BIANCA OLIVEIRA FERNÁNDEZ

Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira:
uma boa alternativa para o Estado do Pará

São Carlos

2010

BIANCA OLIVEIRA FERNÁNDEZ

**Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira:
uma boa alternativa para o Estado do Pará**

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

ORIENTADOR: Prof. Titular Carlito Calil Junior

São Carlos

2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

F363s Fernández, Bianca Oliveira
 Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira
 : uma boa alternativa para o Estado do Pará / Bianca
 Oliveira Fernández ; orientador Carlito Calil Junior. --
 São Carlos, 2010.

 Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
 de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de
 Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
 2010.

 1. Vigas treliçadas de madeira. 2. Pré-fabricação.
 3. Madeira tropical. 4. Pontes de madeira. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **BIANCA OLIVEIRA FERNÁNDEZ**.

Dissertação defendida e julgada em 18/05/2010 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR** – (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA

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

APROVADA

Prof. Dr. **JOSÉ ANTONIO MATTHIESEN**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP/Campus de Ilha Solteira)

APROVADO

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Aos meus pais Bolívar e Marlúcia, aos meus
irmãos, Bolívar Filho, Bruno e Ben, ao meu
noivo Anderson, à minha afilhada Giovanna e
ao filho que carreguei no ventre mas
infelizmente não chegou a nascer.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por estar comigo em todos os momentos.

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

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo amparo à pesquisa) pela concessão da bolsa de mestrado.

À FACI (Faculdade Ideal) pela formação.

Ao professor titular Carlito Calil Junior pela oportunidade, orientação, valiosas informações e atenção durante a execução da pesquisa.

Ao pós doutorando Julio Cesar Molina pela co-orientação, amizade, sugestões durante o desenvolvimento do trabalho e amparo nas horas de dificuldades.

Aos professores do SET-EESC, e especialmente ao professor Libânio Pinheiro por oferecer apoio em um momento difícil.

Aos técnicos Jaime e Arnaldo do LaMEM-EESC pela ajuda durante os ensaios.

Ao Giovano Palma por fornecer material importante à pesquisa.

Ao amigo Aref Kzan por acender em minha mente a curiosidade pelo *strictu sensu* e pelo apoio durante o mestrado.

Aos amigos Catia Costa e Silva, Rafaela Faciola, Carla Barroso, Ellen Bellucio, Francisco Quin, Jonas Dohr, Danielle Barros, Marcylianne Moreira e a todos do SET-EESC por tornarem meus dias mais agradáveis em São Carlos.

Aos amigos Gisele Faial, Karime Mouta, Flávia Salles, Priscila Gomes, Rodrigo Moreira, Dannilo Mendes, Andrey Salles e Jorge Barbosa pelo apoio incondicional em todos os momentos, mesmo à distância.

Aos primos do coração Dennis e Fernanda por estarem por perto.

Aos meus padrinhos Mário e Rosa Oliveira e a todos os meus tios, primos e irmãos pelo carinho.

Ao meu noivo Anderson Salles pelo amor, e por superarmos todos os momentos difíceis da distância em prol de um futuro melhor.

E como sempre, um agradecimento especial ao meu pai Bolívar Fernández pelo apoio em todos os momentos, exemplo de vida e amor, e à minha mãe Marlúcia Oliveira, por estar sempre ao meu lado e pelo cuidado e amor de uma vida.

“Sábio é aquele que usa a exata e a humaniza”.

Raima Fontenele

RESUMO

FERNÁNDEZ, B. O. (2010). Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o Estado do Pará. São Carlos, 2010. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O Estado do Pará tem uma área de 1.253.164,49 km², possui uma malha hidrográfica abundante e aproximadamente 19.253,35 km de estradas vicinais, que são cortadas por muitos rios. Neste contexto, a construção de pontes com pequenos e médios vãos é imprescindível para a melhoria do transporte intermunicipal e interestadual. O sistema de treliças modulares para pontes, já estudado no Reino Unido, Brasil e implantado na África, como também na América Central, se adéqua bem ao estado, e é constituído por vigas treliçadas planas, que utilizam peças serradas de madeira com seções transversais comerciais na composição da superestrutura da ponte. Procurando-se implantar o sistema no Pará, esse trabalho tem por objetivo a adequação do projeto de uma ponte treliçada de Eucalipto citriodora em projetos com madeiras tropicais, como Maçaranduba, Jatobá e Ipê. Para esta finalidade o sistema modular treliçado foi estudado por meio de análise numérica e experimental, e avaliado para pontes de até 36 m, com superestrutura formada por vigas treliçadas de madeira com 1 m de altura e ligações parafusadas. Como resultado deste estudo foi elaborada uma tabela contendo o número de vigas treliçadas a serem utilizadas em uma largura de ponte de 3,80 m dependendo do tamanho do vão. O sistema proposto proporciona vantagens como redução de custos e maior rapidez de execução, além de posterior reaproveitamento dos módulos.

Palavras-chave: vigas treliçadas de madeira, pré-fabricação, madeira tropical, pontes de madeira.

ABSTRACT

FERNÁNDEZ, B. O. (2010). Modular bridge timber trusses system: a good alternative to the Para State. São Carlos, 2010. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ABSTRACT: The Para state has an area of 1.253.164,49 km²; it has an abundant hydrography and nearly 19.253,35 Km of vicinal roads, that are cut by many rivers. In this context, the construction of bridges with small and medium spans is essential to the improvement of intercity and interstate transportation. The system of modular timber truss bridges, was already studied in the United Kingdom, Brazil and used in Africa, as well as in Central America, fits well to the state, and it is composed of beams plane trusses, using sawed pieces of wood with commercial cross sections in the composition of the superstructure of the bridge. With the purpose of installing the system in Para, the aim of this work is the adequacy of the design of a *Eucalyptus citriodora*'s truss bridge on projects with tropical woods, as Maçaranduba, Jatoba and Ipe. For this purpose, the modular truss system was studied by numerical and experimental analysis, and evaluated for bridges with spans up to 36 m, with the superstructure using timber trusses beams with 1 m height and bolted connections. As result, was presented a table containing the number of beam trusses to be used in a bridge's wide depending on the size of the span. The proposed system provides advantages such as lower costs and faster execution, besides subsequent reuse of modules.

Key words: beam trusses of wood, prefabricated, tropical timber, bridges of wood.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Vistas distintas de uma ponte de madeira serrada em Monte Dourado -PA, 2008.....	1
Figura 1.2 – Ponte de madeira que liga a cidade de Esperantina à Barros-PI (Fonte: <reporteresp.blogspot.com/2008_01_27_archive.html>).....	2
Figura 1.3 – Ponte Estrada Floresta em Piracicaba (Fonte: CALIL JR., 2005).....	2
Figura 1.4 – Madeira serrada (Fonte:< www.basesolida.com.br>).....	3
Figura 1.5 – Tabuleiro convencional de ponte de madeira em viga simples.....	4
Figura 1.6 – Tipos de treliça de madeira (Fonte: MESQUITA FILHO, 2007).....	5
Figura 1.7 – Vista geral de um módulo da treliça (Fonte: CALIL et al., 2004).....	6
Figura 2.1 – Bacia Amazônica (Fonte: <www.portalamazonia.globo.com>).....	8
Figura 2.2 – Bacias Hidrográficas do Brasil (Fonte: <www.portalbrasil.net>).....	9
Figura 2.3 – Mapa do Estado do Pará (Fonte:< www.brasilrepublica.com>).....	10
Figura 2.4 – Floresta Amazônica (Fonte: <http://3.bp.blogspot.com>).....	12
Figura 2.5 – Ponte de madeira na Transamazônica (Fonte: <http://dashausdiefrau.com>).....	13
Figura 2.6 – Árvore de CUMARU (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	15
Figura 2.7 – Seção transversal, tora e corte radial de CUMARU (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	17
Figura 2.8 – Árvore de IPÊ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	17
Figura 2.9 – Seção transversal, tora e corte radial de IPÊ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	19
Figura 2.10 – Árvore de JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	20
Figura 2.11 – Seção transversal,corte tangencial e tora de JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	21
Figura 2.12 – Árvore de MAÇARANDUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	22
Figura 2.13 – Seção transversal,corte tangencial e tora de MAÇARANDUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	23
Figura 2.14 – Árvore de TATAJUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	24
Figura 2.15 – Seção transversal,corte tangencial e tora de TATAJUBA (Fonte:<www.ibama.gov.br>).....	25
Figura 2.16 – Árvore de <i>Eucalyptus citriodora</i>	26
Figura 2.17 – <i>Eucalyptus citriodora</i> (Fonte: <www.madeiratotal.com.br>).....	28
Figura 2.18 – Madeira <i>Eucalyptus citriodora</i> (Fonte: <www.madecom.com.br>).....	29

Figura 2.19 – Tipos de protensão do tabuleiro de madeira (Fonte: OKIMOTO e CALIL, 2001).....	30
Figura 2.20 – Seções transversais mais usuais (Fonte: FONTE e CALIL, 2007).....	30
Figura 2.21 – Detalhe de união das placas do tabuleiro de MLC montado sobre vigas de MLC (Fonte: PIGOZZO, 2004).....	31
Figura 2.22 – Detalhe do tabuleiro misto de madeira e concreto com a utilização de revestimento asfáltico (Fonte: MOLINA, 2008).....	32
Figura 2.23 – Cisalhamento dos conectores na interface dos materiais madeira e concreto na flexão (Fonte: MOLINA, 2008).....	32
Figura 2.24 – Ponte mista Caminho do Mar em Cubatão (Fonte: CALIL, 2005).....	33
Figura 2.25 – Treliça plana teórica (Fonte: FERNÁNDEZ e PENNA, 2007).....	34
Figura 2.26 – Treliça de madeira roliça (Fonte: <www.estruturasdemadeira.blogspot.com>).....	35
Figura 2.27 – Treliça de madeira laminada colada (Fonte: www.estruturasdemadeira.blogspot.com>).....	35
Figura 2.28 – Treliça de madeira serrada (Fonte: CALIL et al., 2004).....	36
Figura 2.29 – Ligações com pregos (Fonte: NBR 7190/1997).....	36
Figura 2.30 – Ligações com parafusos (Fonte: NBR 7190/1997).....	37
Figura 2.31 – Ligações com anéis (Fonte: NBR 7190/1997).....	37
Figura 2.32 – Espaçamento em ligações com pinos (Fonte: NBR 7190/1997).....	38
Figura 2.33 – Pinos em corte simples e em corte duplo (Fonte: NBR 7190/1997).....	38
Figura 2.34 – Ligações com chapas de dentes estampados (Fonte: NBR 7190/1997).....	39
Figura 2.35 – Treliça “King”.....	40
Figura 2.36 – Treliça <i>Pratt</i>	40
Figura 2.37 – Treliças <i>Howe</i>	40
Figura 2.38 – Treliça <i>Howe-Zhuravsky</i>	41
Figura 2.39 – Treliça <i>Warren</i>	41
Figura 2.40 – Treliça <i>Bowstring</i>	42
Figura 2.41 – Vista geral do módulo da treliça.....	45
Figura 2.42 – Chapa de ligação inferior (Fonte: CALIL et al., 2004).....	45
Figura 2.43 – Esquema de ensaio (Fonte: CALIL et al., 2004).....	47
Figura 2.44 – Vista geral do ensaio (Fonte: CALIL et al., 2004).....	47
Figura 2.45 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo superior (Adaptado: CALIL et al, 2004).....	48

Figura 2.46 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo inferior (Adaptado: CALIL et al, 2004).....	48
Figura 2.47 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pela diagonal (Adaptado: CALIL et al, 2004).....	49
Figura 2.48 – Relação entre carregamento aplicado e deslocamento vertical no meio do vão (Adaptado: CALIL et al., 2004).....	49
Figura 2.49 – Ponte de quatro treliças em Nyeri (Fonte: PARRY, 1981).....	51
Figura 2.50 – Membros de madeira dos módulos (Fonte: PARRY, 1981).....	52
Figura 2.51 – Banzo inferior (Fonte: PARRY, 1981).....	53
Figura 2.52 – Contraventamento típico, com duas, quatro, seis, e oito treliças (Fonte: PARRY, 1981).....	54
Figura 2.53 – Detalhe do tabuleiro (Adaptado: PARRY, 1981).....	55
Figura 2.54 – Lançando um par de treliças (Fonte: PARRY, 1981).....	56
Figura 3.1 – Peça de madeira serrada que compõe o banzo superior dos módulos.....	59
Figura 3.2 – Peça de madeira serrada que compõem as diagonais dos módulos.....	60
Figura 3.3 – Peça de madeira serrada que compõem o montante dos módulos.....	60
Figura 3.4 – Chapa de aço que compõem a ligação banzo superior-diagonal dos módulos.....	61
Figura 3.5 – Detalhe da ligação montante-banzo superior dos módulos.....	61
Figura 3.6 – Chapa de aço que compõem a ligação diagonais-montante dos módulos.....	62
Figura 3.7 – Um módulo de treliça.....	62
Figura 3.8 – Barra de aço que forma o banzo inferior do módulo.....	63
Figura 3.9 – Detalhe da ligação da barra de aço, com chapas e pinos soldados.....	63
Figura 3.10 – Módulos prontos.....	64
Figura 3.11 – Esquema do ensaio dos módulos da treliça.....	65
Figura 3.12 – Detalhe das posições de extensômetros e relógios vistos pelo lado 1 dos módulos.....	66
Figura 3.13 – Detalhe das posições de extensômetros e relógios vistos pelo lado 2 dos módulos.....	66
Figura 3.14 – Detalhe das ligações.....	67
Figura 3.15 – Módulo montado de maneira invertida.....	67
Figura 3.16 – Detalhe da célula de carga e do relógio.....	68
Figura 3.17 – Detalhe do apoio do módulo treliçado.....	68
Figura 3.18 – Sistema Kyowa (leitura das deformações).....	69

Figura 3.19 – Ruptura dos módulos na ligação do apoio.....	74
Figura 3.20 – Tela de entrada do <i>Ftool</i>	75
Figura 3.21 – Numeração dos nós.....	76
Figura 3.22 – Numeração das barras.....	76
Figura 3.23 – Figura do <i>Ftool</i> para caracterizar seção retangular.....	77
Figura 3.24 – Módulos de treliça montados na Tela do <i>Ftool</i>	78
Figura 3.25 – Corte transversal da ponte.....	80
Figura 3.26 – Espraiamento transversal das cargas.....	80
Figura 3.27 – Prancha de madeira serrada que compõe o tabuleiro.....	82
Figura 3.28 – Duas pranchas de 50 cm compondo o rodeiro.....	82
Figura 3.29 – Trem-tipo (classe 30).....	84
Figura 3.30 – Carregamento de multidão distribuído na pista de rolamento.....	84
Figura 3.31 – Carregamento crítico.....	85
Figura 3.32 – Flecha da ponte de 8 m (<i>Ftool</i>).....	86
Figura 3.33 – Esforços normais sofridos pela ponte de 8 m (<i>Ftool</i>).....	87
Figura 3.34 – Localização dos nós nos quais foram verificadas as ligações.....	90
Figura 3.35 – Detalhe da ligação do nó 01.....	90
Figura 3.36 – Detalhe da ligação do nó 06.....	91
Figura 4.1 – Locais onde foram medidos os deslocamentos verticais.....	94
Figura 4.2 – Diferença dos deslocamentos verticais em cada ponto dos módulos.....	95
Figura 4.3 – Compressão na madeira.....	98
Figura 4.4 – Tração no aço.....	98
Figura 4.5 – Diferenças dos deslocamentos verticais em cada ponto dos módulos.....	101
Figura 4.6 – Compressão na madeira.....	102
Figura 4.7 – Tração no aço.....	102
Figura 4.8 – Relação entre o carregamento aplicado e a tensão sofrida pelo banzo superior.....	103
Figura 4.9 – Relação entre carregamento aplicado e tensão sofrida pela diagonal.....	103
Figura 4.10 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo inferior.....	104
Figura 4.11 – Relação entre carregamento aplicado e deslocamento vertical no meio do vão.....	104
Figura C.1 – Seção transversal da ponte para duas treliças.....	127
Figura C.2 – Seção transversal da ponte para quatro treliças.....	127
Figura C.3 – Seção transversal da ponte para seis treliças.....	128

Figura C.4 –	Seção transversal da ponte para oito treliças.....	128
Figura C.5 –	Peças de madeira.....	129
Figura C.6 –	Construção do módulo.....	130
Figura C.7 –	Conexão do elemento de contraventamento.....	130
Figura C.8 –	Banzo inferior.....	130
Figura C.9 –	Detalhe de fixação da treliça na estrutura de fundação.....	131
Figura C.10 –	Ligação superior.....	131
Figura C.11 –	Ligação superior final de cada módulo.....	132
Figura C.12 –	Ligação inferior.....	132
Figura C.13 –	Detalhe do tabuleiro.....	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 –	Dimensões dos produtos produzidos em serraria (Fonte: NBR 7203/1982).....	3
Tabela 2.1 –	Estado de Conservação das pontes no Pará (Fonte: Cadastro do Sistema de Transportes do Estado do Pará).....	14
Tabela 2.2 –	Trabalhabilidade do JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).....	21
Tabela 2.3 –	Caracterização das madeiras tropicais.....	26
Tabela 2.4 –	Número de treliças requeridas em função do vão e da classe da ponte (Fonte: PARRY, 1986).....	44
Tabela 3.1 –	Resistência à compressão paralela às fibras (f_{c0}) e módulo de elasticidade longitudinal (E_{c0}) fornecidos pelos ensaios de caracterização da madeira <i>Eucalyptus citriodora</i> que foi usada na composição do módulo de treliça.....	64
Tabela 3.2 –	Média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deformação.....	69
Tabela 3.3 –	Média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deslocamento.....	70
Tabela 3.4 –	Média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deformação.....	70
Tabela 3.5 –	Média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deslocamento.....	71
Tabela 3.6 –	Valor corrigido da média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deslocamento.....	72
Tabela 3.7 –	Valor corrigido da média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deslocamento.....	72
Tabela 3.8 –	Resultados do carregamento no ensaio de ruptura – deformação.....	73
Tabela 3.9 –	Resultados do carregamento e seus valores corrigidos no ensaio de ruptura – deslocamento.....	73
Tabela 4.1 –	Deslocamentos dos módulos em centímetro (ensaio 01).....	94
Tabela 4.2 –	Deslocamentos dos módulos em centímetro (ensaio 02).....	95
Tabela 4.3 –	Tensão normal nos locais dos extensômetros no ensaio 01.....	96
Tabela 4.4 –	Tensão normal nos locais dos extensômetros no ensaio 02.....	96
Tabela 4.5 –	Posição dos extensômetros nas barras.....	97
Tabela 4.6 –	Tensão normal nas barras (ensaio 01).....	97
Tabela 4.7 –	Tensão normal nas barras (ensaio 02).....	97
Tabela 4.8 –	Força axial nas barras (ensaio 01).....	99
Tabela 4.9 –	Força axial nas barras (ensaio 02).....	99
Tabela 4.10 –	Deslocamento numérico dos módulos.....	100
Tabela 4.11 –	Força axial numérica em cada barra.....	100
Tabela 4.12 –	Tensão numérica em cada barra.....	101

Tabela 4.14 – Tabela de pré-dimensionamento da ponte de treliça modular.....	105
Tabela A.1 – Resultados dos ensaios de compressão dos corpos de prova 01 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	115
Tabela A.2 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 02 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	116
Tabela A.3 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 03 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	117
Tabela A.4 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 04 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	117
Tabela A.5 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 05 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	118
Tabela A.6 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 06 de <i>Eucalyptus citriodora</i>	119
Tabela B.1 – Primeiro carregamento do ensaio 01 – deformação.....	120
Tabela B.2 – Primeiro carregamento do ensaio 01 – deslocamento.....	120
Tabela B.3 – Segundo carregamento do ensaio 01 – deformação.....	121
Tabela B.4 – Segundo carregamento do ensaio 01 – deslocamento.....	121
Tabela B.5 – Terceiro carregamento do ensaio 01 – deformação.....	121
Tabela B.6 – Terceiro carregamento do ensaio 01 – deslocamento.....	122
Tabela B.7 – Quarto carregamento do ensaio 01 – deformação.....	122
Tabela B.8 – Quarto carregamento do ensaio 01 – deslocamento.....	122
Tabela B.9 – Primeiro carregamento do ensaio 02 – deformação.....	123
Tabela B.10 – Primeiro carregamento do ensaio 02 – deslocamento.....	123
Tabela B.11 – Segundo carregamento do ensaio 02 – deformação.....	124
Tabela B.12 – Segundo carregamento do ensaio 02 – deslocamento.....	124
Tabela B.13 – Terceiro carregamento do ensaio 02 – deformação.....	125
Tabela B.14 – Terceiro carregamento do ensaio 02 – deslocamento.....	125
Tabela B.15 – Quarto carregamento do ensaio 02 – deformação.....	126
Tabela B.16 – Quarto carregamento do ensaio 02 – deslocamento.....	126

SUMÁRIO

RESUMO.....	i
ABSTRACT.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
LISTA DE TABELAS.....	viii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1- Objetivos do trabalho.....	6
1.2- Justificativa.....	6
1.3- Estruturação do Trabalho.....	7
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1- O Estado do Pará.....	8
2.1.1- Hidrografia.....	8
2.1.2- Aspectos Sócio-econômicos.....	10
2.1.3- Madeiras tropicais.....	11
2.1.4- Condições das pontes existentes.....	13
2.2- Madeira.....	14
2.2.1- Madeiras tropicais.....	14
2.2.1.1- CUMARU (<i>Dipteryx odorata</i>).....	15
2.2.1.2- IPÊ (<i>Tabebuia serratifolia</i>).....	17
2.2.1.3- JATOBÁ (<i>Hymenaea courbaril</i>).....	19
2.2.1.4- MAÇARANDUBA (<i>Manilkara sp.</i>).....	21
2.2.1.5- TATAJUBA (<i>Bagassa guianensis</i>).....	23
2.2.2- Caracterização das madeiras tropicais.....	25
2.2.3- <i>Eucalyptus citriodora</i>	26
2.3- Pontes de madeira para médios vãos.....	29
2.4- Treliças de madeira.....	33
2.4.1- Características.....	34
2.4.2- Tipos de vigas de madeira utilizadas em treliça.....	34
2.4.3- Ligações usadas entre elementos de madeira.....	36

2.4.4- Análise estrutural das ligações.....	39
2.4.5- Tipos de treliças.....	39
2.4.6- Características importantes.....	42
2.5- Treliça modular.....	42
2.5.1- Processo alternativo.....	42
2.5.2- Descrição geral do comportamento do sistema.....	44
2.5.2.1- Ligações dos módulos.....	46
2.5.2.2- Ensaio dos módulos de Calil et al. (2004).....	46
2.6- Pontes de treliça modular testadas no Quênia.....	50
2.6.1- Madeira serrada.....	51
2.6.1.1- Especificações da madeira serrada.....	52
2.6.1.2- Preservação da madeira.....	53
2.6.2- Aço.....	53
2.6.3- Contraventamento.....	54
2.6.4- Tabuleiro.....	54
2.6.5- Fabricação.....	55
2.6.6- Avaliação do projeto.....	56
2.6.7- Manutenção.....	57
2.6.8- Custos.....	57
2.7- Conclusão da revisão bibliográfica.....	58
3- MATERIAIS E MÉTODOS.....	59
3.1- Montagem dos Módulos.....	59
3.2 - Ensaio de caracterização.....	64
3.3- Descrição do ensaio dos módulos.....	64
3.4- Ensaio dos módulos.....	69
3.5- Ensaio de Ruptura.....	72
3.6- Análise numérica.....	74
3.7- Memória de cálculo da ponte de treliça modular.....	78
3.7.1- Documentos normativos.....	78
3.7.2- Esquema geral da ponte.....	79
3.7.3- Características da ponte exemplo.....	79
3.7.4- Hipóteses e simplificações de cálculo.....	80
3.7.5- Ações atuantes.....	81
3.7.6- Cálculo do peso próprio.....	81
3.7.7- Cálculo do impacto vertical.....	83

3.7.8- Trem-tipo.....	83
3.7.9- Cálculo do carregamento de multidão.....	84
3.7.10- Aceleração e frenagem dos veículos.....	84
3.7.11- Carregamento no guarda-corpo.....	85
3.7.12- Cálculo da combinação de ações.....	85
3.7.13- Verificação da flecha máxima.....	87
3.7.14- Verificação da compressão.....	87
3.7.15- Verificação da tração.....	89
3.7.16- Verificação das ligações.....	90
4- ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	94
4.1- Análise Experimental.....	94
4.2- Análise Numérica.....	99
4.3- Comparação numérico x experimental.....	102
4.4- Análise da ponte de treliça modular.....	104
4.5- Discussões.....	106
5- CONCLUSÕES.....	108
5.1- Utilização de madeira tropical no projeto.....	108
5.2- Estudo numérico-experimental.....	108
5.3- Vantagens do projeto.....	108
5.4- Tabela de pré-dimensionamento.....	109
5.5- Recomendações para trabalhos futuros.....	109
6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110
 APÊNDICE A – RESULTADOS DETALHADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO EUCALIPTO CITRIODORA.....	 115
 APÊNDICE B – RESULTADOS DETALHADOS DOS ENSAIOS DOS MÓDULOS DE TRELIÇA.....	 120
 APÊNDICE C – DETALHAMENTO DA PONTE DE TRELIÇA MODULAR.....	 127

1. INTRODUÇÃO

É de suma importância para o desenvolvimento de qualquer lugar, dos pontos de vista tanto econômico como social, a existência de boas rodovias para o deslocamento de cargas como também de pessoas. No Estado do Pará, que possui suas estradas cortadas por muitos rios e córregos, os quais se tornam pequenos obstáculos a construção de pequenas e médias pontes é imprescindível para a melhoria do transporte intermunicipal e interestadual e, por consequência, para seu desenvolvimento. Entretanto, processos “incorretos” de construção e manutenção são empregados nas pontes da região, principalmente pela carência de informações técnicas das administrações estaduais e/ou municipais.

