

# DESEMPENHO ESTRUTURAL DE PONTE PROTENDIDA TRANSVERSALMENTE DE EUCALIPTO CITRIODORA

Thalita Fernandes da Fonte<sup>1</sup> & Carlito Calil Junior<sup>2</sup>

## Resumo

*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 a construção civil. Partindo-se 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 foi positiva. Este trabalho visa a estudar o comportamento de pontes de Eucalipto protendidas transversalmente, através do projeto, construção e monitoramento da primeira ponte protendida de madeira da América do Sul. O desempenho da ponte foi avaliado por meio da análise da perda de protensão e de provas de carga, que também permitiram avaliar a influência dos guarda-rodas e defensas na rigidez do tabuleiro. Os resultados mostram um baixo custo da estrutura e excelente desempenho estrutural, bastante superior ao encontrado em outros países, onde os materiais e as condições climáticas e de carregamento são diferentes das aqui encontradas.*

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

## 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 acesso mais fácil e seguro a lugares com baixa densidade populacional. 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 essa razão, a investigação de novas tecnologias

---

<sup>1</sup> Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, thalitif@sc.usp.br

<sup>2</sup> Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, calil@sc.usp.br

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 nesse material, resultando em obras caras, sem segurança e de baixa durabilidade que, na maioria dos casos, necessitam de reforço estrutural. O conseqüente estado de degradação apresentado por essas pontes gera uma visão negativa da madeira como material de construção.

O sistema de pontes de madeira com tabuleiro laminado protendido transversalmente tem sido estudado e utilizado 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.

Devido a grande aceitação do sistema, aliada ao baixo custo de material e da construção, este trabalho avalia o comportamento real em campo de uma ponte protendida transversalmente de madeira no Brasil, através da construção, perda de protensão nas barras de aço 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.

## **1.1 Justificativa**

### **1.1.1 O material**

A madeira é um material abundante no Brasil, versátil, possui baixo ônus ambiental, 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, e permite a pré-fabricação e industrialização. A Tabela 1 mostra o gasto energético para a produção dos materiais de construção civil.

Entretanto, conceitos errôneos atribuídos à madeira, bem como a falta de informações sobre suas características e possibilidades de aplicação, têm dificultado a disseminação da madeira como material estrutural no Brasil. Contrariamente à crença popular, grandes elementos de madeira possuem resistência ao fogo igual ou certas vezes superior a outros materiais. Além disso, trata-se de um material durável quando protegido por tratamentos químicos preservativos e poupado da ação direta de intempéries, demandando pouca manutenção. A prova disso é que muitas pontes construídas no século XIX ainda estão em uso.

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

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

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.

### 1.1.2 As pontes protendidas

A utilização de madeiras de reflorestamento na construção de pontes protendidas em placa, onde o tabuleiro representa toda a superestrutura da ponte, propicia a diminuição de custo com os materiais sem implicar 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 em fábrica, com baixo custo tecnológico.

O consumo reduzido de madeira do sistema, de cerca de 0,30 metros cúbicos por metro quadrado de ponte construída, e o baixo custo do sistema de protensão, associados à viabilidade técnica, garante competitividade com outros sistemas, tanto no que se refere ao prazo de execução quanto ao custo final. Além disso, devido ao baixo peso da madeira, é possível a utilização de infra-estrutura de menor custo.

## 2 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. 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 destas pontes através da aplicação de protensão transversal nos tabuleiros (PRATA, 1995).

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, tendo os deslocamentos medidos após a recuperação sido inferiores à metade dos anteriormente encontrados (OKIMOTO, 1997).

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

Nos Estados Unidos, a disseminação do sistema também se deve à deficiência estrutural generalizada nas pontes de madeira laminada pregada do território, em meados da década de 80. O *Forest Service* (FS), órgão do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), 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, com o objetivo de adaptar e ampliar as pesquisas canadenses, através de ensaios em protótipos de tabuleiro, confirmando a viabilidade de uso do sistema (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. Atualmente este número supera 2 500 (RITTER, 1996 apud OKIMOTO, 2001).

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, através da sua associação a seções transversais compostas ou a outros materiais, como aço ou concreto (OKIMOTO, 1997).

O primeiro estudo brasileiro sobre o assunto foi desenvolvido por PRATA (1995), onde foram analisados os parâmetros elásticos para a madeira de Eucalipto citriodora, com vistas à sua utilização como matéria-prima para essas pontes. 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 nas normas vigentes no país. OKIMOTO (2001) estudou os efeitos da presença e da frequência de juntas de topo na rigidez do tabuleiro.

### **3 FUNDAMENTOS DO SISTEMA PROTENDIDO**

#### **3.1 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 1 mostra um arranjo esquemático da estrutura principal.



Figura 1 – Partes principais das pontes de madeira laminada protendida.

### 3.2 Comportamento estrutural

A protensão confere ao tabuleiro um comportamento de placa ortotrópica. Para ativar esse mecanismo, é necessário que duas condições sejam satisfeitas: a ausência de escorregamento interlaminar e de ruptura das lâminas de madeira por solicitação normal às fibras. Para tanto, é necessário que o nível de protensão esteja dentro de uma faixa de projeto durante toda a vida útil da obra. As perdas de protensão do sistema são, em geral, bastante elevadas, e devem ser levadas em consideração.

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 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)

<b>Materiais envolvidos</b>	<b>Coeficiente de atrito (<math>\mu_d</math>)</b>
madeira serrada / madeira serrada	0,3
madeira aplainada / madeira aplainada	0,2
madeira aplainada / madeira serrada	0,4
madeira / concreto	0,4
<b>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.</b>	

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

<i>Dimensão horizontal da chapa de distribuição (cm)</i>	<i><math>\alpha_n</math></i>
<b>5</b>	1,30
<b>7,5</b>	1,15
<b>10</b>	1,10
<b>15</b>	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.

### 3.3 Viabilidade técnico-econômica

Os tabuleiros laminados protendidos são construídos com madeira tratada (com CCA, CCB ou creosoto), classificada visual e mecanicamente, com espessura entre 5 e 10 cm, e altura entre 13 cm e 40 cm. Qualquer espécie de madeira pode ser utilizada, 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 esconidade 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 2. Não é aconselhável a utilização de mais de uma junta de topo a cada 4 vigas, e da distância entre duas juntas de topo, em uma mesma lâmina de madeira, menor de 1 metro.

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.

Quanto à economia, considerando-se a espessura da placa, é um dos sistemas estruturais e construtivos com menor consumo de madeira (cerca de  $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^2$  de ponte construída).

