

Andrés Batista Cheung

**TABULEIRO ORTÓTROPO TRELIÇADO PROTENDIDO
TRANSVERSALMENTE PARA APLICAÇÃO EM PONTES
DE MADEIRA**

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. Dr. Carlito Calil Junior

São Carlos

2003

*Agradeço a Deus e minha família, sem os
quais seria impossível a realização deste trabalho e para minha
amada Luciana pela espera e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

A Battistella Indústria e Comércio de Madeiras Ltda e a Gang-Nail pela doação de madeiras e conectores para realização deste trabalho. Com isso fica evidenciado a importância das indústrias no desenvolvimento tecnológico da madeira no Brasil estimulando a superação de todas as barreiras no mercado de madeira.

Ao Brasil pela oportunidade de estudar com recursos da união com a bolsa de estudo concedida pela Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, e que sem ela seria difícil a realização deste trabalho.

À Escola de Engenharia de São Carlos pelos serviços de apoio à pesquisa.

À Universidade Federal de Mato Grosso do Sul pela excelente formação.

Ao amigo e professor Carlito Calil Junior, pela excelente orientação fornecida durante a elaboração deste trabalho.

Aos Amigos do LaMEM que ajudaram na realização deste trabalho.

Aos técnicos que tornaram realidade às idéias e estudos desenvolvidos por mim, em especial ao Jaime, Arnaldo, Aparecido, Silvio, Tânia, Roberto, Bragato e Samuel.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xiv
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 TABULEIRO TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE	4
2.1 ARRANJOS DO TABULEIRO.....	4
2.2 PONTES CONSTRUÍDAS COM O SISTEMA.....	6
2.3 NÍVEIS DE PROTENSÃO E PARÂMETROS ELÁSTICOS	9
2.4 PROVAS DE CARGAS EXISTENTES.....	13
2.5 PERDA DE PROTENSÃO.....	15
2.5.1 PERDAS DE PROTENSÃO EM PONTES TRELIÇADAS PROTENDIDAS TRANSVERSALMENTE	16
2.5.2 MODELOS MATEMÁTICOS DE PERDA DE PROTENSÃO	17
2.6 SÍNTESE.....	20
3 TRELIÇAS COM LIGAÇÕES DE CHAPAS COM DENTES ESTAMPADOS 21	
3.1 CHAPAS COM DENTES ESTAMPADOS (CDE)	22
3.2 SÍNTESE.....	25
4 SOLUÇÃO PARA PLACA ORTÓTropa BI-APOIADA	26
4.1 ANISOTROPIA	26
4.2 MATERIAL ORTÓTropo	28
4.3 TABULEIROS ORTÓTropos.....	30
4.3.1 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS	31
4.4 SOLUÇÃO DE HUBER PARA PLACAS ORTÓTROPAS.....	31

4.5	SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE HUBER.....	36
4.6	SÍNTESE.....	39
5	MODELOS NUMÉRICOS PARA O PROJETO.....	40
5.1	MODELO AASHTO	40
5.2	MODELO SIMPLIFICADO WEST VIRGINIA UNIVERSITY (WVU).....	42
5.3	MODELO DE EQUIVALÊNCIA ELÁSTICA DE PLACA.....	44
5.3.1	ESQUEMA GEOMÉTRICO	46
5.3.2	RIGIDEZ LONGITUDINAL (D_x)	46
5.3.3	RIGIDEZ TRANSVERSAL (D_y)	47
5.3.4	RIGIDEZ TORSIONAL PARA SEÇÕES CAIXÕES (D_{xy})	47
5.3.5	PROPRIEDADES DO MATERIAL ORTOTRÓPICO EQUIVALENTE.....	48
5.4	SÍNTESE.....	50
6	PROGRAMA AEP 2.0 (PPT).....	51
6.1	CARACTERÍSTICAS DO PROGRAMA	51
6.2	CONCEITOS ENVOLVIDOS.....	51
6.3	FLUXOGRAMA.....	52
6.4	AEP VS. 2.0.....	53
7	MATERIAIS E MÉTODOS.....	56
7.1	GENERALIDADES	56
7.2	CLASSIFICAÇÃO DAS PEÇAS COM DIMENSÕES ESTRUTURAIS	57
7.2.1	CLASSIFICAÇÃO VISUAL.....	57
7.2.2	CLASSIFICAÇÃO MECÂNICA POR TENSÕES (MSR).....	58
7.2.3	CLASSIFICAÇÃO POR FLEXÃO ESTÁTICA (MOE)	58
7.2.4	CLASSIFICAÇÃO POR VIBRAÇÃO TRANSVERSAL	59
7.2.5	ULTRA-SOM	60
7.3	CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	61
7.3.1	ENSAIO DOS CORPOS-DE-PROVA DO AÇO DAS CHAPAS	61
7.3.2	ENSAIO DE ARRANCAMENTO NOS CONECTORES ($\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$)	61
7.3.3	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO LENTA DO CONECTOR.....	62
7.4	ENSAIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	63
7.5	ENSAIO DE PERDA DE PROTENSÃO.....	64
7.6	AValiação DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS EM PROTÓTIPO	65
8	RESULTADOS E ANÁLISES.....	69
8.1	CLASSIFICAÇÃO DAS PEÇAS COM DIMENSÕES ESTRUTURAIS	69

8.2	CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	76
8.2.1	ENSAIO DOS CORPOS-DE-PROVA DO AÇO DAS CHAPAS	76
8.2.2	ENSAIO DE ARRANCAMENTO NOS CONECTORES ($\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$).....	79
8.2.3	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO LENTA DO CONECTOR.....	86
8.3	CONTROLE DA FORÇA DE CRAVAÇÃO EM CDE'S	90
8.4	ENSAIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	92
8.4.1	ENSAIO PRELIMINAR.....	92
8.4.2	ENSAIOS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS E PROPOSTA DE UM MODELO AVALIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE.....	96
8.5	ENSAIO DE PERDA DE PROTENSÃO.....	112
8.6	MONTAGEM DO PROTÓTIPO.....	115
8.7	AVALIAÇÃO DOS NÍVEIS DE PROTENSÃO	116
8.7.1	ESTUDO DAS VARIAÇÕES NAS FORÇAS DE PROTENSÕES DAS BARRAS.....	117
8.8	INVESTIGAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS NO PROTÓTIPO ...	121
8.9	COMPARAÇÃO DO MODELO PROPOSTO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	127
8.9.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PROTÓTIPO	129
8.9.2	RIGIDEZ LONGITUDINAL (D_x)	129
8.9.3	RIGIDEZ TRANSVERSAL (D_y)	130
8.9.4	RIGIDEZ TORSIONAL (D_{xy})	131
8.9.5	TRANSFORMAÇÃO DOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ EM PROPRIEDADES ELÁSTICAS EQUIVALENTES	131
8.9.6	RESULTADOS EXPERIMENTAIS VS. RESULTADOS NUMÉRICOS (SAP E AEP).....	131
9	CONCLUSÕES	135
	ANEXO I.....	137
	ANEXO II	150
	ANEXO III.....	160
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	167

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1- SISTEMA TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE.	2
FIGURA 2- ARRANJO DO TABULEIRO TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE.	4
FIGURA 3- DISPOSITIVO DE PROTENSÃO TRANSVERSAL DOS TABULEIROS.....	5
FIGURA 4- SUGESTÕES DE CONFIGURAÇÃO EM “T” (ALTIMORRE, 1995).	5
FIGURA 5- SUGESTÕES DE CONFIGURAÇÃO EM CAIXÃO (ALTIMORRE, 1995).	6
FIGURA 6- CONFIGURAÇÃO DO MODELO (HEBERT, 1993).	6
FIGURA 7- PLANTA DA PONTE EM TUSCALOOSA (TRICHE, 1994).....	7
FIGURA 8- CORTE DO VÃO 1 E 2 DA PONTE EM TUSCALOOSA (TRICHE, 1994).....	7
FIGURA 9- LANÇAMENTO DAS TRELIÇAS E PINTURA DOS CONECTORES (DAGHER, ALTIMORE ET AL., 1999).....	8
FIGURA 10- RIGIDEZ TRANSVERSAL PROPOSTO POR ALGUNS AUTORES.....	11
FIGURA 11- MODELO DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGA AASHTO.	12
FIGURA 12- COMPARATIVO DOS NÍVEIS DE PROTENSÃO COM DESLOCAMENTO E TENSÕES.	13
FIGURA 13- PROVA DE CARGA NA PONTE DE POLE CREEK (TRICHE, 1996).	14
FIGURA 14- PROVA DE CARGA NA PONTE DE BYRON (DAGHER & ALTIMORE ET AL., 1999).....	14
FIGURA 15- PROVA DE CARGA NA PONTE DE NORTH YARMOUTH (DAGHER & ALTIMORE ET AL., 1999).	14
FIGURA 16- PERDA DE PROTENSÃO E REPROTENSÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO (TAYLOR & CSAGOLY, 1979).....	15
FIGURA 17- PERDAS DE PROTENSÃO NA PONTE EM TUSCALOOSA (TRICHE ET AL., 1996).	16
FIGURA 18- PERDA DE PROTENSÃO NA PONTE DE BYRON (DAGHER, ALTIMORE ET AL., 1999).....	17
FIGURA 19- PERDA DE PROTENSÃO NA PONTE DE NORTH YARMOUTH (DAGHER, ALTIMORE ET AL., 1999).....	17

FIGURA 20- MODELOS MATEMÁTICOS DE HOOKE, NEWTON, MAXWELL E KELVIN (BODIG & JAYNE, 1982).....	18
FIGURA 21- MODELO MATEMÁTICO BURGER (BODIG & JAYNE, 1982).....	19
FIGURA 22- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA CHAPA COM DENTES ESTAMPADOS (NBR7190:1997).....	22
FIGURA 23- ESTADO DE TENSÕES EM UM PONTO.....	27
FIGURA 24- ROTAÇÃO DE EIXOS PARA VERIFICAÇÃO DE SIMETRIA DO TENSOR.....	28
FIGURA 25- ELEMENTO INFINITESIMAL DA PLACA.....	32
FIGURA 26- DISTRIBUIÇÕES DE TENSÕES INTERNAS.....	32
FIGURA 27- TABULEIRO COM CARREGAMENTOS DISTRIBUÍDOS EM PEQUENAS ÁREAS.....	38
FIGURA 28- MODELOS PLANOS SIMPLIFICADOS.....	40
FIGURA 29- DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS NO PROTÓTIPO (HEBERT, 1993).....	41
FIGURA 30- ELEMENTO ESTRUTURAL (TRELIÇA-ESPAÇADOR) CONSIDERADO POR ALTIMORRE (1995) E HEBERT (1993).....	42
FIGURA 31- DISTRIBUIÇÃO DE TENSÃO NÃO-LINEAR DE UMA VIGA-T ISOLADA.....	43
FIGURA 32- TRANSFORMAÇÃO DA PLACA EM UMA EQUIVALENTE ELASTICAMENTE.....	45
FIGURA 33- GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.....	46
FIGURA 34- DETERMINAÇÃO DO PRODUTO DE RIGIDEZ LONGITUDINAL.....	47
FIGURA 35- APRESENTAÇÃO DA VERSÃO 2.0.....	54
FIGURA 36- PARÂMETROS PARA TRANSFORMAÇÃO EM PLACA EQUIVALENTE.....	54
FIGURA 37- ESQUEMA DO FUNCIONAMENTO DE UMA MÁQUINA MSR.....	58
FIGURA 38- ESQUEMA ESTÁTICO DO ENSAIO DAS PEÇAS ESTRUTURAIS (MOE).....	58
FIGURA 39- SISTEMA MASSA-MOLA E VIGA VIBRANDO TRANSVERSALMENTE.....	59
FIGURA 40- ESQUEMA DE UM EQUIPAMENTO DE VIBRAÇÃO TRANSVERSAL.....	60
FIGURA 41- EQUIPAMENTO DE ENSAIO POR EMISSÃO DE ULTRA-SOM.....	60
FIGURA 42- CORPO DE PROVA DO AÇO DO CDE.....	61
FIGURA 43- DIREÇÃO α E β DA LIGAÇÃO. (FONTE: NBR 7190:1997).....	62
FIGURA 44- ESQUEMA BÁSICO DA LIGAÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS NA DIREÇÃO $\alpha=0^\circ$ E $\beta=0^\circ$, SUBMETIDAS À TRAÇÃO. (FONTE: NBR 7190:1997).....	62
FIGURA 45- CONFIGURAÇÃO GERAL DO ENSAIO DE DEFORMAÇÃO LENTA.....	63
FIGURA 46- ESQUEMA PARA FLEXÃO ESTÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DO PRODUTO DE RIGIDEZ.....	63
FIGURA 47- ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO DA FAIXA DE PERDA DE PROTENSÃO.....	64
FIGURA 48- DETALHE DAS TRELIÇAS QUE COMPÕEM A FAIXA.....	65
FIGURA 49- POSICIONAMENTO DOS CARREGAMENTOS CONCENTRADOS.....	65

FIGURA 50- LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.	66
FIGURA 51- POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (DT'S).	66
FIGURA 52- SEÇÃO TRANSVERSAL DA FAIXA.	66
FIGURA 53- POSIÇÕES DE CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO, CENTRADO E EXCÊNTRICOS.	67
FIGURA 54- INSTRUMENTAÇÃO DAS BARRAS DE PROTENSÃO NO PROTÓTIPO.	67
FIGURA 55- (A) CLASSIFICAÇÃO MECÂNICA POR TENSÕES (B) COR APÓS A CLASSIFICAÇÃO POR TENSÕES.	69
FIGURA 56- (A) VIBRAÇÃO TRANSVERSAL (B) CLASSIFICAÇÃO POR FLEXÃO ESTÁTICA (MOE).	69
FIGURA 57- (A) CLASSIFICAÇÃO VISUAL (B) ULTRA-SOM.	70
FIGURA 58- GRÁFICO DOS RESÍDUOS ($\hat{\epsilon}_{ij}$) CONTRA OS VALORES ESTIMADOS (\hat{y}_{ij}).	71
FIGURA 59- GRÁFICO DOS RESÍDUOS($\hat{\epsilon}_{ij}$) CONTRA OS VALORES ESTIMADOS (\hat{y}_{ij}).	71
FIGURA 60- GRÁFICO DOS RESÍDUOS CONTRA OS ESCORES NORMAIS.	72
FIGURA 61- TRANSFORMAÇÃO BOX&COX (1964).	72
FIGURA 62- GRÁFICO DE RESÍDUOS CONTRA ESCORES NORMAIS.	73
FIGURA 63- MÓDULO ESTÁTICO CONTRA MSR.	75
FIGURA 64- MÓDULO ESTÁTICO CONTRA VIBRAÇÃO TRANSVERSAL.	75
FIGURA 65- MÓDULO ESTÁTICO CONTRA ULTRA-SOM.	76
FIGURA 66- ENSAIO DE TRAÇÃO NAS CHAPAS DOS CDE'S.	78
FIGURA 67- CARACTERÍSTICAS DAS CHAPAS GANG-NAIL E COFAR.	79
FIGURA 68- CORPO DE PROVA UTILIZADO NO ENSAIO.	79
FIGURA 69- COMPORTAMENTO DO CDE NO ENSAIO DE TRAÇÃO $\alpha=0^\circ$ E $\beta=0^\circ$	80
FIGURA 70- (A) MÁQUINA DE TRAÇÃO EM PEÇAS ESTRUTURAIS (B) ESQUEMA DO ENSAIO REALIZADO.	81
FIGURA 71- (A) CISALHAMENTO DOS ANEL DE CRESCIMENTO (B) ARRANCAMENTO.	81
FIGURA 72- (A) INÍCIO DO ARRANCAMENTO (B) FINAL DO ARRANCAMENTO.	82
FIGURA 73- GRÁFICO DOS RESÍDUOS CONTRA OS ESCORES NORMAIS.	83
FIGURA 74- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS.	84
FIGURA 75- DEFORMAÇÃO LENTA CDE (CP1).	86
FIGURA 76- VARIAÇÃO DA TEMPERATURA DA SALA (CP1).	87
FIGURA 77- VARIAÇÃO DA UMIDADE DA SALA (CP1).	87
FIGURA 78- DEFORMAÇÃO LENTA COM CORPO-DE-PROVA (CP2) SATURADO.	88
FIGURA 79- VARIAÇÃO DE UMIDADE DO CP2.	88
FIGURA 80- DEFORMAÇÃO LENTA (CP3).	89
FIGURA 81- (A) ENSAIO DEFORMAÇÃO LENTA (B) DETALHES DO MEDIDOR DE UMIDADE.	89
FIGURA 82- (A) ANEL DINAMOMÉTRICO (B) CRAVAÇÃO DOS CDE'S.	90

FIGURA 83- SIMULAÇÃO DO ELEMENTO TRELIÇADO.	93
FIGURA 84- RESULTADOS EXPERIMENTAIS VERSUS MODELO TEÓRICO.....	93
FIGURA 85- COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS.....	94
FIGURA 86- (A) RELÓGIOS COMPARADORES (B) POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.	95
FIGURA 87- MODO DE RUPTURA DO ELEMENTO TRELIÇADO.	95
FIGURA 88- DETALHE DO MODELO PROPOSTO.....	96
FIGURA 89- GEOMETRIA ROTACIONAL DOS BANZOS.	97
FIGURA 90- GEOMETRIA ROTACIONAL DAS DIAGONAIS.	97
FIGURA 91- DESLOCAMENTOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS DA TRELIÇA 08.....	99
FIGURA 92- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS DE 3kN.	101
FIGURA 93- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS DE 6kN.	103
FIGURA 94- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS DE 6kN.	105
FIGURA 95- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS DE 9kN.	107
FIGURA 96- GRÁFICO DE PROBABILIDADE PARA OS RESÍDUOS DOS DADOS DE 9kN.	109
FIGURA 97- ELABORAÇÃO DAS BARRAS PARA A MONTAGEM DOS ELEMENTOS.	111
FIGURA 98- (A) PRENSAGEM (B) FURAÇÃO PARA POSTERIOR PASSAGEM DAS BARRAS DE PROTENSÃO.....	111
FIGURA 99- (A) DISPOSIÇÃO FINAL DAS TRELIÇAS (B) ESPAÇADORES E ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO.	111
FIGURA 100- AVALIAÇÃO DA PERDA DE PROTENSÃO TIPO CP1.	112
FIGURA 101- AVALIAÇÃO DA PERDA DE PROTENSÃO TIPO CP2.	113
FIGURA 102- MONTAGEM POR JUSTAPOSIÇÃO DAS TRELIÇAS E ESPAÇADORES.	115
FIGURA 103- APLICAÇÃO DE PROTENSÃO NO PROTÓTIPO ATRAVÉS DE BOMBA MANUAL.	115
FIGURA 104- POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS NO PROTÓTIPO.	116
FIGURA 105- (A) CARREGAMENTO CENTRADO (B) CARREGAMENTO EXCÊNTRICO.	117
FIGURA 106- (A) CARREGAMENTO DIREITO (B) CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO.....	117
FIGURA 107- GRÁFICOS DE VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DAS BARRAS 3, 4 E 5.	118
FIGURA 108- GRÁFICOS DE VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DAS BARRAS 3, 4 E 5.	119
FIGURA 109- VARIAÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO PARA O CARREGAMENTO DE 150kN.	120
FIGURA 110- VARIAÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO PARA O CARREGAMENTO DE 120kN.	120

FIGURA 111- (A) DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS (B) DESLOCAMENTOS COM $P=50\text{kN}$ PARA CARREGAMENTO CENTRADO.	122
FIGURA 112- (A) TAXA DE DISTRIBUIÇÃO NA POSIÇÃO 71,8CM (B) TAXA DE DISTRIBUIÇÃO NA POSIÇÃO 35,9CM PARA CARREGAMENTO CENTRADO.....	122
FIGURA 113- (A) DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS (B) DESLOCAMENTOS COM $P=50\text{kN}$ PARA CARREGAMENTO EXCÊNTRICO.	123
FIGURA 114- (A) TAXA DE DISTRIBUIÇÃO NA POSIÇÃO 71,8CM (B) TAXA DE DISTRIBUIÇÃO NA POSIÇÃO 17,9CM PARA CARREGAMENTO EXCÊNTRICO.....	124
FIGURA 115- RESULTADOS DAS TENSÕES NAS BARRAS DA TRELIÇA PARA O CARREGAMENTO CENTRADO.	125
FIGURA 116- RESULTADOS DAS TENSÕES NAS BARRAS DA TRELIÇA PARA O CARREGAMENTO CENTRADO.	126
FIGURA 117- SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS PARA O ELEMENTO TIPO SHELL.	128
FIGURA 118- GEOMETRIA DO PROTÓTIPO.	129
FIGURA 119- DISCRETIZAÇÃO DA FAIXA EM ELEMENTOS FINITOS DO TIPO SHELL (PLATE THICK).....	132
FIGURA 120- DEFORMADA E DIAGRAMA DE TENSÕES NA DIREÇÃO LONGITUDINAL.	132
FIGURA 121- TIPOS DE RUPTURA DAS LIGAÇÕES COM CDE'S.....	137
FIGURA 122- LIGAÇÃO DE PEÇAS EMENDADAS SUBMETIDAS À ESFORÇOS DE TRAÇÃO. (BARALDI & CALIL, 1998).....	140
FIGURA 123- NÓ TÍPICO COM ESFORÇOS COMBINADOS DE TRAÇÃO E CISALHAMENTO. (BARALDI, 1998).....	142
FIGURA 124- VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ÁREA DE ANCORAGEM. (BARALDI, 1998).....	144
FIGURA 125- TIPO DO NÓ DE APOIO EM TRELIÇAS COM BANZOS INCLINADOS.	146
FIGURA 126- LIGAÇÃO SUBMETIDA À ESFORÇO DE TRAÇÃO NORMAL ÀS FIBRAS DA MADEIRA.....	147
FIGURA 127- ALTURA MÍNIMA DO CONECTOR NA LIGAÇÃO COM OS BANZOS. (UJVARI, 1983).....	148

LISTA DE TABELAS

TABELA 1- RESUMO DAS PONTES CONSTRUÍDAS COM O SISTEMA TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE.	9
TABELA 2- PARÂMETROS ELÁSTICOS INVESTIGADOS POR ALGUNS PESQUISADORES.....	10
TABELA 3- COMPARAÇÃO DO MODELO ASSHTO COM O PROTÓTIPO HILTOP (ALTIMORE, 1995).....	12
TABELA 4- EFEITO DA PROTENSÃO NOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS (ALTIMORE, 1995).....	13
TABELA 5- CONSTANTES PARA O MODELO DE BURGER.	19
TABELA 6- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO AÇO DAS LIGAÇÕES COM CDE.....	22
TABELA 7- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS CONECTORES CDE'S.	23
TABELA 8- DIMENSÕES COMERCIAIS DOS CONECTORES CDE'S. (MARCA: GANG-NAIL).	23
TABELA 9- FUNÇÃO TÍPICAS PARA ALGUNS TIPOS CARREGAMENTO.	37
TABELA 10- VARIAÇÃO DOS NÍVEIS DE PROTENSÃO.....	67
TABELA 11- RESUMO DAS CLASSIFICAÇÕES.	70
TABELA 12- ANÁLISE DE VARIÂNCIA.....	73
TABELA 13- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	74
TABELA 14- RESULTADOS DA TRAÇÃO NAS CHAPAS COFAR & GANG-NAIL.	77
TABELA 15- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO $\alpha=0$ E $\beta=0$	80
TABELA 16- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO (10,7x13,7).....	82
TABELA 17- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO (10,7x23,8).....	83
TABELA 18- ANÁLISE DE VARIÂNCIA.....	84
TABELA 19- RESULTADOS DOS ENSAIOS DA FORÇA DE CRAVAÇÃO.	91
TABELA 20- RESUMO DAS CRAVAÇÕES.	92
TABELA 21- TABELA COMPARATIVA EXPERIMENTAL VS. TEÓRICO PARA OS BANZOS.	94
TABELA 22- TABELA COMPARATIVA EXPERIMENTAL VS. TEÓRICO PARA AS DIAGONAIS. .	94

TABELA 23- COEFICIENTES DE RIGIDEZ PROPOSTOS PELO MODELO.	98
TABELA 24- COMPARAÇÃO TEÓRICA VS. EXPERIMENTAL CONSIDERANDO A DEFORMABILIDADE DAS EMENDAS DOS BANZOS.	98
TABELA 25- COMPARAÇÃO TEÓRICA VS. EXPERIMENTAL SEM A CONSIDERAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DAS EMENDAS DOS BANZOS.	100
TABELA 26- ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O CARREGAMENTO 3KN.	101
TABELA 27- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	102
TABELA 28- ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O CARREGAMENTO 3KN.	103
TABELA 29- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	104
TABELA 30- ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O CARREGAMENTO 3KN.	105
TABELA 31- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	106
TABELA 32- ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O CARREGAMENTO 3KN.	107
TABELA 33- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	108
TABELA 34- ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O CARREGAMENTO 3KN.	109
TABELA 35- COMPARAÇÃO MÚLTIPLAS PAREADAS PARA AS MÉDIAS.	110
TABELA 36- RESULTADOS DA PERDA DE PROTENSÃO NAS FAIXAS REPRESENTATIVAS....	113
TABELA 37- AJUSTAMENTO DA EXPRESSÃO EMPÍRICA PARA CADA BARRA.	114
TABELA 38- NÍVEIS DE PROTENSÃO OBTIDOS NOS ENSAIOS DO PROTÓTIPO.	117
TABELA 39- VARIAÇÃO DA FORÇA NAS BARRAS DE PROTENSÃO.	119
TABELA 40- RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO CENTRAL.	121
TABELA 41- RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO DA EXTREMIDADE.	123
TABELA 42- ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DA TRELIÇA INSTRUMENTADOS COM EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.	125
TABELA 43- DADOS GEOMÉTRICOS.	129
TABELA 44- RESULTADOS DO CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO.	130
TABELA 45- RESULTADOS DOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRANSVERSAL.	130
TABELA 46- RESULTADOS DOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ TORSIONAIS.	131
TABELA 47- RESULTADOS DA PLACA TRANSFORMADA.	131
TABELA 48- RESULTADOS DAS COMPARAÇÕES TEÓRICO VS. EXPERIMENTAL PARA $\sigma_{pi} = 0,105MPa$	132
TABELA 49- RESULTADOS DAS COMPARAÇÕES TEÓRICO VS. EXPERIMENTAL PARA $\sigma_{pi} = 0,163MPa$	133
TABELA 50- RESULTADOS DAS COMPARAÇÕES TEÓRICO VS. EXPERIMENTAL PARA $\sigma_{pi} = 0,197MPa$	133

TABELA 51- RESULTADOS DA CLASSIFICAÇÃO.	150
TABELA 52- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE UMIDADE.	160

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials.
ASTM	- American Society for Testing and Materials
ANSI	- American National Standards Institute
CDE	- Chapa com dentes estampados
CP	- Corpo-de-prova
DT	- Transdutor de Deslocamento
Dywidag	- Empresa especializada em elementos de aço para protensão
FPL	- Forest Products Laboratory
LaMEM	- Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras
LRFD	- Load and Resistance Factor Design
MLP	- Madeira Laminada Pregada
MLC	- Madeira Laminada Pregada
MOE	- Módulo de elasticidade obtido do ensaio de flexão estática
MSR	- Máquina de Classificação por Tensões (Machine Stress Rated)

NBR	- Norma Brasileira registrada
OHBDC	- Ontário Highway Bridge Design Code
SET	- Departamento de Engenharia de Estruturas
TPI	- Truss Plate Institute
USDA	- United States Department of Agriculture
WVU	- Método West Virginia University)

LISTA DE SÍMBOLOS

- A - área.
- b - largura do tabuleiro.
- B - largura da aba.
- B_E - largura efetiva da aba.
- B_W - largura da nervura.
- D - altura da alma.
- D_X - rigidez longitudinal.
- D_Y - rigidez transversal.
- D_{XY} - rigidez torsional.
- D_T - produto de rigidez da treliça.
- e_{ij} - erros estimados.
- E_X - módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro (paralelo ao tráfego).
- $E_{X,N}$ - módulo de elasticidade na direção longitudinal da nervura.

- $E_{x,T}$ - módulo de elasticidade na direção longitudinal das lâminas do tabuleiro.
- E_y - módulo de Elasticidade Transversal do tabuleiro (normal ao tráfego).
- $f_{we\alpha}$ - tensão de embutimento para uma direção α .
- $f_{a,u}$ - força última por dente.
- f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço.
- f_{yk} - resistência característica ao escoamento do aço.
- F - ações, forças (em geral).
- FR - Fator de redução.
- $F_{2\%/00}$ - força última convencional para uma deformação residual 2‰.
- G_{XY} - módulo de elasticidade torsional.
- h - altura do tabuleiro.
- K - coeficiente de rigidez.
- L - vão.
- r_{de} - coeficiente de amortecimento.
- $R_{a,0,0}$ - resistência.
- t - espessura do tabuleiro ou dos banzos.
- t_n - tempo no instante “n”.
- T - temperatura em °C.

- V - cortante.
- u - deslocamento total.
- U - umidade.
- ϕ_Z - coeficiente de minoração das resistências.
- u_{ij} - coeficiente de poisson nas direções “ij” consideradas.
- j - coeficiente de impacto vertical em pontes.
- g_Q - coeficiente de majoração para ações variáveis.
- $r_{apar.}$ - - densidade aparente.
- S_{pi} - tensão ou nível de protensão inicial.
- σ - tensão.
- μ_k, μ_v - coeficientes viscoelásticos.
- ν - coeficiente de Poisson.
- τ_i - Classificações (tratamentos).
- β - taxa de distribuição do carregamento.
- \hat{y}_{ij} - valores estimados.
- ε - deformação.