O péssimo estado em que se encontram as estradas e pontes vicinais desestimula a permanência das pessoas nas comunidades rurais, pois isso, dificulta o trânsito, causa desconforto e insegurança às mesmas, além de aumentar os custos dos transportes para os produtores como também os custos de manutenção para as administrações locais.

Vale mencionar que a maioria das pontes de madeira no Brasil não são projetadas nem construídas por técnicos e construtores especializados em madeiras e, por causa disto, as estruturas são quase sempre caras, inseguras e de baixa durabilidade. O estado atual de degradação destas pontes reflete um quadro a respeito da madeira que revela a necessidade de ampliar os estudos de modo a se gerar subsídios para a otimização do projeto, garantindo maior durabilidade e melhor desempenho para tais estruturas.

Figura 1.1 – Vistas distintas de uma ponte de madeira serrada em Monte Dourado-PA, 2008.

Figura 1.2 – Ponte de madeira que liga a cidade de Esperantina à Barros-PI (Fonte: <reporteresp.blogspot.com/2008_01_27_archive.html>).

Constata-se assim a urgente necessidade de se implantar nas estradas municipais e estaduais os avanços tecnológicos atuais para a construção e recuperação das pontes de madeira.

O sistema mais simples de pontes de madeira corresponde aos com tabuleiros compostos de pranchas de madeira serrada de espessura entre 6 cm e 16 cm e largura entre 25 cm e 30cm. São geralmente dispostas na direção transversal e fixadas diretamente nas vigas principais de madeira (roliças ou serradas) com pregos de grandes dimensões.

Figura 1.3 – Ponte Estrada Floresta em Piracicaba (Fonte: CALIL JR., 2005).

A madeira serrada utilizada nas vigas é produzida em unidades industriais chamadas serrarias, onde as toras são processadas mecanicamente e transformadas em peças quadrangulares ou retangulares.

Figura 1.4 – Madeira serrada (Fonte: < www.basesolida.com.br >).

Tabela 1.1 – Dimensões dos produtos produzidos em serraria (Fonte: NBR 7203/1982)

DIMENSÕES DOS PRINCIPAIS PRODUTOS DE MADEIRA SERRADA			
Produtos	Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (m)
Pranchão	maior que 70	maior que 200	variável
Prancha	40 – 70	maior que 200	variável
Viga	maior que 40	110 – 200	variável
Vigota	40 – 80	80 – 110	variável
Caibro	40 – 80	50 – 80	variável
Tábua	10 – 40	maior que 100	variável
Sarrafo	20 – 40	20 – 100	variável
Ripa	menor que 20	menor que 100	variável
Dormente	160	220	2,00 – 5,60
	170	240	2,80 – 5,60
Pontalete	75	75	variável
Bloco	variável	variável	variável

Para pontes de até 10 m de comprimento pode ser utilizado o sistema estrutural de vigas bi-apoiadas. Estas vigas podem ser de madeiras roliças naturais ou serradas.

Figura 1.5 – Tabuleiro convencional de ponte de madeira em viga simples.

Neste tipo de ponte, não é comum a utilização de revestimentos asfálticos devido aos grandes deslocamentos apresentados pelo sistema. Em muitos casos, utiliza-se uma camada de areia como revestimento, o que permite a passagem de água afetando as ligações que geralmente não têm proteção contra corrosão.

Além disso, o movimento dinâmico dos veículos provoca a soltura das pranchas, pois estas são normalmente pregadas. A utilização de longarinas roliças naturais, embora seja mais barato, dificulta a fixação entre tabuleiro e longarina, devido a desuniformidade longitudinal das mesmas.

Para vãos maiores, podem ser utilizadas vigas treliçadas que normalmente são mais leves. Além disso, as estruturas constituídas de treliças geralmente são mais rígidas do que as constituídas por vigas e apresentam assim menores deslocamentos verticais (STALNAKER e HARRIS, 1989).

Figura 1.6 – Tipos de treliça de madeira (Fonte: MESQUITA FILHO, 2007).

A madeira, ao contrário da crença popular, é um ótimo material estrutural, desde que seja utilizada tecnologicamente. Se forem tratadas com material preservante, como, por exemplo, CCA (Cobre, Cromo, Arsênio) ou CCB (Cobre, Cromo, Boro), as peças de madeira apresentam resistência aos organismos xilófagos como os fungos e insetos. É importante salientar que a madeira para uso estrutural deve ser necessariamente tratada.

Segundo Calil et al. (2004), a ponte de madeira modular pré-fabricada é um tipo de treliça, com o tabuleiro apoiado na parte superior. O banzo superior, os montantes, as diagonais, os contraventamentos e o tabuleiro são todos feitos de madeira serrada. As ligações entre os elementos da treliça são parafusadas. As diagonais são compostas de duas tábuas unidas, assim como os montantes. Os banzos também são compostos de duas tábuas que podem ou não possuir espaçadores interpostos.

Figura 1.7 - Vista geral de um módulo da treliça (Fonte: CALIL et al., 2004).

De acordo com Calil et al. (2004) o sistema de treliças modulares é viável tecnicamente para a solução de pontes de pequenos e médios vãos.

1.1- Objetivos do trabalho

Utilizar o sistema estrutural de elementos modulares treliçados pré-fabricados de madeira serrada, interligados por meio de parafusos e chapas metálicas para encontrar uma solução simples, ágil, segura, de alta durabilidade e de baixo custo para construção de pontes de madeira serrada com médios vãos.

A adequação do projeto de uma ponte treliçada de Eucalipto citriodora em projetos com madeiras tropicais, como Maçaranduba, Jatobá e Ipê.

Elaboração de uma tabela contendo o número de vigas treliçadas a serem utilizadas em uma largura de 4 m em função do vão da ponte.

1.2- Justificativa

O Estado do Pará tem uma área de 1.253.164,49 km², possui uma malha hidrográfica abundante e aproximadamente 19.253,35 km de estradas vicinais, que são cortadas por muitos rios e igarapés. Porém 47% das obras de arte do Estado teriam necessidade de alguma intervenção, ou seja, ainda estavam em projeto, ou precisavam de reconstrução, substituição, restauração, recuperação, reforma, ou reparos.

O Estado do Pará é o maior exportador de madeira tropical entre os estados da Amazônia, representando mais de 50% da produção dessa região e tem o mercado brasileiro como seu principal consumidor, produzindo 65% de madeira em tora do Brasil.

A construção de pontes com pequenos e médios vãos é imprescindível para a melhoria do transporte intermunicipal e interestadual, já que processos “incorretos” de construção e manutenção foram empregados nessas pontes, principalmente pela carência de informações técnicas das administrações estaduais e/ou municipais.

O sistema de treliças modulares para pontes, já estudado no Reino Unido, Brasil e implantado na África, como também na América Central, se adéqua bem ao Estado, e é constituído por vigas treliçadas planas, que utilizam peças serradas de madeira com seções transversais comerciais, na composição da superestrutura da ponte.

1.3- Estruturação do Trabalho

Este trabalho foi dividido em cinco capítulos, a saber:

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

Capítulo 2: apresentação das condições do Estado do Pará, comentários sobre madeiras tropicais e *Eucalyptus citriodora*, comentários sobre treliças modulares de madeira e sua aplicação em pontes;

Capítulo 3: Ensaios de caracterização da madeira usada nos ensaios experimentais, análise experimental e numérica dos módulos treliçados, aplicação e análise dos módulos treliçados em pontes.

Capítulo 4: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais, e apresentação da tabela de pré-dimensionamento da ponte de treliça modular.

Capítulo 5: conclusões finais e recomendações para trabalhos futuros.

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- O Estado do Pará

2.1.1- Hidrografia

Figura 2.1 – Bacia Amazônica (Fonte: <www.portalamazonia.globo.com>).

A Bacia Amazônica é a maior bacia hidrográfica do mundo, concentrando 10 dos maiores rios do planeta e 1/5 da água doce da Terra. O complexo é o maior sistema de água doce do mundo, com aproximadamente 7.000.000 km² de área de drenagem, incluindo o rio Tocantins. No total 64,88% encontram-se no território brasileiro. A Colômbia possui 16,14%, a Bolívia 15,61%, o Equador 2,31%, a Guiana 1,35%, o Peru 0,60% e a Venezuela 0,11%. A bacia está limitada a Oeste pelos Andes, ao Norte pelo Escudo das Guianas, ao Sul pelo Maciço Central Brasileiro e, a Leste, deságua no Oceano Atlântico. Suas nascentes estão localizadas na Venezuela, Colômbia, Peru e Bolívia. No Brasil, abrange os Estados do Amazonas, Pará, Amapá, Acre, Roraima Rondônia e Mato Grosso.

Figura 2.2 – Bacias Hidrográficas do Brasil (Fonte: <www.portalbrasil.net>).

A bacia hidrográfica do estado do Pará abrange área de 1.253.164,5 km², sendo 1.049.903,5 km² pertencentes à bacia Amazônica e 169.003,5 km² pertencentes à bacia do Tocantins. Segundo a CEPOF (2005), o Pará possui 19 rios que cortam o Estado e mais 16 afluentes, quase todos navegáveis. São mais de 20 mil quilômetros de rios extensos e perenes como o Amazonas, que corta o estado no sentido oeste/leste e deságua num grande delta estuário com inúmeras ilhas, entre elas a ilha do Marajó. Estão também no Pará alguns dos mais importantes afluentes do Amazonas como o Tapajós, Xingu e Curuá, pela margem direita e, Trombetas, Nhamundá, Maicuru e Jari pela margem esquerda.

2.1.2- Aspectos Sócio-econômicos

Figura 2.3 – Mapa do Estado do Pará (Fonte: < www.brasilrepublica.com >).

O Estado do Pará é considerado a unidade federativa brasileira com o segundo maior território geográfico, totalizando uma área de aproximadamente 1.247.689,515 km², na qual se localiza a maior bacia hidrográfica e o maior corredor de florestas protegidas do mundo, com mais de 717.000 km² (cerca de 71 milhões de hectares), que ocupam mais de 57% do território do Estado (PEHIS 2009). Apesar das grandes dimensões de terras e elementos hídricos, o Pará possui baixos índices de densidade demográfica, resultando em uma região esparsamente povoada, com uma densidade demográfica de 5,66 hab/km² correspondendo a 47,3% da população da região Norte, percentual este que se constitui de uma população de 7.065.573 milhões de habitantes (equivalente a população total da Região Metropolitana do Rio de Janeiro), segundo a contagem realizada pelo IBGE em 2007. Neste sentido, a metrópole de Belém, capital paraense, embora seja a 10ª cidade mais populosa do Brasil, com 1.408.847 milhão de habitantes (IBGE, 2007), o que corresponde a aproximadamente 19,93 % da população do Estado, possui a segunda menor taxa de urbanização do País, segundo os números do último censo do IBGE realizado em 2000.

A composição da economia do estado do Pará é diversificada, baseando-se no extrativismo (mineral e vegetal), na agricultura, na pecuária e também na indústria. Entre os produtos cuja produção mais se destaca encontram-se a laranja, a cana-de-açúcar, o milho, a pimenta-do-reino, o arroz, a mandioca, o cacau, o feijão, frutas silvestres, palmito e coco dendê. Na pecuária predomina a criação de galináceos, seguidos pelos bovinos, suínos,

eqüinos e ainda os bubalinos. Na área de mineração destacam-se o ferro, a bauxita, o manganês, o calcário, o ouro e o estanho. Predominam no estado do Pará as indústrias alimentícia, madeireira e de mineração.

Segundo uma pesquisa da Fundação Getúlio Vargas (FGV), no Estado do Pará, a renda média domiciliar que, em 2003 era R\$ 217,56 (a pior da região Norte), passou para R\$ 264,10 em 2004, deixando o Estado na antepenúltima posição no ranking da região, superando o Amapá e Roraima. A pesquisa apontou ainda que os paraenses miseráveis, ou seja, aqueles que têm remuneração máxima mensal de R\$115,00 somam de 30% a 40% da população.

Em 2000, acerca de 58% da população rural da Pará estava abaixo da linha da pobreza, superando em mais da metade a proporção de pobres nas áreas urbanas (em torno de 38%). Considerando que a população rural do Estado do Pará decresceu em 1,38% ao ano, no período 1990/2000 e, admitindo a continuação desta taxa média de decréscimo, em termos absolutos, a pobreza rural ao final de 2004, atingiu cerca de 1.140.000 pessoas.

Percebe-se assim que o Estado do Pará possui uma grande população rural muito pobre, que tem sua economia baseada em maior parte nas atividades do campo, e carência de recursos tecnológicos.

2.1.3- Madeiras tropicais

Segundo o IDEFLOR (Instituto de Desenvolvimento Florestal do Estado do Pará), o Estado do Pará possui uma extensão territorial da ordem de 125 milhões de hectares. Desta área restam 25 milhões de hectares de áreas de florestas, dentre os quais de 12 milhões de hectares são áreas de florestas públicas estaduais.

Com uma área que corresponde a aproximadamente 24% de toda a região amazônica, segundo o projeto Rede de Sementes da Amazônia Meridional, o Pará é um estado tipicamente florestado, com cerca de 974.000 km² de florestas de terra firme (83% de sua área total), às quais se somam, ainda, vastas áreas de serrados, campos, mangues e florestas de igapó.

O processo de ocupação da Amazônia, nas últimas décadas, levou à abertura de estradas, à implantação de grandes projetos minero-metalúrgicos, à expansão de atividade pecuária e ao surgimento de novas frentes de colonização, contribuindo para o crescimento econômico dos Estados. Por outro lado, se instalaram aí problemas ambientais e sociais.

O Pará destaca-se também pela atividade madeireira para exportação. O Estado é o maior exportador individual de madeira de floresta nativa entre os estados da Amazônia,

representando mais de 50% da produção dessa região, e tem o mercado brasileiro como seu principal consumidor, produzindo 65% de madeira em tora do Brasil.

Cerca de 13 milhões m³ de madeira são extraídos anualmente, atingindo uma área de 5.200 km² de florestas (IMAZON, 1996). A renda bruta da produção madeireira gira em torno de três bilhões de dólares ao ano, assumindo o segundo lugar no ranking do PIB estadual. As exportações oscilam em torno de US\$ 500 milhões ao ano, com forte tendência de crescimento, na medida em que o mercado de madeiras tropicais cresce no mundo.

A certificação florestal no estado representa pouco diante dos volumes produzidos, com custos ainda proibitivos para a maioria dos agentes que atuam nas cadeias de fornecimento.

Figura 2.4 – Floresta Amazônica (Fonte: <<http://3.bp.blogspot.com>>).

É importante ressaltar que, segundo Garrido Filha (2002), vem se adotando legalmente, para a Amazônia, planos de manejo florestal como política ambiental correta para a exploração madeireira da grande região. O Código Florestal de 1965, no artigo 15, já determinava: "Fica proibida a exploração sob forma empírica das florestas primitivas da bacia amazônica, que só poderão ser utilizadas em observância a planos técnicos de condução e manejo a serem estabelecidos por ato do Poder Público, a ser baixado dentro do prazo de um ano".

Na realidade, somente em 1994, pelo decreto nº 1.282, se definiu a exploração florestal sob a forma de manejo sustentável, com base nos princípios gerais e fundamentos

técnicos, e, em 1995, o Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Renováveis (IBAMA) especificou o manejo florestal sustentável pela portaria nº 48.

Em 1999, o IBAMA tinha cadastrados 658 projetos de planos de manejo florestal na Amazônia, abrangendo área de 17.642 km². Os estados com maior número de projetos eram: Pará, com 252 (38%), numa área de 9.415 km² (53%), e Mato Grosso, com 187 (28%), numa área de 2.460 km² (14%). São também as unidades federadas que apresentam os maiores desmatamentos e as maiores produções de madeira industrializada.

Percebe-se assim o grande potencial do estado do Pará para a extração e comercialização de madeiras tropicais.

2.1.4- Condições das pontes existentes

Figura 2.5 – Ponte de madeira na Transamazônica (Fonte: <<http://dashausdiefrau.com>>)

O Estado do Pará tem aproximadamente 19.253,35 km de estradas vicinais, que devido a sua abundante malha hidrográfica, são cortadas por muitos rios e igarapés. Cerca de 859 obras de arte, que segundo o Cadastro do Sistema de Transportes do Pará, de Junho de 2001, existiam ou estavam em projeto para o Estado. Segundo a avaliação do mesmo Cadastro, 47% delas teriam necessidade de alguma intervenção, ou seja, ainda estavam em

projeto, precisavam de reconstrução, substituição, restauração, recuperação, reforma, ou reparos.

Tabela 2.1 – Estado de Conservação das pontes no Pará (Fonte: Cadastro do Sistema de Transportes do Estado do Pará).

Estado de Conservação	Bom	Regular	Precário
Número de pontes	361	323	139
Porcentagem	44%	39%	17%

Em torno de 83% dessas pontes possuem um comprimento menor que 30 m, ou seja, pequenos e médios vãos, tamanho propício para o uso da treliça modular, segundo Calil et al. (2004). Aproximadamente 72% das pontes paraenses são de madeira, ratificando o grande potencial do estado no material.

2.2- Madeira

Dentre todos os materiais de construção existentes, a madeira pode ser considerada como o mais antigo, pois foi usada por povos primitivos, graças à fácil obtenção da mesma e sua boa adequação às necessidades solicitadas.

2.2.1- Madeiras tropicais

No Estado do Pará, a extração da madeira é uma das maiores fontes de renda do povo da região. Entretanto a maior parte dessa madeira retirada não é industrializada, sendo exportada nacionalmente e internacionalmente em pranchas, e algumas até voltam a região em forma de produto industrializado muito mais caro. Isso ocorre devido à carência de tecnologia apropriada e de projetos que estimulem sua utilização de forma racional e com total aproveitamento.

O uso de madeiras tropicais para construção dos módulos de treliça das pontes possibilita o emprego de matéria-prima abundante na região, criando uma maior industrialização no sub-setor madeireiro, gerando emprego e renda, atendendo, ainda, a demanda de construções de pontes rodoviárias, além de baratear a obra.

Dentre a grande diversidade e heterogeneidade das espécies de madeira existentes na floresta tropical, destacam-se algumas espécies em função das suas características, e do volume de ocorrência. Dentre essas espécies podem ser citadas:

CUMARU – *Dipteryx odorata*

IPÊ – *Tabebuia serratifolia*

JATOBÁ – *Hymenaea courbaril*
MAÇARANDUBA – *Manilkara sp.*
TATAJUBA – *Bagassa guianensis*

As espécies citadas acima estão caracterizadas segundo o Banco de Dados de Madeiras Brasileiras a seguir:

2.2.1.1- CUMARU (*Dipteryx odorata*)

Nome comum: CUMARU

Nome científico: *Dipteryx odorata*

Família: Fabaceae

Local de coleta: Curuá-Una-PA

Outros nomes comuns: Barú, Cambaru, Cambaru-ferro, Catinga-de-boi, Champagne, Champanha, Combari, Coração-de-negro, Cumari, Cumarú, Cumarú-amarelo, Cumarú-da-folha-grande, Cumarú-de-cheiro, Cumarú-do-amazonas, Cumarú-escuro, Cumarú-ferro, Cumarurana, Cumarú-rosa, Cumarú-roxo, Cumarú-verdadeiro, Cumaruzeiro, Cumaruzinho, Cumbari, Cumbaru, Cumbaru-ferro, Cumbaru-roxo, Emburama-brava, Fava-tonca, Faveira-tonca, Ipê-cumarú, Kumbaru, Muimapajé, Muirapapé, Muirapayé, Paru, Sacupembinha, Sapucaia, Sucupira, Sucupiramirim.

Figura 2.6 – Árvore de CUMARU (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

Árvore:

- Altura comercial: 8,80 m;
- Diâmetro: (DAP) 49,8 cm - (DAS) 60,2 cm;
- Tronco: retilíneo/tortuoso;
- Sapopema: de baixa a 2.40 cm.

Características gerais:

- Cerne/alburno: distintos;
- Espessura do alburno: 2,0 a 6,0 cm;
- Cor do cerne: marrom (7,5YR 5/4);
- Cor do alburno: marrom muito pálido (10YR 7/4);
- Anéis de crescimento: distintos;
- Grã: cruzada revessa;
- Textura: média a fina;
- Figura tangencial: causada por linhas vasculares destacadas;
- Figura radial: em faixas longitudinais estreitas, causadas por anéis de crescimento;
- Brilho: ausente;
- Cheiro: indistinto;
- Resistência ao corte transversal manual: dura.

Preservação:

O cerne da madeira não é tratável com creosoto (oleossolúvel) e CCA (hidrossolúvel).

Secagem em estufa:

Rápida (6 dias), com torcimento médio. Programa utilizado: SEVERO.

Uso final:

Construção pesada, construção leve, embarcações, torneados e chapas.