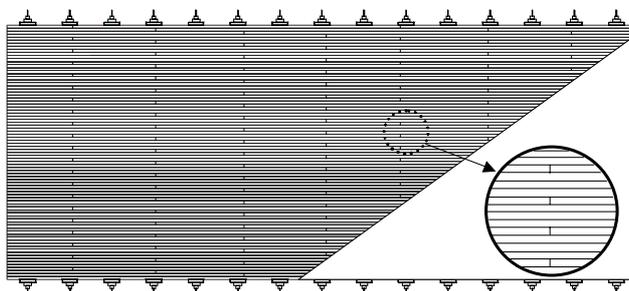


Figura 2 – Juntas de topo, a cada 4 vigas.

### 3.4 Dimensionamento

Para o dimensionamento da altura do tabuleiro em pontes protendidas transversalmente de madeira, pode-se utilizar uma simplificação da placa em uma viga de largura equivalente, conforme recomendações do EUROCODE 5 (Figura 3). As propriedades efetivas desta seção devem receber um coeficiente de redução devido à presença e freqüência das juntas de topo, conforme a Tabela 4. Para o cálculo do sistema de protensão, os fundamentos do sistema devem ser analisados (Eq. 1 e 2).

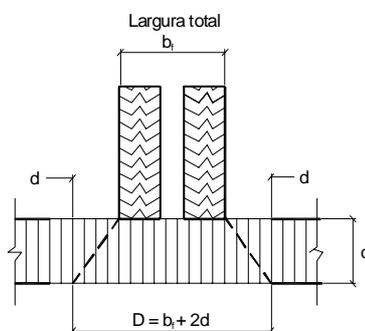


Figura 3 – Largura de viga equivalente (EUROCODE 5).

Tabela 4 – 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

### 3.4.1 Recomendações Construtivas e de Monitoramento

#### Montagem

As pontes protendidas de madeira podem ser montadas no local da instalação ou em outro local, visando um maior controle de qualidade. Neste caso, recomenda-se a sua construção 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 aplicar a protensão especificada 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 na locomoção.

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 deve ser feito de maneira cuidadosa. Recomenda-se pintar as superfícies expostas com uma tinta à base de stain, para uma maior durabilidade da estrutura.

Se forem utilizadas juntas de topo, é possível, nesta fase, aplicar uma contra-flecha ao tabuleiro, posicionando convenientemente os apoios provisórios (Figura 4). Recomenda-se uma contra-flecha de 2 a 3 vezes a flecha devida ao peso-próprio (DAVALOS & PETRO, 1993).



Figura 4 – Aplicação de contra-flecha no tabuleiro.

Para compensar a diminuição da largura do tabuleiro devido à acomodação transversal da madeira, recomenda-se majorar o número de lâminas 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.

Cada protensão deve ser aplicada em três ciclos. No primeiro ciclo, recomenda-se aplicar metade da força especificada, e nos outros dois, a totalidade, iniciando-se pelo 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.

#### 4 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 dos tabuleiros.

A perda de protensão pode ser compensada já no momento da construção, ou através de reprotensões ao longo do tempo. Resultados experimentais mostraram 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 forem realizadas duas reprotensões, aos 3 dias e 8 semanas, a perda final não ultrapassa 40%, já se considerando uma margem de segurança (TAYLOR & CSAGOLY, 1979). A literatura internacional mais recente sugere a realização de uma protensão inicial com uma força igual a 2,5 vezes o valor de projeto e, no mínimo, 2 reprotensões (RITTER, 1992). A Figura 5 mostra o comportamento de protensão de uma ponte laminada protendida de madeira ao longo do tempo, de acordo com as seqüências de protensão aplicadas.

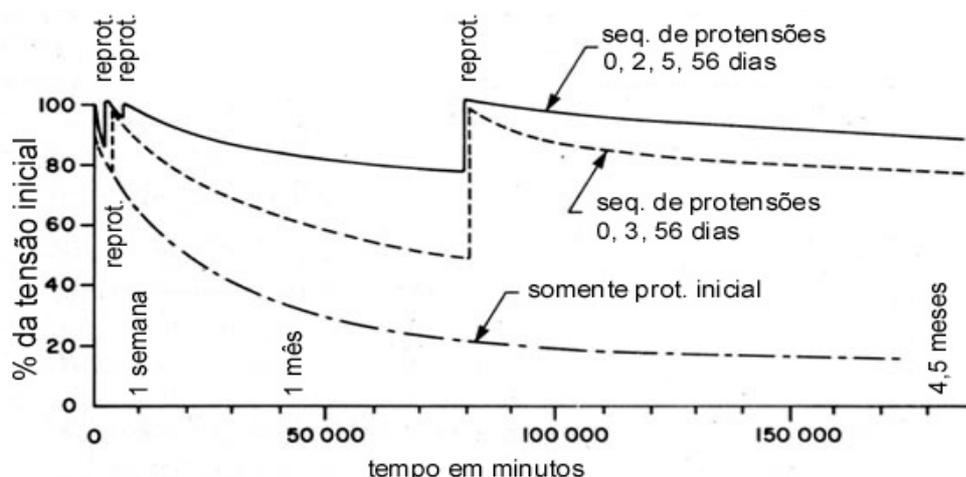


Figura 5 – Perda de protensão (TAYLOR & CSAGOLY, 1979).

Estas perdas de protensão são causadas, fundamentalmente, pela deformação lenta da madeira e conseqüente alívio de tensão nas barras de aço (OLIVA et al., 1990). QUENNEVILLE & DALLEN (1994) ressaltam que, se forem mantidas constantes as condições de temperatura e umidade, as perdas de protensão cessam a partir do oitavo mês.

OKIMOTO (2001) sugere a necessidade de avaliação de protótipos em laboratório para verificar o desempenho das estruturas construídas com materiais disponíveis no Brasil. O autor alerta, entretanto, 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 ao tabuleiro trabalhar apenas na faixa elástica da madeira. Em ensaios de tabuleiros protendidos de protótipos de pontes nos EUA, 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.

## 5 PARÂMETROS ELÁSTICOS E NÍVEIS DE PROTENSÃO

Os tabuleiros protendidos de madeira compõem longitudinalmente um meio contínuo, responsável pela transmissão dos esforços da estrutura para os apoios. Os parâmetros necessários para a análise numérica são os módulos de elasticidade nas direções longitudinal ( $E_L$ ), transversal ( $E_T$ ), 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 da primeira ponte protendida, utilizaram, para os parâmetros elásticos, os valores para madeiras serradas do Wood Handbook, mas concluíram que foram superestimados.

TAYLOR & WALSH (1983) e BAKHT (1983) tentaram uma correlação entre eles, para o caso específico, mas os valores foram bastante divergentes, devido à desconsideração da influência do nível de protensão adotado (OKIMOTO, 2001).

Pesquisas experimentais comprovaram que o nível de protensão exerce grande influência nos parâmetros  $E_T$  e  $G_{LT}$ , conforme pode ser observado na Figura 6, para pinus e eucalipto (OKIMOTO, 1997). Para o Eucalipto Citriodora, o autor sugere as relações descritas nas Equações 3 e 4:

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

$$\frac{E_T}{E_L} = 28,78 \cdot 10^{-6} \sigma_N - 0,001008 \quad (4)$$

onde  $\sigma_N$  é o nível de protensão do tabuleiro, em kPa.

