

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO- USP  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
LABORATÓRIO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA

GLORIA ESTHER URREA CEFERINO

**Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas:  
Perda da protensão**

São Carlos

2013

GLORIA ESTHER URREA CEFERINO

**Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas:  
Perda da protensão**

Dissertação apresentado à Escola  
Engenharia de São Carlos - USP  
para obtenção do título de Mestre  
em Engenharia de Estrutura.

Área de Concentração:  
Estruturas de Madeira

Orientador: Prof. Tit.  
Carlito Calil Junior

**Versão Corrigida**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos

2013

Autorizo a reprodução total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

C389p

Ceferino, Gloria Esther Urrea

Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas: perda da protensão / Gloria Esther Urrea Ceferino; orientador Prof Carlito Calil Junior. São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. Pontes de madeira. 2. Estruturas de madeira. 3. Protensão transversal. I. Título.



## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **GLORIA ESTHER URREA CEFERINO**.

Título da dissertação: "Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas: perda da protensão".

Data da defesa: 05/04/2013

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Titular **Carlito Calil Junior (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Antonio Alves Dias**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Julio Cesar Pigozzo**  
(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

APROVADA.

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

*Dedico este trabalho a meu pai Edgar Urrea, minha irmã Andrea Urrea e  
minha mãe Ana Sofia de Urrea (in memoriam).*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por ter me dado oportunidade de continuar com meus estudos, além de morar no Brasil e conhecer sua maravilhosa cultura. Os anos de mestrado foram importantes em minha vida, principalmente em relação aos crescimentos: pessoal, espiritual e intelectual.

Ao incondicional apoio de meu pai Edgar Urrea, de minha irmã Andrea Urrea, de minha mãe Ana Sofia (in memoriam) e de meus padrinhos Luis Alfredo Ceferino e Maria Elsa Peralta. Também todos e cada um dos demais membros de minha família, amigos e amigas em minha terra, Colômbia.

Ao professor Carlito Calil Junior, pelas orientações ao longo deste trabalho e por ter depositado em mim a confiança de elaborar esta dissertação.

Ao governo brasileiro pela oportunidade de estudar com o apoio da bolsa da Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES.

À Universidade de São Paulo (USP), Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) e ao Departamento de Estruturas (SET) pelos serviços de apoio à pesquisa.

Ao Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM) e aos técnicos Jaime, Arnaldo, Aparecido, Silvio, Tânia, Roberto, Bragatto e Samuel.

À Tatiana Rodriguez, Fredy Garzón e Amélia Garzón R., por ser uma família muito especial.

À Dona Beth Moraes e Dom Pedro Moraes pela acolhida nos primeiros dias no Brasil e pela incondicional amizade.

À Dona Hilda, Isabela, Natalia, Claudia, Camila e Leliane, por compartilhar a moradia comigo, acompanhar-me, escutar-me e ensinar-me a viver como uma família brasileira.

A todos os meus amigos brasileiros, colombianos e do mundo inteiro, por ser conselheiros e ajudar-me curtir a vida.

Aos pesquisadores de Pontes Protendidos Simples no Brasil Dener Prata, Fernando Okimoto e Thalita da Fonte.

O Luis Vasquez quem pesquiso a primeira parte do projeto.



*“É necessário abrir os olhos e perceber que as coisas boas estão dentro de nós, onde os sentimentos não precisam de motivos, nem os desejos de razão. O importante é aproveitar o momento e aprender sua duração, pois a vida está nos olhos de quem saber ver.”*

***Gabriel García Márquez***



## RESUMO

---

CEFERINO, G. E. U. (2013). **Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas: perda de protensão.** 91 f. Dissertação Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

As pontes protendidas transversalmente de madeira vêm sendo pesquisadas no Brasil desde o ano 1995, com madeiras de reflorestamento e outros materiais nacionais. Os resultados mostram a viabilidade da utilização desse sistema na construção de pontes de madeira, sejam em vias rurais, urbanas e até mesmo em rodoviárias no país, a fim de viabilizar melhoras ao acesso onde se faz necessário, além de contribuição nos quesitos de segurança estrutural, em função do tráfego. Este trabalho tem como objetivos os estudos teórico e experimental de pontes de madeiras protendidas transversalmente com cordoalhas engraxadas, focando, principalmente, a análise do desempenho da ponte e os estudos das influências da temperatura e da umidade no mecanismo de perda de protensão de tabuleiros laminados com madeiras.

**Palavras-chave:** Pontes de madeira. Estruturas de madeira. Protensão transversal.

## **ABSTRACT**

---

CEFERINO, G. E. U. (2013). **Stress-laminated timber bridge with wire rope greased:** stress relaxation. 91 p. Dissertation Master. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

Since 1995 Stress-Laminated Timber Bridge built with reforestation wood and other national materials have been researched in Brazil. The results show feasibility to use this system for build timber bridges, in rural and urban roads, and even in federal highways, in order to facilitate access improvements where needed, plus contribution as safe structural depending on the traffic. The aims of this paper is analyze of theoretical and experimental stress-laminated Timber Bridge with wire rope, focusing, mainly, bridges field performance and thermal response and moisture content as influence in stress relaxation in wood lumber slab.

**Keywords:** Timber bridges. Timber structures. Stress-Laminated.

## LISTA DE FIGURAS

---

<b>Figura 1</b> - (A) Detalhe de ancoragem da ponte Hebert Creek, (B) Detalhe da extremidade da seção transversal da ponte Fox Lake Roda.....	7
<b>Figura 2</b> - Alternativas de sistemas estruturais para as pontes laminadas protendidas.....	8
<b>Figura 3</b> - Sistema DYWIDAG de Protensão e Ancoragem.....	12
<b>Figura 4</b> - Sistema de ancoragem da barra de aço de DYWIDAG. ....	14
<b>Figura 5</b> - Sistema de ancoragem utilizado na ponte do rio Monjolinho. ....	14
<b>Figura 6</b> - Montagem inicial do tabuleiro laminado com barras de aço DYWIDAG...	15
<b>Figura 7</b> - Espaçamento e numeração das barras de protensão utilizada.....	15
<b>Figura 8</b> - Ponte Monjolinho localizada em São Carlos, SP .....	17
<b>Figura 9</b> - Pontes P0-3 e P0-4 localizadas Campus II da USP de São Carlos, SP. .	19
<b>Figura 10</b> - Principais elementos das pontes protendidas. ....	20
<b>Figura 11</b> - Frequência e espaçamento de juntas de topo. ....	21
<b>Figura 12</b> - Sistema típico de protensão das barras de aço. ....	21
<b>Figura 13</b> - corte de uma seção transversal protendida. ....	22
<b>Figura 14</b> - Trens-tipos para as classes de carregamento brasileiras conforme NBR 7189/1985. ....	25
<b>Figura 15</b> - Carregamento de multidão distribuído classe 30 de uma ponte de 3.5 m de largura e 8 m de comprimento.....	25
<b>Figura 16</b> - Disposição em planta das cargas móveis. ....	26
<b>Figura 17</b> - Espaçamento ente as cordoalhas de protensão. ....	34
<b>Figura 18</b> - Sistema de ancoragem. ....	35
<b>Figura 19</b> - Aparelho de apoio entre o tabuleiro e apoio de concreto. ....	36
<b>Figura 20</b> - Largura efetiva DW em função dos parâmetros de flexão e de torção, para uma faixa de tráfego.....	37
<b>Figura 21</b> - Largura efetiva DW em função dos parâmetros de flexão e de torção, para duas faixas de tráfego .....	38
<b>Figura 22</b> - Largura efetiva. ....	38

<b>Figura 23</b> - Perda de protensão e sistemas de reprotensão .....	40
<b>Figura 24</b> - Perda de Carga .....	41
<b>Figura 25</b> - Perda de protensão - Resultados experimentais .....	41
<b>Figura 26</b> - Perdas de protensão dos seis corpos de prova de <i>Eucalyptus citriodora</i> - U20% .....	42
<b>Figura 27</b> - Perda de protensão das 13 barras de aço de $\phi$ 16 mm do tabuleiro .....	42
<b>Figura 28</b> - Perda de protensão real e teórica com o modelo de OKIMOTO (2001). .....	43
<b>Figura 29</b> - Entrada de dados no programa ATM de uma ponte simples protendida transversalmente. ....	45
<b>Figura 30</b> - Aplicação das cargas da classe de carregamento 45.....	46
<b>Figura 31</b> - Cargas aplicadas de acordo com a classe de carregamento 45. ....	46
<b>Figura 32</b> - Visualização em 3D do deslocamento com programa ATM. ....	47
<b>Figura 33</b> - Configurações dos caminhões A, B e C, e as cargas de cada eixo.....	48
<b>Figura 34</b> - Posições das cargas transversais. ....	48
<b>Figura 35</b> - Veículo posicionado na ponte, para prova de carga. ....	50
<b>Figura 36</b> - Posicionamento transversal do eixo traseiro do caminhão. ....	50
<b>Figura 37</b> - Esquema estático utilizado nas análises. ....	50
<b>Figura 38</b> - Dimensões do tabuleiro protendido com cordoalhas engraxadas. ....	54
<b>Figura 39</b> - O tabuleiro localizado nas instalações do LaMEM. ....	55
<b>Figura 40</b> - Frequências de juntas de topo a cada quatro vigas e o espaçamento entre elas. ....	55
<b>Figura 41</b> - Protensão do tabuleiro realizada por meio de uma bomba hidráulica ..	56
<b>Figura 42</b> - Sistema de protensão de cordoalhas de diâmetro de 12,7 mm.....	57
<b>Figura 43</b> - Sistema de Ancoragem. ....	59
<b>Figura 44</b> - Conjunto Placa - Cunha para ancoragem.....	59
<b>Figura 45</b> - Numeração e espaçamento das cordoalhas engraxadas de 12,7 mm. .	62
<b>Figura 46</b> - Tabuleiro protendido com as células de carga. ....	64
<b>Figura 47</b> - Esquema do sistema de aquisição de dados.....	64
<b>Figura 48</b> - Nível de força ao longo do tempo no tabuleiro. ....	76
<b>Figura 49</b> - Variação da temperatura no sistema de ancoragem. ....	76
<b>Figura 50</b> - Variação da temperatura do ar e temperatura do sistema de ancoragem. .....	77
<b>Figura 51</b> - Perda de protensão das cordoalhas 2 e 12. ....	77
<b>Figura 52</b> - Nível de protensão das cordoalhas 1, 7 e 13.....	79

<b>Figura 53</b> - Intensidade mensal de chuva em São Carlos. ....	79
<b>Figura 54</b> - Umidade Relativa de São Carlos. ....	79
<b>Figura 55</b> - Perda de protensão inicial. ....	80
<b>Figura 56</b> - Precipitação de chuva nos primeiros dias de protensão. ....	80
<b>Figura 57</b> - Umidade do ar nos primeiros dias de protensão. ....	80
<b>Figura 58</b> - Maior perda de protensão das cordoalhas 1, 7 e 13. ....	81
<b>Figura 59</b> - Precipitações de chuva dos meses Julho até Fevereiro. ....	81
<b>Figura 60</b> - Umidade do ar dos meses Julho de 2011 até Fevereiro de 2012. ....	81
<b>Figura 61</b> - Média mensal da umidade de equilíbrio da madeira. ....	82
<b>Figura 62</b> - Máximos deslocamentos: no centro do tabuleiro (A), no centro em um dos extremos (B), e em uma carga uniforme (C). ....	83
<b>Figura 63</b> - Distribuição da viga equivalente da ponte. ....	85
<b>Figura 64</b> - Perda de protensão de uma das 13 barras de aço de $\phi$ 16 mm do tabuleiro (Fonte: FONTE 2004). ....	87
<b>Figura 65</b> - Perda de protensão da cordoalha 7, uma das 13 cordoalhas engraxadas de diâmetro de 12,7 mm do tabuleiro. ....	88

## LISTA DE TABELAS

---

<b>Tabela 1</b> - Gasto energético para a produção dos materiais de construção civil .....	2
<b>Tabela 2</b> - Custo da primeira ponte protendida de madeira da America do sul .....	3
<b>Tabela 3</b> - Propriedades das barras de aço DYWIDAG de diâmetro 16 mm.....	13
<b>Tabela 4</b> - Propriedades de <i>Eucaliptus citriodora</i> .....	16
<b>Tabela 5</b> - Propriedades de <i>Eucaliptus citriodora</i> das peças utilizadas no projeto... 16	
<b>Tabela 6</b> - Pontes construídas em São Carlos, SP com o sistema protendido. ....	20
<b>Tabela 7</b> - Coeficiente de atrito para a madeira. ....	23
<b>Tabela 8</b> - Valores de $\alpha_n$ . ....	23
<b>Tabela 9</b> - Cargas móveis nas pontes.....	25
<b>Tabela 10</b> - Classes de resistências das coníferas. ....	26
<b>Tabela 11</b> - Classes de resistências das dicotiledôneas. ....	26
<b>Tabela 12</b> - Espessura inicial do tabuleiro.....	27
<b>Tabela 13</b> - Valores de projeto para fator de redução de rigidez. ....	27
<b>Tabela 14</b> - Altura das vigas de madeira para tabuleiro em função do vão teórico, da classe de carregamento e da classe de resistência .....	28
<b>Tabela 15</b> - Mostra os máximos deslocamentos medidos na ponte Decatur. ....	49
<b>Tabela 16</b> - Peso dos caminhões utilizados nas provas de carga, por eixo. . ....	51
<b>Tabela 17</b> - Deslocamentos da prova de carga.....	51
<b>Tabela 18</b> - Madeira utilizada na ponte protendida transversalmente. ....	55
<b>Tabela 19</b> - Elementos metálicos na ponte protendida transversalmente. ....	56
<b>Tabela 20</b> - Especificações da cordoalha.....	58
<b>Tabela 21</b> - Dimensionamento conjunto Placa - Cunha para ancoragem. ....	59
<b>Tabela 22</b> - Módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de flexão estática. ....	66
<b>Tabela 23</b> - Corpos-de-prova do ensaio de compressão paralela às fibras. ....	67
<b>Tabela 24</b> - Resistência na compressão paralela às fibras. ....	67
<b>Tabela 25</b> - Módulo de resistência na compressão paralela às fibras.....	68
<b>Tabela 26</b> - Resistência na compressão normal às fibras. ....	68
<b>Tabela 27</b> - Resistência na tração normal às fibras. ....	69
<b>Tabela 28</b> - Resistência no cisalhamento.....	69



<b>Tabela 29</b> - Resistência e rigidez mínimas exigidas pela NBR 7190:2011 e obtidas. .....	70
<b>Tabela 30</b> - Classes de Umidade.....	71
<b>Tabela 31</b> - Valor para $K_{mod2}$ . ....	71
<b>Tabela 32</b> - Protensão inicial das cordoalhas. ....	74
<b>Tabela 33</b> - Reprotensão das cordoalhas. ....	75
<b>Tabela 34</b> - Características geométricas do tabuleiro.....	82
<b>Tabela 35</b> - Propriedades Elásticas e máximo deslocamento.....	83
<b>Tabela 36</b> - Deslocamentos das três solicitações. ....	84
<b>Tabela 37</b> - Propriedades mecânicas e elásticas e parâmetros de distribuição para a largura equivalente.....	84
<b>Tabela 38</b> - Deslocamentos na distribuição de carga da viga equivalente. ....	86
<b>Tabela 39</b> - Custo do Sistema Dywidag. ....	88
<b>Tabela 40</b> - Custo do Sistema Cordoalhas Engraxadas. ....	90

## LISTA DE SIGLAS

---

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATM	Análise de Tabuleiros de Madeira
CCA	Arseniato de Cobre Cromatado
CCB	Borato de Cobre Cromatado
CRHEA	Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FPL	Forest Products Laboratory
FS	Forest Service
LaMEM	Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira
NBR	Norma Brasileira Registrada
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code
OMT	Ontario Ministry of Transportation
OTB	Orthotropic Timber Bridge
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas
USDA	United States Department of Agriculture
USP	Universidade de São Paulo
UST	Universidade Tecnológica de Sydney

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$A_s$	Área da cordoalha de protensão;
$A_p$	Área da placa de apoio
$C_{bj}$	Fator de redução de rigidez devido às juntas de topo
$E_M$	Módulo de elasticidade
$E_L$	Módulo de elasticidade à flexão longitudinal
$E_T$	Módulo de elasticidade à flexão transversal da placa ortotrópica protendida
$f_{c90,d}$	Resistencia de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira
$F_d$	Força de cálculo para os estados limites últimos
$F_{g,k}$	Valores característicos da ação permanente
$F_{q,k}$	Valores característicos da ação variável principal
$F_p$	Força na protensão da cordoalha
$f_{v0,d}$	Resistencia à cortante de cálculo
$F_{v,Ed}$	Força de cisalhamento de cálculo por unidade de comprimento
$G_{LT}$	Módulo de elasticidade à torção da placa ortotrópica protendida
$h$	Espessura da placa
$I_{ef}$	Momento de inércia na largura efetiva
$L$	Vão teórico da ponte
$L_p$	Dimensão horizontal da placa de distribuição;
$L_a$	Dimensão horizontal da placa de ancoragem;
$M_d$	Valores dos momentos de cálculo devido às ações
$M_{gk}$	Valores dos momentos característicos das ações permanentes
$M_{qk}$	Valores dos momentos característicos das ações variáveis
$S_p$	Espaçamento
$V_d$	Força cortante de cálculo
$V_{gk}$	Forças cortantes características devido às ações permanentes
$V_{qk}$	Forças cortantes características devido às ações variáveis
$W_{ef}$	Módulo de resistência na largura efetiva

$W_a$	Dimensão vertical da placa de ancoragem;
$W_p$	Dimensão vertical da placa de distribuição
$\alpha$	Parâmetro de flexão
$\alpha_n$	Constante dependente da dimensão horizontal da placa de distribuição
$\gamma_g$	Coeficiente de ponderação para as ações permanentes
$\gamma_q$	Coeficiente de ponderação para as ações variáveis
$\delta_d$	Deslocamento de cálculo
$\delta_{gk}$	Deslocamento devido às cargas permanentes
$\delta_{qk}$	Deslocamento devido às cargas variáveis
$E$	Deformação
$\theta$	Parâmetro de torção
$\mu_d$	Coeficiente de atrito
$\sigma_{c,d}$	Tensão de compressão local no contato entre a placa e a madeira
$\sigma_{Ni,d}$	Protensão inicial
$\sigma_N$	Nível de protensão
$\sigma_{s,d}$	Nível de protensão solicitada
$\sigma_{p,min}$	Limite de protensão mínima
$\tau_d$	Tensão de cisalhamento máxima atuante
$\Phi$	Coeficiente de impacto vertical
$\Psi$	Coeficiente de ponderação para valores reduzidos de combinação

# SUMÁRIO

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Justificativa .....	2
1.1.1	Pontes protendidas.....	2
1.1.2	Alternativa para recuperar e construir novas pontes .....	3
1.2	Objetivos .....	4
1.2.1	Objetivo Geral.....	4
1.2.2	Objetivos Específicos.....	5
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLOGRÁFICA.....</b>	<b>6</b>
2.1	Histórico .....	6
2.1.1	Conceito de pontes protendidas .....	6
2.1.2	Pesquisas desenvolvidas no Brasil .....	9
2.1.2.1	Sistema de tabuleiro protendido simples transversalmente .....	11
2.1.2.2	Sistema tabuleiro multicelular protendido transversalmente .....	18
2.1.3	Comentários .....	19
2.2	Projeto de tabuleiros simples protendido transversalmente .....	20
2.2.1	Ponte em Madeira Laminada Protendida .....	20
2.2.2	Comportamento Estrutural .....	22
2.2.3	Dimensionamento.....	23
2.2.3.1	Método da placa ortotrópica equivalente.....	24
2.2.3.2	Método da Viga Equivalente .....	36
2.3	Análise do desempenho de tabuleiros.....	39
2.3.1	Análise da perda da protensão.....	39
2.3.2	Análise Numérica de Tabuleiros de Madeira Protendidos (ATM).....	44
2.3.3	Provas de carga .....	47
2.4	Conclusões da revisão bibliográfica .....	51
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>53</b>

3.1	Características do tabuleiro.....	53
3.1.1	Sistema de protensão .....	56
3.1.1.1	Influência da umidade do ar no sistema de protensão .....	60
3.1.1.2	Influência da temperatura do ar no Sistema de protensão .....	61
3.1.2	Nível de protensão.....	62
3.1.3	Parâmetros elásticos .....	63
3.1.4	Sistema de aquisição de dados .....	63
3.2	Características do material .....	65
3.2.1	Classificação Mecânica por ensaio de flexão estática .....	65
3.2.2	Caracterização das Peças de Madeira .....	66
3.2.2.1	Compressão paralela às fibras .....	66
3.2.2.2	Compressão normal às fibras.....	68
3.2.2.3	Tração normal às fibras .....	69
3.2.2.4	Cisalhamento.....	69
3.2.3	Análise de resultados da caracterização da madeira.....	69
3.2.4	Umidade de equilíbrio da madeira .....	71
3.2.4.1	Retração .....	72
3.3	Comentários finais da metodologia.....	72
<b>4</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>74</b>
4.1	Análise da perda de protensão .....	74
4.2	Influência da temperatura na perda de protensão .....	76
4.3	Influência da umidade na perda de protensão .....	78
4.4	Análise numérica de tabuleiros de madeira protendidos atm.....	82
4.5	Análise pela viga equivalente.....	84
4.6	Comparações entre dois sistema de ancoragem.....	86
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>90</b>
<b>6</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>92</b>

# 1 INTRODUÇÃO

---

As pontes com tabuleiros feitos de madeira laminada pregada apresentavam o problema de perda de continuidade transversal do tabuleiro, por separação das peças tornando ineficiente o sistema de distribuição das cargas. Como solução, na década dos anos 70, no Canadá, surgiu o conceito de ponte de madeira em tabuleiro laminado protendido transversalmente.

No Brasil, o desenvolvimento e aplicação do sistema de pontes protendidas, foram estudos no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) e geraram os métodos de análise e de cálculo das pontes de madeira protendidas para vãos de até doze metros de comprimento, utilizando materiais nacionais. Esses estudos geraram os parâmetros elásticos dos tabuleiros com madeiras de reflorestamento produzidas no Estado de São Paulo e análise dos efeitos das juntas de topo. Mediante programas de elementos finitos foram avaliadas as propriedades ortotrópicas do tabuleiro. Os resultados mostraram o desempenho estrutural, a eficácia e a durabilidade do sistema.

Fonte (2004) apresentou a construção da primeira ponte protendida de madeira da América do Sul, com madeira de reflorestamento, utilizando vigas de *Eucalyptus citriodora*. Por meio de provas de carga, foi avaliado o desempenho da ponte e a influência dos guarda-rodas e defensas na rigidez do tabuleiro. A ponte laminada protendida transversalmente apresentou um excelente desempenho para as condições climáticas do Estado de São Paulo, sendo considerada ótima alternativa para o Brasil na construção de pontes com vãos de até 12 metros.

Os resultados mostraram que o desempenho do sistema protendido em placas foi bem superior ao esperado em quase todos os quesitos, porém ainda são

necessárias melhorias no que diz respeito ao processo de montagem “in loco”. Além disso, o sistema apresentou baixo custo e processo construtivo simples (Fonte 2004).

O sistema de protensão utilizado no projeto de Fonte (2004) foi o de barras de aço DYWIDAG, com diâmetros de 16 mm; as sugestões finais desse projeto foram realizadas em um estudo com a mesma tecnologia, porém com outro sistema de ancoragem: tabuleiro utilizando cordoalhas engraxadas feitas pela companhia siderúrgico Belgo - Minero.