Figura 2.7 – Seção transversal, tora e corte radial de CUMARU (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

2.2.1.2- IPÊ (*Tabebuia serratifolia*)

Nome comum: IPÊ

Nome científico: *Tabebuia serratifolia*

Família: Bignoniaceae

Local de coleta: Belém-PA

Outros nomes comuns: Canela-mandioca, Ipê, Ipê-amarelo, Ipê-dente-de-cão, Ipê-do-campo, Ipê-do-cerrado, Ipê-ferro, Ipê-ovo-de-macuco, Ipê-pardo, Ipê-preto, Ipê-roxinho, Ipê-roxo, Ipê-tabaco, Ipê-tabaco-claro, Ipeúna, Ipeúva, Ipê-vermelho, Lapacho, Madiocaí, Morototó, Opa, Pau-d'arco, Pau-d'arco-amarelo, Pau-d'arco-da-flor-amarela, Pau-d'arco-dente-de-cão, Pau-paratudo, Peúva, Piúna, Piúva, Piúva-amarela, Piúva-do-charco, Quinaquina, Tamurá-tuíra.

Figura 2.8 – Árvore de IPÊ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

a) Características gerais:

O cerne é marrom-escuro, as vezes com um reflexo amarelo, aparentemente como resultado da presença de um pó amarelo (lapacol) nos poros. A madeira possui, em geral, textura média, mas homogênea, mostra pouco brilho ou desenho e apresenta grã direita ou, ocasionalmente, irregular. Cheiro é indistinto.

b) Preservação:

A madeira é muito resistente a apodrecimento quando em contato com o solo; é também classificada como sendo muito resistente a cupins subterrâneos e apresenta igual resistência a cupins que atacam a madeira seca. Testes preliminares de preservação demonstraram que a madeira apresenta alta resistência à impregnação por preservativos, diferentemente de que o método seja com ou sem pressão.

c) Secagem em estufa:

A contração tangencial de 6,3% e a radial de 4,7% são relativamente baixas para madeiras dessa densidade. A taxa relativa de contração de 1,4 entre contração tangencial e radial é muito favorável e indicativa do comportamento da espécie quanto à secagem. A madeira é considerada de fácil secagem, apesar de sua alta densidade; seca rapidamente com um grau muito pequeno de empenamento, abaulamento e rachaduras nas superfícies ou nas extremidades.

d) Trabalhabilidade:

A madeira de pau d'arco é moderadamente difícil de ser trabalhada e tem tendência a liberar fragmento, durante o aplainamento, das faces da madeira, quando serrada radialmente. Segundo *Longwood*, recomenda-se um ângulo de corte de 15 graus com o propósito de eliminar o defeito. A madeira permite um acabamento satisfatório nas outras operações, exceto quando existe grã entrecruzada; permite ainda a absorção de pigmentos e bom polimento, exigindo, pouco preenchimento de poros (*filling*). Uma perfuração prévia é necessária, antes da aplicação de pregos, para evitar rachamento da madeira e dobramento dos pregos.

e) Uso final:

Implementos agrícolas, carpintaria e construção (em geral), dormentes, assoalhos, construção pesada, componentes industriais, ponte e construções marítima (acima d'água),

postes e pequenas estacas, esportes e atletismo, ferramentas manuais, torneamento, lâminas e compensados.

Figura 2.9 – Seção transversal, tora e corte radial de IPÊ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

2.2.1.3- JATOBÁ (*Hymenaea courbaril*)

Nome comum: JATOBÁ

Nome científico: *Hymenaea courbaril*

Família: Caesalpinaeaceae

Local de coleta: Curuá-Una-PA

Outros nomes comuns: Abati, Abati-copul-do-brasil, Abati-timbaí, Algarobo, Árvore-copal, Burandá, Burandã, Castanheiro-de-bugre, Catá, Cataqui-iamani, Comer-de-arara, Copal, Copal-americano, Copal-do-brasil, Corbaril, Embiúva, Farinheira, Guarazema, Iaatiba-iu, Iaatiba-iutai, Iataíba, Ibiúva, Imbiúva, Iutai, Jaçaí, Jataí, Jataí -de-embira, Jataí-amarelo, Jataíba, Jataíba-monde, Jataibaúba, Jataicica, Jataí-de-pernanbucó, Jataí-grande, Jataí-jataí, Jataí-mondé, Jataipeba, Jataipeva, Jataí-pororoca, Jataí-roxo, Jataiúba, Jataiúva, Jataí-verdadeiro, Jataí-vermelho, Jataizinho, Jataúba, Jateí, Jateiúva, Jatel, Jati, Jatioba, Jatobá, Jatobá-amarelo, Jatobá-curuba, Jatobá-da-catinga, Jatobá-da-mata, Jatobá-d'anta, Jatobá-de-anta, Jatobá-de-porca, Jatobá-de-porco, Jatobá-de-vaqueiro, Jatobá-do-sertão, Jatobá-mirim, Jatobá-miúdo, Jatobá-roxo, Jatobá-sertão, Jatobá-trapuca, Jatobá-verdadeiro, Jatobazinho, Jatubá, Jetaí, Jetaíba, Jetaíbo, Jetaici, Jetaí-de-pernambuco, Jetaipeba, Jetaiúba, Jetuipeba, Jitaí, Jupati, Juputi, Jutai, Jutai-açu, Jutai-branco, Jutai-café, Jutai-catinga, Jutai-da-várzea, Jutai-do-campo, Jutai-do-igapó, Jutai-grande, Jutai-mirim, Jutaipeba, Jutai-pororoca, Jutai-roxo, Jutaiúba, Juteí, Óleo-de-jataí, Óleo-jutai, Olho-de-boi, Quebra-corrente, Quebra-facão, Quebra-machado, Taici, Trabuca, Trapuca.

Figura 2.10 – Árvore de JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

a) Árvore:

- Altura comercial: 12,60 m;
- Diâmetro (DAP): 53,2 cm;
- Tronco: retilíneo.

b) Características gerais:

- Cerne/alburno: distintos;
- Espessura do alburno: 4,0 a 10,0 cm;
- Cor do cerne: marrom-avermelhado (2,5YR 5/4 a 2,5YR 4/4);
- Cor do alburno: marrom muito pálido (10YR 7/3) com linhas escuras;
- Anéis de crescimento: distintos;
- Grã: cruzada irregular;
- Textura: média;
- Figura tangencial: em faixas longitudinais bem destacadas, causadas por anéis de crescimento;
- Figura radial: em faixas longitudinais estreitas, causadas por anéis de crescimento;
- Brilho: moderado;
- Cheiro: indistinto;
- Resistência ao corte transversal manual: dura.

c) Secagem em estufa:

Muito rápida (3 dias), apresentando defeitos pouco significativos. Programa utilizado: SUAVE.

d) Trabalhabilidade:

Tabela 2.2 – Trabalhabilidade do JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

Teste	Plaina	Lixa	Torno	Broca
Número de Amostras	19	18	14	10
Processamento	Regular	Fácil	Fácil	Fácil
Acabamento	Ruim	Regular	Excelente	Bom
Superfície	Arrancada	Felpuda	Boa	Arrancada e esmagada

e) Uso final:

Construção pesada, construção leve, embarcações, móveis e artigos domésticos decorativos, torneados, brinquedos, artigos domésticos utilitários e chapas.

Figura 2.11 – Seção transversal, corte tangencial e tora de JATOBÁ (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

2.2.1.4- MAÇARANDUBA (*Manilkara sp.*)

Nome comum: MAÇARANDUBA

Nome científico: *Manilkara sp.*

Família: Sapotaceae

Local de coleta: Belém-PA

Outros nomes comuns: Batinga, Jaboticaba-de-macaco, Leiteiro-preto, Maçaranduba, Maçaranduba-de-igreja, Parajumirim.

Figura 2.12 – Árvore de MAÇARANDUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

a) Características gerais:

O cerne de maçaranduba é vermelho claro na madeira recém-cortada, tornando-se vermelho a marrom avermelhado escuro após exposição ao ar. O alburno, marrom pálido, não é nitidamente diferenciado do cerne. A madeira possui textura fina e uniforme, não apresenta desenho ou brilho e a grã é, geralmente, direita. Cheiro e sabor são indistintos na madeira seca ao ar.

b) Preservação:

Embora tenham sido feitos testes de preservação o tratamento da madeira de maçaranduba não é necessário, devido sua alta resistência à apodrecimento e ataque de insetos, podendo ser usada em contato com o solo, sem necessidade de medidas protetoras. Os resultados dos testes revelaram que esta madeira é difícil de ser tratada, fato que se evidencia por uma retenção baixa (média de 1.4 kg/m^3) e uma penetração insignificante (parcial e periférica). A espécie foi tratada com uma solução a 2% de cobre-cromo-arsênio (CCA).

c) Secagem em estufa:

Embora a taxa relativa de contração de 1,4 seja muito favorável, a contração tangencial e radial na madeira de maçaranduba é muito alta, ocasionando forte ocorrência de rachamento, empenamento e endurecimento superficial devido à secagem. Entretanto, quando a madeira é empilhada de modo a assegurar uma secagem lenta, os defeitos podem ser

mantidos em um nível mínimo, sendo que as amostras secadas não apresentaram defeitos sérios. A espécie é classificada como de difícil secagem.

d) Trabalhabilidade:

Segundo testes de trabalhabilidade realizados no LPF, a madeira de maçaranduba é classificada como moderadamente difícil de ser trabalhada em condição verde e difícil de ser trabalhada em condição seca ao ar. Entretanto, o corte e acabamento produzem uma superfície lisa na madeira.

e) Uso final:

Implemento agrícola, construção de barcos e navios, (convés e armação, quilha e partes estruturais submersas) carpintaria e construção (em geral), dormentes assoalhos, marcenaria e mobília, construção pesada, componentes industriais, ponte e construções marítima (acima de água), estaca e construções marítima (submersas), instrumentos musicais, postes e pequenas estacas, esportes e atletismo, ferramentas manuais, torneamento.

Figura 2.13 – Seção transversal, corte tangencial e tora de MAÇARANDUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

2.2.1.5- TATAJUBA (*Bagassa guianensis*)

Nome comum: TATAJUBA

Nome científico: *Bagassa guianensis*

Família: Moraceae

Local de coleta: Belém-PA

Outros nomes comuns: Amaparana, Amarelão, Amarelo, Bagaceira, Cachaceiro, Garrote, Pente-de-macaco, Tatajuba, Tatajubá, Tatajuba-de-belém, Totajuba etc.

Figura 2.14 – Árvore de TATAJUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

a) Características gerais:

O cerne de tatajuba apresenta-se amarelo logo após o corte da madeira, muitas vezes com faixas mais escuras depois da secagem a cor se torna amarela oliva e após a exposição à luz, transforma-se em marrom dourado. O alburno é estrito, nitidamente diferenciado do cerne e varia de amarelo pálido a branco amarelado. A madeira apresenta textura média, mostra desenho em estrias nas superfícies radiais, alto brilho nas superfícies longitudinais e possui grã geralmente entrecruzada. Quando seca ao ar, a madeira não tem cheiro.

b) Preservação:

Segundo a literatura citada o cerne de tatajuba apresenta elevada durabilidade com relação a sua resistência ao ataque de fungos que produzem apodrecimento ‘claro’ ou ‘escuro’ (*‘White-rot and brown-rot fungus’*). Considera-se como baixa a resistência da madeira às intempéries; numerosas rachaduras aparecem quando a mesma é exposta sem um recobrimento protetor. Segundo testes preliminares de preservação, realizados no LPF, a madeira é classificada como difícil de ser preservada. Retenção média de 26.1 kg/m³ e penetração parcial e periférica. A espécie foi tratada com uma solução a 2% de cobre-cromo-arsênio (CCA).

c) Secagem em estufa:

Tatajuba apresenta valores muito baixos em contração tangencial (5,8%) e radial (4,1%) para uma madeira de sua densidade, a sua taxa relativa de contração muito favorável,

indicando que a madeira seca sem apresentar defeitos sérios. A literatura registra que a madeira seca vagarosamente, mas com rachamento bastante moderado e uma tendência muito pequena ao empenamento. As amostras de testes não apresentaram defeitos após a secagem ao ar feita no LPF.

d) Trabalhabilidade:

Os resultados de testes de trabalhabilidade, realizados no LPF (Brasília), permitem classificar a madeira como fácil de ser trabalhada com todas as ferramentas manuais ou mecânicas, produzindo uma superfície uniforme após o acabamento. A literatura registra que a madeira, por ser semelhante em dureza a ‘*hickory*’ requer mais energia para ser trabalhada.

e) Uso final:

Construção de barcos e navios (convés e assoalhamento, armação), carpintaria e construção (em geral), marcenaria e mobília, construção pesada, acabamento e ornamentação de interiores, ponte e construções marítima (acima de água), esportes e atletismo, ferramentas manuais.

Figura 2.15 – Seção transversal, corte tangencial e tora de TATAJUBA (Fonte: <www.ibama.gov.br>).

2.2.2- Caracterização das madeiras tropicais

As propriedades de resistência e rigidez das madeiras tropicais segundo o Banco de Dados de Madeiras Brasileiras e a NBR 7190/1997 são descritas a seguir:

Tabela 2.3 – Caracterização das madeiras tropicais.

NOME COMUM	NOME CIENTÍFICO	LOCAL DE COLETA	CLASSE DE RESISTÊNCIA	ρ_{ap} (12%) Kg/m ³	$f_{c0,m}$ MPa	$f_{t0,m}$ MPa	$f_{t90,m}$ MPa	$f_{v,m}$ MPa	E_{c0} MPa
Cumaru	<i>Dipteryx odorata</i>	Curuá-Una-PA	C 60	1060	98,7	-	4,9	22,4	18300
Maçaranduba	<i>Manilkara sp.</i>	Belém-PA	C 50	1070	84,1	-	6,9	15,8	14200
Maçaranduba	<i>Manilkara sp.</i>	NBR 7190	C 50	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22733
Jatobá	<i>Hymenaea courbaril</i>	Curuá-Una-PA	C 50	850	77,3	-	6,8	19,4	15900
Jatobá	<i>Hymenaea courbaril</i>	NBR 7190	C 60	1074	93,3	157,5	3,2	15,7	23607
Tatajuba	<i>Bagassa guianensis</i>	Belém-PA	C 50	770	80,1	-	5,3	12,8	11800
Ipê	<i>Tabebuia serratifolia</i>	Belém-PA	C 60	990	86,9	-	3,9	13,7	13100
Ipê	<i>Tabebuia serratifolia</i>	NBR 7190	C 50	1068	76,0	96,8	3,1	13,1	18011

2.2.3- *Eucalyptus citriodora*

Segundo IPT (Instituto de pesquisas Tecnológicas) do Estado de São Paulo:

➤ Outros nomes populares:

Eucalipto

Figura 2.16 – Árvore de *Eucalyptus citriodora*.

➤ Ocorrência:

- Brasil: Minas Gerais, São Paulo, Bahia, Maranhão, Pernambuco, Paraíba.

- Outros países: Austrália, Portugal, África do Sul, Zimbábue, Ruanda, Tanzânia, Malawi, Quênia, Tailândia, Indonésia, China.

➤ Características gerais:

- Características sensoriais: cerne e alburno distintos pela cor, cerne pardo, alburno branco-amarelado; sem brilho; cheiro e gosto imperceptíveis; densidade alta; dura ao corte; grã variável: direita, ondulada e revessa; textura fina a média.
- Descrição anatômica macroscópica: parênquima axial: visível apenas sob lente, paratraqueal vasicêntrico e aliforme de aletas curtas. Raios: visíveis apenas sob lente no topo e na face tangencial, finos, de poucos a numerosos. Vasos: visíveis a olho nu, pequenos a médios, poucos, porosidade difusa, arranjo radial e diagonal, solitários e múltiplos, obstruídos por tilos. Camadas de crescimento: pouco distintas, quando presente individualizadas por zonas fibrosas tangenciais mais escuras. Canais axiais traumáticos: presentes em alguns espécimes.

➤ Durabilidade natural e tratabilidade química:

Madeira suscetível à ação de xilófagos marinhos. Resistente ao apodrecimento. As informações sobre resistência ao ataque de cupins são contraditórias. O cerne é difícil de ser tratado, entretanto, o alburno é permeável.

➤ Características de processamento:

- Trabalhabilidade: Madeira excelente para serraria, no entanto, requer o uso de técnicas apropriadas de desdobro para minimizar os efeitos das tensões de crescimento. Apresenta boas características de aplainamento, lixamento, furação e acabamento;
- Secagem: Em geral, as madeiras de espécies de eucalipto são consideradas como difíceis de secar, podendo ocorrer defeitos como colapso, empenamentos e rachas. A secagem em estufa deve ser feita de acordo com programas suaves, combinando, por exemplo, baixas temperaturas com altas umidades relativas. É recomendável a secagem ao ar, ou o uso de pré-secador, antes da secagem em estufa.

➤ Propriedades físicas:

- Densidade de massa (ρ):
 - aparente a 15% de umidade ($\rho_{ap,15}$): 1040 kg/m³
 - básica (ρ_{basica}): 867 kg/m³
- Contração:
 - radial: 6,6 %
 - tangencial: 9,5 %
 - volumétrica: 19,4 %

➤ Propriedades mecânicas:

- Resistência a flexão (f):
 - Madeira a 15 % de umidade: 121,4 MPa
 - Módulo de Elasticidade na flexão: 13 337 MPa
- Resistência a compressão paralela às fibras (f_{c0})
 - Madeira a 15 % de umidade: 62,8 MPa
 - Módulo de Elasticidade na compressão: 15 867 MPa
- Resistência ao cisalhamento: 16,3 MPa
- Resistência a tração normal às fibras: 10,1 MPa

➤ Usos na construção civil:

- Pesada externa: postes, cruzetas, dormentes, mourões;
- Pesada interna: vigas e caibros.

Figura 2.17 – *Eucalyptus citriodora* (Fonte: <www.madeiratotal.com.br>).

➤ Observações:

- Madeira de reflorestamento;
- Eucaliptos representam um grupo muito variado de madeiras, com densidades desde 500 kg/m³ até 1000 kg/m³. A espécie de *Eucalyptus citriodora* é adequada ao uso em peças estruturais pelas suas características de resistência mecânica e durabilidade natural.

Figura 2.18 – Madeira *Eucalyptus citriodora* (Fonte: <www.madecom.com.br>).

2.3- Pontes de madeira para médios vãos

Alguns trabalhos já foram realizados no Brasil a respeito de pontes com vãos maiores que 10 m, geralmente usando sistemas protendidos, MLC (Madeira Laminada Colada), sistema misto madeira x concreto, entre outros, a partir da utilização de madeiras de reflorestamento como Pinus e Eucalipto

Segundo Fonte e Calil (2007), a utilização de tabuleiros de madeira laminada protendida em pontes tem-se mostrado uma ótima alternativa para rodovias rurais ou secundárias. A madeira é um ótimo material estrutural, desde que seja utilizada racionalmente. Se for tratada com material preservante como, por exemplo, CCA (Cobre, Cromo, Arsênio) ou CCB (Cobre, Cromo, Boro), as peças de madeira apresentam resistência aos organismos xilófagos. A estrutura básica de uma placa de madeira laminada protendida é apoiada ao longo das extremidades longitudinais na fundação sendo que entre esses elementos, é necessário a utilização de um aparelho de apoio, como, por exemplo, uma manta de neoprene. Os tabuleiros devem ser construídos com madeira tratada contra agentes biodeterioradores, mas podem também ser construídos com qualquer espécie de madeira, desde que cumpram requisitos de resistência e rigidez de projeto.

Figura 2.19 – Tipos de protensão do tabuleiro de madeira (Fonte: OKIMOTO e CALIL, 2001).

Os sistemas de tabuleiros de pontes de madeira laminada colada e protendida, apresentados anteriormente, são ideais para vãos de até 12 m (FONTE, 2004).

As seções transversais mais usuais quando se utiliza madeira laminada colada na composição de tabuleiros de pontes são apresentados na figura 2.20.

Figura 2.20 – Seções transversais mais usuais (Fonte: FONTE e CALIL, 2007).

Um outro tipo de ponte em placa é o tabuleiro de madeira laminada colada que é de fácil montagem e é executado com alto controle tecnológico, iniciando com a classificação visual e mecânica das lâminas. A figura 2.21, mostra detalhes de montagem de um tabuleiro de MLC (madeira laminada colada). Estes podem ser montados sobre vigas de madeira, de aço ou de concreto armado.

Figura 2.21 – Detalhe de união das placas do tabuleiro de MLC montado sobre vigas de MLC (Fonte: PIGOZZO, 2004).

Outro tipo de ponte em placa para vãos médios são os tabuleiros mistos. Segundo Pigozzo (2004), os mesmos podem ser duas formas: a) seção T, com a placa de concreto apoiada sobre as vigas isoladas de madeira serrada ou madeira laminada colada ou b) monolítico, quando a placa de concreto se apóia sobre um conjunto de vigas de madeira justapostas, formando um tabuleiro prévio de madeira constituído por vigas serradas, vigas de MLC ou peças roliças naturais.

Segundo Molina (2008), os tabuleiros mistos surgiram no Brasil em 1978 com a utilização de concreto em tabuleiro de madeira, formado por peças roliças de madeira tratada com CCA (solução de cobre, cromo e arsênio) sobre as longarinas. Neste caso, utilizou-se apenas concreto como elemento de regularização da superfície e sem a utilização de conectores de cisalhamento entre a madeira e o concreto. Assim, as imperfeições naturais da madeira acabam servindo para melhor aderência do concreto na mesma, criando maior resistência ao deslizamento e também transmitindo as forças de cisalhamento entre os referidos materiais.

Figura 2.22 – Detalhe do tabuleiro misto de madeira e concreto com a utilização de revestimento asfáltico (Fonte: MOLINA, 2008).

Segundo Pigozzo (2004), o nível de transferência de esforços entre a placa de concreto e a madeira, integral ou parcial, pode definir um comportamento monolítico quando não há deslocamentos relativos entre esses materiais ou comportamento semi-rígido de peça composta, quando essas transferências de tensões ocorrem com pequenos deslocamentos relativos.

A utilização conjunta da madeira e do concreto compõe um tabuleiro com característica estrutural muito boa, pois ajusta corretamente a leveza da madeira com o concreto, que possui uma resistência maior às intempéries, e ao desgaste superficial por abrasão, diminuindo as vibrações provocadas pelas cargas dinâmicas dos veículos com o aumento do peso próprio do tabuleiro proporcionando também maior rigidez e resistência ao mesmo, comparada ao sistema unicamente de madeira.

No tabuleiro misto, a peça de concreto deve ser feita de uma laje armada que se conecta as vigas de madeira para que os materiais trabalhem em conjunto, pois na flexão, essa ação conjunta da madeira tracionada com o concreto comprimido é obtida através dos chamados “conectores de cisalhamento”, que arranjados na interconexão dos materiais transmitem as forças de cisalhamento longitudinais e evitam o afastamento dos mesmos.

Figura 2.23 – Cisalhamento dos conectores na interface dos materiais madeira e concreto na flexão (Fonte: MOLINA, 2008).

A figura 2.24 mostra uma ponte mista de madeira e concreto na qual foi empregada vigas de madeira formadas por peças roliças naturais.

Figura 2.24 – Ponte mista Caminho do Mar em Cubatão (Fonte: CALIL, 2005).

2.4- Treliças de madeira

Desde os primórdios as treliças vêm sendo utilizadas para construções de pontes em madeira, existem registros disso que datam do século 1 a.C. (MORAES, 2007).

A geometria das treliças de madeira permite a construção de estruturas mais leves, rígidas (com menores deslocamentos verticais) e mais econômicas do que as vigas de madeira maciça.