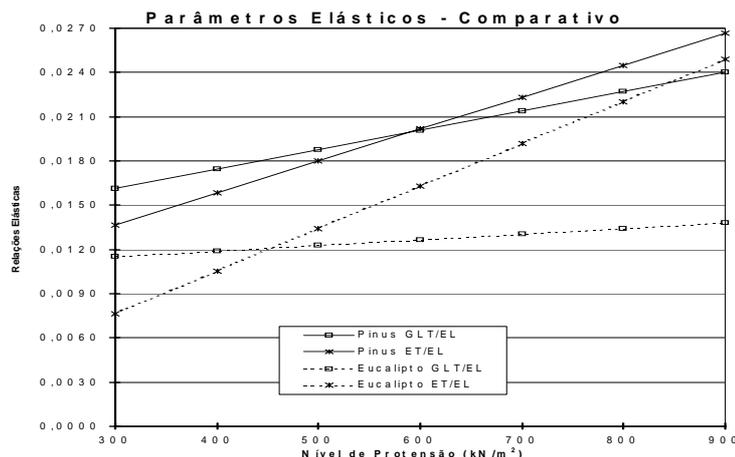


Figura 6 – Relação entre os parâmetros elásticos e o nível de protensão aplicado (OKIMOTO, 1997).

## 6 ANÁLISE DO DESEMPENHO DE TABULEIROS

Para avaliar o comportamento de uma ponte, pode-se utilizar três métodos: simulação numérica computacional, 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. Com isso, é possível calibrar o modelo numérico com as características reais da estrutura e extrapolar os resultados para outros casos.

Para a análise dos dados de provas-de-carga, foi utilizado o software Orthotropic Timber Bridges (OTB) desenvolvido no LaMEM/EESC/USP (LINDQUIST, 2003). Esse software baseia-se nos algoritmos de CUSENS & PAMA (1975) para a análise de placas ortotrópicas, e analisa pontes de madeira em placas ortotrópicas, simplificando suas características pela consideração das rigidezes longitudinal, transversal e torsional equivalentes.

As Figuras 7 e 8 mostram a comparação entre a análise numérica pelo OTB e pelo programa ANSYS (elementos SOLID 64 e SHELL 63), considerando uma ponte com 12 metros de vão, 9,5 metros de largura e altura do tabuleiro igual a 37 cm, dimensionada para uma madeira dicotiledônea C60, com juntas de topo a cada 4 vigas e uma protensão de projeto de 700 kPa.

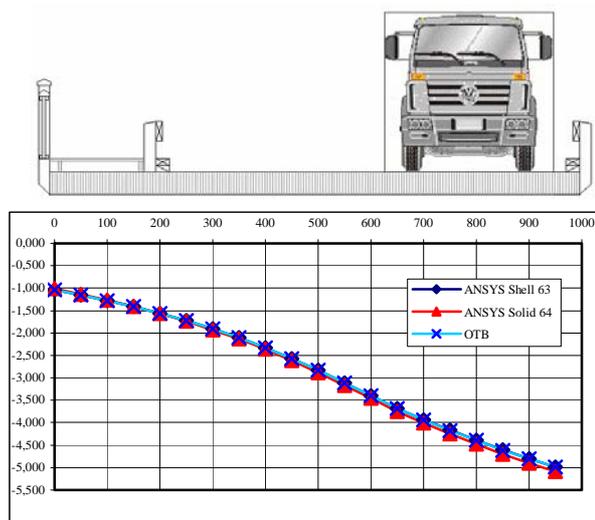


Figura 7 – Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo pontes protendida (carregamento na borda direita) – CALIL JR (2003).

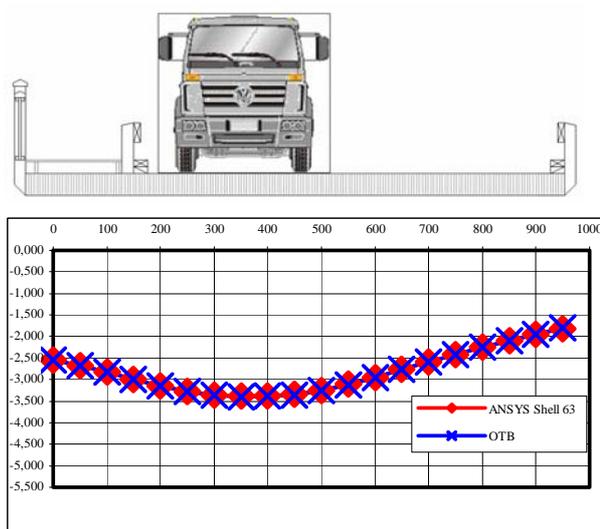


Figura 8 – Deslocamento vertical da seção transversal – Exemplo ponte protendida (carregamento na borda esquerda) – CALIL JR (2003).

## 7 PROJETO E CONSTRUÇÃO

### 7.1 Projeto

As características iniciais da ponte executada são descritas na Tabela 5.

Para o cálculo estrutural, utilizou-se o software PPM 3.0, desenvolvido por OKIMOTO (2001), próprio para o projeto de pontes protendidas com madeiras de reflorestamento pinus e eucalipto. Esse software calcula pontes protendidas de madeira transformando a seção transversal em uma viga modificada de largura equivalente, conforme diretrizes do EUROCODE 5. A partir de então, o cálculo é realizado para as condições de carregamento das normas brasileiras e para classes

de madeira conforme NBR 7190/97. A altura do tabuleiro fornecida pelo programa foi de 25 cm, para uma protensão de projeto de 700 kPa.

Tabela 5 – Características de projeto

<i>Vão:</i>	8 metros
<i>Número de faixas de tráfego:</i>	1
<i>Largura:</i>	4 metros
<i>Classe de carregamento:</i>	45
<i>Pavimento:</i>	geotêxtil com 5 cm de concreto asfáltico
<i>Madeira:</i>	Eucalipto citriodora tratado com CCA

O sistema de protensão utilizado é composto por barras de aço com 16 mm de diâmetro, 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 mostrado na Figura 9. A distância entre as barras de protensão, fornecidas pelo programa, foi de 63 cm, como mostra a Figura 10.

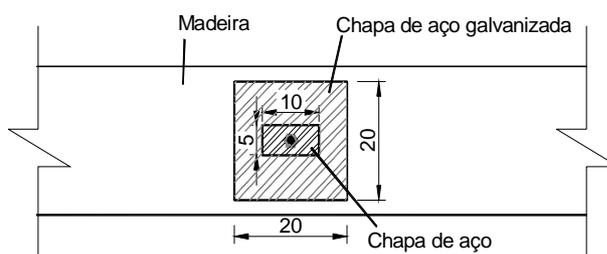


Figura 9 – Sistema de protensão utilizado.