RESUMO

CHEUNG, A. B. (2003). *Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira*. São Carlos, 2003. 167p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho apresenta o estudo teórico e experimental do comportamento de placas ortótropas treliçadas protendidas transversalmente, sendo as ligações das barras das treliças com conector de chapas com dentes estampados (CDE), para aplicação em pontes de madeira observando as principais características do sistema como: avaliação do elemento estrutural e do modelo estrutural para verificação dos deslocamentos da placa. Para esta finalidade foram determinadas as propriedades dos materiais, elementos estruturais e níveis de protensão da placa. A avaliação das propriedades elásticas da placa foi realizada utilizando dois modelos numéricos, sendo um baseado no Método dos Elementos Finitos e o segundo em séries de Levy-Nadai. A aferição do modelo proposto foi realizado com o ensaio de um protótipo em escala real. Os resultados indicaram que a placa tem um ótimo comportamento para a utilização em pontes apresentando elevada rigidez e baixo consumo de madeira, e que os modelos propostos apresentaram-se consistentes para aplicação nos sistemas de placas ortótropas treliçadas com ligações de chapas com dentes estampados.

Palavras-chave: tabuleiro; ortótropo; treliçado; protendido; pontes.

ABSTRACT

CHEUNG, A. B. (2003). *Orthotropic stress-laminated truss plate for timber bridges construction*. São Carlos, 2003. 167p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work aim to the theoretical and experimental study of the behaviour of orthotropic stress-laminated truss plate for timber bridges construction. To this purpose the material properties, structural elements, conections and prestress level were analysed. Two numeric models were used in order to avaliate the plate elastic properties, based on the finite elements analysis method and in Levy-Nadai series. The theoretical model calibration was made with the results obtained in a full-scale prototype. The results indicated that the plate behavior was efficiency for the use in bridges with high stiffness and wood low consumption, and that the proposed numeric models was consistent for application in ortrotropic stress-laminated truss plate systems with metal-plate-connected.

Keywords: plate; ortotropic; trusses; stress; bridge.

1 INTRODUÇÃO

O preconceito brasileiro de uso de madeira na construção de pontes, tanto por parte do usuário como pelos agentes financeiros, é um dos elementos principais que impedem o emprego intensivo ou alternativo desse material na construção de novas pontes. Esse preconceito está fundamentado no uso inadequado da madeira devido a problemas de secagem, tratamento, projeto, especificações e outros, aliados ao meio ambiente tropical, que acelera a deterioração das madeiras.

Para uma adequação da realidade nacional em níveis internacionais de desenvolvimento tecnológico e construção de pontes, é necessária a pesquisa de tecnologias já consagradas em outros países. O sistema protendido transversalmente, originário do Canadá em 1976, vem sendo empregado em países como Austrália, Canadá, EUA, Japão e Europa. No Brasil, os estudos sobre esta nova tecnologia ainda são bastantes recentes e buscam a adaptação tecnológica com madeiras nacionais e de reflorestamento.

Porém o sistema laminado protendido transversalmente encontra limitações quanto ao vão ($L < 10\text{m}$) devido à dificuldade na obtenção de peças estruturais comerciais com grandes dimensões, e portanto o sistema treliçado protendido transversalmente torna-se uma alternativa viável na construção de pontes com vãos maiores que 10m.

O sistema é leve e de boa característica de resistência e rigidez para uso em pontes industrializadas de madeira. Além destas características, oferece outras vantagens: garantia de segurança, rapidez e economia no custo, possibilitando que os elementos estruturais sejam fabricados em série com produtividade maior que aquela verificada nos sistemas de carpintaria convencionais utilizados nas pontes de madeira no Brasil.

Este sistema é constituído por treliças e espaçadores adjacentes uns aos outros que são associados a um sistema de protensão transversal que os mantém unidos apresentando um comportamento de placa ortótropa (Figura 1). Os sistemas protendidos são geralmente constituídos por barras de aço de diâmetros de 16mm à 32mm, laminado a quente de alta

resistência (ST 85/105 ou ST 105/125) da Dywidag. Porém outros sistemas de protensão podem ser utilizados como as cordoalhas de aço e fios de fibra de carbono.

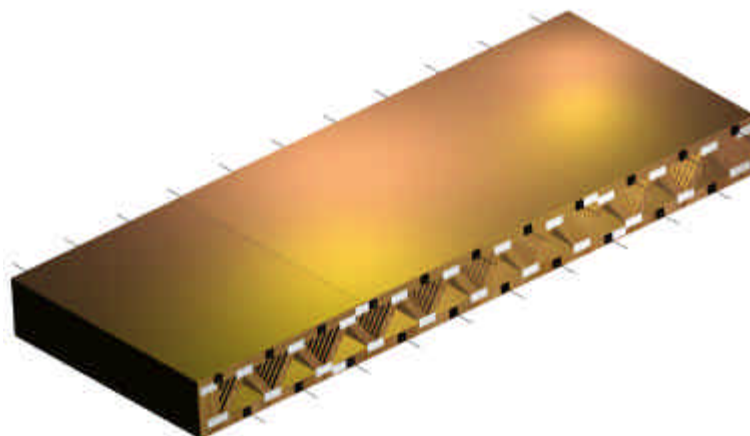
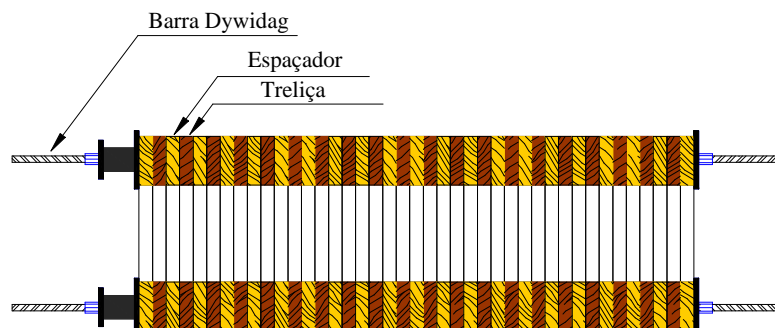


FIGURA 1- Sistema treliçado protendido transversalmente.

Dando continuidade aos estudos já existentes, este trabalho pretende contribuir para o projeto e construção de tabuleiros ortótopos treliçados protendidos transversalmente, investigando o comportamento de placa, por meio de ensaios em protótipo em escala real e ensaios complementares, enfatizando:

- 1- Comparação dos métodos de classificação em peças com dimensões estruturais;
- 2- Estudo da rigidez e resistência das ligações de chapas com dentes estampados;
- 3- Avaliação de esforços e deslocamentos nos elementos estruturais treliçados e proposição de um modelo;

- 4- Distribuição de carga no tabuleiro treliçado protendido;
- 5- Elaboração de um protótipo da ponte para a avaliação dos deslocamentos e esforços;
- 6- Adequação de um modelo estrutural para a avaliação dos deslocamentos e dos esforços solicitantes.

Para investigar a perda de protensão que é um dos fatores importantes no comportamento da placa ao longo do tempo de serviço, avaliou-se em faixas representativas a influência da chapa com dentes estampados na perda de protensão final do sistema.

2 TABULEIRO TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE

2.1 ARRANJOS DO TABULEIRO

Este sistema começou a ser idealizado e investigado devido ao esforço em se alcançar vãos cada vez maiores e a limitação de peças com dimensões comerciais para a implantação do sistema protendido laminado serrado para pontes de madeira. A partir de 1991, a Universidade de Maine e o USDA-FPL iniciaram o estudo de viabilidade para investigar o uso de chapas com dentes estampados na confecção de treliças para pontes rurais de baixo volume de tráfego. O primeiro ano examinou assuntos incluindo a economia, potencial do sistema estrutural, fadiga e corrosão das chapas com dentes estampados (CDE). Após efetuarem estes estudos, sugeriram vários sistemas empregando treliças com chapas com dentes estampados e um dos sistemas era aplicação de protensão transversal em tabuleiros seguindo a tendência mundial em pontes protendidas de madeira para estradas de baixo volume de tráfego.

O tabuleiro tem como arranjo básico à composição de treliças e espaçadores, que são formados por elementos de dimensões comerciais em que os nós são ligados por meio de chapa com dentes estampados (CDE), justapostos e solidarizados através da protensão transversal, Figura 2.

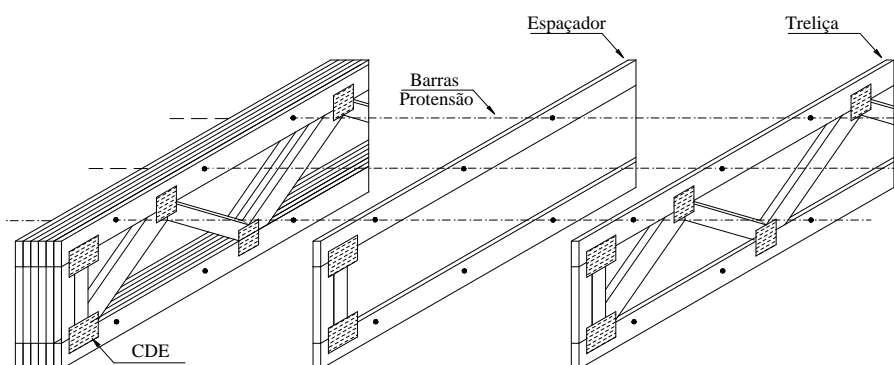


FIGURA 2- Arranjo do tabuleiro treliçado protendido transversalmente.

A protensão transversal do tabuleiro é aplicada pelo alongamento de barras de aço de diâmetros de 16mm à 32mm, laminado a quente de alta resistência (ST 85/105 ou ST 105/125) da Dywidag com auxílio de cilindros hidráulicos, que transferem o esforço para o dispositivo de ancoragem. Parte da eficiência do sistema está na distribuição dos esforços para o centro da placa, Figura 3.

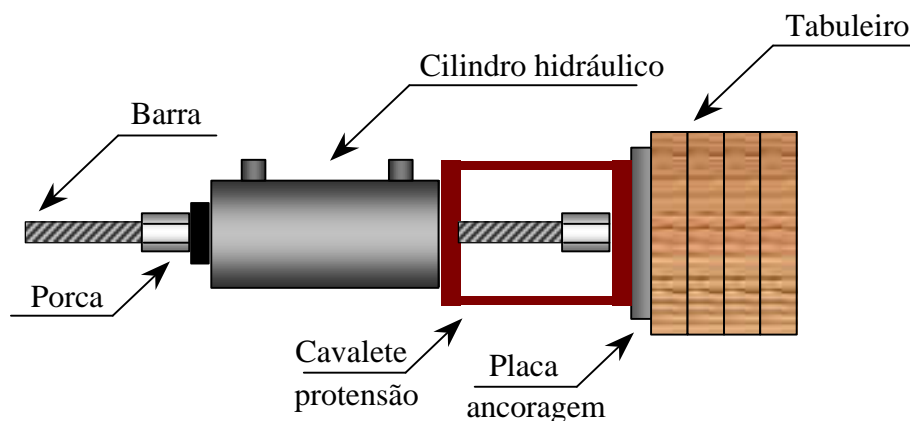


FIGURA 3- Dispositivo de protensão transversal dos tabuleiros.

Alguns arranjos geométricos para elaboração do sistema são apresentados por ALTIMORRE (1995) com a finalidade de melhorar o emprego e viabilizar o uso das treliças CDE (Figura 4 e 5).

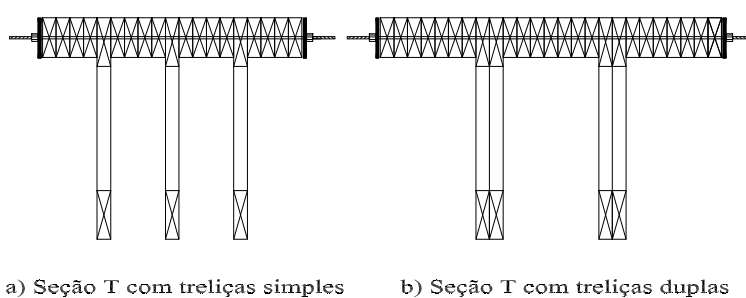


FIGURA 4- Sugestões de configuração em "T" (ALTIMORRE, 1995).

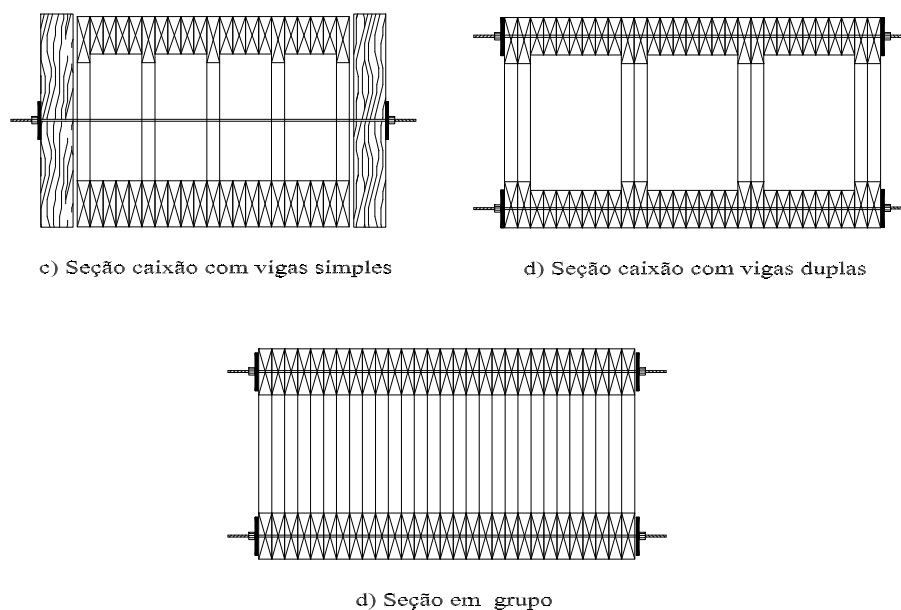


FIGURA 5- Sugestões de configuração em caixão (ALTIMORRE, 1995).

2.2 PONTES CONSTRUÍDAS COM O SISTEMA

Algumas experiências foram elaboradas com a finalidade de avaliação dos sistemas propostos. O primeiro protótipo conhecido de ponte treliçada protendida foi testado por HEBERT (1993) e tinha 320 cm de comprimento, 118 cm de largura e 30,46 cm de altura como mostrado na Figura 6.

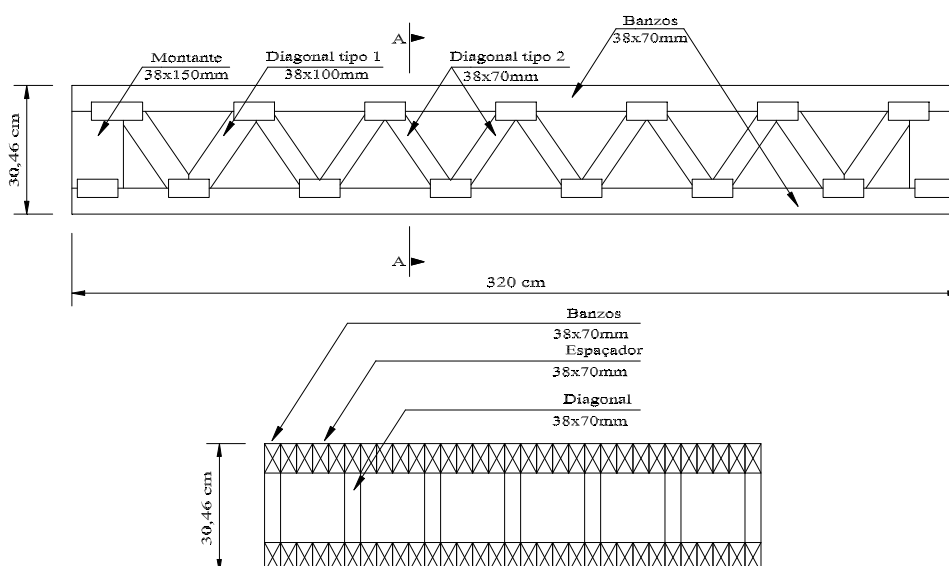


FIGURA 6- Configuração do modelo (HEBERT, 1993).

Porém a primeira ponte em escala real foi construída em Tuscaloosa Country na antiga estrada de Fayette cortando o rio Pole Creek, em Alabama 1992 (TRICHE, RITTER, LEWIS e WOLFE 1994). A ponte é de dois vãos de 610cm de comprimento e 910cm de largura, possuindo um tráfego médio diário de aproximadamente 100 veículos. No primeiro vão é um sistema estrutural em grelha com tabuleiro transversal e no segundo tabuleiro treliçado protendido (Figura 7 e 8).

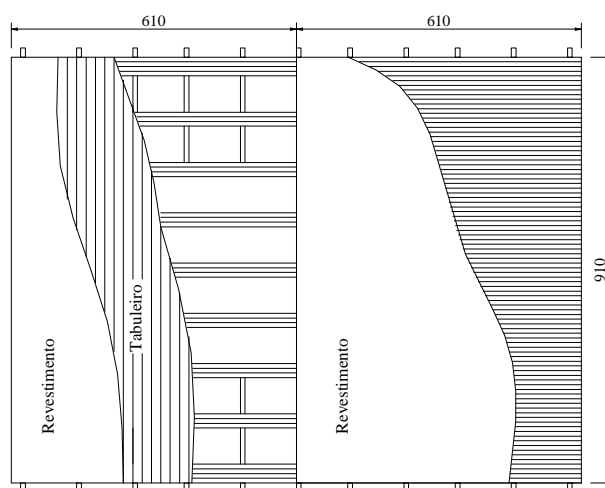


FIGURA 7- Planta da ponte em Tuscaloosa (TRICHE, 1994).

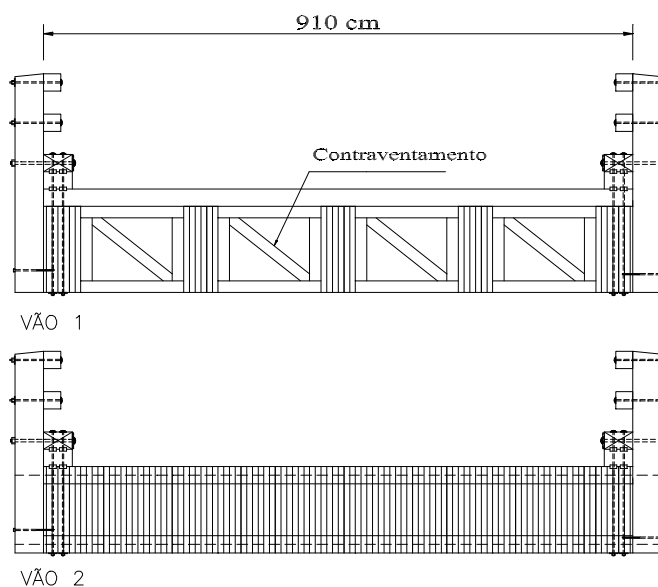


FIGURA 8- Corte do vão 1 e 2 da ponte em Tuscaloosa (TRICHE, 1994).

A ponte em Tuscaloosa foi monitorada por três anos e meio sendo elaboradas duas provas de cargas a última efetuada em junho de 1996.

Mais duas pontes foram construídas no programa desenvolvido pelo USDA-FPL. A segunda ponte em escala real foi construída em 1993, localizada em Byron no Maine e é uma ponte em vão simples (1400cm comprimento, 978,5 cm largura e 91,44 cm de altura) com duas linhas de tráfego. A terceira ponte em escala real foi construída em 1994 localizada em North Yarmouth no Maine e é uma ponte em vão simples (1180cm comprimento, 978,5cm largura e 76,2cm de altura) com duas linhas de tráfego. Nas pontes foram monitorados alguns parâmetros como: umidade, força de protensão, proteção dos conectores e deslocamentos, no caso de Byron (5 anos) e North Yarmouth (4 anos). A ponte Byron foi testada e liberada para o tráfego em Novembro 1993 e a ponte North Yarmouth foi testada e liberada para o tráfego em Junho de 1994. Segundo ALTIMORE (1995) os resultados mostraram elevada rigidez do sistema com deslocamentos inferiores a $L/2300$.

A confecção das treliças foi efetuada em uma indústria e montada no canteiro com ajuda de guindastes como mostra a Figura 9. Os conectores foram pintados com tinta epóxica para aumentar a durabilidade das ligações e evitar deterioração precoce. BRUNO et al. (1989) afirmam que a pintura do conector é umas das cinco recomendações para uma vida útil de 70 anos em ambiente marítimo.



FIGURA 9- Lançamento das treliças e pintura dos conectores (DAGHER, ALTIMORE et al., 1999).

No total existem 3 pontes construídas com o sistema estrutural e que foram acompanhadas por 10 anos de pesquisa em campo com ensaios de prova de cargas estáticas e monitoramento das forças de protensões. O monitoramento faz parte de um programa introduzido pelo ministério de transportes (EUA) com o intuito de propor novas tecnologias em pontes de madeira. A Tabela 1 apresenta as principais características encontradas nos sistemas implantados assim como nos ensaios em protótipos realizados por HEBERT (1993), TRICHE (1994) e ALTIMORRE (1995).

TABELA 1- Resumo das pontes construídas com o sistema treliçado protendido transversalmente.

Pesquisador	tipo	ano construção	largura (cm)	comp. (cm)	altura (cm)	L/H	OBS:
HEBERT (1993)	Protótipo	1993	118,0	320,0	30,5	10,5	Após avaliação das tensões nos banzos, constatou-se diferenças significativas do modelo analítico e os resultados experimentais.
TRICHE (1994)	Ponte (Tuscaloosa)	1992	910,0	610,0	-	-	Observou-se nas provas de cargas estáticas (com caminhões) deslocamentos superiores a L/2300 e devido a grande rigidez do sistema houve a necessidade de realização de novas pesquisas.
ALTIMORRE (1995)	Protótipo (Hiltop)	1993	244,0	1400,0	91,0	15,4	Investigou o comportamento estrutural e concluiu que níveis de protensão maiores 0,10 Mpa tem aumento insignificante de rigidez.
ALTIMORRE (1995)	Ponte (Byron)	1993	978,5	1400,0	91,4	15,3	Valores obtidos nas provas de cargas estáticas (com caminhões) foram conservadores em relação aos de projeto (ASSHTO) em torno de 1/3.
ALTIMORRE (1995)	Ponte (North Yarmouth)	1994	978,5	1180,0	76,2	15,5	

2.3 NÍVEIS DE PROTENSÃO E PARÂMETROS ELÁSTICOS

Para investigar os níveis de protensão é necessário se conhecer os detalhes construtivos do sistema devido à introdução de esforços normais com o intuito de desenvolver rigidez transversal e conseqüentemente aumentar o ângulo de distribuição de cargas no sentido longitudinal e transversal. Os parâmetros elásticos estão diretamente relacionados com o nível de protensão e que devem ser adequados para manter as lâminas unidas e evitar o escorregamento introduzido pelo esforço cortante. Muitos estudos foram realizados por diversos pesquisadores nas pontes laminadas protendidas com peças serradas de diversas espécies avaliando os parâmetros elásticos E_x, E_y, G_{xy} .

Na idealização do sistema no Canadá adotou-se para o módulo de elasticidade transversal (E_y) 1/20 do módulo de elasticidade longitudinal e o módulo a torção 1/16 do (E_x). Porém concluíram posteriormente que estes valores foram superestimados, pois havia discrepâncias entre os resultados obtidos pela análise teórica e os testes efetuados em campo. Com isso um grande esforço para a investigação destes parâmetros foi feito no Japão, Austrália, Canadá, EUA e conseqüentemente no Brasil, pois os parâmetros variam com a densidade da madeira e espécies, sendo os estudos mais importantes expressos na Tabela 2. Estes estudos são importantes para a simulação numérica de placas e são importantes nas fases de projeto e monitoramento em campo das pontes construídas com sistemas protendidos.

TABELA 2- Parâmetros elásticos investigados por alguns pesquisadores.

Autor	OBS:	Tensão de Protensão (MPa)	E_y/E_x	G_{xy}/E_x
TAYLOR & CSAGOLY (1979)	OHBDC	0,827	0,0500	0,0625
TAYLOR & WALSH (1983)		0,827	0,0370	0,0550
OLIVA & DIMAKIS (1988)		1,035	0,0110	0,0120
ACCORSI & SARISLEY (1989)		1,050	0,0500	0,0650
OLIVA et al. (1990)	adotou-se para projetos σ_{pi} (kN/cm ²)	S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
			$E_y=149.\sigma_{pi}+10,583$	$G_{xy}=134.\sigma_{pi}+11,437$
RITTER et al. (1990)	Douglas-fir	0,345	0,0129	0,0132
		0,520	0,0150	0,0140
AASHTO (1991)	<i>Adota um ângulo de distribuição de 45° (conservador)</i>			
RITTER (1992)	Douglas-fir	0,520	0,013	0,03
DAVALOS & SALIM (1992)	adotou-se para projetos σ_{pi} (kN/cm ²)	S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
			$E_y=154.\sigma_{pi}+17,383$	$G_{xy}=268.\sigma_{pi}+35,907$
CREWS et al. (1994)	Hardwood		0,0150-0,0180	0,0220
	Radiata pine		0,0140-0,0200	0,0290
	Douglas Fir		0,0150	0,0250
PRATA (1995)	Eucalipto Citriodora	1,410	0,0360	0,0490
RITTER (1996) apud OKIMOTO (1997)	adotou-se para projetos σ_{pi} (kN/cm ²)	S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
			$E_y=168.\sigma_{pi}+10,851$	$G_{xy}=234.\sigma_{pi}+26,111$
OKIMOTO (1997)	Pinus Elliotti	0,500	0,0180	0,0200
		0,700	0,0226	0,0218
		0,900	0,0270	0,0232
		S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
	adotou-se para projetos		$E_y=167,9.\sigma_{pi}+5,558$	$G_{xy}=91.\sigma_{pi}+8,4$
	Eucalipto Citriodora	0,500	0,1340	0,0121
		0,700	0,0189	0,0133
		0,900	0,0248	0,0135
		S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
	adotou-se para projetos σ_{pi} (kN/cm ²)		$E_y=421,1.\sigma_{pi}-1,475$	$G_{xy}=56,7.\sigma_{pi}+15,464$
VELOSO (1999)	Jatobá	0,500	0,0097	0,0330
		1,000	0,0223	0,0390
		1,500	0,0371	0,0420
		2,000	0,0471	0,0600
		S_{pi}	$E_y(S_{pi})$	$G_{xy}(S_{pi})$
adotou-se para projetos σ_{pi} (kN/cm ²)		$E_y=547,5.\sigma_{pi}-58,5$	$G_{xy}=364,52.\sigma_{pi}+482,3$	

O gráfico da Figura 10 retrata as expressões elaboradas por alguns autores que correlacionaram a rigidez transversal e torsional com os níveis de protensão. Observam-se duas linhas fora do grupo e isto se deve ao fato que as espécies utilizadas no ensaio de placa são de madeira de alta densidade e de características diferentes.

Pode-se observar que os resultados de OLIVA (1990), RITTER (1992), DAVALOS & SALIM (1992), OKIMOTO (1997) apresentam semelhantes verificando a compatibilidade dos resultados obtidos pelos pesquisadores em diversos países para as madeiras de baixa densidade.

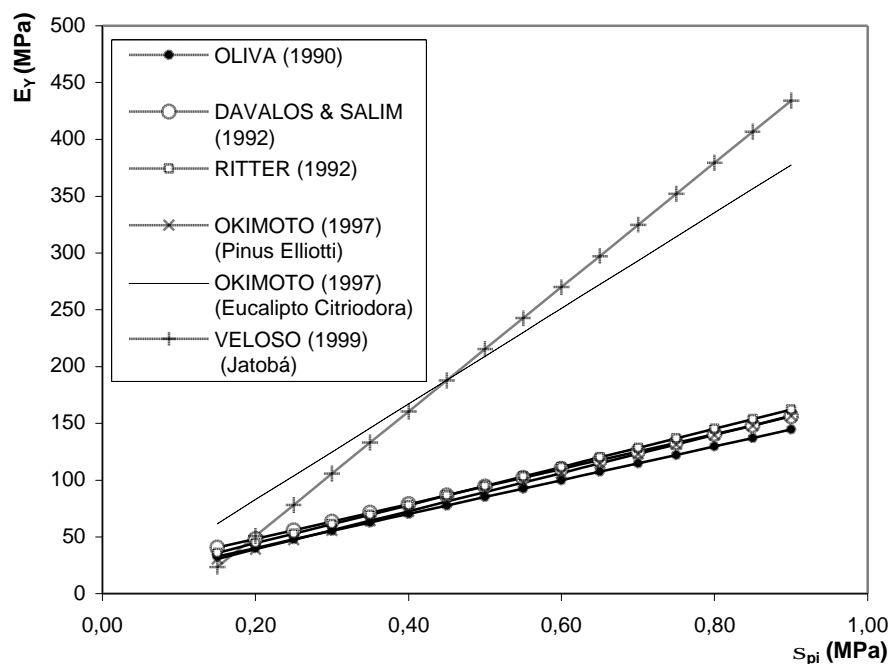


FIGURA 10- Rigidez transversal proposto por alguns autores.

OKIMOTO (1997) propõe em seu trabalho um nível de 700kN/m^2 como sendo o nível “ótimo” de projeto, depois de suas análises com ensaio de placa em modelo reduzido 1:5 onde ele investigou a influência das juntas de topo e também dos parâmetros elásticos para níveis de protensão ($300, 500, 700, 800$ e 900 kN/m^2) e duas espécies de madeira sendo uma dicotiledônea (Eucalpto citriodora) e a outra conífera (Pinus elliotti).

Um outro parâmetro importante no projeto é a adoção do ângulo de distribuição das cargas das rodas do trem-tipo. A AASHTO (1991) recomenda um o ângulo de distribuição de 45° para verificação dos esforços solicitantes sendo acrescentado mais 15° para a verificação dos deslocamentos da placa como mostrado na Figura 11. Estes ângulos são recomendados para todos os sistemas protendidos mostrando-se conservadores devido à omissão do efeito de placa ortótropa.

Nos sistemas em tabuleiro treliçado protendido a recomendação torna-se mais conservadora, pois admite a distribuição apenas na espessura dos banzos do tabuleiro levando a esforços e deslocamentos incompatíveis com os resultados experimentais obtidos nas provas de carga estática realizadas em campo e em protótipos de laboratório.