As vigas treliçadas em madeira podem ser construídas normalmente com peças serradas ou roliças de madeira. Suas ligações podem ser feitas com parafusos, pregos, anéis, cavilhas, chapas metálicas com pinos ou com dentes estampados etc.

Existem diversos tipos estruturais de treliças, dentre eles: Treliça Pratt, Treliça Howe, “Treliça King”, Treliça Warren, Treliça Howe-Zhuravsky, Treliçado de Town, Treliça Bowstring, entre outros.

Segundo Moraes (2007), a maior especialização no cálculo, o conhecimento mais aprofundado do comportamento dos materiais e os sucessivos melhoramentos nos métodos de conexão dos elementos vêm, nos últimos séculos, aumentando a popularidade dessas estruturas.

2.4.1- Características

As treliças são modelos de estruturas em que todas as barras são retas e rotuladas em suas extremidades (chamados “nós”), de maneira que em cada barra desenvolva unicamente força normal (constante), que podem ser de tração ou compressão. São as forças axiais, nos elementos da treliça, que resistem principalmente às cargas aplicadas.

Segundo Connor (1975), teoricamente, todos os momentos fletores nos elementos devem ser nulos. Hipoteticamente, esta condição poderia ser alcançada pela introdução de articulações sem atrito em todos os nós. Na prática, a maioria dos elementos possuem ligações semi-rígidas nos nós. Entretanto, o valor dos momentos fletores nos elementos normalmente é pequeno, sendo controlados pelas dimensões da treliça e pelas técnicas de fabricação e de montagem.

Uma treliça plana pode ser considerada como uma viga I alta, mesas substituídas pelos banzos da treliça e a alma substituída por um sistema aberto de elementos de madeira.

Uma ponte completa em treliça, apresenta uma laje de tabuleiro apoiada em longarinas que, por sua vez, se estendem entre as transversinas nos pontos dos nós das duas treliças principais. O contraventamento horizontal é colocado nos planos dos banzos superior e inferior para transmitir ações horizontais atuantes no sistema. Além disso, devem ser introduzidos contraventamentos verticais intermediários. Estes auxiliam na distribuição das cargas transversais ao sistema lateral e podem também ser úteis durante a construção, para manter a estrutura em esquadro enquanto incompleta.

Figura 2.25 – Treliça plana teórica (Fonte: FERNÁNDEZ e PENNA, 2007).

2.4.2- Tipos de vigas de madeira utilizadas em treliça

A madeira roliça é utilizada com mais frequência em construções provisórias, como escoramento. Segundo Pfeil (1981), os roliços de uso mais frequente no Brasil são o pinho-do-paraná e os eucaliptos. Esse tipo de madeira deve ser utilizada em condições meio seca ou

seca do ar, e além de ser geralmente mais pesada que a madeira serrada, apresentam as ligações para montagens das treliças bem mais complexas, e de difícil montagem.

Figura 2.26 – Treliça de madeira roliça (Fonte: <www.estruturasdemadeira.blogspot.com>).

A madeira laminada e colada é um produto estrutural, formado pela associação de lâminas de madeira selecionada coladas com adesivos. Segundo Pfeil (1981), os tipos de cola e a técnica de colagem são essenciais a durabilidade do produto. Os produtos estruturais industrializados de madeira laminada e colada são fabricados sob rígidos padrões de controle de qualidade, que lhes garantem as características de resistência e durabilidade, além de várias vantagens com relação à madeira maciça. No entanto, possui uma desvantagem essencial que é o seu preço, bem mais elevado que o da madeira serrada, além de não serem apropriadas para regiões tropicais.

Figura 2.27 – Treliça de madeira laminada colada (Fonte: www.estruturasdemadeira.blogspot.com>).

Com relação à madeira serrada, segundo Pfeil (1981), antes de ser utilizada nas construções, a madeira serrada deve passar por um período de secagem para reduzir a umidade, pois a mesma só deve ser utilizada já seca (grau de umidade em equilíbrio com a umidade relativa do ar na região da obra), evitando-se assim, danos na estrutura, tais como,

empenamentos e rachas. As madeiras serradas são vendidas em seções padronizadas, com bitolas nominais em centímetros ou polegadas e suas principais vantagens são serem mais leves e de baixo custo quando comparadas aos outros tipos de arquitetura da madeira.

Figura 2.28 – Treliça de madeira serrada (Fonte: CALIL et al., 2004).

2.4.3- Ligações usadas entre elementos de madeira

Os pregos são peças metálicas, cravadas na madeira com impacto e são utilizados em ligações de montagem e ligações definitivas.

Figura 2.29 – Ligações com pregos (Fonte: NBR 7190/1997).

Os parafusos utilizados nas ligações estruturais são cilíndricos e lisos, tendo numa extremidade uma cabeça e na outra uma rosca e porca. Eles são instalados em furos com folga máxima de 1 a 2 milímetros e depois apertados com a porca. Para reduzir a pressão de apoio na superfície da madeira, utilizam-se arruelas metálicas.

Figura 2.30 – Ligações com parafusos (Fonte: NBR 7190/1997).

Os conectores de anel são peças metálicas especiais, encaixadas em ranhuras, na superfície da madeira e apresentando grande eficiência na transmissão de esforços. No local de cada conector, coloca-se um parafuso para impedir a separação das peças ligadas. Os conectores usuais são em forma de anel.

Figura 2.31 – Ligações com anéis (Fonte: NBR 7190/1997).

Cavilhas são pinos circulares confeccionados em madeira dura introduzidos por cravação em furos sem folga nas peças de madeira. Para fins estruturais são consideradas apenas cavilhas torneadas nos diâmetros 16 mm, 18 mm e 20 mm, instaladas em furos de mesmo diâmetro da cavilha (NBR 7190/1997).

Os pinos metálicos são barras cilíndricas de superfície lisa instaladas entre peças de madeira. O diâmetro do furo deve ser menor ou igual ao diâmetro do pino. Os parafusos ajustados correspondem a pinos metálicos instalados com aperto entre as peças de modo a

mantê-las em posição. Em comparação com parafusos instalados com folga os pinos (e os parafusos ajustados) constituem meios de ligação mais rígidos. Em termos de capacidade resistente, parafusos e os pinos de mesmo diâmetro apresentam a mesma resistência.

Figura 2.32 – Espaçamento em ligações com pinos (Fonte: NBR 7190/1997).

Figura 2.33 – Pinos em corte simples e em corte duplo (Fonte: NBR 7190/1997).

Em ligações de treliças pré-fabricadas para cobertura, são frequentemente utilizadas chapas com dentes estampados. Essas chapas são prensadas contra as peças de madeira, resultando uma ligação rígida. Os valores de resistência de cálculo atribuído às chapas com dentes estampados devem ser garantidos pelo fabricante. Para estruturas treliçadas utilizadas como vigas em pontes podem ser utilizadas ligações com pinos e/ou parafusos.

Figura 2.34 – Ligações com chapas de dentes estampados (Fonte: NBR 7190/1997).

2.4.4- Análise estrutural das ligações

Segundo Romanholo (2001), o comportamento da treliça, baseado no deslocamento, varia enormemente dependendo da suposição das vinculações. Considerando o comportamento de nós semi-rígidos na análise de uma treliça de madeira, o deslocamento máximo diminuiu em 34%, quando comparado com a suposição de nós rotulados e o momento máximo em 13%, quando comparado com a suposição de nós engastados. Por incorporar o comportamento semi-rígido dos nós, uma maior precisão das forças nos elementos pode ser obtida, possibilitando uma previsão do comportamento da treliça mais próxima do real.

2.4.5- Tipos de treliças

Segundo Moraes (2007), a escolha do tipo de treliça é determinada pela necessidade de se reduzir, na medida do possível, o comprimento das peças solicitadas à compressão e, além disso, o número de nós da treliça deve ser o menor possível, ajudando assim a reduzir a deformação total da estrutura e facilitando a sua construção e elevação. As treliças podem assumir inúmeras geometrias diferentes, e as mais frequentemente usadas em estruturas de madeira são:

- Treliça “King”:

Figura 2.35 – Treliça “King”.

- Treliça Pratt:

A treliça Pratt é a que quando carregada com o peso próprio apresenta esforços de tração nas diagonais e compressão nos montantes.

Figura 2.36 – Treliça Pratt .

- Treliça Howe:

A treliça Howe, quando carregada com o peso próprio, depara-se com um comportamento contrário ao da Treliça Pratt, pois apresenta esforços de compressão nas diagonais e tração nos montantes.

Figura 2.37 – Treliças Howe.

- Treliça Howe-Zhuravsky:

A treliça Howe-Zhuravsky possui diagonais em ambas as direções. Segundo Moraes (2007), se os seus elementos forem rigidamente conectados, tem-se um alto grau de

indeterminação estática. Contudo seus montantes interiores suportam tensões de tração, e as diagonais são conectadas de modo a resistir somente esforços de compressão. Sob a posição de uma carga móvel, uma das diagonais do painel atuará em compressão e a outra estará inativa. Quando o carregamento se move de maneira a mudar o sinal da cortante no painel, a primeira diagonal se tornará inativa e a segunda receberá compressão.

Figura 2.38 – Treliça Howe-Zhuravsky.

- Treliça *Warren*:

Na treliça *Warren*, o sinal das tensões se alterna entre as diagonais. Segundo Moraes (2007), a presença de montantes é desnecessária, mas pode ocorrer para aumentar a estabilidade dos banzos superiores ou para diminuir o comprimento dos banzos inferiores, que levam as forças aos nós da treliça.

Figura 2.39 – Treliça Warren.

- Treliça *Bowstring*:

A treliça *Bowstring* funciona como treliça ou como arco. Segundo Moraes (2007), sob carregamento uniformemente distribuído, o “banzo curvo” superior trabalha como arco (comprimido) e o banzo inferior trabalha como um tirante, mantendo as extremidades juntas, enquanto as barras internas da treliça ficam muito pouco solicitadas. Sob carregamento assimétrico, entretanto, as barras internas da treliça ficam consideravelmente solicitadas e o sistema trabalha mais como uma treliça do que como um arco.

Figura 2.40 – Treliça Bowstring.

2.4.6- Características importantes

Segundo Connor (1975), uma treliça de ponte tem duas vantagens estruturais principais: as solicitações dos elementos são forças axiais; o sistema de alma aberta permite o uso de uma altura total maior do que no caso de uma viga de alma cheia equivalente. Esses fatores levam à economia em material e à redução da carga permanente. A altura aumentada conduz também a deformações reduzidas, isto é, a uma estrutura mais rígida.

A ponte convencional em treliça é provavelmente mais econômica para vãos médios.

A leveza relativa de uma ponte em treliça é uma vantagem na construção. Pode ser montada elemento por elemento, usando-se equipamento de levantamento de pequena capacidade. Alternativamente, o número de conexões no campo pode ser reduzido pela fabricação e levantamento de treliças, painel por painel, ao invés de um elemento de cada vez.

2.5- Treliça modular

2.5.1- Processo alternativo

Segundo Calil et al. (2004), as pontes de madeira são muito utilizadas, devido às características de resistência e durabilidade, além de apresentarem menor custo quando comparadas com as construídas com outros materiais. O sistema estrutural mais utilizado é o de vigas roliças com tabuleiro transversal de pranchas serradas.

Segundo Parry (1981), ainda existe uma grande necessidade de pesquisas para projetos de pontes com menor custo em muitos países, pois a maioria dos estudos estão concentrados em grandes seções de madeira serrada, especializados em madeiras muito resistentes, para construção de longas vigas, que são conseqüentemente de um custo elevado. Nesses países são necessárias construções de pontes que possuam vigas de seções menores, e madeiras menos resistentes que provenham de árvores de rápido crescimento (mesmo em áreas que possuam naturalmente e tradicionalmente árvores com madeiras mais resistentes).

Estruturas treliçadas podem ser a resolução deste problema. Muitas treliças bem projetadas foram criadas na Europa e particularmente nos Estados Unidos no passado, mas não para situações de países em desenvolvimento. Por este motivo, um novo sistema de pontes modulares pré-fabricadas de madeira foram construídas no Quênia, na década de 70, sob responsabilidade da Organização para o Desenvolvimento Industrial das Nações Unidas (UNIDO). Em 1981 foi publicado um relatório sobre o projeto das pontes pelo Laboratório de Pesquisa de Estradas e Transporte (*Transport and Road Research Laboratory*) do Reino Unido após um longo período de verificação e algum aprimoramento do trabalho original. Após isto, a Associação de Desenvolvimento e Pesquisa em Madeira (*Timber Research and Development Association*) promoveu a construção em vários países sobre a responsabilidade do governo Britânico e da UNIDO.

O propósito do projeto foi prover pontes mais baratas para suportar um tráfego comercial não muito pesado em áreas rurais, não necessitando de mão-de-obra especializada, pois possuem a vantagem de serem montadas fácil e rapidamente, e se necessário, podem também ser desmontadas e montadas novamente em qualquer outro lugar.

Conforme Calil et al. (2004), a Ponte Treliçada Modular Pré-fabricada de Madeira é um processo alternativo que consiste na construção de pontes de madeira com pequenos e médios vãos (até 30 metros), correntemente encontradas em estradas vicinais. O sistema consiste basicamente de elementos modulares treliçados pré-fabricados de madeira serrada, interligados por meio de parafusos e chapas metálicas.

Segundo Parry (1981), as treliças são conectadas aos tabuleiros de madeira das pontes e aos seus membros diagonais de contraventamento (vertical e horizontal) entre as treliças. Sobre o tabuleiro, utilizam-se pranchas de madeira no sentido longitudinal (rodeiro) para orientar a passagem dos veículos.

A pré-fabricação consiste de um processo construtivo em que a obra, ou pelo menos uma parte dela, é fabricada ou confeccionada fora do local definitivo da mesma, em ambiente industrial de construção em que os elementos fabricados, são montados na obra, mediante equipamentos e dispositivos de elevação.

Conforme Parry (1981), dependendo da capacidade de carga, do vão da ponte e da qualidade da madeira, consegue-se vencer vãos de até 27 m, apenas variando o número de módulos e de vigas treliçadas empregados na ponte. Várias tabelas estavam sendo preparadas na época, usando as normas britânica e americana de carregamento com uma grande variedade de tipos de madeiras serradas. Como um exemplo, Parry (1981) usando madeira *Cipreste* do leste da África fornece na Tabela 2.4 o número de treliças necessárias em função do vão e da classe da ponte. Recomendações práticas limitam o número de módulos da treliça

de 3 a 10. Na Tabela 2.4 a seguir, os números 10 e 20 representam a classe da ponte em toneladas e 44 o ano da publicação.

Tabela 2.4 – Número de treliças requeridas em função do vão e da classe da ponte (Fonte: PARRY, 1986).

Classe	Vão (m)					
	12	15	18	21	24	27
H20-44	4	4	6	6	8	-
H10-44	2	2	4	4	4	6

Segundo Parry (1986), os principais recursos do projeto de ponte com treliça modular são os seguintes:

- ✓ Madeira local pode ser usada;
- ✓ O projeto é de fácil fabricação;
- ✓ Os maiores componentes medem 3 m x 1,5 m e são leves o suficiente para serem manejados;
- ✓ Todos os módulos são idênticos e, por isso, podem ser feitos com gabarito numa oficina, onde a inspeção da qualidade e acabamentos são fáceis;
- ✓ O custo é bem mais baixo que o das pontes, com a mesma capacidade de carregamento, feitas de aço ou concreto, e, seus vãos, são normalmente limitados a 24 metros.

2.5.2- Descrição geral do comportamento do sistema

Segundo Calil et al. (2004), cada treliça para ponte é composta de um número de módulos idênticos. Os módulos são transportados para o local da obra onde são posteriormente montados. Os módulos são feitos de tábuas serradas de 50 mm de espessura por 200 mm de altura que são montadas e alinhadas juntas, formando um triângulo invertido de três metros de comprimento com um braço vertical (montante). As diagonais são compostas de duas tábuas unidas por meio de pregos, assim como o montante. O banzo superior também é composto de duas tábuas que podem ou não possuir espaçadores interpostos. No estudo realizado pelo autor, o cálculo dos módulos foi feito para uma ponte classe 30, ou seja, veículo-tipo pesando 300 kN. As peças de madeira foram dimensionadas segundo NBR 7190 (1997). As peças metálicas foram calculadas conforme NBR 8800 (1986).

Conforme Parry (1986), eles pesam aproximadamente 140 kg cada e são todos construídos da mesma maneira. O autor afirma que são necessárias um número paralelo de

treliças, dependendo do peso que vai ser suportado, do comprimento da ponte, e da resistência e rigidez da madeira.

Figura 2.41 – Vista geral do módulo da treliça.

O banzo inferior é composto de duas barras metálicas, uma de cada lado. Estas barras fazem a união dos módulos adjacentes, formando então, a estrutura treliçada. A conexão do banzo no módulo é realizada por meio do encaixe do mesmo no pino soldado à chapa de ligação inferior (responsável também pela união das diagonais e montantes).

Figura 2.42 – Chapa de ligação inferior (Fonte: CALIL et al., 2004).

Em serviço, os banzos superiores estão sempre submetidos à compressão, devido ao peso residual e do carregamento aplicado. Já os banzos inferiores estão sempre submetidos à tração, enquanto as diagonais estão sob compressão ou tração, de acordo com a posição do carregamento.

Segundo Parry (1981), os banzos horizontais superiores são sempre comprimidos, desde que a maioria dos membros diagonais suportem o carregamento de tração e compressão. No final dos módulos de cada treliça, entretanto, uma diagonal estará permanentemente sofrendo tração e a outra compressão.

Os montantes são carregados somente quando o módulo ao qual eles pertencerem estiverem sob um carregamento imposto. A capacidade de carregamento do pino localizado no último módulo da ponte suporta a maior força de cisalhamento da treliça na ligação final do módulo.

2.5.2.1- Ligações dos módulos

Segundo Calil et al. (2004), em seu estudo, foram utilizados pinos de aço para unir as peças de madeira em cada extremidade do módulo. A ligação do banzo superior com as diagonais constituiu-se de duas chapas de aço, uma em cada lado do módulo, pela qual os pinos de aço atravessam o banzo superior e as diagonais, fixando a chapa. Estas duas chapas também servem para unir um módulo ao outro contrabalançando as solicitações do módulo da ponte. Na ligação inferior (diagonais e montante), os dois membros diagonais não foram unidos diretamente pelos pinos, onde também foram utilizadas duas chapas de aço, uma em cada lado do módulo, pela qual os pinos de aço atravessam o montante e as diagonais, fixando a chapa.

Segundo Parry (1981), o membro vertical (montante) é contido por um pino que também passa pelas duas chapas. A parte superior deste montante é contida entre as duas peças do banzo superior por dois pinos. A junção múltipla de pino não é comum, mas tem provado ser viável e confiável tanto para o peso revertido para diagonais quanto a ligação final, a qual recebe a maior solicitação de carregamento que provoca cisalhamento.

2.5.2.2- Ensaio dos módulos de Calil et al. (2004)

A madeira usada no ensaio foi o Eucalipto citriodora. As madeiras, primeiramente, foram serradas e furadas. Depois de furadas, as madeiras e as chapas, iniciou-se a montagem do primeiro módulo, unindo-se as tábuas serradas com as chapas de aço.

Foi feita a união entre os dois módulos, através da fixação do banzo inferior e da chapa de ligação superior. Para a realização do ensaio foram instalados extensômetros nas diagonais, banzo superior e inferior, totalizando 10 unidades (5 extensômetros de cada lado).

O procedimento de instalação dos extensômetros foi realizado conforme recomendações em Calil e Dias (2003). Foram instalados também, relógios comparadores para determinação dos deslocamentos lineares.

Figura 2.43 – Esquema de ensaio (Fonte: CALIL et al., 2004).

Para facilitar o ensaio, vale mencionar que os módulos foram colocados de modo invertido ao que seriam utilizados em uma aplicação real. A aplicação de carga foi feita por meio de um cilindro de carga (*Yellow Power*) posicionado no centro do vão do módulo treliçado. O medidor de deformações Kyowa foi usado para aquisição das deformações dos extensômetros elétricos e da célula de carga.

Figura 2.44 – Vista geral do ensaio (Fonte: CALIL et al., 2004).

Com esta maneira de aplicação de carga, as diagonais internas foram solicitadas sempre à compressão e as externas à tração, enquanto que o banzo superior foi solicitado à compressão e o inferior à tração. Os montantes foram solicitados à compressão.

Os resultados dos ensaios foram representados em forma de gráficos. Foi realizada a comparação entre os resultados numéricos e experimental para cada peça do módulo estudado. O programa *Ftool* versão 2.11 foi utilizado para a análise estrutural numérica.

Figura 2.45 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo superior
(Adaptado: CALIL et al, 2004).

Figura 2.46 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo inferior
(Adaptado: CALIL et al, 2004).

Figura 2.47 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pela diagonal
(Adaptado: CALIL et al, 2004).

Figura 2.48 – Relação entre carregamento aplicado e deslocamento vertical no meio do vão
(Adaptado: CALIL et al., 2004).

Observou-se que as relações entre os carregamentos aplicados e os esforços normais quando comparadas as análises numérica e experimental do banzo superior, do banzo inferior, e da diagonal dos módulos estudados, apresentaram proximidade.

A tensão máxima medida na peça de aço foi de 106,6 MPa para uma resistência de cálculo de 225 MPa. Para as peças de madeira a tensão máxima medida foi de 7,12 MPa. A

resistência de cálculo à compressão paralela às fibras da madeira utilizada, obtida por meio de ensaios em corpos-de-prova padrão foi de 16 MPa.

Primordialmente, por causa da elevada rigidez das ligações do sistema, ao avaliar o deslocamento obtido pelo relógio comparador no meio do vão (12,66 mm) para a maior carga aplicada (172,7 kN), com o deslocamento máximo permitido ($L/200=20$ mm) pela NBR 7190, notou-se que ficou abaixo do mesmo.

Devido ao rompimento da solda do pino que liga o banzo inferior à chapa metálica, o ensaio foi interrompido durante o carregamento de 170 kN. Tendo o objetivo de melhorar a performance desta ligação, utilizou-se somente um pino atravessando o módulo atendendo os dois banzos inferiores. As causas fundamentais da grande disparidade entre o deslocamento linear numérico e o experimental foram a deformação por flexão e a ruptura do pino.

Verificou-se que não houve excentricidades no carregamento com os relógios comparadores colocados no encontro das diagonais. Percebeu-se também que não aconteceram deslocamentos expressivos nos apoios, sendo estes medidos por meio dos relógios comparadores.

2.6- Pontes de treliça modular testadas no Quênia

Segundo Parry (1981), os módulos para as pontes do Quênia foram construídos numa oficina no Ministério de Recursos Naturais em Nairobi e transportadas ao local da obra por meio de vagões. Os pontaletes, cabos de aço, e elementos de contraventamento também foram pré-fabricados e, por isso, o trabalho no local da obra foi limitado à construção da fundação, montagem das treliças, serragem do comprimento e alinhamento do tabuleiro de madeira.

Figura 2.49 – Ponte de quatro treliças em Nyeri (Fonte: PARRY, 1981).

2.6.1- Madeira serrada

Toda madeira possuía a espessura de 50 mm, e a altura dos elementos dos módulos variavam de 100 mm à 250 mm de acordo com sua função.

Figura 2.50 – Membros de madeira dos módulos (Fonte: PARRY, 1981).