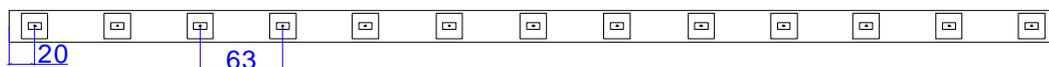


Figura 10 – Disposição das barras de protensão.

Como o vão livre ultrapassava o comprimento máximo disponível das peças serradas de madeira, recorreu-se à utilização de juntas de topo, a cada 4 vigas (Figura 11).

450		350	
250	550		250
350		450	

SEQUENCIA DAS JUNTAS DE TOPO

Figura 11 – Seqüência das juntas de topo (medidas em cm).

As defensas foram projetadas de acordo com RITTER et al. (1998), e são detalhadas nas Figuras 12 e 13. A Tabela 6 mostra o custo dos materiais da superestrutura:

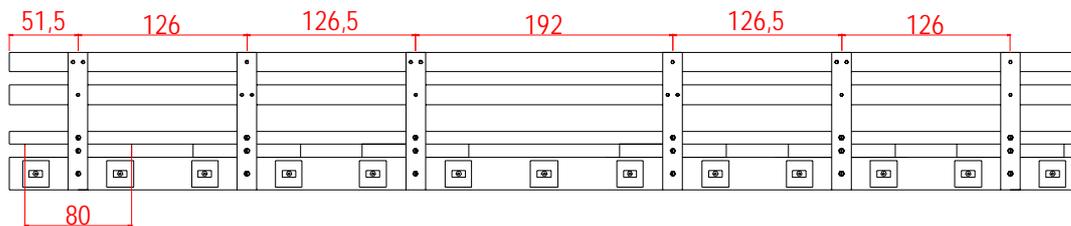


Figura 12 – Vista longitudinal das defensas (medidas em cm).

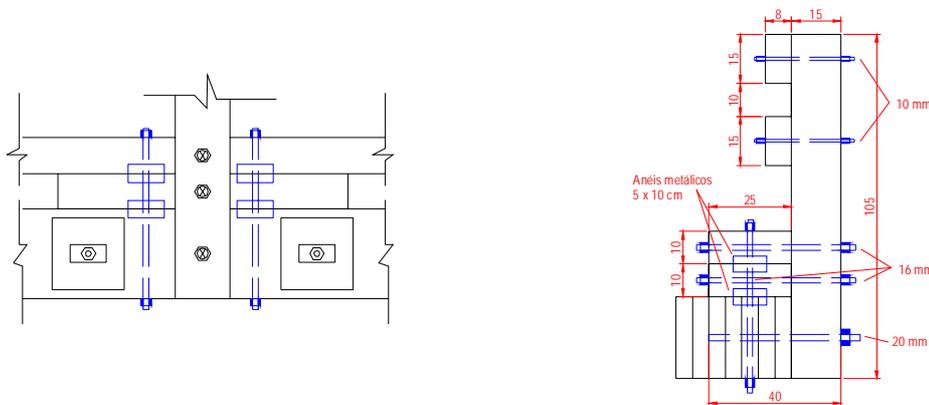


Figura 13 – Guarda-rodas e defensas.

Tabela 6 – Custo de materiais da superestrutura

<b>Material</b>	<b>Custo</b>
<i>madeira</i>	R\$ 8.870,00
<i>sistema de protensão (completo)</i>	R\$ 1.500,00
<i>demais elementos metálicos</i>	R\$ 800,00
<b>Custo total (reais)</b>	<b>R\$ 11.170,00 (R\$ 186,17/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Custo total (dólares)</b>	<b>US\$ 64,87/m<sup>2</sup></b>

## 7.2 Construção

### 7.2.1 Montagem

O protótipo foi montado e protendido em laboratório, primeiramente, onde permaneceu por 5 meses para análises preliminares de perda de protensão, tendo em seguida sido transportado para o local da instalação.

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. A Figura 14 mostra uma fotografia da montagem inicial.



Figura 14 – Montagem inicial do tabuleiro.

A protensão foi realizada respeitando-se as recomendações citadas anteriormente. A força aplicada foi de 130 kN, que confere ao tabuleiro uma protensão de 825 kPa. Este valor foi estipulado por ser o máximo permitido para as barras de protensão utilizadas.

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

Cinquenta e seis dias após a primeira protensão, foi aplicada uma reprotensão ao tabuleiro.

### 7.2.2 Instalação

Duas semanas antes da instalação da ponte, efetuou-se novamente a protensão, visto que após a avaliação da perda de protensão com o tempo, a protensão foi retirada.

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. Durante o trajeto e a instalação, a ponte sofreu diversas ações não

previstas, sendo necessária, após instalação, uma verificação das forças nas barras. A Figura 15 mostra o içamento e a instalação do tabuleiro.



Figura 15 – Içamento do tabuleiro.

Após o posicionamento da ponte no local, iniciou-se a montagem final dos guarda-rodas e defensas, e em seguida foi colocada em toda a superfície do tabuleiro uma manta geotêxtil, aplicando-se concreto asfáltico como cobertura final. Para uma maior longevidade da obra, pintou-se os elementos expostos com uma tinta à base de stain. A Figura 16 mostra uma imagem da ponte pronta.



Figura 16 – Vista da ponte pronta.

### 7.2.3 Comentários

Não foram encontradas grandes dificuldades para a construção da ponte. Porém, em alguns pontos, é possível realizar melhorias para facilitar a execução e instalação de obras futuras.

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 o módulo inteiro. Além disso, deve-se inserir nos módulos, antes do transporte, dispositivos que facilitem o içamento do tabuleiro.

O transporte deve ser feito de forma cautelosa, visto que o risco de acidente por ruptura das barras de aço é elevado. O engenheiro de obras deve conhecer aspectos do funcionamento do sistema protendido, para que possa tomar precauções a fim de evitar acidentes, como por exemplo não permitir a permanência de pessoas na direção das barras durante toda a construção e instalação.

A protensão definitiva pode ser executada no local, aplicando-se antes do transporte somente uma pequena protensão temporária para garantir a integridade do tabuleiro.

## **8 DESEMPENHO DO TABULEIRO**

### **8.1 Análise da perda de protensão**

A perda de protensão foi medida em três fases: logo após a montagem, após o transporte e após seis meses de uso.

#### **8.1.1 Montagem**

Os resultados de perda de protensão nas barras do protótipo, sem tráfego e sob intempéries, são mostrados na Figura 17. Após uma semana, o tabuleiro havia perdido 20% da força, a protensão era de aproximadamente 100 kN, bastante próximo da força de projeto (110 kN). Por este motivo, optou-se por não aplicar uma reprotensão nessa ocasião. Após 55 dias, o tabuleiro tinha perdido 41,8% do valor inicial. Os intervalos sem dados representam falhas no computador, ocorridas durante o ensaio.

