancoragem deve ser igual a:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{3f_{\text{placa}} k^2}{f_s}} \quad (\text{cm}) \quad (26)$$

sendo:

$$k > \begin{cases} \left( \frac{W_p - W_a}{2} \right) \\ \left( \frac{L_p - L_a}{2} \right) \end{cases} \quad (27)$$

$f_s$  é a resistência do aço;

e as demais medidas em mm.

Caso não seja possível obter um tamanho de placa tal que as tensões de compressão normal fiquem dentro dos limites esperados, ou se a espessura da placa for excessivamente grande, o espaçamento das barras deve ser diminuído e o projeto da ancoragem deve ser refeito. Este procedimento deve ser repetido até que se encontre um arranjo adequado.

## 9) Projeto dos apoios

Os elementos de apoio devem ser projetados para suportar forças verticais e laterais, transmitidas da superestrutura para a infra-estrutura, e recomenda-se um comprimento de que atenda a Equação 28, contínuo em toda a largura do tabuleiro.

$$f_{c90,d} \geq \frac{R_G + R_Q}{D_w l_b} \quad (28)$$

sendo:

$R_G$  reação das ações permanentes na largura  $D_w$  (kN);

$R_Q$  reação das ações variáveis para uma linha única de roda do veículo de projeto (kN);

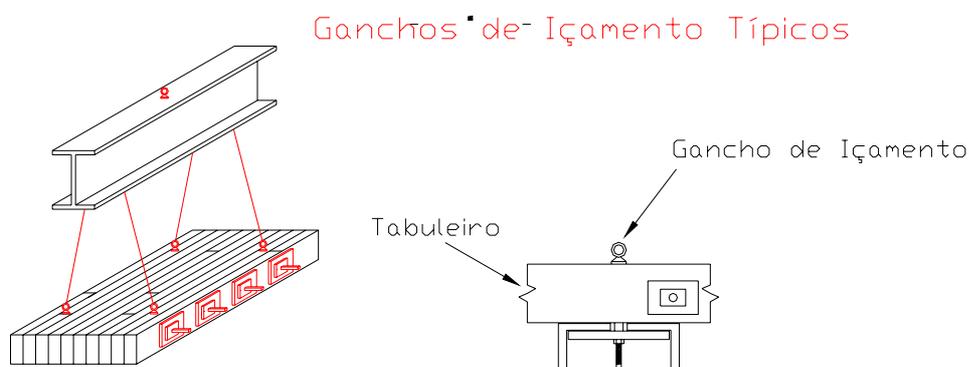
$l_b$  comprimento de apoio (cm).

## 2.2.5 Recomendações Construtivas e de Monitoramento

### Montagem

As pontes protendidas de madeira podem ser montadas no local da instalação ou em um outro local, com um maior controle de qualidade. Neste caso, recomenda-se a construção da ponte em módulos com no máximo 3 metros de largura, e a aplicação de uma protensão temporária para o transporte. No local da instalação, deve-se, portanto, aplicar uma protensão definitiva, de acordo com o especificado em projeto.

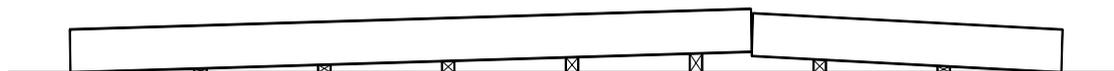
Se for necessário transporte, é desejável que seja previsto o dispositivo e o modo de içamento antes da montagem do tabuleiro, para evitar problemas nesta operação. A Figura 17 mostra um arranjo típico para esta finalidade, sugerido por DAVALOS & PETRO (1993).



**Figura 17** – Dispositivo para içamento do tabuleiro – DAVALOS & PETRO (1993).

Todas as operações de corte e furação devem ser feitas, sempre que possível, antes do tratamento preservativo da madeira, para não prejudicar a proteção do material. Após isso, qualquer manuseio das peças de madeira deve ser feito de maneira cuidadosa e recomenda-se pintar posteriormente com uma tinta à base de stain as superfícies expostas.

Se forem utilizadas juntas de topo, é possível, nesta fase, aplicar uma contra-flecha ao tabuleiro, posicionando convenientemente os apoios provisórios (Figura 18). Recomenda-se uma contra-flecha de 2 a 3 vezes a flecha devida ao peso-próprio.



**Figura 18** – Aplicação de contra-flecha no tabuleiro.

Para compensar a diminuição da largura do tabuleiro devida à acomodação transversal da madeira, recomenda-se majorar o número de lâminas necessárias em 5%.

### **Protensão**

Além da protensão inicial, pode ser necessária a aplicação de reprotensões ao tabuleiro, como forma de contabilizar as perdas de protensão do sistema pela deformação lenta da madeira e acomodação inicial da placa.

Em cada protensão, devem ser seguidas algumas recomendações de forma a melhorar o comportamento do tabuleiro. Cada protensão deve ser aplicada em três ciclos. No primeiro ciclo, recomenda-se aplicar metade da força especificada, e nos outros dois, a totalidade. Cada ciclo de aplicação deve iniciar no centro longitudinal do tabuleiro, seguindo para as extremidades. A não observância destas recomendações pode ocasionar problemas, tais como: desalinhamento do tabuleiro (diminuição da largura nas extremidades), ruptura das lâminas de madeira ou ruptura das barras de protensão.

### **Monitoramento**

O monitoramento de qualquer ponte faz-se necessário, porque conhecendo-se o desenvolvimento de patologias que podem prejudicar o

seu desempenho, é mais fácil e mais barato corrigi-las logo no início. Aplicando-se uma correta manutenção aos elementos da ponte, é possível estender bastante a vida útil da obra. A norma NBR 5674 “Manutenção de edificações – Procedimento” fixa as exigências necessárias para esta finalidade.

Para o monitoramento de pontes protendidas de madeira, deve-se checar predominantemente os seguintes aspectos:

- Teor de Umidade da Madeira

Este fator deve ser monitorado porque, conforme já mencionado, ele influencia o comportamento da ponte e as flutuações de protensão no tabuleiro. Pode ser feita através de medidores elétricos.

- Deslocamentos

A verificação dos deslocamentos, sob cargas controladas, são de extrema importância, porque através deles é possível constatar e prever problemas de comportamento na ponte. Recomenda-se obter medidas de deslocamentos com a ponte carregada com o seu veículo-tipo (CALIL JR & WACKER, 2002).

- Nível de tensão nas barras de protensão

O funcionamento do sistema necessita de um atrito mínimo entre as lâminas, que pode ser assegurado através de um nível mínimo de protensão (cerca de 300 kPa). Deve-se reprotender a ponte sempre que esse limite mínimo for alcançado.

- Outras observações visuais

Também devem ser verificados outros fatores, tais como apodrecimento da madeira, retenção do material preservativo, corrosão dos elementos metálicos, deslizamento entre lâminas, etc.

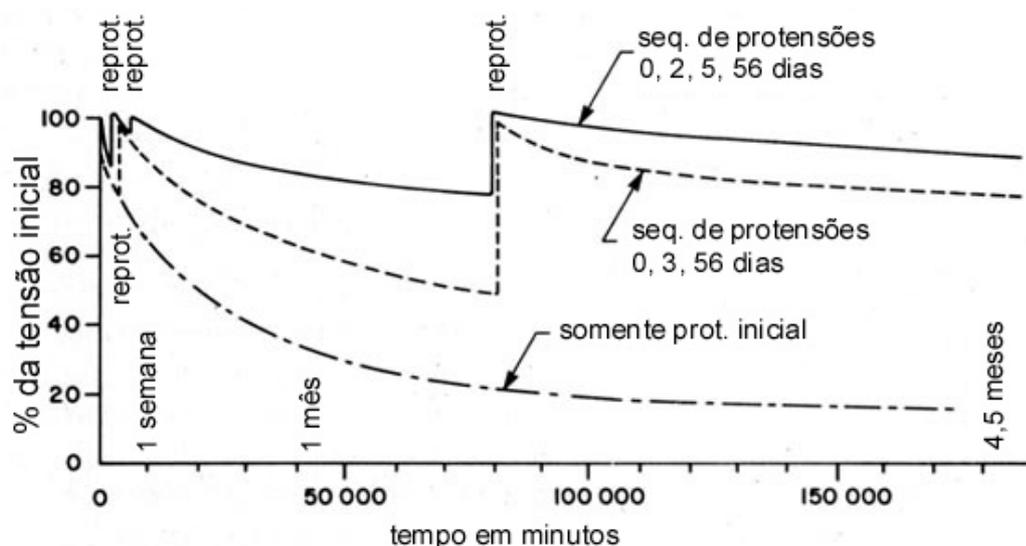
### 2.3. PERDAS DE PROTENSÃO

Desde as primeiras aplicações da tecnologia de tabuleiros em madeira laminada protendida já se percebeu a importância da avaliação das perdas de protensão ao longo do tempo, devido à sua alta magnitude e influência no comportamento de tabuleiros de madeira laminada protendida.

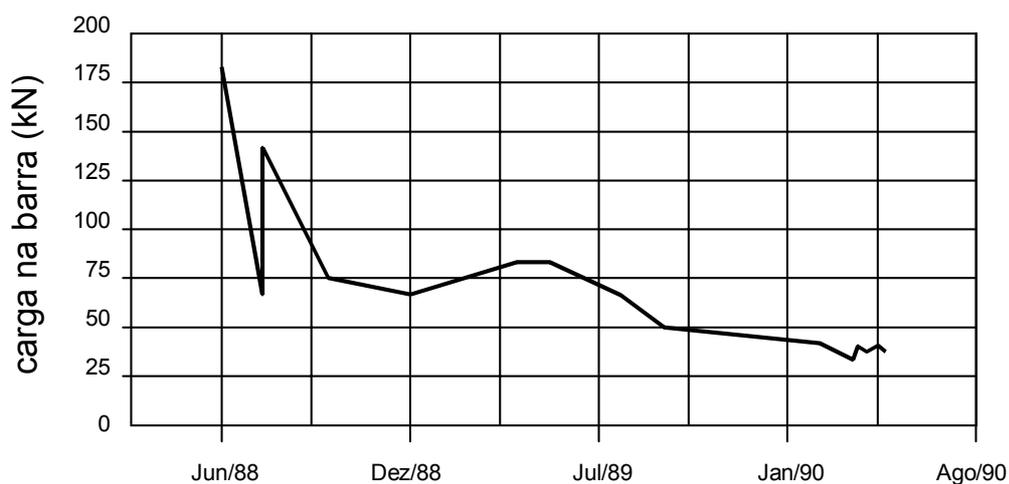
O primeiro ponto a ser observado é que a perda de protensão pode ser compensada no momento da construção. TAYLOR & CSAGOLY (1979) apud RITTER (1992) verificaram que, se o tabuleiro for protendido apenas na sua construção, a perda de protensão durante a vida útil pode ser maior que 80%,. Entretanto, se houver mais duas reprotensões (aos 3 dias e 8 semanas) a perda final não ultrapassa 40%, já considerado uma pequena margem de segurança. Neste sentido, sugerem como protensão inicial um valor 2,5 vezes o valor de projeto e, no mínimo, 2 reprotensões ao nível inicialmente aplicado. A Figura 19 mostra o comportamento de protensão obtido pelos autores ao longo do tempo, de acordo com as seqüências de protensão aplicadas.

As perdas de protensão são causadas, fundamentalmente, pela deformação lenta da madeira e conseqüente alívio de tensões nas barras de aço, segundo OLIVA et al (1990).

RITTER et al (1990) apresentam uma avaliação de desempenho de vários tabuleiros protendidos. Em uma análise da perda de força em barras de aço de uma das 23 pontes monitoradas, chegaram a observar perdas de protensão maiores 80%, o mesmo valor descrito por OLIVA & DIMAKIS (1986) apud OLIVA et al. (1990). O resultados de perda de protensão de uma barra são mostrados na Figura 20.



**Figura 19** - Perda de protensão - TAYLOR & CSAGOLY (1979) apud RITTER (1992).



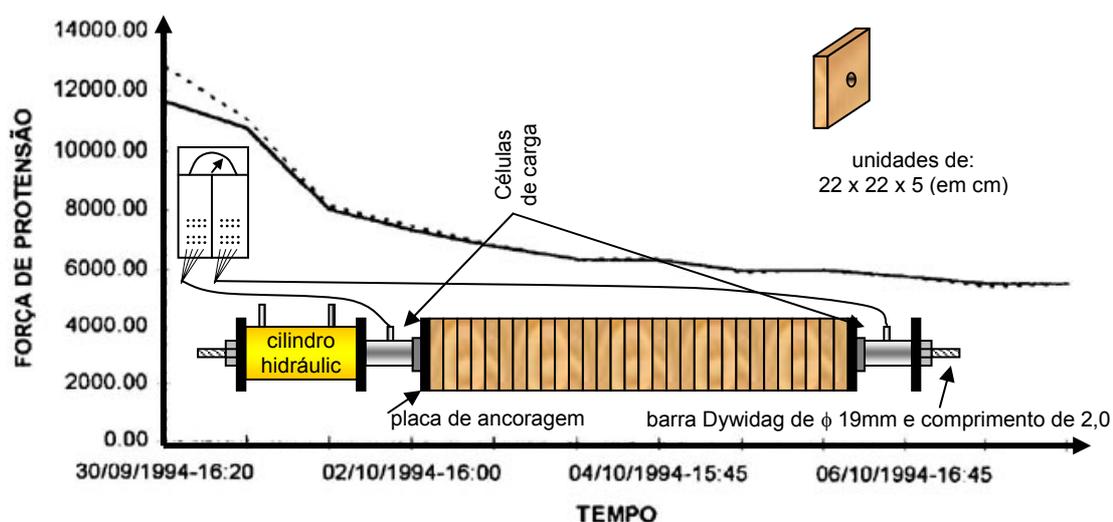
**Figura 20** - Perda de Protensão - RITTER *et al* (1990).

McCUTCHEON (1992) avaliou uma ponte protendida de madeira (Mormon Creek) por três anos e apenas uma das quatro barras monitoradas não apresentou perdas maiores de 60%. Ressalta-se que, neste caso, foi aplicada apenas uma reprotensão aos 90 dias, aproximadamente.

QUENNEVILLE & DALEN (1994) realizaram ensaios de perda de protensão em 30 corpos-de-prova de 38x140x700 mm, para dois níveis de umidade, monitorando-os por um tempo aproximado de 9 meses. Os autores ressaltam que, se mantidas constantes as condições de temperatura e umidade, as perdas de protensão começam a cessar a partir do oitavo mês.

Esses mesmos autores estudaram a relação entre a rigidez do tabuleiro e o nível de protensão como função do tempo, e verificaram uma grande influência da razão entre as rigidezes da barra de aço e da seção de madeira na perda de protensão. Nesse trabalho, os autores sugerem que os efeitos do comprimento e do perímetro das peças podem ser desprezados se for mantida a unidade constante.

PRATA (1995) analisou os parâmetros elásticos para a madeira Eucalipto Citriodora e executou uma análise preliminar da perda de protensão em peças quadradas de 22 cm de lado por 5 cm de espessura, obtendo perdas de cerca de 50%. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 21, onde verifica-se perdas de cerca de 50%, em um mês.



**Figura 21-** Perda de protensão - Resultados experimentais PRATA (1995).

De acordo com MOSES *et al* (1999), para minimização dos efeitos da deformação lenta que ocorre nos primeiros 75 dias após a protensão, sob condições de temperatura e umidade constantes, deve-se preferir seções transversais maiores e largas de tabuleiros menores. Se o que se deseja é minimizar os efeitos das variações ambientais, deve-se trabalhar com seções transversais maiores, níveis de protensão elevados e comprimentos pequenos (larguras menores dos tabuleiros).

OKIMOTO (2001) sugere a necessidade de avaliação de protótipos em laboratório para que se possa confirmar o desempenho das estruturas

construídas com os materiais disponíveis no Brasil, porém alerta que os ensaios de perdas de protensão em corpos-de-prova de dimensões reduzidas não são adequados. Conclui que as reprotensões são mecanismos importantes para manter um nível mínimo de projeto, por absorverem as acomodações iniciais e as primeiras deformações elásticas, permitindo às barras trabalharem apenas na faixa elástica da madeira.

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos em ensaios de perda de protensão em corpos-de-prova idênticos aos ensaiados por PRATA (1995), com madeira de Eucalipto Citriodora, estudando-se a influência do diâmetro das barras de protensão.

**Tabela 7** – Resultados de perda de protensão – OKIMOTO (2001).

| <b>Diâmetro das barras</b> | <b>Média das perdas obtida de protensão</b> |
|----------------------------|---|
| 16 mm                      | 30%   |
| 25 mm                      | 60%   |
| 32 mm                      | 70%   |

Em ensaios de tabuleiros protendidos de protótipos de pontes nos EUA, OKIMOTO (2001) verificou que as perdas de protensão são menores que nos corpos-de-prova individuais, indicando que influências de algumas variáveis são minimizadas em conjuntos maiores. O autor sugere uma majoração de 10% na quantidade de lâminas de madeira e no comprimento da barras de protensão para cumprir a largura de projeto, e alerta para necessidade de se projetar adequadamente a ancoragem, evitando o esmagamento local das vigas externas de madeira.

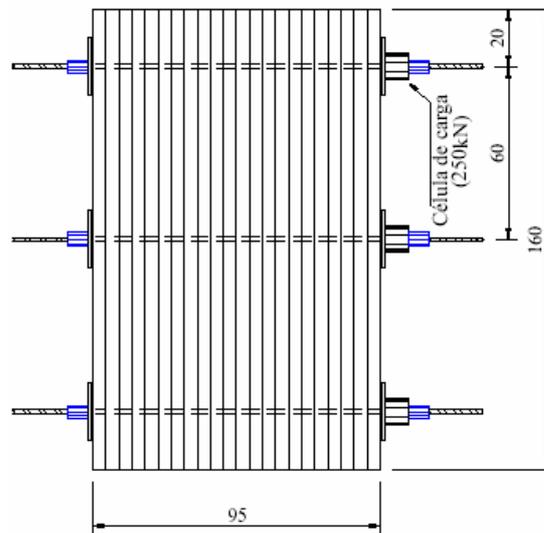
Quanto à verificação de perdas de protensão em pontes construídas, relata que o tráfego também é uma característica importante a ser avaliada em projeto. O autor cita também a influência da temperatura nos valores da carga, o que aumenta a necessidade de se utilizar materiais secos. Embora a umidade relativa do ar não tenha apresentado grande importância em seus

ensaios, acredita que ao perder ou ganhar umidade, diminuindo ou aumentando seu volume, altere os valores de protensão.

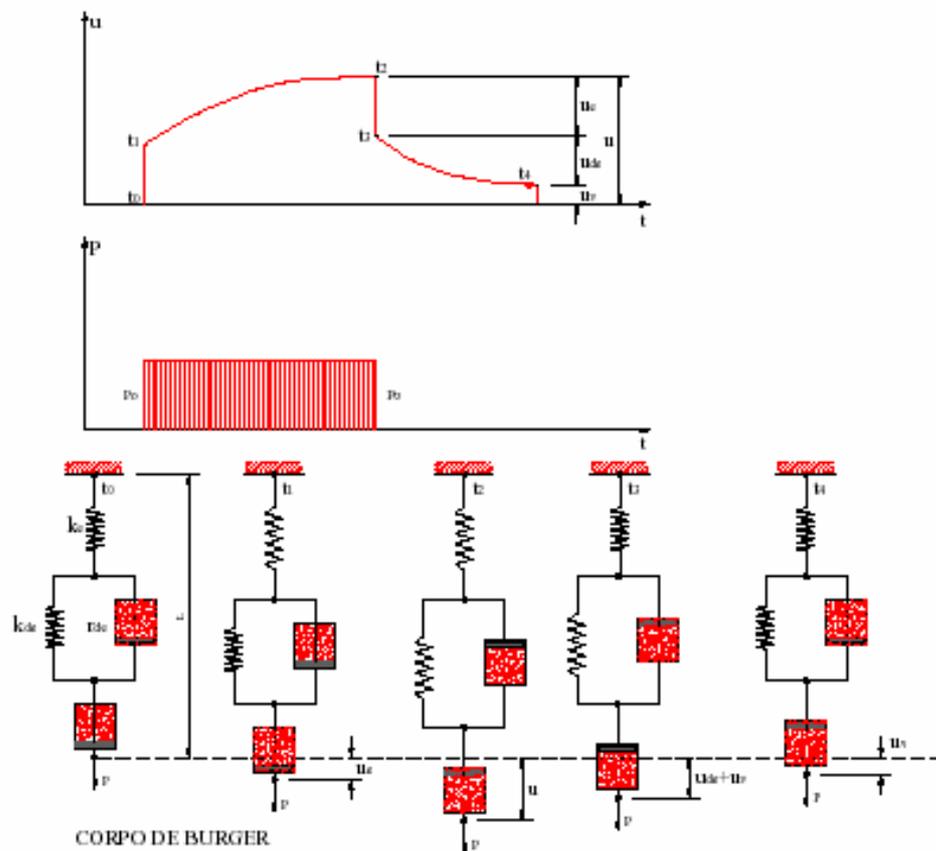
Como sugestões para a continuidade de sua pesquisa de doutorado, OKIMOTO (2001) sugere os temas que abordem avaliações de pontes em campo, com variadas avaliações, como nível de protensão e histórico de reprotensões.

CHEUNG (2003) avaliou a perda de protensão para os corpos-de-prova como o descrito na Figura 22, com madeira de *Pinus elliotti*, variando-se o nível de umidade, para temperatura e umidade controladas. As barras centrais apresentaram uma perda de protensão maiores que as barras das extremidades. Além disso, metade das perdas ocorreram nos 3 primeiros dias. Observou uma perda média de 30%, após 60 dias.

Esse autor descreve que o modelo matemático que mais exprime o comportamento das perdas de protensão em sistemas deste tipo é o modelo de Burger (Figura 23), que possui cinco estágios: deformação elástica, deformação retardada, deformação viscosa, recuperação elástica imediata e recuperação elástica retardada. Devido à complexidade e dificuldade de obtenção dos seus parâmetros viscoelásticos, equações empíricas são comumente utilizadas. O autor adotou, em seu trabalho, um ajuste logarítmico, por ser bastante próximo ao comportamento encontrado.



**Figura 22** – Corpos-de-prova ensaiados por CHEUNG (2003) – perda de protensão (medidas em cm).



**Figura 23** – Modelo matemático Burger – BODIG & JAYNE (1982).

### 2.3.1. Comentários

Com o exposto acima, fica evidente que um dos maiores problemas das pontes protendidas de madeira é a perda de protensão nas barras. Por isso, existe a necessidade de se aplicar reprotensões periódicas ao sistema, até pelo menos o segundo mês. Desta forma, o material utilizado para a protensão do tabuleiro necessita ser adequado à aplicação de reprotensões, o que limita o uso de certos materiais. O estudo da magnitude dessas perdas para as condições climáticas, de carregamento e de materiais brasileiros é de extrema importância para a avaliação da viabilidade da construção de pontes protendidas de madeira no país. Por isso, no presente trabalho será dada especial importância à este fator. A princípio, é esperada uma perda de protensão de cerca de 40%, após duas reprotensões.

## 2.4. PARÂMETROS ELÁSTICOS E NÍVEIS DE PROTENSÃO

As pontes de madeira compõem longitudinalmente um meio contínuo, responsável pela transmissão das ações (carga) aplicadas na estrutura para os apoios. Os parâmetros necessários para esta análise são os módulos de elasticidade nas direções longitudinal ( $E_L$ ), transversal ( $E_T$ ) e radial ( $E_R$ ) da madeira, os módulos transversais que caracterizam as variações de ângulo nas direções T e L ( $G_{LT}$ ), L e R ( $G_{LR}$ ), e os coeficientes de Poisson  $\nu_{LT}$  e  $\nu_{LR}$ .

Quando TAYLOR & CSAGOLY (1979) desenvolveram o sistema para a ponte Herbert Creek, utilizaram, para os parâmetros elásticos, os valores das madeiras serradas do Wood Handbook<sup>†</sup>, mas posteriormente concluíram que tais valores não eram adequados, e que foram superestimados.

TAYLOR & WALSH (1983) apud OKIMOTO (1997) indicam uma relação de  $E_T/E_L = 0,037$  e  $G_{LT}/E_L = 0,055$  como valores mais realísticos.

BAKHT (1983) apud PRATA (1995) sugere os seguintes valores para os parâmetros elásticos:

---

<sup>†</sup> FPL – FS. Wood Handbook: Wood as an engineering material. USDA, Handbook nº 72. Washington, DC, 1974.

$$E_T = 0,05E_L \quad (29)$$

$$G_{LT} = 0,065E_L \quad (30)$$

$$\nu_{LT} = 0,03 \quad (31)$$

$$E_L \geq 9600\text{MPa} \quad (32)$$

OLIVA et al. (1990) analisaram os parâmetros elásticos juntamente com os níveis de protensão aplicados aos tabuleiros e ajustou os resultados, para a espécie Douglas Fir, e obteve as seguintes relações:

$$E_T = 149\sigma_N + 10,583 \quad (33)$$

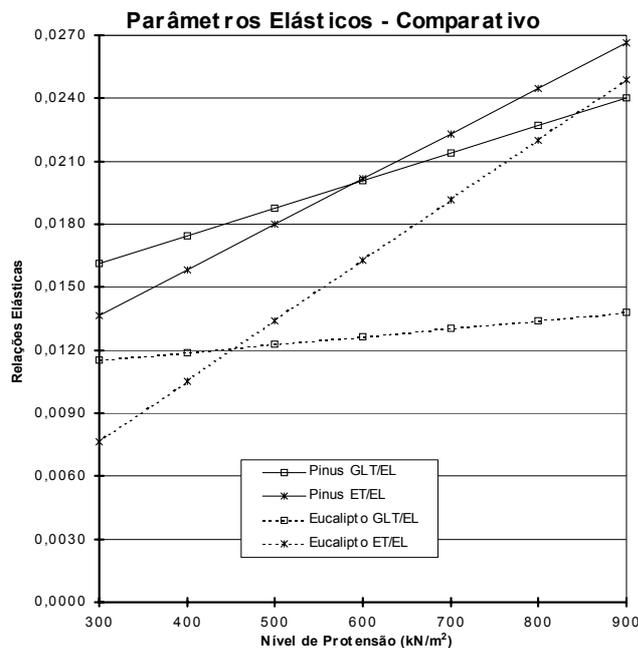
$$G_{LT} = 134\sigma_N + 11,437 \quad (34)$$

sendo  $\sigma_N$  o nível de protensão do tabuleiro.