Cada elemento de madeira compreendia duas peças idênticas que eram justapostas, exceto os banzos superiores que eram separados por espaçadores de 100 mm. As vantagens deste projeto com seções duplas foram:

- ✓ Facilidade de criação de um projeto simples para as ligações superiores.
- ✓ Aumento da rigidez das peças superiores de compressão.
- ✓ Nós, fendas e, outros defeitos da madeira foram facilmente detectados nas seções mais finas.
- ✓ Seções compostas.

2.6.1.1- Especificações da madeira serrada

As pontes no Quênia foram feitas com madeira de espécie *Cupressus lusitanica*. Essa madeira tem uma densidade média de 465 kg/m³ em 15% das amostras coletadas. Testes feitos na Universidade de Nairobi forneceram um valor principal de 8000 MPa para os módulos de elasticidade da madeira com um valor mínimo de 3860 MPa.

Porém, os valores da resistência da madeira usada para contraventamentos, foram tirados de tabelas de normas britânicas e apropriados para uma boa parte do Quênia. Vale

2.6.3- Contraventamento

O contraventamento lateral da ponte é necessário quando as próprias treliças não têm estabilidade lateral. Certamente, há dificuldade em fazê-las ficarem estáveis no plano entre os carregamentos se não tiverem um suporte lateral.

O cruzamento de contraventamento vertical, e as bordas unidas das vigas cruzadas fornecem uma grande estabilidade lateral.

Figura 2.52 – Contraventamento típico, com duas, quatro, seis, e oito treliças (Fonte: PARRY, 1981).

2.6.4- Tabuleiro

De muitos projetos estudados por Parry (1981) para o tabuleiro, o uso do tabuleiro transversal pregado foi o preferido. Este coloca uma grande sobrecarga nas treliças usando vigas, traves ou vigas espaçadas cruzadamente, mas também aumenta a resistência de balanço da ponte. Neste projeto, o tabuleiro suporta grande parte da tração que deveria ser suportada pela treliça. Este ainda é popular para pontes de madeira mesmo em países desenvolvidos como os Estados Unidos. O tabuleiro pregado usado no Quênia tinha 75 mm ou 100 mm de espessura. As peças eram alinhadas entre os espaços das madeiras, entre os banzos superiores

dos módulos, e entre os mesmos. Tábuas de pista, com 50 mm de espessura eram colocadas por alinhamento ou atravessadas com pinos às vigas cruzadas. Essas tábuas superiores (rodeiro) poderiam ser trocadas, quando gastas, sem perturbar a estrutura.

Figura 2.53 – Detalhe do tabuleiro (Adaptado: PARRY, 1981).

Segundo Parry (1981), muitos tipos de tabuleiro têm sido utilizados. O preferido é o tabuleiro de tábuas, com madeiras com espessuras de 75 mm ou 100 mm. O resultado é um tabuleiro com alta rigidez, que transfere para as treliças grande parte do carregamento que seria esperado para o mesmo suportar.

2.6.5- Fabricação

Todos os módulos devem ser realmente idênticos.

Os elementos de madeira dos módulos devem ser cortados mantendo-se uniformidade. É importante que seus comprimentos e ângulos sejam cuidadosamente cortados, e por essa razão é recomendado que pequenos gabaritos sejam usados nesse estágio. De mesma importância é a montagem do gabarito assegurando que todos os módulos sejam construídos para dar constantes comprimentos, distâncias entre centros de localização dos pinos, e formato certo ao sistema. Os montantes verticais não devem ser projetados nas superfícies acima dos banzos superiores.

Contudo, a localização dos furos para os pinos nas chapas perfuradas deve ser feita pela utilização de um gabarito para orientar a perfuração ganhando-se tempo e assegurando um resultado consistente.

É importante que a madeira para uso estrutural seja guardada em lugar diferente da madeira não estrutural, e que os elementos estruturais de madeira sejam preparados de modo que as extremidades (locais dos furos, para as ligações) estejam livres de qualquer defeito.

Deve-se tomar um cuidado especial com as soldas, pois estas podem causar um repentino colapso da estrutura, caso não sejam bem feitas. Por isso, é extremamente recomendado que as soldas sejam qualificadas de acordo com norma apropriada.

Segundo Parry (1981), os módulos devem ser montados um por um, de baixo para cima, em condições de tempo permissíveis, ou, em pares de treliça, concluídos com amarração transversal, suspensos por um cabo de aço atirantado entre dois guindastes de grande porte.

Figura 2.54 – Lançando um par de treliças (Fonte: PARRY, 1981).

2.6.6- Avaliação do projeto

Vários módulos foram feitos pelo Laboratório de Pesquisa de Estrada e Transporte e submetidos a uma investigação detalhada e testes de carga. A treliça foi feita de três módulos e as deformações foram medidas nas peças aplicando uma carga móvel. Estes ensaios resultaram nas seguintes conclusões:

- ✓ As ligações pregadas não mostraram nenhum sinal de perda de rigidez durante qualquer um dos ensaios;

- ✓ As deformações não são uniformemente distribuídas entre os módulos a menos que tenham bastante cuidado durante a fabricação para garantir simetria e esquadro nos módulos de extremidade;
- ✓ Algumas poucas modificações foram feitas no projeto resultando num aumento na resistência do módulo.

As observações nas pontes do Kenya mostram que:

- ✓ O uso de tabuleiro do tipo *close-boarded* significativamente reduz a tensão nos banzos inferior e superior. Este efeito provavelmente diminuiu com o tempo, de cerca de 40% em 1976 (quando as pontes eram novas) para 25% em 1979;
- ✓ As ligações pregadas não mostraram sinais de grande perda de rigidez em serviço, apesar de que as ligações inferiores (diagonais/montante) podem vir a dificultar a secagem da madeira podendo proporcionar a deterioração;
- ✓ As tensões nem sempre foram bem distribuídas entre as peças paralelas e as treliças;
- ✓ Não houve deterioração nas peças de aço, pintadas ou não, após 4 anos em serviço. Isto provavelmente não aconteceria em um ambiente mais agressivo.

2.6.7- Manutenção

A manutenção de estradas e pontes geralmente é um problema sério na grande maioria dos países em desenvolvimento. Em muitos casos, tanto pavimentos quanto pontes são deteriorados, numa proporção alarmante. Isso resulta na necessidade de longos trabalhos de reabilitações ou reconstruções antes que a expectativa de vida do projeto esteja acabado, com altos custos. Esta ponte treliçada modular não requer manutenção especial além das normalmente necessárias por qualquer estrutura de madeira, mas deve ser feita uma inspeção regular, e isso é normalmente negligenciado em países que sofrem com a pouca quantidade de engenheiros qualificados.

No Laboratório de Pesquisa em Transportes e Estradas, um novo guia de inspeção de pontes foi preparado para o uso em países em desenvolvimento. Assim, inspeções regulares podem ser feitas, pelo preenchimento de um simples questionário.

2.6.8- Custos

Cada local irá impor suas próprias condições nos custos da ponte, e pode variar bastante devido a vários fatores. Variações nos custos de diferentes fundações não são consideradas na pesquisa. Com relação ao projeto, o custo da ponte deve ser determinado em cada circunstancia individual, como:

- ✓ A espécie da madeira que deve ser usada no local, e seu preço;
- ✓ O preço do aço no local;
- ✓ O preço da mão-de-obra no local.

2.7- Conclusão da revisão bibliográfica

O trabalho teórico e experimental desenvolvido por Parry (1981) apresenta uma boa solução para pontes de madeira de médios vãos. Para madeiras e ações das pontes do Quênia. Com a finalidade de adaptar o projeto para as condições brasileiras, Calil et. al. (2004) construiu um protótipo com a espécie de madeira Eucalipto e realizou alguns ensaios preliminares. O modo de ruptura neste ensaio foi falho na solda de ligação do banzo superior.

Este trabalho procurou otimizar este projeto com uma análise numérica e experimental mais detalhada inclusive com novas soluções para melhorar a performance dos módulos.

3- MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta fase é apresentado o estudo experimental e numérico do módulo com a finalidade de otimização do sistema construtivo.

3.1- Montagem dos Módulos

O procedimento de montagem dos módulos foi feito de acordo com Calil et al. (2004), e detalhado conforme a descrição a seguir:

➤ Peças de madeira serrada:

Foram serradas três tipos de peças de Eucalipto, conforme mostram as figuras a seguir:

- Banzo Superior:

Formado por duas peças de madeira serrada com seção transversal de 5 x 20 cm, espaçadas 10 cm uma da outra.

Figura 3.1 – Peça de madeira serrada que compõe o banzo superior dos módulos.

- Diagonais:

Cada módulo contém duas diagonais, cada uma formada por uma peça de madeira serrada com seção transversal de 10 x 20 cm.

Figura 3.2 – Peça de madeira serrada que compõem as diagonais dos módulos.

- Montante:

Formado por uma peça de madeira serrada com seção transversal de 10 x 20 cm.

Figura 3.3 – Peça de madeira serrada que compõem o montante dos módulos.

➤ Ligações:

As peças de madeira serrada foram conectadas através de dois tipos de chapas de aço, parafusos e pinos.

- Ligação Superior:

Quatro chapas metálicas por módulo, cada uma com 0,9 cm de espessura. Cada dupla em uma extremidade superior, e conectadas à madeira por 12 parafusos de 2 cm de diâmetro.

Figura 3.4 – Chapa de aço que compõem a ligação banzo superior-diagonal dos módulos.

A ligação do montante com o banzo superior foi feita por dois parafusos de 2 cm cada.

Figura 3.5 – Detalhe da ligação montante-banzo superior dos módulos.

- **Ligação Inferior:**

Duas chapas metálicas, cada uma com espessura de 0,9 cm, conectadas a madeira por 12 parafusos de 2 cm de diâmetro e atravessadas por um pino de aço de 3,8 cm. O pino atravessa o montante e as diagonais fixando as chapas.

Figura 3.6 – Chapa de aço que compõem a ligação diagonais-montante dos módulos.

Depois de montadas e parafusadas, essas peças formam um módulo como apresentado na figura 3.7.

Figura 3.7 – Um módulo de treliça.

Para os ensaios foram montados dois módulos, sendo que nos nós inferiores foram utilizadas duas barras de aço, conforme figura 3.8.

➤ Banzo inferior:

Com a seção transversal de 10 x 0,6 cm cada uma, duas barras de aço (tirantes) com espaçamento de 16 cm entre elas, conectaram os módulos e formaram o banzo inferior da treliça.

Figura 3.8 – Barra de aço que forma o banzo inferior do módulo.

As barras de aço foram conectadas aos nós inferiores dos módulos pelas chapas metálicas (mostradas na figura 3.6), que também são responsáveis pela união das diagonais e montantes.

Figura 3.9 – Detalhe da ligação da barra de aço, com chapas e pinos soldados.

Dois módulos foram montados e ligados de acordo com a figura 3.10.

Figura 3.10 – Módulos prontos.

3.2 - Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização da madeira *Eucalyptus citriodora*, usada na composição do módulo de treliça, foram feitos de acordo com a NBR 7190/1997 e apresentaram os seguintes resultados (detalhes no Apêndice A):

Tabela 3.1 – Resistência à compressão paralela às fibras (f_{c0}) e módulo de elasticidade longitudinal (E_{c0}) fornecidos pelos ensaios de caracterização da madeira *Eucalyptus citriodora* que foi usada na composição do módulo de treliça.

Corpos de prova	Força de ruptura (kN)	Área (cm ²)	f_{c0} (MPa)	E_{c0} (MPa)
CP 01	724,00	84,4	85,8	20786
CP 02	708,70	82,6	85,8	17952
CP 03	1301,16	178,5	72,9	20189
CP 04	1433,72	178,5	80,3	21757
CP 05	724,00	83,2	87,0	21334
CP 06	692,39	87,3	79,3	18182
f_{c0} médio = 81,8 MPa		E_{c0} médio = 20033 MPa		

3.3- Descrição do ensaio dos módulos

Assim como fizeram Calil et al. (2004), para facilitar o procedimento do ensaio, optou-se pela colocação dos módulos de modo invertido ao que seria colocado em uma ponte.

A aplicação da carga também foi feita por meio de um pistão de carga *Yellow Power* e medida por meio de um transdutor de carga, também chamado de célula de carga, tendo sido previamente aferido conforme NBR 6674/1981.

O sistema Kyowa foi utilizado para a aquisição de dados.

Para a avaliação do sistema foram aplicados carregamentos no meio do vão dos módulos treliçados, conforme indicado na figura 3.11, e medidas as deformações nos banzos e diagonais da treliça e deslocamentos nos pontos indicados pelos relógios. O sistema foi avaliado para carregamentos de serviço.

Foram feitas duas séries de ensaio, cada série com quatro carregamentos, e aplicação de carga de 7,85 à 78,5 kN na primeira série, e de 7,85 à 109,9 kN na segunda. A célula de carga tinha constante de 0,157 e as divisões de 50 em 50. Para determinar a força aplicada multiplicou-se a constante da célula pelo número de divisões. Assim como: 50 divisões x 0,157 = 7,85 kN de carga aplicada.

Figura 3.11 – Esquema do ensaio dos módulos da treliça.

Com a aplicação do carregamento, os banzos superiores e os montantes devem trabalhar sempre a compressão, os inferiores a tração, e as diagonais ou tração ou compressão, dependendo da posição da carga.

Para a determinação dos deslocamentos verticais os relógios comparadores foram instalados nos pontos dos módulos, como mostram as figuras 3.11, 3.12 e 3.13. A calibração dos mesmos foi feita de acordo com a NBR 6388/1983 e sua precisão era de 0,01 mm.

Foram usados nos ensaios, extensômetros elétricos da Kyowa, e as instruções para o uso dos mesmos foram seguidos atentamente, conforme recomendações de Calil e Dias (2003). Foram instalados também 10 extensômetros nos módulos, que seriam responsáveis pela análise experimental das deformações sofridas pelas barras. Sendo 5 unidades de cada lado, quatro no banzo superior, quatro nas diagonais e duas no banzo inferior. Como mostram as figuras 3.12 e 3.13.

Figura 3.12 – Detalhe das posições de extensômetros e relógios vistos pelo lado 1 dos módulos.

Figura 3.13 – Detalhe das posições de extensômetros e relógios vistos pelo lado 2 dos módulos.

Figura 3.14 – Detalhe das ligações.

Figura 3.15 – Módulo montado de maneira invertida.

Figura 3.16 – Detalhe da célula de carga e do relógio.

Figura 3.17 – Detalhe do apoio do módulo treliçado.

Figura 3.18 – Sistema Kyowa (leitura das deformações).

3.4- Ensaio dos módulos

O ensaio dos módulos foi realizado de acordo com os ensaios de Calil et al. (2004), para os mesmos módulos de treliça. Os módulos foram carregados e descarregados quatro vezes em cada ensaio, no primeiro até 78,5 kN e no segundo até 109,9 kN. As médias dos resultados obtidos foram as seguintes (detalhes no Apêndice B):

- ✓ Média de resultados dos carregamentos no ensaio 01:

Tabela 3.2 – Média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-3,1	-14	-18	-3,4	2,81	-22	-27	-0,9	23,1	88,1
100	15,70	-7,2	-7,8	-42	-9,4	3,44	-26	-56	-1,6	43,1	123
150	23,55	-14	-13	-64	-14	-4,1	-38	-85	0,31	63,8	143
200	31,40	-27	-16	-88	-15	-14	-45	-111	0	89,7	163
250	39,25	-44	-23	-111	-20	-28	-52	-142	1,56	115	182
300	47,10	-60	-27	-133	-25	-39	-61	-170	2,5	143	209
350	54,95	-74	-30	-154	-29	-49	-67	-197	2,81	174	234
400	62,80	-93	-34	-180	-35	-59	-79	-221	0	203	259
450	70,65	-104	-37	-199	-41	-69	-90	-247	-4,7	231	289
500	78,50	-119	-40	-219	-50	-83	-100	-270	-9,4	258	313

Tabela 3.3 – Média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	11,5	52,5	209,5	337,5	332,25
100	15,70	58,75	100	622,75	745,75	766
150	23,55	85,75	118,25	856	935,75	1001,25
200	31,40	103	133	1022,75	1101,25	1177,25
250	39,25	118	147,25	1167	1199,5	1331
300	47,10	131,5	161,25	1292,75	1315,25	1469,5
350	54,95	134,75	167,25	1399	1414	1590,5
400	62,80	146,25	174,75	1499,5	1481,5	1705
450	70,65	150,75	180,75	1587,75	1584	1804,75
500	78,50	158,75	187	1673,25	1663	1906

✓ Média das leituras do ensaio 02:

Tabela 3.4 – Média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-2,5	-7,5	-13	-3,8	6,25	-16	-24	1,25	27,5	103
100	15,70	-3,8	3,75	-31	-7,5	8,75	-19	-48	-1,3	47,5	129
150	23,55	-10	0	-56	-10	3,75	-30	-76	1,25	70	151
200	31,40	-24	-3,8	-80	-10	-7,5	-35	-105	0	98,8	174
250	39,25	-40	-8,8	-103	-16	-20	-41	-134	1,25	124	199
300	47,10	-56	-13	-126	-20	-33	-50	-159	0	153	221
350	54,95	-71	-15	-148	-26	-41	-59	-186	1,25	180	248
400	62,80	-86	-18	-169	-30	-51	-68	-208	0	209	271
450	70,65	-101	-21	-190	-39	-63	-80	-236	-3,8	239	301
500	78,50	-116	-26	-213	-46	-75	-91	-260	-7,5	266	328
550	86,35	-126	-29	-230	-53	-88	-101	-279	-15	294	353
600	94,20	-141	-36	-253	-60	-100	-113	-303	-21	320	379
650	102,05	-150	-41	-270	-69	-110	-124	-324	-26	350	411
700	109,90	-161	-46	-288	-79	-121	-136	-345	-30	381	448

Tabela 3.5 – Média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (KN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	19	84,25	235,75	412,75	364,5
100	15,70	77	144,25	665,75	753,75	799,75
150	23,55	110,25	173,25	925,25	947,5	1038,5
200	31,40	130,25	194,5	1069,75	1092	1216
250	39,25	145,5	215	1194,75	1206	1357,5
300	47,10	159	229,5	1304,5	1317	1484,5
350	54,95	169	241,25	1390,75	1397,75	1585,25
400	62,80	177,75	251,5	1472,5	1478,25	1677,5
450	70,65	188,5	261,75	1556,25	1557,75	1775,75
500	78,50	196,75	269,75	1635,75	1633	1863,25
550	86,35	204,25	278	1731,5	1699,75	1940,5
600	94,20	209,75	286,5	1804,25	1769,5	2025,5
650	102,05	215,75	295,75	1878,75	1845,5	2111,5
700	109,90	222,5	305,75	1970,25	1930	2211,75

Como os apoios deveriam ser fixos, descontou-se os deslocamentos dos apoios (loais dos relógios 1 e 2) nos locais dos relógios 3, 4 e 5. Os descontos foram feitos de acordo com as seguintes equações:

$$\Delta_1 = r_3 - r_1$$

$$\Delta_2 = r_4 - r_2$$

$$\Delta_3 = r_5 - \left(\frac{r_1 + r_2}{2}\right)$$

Onde:

$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ são os novos valores válidos para deslocamento nos pontos dos relógios 3, 4 e 5, respectivamente;

r_1, r_2, r_3, r_4, r_5 são os valores do deslocamento nos pontos dos relógios 1, 2, 3, 4, e 5, que resultaram do ensaio.

Fazendo-se os corretos descontos, os novos valores para os deslocamentos são dispostos a seguir:

Tabela 3.6 – Valor corrigido da média de resultados dos carregamentos no ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)		
		Δ_1 (3 - 1)	Δ_2 (4 - 2)	Δ_3 (5 - $\mu_{1,2}$)
50	7,85	198	285	300,25
100	15,70	564	645,75	686,625
150	23,55	770,25	817,5	899,25
200	31,40	919,75	968,25	1059,25
250	39,25	1049	1052,25	1198,375
300	47,10	1161,25	1154	1323,125
350	54,95	1264,25	1246,75	1439,5
400	62,80	1353,25	1306,75	1544,5
450	70,65	1437	1403,25	1639
500	78,50	1514,5	1476	1733,125

Tabela 3.7 – Valor corrigido da média de resultados dos carregamentos no ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)		
		Δ_1 (3 - 1)	Δ_2 (4 - 2)	Δ_3 (5 - $\mu_{1,2}$)
50	7,85	216,75	328,5	312,875
100	15,7	588,75	609,5	689,125
150	23,55	815	774,25	896,75
200	31,4	939,5	897,5	1053,625
250	39,25	1049,25	991	1177,25
300	47,1	1145,5	1087,5	1290,25
350	54,95	1221,75	1156,5	1380,125
400	62,8	1294,75	1226,75	1462,875
450	70,65	1367,75	1296	1550,625
500	78,5	1439	1363,25	1630
550	86,35	1527,25	1421,75	1699,375
600	94,2	1594,5	1483	1777,375
650	102,05	1663	1549,75	1855,75
700	109,9	1747,75	1624,25	1947,625

3.5- Ensaio de Ruptura

Foram repetidos os esquemas de ensaios anteriores, até a ruptura, com as seguintes leituras:

Figura 3.19 – Ruptura dos módulos na ligação do apoio.

3.6- Análise numérica

O uso da ferramenta computacional é cada dia mais difundido na engenharia civil. Os *softwares* computacionais são ferramentas complementares, que executam tarefas repetitivas e possibilitam que várias alternativas sejam testadas.

Vários são os softwares utilizados na análise de estruturas. Dentre eles podemos citar o *SAP 2000*, o *ANSYS*, o *ACAD FRAME*, o *FTOOL*, entre outros.

O *software* utilizado para análise estrutural, neste caso, foi o *Ftool* versão 2.12 por se mostrar uma ferramenta simples, unindo em uma única interface, recursos para uma eficiente criação e manipulação do modelo (pré-processamento), e rápida visualização dos resultados (pós-processamento).

A modelagem numérica foi realizada em concordância com os ensaios experimentais. Utilizou-se um modelo bidimensional com carregamento aplicado no plano do módulo treliçado. Foram utilizados elementos de barra na modelagem dos elementos estruturais da treliça. Na simulação numérica foi realizada uma análise linear para carregamentos de serviço aplicados.

Figura 3.20 – Tela de entrada do Ftool.

Com o auxílio do *Ftool*, foram analisados os módulos construídos para o ensaio experimental, também numericamente. Foi feita a construção dos módulos no programa, com os seguintes dados de entrada:

➤ Coordenadas dos nós:

- Nó 01: $X = 0$; $Y = 0$
- Nó 02: $X = 1$; $Y = 0$
- Nó 03: $X = 2$; $Y = 0$
- Nó 04: $X = 3$; $Y = 0$
- Nó 05: $X = 4$; $Y = 0$
- Nó 06: $X = 1$; $Y = 1$
- Nó 07: $X = 2$; $Y = 1$

Figura 3.21 – Numeração dos nós.