## 1.1 Justificativa

### 1.1.1 Pontes protendidas

O uso de madeira na construção de pontes protendidas apresenta vantagens em relação ao material utilizado e custo de pontes equivalentes de concreto. Essas vantagens são: ecológica, pois são utilizados materiais de reflorestamento com baixo gasto energético em sua produção, e econômica apresentando baixo custo tecnológico, pois dispensa equipamentos especiais e mão de obra altamente qualificada e custo menor comparado com as pontes equivalentes de concreto como se observa na Tabela 1 obtida de CALIL JR. et al. (2003) e na Tabela 2 obtida de FONTE (2004).

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

<b>Material</b>	<b>Energia consumida na produção</b>	<b>Tipo de energia</b>
	(MJ/m <sup>3</sup> )	
Concreto	1920	Queima de óleo
Aço	234000	Queima de carvão
Madeira conífera	600	Solar
Madeira dicotiledônea	630	Solar



**Tabela 2** - Custo da primeira ponte protendida de madeira da America do sul (Fonte: FONTE 2004).

<b>Material</b>	<b>Custo (R\$)</b>
Madeira	8870,00
Sistema de protensão	1500,00
Demais elementos metálicos	800,00
Custo de materiais da ponte protendida	11170,00
Custo de materiais estimado para pontes de concreto	32000,00

A tecnologia de pontes protendidas pode ser utilizada na reabilitação de tabuleiros laminados pregados e na construção de novas pontes e incentiva o uso da madeira de reflorestamento de forma estrutural. As espécies introduzidas de madeira reflorestadas no Brasil com técnicas de plantio permitem o corte da árvore para uso estrutural, geralmente aos 20 anos, OKIMOTO (1997).

Em geral, a madeira possui elevada relação resistência/peso e alta capacidade de absorção de cargas de curta duração. Além disso, submetidas a tratamento de preservação com CCA (Cobre, Cromo, Arsênio) ou CCB (Cobre, Cromo, Boro), as peças de madeira tornam-se resistentes aos ataques de insetos e fungos FONTE (2004).

No estado de São Paulo, as madeiras de reflorestamento mais utilizadas para a construção civil são os pinus e eucaliptos. As peças estruturais normalmente utilizadas são roliças ou serradas e tratadas com preservativos. Atualmente, existe uma grande disponibilidade dessas espécies no Estado. Segundo o Inventário Florestal no Estado de São Paulo existiam 600000 hectares de reflorestamento, em 1991 CALIL (2006).

### **1.1.2 Alternativa para recuperar e construir novas pontes**

A falsa ideia sobre as características e aplicações inadequadas da madeira para tal finalidade é devida às pontes de madeira edificadas no Brasil não terem sido projetadas e construídas por técnicos e construtores especializados em

madeiras, resultando em estruturas caras, inseguras e de baixa durabilidade FONTE (2004).

Os resultados das pesquisas em pontes de madeira desenvolvidas pelo LaMEM mostram detalhamentos dos projetos de pontes para pequenos e médios vãos, com sistemas construtivos simples, baixo custo, segurança adequada e durabilidade amplamente satisfatória. Mais especificamente, a tecnologia da madeira protendida pode ser considerada como um sistema totalmente pré-fabricado, incidindo no tema da industrialização das estruturas de madeira, tornando ágil, fácil e econômica a construção de pontes PRATA (1995).

Com as qualidades e vantagens próprias, as pontes protendidas de madeira surgem como uma ótima alternativa para a necessidade de construir e recuperar pontes existentes no Brasil. Esse tipo de estrutura pode ser implementado em estradas municipais e até federais. Considerando que o sistema rodoviário estadual conta com cerca de 220.000 km de estradas vicinais e estimando-se a existência de 0,5% de pontes, calcula-se, que 1.100 km sejam de pontes. Se o vão médio das pontes for de 10 metros, estas totalizariam 110.000 no sistema rodoviário estadual CALIL JR. et al. (2006).

As pontes protendidas de madeira podem ser construídas em regiões de baixa densidade populacional com necessidade de novas pontes, principalmente em vias rurais ou secundárias utilizadas para o transporte de pessoas e produtos agrícolas FONTE & CALIL (2004).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Estudo teórico e experimental de pontes protendidas de madeira com o sistema de protensão transversal e utilização de cordoalhas engraxadas de diâmetro de 12.7 mm.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Estudo das influências da temperatura e da umidade no mecanismo da perda de protensão do tabuleiro laminado com o emprego de cordoalhas engraxadas de diâmetro de 12,7 mm.
- Análise numérica de tabuleiros de madeira para o conhecimento teórico do desempenho da ponte.
- Comparar o sistema de protensão de cordoalhas engraxadas de diâmetro de 12,7 mm com o sistema de protensão DYWIDAG de diâmetro de 16 mm em pontes protendidas de madeira.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

### **2.1 Histórico**

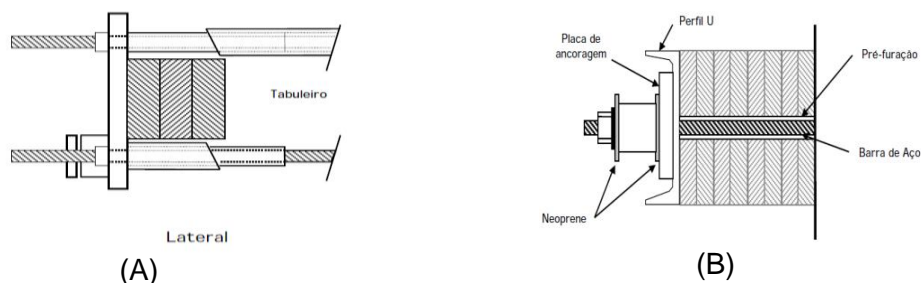
#### **2.1.1 Conceito de pontes protendidas**

O sistema de pontes protendidas consiste em transferir esforços por meio da utilização de barras posicionadas transversalmente ao longo do tabuleiro, submetidas a uma tensão que comprime as vigas de madeira, configurando uma placa sólida; isto proporciona ao tabuleiro o comportamento de uma placa ortotrópica, com diferentes rigidezes nas direções paralela e perpendicular às laminas. A seguir uma breve historia .

O sistema de ponte laminada protendida surgiu como um conceito de reabilitação do sistema de pontes laminadas pregadas, devido aos problemas estruturais e erros no desenho de cálculo do tabuleiro, como não considerar a oxidação dos pregos e as mudanças de volume devido aos efeitos ambientais nas peças serradas. A primeira ponte reabilitada foi a ponte Hebert Creek localizada em Ontário, Canadá no ano de 1976 TAYLOR & CSAGOLY (1979).

Segundo TAYLOR & WALSH (1983), uma pesquisa durante sete anos, coordenada pelo Ministério de Transporte de Ontário, o antes que o sistema protendido pudesse ser utilizado na construção de novas pontes. As investigações foram desenvolvidas devido ao sucesso do sistema como reabilitação de várias pontes laminadas pregadas, que ao final da década dos anos 70, as quais precisariam de substituição total, a primeira ponte construída com esse novo sistema foi à ponte Fox Lake Roda, sobre o rio West, perto da cidade Espanhola, Ontario,

em 1981. O conceito inicial passou por algumas modificações para a construção dessa ponte Figura 1.



**Figura 1** - (A) Detalhe de ancoragem da ponte Hebert Creek, (B) Detalhe da extremidade da seção transversal da ponte Fox Lake Roda.

As diferenças estão nas seções transversais: a ponte Hebert Creek foi protendida por duas barras de aço de alta resistência ancoradas em uma placa de aço, enquanto na ponte Fox Lake Roda o sistema de tensão foi adotado como interno, cujas vigas foram pré-furadas na linha média da altura da espessura do tabuleiro.

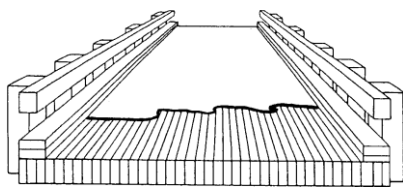
O trabalho feito em Ontário foi ampliado com pesquisas desenvolvidas pela Universidad de Wisconsin, em Madison, em cooperação com o Laboratório de Produtos Florestais (FPL) do Serviço Florestal do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA) desde 1985. O conceito de ponte protendida foi introduzido nos Estados Unidos para a construção de novas pontes. Desde então, mais de 500 pontes foram feitas com esse sistema RITTER (2000).

Outro país que estudou e aplicou o conceito de placa laminada protendida foi a Austrália, desenvolvido, principalmente, pela Universidade Tecnológica de Sidney (UST) desde 1990. O sucesso em estabelecer essa nova tecnologia resultou na construção de 40 protótipos em todo o país CREWS, K. (1999).

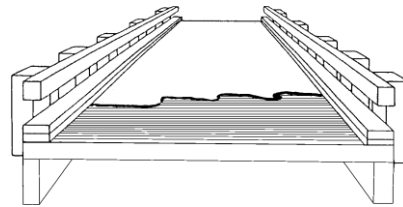
Os resultados dos estudos e avaliação do sistema nos países previamente mencionados, em geral, apresentam eficácia estrutural e

viabilidade econômica. Além disso, com adequado tratamento da madeira e manutenção periódica, essa tecnologia tem projetado um tempo de serviço estimado em mais de 50 anos, utilizando o sistema em reabilitação ou na construção de novas pontes.

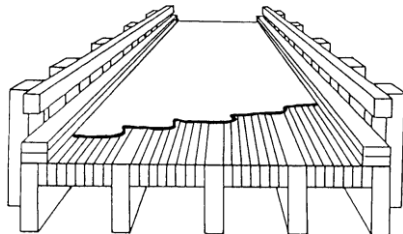
Segundo OKIMOTO (1997), devido à flexibilidade do sistema, novas aplicações foram pesquisadas, utilizando composições do sistema protendido com outros materiais, como aço ou concreto. Além do sistema com tabuleiro disposto longitudinalmente com protensão transversal, outros tipos de tabuleiro foram desenvolvidos para o sistema protendido Figura 2.



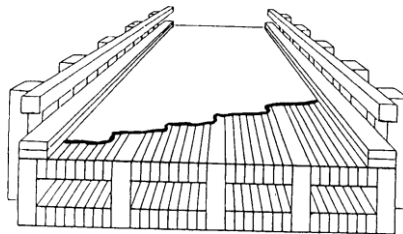
Tabuleiro Simples Longitudinal com  
Protensão Transversal



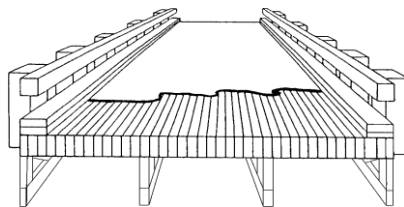
Tabuleiro Transversal com Protensão  
Longitudinal



Tabuleiro em seção T com protensão  
transversal



Tabuleiro com Seção Caixão com  
dupla protensão transversal.



Treliças longitudina Simpeis protendidas transversalmente

**Figura 2** - Alternativas de sistemas estruturais para as pontes laminadas protendidas OKIMOTO (1997).

### 2.1.2 Pesquisas desenvolvidas no Brasil

Para o desenvolvimento e aplicação do sistema no Brasil, com madeira de reflorestamento, foram feitos estudos no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM). O primeiro estudo, feito por PRATA (1995), apresenta o estudo dos sistemas construtivos, o método de análise e cálculo de pontes de madeira, a determinação de parâmetros elásticos para a utilização da espécie de madeira *Eucalyptus citriodora* e fornece as diretrizes de projeto a serem seguidas.

Posteriormente, OKIMOTO (1997) verificou a aplicabilidade do sistema protendido transversalmente para as madeiras de reflorestamento *Eucalyptus citriodora* e *Pinus elliottii*. O objetivo principal do trabalho foi determinar os parâmetros elásticos mediante o método Tsai que consiste em quatro ensaios em duas placas de configuração  $0^\circ$  - geometria e  $\pm 45^\circ$ - geometria: o primeiro ensaio é de flexão longitudinal ( $E_L$ ); o segundo ensaio é de torção em placa onde se obtém parâmetro,  $G_{LT}$ ; e os dois últimos ensaios, onde se obtém o parâmetro  $E_T$ , também são de torção em placa, mas com rotações de  $+45^\circ$  e  $-45^\circ$ , respectivamente. As placas foram protendidas com diferentes níveis de protensão e foram avaliados os efeitos das juntas de topo na rigidez longitudinal. De forma geral, percebe-se que a utilização de madeiras de espécies de reflorestamento, tais como *Eucalyptus citriodora* e *Pinus elliottii*, para a construção de pontes protendidas transversalmente é viável, tanto pela sua disponibilidade, quanto pelas suas características físicas. As avaliações das placas, através de modelo computacional atestam o comportamento de placa ortotrópica, isto é, os módulos de elasticidade longitudinal e módulo de elasticidade transversal são diferentes.

NETO & DIAS (2000) Avaliaram o sistema de tabuleiro protendido com seção em T, através de modelos reduzidos, analisando a influência do espaçamento entre vigas e do nível de protensão, na distribuição transversal de cargas móveis. Os resultados de deslocamentos (elástico transversal) para

os carregamentos aplicados na extremidade do tabuleiro causaram maiores deslocamentos do que os aplicados mais próximos à região central. Além disto, todos os resultados de deslocamento nas vigas próximas à região de aplicação do carregamento apresentaram linearidade da relação Força x Deslocamento.

OKIMOTO (2001) estudou a relação entre a perda de protensão e o tempo em madeiras de espécies de reflorestamento. Foram realizadas análises de fluência da madeira quando submetida a tensões de compressão normal em direção às fibras e de relaxação de conjuntos protendidos construídos com diferentes variáveis. Nesse trabalho, o estudo da possibilidade da utilização de outros tipos de aços como alternativa aos da Dywidag, sem perda da qualidade do sistema de protensão, evidenciou a importância das reprotensões como alternativa para manter um nível mínimo de pressão de projeto. As reprotensões absorvem a acomodação inicial e as primeiras deformações elásticas verificadas nos ensaios de fluência, permitindo que as barras trabalhem apenas na faixa elástica da madeira.

Em 2001, o grupo de pesquisa do LaMEM, sob a coordenação do professor Dr. Calito Calil Junior, começou a desenvolver um projeto de pesquisa, modalidade temático, financiado pela FAPESP e intitulado “Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo”, com o objetivo de desenvolver novas tecnologias para a construção de pontes de madeira, avaliar e aprimorar as tecnologias já existentes e adaptar as tecnologias atualmente em desenvolvimento no exterior, para as condições nacionais. Um dos sistemas estruturais apresentados nesse projeto foi o das pontes em placa, com sistema de tabuleiro protendido simples transversalmente e o sistema de tabuleiro multicelular protendido transversalmente.

FONTE (2004) avaliou o projeto, a construção e o desempenho da primeira ponte de madeira protendida da América do Sul. O dimensionamento foi realizado com o sistema simples de tabuleiro protendido



transversalmente, com madeira de reflorestamento da espécie de *Eucalyptus citriodora* e barras de protensão da Dywidag. Os resultados das provas de carga e o comportamento da perda de protensão, demonstrarem eficiência do sistema para a configuração proposta, quando comparado com sistemas de pontes protendidas construídas no exterior com a mesma tecnologia.

GÓES (2005) apresentou as fases de construção de duas pontes com o sistema tabuleiro multicelular protendido, cada uma com duas faixas de tráfego e um passeio lateral e 12 metros de comprimento, localizadas no Campus II da USP São Carlos. Este tipo de sistema permite a construção de pontes de madeira com vãos superiores de 10 metros, devido á geometria celular que apresenta, o que incrementa rigidez à flexão longitudinal e a rigidez à torção em comparação as pontes simples protendidas transversalmente.

ALVES & DIAS (2006) apresentaram um estudo da influência das espécies e classes de resistência das madeiras, e variações geométricas das nervuras em dois tabuleiros laminados protendidos, com seção transversal formada por vigas-T. Os resultados obtidos indicaram que não existe influência significativa na altura da nervura, ao se utilizar madeira da classe C 30 ou C 40 no tabuleiro, ou ao se variar a altura do tabuleiro de 15 até 25 cm. Para as madeiras classe C 40, que apresentaram maior módulo de elasticidade na direção longitudinal, observou-se uma diminuição de, no máximo, 3% para a altura das nervuras.

### **2.1.2.1 Sistema de tabuleiro protendido simples transversalmente**

Sistema de tabuleiro protendido simples transversalmente foi utilizado na ponte do rio Monjolinho, a primeira ponte construída com esta tecnologia na América do Sul, localizada em São Carlos – SP. As características do tabuleiro são 8 m de vão, 4,5 m de largura e 25 cm de espessura. Conta com uma faixa de tráfego, juntas de topo a cada quatro vigas

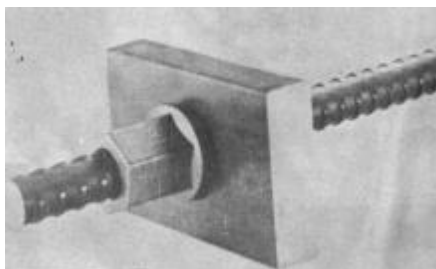
e cinco centímetros de concreto asfáltico em recobrimento superficial Fonte (2004).

O cálculo de dimensionamento da ponte protendida foi realizado com a máxima solicitação consequente dos carregamentos apresentados pela norma brasileira NBR 7188/1984, o trem-tipo adotado foi de classe 45, que equivale a um caminhão com três eixos, pesando 15 toneladas cada.

O sistema de protensão utilizado foi formado com barras DYWIDAG, que possui roscas especiais duplas filetadas. Ao longo do vão do tabuleiro foram tensionadas 13 barras de aço com diâmetros de 16 mm e comprimentos de 410 cm. Esse sistema construtivo utiliza um equipamento simples de operação, o que torna a protensão, reprotensão e possíveis ajustes de carga, tarefas de fáceis execuções.

As barras de aço laminado a quente, de alta resistência (ST 85/105) DYWIDAG, utilizadas na tecnologia de pontes protendidos transversalmente apresentam as seguintes características:

1. O conjunto comercial da ancoragem DYWIDAG é conformado por uma placa de ancoragem retangular, uma rosca robusta que proporciona máxima aderência do aço e uma placa de distribuição, quadrada ou retangular, de aço A36 (Figura 3). O trabalho destes elementos garante uma transferência de carga adequada na estrutura pretendida.



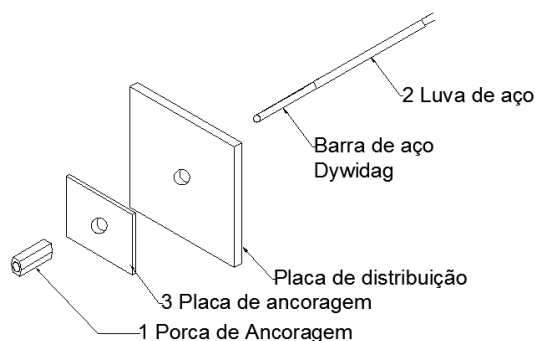
**Figura 3** - Sistema DYWIDAG de Protensão e Ancoragem.

2. As barras de aço excedem os limites de serviço requeridos pelo projeto. A tensão de ruptura de uma barra de aço de 16 mm apresentado na Tabela 3 é de 1030 Mpa e a tensão aplicada em cada barra foi de 738 Mpa.

**Tabela 3** - Propriedades das barras de aço DYWIDAG de diâmetro 16 mm.

<b>Diâmetro Nominal</b>	<b>mm</b>	<b>16</b>
Tensão de Escoamento	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	85 [835]
Tensão de Ruptura	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	105 [1030]
Carga de Escoamento	tf	15
Carga de Ruptura	tf	18
Módulo de Elasticidade	Kgf/mm <sup>2</sup>	21000
Passo	mm	10
Área de seção Transversal	mm <sup>2</sup>	176
Peso	Kg/m	1,41

3. Transferem a carga adequada na estrutura ancorada. O arranjo utilizado no projeto de FONTE (2004) para o sistema de protensão foi o mesmo proposto por DAVALOS & PETRO em 1993. Este sistema de ancoragem da barra de aço DYWIDAG funciona como apresentado na Figura 4, onde: 1. Porca de Ancoragem: Transfere a protensão para placa de ancoragem; 2. Luva de aço: Permite a montagem de tirantes de qualquer comprimento; 3. Placa da Ancoragem: Transfere e distribui a protensão para a placa de distribuição.



**Figura 4** - Sistema de ancoragem da barra de aço de DYWIDAG.

As dimensões da placa de distribuição e da placa de ancoragem são 20 x 20 x 2 cm e 10 x 10 x 2 cm, respectivamente, e barras de aço de diâmetro 16 mm da DYWIDAG, conforme Figura 5.



**Figura 5** - Sistema de ancoragem utilizado na ponte do rio Monjolinho.

De acordo com FONTE (2004) a sequência de construção da ponte do rio Monjolinho foi composta por:

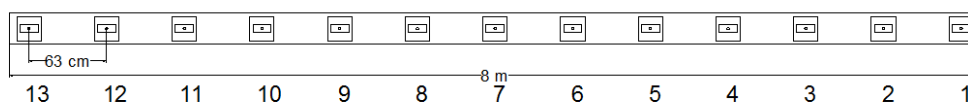
1. A montagem inicial da placa do tabuleiro, utilizando barras de aço DYWIDAG (Figura 6) e realizada no LaMEM consistiu em introduzir cada lâmina de madeira em um gabarito montado com as barras de protensão, ajustando as laminas, quando necessário. Tal procedimento foi utilizado devido à dificuldade de introdução das barras no tabuleiro pré-executado, em consequência do desalinhamento vertical dos furos.



**Figura 6** - Montagem inicial do tabuleiro laminado com barras de aço DYWIDAG (Fonte: Arquivo do LaMEM).

2. Protensão do tabuleiro: as barras metálicas foram tensionadas, tomando-se o cuidado de respeitar os limites de escoamento das barras (Tabela 3), com segurança. A protensão inicial realizada no LaMEM foi inferior à protensão final realizada no local da ponte.

De acordo com FONTE (2004), as barras e lâminas foram protendidas na seguinte ordem, considerando-se a numeração descrita na Figura 7. A protensão foi feita da seguinte forma: inicialmente aplicou-se cerca de 50% da carga total (65 kN), nas barras 7, 9, 5, 11, 3, 13 e 1. 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 do segundo ciclo. A máxima tensão de escoamento (ver Tabela 3) é de 835 MPa considerada como a força limite para as barras de aço DYWIDAG e a tensão que confere ao tabuleiro é de 875 kPa que é inferior as duas vezes e meia a tensão inicial de projeto de 1750 kN/m<sup>2</sup> proposto por RITTER (1991), isto é, se o nível de protensão inicial adotado, foi de 700 kPa.



**Figura 7** - Espaçamento e numeração das barras de protensão utilizada.

3. Içamento e transporte: a montagem inicial do tabuleiro pode ser realizada fora do local. O içamento e o transporte devem ser realizados evitando grandes deformações no tabuleiro, evitando assim a excessiva deformação nas barras de protensão.
4. Instalação: o tabuleiro foi posicionado no local, e, de acordo com as recomendações de TAYLOR & CSAGOLY (1979) são necessárias reprotensões. Recomenda-se revisão das forças de tração nas barras e reaplicação das protensões, se necessário, aos 2, 7 e 60 dias.

A madeira utilizada nesse projeto foi da espécie *Eucalyptus citriodora* pertencente às dicotiledôneas e tratada com CCA, cujas propriedades dadas pela norma NBR 7190:1997 são apresentadas na Tabela 4 e as propriedades encontradas no lote de madeira utilizada no projeto de FONTE (2004) são mostradas da Tabela 5.