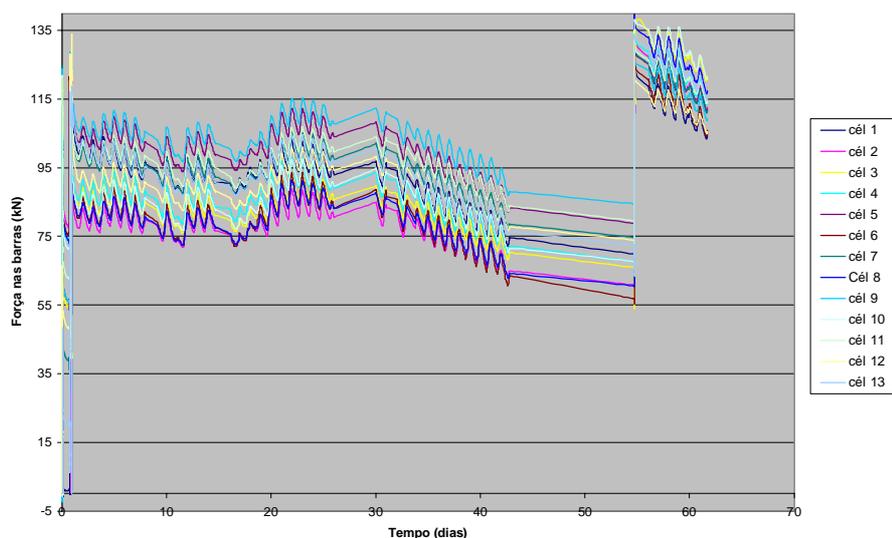


Figura 17 – Perdas de protensão nas barras do tabuleiro.

### 8.1.2 Transporte

As forças nas barras foram medidas antes e depois do transporte, para o conhecimento das perdas nesta fase da construção.

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 foram menores do que o esperado, chegando no máximo a 27%, em uma das barras. A média foi de 17%.

### 8.1.3 Perdas ao longo do tempo

A perda de protensão média após 6 meses de utilização do tabuleiro, sob condições de tráfego normal, e com apenas uma reprotensão, foi de 27%. Esse valor é inferior aos 40% esperados após duas reprotensões, de acordo com a literatura. Considerando-se que as perdas praticamente cessaram após esse período, conclui-se que a ponte trabalhará com uma protensão de 650 kPa, ligeiramente inferior ao valor de projeto (700 kPa), porém bastante superior à força mínima necessária para ativar o comportamento de placa (350 kPa).

### 8.1.4 Comentários

Devido às características próprias do Eucalipto citriodora e às condições climáticas brasileiras, as perdas de protensão ficaram bem abaixo do esperado, fazendo-se necessária apenas uma reprotensão, aos 55 dias. Também foi verificada uma baixa perda de protensão da ponte em trabalho, o que justifica a realização de testes do tabuleiro sem reprotensões. Isso facilitaria ainda mais a execução do sistema e a escolha do material utilizado na protensão.

## 8.2 Provas de Carga

### 8.2.1 Construção

As 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 realizada 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. Em cada série, eram realizadas três medições diferentes: na primeira, nenhuma carga acidental era considerada; na segunda o trem-tipo era posicionado transversalmente ao centro do tabuleiro; na terceira, o caminhão era 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 19 mostra as suas posições, onde é possível verificar uma escondidade de 5° para a ponte.

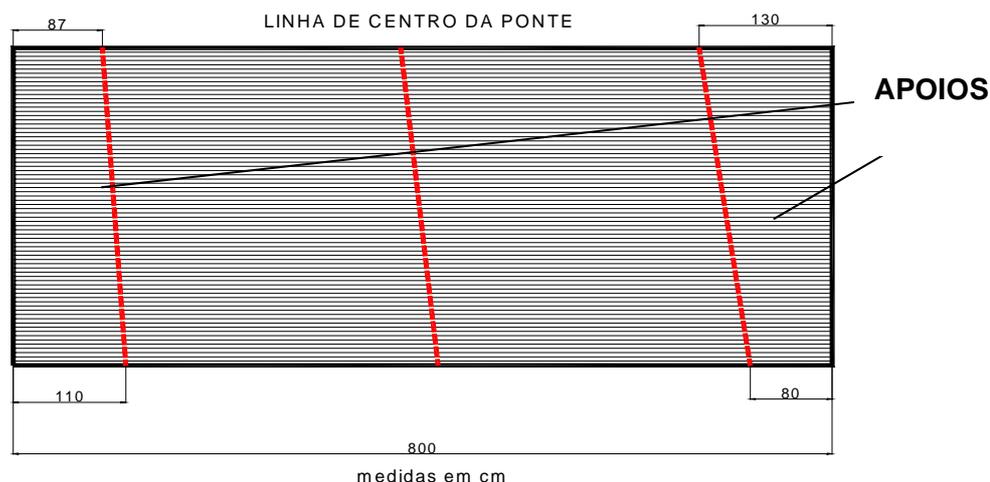


Figura 18 – Posição dos apoios no tabuleiro.

Para a leitura dos deslocamentos, foram pendurados metros de carpinteiro a cada 30 cm, na linha central da ponte, e próximos aos apoios. Para a leitura dos deslocamentos, utilizou-se um nível óptico. A Figura 19 mostra uma fotografia da primeira prova de carga executada, e as Figuras 20 e 21 mostram as dimensões reais do veículo utilizado e o seu posicionamento sobre o tabuleiro, respectivamente.



Figura 19 – Veículo posicionado na ponte, para prova de carga.

Para as análises, o novo vão teórico da ponte foi calculado como sendo a distância entre os encontros (vão livre). O esquema estático adotado é mostrado na Figura 22.

Os pesos dos caminhões utilizados são mostrados na Tabela 7.

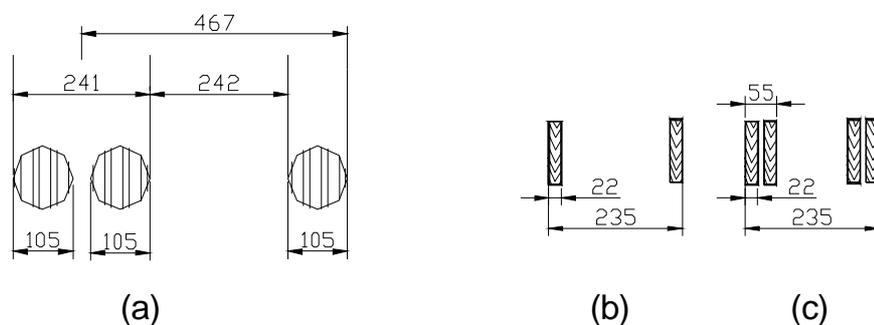


Figura 20 – Dimensões reais do veículo utilizado para as provas de carga na fase de construção da ponte. (a) Dimensões longitudinais; (b) Dimensões transversais do eixo dianteiro; (c) Dimensões do eixo traseiro (medidas em cm).