➤ Coordenadas de dois nós para cada elemento de barra:

- Barra 01: 1º. nó: $X = 0$; $Y = 0$ e, 2º. nó: $X = 1$; $Y = 0$
- Barra 02: 1º. nó: $X = 1$; $Y = 0$ e, 2º. nó: $X = 2$; $Y = 0$
- Barra 03: 1º. nó: $X = 2$; $Y = 0$ e, 2º. nó: $X = 3$; $Y = 0$
- Barra 04: 1º. nó: $X = 3$; $Y = 0$ e, 2º. nó: $X = 4$; $Y = 0$
- Barra 05: 1º. nó: $X = 0$; $Y = 0$ e, 2º. nó: $X = 1$; $Y = 1$
- Barra 06: 1º. nó: $X = 1$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 1$; $Y = 0$
- Barra 07: 1º. nó: $X = 1$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 2$; $Y = 0$
- Barra 08: 1º. nó: $X = 1$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 3$; $Y = 1$
- Barra 09: 1º. nó: $X = 3$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 2$; $Y = 0$
- Barra 10: 1º. nó: $X = 3$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 3$; $Y = 0$
- Barra 11: 1º. nó: $X = 3$; $Y = 1$ e, 2º. nó: $X = 4$; $Y = 0$

Figura 3.22 – Numeração das barras.

➤ Parâmetros dos materiais:

- Madeira: $E = 20.033 \text{ MPa}$

- Aço: $E = 205.000 \text{ MPa}$

➤ Propriedades das seções:

- Banzo Superior de madeira: $d = 20 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$
- Banzo Inferior de aço: $d = 10 \text{ cm}$; $b = 1,2 \text{ cm}$
- Diagonais de madeira e montantes de madeira: $d = 20 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$

Figura 3.23 – Figura do Ftool para caracterizar seção retangular.

➤ Condições de apoio:

- Apoio 01 no nó 01: X fixo; Y fixo
- Apoio 02 no nó 05: X livre; Y fixo

➤ Condições de rotação:

Todos os nós entre os elementos da treliça rotulados.

➤ Carregamentos no nó 04:

- 7,85 kN
- 15,70 kN
- 23,55 kN
- 31,40 kN
- 39,25 kN
- 47,10 kN
- 54,95 kN
- 62,80 kN
- 70,65 kN
- 78,50 kN
- 86,35 kN

- 94,20 kN
- 102,05 kN
- 109,90 kN

Figura 3.24 – Módulos de treliça montados na Tela do Ftool.

3.7- Memória de cálculo da ponte de treliça modular

O detalhamento da ponte encontra-se no Apêndice C.

As cargas usadas nos módulos treliçados foram calculadas de acordo com a memória de cálculo a seguir:

3.7.1- Documentos normativos

O procedimento utilizado para o cálculo foi realizado com base nas normas brasileiras da ABNT e *EUROCODE* pertinentes ao assunto:

NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

NBR 6123:1988 – Força devida ao vento nas edificações;

NBR 7188:1984 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento;

NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira: procedimento;

NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;

NBR 8800:1986 – Projeto de estruturas de aço em edifícios.

EUROCODE 5 – Design of timber structures.

3.7.2- Esquema geral da ponte

- Longarinas

As longarinas são formadas pelos módulos de treliça dispostos no sentido longitudinal. São responsáveis por suportar o peso próprio da estrutura e também suas cargas acidentais e seus efeitos dinâmicos.

- Tabuleiro

O tabuleiro é constituído por peças de madeira serrada, dispostas no sentido transversal, e ligadas nas transversinas e longarinas por parafusos. O veículo tipo deve atuar sobre o rodeiro, entretanto, o tabuleiro deve suportar a carga acidental do veículo tipo, no caso excepcional do mesmo sair do rodeiro.

- Rodeiro

O rodeiro é formado por peças de madeira serrada, dispostas no sentido longitudinal, e ligadas ao tabuleiro por parafusos auto-atarraxantes de 10 mm de diâmetro. O rodeiro tem a função de indicar a localização correta de onde o veículo deve passar e melhorar a distribuição das cargas acidentais para o tabuleiro e as longarinas. No rodeiro devem ser utilizadas madeiras duras que resistam à abrasão dos pneus dos veículos.

3.7.3- Características da ponte exemplo

- Comprimento do tabuleiro: 8,00 metros;
- Largura transversal da ponte: 3,80 metros;
- Classe de carregamento considerada – **classe 30** (NBR 7188:1984);
- Sistema estrutural: treliça modular de madeira de Eucalipto com transversinas, e com pranchas de madeira serrada (seção retangular) acima, dispostas no sentido transversal da ponte, e para composição do rodeiro, pranchas de madeira serrada de seção retangular (100 x 5) cm, colocadas longitudinalmente sobre o tabuleiro, no sentido do comprimento da treliça;

Figura 3.25- Corte transversal da ponte.

3.7.4- Hipóteses e simplificações de cálculo

(1) Distribuição dos módulos de treliça conforme Figura 3.26;

(2) Espraçamento de cargas a 45°;

Qualquer carregamento concentrado em uma área, como é o caso do trem-tipo, possui espraçamento a 45°, conforme recomendações do EUROCODE 5.

Figura 3.26 – Espraçamento transversal das cargas.

(3) Em cada posição crítica (cada linha de rodas dos veículos), tem-se uma treliça recebendo o carregamento tipo;

(4) As características dos materiais envolvidos, as combinações de cálculo, as ações e verificações são as descritas pelos documentos normativos citados anteriormente.

3.7.5- Ações atuantes

a) Ações permanentes:

- Peso próprio do módulo da treliça;
- Peso próprio do tabuleiro superior;
- Peso próprio do rodeiro;
- Elementos metálicos.

b) Ações variáveis:

- Trem-tipo e seu efeito dinâmico;
- Carregamento de multidão (com seu efeito dinâmico);
- Aceleração e frenagem dos veículos;
- Carga no guarda-corpo;

3.7.6- Cálculo do peso próprio

a) Peso Próprio do módulo da treliça:

O Eucalipto citriodora possui densidade de aproximadamente 10 kN/m³.

O aço possui densidade de aproximadamente 78,3 kN/m³.

Então:

$$g_1 = Volume.densidade$$

$$g_{madeira} = 0,248m^3 \times 10kN / m^3 = 2,48kN$$

$$g_{aço} = 0,003m^3 \times 78,3kN / m^3 = 0,2349kN$$

$$g_{madeira} + g_{aço} = 2,48kN + 0,2349kN = 2,715kN$$

Como a ponte de 8 m possui 2 treliças:

$$g_1 = 2,715kN \times 2 = 5,43kN$$

Como o módulo ensaiado possui 4 metros:

$$g_1 = 5,43kN \div 4m$$

$$g_1 = 1,36kN / m$$

b) Peso próprio do tabuleiro superior:

Figura 3.27 – Prancha de madeira serrada que compõe o tabuleiro.

$$\rho = \frac{m}{v} \Rightarrow m = A \cdot h \cdot \rho$$

$$g_2 = \frac{m}{A} = h \cdot \rho$$

$$g_2 = 0,075m \times 10kN / m^3 = 0,75kN / m^2$$

Como a ponte possui largura de 3,8 m:

$$g_2 = 0,75kN / m^2 \times 3,8m$$

$$g_2 = 2,85kN / m$$

c) Peso próprio do rodeiro:

Figura 3.28 – Duas pranchas de 50 cm compondo o rodeiro.

$$g_3 = \frac{m}{A} = h \cdot \rho \Rightarrow g_2 = (0,05m) \times 10kN / m^3 \Rightarrow g_3 = 0,5kN / m^2$$

Como o rodeiro possui largura de 1 m:

$$g_3 = 0,5kN / m^2 \times 1m$$

$$g_2 = 0,5kN / m$$

Como cada ponte possui 2 rodeiros:

$$g_2 = 0,5kN / m \times 2$$

$$g_2 = 1kN / m$$

d) Peso próprio dos elementos metálicos:

De acordo com a NBR 7190:1997 o peso próprio dos elementos metálicos pode ser estimado como 3% do peso próprio total da estrutura.

$$g_4 = \frac{3}{100}(g_1 + g_2 + g_3)$$

$$g_4 = \frac{3}{100}(1,36 + 2,85 + 1)$$

$$g_4 = 0,1563kN / m$$

➤ Peso próprio da estrutura:

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

$$g = 1,36 + 2,85 + 1 + 0,1563$$

$$\text{Total: } g = 5,37kN / m$$

3.7.7- Cálculo do impacto vertical

O impacto vertical, no caso de pontes em viga, é calculado conforme mostra a equação abaixo, onde L é o vão teórico da ponte a ser considerado e $\alpha=20$ para pontes com revestimento de madeira.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}$$

$$\varphi = 1 + \frac{20}{40 + 8}$$

$$\varphi = 1,42$$

3.7.8- Trem-tipo

O trem-tipo especificado pelas normas brasileiras para a classe de carregamento 30 é composto por 6 cargas concentradas com valores iguais a 50kN cada uma, distantes entre si de 1,50 m.

Por ser uma carga móvel, o veículo tipo deve ser posicionado na posição mais desfavorável, em cada verificação.

Figura 3.29 – Trem-tipo (classe 30).

3.7.9- Cálculo do carregamento de multidão

O carregamento de multidão deve ser aplicado em toda a superfície, menos onde estiver localizado o trem-tipo medindo (6 x 3) m em planta, conforme apresentado na Figura 3.30.

Figura 3.30 – Carregamento de multidão distribuído na pista de rolamento.

O carregamento de multidão para a ponte de classe 30 a ser aplicado uniformemente distribuído na pista de rolamento é igual a 5 kN/m² e igual 3 kN/m² nos passeios.

Neste caso somente foi considerado o carregamento de multidão referente a pista de rolamento, sem o carregamento de multidão distribuído nos passeios.

$$q = 5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (0,4 \text{ m} + 0,4 \text{ m})$$

$$q = 4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

3.7.10- Aceleração e frenagem dos veículos

A aceleração e frenagem dos veículos é uma ação horizontal longitudinal, igual ao maior dentre os seguintes valores:

- 5% do carregamento total do tabuleiro com carga móvel uniformemente distribuída (aceleração);
- 30% do veículo-tipo para cada faixa de tráfego (frenagem).

3.7.11- Carregamento no guarda-corpo

O carregamento no guarda-corpo deve ser considerado somente para o dimensionamento do elemento, não configurando uma situação crítica no caso de dimensionamento do tabuleiro.

3.7.12- Combinação de ações

Para a situação de máxima flexão, a configuração de carregamento crítica é aquela composta pela associação da carga permanente uniformemente distribuída ao longo do vão, pelo trem-tipo posicionado centralmente no vão e pelo carregamento de multidão aplicado fora da área, em planta, do veículo-tipo, como mostrado na figura 3.31.

Figura 3.31 – Carregamento crítico.

3.7.13- Verificação da flecha máxima

Com esta combinação, aplicada no software “Ftool”, foram obtidos os seguintes resultados:

a) Flecha máxima:

Figura 3.32 – Flecha da ponte de 8 m (Ftool).

$$F_m = 1,14 \text{ cm}$$

A flecha máxima, de acordo com a NBR 7190/97, deve ser menor que $L/200$.

$$\frac{L}{200} = \frac{800\text{cm}}{200} = 4\text{cm}$$

$$F_m = 1,14\text{cm} \leq 4\text{cm}$$

Portanto, o dimensionamento da ponte, quanto à flecha máxima está ok!

3.7.14- Verificação da compressão

Figura 3.33 – Esforços normais sofridos pela ponte de 8 m (Ftool).

De acordo com a NBR 7190:

a) Imposições Geométricas:

$$a \leq 3b_1$$

$$9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1$$

$$10 \leq 3 \times 5$$

$$9 \times 5 \leq L_1 \leq 18 \times 5$$

$$10 \leq 15 \text{ ok!}$$

$$45 \leq 81 \leq 90 \text{ ok!}$$

b) Parâmetros Geométricos da seção de cada elemento:

$$A_1 = b_1 \times h_1 = 5 \times 20 = 100\text{cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{5 \times 20^3}{12} = 3333,33\text{cm}^2$$

$$I_2 = \frac{h_1 \times b_1^3}{12} = \frac{20 \times 5^3}{12} = 208,33\text{cm}^2$$

c) Parâmetros Geométricos da seção composta:

$$A = n \times A_1 = 2 \times 100 = 200\text{cm}^2$$

$$I_x = n \times I_1 = 2 \times 3333,33 = 6666,66\text{cm}^2$$

$$I_y = n \times I_2 + 2 \times A_1 \times a_1^2 = 2 \times 208,33 + 2 \times 100 \times 7,5^2 = 11666,66\text{cm}^4$$

$$m = \frac{L}{L_1} = \frac{162}{54} = 3$$

$\alpha_y = 1,25$ (espaçadores interpostos – NBR 7190 – pag. 30)

$$\beta_I = \frac{I_2 \times m^2}{I_2 \times m^2 + \alpha_y \times I_y} = \frac{208,33 \times 3^2}{208,33 \times 3^2 + 1,25 \times 11666,66} = 0,11$$

$$I_{y,ef} = \beta_I \times I_y = 0,11 \times 11666,66 = 1283,33 \text{ cm}^4$$

Como $I_x > I_{y,ef}$, a verificação da estabilidade global da peça composta deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área A e momentos de inércia I_x e $I_{y,ef}$.

d) Valores de Resistência:

$$f_{c0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c0,k}}{\gamma_c} = \frac{0,56 \cdot 5}{1,4} = \frac{2 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

Os coeficientes de modificação (k_{mod}) que levam em consideração as peculiaridades do material e classe de carregamento são:

$k_{mod1} = 0,70$ (carregamento de longa duração, madeira laminada ou colada);

$k_{mod2} = 1,00$ (classe de umidade: $\leq 65\%$ U_{amb} , $U_{equ} = 12\%$, madeira laminada ou colada);

$k_{mod3} = 0,80$ (madeira de 2ª categoria, não passa por inspeção visual ou mecânica).

$$\text{Portanto: } k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} = 0,56$$

De acordo com a NBR 7190:1997, a resistência à compressão característica na direção paralela às fibras, para as Dicotiledôneas, Classe 40 é igual a $f_{c0,k} = 40 \text{ MPa} = 4 \text{ kN/cm}^2$.

O coeficiente γ_c é igual a 1,4, devido ao tipo de solicitação (ponderação da resistência a compressão).

$$E_{c0,ef} = K_{mod} \times E_{c0,m} = 0,56 \times 2003,3 = 1121,85 \text{ kN/cm}^2$$

e) Esbeltez efetiva em função da rigidez efetiva das peças compostas:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\frac{A}{I_{y,ef}}} \times L = \sqrt{\frac{200}{1283,33}} \times 162 = 63,95, \quad 40 < 63,95 < 80, \text{ peça medianamente}$$

esbelta.

$$e_{1,ef} = e_a + e_1 + e_c = \frac{162}{300} + 0 + 0 = 0,54 \text{ cm}$$

f) Carga Crítica de Euler:

$$FE = \frac{\Pi^2 \times E_{c0,ef} \times I_{y,ef}}{L^2} = \frac{\Pi^2 \times 1121,85 \times 1283,33}{162^2} = 540,88 \text{ kN}$$

g) Força Normal de compressão sofrida pela barra:

$$N_d = 205,8kN$$

h) Momento de Cálculo:

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \times \left(\frac{FE}{FE - N_d} \right) = 205,8 \times 0,54 \times \left(\frac{540,88}{540,88 - 205,8} \right) = 179,38kN.cm$$

i) Módulo de Resistência:

$$W_2 = \frac{I_2}{\frac{b_2}{2}} = \frac{208,33}{\frac{5}{2}} = 83,33cm^3$$

j) Condição de Segurança:

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \times I_2}{I_{y,ef} \times W_2} + \frac{M_d}{2 \times a_1 \times A_1} \times \left[1 - \left(n \times \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \right] \leq f_{c0,d}$$

$$\frac{205,8}{200} + \frac{179,38 \times 208,33}{1283,33 \times 83,33} + \frac{179,38}{2 \times 7,5 \times 100} \times \left[1 - \left(2 \times \frac{208,33}{1283,33} \right) \right] \leq 2$$

$$1,46 \leq 2$$

Portanto, o dimensionamento da ponte, quanto à compressão está ok!

3.7.15- Verificação da tração

De acordo com a NBR 8800/1986, a condição de segurança adotada para a tração no aço é verificada genericamente pela expressão:

$$f_t \leq f_{t,d}$$

onde:

f_t é o esforço de tração atuante no elemento;

$f_{t,d}$ é a resistência de cálculo a tração, para o aço.

$$f_{t,d} = 0,9 \cdot A_b \cdot f_y$$

$$f_{t,d} = 0,9 \times 12 \times 25$$

$$f_{t,d} = 270kN$$

ou

$$f_{t,d} = 0,75 \cdot A_t \cdot f_u$$

$$f_{t,d} = 0,75 \times 8,04 \times 40$$

$$f_{t,d} = 241,2kN$$

A tensão de escoamento do aço usado é igual a $f_y = 250MPa = 25kN/cm^2$

A tensão de ruptura do aço usado é igual a $f_u = 400MPa = 40kN/cm^2$

A área bruta da seção transversal da barra de aço é igual a $A_b = 12cm^2$

A área líquida da seção transversal da barra de aço é igual a $A_l = 8,04cm^2$

Usa-se a menor resistência de cálculo a tração, então:

$$\sigma_{N_t} = 230,8kN \leq 241,2kN$$

Portanto, o dimensionamento da ponte, quanto à tensão máxima de tração está ok!

3.7.17- Verificação das ligações

Os pontos críticos das estruturas de madeira são as ligações. Os detalhes das ligações estão apresentados nas figuras 3.36 e 3.37.

Foram verificadas as ligações mais críticas.

Figura 3.34 – Localização dos nós nos quais foram verificadas as ligações.

Figura 3.35 – Detalhe da ligação do nó 01.

Figura 3.36 – Detalhe da ligação do nó 06.

Segundo Calil et al. (2003), o estado limite último de uma ligação pode ser por deficiência de resistência da madeira (embutimento) ou do elemento de ligação (flexão do pino). A verificação das ligações foram feitas de acordo com a seguinte condição de segurança:

$$S_d \leq R_d$$

onde:

S_d é o valor de cálculo das solicitações na ligação;

R_d é o valor de cálculo da resistência da ligação.

A resistência da madeira ao embutimento na direção paralela pode ser tomada como igual a resistência de cálculo na direção paralela às fibras:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d}$$

$$f_{e0,d} = 2 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A resistência da madeira ao embutimento na direção normal é igual a:

$$f_{e90,d} = 0,25 \times f_{c0,d} \times \alpha_e$$

Os valores do coeficiente α_e são em função do diâmetro do pino e estão na NBR 7190/1997, e no caso do diâmetro de 16 mm $\alpha_e = 1,52$.

$$f_{e90,d} = 0,25 \times 2 \times 1,52$$

$$f_{e90,d} = 0,76 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A resistência da madeira ao embutimento em uma direção qualquer, inclinada de um ângulo α em relação as fibras, é calculada usando a equação de Hankinson, com base nas resistências nas direções paralela e normal às fibras:

$$f_{e\alpha,d} = \frac{f_{e0,d} \times f_{e90,d}}{f_{e0,d} \times \sin^2 \alpha + f_{e90,d} \times \cos^2 \alpha}$$

Na inclinação de 45° (diagonal banzo), temos:

$$f_{e\alpha,d} = \frac{2 \times 0,76}{2 \times \sin^2 45 + 0,76 \times \cos^2 45}$$

$$f_{e\alpha,d} = 1,1 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A resistência de cálculo do aço do pino é obtida por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ com } \gamma_s = 1,1$$

A resistência característica de escoamento mínima do aço utilizado na fabricação de pregos e parafusos é, de acordo com a Norma Brasileira, $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ou $f_{yk} = 24 \text{ kN} / \text{cm}^2$.

$$f_{yd} = \frac{24}{1,1} = 21,8 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

No dimensionamento das ligações de estruturas de madeira por pinos, uma das duas situações podem ocorrer: o embutimento da madeira ou a flexão do pino. A ocorrência de uma ou outra situação é delimitada pelo parâmetro β_{lim} , que leva em conta as resistências da madeira e do pino:

$$\beta_{lim} = 1,25 \times \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{e\alpha,d}}}$$

$$\beta_{lim} = 1,25 \times \sqrt{\frac{21,8}{1,1}}$$

$$\beta_{lim} = 5,57$$

Após a determinação do valor de β_{lim} , deve-se obter a relação entre a espessura da peça de madeira e o diâmetro do pino, dada pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{t}{d}$$

onde:

t é a espessura convencional da madeira;

d é o diâmetro do pino.

$$\beta = \frac{5}{1,6}$$

$$\beta = 3,12$$

Comparando-se os valores de β e β_{lim} :

$$5,57 \leq 3,12$$

$\beta \leq \beta_{\text{lim}}$ (ocorre embutimento da madeira).

Empregando-se a equação ao caso de embutimento da madeira, determina-se a resistência de um pino correspondente a um plano de corte ($R_{v1,d}$):

$$R_{v1,d} = 0,4 \times \frac{t^2}{\beta} \times f_{\text{ead}}$$

De acordo com ensaios já realizados em laboratórios na versão da NBR 7190/1997, o valor de 0,4 é muito conservador, portanto:

$$R_{v1,d} = \frac{5^2}{3,12} \times 1,1$$

$$R_{v1,d} = 8,8 \text{ KN}$$

Para descobrir o valor de cálculo das resistências, usa-se a seguinte expressão:

$$R_v = N \times n \times R_{v1,d}$$

onde:

N é o número de parafusos;

n é o número de planos de corte da estrutura da ligação.

Para a ligação do nó 01:

$$R_v = 12 \times 2 \times 8,8$$

$$R_v = 211,2 \text{ KN}$$

$$205,8 \text{ KN} \leq 211,2 \text{ KN}$$

Portanto, o dimensionamento da ligação superior da madeira da ponte está ok!

Para a ligação do nó 06:

$$R_v = 13 \times 2 \times 8,8$$

$$R_v = 228,8 \text{ KN}$$

$$109,7 \text{ KN} \leq 228,8 \text{ KN}$$

Portanto, o dimensionamento da ligação inferior da madeira da ponte está ok!

4- ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1- Análise Experimental

Lembrando os locais onde foram medidos os deslocamentos verticais:

Figura 4.1 – Locais onde foram medidos os deslocamentos verticais.

Os deslocamentos obtidos nos ensaios com suas unidades transformadas em centímetros são mostrados na sequência:

Tabela 4.1 – Deslocamentos dos módulos em centímetro (ensaio 01).

CARGA (KN)	DESLOCAMENTO (cm):		
	Δ1	Δ2	Δ3
7,85	0,20	0,29	0,30
15,70	0,56	0,65	0,69
23,55	0,77	0,82	0,90
31,40	0,92	0,97	1,06
39,25	1,05	1,05	1,20
47,10	1,16	1,15	1,32
54,95	1,26	1,25	1,44
62,80	1,35	1,31	1,54
70,65	1,44	1,40	1,64
78,50	1,51	1,48	1,73

Tabela 4.2 – Deslocamentos dos módulos em centímetro (ensaio 02).

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (cm):		
	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$
7,85	0,22	0,33	0,31
15,70	0,59	0,61	0,69
23,55	0,82	0,77	0,90
31,40	0,94	0,90	1,05
39,25	1,05	0,99	1,18
47,10	1,15	1,09	1,29
54,95	1,22	1,16	1,38
62,80	1,29	1,23	1,46
70,65	1,37	1,30	1,55
78,50	1,44	1,36	1,63
86,35	1,53	1,42	1,70
94,20	1,59	1,48	1,78
102,05	1,66	1,55	1,86
109,90	1,75	1,62	1,95

Segue um gráfico para ilustrar a diferença de deslocamento sofrida entre os pontos medidos:

Figura 4.2 – Diferença dos deslocamentos verticais em cada ponto dos módulos.