**Tabela 4** - Propriedades de *Eucalyptus citriodora* (Fonte: NBR 7190:2011).

Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$	$f_{c0,m}$	$f_{c90,m}$	$f_{t0,m}$	$f_{v,m}$	$E_{c0,m}$	n
	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
<i>Eucalyptus citriodora</i>	999	62,00	3,9	123,6	10,7	18421	68

**Tabela 5** - Propriedades de *Eucalyptus citriodora* das peças utilizadas no projeto (Fonte: FONTE 2004).

Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$	$f_{c0,m}$	$f_{c90,m}$	$f_{t0,m}$	$f_{v,m}$	$E_{c0,m}$	n
	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
<i>Eucalyptus citriodora</i>	-	60,9	8,6	72,8	10,82	16840	75

A ponte foi avaliada seis meses após a liberação do trafego, foram pendurados metros de carpinteiro na face inferior do tabuleiro e por meio de provas de carga, e com um nível óptico que permite avaliar os

deslocamentos verticais obtidos com o caminhão posicionado nas condições mais críticas para o momento fletor e a força cortante da ponte (Figura 8).



**Figura 8** - Ponte Monjolinho localizada em São Carlos, SP (Fonte: Arquivo do LaMEM).

Após o posicionamento do tabuleiro sobre os apoios existentes o vão teórico ficou 5,96 m. Os valores do deslocamento obtidos nas provas de carga foram comparados com os valores previstos numericamente por meio do *software* “Orthotropic Timber Bridges” OTB (LINDQUIST et al., 2004), desenvolvido no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) (FONTE 2004).

Em 2006 como parte de um estudo de confiabilidade estrutural em pontes de madeiras, a ponte sobre o rio Monjolinho foi avaliada por meio de inúmeras simulações pelo método de Monte Carlo, com o objetivo de contar quantas vezes um ponto gerado aleatoriamente se encontra na região de falha, LINDQUIST (2006).

De acordo com LINDQUIST (2006), um programa de elementos finitos ou um programa de solução por séries, para solução de placas ortotrópicas pode prever o comportamento de pontes laminadas protendidas de madeira. Comparando os resultados experimentais e analíticos, conclui-se que o projeto de pontes laminadas protendidas transversalmente é seguro, mas seu

modelo de cálculo pode ser revisado com o intuito de possibilitar estruturas mais econômicas.

### **2.1.2.2 Sistema tabuleiro multicelular protendido transversalmente**

A ponte em placa multicelular protendida surgiu para atender a necessidade de vãos maiores; o sistema tem mesa superior e inferior protendidas transversalmente com barras de aço ligadas à alma, (viga, que também pode ser chamada de nervura).

A geometria otimizada da seção transversal aumenta significativamente a rigidez à flexão longitudinal e a rigidez à torção, tornando esse tipo de estrutura uma excelente opção para vãos de 10 a 30 metros, GANGARAO & LATHEEF (1991) apud GÓES (2005).

GÓES (2005) apresenta um estudo teórico e experimental do comportamento estrutural das pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido. A investigação experimental foi realizada em dois modelos reduzidos em escala 1:3, com as mesmas dimensões externas, mas diferente quantidade de nervuras. Também analisou por meio de elementos finitos o comportamento das nervuras e do tabuleiro. O grande destaque do sistema é a sua elevada rigidez à flexão longitudinal e à torção, proporcionada pela geometria da seção transversal, e utilização mais racional dos materiais. Outra característica do sistema é a baixa rigidez à flexão transversal, ocasionada pela ausência de elementos enrijecedores transversais (transversinas).

Esse sistema foi implementado no Brasil com a construção de duas pontes de Classe 45 no Campus II da USP de São Carlos (Figura 9). Atendendo o projeto temático: “Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo”. As pontes têm 12 m de comprimento e 9,5 m de largura, com duas faixas de tráfego e um passeio lateral. Em uma das pontes as nervuras da ponte foram formadas por vigas de Madeira Laminada Colada



do gênero pinus, e o tabuleiro, por peças de madeira serrada do gênero eucaliptus. Na outra ponte, as vigas principais foram formadas por elementos de peças serradas e elementos de placas de compensados.



**Figura 9** - Pontes P0-3 e P0-4 localizadas Campus II da USP de São Carlos, SP.

### 2.1.3 Comentários

As pesquisas feitas no Brasil e em países como Austrália, Canadá e Estados Unidos mostram que as pontes em placas protendidas simples transversalmente consistem em uma das alternativas para a recuperação e a construção de novas pontes.

As primeiras investigações feitas por PRATTA (1995) e OKIMOTO (1997 e 2001) apresentaram, no Brasil, uma nova tecnologia em pontes de madeira, como alternativa para atender a demanda de pontes em estradas secundárias ou em novas fronteiras agrícolas. Além disso, mostraram o dimensionamento e análise da perda de protensão de protótipos de ponte protendidas simples.

A primeira ponte de madeira protendida transversalmente, com o sistema DYWIDAG construída no Brasil, foi apresentado e avaliado experimentalmente FONTE (2004). Também foram construídas duas pontes com o sistema multicelular protendido. Todas as pontes construídas no País com o sistema protendido estão localizadas em São Carlos, SP. Na Tabela 6 são apresentadas suas dimensões.

**Tabela 6** - Pontes construídas em São Carlos, SP com o sistema protendido.

Projeto	Classe	Comprimento	Largura	Ano	Sistema Protendido	Madeira
Unidade		m	m			
Monjolinho	45	8	4,0	2003	Protendido Simples	<i>Eucalyptus citriodora</i>
Ponte P04 do Campus II da USP São Carlos	45	12	9,8	2006	Multicelular Protendida	<i>Eucalyptus e pinos</i>
Ponte P03 do Campus II da USP São Carlos	45	12	10	2005	Multicelular Protendida	<i>Eucalyptus placas de compesado</i>

## 2.2 Projeto de tabuleiros simples protendido transversalmente

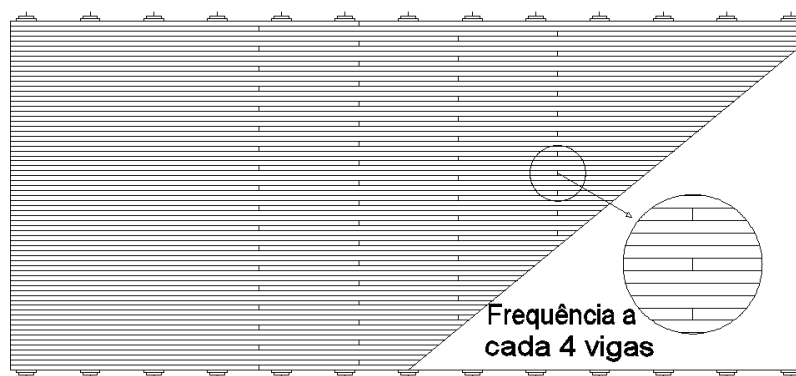
### 2.2.1 Ponte em Madeira Laminada Protendida

O sistema de pontes de tabuleiro em madeira laminada protendida transversalmente utiliza peças de madeira de dimensões comerciais. Quanto ao comprimento das peças, é possível encontrar peças de até 6 m. Quando o vão livre da ponte ultrapassar essa dimensão, deve-se utilizar o sistema de juntas de topo. Essa alternativa exige disposições construtivas no que diz respeito à frequência de juntas na mesma seção e ao espaçamento dessas em peças adjacentes. As peças de madeira são serradas, mas não aparelhadas CALIL (2006). A Figura 10 apresenta os principais elementos das pontes protendidas.



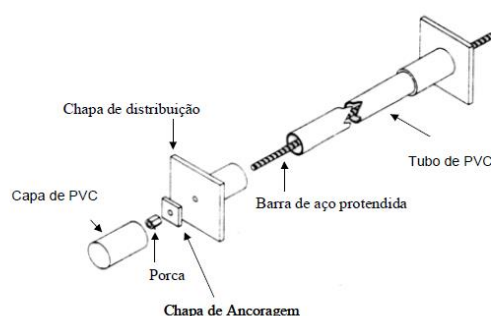
**Figura 10** - Principais elementos das pontes protendidas (Fonte: FONTE 2004).

O esquema de juntas de topo é apresentado na Figura 11. O efeito das juntas de topo foi avaliado através de ensaios de tabuleiros com juntas adjacentes, a cada quatro lâminas foi observada uma redução para 73% do módulo de elasticidade longitudinal da estrutura OLIVA et al. (1987) apud OKIMOTO (1997).



**Figura 11** - Frequência e espaçamento de juntas de topo.

O sistema de protensão utilizado foi proposto por DAVALOS & PETRO em 1993 consiste em engraxar cada barra de protensão e colocá-la dentro de um tubo de PVC Figura 12. As barras de protensão devem ter diâmetros entre 16 mm e 35 mm, e resistências última ( $F_u$ ) entre 827 MPa e 1033 MPa. Todos os elementos metálicos devem ser protegidos contra a corrosão.



**Figura 12** - Sistema típico de protensão das barras de aço (DAVALOS & PETRO 1993).

Figura 13 mostra o corte de uma seção transversal protendida com o sistema utilizado.

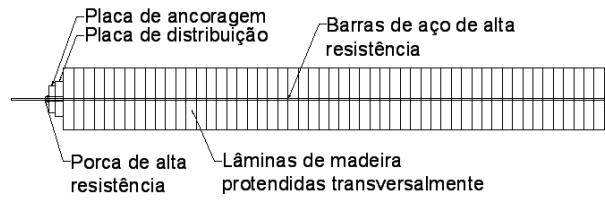


Figura 13 – corte de uma seção transversal protendida.

## 2.2.2 Comportamento Estrutural

De acordo com FONTE (2004), para ativar o mecanismo de comportamento de placa ortotrópica, é necessário que duas condições básicas sejam satisfeitas: não haver escorregamento interlaminar, nem ruptura das lâminas de madeira por solicitação normal às fibras. Para conseguir isto, é indispensável que a protensão seja adequada durante toda a vida útil da estrutura. As restrições de cisalhamento e de compressão perpendicular às fibras, para evitar o esmagamento, são dadas pelas Equações 1 e 2, respectivamente, além as Tabelas 7 e 8, apresentam o coeficiente de atrito para a madeira e a constante dependente da dimensão horizontal da placa de distribuição, respectivamente:

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

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 7;

$\sigma_{p,min}$  é limite de protensão mínima

$h$  é a espessura da placa.

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

Onde:

$\sigma_{c,d}$  é a tensão de compressão local no contato entre a placa e a madeira;  
 $\alpha_n$  é uma constante dependente da dimensão horizontal da placa de distribuição, dado pela Tabela 8;  
 $f_{c90,d}$  é a resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras da madeira.

**Tabela 7** - Coeficiente de atrito para a madeira. (Fonte: 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

**Tabela 8** - Valores de  $\alpha_n$  (Fonte: NBR 7190/97).

<b>Dimensão horizontal da chapa de distribuição (cm)</b>	<b><math>\alpha_n</math></b>
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
>15	1,00

O comportamento estrutural do tabuleiro protendido transversalmente é semelhante ao comportamento de uma Placa ortotrópica, os valores dos parâmetros elásticos utilizados e o nível de protensão influem nos resultados obtidos, variando assim para cada espécie de madeira utilizada.

### 2.2.3 Dimensionamento

As diretrizes básicas para o projeto, como detalhes construtivos e o pré-dimensionamento, para construção de pontes protendidas de madeira no Brasil pode ser realizado utilizando o método de RITTER (1991) ou pelo Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira CALIL et al.(2006).

A diferença entre os dois métodos é que para calcular os deslocamentos da placa protendida, no dimensionamento, o modelo de RITTER (1991) considera a tabuleiro como uma viga simplesmente apoiada com determinada largura efetiva e o Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira considera a placa protendida como uma placa ortotrópica equivalente.

### **2.2.3.1 Método da placa ortotrópica equivalente**

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em placa protendida transversalmente de acordo com o Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira CALIL et al.(2006).

#### **a. Definição da geometria e da classe estrutural da ponte**

Deve-se definir o vão teórico, a largura da placa, o número de faixas de tráfego, a classe de carregamento, o volume de tráfego, etc. Se a ponte tem um vão superior às peças comercialmente disponíveis, é necessário uma frequência e arranjo das juntas de topo.

De acordo com a ABNT 7190:2011 “Projeto de estruturas de madeira” e a NBR 7189:1985 “cargas móveis para o projeto estrutural de obras rodoviárias”, as cargas acidentais verticais são ações variáveis que atuam em função da utilização da construção e para as pontes rodoviárias são divididas em três (3) classes:

- Classe 45: Veículo-Tipo pesando 450 kN.
- Classe 30: Veículo-Tipo pesando 300 kN.
- Classe 12: Veículo-Tipo pesando 120 kN.

Os carregamentos a serem considerados são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Cargas móveis nas pontes (Fonte: NBR 7190:1997).

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída				Disposição da Carga	
	Tipo	Peso total		P		p`		
		kN	tf	kN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>		kgf/m <sup>2</sup>
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

A disposição em planta desses carregamentos é apresentada nas Figuras 14, 15 e 16.

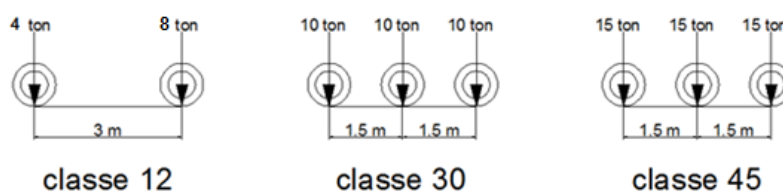


Figura 14 - Trens-tipos para as classes de carregamento brasileiras conforme NBR 7189/1985.

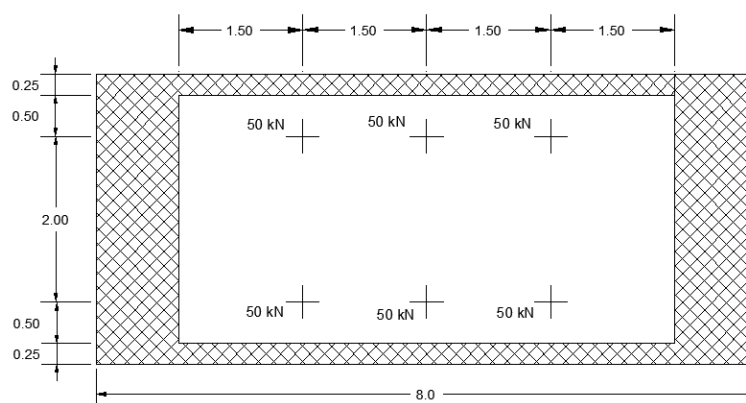


Figura 15 - Carregamento de multidão distribuído classe 30 de uma ponte de 3,5 m de largura e 8 m de comprimento.

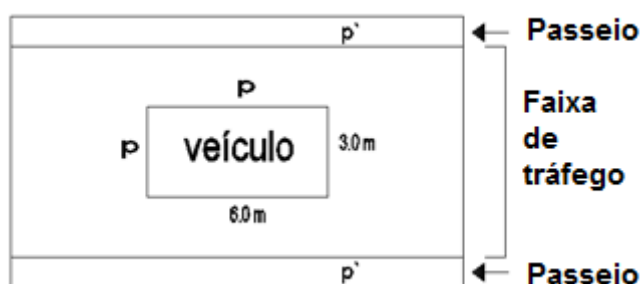


Figura 16 - Disposição em planta das cargas móveis.

### b. Definição das propriedades dos materiais

Deve-se definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte; cujas propriedades mecânicas e elásticas serão tomadas conforme as classes de resistências que lhe é apropriada. Estabelecidas pela NBR 7190:2011 é apresentada na Tabela 10- 11.

Tabela 10 - Classes de resistências das coníferas (Fonte: NBR 7190:2011).

Classe	$f_{c0k}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{apar}$ (kg/m <sup>3</sup> )
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	8500	450	550
C30	30	6	14500	500	600

Tabela 11 - Classes de resistências das dicotiledôneas (Fonte: NBR 7190:2011).

Classe	$f_{c0k}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{apar}$ (kg/m <sup>3</sup> )
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C50	50	7	22000	770	970
C60	60	8	24500	800	1000



Para que seja definida a configuração do tabuleiro o Manual de pontes de madeira CALIL et al. (2006) propõe para uma estimativa inicial da espessura “h” do tabuleiro, uma relação entre o vão e a classe de resistência das dicotiledôneas ou coníferas, dependente da madeira escolhida para o projeto (Tabela 12).

**Tabela 12** - Espessura inicial do tabuleiro (Fonte: NBR 7190:2011).

Vão da ponte (m)	h (cm)	
	Conífera	Dicotiledônea
vão < 3	25	20
3 ≤ vão < 6	30	25
6 ≤ vão < 9	35	30
9 ≤ vão < 12	40	35

### c. Determinação das juntas de topo

De acordo com OKIMOTO (1997), em geral, o comprimento do vão do tabuleiro é superior ao comprimento das peças serradas comerciais, por isso é determinada a frequência e localização das juntas entre as peças serradas, porém, isso diminui a rigidez do tabuleiro e se adotam os valores do coeficiente  $C_{bj}$  em função da frequência de juntas do projeto (Tabela 13).

**Tabela 13** - Valores de projeto para fator de redução de rigidez. Fonte: OKIMOTO (1997).

Frequência de juntas	Fator $C_{bj}$	Disposições mínimas
Cada 4	0.84	Juntas alinhadas a cada 4 vigas e distância entre vigas adjacentes $\geq 1.2$ m
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	

#### d. Estimativa da carga permanente

Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira CALIL et al.(2006) propõe que para estimar a carga permanente, previamente devem ser definidos: a classe da ponte, o vão teórico e a classe da madeira a ser utilizada. Na Tabela 14 são mostradas as alturas para pré-dimensionamento do tabuleiro de madeira protendida transversalmente, em função dos vãos teóricos e das classes de solicitação da ponte e classes de resistência da madeira.

**Tabela 14** – Altura das vigas de madeira para tabuleiro em função do vão teórico, da classe de carregamento e da classe de resistência (Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira (2006)).

Comprimento (m)	Vão teórico (m)	Classe 30 de carregamento			Classe 45 de carregamento		
		Classe de resistência					
		C60	C50	C40	C60	C50	C40
6,0	5,5	23 cm	25 cm	28 cm	27 cm	30 cm	33 cm
7,0	6,5	25 cm	28 cm	31 cm	30 cm	33 cm	36 cm
8,0	7,5	28 cm	30 cm	34 cm	33 cm	36 cm	40 cm

A carga permanente é a somatória do peso próprio dos elementos estruturais (madeira e elementos metálicos) com o peso próprio dos elementos não estruturais (revestimentos asfáltico, guarda corpo, guarda-rodas, etc.).

#### e. Propriedades elásticas e mecânicas para o cálculo da madeira utilizada

Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo de propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade e da qualidade da madeira utilizada. O coeficiente de modificação é determinado pela equação 3:

$$K_{mod} = K_{mod.1}K_{mod.2}K_{mod.3} \quad (3)$$

Onde:

- $K_{mod.1}$ - classe de carregamento e o tipo de material.
- $K_{mod.2}$ - classe de umidade e o tipo de material empregado
- $K_{mod.3}$ - categoria da madeira utilizada.

A resistência de cálculo da compressão paralela às fibras de madeira, é dada pela equação 4:

$$f_{c0,d} = \frac{K_{mod} f_{c0,k}}{\gamma_c} \quad (4)$$

O módulo de elasticidade efetivo da madeira na compressão é dado pela equação 5:

$$E_{c0,ef} = K_{mod} \cdot E_{c0,m} \quad (5)$$

O módulo de elasticidade médio efetivo da madeira na flexão é dado pela equação 6:

$$E_{M,ef} = 0.85 \cdot E_{c0,ef} \quad (6)$$

O módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro  $E_L$  é dado pela equação 7:

$$E_L = E_{M,ef} \cdot C_{bj} \quad (7)$$

#### **f. Determinação das propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente**

De acordo com o Manual de Pontes de Madeira, para manter as vigas unidas e evitar o escorregamento introduzido pelo esforço cortante, os parâmetros de elasticidade devem ser adequados.

As pontes de madeira protendida transversalmente podem ser consideradas como placas ortotrópicas com propriedades elásticas equivalentes. Os valores das propriedades elásticas ( $E_L$ ), ( $E_T$ ) e ( $G_{LT}$ ) da placa ortotrópica são calculados conforme as equações 8, 9 e 10, respectivamente:

$$E_L = E_{M,ef} \cdot C_{bj} \quad (8)$$

$$E_T = 1.5\% \cdot E_L \quad (9)$$

$$G_{LT} = 3\% \cdot E_L \quad (10)$$

### g. Determinação dos esforços e deslocamentos máximos

Os estudos dos parâmetros elásticos são importantes para a simulação numérica de placas, como também nas fases de projeto e monitoramento em campo das pontes construídas com sistemas protendidos (Cheung 2003).

De acordo com o programa computacional Análise Numérica de Tabuleiros de Madeira Protendidos (OKIMOTO 2001), a posição do veículo-tipo deve ser na região mais desfavorável para cada um dos esforços ou tensões analisadas. O posicionamento crítico do veículo-tipo é no centro no vão e na lateral central da ponte, quando se analisa respectivamente a maior flecha e o momento fletor na direção longitudinal. A força cortante máxima é obtida quando o veículo-tipo é posicionado próximo dos apoios. A reação de apoio máxima é obtida quando o veículo-tipo tem o primeiro eixo posicionado sobre um dos apoios.

São determinados: o momento fletor máximo longitudinal, a força cortante máxima, a reação de apoio máxima e a flecha máxima devidos à carga permanente ( $M_{Lg,k}$ ), ( $V_{g,k}$ ), ( $F_{g,k}$ ) e ( $\delta_{g,k}$ ); e também à carga acidental ( $M_{Lq,k}$ ), ( $V_{q,k}$ ), ( $F_{q,k}$ ) e ( $\delta_{q,k}$ ).

## h. Realização das combinações dos esforços

Para o dimensionamento da ponte em placa de madeira protendida transversalmente, os valores de cálculo devem ser obtidos da combinação última normal, seguindo as especificações da NBR 8681:1984 e o Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira, CALIL et al (2006).

### ✓ Combinação última normal

A força solicitante é apresentada na equação 11.

$$F_d = \gamma_g F_{g,k} + \gamma_q F_{q,k} \quad (11)$$

$F_d$  é a força de cálculo para os estados limites últimos;

$F_{g,k}$  o valor característico da ação permanente;

$F_{q,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\gamma_g$  coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

$\gamma_q$  coeficiente de ponderação para as ações variáveis;

### ✓ Determinação da força cortante máxima de cálculo

A força cortante máxima de cálculo e são determinadas no ponto mais solicitado considerando a seguinte combinação de ações (equação 12.)

$$V_d = \gamma_g * V_{gk} + \gamma_q * [V_{qk} + 0,75(\varphi - 1) * V_{qk}] \quad (12)$$

$V_d$  valor da cortante de cálculo devido às ações;

$V_{gk}$  valor da cortante característico da ação permanente;

$V_{qk}$  valor da cortante característico da ação variável;

$\varphi$  coeficiente de impacto vertical

✓ **Cálculo do Impacto vertical**

O impacto vertical é calculado conforme mostra a equação 13, para pontes com revestimento de madeira.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40+L} \quad (13)$$

Onde:

$\alpha$  12 para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto.

$L$  vão teórico da ponte em metros.

✓ **Determinação do momento fletor máximo de cálculo em placa**

O momento fletor máximo de cálculo em placa é determinado na parte mais solicitada para a seguinte combinação de ações (equação 14.):

$$M_d = \gamma_g * M_{Lgk} + \gamma_q * [M_{Lqk} + 0,75(\varphi - 1) * M_{Lqk}] \quad (14)$$

$M_d$  valores dos momentos de cálculo devido às ações;

$M_{gk}$  valores dos momentos característicos das ações permanentes;

$M_{qk}$  valores dos momentos característicos das ações variáveis;

✓ **Verificação dos estados limites**

Para determinar a espessura do tabuleiro verifica-se a segurança (equação 15.):

$$\tau_d \leq f_{vo,d} \quad (15)$$

Onde:

$\tau_d$  é a tensão de cisalhamento máxima atuante;

$f_{vo,d}$  é a resistência à cortante de cálculo.