Relacionando as propriedades elásticas com os níveis de protensão para pinus e eucalipto, OKIMOTO (1997) observou os resultados mostrados na Figura 24 e na Tabela 8:

**Tabela 8** – Resultados dos parâmetros elásticos obtidos para a madeira de Eucalipto Citriodora (OKIMOTO, 1997).

| Eucalipto Citriodora |                |                |                    |                    |                    |                       |              |                  |           |
|----------------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|--------------|------------------|-----------|
| Nível                | 0°             | +45°           | -45°               | $G_{LT}$           | $E_T$              | $G_{LT}/E_L$          | $G_{LT}/E_L$ | $E_T/E_L$        | $E_T/E_L$ |
| $\sigma_N$           | P/w            | P/w            | P/w                | kN/cm <sup>2</sup> | kN/cm <sup>2</sup> |                       |              |                  |           |
| 300                  |                |                |                    |                    |                    |                       | 0,0115       |                  | 0,0076    |
| 400                  |                |                |                    |                    |                    |                       | 0,0119       |                  | 0,0105    |
| 500                  | 32,09          | 16,62          | 187,75             | <b>18,02</b>       | <b>19,67</b>       | <b>0,0121</b>         | 0,0123       | <b>0,0134</b>    | 0,0134    |
| 600                  |                |                |                    |                    |                    |                       | 0,0126       |                  | 0,0163    |
| 700                  | 35,28          | 22,68          | 188,80             | <b>19,81</b>       | <b>27,65</b>       | <b>0,0133</b>         | 0,0130       | <b>0,0189</b>    | 0,0191    |
| 800                  | 36,28          | 26,27          | 188,81             | <b>20,37</b>       | <b>32,61</b>       | <b>0,0137</b>         | 0,0134       | <b>0,0223</b>    | 0,0220    |
| 900                  | 35,79          | 28,35          | 169,06             | <b>20,10</b>       | <b>36,31</b>       | <b>0,0135</b>         | 0,0138       | <b>0,0248</b>    | 0,0249    |
| L =                  | 110            | 106            | cm                 |                    |                    |                       |              |                  |           |
| h =                  | 25,3           | 24,9           | cm                 | $G_{LT}/E_L$       | $E_T/E_L$          | $3,8 \cdot 10^{-6}$   | $\sigma_N +$ | $0,010364$       |           |
| $E_L =$              | <b>1492,07</b> | <b>1463,22</b> | kN/cm <sup>2</sup> | $E_T/E_L$          | $G_{LT}/E_L$       | $28,78 \cdot 10^{-6}$ | $\sigma_N +$ | <b>-0,001008</b> |           |



**Figura 24** - Relação entre os parâmetros elásticos e o nível de protensão aplicado (OKIMOTO, 1997).

Finalmente, OKIMOTO (1997) observou a seguinte relação para o Eucalipto citriodora:

$$\frac{G_{LT}}{E_L} = 3,8 \cdot 10^{-6} \sigma_N + 0,010364 \quad (35)$$

$$\frac{E_T}{E_L} = 28,78 \cdot 10^{-6} \sigma_N - 0,001008 \quad (36)$$

com  $\sigma_N$  em kPa.

O autor também verificou, através do programa de computador Curve Fit 5.15, que a melhor relação  $G_{LT}/E_L$  não é a linear, e optou por utilizar a seguinte relação:

$$\frac{G_{LT}}{E_L} = 0,016833 - \frac{2,74}{\sigma_N} + \frac{186,67}{\sigma_N^2} \quad (37)$$

A partir de então, ensaiou um modelo de ponte em escala reduzida de 1:5 com tais parâmetros para verificar o comportamento de placa ortotrópica do sistema e a análise dos resultados mostrou satisfatória esta hipótese.

### 2.4.1. Comentários

Foi encontrada grande divergência na literatura nas relações entre o módulo de elasticidade na direção transversal ( $E_T$ ) e o módulo de elasticidade à torção ( $G_{LT}$ ) com o módulo de elasticidade longitudinal da madeira, para tabuleiros laminados protendidos. Isto ocorre porque estas relações são dependentes do nível de protensão aplicado e da espécie de madeira utilizada, visto que, mesmo entre as relações por OLIVA *et al.* (1990) e OKIMOTO (1997) esta divergência é bastante considerável.

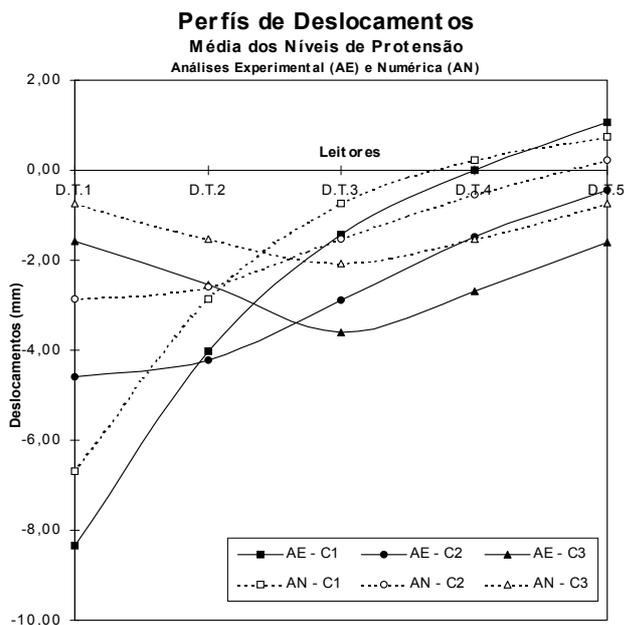
Isto torna necessária a investigação experimental destas relações para as diferentes espécies de madeira. Como nesta pesquisa a espécie utilizada foi o Eucalipto Citriodora, será utilizada, para esta finalidade, as Equações 35 e 36, propostas por OKIMOTO (1997).

## 2.5. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE TABULEIROS

Para avaliar o comportamento de uma ponte, pode-se utilizar três métodos: simulação numérica, ensaios em modelos com escala reduzida, em laboratório, ou realizar provas de carga em pontes reais.

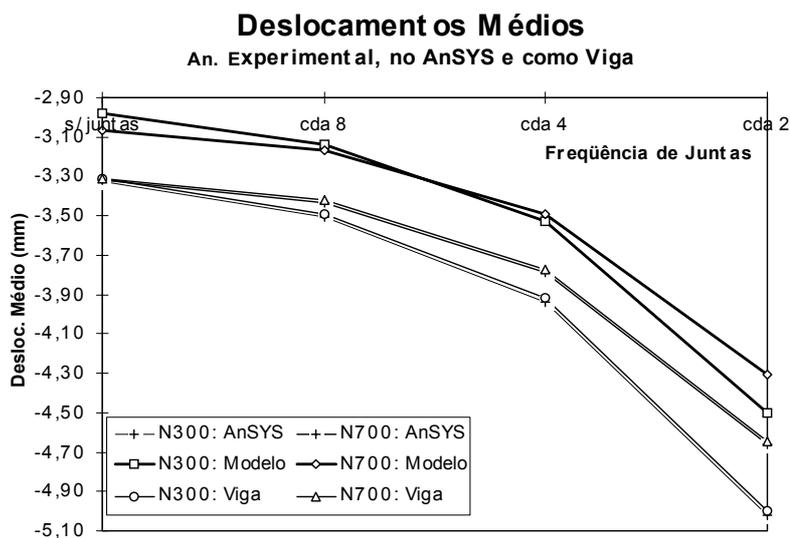
A tendência da pesquisa atual tem sido a combinação de dois desses métodos, como por exemplo, da investigação numérica com a prova de carga. Desta forma, é possível calibrar o modelo numérico com as características reais da estrutura e extrapolar os resultados para outros casos.

OKIMOTO (1997) realizou ensaios em modelos reduzidos de ponte protendida de madeira, variando o nível de protensão, e promoveu a simulação numérica via método dos elementos finitos em tal modelo. Os resultados médios obtidos são apresentados na Figura 25, onde é possível observar a mesma tendência de deslocamentos entre o modelo numérico e os resultados experimentais. Para a análise numérica, o autor utilizou, no SAP 2000, o elemento tipo SHELL com a formulação baseada em placas (Plate), com influência da cortante (Thick).



**Figura 25** – Perfis médios de deslocamentos na análise experimental e numérica (OKIMOTO, 1997).

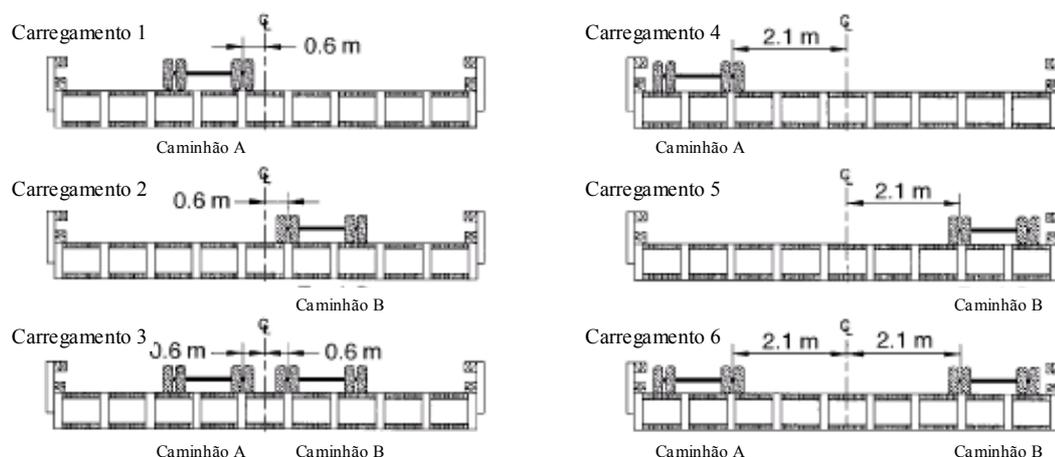
Para a consideração dos efeitos das juntas de topo nos tabuleiros, o autor ainda acrescentou o ensaio em vigas da rigidez (EI). Os resultados obtidos, para os níveis de protensão de 300 e 700 kPa, são mostrados na Figura 26.



**Figura 26** - Deslocamentos nos modelos numéricos, teórico e reduzido, para efeito das juntas de topo (OKIMOTO, 2001).

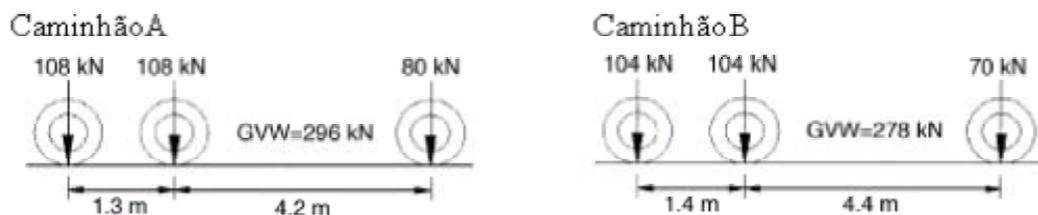
PIEDADE NETO & DIAS (2000) realizaram ensaios de modelos reduzidos em laboratório de tabuleiros laminados protendidos em seção T, e alertam para o fato de que carregamentos aplicados nas extremidades de tabuleiros causam maiores deslocamentos do que os aplicados mais próximos à região central, e citam que para uma mesma largura de tabuleiro, a linearidade Força x Deslocamento aumenta com o nível de protensão.

RITTER *et al* (1998) realizaram provas de carga em uma ponte laminada protendida seção caixão, imediatamente após a sua construção (prova de carga 1) e três meses depois (prova de carga 2). O posicionamento dos caminhões foi feito colocando-se os seus centros de gravidade no meio do vão da ponte. A configuração transversal dos carregamentos é mostrada nas Figuras 27 e 28, e os resultados na Figura 29. As medições foram tomadas no centro do vão.

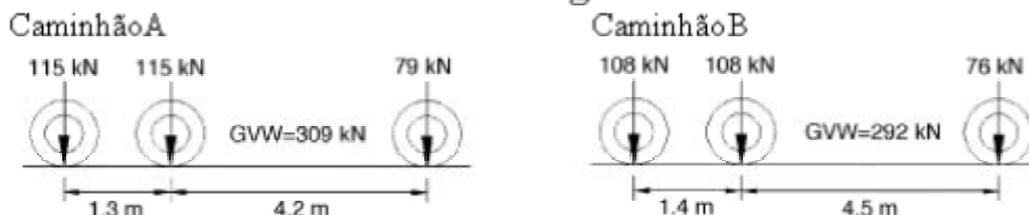


**Figura 27** – Posicionamento transversal do carregamento aplicado (RITTER *et al.*, 1998).

### Prova de carga 1



### Prova de carga 2



**Figura 28** – Configuração dos caminhões utilizados para as provas de carga (RITTER *et al.*, 1998).

Na prova de carga 2, encontraram deslocamentos máximos superiores à primeira. O resultado que mais divergiu nos dois casos foi o do carregamento 5, com uma diferença de 37,5%, e o carregamento 1 apresentou o mesmo deslocamento nos dois casos.

Uma conclusão importante desse trabalho é que é possível fazer sobreposição de esforços no caso de provas de carga. A Figura 30 mostra um dos exemplos citados pelos autores.

PETERSON & GUTKOWSKI (1999) alertam que, embora a prova de carga seja o meio mais eficiente de determinar o comportamento e a capacidade da ponte, ela deve ser bem dimensionada, com um fator de segurança bastante alto, visto que carregar uma estrutura perto do seu limite teórico pode ser perigoso, e diz que se a carga for baixa demais, torna-se difícil a extrapolação para a carga última.

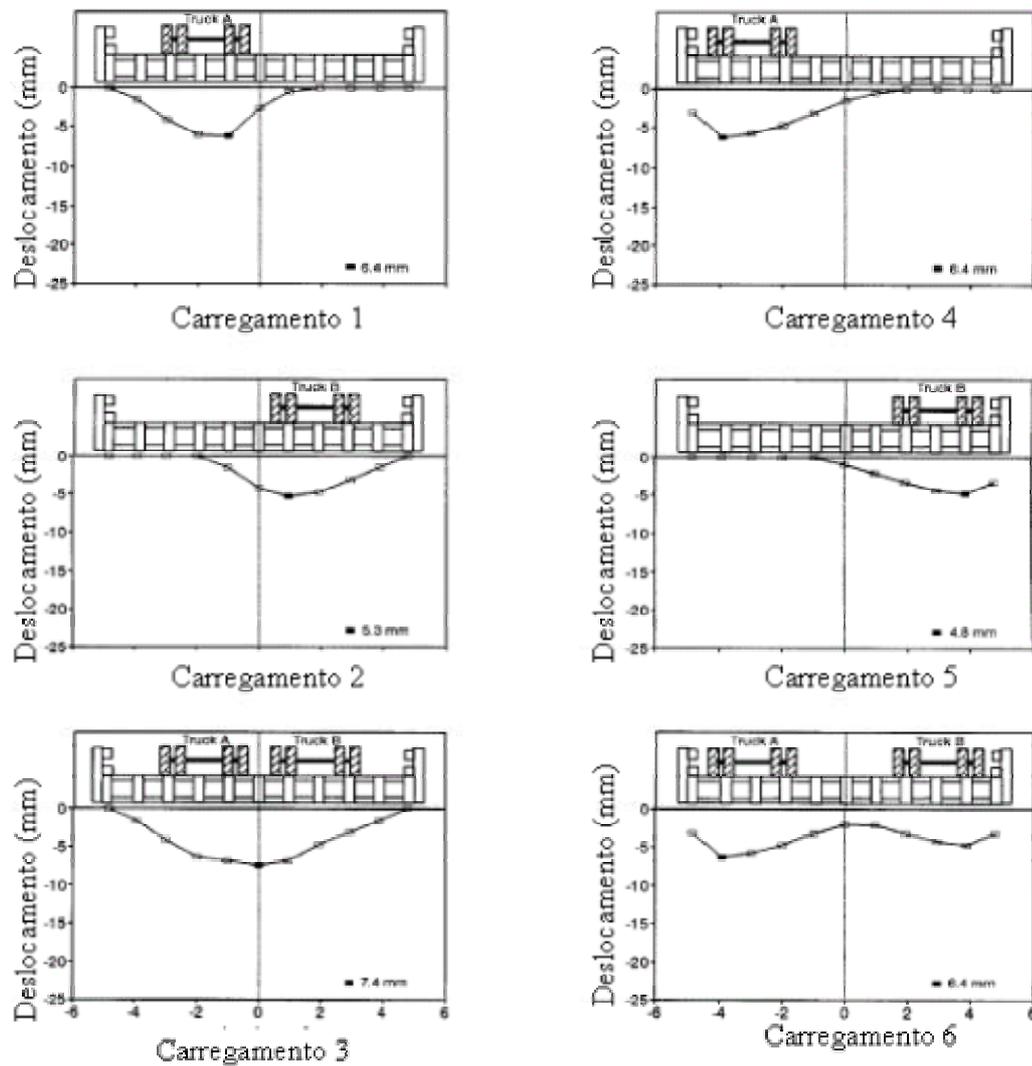


Figura 29 - Deslocamentos medidos na prova de carga 1 (RITTER *et al.*, 1998).

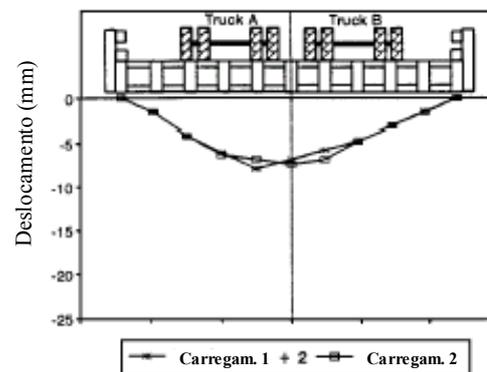
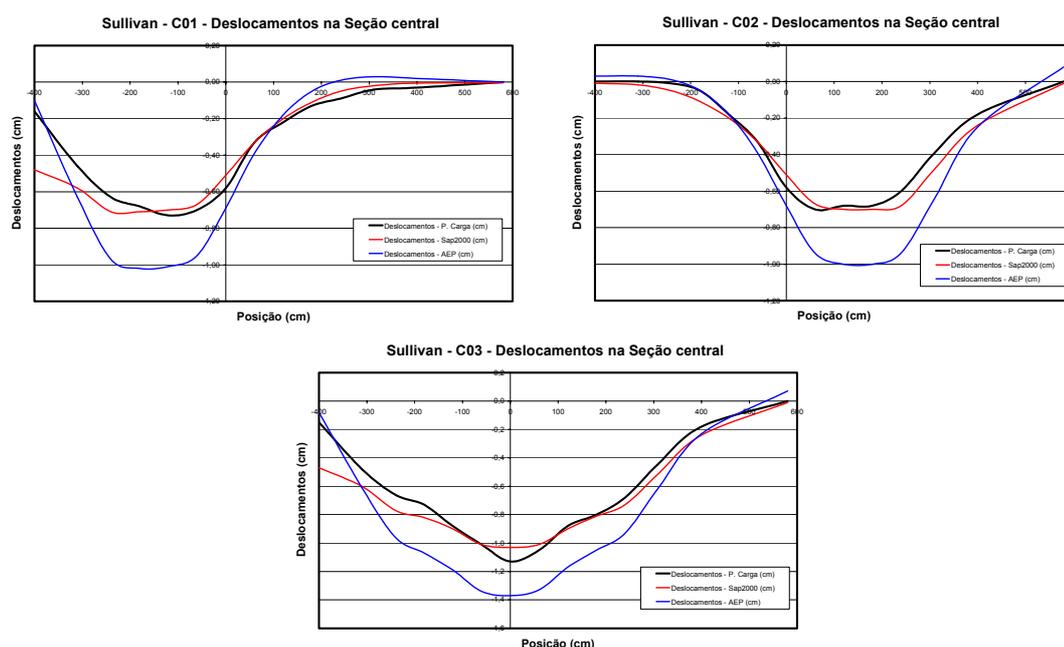
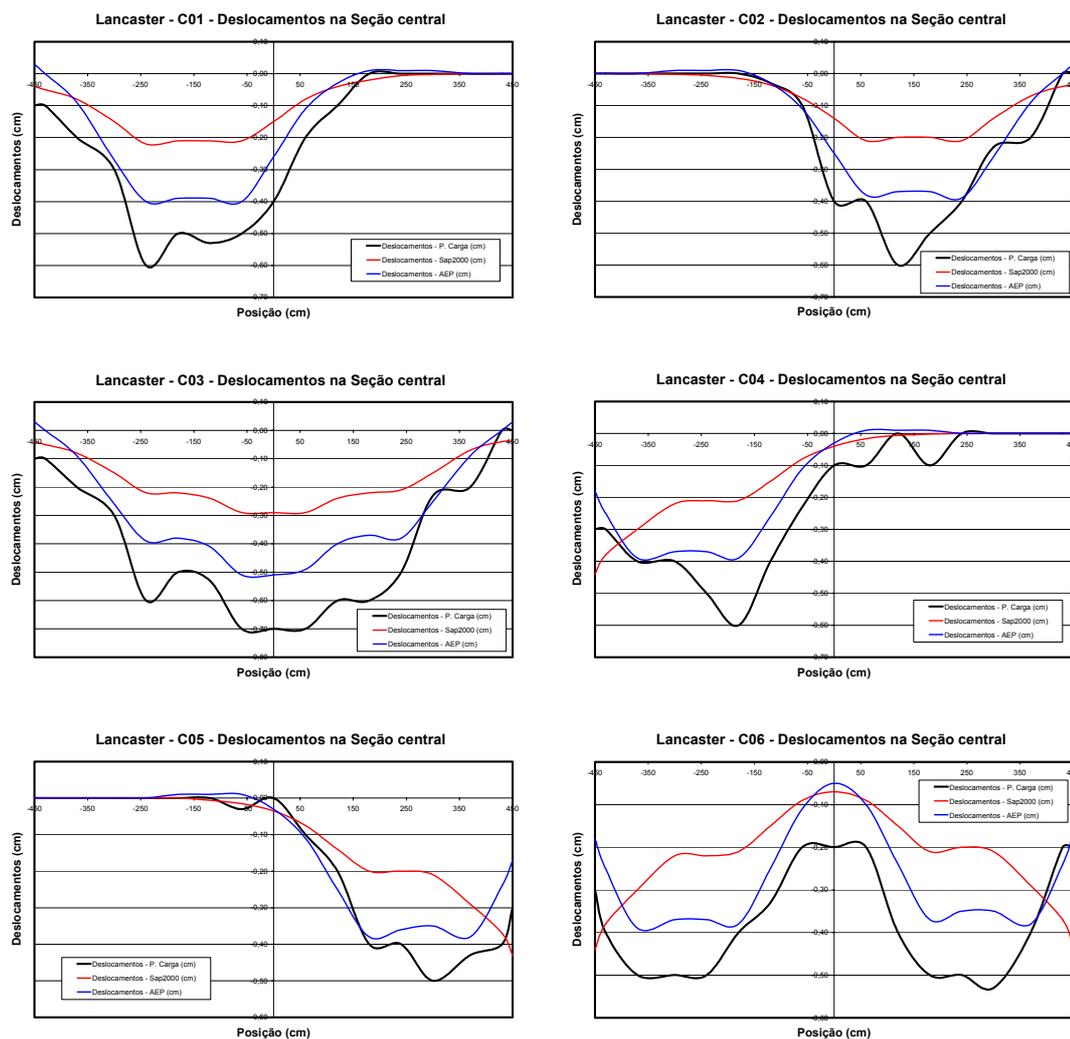


Figura 30 - Comparação entre sobreposição de esforços analítica e experimental (RITTER *et al.*, 1998).

OKIMOTO (2001) comparou dados de provas de carga nas pontes Lancaster e Sullivan, na Pennsylvania (EUA) com a simulação computacional das mesmas como placas ortotrópicas por meio dos softwares SAP 2000 (mesmo elemento descrito anteriormente) e do AEP 1.0, cujo algoritmo, segundo CHEUNG (2003), foi desenvolvido por CUSENS & PAMA (1975), e implementado por Joe Murphy, pesquisador do FPL, na linguagem BASIC. OKIMOTO (2001), baseado na implementação de Murphy, implementou em Turbo Pascal e, utilizando-se de um compilador com ferramentas visuais com orientação a objetos (DELPHI), criou o programa chamado AEP 1.0. Os resultados encontrados são mostrados nas Figuras 31 e 32, onde é possível observar a grande compatibilidade entre os dados do programa com a simulação via SAP 2000 e com os resultados experimentais.



**Figura 31** – Comparação de dados de provas de carga na ponte Sullivan e simulações computacionais via SAP 2000 e AEP (OKIMOTO, 2001).



**Figura 32** – Comparação entre dados de provas de carga na ponte Lancaster e simulações computacionais via SAP 2000 e AEP 1.0 (OKIMOTO, 2001).

### 2.5.1. Orthotropic Timber Bridges (OTB)

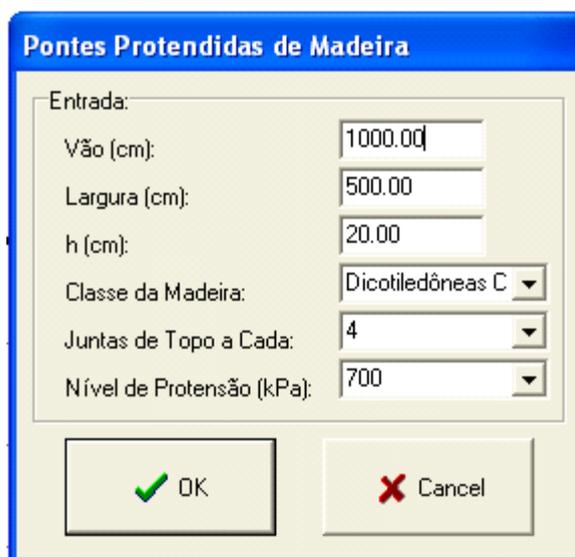
Para a análise dos dados de provas-de-carga, será utilizado o software *Orthotropic Timber Bridges* (OTB) desenvolvido por LINDQUIST *et al.*(2003), do grupo do Projeto Temático “Projeto Emergencial de Pontes para o Estado de São Paulo”, concomitantemente a esta pesquisa.

Este software foi baseado nos algoritmos de CUSENS & PAMA (1975) para a análise de placas ortótropas em um programa compilado Borland C++ Builder (CALIL, 2003). Ele analisa as pontes de madeira em placa, simplificando suas características para a análise de placas ortotrópicas

através da consideração da rigidez longitudinal, transversal e à torção equivalentes. Com esses dados iniciais, o comportamento da ponte e suas solicitações são encontrados, possibilitando a análise estrutural da ponte em questão.

O programa OTB possibilita o cálculo de cinco tipos de pontes diferentes: ponte mista madeira-concreto, ponte protendida de seção simples, ponte protendida de seção T, ponte protendida de seção caixa e ponte protendida treliçada. Para cada tipo de ponte é utilizado o método de equivalência para chegar aos valores dos parâmetros de rigidez da placa ortotrópica equivalente.