Usando a leitura média dos extensômetros e a fórmula abaixo, chegou-se aos seguintes resultados para tensão:

$$\sigma = \varepsilon \times E$$

onde:

σ é a tensão normal nos locais dos extensômetros;

ε é a deformação normal específica que foi lida no ensaio;

E é o módulo de elasticidade do material.

Foram adotados os módulos de elasticidade 205000 MPa para o aço e 20033 MPa para a madeira, conforme o ensaio de caracterização da mesma.

Tabela 4.3 – Tensão normal nos locais dos extensômetros no ensaio 01.

CARGA (kN)	TENSÃO (MPa)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7,85	-0,05	-0,33	-0,38	-0,05	0,05	-0,45	-0,53	0,00	4,61	17,94
15,70	-0,15	-0,25	-0,88	-0,15	0,05	-0,58	-1,13	0,00	8,97	24,86
23,55	-0,25	-0,33	-1,30	-0,25	-0,10	-0,78	-1,73	0,05	13,07	28,70
31,40	-0,50	-0,38	-1,75	-0,28	-0,28	-0,93	-2,20	0,08	18,45	32,80
39,25	-0,83	-0,50	-2,20	-0,35	-0,53	-1,05	-2,83	0,10	23,32	36,39
47,10	-1,15	-0,60	-2,65	-0,48	-0,78	-1,23	-3,38	0,10	29,21	42,03
54,95	-1,43	-0,68	-3,11	-0,55	-0,98	-1,35	-3,91	0,08	35,36	47,15
62,80	-1,80	-0,75	-3,63	-0,68	-1,20	-1,60	-4,43	0,03	41,51	52,53
70,65	-2,05	-0,78	-4,03	-0,78	-1,40	-1,80	-4,93	-0,08	47,15	58,68
78,50	-2,35	-0,85	-4,41	-0,98	-1,65	-2,00	-5,38	-0,15	52,53	63,29

Tabela 4.4 – Tensão normal nos locais dos extensômetros no ensaio 02.

CARGA (kN)	TENSÃO (MPa)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7,85	-0,05	-0,15	-0,25	-0,08	0,13	-0,33	-0,48	0,03	5,64	21,01
15,70	-0,08	0,08	-0,63	-0,15	0,18	-0,38	-0,95	-0,03	9,74	26,39
23,55	-0,20	0,00	-1,13	-0,20	0,08	-0,60	-1,53	0,03	14,35	31,01
31,40	-0,48	-0,08	-1,60	-0,20	-0,15	-0,70	-2,10	0,00	20,24	35,62
39,25	-0,80	-0,18	-2,05	-0,33	-0,40	-0,83	-2,68	0,03	25,37	40,74
47,10	-1,13	-0,25	-2,53	-0,40	-0,65	-1,00	-3,18	0,00	31,26	45,36
54,95	-1,43	-0,30	-2,95	-0,53	-0,83	-1,18	-3,73	0,03	36,90	50,74
62,80	-1,73	-0,35	-3,38	-0,60	-1,03	-1,35	-4,16	0,00	42,79	55,61
70,65	-2,03	-0,43	-3,81	-0,78	-1,25	-1,60	-4,73	-0,08	48,94	61,76
78,50	-2,33	-0,53	-4,26	-0,93	-1,50	-1,83	-5,21	-0,15	54,58	67,14
86,35	-2,53	-0,58	-4,61	-1,05	-1,75	-2,03	-5,58	-0,30	60,22	72,26
94,20	-2,83	-0,73	-5,06	-1,20	-2,00	-2,25	-6,06	-0,43	65,60	77,64
102,05	-3,00	-0,83	-5,41	-1,38	-2,20	-2,48	-6,49	-0,53	71,75	84,31
109,90	-3,23	-0,93	-5,76	-1,58	-2,43	-2,73	-6,91	-0,60	78,16	91,74

Lembrando a localização dos extensômetros nas barras:

Tabela 4.5 – Posição dos extensômetros nas barras.

BARRA	EXTENSÔMETROS
2	1 e 6
3	2 e 5
7	3 e 8
9	4 e 7
8	9 e 10

Como haviam dois extensômetros em cada barra ensaiada, um de cada lado, fez-se uma média entre as tensões para encontrar a média em cada barra:

Tabela 4.6 – Tensão normal nas barras (ensaio 01).

CARGA (kN)	TENSÃO (MPa)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-0,25	-0,14	-0,19	-0,29	11,28
15,70	-0,36	-0,10	-0,44	-0,64	16,91
23,55	-0,51	-0,21	-0,63	-0,99	20,88
31,40	-0,71	-0,33	-0,84	-1,24	25,63
39,25	-0,94	-0,51	-1,05	-1,59	29,85
47,10	-1,19	-0,69	-1,28	-1,93	35,62
54,95	-1,39	-0,83	-1,51	-2,23	41,26
62,80	-1,70	-0,98	-1,80	-2,55	47,02
70,65	-1,93	-1,09	-2,05	-2,85	52,92
78,50	-2,18	-1,25	-2,28	-3,18	57,91

Tabela 4.7 – Tensão normal nas barras (ensaio 02).

CARGA (kN)	TENSÃO (MPa)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-0,19	-0,01	-0,11	-0,28	13,33
15,70	-0,23	0,13	-0,33	-0,55	18,07
23,55	-0,40	0,04	-0,55	-0,86	22,68
31,40	-0,59	-0,11	-0,80	-1,15	27,93
39,25	-0,81	-0,29	-1,01	-1,50	33,06
47,10	-1,06	-0,45	-1,26	-1,79	38,31
54,95	-1,30	-0,56	-1,46	-2,13	43,82
62,80	-1,54	-0,69	-1,69	-2,38	49,20
70,65	-1,82	-0,84	-1,94	-2,75	55,35
78,50	-2,08	-1,01	-2,20	-3,07	60,86
86,35	-2,28	-1,16	-2,45	-3,32	66,24
94,20	-2,54	-1,36	-2,74	-3,63	71,62
102,05	-2,74	-1,51	-2,97	-3,93	78,03
109,90	-2,98	-1,68	-3,18	-4,24	84,95

Seguem gráficos para ilustrar a diferença de tensão entre as barras:

Figura 4.3 – Compressão na madeira.

Figura 4.4 – Tração no aço.

Encontra-se também a força axial nas barras utilizando a seguinte fórmula clássica da resistência dos materiais:

$$\sigma = F \times A$$

onde:

F é a força axial nas barras;

A é a área da seção transversal de cada barra.

Lembrando que a área da seção transversal do banzo superior, diagonais e montantes é de 200 cm², e a do banzo inferior é de 12 cm².

Tabela 4.8 – Força axial nas barras (ensaio 01).

CARGA (kN)	FORÇA AXIAL (kN)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-5,01	-2,75	-3,76	-5,76	13,53
15,70	-7,26	-2,00	-8,76	-12,77	20,30
23,55	-10,27	-4,26	-12,52	-19,78	25,06
31,40	-14,27	-6,51	-16,78	-24,79	30,75
39,25	-18,78	-10,27	-21,03	-31,80	35,82
47,10	-23,79	-13,77	-25,54	-38,56	42,74
54,95	-27,80	-16,53	-30,30	-44,57	49,51
62,80	-34,06	-19,53	-36,06	-51,08	56,43
70,65	-38,56	-21,79	-41,07	-57,09	63,50
78,50	-43,57	-25,04	-45,58	-63,60	69,50

Tabela 4.9 – Força axial nas barras (ensaio 02).

CARGA (kN)	FORÇA AXIAL (kN)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-3,76	-0,25	-2,25	-5,51	15,99
15,70	-4,51	2,50	-6,51	-11,02	21,68
23,55	-8,01	0,75	-11,02	-17,28	27,21
31,40	-11,77	-2,25	-16,03	-23,04	33,52
39,25	-16,28	-5,76	-20,28	-30,05	39,67
47,10	-21,29	-9,01	-25,29	-35,81	45,97
54,95	-26,04	-11,27	-29,30	-42,57	52,58
62,80	-30,80	-13,77	-33,81	-47,58	59,04
70,65	-36,31	-16,78	-38,81	-55,09	66,42
78,50	-41,57	-20,28	-44,07	-61,35	73,03
86,35	-45,58	-23,29	-49,08	-66,36	79,49
94,20	-50,83	-27,29	-54,84	-72,62	85,95
102,05	-54,84	-30,30	-59,35	-78,63	93,63
109,90	-59,60	-33,56	-63,60	-84,89	101,94

4.2- Análise Numérica

Os resultados obtidos no programa *Ftool* para deslocamentos e forças axiais estão dispostos a seguir:

Tabela 4.10 – Deslocamento numérico dos módulos.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO (cm):		
	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$
7,85	0,01	0,01	0,01
15,70	0,01	0,01	0,02
23,55	0,02	0,02	0,03
31,40	0,03	0,03	0,04
39,25	0,03	0,03	0,06
47,10	0,04	0,04	0,07
54,95	0,04	0,04	0,08
62,80	0,05	0,05	0,09
70,65	0,06	0,06	0,01
78,50	0,06	0,06	0,11
86,35	0,07	0,07	0,12
94,20	0,08	0,08	0,12
102,50	0,08	0,08	0,15
109,90	0,09	0,09	0,16

Tabela 4.11 – Força axial numérica em cada barra.

CARGA (kN)	FORÇA AXIAL (kN)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-3,5	-3,5	-5,2	-5,2	7,1
15,70	-7,1	-7,1	-10,5	-10,5	14,2
23,55	-10,6	-10,6	-15,7	-15,7	21,3
31,40	-14,2	-14,2	-20,9	-20,9	28,3
39,25	-17,7	-17,7	-26,2	-26,2	35,4
47,10	-21,3	-21,3	-31,4	-31,4	42,5
54,95	-24,8	-24,8	-36,6	-36,6	49,6
62,80	-28,8	-28,8	-42,5	-42,5	57,6
70,65	-31,9	-31,9	-47,1	-47,1	63,8
78,50	-35,4	-35,4	-52,3	-52,3	70,8
86,35	-38,9	-38,9	-57,5	-57,5	77,8
94,20	-42,5	-42,5	-62,7	-62,7	84,9
102,05	-46,2	-46,2	-66,3	-66,3	92,5
109,90	-49,5	-49,5	-73,2	-73,2	99,1

Segue um gráfico para ilustrar a diferença de deslocamento entre os pontos:

Figura 4.5 – Diferenças dos deslocamentos verticais em cada ponto dos módulos.

Utilizando novamente a clássica fórmula da resistência dos materiais, citada no item anterior, encontra-se a tensão sofrida por cada barra:

Tabela 4.12 – Tensão numérica em cada barra.

CARGA (kN)	TENSÃO (MPa)				
	Barra 2	Barra 3	Barra 7	Barra 9	Barra 8
7,85	-0,18	-0,18	-0,26	-0,26	5,92
15,70	-0,36	-0,36	-0,53	-0,53	11,83
23,55	-0,53	-0,53	-0,79	-0,79	17,75
31,40	-0,71	-0,71	-1,05	-1,05	23,58
39,25	-0,89	-0,89	-1,31	-1,31	29,50
47,10	-1,07	-1,07	-1,57	-1,57	35,42
54,95	-1,24	-1,24	-1,83	-1,83	41,33
62,80	-1,44	-1,44	-2,13	-2,13	48,00
70,65	-1,60	-1,60	-2,36	-2,36	53,17
78,50	-1,77	-1,77	-2,62	-2,62	59,00
86,35	-1,95	-1,95	-2,88	-2,88	64,83
94,20	-2,13	-2,13	-3,14	-3,14	70,75
102,05	-2,31	-2,31	-3,32	-3,32	77,08
109,90	-2,48	-2,48	-3,66	-3,66	82,58

Seguem gráficos para ilustrar a diferença de tensão entre as barras:

Figura 4.6 – Compressão na madeira.

Figura 4.7 – Tração no aço.

4.3- Comparação numérico x experimental

Os dados de deformação e deslocamento foram estudados para cada peça do módulo e estão apresentados a seguir na forma de gráficos comparativos obtidos por meio da análise experimental e numérica feitas anteriormente.

Para construção dos gráficos de tensão em função dos esforços normais do banzo superior e diagonal, na análise experimental, foi feita uma média entre as duas barras representativas de cada posição.

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam respectivamente, as comparações entre os resultados numéricos e experimentais para os níveis de força aplicados no módulo treliçado, e as tensões obtidas no banzo superior e na diagonal. A Figura 4.10 apresenta comparação entre a força aplicada no módulo treliçado e o esforço normal de tração obtido para o banzo inferior. A Figura 4.11 mostra o deslocamento vertical no meio do vão da treliça (no ponto de aplicação da força) em função da força aplicada ao sistema.

Figura 4.8 – Relação entre o carregamento aplicado e a tensão sofrida pelo banzo superior.

Figura 4.9 – Relação entre carregamento aplicado e tensão sofrida pela diagonal.

Figura 4.10 – Relação entre carregamento aplicado e esforço normal sofrido pelo banzo inferior.

Figura 4.11 – Relação entre carregamento aplicado e deslocamento vertical no meio do vão.

4.4- Análise da ponte de treliça modular

Pontes de treliças modulares, de 8 m à 36 m, foram calculadas de acordo com o item 4.2, e analisadas no programa Ftool. Os resultados estão expostos na tabela a seguir:

Lembrando que a flecha máxima no meio do vão deve ser menor que $L/200$, a tensão máxima de compressão atuante, na flexão, para a madeira, deve ser menor que 2 kN/cm^2 , a tração máxima atuante no elemento aço, menor que $241,2 \text{ kN}$, o valor de cálculo das solicitações da ligação superior, menor que $211,2 \text{ kN}$, e da ligação inferior $228,8 \text{ kN}$.

A ponte de 24 m , para carregamento de classe 45, não passou na verificação, nem com oito treliças, que foi a maior quantidade de treliças calculadas para uma ponte com $3,8 \text{ m}$ de largura.

Com base nos resultados, foi construída a tabela 4.13 de pré-dimensionamento para pontes de treliça modular. Essa tabela diz quantas treliças devem ser usadas na construção da ponte de treliça modular, dependendo da classe do carregamento e do tamanho do vão da ponte.

Tabela 4.14 – Tabela de pré-dimensionamento da ponte de treliça modular.

Carregamento	Vão				
	8 m	12 m	16 m	20 m	24 m
Classe 30	2	4	6	6	8
Classe 45	4	6	6	8	-

4.5- Discussões

Observa-se, nas tabelas e nos gráficos de esforços normais e tensão, o bom comportamento teórico experimental dos módulos estudados.

A resistência de cálculo a compressão paralela às fibras para o *Eucalyptus citriodora* é de 20 MPa , conforme calculada no capítulo 3 e, a tensão de compressão máxima medida, para a maior carga aplicada ($109,90 \text{ kN}$), foi de $3,66 \text{ MPa}$ na análise numérica e $4,24 \text{ MPa}$ na análise experimental.

A resistência de cálculo do aço, também calculada no capítulo 3, foi de $241,2 \text{ kN}$, e o esforço de tração máximo medido, para o mesmo carregamento, foi de $99,1 \text{ kN}$ na análise numérica e $101,94 \text{ kN}$ na análise experimental.

Percebe-se que os valores para esforços normais e tensão ficaram bem próximos nos dois tipos de análise, o que significa a possibilidade de calcular mais módulos numericamente, considerando carregamentos de serviço.

Ao analisar o deslocamento obtido pelo relógio comparador no meio do vão ($1,95 \text{ cm}$) para a maior carga aplicada ($109,90 \text{ kN}$) com o deslocamento máximo permitido ($L/200 = 2 \text{ cm}$) pela NBR 7190/1997, notou-se que ficou abaixo do mesmo. Porém, existiu uma grande diferença entre o deslocamento linear numérico e o experimental. Essa diferença pode ser explicada pelo tipo de análise numérica considerada.

O modelo numérico utilizado na análise estrutural propõe uma forma simplificada de análise sem considerar os critérios de resistência, ruptura ou falha dos materiais envolvidos no sistema. O modelo procurou restringir o comportamento da estrutura a limite linearmente elástico obtendo, dessa forma, uma resposta muito conservadora. No entanto, os resultados obtidos da análise linear são válidos à medida que as deformações plásticas são pequenas. A geometria dos elementos estruturais, especialmente nas regiões próximas às conexões, é capaz de elevar os estados de tensões a níveis máximos atingindo a falha dos materiais para carregamentos de serviço.

A madeira mostrou-se um excelente material estrutural, mas seu maior problema encontrou-se justamente nas ligações, onde se deu a ruptura no ensaio dos módulos. A madeira não possui uma boa resistência normal às fibras e, por isso, o problema das ligações juntamente com a deformação por flexão nos locais críticos, deve ser muito bem avaliado para que não ocorram problemas de ruptura localizados.

No ensaio experimental, os módulos romperam com uma carga aplicada de 274,75 kN. Aplicando esta carga nos módulos estudados numericamente, o banzo superior sofreu 126,4 kN de compressão, as diagonais internas, 186,4 kN, também de compressão, e o banzo inferior 252,8 kN de tração. Estes valores foram considerados relativamente baixos e, por isso, foi feito um estudo mais detalhado das ligações (local onde ocorreu a ruptura) com o intuito de melhorá-las para o projeto da ponte.

Portanto para o cálculo das pontes, as ligações foram melhoradas, conseguindo-se assim uma maior resistência para as mesmas. O projeto das pontes foi baseado no mesmo projeto das pontes construídas no Quênia, segundo Parry (1981), com algumas adaptações.

Um importante aspecto desse projeto de ponte é que o tabuleiro absorve parte da compressão axial que deveria ser toda suportada pelo banzo superior do módulo treliçado mas, o mais importante é que o mesmo distribui o carregamento dos eixos ao longo das treliças. Desconsiderando essa ressalva, o carregamento mais preocupante na estrutura ocorre quando dois eixos de veículos se encontram perto do centro da ponte de duas treliças, no ponto que causa flexão máxima na mesma e, conseqüentemente os banzos superiores centrais também sofrem os maiores esforços de compressão. Neste momento, os esforços de tração no elemento aço também são os maiores, entretanto, menos críticos que a compressão na madeira.

De acordo com os estudos feitos, as pontes devem ter, para carregamento de classe 45, basicamente entre 8m e 20 m de vão. Para carregamentos de classe 30, com veículos mais leves, os vãos podem ser maiores, até 24 m, mas para esses tamanhos pode ser necessário

calcular com mais atenção a estabilidade lateral da ponte, e pode ser desejável aumentar a largura do tabuleiro e dos módulos básicos.

5- CONCLUSÕES

5.1- Utilização de madeira tropical no projeto

O Estado do Pará, além de possuir uma hidrografia abundante e ter suas estradas geralmente cortadas por rios e córregos, é um estado bastante carente em recursos financeiros e tecnológicos. Entretanto, é um estado muito rico em madeira tropical, e as espécies estudadas (cumaru, maçaranduba, jatobá, tatajuba e ipê) são madeiras de classe C50, e ótimas para a fabricação das treliças.

5.2- Estudo numérico-experimental

Os módulos ensaiados apresentaram um bom comportamento, sendo o seu ponto fraco as ligações (local onde ocorreu a ruptura dos módulos), que foram melhoradas para o projeto da ponte.

O modelo numérico usado foi capaz de avaliar o comportamento da estrutura com relação a esforços e tensões, para carregamentos de serviço.

O estudo numérico-experimental dos módulos mostrou que os mesmos funcionaram muito bem como estrutura e podem ser usados, de maneira eficaz, para construção de pontes de madeira de médios vãos.

5.3- Vantagens do projeto

A treliça de madeira é, provavelmente, a estrutura mais econômica para pontes de médios vãos, pois precisa de menos material apresentando uma elevada rigidez. É uma estrutura leve e pode ser montada com equipamentos de pequena capacidade e menor tecnologia. A pré-fabricação é um processo construtivo simples, no qual a maior parte da obra é confeccionada fora do local definitivo da mesma.

O projeto possui um custo baixo de construção e manutenção, e não necessita de mão de obra especializada, o que barateia ainda mais o processo. A ponte treliçada modular não requer manutenção especial, além das normalmente necessárias por qualquer estrutura de madeira, onde deve ser feita uma inspeção regular para controle, e assim fazendo com que sua vida útil ultrapasse os vinte anos.

Outras vantagens desse sistema construtivo podem ser citadas como a construção de pontes de até 36 metros de vão com facilidade de transporte dos módulos até o local da obra para montagem, utilização de madeiras regionais, ausência de cimbramento, possibilidade de reaproveitamento dos módulos, e rapidez de execução, quando comparado com os sistemas convencionais de pontes de madeira.

5.4- Tabela de pré-dimensionamento

A tabela de pré-dimensionamento sugere quantas treliças devem ser usadas na construção da ponte de treliça modular, dependendo da classe do carregamento e do vão da ponte. Ela pode servir de base para os engenheiros começarem a calcular uma ponte de treliça modular pré-fabricada de madeira.

5.5- Recomendações para trabalhos futuros

Otimização do projeto utilizando ligações industrializadas como as de chapas com dentes estampados, chapas metálicas internas e banzo inferior em madeira.

6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMAZÔNIA. Foto. Disponível em: <http://3.bp.blogspot.com/_FarZwcTQcVQ/SEnhFfpJLI/AAAAAAAAAB0E/d3wtoSMVewI/s320/amazonia+pas.jpg>. Acesso em: 16 de junho de 2009.

AMBIENTE BRASIL. UFSC investe na ampliação do uso da madeira de reflorestamento. 20 de outubro de 2003. Disponível em: <<http://noticias.ambientebrasil.com.br/noticia/?id=12485>>. Acesso em: 15 de novembro de 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1981). NBR 6674 – **Aferição de instrumentos de medição de força adequados à verificação de máquinas de ensaio.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7188 – **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 8800 – **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (Método dos estados limites) – Procedimento.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). NBR 6123 – **Força devida ao vento nas edificações.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). NBR 7190 – **Projeto de estruturas de madeira: procedimento.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 8681 – **Ações e segurança nas estruturas.**

ARAÚJO, T. D. P. (2003) **Construção de edifícios I.** Estruturas de Madeiras. Notas de aulas. Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil. UFCE (Universidade Federal do Ceará).

BANCO DE DADOS DE MADEIRAS BRASILEIRAS. Madeiras Brasileiras. Disponível em: < <http://www.ibama.gov.br/lpf/madeira/introducao.htm>>. Acesso em: 15 de março de 2009.

BRASIL REPÚBLICA. Estado do Pará. Pará. Disponível em: <<http://www.brasilrepublica.com/para.htm>>. Acesso em: 27 de agosto de 2008.

CALIL JR, C.; **Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira**. Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, SET – EESC – USP, 2006.

CALIL JR, C.; MARIN, C. P.; PALMA, G.; **Ponte treliçada modular pré-fabricada de madeira**. In: IX ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 2004, Cuiaba - MT. Anais do IX EBRAMEM, 2004.

CALIL JR, C.; DIAS, A.A. (2003). **Experimentação em Estruturas de Madeira**. Apostila.

CALIL JR., C.; MOLINA, J. C. (2008) **Avaliação Numérica: Rigidez de Conectores “X” em Corpo-de-prova Misto de Madeira e Concreto a Partir de Carregamento Cíclico**. São Carlos, EESC-USP.

CALIL JR., C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A. (2003) **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira**. Editora Manole Ltda. 1ª. edição brasileira – 2003.

CECCOTTI, A. T. (1995) **Timber–concrete composite structure**. Timber engineering - STEP 1, Almere, Centrum Hout, E13, p.1–12.

CONNOR, C. O. (1975) **Pontes-Superestruturas**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Editora da Universidade de São Paulo. Volume 1.