A tensão de cisalhamento máxima atuante é determinada pela equação 16:

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2 D_w h} \leq f_{vo,d} \quad (16)$$

Os estados limites últimos de tensões normais e tangenciais na madeira devem ser atendidos conforme as equações 17 e 18, respectivamente:

$$h \geq \left( \frac{6M_d}{f_{co,d}} \right)^{1/2}, \text{ tensões normais.} \quad (17)$$

$$h \geq \frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot D_w f_{vo,d}}, \text{ tensões tangenciais.} \quad (18)$$

Onde:

*h* espessura do tabuleiro

O momento fletor e o cortante de cálculo empregados nas equações acima são os de placa, ou seja, possuem unidade kN.cm/cm.

O estado limite de utilização de flecha para as pontes em placa de madeira protendida transversalmente deve ser verificado considerando a condição da equação 19:

$$\delta_d = \delta_{gk} + \psi_2 \delta_{qk} \quad (19)$$

Onde:

$\delta_d$  deslocamento de cálculo;

$\delta_{gk}$  deslocamento devido às cargas permanentes;

$\delta_{qk}$  deslocamento devido às cargas variáveis.

$\psi_2$  é igual a 0,2 de acordo com NBR 7190:1997

Verificação de segurança (equação 20):

$$\delta_d \leq \frac{L}{360} \quad (20)$$

### i. Determinação do espaçamento das cordoalhas e nível de protensão

Para a protensão inicial aplicada ( $\sigma_{Ni,d}$ ), duas recomendações básicas devem ser observadas:

- Verificar a resistência à compressão normal da madeira do tabuleiro quando solicitada pela máxima tensão de protensão (equação 21):

$$\sigma_{Ni,d} \leq f_{c90,d} \quad (21)$$

$f_{c90,d}$  resistência de cálculo à compressão normal as fibras da madeira.

$\sigma_{Ni}$  protensão inicial

- Verificar a resistência à tração da barra de protensão quando for solicitada pela tensão de protensão (equação 22):

$$\sigma_{s,d} \leq \frac{f_y}{1,1} \quad (22)$$

O espaçamento das barras de protensão é determinado pela equação 23 e apresentado na Figura 17:

$$S_p \leq \frac{\sigma_N \cdot A_s}{\sigma_{Ni,d} \cdot h} \quad (23)$$

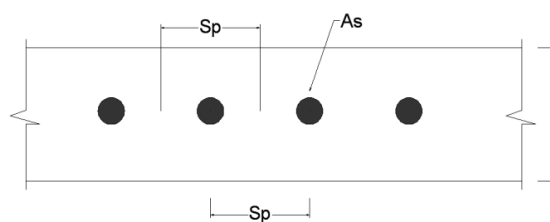


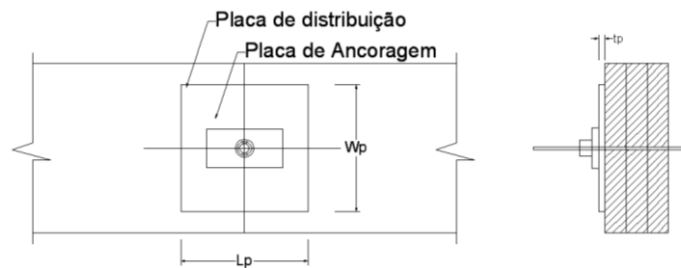
Figura 17 - Espaçamento entre as cordoalhas de protensão.

### j. Projeto do sistema de ancoragem

O sistema de protensão permite manter as peças de madeira juntas e desenvolve a fricção necessária entre as vigas. O sistema consta de



elementos protendidos e da ancoragem. Os elementos protendidos são instalados transversalmente no vão da ponte e são pré-tensionadas. A ancoragem transfere a tensão às peças de madeira ao longo da placa. A função do sistema é desenvolver uma ação de compressão uniforme entre as vigas (Figura 18).



**Figura 18** - Sistema de ancoragem.

A área necessária para a placa de distribuição deve ser determinada de acordo com a equação 24:

$$A_p \geq \frac{F_p}{(f_{c90,d})} \quad (24)$$

Onde:

$A_p$  área da placa de apoio ( $cm^2$ )

$F_p$  força de protensão na cordoalha (kN)

Além disso, a razão entre o comprimento da placa pela sua largura não deve ser menor que 0,5 nem maior que 2,0, calculado pela equação 25:

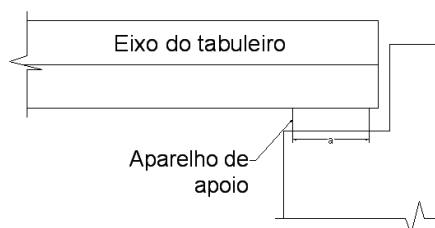
$$0,5 \geq \frac{L_p}{W_p} \geq 2,0 \quad (25)$$

Onde:

$L_p$  Comprimento da placa (cm)

### k. Projeção da configuração dos apoios

Entre o tabuleiro e o apoio de concreto se projeta um aparelho de apoio (Figura 19), que pode ser uma placa de neoprene, o comprimento de apoio de 250 mm a 300 mm é normalmente recomendado para pontes de vigas protendidas. O apoio deve suportar as forças verticais e laterais transmitidas da estrutura para a subestrutura.



**Figura 19** - Aparelho de apoio entre o tabuleiro e apoio de concreto.

### l. Conferir o peso próprio considerado

Neste passo deve ser conferido o peso próprio estimado no início dos cálculos com o obtido das dimensões adotadas. Se a diferença entre o peso próprio estimado inicialmente calculado após o dimensionamento e o real for maior que 10%, os cálculos devem ser refeitos com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

#### 2.2.3.2 Método da Viga Equivalente

De acordo com RITTER 1991 para simplificar, um método de resolução aproximado é considerar uma viga simplesmente apoiada com determinada largura efetiva como equivalente à placa a ser dimensionada. Este método é chamado de Modelo de Viga Equivalente.

A norma norte-americana AASHTO apresenta o método de cálculo de RITTER 1991. O método de Ritter propem avaliar a largura efetiva através dos parâmetros elásticos da placa. O método tem como característica

a busca de uma largura  $D_w$  a partir de parâmetros de flexão e de torção, apresentado nas equações 26 e 27, respectivamente.

$$\alpha = \frac{2 \cdot K_{1N}}{\sqrt{C_{bj} \cdot k_{2N}}} \quad (26)$$

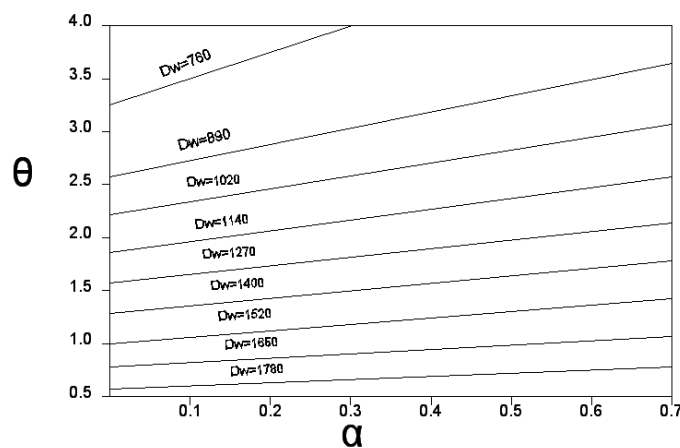
$$\theta = \frac{b}{2L} \left( \frac{C_{bj}}{K_{2N}} \right)^{0.25} \quad (27)$$

De acordo com OKIMOTO (1997) para uma protensão de  $700 \text{ kN/m}^2$  tem-se as relações dos parâmetros elásticos apresentados nas equações 28 e 29:

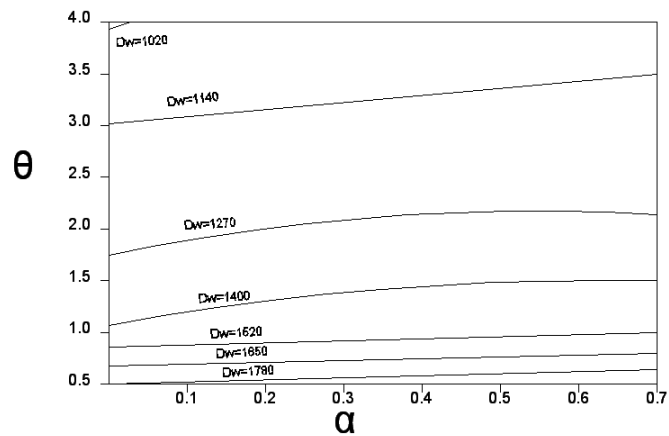
$$K_{1N} = \frac{G_L}{E_L} = 0,0133 \quad (28)$$

$$K_{2N} = \frac{E_T}{E_L} = 0,0191 \quad (29)$$

Segundo RITTER (1991), a largura efetiva ( $D_w$ ) é obtida através da relação entre  $\theta$  e  $\alpha$ , com a utilização do gráfico apresentado na Figura 20 e Figura 21.

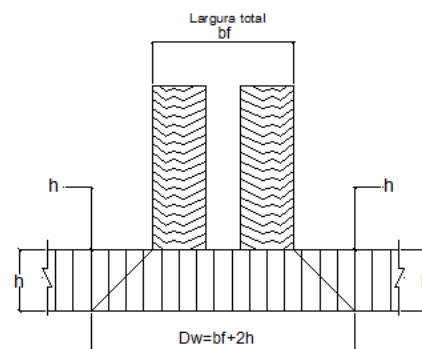


**Figura 20** - Largura efetiva  $D_w$  em função dos parâmetros de flexão e de torção, para uma faixa de tráfego RITTER (1991).



**Figura 21** - Largura efetiva  $DW$  em função dos parâmetros de flexão e de torção, para duas faixas de tráfego RITTER (1991).

A Figura 22 apresenta uma viga de seção  $Dw \times h$  que é a seção longitudinal crítica onde passam as linhas de rodas dos veículos.



**Figura 22** - Largura efetiva.

Cálculo das propriedades efetivas da seção transversal:

- Módulo de resistência da seção transversal  $Dw \times h$  na largura efetiva ( $W_{ef}$ )

$$W_{ef} = D_W \cdot C_{bj} \cdot \frac{h^2}{6} \quad (30)$$

- Momento de inércia na largura efetiva ( $I_{ef}$ ) da seção  $Dw \times h$

$$I_{ef} = D_W \cdot C_{bj} \cdot \frac{h^3}{12} \quad (31)$$

A verificação dos estados limites se realiza com a equação 32.

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{200} \quad (32)$$

### **2.3 Análise do desempenho de tabuleiros**

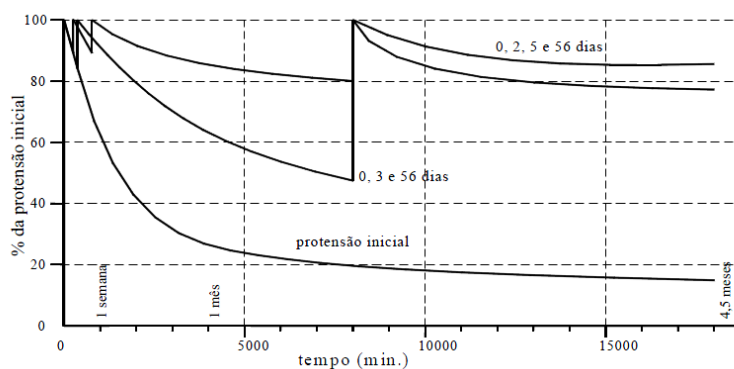
Para análise do desempenho de tabuleiros, OKIMOTO (1997) estudou modelos em escala reduzida, em laboratório, e elaborou uma análise computacional. FONTE (2004) analisou o comportamento estrutural de uma ponte protendida a real, por meio de uma prova de carga, comparando os resultados teóricos obtidos com um programa computacional chamado Orthotropic Timber Bridges (OTB) desenvolvido por LINDQUIST et al (2003).

Os métodos utilizados para avaliar o comportamento estrutural de uma ponte protendida de madeira são: a análise da perda de protensão, a análise experimental por meio da prova de carga e análise numérica por meio de um programa computacional utilizando elementos finitos, ou solucionando por serie como por exemplo, o programa Análise de Tabuleiros de Madeira (ATM), desenvolvido por LINDQUIST et al (2003).

#### **2.3.1 Análise da perda da protensão**

Para um desempenho apropriado da ponte laminada protendida deve ser mantido um nível de protensão mínimo em todo o tabuleiro. Desde a origem da tecnologia de tabuleiros protendidas transversalmente em madeira, foi avaliada a perda de protensão ao longo do tempo, principalmente pelo efeito de dois importantes fatores: fluência na madeira e variações no conteúdo de umidade.

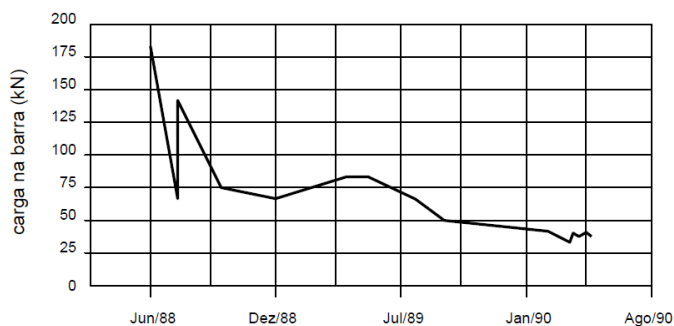
TAYLOR & CSAGOLY (1979) apud RITTER (1992) apresentam um método efetivo para controlar a perda de protensão. Este método está relacionado com o número de vezes que for re-protendido. Se a placa for protendida somente durante sua construção, pode perder até 80% ou mais de protensão. Se a placa for reprotendida, a perda de protensão será menor. Se a reprotensão acontece em um tempo específico, a perda de protensão total não será superior aos 60%. 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 23 mostra o comportamento de protensão obtido pelos autores ao longo do tempo, de acordo com as sequências de protensão aplicadas.



**Figura 23** - Perda de protensão e sistemas de reprotensão TAYLOR & CSAGOLY (1979).

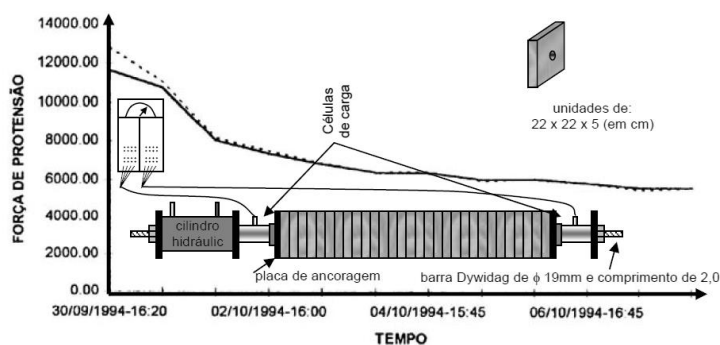
Para manter o mínimo nível de protensão, a primeira protensão deve ser feita quando se constrói a placa; uma semana depois, uma reprotensão e após quatro ou seis semanas, a última reprotensão. Com esta sequência de protensão, a perda final não ultrapassa os 40%.

RITTER *et. Al.* (1990) apud OKIMOTO (1997) apresentam uma avaliação de performance de vários tabuleiros protendidos realizados sob um programa norte americano de monitoramento contínuo. Em uma análise da perda de carga em barras de aço de tipo DYWIDAG, de uma das 23 pontes monitoradas, foram observadas perdas de protensão maiores que 80% (Figura 24).



**Figura 24** - Perda de Carga - RITTER *et al* (1990)

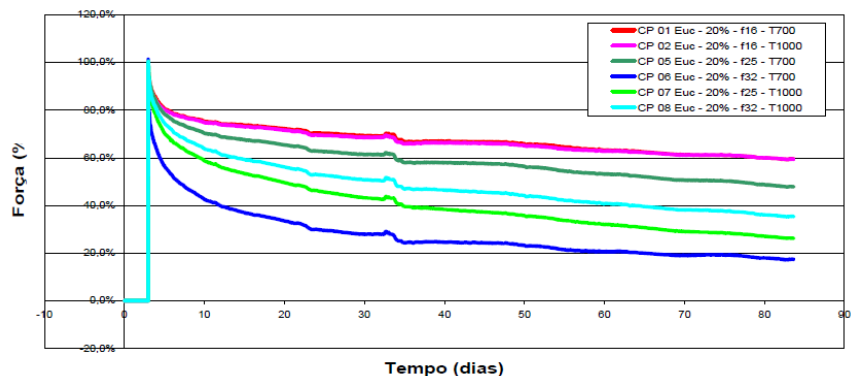
PRATA (1995) analisou os parâmetros elásticos para a madeira *Eucalyptus citriodora* e executou uma análise preliminar da perda de protensão em peças quadradas de 22 cm de lado por 5 cm de espessura, obtendo perdas de cerca de 50% em um mês. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 25.



**Figura 25** - Perda de protensão - Resultados experimentais PRATA (1995).

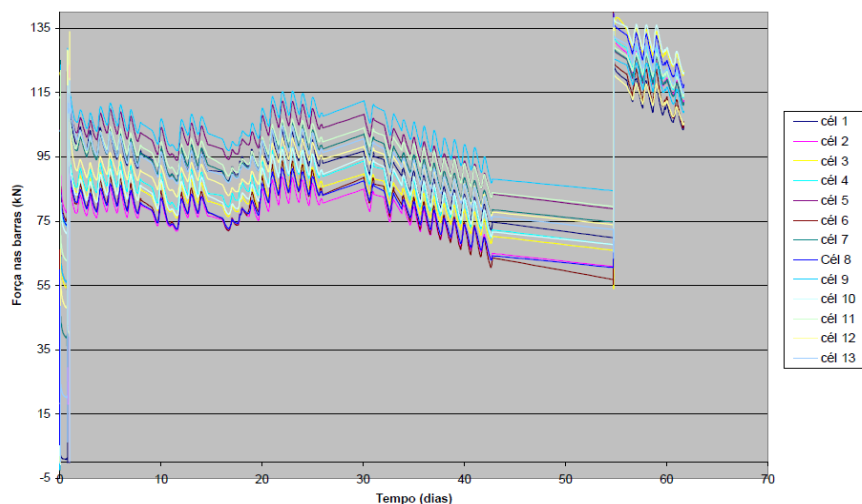
OKIMOTO (2001) apresentou ensaios em 32 corpos-de-prova principais, e outros 32 secundários, constituídos por conjuntos de 20 peças de madeira, de seção 20 cm x 20 cm x 5 cm de espessura, formando um elemento laminado de aproximadamente 100 cm de comprimento, submetido a uma tensão por meio de um sistema de protensão.

Seis dos trinta e dois corpos de prova foram feitos com a espécie de madeira *Eucalyptus citriodora*. Os resultados da perda de protensão são apresentados na Figura 26. As perdas foram diretamente proporcionais aos diâmetros das barras: para diâmetro de 16 mm, as perdas ficaram em 30%, para diâmetro de 25 mm em 60% e para diâmetro de 32 mm em 70%.



**Figura 26** - Perdas de protensão dos seis corpos de prova de *Eucaliptus citriodora* -U20% (Fonte: OKIMOTO 2001).

FONTE (2004) mostra os resultados de perdas de protensão nas treze barras do protótipo, sem tráfego e sob intempéris, apresentado na Figura 27. Em uma semana, o tabuleiro havia perdido 20% da força, e cada barra possuía 100 kN, bastante próximo da força de projeto (110 kN). Por esse motivo, optou 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 treze barras foi possível visualizar o comportamento através de uma delas.



**Figura 27** - Perda de protensão das 13 barras de aço de  $\phi$  16 mm do tabuleiro (Fonte: FONTE 2004).

LINDQUIST 2006 apresenta na Figura 28 a perda de protensão real da célula de carga número 5, da referida ponte sobre o rio monjolinho



apresentada em FONTE (2004), comparada com o modelo de OKIMOTO (2001) para análise da perda de protensão em *Eucalyptus Citriodora*, em umidade de 20%, com a seguinte equação:

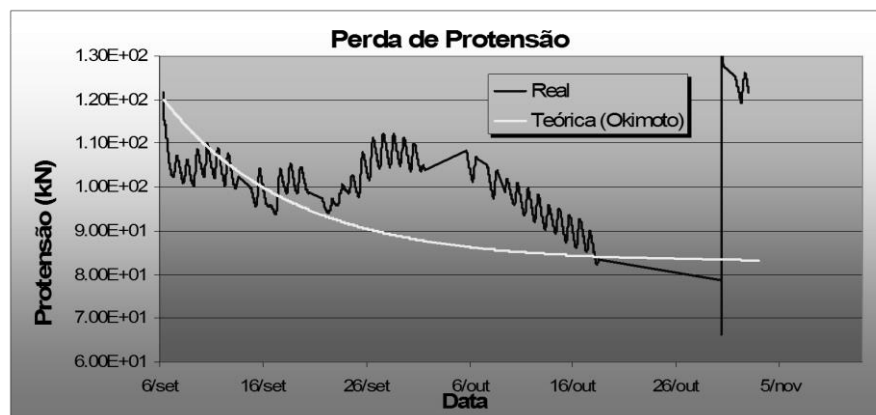
$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_i} + \frac{\sigma}{E_t} (1 - e^{-\frac{t}{\tau}}) \quad (33)$$

Onde:

$$E_i - 37,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_t - 82,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau - 12,37$$



**Figura 28** - Perda de protensão real e teórica com o modelo de OKIMOTO (2001) (Fonte: LINDQUIST 2006).

Comparando-se as perdas de protensão real e teórica, observa-se que o modelo de Okimoto não considera as propriedades estocásticas para que a temperatura e a umidade do ar e da madeira fossem levadas em conta, além de apresentar-se alterações na reserva de resistência do tabuleiro LINDQUIST (2006).

De acordo com LINDQUIST (2006) não existe um modelo satisfatório para avaliar a perda de protensão estatisticamente. A forma de considerar a perda de protensão no modelo consiste em transformar cargas verticais em tensão, propostos por Okimoto para transformar tabuleiros em

placas ortotrópicas equivalentes modeláveis em programas de análise numérica para este tipo de estrutura.

### 2.3.2 Análise Numérica de Tabuleiros de Madeira Protendidos (ATM)

Segundo LINDQUIST (2006), para a análise numérica de tabuleiro de madeira, pode ser utilizado o software *Orthotropic Timber Bridges* (OTB) desenvolvido no LaMEM LINDQUIST et al (2003) como parte de um projeto de pesquisa, modalidade temático, “Projeto Emergencial de Pontes para o Estado de São Paulo”.

LINDQUIST (2006) apresenta uma breve história do desenvolvimento do programa ATM:

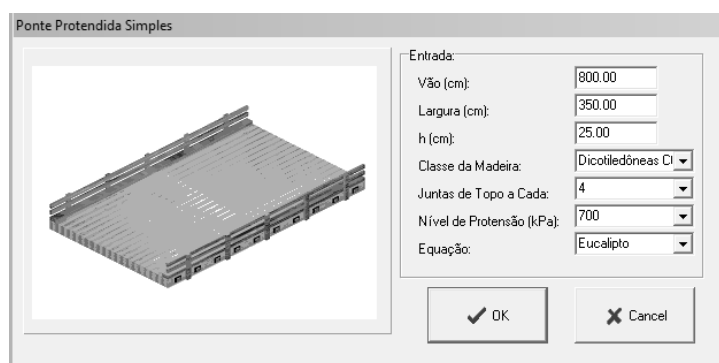
- JOE MURPHY, pesquisador do FPL, apud CALIL (2001), implementou a teoria para solução de uma placa ortotrópica deduzida por “Equação de Huber”. O programa desenvolvido foi em linguagem BASIC.
- OKIMOTO (2001) e CHEUNG (2003), baseados em MURPHY, desenvolveram o programa de nome AEP 1.0 e a versão AEP 2.0, respectivamente. Esse programa possibilita a avaliação de pontes de madeira com comportamento ortotrópico. Apesar de coerente em seus resultados, AEP 2.0 possui algumas limitações e alguns erros.
- Para desenvolver o programa para analisar placas ortotrópicas foram implementados algoritmos citados em CUSENS & PAMA (1975) e eliminarem os erros apresentados AEP 1.0 e AEP 2.0. O programa foi compilado em linguagem Borland C++.