A Figura 33 mostra a janela inicial do programa para o Windows XP, para pontes protendidas simples.



| Entrada:                  |                  |
|---------------------------|------------------|
| Vão (cm):                 | 1000.00          |
| Largura (cm):             | 500.00           |
| h (cm):                   | 20.00            |
| Classe da Madeira:        | Dicotiledôneas C |
| Juntas de Topo a Cada:    | 4                |
| Nível de Protensão (kPa): | 700              |

OK Cancel

**Figura 33** – Entrada de dados no OTB para pontes protendidas simples.

As Figuras 34 e 35 mostram a comparação entre a análise numérica via OTB e via ANSYS (elementos SOLID 64 E SHELL 63) para a ponte protendida de madeira que será executada no Campus II da USP – São Carlos.

$$L \text{ (cm)} = 1200$$

$$b \text{ (cm)} = 950$$

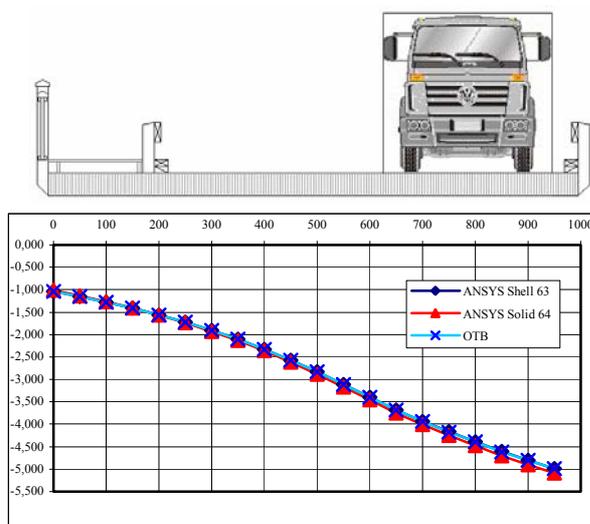
$h \text{ (cm)} = 37$

Classe da madeira = Dicotiledônea C60

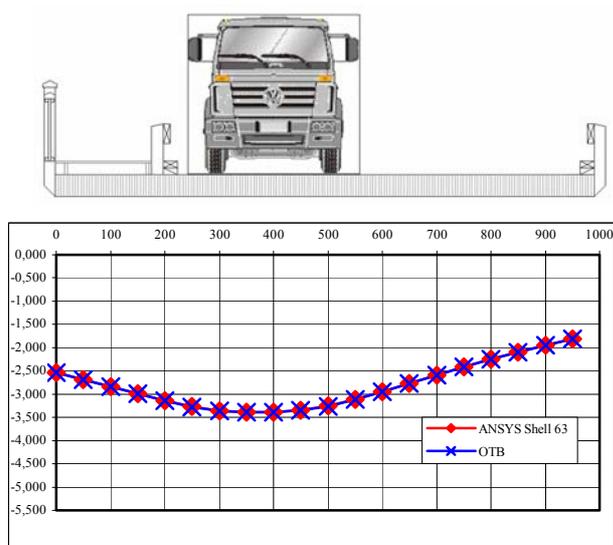
Juntas de topo = a cada 4

Nível de protensão (kPa) = 700

Os dados de entrada do programa OTB são mostrados nas Figuras 33 e 34:



**Figura 34** – Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo ponte protendida (carregamento na borda direita) – CALIL (2003).



**Figura 35** - Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo ponte protendida (carregamento na borda esquerda) – CALIL (2003).

Através das figuras, percebe-se uma grande compatibilidade entre os resultados do programa OTB e os encontrados, via ANSYS, para elementos comumente utilizados para esse tipo de estrutura.

## **2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A aplicação de protensão transversal em tabuleiros laminados é uma alternativa viável tanto para recuperação de pontes já existentes quanto para a construção de novas obras. O maior problema que se observa para a implantação é a elevada perda de protensão nas barras de aço e conseqüente diminuição da eficiência do sistema, visto que um atrito mínimo entre as lâminas é necessário para que o tabuleiro se comporte como uma placa. Na literatura encontram-se perdas de protensão de até 80% da força nas barras, o que torna necessária a previsão dessas perdas em projeto, para que possam ser compensadas, em parte, já no momento da montagem. O sistema de protensão também deve ser tal que permita a reaplicação de forças sempre que necessário.

Os estudos já realizados no Brasil justificaram a construção da primeira ponte do sistema, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico (trata-se de uma ponte de custo relativo baixo). Aliás, tal construção torna-se, agora, necessária para a continuidade do desenvolvimento da pesquisa, visto as dificuldades citadas em extrapolar os parâmetros elásticos da placa, simplesmente pelas características das lâminas de madeira ou somente pelos dados de modelagens numéricas ou de ensaios experimentais.

Apesar de ser possível a obtenção dos parâmetros elásticos em tabuleiros com escala reduzida, através de ensaios de torção, as condições utilizadas em laboratório são bastante diferentes das condições em campo, tanto climáticas quanto de carregamento, e por isso o ensaio de prova de carga torna-se necessário para avaliar o comportamento real da estrutura, até porque a influência de certos parâmetros é minimizada em conjuntos maiores, conforme afirmam alguns autores.

Por estes motivos, conclui-se que esta pesquisa se encaixa perfeitamente no contexto atual e que traz contribuições significativas para o desenvolvimento desta tecnologia.

## 3 PROJETO E CONSTRUÇÃO DO PROTÓTIPO

### 3.1. PROJETO

O projeto inicial da ponte, de acordo com a solicitação da Prefeitura Municipal de São Carlos, previa as características mostradas na Tabela 9:

**Tabela 9** – Características de projeto.

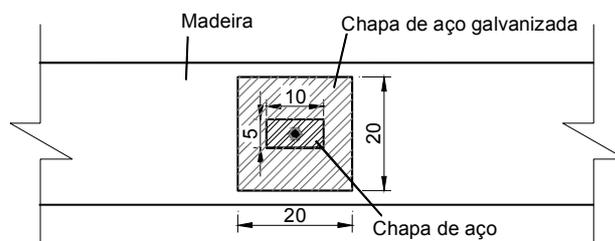
|                                     |                                      |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>Vão:</b>                         | 8 metros                             |
| <b>Número de faixas de tráfego:</b> | 2                                    |
| <b>Largura</b>                      | 7,50 metros                          |
| <b>Classe de carregamento:</b>      | 45                                   |
| <b>Pavimento:</b>                   | 5 cm de concreto asfáltico           |
| <b>Madeira:</b>                     | Eucalipto Citriodora tratado com CCA |

Para o cálculo estrutural, utilizou-se um software desenvolvido por OKIMOTO (2001), PPM 3.0, próprio para as madeiras de reflorestamento pinus e eucalipto, e a altura do tabuleiro fornecida pelo programa foi de 25 cm. Este software calcula pontes protendidas de madeira transformando a seção transversal em uma viga modificada de largura equivalente, conforme diretrizes do EUROCODE 5. A partir daí, o cálculo é realizado para as condições de carregamento das normas brasileiras e para classes de madeira conforme NBR 7190/97.

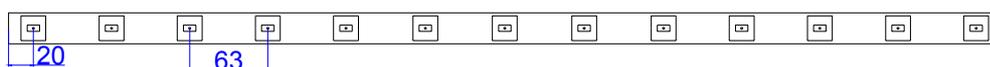
O sistema de protensão utilizado foi com barras de diâmetro 16 mm, da Dywidag, utilizando-se como ancoragem duas chapas metálicas de aço comum com dimensões 20 x 20 x 2 cm e 5 x 10 x 2 cm, conforme Figura 36.

A distância entre as barras de protensão, fornecidas no programa, pode ser visualizada na Figura 37.

O nível de protensão adotado, para o cálculo estrutural, foi de 700 kPa.

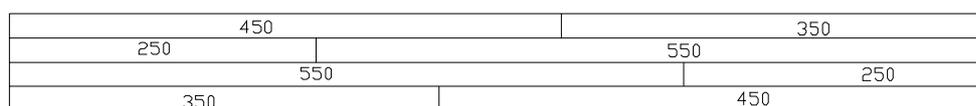


**Figura 36** – Sistema de ancoragem utilizado no protótipo.



**Figura 37** – Disposição das barras de protensão (medidas em cm).

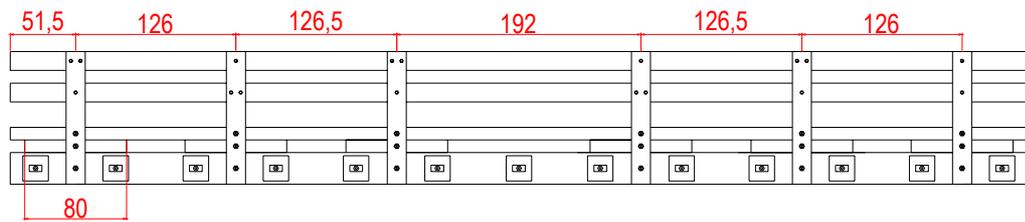
Como o vão livre ultrapassava o comprimento máximo disponível das peças serradas de madeira, recorreu-se à utilização de juntas de topo, conforme lay-out mostrado na Figura 38.



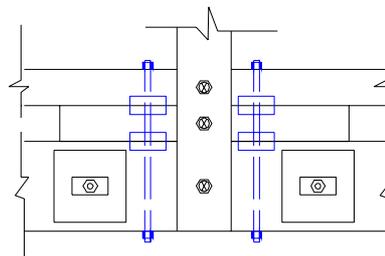
SEQUENCIA DAS JUNTAS DE TOPO

**Figura 38** – Seqüência das juntas de topo previstas para a construção da ponte (medidas em cm).

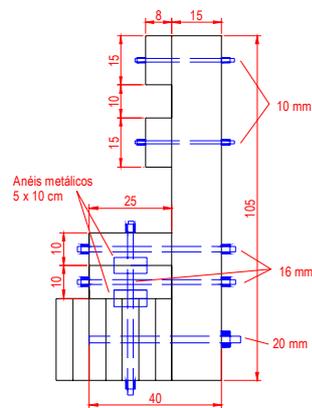
As defensas foram projetadas de acordo com RITTER *et al.* (1998), e são detalhadas nas Figuras 39, 40 e 41.



**Figura 39** – Vista longitudinal das defensas (medidas em cm).



**Figura 40** – Detalhe de fixação dos guarda-rodas no tabuleiro.



**Figura 41** – Fixação das defensas no tabuleiro.

A Tabela 10 mostra a lista dos materiais utilizados, e a Tabela 11 o custo dos materiais do tabuleiro.

**Tabela 10** - Lista de materiais - Ponte Protendida de Madeira.

| <b>MADEIRA – EUCALITPO CITRIODORA</b> |                                |             |
|---------------------------------------|--------------------------------|-------------|
| <b>Elemento</b>                       | <b>Seção transversal</b>       | <b>QTDE</b> |
|                                       | 5 x 25 x 250 cm                | 83          |
| Tabuleiro                             | 5 x 25 x 350 cm                | 83          |
|                                       | 5 x 25 x 450 cm                | 83          |
|                                       | 5 x 25 x 550 cm                | 83          |
|                                       | 8 x 15 x 368 cm                | 4           |
| Defensas                              | 8 x 15 x 192 cm                | 4           |
|                                       | 8 x 15 x 240 cm                | 4           |
|                                       | 10 x 25 x 80 cm                | 8           |
| Guarda rodas                          | 10 x 25 x 400 cm               | 4           |
|                                       | 10 x 25 x 54 cm                | 4           |
| Montantes                             | 15 x 15 x 105 cm               | 6           |
| <b>ELEMENTOS METÁLICOS</b>            |                                |             |
| <b>Discriminação</b>                  | <b>Medida</b>                  | <b>QTDE</b> |
| Barras de protensão                   | φ 16 mm, comprimento de 410 cm | 26          |
| Placas de ancoragem                   | 20 x 20 x 1,5 cm               | 26          |
|                                       | 5 x 10 x 1,5 cm                | 26          |
| Porcas para barras de protensão       |                                | 26          |
|                                       | φ 20 mm, comprimento 40 cm     | 12          |
| Barras metálicas galvanizadas         | φ 15 mm, comprimento 47 cm     | 48          |
|                                       | φ 15 mm, comprimento 45 cm     | 12          |
|                                       | φ 15 mm, comprimento 28 cm     | 32          |
| Porcas e arruelas de aço galvanizado  | para φ 20 mm                   | 12          |
|                                       | para φ 15 mm                   | 184         |
| Anéis metálicos                       | φ 100 mm e altura 50 mm        | 48          |

**Tabela 11** – Custo de materiais do tabuleiro.

| <b>Material</b>                 | <b>Custo</b>                                    |
|---------------------------------|---|
| madeira                         | R\$ 8.870,00                                    |
| sistema de protensão (completo) | R\$ 1.500,00                                    |
| demais elementos metálicos      | R\$ 800,00                                      |
| <b>Custo total</b>              | <b>R\$ 11.170,00 (R\$ 186,17/m<sup>2</sup>)</b> |

## 3.2. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

### 3.2.1. Classificação Visual e Mecânica das Peças de Madeira

#### 3.2.1.1. Classificação visual

Todas as peças de madeira foram submetidas à classificação visual, ainda na serraria, rejeitando-se as peças com maiores defeitos.

A metodologia para a classificação visual foi desenvolvida adotando-se como base a norma britânica BS 5756 (1980), para classificação de dicotiledôneas.

A Tabela 12 mostra uma descrição do critério de classificação visual adotado:

**Tabela 12 – Roteiro para classificação visual de dicotiledôneas.**

| Defeito                     | Restrições   |
|-----------------------------|--|
| Presença de medula ou casca | não devem ser permitidas   |
| Rachaduras no cerne         | não devem ser permitidas   |
| Faixas de parênquima        | não devem ser permitidas em peças submetidas a esforços de compressão  |
| Fibras inclinadas           | podem ser permitidas, em uma inclinação de até 1:11 em qualquer parte da peça, medida por uma distância suficientemente grande para determinar a inclinação geral, desprezando-se os desvios locais, muito comuns em madeiras denominadas como Tropical Hardwoods pela norma britânica   |
| Nós                         | podem ser permitidos desde que sejam menores que 1/4 da menor dimensão da peça ou 2 cm. Quando as extremidades de dois ou mais nós forem separados ao longo da direção do comprimento por uma distância menor que 2 vezes a altura da peça, cada nó deve ser medido e o soma das medidas deve ser comparado aos limites descritos acima  |
| Fissuras                    | se o comprimento das fissuras for menor que 1/3 da espessura da peça, poderão ser permitidas em número ilimitado; se for maior que esta medida, mas menor que a espessura da peça, o comprimento não deverá exceder 1,5 vezes a altura da peça e nem 0,2 vezes o seu comprimento; se o tamanho do defeito for igual à espessura da peça, somente poderão ser permitidas se ocorrerem no fim da peça e o seu comprimento não exceder a altura da peça |

**Tabela 12 – Roteiro para classificação de dicotiledôneas (continuação).**

|  |  |
|--|--|
| Perfurações  | perfurações ativas (com presença de insetos vivos) ou perfurações grandes (maior que 6 mm) não deverão ser permitidas. Quanto às demais, somente poderão ser aceitas se ocorrerem em pequenas porções da peça e serão consideradas como defeitos   |
| Manchas por fungos   | não devem ser permitidas, a menos que sejam apenas descoloração  |
| Podridão   | não é permitida  |
| Encanoamento   | não poderá exceder 1 mm a cada 25 cm de altura e nem 4 mm  |
| Arqueamento  | permite-se em peças maiores que 2 metros, até uma flecha máxima de 15 mm a cada 2 metros de comprimento  |
| Encurvamento   | permite-se em peças maiores que 2 metros, até uma flecha de 7 mm a cada 2 metros   |
| Torcimento   | não deve exceder 1 mm por 25 mm de altura a cada 2 metros de comprimento, e só será permitido em peças superiores a este comprimento   |
| Nota: todos os tipos de distorções serão permitidos apenas em uma porção menor que 5% do lote. |  |
| Ocorrência de escamas  | não devem ser permitidas em cortes radiais, e em cortes tangenciais podem desde que não exceda 1/10 da espessura e seu comprimento seja menor que 1/4 do comprimento total da peça   |
| Rachaduras   | não deverão ser permitidas nas bordas, mas poderão ser permitidas nas extremidades da face, desde que seus comprimentos cumulativos não ultrapasse 10% do comprimento da peça; entretanto não devem ser permitidas em cortes limpos  |
| Presença de alburno  | permite-se apenas em uma borda e em uma face e na condição de que não exceda 10% da largura desta face; também não é permitido em cortes limpos  |
| Arestas quebradas  | não devem ser permitidas   |
| Variação da seção transversal  | não devem ser permitida uma tolerância maior que 10%   |
| Bolsas de resina   | se forem não maiores que 3 mm em altura podem ser permitidas em uma extensão ilimitada, bolsas de resina maiores que 3 mm, mas não maiores que 10 mm em altura e ocorrendo em não mais que uma a cada 600 mm de comprimento da peça pode ser permitida desde que o comprimento de cada bolsa não exceda a metade da altura da peça; bolsas maiores ou mais frequentes não devem ser permitidas |
| Outros defeitos  | qualquer peça que tiver defeitos que possam influenciar em suas características mecânicas deverá ser rejeitada   |

### 3.2.1.2. Classificação Mecânica por ensaio de flexão estática

#### Metodologia

Foram ensaiadas 8 peças de cada comprimento do lote, ou seja, com seções transversais de 5 x 25 cm, com a maior dimensão na direção horizontal, e comprimentos de 250 cm (peças “A”), 350 cm (peças “B”), 450 cm (peças “C”) e 550 cm (peças “D”). O lote possuía 75 peças de cada comprimento. Para todos os casos utilizou-se um vão igual ao comprimento da peça menos 10 cm, deixando-se um balanço de 5 cm em cada lado.

Os ensaios foram realizados aplicando-se uma carga centrada monotônica crescente no centro do vão e medindo-se o deslocamento das vigas, para três valores de carregamento pré-estabelecidos. Para a leitura dos deslocamentos, foi utilizado um transdutor de deslocamento, localizado no centro do vão.

#### Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de flexão estática são mostrados na Tabela 13. O módulo de elasticidade médio global foi 16840 MPa, e os desvios observados são devido às diferentes características do material para os diferentes tamanhos das peças.

**Tabela 13** – Módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de flexão estática.

| Peça                     | E (MPa)      |
|--------------------------|--------------|--------------------------|--------------|--------------------------|--------------|--------------------------|--------------|
| 1A                       | 14483        | 1B                       | 13467        | 1C                       | 22112        | 1D                       | 21768        |
| 2A                       | 20402        | 2B                       | 16526        | 2C                       | 12727        | 2D                       | 27585        |
| 3A                       | 14088        | 3B                       | 13457        | 3C                       | 14568        | 3D                       | 29176        |
| 4A                       | 13212        | 4B                       | 11548        | 4C                       | 18345        | 4D                       | 26172        |
| 5A                       | 12690        | 5B                       | 10843        | 5C                       | 13020        | 5D                       | 28862        |
| 6A                       | 9482         | 6B                       | 11115        | 6C                       | 16475        | 6D                       | 24347        |
| 7A                       | 12830        | 7B                       | 9682         | 7C                       | 21478        | 7D                       | 18010        |
| 8A                       | 18652        | 8B                       | 11597        | 8C                       | 12106        | 8D                       | 26059        |
| <b>Média</b>             | <b>14480</b> | <b>Média</b>             | <b>12279</b> | <b>Média</b>             | <b>16354</b> | <b>Média</b>             | <b>25247</b> |
| <b>Coef. de variação</b> | <b>24%</b>   | <b>Coef. de variação</b> | <b>17%</b>   | <b>Coef. de variação</b> | <b>24%</b>   | <b>Coef. de variação</b> | <b>15%</b>   |

### 3.2.2. Caracterização das Peças de Madeira

As peças de madeira foram amostradas e caracterizadas através de ensaios de compressão paralela e normal às fibras, tração paralela e cisalhamento. Os ensaios de compressão paralela e de cisalhamento foram executados tanto em peças isentas de defeitos quanto em peças estruturais. O ensaio de tração foi realizado somente em peças estruturais e o de compressão normal somente em corpos-de-prova isentos de defeitos.

#### 3.2.2.1. Compressão Paralela às Fibras

##### Metodologia

Os ensaios de compressão paralela às fibras foram realizados em duas fases distintas. Na primeira, os corpos-de-prova isentos de defeitos e os estruturais foram retirados de vigas diferentes. Este procedimento resultou em dados incoerentes, no ponto de vista dos autores, e então foi decidido que os ensaios deveriam ser refeitos, porém com uma amostragem diferente: de cada viga deveria ser retirado um corpo-de-prova isento de defeitos e uma peça estrutural, não se desprezando os defeitos no segundo caso. A Tabela 14 mostra a quantidade e as dimensões dos corpos-de-prova ensaiados. Para o procedimento de ensaio e para a análise dos resultados, utilizou-se a norma NBR 7190/97.

**Tabela 14** – Ensaio de compressão paralela às fibras.

| Corpo-de-prova      | Dimensões (cm) | Número de amostras – 1ª fase | Número de amostras – 2ª fase | Resultados avaliados                             |
|---------------------|----------------|------------------------------|------------------------------|--|
| isentos de defeitos | 5 x 5 x 15     | 5                            | 12                           | resistência à compressão, módulo de elasticidade |
| estruturais         | 5 x 11,5 x 25  | 18                           | 14                           | resistência à compressão                         |

## Resultados

- Corpos-de-prova isentos de defeitos

Os resultados obtidos no ensaio de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova isentos de defeitos são mostrados na Tabela 15. Nessa tabela, encontramos as duas amostragens descritas anteriormente: a amostragem 1 (corpos-de-prova 1 a 5), a amostragem 2 (corpos-de-prova 6 a 17) e os resultados para o lote.

**Tabela 15** – Resultados obtidos nos ensaios de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova isentos de defeitos.

| <b>CORPO-DE-PROVA</b>                            | <b>Resistência (MPa)</b> | <b>Módulo de elasticidade (MPa)</b> |
|--|--------------------------|-------------------------------------|
| 1  | 46,4                     | 25645                               |
| 2  | 43,2                     | 23881                               |
| 3  | 39,0                     | 21918                               |
| 4  | 44,8                     | 24060                               |
| 5  | 47,0                     | 26016                               |
| <b>Média (amostragem 1)</b>                      | <b>44,1</b>              | <b>24304</b>                        |
| <b>Coeficiente de variação (amostragem 1)</b>    | <b>7,3%</b>              | <b>6,7%</b>                         |
| 6  | 64,4                     | 21092                               |
| 7  | 56,7                     | 19166                               |
| 8  | 58,6                     | 22457                               |
| 9  | 65,1                     | 16658                               |
| 10   | 61,8                     | 23328                               |
| 11   | 68,0                     | 24950                               |
| 12   | 69,4                     | 19367                               |
| 13   | 69,6                     | 23582                               |
| 14   | 58,6                     | 34240                               |
| 15   | 67,7                     | 21278                               |
| 16   | 64,0                     | 22944                               |
| 17   | 58,0                     | 25340                               |
| <b>Média (amostragem 2)</b>                      | <b>63,5</b>              | <b>22867</b>                        |
| <b>Resistência característica (amostragem 2)</b> | <b>58,8</b>              | <b>18244</b>                        |
| <b>Coeficiente de variação (amostragem 2)</b>    | <b>7,4%</b>              | <b>19,1%</b>                        |
| <b>Média (lote)</b>                              | <b>57,8</b>              | <b>23290</b>                        |
| <b>Resistência característica (lote)</b>         | <b>43,8</b>              | <b>16658</b>                        |
| <b>Coeficiente de variação (lote)</b>            | <b>17,4%</b>             | <b>15,8%</b>                        |

- Corpos-de-prova estruturais

A Tabela 16 mostra os resultados obtidos na primeira amostragem, onde as designações A e B correspondem a peças complementares, retiradas das mesmas vigas. A Tabela 17 mostra os resultados obtidos na segunda amostragem e, no final, os resultados de resistência do lote, englobando as duas amostragens como se fosse somente uma.

**Tabela 16** – Resistência de corpos de prova retirados de peças estruturais (amostragem 1).

| CP   | Resistência<br>(MPa) | CP              | Resistência<br>(MPa) |
|--|----------------------|-----------------|----------------------|
| 1A   | 55,40                | 1B              | 48,23                |
| 2A   | 59,73                | 2B              | 56,12                |
| 3A   | 60,46                | 3B              | 59,07                |
| 4A   | 58,74                | 4B              | 58,37                |
| 5A   | 61,09                | 5B              | 57,70                |
| 6A   | 52,32                | 6B              | 57,83                |
| 7A   | 62,02                | 7B              | 60,69                |
| 8A   | 65,98                | 8B              | 64,83                |
| 9A   | 65,31                | 9B              | 67,60                |
| <b>Média (<math>f_m</math>)</b>                          |                      | <b>59,5 MPa</b> |                      |
| <b>Coefficiente de variação (%)</b>                      |                      | <b>8,1</b>      |                      |
| <b>Resistência característica (<math>f_{c0k}</math>)</b> |                      | <b>48,2 MPa</b> |                      |

**Tabela 17** – Resistência à compressão de corpos de prova retirados de peças estruturais (amostragem 2).

| CP                                      | Resistência (MPa) |
|---|-------------------|
| 1                                       | 57,3              |
| 2                                       | 55,1              |
| 3                                       | 58,0              |
| 4                                       | 61,2              |
| 5                                       | 64,0              |
| 6                                       | 55,1              |
| 7                                       | 66,0              |
| 8                                       | 62,9              |
| 9                                       | 63,1              |
| 10                                      | 61,9              |
| 11                                      | 61,5              |
| 12                                      | 64,0              |
| 13                                      | 64,2              |
| 14                                      | 63,8              |
| <b>Resistência média (MPa)</b>          | <b>61,5</b>       |
| <b>Coefficiente de variação</b>         | <b>6%</b>         |
| <b>Resistência característica (MPa)</b> | <b>59,6</b>       |

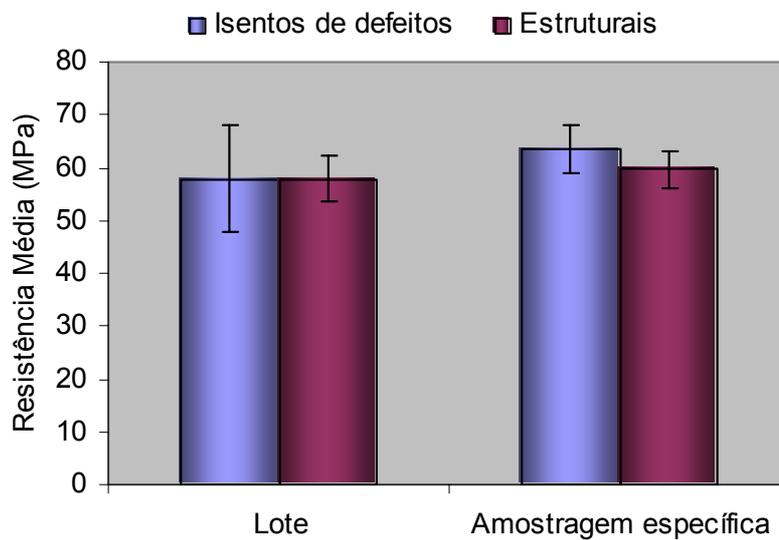
**Tabela 18** – Resistência à compressão do lote para corpos-de-prova retirados de peças estruturais.

| Resultados gerais            |          |
|------------------------------|----------|
| $f_{c0,m}$                   | 60,9 MPa |
| $f_{co,k}$                   | 57,8     |
| Coefficiente de variação (%) | 7,6      |

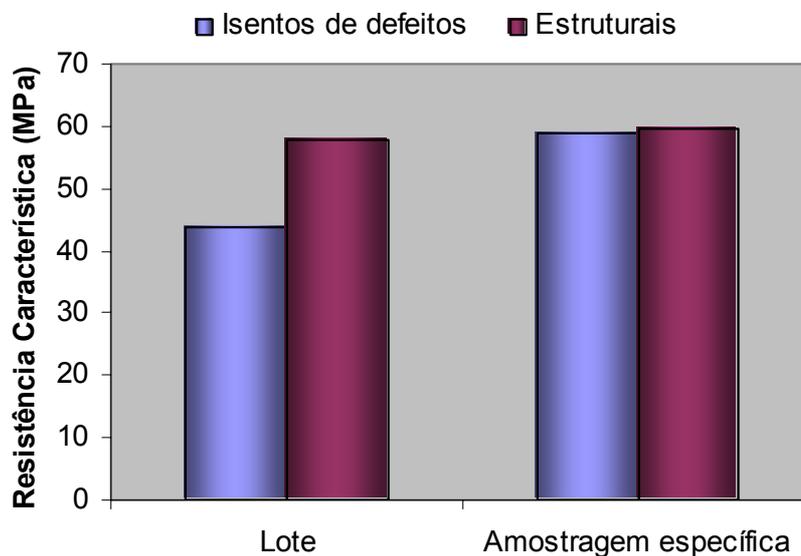
- Comparação

As Figuras 42 e 43 mostram uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de compressão paralela às fibras, para corpos-de-prova isentos de defeitos e corpos-de-prova estruturais, onde percebemos diferenças significativas de valores dependendo da

amostragem. Para a amostragem restrita, que teve um maior controle de qualidade para estes resultados, percebemos que estes podem ser considerados semelhantes, devido ao desvio-padrão de cada um.