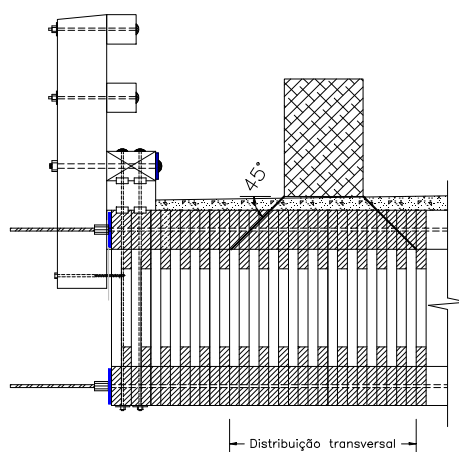


FIGURA 11- Modelo de distribuição de carga AASHTO.

Nos estudos realizados por ALTIMORRE (1995) foi verificado que o modelo de distribuição das ações da AASHTO não correspondia aos resultados experimentais obtidos no protótipo de Hiltop. Um dos fatores que influenciaram os resultados é o comportamento ortótropo da placa quando submetida a protensão transversal. Os valores da AASHTO adotados nos projetos das pontes para distribuição de cargas, em Byron, North Yarmouth e no protótipo Hiltop foram muito conservadores atingindo 1/3 dos valores admissíveis adotados no projeto das mesmas. A Tabela 3 faz uma comparação do modelo da AASHTO com o protótipo do laboratório. Os ensaios realizados indicaram também que o nível de protensão adotado pela AASHTO é muito alto quando se utilizam treliças com banzos paralelos. Nos seus testes foram determinados valores de rigidez transversal, e notou-se que o aumento da protensão a partir de 0,10 MPa não levou a aumentos significativos de rigidez. A Tabela 4 mostra os ensaios realizados com dois tipos de carregamento e 3 níveis de protensões.

TABELA 3- Comparação do Modelo AASHTO com o Protótipo Hiltop (ALTIMORE, 1995).

		Tensão Banzo Superior (Mpa)	Tensão Banzo Inferior (Mpa)	Deslocamento (mm)
PROTÓTIPO HILTOP	AASHTO	5,11	3,36	7,87
	Experimental	2,975	1,75	5,334

Na Tabela 3 fica evidente a incompatibilidade do modelo sugerido pela AASHTO, pois apresentam discrepâncias entre os valores experimentais e o modelo para tensão do banzo superior de 72%, para os banzos inferiores de 92% e para os deslocamentos de 48%.

TABELA 4- Efeito da protensão nos deslocamentos e esforços (ALTIMORE, 1995).

		Deslocamento (mm)		Tensão Banzo Superior (MPa)		Tensão Banzo inferior (MPa)	
		90,8	136,2	90,8	136,2	90,8	136,2
Níveis de Protensão (MPa)	0,000	7,62	12,70	4,55	7,35	2,28	3,78
	0,105 (15psi)	4,32	5,84	2,45	3,50	1,26	1,96
	0,280 (40psi)	3,81	5,33	2,28	2,98	1,19	1,75
	0,875 (125psi)	2,79	4,57	2,00	2,28	1,05	1,50

Pode-se observar que o nível de 15 psi (0,105 MPa) é o mais aconselhável devido ao pequeno acréscimo de rigidez e pequena diminuição das tensões quando se eleva o nível de protensão. Assim pode-se notar uma diminuição significativa nos níveis quando comparados com as pontes laminadas protendidas onde o nível recomendado é 0,7 MPa.

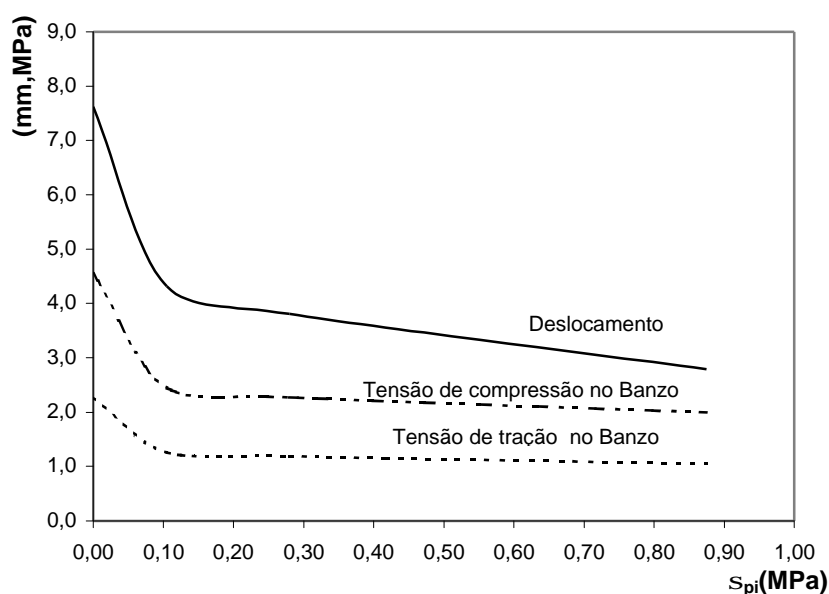


FIGURA 12- Comparativo dos níveis de protensão com deslocamento e tensões.

Conclui-se que se deve trabalhar com níveis de protensão menores que os recomendados para sistemas laminados protendidos com madeira serrada, mas para isso é necessária uma investigação experimental para a determinação de níveis adequados para o sistema.

2.4 PROVAS DE CARGAS EXISTENTES

Para a avaliação completa de todas as etapas do sistema é necessária a realização de um monitoramento em campo das pontes construídas. Assim TRICHE et al. (1994),

ALTIMORE (1995) e DAGHER et al. (1999) realizaram provas de cargas estáticas em campo para avaliar o sistema logo após a montagem e após algum tempo de utilização. Alguns fatores foram avaliados com o intuito de investigar os deslocamentos com níveis de protensão atuais e depois da reprotensão. Algumas destas provas de carga são mostradas nas Figuras 13, 14 e 15.

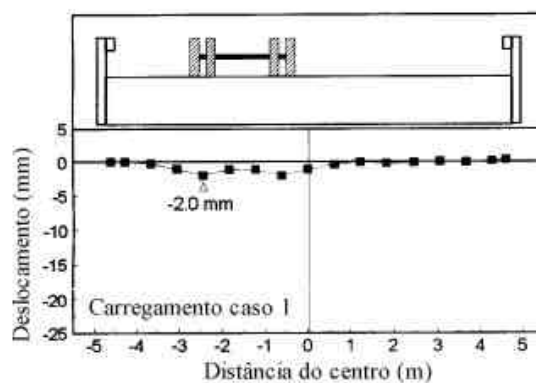


FIGURA 13- Prova de carga na ponte de Pole Creek (TRICHE, 1996).



FIGURA 14- Prova de carga na ponte de Byron (DAGHER & ALTIMORE et al., 1999).

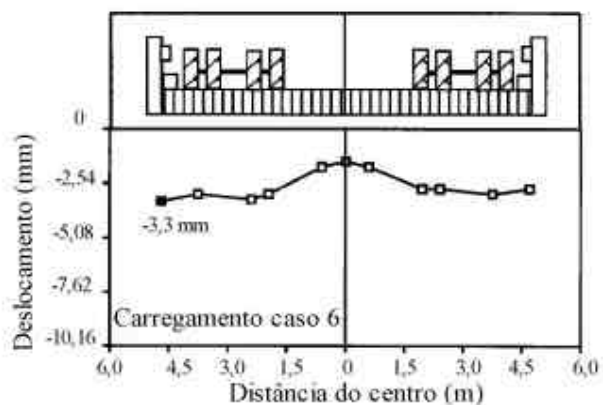


FIGURA 15- Prova de carga na ponte de North Yarmouth (DAGHER & ALTIMORE et al., 1999).

Pode-se observar na Figura 13 e 15 que as pontes possuem um comportamento de placa, pois contém deslocamentos em todos os pontos da seção transversal, comprovando assim uma mobilização de rigidez transversal.

2.5 PERDA DE PROTENSÃO

Um dos principais fatores que influenciam o comportamento das pontes protendidas é a perda de protensão devido o sistema ser muito susceptível a deformação normal às fibras da madeira.

TAYLOR & CSAGOLY (1979) afirmam que se o tabuleiro é protendido apenas na sua construção, a perda de protensão durante a vida útil será maior que 80%, mas se houver mais de duas reprotensões (3 dias e 8 semanas) a perda final não superaria 60%. Neste sentido sugerem como protensão inicial um valor 2,5 vezes o valor de projeto e, no mínimo 2 reprotensões ao nível inicialmente aplicado, nos períodos de 2 dias e 8 semanas após a montagem.

Os principais fatores que influem na perda de protensão são a perda de umidade, fluência e temperatura.

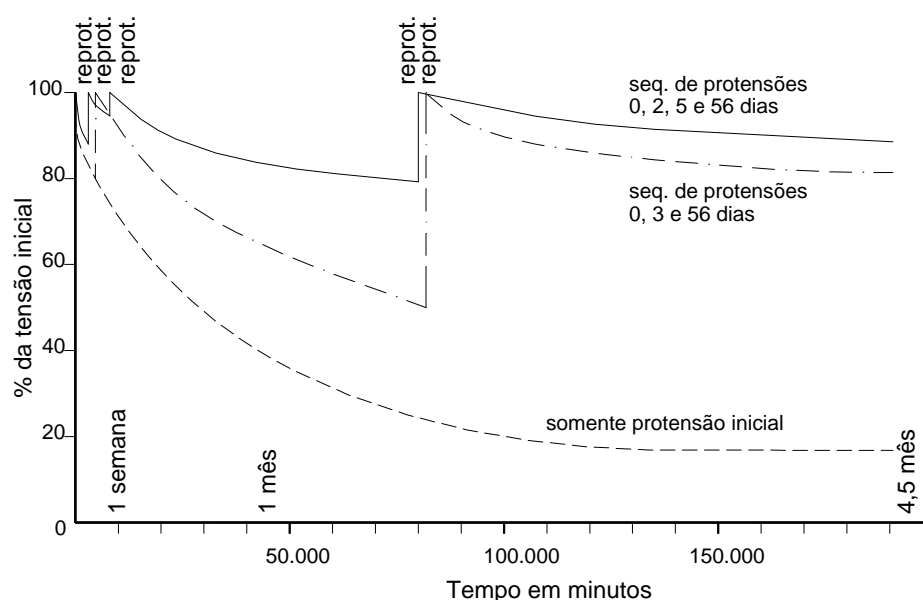


FIGURA 16- Perda de protensão e reprotensão em função do tempo (TAYLOR & CSAGOLY, 1979).

OKIMOTO (2001) analisou a perda de protensão em corpos-de-prova e verificou que as dimensões reduzidas dos corpos de prova ensaiados não são adequadas nas análises tal como

a literatura descreve. Nos tabuleiros foi possível verificar que as perdas são menores que nos corpos de prova individuais, indicando que influências de algumas variáveis são minimizadas deixando de serem significativas em conjuntos maiores como em tabuleiros ou pontes completas.

2.5.1 *Perdas de protensão em pontes treliçadas protendidas transversalmente*

Nas pontes treliçadas protendidas existem mais alguns fatores que afetam o comportamento da protensão levando a valores de estabilização da força de protensão em níveis abaixo do esperado. Segundo TRICHE et al. (1996) na primeira ponte protendida treliçada construída em Tuscaloosa no Alabama após 3,5 anos da sua construção as perdas de protensão ainda não tinham sido estabilizadas e que podem ser visualizadas na Figura 17.

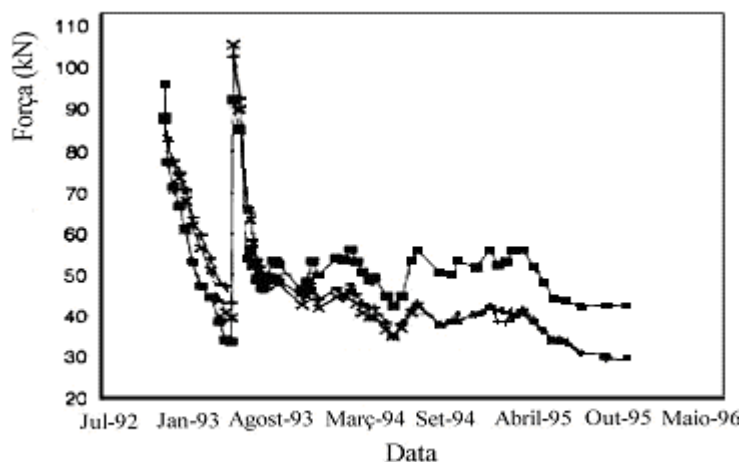


FIGURA 17- Perdas de protensão na ponte em Tuscaloosa (TRICHE et al., 1996).

DAGHER et al. (1999) apresentam os resultados de monitoramento das pontes de North Yarmouth e Byron nas quais ainda não tinham apresentado estabilização nas forças de protensão. Porém foram realizadas provas de carga nas pontes antes e depois da protensão de recuperação, na qual evidenciaram que mesmo com baixos níveis de protensão a ponte apresentava um deslocamento menor que os prescritos pela AASHTO (1991) que é de $L/500$.

Um dos fatores de maior influência na perda de protensão no sistema treliçado é a ligação das treliças com o uso de chapa com dentes estampados, pois estas apresentam uma espessura que introduz pequenas lacunas no sistema ocasionando uma área de contato dos banzos descontínua. Segundo DAGHER (1995) uma das maneiras de se reduzir essa

interferência é a elaboração de espaçadores, mesmo com o seu emprego as pontes apresentaram elevadas perdas de protensão conforme pode-se observar nas Figura 18 e 19.

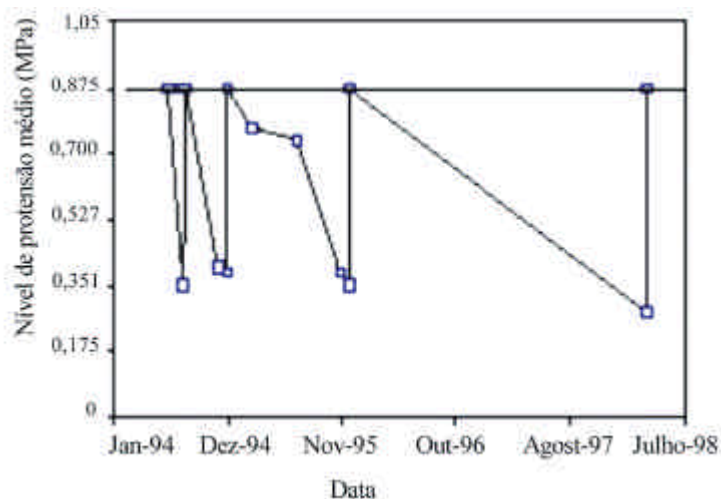


FIGURA 18- Perda de protensão na Ponte de Byron (DAGHER, ALTIMORE et al., 1999).

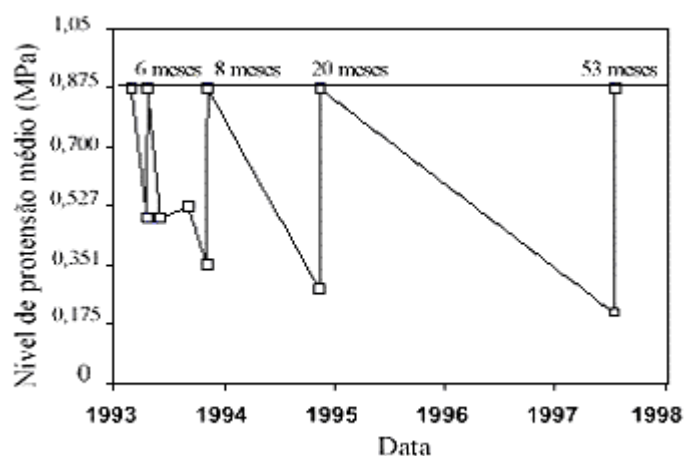


FIGURA 19- Perda de protensão na Ponte de North Yarmouth (DAGHER, ALTIMORE et al., 1999).

2.5.2 Modelos matemáticos de perda de protensão

É imprescindível para o perfeito entendimento do sistema treliçado protendido transversalmente a investigação de modelos matemáticos que representem o efeito da perda de protensão. BODIG & JAYNE (1982) apresentam os seguintes modelos matemáticos para descrever o comportamento reológico dos materiais mostrado na Figura 20.

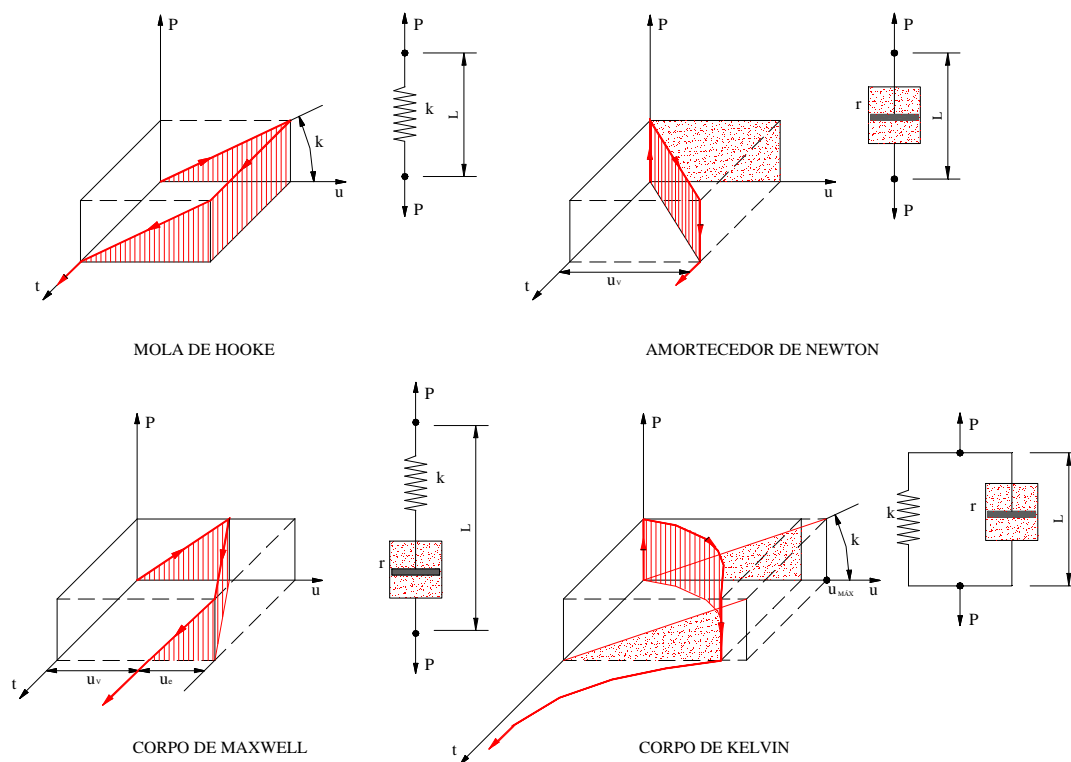


FIGURA 20- Modelos Matemáticos de Hooke, Newton, Maxwell e Kelvin (BODIG & JAYNE, 1982).

Os modelos matemáticos de Hooke, Newton, Maxwell e Kelvin são limitados e não conseguem expressar o comportamento real do conjunto. O modelo de Burger mostrado na Figura 21 é o modelo matemático mais preciso, pois possui incorporada uma associação dos quatro modelos envolvidos. O modelo possui cinco estágios:

1. Deformação viscosa;
2. Deformação retardada;
3. Deformação elástica;
4. Recuperação elástica imediata;
5. Recuperação elástica retardada.

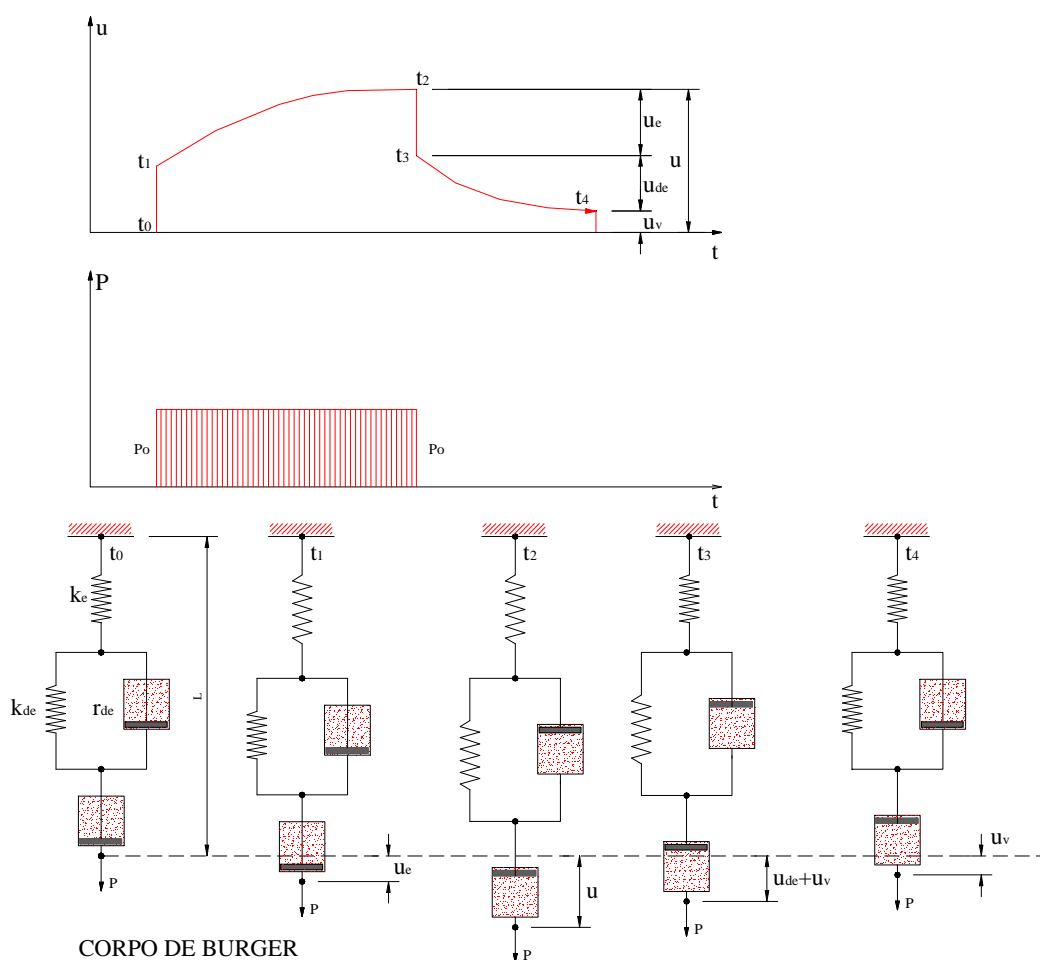


FIGURA 21- Modelo Matemático Burger (BODIG & JAYNE, 1982).

FRIDLEY (1992) *apud* OKIMOTO (2001) utilizou o modelo de Burger para o comportamento na deformação lenta e apresentou algumas constantes para o modelo eq. (1).

$$\varepsilon_{(t)} = \sigma \cdot \left\{ \frac{1}{K_e} + \left(\frac{1}{K_k} \right) \left[1 - \exp\left(\frac{-K_k \cdot t}{\mu_k} \right) \right] + \frac{t}{\mu_v} \right\} \quad (1)$$

TABELA 5- Constantes para o Modelo de Burger.

	15% (umidade)	19% (umidade)	28% (umidade)
K_e (kN/cm ²)	1181,2	1096,8	921,0
K_k (kN/cm ²)	1947,5	1525,7	1146,0
μ_k (kN/cm ² -min)	32060746,7	23623708,1	12585249,2
μ_v (kN/cm ² -min)	3,9E+11	3,1E+11	2,3E+11

Modelos empíricos podem descrever a perda de protensão pelo simples fato de ser de difícil obtenção os parâmetros viscoelásticos do modelo de Burger. As equações empíricas mais

utilizadas para descrever o comportamento são parabólica, logarítmica e polinomial, porém a logarítmica apresenta em geral o melhor ajuste com os dados experimentais e será a adotada neste trabalho.

2.6 SÍNTESE

O sistema treliçado protendido é uma alternativa na construção de pontes de vãos médios de até 15m com seção transversal constante podendo ter várias combinações de geometria. O sistema apresenta elevada rigidez e um comportamento de placa.

Os estudos de distribuição transversal para pontes treliçadas protendidas não são suficientes para uma formulação mais consistente, afetando principalmente os modelos de análise estrutural que avaliam as tensões dos elementos e deslocamento da estrutura. O modelo sugerido pela AASHTO não apresenta resultados satisfatórios para serem adotados em projetos com este sistema e apresenta-se bastante conservador conforme descrito por RITTER (1992), DAGHER (1995).

Evidencia-se nos estudos experimentais admissões de níveis de protensão menores contribuindo para a diminuição da quantidade e diâmetro das barras de protensão. A perda de protensão é uma das desvantagens do sistema e apresenta-se como um importante ponto para a avaliação da estabilização do nível de protensão. Os modelos de Burger e empíricos demonstram-se como os mais adequados para a avaliação da perda de protensão, porém os modelos empíricos são mais aplicáveis devido à facilidade de utilização. O modelo empírico logarítmico é o que representa melhor a estabilização das forças de protensão porque possui a forma da perda de protensão, ou seja, obtêm-se a melhor correlação entre os dados.

A industrialização é uma realidade para o sistema com a utilização de espécies de reflorestamento com peças de dimensões comerciais. Os tabuleiros podem ser facilmente pré-fabricados e içados através de guindastes colocando-os sobre os apoios (meso-estrutura).

3 TRELIÇAS COM LIGAÇÕES DE CHAPAS COM DENTES ESTAMPADOS

As primeiras treliças utilizando CDE foram projetadas e construídas nos anos 50 se tornando uma ótima opção para as construções residenciais e comerciais com vãos livres na ordem de 9m para estruturas residenciais e de 30m para aplicações industriais e agrícola GREEN,D.W. & HERNANDEZ,R. (1998).

Para a aplicação em pontes houve a necessidade de se estudar o comportamento da ligação a carregamentos cíclicos. Os estudos da fadiga nestas ligações começaram em 1976 com SLETTELAND apud DAGHER et al. (1996) sendo acompanhados por HAYASHI & colleagues no Instituto de Pesquisa de Madeira em Kyoto no Japão em 1979,1980,1981,1983 e 1984, porém os estudos indicaram diferenças significativas não obtendo resultados satisfatórios. Com isso a Universidade de Maine conduziu estudos para o melhor entendimento do comportamento das ligações quando submetida à fadiga.

DAGHER, et al. (1996) investigou a fadiga nas ligações utilizando (CDE) com o intuito de determinar a tensão residual do teste de fadiga baseado em 155 corpos de provas estáticos como referência. Alguns parâmetros foram analisados como: direção de carregamento em relação às fibras de madeira, fabricante da placa, galvanização, espessura da placa, confinamento da placa (vários níveis de tensão de confinamento), tamanho e geometria da ligação incluindo a quantidade de linhas de dentes na placa, velocidade dos testes e magnitude do carregamento. Os testes serviram para estabelecer parâmetros de projetos para as pontes, e sugerir valores de redução na capacidade admissível de arrancamento, tração e cisalhamento da chapa.

DAGHER (1996) realizou 34 testes de fadiga nas treliças em escala real compostas de CDE. Os testes utilizaram carregamentos cíclicos com frequência de 5Hz, Foram interrompidos em 2 milhões de ciclos e assim determinadas as tensões residuais. A quantidade de ciclos foi determinada pela recomendação da AASHTO LRFD, porém em observações do tráfego diário médio em pontes de madeira 300000 ciclos seriam suficientes para o critério de

dimensionamento, segundo DAGHER (1996). Com isso foi adotado 2 milhões para levar em consideração a interação entre fadiga e corrosão nos CDE's.

3.1 CHAPAS COM DENTES ESTAMPADOS (CDE)

Segundo BARALDI (1998), para melhor aplicação da madeira como material estrutural é necessária a industrialização dos processos construtivos. Em nível mundial o desenvolvimento da indústria de estruturas de madeira ocorreu, principalmente na Europa do pós-guerra, devido à necessidade de reconstrução rápida e econômica das cidades destruídas pela guerra. O desenvolvimento da indústria da madeira para estruturas de cobertura propiciou o surgimento em 1952 de um novo conector inventado por A. Carroll Sanford segundo NAGELE & FRIDLEY (1998), e que possibilitou a montagem das estruturas em escala industrial, as chapas com dentes estampados, doravante denominados CDE (Figura 22).

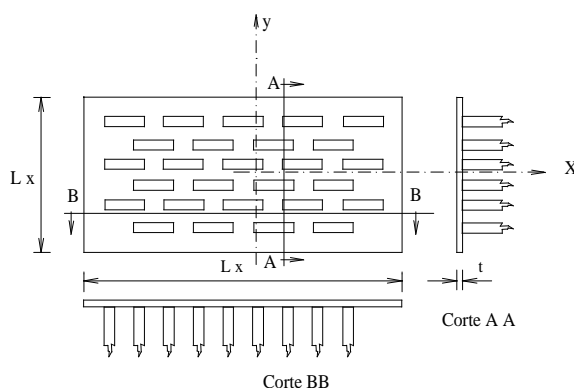


FIGURA 22- Características geométricas da chapa com dentes estampados (NBR7190:1997).

As características apresentadas aqui são dos conectores fabricados pela Gang-Nail do Brasil e que apresentam as seguintes características técnicas: aço galvanizado a quente de primeira qualidade de acordo com a ASTM A446 Grau A:

TABELA 6- Características físicas do aço das ligações com CDE.

Tensão de escoamento (mínima)	230 MPa
Resistência à tração (mínima)	310 MPa
Alongamento em 5 cm (mínimo)	20%
Resistência ao cisalhamento (mínima)	138 MPa
Módulo de Elasticidade	203000 MPa

Após a estampagem dos dentes apresentam as seguintes características:

TABELA 7- Características Geométricas dos conectores CDE's.

Número de dentes	1,5 dentes/cm ² de chapa
Peso	105 N/m ²
Espessura da chapa	1,23mm até 1,38mm
Aço efetivo Longitudinalmente	32,70%
Aço efetivo Transversalmente	70,20%

TABELA 8- Dimensões comerciais dos conectores CDE's. (marca: GANG-NAIL).