O programa OTB (*Ortotropic Timber Bridges*) 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. Com esses dados iniciais, são encontrados o comportamento da ponte e suas solicitações, possibilitando a análise estrutural da ponte em questão LINDQUIST (2006).

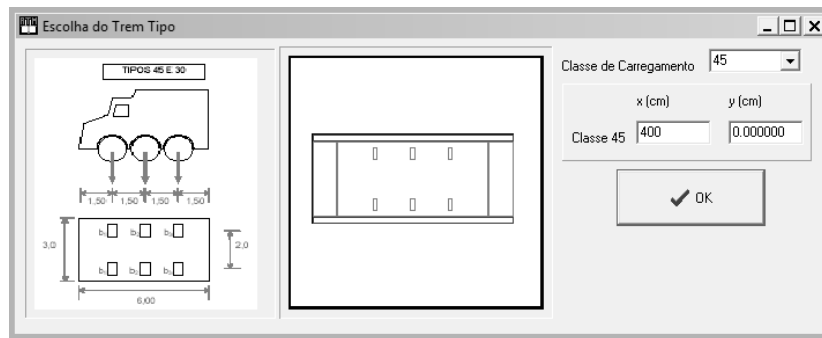
O programa ATM é uma versão atualizada do programa OTB possibilita o cálculo de cinco tipos de tabuleiros de pontes diferentes: ponte mista madeira-concreto, ponte protendida de seção simples, ponte protendida de seção T, ponte protendida de seção caixão e ponte protendida treliçada. Para cada tipo de ponte é utilizado o método de equivalência para chegar aos valores dos parâmetros de rigidez da placa ortotrópica equivalente LINDQUIST (2006)

O programa permite definir o comprimento, largura, espessura, juntas de topo, classe de madeira, espécie de madeira e nível de protensão; Figura 29 apresenta o exemplo de uma ponte protendida simples.



**Figura 29** - Entrada de dados no programa ATM de uma ponte simples protendida transversalmente.

O programa ATM permite a aplicação automática das cargas normalizadas para projeto de pontes, conforme a Figura 30. O programa pede o ponto central da aplicação das cargas e as desenha na figura central da caixa de diálogo.



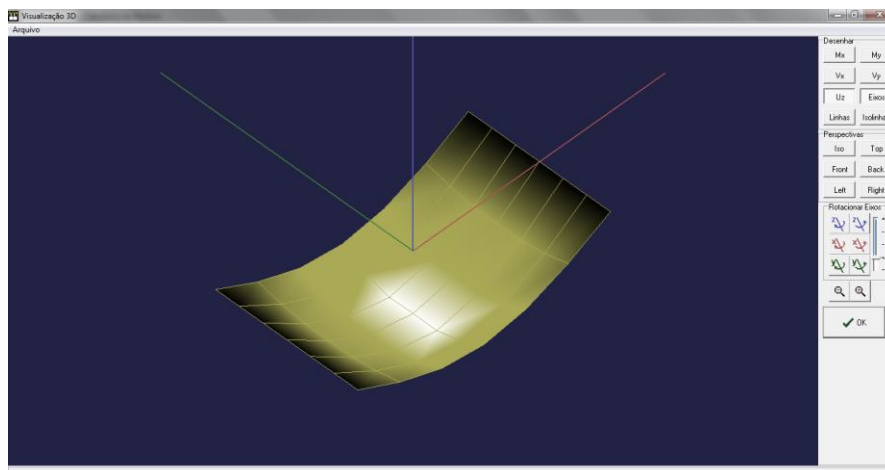
**Figura 30** - Aplicação das cargas da classe de carregamento 45.

As cargas criadas podem ser vistas em outra caixa de diálogo e podem ser modificadas, como mostra a Figura 31.

Cargas	P (kN)	X (cm)	Y (cm)	Comp (cm)	Larg (cm)
P[1]	75.00	550.00	100.00	20.00	50.00
P[2]	75.00	550.00	-100.00	20.00	50.00
P[3]	75.00	400.00	100.00	20.00	50.00
P[4]	75.00	400.00	-100.00	20.00	50.00
P[5]	75.00	250.00	100.00	20.00	50.00
P[6]	75.00	250.00	-100.00	20.00	50.00
P[7]	6.00	400.00	-162.50	800.00	25.00
P[8]	6.00	400.00	162.50	800.00	25.00
P[9]	15.00	50.00	0.00	100.00	300.00
P[10]	15.00	750.00	0.00	100.00	300.00

**Figura 31** - Cargas aplicadas de acordo com a classe de carregamento 45.

O programa ilustra, tridimensionalmente, a placa deformada com escala de cores, sendo que, quanto mais claro o tom amarelo, maior o deslocamento. Os pontos em azul destacam pontos de deslocamento negativo. Visualiza-se conforme a Figura 32.



**Figura 32** - Visualização em 3D do deslocamento com programa ATM.

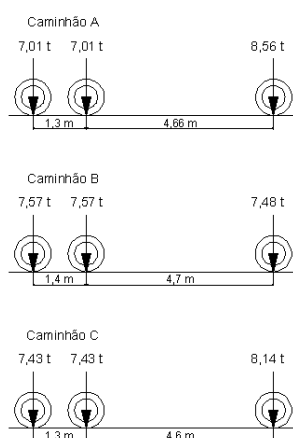
O programa também conta com a possibilidade de otimização utilizando algoritmos genéricos para obter os mesmos deslocamentos encontrados nos dados experimentais. O procedimento foi mais bem detalhado em LINDQUIST *et al.*(2003).

### 2.3.3 Provas de carga

As provas de carga consistem em posicionar um veículo, com peso conhecido, de tal forma que o centro dos eixos traseiros coincida com o meio do vão da ponte. As provas de carga são importantes para o monitoramento da ponte. Os resultados obtidos a partir dos ensaios são utilizados para melhorar os desenhos e avaliar o desempenho estrutural RITTER *et al.* (1996).

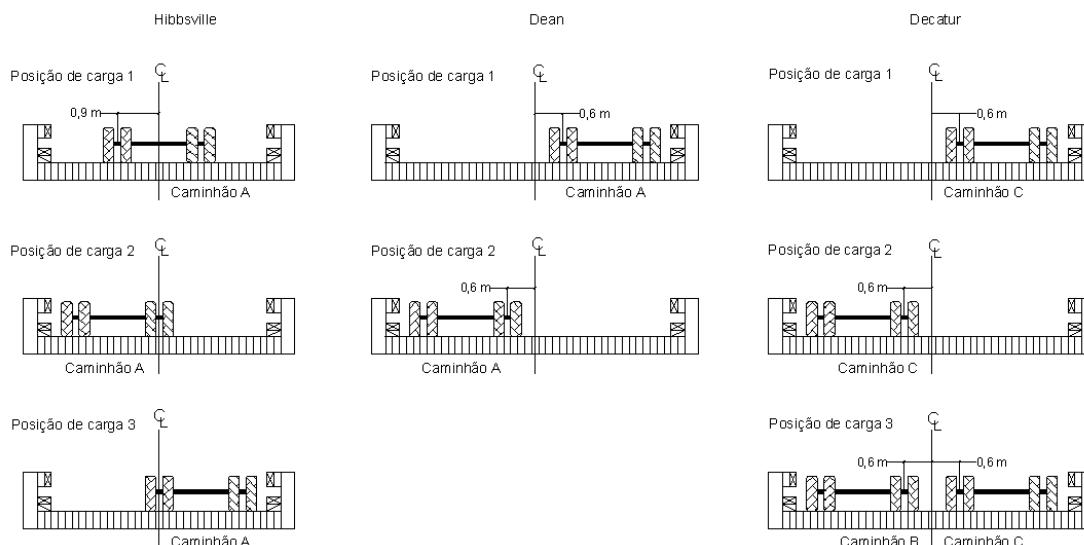
RITTER *et al.* (1996) apresentaram ensaios de carga estática das pontes Hibbsville, Dean e Decatur localizados no Estado de Iowa, Estados Unidos. Nas provas de carga, os caminhões carregados foram posicionados sobre o tabuleiro da ponte e as deflexões resultantes foram medidas em vários pontos, ao longo do vão da ponte. As medições foram tomadas antes do ensaio (sem carga), para as posições de carga (carregado), e na conclusão do ensaio (sem carga).

Os caminhões utilizados são chamados caminhão A, B e C. Nas pontes Hibbsville e Dean foi utilizado o caminhão A, e na ponte Decatur foram utilizados os caminhões B e C. As configurações de cada veículo e o peso de cada eixo são apresentados na Figura 33, onde o eixo na parte dianteira na figura representa a parte dianteira do veículo. A largura dos caminhões é aproximadamente de 1,8 m.



**Figura 33** - Configurações dos caminhões A, B e C, e as cargas de cada eixo. (Fonte: RITTER et al. 1996)

A Figura 34 mostra as provas de carga realizadas em cada ponte. Para todos os casos de carga, os dois eixos traseiros são colocados no meio do vão, e o eixo dianteiro fora do vão.



**Figura 34** - Posições das cargas transversais. (Fonte: RITTER et al. 1996).

Os resultados das provas de carga das pontes Hibbsville, Dean e Decatur apresentam um comportamento elástico linear. Os deslocamentos máximos medidos na ponte Decatur são apresentados na Tabela 15.

**Tabela 15** - Mostra os máximos deslocamentos medidos na ponte Decatur.

<b>Ponte Decatur</b>	
<b>Posição de carga</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
1	8,3
2	9,4
3	11,43

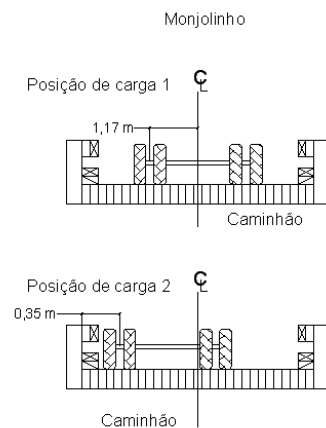
FONTE (2004) apresenta as provas de carga que foram realizadas na ponte protendida sobre o rio Monjolinho, para avaliação da influência dos elementos de bordo, na rigidez transversal do tabuleiro e o deslocamento no centro do vão. A primeira prova de carga foi realizada logo após a instalação do tabuleiro, a segunda, após a instalação dos guarda-rodas e a terceira, após a instalação das defensas.

Em cada série, foram realizadas três medições diferentes: na primeira, nenhuma carga accidental era considerada; na segunda, o trem-tipo era posicionado no centro do tabuleiro; na terceira, o caminhão era posicionado no centro a 10 cm a partir do guarda-rodas. Para a marcação do centro do vão do tabuleiro, foi considerado a real posição dos apoios executados pela Prefeitura Municipal de São Carlos. A Figura 35 mostra uma das posições de prova de carga. Onde foi possível verificar uma escuridade de 5° no tabuleiro da ponte.



**Figura 35** - Veículo posicionado na ponte, para prova de carga. (Fonte: Arquivo do LaMEM).

A Figura 36 mostra o posicionamento do trem tipo sobre o tabuleiro. Para as análises, o vão teórico da ponte foi calculado como sendo a distância entre os encontros mais  $h$ .



**Figura 36** - Posicionamento transversal do eixo traseiro do caminhão.

Figura 37, apresenta o esquema estático do carregamento utilizado nas análises, o eixo na parte esquerda na figura representa a parte dianteira do veículo.



**Figura 37** - Esquema estático utilizado nas análises.

Na Tabela 16 são apresentados os pesos dos caminhões utilizados na prova de carga, em cada eixo. Por outro lado, na Tabela 17 são



apresentados os máximos deslocamentos nos posicionamentos do veículo na região mais desfavorável da ponte.

**Tabela 16** - Peso dos caminhões utilizados nas provas de carga, por eixo. (Fonte: FONTE 2004).

Prova de carga	Peso: eixos	Peso: eixo
	traseiros	dianteiro
	(kN)	(kN)
Construção: tabuleiro	281,8	55
Construção: tabuleiro + guarda-rodas	305,7	57,2
Construção: ponte completa	337	69
Seis meses	327,6	52

**Tabela 17** - Deslocamentos da prova de carga. (Fonte: FONTE 2004).

Prova de carga	Deslocamento	Deslocamento	Deslocam.
	máximo – carga centrada	máximo – carga excêntrica	Máximo permitido
	(mm)	(mm)	(mm)
Construção: tabuleiro	17,5	18,5	30
Construção: tabuleiro + guarda-rodas	17	23,5	30
Construção: ponte completa	17	17	30
Seis meses	32	31	38

## 2.4 Conclusões da revisão bibliográfica

A literatura utilizada permite conhecer os fundamentos do sistema das pontes de madeira protendidas transversalmente, para o dimensionamento, construção e comportamento estrutural. Os estudos desenvolvidos no Brasil no LaMEM por PRATTA (1995), OKIMOTO (1997 e 2001) e FONTE (2004) estabeleceram os conceitos, parâmetro elásticos, níveis de protensão e os métodos utilizados para avaliar o comportamento estrutural. Os protótipos e obras foram realizados com materiais nacionais, em condições climáticas controladas, ou em condições de ambiente, além disso, foram

analisados, separadamente, os fatores que influenciam a perda de protensão e a espécie de madeira.

A implementação do sistema no Brasil ocorreu com a primeira ponte de madeira protendida transversalmente, sobre o rio Monjolinho, com o sistema DYWIDAG. Como continuação desse projeto, outro tabuleiro protendido transversalmente foi construído com mesma espécie de madeira e dimensões utilizadas na primeira ponte, a única diferença foi o sistema de protensão, onde foi utilizado cordoalhas engraxadas com sete fios e diâmetro nominal de 12.5 mm.

## **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

---

A metodologia teórica e experimental do projeto da ponte de madeira protendida transversalmente com cordoalha engraxada de 12.7 mm foi realizada nas seguintes etapas:

- Análise da perda de protensão ao longo do tempo, considerando somente a carga permanente do tabuleiro.
- Análise da influência da umidade e temperatura na perda de protensão ao longo do tempo.
- Avaliar o desempenho do sistema de protensão com cordoalhas engraxadas e realizar comparação com o desempenho apresentado na ponte protendida transversalmente com sistema de barras de aço Dywidag.

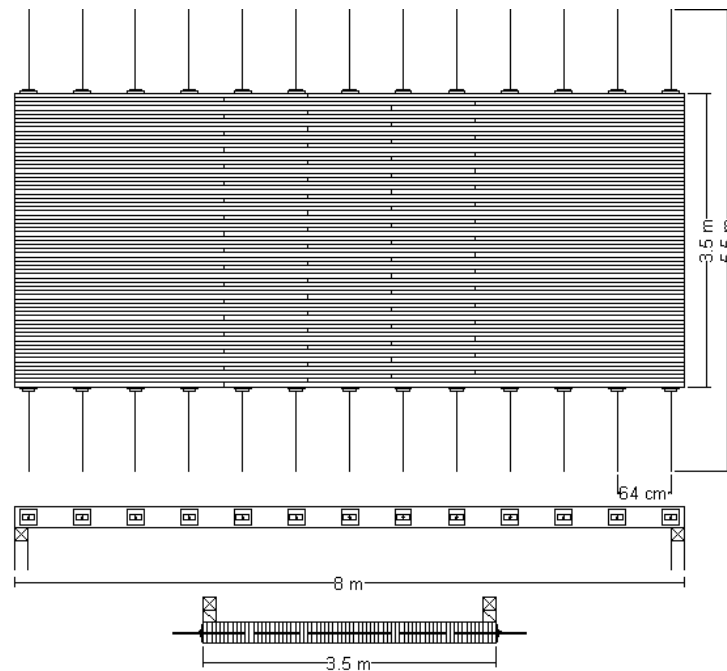
Os materiais utilizados no projeto da ponte de madeira protendida transversalmente foram adquiridos pelo LaMEM e correspondem a peças de *Eucalyptus citriodora* e cordoalhas engraxadas de 12.7 mm de diâmetro.

### **3.1 Características do tabuleiro**

Em 2004, o projeto inicial de ponte de madeira sobre o rio Monjolino, de acordo com a solicitação da prefeitura Municipal de São Carlos, previa as características da viga: um vão de 8 m, duas faixas de tráfego

totalizado, 7.5 m de largura e 25 cm de espessura. O projeto final apresentou 8m de comprimento, uma faixa de serviço de 4 m de largura, ou seja, só a metade dos materiais adquiridos foram utilizadas incluindo um lote de madeira da espécie *Eucalyptus citriodora* tratada com CCA.

A metade do volume da madeira sem utilizar foi empregada na montagem de um tabuleiro protendido transversalmente utilizando cordoalha engraxada. As dimensões dessa placa ficou com: 8 m de comprimento, 3.5 m de largura e 25 cm de espessura. Ao longo do tabuleiro foram protendidas treze cordoalhas com 5.5 m de comprimento cada (Figura 38).



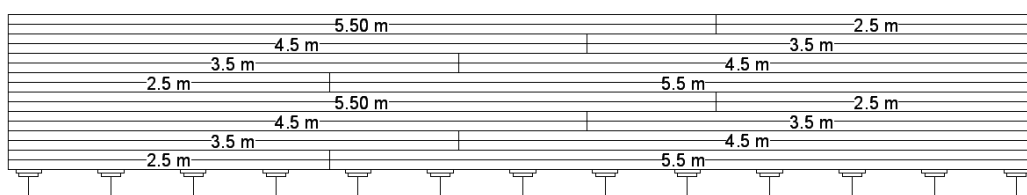
**Figura 38** - Dimensões do tabuleiro protendido com cordoalhas engraxadas.

O tabuleiro foi montado nas dependências do LaMEM, próximo ao Edifício Principal do Departamento de Engenharia de Estruturas na Escola De Engenharia De São Carlos em São Carlos, SP, Brasil (Figura 39).



**Figura 39** - O tabuleiro localizado nas instalações do LaMEM.

Este tabuleiro utiliza peças de madeira de dimensões comerciais. Quanto ao comprimento das peças, é possível encontrar peças de até 6 m. O vão livre da ponte ultrapassa essa dimensão, por esse motivo deve ser utilizado um sistema de juntas de topo. A disposição construtiva da frequência de juntas é a cada quatro vigas, e o espaçamento dessas, em peças adjacentes, esta representada na (Figura 40).



**Figura 40** - Frequências de juntas de topo a cada quatro vigas e o espaçamento entre elas.

A quantidade de madeira e elementos metálicos utilizados na ponte protendida transversalmente se apresentam nas Tabelas 18 e 19, respectivamente.

**Tabela 18** - Madeira utilizada na ponte protendida transversalmente.

<b>Madeira – <i>Eucalyptus Citriodora</i></b>		
Elemento	Seção transversal	Quantidade
Tabuleiro	5 x 25 x 250 cm	35
	5 x 25 x 350 cm	35
	5 x 25 x 450 cm	35
	5 x 25 x 550 cm	35

**Tabela 19** - Elementos metálicos na ponte protendida transversalmente.

<b>Elementos Metálicos</b>		
Descrição	Medida	QTDE
Cordoalha sete fios	$\phi$ 12,7 mm, comprimento dos cabos de 550 cm	13
Placa de distribuição	20 x 20 x 1,5 cm	26
Conjunto Placa – Cunha para ancoragem	Para cordoalhas 12,7 mm	26

### 3.1.1 Sistema de protensão

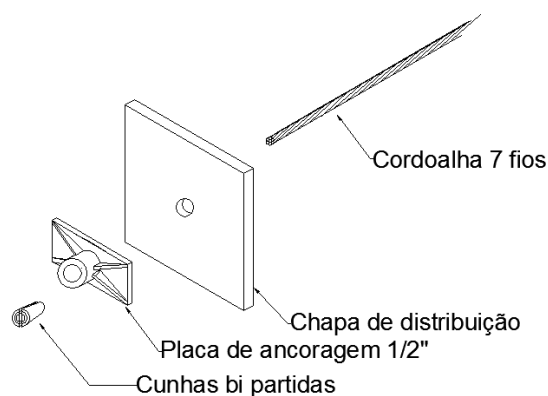
A ordem de protensão das cordoalhas foi a mesma utilizada para protender a barra de aço DYWIDAG descrita no numeral **2.1.2.1. Sistema de tabuleiro simples protendido transversalmente.**

A protensão foi realizada por técnicos do LaMEM, utilizando uma bomba hidráulica de capacidade de 700 kgf/cm<sup>2</sup>, como mostra a Figura 41. A montagem consiste em um sistema de protensão e um sistema de aquisição de dados que registra a força aplicada utilizando uma célula de carga.



**Figura 41** - Protensão do tabuleiro realizada por meio de uma bomba hidráulica (Fonte: Arquivo do LaMEM).

O sistema de protensão está composto por: cordoalha de sete fios com suas respectivas placas de ancoragem feitas pela companhia siderúrgico Belgo - Minero (Figura 42).



**Figura 42** - Sistema de protensão de cordoalhas de diâmetro de 12,7 mm.

As características mecânicas são idênticas às das Cordoalhas sem revestimento, de acordo com a norma ABNT NBR-7483:2008. Uma cordoalha sete fios está constituída por seis fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, concetricamente em torno de um fio central, com torção à esquerda (sentido anti-horário). O fio central é pelo menos 2% maior que os fios externos e devem ser encordoados com tensão uniforme e quando os fios estão tensionados a 10% da carga de ruptura mínima especificada não apresenta uma redução perceptível no seu diâmetro.

Para confecção da cordoalha, a matéria base dos fios deve ser de aço carbono. Os fios de aço devem ser confeccionados por trefilação a frio e revestidos de zinco. Os teores de fósforo e enxofre não devem exceder 0,020% e 0,025%, respectivamente.

As cordoalhas engraxadas com sete fios são fabricadas por meio de processo contínuo. Possuem camada de graxa e são revestidas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) extrudado diretamente sobre a Cordoalha já engraxada, em toda a sua extensão. O revestimento plástico e a graxa, obedecem a especificações do "PTI - POST - TENSIONING INSTITUTE". A massa aproximada para as cordoalhas de diâmetro de 12,70 mm é igual a 890 (kg/km).

Três camadas protegem as cordoalhas contra corrosão:

- Galvanização dos fios a quente, com gramatura de 200 g a 400 g de zinco por  $m^2$ , antes do encordoamento e da estabilização.
- Filme de cera de petróleo - 12 g/m mín.
- Um agente inibidor de corrosão de cor preta, com polietileno de alta densidade com peso mínimo de 37 g/m.

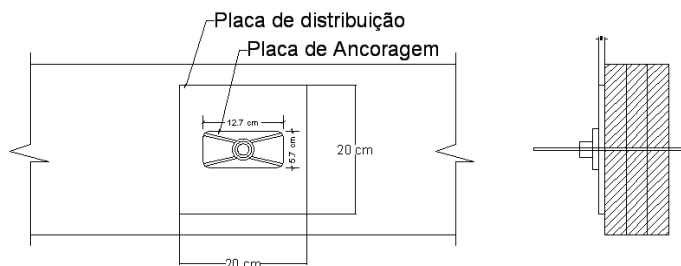
O módulo de elasticidade nominal é de  $195000 \text{ N/mm}^2$ , a tensão de escoamento de  $155 \text{ kgf/mm}^2$  e a tensão de ruptura de  $172 \text{ kgf/mm}^2$ . As especificações são apresentadas na Tabela 20.