**Figura 42** - Comparação de resistência à compressão paralela às fibras, para corpos-de-prova isentos de defeitos e corpos-de-prova estruturais.



**Figura 43** - Comparação de resistência característica à compressão paralela às fibras, para corpos-de-prova isentos de defeitos e corpos-de-prova estruturais – parte 2.

### 3.2.2.2. Compressão Normal às Fibras

#### Metodologia

Foram ensaiados 12 corpos-de-prova à compressão normal às fibras. As dimensões utilizadas e o procedimento para a análise dos resultados foram retirados da NBR 7190/97.

#### Resultados

A Tabela 19 mostra os resultados obtidos na resistência à compressão perpendicular às fibras. Estes resultados foram bastante abaixo do esperado pelos autores.

**Tabela 19** – Resistência da madeira à compressão normal às fibras.

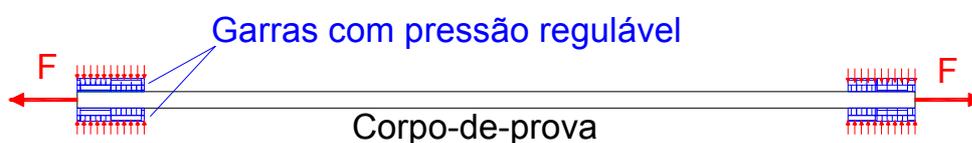
| Corpo-de-prova   | Resistência à compressão normal às fibras – $f_{c,90}$ (MPa) |
|--|--|
| 1  | 9,5  |
| 2  | 8,1  |
| 3  | 8,2  |
| 4  | 7,3  |
| 5  | 7,3  |
| 6  | 6,0  |
| 7  | 8,5  |
| 8  | 7,6  |
| 9  | 9,9  |
| 10   | 9,8  |
| 11   | 10,2   |
| 12   | 10,8   |
| <b>Resistência média (<math>f_{c90,m}</math>)</b>          | <b>8,6 MPa</b>   |
| <b>Resistência característica (<math>f_{c90,k}</math>)</b> | <b>7,0 %</b>   |
| <b>Coeficiente de variação (%)</b>                         | <b>20,6 MPa</b>  |

### 3.2.2.3. Tração Paralela às Fibras

#### Metodologia

Os ensaios de tração paralela às fibras foram realizados em peças estruturais, com seção transversal 5 x 12,5 cm e comprimentos de 250, 350 e 550 cm. Foram ensaiadas 16 peças de cada comprimento.

O equipamento utilizado para a realização deste ensaio foi o METRIGUARD 422 TENSION PROOF TESTER, que consiste de uma máquina horizontal de tração com duas garras posicionadas nas extremidades das peças aplicando uma pressão normal às fibras da madeira, ao mesmo tempo em que aplica uma força de tração no corpo-de-prova, até a ruptura. Tanto a pressão nas garras quanto a força de tração são controladas pelo usuário. A Figura 44 esquematiza o ensaio realizado, e a Figura 45 mostra uma fotografia do ensaio.



**Figura 44** – Ensaio de tração em peças estruturais.



**Figura 45** – Ensaio de tração em peças estruturais – fotografia.

## Resultados

Os resultados encontrados, separados por tamanhos de peças são mostrados na Tabela 20. O equipamento utilizado não foi capaz de ensaiar até a ruptura algumas peças, designadas na tabela por um asterisco. O valor contabilizado foi, portanto, igual ao maior valor encontrado, para comprimento igual.

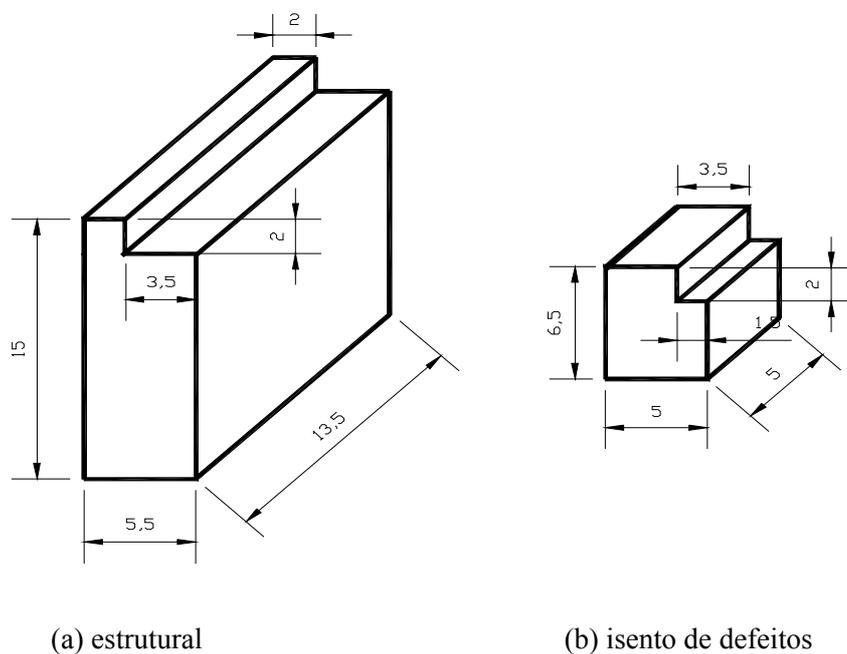
**Tabela 20** – Tração paralela às fibras da madeira em peças estruturais.

| Corpos-de-prova (l=250 cm)          | Resistência à tração (f <sub>t</sub> ) - MPa | Corpos-de-prova (l=350 cm) | Resistência à tração (f <sub>t</sub> ) - MPa | Corpos-de-prova (l=550 cm) | Resistência à tração (f <sub>t</sub> ) - MPa |
|-------------------------------------|--|----------------------------|--|----------------------------|--|
| 1                                   | 118,68                                       | 1                          | 52,05  | 1                          | 113,3  |
| 2                                   | 109,20                                       | 2                          | 105,30*                                      | 2                          | 49,8   |
| 3                                   | 36,16  | 3                          | 105,30*                                      | 3                          | 58,5   |
| 4                                   | 34,03  | 4                          | 86,10  | 4                          | 46,8   |
| 5                                   | 74,91  | 5                          | 81,18  | 5                          | 36,0   |
| 6                                   | 56,59  | 6                          | 74,63  | 6                          | 73,6   |
| 7                                   | 49,48  | 7                          | 23,35  | 7                          | 81,6   |
| 8                                   | 103,74                                       | 8                          | 87,19  | 8                          | 18,3   |
| 9                                   | 145,20                                       | 9                          | 47,75  | 9                          | 108,4  |
| 10                                  | 101,07                                       | 10                         | 105,30*                                      | 10                         | 83,9   |
| 11                                  | 38,56  | 11                         | 105,30*                                      | 11                         | 64,6   |
| 12                                  | 44,02  | 12                         | 50,26  | 12                         | 95,7   |
| 13                                  | 71,03  | 13                         | 99,37  | 13                         | 24,9   |
| 14                                  | 61,40  | 14                         | 67,81  | 14                         | 88,4   |
| 15                                  | 77,86  | 15                         | 19,27  | 15                         | 93,0   |
| 16                                  | 93,42  | 16                         | 105,30                                       | 16                         | 28,1   |
| <b>Média</b>                        | <b>76,0</b>                                  | <b>Média</b>               | <b>76,0</b>                                  | <b>Média</b>               | <b>66,6</b>                                  |
| <b>Resistência média</b>            |  |                            | <b>72,8 MPa</b>                              |                            |  |
| <b>Resistência característica</b>   |  |                            | <b>51,0 MPa</b>                              |                            |  |
| <b>Coefficiente de variação (%)</b> |  |                            | <b>41,8%</b>                                 |                            |  |

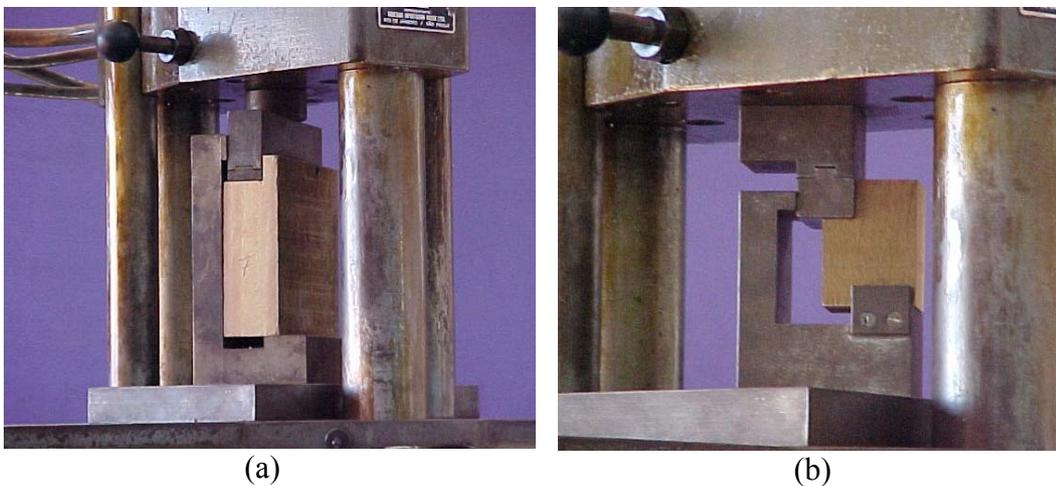
### 3.2.2.4. Cisalhamento

#### Metodologia

A resistência ao cisalhamento foi determinada em 16 corpos-de-prova, sendo 8 em corpos de prova isentos de defeitos e oito em peças estruturais,. As dimensões dos corpos-de-prova são mostradas na Figura 46. A carga foi aplicada uniformemente distribuída no entalhe.



**Figura 46** – Dimensões dos corpos-de-prova ensaiados ao cisalhamento (medidas em cm).



**Figura 47** – Ensaio de cisalhamento em (a) peça estrutural; (b) corpo-de-prova.

## Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento, para os dois tamanhos de corpos de prova, são mostrados na Tabela 21, onde observamos resultados semelhantes para os dois tamanhos ensaiados.

**Tabela 21** – Resistência ao cisalhamento obtida.

| Corpo de prova                  | Resistência ao cisalhamento no corpo de prova isento de defeitos (MPa) | Resistência ao cisalhamento no corpo de prova estrutural (MPa) |
|---------------------------------|--|--|
| 1                               | 13,28  | 10,96  |
| 2                               | 10,53  | 12,61  |
| 3                               | 9,80   | 11,38  |
| 4                               | 11,70  | 10,62  |
| 5                               | 11,90  | 8,33   |
| 6                               | 11,30  | 11,93  |
| 7                               | 17,62  | 10,87  |
| 8                               | 8,16   | 9,89   |
| <b>Média</b>                    | <b>11,79</b>   | <b>10,82</b>   |
| <b>Coefficiente de variação</b> | <b>23,8%</b>   | <b>12,0%</b>   |

### 3.2.2.5. Comentários

Os resultados de compressão paralela às fibras evidenciaram a necessidade de uma amostragem adequada, principalmente quando se trata de um material com grande variabilidade, como foi o caso do lote utilizado. De forma contrária, os resultados podem não condizer com a realidade.

A resistência à compressão paralela às fibras foi semelhante para corpos-de-prova isentos de defeitos e em dimensões estruturais, devido, inclusive, às dimensões utilizadas para os corpos-de-prova. Com os corpos-de-prova ensaiados ao cisalhamento, ocorreu o mesmo.

Os resultados de tração ficaram próximos ao esperado, validando a relação  $f_{c0}/0,77$ , proposta na NBR 7190/97, para o Eucalipto Citriodora. Já os

resultados de compressão normal às fibras, comparados com os de compressão paralela, foi de metade do esperado de acordo com a relação proposta pela norma:

$$\frac{f_{c90}}{f_{c0}} = 0,25 \quad (38)$$

A Tabela 22 mostra os valores mínimos exigidos de resistência e de rigidez pela NBR 7190/97 para madeiras tipo dicotiledôneas C40 e C60, e os resultados encontrados para este lote de Eucalipto Citriodora. Por esta tabela, a madeira utilizada se enquadra na classe de resistência C40, e não C60, conforme foi adotado em projeto.

**Tabela 22** – Resistência e rigidez mínimas exigidas pela NBR 7190/97 e obtidas.

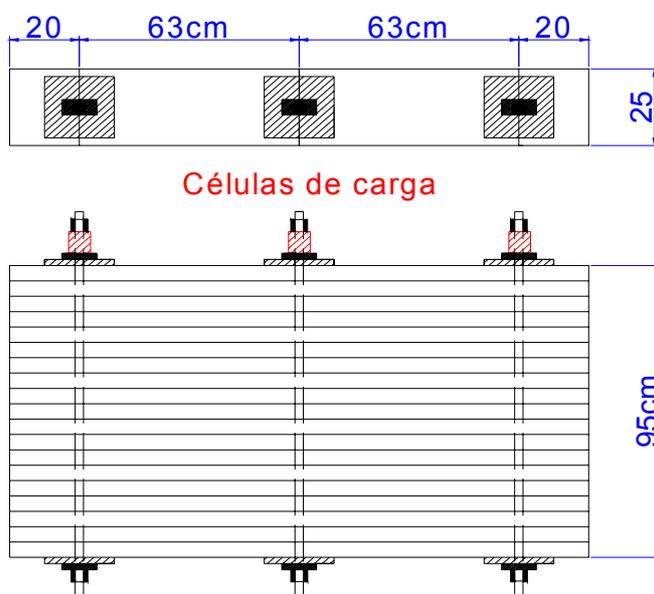
| Classe                      | $f_{c0,k}$ (MPa) | $f_{vk}$ (MPa) | $E_{c0,m}$ (MPa) |
|-----------------------------|------------------|----------------|------------------|
| <b>C40</b>                  | 40               | 6              | 19500            |
| <b>C60</b>                  | 60               | 8              | 24500            |
| <b>Eucalipto Citriodora</b> | 43,8             | 11,8           | 23290            |

Comparando o módulo de elasticidade médio encontrado no ensaio de flexão estática e no ensaio de compressão paralela às fibras, percebe-se que o resultado obtido no primeiro caso foi cerca de 28% inferior ao encontrado no ensaio de compressão paralela às fibras em peças isentas de defeitos. Esta diferença, provavelmente, é devida à influência dos defeitos nas peças estruturais. O coeficiente de variação encontrado para este ensaio (35%) foi maior que o dobro encontrado anteriormente (15,8%), resultado que reforça ainda mais a influência dos defeitos na variabilidade do material.

### 3.2.3. Análise da Perda de Protensão em Corpos-de-prova

#### Metodologia

Com a finalidade de avaliação da perda de protensão nas barras de aço com o tempo, sem interferências de variações climáticas, foram montados três corpos-de-prova laminados protendidos, de dimensões 95 cm x 166 cm x 25 cm, com lâminas de madeira do mesmo lote utilizado na ponte (ver Figura 48). O sistema de protensão e ancoragem também foram idênticos aos utilizados no tabuleiro protendido. Definiu-se como nível de protensão a ser utilizado 890 kPa, sobre a madeira, igual ao aplicado no tabuleiro da ponte. Os diâmetros das barras utilizadas foram de 16 mm, 25 mm e 32 mm, e as condições climáticas fixadas foi 25°C de temperatura e 60% de umidade, constantes ao longo do tempo. Cada série de 3 corpos-de-prova foi ensaiada em sala climatizada, com temperatura e umidade constantes, por um período de 2 meses. Foram realizadas 2 séries de ensaios.



**Figura 48** – Corpos-de-prova para avaliação das perdas de protensão em condições climáticas controladas.

Para a medição das deformações na direção transversal dos corpos-de-prova, utilizou-se transdutores de deslocamentos, instalados imediatamente após a aplicação de protensão. Para a leitura e armazenamento dos resultados, foi utilizado o sistema de aquisição de dados MICROMEASUREMENTS MG 5000. A Figura 49 ilustra a montagem do ensaio.



**Figura 49** – Ensaio de perda de protensão em corpos-de-prova, com temperatura e umidade controladas.

## Resultados

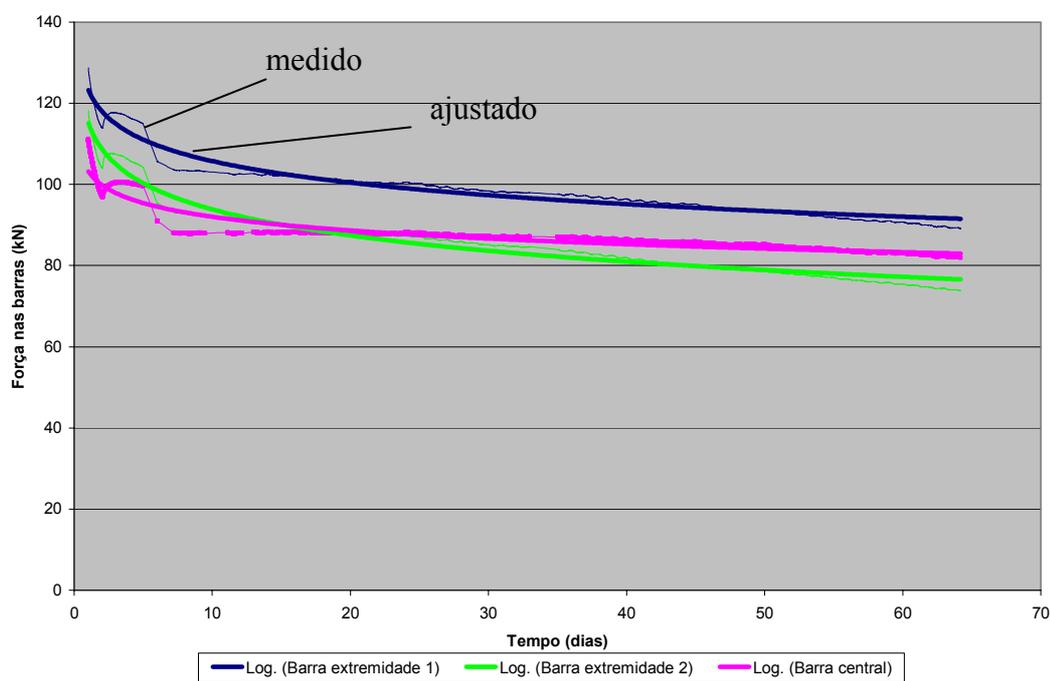
Os resultados de perda de protensão nas barras de aço em corpos de prova, em condições de temperatura e umidade controladas, bem como da diminuição das larguras estão mostrados na Tabela 23. Devido a problemas em dois transdutores de deslocamentos, estes dados não estão contidos nessa tabela. As Figuras 50 à 52 mostram as perdas para uma das séries de ensaio, ajustada por logaritmo. Este ajuste foi utilizado devido à equação teórica da perda de protensão de acordo com CHEUNG (2003).

Neste ensaio, as barras centrais apresentaram perda de protensão menores que as das extremidades, ao contrário do que constatou CHEUNG (2003) para a mesma configuração de ensaio. A perda média encontrada,

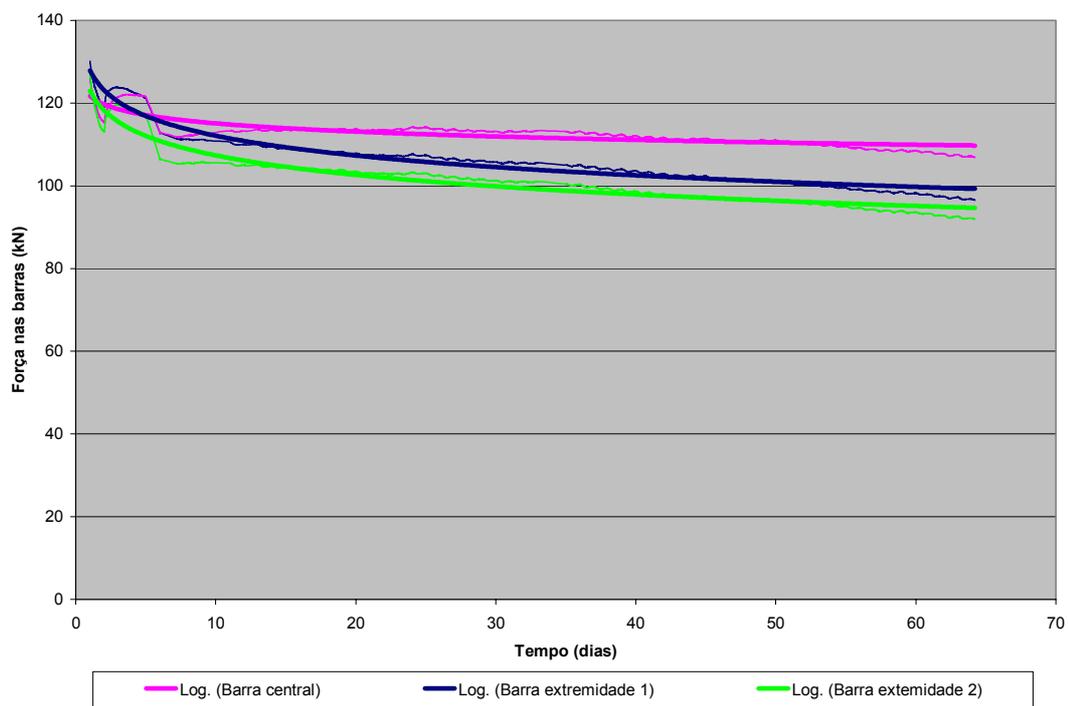
para 60 dias, foi próxima à obtida por esse autor, para corpos-de-prova com madeira de *Pinus Elliotti*.

**Tabela 23** – Principais resultados obtidos para a perda de protensão em corpos de prova, com temperatura e umidade controladas, após 60 dias.

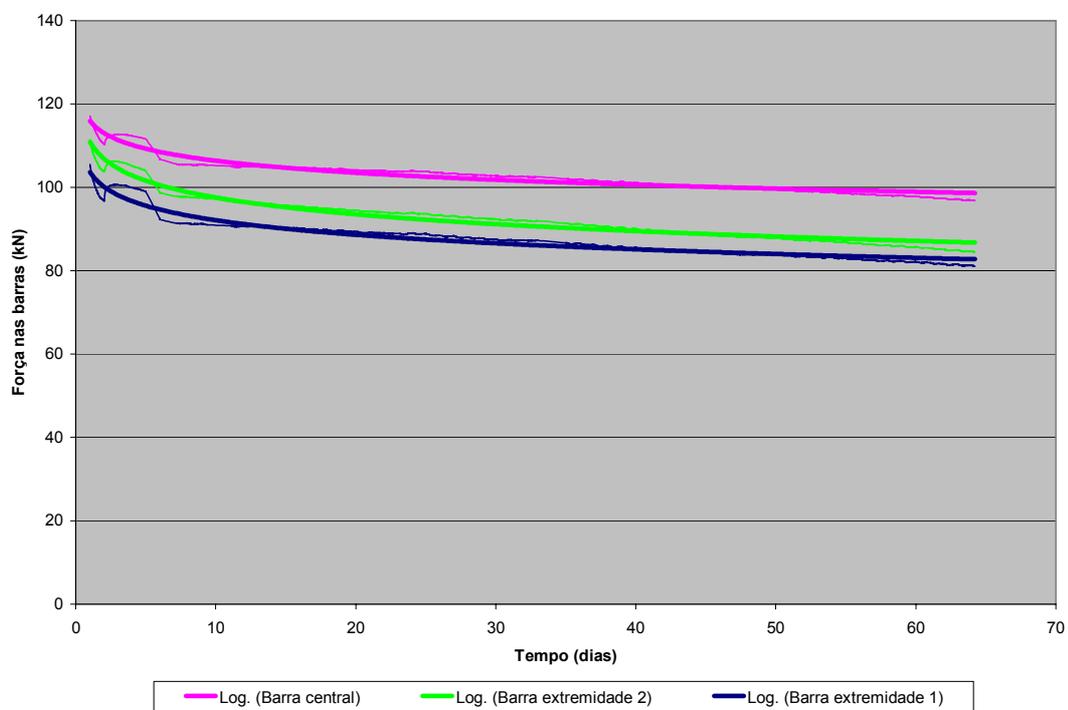
| Diâmetro das Barras | Perda de protensão média nas barras das extremidades (%) |          | Perda de protensão nas barras centrais (%) |          | Diminuição da largura do tabuleiro (mm) |          |
|---------------------|--|----------|--|----------|---|----------|
|                     | 1ª série   | 2ª série | 1ª série                                   | 2ª série | 1ª série                                | 2ª série |
| 16 mm               | 29   | 30       | 19   | 24       | 7,6                                     | 2,9      |
| 25 mm               | 30   | 44       | 16   | 38       | 4,7                                     | 2,9      |
| 32 mm               | 37   | 43       | 33   | 38       | -                                       | 1,9      |



**Figura 50** – Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 16 mm.



**Figura 51** - Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 25 mm.



**Figura 52** - Perda de protensão em corpos-de-prova com barras de diâmetro 32 mm.

### 3.3. CONSTRUÇÃO

#### 3.3.1. Montagem

O protótipo foi montado e protendido em laboratório, primeiramente, onde permaneceu por cinco meses, e depois foi transportado para o local da instalação.

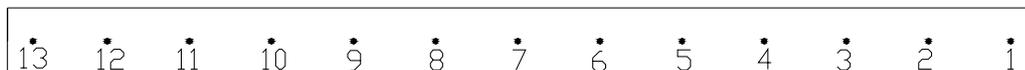
Considerando a dificuldade de transporte devido ao peso do protótipo, ele foi dividido em 2 módulos, com 375 cm de largura, e somente um deles foi protendido e monitorado em laboratório. No laboratório, foi feito um ensaio de perda de protensão nas 13 barras durante 2 meses.