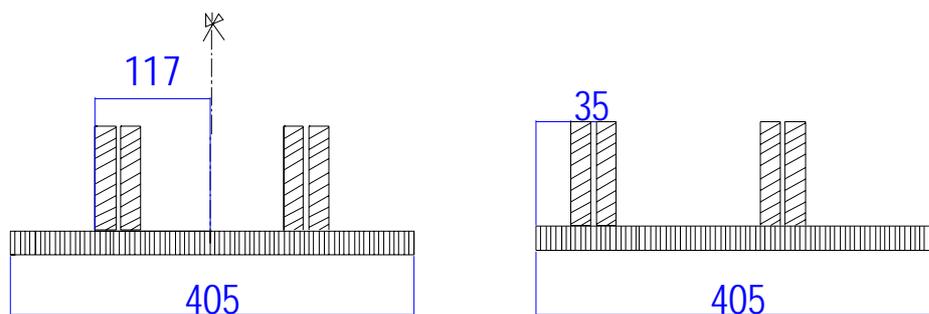


Figura 21 – Posicionamento transversal do eixo traseiro do caminhão. (a) Carga centrada; (b) Carga excêntrica (medidas em cm).

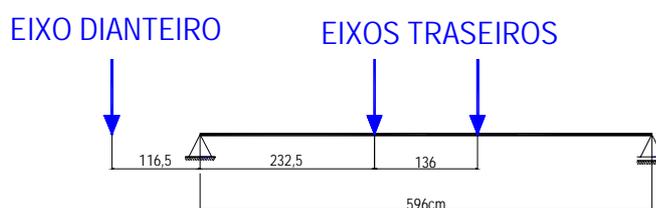


Figura 22 – Esquema estático utilizado nas análises.

Tabela 7 – Peso dos caminhões utilizados nas provas de carga, por eixo

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

### 8.2.2. Monitoramento

Seis meses após a construção da ponte, realizou-se uma nova prova de carga, de forma a analisar o comportamento do sistema ao longo do tempo.

O caminhão utilizado para esta prova de carga possuía a mesma configuração transversal do caminhão utilizado anteriormente (ver Figura 20 (b) e (c)), porém com configuração longitudinal diferente, mostrada na Figura 23.

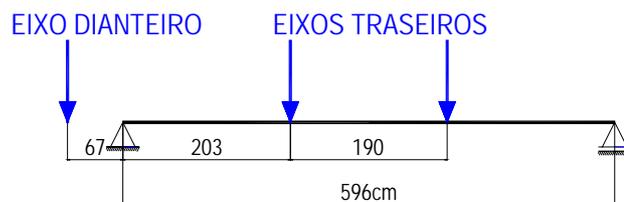


Figura 23 – Posicionamento longitudinal do caminhão para a última prova de carga.

### 8.2.3 Análise numérica (software OTB)

A análise numérica foi feita através do software OTB. Para as rigidezes de bordo, devido ao guarda-rodas e defensas, aplicou-se uma redução destes valores. 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. Com esses valores, a curva numérica se aproximou melhor da curva real.

As características do material utilizado foram obtidas a partir de ensaios realizados na madeira que, de acordo com a classificação da NBR 7190/97, consistia de um material de classe C40,.

### 8.2.4 Resultados

Os resultados obtidos pela análise numérica e experimental, nas diversas fases da construção, são mostrados nas Figuras 27 a 34. A escala máxima dos eixos das ordenadas foram ajustados ao deslocamento máximo permitido pelas normas brasileiras para o Estado Limite de Utilização: Deslocamentos, que é o comprimento do vão dividido por 200.

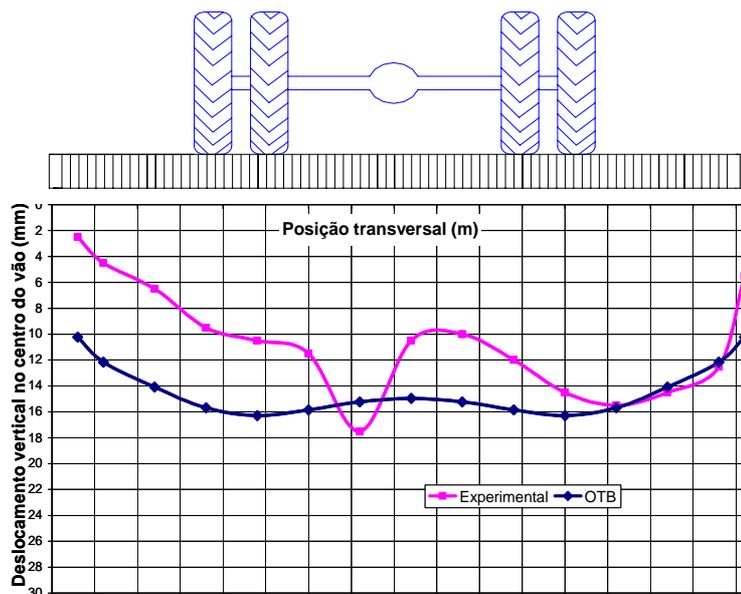


Figura 24 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro.

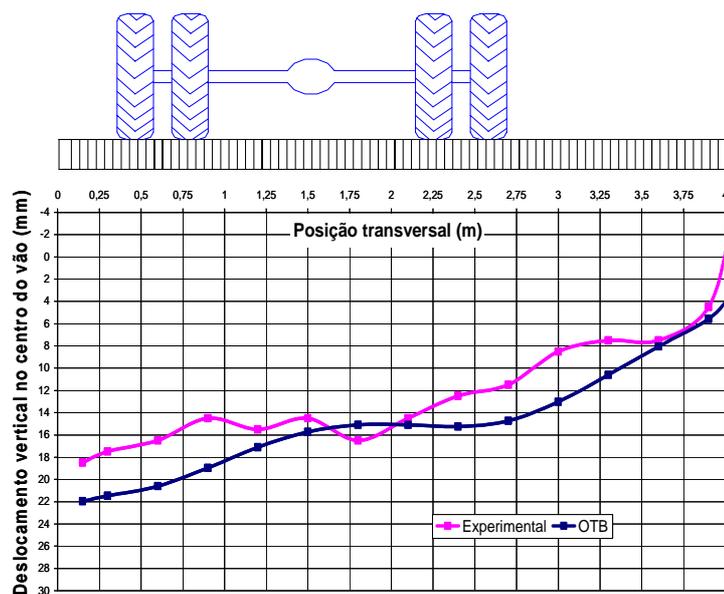


Figura 25 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro.