**Tabela 20** - Especificações da cordoalha (Fonte: Catálogo Belgo).

Produto	Diâmetro Nominal	Área Aprox.	Área Mínima	Massa Aprox.	Força de Ruptura mínima	Mínima a 1% de Alongamento	Alongamento sob carga (em 610 mm)
	(mm)	( $\text{mm}^2$ )	( $\text{mm}^2$ )	(kg/km)	(kgf)	(kgf)	(%)
Cord. CP 177 RB 7	12,7	101,4	98,7	900	17470	15725	3,5
Cord. CP 176 RB 7	15,7	150	147	1.270	26450	23300	3,5

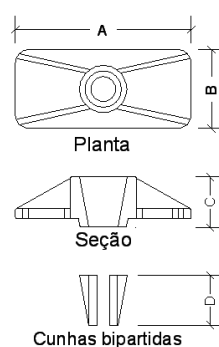
O sistema de ancoragem empregado consiste em uma placa de distribuição de força de dimensões comerciais de 20 cm x 20 cm. A placa de ancoragem da cordoalha é um produto comercial, feita de aço carbono e está disponível para fixação das cordoalhas nos diâmetros 12,7mm ou 15,2mm. O travamento da cordoalha é feito por um sistema de cunha metálica bipartida, que prende a cordoalha de maneira simples, quando a carga é aplicada. A Figura 43 apresenta a configuração do sistema de ancoragem empregado no tabuleiro.





**Figura 43** - Sistema de Ancoragem.

A Figura 44 e a Tabela 21 apresentam a configuração do conjunto da placa de ancoragem para cordoalha.



**Figura 44** - Conjunto Placa - Cunha para ancoragem.

**Tabela 21** - Dimensionamento conjunto Placa - Cunha para ancoragem.

Placas de Ancoragem		A	B	C	D
		mm	mm	mm	mm
1/2"	12,7 mm	127	57	36	33
5/8 "	15,2 mm	151	78	40	40

LOUREIRO (2006) apresenta as seguintes vantagens das cordoalhas:

- Ao longo dos cabos são bastante reduzidas as perdas por atrito, devido aos muitos baixos coeficientes  $\mu=0.07/\text{rd}$  e  $k=0.0035/\text{m}$ , dando seus maiores força efetiva de protensão.
- As tensões concentradas nas regiões de introdução da força de protensão são diminuídas devido à ancoragem individual para cada cordoalha.

- A excentricidade do cabo da cordoalha engraxada, em função de seu pequeno diâmetro ( $\phi = 12,7$  mm), resulta em maior eficiência da protensão. Com carga balanceada é diretamente proporcional à flecha do cabo.
- Logo após a cordoalha ser submetida a uma protensão de tensão máxima de tração, existe uma perda devido a acomodação nas ancoragens.
- As cordoalhas engraxadas e plastificadas proporcionam agilidade no manuseio, facilidade de fixação das cordoalhas individuais e baixo peso.
- A operação da protensão das cordoalhas é simples e rápida.

#### **3.1.1.1 Influência da umidade do ar no sistema de protensão**

De acordo com RITTER et al. (2000) o fator mais influente na manutenção do sistema de protensão com barras de aço Dywidag é o teor de umidade das laminas de madeira no momento da construção. Foi demonstrado que o melhor desempenho é quando as laminas tem uma media de teor de umidade da ordem de 16% no momento da instalação do tabuleiro. O aumento da umidade de equilíbrio da madeira resulta em uma variação dimensional das laminas, o que aumenta a força na barra, diminui o porcentual da perda de protensão ao longo do tempo. Com maior umidade nas laminas de madeira na primeira protensão se apresenta uma maior perda de protensão nas barras de aço.

Para analisar a influência da umidade na perda de protensão da ponte protendida transversalmente com cordoalhas engraxadas, é preciso conhecer a umidade relativa do ar. A estação climática localizada dentro do campus I da EESC-USP, onde o tabuleiro esta instalado, e pertencente ao Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC-USP, fornece os dados.

Outros dados que serão utilizados na análise são aqueles fornecidos pelo sistema de aquisição de dados e a medição da temperatura da

ancoragem. O catálogo da companhia siderúrgico Belgo – Minero fornece o teste de relaxação que medem a redução da força aplicada ao aço com o correr do tempo, foi efetuado sob temperatura e umidade controladas, com um resultado de 1,14% de relaxação em 1000 horas.

### **3.1.1.2 Influência da temperatura do ar no Sistema de protensão**

De acordo com RITTER, M. A. et al. (2000), no sistema de barras aço Dywidag ocorre uma diminuição da força da barra quando a temperatura diminui. Esta redução acontece por vários fatores, tais como: as mudanças de temperatura, a duração da temperatura fria, a espécie da madeira, e o teor de humidade. O efeito da temperatura será mais pronunciado quando o teor de umidade da madeira for igual ou superior ao ponto de saturação das fibras.

Influenciam a ponte protendida transversalmente com cordoalhas engraxadas às variações anuais de temperatura. Nos dois sistemas de protensão, Dywidag e Cordoalhas se consideram os mesmos fatores que influenciam a perda de protensão: a espécie de madeira *Eucalyptus citriodora* e o efeito da temperatura da cidade de São Carlos com uma media anual de máximas temperaturas de 29° C e media anual de mínimas temperaturas de 15° C. Além da época das chuvas de verão nos meses de dezembro e janeiro, e o clima seco do inverno nos meses de Julho e Agosto.

De acordo com KAINZ et al. (1998), a temperatura afeta as estruturas, e no projeto de pontes de madeira não se tem considerações térmicas. Sabe-se que a temperatura afeta o tabuleiro na perda de protensão devido à orientação das lâminas de madeira.

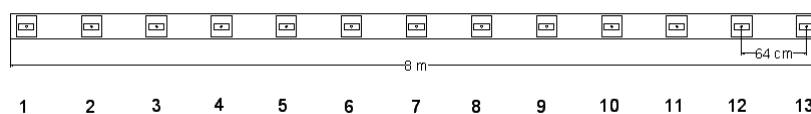
Para conhecer a influência da temperatura no tabuleiro protendido com cordoalhas engraxadas, com ajuda de um termômetro, foi medida a temperatura na chapa de ancoragem de cada cordoalha durante o mesmo

período em que foi medida a perda de nível de protensão, os dados foram colhidos de manhã, às 8 horas; e a tarde às 4 horas.

### 3.1.2 Nível de protensão

O nível de protensão adotado na montagem foi o mesmo que OKIMOTO (1997) propõe em seu trabalho: um nível de  $700 \text{ kN/m}^2$ , como sendo o nível “ótimo” ao início do projeto. A máxima perda de protensão que se pode apresentar é de 50%, ou seja  $350 \text{ kN/m}^2$ , será o nível mínimo de protensão para que a ponte não perca suas propriedades estruturais.

Para conseguir níveis de protensão requeridos na ponte protendida transversalmente, as cordoalhas foram numeradas e espaçadas como é apresentado na Figura 45. A protensão de tabuleiros sempre é feita a partir do meio para as laterais. O processo para protender e reprotender as cordoalhas é o seguinte: as primeiras cordoalhas a serem protendidas com 50% da carga total foram as ímpares, começando no meio do vão (7) e seguindo para as laterais (9,5,11,3,13 e 1). Em seguida, aplicou-se a carga total começando de novo na número sete, depois as do lado, as cordoalhas oito e seis, e sucessivamente, as cordoalhas nove e cinco, dez e quatro, onze e três, treze e dois, e finalmente a cordoalha um.



**Figura 45** - Numeração e espaçamento das cordoalhas engraçadas de 12,7 mm.

Para controlar a perda de protensão é adotada a metodologia proposta por TAYLOR & CSAGOLY (1979) e apresentada na Figura 23 deste trabalho. A diferença está em que as reprotensões não foram feitas nas datas 0, 3 e 56 dias como é recomendado para as barras DYWIDAG, na ponte

protendida transversalmente com cordoalha, ocorreram nas datas 0 e 23 dias. Assim a reprotensão alcança um nível de protensão superior ao nível inicialmente aplicado. A única cordoalha que não foi reprotendida foi a numero 13, devido a estouro o que apresentou na primeira protensão.

### 3.1.3 Parâmetros elásticos

O tabuleiro da ponte protendida transversalmente tem comportamento de placa ortotrópica, que quer dizer, que a rigidez é diferente na direção paralela e perpendicular às laminas, porém é necessário conhecer os parâmetros elásticos em função o nível de protensão com  $\sigma_N$  em kPa.

OKIMOTO (1997) calculou os parâmetros elásticos  $E_T$  e  $G_{LT}$  por meio dos ensaios de torção em placas nas configurações  $0^\circ$  e  $\pm 45^\circ$ , para o *Eucalyptus citriodora* apresentados nas seguintes equações:

$$\frac{G_{LT}}{E_L} = 3,8 \times 10^{-6} \sigma_N + 0,010364 \quad (34)$$

$$\frac{E_T}{E_L} = 28,78 \times 10^{-6} \sigma_N - 0,001008 \quad (35)$$

A partir da caracterização do material feita por FONTE 2004 é possível determinar as propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente conforme as equações (8), (9) e (10). Também o programa de computação Análise de Tabuleiros de Madeira (ATM) utiliza essas propriedades.

O ensaio de torção no tabuleiro é feito por meio da prova de carga, o que permite calcular os parâmetros elásticos  $E_T$  e  $G_{LT}$ .

### 3.1.4 Sistema de aquisição de dados

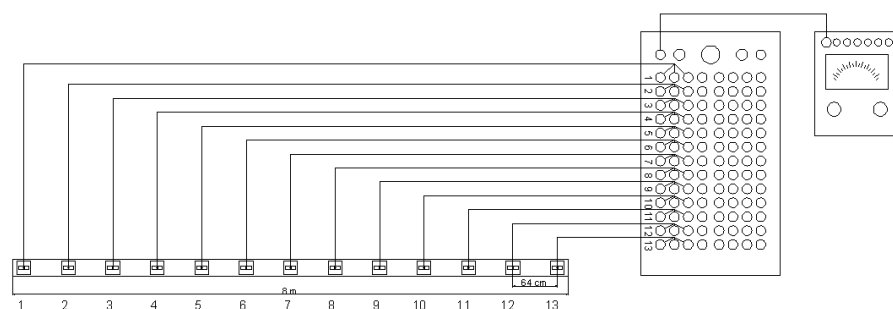
A protensão realizada no tabuleiro por meio do sistema de protensão requer uma quantidade mínima de compressão para manter o

desempenho na direção transversal. Assim, surge a necessidade de monitorar a perda de protensão nas cordoalhas. Ao longo do vão foram instaladas, em cada cordoalha, célula de carga. As células de carga, com capacidade de carga de 25 toneladas tiveram suas deformações registradas por um sistema de aquisição de dados, portátil amrca Kyowa (Figura 46).



**Figura 46** - Tabuleiro protendido com as células de carga.

As células de carga foram numeradas da mesma forma que as cordoalhas para a realização da protensão. Conforme cada célula de carga era instalada na cordoalha, era ligada a um sistema de aquisição de dados. Este sistema permite conhecer a deformação na célula de carga e o ( $\mu\epsilon$ ) nível de protensão nas cordoalhas (kgf) (Figura 47).



**Figura 47** - Esquema do sistema de aquisição de dados.

### 3.2 Características do material

Como parte do projeto desenvolvido por FONTE 2004, foram classificadas e caracterizadas as peças de madeira da espécie *Eucalyptus citriodora* do lote adquirido para o projeto. Os ensaios que foram realizados obtendo as propriedades necessárias ao comportamento estrutural da ponte pretendida transversalmente, quer dizer era preciso conhecer quais eram as máximas resistências: na compressão paralela, na compressão normal, na tração normal e ao cisalhamento, além do módulo de elasticidade de compressão na direção paralela as fibras e módulo de elasticidade de flexão.

Como a madeira utilizada pertencia a um lote já estudado, as propriedades mecânicas, as características das peças e a análise de resultados são apresentadas a seguir.

#### 3.2.1 Classificação Mecânica por ensaio de flexão estática

Segundo FONTE 2004, foram ensaiados quatro lotes de peças de mesmas direções transversais e diferentes comprimentos. Para todos os casos foi utilizado um vão igual ao comprimento da peça, menos 10 cm, deixando um balanço de 5 cm em cada lado. Os ensaios foram realizados por aplicação de uma carga centrada no vão e mediu-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.

Os resultados obtidos por FONTE 2004 nos ensaios de flexão estática são mostrados na Tabela 22. O módulo de elasticidade médio global foi 16840 MPa, e os desvios observados são devidos às diferentes características do material e diferentes tamanhos das peças.

**Tabela 22** - Módulos de elasticidade obtidos nos ensaios de flexão estática.

(Fonte: FONTE 2004)

Peças	Dimensões (cm)	Módulo de elasticidade $E_M$	Coefficiente de variação
		(MPa)	%
A	5 x 25 x 250	14480	24
B	5 x 25 x 350	12279	17
C	5 x 25 x 450	16354	24
D	5 x 25 x 550	25247	15
	Média	16840	

### 3.2.2 Caracterização das Peças de Madeira

Os ensaios de compressão paralela e de cisalhamento foram realizados em peças isentas de defeitos e peças estruturais. O ensaio de tração só foi realizado em peças estruturais e o ensaio de compressão normal somente em corpos-de-prova isentos de defeitos (FONTE 2004).

#### 3.2.2.1 Compressão paralela às fibras

De acordo com FONTE 2004, os ensaios de compressão paralela às fibras foram realizados em duas fases diferentes Tabela 23 mostra a quantidade e as dimensões dos corpos-de-prova ensaiados, em cada fase:

1. Corpo de prova isenta de defeito segundo a NBR 7190:1997.
2. Corpo de prova isenta estrutural toda seção transversal da viga foi comprimida.



**Tabela 23** - Corpos-de-prova do ensaio de compressão paralela às fibras.

(Fonte: FONTE 2004)

<b>Corpos-de-prova</b>	<b>Dimensões (cm)</b>	<b>Número de amostras 1° fase</b>	<b>Número de amostras 2° fase</b>
Isentos de defeitos	5 x 5 x 15	5	12
Estruturais	5 x 25 x 11,5	18	14

Os resultados das resistências obtidos no ensaio de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova isentos de defeitos e estruturais são mostrados na Tabela 24. Nesta tabela, encontramos as duas amostragens descritas anteriormente.

**Tabela 24** - Resistência na compressão paralela às fibras. (Fonte: FONTE 2004)

		<b>Resistência (f<sub>c0,m</sub>)</b>	<b>Resistência característica (f<sub>c0,k</sub>)</b>	<b>Coefficiente de variação</b>
		(MPa)	(MPa)	%
Isentos de Defeitos	Amostra 1° fase	44,1	-	7,3
	Amostra 2° fase	63,5	58,8	7,4
Estruturais	Amostra 1° fase	59,5	48,2	8,1
	Amostra 2° fase	61,5	59,6	6
Resultados Gerais		60,1	57,8	7,6

Os resultados, do módulo de elasticidade, obtidos no ensaio de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova isentos de defeitos e os estruturais são mostrados na Tabela 25. Nesta tabela, são encontradas as duas amostragens descritas anteriormente.

**Tabela 25** - Módulo de resistência na compressão paralela às fibras. (Fonte: FONTE 2004)

		<b>Módulo de elasticidade</b> $E_{c0,m}$ (MPa)	<b>Coefficiente de variação</b> %
Isentos de Defeitos	Amostra 1° fase	24304	6,7%
	Amostra 2° fase	22867	19,1%
	Média	23290	15,8%

De acordo com FONTE 2004, 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, permite perceber diferenças significativas de valores dependendo da amostragem. Para a amostragem restrita, que teve um maior controle de qualidade, percebe-se que estes podem ser considerados semelhantes, devido ao desvio-padrão de cada um.

### 3.2.2.2 Compressão normal às fibras

Segundo FONTE 2004, foram ensaiados 12 corpos-de-prova à compressão normal às fibras. As dimensões utilizadas e o procedimento para a análise dos resultados seguiram a norma NBR 7190:1997.

A Tabela 26 mostra os resultados médios obtidos na resistência à compressão perpendicular às fibras. Estes resultados apresentarem se inferiores em comparação com a propriedade característica da compressão normal às fibras fornecidas pela norma NBR 7190:1997.

**Tabela 26** - Resistência na compressão normal às fibras. (Fonte: FONTE 2004)

<b>Número de corpos-de-prova</b>	<b>Resistência</b> ( $f_{c90,m}$ ) (MPa)	<b>Coefficiente de variação</b> %
12	8,4	7,0

### 3.2.2.3 Tração normal às fibras

Segundo FONTE 2004, foram ensaiadas 16 peças de três lotes com as mesmas dimensões transversais e diferentes comprimentos. Os resultados são apresentados na Tabela 27.

**Tabela 27** - Resistência na tração normal às fibras. (Fonte: FONTE 2004)

Amostra	Dimensões (cm)	Resistência	Coefficiente
		( $f_{t90,m}$ ) (MPa)	de variação %
1	5 x 12,5 x 250	76,0	-
2	5 x 12,5 x 350	76,6	-
3	5 x 12,5 x 550	66,6	-
	Média	72,8	41,8

### 3.2.2.4 Cisalhamento

Segundo FONTE 2004, a resistência ao cisalhamento foi determinada em 16 corpos-de-prova, sendo oito em corpos de prova isentos de defeitos e oito em peças estruturais. Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento, para os dois tipos de amostras, são mostrados na Tabela 28.

**Tabela 28.** Resistência no cisalhamento. (Fonte: FONTE 2004)

	Resistência ( $f_{v,m}$ ) (MPa)	Coefficiente de variação %
Isentos de Defeitos	11,79	23,8
Estruturais	10,82	12,0

### 3.2.3 Análise de resultados da caracterização da madeira

Segundo FONTE 2004, os resultados poderiam não condizer com a realidade, devido à amostragem não adequada e pela grande variabilidade do material.

Os resultados da resistência à compressão paralela às fibras e de cisalhamento, foram semelhantes para corpos-de-prova isentos de defeitos estruturais, devido, inclusive, às suas dimensões utilizadas.

Os resultados de tração foram próximos ao esperado, comparando a relação  $f_{co,k}/0,77=f_{t0,k}$  proposta na NBR 7190/97, para madeira serrada. Já os resultados de compressão normal às fibras, comparados com os de compressão paralela, foram metade do esperado, de acordo com a relação proposta pela norma:  $f_{c90,k}/f_{c0,k}=0,25$ .

A Tabela 29 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 esse lote de *Eucalyptus citriodora*.

**Tabela 29** - Resistência e rigidez mínimas exigidas pela NBR 7190:2011 e obtidas.

(Fonte: FONTE 2004)

<b>Classe</b>	<b><math>f_{co,k}</math></b> (MPa)	<b><math>f_{v,m}</math></b> (MPa)	<b><math>E_{c0,m}</math></b> (MPa)
C40	40	6	19500
C60	60	8	24500
<i>Eucalyptus citriodora</i>	43,8	11,8	23290

De acordo com FONTE 2004, comparando-se o módulo de elasticidade médio encontrado no ensaio de flexão estática e o do ensaio de compressão paralela às fibras, percebe-se que o resultado obtido no primeiro caso foi cerca dos 28% inferior ao encontrado no ensaio de compressão paralela às fibras em peças isentas de defeitos. Essa diferença, provavelmente, é devida à influência dos defeitos nas peças estruturais. O coeficiente de variação encontrado para esse ensaio (35%) foi maior que o dobro encontrado anteriormente (15,8%), resultado que reforça ainda mais a influência dos defeitos na variabilidade do material.

### 3.2.4 Umidade de equilíbrio da madeira

Vários estudos têm demonstrado que a umidade relativa do ar é um fator climático que influencia na variação de sua resistência, rigidez e estabilidade dimensional da madeira.

A Norma Brasileira estabeleceu classes de umidade com a finalidade de ajustar as propriedades de resistência e rigidez da madeira quando se encontra em serviço e as condições ambientais acarretarem um teor de umidade da madeira diferente de referência (LOGSDON & CALIL 2002). Na Tabela 30 são apresentadas as classes umidade de madeira:

**Tabela 30** - Classes de Umidade (Fonte: NBR 7190:2011)

<b>Classes de Umidade</b>	<b>Umidade Relativa do Ambiente</b>	<b>Umidade de Equilíbrio da madeira</b>
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65 < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75 < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	25%

Com o conhecimento da classe de umidade, para corrigir o valor de cálculo, de resistência ou rigidez, se utiliza o coeficiente de modificação  $K_{mod2}$  que considera o teor de umidade da madeira em serviço e o tipo de material. Na Tabela 31 são apresentados os valores deste coeficiente.

**Tabela 31** - Valor para  $K_{mod2}$ . (Fonte: NBR 7190:2011)

<b>Classes de Umidade</b>	<b>Madeira serrada</b>	<b>Madeira</b>
	<b>Madeira laminada e colada</b>	<b>Recomposta</b>
	<b>Madeira compensada</b>	
(1) e (2)	1	1
(3) e (4)	0,8	0,9

Segundo BRITEZ & NOGUEIRA 2006, com o aumento da umidade, a resistência diminui até o ponto de saturação das fibras aos 30% sendo que acima desse ponto, a resistência mantém-se constante.

Os valores da umidade e da temperatura do ar no local do tabuleiro foram adquiridos de uma estação climatológica da EESC-USP instalada próximo ao tabuleiro pretendido.

#### **3.2.4.1 Retração**

A umidade padrão adotada no Brasil é 12%. A umidade da madeira está presente de duas formas:

- Água nas cavidades das células ocas
- Água absorvida pelas paredes das fibras

As madeiras sofrem retração ou inchamento com a variação da umidade entre 0% e o ponto de saturação das fibras (30%), sendo a variação dimensional aproximadamente linear. Retração da madeira acontece em três direções: tangencial, radial e longitudinal, sendo a mais importante a tangencial, pois varia conforme a espécie, de 5% a 10%, sendo que na direção longitudinal é de apenas 0,1% a 0,3%, na radial, a metade da tangencial BRITEZ & NOGUEIRA 2006.

### **3.3 Comentários finais da metodologia**

A primeira ponte protendida transversalmente no Brasil utilizou o sistema de ancoragem Dywidag. A montagem e avaliação de ponte protendida com cordoalhas engraxadas seguiram a mesma metodologia.

A metodologia adotada por FONTE 2004 foi à mesma sugerida por RITTER 1991. Os autores que têm pesquisado essa tecnologia, propõem avaliar o desempenho estrutural das pontes tendo em conta o sistema de ancoragem, a espécie de madeira, a perda de protensão ao longo do tempo e a influencia da temperatura do ar e a umidade do ar na perda do nível de protensão.

Na montagem do tabuleiro simples protendido transversalmente com cordoalhas, foi fácil colocar o sistema de aquisição de dados e protender os cabos, mas se apresentou dificuldade na colocação da placa de ancoragem e manter o nível de protensão solicitado.

Logo após a montagem foram registrados os resultados de perda de protensão mediante o sistema de aquisição de dados, da temperatura e umidade, duas vezes por dia às 8 horas e às 16 horas durante 500 dias. Os dados referentes às temperaturas foram fornecidos pela estação meteorológica do Departamento de Hidráulica e Saneamentoda EESC – USP pelo Professor Francisco Vecchia.

## 4 RESULTADOS

---

### 4.1 Análise da perda de protensão

Durante mais de um ano foram monitorados dados desde o início da protensão do tabuleiro até o final do período de avaliação do sistema de aquisição de dados. A Tabela 32 mostra o primeiro nível de protensão das treze cordoalhas, o nível de protensão após 23 dias e a porcentagem da perda protensão. A média de protensão inicial das treze cordoalhas foi de 109 kN e após 23 dias de 90 kN, sendo a perda média de protensão igual a 17%.