A montagem consistiu em introduzir cada lâmina de madeira em um gabarito executado com as barras de protensão, realizando-se ajustes de serralha quando necessário. Tal procedimento foi necessário devido à dificuldade de introdução das barras no tabuleiro pré-executado, por haver incompatibilidade de localização dos furos. Este procedimento teve duração de uma semana, com 3 funcionários trabalhando 6 horas diárias. A Figura 53 mostra uma fotografia da montagem inicial.



**Figura 53** – Montagem inicial do tabuleiro laminado.

Após o posicionamento das barras e lâminas, iniciou-se a protensão, na seguinte ordem, considerando-se a numeração descrita na Figura 54:



**Figura 54** – Numeração das barras de protensão utilizada.

Primeiro aplicou-se cerca de 50% da carga total (65 kN), nas barras 7, 9, 5, 11, 3, 13 e 1, respectivamente. Em seguida, aplicou-se a carga total (130 kN) na seguinte ordem: 7, 8, 6, 9, 5, 10, 4, 11, 3, 12, 2, 13 e 1. No terceiro ciclo aplicou-se, mais uma vez, 100% da carga em cada uma das barras, na mesma ordem.

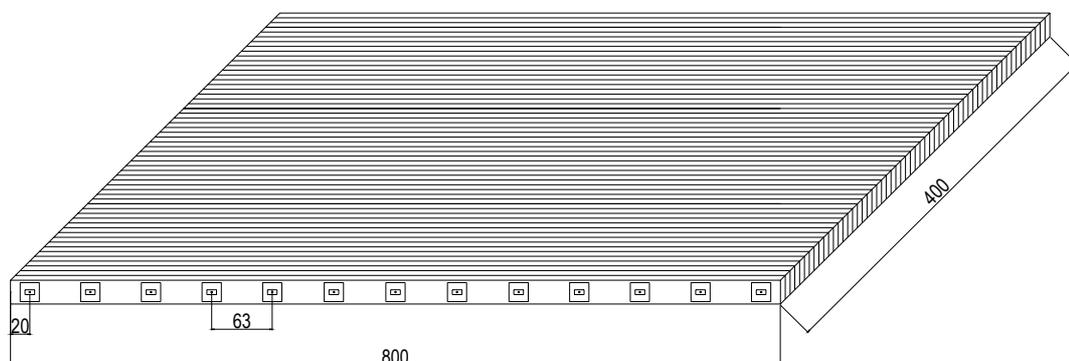
Esta protensão foi estipulada por ser a força limite para as barras de protensão utilizadas, e confere ao tabuleiro uma tensão de 825 kPa, menor que as duas vezes e meia a tensão de projeto, que seria de  $2,5 \times 700 \text{ kPa} = 1750 \text{ kPa}$ .

Para o controle da carga aplicada, utilizou-se células de carga em cada barra de protensão, conectadas a um sistema de aquisição de dados MICROMEASUREMENTS MG 5000, ligado a um computador. As informações das forças nas barras foram registradas a cada 15 minutos, durante 2 meses.

Cinqüenta e seis dias após a primeira protensão, foi aplicada uma reprotensão ao tabuleiro, completando-se a cargas nas barras na seguinte seqüência: 7, 8, 6, 9, 5, 10, 4, 11, 3, 12, 2, 13 e 1. Na data prevista para a primeira reprotensão, 7 dias após a protensão inicial, não foi aplicada a reprotensão, visto que as forças nas barras estavam próximas da força original.

Duas semanas antes da instalação da ponte, efetuou-se, novamente, a montagem de um dos módulos, desta vez com 4 metros de largura e executou-se a sua protensão. Isto ocorreu devido à falta de capacidade das fundações executadas pela Prefeitura Municipal de São Carlos para a

instalação dos dois módulos. As características finais do tabuleiro são descritas na Figura 55.



**Figura 55** – Características do módulo instalado.

Nessa ocasião, efetuou-se a protensão do tabuleiro, aplicando-se primeiramente 65 kN em cada barra, partindo-se do centro para as extremidades, depois 130 kN em cada uma, na mesma seqüência anterior. Ao final, verificou-se quais barras apresentavam carga menor que 117 kN, ou seja, 90% da carga inicial, completando-as. Uma semana após, aplicou-se uma reprotensão, verificando-se que as forças nas barras estavam bastante próximas às inicialmente aplicadas.

### 3.3.2. Instalação

No transporte para o local de instalação, o tabuleiro foi içado por um guindaste e colocado em um caminhão. O módulo pesava, aproximadamente, 8 toneladas. A Figura 56 mostra o içamento do tabuleiro.

Durante o trajeto do laboratório até o local, e na instalação, a ponte sofreu diversas ações não previstas, sendo necessário, após instalação, uma verificação das forças nas barras. A Figura 57 mostra a instalação do tabuleiro, e a Figura 58 o primeiro uso do protótipo, antes da revisão de protensão nas barras de aço.

Após o posicionamento, iniciou-se a montagem final dos elementos de proteção (guarda rodas e defensas).



**Figura 56** – Içamento da ponte no LaMEM.



**Figura 57** – Instalação da ponte.



**Figura 58** – Primeiro veículo a atravessar a ponte, antes da verificação das forças de protensão.

Instalados os elementos de proteção, foi colocada em toda a superfície do tabuleiro uma manta geotêxtil e em seguida aplicou-se o concreto asfáltico, liberando a ponte ao tráfego. Para uma maior longevidade da obra, pintou-se os elementos expostos com uma solução à base de stain.



**Figura 59** – Vista: ponte pronta.

### 3.3.3. Comentários

Não foram encontradas grandes dificuldades para a construção da ponte pretendida de madeira, porém foram encontrados alguns pontos nos quais é possível realizar uma melhoria para facilitar a execução e instalação de futuras pontes.

Primeiramente, o guindaste teve uma certa dificuldade para manusear o tabuleiro, que pesava aproximadamente 8 toneladas, devido a dois fatores principais: falta de capacidade do veículo e falta de pontos adequados para prender o tabuleiro. Propõe-se, portanto, a fabricação de módulos menores, o que não foi feito devido à necessidade de obtenção de informações sobre tabuleiro inteiro. Além disso, deve-se fazer previamente ao transporte a inserção de dispositivos que facilitem o içamento do tabuleiro sem causar esforços imprevistos.

Outro fator importante é o transporte, que deve ser feito de forma cautelosa, sem provocar tensões acidentais às barras de protensão, visto que o risco de acidente por ruptura da barra, neste caso, é elevado. Também deve ser dada uma explicação do funcionamento do sistema ao engenheiro de obras, para evitar a permanência de pessoas no alinhamento das barras, devido o risco de ruptura da mesma em eventual acidente. Durante a instalação da ponte devem ser tomados os mesmos cuidados. Outra opção é a protensão definitiva ser executada no local, aplicando-se antes do transporte somente uma protensão temporária, menor que a definitiva.

No caso, o tabuleiro sofreu movimentos bruscos, causando flexões e torções acidentais. Devido a isso, esperava-se uma grande perda de protensão das barras. Após a instalação foi necessária uma revisão das forças. Os resultados encontrados para as perdas nas barras foram menores do que o esperado, chegando no máximo a 27%, sendo a média de 17%.

## 4 DESEMPENHO DO TABULEIRO

### 4.1. ANÁLISE DA PERDA DE PROTENSÃO

A perda de protensão no tabuleiro foi medida em três fases: na montagem, no transporte e na ponte após 6 meses de uso. Os itens abaixo explicam os procedimentos adotados e os resultados obtidos.

#### 4.1.1. Montagem

##### Metodologia

Após a montagem do protótipo no laboratório, avaliou-se a perda de protensão nas barras ao longo do tempo, utilizando-se células de carga. Para a leitura e armazenamento dos dados utilizou-se o mesmo sistema de aquisição de dados, utilizados para os ensaios de perda de protensão em corpos de prova. Esta fase se iniciou em outubro de 2002.

Neste período, a umidade do tabuleiro foi medida duas vezes ao dia com um medidor elétrico portátil, e os dados de protensão foram relacionados com dados meteorológicos de temperatura e umidade ambiente, para avaliar possíveis variações nas forças das barras com os fatores climáticos.



**Figura 60** - Sistema montado para monitoramento da perda de protensão no tabuleiro.

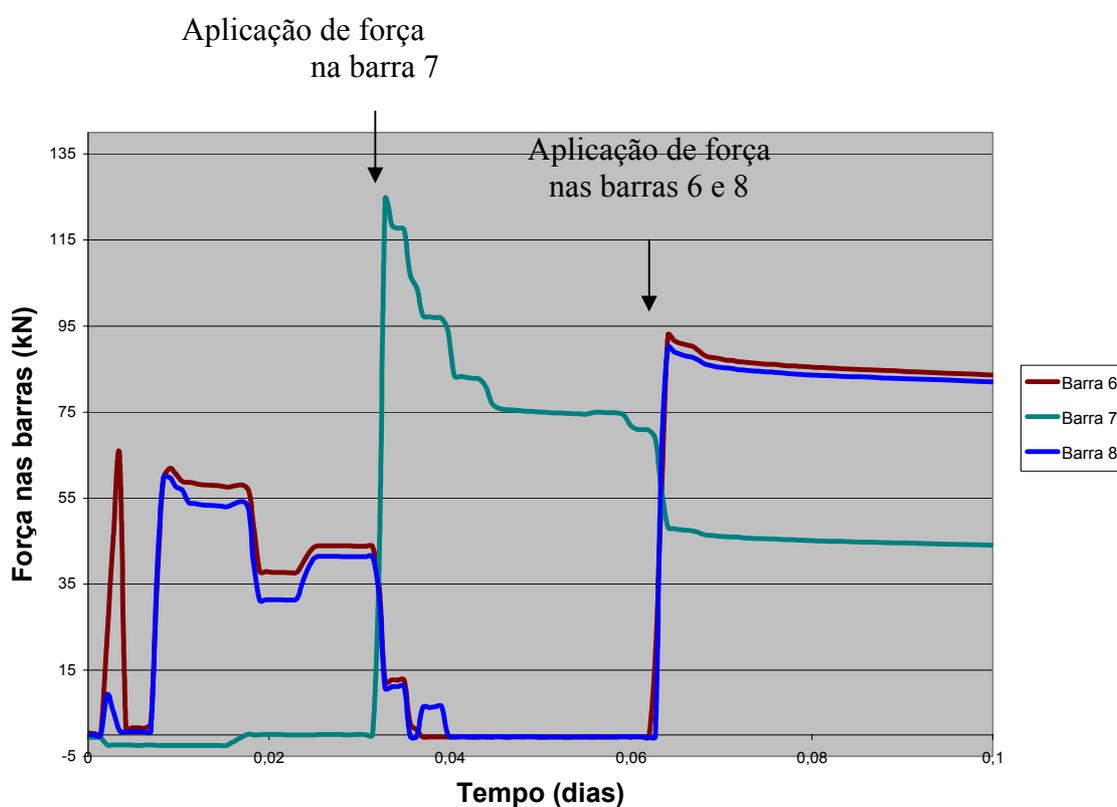
### **Resultados e discussões**

Durante a execução da protensão, observou-se que a aplicação de força em uma barra qualquer causava uma diminuição das forças de protensão nas barras imediatamente vizinhas, e um aumento nas barras adjacentes a estas últimas.

O conhecimento deste comportamento é de extrema importância para o engenheiro responsável por uma ponte com este sistema, pois se a carga prevista para a aplicação da protensão for próxima à força de escoamento das barras, as barras vizinhas devem ser monitoradas quando aplicada a protensão em uma das cargas, para não haver ruptura. Se, por algum motivo, for necessário retirar a força de protensão de alguma barra do sistema, é importante antes ter conhecimento das forças nas barras exatamente vizinhas, pois o risco de ruptura pode ser grande, neste caso. A Figura 61 mostra o comportamento de algumas barras, durante a protensão do tabuleiro.

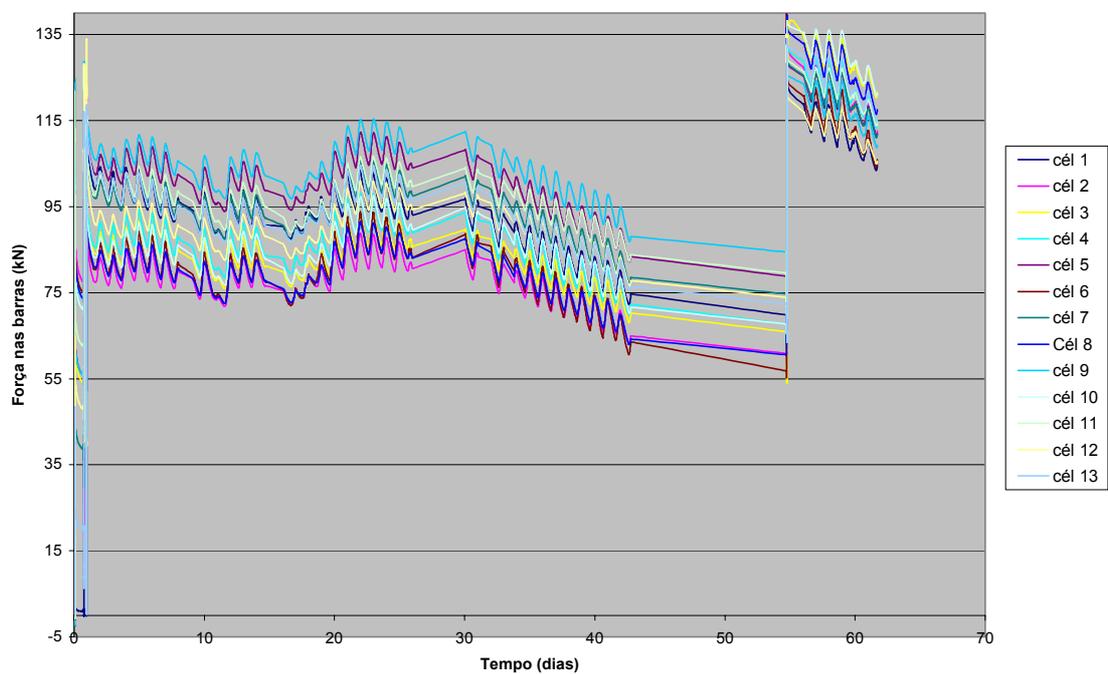
Os resultados de perda de protensão nas barras do protótipo, sem tráfego e sob intempéris, é mostrado na Figura 62. Em 1 semana, o tabuleiro havia perdido 20% da força, e cada barra possuía 100 kN, bastante

próximo da força de projeto (110 kN). Por este motivo, optou-se por não aplicar a primeira reprotensão. Em 55 dias, o tabuleiro tinha perdido 41,8% do valor inicial. Devido ao comportamento semelhante encontrado para as 13 barras, é possível visualizar o comportamento através de uma delas. A Figura 63 mostra o comportamento das perdas de protensão para a barra 1. Os intervalos sem dados ocorreram por uma falha no sistema de armazenamento utilizado, durante o ensaio.

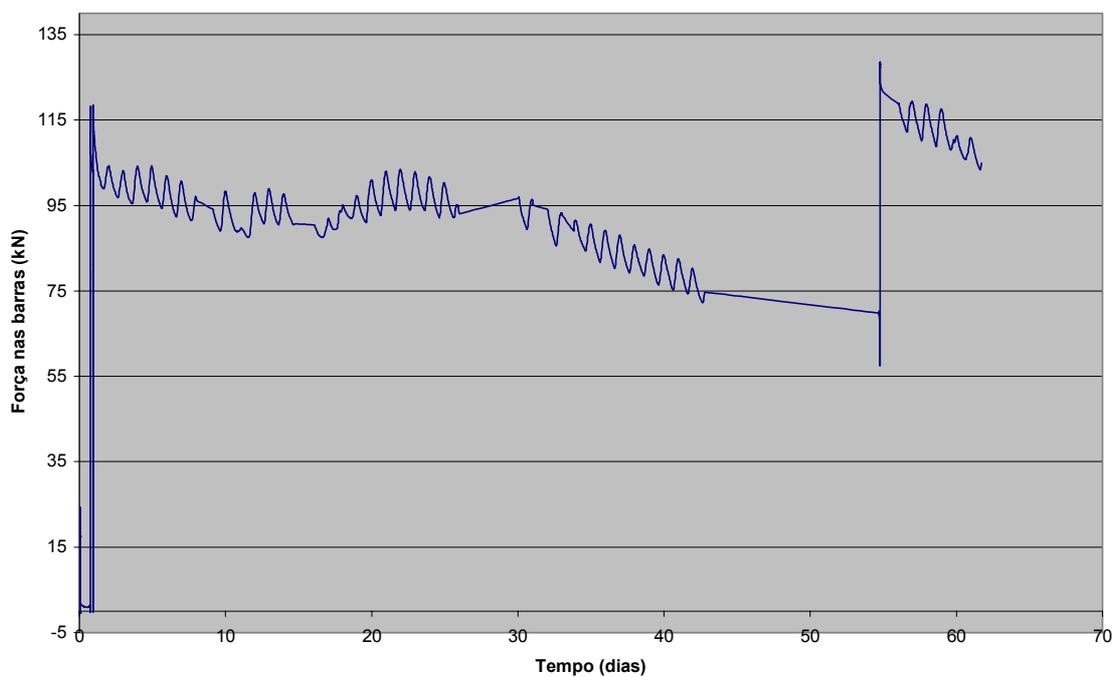


**Figura 61** – Comportamento de três barras vizinhas, durante a protensão.

A barra de protensão 1 perdeu, em 51 dias e sem reprotensão, 39% do seu valor original, bem menor do que o valor esperado, com base na literatura.



**Figura 62 –** Perda de protensão nas barras do tabuleiro.

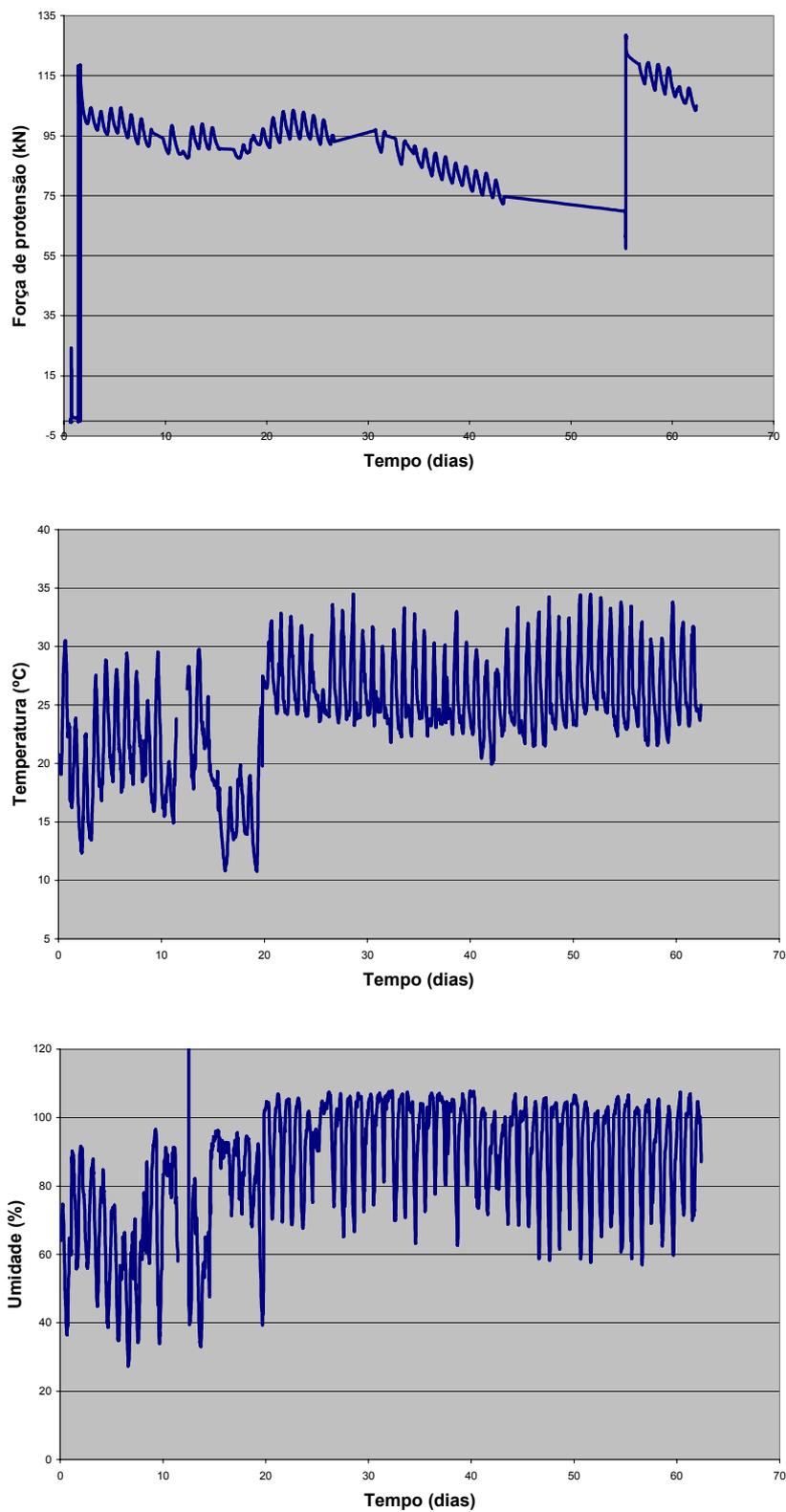


**Figura 63 -** Perda de protensão em uma barra do tabuleiro.

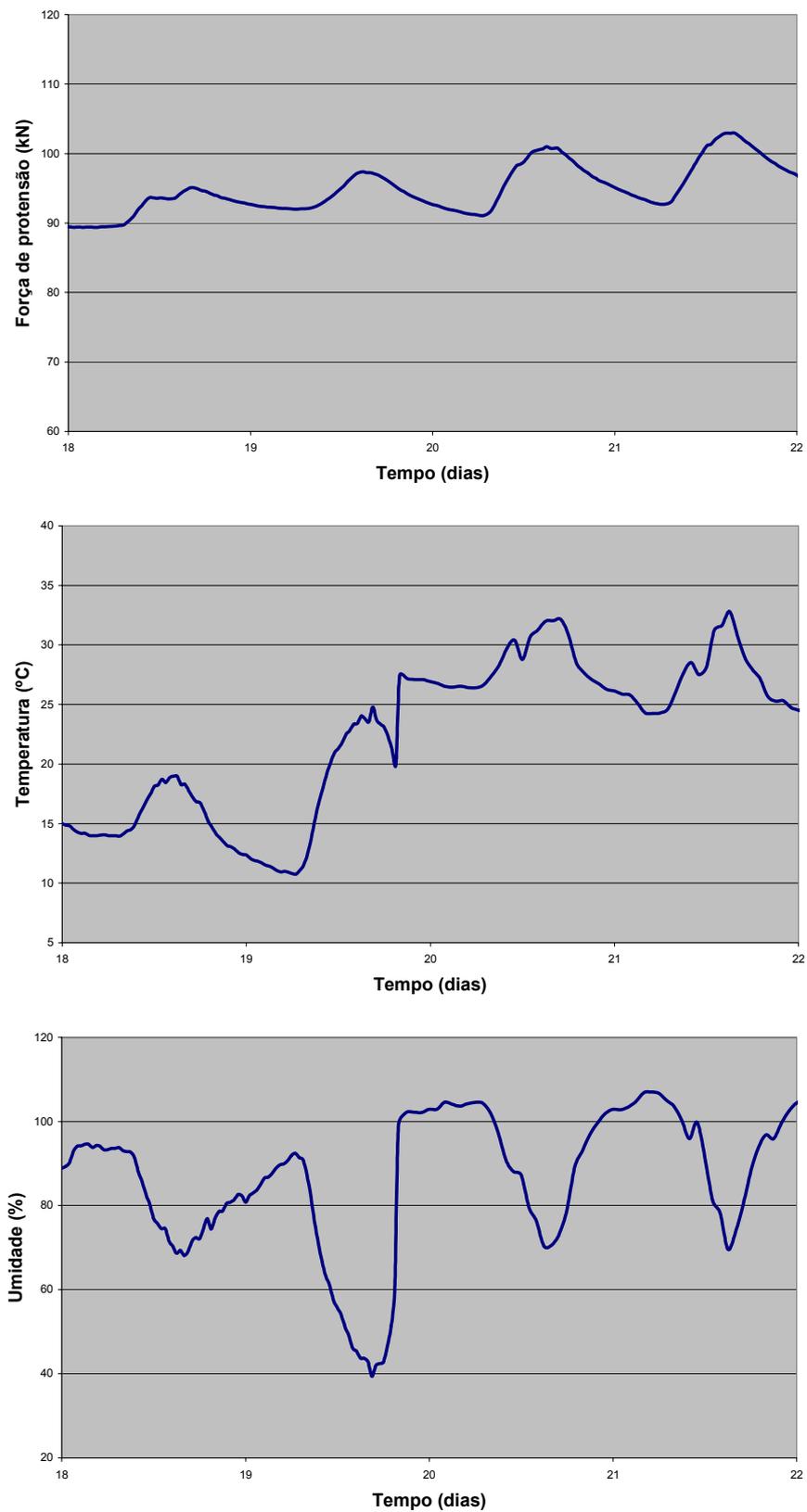
Percebe-se, nas Figuras 62 e 63, variações cíclicas de perda e recuperação da força de protensão. Ampliando-se o eixo das abcissas, percebe-se que isso acontecia ao longo de um dia. Tais recuperações chegam a 15%, em certos casos, quando o esperado é que haja somente perda de força.

Outro fato que merece destaque é a grande recuperação da força de protensão que ocorreu a partir do 18<sup>o</sup> dia, e que contribuiu para que a perda de protensão final diminuísse.