CONECTORES GANG-NAIL GNA-80										
Larguras	Comprimentos (cm)									
3,6	6	7,9	9,9	11,9	13,9	17,9	121,0			
7,1	7,9	9,9	11,9	13,9	15,9	17,9	19,8	25,8	31,7	121,0
10,7	11,9	13,9	15,9	17,9	19,8	23,8	29,8	31,7	39,8	121,0
14,2	15,9	19,8	23,8	31,7	39,8	121,0				

No Brasil são poucos os trabalhos para o desenvolvimento destas ligações, sendo expressos os principais em uma ordem cronológica.

BREUER, em (1983), apresenta um trabalho sobre os aspectos técnicos das ligações de peças estruturais de madeira através de conectores metálicos (chapa-prego) e algumas observações construtivas relacionadas com a origem do sistema. Sugere uma rotina para cálculo da ligação com base nos ensaios de laboratório executados e apresenta um critério para determinação da carga admissível na ligação.

UJVARI (1983) tenta dar subsídios para o cálculo de ligações executadas em peças estruturais sujeitas aos esforços de tração, compressão, flexão e cisalhamento, fornecendo procedimento e metodologia para o ensaio e dimensionamento baseado nas tensões admissíveis. Realizou 40 ensaios para duas espécies de baixa densidade sendo o *Pinus hondurensis* e o *Pinus oocarpa* e para dois tipos de arranjos da ligação.

OLIVEIRA (1988), PARTEL (1990) realizam estudos com o conector estabelecendo critérios e utilizando madeiras de reflorestamento com o uso do CDE.

BARROS (1991) afirma que para viabilizar o emprego das chapas metálicas de dentes estampados nas ligações de estruturas de madeira, a escolha da espécie a ser utilizada ou de suas variedades, como é o caso do eucalipto, tem uma grande importância. O ideal é que a escolha seja baseada na densidade aparente, cujo valor deve variar no intervalo de 550 a 850 Kg/m³.

BARALDI (1996), propôs um método de ensaio que é o utilizado na NBR 7190:1997 para determinação da resistência da ligação por chapas metálicas com dentes estampados, limitando a resistência da ligação a uma força aplicada ao corpo-de-prova, para uma deformação específica residual da ligação de 2‰, medida em uma base de referência padronizada.

ALMEIDA (1997) estabelece critérios de projeto das ligações com chapas com dentes estampados baseados tanto nas especificações da NBR 7190:1997 quanto no EUROCODE N. 5. Admite que a resistência de cálculo da ligação possa ser determinada como uma fração da resistência característica R_k estimada experimentalmente. Para isso, os corpos-de-prova devem ter as mesmas dimensões das ligações a serem empregadas no projeto.

SERAPHIM (2001) investigou o aumento da espessura na resistência do conector e concluíram que existe um aumento significativo de resistência com a diminuição da espessura da madeira.

CARVALHO (2002) desenvolve um modelo matemático baseado no equilíbrio e tensão de embutimento para a determinação da carga última do conector ao arrancamento e elaborou ensaios de 7 espécies comprovando seus resultados experimentalmente.

O critério consiste em:

$$R_{a,u} = \frac{ne_d h_d^2 f_{e\alpha^\circ, d}}{b} \quad (2)$$

onde $R_{a,u}$ Resistência última ao arrancamento;

b é a largura das peças interligadas;

$f_{e\alpha^\circ, d}$ é a tensão de embutimento para uma direção α° ;

n é o número de dentes da chapa (dois lados de uma metade)

e_d é a espessura do dente

h_d é a altura do dente.

3.2 SÍNTESE

As ligações com chapas com dentes estampados possuem seu dimensionamento omitido pela NBR 7190:1997 e que confere aos fabricantes o fornecimento e a responsabilidade dos valores de resistência para os diversos modos de ruptura. Porém estabelece métodos de ensaios para determinações destas resistências para três modos de ruptura que são: tração, arrancamento e cisalhamento. No Anexo 1 está apresentado um estudo mais criterioso baseado na TPI 1995 e no trabalho de BARALDI & CALIL (1998) e descreve um roteiro para a verificação dos conectores respeitando os principais modos de ruptura.

4 SOLUÇÃO PARA PLACA ORTÓTropa BI-APOIADA

Para estudar o comportamento do tabuleiro houve a necessidade de investigar a solução de placa ortótropa. Neste capítulo é apresentada a solução baseada em séries de Levy-Nadai que foram desenvolvidas por CUSENS & PAMA (1975) para um caso especial de placa bi-apoiada com rigidez na borda livre. A solução apresenta simplicidade sendo utilizada para o desenvolvimento de um programa que está apresentado no Capítulo 8, para a aplicação em pontes treliçadas protendidas transversalmente.

4.1 ANISOTROPIA

A anisotropia implica no conhecimento da lei constitutiva que rege o material e, conseqüentemente na determinação do tensor constitutivo e dos elementos participantes deste tensor. Sabe-se que a madeira é classificada como um material anisotrópico, assim tem-se que conhecer melhor estas propriedades envolvidas na existência de eixos de simetria elástica.

O estado de tensões em um ponto de um corpo, representado pelo cubo elementar na Figura 23, é descrito pelas componentes do tensor de segunda ordem das tensões \mathbf{S}_{ij} , cujas componentes podem ser expressas pela matriz:

$$\mathbf{S}_{ij} = \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{11} & \mathbf{S}_{12} & \mathbf{S}_{13} \\ \mathbf{S}_{21} & \mathbf{S}_{22} & \mathbf{S}_{23} \\ \mathbf{S}_{31} & \mathbf{S}_{32} & \mathbf{S}_{33} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Sendo que, os índices i e j de cada componente de tensão \mathbf{S}_{ij} , correspondem respectivamente a direção de atuação e o plano onde a componente está atuando. Portanto, cada coluna dessa matriz representa o estado de tensões em uma face do cubo elementar, Figura 23.

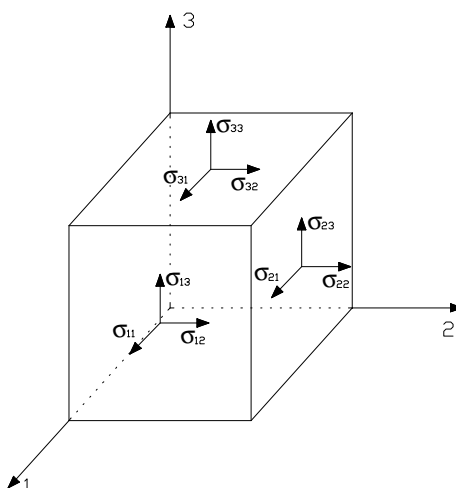


FIGURA 23- Estado de tensões em um ponto.

Já o estado de deformações em um ponto é descrito pelas componentes do tensor de segunda ordem das deformações \mathbf{e}_{ij} , cujas componentes podem ser expressas pela matriz:

$$\mathbf{e}_{ij} = \begin{bmatrix} \mathbf{e}_{11} & \mathbf{e}_{12} & \mathbf{e}_{13} \\ \mathbf{e}_{21} & \mathbf{e}_{22} & \mathbf{e}_{23} \\ \mathbf{e}_{31} & \mathbf{e}_{32} & \mathbf{e}_{33} \end{bmatrix} \quad (4)$$

Dependendo da hipótese a ser feita sobre a característica constitutiva do material, pode-se estabelecer as equações, que neste caso é assumida linear, pois o material é considerado elástico linear. O tensor das tensões e o tensor das deformações, expresso por:

$$\mathbf{s}_{ij} = C_{ijkl} \cdot \mathbf{e}_{kl} \quad \text{onde } i, j, k, l = 1, 2, 3 \quad (5)$$

ou pela forma inversa:

$$\mathbf{e}_{ij} = D_{ijkl} \cdot \mathbf{s}_{kl} \quad \text{onde } i, j, k, l = 1, 2, 3 \quad (6)$$

Os coeficientes C_{ijkl} e D_{ijkl} são denominados de coeficientes de rigidez e coeficientes de deformabilidade, respectivamente.

O estudo da deformabilidade de um material anisotrópico depende do conhecimento de $3 \times 3 \times 3 \times 3 = 81$ ($i = j = k = l = 3$) coeficientes de deformabilidade, os quais nem todos são diferentes entre si. Contudo, dois fatores podem ser considerados a fim de se reduzir tais constantes em estudo:

1. Simetria do tensor das tensões \mathbf{s}_{ij} demonstrado pelo equilíbrio de forças em um elemento infinitesimal, temos 54 constantes. Pela simetria do tensor das deformações \mathbf{e}_{ij} , temos 36.
2. Devido a hipótese do material ser elástico linear, implica na simetria da matriz D_{ijkl} . Sendo que o número de constantes se reduz a 21, dos quais 18 são independentes entre si.

Assim pode-se representar matricialmente as constantes de deformabilidade.

$$D_{mn} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ & & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ & & & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ & \text{Simétrica} & & & D_{55} & D_{56} \\ & & & & & D_{66} \end{bmatrix} \quad (7)$$

4.2 MATERIAL ORTÓTROPO

Um material elástico é definido como aquele que possui mutuamente três planos de simetria elástica, e pode-se provar que existe simetria entre constantes utilizando a simetria entre os três planos.

Fazendo a simetria elástica em um plano, obtêm-se:

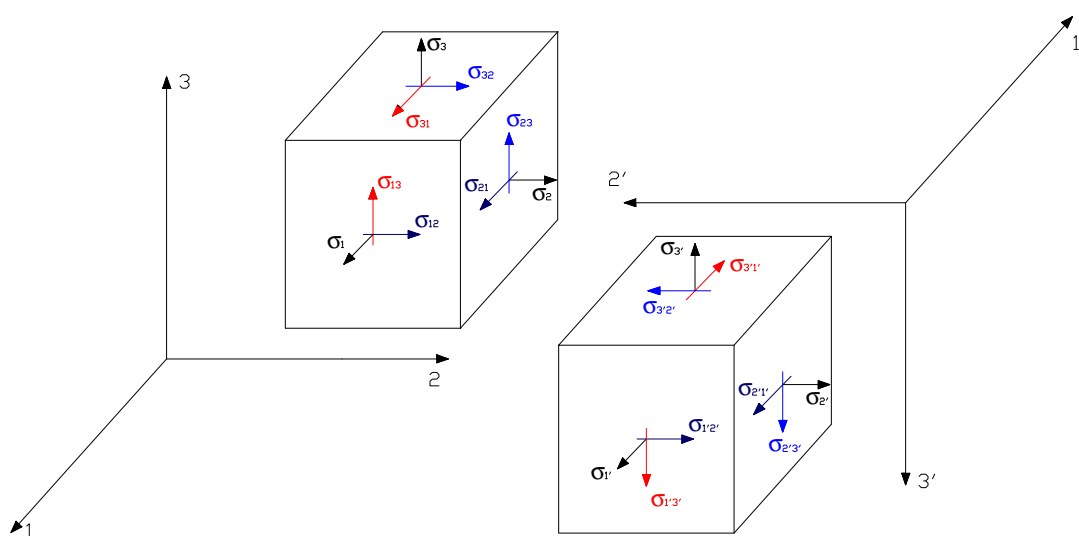


FIGURA 24- Rotação de eixos para verificação de simetria do tensor.

As equações constitutivas definidas para os eixos 1,2 e 3 e 1',2' e 3' são dadas pela eq. (8).

$$\sigma_{ij} = D_{mn} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (8)$$

Aplicando as equações constitutivas para as direções 1 e 1', obtêm-se:

$$\begin{aligned} \mathbf{s}_1 &= D_{11} \cdot \mathbf{e}_1 + D_{12} \cdot \mathbf{e}_2 + D_{13} \cdot \mathbf{e}_3 + D_{14} \cdot \mathbf{e}_{12} + D_{15} \cdot \mathbf{e}_{13} + D_{16} \cdot \mathbf{e}_{23} \\ \mathbf{s}_{1'} &= D_{11} \cdot \mathbf{e}_{1'} + D_{12} \cdot \mathbf{e}_{2'} + D_{13} \cdot \mathbf{e}_{3'} + D_{14} \cdot \mathbf{e}_{1'2'} + D_{15} \cdot \mathbf{e}_{1'3'} + D_{16} \cdot \mathbf{e}_{2'3'} \end{aligned} \quad (9)$$

Subtraindo a equação, tem-se:

$$\begin{aligned} D_{15} &= -D_{15} = 0 \\ D_{16} &= -D_{16} = 0 \end{aligned} \quad (10)$$

Aplicando para as demais componentes de deformação e aplicando para os três planos de simetria, resulta em:

$$D_{14} = D_{24} = D_{25} = D_{26} = D_{34} = D_{35} = D_{36} = D_{45} = D_{46} = D_{56} = 0 \quad (11)$$

Assim reescrevemos a matriz dos coeficientes de deformabilidade de um material ortótropo em 9 constantes.

$$D_{qr} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & & & & & & \\ & D_{22} & D_{23} & & & & & & \\ & & D_{33} & & & & & & \\ & & & D_{44} & & & & & \\ & \text{Simétrica} & & & D_{55} & & & & \\ & & & & & D_{66} & & & \end{bmatrix} \quad (12)$$

Reescrevendo em termos usualmente utilizados na engenharia, E, G e ν_{ij} , cujos índices i e j representam, o efeito obtido e a causa atuante. Tem-se a matriz dos coeficientes de deformabilidade como sendo:

$$D_{qr} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_2} & \frac{-\nu_{13}}{E_3} & & & & & & \\ & \frac{1}{E_2} & \frac{-\nu_{23}}{E_3} & & & & & & \\ & & \frac{1}{E_3} & & & & & & \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & & & & & \\ & \text{Simétrica} & & & \frac{1}{G_{23}} & & & & \\ & & & & & \frac{1}{G_{31}} & & & \end{bmatrix} \quad (13)$$

Devido à simetria da matriz de deformabilidade pode-se obter mais três relações:

$$\frac{V_{12}}{E_2} = \frac{V_{21}}{E_1} \quad (14)$$

$$\frac{V_{13}}{E_3} = \frac{V_{31}}{E_1} \quad (15)$$

$$\frac{V_{23}}{E_3} = \frac{V_{32}}{E_2} \quad (16)$$

Assim quando um corpo é tracionado, sofre um aumento de volume, por isso sua deformação volumétrica ε_v , definida como $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 > 0$. Assumindo um corpo em um estado uniaxial de tensões e que o esforço esteja aplicado no eixo 1, as componentes de deformação nas direções 1, 2 e 3 são dadas por:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_1} \sigma_1 \quad (17)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{-V_{21}}{E_1} \sigma_1 \quad (18)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{-V_{31}}{E_1} \sigma_1 \quad (19)$$

Obtêm-se substituindo na inequação $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 > 0$, as expressões ,tem-se:

$$V_{21} + V_{31} < 1 \quad (20)$$

Aplicando o estado uniaxial de tensões para as demais direções obtêm-se mais duas relações:

$$V_{12} + V_{32} < 1 \quad (21)$$

$$V_{13} + V_{23} < 1 \quad (22)$$

4.3 TABULEIROS ORTÓTROPAS

No estudo dos tabuleiros de pontes a ortotropia é uma característica presente em muitos dos casos. A consideração da concepção do tabuleiro como uma placa equivalente ortótropa para determinação de tensões foi estudada por diversos autores. Huber em 1914 apresentou a primeira aplicação da teoria de placa ortótropa em lajes de concreto armado. Guyon em 1946

utilizou o método para analisar tabuleiro com pequena rigidez à torção. Mais tarde, Massonet em 1950 estendeu o método para incluir a torção em tabuleiros rígidos à torção CUSENS & PARMA (1975).

Pode-se dividir o estudo de placa ortótropa em dois:

1. Ortotropia natural devido ao material;
2. Ortotropia devido à forma da seção transversal.

A madeira é um exemplo de material com ortotropia natural, onde os eixos de simetria elástica seriam o eixo longitudinal, radial e tangencial. Porém ao se analisar uma peça de madeira em um sistema ortogonal de coordenadas, pode-se externar as suas propriedades de elasticidade, desde que haja coincidência entre estes eixos e aqueles referentes aos eixos de simetria elástica.

4.3.1 Hipóteses simplificadoras

1. Tensões (forças de superfície) aplicadas às superfícies limites são muito pequenas em relação às tensões de flexão que ocorrem na seção transversal;
2. O material é perfeitamente elástico, contínuo, homogêneo e obedece a lei de Hooke;
3. Os deslocamentos são muito menores ($\frac{t}{5}$) que a espessura (t);
4. As placas possuem uma relação espessura (t)/menor vão entre 1/5 e 1/100;
5. As hipóteses de Kirchoff são válidas: “Toda linha reta e perpendicular à superfície antes do carregamento permanecerá reta e perpendicular à superfície deformada após o carregamento”. A tensão tangencial no plano da placa pode ser desprezada.

4.4 SOLUÇÃO DE HUBER PARA PLACAS ORTÓTROPAS

Retirando-se um elemento infinitesimal de uma placa ortotrópica com carregamento distribuído p atuando na superfície da placa como é mostrado na Figura 25, são assumidas todas as hipóteses simplificadoras.

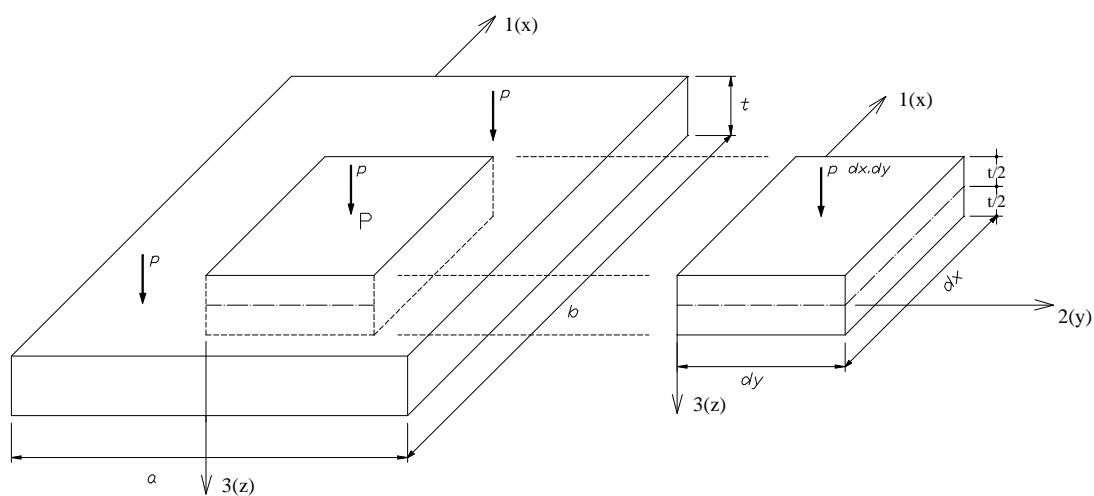


FIGURA 25- Elemento infinitesimal da placa.

Analisando as tensões internas do elemento isolado, pode-se observar na Figura 26 que o problema consiste em determinar as tensões internas.

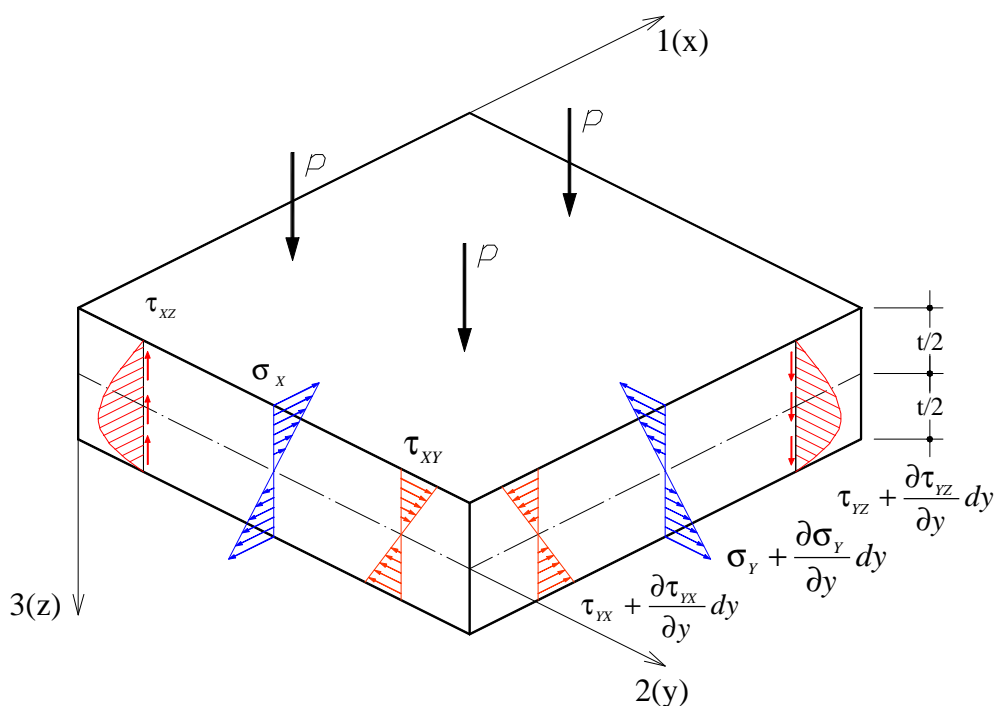


FIGURA 26- Distribuições de tensões internas.

As resultantes podem ser obtidas integrando os campos de tensões sendo expressas em unidade de comprimento e é dada pelas expressões:

$$M_x = \int_{-t/2}^{+t/2} \sigma_x \cdot z \cdot dz \quad (23)$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{+t/2} \sigma_y \cdot z \cdot dz \quad (24)$$

$$M_{xy} = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{xy} \cdot z \cdot dz \quad (25)$$

$$Q_x = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{xz} \cdot dz \quad (26)$$

$$Q_y = \int_{-t/2}^{+t/2} \tau_{xy} \cdot z \cdot dz \quad (27)$$

Pela condição de equilíbrio:

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y = 0 \quad (28)$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} - Q_x = 0 \quad (29)$$

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = p(x, y) \quad (30)$$

Porém é preciso analisar as condições de deslocamento da placa e utilizar condições simplificadoras do item 4.3.1. Partindo da relação do alongamento unitário e deformação expressa pela teoria da elasticidade e assumindo que o seno pode ser confundido com o próprio ângulo no caso de pequenos deslocamentos e substituindo nas relações das eqs. (31) obtêm-se as eqs. (33):

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{aligned} \quad (31)$$

$$\begin{aligned} u &= -z \operatorname{sen} \varphi_x \approx -z \varphi_x \approx -z \frac{\partial w}{\partial x} \\ v &= -z \operatorname{sen} \varphi_y \approx -z \varphi_y \approx -z \frac{\partial w}{\partial y} \end{aligned} \quad (32)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \varepsilon_y &= -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ \gamma_{xy} &= -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned} \quad (33)$$

Expressando a lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) generalizada em forma de tensões temos:

$$\sigma_x = \frac{E_x}{1 - \nu_x \nu_y} (\varepsilon_x + \nu_y \varepsilon_y) \quad (34)$$

$$\sigma_y = \frac{E_y}{1 - \nu_x \nu_y} (\varepsilon_y + \nu_x \varepsilon_x) \quad (35)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_{xy}} \quad (36)$$

A eq. (53) expressa a lei de Hooke para a distorção provocada pelo corte puro que é proporcional ao esforço de cisalhamento transversal nas direções x e y. Substituindo as eqs. (33) nas eqs. (34), (35) e (36) obtêm-se:

$$\sigma_x = -\frac{E_x \cdot z}{1 - \nu_x \nu_y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (37)$$

$$\sigma_y = -\frac{E_y \cdot z}{1 - \nu_x \nu_y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (38)$$

$$\tau_{xy} = -2G_{xy} z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y^2} \quad (39)$$

Assumindo pequenos deslocamentos w, desprezando o efeito da cortante e da compressão perpendicular ao plano σ_z produzida pelo carregamento, o deslocamento é independente de z. Introduzindo as eqs. (37), (38) e (39) nas eqs. (23), (24) e (25) têm-se:

$$M_x = -\frac{E_x t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (40)$$

$$M_y = -\frac{E_y t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (41)$$

$$M_{xy} = -\frac{G_{xy} t^3}{6} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (42)$$

Obtendo as constantes de rigidez à flexão da placa:

$$D_x = \frac{E_x t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)} \quad (43)$$

$$D_y = \frac{E_y t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)} \quad (44)$$

$$D_{xy} = \frac{G_{xy} t^3}{12} \quad (45)$$

Substituindo as eqs. (40),(41) e (42) na eq. (30) obtêm-se a equação diferencial de placa ortótropa deduzida por Huber e é conhecido pelo meio técnico como “Equação de Huber”.

Sendo definido como $2H = D_x \nu_y + D_y \nu_x + 4D_{xy}$ como “rigidez efetiva à torção”.

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (46)$$

Substituindo as eqs. (40),(41) e (42) nas eqs. (28) e (29) determinam-se as expressões de forças cortantes.

$$Q_x = -\frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + H \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (47)$$

$$Q_y = -\frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + H \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (48)$$

A variação do campo de tensões que atua no plano da placa é uma relação linear com a altura de acordo com as expressões:

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot z}{I_p} \quad (49)$$

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot z}{I_p} \quad (50)$$

$$\tau_{xy} = \frac{M_{xy} \cdot z}{I_p} \quad (51)$$

Onde $I_p = \frac{t^3}{12}$ e é denotado como momento de inércia da placa por unidade de comprimento.

TROITSKY (1987) representa a rigidez torsional efetiva “H” como sendo uma parcela das propriedades de rigidez nas duas direções e que é válida somente se for satisfeita as seguintes condições:

1. A espessura da placa é constante;
2. As deformações são puramente elásticas;
3. Os deslocamentos da placa são relativamente pequenos.

$$H = \sqrt{D_x D_y} \quad (52)$$

Porém como na prática isto não é uma realidade e os valores de H podem ser reduzidos por um coeficiente chamado “coeficiente de rigidez torsional”.

$$H = \phi \sqrt{D_x D_y} \quad (53)$$

4.5 SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE HUBER

A solução da equação diferencial parcial de Huber pode ser dividida superposição de duas soluções:

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (54)$$

$$w = w_h + w_p \quad (55)$$

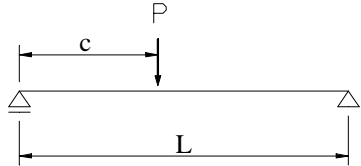
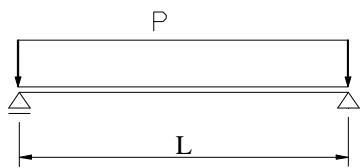
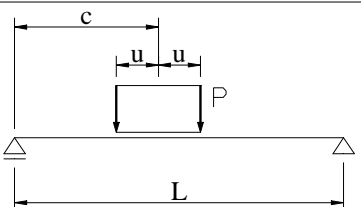
Onde w_h representa a solução da equação diferencial homogênea e w_p representa a solução da equação diferencial não homogênea.

Para resolver pode-se utilizar os métodos numéricos conhecidos e será escolhida a solução por séries encontrada em CUSENS & PAMA (1975).

A equação tem diferentes soluções dependendo das relações entre as propriedades de rigidez (D_x, D_y e H) e as condições de contorno. Para avaliar a influência das propriedades de rigidez no comportamento da placa, deve ser considerado o problema de flexão para placa de largura infinita como dois lados simplesmente apoiados.

Como o caso a ser estudado é de placas simplesmente apoiadas, têm-se algumas das expressões sugeridas na Tabela 9 para a representação dos carregamentos em forma de série de Fourier senoidal.

TABELA 9- Função típicas para alguns tipos carregamento.

	$H_n = \frac{2P}{L} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$
	$H_n = \frac{4P}{L} \operatorname{sen}^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)$
	$H_n = \frac{4P}{n\pi} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi c}{L}\right) \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi u}{L}\right)$

Lembrando da solução de Levy-Nadai:

$$p(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} H_n \operatorname{sen} \alpha_n x \quad (56)$$

Resolvendo a equação e substituindo a função para carregamentos concentrados obtêm-se:

$$w = \frac{PL^3}{\pi^4 D_x b} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \text{sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n x K_1 \quad (57)$$

Onde $P = 2uq$ é o carregamento total.

Na realidade os veículos possuem uma área de contato nas duas direções e as distribuições de cargas vão depender das características dos pneus. Porém para o projeto pode-se representar a roda por uma equivalente contando nas normas vigentes. Desta forma CUSENS & PAMA (1975) demonstraram a solução para esse tipo de problema.

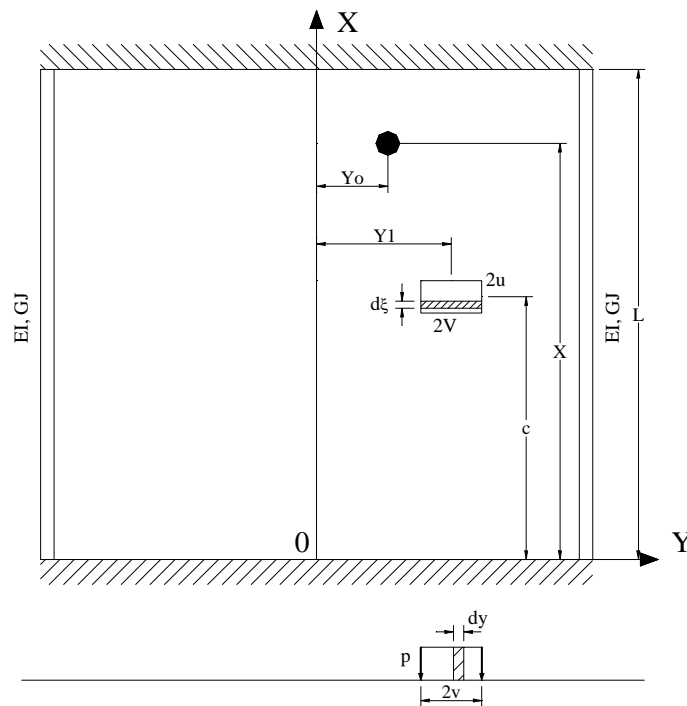


FIGURA 27- Tabuleiro com carregamentos distribuídos em pequenas áreas.