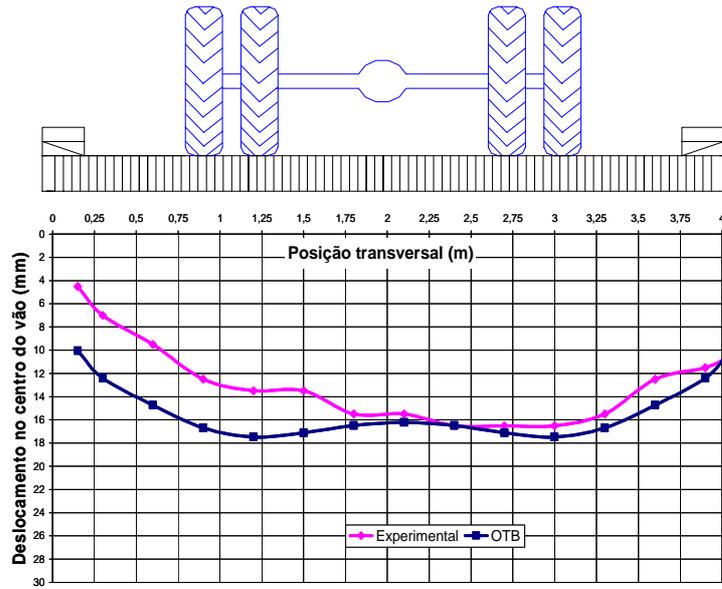


Figura 26 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado no tabuleiro com guarda-rodas.

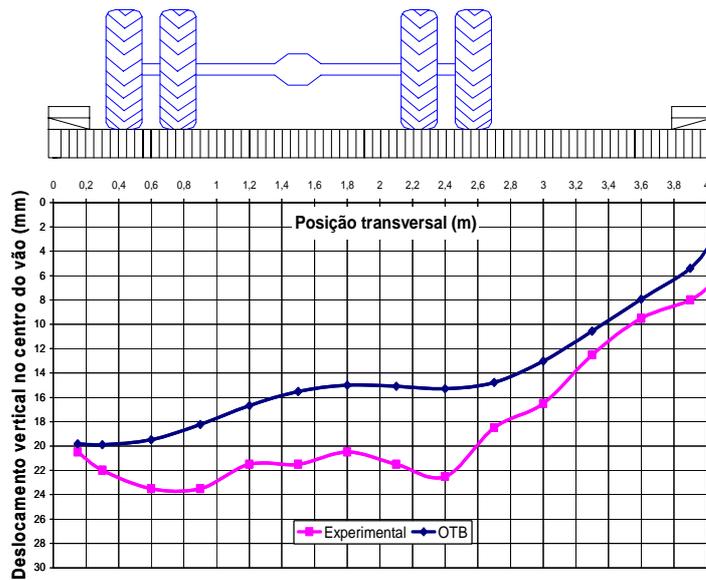


Figura 27 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico no tabuleiro com guarda-rodas.

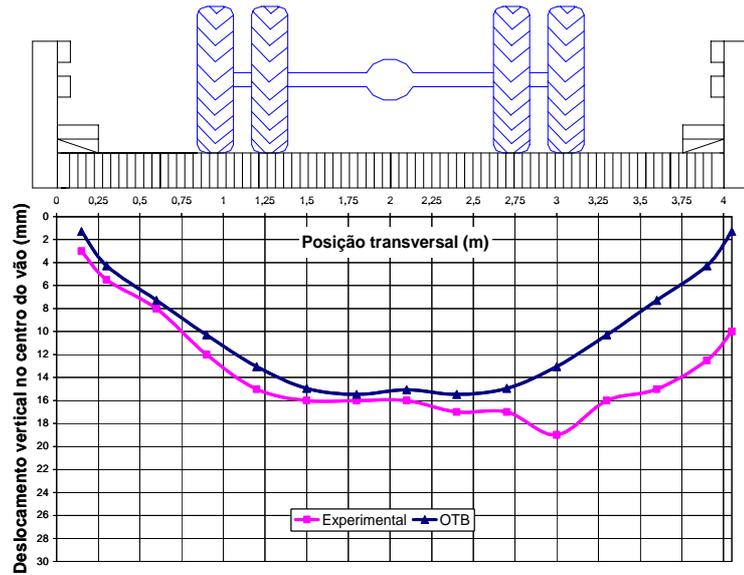


Figura 28 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado na ponte completa, no momento da construção.

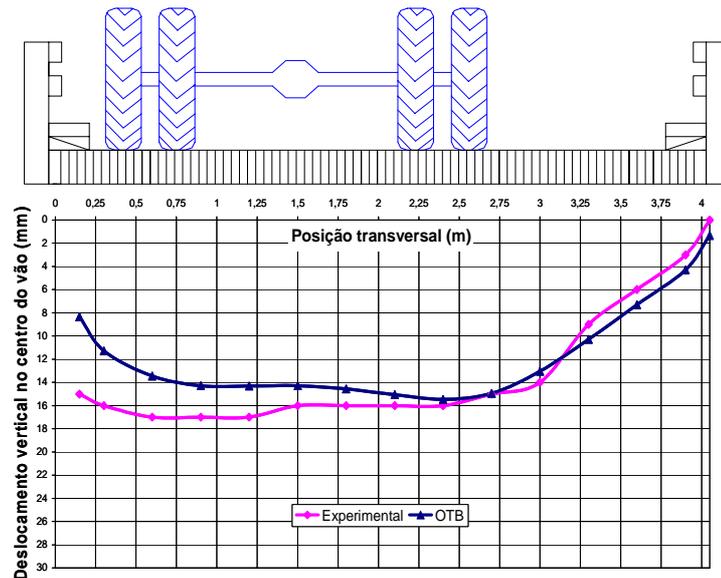


Figura 29 - Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico na ponte completa, no momento da construção.

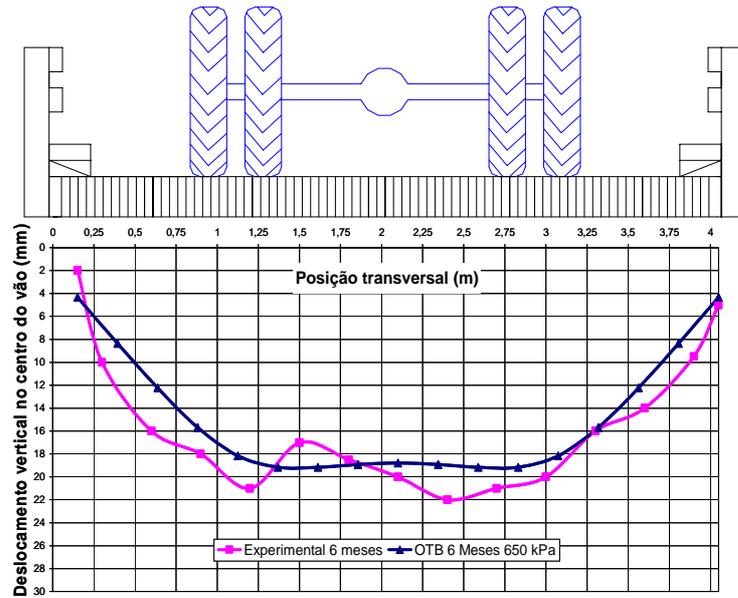


Figura 30 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento centrado, na ponte com seis meses de uso.