**Tabela 32** - Protensão inicial das cordoalhas.

Cordoalha	PROTENSÃO INICIAL		
	Nível de Protensão Inicial	Nível de força aos 23 dias	Perda da Protensão
	kN	kN	%
1	100	81	19
2	107	91	15
3	113	91	19
4	102	89	13
5	103	90	13
6	109	91	16
7	99	85	14
8	114	92	19
9	116	97	16
10	113	94	16
11	103	85	17
12	108	86	20
13	127	95	25
Média	109	90	17



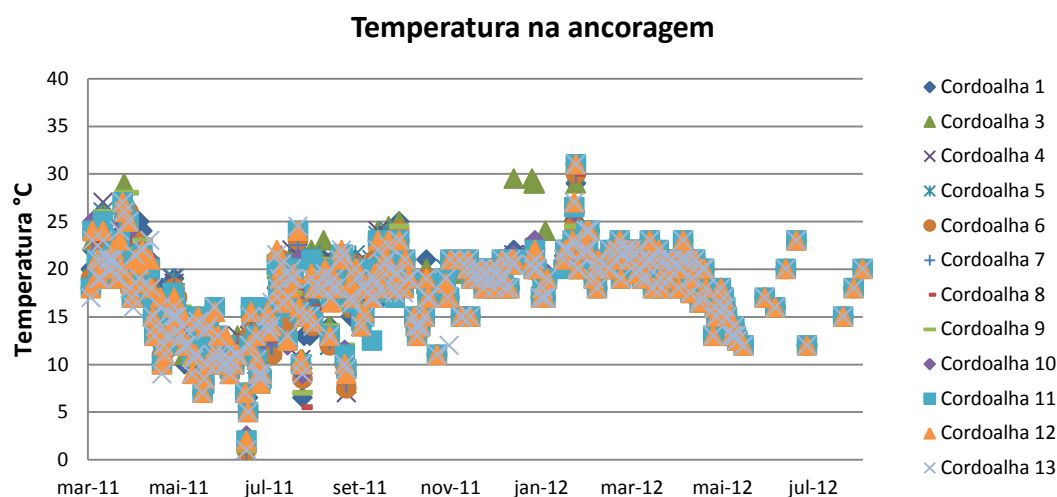
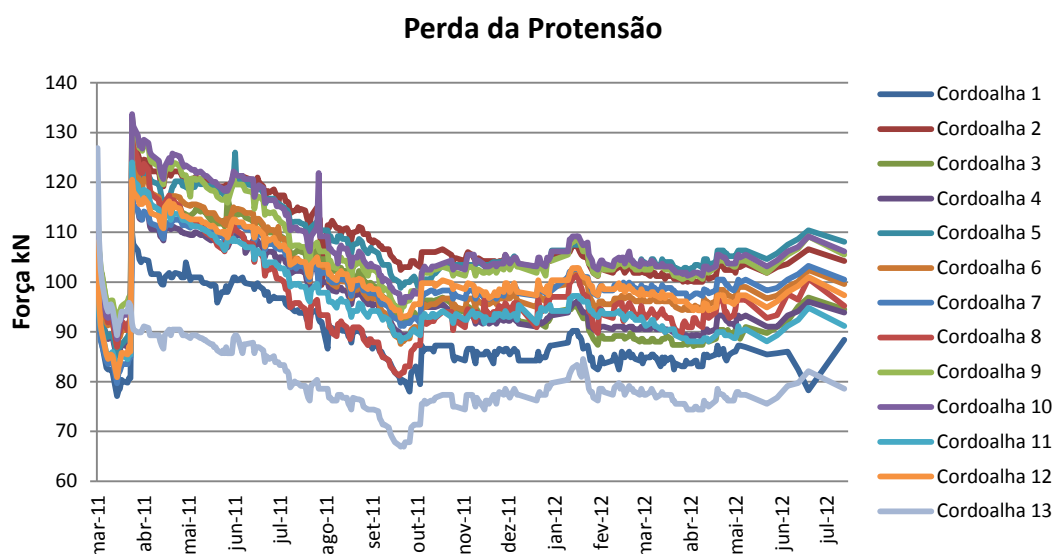
Como foi proposto por TAYLOR & CSAGOLY (1979), nas pontes protendidas é preciso realizar uma reprotensão, neste caso se realizou aos 23 dias, quando a média de perda de protensão das treze cordoalhas era da ordem 17%. Todas as cordoalhas foram protendidas ao nível de força de projeto, em média de 122 kN, cerca de 11% a mais da protensão inicial. A Tabela 33 apresenta o nível de força da reprotensão e o nível de protensão ao final do período de avaliação, onde observa-se que a média de perda de protensão foi de 23%.

**Tabela 33 - Reprotensão das cordoalhas.**

<b>REPROTENSÃO</b>			
<b>Cordoalha</b>	<b>Nível de Protensão aos 23 dias</b>	<b>Nível da Protensão aos 500 dias</b>	<b>Perda da Protensão</b>
	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>%</b>
1	110	86	22
2	129	101	22
3	122	92	25
4	117	91	22
5	125	105	16
6	125	97	23
7	118	98	17
8	132	91	32
9	133	102	24
10	134	102	24
11	124	88	29
12	121	95	22
13	92	76	18
Média	122	94	23

A Figura 48 mostra a variação do nível de força de protensão das treze cordoalhas. Os primeiros dias de protensão correspondem ao mês de Março de 2011 e os últimos dias de avaliação correspondem ao mês de Julho de 2012.

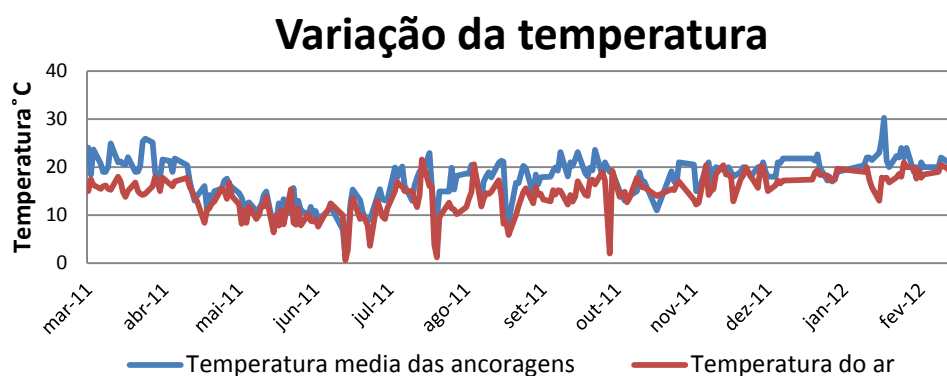
Ao mesmo tempo em que se avaliava a perda de protensão ao longo do tempo, foi avaliado a influência da temperatura no sistema de ancoragem. A Figura 49 apresenta a respectiva temperatura de cada cordoalha no tempo de avaliação.



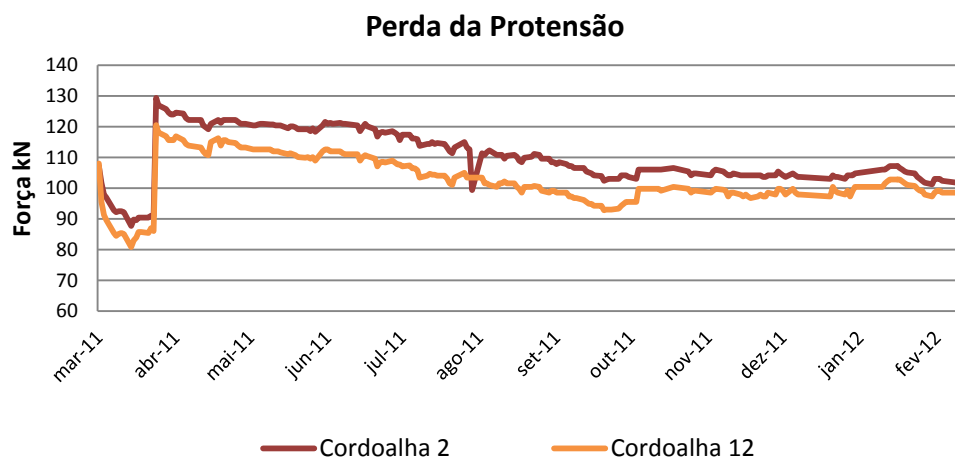
## 4.2 Influência da temperatura na perda de protensão

De acordo com RITTER (1991), na primeira protensão, a perda do nível de força deve-se às propriedades mecânicas, e as do sistema de ancoragem, com reprotensão aumenta o nível de força de protensão com respeito ao nível inicial o que faz diminuir a perda de protensão com o tempo.

Nos meses de Maio e Junho se apresentou uma queda das temperaturas no sistema de ancoragem e no nível de força de protensão. A queda de temperaturas no sistema deve-se às estações de outono e inverno, a Figura 50 mostra as temperaturas médias das treze cordoalhas comparadas com as temperaturas relativas do ar durante o período de um ano. Além de comparar as variações da temperatura com respeito à perda de protensão (Figura 51).



**Figura 50** - Variação da temperatura do ar e temperatura do sistema de ancoragem.



**Figura 51** - Perda de protensão das cordoalhas 2 e 12.

Pode-se afirmar que as propriedades térmicas do sistema de ancoragem são diretamente afetadas pela temperatura do ar: diminuição das dilatações dos cabos e placas de ancoragem causadas por altas temperaturas

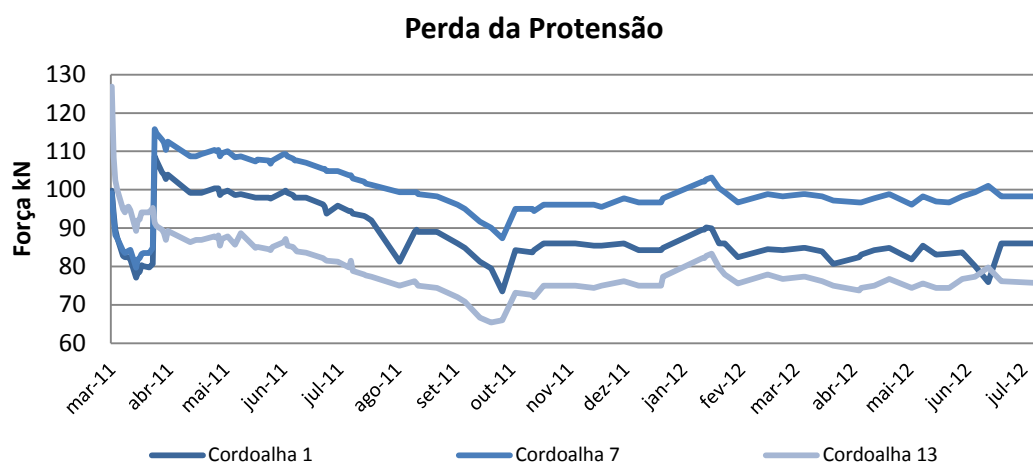
e aumento da perda de força no nível de protensão. A temperatura afeta o sistema de ancoragem, mas a umidade do ar afeta a madeira.

### **4.3 Influência da umidade na perda de protensão**

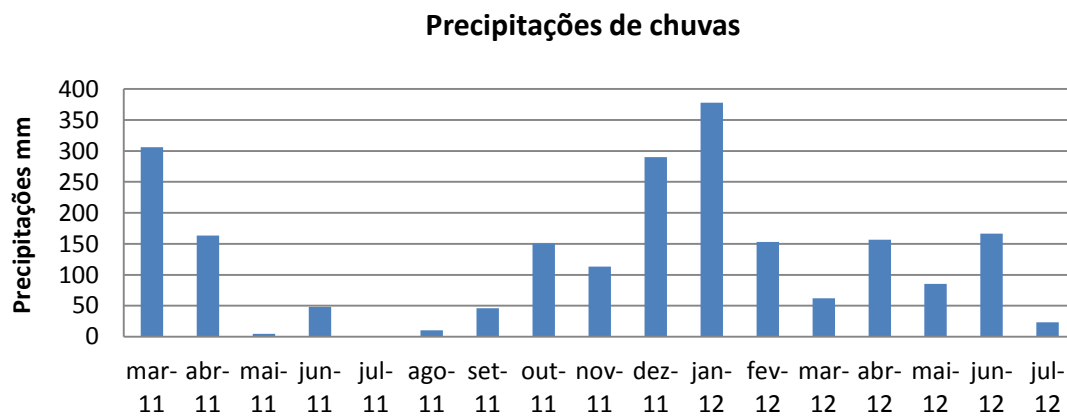
A diferença das observações de RITTER 2000, que afirma que as pontes simples protendidas construídas em algumas regiões dos Estados Unidos o nível de protensão varia devido ao clima congelador de  $-40^{\circ}\text{C}$  no inverno e o clima de verão com  $40^{\circ}\text{C}$ . No caso do sudeste de Brasil, um fator climático importante é a época seca e fria, nos meses de Junho, Julho e Setembro, e o começo das chuvas e aumento da temperatura no mês de outubro. Com a chegada do verão no mês de Janeiro as chuvas se intensificam.

A seguir uma série de gráficos permitira comparar a perda de protensão com os fatores climáticos: temperatura, umidade e precipitação de chuvas. Figura 52 apresenta o comportamento de três cordoalhas, que correspondem aos cabos dos extremos e do centro. As Figuras 52 e 53 mostram altura de chuva e umidade do ar, respectivamente, dados fornecidos pelo CRHEA.

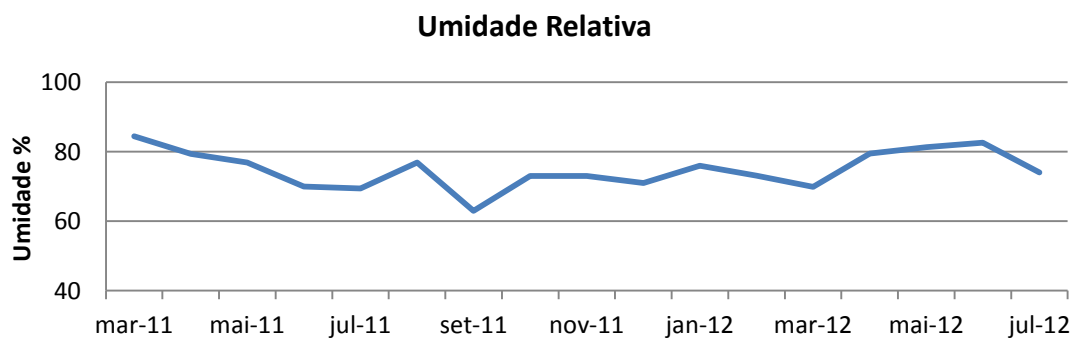
Comparando as Figuras 53 e 54, observa-se que a maior queda do nível de força se apresenta ao final do mês de setembro e começo de outubro. Quer dizer que a retração da madeira e a diminuição da dilatação térmica do sistema de ancoragem aumentam a perda de protensão no sistema. Por outro lado, as chuvas de Janeiro ajudam na recuperação da perda de protensão.



**Figura 52** - Nível de protensão das cordoalhas 1, 7 e 13.



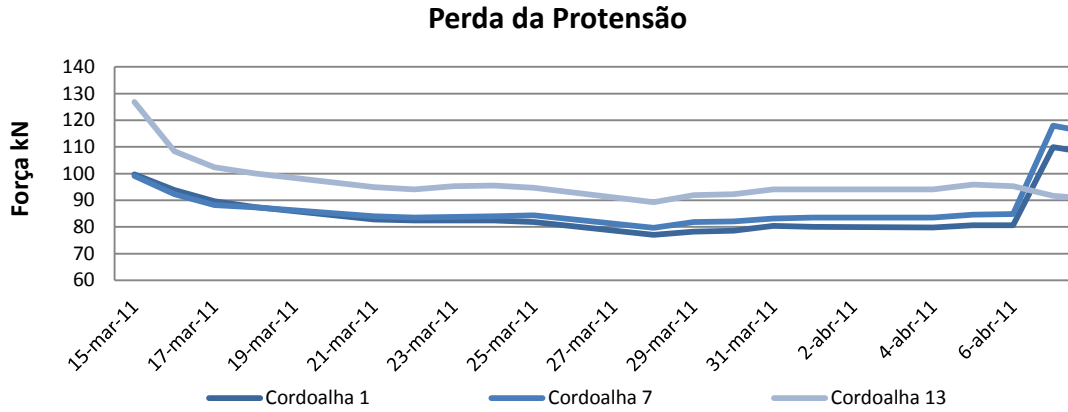
**Figura 53** - Intensidade mensal de chuva em São Carlos.



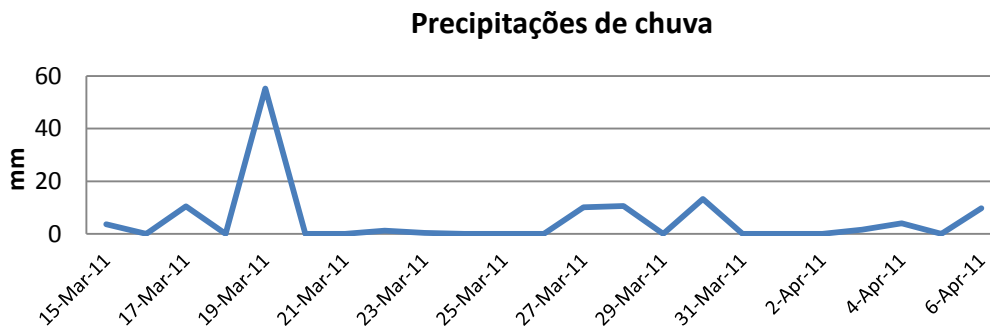
**Figura 54** - Umidade Relativa de São Carlos.

A primeira protensão apresentou uma leve recuperação antes da reprotensão, em média 4%. Da Figura 55 – 57 mostram que a final do mês de

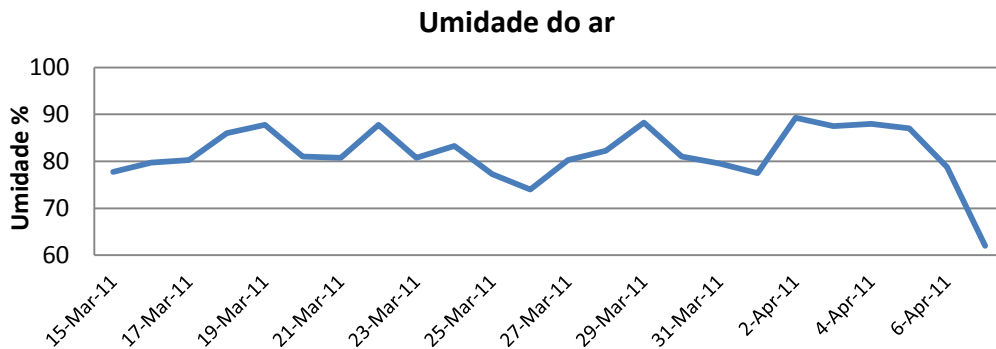
março e começo de abril, as precipitações ajudaram a aumentar a umidade do ar e a recuperação do nível de protensão, antes da reprotensão.



**Figura 55** - Perda de protensão inicial.

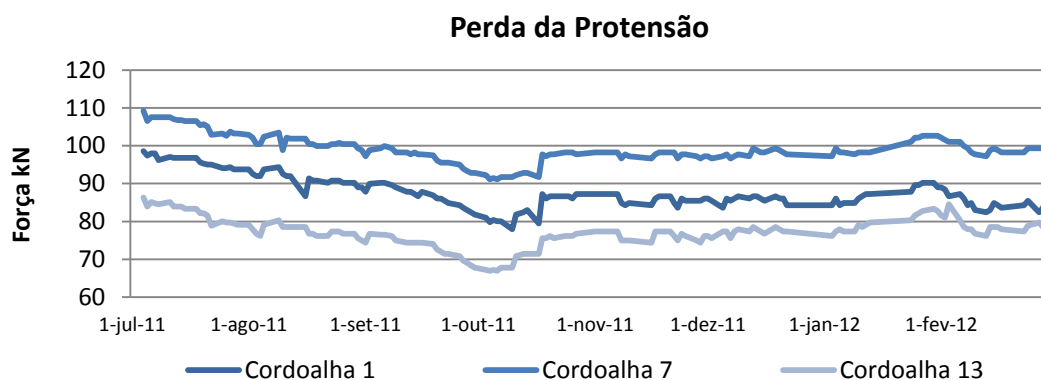


**Figura 56** - Precipitação de chuva nos primeiros dias de protensão.

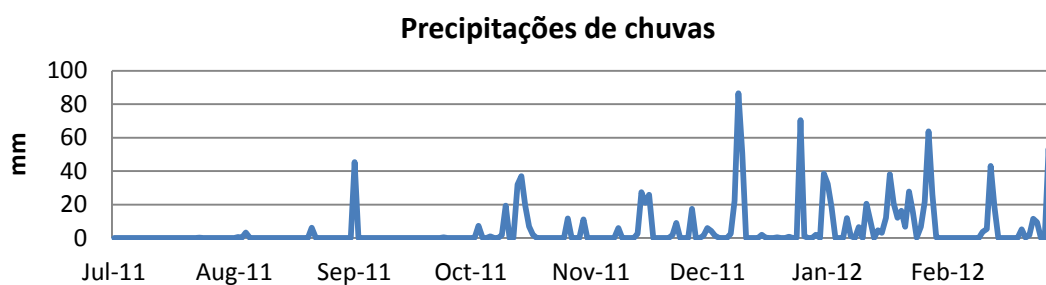


**Figura 57** - Umidade do ar nos primeiros dias de protensão.

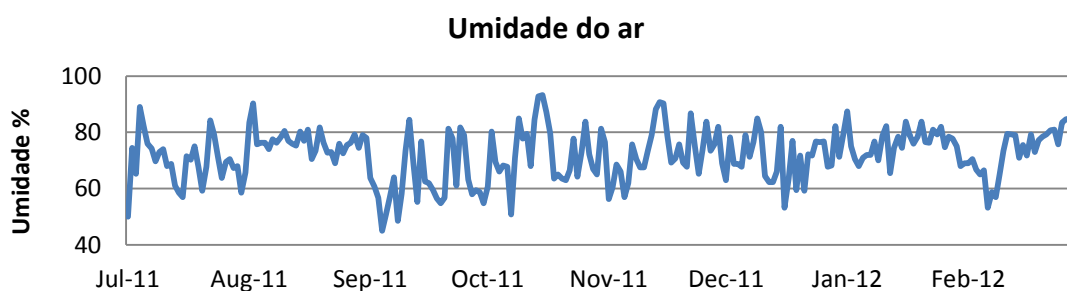
Observa-se nas Figuras 58 – 60, nas três cordoalhas comparadas a protensão mais baixa ocorre no mês de outubro e máxima recuperação da perda de protensão no final do mês de janeiro. As cordoalhas 1, 7 e 13 chegam ter a perdas de protensão dos 33%, 26% e 48%, e uma recuperação dos 15%, 13% e 14%, respectivamente.