O deslocamento pode ser obtido pela integração da eq. (74) em função da pequena área.

$$p = \frac{P}{2u \cdot 2v} \quad (58)$$

$$w = \frac{PL^4}{uv\pi^5} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \text{sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n x K_1^* \quad (59)$$

$$K_1^* = \frac{1}{2b} \int_{Y_1-v}^{Y_1+v} K_1 dy \quad (60)$$

Os esforços solicitantes podem ser obtidos substituindo a função deslocamento:

$$M_x = \frac{PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n x \left(K_1^* - \frac{D_1}{D_x} K_2^* \right) \quad (61)$$

$$M_y = \frac{-PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \text{ sen } \alpha_n x \left(\frac{D_y}{D_x} K_2^* + \frac{D_2}{D_x} K_1^* \right) \quad (62)$$

$$M_{xy} = \frac{PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left(\frac{D_{xy}}{D_y} K_3^* \right) \quad (63)$$

$$M_{yx} = \frac{-PL^2}{uv\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left(\frac{D_{yx}}{D_y} K_3^* \right) \quad (64)$$

$$Q_x = \frac{PL}{uv\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left(K_1^* - \frac{D_1 + D_{xy}}{D_x} K_2^* \right) \quad (65)$$

$$Q_y = \frac{-PL}{uv\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{sen } \alpha_n u \text{ sen } \alpha_n c \cos \alpha_n x \left(K_4^* - \frac{D_2 + D_{xy}}{D_y} K_3^* \right) \quad (66)$$

Os coeficientes K_1^* , K_2^* , K_3^* e K_4^* são expressos conforme a geometria do carregamento, e foram deduzidos por CUSENS & PAMA (1975) para todos os casos de tabuleiros ortótropos.

4.6 SÍNTESE

Esta solução será utilizada no programa AEP 2.0 como uma das análises numéricas da placa ortótropa, pois é de fácil implementação já que sua solução foi obtida por CUSENS & PAMA (1975) e expressas em seu livro “Bridge Deck Analysis”.

5 MODELOS NUMÉRICOS PARA O PROJETO

Neste capítulo são apresentados os principais modelos de análise estrutural do tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente. Sendo dois modelos simplificados que transformam a placa em uma viga equivalente e um modelo proposto que sugere a transformação da placa real em uma elasticamente equivalente para a avaliação dos esforços e deslocamentos.

5.1 MODELO AASHTO

O procedimento recomendado pela AASHTO (1991) é uma abordagem simplificada e conservadora. Sugere uma análise utilizando contribuições de cargas para faixas representativas de atuação dos esforços, isto é, recomenda um ângulo de distribuição de cargas atuando a 45° somente no banzo superior (Figura 11) e 60° para avaliação dos deslocamentos, analisando a estrutura com o modelo plano mais adequado. Alguns modelos podem ser utilizados para modelagem:

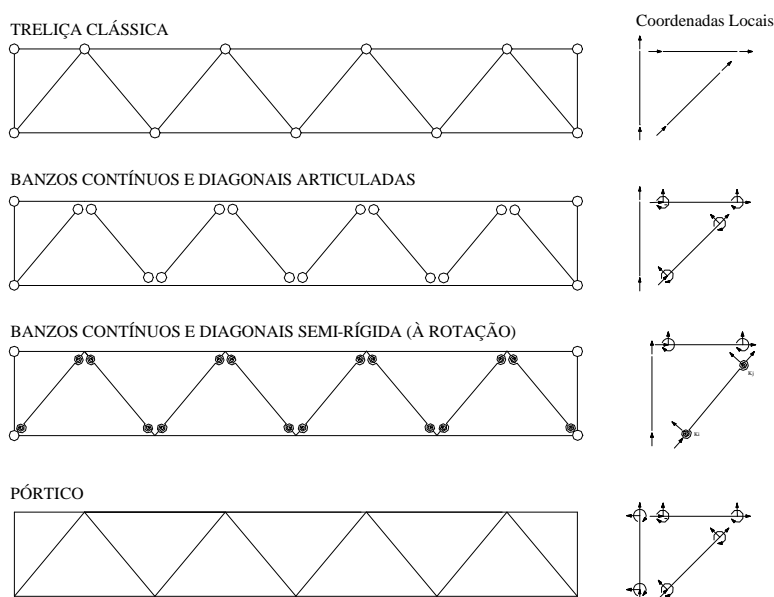


FIGURA 28- Modelos planos simplificados.

HEBERT (1993) investigou os modelos de treliça e pórticos comparando os resultados experimentais com os ensaios realizados em um tabuleiro treliçado protendido instrumentado com extensômetros elétricos nas diagonais e nos banzos e providos de transdutores para medidas de deslocamentos. A Figura 29 representa os deslocamentos obtidos no vão central no sentido longitudinal.

Evidencia-se a adequação do modelo simplificado para análise de deslocamentos e esforços ficando como a principal recomendação à distribuição do carregamento nos elementos estruturais e a incorporação no modelo dos espaçadores nas seções transversais dos banzos.

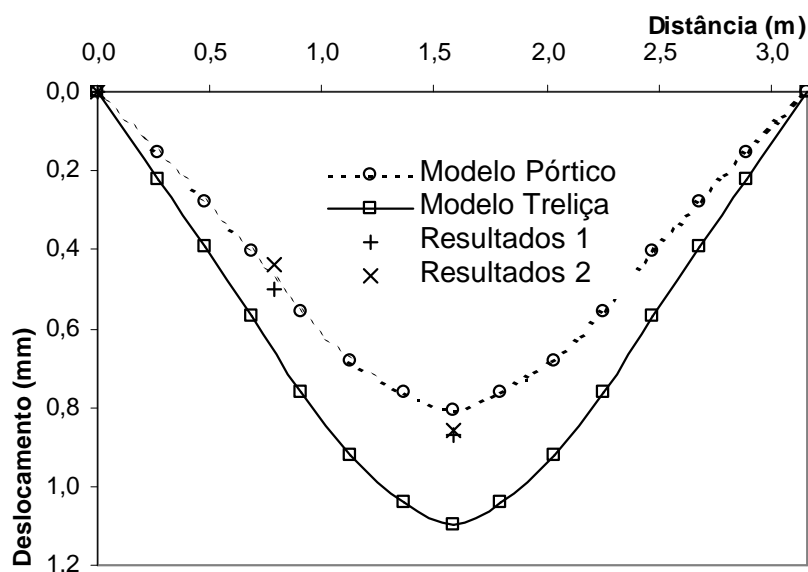


FIGURA 29- Deslocamentos longitudinais no protótipo (HEBERT, 1993).

ALTIMORE (1995) adotou para a modelação das pontes treliçadas protendidas a distribuição conforme a recomendação da AASHTO (1991), e distribuiu a carga no número de treliças contidas na largura de influência. As treliças foram analisadas em 2D com elementos de viga com seis graus de liberdade para os banzos e de um grau de liberdade para as diagonais, ou seja, considerou os banzos contínuos com as diagonais submetidas apenas a esforços normais e constatou um comportamento elástico linear para o tabuleiro até valores de carregamento compatíveis ao veículo-tipo AASHTO HS25-44. Porém em suas análises ficou evidenciado que os modelos adotados pela AASHTO (1991) são incompatíveis com o sistema, pois apresentam diferenças significativas para deslocamentos, tensões nos banzos tracionados e comprimidos, mostrando-se como conservador e tornando o sistema superdimensionado.

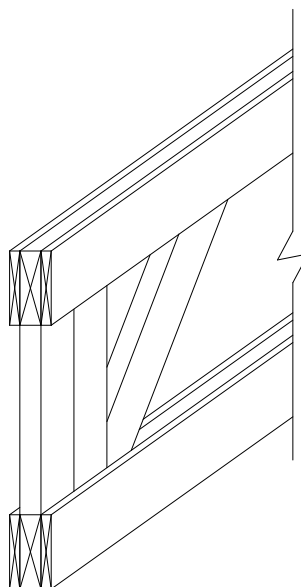


FIGURA 30- Elemento estrutural (treliça-espaçador) considerado por ALTIMORRE (1995) e HEBERT (1993).

5.2 *MODELO SIMPLIFICADO WEST VIRGINIA UNIVERSITY (WVU)*

Pode-se utilizar para um número maior de espaçadores fazendo analogia ao método de distribuição de cargas nas mesas WVU (West Virginia University) que foi apresentado inicialmente por GANGARAO & RAJU (1989) para projetos de aços com vigas metálicas e tabuleiros em concreto armado. O método consiste em achar a largura de contribuição das mesas quando as seções são “T” e “Caixão”. DAVALOS & SALIM (1992) apresentam o método WVU para o sistema T das pontes de madeira protendida transversalmente. Este método de dimensionamento, baseado no fator de distribuição da carga W_f e na largura efetiva da mesa de uma viga-T interna b_e , reduz o projeto do sistema T ao de uma viga-T. Porém a distribuição da tensão de compressão na largura real da aba de uma viga-T é não-linear (Figura 31). Assim, com o objetivo de simplificar o cálculo dos deslocamentos e das tensões máximas desta viga, DAVALOS & SALIM (1993) desenvolveram uma equação de regressão para calcular a largura efetiva da aba B_E na qual se considera a distribuição de tensões constante e equivalente à distribuição real de tensão. Admitiu-se primeiramente que a força resultante de tração na nervura igual à força resultante de compressão na mesa.

$$B_E = \frac{1}{2} \left[\frac{B_w (D - t)}{2t} \left(\frac{\sigma_{yt} + \sigma_{yc}}{(\sigma_{yc})_{máx}} \right) - B_w \right] \quad (67)$$

onde σ_{yc} é a tensão de compressão máxima na nervura da viga (T ou caixão);

σ_{yt} é a tensão de tração máxima na nervura da viga (T ou caixão);

$(\sigma_{yc})_{máx}$ é a tensão de compressão máxima na aba da viga (T ou caixão).

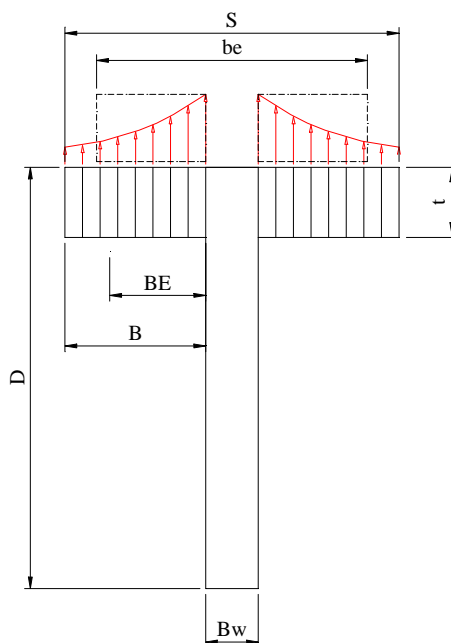


FIGURA 31- Distribuição de tensão não-linear de uma viga-T isolada.

Com os valores de B_E , realizaram um estudo paramétrico para se determinar as melhores combinações adimensionais entre as variáveis citadas. Com isto foram identificadas as equações de regressão que possibilitam escrever as relações $\frac{B_E}{B}$ em função das melhores

combinações obtidas: $\frac{L}{B}$, $\frac{D}{t}$ e $\frac{E_{X,n}}{E_{X,t}}$. Depois as variáveis foram selecionadas por um

processo estatístico, com nível de significância igual a 10%. Finalmente, a equação da regressão foi obtida com os dados dos 125 modelos, analisados via elementos finitos, ajustados a uma linha reta.

$$B_E = B \left[0,4586 + \frac{1}{198} \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D-t}{t} \right) \left(\frac{E_{X,n}}{E_{X,t}} \right) \right] \quad (68)$$

Sendo B a largura da aba $B = 0,5 \cdot (S - B_w)$;

B_w a largura da nervura;

L o vão da ponte;

D a altura da alma;

t a espessura do tabuleiro;

$E_{x,n}$ é o módulo de elasticidade na direção longitudinal da nervura;

$E_{x,t}$ é o módulo de elasticidade na direção longitudinal das lâminas do tabuleiro;

B_E é a largura efetiva da aba.

A largura efetiva da mesa b_e é o menor valor entre as expressões:

$$b_e = 2,0B_E + B_w \quad (69)$$

$$b_e = S \quad (70)$$

$$b_e = \frac{L}{8} \quad (71)$$

Os autores recomendaram a utilização da expressão para sistemas T com vãos simplesmente apoiados de até 30m.

ALVES (2002) analisou em um modelo reduzido de laboratório o método WVU para os critérios da NBR 7190:1997, avaliando a distribuição das cargas, comparando e adaptando. Concluiu que o método WVU é eficiente para os sistemas “T” em MLC. Os seus resultados apresentaram um comportamento elástico-linear do tabuleiro para diversos carregamentos simulando as classes de carregamento da NBR 7188:1884 e após uma investigação numérica afirmou que o estado limite último ocorre por tração da nervura.

5.3 MODELO DE EQUIVALÊNCIA ELÁSTICA DE PLACA

Pontes treliçadas protendidas transversalmente podem ser modeladas como placa ortótropa, com parâmetros elásticos equivalentes para tamanhos, formas, e materiais constituintes. A complexidade do material anisotrópico de painéis e tabuleiros pode ser reduzida para uma placa equivalente com propriedades elásticas em duas direções principais: paralela (x) e transversal (y) como mostrado na Figura 32. Estas propriedades de placa ortótropa

equivalente podem ser diretamente utilizadas no projeto e análise de sistemas de pontes, servindo como simplificação dos modelos segundo ALTIMORRE (1995).

ALTIMORE (1995) afirma que o modelo ortótropo empregado na análise dos sistemas protendidos é apropriado, pois apresentaram no trabalho de OLIVA & DIMAKIS (1988) diferenças em torno de 10% para os carregamentos testados. Os modelos ortótropos aplicados por DIMAKIS (1987) são baseados em CUSENS & PAMA (1975) que apresentaram um equacionamento de placa submetida a carregamentos distribuídos em pequenas áreas e que também são utilizados neste trabalho para a avaliação teórica dos deslocamentos. Porém OLIVA & DIMAKIS (1988) aplicaram somente para os tabuleiros laminados serrados protendidos sem a utilização das transformações elásticas equivalentes que são propostas neste capítulo.

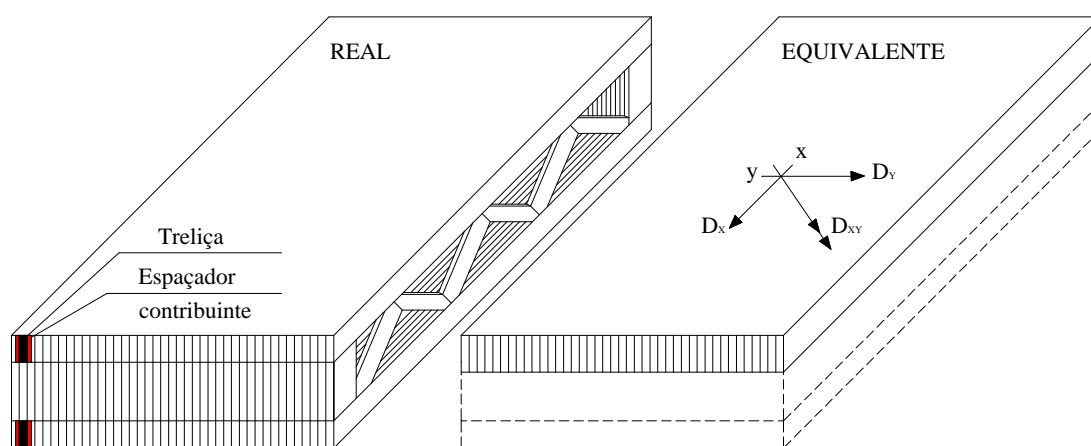


FIGURA 32- Transformação da placa em uma equivalente elasticamente.

Porém para a modelagem da placa ortótropa é necessária a obtenção dos parâmetros elásticos equivalentes que são obtidos através da determinação da rigidez da placa (D_x, D_y, D_{xy}). Uma ótima alternativa é a utilização da transformação da seção caixão multicelular já pesquisada por diversos autores. É importante lembrar que a determinação da rigidez longitudinal seja elaborada com o máximo de refinamento possível, pois a abordagem simplificada do elemento estrutural pode afetar no comportamento global da placa.

5.3.1 Esquema geométrico

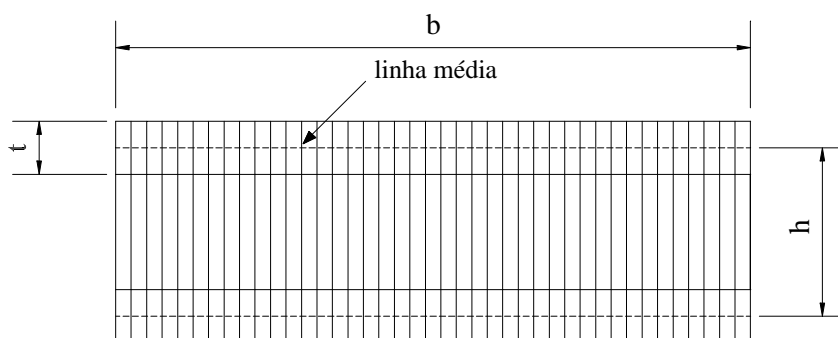


FIGURA 33- Geometria da seção transversal.

5.3.2 Rigidez Longitudinal (D_x)

A rigidez longitudinal do tabuleiro na direção x é expressa como o somatório da rigidez dos elementos expressos na Figura 29 (treliça + espaçador). A simulação para a obtenção do produto de rigidez deve ser a mais precisa possível considerando as excentricidades e deformabilidade das ligações, computando todos os efeitos necessários para a completa análise e levando em conta o efeito dos espaçadores na seção transversal dos banzos.

$$D_x = n_T D_T \quad (72)$$

sendo n_T o número de treliças;

D_T a rigidez de cada treliça.

No caso da Figura 34 escolhe-se um carregamento e pela teoria elástica obtêm-se o produto de rigidez dado pela eq. (73) que emprega a analogia de uma viga equivalente com produto de rigidez igual ao obtido na treliça. Os valores obtidos através da eq. (73) são empregados na eq. (72) para a obtenção da rigidez longitudinal total.

$$D_T = EI = \frac{Pa}{24\Delta u} (3L^2 - 4a^2) \quad (73)$$

Onde:

Δu é o deslocamento simulado;

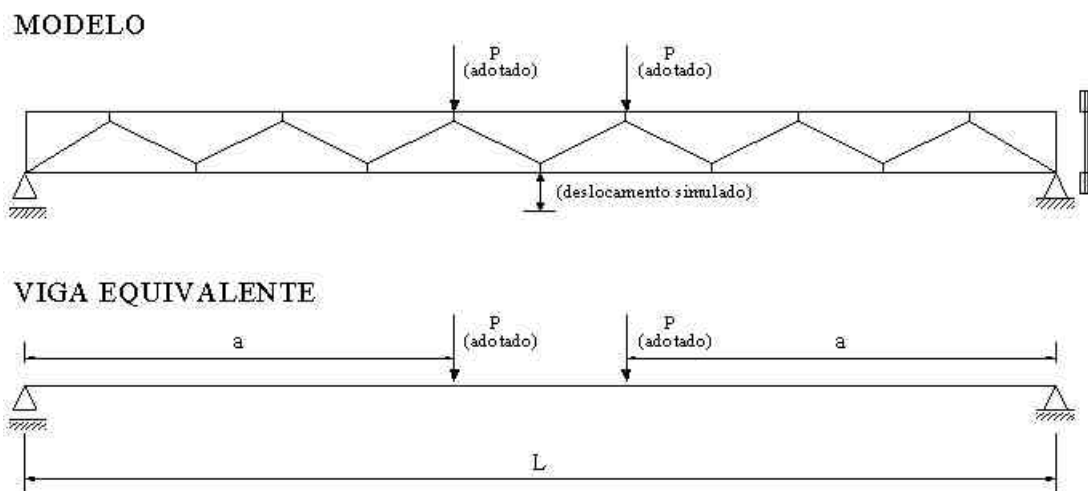


FIGURA 34- Determinação do produto de rigidez longitudinal.

5.3.3 Rigidez transversal (D_y)

Um valor aproximado para a rigidez na direção transversal, D_y , pode ser obtido negligenciando o efeito dos diafragmas transversais e a rigidez obtida pela eq. (74), BROWN (1998).

$$D_y = \frac{E_y L t h^2}{2} \quad (74)$$

onde E_y é o módulo de elasticidade na direção “y”;

L é o comprimento da placa;

t é a espessura dos banzos;

h é a altura da placa entre os centros geométricos da seção.

5.3.4 Rigidez torsional para seções caixões (D_{xy})

A rigidez torsional da seção multi-celular, GJ , é avaliado pelo fluxo de cisalhamento em torno da seção transversal de tabuleiros multicelulares. Para uma estrutura onde as diagonais são pequenas quando comparadas as outras dimensões da seção, CUSENS & PAMA (1975) sugerem uma rigidez torsional expressa na eq. (75).

$$GJ = \frac{4A^2 G_{xy}}{\sum \frac{ds}{t}} + \sum G_{xy} (ds) \frac{t^3}{3} \quad (75)$$

onde A é a área do tabuleiro contida na linha média dos banzos;

$\sum \frac{ds}{t}$ é o perímetro da linha média da seção transversal.

Aplicando a geometria do sistema mostrado na Figura 33 obtêm-se eq. (76).

$$GJ = \frac{2(bh)^2 G_{xy} \cdot t}{b+h} + \frac{2}{3} G_{xy} (b+h)t^3 \quad (76)$$

A equação aproximada acima é justificada pelo fato que em tabuleiros multicelulares, o fluxo de cisalhamento no interior das diagonais é negligenciado e somente são considerados os fluxos de cisalhamento dos banzos e das diagonais externas.

Para o tabuleiro ser tratado como uma placa ortótropa equivalente, a rigidez torsional depende da torção nas duas direções ortogonais. Assim a rigidez torsional D_{xy} pode ser expressa como metade da rigidez torsional total dada pela eq. (77) dividida pela largura do tabuleiro conforme CUSENS & PAMA (1975).

$$D_{xy} = \frac{GJ}{2b} \quad (77)$$

Substituindo eq. (76) na eq. (77), obtêm-se:

$$D_{xy} = \frac{bh^2 G_{xy} \cdot t}{b+h} + \frac{1}{3} G_{xy} \frac{(b+h)}{b} t^3 \quad (78)$$

onde, D_{xy} é a rigidez torsional por unidade de largura é expresso em (ML^2T^{-2}) .

5.3.5 Propriedades do material ortotrópico equivalente

Para utilizar uma placa equivalente é necessária a obtenção dos novos parâmetros elásticos. Que podem ser obtidos através das eqs. (79) e (80) descritas por TROITSKY (1987) para placa ortotrópica natural ou física.

$$(E_X)_p = 12 \frac{D_X}{t_p^3 \cdot b_p} (1 - \nu_{XY} \nu_{YX}) \quad (79)$$

$$(E_Y)_p = 12 \frac{D_Y}{t_p^3 \cdot L_p} (1 - \nu_{XY} \nu_{YX}) \quad (80)$$

Desta forma os parâmetros elásticos $(E_X)_p$ e $(E_Y)_p$ representam os módulos elásticos para a placa equivalente ortotrópica, t_p é a espessura da placa, b_p é a largura da placa e L_p o comprimento da placa.

Segundo VELOSO (1999) os coeficientes de Poisson podem ser atribuídos nulos para placas por representarem pequena influência no comportamento das placas de madeira protendidas quando bi-apoiadas. Assim poder-se-á simplificar as eqs. (79) e (80).

BROWN (1998) sugere a adoção dos coeficientes de Poisson ν_{XY} e $\nu_{YX}=0,3$ para simulações numéricas em elementos finitos para o caso de pontes em vigas “T” e “Caixão”.

Finalmente para calcular o modulo de elasticidade torsional, é utilizada a eq. (81).

$$(G_{XY})_p = 6 \frac{D_{XY}}{t_p^3} \quad (81)$$

Com as propriedades equivalentes é fácil utilizar a solução de placas (Capítulo 4) para análise e projeto de tabuleiros multicelulares.

Para análise de placas ortótropas em elementos finitos se faz necessária a obtenção das propriedades na direção “z” devido a formulação matemática do elemento Shell estar fundamentada na teoria de placa de Reissner-Mindlin, sendo necessário o conhecimento de E_z , G_{YZ} , G_{ZX} .

Porém estes parâmetros são de difícil determinação experimental além de terem pequena participação no comportamento da estrutura por se tratar de uma placa delgada. KLOEPPEL (1960) *apud* TROITSKY (1987) propõe a eqs. (82) e (83) baseado em uma investigação teórica.

$$G_{YZ} = \frac{E_Y E_Z}{E_Y + (1 + 2\nu_{YZ}) E_Z} \quad (82)$$

$$G_{zx} = \frac{E_z E_x}{E_z + (1 + 2\nu_{zx}) E_x} \quad (83)$$

Estas expressões são aproximadas uma vez que a matriz de deformabilidade de um material ortótropo apresenta 9 elementos diferentes e independentes entre si.

5.4 SÍNTESE

O modelo simplificado da AASHTO (1991) foi utilizado por ALTIMORRE (1995) para o projeto de 3 pontes neste sistema e apresentou-se como uma alternativa simples, porém antieconômica para o emprego do sistema, devido à omissão do efeito de placa ortótropa.

Observa-se que o método WVU pode ser aplicado aos sistemas treliçados protendidos transversalmente, porém só validar-se-á quando o sistema possuir vários espaçadores o que é incomum devido à concentração de esforços nas diagonais da treliça.

Assim é proposto como modelo mais adequado para a abordagem do problema a equivalência dos parâmetros elásticos para uma placa de ortotropia natural de solução conhecida. É apresentada a metodologia de transformação adaptada para o caso em questão, resultado de pesquisas de alguns autores como TROITSKY (1987), CUSENS & PAMA. (1975), BROWN (1998) e VELOSO (1999).

6 PROGRAMA AEP 2.0 (PPT)

6.1 CARACTERÍSTICAS DO PROGRAMA

JOE MURPHY apud CALIL (2001) pesquisador do FPL implementou os algoritmos desenvolvidos por CUSENS & PAMA (1975) na linguagem BASIC. OKIMOTO (2001) baseado em de MURPHY apud CALIL (2001) implementou em Turbo Pascal e utilizando-se de um compilador com ferramentas visuais com orientação a objetos (DELPHI) criou um programa chamado AEP 1.0. O programa foi utilizado para comparar os resultados experimentais das provas de carga realizadas nos EUA por CALIL (2001) sobre as pontes de Lancaster e Sullivan obtendo resultados teóricos compatíveis com os resultados experimentais.

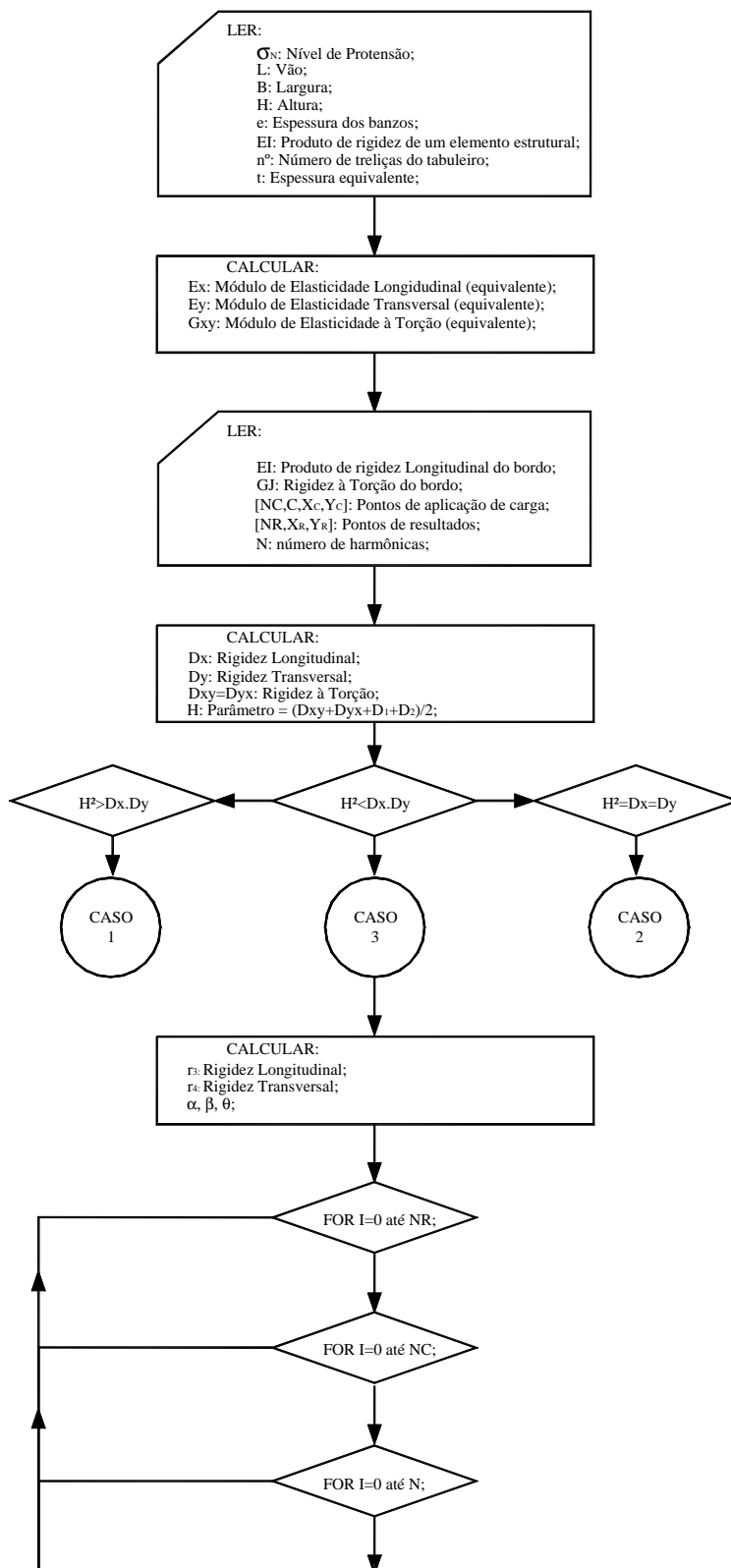
Para a adequação do programa para as pontes treliçadas protendidas transversalmente houve a necessidade de introduzir as transformações da placa com ortotropia natural e de formato caixão em uma placa ortótropa equivalente. Assim foi elaborada a versão 2.0 que introduziu essas transformações para facilitar a avaliação. Também foram melhorados os recursos gráficos do programa como o perfil de deslocamento na seção transversal no meio do vão e outros.