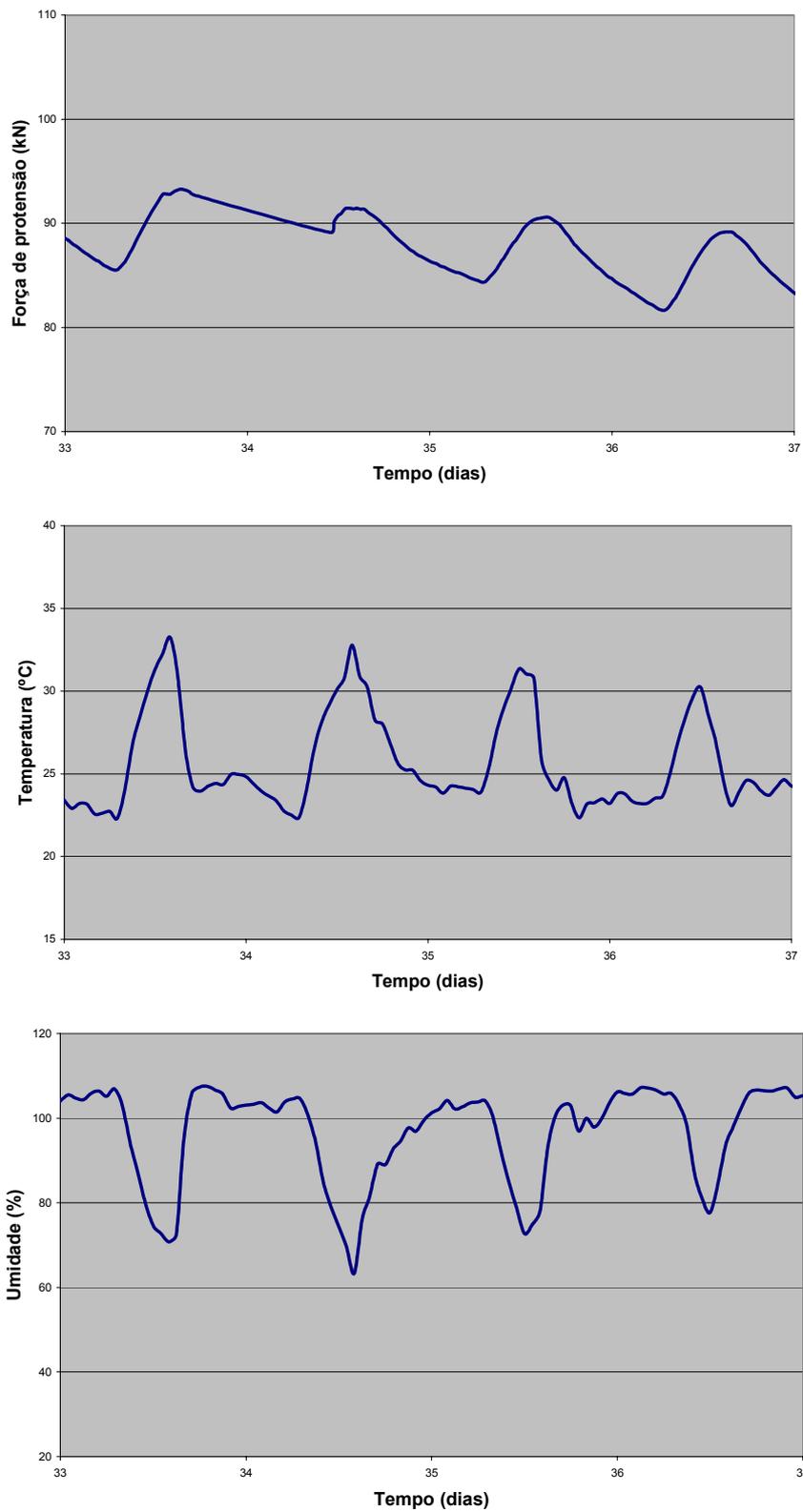
Desta forma, considerou-se a hipótese de que algum fator climático (temperatura ou umidade) pudesse estar afetando este comportamento. Recorreu-se, então, ao contato do responsável por uma estação climática localizada a menos de 5 metros de onde o tabuleiro estava instalado, o Professor Francisco Vecchia, do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC – USP, que cedeu os dados climáticos relativos ao período em questão. Os dados foram, então, normalizados e comparados, para diferentes intervalos e datas. As Figuras 64 a 67 mostram essa comparação.



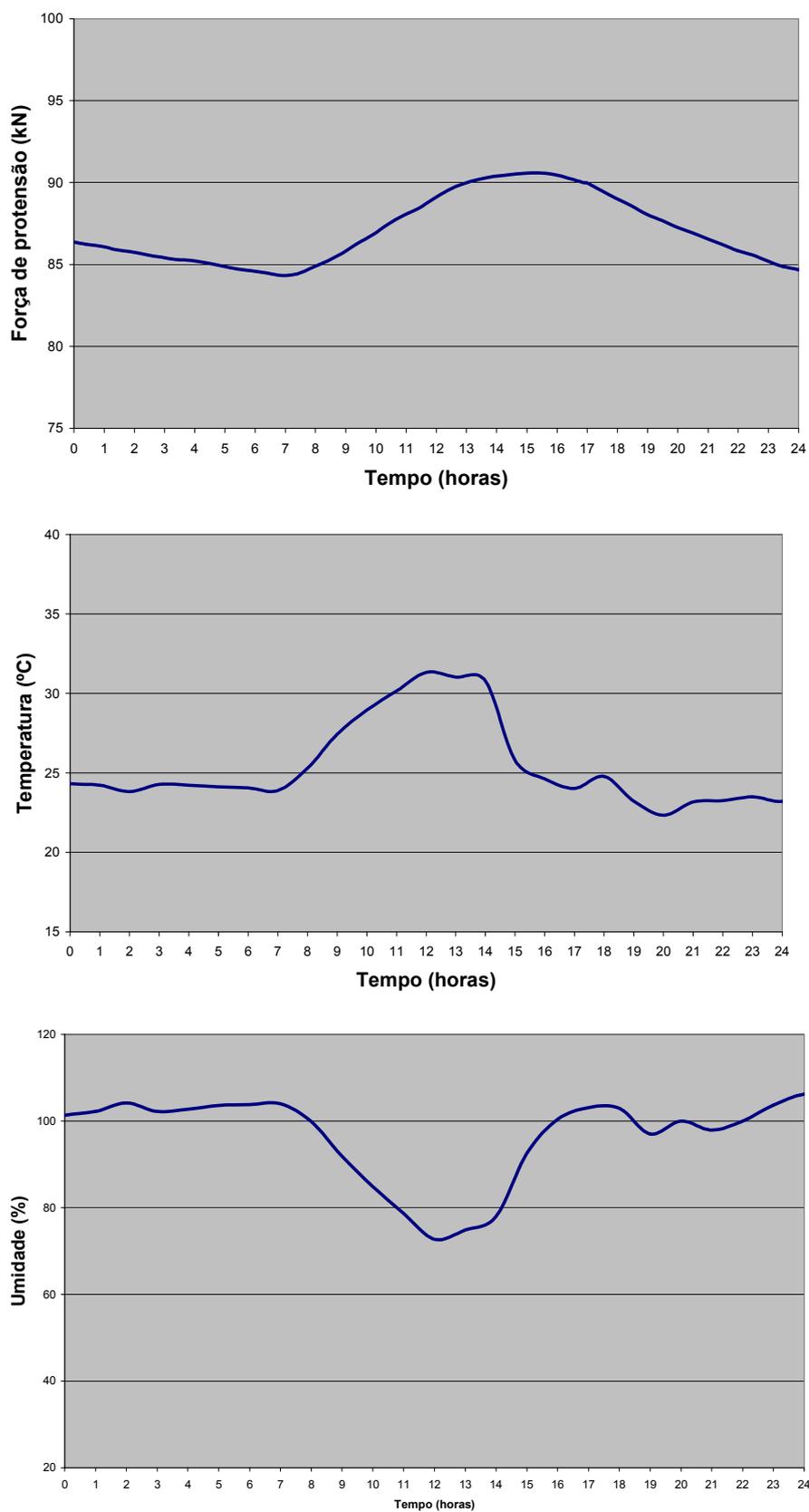
**Figura 64** – Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (0 a 69º dia).



**Figura 65** - Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (18<sup>o</sup> a 21<sup>o</sup> dia).



**Figura 66** - Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (33<sup>o</sup> a 36<sup>o</sup> dia).



**Figura 67** - Comparação entre os comportamentos da protensão nas barras e dos fatores climáticos (35º dia).

Através destas figuras, percebe-se claramente que a variável climática envolvida é a temperatura, visto que foi a variável climática que apresentou comportamento semelhante à força de protensão, com o tempo, e que a força de protensão nas barras do tabuleiro apresenta uma resposta quase imediata à variação de temperatura, com um pequeno amortecimento.

Segundo o FOREST PRODUCT LABORATORY (1999), o coeficiente de expansão linear tangencial da madeira de dicotiledônea é dado pela equação:

$$\alpha_t = (3,24 G + 18,4) \cdot 10^{-6} \quad (39)$$

onde G é o peso específico da madeira, em  $\text{kN/m}^3$ .

Dessa forma, o coeficiente de expansão linear da madeira na direção tangencial, para o Eucalipto Citriodora, é de  $5,08 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ , enquanto que este coeficiente, para o aço é de  $1,15 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ , cerca de  $\frac{1}{4}$  menor. Isto, para um tabuleiro com 4 metros de largura, causa uma tendência de alongamento devido à madeira de  $0,0203 \text{ cm}/^\circ\text{C}$ , enquanto que para o aço a deformação, que ocorre, é de apenas  $0,0046 \text{ cm}/^\circ\text{C}$ . Como os elementos metálicos impedem a expansão da madeira na direção transversal do tabuleiro, a força de protensão nas barras de aço aumenta, com o aumento de temperatura.

De posse à estes dados, e considerando-se a Lei de Hooke, temos que o ganho ou perda de protensão devido à variação de temperatura é dado por:

$$\Delta\sigma = E_T (\alpha_{mad} - \alpha_{aço}) \Delta T \quad (40)$$

onde:

$\Delta\sigma$  é a variação na força de protensão devido à variação de temperatura;

$E_T$  é o módulo de elasticidade transversal do tabuleiro;

$\alpha_{mad}$  é o coeficiente de expansão térmica da madeira, na direção transversal;

$\alpha_{aço}$  é o coeficiente de expansão térmica para o aço.

$\Delta T$  é a variação de temperatura.

Considerando a formulação sugerida por OKIMOTO (1997), Equação 41, para estimar o módulo de elasticidade transversal da madeira em tabuleiros protendidos, temos:

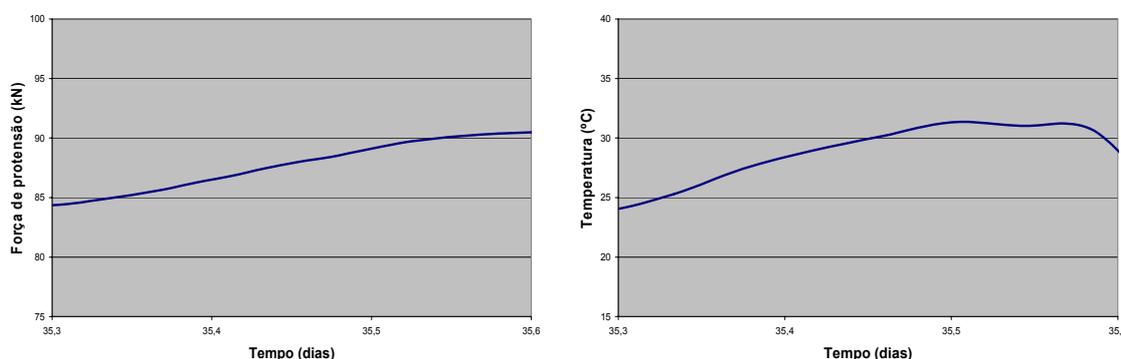
$$\Delta\sigma = E_L(28,78 \cdot 10^{-6} \sigma_N - 0,001008)(\alpha_{mad} - \alpha_{aço})\Delta T \quad (41)$$

onde:

$E_L$  é o módulo de elasticidade longitudinal da madeira;

$\sigma_N$  é o nível de protensão do tabuleiro (em kPa).

Considerando um período de tempo de 7,2 horas no tabuleiro, conforme Figura 68,



**Figura 68** – Variação da força de protensão e da temperatura no tabuleiro.

Neste período, observamos uma variação na força de protensão de 6,1 kN, que nos confere um  $\Delta\sigma$  de  $3,87 \cdot 10^{-3}$  kN/cm<sup>2</sup>, em um nível de protensão médio de 555 kPa. Desta forma, a variação causada somente pela temperatura é de  $6,93 \cdot 10^{-4}$  kN/cm<sup>2</sup>, cerca de 1/5 da variação ocorrida.

Importante comentar que o fenômeno do comportamento da protensão em tabuleiros laminados protendidos é bastante complexo, e que a temperatura é somente uma das variáveis envolvidas.

Este é um dado importante para a inclusão no estudo da perda de protensão em sistemas protendidos de madeira.

#### 4.1.2. Transporte

As forças nas barras foram medidas antes e depois do transporte, para o conhecimento das perdas nesta fase da construção. Esse procedimento não era previsto, porém foi adotado como resposta às falhas cometidas na operação, causando tensões acidentais no tabuleiro.

No transporte, o tabuleiro sofreu movimentos bruscos e impactos. Devido a isso, esperava-se uma grande perda de protensão das barras.

Os resultados encontrados para as perdas (Tabela 24) foram menores do que o esperado, chegando no máximo a 27%, na barra 6. A média foi de 17%. Convém ressaltar que a força foi medida antes do transporte do tabuleiro de forma aproximada, em ocasião de reprotensão para a locomoção.

**Tabela 24** – Perda de protensão nas barras devido ao transporte e instalação da ponte.

| Barra                | Força aproximada antes do transporte (daN) | Força após instalação (daN) | Perda de Protensão aproximada (%) |
|----------------------|--|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1                    | 13000                                      | 10136                       | 22                                |
| 2                    | 13000                                      | 11584                       | 11                                |
| 3                    | 13000                                      | 10860                       | 17                                |
| 4                    | 13000                                      | 10860                       | 17                                |
| 5                    | 13000                                      | 11439                       | 12                                |
| 6                    | 13000                                      | 9557                        | 27                                |
| 7                    | 13000                                      | 11439                       | 12                                |
| 8                    | 13000                                      | 10715                       | 18                                |
| 9                    | 13000                                      | 11005                       | 16                                |
| 10                   | 13000                                      | 11584                       | 11                                |
| 11                   | 13000                                      | 11439                       | 12                                |
| 12                   | 13000                                      | 9991                        | 23                                |
| 13                   | 13000                                      | 10136                       | 22                                |
| <b>Perda máxima:</b> |  |                             | <b>27%</b>                        |
| <b>Perda média:</b>  |  |                             | <b>17%</b>                        |

### 4.1.3. Perdas ao Longo do Tempo

Na ocasião em que a ponte foi monitorada com novas provas-de-carga, foi medida a força de protensão em duas barras para avaliação do comportamento da ponte, visto que é dependente da tensão de projeto. Era também objetivo desta inspeção a reprotensão do tabuleiro, caso fosse necessário, visto que a ponte só recebeu uma reprotensão, aos 7 dias da data da primeira protensão.

A perda de protensão média durante os 6 meses de utilização do tabuleiro, com tráfego intenso, e com apenas uma reprotensão, foi de 27%, bem menor que os 40% que era esperado, com duas reprotensões, de acordo com a literatura. Considerando-se que estas perdas praticamente cessaram, conclui-se que a ponte trabalhará com uma protensão de 650 kPa, ligeiramente inferior à protensão ótima de projeto (700 kPa), porém bastante superior à força mínima necessária para ativar o comportamento de placa (300 kPa). Convém ressaltar que, no momento de protensão, foi aplicada uma força menor que o sugerido, que seria de 2,5 vezes a força ótima de projeto, devido à limitação da resistência da barra.

### 4.1.4. Comentários

Analisando os resultados de perda de protensão, é possível tecer os seguintes comentários:

- Considerando-se os corpos-de-prova ensaiados em sala climatizada, verifica-se maior perda de protensão para as barras maiores e grande variabilidade entre os resultados obtidos (cerca de 50%). Portanto, o ensaio não pode ser considerado adequado para este fim e os resultados não são confiáveis, devido à falta de reprodutibilidade.

- Para o tabuleiro sob intempéries, mas sem carregamento, observa-se que a temperatura é uma variável bastante importante para a previsão das perdas de protensão, o que confirma a hipótese adotada anteriormente de que o protótipo deveria ser testado para as condições climáticas brasileiras. Por conta disso, e das características próprias do material, as perdas de

protensão ficaram bem abaixo do esperado, fazendo-se necessária apenas uma reprotensão, aos 55 dias. Para o tabuleiro sob carregamento, a baixa perda de protensão também foi verificada, e nos dá embasamento para um teste de comportamento de pontes sem reprotensões, o que facilita bastante a execução do sistema e a escolha do sistema de protensão.

## **4.2. PROVAS DE CARGA**

### **4.2.1. Metodologia**

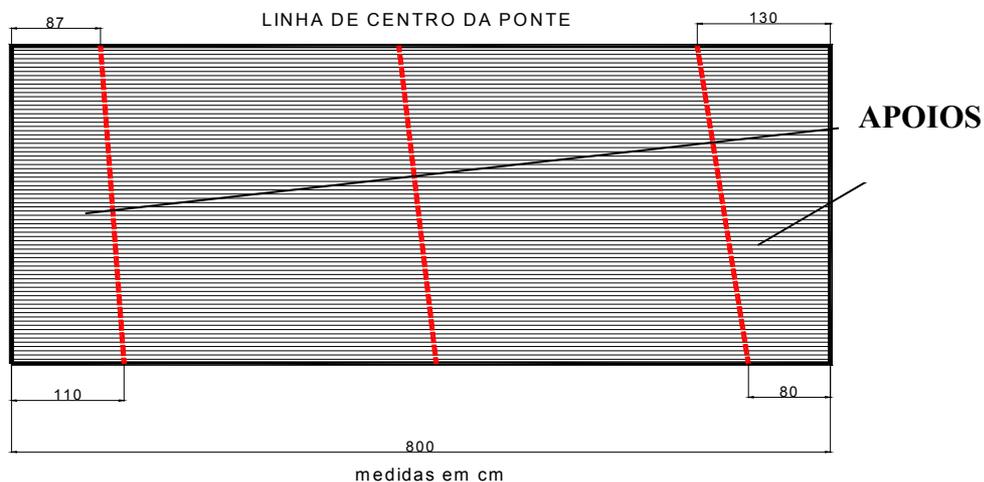
As provas de carga foram realizadas em duas fases principais: durante a montagem (três provas de carga), para avaliação da influência dos elementos de segurança, e seis meses após a construção, para a avaliação da perda de eficiência do sistema com o tempo.

### **Construção**

Estas provas de carga foram realizadas em várias fases da montagem da ponte, para avaliação da influência dos elementos de bordo na rigidez transversal do tabuleiro e o deslocamento no centro do vão. A primeira prova de carga foi feita logo após a instalação do tabuleiro, a segunda após a instalação dos guarda-rodas e a terceira após a instalação das defensas.

As provas de carga consistiam no posicionamento de um veículo, com peso conhecido, de tal forma que o centro dos eixos traseiros coincidissem com o meio do vão da ponte. Cada série possuía três medições diferentes: uma inicial, sem nenhuma carga acidental na ponte, uma com o trem-tipo posicionado no centro do tabuleiro, no alinhamento central longitudinal e uma última com o caminhão posicionado a 10 cm a partir do guarda rodas. Para a marcação do centro do vão do tabuleiro, mediu-se a real posição dos apoios executados pela Prefeitura Municipal de São Carlos. A Figura 69

mostra as suas posições, onde é possível verificar uma escuridade de 5° para a ponte

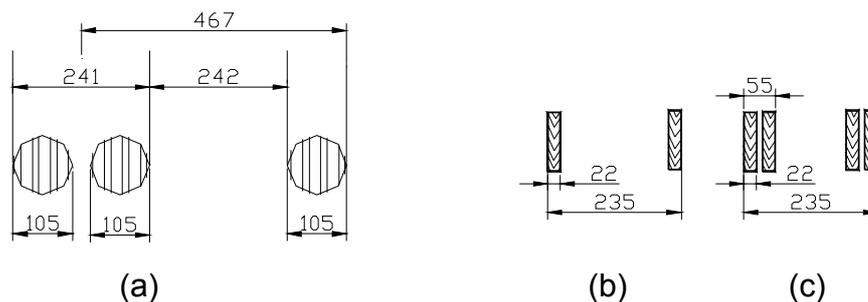


**Figura 69-** Posição dos apoios no tabuleiro.

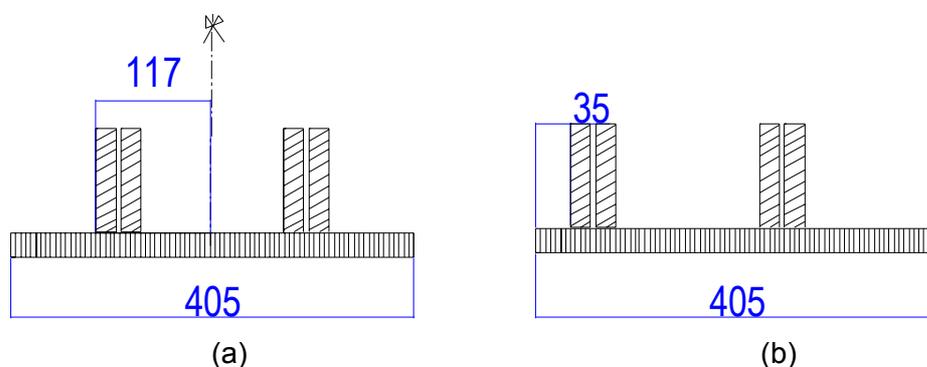
Para a leitura dos deslocamentos, foram pendurados metros de carpinteiro a cada 30 cm, na linha central da ponte, e foram medidos os deslocamentos com o auxílio de um nível. Pendurou-se, também, dois metros próximos aos apoios, para avaliar os deslocamentos nestes pontos. A Figura 70 mostra uma fotografia da primeira prova de carga executada, e as Figuras 71 e 72 mostram as dimensões reais do veículo utilizado e o seu posicionamento sobre o tabuleiro, respectivamente.



**Figura 70** – Veículo posicionado na ponte, para prova-de-carga.

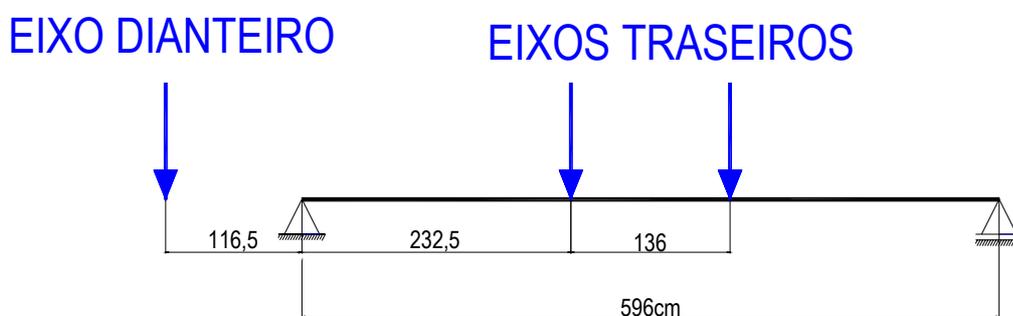


**Figura 71** – Dimensões reais do veículo utilizado para as provas de carga na fase de construção da ponte. (a) Dimensões longitudinais; (b) Dimensões transversais do eixo dianteiro; (c) Dimensões do eixo traseiro (medidas em cm).



**Figura 72** – Posicionamento transversal do eixo traseiro do caminhão. (a) Carga centrada; (b) Carga excêntrica (medidas em cm).

Para as análises, o novo vão teórico da ponte foi calculado como sendo a distância entre os encontros (vão livre). Tal procedimento foi adotado porque o software utilizado para a comparação dos resultados necessita destes dados. O esquema estático adotado é mostrado na Figura 73.



**Figura 73** – Esquema estático utilizado nas análises.

Os pesos dos caminhões utilizados são mostrados na Tabela 25.

**Tabela 25** – Peso dos caminhões utilizados nas provas de carga, por eixo.

| PROVA DE CARGA                              | PESO: EIXOS TRASEIROS (kN) | PESO: EIXO DIANTEIRO (kN) |
|---|----------------------------|---------------------------|
| <b>Construção: tabuleiro</b>                | 281,8                      | 55,0                      |
| <b>Construção: tabuleiro + guarda-rodas</b> | 305,7                      | 57,2                      |
| <b>Construção: ponte completa</b>           | 337,0                      | 69,0                      |
| <b>6 meses</b>                              | 327,6                      | 52,0                      |

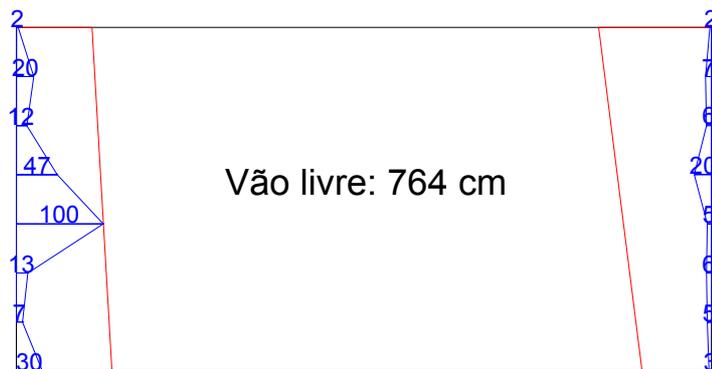
### **Monitoramento: 6 meses após a construção**

Passados 6 meses da construção da ponte, foi realizada uma nova prova de carga, de forma a analisar o comportamento do sistema ao longo do tempo.

Nas provas-de-carga anteriores, percebeu-se que os apoios estavam mal executados, e que o vão considerado não era o vão livre real da ponte. Os encontros não estavam nivelados, e por isso a posição dos apoios reais da ponte estava variando conforme o carregamento.

Com o auxílio de uma lâmina metálica, a posição real dos apoios foi medida em alguns pontos, e então o valor do vão foi estimado. As Figuras 74, 75 e 76 mostram a posição real dos apoios sem carregamento, para carregamento centrado e para carregamento excêntrico.

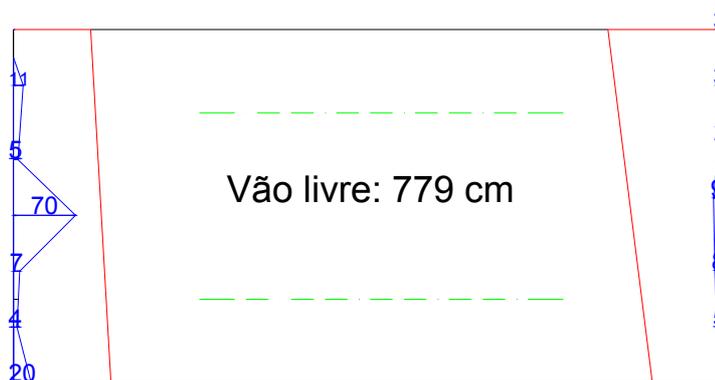
O caminhão utilizado para esta prova de carga possuía a mesma configuração transversal do caminhão utilizado anteriormente (ver Figura 71 (b) e (c)), porém a sua configuração longitudinal era um pouco diferente. As Figuras 77 e 78 mostram essa configuração, para os vãos já atualizados.