**Figura 58** - Maior perda de protensão das cordoalhas 1, 7 e 13.



**Figura 59** - Precipitações de chuva dos meses Julho até Fevereiro.

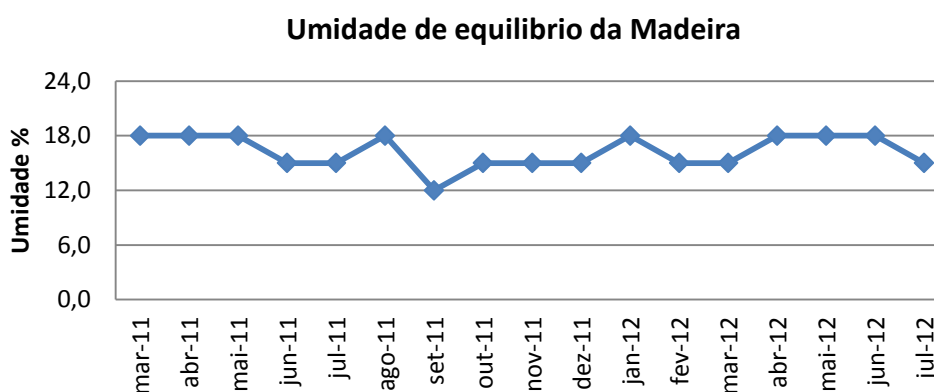


**Figura 60** - Umidade do ar dos meses Julho de 2011 até Fevereiro de 2012.

Logo após da recuperação com as chuvas, até o mês de Julho volta a apresentar uma média de perda de protensão arredor dos 5%, quer

dizer que a média de nível protensão ao final do período de avaliação ronda os 23%.

O mês que apresentou a menor média umidade do ar foi o mês de setembro com 63% e de acordo com NBR 7190/97 a umidade de equilíbrio da madeira é dos 12%. A Figura 61 apresenta a média mensal da umidade de equilíbrio da madeira.



**Figura 61** - Média mensal da umidade de equilíbrio da madeira.

A umidade do ar influenciou a perda de protensão do tabuleiro protendido com cordalhas engraxadas devido ao local onde foi avaliado, sobre solo, se o tabuleiro houvesse estado localizado sobre um rio, onde a umidade do equilíbrio da madeira encontra-se saturada.

#### 4.4 Análise numérica de tabuleiros de madeira protendidos ATM

A Análise numérica do tabuleiro protendido mediante o programa ATM considera as seguintes características geométricas:

**Tabela 34** - Características geométricas do tabuleiro.

Largura	Comprimento	Vão	Altura	Classe da madeira	Nível de protensão	Trem tipo
cm	cm	cm	cm	Dicotiledônea	kPa	
350	800	750	25	C40	750	45

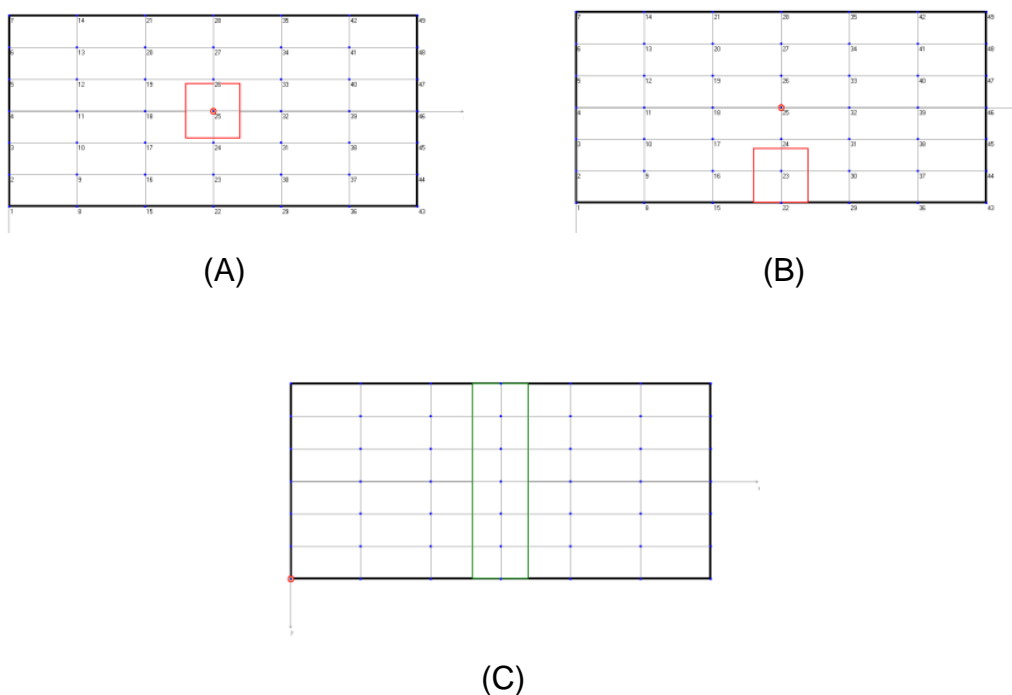


Com estes dados de entrada apresenta-se na Tabela 35 as propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente, calculada com o programa computacional ATM.

**Tabela 35** - Propriedades Elásticas e máximo deslocamento.

$E_L$	$G_{LT}$	$E_T$	$\delta_{max}$
kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	cm
1638	33,7	22,1	3,75

As três solicitações correspondem aos posicionamentos das cargas onde se apresentam os máximos deslocamentos que no tabuleiro: as cargas da primeira e segunda solicitações são cargas pontuais e da terceira é uma carga distribuída no meio do vão (Figura 62).



**Figura 62** - Máximos deslocamentos: no centro do tabuleiro (A), no centro em um dos extremos (B), e em uma carga uniforme (C).

A Tabela 36 apresenta os deslocamentos calculados com programa ATM das três solicitações sob diferentes cargas. Observa-se que,

para que se apresente o máximo deslocamento de 2,08 cm, a carga em um dos extremos do centro do vão deve ser superior a 100 kN.

**Tabela 36** - Deslocamentos das três solicitações.

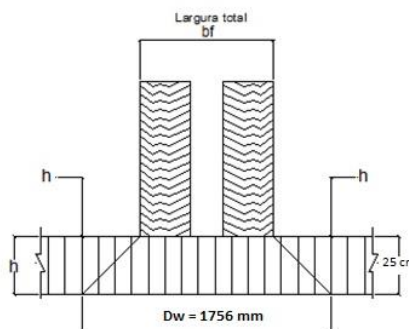
Carga	Máximo deslocamento		
	A	B	C
kN	Cm	Cm	Cm
5	0,08	0,17	0,06
10	0,16	0,34	0,12
15	0,23	0,52	0,17
20	0,31	0,69	0,23
30	0,47	1,03	0,35
40	0,63	1,37	0,47
50	0,79	1,71	0,58
60	0,94	2,06	0,70

#### 4.5 Análise pela viga equivalente

O cálculo para o dimensionamento e avaliação teórica do tabuleiro pode ser realizada considerando o tabuleiro como uma placa ortotrópica equivalente, ou realizar o cálculo mediante o método de RITTER 1991, que considera a distribuição das cargas em uma viga equivalente. Os dados obtidos pelo segundo método são apresentados na Tabela 37. A distribuição de carga da viga equivalente para o caso de um tabuleiro protendido com cordoalhas é mostrada na Figura 63.

**Tabela 37** – Propriedades mecânicas e elásticas e parâmetros de distribuição para a largura equivalente.

Madeira utilizada			Placa ortotrópica equivalente			Largura equivalente		
$f_{c0,d}$	$E_{c0,ef}$	$E_{M,ef}$	$E_L$	$G_{LT}$	$E_T$	$\alpha$	$\theta$	$D_w$
kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	-	-	mm
1,738	1304,24	1108,6	1463,22	19,81	27,65	0,21	0,56	1756,53



**Figura 63** - Distribuição da viga equivalente da ponte.

O máximo deslocamento que pode apresentar o tabuleiro prontendido simples de acordo com RITTER 1991, é:

$$\delta_{max} = \frac{750}{200} = 3,75 \text{ cm}$$

O programa Ftool foi idealizado pelo professor Luiz Fernando Martha do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio para ensinar ao estudante aprender o comportamento estrutural de pórticos planos na pratica.

A Tabela 38 apresenta os deslocamentos mediante o método de cálculo da viga equivalente, obtidos com o programa de computacional Ftool 3.0 em comparação com os resultados da solicitação B obtidos pelo programa ATM.

Observa-se que os deslocamentos teóricos obtidos pelo programa Ftool 3.0 e ATM, apresenta uma média de diferença media de 0,6%; a carga máxima no meio do vão seria de 60 kN devido ao deslocamento máximo permitido de 2,08 cm. Estes deslocamentos são os esperados na avaliação experimental, em prova de carga, com um veículo de 45 ton.

**Tabela 38** - Deslocamentos na distribuição de carga da viga equivalente.

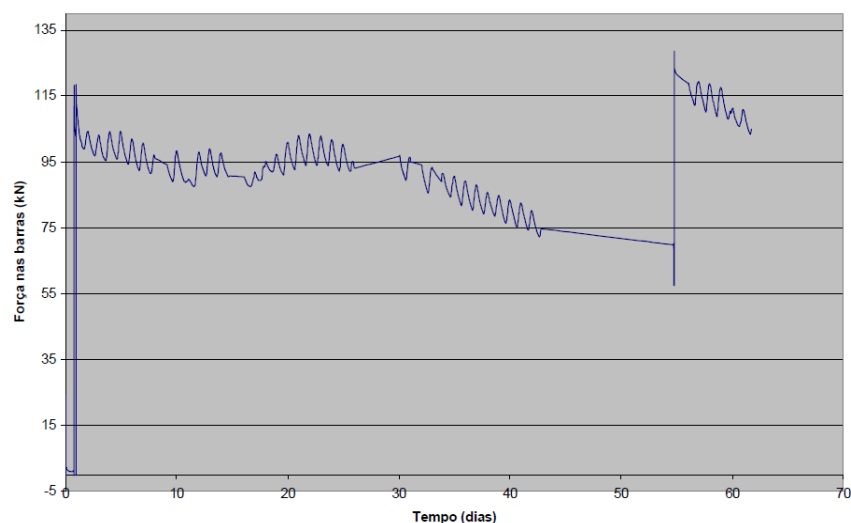
Carga	Deslocamento	
	Ftool 3.0	ATM
		solicitação B
kN	cm	Cm
5	0,17	0,17
10	0,34	0,34
15	0,52	0,52
20	0,69	0,69
30	1,04	1,03
40	1,39	1,37
50	1,73	1,71
60	2,08	2,06

#### 4.6 Comparações entre dois sistema de ancoragem

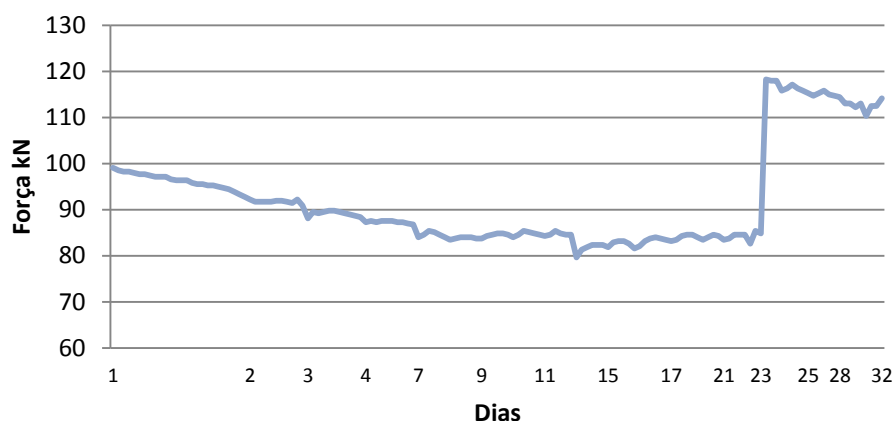
Os dois sistemas de ancoragem, cordoalhas engraxadas e barras de aço, utilizadas na protensão de pontes protendidas simples transversalmente têm as vantagens e desvantagens apresentadas a seguir:

- A tensão de escoamento é maior nas cordoalhas que nas barras de aço Dywidag. No momento da protensão mediante a bomba hidráulica, tem-se menor incidência de ruptura das cordoalhas que das barras de aço.
- O transporte em carretéis das cordoalhas engraxadas é mais fácil e de menos volume que o das barras de aço Dywidag.
- Três camadas protegem as cordoalhas contra corrosão: zinco, filme de cera de petróleo e um polietileno de alta densidade, enquanto que as barras de aço precisam ser galvanizadas.
- Logo após a protensão, é mais fácil manusear a porca de ancoragem no sistema de barras de aço, sem perder protensão, que ajustar a placa de ancoragem no sistema de cordoalhas engraxadas.

- Com o uso de cordoalhas engraxadas protegidas contra a corrosão nas pontes simples protendidas transversalmente, aumenta-se o tempo de serviço e diminui-se os custos de manutenção, em comparação com o sistema de protensão com barras de aço Dywidag.
- As barras de aço podem romper quando a ponte encontrar-se em serviço, como foi o caso de uma das pontes construídas no Campus II da USP de São Carlos, SP (Pontes P0-3 e P0-4), onde uma das barras de um das pontes rompeu por tração, o que gerou: um aumento na perda de protensão e diminuiu o tempo de serviço da ponte. Quando sucede este tipo de falha nas pontes simples protendidas transversalmente com barras de aço Dywidag deve-se substituir a barra e é um processo muito difícil.
- No tabuleiro com o sistema de protensão de barras de aço a reprotensão foi realizada aos 55 dias, enquanto no tabuleiro com cordoalhas engraxadas foi aos 23 dias, com perdas de protensão da ordem 41,8% e 17%, respectivamente (Figuras 64 e 65).



**Figura 64** - Perda de protensão de uma das 13 barras de aço de  $\phi$  16 mm do tabuleiro (Fonte: FONTE 2004).



**Figura 65** - Perda de protensão da cordoalha 7, uma das 13 cordoalhas engraxadas de diâmetro de 12,7 mm do tabuleiro.

- Um fator importante para escolher o sistema de protensão mais conveniente, é o econômico. Comparando os custos entre os sistemas Dywidag e cordoalhas engraxadas, observar-se nas Tabelas 39 e 40, que o sistema de cordoalhas engraxadas é mais econômico que Dywidag.

**Tabela 39** - Custos do Sistema Dywidag. (Dados Fornecidos pela empresa Protendidos Dywidag Ltda. 2013)

<b>Discriminação</b>	<b>Medida</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Total</b>
Luva de emenda DW15	35 x 80 mm	13	R\$ 343,20
Placa FC DW15	120 x 120 x 20 mm	26	R\$ 819,00
Porca Hexagonal DW15	H 40 mm	26	R\$ 457,60
Barra DW15 ST 90/110	Diâmetro 15 mm, comprimento 410 cm	13	R\$ 1333,0
		<b>Total</b>	<b>R\$ 2952,80</b>

**Tabela 40** - Custos do Sistema Cordoalhas Engraxadas. (Dados Fornecidos pela empresa ArcelorMittal 2013)

<b>Discriminação</b>	<b>Medida</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Total</b>
Cordoalha sete fios Diâmetro 12,7 mm	Comprimento dos cabos de 550 cm	13	R\$ 390,00
Conjunto Placa – Cunha para ancoragem	Para 12,7 mm	26	R\$ 500,00
		Total	R\$ 890,00

## 5 CONCLUSÕES

---

- 1) A perda de protensão no tabuleiro protendido simples transversalmente com cordoalhas engraxadas é devida às variações de temperaturas que afetam o desempenho do sistema de ancoragem e às variações de umidade relativa do ar que incidem na retração e inchamento das peças serradas de madeira. A prolongada ausência de chuvas na época de inverno retraem as peças serradas de madeira e diminui-se a força de protensão do tabuleiro, e com o retorno das chuvas no começo do verão as peças serradas incham-se e aumenta a força de protensão.
- 2) As variações da umidade relativa do ar e as precipitações são as principais influências no inchamento e retração da madeira do tabuleiro simples protendido transversalmente. Em um caso real do tabuleiro sobre um rio, a umidade de equilíbrio da madeira das peças serradas estariam constantemente saturadas. Além disso, o tabuleiro estudado não tem o recobrimento asfáltico, que geralmente apresenta as pontes simples protendidas transversalmente o que protege à madeira deste tipo de fatores climáticos.
- 3) O sistema de ancoragem Dywidag é o mais utilizado em vários países do mundo em pontes protendidas de madeira transversalmente, contudo o sistema com cordoalhas engraxadas é a opção mais viável no Brasil porque o transporte dos materiais até o local da construção da ponte é mais fácil, o custo do sistema é muito menor e a proteção contra corrosão é superior às barras de aço.



- 4) O comportamento de protensão do tabuleiro protendido com cordoalhas, comparado com as avaliações de performance realizadas aos tabuleiros protendidos com barras de aço por autores ao longo do tempo, apresenta uma perda de protensão inferior ao sistema Dywidag.
  
- 5) Os tabuleiros protendidos com cordoalhas engraxadas, devido às vantagens e melhor performance em comparação aos tabuleiros protendidos com barras de aço Dywidag, é o recomendado para a construção de novas pontes em rodovias urbanas e rurais no Brasil.

## **6 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

---

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR 05908**:  
Cordoalha de Sete Fios de Aço Zincado para Cabos Para Raios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7188**:  
Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de pedestre. Rio de Janeiro.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). **NBR 7189**:  
Cargas móveis para o projeto estrutural de obras rodoviárias. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). **NBR 6123**:  
Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2011). **NBR 7190**:  
Projeto de estruturas em madeira: procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **NBR 7483:**  
Cordoalhas de aço para concreto protendido. Rio de Janeiro.

BRITEZ, C. A.; NOGUEIRA, V. (2006). *Inter-relação entre as propriedades e a microestrutura das madeiras*. PCC5726 – Princípios da Ciência dos Materiais Aplicados aos Materiais de Construção Civil, São Paulo, p.1-24. Disponível em: <[http://pcc5726.pcc.usp.br/Trabalhos%20dos%20alunos/\\_Madeiras\\_Texto.pdf](http://pcc5726.pcc.usp.br/Trabalhos%20dos%20alunos/_Madeiras_Texto.pdf)>. Acesso em: 20 fev.2013.

CALIL JUNIOR, C. (2001). **Long term field performance of seven stress laminated deck hardwood wood bridges in Pennsylvania**. Relatório de bolsa de pós-doutorado no exterior: FAPESP (Fundação de amparo e pesquisa do estado de São Paulo). Julho de 2001. 145p.

CALIL JUNIOR, C., et al. (2006). **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**: São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CALIL JUNIOR, C., et al. (2006). Programa emergencial das pontes de Madeira para o estado de São Paulo. **Revista Minerva** v. 2, n. 1, p.33-40, janeiro a junho de 2005.

Catalogo Belgo grupo Arcelor, companhia siderúrgica belgo mineira. Disponível em:<[https://www.belgo.com.br/produtos/construcao\\_civil/fios\\_cordoalhas/pdf/fios\\_cordoalhas.pdf](https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf)>. Acesso em: 20 Oct.2012.

CHEUNG, A. B. (2003). **Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira**. 135 f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo São, Carlos, 2003.

CUSENS, A.R.; PAMA, R.P. (1975). **Bridge Deck Analysis**. Londres: Ed. John Wiley & Sons, London.

- CREWS, K (1999). **Development and applications of stress laminated timber bridge deck in Australia**. In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, March 14-18, 1999, Rotorua, New Zeland.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1993). **Eurocode 5: Design of timber structures. Part. 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1997). **Eurocode 5: Design of timber structures. Part 2: Bridges**. Brussels.
- FONTE, T. F. (2003). **Ponte em tabuleiro laminado protendido**. Workshop Revisão da NBR 7190:1997, Projeto de Estruturas de Madeira. 13p.
- FONTE, T. B. (2004). **Pontes protendidas de *Eucalypto citriodora***. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- FONTE, T. B.; CALIL JUNIOR, C. (2004). Projeto, construção e desempenho estrutural da primeira ponte em tabuleiro laminado protendido de madeira da América latina. In: CONGRESSO SULAMERICANO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 2004, Mendoza.
- FONTE, T. B.; CALIL JUNIOR, C. (2007). Pontes protendidas de madeira: alternativa técnico-econômica para vias rurais. **Engenharia Agrícola**, Jaboticabal, v.27, n.2, p.552-559, maio/ago 2007.
- 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.

GÓES, J. L. N. (2005). **Estudo De Pontes De Madeira Com Tabuleiro Multicelular Protendido**. 209f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

KAINZ, JAMES A., JAMES P. WACKER, AND MICHEAL A. RITTER (1998). In Situ Performance of Stress-Laminated Timber Bridge Decks. In: PROCEEDINGS OF THE SEM SPRING CONFERENCE ON EXPERIMENTAL MECHANICS. SEM SOCIETY FOR EXPERIMENTAL MECHANICS INC, 1998.

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).

LINDQUIST, M., FONTE, T. F., CALIL JUNIOR, C (2004). Análise da confiabilidade de pontes protendidas de madeira pelo método da viga equivalente. In: I JORNADAS CHILENAS DE ESTRUCTURAS DE MADERA, 2004, Chile.

LINDQUIST, M.; CHEUNG, A. B.; CALIL JUNIOR, C. (2004). Calibração das propriedades elásticas de uma placa ortótropa utilizando algoritmos genéticos. **Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural**, Passo Fundo-RS, v. 1, n. 2, p. 75-95, 2004.

LINDQUIST, M.; FONTE, T. F. da; GOES, J. L. de; CALIL JUNIOR, C. (2005). Structural Reliability of a Stress Laminated Timber Bridge. In: PROBABILISTIC MODELS IN TIMBER ENGINEERING, 2005, Arcachon. **Proceedings of the International Conference on Probabilistic Models in Timber Engineering - Test, Models, Applications**. France: Association ARBORA, 2005. v. 1, p. 189-196.

- LINDQUIST, M. (2006). **Confiabilidade Estrutural De Pontes Laminadas Protendidas De Madeira**. 158f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- LOGSDON, B. N; CALIL Jr. (2002). Influência da umidade nas propriedades de resistência e rigidez da madeira. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 18, p. 25-48, 2002. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee18\\_77.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee18_77.pdf)>.
- LOUREIRO, GIORDANO JOSÉ. (2006). Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006. São Paulo: TRABALHO SIMP0216 - p. 1734-1755
- MARTHA, L. F. (2012). Ftool – Two-dimensional Frame Analysis Tool 3.0. Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Disponível em:< <https://web.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>. Acesso em 02/02/2013.
- OKIMOTO, F. S. (1997). **Pontes protendidas de madeira: Parâmetros de projeto**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- OKIMOTO, F.S. & CALIL JR, C. (1997). Pontes protendidas de madeira: caracterização dos parâmetros elásticos. In: JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Julho de 1997. **Proceedings of the jornadas sul-americanas de engenharia estrutural**. Campina Grande.
- OKIMOTO, F. S.; CALIL JUNIOR, C. (2001). Pontes protendidas de madeira. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 18, p. 25-48, 2001. Disponível em:

OKIMOTO, F. S. (2001). **Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

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

RITTER, M.A. et al. (1991). Methods for Assessing the Field Performance of Stress-Laminated Timber Bridges. In: 1991 INTERNATIONAL CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 1991, Londres. **Proceedings of the "1991 International Conference on Timber Engineering"**. Inglaterra. p. 319-326

RITTER, M.A. & WILLIANSO, T.G. (1995). Maintenance Practices of Wood Bridges. In: STRUCTURES CONGRESS '95., 1995, Boston. **Proceedings of Structures Congress '95**. Massachusetts: ASCE, p. 290- 293

RITTER, MICHEAL A.; DUWADI, SHEILA RIMAL; LEE, PAULA D.HILBRICH (1996). Eastern Cottonwood Stress-Laminated Timber Bridges - Enhancing Rural America with Underutilized Species. **Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory**. Madison, WI: U.S.

RITTER, MICHEAL A.; DUWADI, SHEILA RIMAL; WACKER, JAMES P (2000). Field Performance of Stress-Laminated Timber Bridges. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. Washington, D.C. U.S. p 96-103, 2000.

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

TAYLOR, R. J; WALSH, H. (1983). Prototype prestressed wood bridge. Transportation. **Research Record. TRB 950. National Research Council.** Washington D.C. p.110-122

VELOSO, L. A. C. M. (1999). **Estudo do Comportamento das Placas de Madeira Laminada Protendida.** 90f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo , São Paulo 1999.