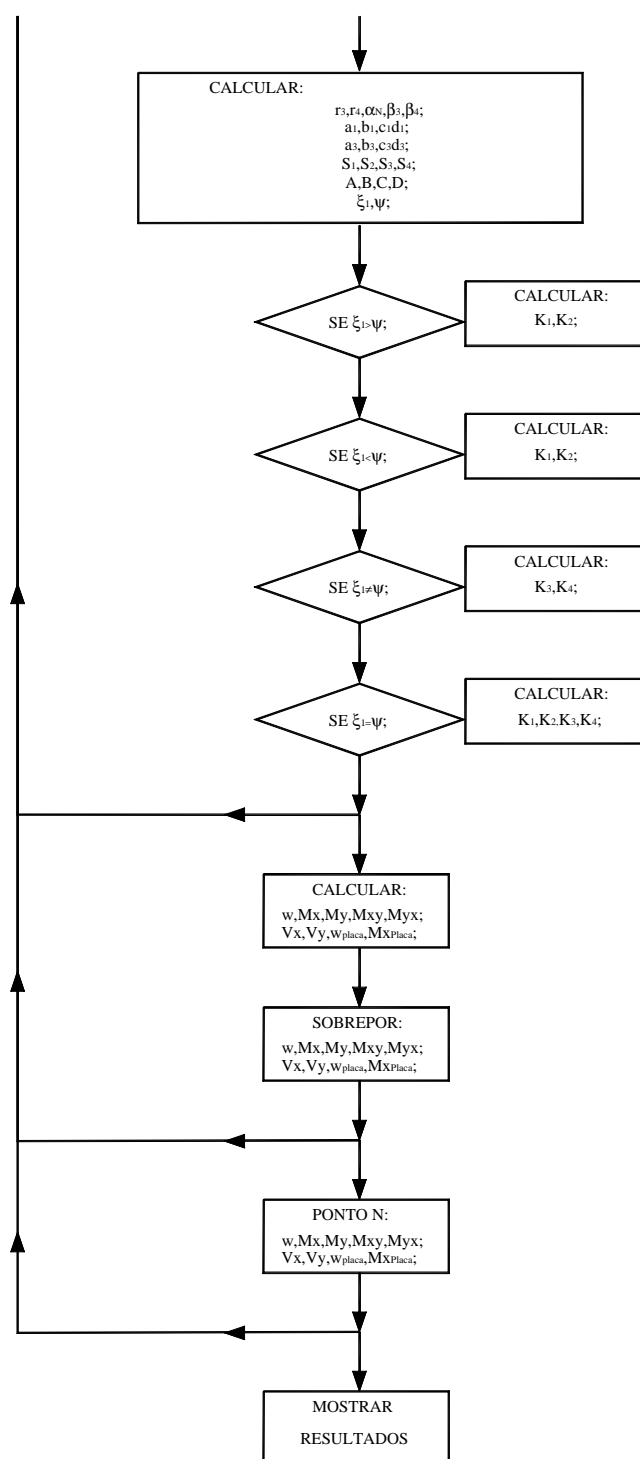
6.2 CONCEITOS ENVOLVIDOS

O algoritmo foi desenvolvido por CUSENS & PAMA (1975) e é baseado na solução proposta por Huber. Seu desenvolvimento está expresso no capítulo 4. A linguagem utilizada para o desenvolvimento do programa foi Pascal utilizando-se do compilador da Borland Delphi 6.0 que utiliza as ferramentas visuais e o conceito de orientação ao objeto.

O programa se restringe ao cálculo de placas bi-apoiadas para carregamentos distribuídos em pequenas porções de área simulando a área de contato do veículo-tipo. Pode-se inserir também rigidez nas bordas livres simulando, por exemplo, a atuação do guarda-corpo, perfis de enrijecimento e outros elementos. O número máximo de carregamentos e saídas de resultados é 10.

6.3 FLUXOGRAMA





6.4 AEP VS. 2.0

A versão 2.0 incorporou as transformações propostas pelo trabalho em uma nova janela com objetivo da utilização em pontes treliçadas protendidas transversalmente. Com isso contribuiu-se para o aprimoramento do programa para fins práticos de utilização

incentivando a automatização do processo. As Figuras 35 e 36 mostram a visualização do programa para sua utilização.

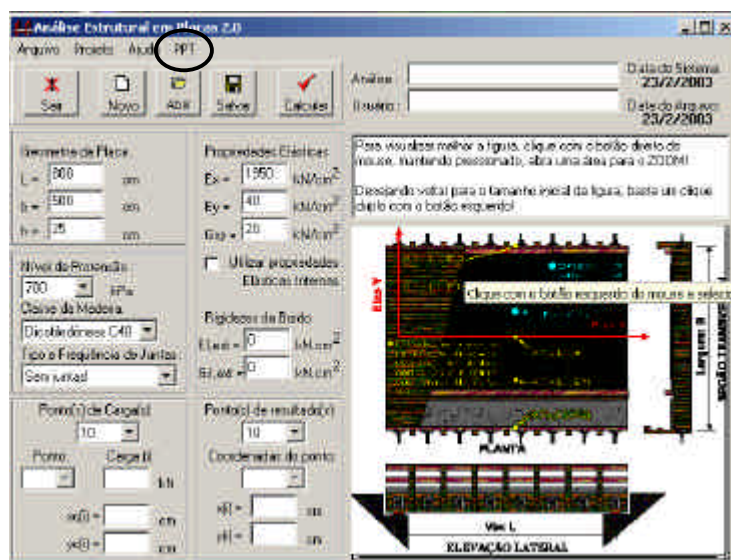


FIGURA 35- Apresentação da versão 2.0.

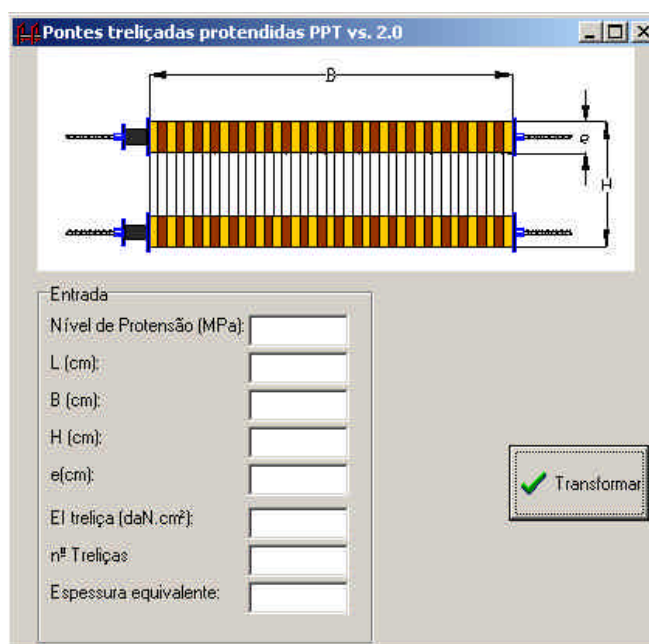


FIGURA 36- Parâmetros para transformação em placa equivalente.

Entrada de dados:

Sendo L é o comprimento do tabuleiro em (cm);

B é a largura do tabuleiro em (cm);

H é a altura do tabuleiro em (cm);

e é a altura dos banzos;

EI é o produto de rigidez de um elemento estrutural;

n° é o número de treliças do tabuleiro.

7 MATERIAIS E MÉTODOS

7.1 GENERALIDADES

Este trabalho foi realizado no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. As madeiras de todos os ensaios foram do reflorestamento situado no estado de Santa Catarina das espécies *Pinus elliottii* e *Pinus taeda* e foram secas em estufa.

Para a utilização de madeiras de reflorestamento neste trabalho houve a necessidade da classificação devido ao alto índice de defeitos contidos nas peças estruturais. Assim foram conduzidos cinco tipos de ensaios de classificações nas peças com dimensões estruturais: classificação visual, estática (MOE), mecânica por tensões (MSR), vibração transversal e ultra-som.

Para a avaliação dos elementos estruturais treliçados foi necessário o estudo das ligações com chapas com dentes estampados onde se verificou a rigidez axial e a influência da geometria no modo de ruptura ao arrancamento. Sendo também investigada qualitativamente a deformação lenta dos conectores ao longo do tempo. Também foram efetuados 21 ensaios de flexão de elementos estruturais treliçados para a comparação dos resultados experimentais com os resultados teóricos. Esperando-se propor a melhor modelo para representar os deslocamentos das treliças.

Como em todos os sistemas protendidos, os tabuleiros treliçados possuem perdas de protensão sendo uma das desvantagens do sistema. Com isso foram avaliadas através de faixas representativas essas perdas verificando a influência dos conectores na perda de protensão e sugerindo uma expressão de previsão.

Como principal objetivo do trabalho foi investigado em uma faixa representativa de escala real diversos fatores como: força de protensão, deslocamentos e distribuição de cargas, através da instrumentação com transdutores de deslocamentos, extensometria e células de carga.

7.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PEÇAS COM DIMENSÕES ESTRUTURAIS

Todas as peças utilizadas neste trabalho foram doadas pela Battistella Indústria e Comércio de Madeiras Ltda. A classificação visual e a classificação mecânica (MSR) foram realizadas na Battistella, enquanto o ensaio estático, vibração transversal e ultra-som foram realizados no LaMEM.

Os lotes da pesquisa passaram por 5 classificações para a avaliação do módulo de elasticidade:

1. classificação visual;
2. classificação mecânica por tensões (MSR);
3. classificação por vibração transversal;
4. classificação por ultra-som;
5. classificação estática.

Serão descritos de forma simplificada os métodos utilizados na classificação das 600 peças estruturais que foram selecionadas neste trabalho para confecção das treliças, tabuleiro e outros ensaios. Não foram utilizadas todas as peças sendo selecionadas uma parte para o trabalho e o restante para o trabalho de classificação. Foi elaborada uma análise estatística para verificar a correlação entre os dados de ambas classificações e realizados testes de hipóteses e regressões.

7.2.1 Classificação Visual

A classificação visual é realizada pelo exame das quatro faces e das extremidades de cada peça. A localização e a natureza dos nós, bem como outras características aparentes na superfície da madeira são avaliadas por todo o comprimento da peça. As regras de classificação visual do SPIB (1999) são baseadas na norma ASTM D245:1993 para o estabelecimento dos critérios de classificação. Os princípios básicos, da classificação estrutural, descritos na norma ASTM D245:1993 foram estabelecidos para permitir a avaliação de qualquer peça em termos de uma razão de resistência para cada propriedade avaliada. A classificação visual separou as peças em classes de resistência para aplicar as peças como elementos estruturais devido a grande presença de defeitos em coníferas.

7.2.2 Classificação mecânica por tensões (MSR)

Este processo é altamente automatizado e requer muito pouco tempo. Ao entrar na máquina, a madeira passa por uma série de rolos. Neste processo, uma força provocando flexão é aplicada perpendicularmente ao eixo de menor inércia da seção transversal da peça e o MOE de cada peça é medido, em particular na máquina (MSR) de Lajes-SC a cada 15cm. Além do teste não-destrutivo, a madeira classificada por este sistema é submetida a uma inspeção visual.

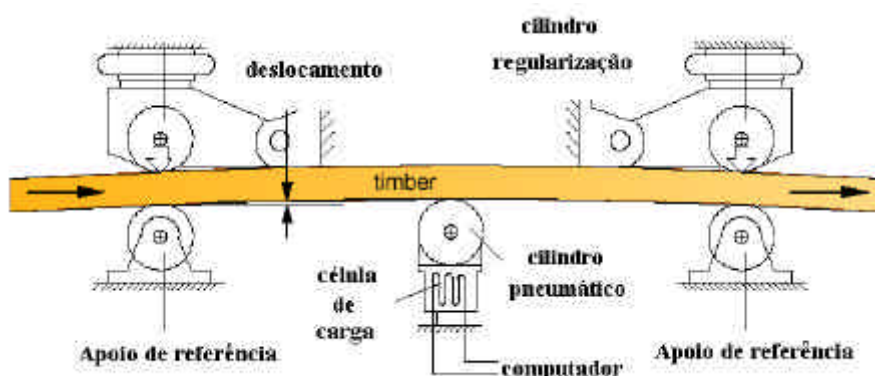


FIGURA 37- Esquema do funcionamento de uma máquina MSR.

7.2.3 Classificação por flexão estática (MOE)

Neste método de classificação um carregamento conhecido é aplicado sobre a peça flexionando a mesma em relação ao seu eixo de menor inércia. Com o objetivo de reduzir a influência do esforço cortante no deslocamento vertical e com isso determinar de forma mais precisa o MOE das lâminas é recomendado uma relação L/d maior ou igual a 20.

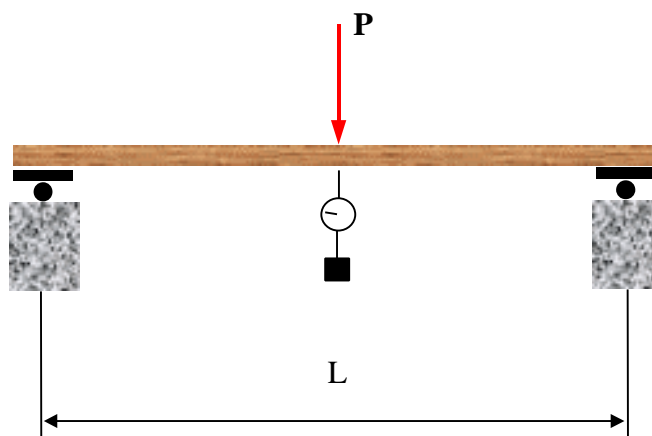


FIGURA 38- Esquema estático do ensaio das peças estruturais (MOE).

7.2.4 Classificação por vibração transversal

Para ilustrar o método da vibração transversal, pode-se fazer uma analogia do comportamento da vibração de uma viga com a vibração de uma massa apoiada sobre uma mola, conforme mostra a Figura 39.

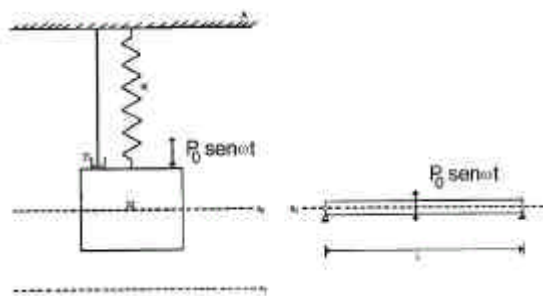


FIGURA 39- Sistema massa-mola e viga vibrando transversalmente.

Na Figura 39 a massa é suportada por uma mola de rigidez K . A fricção interna (amortecimento) é denotada por c .

Quando a massa M é colocada em vibração, sua equação de movimento pode ser expressa por:

$$M \cdot \left(\frac{d^2 x}{dt^2} \right) + c \cdot \left(\frac{dx}{dt} \right) + K \cdot x = P_0 \cdot \text{sen } \omega \cdot t \quad (84)$$

A equação acima pode ser resolvida em K e c .

A solução da equação acima em K leva a seguinte expressão do MOE para uma viga simplesmente apoiada nas extremidades.

$$MOE = \frac{f_r^2 \cdot m \cdot L^3}{2,46 \cdot I \cdot g} \quad (85)$$

Sendo f_r é a frequência de ressonância (Hz);

m é o peso da viga (kg);

L é o vão da peça (m);

I é o momento de inércia da seção transversal (cm⁴);

g é a aceleração da gravidade (9,8 m/s²).

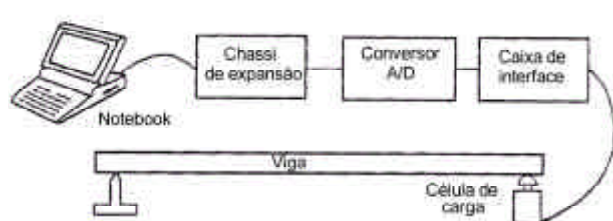


FIGURA 40- Esquema de um equipamento de vibração transversal.

7.2.5 *Ultra-Som*

O ultra-som é caracterizado por frequências acima de 20000 Hz. Entre as vantagens de sua utilização, vale destacar o baixo custo de aquisição do equipamento se comparado ao das máquinas de classificação automática.

Os aparelhos de ultra-som baseiam-se na relação entre a velocidade de propagação de uma onda ultra-sônica na madeira e as propriedades mecânicas da peça.

A aplicação e medição consiste no posicionamento de dois transdutores acelerômetros sobre o material a ser avaliado. A onda ultra-sônica é introduzida no material por um dos transdutores e captada pelo outro transdutor, sendo a contagem de tempo, em microssegundos, realizada pelo próprio instrumento de ultra-som. Os tempos registrados são utilizados no cálculo do módulo de elasticidade dinâmico.

$$Ed = r.v^2 \quad (86)$$

onde Ed é o módulo de elasticidade dinâmico (MPa);

r é a densidade da madeira (kg/m^3);

v é a velocidade da onda longitudinal (m/s).



FIGURA 41- Equipamento de ensaio por emissão de ultra-som.

7.3 CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES

7.3.1 Ensaio dos corpos-de-prova do aço das chapas

Os corpos de prova foram realizados com as dimensões sugeridas pela ASTM E 8/96a para os ensaios de chapas metálicas que é sugerida pela ANSI/TPI (1995). Foi determinada a tensão ao escoamento da chapa, o alongamento total e a resistência dos corpos de prova. Foram ensaiados 20 CP's, sendo 3 corpos de prova de um outro fabricante que será utilizado para comparação dos resultados.

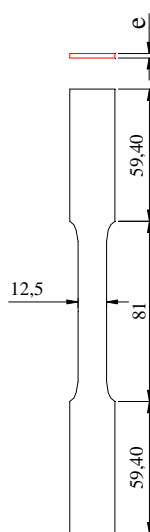


FIGURA 42- Corpo de prova do aço do CDE.

O ensaio foi controlado por deformação em 0,01 mm/s na máquina universal de ensaio da marca DARTEC.

7.3.2 Ensaio de arrancamento nos conectores ($\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$)

Para a investigação do comportamento do conector deve-se conhecer a rigidez das ligações e o comportamento quando submetida a diferentes situações. Neste trabalho foram realizados somente ensaios de tração paralela ao eixo com $\alpha=0^\circ$ e $\beta=0^\circ$, sendo elaborados 6 ensaios preliminares e 32 ensaios definitivos para avaliar o efeito dimensão do conector na resistência última da ligação. A resistência foi estabelecida para uma deformação específica residual da ligação de 2‰, medida em uma base de referência padronizada, igual ao comprimento da chapa metálica como prescreve a NBR 7190:1997, conforme Figuras 43 e 44. Os conectores (CDE) utilizados foram da Gang-Nail GNA-80 com aço galvanizado a quente de primeira qualidade de acordo com a ASTM A446 Grau A

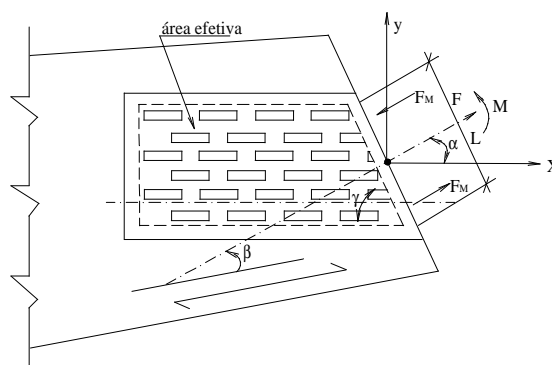


FIGURA 43- Direção α e β da ligação. (Fonte: NBR 7190:1997).

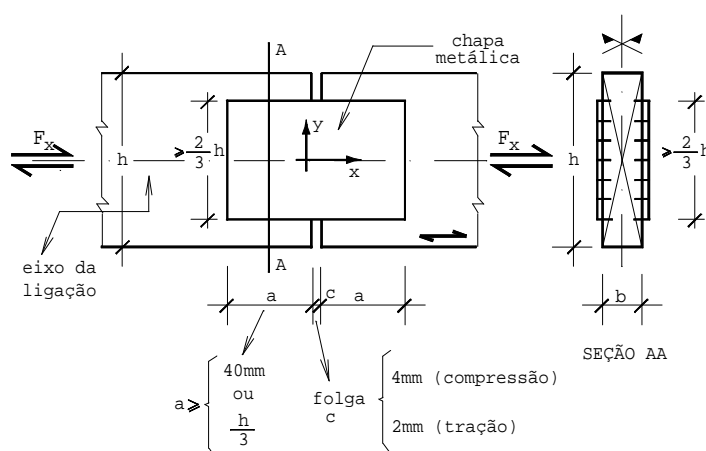


FIGURA 44- Esquema básico da ligação para determinação das resistências na direção $\alpha=0^\circ$ e $\beta=0^\circ$, submetidas à tração. (Fonte: NBR 7190:1997).

7.3.3 Ensaio de deformação lenta do conector

Para a compreensão dos fenômenos relacionados à fluência da treliça no plano principal foram elaborados 3 ensaios para a determinação da deformação lenta do conector. O ensaio foi elaborado em uma sala climatizada a uma temperatura de 25°C e 65% de umidade relativa para tentar representar ao máximo as condições estabelecidas na NBR 7190:1997, porém um dos ensaios foi realizado sem o controle de umidade e temperatura da sala climatizada. A Figura 45, mostra a disposição da viga alavanca que exerce uma força constante sobre a ligação controlada por uma célula de carga e transdutor de deslocamento. As ligações foram submetidas a 70% da força última estimada pelos ensaios de arrancamento ($\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$) preliminares.

Um corpo-de-prova foi saturado e depois cravada a chapa por prensa hidráulica e colocado na viga alavanca, determinando-se também a variação de umidade na deformação lenta com

medidor elétrico de umidade. Com isso avaliou-se a influência da umidade no comportamento real da ligação.

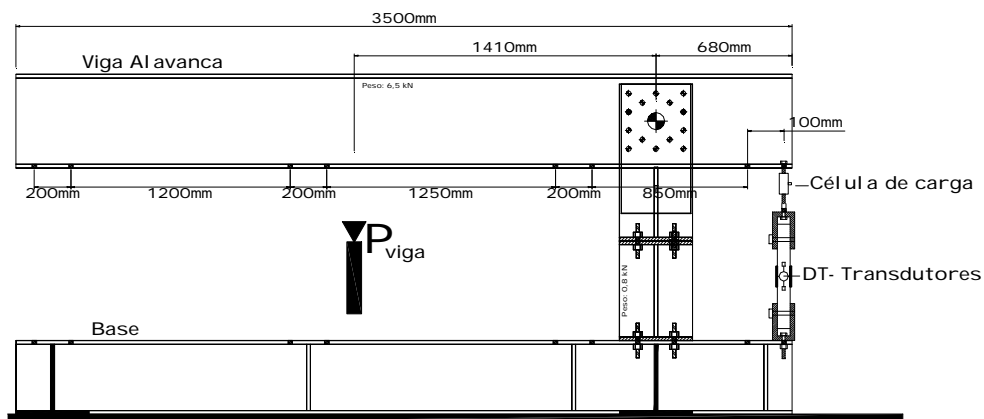


FIGURA 45- Configuração geral do ensaio de deformação lenta.

7.4 ENSAIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os testes de flexão estática foram elaborados segundo a norma ASTM D198/84 e a velocidade de 10 Mpa por minuto. Foram determinados os produtos de rigidez (EI) para a caracterização de 21 treliças com banzos paralelos previstos para a confecção da faixa do módulo do protótipo.

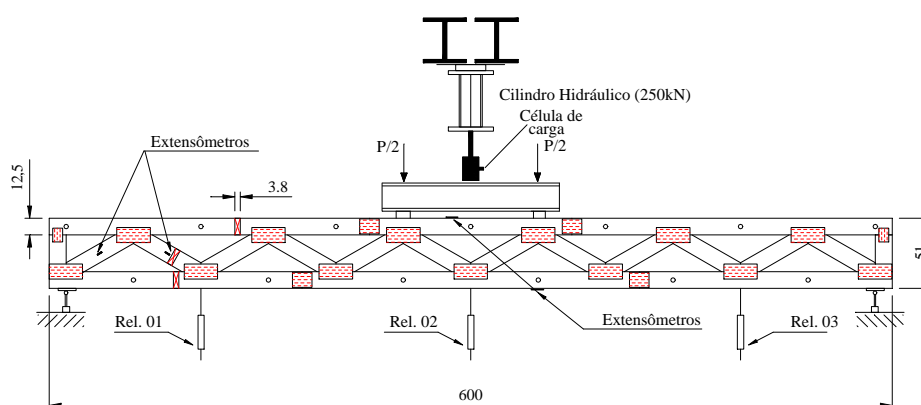


FIGURA 46- Esquema para flexão estática para determinação do produto de rigidez.

Foram utilizados extensômetros elétricos em uma treliça para avaliar os modelos teóricos com os ensaios experimentais levando em conta a semi-rigidez das ligações. As treliças que foram ensaiadas serviram para a monitoração do ensaio da faixa do protótipo.

7.5 ENSAIO DE PERDA DE PROTENSÃO

Para o entendimento do comportamento final da perda de protensão foi realizado um ensaio em uma faixa para representar a influência da chapa na perda de protensão do tabuleiro protendido treliçado. Foram construídos 5 tabuleiros de 95cmX160cmX20cm na tentativa de controlar melhor as variáveis mais perceptíveis nos corpos de prova de pequena dimensão. OKIMOTO (2001) concluiu dos seus ensaios realizados que os corpos de provas maiores tem um comportamento mais representativo do que corpos de prova de dimensões menores (100cmX20cmx20cm), por possuírem melhor distribuição das forças de protensão, menor influências de rachaduras, presença de nós e outros elementos que interferem, ou seja, melhora distribuição dos defeitos compatibilizando as variáveis de interferência.

Os ensaios foram realizados com *Pinus elliotti* em uma sala climatizada com umidade de 65% e temperatura de 25°C com o intuito de fixar as variáveis U e T, representando a classe de umidade 1 da NBR 7190:1997. Foi aplicada uma tensão de 0,7 Mpa e não foram feitas reprotensões para a avaliação da perda protensão total e a tensão de estabilização do tabuleiro.

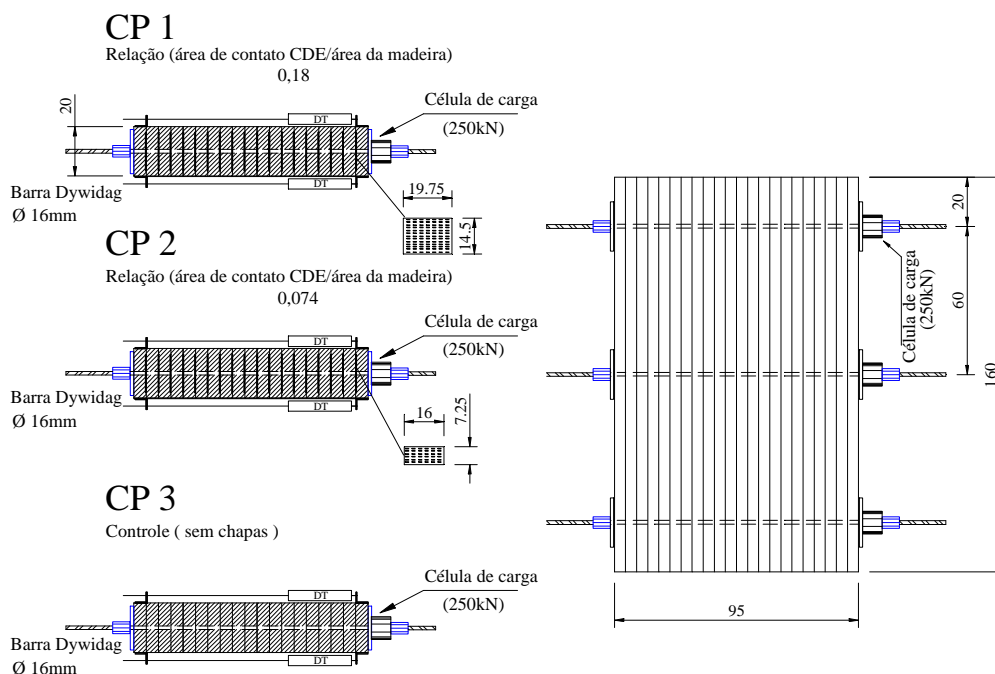


FIGURA 47- Esquema da instrumentação da faixa de perda de protensão.

7.6 AVALIAÇÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS EM PROTÓTIPO

Para quantificar a distribuição de carga foi construída e instrumentada uma faixa da ponte em laboratório, para a realização de simulação do trem-tipo com o auxílio de cilindros hidráulicos. A faixa com 143,5cm de largura por 600cm de comprimento, foi composta por 21 treliças e 20 espaçadores. A instrumentação e o esquema de carregamento são apresentados nas Figuras 48 a 49.

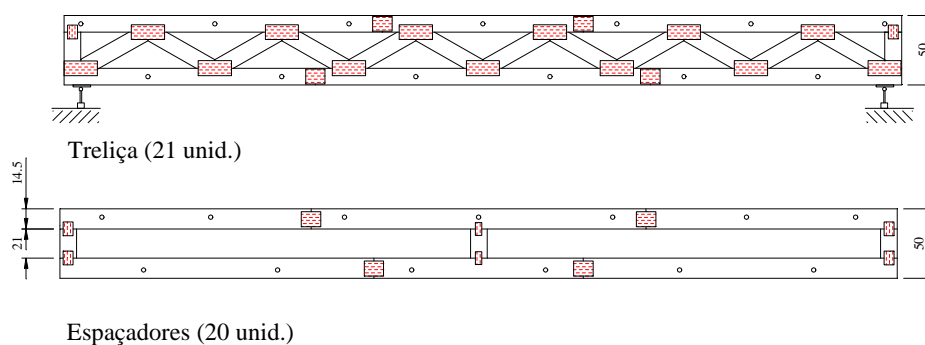


FIGURA 48- Detalhe das treliças que compõem a faixa.