DAS HAUS DIE FRAU. Transamazônica no Estado do Pará. 30 de setembro de 2008. Disponível em: <<http://dashausdiefrau.com/1721>>. Acesso em: 30 de outubro de 2008.

DINIS, H.; MEIRELLES, C. R. M. (2008) **Pontes emergenciais: Uma abordagem técnica e metodológica do projeto**. CONINFRA (Congresso de Infra-Estrutura de Transportes) 02-035. São Paulo, Brasil.

ESTRUTURAS DE MADEIRA. Fotos. Disponível em: <www.estruturasdemadeira.blogspot.com>. Acesso em: 05 de setembro de 2009.

EUROPEAN PRESTANDARD (1993). ENV 1995-1-1, EUROCODE 5, Part 1-1, **Design of timber structures: General rules and rules buildings**, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, Dec, 110p.

EUROPEAN PRESTANDARD (1997). ENV 1995-2, EUROCODE 5, Part 2, **Design of timber structures**. Bridges, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, July, 45p.

FERNÁNDEZ, B. O.; PENNA, T. R. (2007) **Estudo comparativo da análise de treliças usando métodos clássicos, métodos matriciais e softwares de elementos finitos**. Faculdade Ideal - FACI. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Belém – PA, 2007.

FONTE, T. F.; CALIL JUNIOR, C. (2007) **Pontes protendidas de madeira: Alternativa técnico-econômica para vias rurais**. Artigo Técnico. Eng. Agríc., Jaboticabal, v.27, n.2, p.552-559, maio/ago. 2007.

GARRIDO FILHA, I. (2002) **Manejo Florestal: questões econômico-financeiras e ambientais**. Estudos Avançados. Print Version ISSN 0103-4014. Estud. av. vol.16 no.45 São Paulo May/Aug. 2002

Governo do Estado do Pará – PEHIS (Plano Estadual de Habitação de Interesse Social) - Etapa II - **Diagnóstico Habitacional** – Versão para Discussão – Agosto/Setembro – 2009

Governo do Estado do Pará – **Cadastro do Sistema de Transportes** – SIGIEP (Sistema de Informações Georreferenciadas da Infra-estrutura Paraense) – Junho – 2001

IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) do Estado de São Paulo, Secretaria do Verde e do Meio Ambiente do Município de São Paulo, SindusCon-SP (Sindicato da Indústria e da Construção Civil do Estado de São Paulo) – **Madeira: Uso Sustentável na Construção Civil** – São Paulo, 2003.

JUNIOR, E; Ponte de madeira está quebrada. Esperantina, 09 de fevereiro de 2008. Disponível em: < reporteresp.blogspot.com/2008_01_27_archive.html>. Acesso em: 05 de julho de 2008.

KYOWA. **Instruction manual for static strain indicator** – model SM – 60B & SM - 60C.

LAMEM (Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras) – SET EESC USP – **Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira** – Financiamento FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) – São Carlos, 2006.

MADECOM. Serraria Madecom. Foto. Pelotas, Rio Grande do Sul. Disponível em: <www.madecom.com.br>. Acesso em: 01 de fevereiro de 2010.

MATTOS, T. S. (2001) **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro, UFRJ. Tese (Mestre em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro, 2001.

MOLINA, J. C. “**Análise dinâmica de conectores verticais para tabuleiros mistos de pontes**”. XI ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, Londrina, Brasil, Julho, 2008.

MOLINA, J. C. (2008) **Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes**. São Carlos, EESC-USP. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

MORAES, V. M. (2007) **Ponte mista de madeira-concreto em vigas treliçadas de madeira**. Ilha Solteira, UNESP. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Universidade Estadual Paulista de Ilha Solteira – UNESP. São Paulo, 2007.

OKIMOTO, F. S. (2001) **Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira**. São Carlos, EESC-USP. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos, 2001

OKIMOTO, F.S. (1996) **Pontes protendidas de madeira: parâmetros elásticos para o projeto**. São Carlos, EESC-USP. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

OKIMOTO, F. S.; CALIL JUNIOR, C. (2001) **Pontes protendidas de madeira**. Caderno de Engenharia de Estruturas, São Carlos, São Paulo.

PARRY, J.D. (1986). **A prefabricated modular timber bridge**. Transportation Research Board. Transportation Research Record 1053, Timber Bridges. 49-55. Washington, USA.

PFEIL, W. (1981) Estruturas de Madeira. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Terceira Edição.

PIGOZZO, J. C. (2004) **Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em placas mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. São Carlos, EESC-USP. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

PORTAL AMAZÔNIA. Bacia Amazônica. 14 de fevereiro de 2005. Disponível em: <<http://portalamazonia.globo.com/pscript/amazoniadeaaz/artigoAZ.php?idAz=13>>. Acesso em: 03 de setembro de 2008.

PORTAL BRASIL. Bacias hidrográficas e rios. Disponível em: <http://www.portalbrasil.net/brasil_hidrografia.htm>. Acesso em: 13 de maio de 2008.

PORTAL MADEIRA TOTAL. Foto. Disponível em < www.madeiratotal.com.br>. Acesso em: 17 de julho de 2009

PRATA, D.G. (1994) **Pontes protendidas de madeira**. São Carlos, EESC-USP. Tese (Doutorado em Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

PROJETO REDE SEMENTES DA AMAZÔNIA MERIDIONAL – UFMT (Universidade Federal do Mato Grosso). Disponível em: <<http://www.ufmt.br/redesementes/projeto/cap4.htm>>. Acesso em: 02 de março de 2010.

PORTAL REMADE. Aplicação da madeira laminada colada – MLC em elementos construtivos. Revista da madeira. Edição nº. 71. Maio de 2003. Disponível em: <http://www.remade.com.br/pt/revista_materia.php?edicao=71&id=332>. Acesso em: 07 de maio de 2009.

ROMANHOLO, G. A. (2001) **Análise das ligações semi-rígidas em estruturas planas**. Ilha Solteira, UNESP. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual Paulista de Ilha Solteira – UNESP. São Paulo, 2001.

SZUCS, C. A.; TEREZO, R. F.; VALLE, A.; MORAES, P. D. (2005) **Estruturas de Madeira**. Santa Catarina, UFSC. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis, 2005.

SZUCS, C. A.; TEREZO, R. F.; VALLE, A.; MORAES, P. D. (2007) **Estruturas de Madeira**. Santa Catarina, UFSC. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis, 2007.

REMADE. Revista da madeira. Edição 71. Disponível em: <http://www.remade.com.br/pt/revista_materia.php?edicao=71&id=332>. Acesso em: 07 de maio de 2009.

APÊNDICE A – RESULTADOS DETALHADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO EUCALIPTO CITRIODORA

Tabela A.1 – Resultados dos ensaios de compressão dos corpos de prova 01 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 01		
Espessura	Largura	Comprimento
43,26 mm	195 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
10,00	0	5
20,00	0	5
30,00	0	5
40,00	2	6
50,00	8	6
60,00	17	8
70,00	24	9
80,00	32	12
90,00	38	16
100,00	44	20
110,00	50	25
120,00	55	31
130,00	60	38
140,00	66	45
150,00	71	51
160,00	76	58
170,00	82	66
180,00	87	74
190,00	91	81
200,00	96	89
724,00	RUPTURA	

Tabela A.2 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 02 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 02		
Espessura	Largura	Comprimento
42,35 mm	195 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
10,00	0	9
20,00	7	18
30,00	14	25
40,00	20	34
50,00	25	43
60,00	30	50
70,00	36	60
80,00	41	68
90,00	47	76
100,00	55	85
110,00	60	92
120,00	65	100
130,00	71	110
140,00	76	118
150,00	81	126
160,00	89	135
170,00	94	142
180,00	99	150
190,00	105	160
200,00	110	168
708,70	RUPTURA	

Tabela A.3 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 03 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 03		
Espessura	Largura	Comprimento
90,13 mm	198 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
20,00	1	2
40,00	2	5
60,00	6	8
80,00	13	13
100,00	17	17
120,00	22	22
140,00	29	28
160,00	34	34
180,00	40	40
200,00	47	46
220,00	51	52
240,00	58	60
1301,16	RUPTURA	

Tabela A.4 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 04 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 04		
Espessura	Largura	Comprimento
90,13 mm	198 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
20,00	0	5
40,00	0	14
60,00	0	20
80,00	0	30
100,00	0	37
120,00	0	45
140,00	4	52
160,00	7	60
180,00	11	66
200,00	16	75
220,00	22	81
240,00	27	90
1433,72	RUPTURA	

Tabela A.5 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 05 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 05		
Espessura	Largura	Comprimento
43,34 mm	192 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
10,00	0	0
20,00	0	2
30,00	0	5
40,00	0	10
50,00	0	16
60,00	0	25
70,00	0	33
80,00	2	40
90,00	6	46
100,00	10	55
110,00	14	62
120,00	18	69
130,00	24	75
140,00	29	81
150,00	33	90
160,00	39	95
170,00	45	100
180,00	50	109
190,00	56	115
200,00	63	122
724,00	RUPTURA	

Tabela A.6 – Resultados dos ensaios de compressão do corpo de prova 06 de *Eucalyptus citriodora*.

Corpo de prova 06		
Espessura	Largura	Comprimento
43,65 mm	200 mm	100 mm
Força (kN)	Deslocamento (0,001 mm)	
10,00	0	0
20,00	3	0
30,00	7	0
40,00	10	0
50,00	13	0
60,00	17	3
70,00	24	7
80,00	30	10
90,00	35	16
100,00	44	23
110,00	50	28
120,00	57	36
130,00	64	42
140,00	70	50
150,00	77	57
160,00	84	63
170,00	90	70
180,00	99	78
190,00	105	85
200,00	111	91
692,39	RUPTURA	

APÊNDICE B – RESULTADOS DETALHADOS DOS ENSAIOS DOS MÓDULOS DE TRELIÇA

Tabela B.1 – Primeiro carregamento do ensaio 01 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	0	-15	-15	0	5	-20	-20	5	25	100
100	15,70	-5	-15	-40	0	5	-30	-50	5	50	120
150	23,55	-5	-15	-60	-5	0	-35	-80	10	70	140
200	31,40	-15	-15	-80	-5	-5	-40	-100	15	100	160
250	39,25	-30	-15	-100	-5	-15	-45	-130	15	120	180
300	47,10	-45	-25	-125	-15	-30	-50	-155	10	150	205
350	54,95	-60	-30	-150	-20	-40	-60	-180	5	175	230
400	62,80	-75	-30	-175	-25	-55	-70	-210	5	205	260
450	70,65	-95	-30	-200	-30	-65	-80	-235	0	235	290
500	78,50	-110	-35	-215	-40	-75	-90	-255	0	260	310

Tabela B.2 – Primeiro carregamento do ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	6	45	161	283	266
100	15,70	53	100	568	706	726
150	23,55	81	116	783	870	941
200	31,40	104	134	993	1147	1160
250	39,25	120	150	1169	1195	1345
300	47,10	142	177	1345	1345	1533
350	54,95	155	177	1472	1460	1674
400	62,80	165	186	1606	1476	1826
450	70,65	173	194	1734	1695	1968
500	78,50	178	200	1838	1795	2087

Tabela B.3 – Segundo carregamento do ensaio 01 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-5	-20	-25	-5	0	-25	-30	0	20	100
100	15,70	-10	-15	-50	-10	0	-30	-60	0	40	120
150	23,55	-15	-20	-70	-15	-5	-40	-90	0	60	140
200	31,40	-30	-20	-95	-15	-15	-50	-115	0	90	160
250	39,25	-50	-30	-120	-25	-30	-60	-150	0	110	175
300	47,10	-65	-35	-140	-30	-45	-70	-180	0	140	200
350	54,95	-80	-40	-165	-30	-55	-75	-210	0	175	230
400	62,80	-100	-45	-190	-40	-65	-90	-230	-5	200	250
450	70,65	-110	-50	-205	-45	-75	-100	-255	-10	220	280
500	78,50	-120	-50	-225	-55	-85	-105	-275	-15	250	300

Tabela B.4 – Segundo carregamento do ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	16	60	260	404	384
100	15,70	60	100	635	740	769
150	23,55	86	119	883	937	1016
200	31,40	105	134	1054	1082	1195
250	39,25	120	146	1188	1200	1338
300	47,10	132	157	1306	1308	1467
350	54,95	132	167	1419	1416	1598
400	62,80	132	173	1500	1487	1689
450	70,65	132	178	1570	1546	1771
500	78,50	151	184	1650	1621	1866

Tabela B.5 – Terceiro carregamento do ensaio 01 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-5	-20	-20	-5	0	-25	-30	-5	20	50
100	15,70	-10	-15	-45	-10	0	-30	-60	-5	40	120
150	23,55	-20	-20	-70	-15	-10	-45	-90	-5	60	140
200	31,40	-30	-25	-90	-20	-20	-50	-115	-5	80	160
250	39,25	-45	-35	-110	-20	-30	-55	-145	0	105	180
300	47,10	-65	-35	-135	-25	-40	-65	-175	0	140	210
350	54,95	-75	-35	-155	-30	-50	-70	-200	0	170	230
400	62,80	-95	-40	-180	-35	-60	-80	-225	0	200	260
450	70,65	-105	-40	-200	-40	-70	-90	-250	-5	230	290
500	78,50	-120	-45	-220	-50	-85	-105	-275	-10	250	310

Tabela B.6 – Terceiro carregamento do ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	12	52	196	360	333
100	15,70	61	100	629	745	777
150	23,55	90	120	886	954	1033
200	31,40	102	132	1013	1066	1174
250	39,25	117	145	1150	1180	1320
300	47,10	127	155	1265	1295	1448
350	54,95	127	163	1355	1373	1550
400	62,80	145	171	1447	1468	1659
450	70,65	150	176	1528	1535	1750
500	78,50	154	183	1601	1603	1838

Tabela B.7 – Quarto carregamento do ensaio 01 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	0	-10	-15	0	5	-20	-25	0	25	100
100	15,70	-5	-5	-40	-10	5	-25	-55	0	45	125
150	23,55	-10	-10	-60	-15	-5	-35	-85	5	65	140
200	31,40	-25	-15	-85	-15	-15	-45	-110	5	90	160
250	39,25	-40	-20	-110	-20	-30	-50	-140	5	120	180
300	47,10	-55	-25	-130	-25	-40	-60	-165	10	140	205
350	54,95	-70	-30	-150	-30	-50	-65	-190	10	170	230
400	62,80	-90	-35	-180	-35	-60	-80	-220	5	205	255
450	70,65	-100	-35	-200	-40	-70	-90	-245	0	235	285
500	78,50	-120	-40	-220	-50	-85	-100	-270	-5	265	315

Tabela B.8 – Quarto carregamento do ensaio 01 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	12	53	221	303	346
100	15,70	61	100	659	792	792
150	23,55	86	118	872	982	1015
200	31,40	101	132	1031	1110	1180
250	39,25	115	148	1161	1223	1321
300	47,10	125	156	1255	1313	1430
350	54,95	125	162	1350	1407	1540
400	62,80	143	169	1445	1495	1646
450	70,65	148	175	1519	1560	1730
500	78,50	152	181	1604	1633	1833

Tabela B.9 – Primeiro carregamento do ensaio 02 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-10	-15	-20	-10	0	-20	-30	-10	20	100
100	15,70	-20	-10	-50	-20	-10	-30	-60	-20	35	120
150	23,55	-25	-10	-75	-20	-10	-40	-90	-15	60	145
200	31,40	-40	-15	-100	-20	-20	-45	-120	-15	85	165
250	39,25	-50	-20	-120	-25	-35	-50	-150	-15	110	185
300	47,10	-70	-30	-150	-30	-50	-60	-180	-20	140	210
350	54,95	-80	-30	-165	-35	-60	-70	-200	-20	160	230
400	62,80	-100	-35	-190	-40	-70	-80	-225	-20	195	260
450	70,65	-100	-30	-200	-40	-70	-80	-240	-15	230	295
500	78,50	-125	-40	-240	-50	-90	-100	-280	-25	260	325
550	86,35	-130	-40	-250	-55	-100	-105	-290	-25	285	350
600	94,20	-150	-45	-270	-60	-110	-115	-310	-30	310	370
650	102,05	-155	-50	-285	-70	-120	-125	-330	-35	340	405
700	109,90	-165	-50	-300	-80	-130	-140	-350	-40	370	440

Tabela B.10 – Primeiro carregamento do ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	22	168	260	413	484
100	15,70	85	226	695	785	824
150	23,55	122	265	1080	1033	1114
200	31,40	143	282	1130	1150	1257
250	39,25	157	300	1244	1259	1404
300	47,10	173	315	1367	1380	1550
350	54,95	181	325	1441	1452	1634
400	62,80	188	336	1533	1539	1737
450	70,65	196	346	1607	1612	1827
500	78,50	209	357	1714	1720	1950
550	86,35	219	365	1884	1778	2023
600	94,20	226	374	1974	1855	2123
650	102,05	233	384	2066	1949	2225
700	109,90	243	397	2191	2058	2360

Tabela B.11 – Segundo carregamento do ensaio 02 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	-5	-10	-15	-5	5	-20	-25	0	25	100
100	15,70	-5	0	-30	-10	10	-20	-50	0	45	125
150	23,55	-5	5	-50	-5	10	-25	-70	10	70	150
200	31,40	-25	0	-75	-10	-5	-35	-100	-5	100	170
250	39,25	-40	-5	-100	-15	-15	-40	-130	5	125	200
300	47,10	-60	-10	-120	-20	-30	-50	-150	5	150	220
350	54,95	-70	-10	-140	-25	-35	-55	-180	10	180	250
400	62,80	-90	-15	-165	-30	-50	-70	-205	5	210	270
450	70,65	-105	-20	-190	-40	-60	-80	-235	0	240	300
500	78,50	-110	-20	-200	-40	-70	-85	-250	0	270	330
550	86,35	-125	-25	-220	-50	-80	-100	-270	-10	300	350
600	94,20	-140	-35	-250	-60	-100	-110	-300	-15	320	380
650	102,05	-150	-40	-265	-65	-105	-120	-320	-20	350	410
700	109,90	-160	-45	-280	-75	-120	-130	-340	-20	385	450

Tabela B.12 – Segundo carregamento do ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	22	64	249	394	380
100	15,70	75	117	651	732	785
150	23,55	105	146	896	922	1020
200	31,40	129	170	1056	1072	1207
250	39,25	147	189	1190	1198	1354
300	47,10	157	202	1296	1305	1471
350	54,95	166	213	1381	1382	1572
400	62,80	176	225	1477	1482	1681
450	70,65	189	235	1565	1555	1780
500	78,50	197	242	1632	1620	1850
550	86,35	204	249	1695	1673	1923
600	94,20	209	258	1779	1754	2015
650	102,05	214	268	1849	1824	2100
700	109,90	220	278	1925	1904	2184

Tabela B.13 – Terceiro carregamento do ensaio 02 – deformação.

DIVISÕES	CARGA (kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	0	-5	-10	0	10	-15	-20	5	30	100
100	15,70	0	10	-25	0	15	-15	-40	5	50	130
150	23,55	-10	0	-50	-10	5	-30	-75	5	70	150
200	31,40	-20	0	-75	-5	-5	-30	-100	10	100	180
250	39,25	-40	-10	-100	-15	-20	-40	-130	5	125	200
300	47,10	-50	-10	-120	-20	-30	-50	-155	5	150	220
350	54,95	-70	-15	-145	-25	-40	-60	-185	5	180	250
400	62,80	-80	-10	-160	-25	-45	-60	-200	10	210	275
450	70,65	-100	-20	-185	-35	-60	-80	-235	0	235	300
500	78,50	-120	-25	-210	-50	-75	-95	-260	-10	260	325
550	86,35	-130	-30	-230	-55	-90	-100	-280	-15	290	350
600	94,20	-140	-35	-250	-60	-100	-115	-300	-20	320	375
650	102,05	-150	-40	-270	-70	-115	-130	-325	-25	350	410
700	109,90	-165	-50	-290	-80	-120	-140	-350	-30	380	450

Tabela B.14 – Terceiro carregamento do ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	14	51	210	480	342
100	15,70	73	117	649	754	785
150	23,55	112	140	860	925	1010
200	31,40	125	164	1046	1084	1204
250	39,25	139	184	1169	1195	1340
300	47,10	151	198	1275	1302	1455
350	54,95	163	212	1367	1382	1565
400	62,80	172	221	1440	1457	1650
450	70,65	183	231	1524	1534	1742
500	78,50	191	239	1602	1609	1834
550	86,35	198	248	1678	1694	1916
600	94,20	202	255	1732	1741	1985
650	102,05	208	265	1803	1821	2070
700	109,90	214	274	1890	1904	2166

Tabela B.15 – Quarto carregamento do ensaio 02 – deformação.

DIVISÕES	CARGA(kN)	EXTENSÔMETRO (microstrain = 0,000001 strain)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	7,85	5	0	-5	0	10	-10	-20	10	35	110
100	15,70	10	15	-20	0	20	-10	-40	10	60	140
150	23,55	0	5	-50	-5	10	-25	-70	5	80	160
200	31,40	-10	0	-70	-5	0	-30	-100	10	110	180
250	39,25	-30	0	-90	-10	-10	-35	-125	10	135	210
300	47,10	-45	0	-115	-10	-20	-40	-150	10	170	235
350	54,95	-65	-5	-140	-20	-30	-50	-180	10	200	260
400	62,80	-75	-10	-160	-25	-40	-60	-200	5	220	280
450	70,65	-100	-15	-185	-40	-60	-80	-235	0	250	310
500	78,50	-110	-20	-200	-45	-65	-85	-250	5	275	330
550	86,35	-120	-20	-220	-50	-80	-100	-275	-10	300	360
600	94,20	-135	-30	-240	-60	-90	-110	-300	-20	330	390
650	102,05	-145	-35	-260	-70	-100	-120	-320	-25	360	420
700	109,90	-155	-40	-280	-80	-115	-135	-340	-30	390	450

Tabela B.16 – Quarto carregamento do ensaio 02 – deslocamento.

DIVISÕES	CARGA (kN)	RELÓGIO COMPARADOR (0,01 mm)				
		1	2	3	4	5
50	7,85	18	54	224	364	252
100	15,70	75	117	668	744	805
150	23,55	102	142	865	910	1010
200	31,40	124	162	1047	1062	1196
250	39,25	139	187	1176	1172	1332
300	47,10	155	203	1280	1281	1462
350	54,95	166	215	1374	1375	1570
400	62,80	175	224	1440	1435	1642
450	70,65	186	235	1529	1530	1754
500	78,50	190	241	1595	1583	1819
550	86,35	196	250	1669	1654	1900
600	94,20	202	259	1732	1728	1979
650	102,05	208	266	1797	1788	2051
700	109,90	213	274	1875	1854	2137

APÊNDICE C – DETALHAMENTO DA PONTE DE TRELIÇA MODULAR

Figura C.1 – Seção transversal da ponte para duas treliças.

Figura C.2 – Seção transversal da ponte para quatro treliças.

Figura C.3 – Seção transversal da ponte para seis treliças.

Figura C.4 – Seção transversal da ponte para oito treliças.

Figura C.5 – Peças de madeira.

Figura C.6 – Construção do módulo.

Figura C.7 – Conexão do elemento de contraventamento.

Figura C.8 – Banzo inferior.

Figura C.9 – Detalhe de fixação da treliça na estrutura de fundação.

Figura C.12 – Ligação inferior.

Figura C.13 – Detalhe do tabuleiro.