Posição dos encontros de concreto

Posição dos apoios (medido)

**Figura 74** – Posição real dos apoios para o tabuleiro sem carregamento.

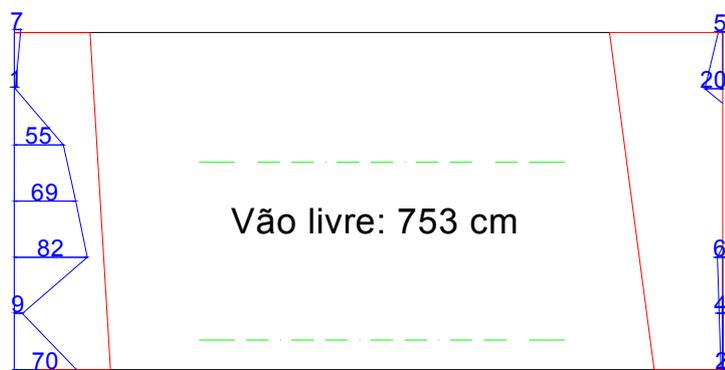


Posição dos encontros de concreto

Posição dos apoios (medido)

Posição transversal do eixo traseiro do caminhão

**Figura 75** – Posição real dos apoios para o tabuleiro com carregamento centrado.

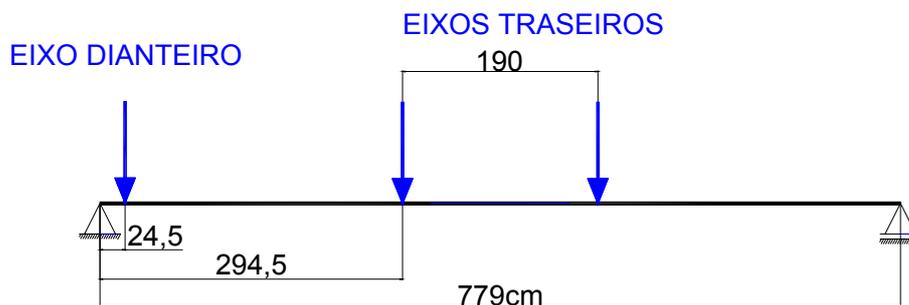


Posição dos encontros de concreto

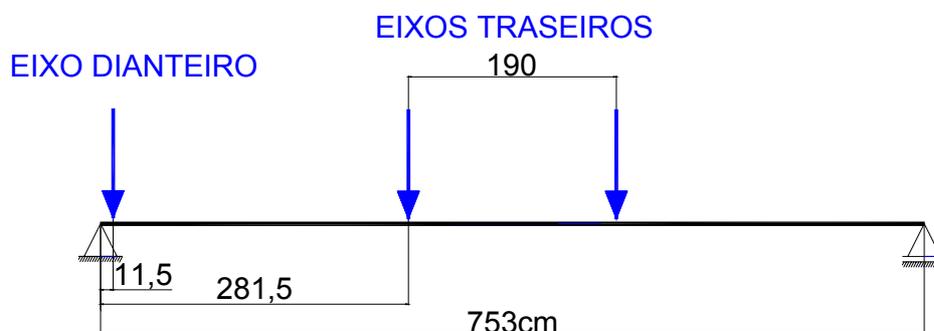
Posição dos apoios (medido)

Posição transversal do eixo traseiro do caminhão

**Figura 76** – Posição real dos apoios para o carregamento excêntrico.



**Figura 77** – Posicionamento longitudinal do veículo na ponte, para o carregamento centrado.



**Figura 78** - Posicionamento longitudinal do veículo na ponte, para o carregamento excêntrico.

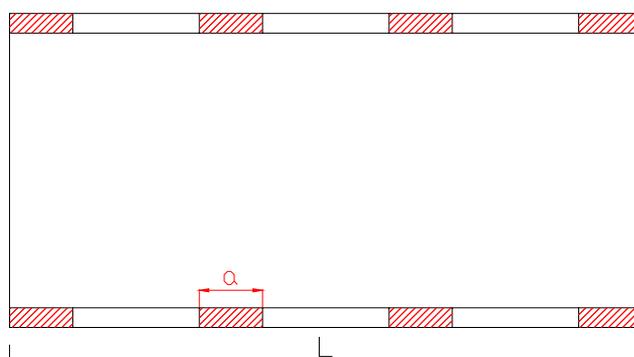
### Análise Numérica

A análise numérica foi feita através do software OTB.

Os vãos utilizados para as modelagens foram, na fase de construção, o vão entre os encontros, e para padronizarmos os resultados com os dados experimentais, destes retiramos as medidas dos deslocamentos efetuadas, nas provas de carga, a 15 centímetros dos apoios. Para a fase de monitoramento da ponte, repetimos este procedimento, ao mesmo tempo que também executamos a modelagem com os vãos reais, porém neste caso os dados numéricos foram comparados com os dados reais medidos em campo.

Para as rigidezes de bordo, devido ao guarda-rodas e defensas, aplicou-se uma redução destes valores. Com esses valores, a curva numérica se aproximou melhor da curva real. Esta redução levou em consideração o comprimento longitudinal em que os elementos estavam realmente fixados no tabuleiro, sendo igual à soma dos comprimentos dos elementos presos ao tabuleiro dividido pelo comprimento da placa.

Seja, por exemplo, a “a” dimensão longitudinal do elemento de bordo fixado ao tabuleiro, e seja “L” a dimensão longitudinal total do tabuleiro (Figura 79).



**Figura 79** – Ilustração exemplo da redução da rigidez de bordo aplicada.

Neste caso, a redução (red) aplicada será igual a:

$$red = \frac{4a}{L} \quad (42)$$

#### 4.2.2. Resultados Obtidos

##### 1ª Fase: Construção

As Figuras 80 à 85 mostram os resultados numéricos e experimentais das provas de carga realizadas na fase de construção da ponte, considerando independentemente as provas de carga sobre o tabuleiro (Figuras 80 e 81), sobre o tabuleiro com os guarda-rodas (Figuras 82 e 83) e sobre o sistema com as defensas (Figuras 84 e 85), para carregamento centrado e excêntrico. As características da madeira utilizadas foram as

citadas pela NBR 7190/97 para a classe C40, devido à caracterização executada, e o valor do módulo de elasticidade foi o valor obtido experimentalmente nos ensaios de flexão estática. O programa se encarrega de utilizar, partindo-se destas características iniciais, os valores dos módulos de elasticidade mais convenientes para o sistema estrutural. As escalas máximas dos eixos dos deslocamentos dos gráficos foram ajustadas para coincidir com o deslocamento máximo permitido pela NBR 7190/97 para cada caso,  $l/200$ .

Para as provas-de-carga com rigidez de bordo, serão mostrados os deslocamentos previstos para a consideração da totalidade desta rigidez, e aplicando-se a redução descrita.

## **2ª Fase: Monitoramento**

Os dados das provas de carga realizadas na fase de monitoramento, seis meses após a construção do protótipo, foram tratados de maneira um pouco diferente.

Graças à medição do vão livre real da ponte, foi possível utilizar os dados obtidos no centro do vão, sem o desconto dos valores obtidos nas extremidades, desde que o vão real fosse considerado. Portanto, para a modelagem numérica, esse valor foi utilizado, bem como o valor da tensão de protensão que estava atuando no tabuleiro, que também foi medido. As Figuras 84 e 85 mostram estes resultados.

A escala máxima utilizada, neste caso, também está ajustada ao deslocamento máximo permitido por norma.

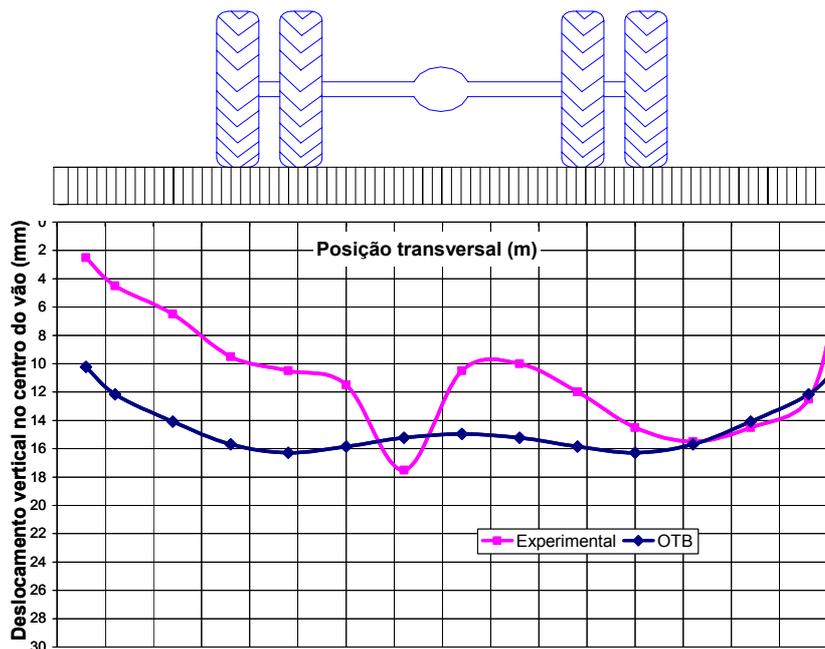


Figura 80 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro.

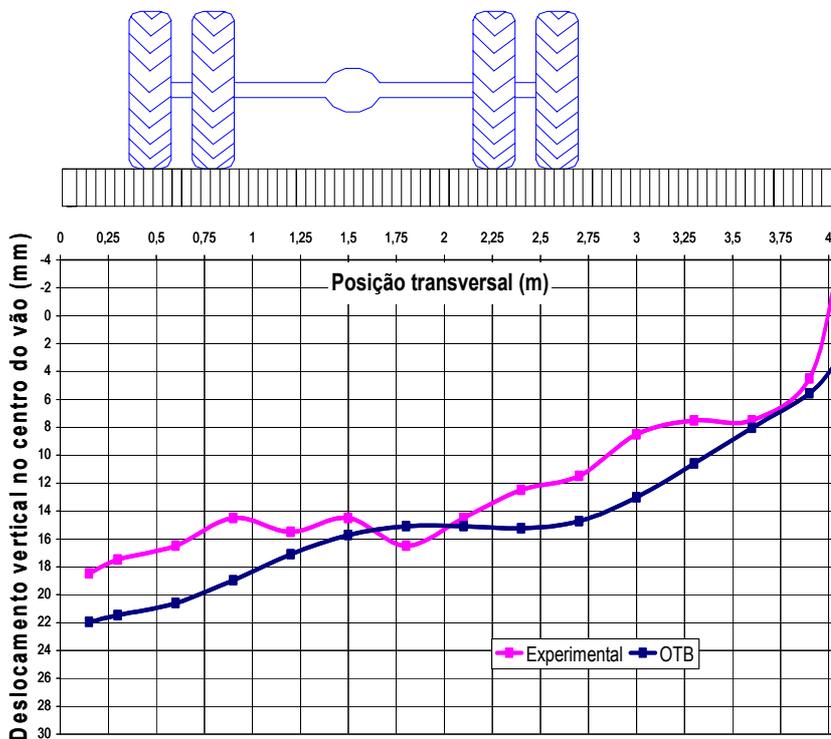


Figura 81 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro.

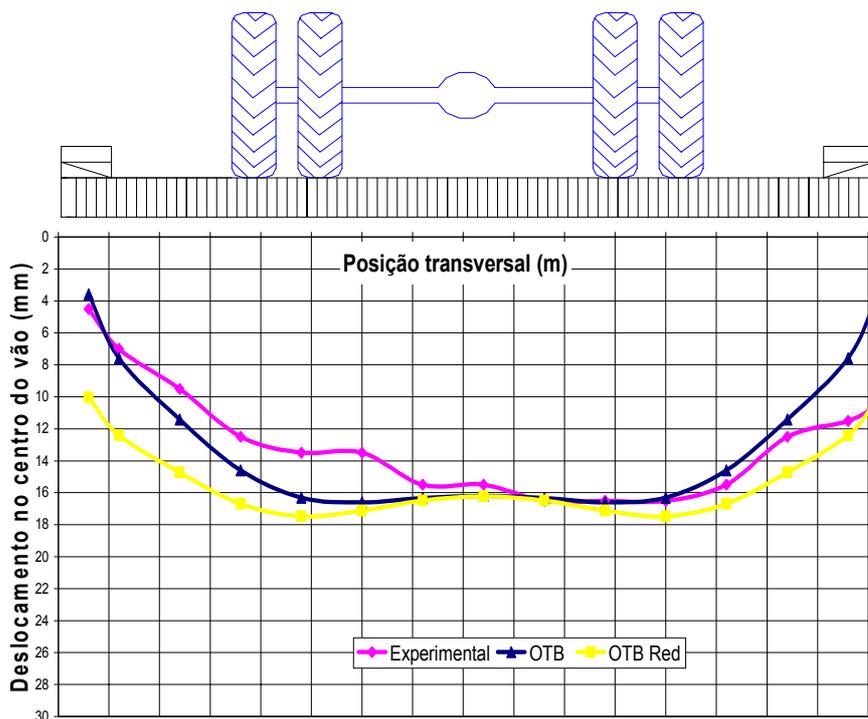


Figura 82 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro com os guarda-rodas.

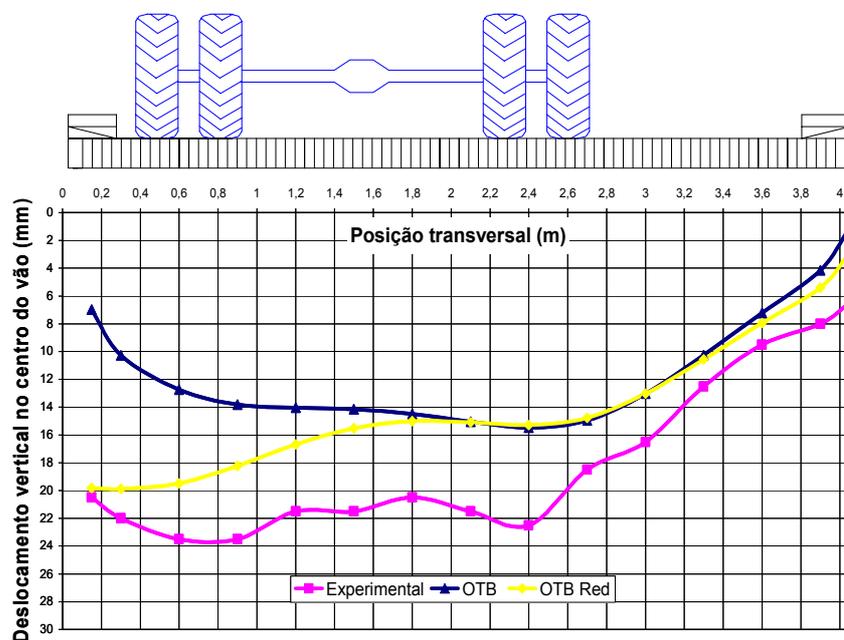


Figura 83 - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro com os guarda-rodas.

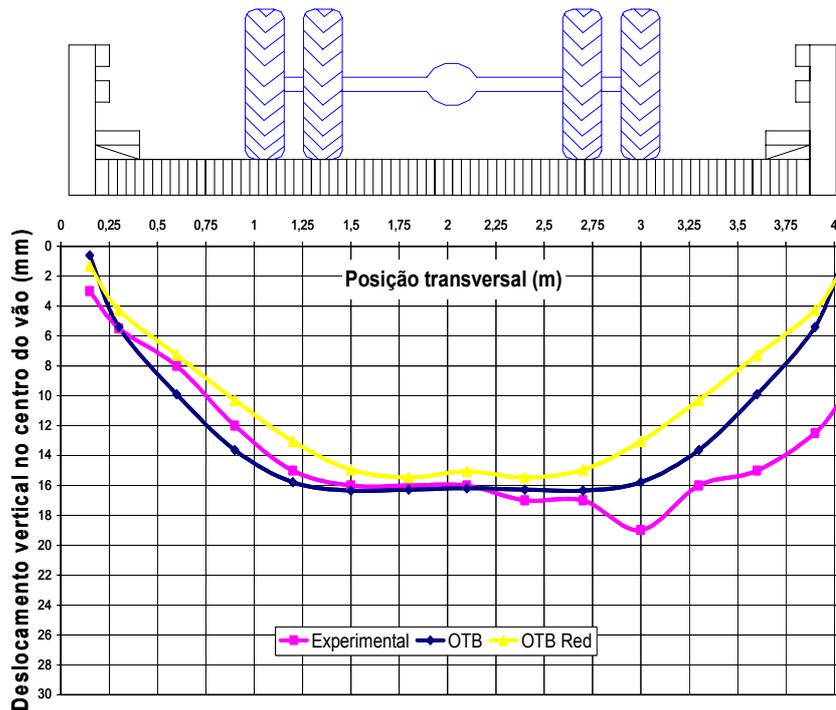


Figura 84 - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado na ponte completa.

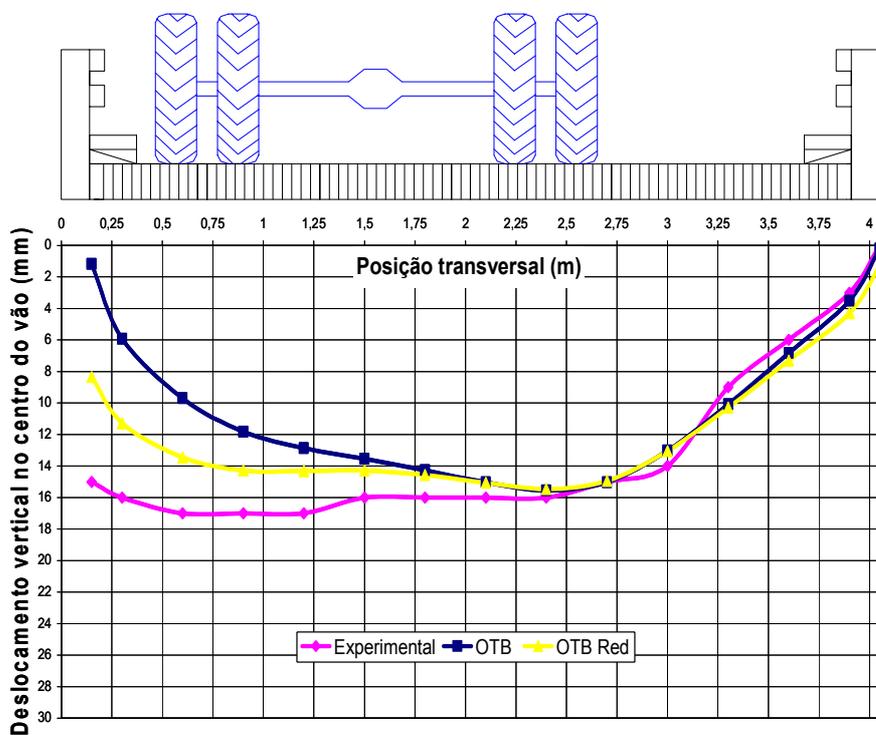
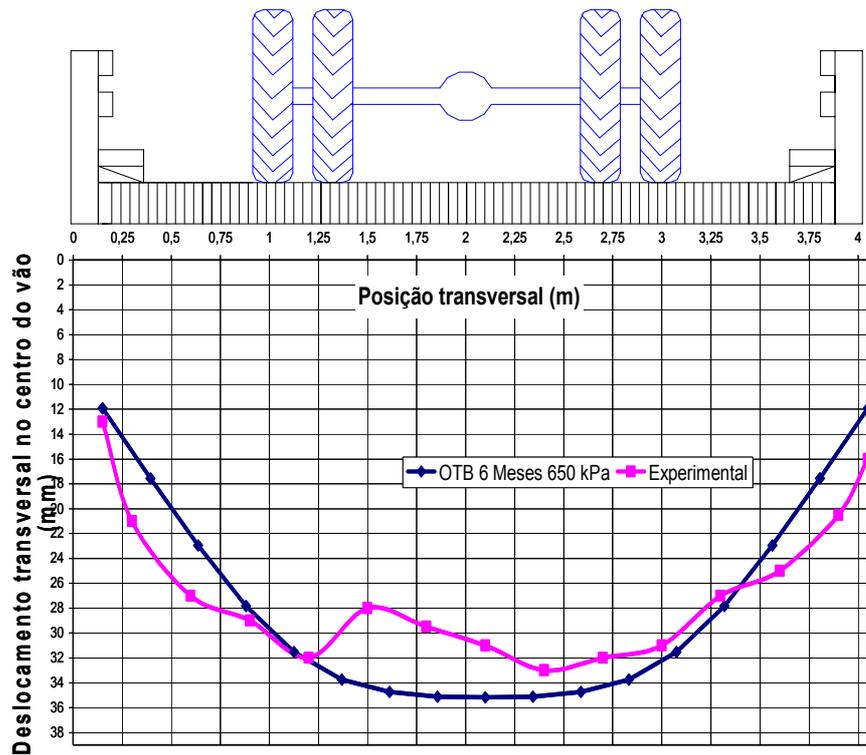
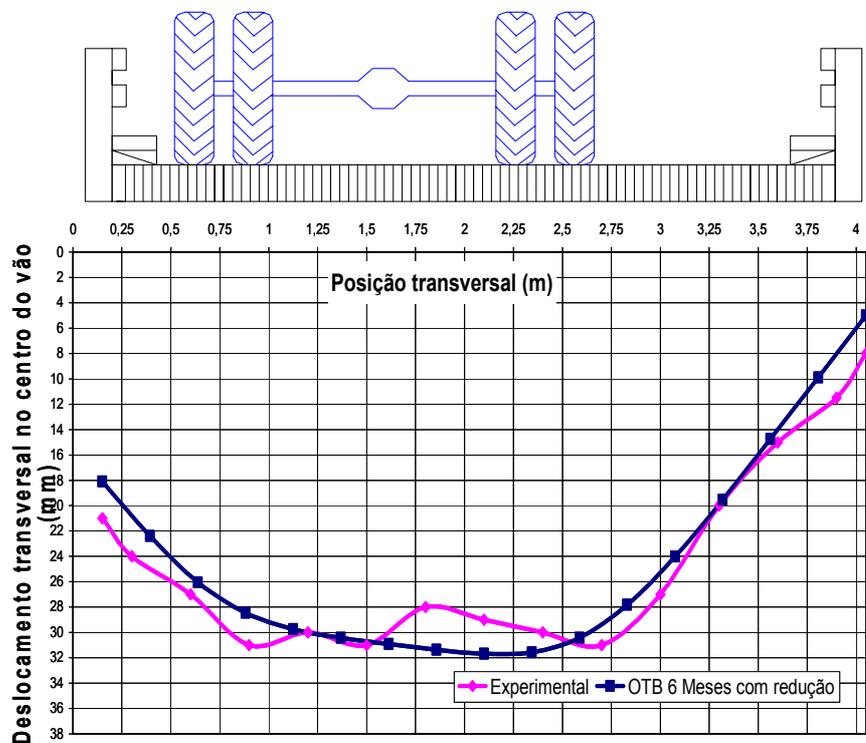


Figura 85 - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico, na ponte completa.



**Figura 86** - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado, na ponte com seis meses de uso (com redução na rigidez de bordo).



**Figura 87** - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico na ponte com seis meses de uso (com redução na rigidez de bordo).

### 4.2.3. Comentários

Através dos gráficos expostos, percebemos que o comportamento da ponte foi bastante próximo ao esperado, com uma diferença máxima 8 mm entre o previsto e o encontrado, e bastante inferior ao máximo permitido pela norma brasileira. Outro fato que percebemos é que a curva experimental ficou um pouco mais distante da teórica principalmente nas primeiras provas de carga realizadas, nas quais também foi percebida uma maior alternância dos dados encontrados. Isso se deve, também, à acomodação do tabuleiro nas primeiras horas de uso. A Tabela 26 mostra os resultados de deslocamentos máximos obtidos nas provas de carga, onde a proximidade dos resultados com os numericamente previstos, bem como a comparação com o deslocamento máximo permitido por norma é evidenciado.

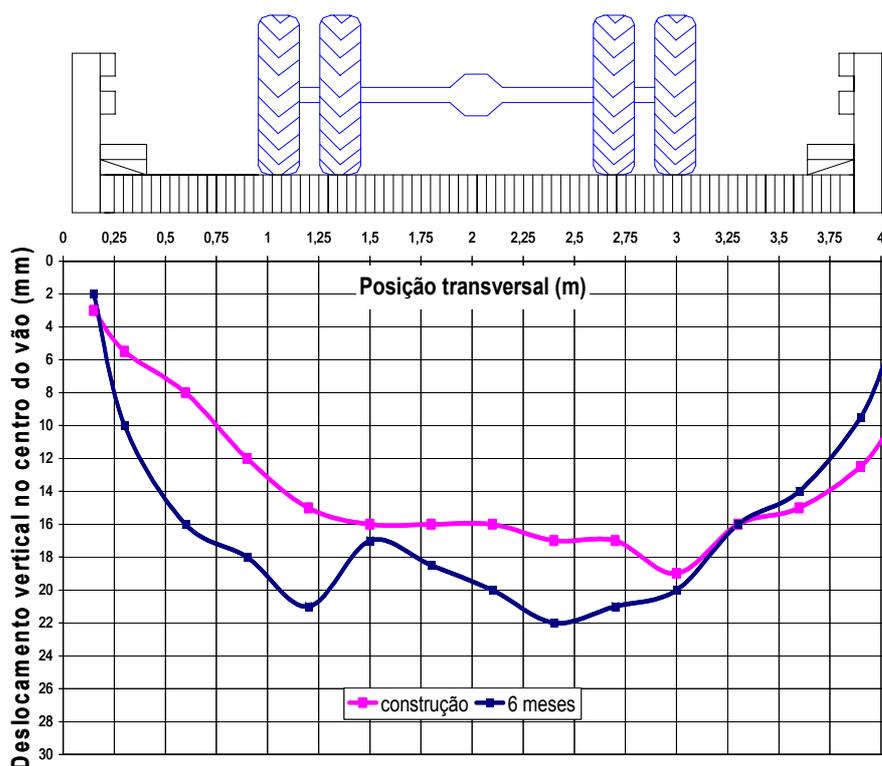
**Tabela 26** – Resultados numéricos e experimentais de deslocamentos máximos obtidos nas provas de carga.

| Prova de carga                              | Deslocamento máximo – carga centrada (mm) |          | Deslocamento máximo – carga excêntrica (mm) |          | Deslocam. máximo permitido (mm) |
|---|---|----------|---|----------|---------------------------------|
|   | OTB                                       | Experim. | OTB   | Experim. |                                 |
| <b>Construção: tabuleiro</b>                | 16  | 17,5     | 22  | 18,5     | 30                              |
| <b>Construção: tabuleiro + guarda-rodas</b> | 17,5                                      | 17       | 20  | 23,5     | 30                              |
| <b>Construção: ponte completa</b>           | 15,5                                      | 17       | 15,5  | 17       | 30                              |
| <b>Monitoramento</b>                        | 35  | 32       | 32  | 31       | 38                              |

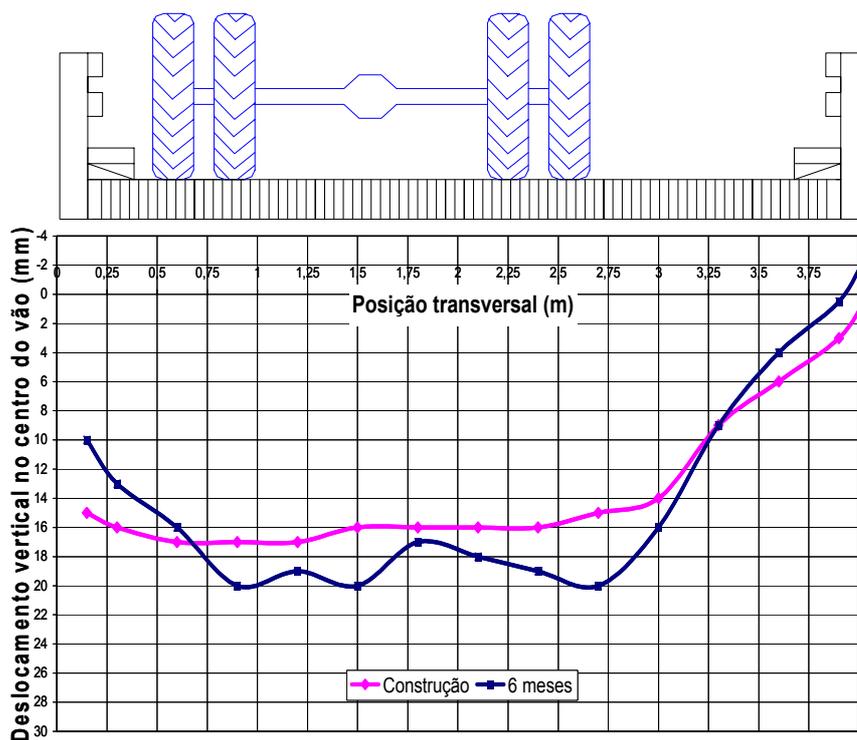
Devido à ponte não estar fixada na fundação, foi necessário o traçado da curva de deslocamento, em certos casos, utilizando-se como referencial os apoios. De outra forma, haveria uma inconsistência com os dados. Este procedimento mostrou que é possível fazer dois tipos de análises: utilizar como vão a distância entre os encontros e retirar dos valores obtidos os

dados referentes aos deslocamentos encontrados até este ponto, e conseqüentemente comparar esses valores com o valor deste vão dividido por 200 para a avaliação dos estados limites de utilização: deslocamentos; ou utilizar os dados reais, desde que o vão considerado também seja o real.