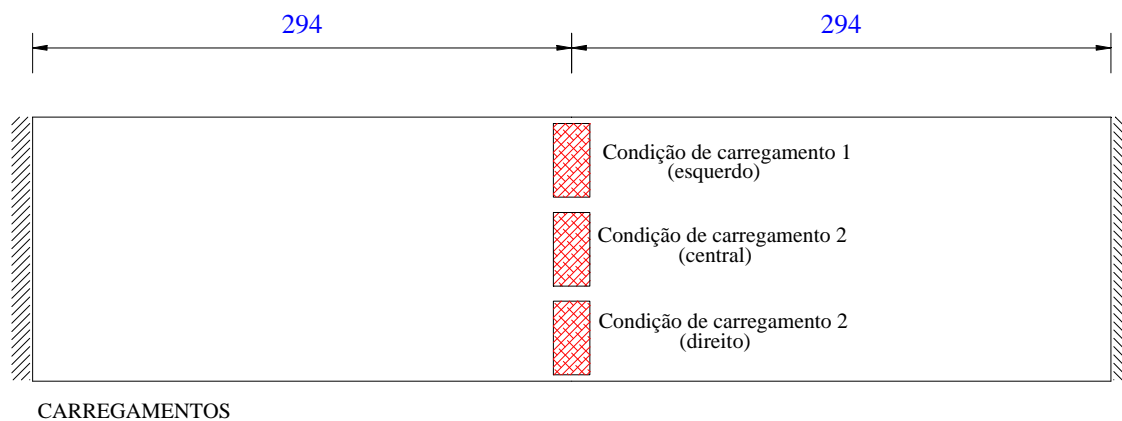


FIGURA 49- Posicionamento dos carregamentos concentrados.

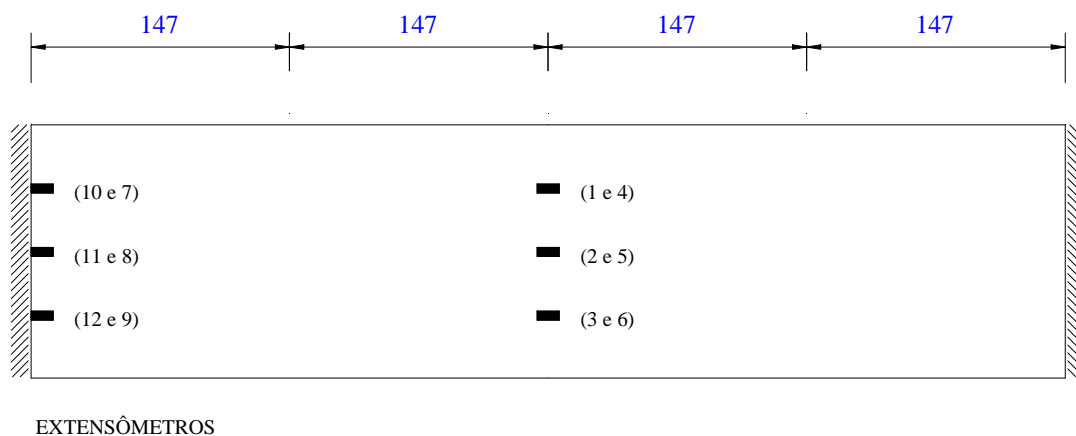


FIGURA 50- Localização dos extensômetros elétricos.

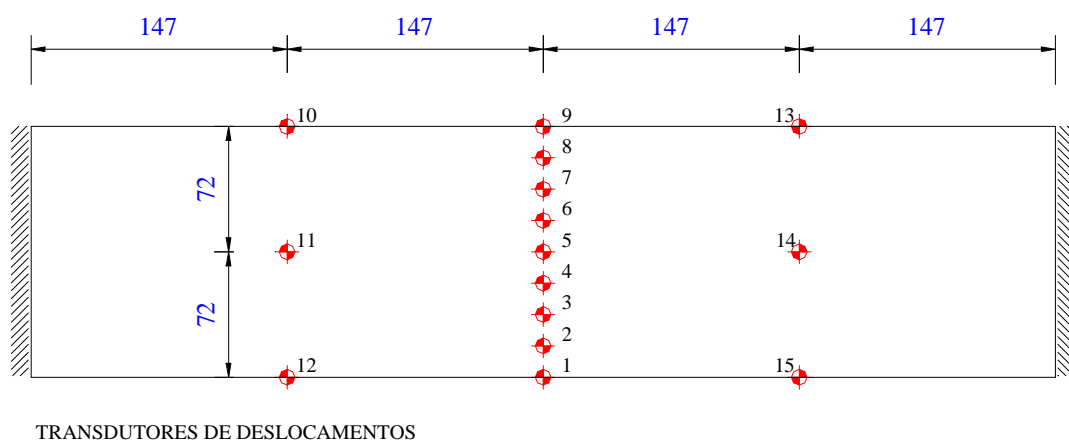


FIGURA 51- Posicionamento dos transdutores de deslocamento (DT's).

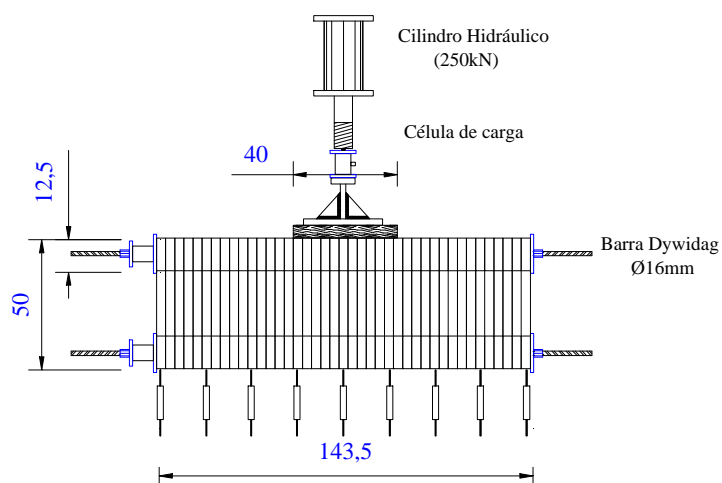


FIGURA 52- Seção transversal da faixa.

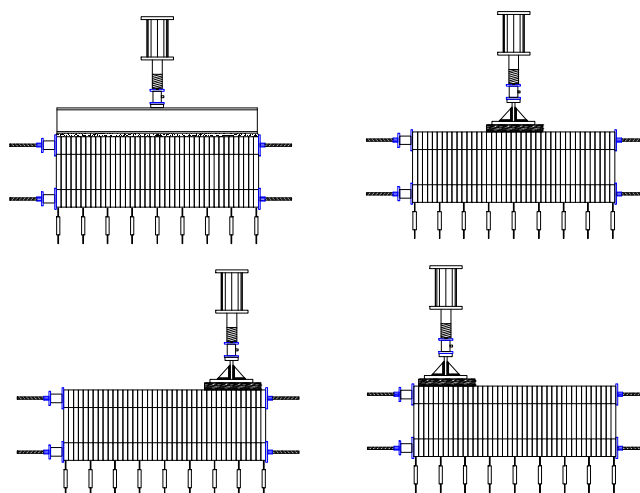


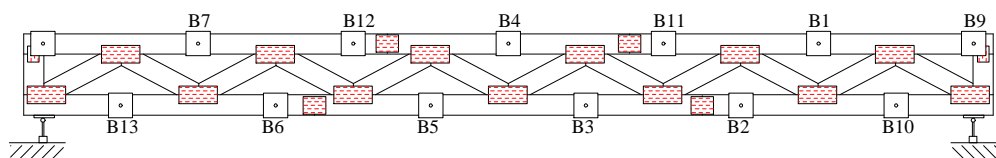
FIGURA 53- Posições de carregamento distribuído, centrado e excêntricos.

A área de aplicação do carregamento foi correspondente ao veículo-tipo Classe 30, ou seja, 40 cm de largura e 20cm de comprimento sendo elaborada com uma peça de madeira de alta densidade.

Nos ensaios de placa foram utilizados extensômetros elétricos de resistência para investigar os modelos simplificados e de placas ortótropas, e, portanto as treliças instrumentadas no ensaio de caracterização por flexão foram também investigadas no ensaio da faixa de tabuleiro (protótipo). O nível de protensão variou de 0 a 0,50 MPa para entender o comportamento da distribuição da carga (Tabela 10). Segundo ALTIMORE (1995) o grande ganho de distribuição ocorre até 0,10 MPa como mostrado na Tabela 4 no Capítulo 2.

TABELA 10- Variação dos níveis de protensão.

Condição Carregamento	Nível de protensão (MPa)						
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,35	0,50
idealizado							



BARRAS DE PROTENSÃO

FIGURA 54- Instrumentação das barras de protensão no protótipo.

A distribuição de carga fornece o carregamento que age sobre o tabuleiro resultando nos esforços que agem nas treliças ao longo da seção transversal da ponte. Seguindo a metodologia de HELLMEISTER (1978), o efeito da distribuição de carga é medido através da leitura dos deslocamentos no meio do vão e relacionando os deslocamentos totais com os obtidos nos transdutores posicionados na linha central do tabuleiro.

$$\beta_i = \frac{u_i}{\sum u_i} \quad (87)$$

onde u_i é o deslocamento medido no transdutor i ;

β_i é a taxa de carga distribuída na faixa considerada.

8 RESULTADOS E ANÁLISES

8.1 CLASSIFICAÇÃO DAS PEÇAS COM DIMENSÕES ESTRUTURAIS

Foram realizados 5 tipos ensaios de classificação e os resultados estão apresentados no Anexo II. Nas fotos são mostrados os processos de classificação da madeira da fábrica até a utilização nas treliças.

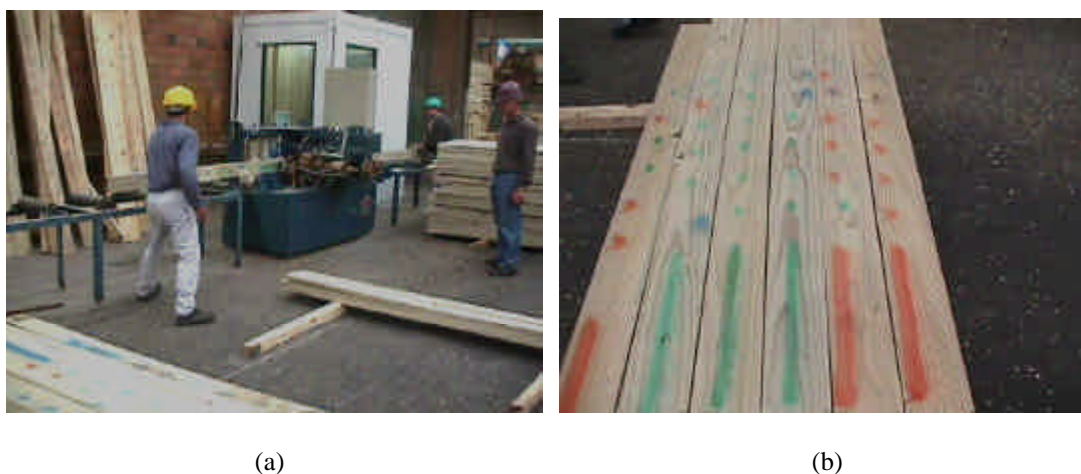


FIGURA 55- (a) Classificação mecânica por tensões (b) Cor após a classificação por tensões.

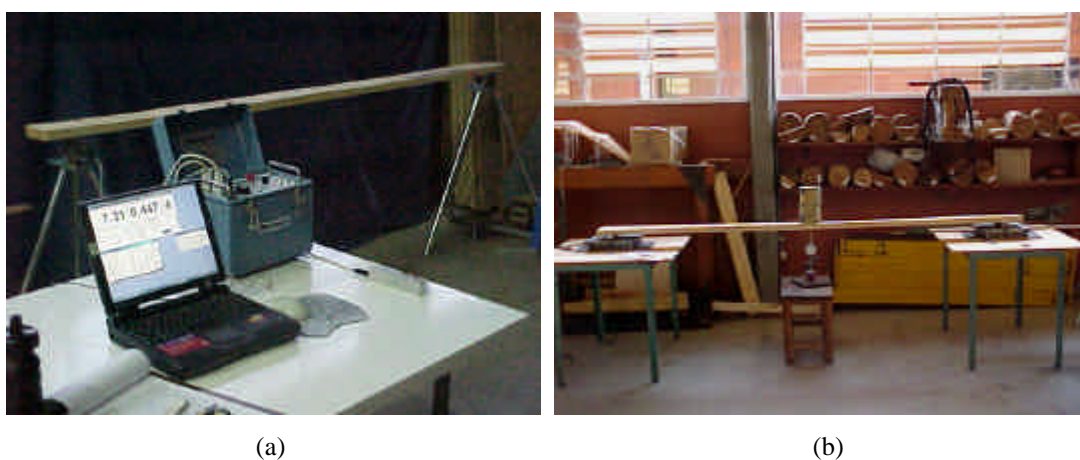
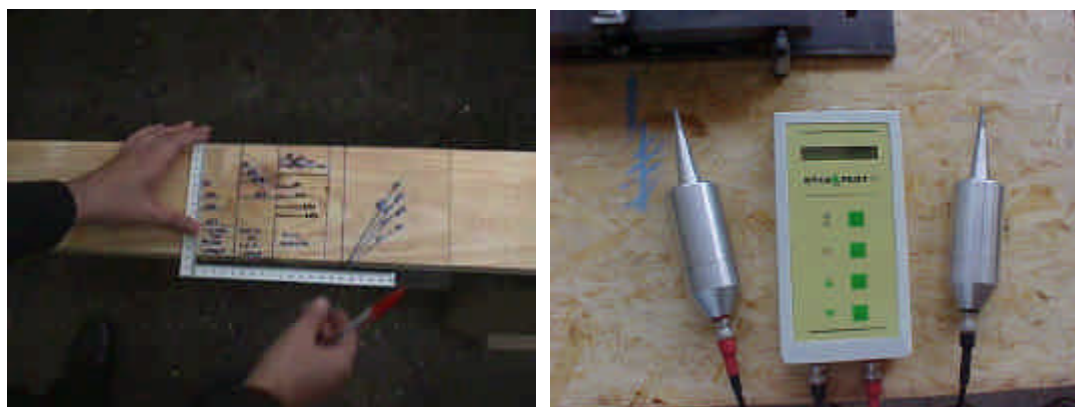


FIGURA 56- (a) Vibração Transversal (b) classificação por flexão estática (MOE).



(a)

(b)

FIGURA 57- (a) Classificação Visual (b) Ultra-som.

Os equipamentos utilizados nos ensaios foram: ultra-som (Sylva Test), vibração transversal (Metriguard), MSR (Computermatic MK P IVa - Plessey Telecommunications – Austrália), relógios comparadores (Mytutoyo) com precisão 0,01mm.

Na Tabela 51 (Anexo II) são apresentadas as classificações (variável resposta) em GPa das 600 peças estruturais e a densidade. Os dados da Tabela 39 representam o módulo de elasticidade, sob 4 tipos de tratamentos: Classificação por tensões (MSR), Classificação por Vibração Transversal, Classificação por Ultra-som. A Classificação Visual para efeito de análise não foi analisado, pois é assunto de outra dissertação de mestrado.

TABELA 11- Resumo das classificações.

	r (kg/m ³)	Módulos de Elasticidades (GPa)			
		MSR	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
Média	555,8	13,1	13,2	13,1	13,9
Desvio Padrão	91,9	5,0	4,0	4,1	4,1
COV (%)	17%	38%	30%	31%	29%

A análise estatística dos dados, para o módulo de elasticidade das peças com dimensões estruturais de madeira para a espécie e para a classificação considerada, se inicia com a verificação da adequabilidade do modelo, isto é, realizando uma análise dos resíduos do modelo.

Portanto, para verificar a igualdade de variância, foi utilizado um gráfico dos resíduos contra os valores estimados. Na Figura 58 são notados pontos onde o erro é superior a variação, ou seja, existem dados que por algum motivo experimental possuem valores incoerentes com os métodos empregados. Desta forma foram retirados para análise os “outliers” que são pontos cujo o erro padrão é superior a 2.

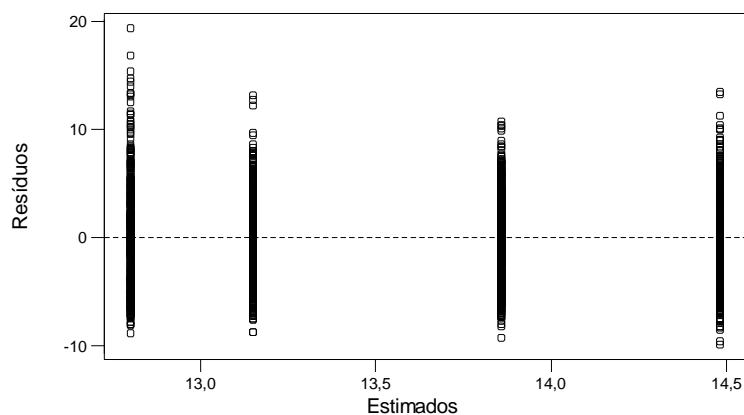


FIGURA 58- Gráfico dos resíduos (\hat{e}_{ij}) contra os valores estimados (\hat{y}_{ij}).

Após a retirada dos “outliers” observa-se o melhor equilíbrio da variância ficando claro que a variância é constante podendo ser realizada a inferência sobre os dados.

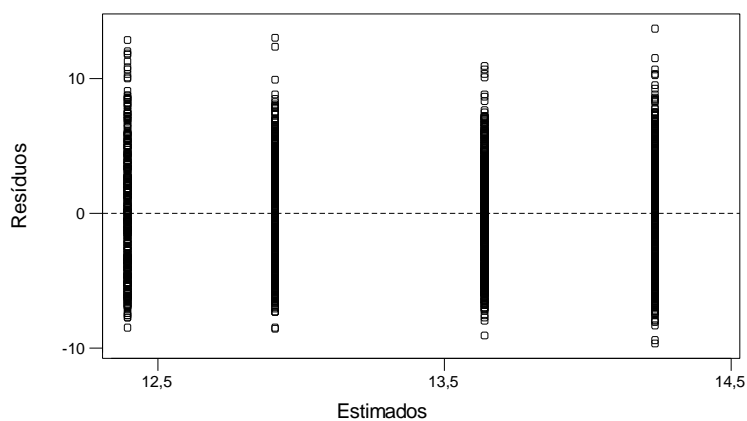


FIGURA 59- Gráfico dos resíduos (\hat{e}_{ij}) contra os valores estimados (\hat{y}_{ij}).

Para verificar a distribuição normal, utiliza-se o gráfico dos escores normais. A Figura 60 mostra este gráfico, no qual pode ser observado que os pontos não estão localizados aproximadamente ao longo de uma reta. Portanto, os resíduos do modelo não seguem uma distribuição normal aproximada.

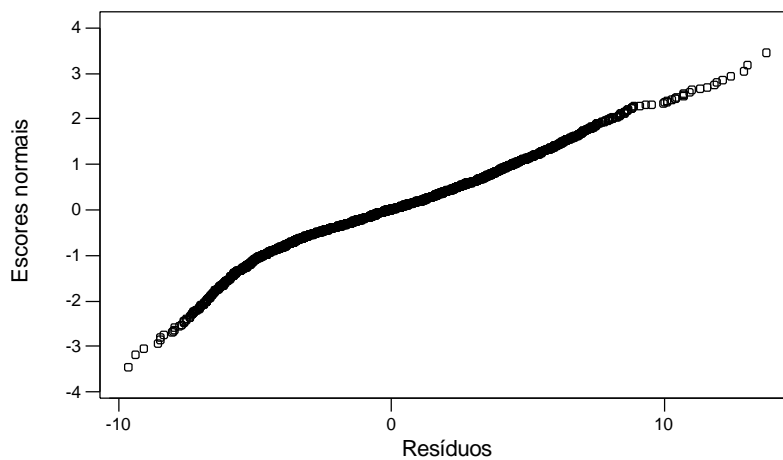


FIGURA 60- Gráfico dos resíduos contra os escores normais.

Portanto, da análise residual observa-se que o modelo da distribuição normal não é adequado para análise dos dados, sendo assim deve-se fazer uma transformação dos dados em questão.

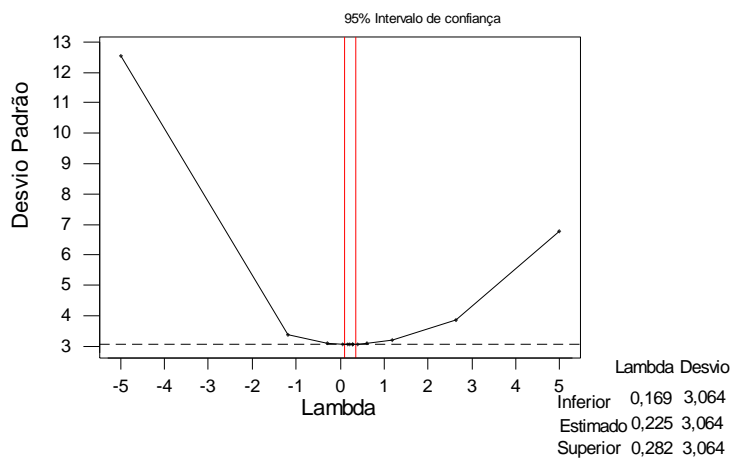


FIGURA 61- Transformação BOX&COX (1964).

Foi utilizada a transformação sugerida por BOX & COX (1964) que ajusta a transformação através de um procedimento de otimização chamado busca Fibonacci aplicando uma função exponencial e encontrando o melhor expoente minimiza o desvio padrão.

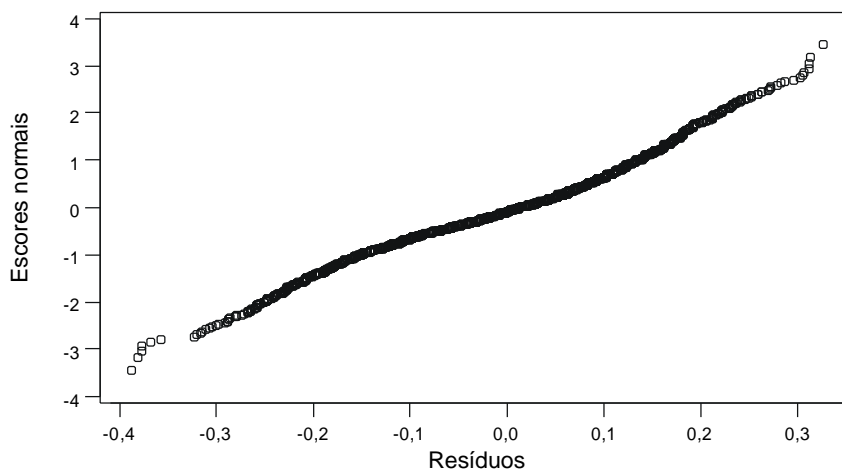


FIGURA 62- Gráfico de resíduos contra escores normais.

Portanto, da análise residual observa-se que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados, sendo assim, a Tabela 12 de análise de variância pode ser utilizada para fazer inferências.

TABELA 12- Análise de variância.

Fonte de Variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre Classificação (Madeira)	0,184	3	0,061	3,350	0,018
Dentro das Classificações (Resíduos)	40,913	2244	0,018		

Assim, com os dados da Tabela 51, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (88)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(4-1) = 3$ graus de liberdade e $(2244-3) = 2241$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(3;2241)} = 2,60$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,60$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{0,061}{0,0182} = 3,35 \quad (89)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 3,35 > 2,60$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 4 tipos de tratamentos produzem resultados de módulos médios diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 12 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utiliza-se o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na tabela 4.

TABELA 13- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	MSR	Vibração transversal	Estático
Vibração transversal	-0,0330		
	0,0084		
Estático	-0,0210	-0,0088	
	0,0203	0,0326	
Ultra-som	-0,0424*	-0,0301	-0,042*
	-0,0010	0,0112	-0,0007

As diferenças estatisticamente significantes estão destacadas na Tabela 13 com asterisco (*). Isto é, existe diferença estatisticamente significativa da classificação utilizando o ultra-som quando se compara a média do estático com o MSR. Porém percebe-se pelo teste F e pelo teste de Tukey que as médias estão muito próximas e que o limite superior dos intervalos de confiança do ultra-som podem se admitidos como 0 e sendo assim não existe diferença

estatisticamente significativa entre as classificações. Porém para interpretar os dados é necessário verificar a correlação entre os mesmos utilizando o estático como controle e adequando uma regressão linear admitindo que o estático é variável independente.

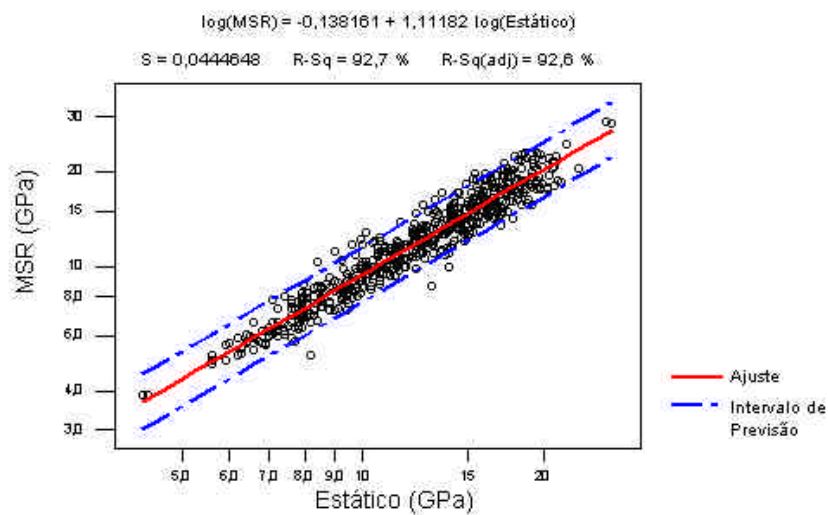


FIGURA 63- Módulo estático contra MSR.

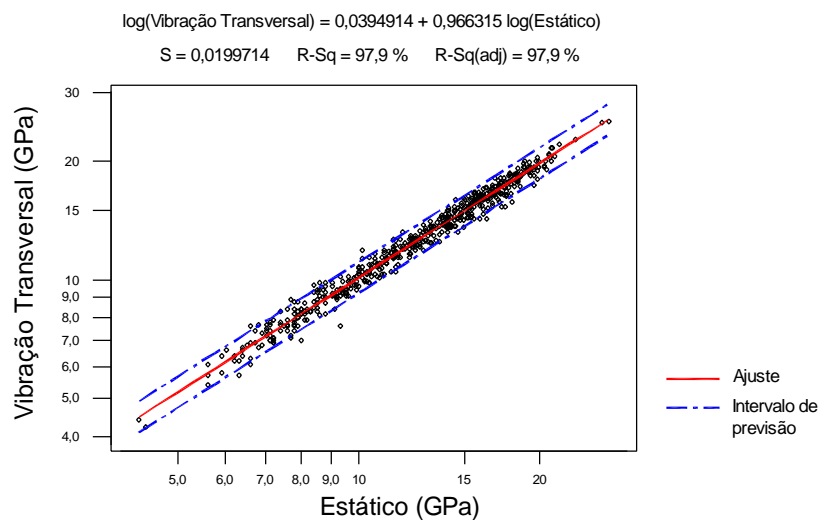


FIGURA 64- Módulo estático contra vibração transversal.

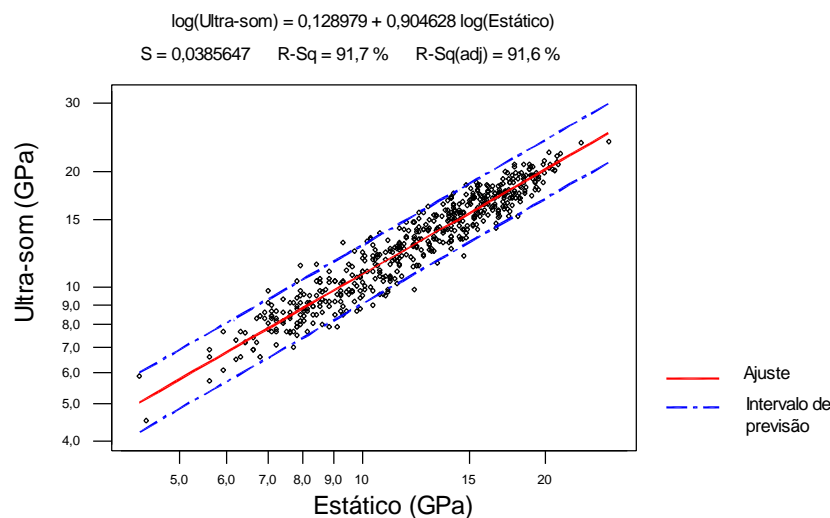


FIGURA 65- Módulo estático contra Ultra-som.

As análises demonstraram que os métodos apresentam-se como ótima alternativa de classificação de madeiras. O melhor desempenho foi da classificação por vibração transversal apresentando a menor dispersão e o melhor ajuste. Nos ajustes foi necessária a transformação dos dados para a escala logarítmica na base “e” pois os dados não apresentavam normalidade obtendo assim uma normalidade aproximada.

Os demais métodos apresentaram resultados satisfatórios e confiáveis, sendo que o ultra-som apresentou resultados melhores que a classificação por tensões (MSR). Determinou-se os intervalos de previsão para um nível de confiança (α) de 95% para visualizar as dispersões dos resultados quando comparados com o modelo estatístico proposto.

Observa-se também na Tabela 11 a variabilidade da madeira em coníferas particularmente e fica evidenciada a necessidade da classificação visual e mecânica para a seleção das peças conforme o módulo de elasticidade e defeitos.

8.2 CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES

8.2.1 Ensaio dos corpos-de-prova do aço das chapas

Foram realizados 24 ensaios sendo que 3 ensaios da marca COFAR e 21 ensaios da marca GANG-NAIL 80. Os ensaios serviram para caracterização do material para verificar as características mecânicas e compatibilidade com as exigências das normas internacionais.