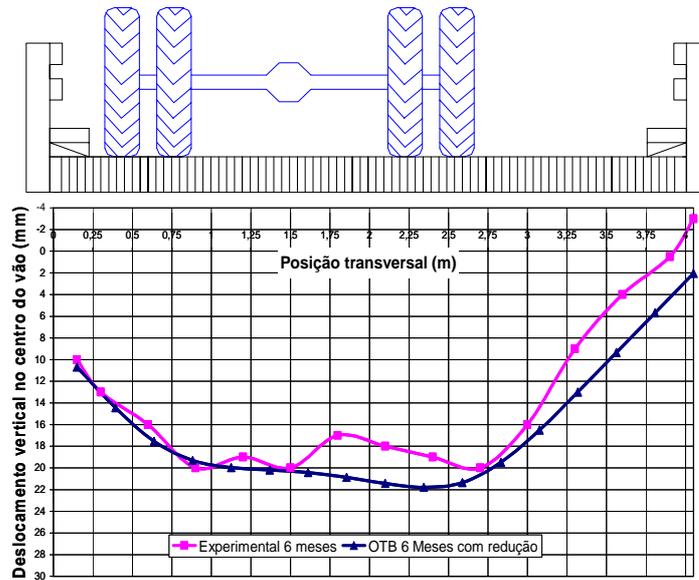


Figura 31 – Resultados numéricos e experimentais para o carregamento excêntrico, na ponte com seis meses de uso.

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. A curva experimental distanciou-se mais da teórica principalmente nas primeiras provas de carga realizadas, nas quais também foi verificada uma maior alternância dos dados encontrados. Isso se deve, também, à

acomodação do tabuleiro nas primeiras horas de uso. A Tabela 8 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 são evidenciadas, e as Figuras 32 e 33 mostram uma pequena diminuição de desempenho com o tempo.

Tabela 8 – Resultados numéricos e experimentais de deslocamentos máximos obtidos nas provas de carga

<b>Prova de carga</b>	<i>Deslocamento máximo – carga centrada (mm)</i>		<i>Deslocamento máximo – carga excêntrica (mm)</i>		Deslocam. máximo permitido (mm)
	<i>OTB</i>	Experim.	<i>OTB</i>	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>	19	22	28	20	30

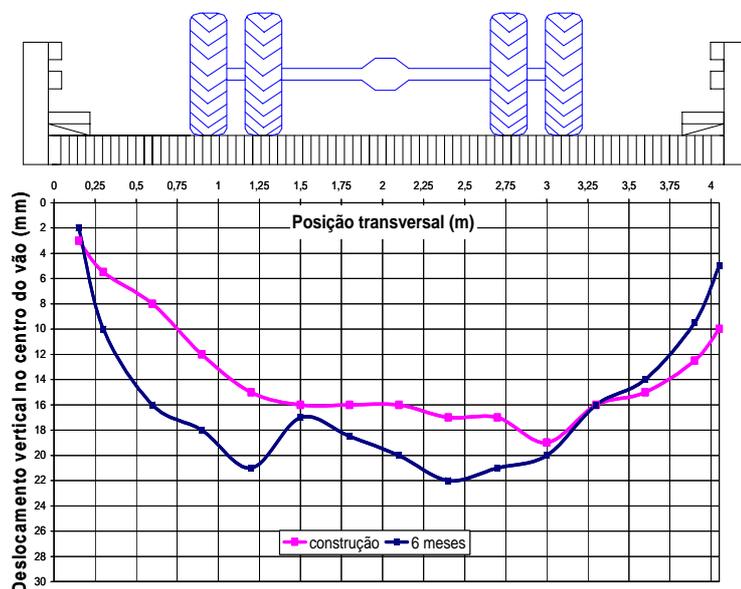


Figura 32 – Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga centrada.

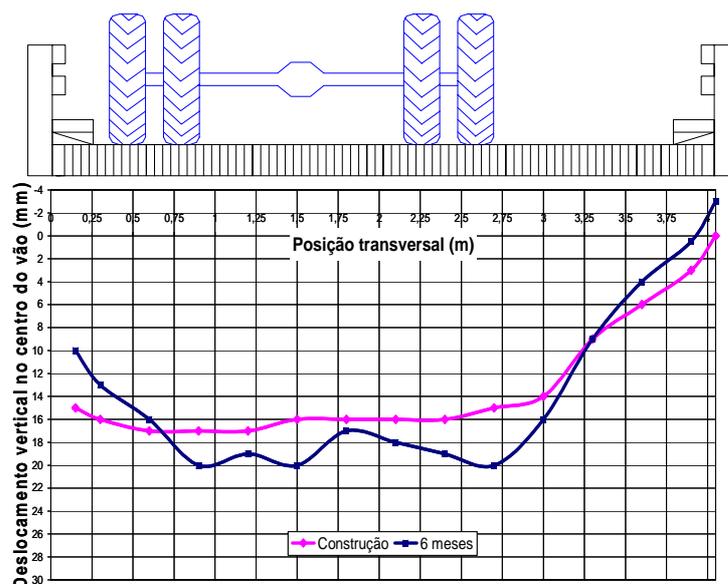


Figura 33 – Avaliação do desempenho da ponte com o tempo – carga excêntrica.

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 ocorria devido à falta de fixação do tabuleiro nas fundações.

### 8.3 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%.

Devido à baixa perda de protensão, a diminuição do 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.

## 9 CONCLUSÕES

A ponte laminada protendida transversalmente apresentou um excelente desempenho para as condições climáticas brasileiras, 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, a partir de estudos específicos.

Com as provas de carga executadas também obteve-se excelentes resultados, bastante próximos aos previstos numericamente e menores 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 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.

## 10 AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq e à FAPESP pelo apoio financeiro, sem o qual esta pesquisa não poderia ter sido realizada.

## 11 REFERÊNCIAS

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

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

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.

CUSENS, A. R.; PAMA, R. P. (1975). **Bridge deck analysis**. London: Ed. John Wiley Sons.

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

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

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

FOREST PRODUCT LABORATORY (1999). **Wood Handbook – Wood as an engineering material**. Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Product 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, Chile: Universidad Del Bío-Bío. ISSN 0717-3644.

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.

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.

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

QUENNEVILLE, 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. 774-751.

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 Product 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. 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. Research Report, RR220.

TAYLOR, R. J. & WALSH, H. (1983). **Prototype prestressed wood bridge**. Transportation Research Record, TRB, no.950. Washington, D. C. National Research Council, p.110-112.