Para efeito de comparação com os dados obtidos na última série de provas de carga com as anteriores, foi traçada uma curva corrigindo-se somente o nível de protensão, mas considerando como vão a distância dos encontros, retirando-se os valores visualizados na base. As Figuras 88 e 89 mostram a comparação entre os deslocamentos obtidos nestas duas fases, onde percebemos que a perda de eficiência do sistema ao longo dos seis meses foi bastante baixa. Nesse tempo, as perdas nas forças de protensão já estão praticamente estabilizadas, mostrando que a perda de eficiência do sistema em uso foi baixa.



**Figura 88** – Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga centrada.



**Figura 89** - Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga excêntrica.

Um outro comentário importante é a comprovação experimental da hipótese da influência dos elementos de bordo na rigidez transversal do tabuleiro. A instalação destes elementos foi suficiente para diminuir consideravelmente a rotação transversal do tabuleiro, que estava ocorrendo devido à falta de fixação do tabuleiro nas fundações.

### 4.3. COMENTÁRIOS FINAIS

O tabuleiro laminado protendido transversalmente de Eucalipto Citriodora se comportou, no geral, melhor do que o esperado para as perdas de protensão, que era o aspecto mais preocupante para a introdução do sistema no Brasil, para a madeira de Eucalipto Citriodora. A perda de protensão após 6 meses de uso, com apenas uma reprotensão, aos 7 dias, foi inferior a 30%. Isso ocorreu porque os estudos de perda de protensão em barras protendidas de tabuleiros laminados de madeira foram realizados para as madeiras disponíveis nos Estados Unidos e Canadá, que eram

madeiras provenientes de coníferas, e o Eucalipto Citriodora é uma madeira de dicotiledônea, que apresenta melhores características.

Devido à baixa perda de protensão, a diminuição de desempenho do sistema com o tempo foi bastante baixa também. O tabuleiro se enquadrou nos estados limites últimos e de utilização da norma brasileira durante todo o tempo, o que valida a metodologia de projeto e de execução empregadas.

## 5 CONCLUSÕES

De acordo com o trabalho executado e considerando-se a bibliografia citada sobre o assunto, conclui-se que a ponte laminada protendida transversalmente apresentou um excelente desempenho para as condições climáticas do Estado de São Paulo, para a espécie de madeira Eucalipto Citriodora. Este desempenho foi bem superior ao esperado em quase todos os quesitos, porém ainda são necessárias melhorias no que diz respeito ao processo de pré-fabricação, transporte e instalação dos tabuleiros.

A perda de protensão com o tempo ficou abaixo de 40%, com apenas uma reprotensão, para o tabuleiro com ou sem carregamento, o que viabiliza o uso do sistema para as barras e os conjuntos de ancoragem Dywidag, e amplia ainda mais a gama de materiais que possam vir a se adequar à esta finalidade, com um estudo mais aprofundado. Desta forma, recomenda-se a aplicação, na primeira protensão do tabuleiro, uma vez e meia a protensão de projeto, e no mínimo uma reprotensão, como forma de contabilizar as perdas iniciais do sistema.

Com as provas de carga executadas também obteve-se excelentes resultados, bastante próximos aos previstos numericamente e menor que o máximo permitido por norma para os Estados Limites de Utilização: Deslocamentos. A hipótese de que os guarda-rodas e defensas realmente contribuem para o aumento de rigidez transversal do tabuleiro também foi verificada experimentalmente, o que representa um resultado inédito. De acordo com os gráficos apresentados, é possível observar que a instalação deles foi suficiente para diminuir a rotação na placa quando aplicado o

carregamento excêntrico, sem nenhuma fixação do tabuleiro ao elemento de fundação.

Outra conclusão importante é que, devido ao baixo peso do tabuleiro, é de extrema importância sua fixação aos elementos de fundação. Esta fixação, porém, deve ser realizada de tal forma que permita a reprotensão do tabuleiro. Devido à esta restrição, recomenda-se também que o pavimento utilizado seja flexível, para evitar rachaduras com os diferentes níveis de protensão.

O nível de protensão nas barras de aço do tabuleiro laminado protendido é alterado com a variação de temperatura do ambiente, causando variações cíclicas ao longo de um dia. Este efeito precisa ser melhor estudado e considerado em projeto, visto que observou-se recuperações de carga maiores que 15%, quando era esperada apenas a sua diminuição.

Os resultados obtidos são inéditos e relevantes como contribuição para o projeto e execução de pontes laminadas protendidas transversalmente. Foi possível, com este estudo, o projeto de uma ponte protendida com seção transversal simples, com 12 metros de vão, utilizando uma altura da placa de apenas 37 cm. O sistema apresentou, portanto, custo baixo e processo construtivo simples.

## **5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Como continuidade deste trabalho, sugere-se o estudo da influência da temperatura no mecanismo de perda de protensão de tabuleiros laminados, o estudo do comportamento de tabuleiros sem reprotensões, bem como de diferentes sistemas de protensão (cordoalhas engraxadas não aderentes, por exemplo). Sugere-se, também, o estudo de pontes protendidas com seções transversais diferentes, como forma de aumentar o comprimento do vão máximo para o sistema, e compostos também por outros materiais embutidos entre as lâminas de madeira, como chapas de aço ou de compensado.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998). *NBR 5674 – Manutenção de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *NBR 6123 – Força devida ao vento nas edificações*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 7189 - Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). *NBR 7190 - Projeto de estruturas em madeira: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, RJ.

BODIG, J.; JAYNE, B. A. (1982). *Mechanics of wood and wood composites*. Ed. Van Nostrand Reinhold Company. New York.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1980). *BS 5756 - Specification for tropical hardwoods graded for structural use*. Londres, Inglaterra.

CALIL JR, C. (2003). *Programa emergencial das pontes de Madeira para o Estado de São Paulo*. Relatório de projeto temático. FAPESP.

CALIL JR, C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A. (2003). *Dimensionamento de elementos estruturais de madeira*. Ed. Manole.

CALIL JR, C. ; WACKER, J. P. (2002). *Prova de carga na ponte de Laurel Run, USA*. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., Uberlândia, julho de 2002. Anais.

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.

CUSENS, A.R.; PAMA, R.P. (1975). *Bridge Deck Analysis*. Editora John Wiley Sons, London.

DAVALOS, J. F.; PETRO, S. H. (1993). *Design, construction, and quality control guidelines for stress-laminated timber bridge decks*. National Timber Bridge Initiative Program. 58 p. Publ. No FHWA-RD-91-120.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1993). *Eurocode 5: Design of timber structures. Part. 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels. 110 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1997). *Eurocode 5 : Design of timber structures. Part 2: Bridges*. Brussels. 45 p.

FLORESTAR ESTATÍSTICO (1995). *Situação florestal do estado*. São Paulo, v.2, n.6.

FOREST PRODUCT LABORATORY (1999). *Wood Handbook - Wood as an engineering material*. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 463 p. Gen. Tech. Rep. FPL - GTR - 113.

LINDQUIST, M.; GÓES, J.; CALIL JR., C.; DIAS, A. A. (2003). *A software for analyzing orthotropic bridge.*: Maderas-Ciencia y Tecnologia, Universidad Del Bío-Bío. ISSN 0717-3644, Chile (Submitted)

McCUTCHEON, W.J. (1992). *The Mormon Creek bridge -performance after three years.* Madison, Wisconsin. Abril 1992. USDA-FS-FPL, Research Paper, FLP-RP-509.

MOSES, D.M.; DALEN, K.V.; QUENNEVILLE, J.H.P. (1999). *Time-dependent behaviour of transversely prestressed timber laminates.* In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, Rotorua, Nova Zelândia. March, 1999. p. 422-428.

OKIMOTO, F.S. (1997) *Pontes protendidas de madeira: parâmetros de projeto.* São Carlos. Dissertação (Mestrado) - 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.

OKIMOTO, F.S.; CALIL JR, C. (1997). *Pontes protendidas de madeira: uma alternativa para as vias rurais.* In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 26., Campina Grande, julho de 1997. Anais.

OKIMOTO, F.S. & CALIL JR, C. (1997). *Pontes protendidas de madeira: caracterização dos parâmetros elásticos.* In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., Campina Grande, julho de 1997. Anais.

OLIVA, M.G. et al. (1990). *Stress-laminated wood bridge decks - experimental and analytical evaluations.* USDA, FS, FPL, Research Paper, FPL-RP-495. Madison, Wisconsin. Março 1990.

ONTARIO MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS (1983). *Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)*. Highway Engineering Division, OMTC, Downsview, Ontario.

PETERSON, M. L. & GUTKOWSKI, R. M. (1999). *Evaluation of the structural integrity of timber bridges*. NDT & E International. Volume 32, Issue 1, January 1999, Pages 43-48.

PIEIDADE NETO, D. & DIAS A. A. (2000). *Avaliação experimental de pontes de madeira protendida com seção T*. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8. São Carlos, julho de 2000.

PLETZ, E. ; LAHR, F. A. C.; PIGOZZO, J. C. (2002). *Análise da variabilidade à flexão nas placas de madeira laminada protendida*. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8. Uberlândia, julho de 2002. *Anais*.

PRATA, D.G. (1995). *Pontes protendidas de madeira*. São Carlos, 1995. 311p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1994). *Relaxation behavior of prestressed wood assemblies - part 2: theoretical study*. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 21, n. 05, p. 744-751, October 1994.

QUENNEVILLE, P. & DALEN, K.V. (1996): *Parameters affecting stress losses in stress-laminated timber bridge decks*. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE - October ,1996 - vol.II - 06 p.

RITTER, M.A. et al. (1990). *Performance of stress-laminated brigdes*. Wood Design Focus. v.1, n. 3, p. 12-16.

RITTER, M. A. et al. (1998). *Plans for crash-tested bridge railings for longitudinal wood decks on low-volume roads*. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 12 p. Gen. Tech. Rep. FPL - GTR - 107.

RITTER, M.A. (1992). *Timber bridges - design, construction, inspection, and maintenance, Chapter 9: Design of longitudinal stress-laminated deck superstructures*. Madison, Wisconsin. Agosto 1992. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM-7700-8.

TAYLOR, R.J. & CSAGOLY, P.F. (1979). Transverse post-tensioning of longitudinally laminated timber bridge decks. Ontario Ministry of Transportation and Communications, OMT. Downsview, Ontario, Canada. 1979. Research Report, RR220.

WACKER, J. P.; CATHERMAN, S. C.; WINNETT, R. G. (1998). *Field performance of stress-laminated timber bridge:12. Christian Hollow stress-laminated box-beam bridge*. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 17 p. Res. Pap. FPL-RP-560.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ALVES, N.M.P; DIAS, A.A. (2002). *Análise teórica e experimental de pontes protendidas transversalmente formadas por vigas seção T*. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8. Uberlândia, julho de 2002. Anais.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTS AND MATERIALS (1994). *ASTM D 198 - Standard methods of static test of timbers in structural sizes*. Philadelphia.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTS AND MATERIALS (1993). *ASTM D 245 - Standard practice for structural grades and related allowable properties for visually graded lumber*. Philadelphia.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTS AND MATERIALS (1994). *ASTM D 2915 - Standard practice for evaluating allowable properties for grades of structural lumber*. Philadelphia.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTS AND MATERIALS (1996). *ASTM D 2555 - Standard test methods for establishing clear wood strength values*. Philadelphia.

BAKHT, B. (1983). Statistical analysis of timber bridges. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 109, n. 8, p. 1761-1779.

CALIL JR, C.; DIAS, A. A.(1998). *Emerging timber bridge technology in Brazil*. In: STRUCTURAL ENGINEERS WORLD CONGRESS, San Francisco, USA, July 1998. Proceedings. p.19-23.

CALIL JR, C. ; OLIVEIRA, R. M. (2002). *Classificação estrutural de pinus por máquinas de classificação por flexão (MSR)*. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., Uberlândia, julho de 2002. Anais.

DENIG, J. et al. (2000). *Drying hardwood lumber*. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Product Laboratory. 138 p. Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-118.

FALLER, R. K. et al. (2000). *Two test level 4 bridge railing and transition system for transverse timber deck bridges*. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 19 p. Transportation Research Record, n. 1696 - Paper No. 5B0110.

FERREIRA, C. A. T. (1999) *Pontes pré-fabricadas de madeira*. Dissertação (Mestrado). São Paulo, 1999. Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.

GOMES, F. C.; LOGSDON, N. B.; CALIL JR., C. (1999). *Estudo da infraestrutura para pontes de madeira*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 28. Pelotas, julho de 1999.

JESUS, J. M. H. (1986) *Secagem ao ar livre e secagem solar de madeiras aplicadas na construção civil*. Dissertação (Mestrado). São Carlos, agosto, 1997. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LOGSDON, N. B. & CALIL JR, C. (1999). *A simplified method to timber bridges design*. In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE. Edited by G. B. Walford and D. J. Gaunt. New Zealand Forest Research Institute Limited.

METRIGUARD INC. (1991). *Metriguard Model 340 E-computer operation manual, software revisions 1.03E and 1.03M: 6/19/91*. Pullman, Washigton, USA. 39 p.

OKIMOTO, F.S.; PFIZER, G. M. & CALIL JR, C. (1997). *Classificação visual e mecânica de madeiras estruturais*. In XXVI ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA - EBRAMEM. Florianópolis, Santa Catarina, Julho de 1997.

OLIVA, M. G.; RITTER, M. A. & DIMAKIS, A. G. (1988). *Stress laminated timber deck bridges: prototype project*. Proceedings of the "1988 International Conference on Timber Engineering". Washington D. C. pgs 645-649, Setembro 1988.

OLIVEIRA, F.G. R. (2001). *Caracterização de propriedades físicas de dicotiledôneas por meio de técnicas de ultra-som*. São Carlos, 2001. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

PIGOZZO, J. C.; PLETZ, E. & LAHR, F. A. C. (2000). *Aspectos da classificação mecânica de peças estruturais de madeira*. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8. São Carlos, julho de 2000. *Anais*.

PLETZ, E. & CALIL JR, C. (2000). *A abordagem sistêmica do projeto de pontes de madeira*. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8. São Carlos, julho de 2000. *Anais*

PLETZ, E. & LAHR, F. A. C. (2002). Análise estrutural de placas de madeira protendida para tabuleiros de passarelas. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7. Uberlândia, julho de 2002. *Anais*.

QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1994). *Relaxation behavior of prestressed wood assemblies - part 2: theoretical study*. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 21, n. 05, p. 744-751, October 1994.

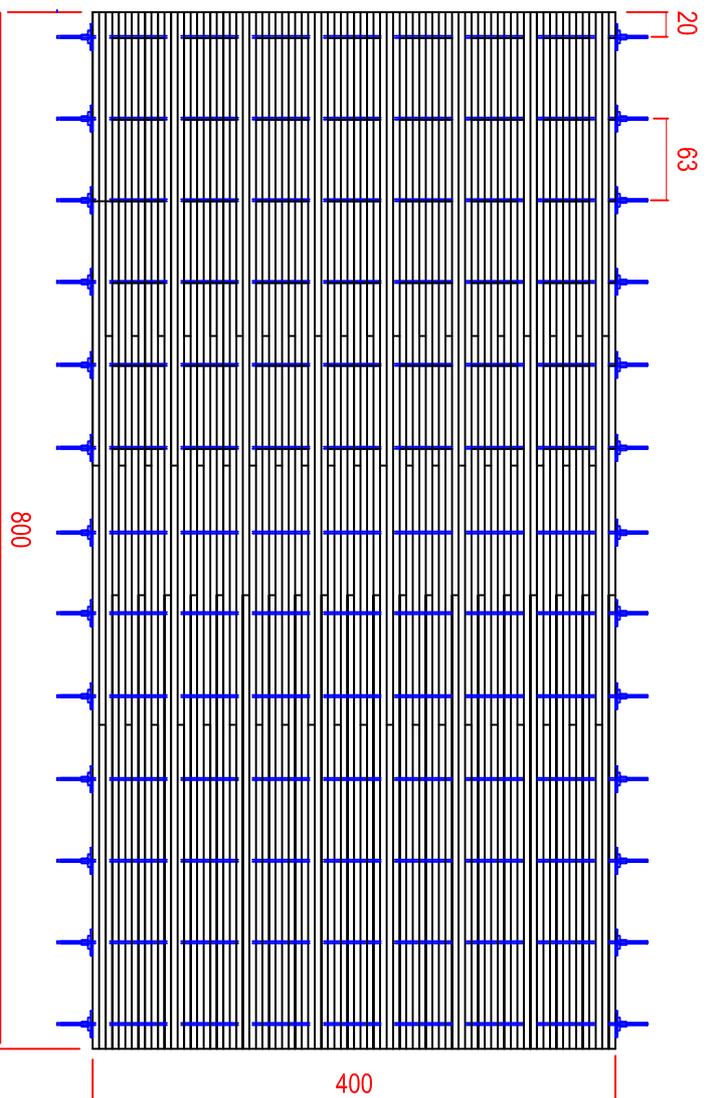
TAYLOR, R.; RITTER, M.A. (1994). *Durability in stress laminated timber bridges*. In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, Gold Coast, Austrália. v. 1, p. 686-694. July 1994.

TAYLOR, R.J. & WALSH, H. (1983). Prototype prestressed wood bridge. *Transportation Research Record*, TRB, no.950. Washington, D.C. National Research Council, pg 110-122.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Escola de Engenharia de São Carlos. Serviço de Biblioteca (2003). *Diretrizes para elaboração de dissertações e teses na EESC-USP*. São Carlos.

VELOSO, L. A. C. (1999). *Estudo do comportamento das placas de madeira protendida*. São Paulo. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

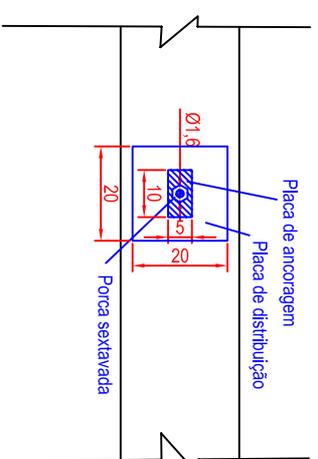
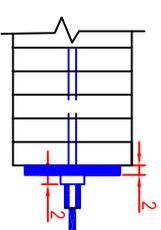
**Anexo I**  
**PROJETO EXECUTIVO – PONTE SOBRE  
O RIO MONJOLINHO**



## Tabuleiro de madeira

|     |     |
|-----|-----|
| 450 | 350 |
| 250 | 550 |
| 350 | 450 |
|     | 250 |

## Seqüência de juntas de topo



## Sistema de ancoragem



**LAMEM**  
Laboratório de Madeiras e  
de Estruturas de Madeira

DESENHO:  
PONTE PROTENDIDA DE MADEIRA  
PROJETO EXECUTIVO  
LOCAL:  
MUNICÍPIO DE SÃO CARLOS - SP

DATA:  
OUTUBRO/2002  
OBSERVAÇÃO:  
MEDIDAS EM CM

OBRA:  
PONTE SOBRE O CÔRREGO MONJOLINHO  
CLIENTE:  
PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS

DIRETOS AUTORAIS DE  
PROJETO RESERVADOS AO  
Lamem  
FOLHA Nº:  
01/03



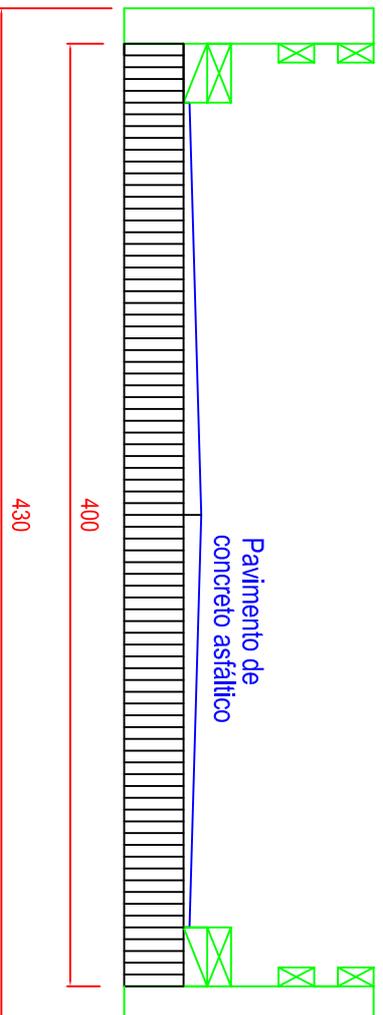
**LAMEM**  
Laboratório de Madeiras e  
de Estruturas de Madeira

DESENHO:  
PONTE PROTENDIDA DE MADEIRA  
PROJETO EXECUTIVO  
LOCAL:  
RUA BERNARDINO FERNANDES NUNES  
MUNICÍPIO DE SÃO CARLOS - SP

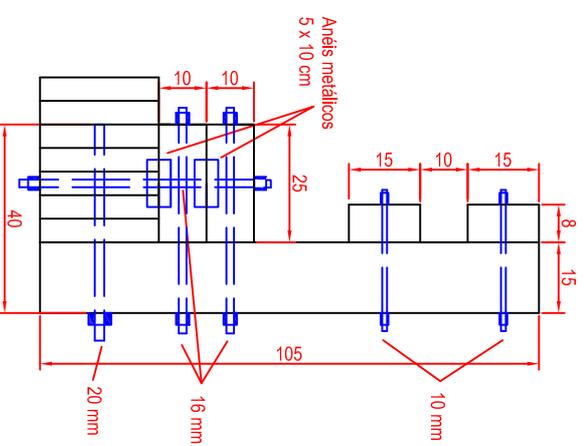
DATA:  
OUTUBRO/2002  
OBSERVAÇÃO:  
MEDIDAS EM CM

OPERA:  
PONTE SOBRE O CÔRREGO MONJOLINHO  
CLIENTE:  
PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS

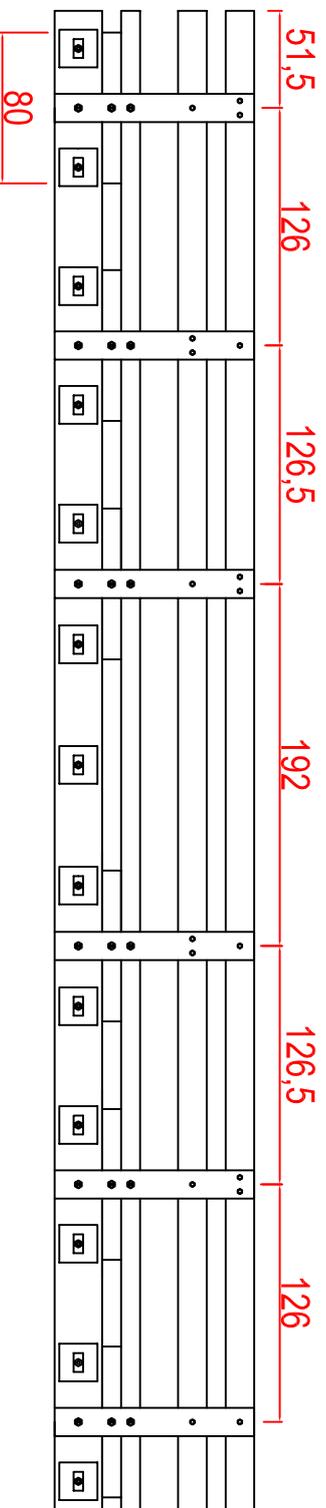
DIREITOS AUTORAIS DE  
PROJETO RESERVADOS AO  
LAMEM  
FOLHA Nº:  
02/03



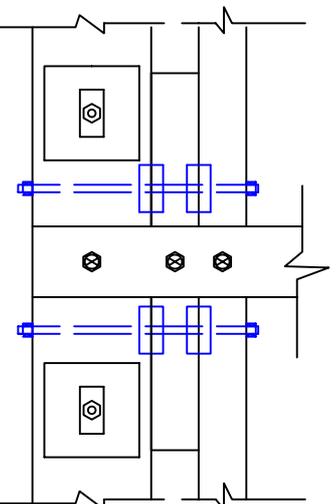
Seção transversal



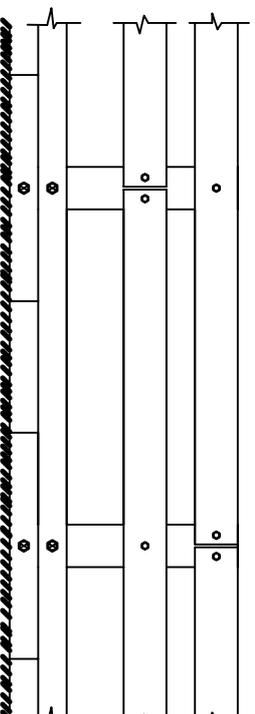
Fixação defensas



**Defensas: vista longitudinal**



**Fixação guarda-rodas**



**Emendas das barras das defensas**



**LAMEM**  
Laboratório de Madeiras e  
de Estruturas de Madeira

|  |                              |  |  |
|--|------------------------------|--|--|
| DESENHO:<br>PONTE PROTENDIDA DE MADEIRA<br>PROJETO EXECUTIVO             | DATA:<br>OUTUBRO/2002        | OPERA:<br>PONTE SOBRE O CÔRREGO MONJOLINHO     | DIREITOS AUTORAIS DE<br>PROJETO RESERVADOS AO<br>LAMEM |
| LOCAL:<br>RUA BERNARDINO FERNANDES NUNES<br>MUNICÍPIO DE SÃO CARLOS - SP | OBSERVAÇÃO:<br>MEDIDAS EM CM | CLIENTE:<br>PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS | FOLHA Nº<br>03/03                                      |