Foram feitas três medidas de cada dimensão (b, e) e elaborada a média das três para a obtenção da área da seção transversal do corpo-de-prova para a determinação da tensão de escoamento e ruptura.

Para determinação das resistências características do aço, supõe-se que os resultados seguem uma distribuição de probabilidade normal, podendo aplicar-se para o quantil 5% a seguinte formulação:

$$f_{wk} = f_{wm} - 1,645.s_w \quad (90)$$

onde f_{wm} é o valor médio da resistência;

f_{wk} é o valor característico da resistência;

s_w é o desvio padrão.

TABELA 14- Resultados da tração nas chapas COFAR & GANG-NAIL.

CP's	Largura t (mm)	Espessura e (mm)	f_y (MPa)	$f_{rup.}$ (MPa)	Alongamento (%)	
COFAR	1	12,7	1,35	556,0	562,9	5,2%
	2	12,6	1,30	556,0	556,0	6,6%
	3	12,6	1,22	550,0	556,6	4,8%
	média	12,6	1,29	554,0	558,5	5,5%
	desvio	0,03	0,1	3,5	3,8	0,9%
	COV (%)	0,2%	5,1%	0,6%	0,7%	16,8%
GANG-NAIL	1	12,2	1,29	318,0	334,0	11,8%
	2	12,5	1,38	359,0	409,6	24,9%
	3	12,6	1,26	299,2	348,4	23,2%
	4	12,6	1,26	320,9	380,0	20,1%
	5	12,6	1,24	307,6	376,9	20,3%
	6	12,7	1,25	305,5	370,3	21,4%
	7	12,6	1,25	302,3	361,4	20,3%
	8	12,7	1,23	314,7	376,9	20,7%
	9	12,6	1,24	307,4	376,1	21,2%
	10	12,6	1,25	292,1	357,3	18,4%
	11	12,6	1,24	304,6	372,1	22,2%
	12	12,6	1,24	294,2	355,5	21,5%
	13	12,6	1,22	309,5	357,4	20,2%
	14	12,6	1,21	390,7	457,7	22,3%
	15	12,6	1,22	296,7	365,1	21,3%
	16	12,5	1,23	318,0	383,0	22,2%
	17	12,6	1,23	273,9	342,4	23,6%
	18	12,7	1,24	317,6	384,9	20,7%
	19	12,6	1,25	273,5	338,4	21,7%
	20	12,6	1,24	413,8	477,4	21,2%
	21	12,6	1,26	389,0	454,3	22,9%
média	12,6	1,25	319,4	379,9	21,1%	
desvio	0,09	0,03	37,4	39,1	0,03	
COV (%)	0,7%	2,8%	11,7%	10,3%	12,1%	

As chapas da GANG-NAIL apresentaram uma dispersão maior nos resultados possuindo um coeficiente de variação superior aos da chapa da COFAR. As chapas da COFAR apresentaram uma homogeneidade e resistência maior. Contudo o alongamento da chapa COFAR apresentou resultados inferiores (Figura 67) aos recomendados pela ASTM A446 Grau A que é um alongamento superior a 20%. O alongamento é o principal parâmetro na distribuição dos esforços em todos os dentes dando uma homogeneidade na ligação e caracterizando uma ruptura dúctil do elemento estrutural, ou seja, representa a ductibilidade do material.

A chapa da GANG-NAIL apresentou as propriedades superiores a exigência da ASTM A446 Grau A, com tensões características $f_{yk} = 257,8MPa$ e $f_{ruptura,média} = 315,5MPa$ com um alongamento de 21,1%.

A chapa da COFAR apresentou as propriedades de resistências superiores a exigência da ASTM A446 Grau A, com tensões características $f_{yk} = 554,0MPa$ e $f_{ruptura,média} = 558,5MPa$ porém apresentou um alongamento 5,5% inferior ao recomendado. Contudo o número de corpos-de-prova foi muito pequeno não podendo concluir a respeito das propriedades mecânicas da chapa COFAR. As Figuras 66 e 67.

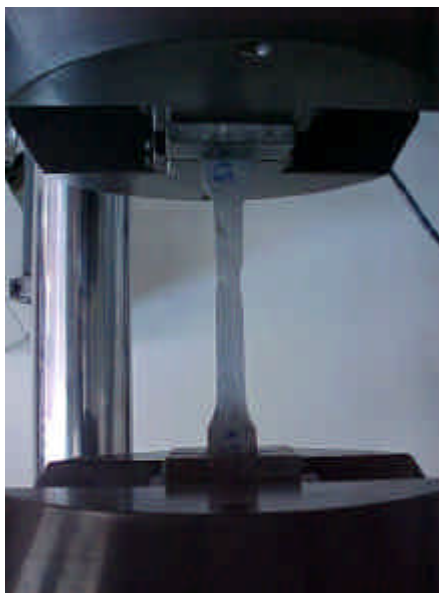


FIGURA 66- Ensaio de tração nas chapas dos CDE's.

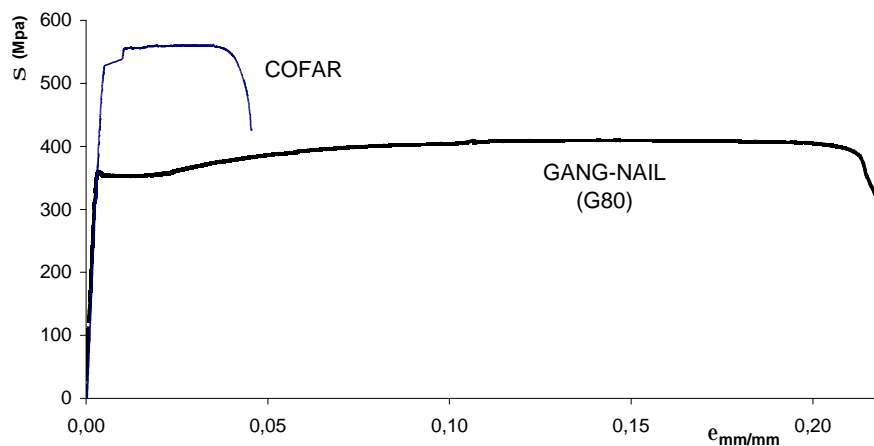


FIGURA 67- Características das chapas GANG-NAIL e COFAR.

8.2.2 Ensaio de arrancamento nos conectores ($\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$)

Foram realizados ensaios preliminares para se conhecer a força de arrancamento da ligação. Foram elaborados corpos-de-prova padronizados pela NBR 7190:1997 confeccionados com chapas de 7,1x10,0cm, com 100 dentes. Os ensaios foram realizados na máquina universal AMSLER onde foi controlada a velocidade de carregamento por força seguindo as exigências da NBR 7190:1997.

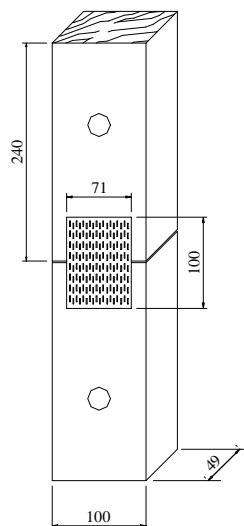
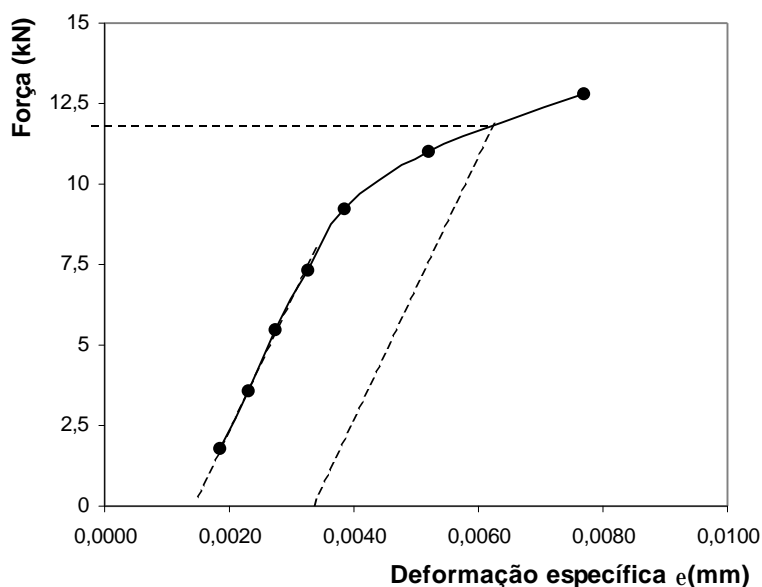


FIGURA 68- Corpo de prova utilizado no ensaio.

TABELA 15- Resultados dos ensaios de arrancamento $\alpha=0$ e $\beta=0$.

CDE GNA 80 CHAPA 7,1x10,7 com 80 dentes efetivos				
CP's	F_u (kN)	$F_{2\%/00}$ (kN)	K (kN/mm)	$f_{a,u}$ (kN/dente)
estimador	18,40	-	-	-
1	15,40	12,1	37,0	0,151
2	12,00	12,0	33,6	0,150
3	16,50	12,6	49,3	0,158
4	19,70	12,4	41,1	0,155
5	20,60	12,3	40,2	0,154
6	14,00	12,2	35,0	0,153
média	16,7	12,3	39,4	0,153
desvio	3,1	0,2	5,7	0,003
COV	19%	2%	14%	2%

FIGURA 69- Comportamento do CDE no ensaio de tração $\alpha=0^\circ$ e $\beta=0^\circ$.

Observa-se na Figura 69 a característica do comportamento da ligação, ou seja, nota-se que com 50% da carga de ruptura a ligação passa para um comportamento não linear. Percebe-se na Tabela 15 que a ruptura convencional prescrita na NBR 7190:1997 demonstra uma diminuição do coeficiente de variação e que a rigidez obtida nos ensaios possuem uma variação menor que 20% que são frequentes em madeira.

Os 32 ensaios restantes foram realizados para investigar o fator dimensão na resistência ao arrancamento. Com isso fez-se testes estatísticos (ANOVA) para o estudo das médias

comparando conectores de dimensões diferentes em ensaio de tração. Foi utilizada a máquina de tração Metriguard com capacidade de 890 KN com velocidade de carregamento recomendada pela NBR 7190:1997.

Nas Tabelas 16 e 17 são apresentadas densidades, módulos de elasticidade da madeira, forças de ruptura última, forças de ruptura convencional e tensões de arrancamento.

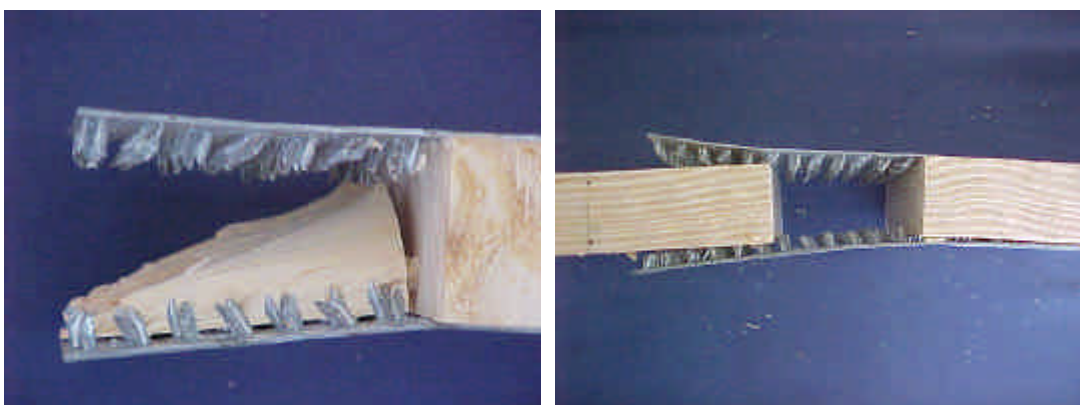
As Figuras 70, 71 e 72, mostram o arranjo do ensaio e uma ruptura com dois estágios diferentes. É evidenciado no início da ruptura a concentração de tensões na borda extrema do conector ficando claro as diferentes tensões em todos os dentes e ressaltando a importância do alongamento mínimo de 20% exigido pelas normas internacionais.



(a)

(b)

FIGURA 70- (a) Máquina de tração em peças estruturais (b) Esquema do ensaio realizado.



(a)

(b)

FIGURA 71- (a) Cisalhamento dos anel de crescimento (b) Arrancamento.



(a)

(b)

FIGURA 72- (a) Início do arrancamento (b) Final do arrancamento.

TABELA 16- Resultados dos ensaios de tração (10,7x13,7).

CDE GNA 80 CHAPA 10,7x13,7 cm com 180 dentes efetivos						
CP's	r (Kg/m ³)	$E_{(madeira)}$ (Gpa)	F_u (kN)	$F_{2\%}$ (kN)	K (kN/mm)	$f_{a,u}$ (kN/dente)
1	473,01	8,20	47,7	36,2	124,0	0,201
2	466,97	6,40	52,9	40,0	89,7	0,222
3	449,50	7,00	39,5	38,2	74,8	0,212
4	475,25	7,10	52,9	48,0	105,7	0,267
5	649,44	14,10	38,7	36,5	42,8	0,203
6	485,1	8,30	49,7	35,0	135,4	0,194
7	539,02	6,70	53,7	36,8	128,8	0,204
8	480,71	12,20	46,7	46,7	97,5	0,259
9	322,11	5,90	40,9	27,5	111,1	0,153
10	449,36	7,60	54,4	42,0	135,4	0,233
11	460,33	6,90	56,2	34,0	75,0	0,189
12	660,51	14,00	53,9	45,3	132,1	0,252
13	493,14	10,30	40,0	32,5	104,3	0,181
14	490,21	12,80	39,8	33,1	101,3	0,184
15	582,75	16,00	34,1	28,0	85,9	0,156
16	626,94	15,20	36,0	32,0	81,0	0,178
média	506,52	9,92	46,0	36,99	101,6	0,205
desvio	86,95	3,54	7,76	6,14	26,2	0,034
COV (%)	17%	36%	17%	17%	26%	17%

TABELA 17- Resultados dos ensaios de tração (10,7x23,8).

CDE GNA 80 CHAPA 10,7x23,8 cm com 330 dentes efetivos						
CP's	r (Kg/m ³)	E _(madeira) (Gpa)	F _u (kN)	F _{2^o/100} (kN)	K (kN/mm)	f _{a,u} (kN/dente)
1	640,62	15,10	84,1	59,5	212,1	0,180
2	545,60	6,00	40,6	40,6	195,1	0,123
3	604,25	15,90	73,6	55,0	199,0	0,167
4	440,63	7,80	36,6	36,6	170,4	0,111
5	480,58	7,10	74,3	54,9	160,3	0,166
6	549,45	9,40	76,0	61,0	182,7	0,185
7	514,99	10,20	84,6	62,0	226,3	0,188
8	404,41	7,80	69,3	52,0	115,2	0,158
9	425,74	9,20	72,2	57,5	160,7	0,174
10	496,65	12,80	67,4	49,8	183,6	0,151
11	642,41	18,10	54,6	50,0	117,3	0,152
12	375,87	6,40	66,4	58,0	157,2	0,176
13	486,41	7,90	73,3	59,2	237,4	0,179
14	545,82	9,00	78,4	55,5	235,9	0,168
15	479,86	5,90	76,0	56,0	152,7	0,170
16	474,85	9,50	65,8	53,0	167,7	0,161
média	506,76	9,88	68,3	53,79	179,6	0,163
desvio	78,42	3,69	13,69	6,96	37,1	0,021
COV (%)	15%	37%	20%	13%	21%	13%

Para verificar a distribuição normal das resistências, foi utilizado o gráfico dos escores normais. A Figura 73 mostra este gráfico, no qual pode ser observado que os pontos estão localizados aproximadamente ao longo de uma reta. Portanto, os resíduos do modelo seguem uma distribuição normal aproximada.

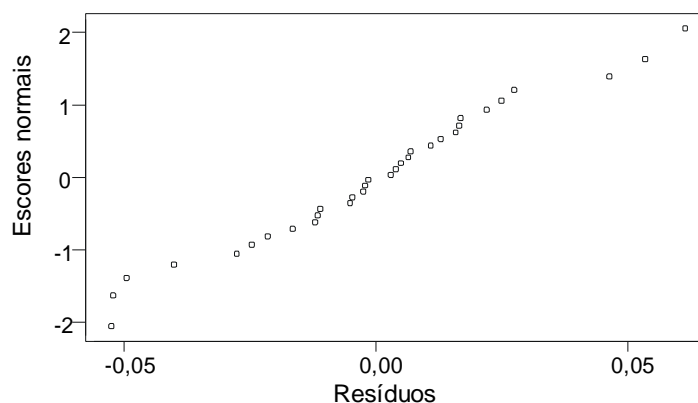


FIGURA 73- Gráfico dos resíduos contra os escores normais.

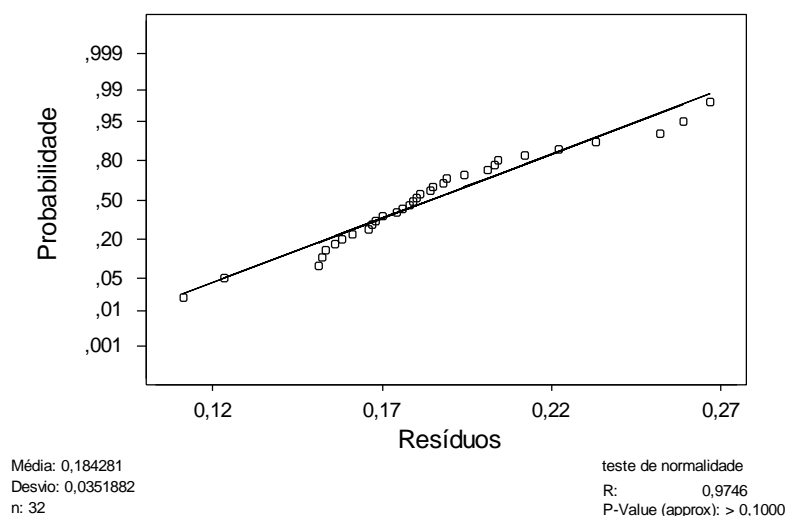


FIGURA 74- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados.

Portanto, da análise residual observa-se que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados. Para confirmar a suposição de normalidade indicada nos dados foi utilizado o teste estatístico de Shapiro-Wilk e se concluiu que a suposição de normalidade não foi rejeitada pelos dados amostrais considerados, nos níveis usuais ($0,01 < \alpha^* < 0,05$), conforme pode ser observado na Figura 74.

A análise residual indicou que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados, sendo assim, a tabela de análise de variância pode ser utilizada para fazer inferências.

TABELA 18- Análise de variância.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	F _{cal}	p
Entre as ligações	0,01441	1	0,0144	18,03	0,00
Dentro das ligações (Resíduos).	0,02398	30	0,0008		
Total	0,03838	31			

Portanto, com os dados da Tabela 16 e 17, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (91)$$

Assim, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(4-1) = 1$ graus de liberdade e $(32-1) = 31$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(1;31)} = 4,17$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 4,17$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{0,0144}{0,00079} = 18,03 \quad (92)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 18,03 > 4,17$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 2 tipos de tratamentos produzem resultados de resistências médias diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 18 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Isto é, a tensão de arrancamento decresce à medida que se aumenta o número de dentes do conector evidenciando o efeito de grupo nos dentes. Os ensaios mostraram que a chapa 10,7x23,8cm apresentou 79,5% da tensão de arrancamento médio da chapa 10,7x13,7cm. Comprovando estatisticamente que existe diferença significativa entre as médias na tensão de arrancamento utilizando o teste estatístico “F” com um nível de significância de 5% e apresenta tensões características de $f_{a,k} = 0,149kN/dente$ para a chapa 10,7x13,7cm e $f_{a,k} = 0,128kN/dente$ para a chapa 10,7x23,8cm.

8.2.3 Ensaio de deformação lenta do conector

Elaboraram-se 3 ensaios de deformação lenta com a intenção de avaliar qualitativamente a fluência da ligação. Os ensaios têm como objetivo conhecer o comportamento da ligação quando submetida a carregamentos de longa duração podendo estimar a parcela de fluência induzida pelo tempo. No entanto sabe-se que muitas variáveis afetam o problema que é de grande complexidade devido à influência da temperatura e umidade. Desta forma o controle de umidade e temperatura tornou-se muito importante para o sucesso do experimento que contou com uma sala climatizada para a realização do mesmo.

Os resultados serão separados em três partes:

1. corpo-de-prova sem controle de temperatura e umidade;
2. corpo-de-prova saturado, com controle de temperatura da sala climatizada e umidade da madeira, com a utilização de eletrodos;
3. corpo-de-prova com controle de temperatura e umidade.

Todos os ensaios foram com $\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$, nas Figuras 75, 76 e 77 estão apresentadas as séries temporais para a relação entre o deslocamento atual pelo deslocamento inicial (d/d_0), temperatura e umidade do CP1. Os ensaios do CP2 e CP3 foram realizados a $T=25^\circ\text{C}$ e $U=65\%$.

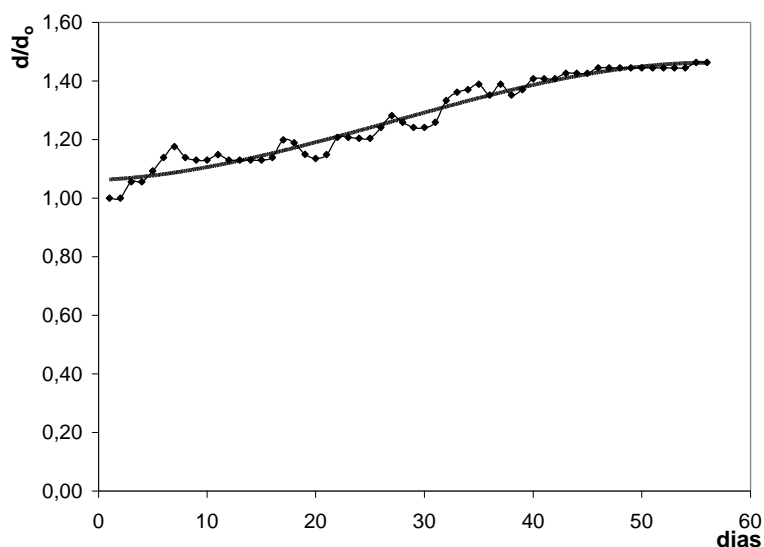


FIGURA 75- Deformação lenta CDE (CP1).

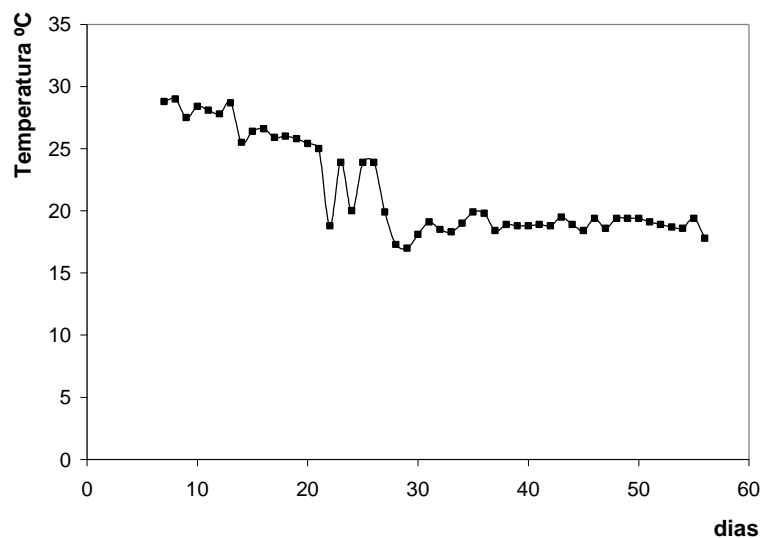


FIGURA 76- Variação da temperatura da sala (CP1).

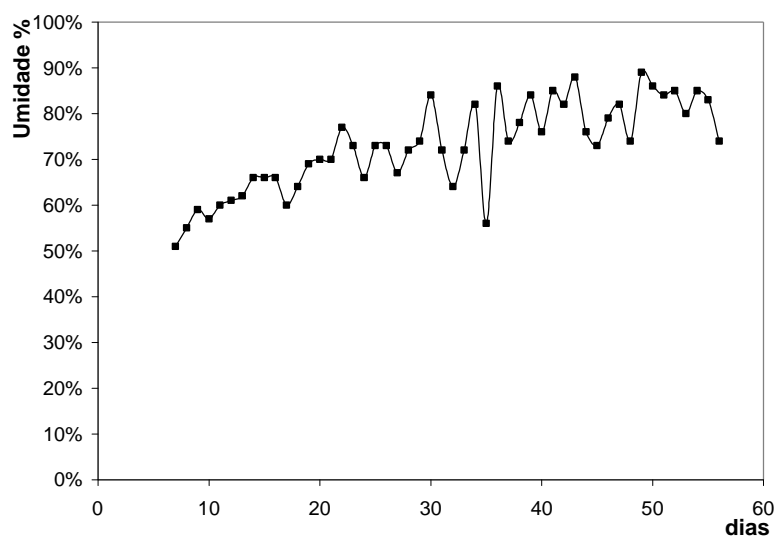


FIGURA 77- Variação da umidade da sala (CP1).

Nota-se uma tendência de estabilização em 56 dias do CP1 analisado e que existem variações significativas devidas à variação de umidade e temperatura do ambiente do ensaio.

OBS: No CP1 a sala climatizada ainda não estava com o umidificador e o aquecedor.

O CP1 apresentou um aumento no deslocamento de 46,29% em relação ao deslocamento inicial com 70% do carregamento último convencional.

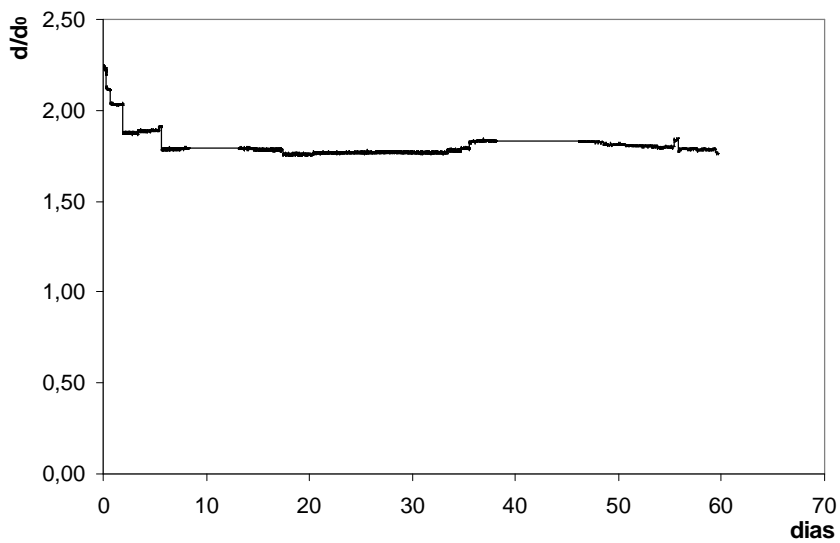


FIGURA 78- Deformação lenta com corpo-de-prova (CP2) saturado.

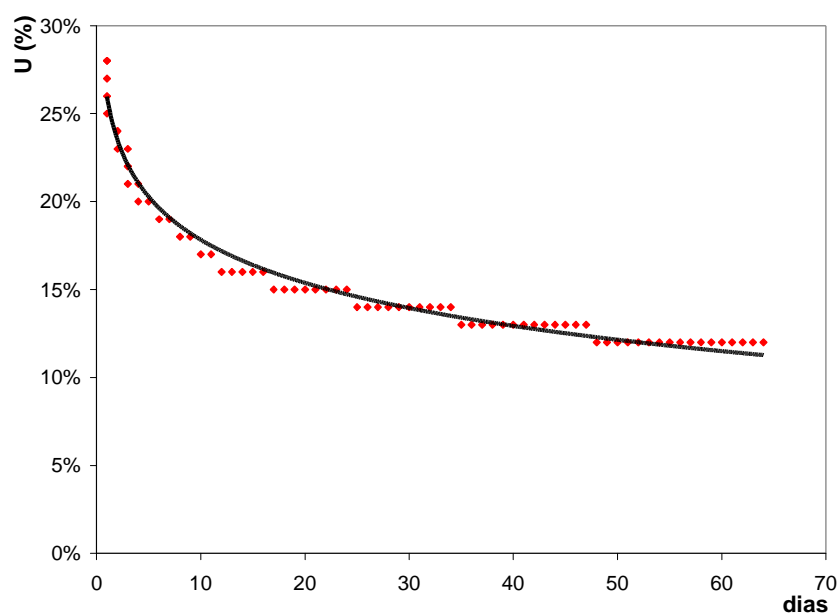


FIGURA 79- Variação de umidade do CP2.

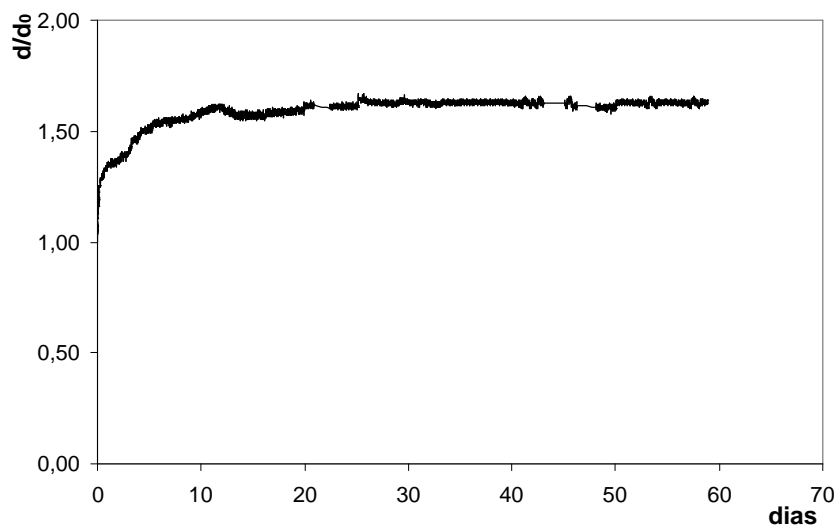


FIGURA 80- Deformação lenta (CP3).

No CP2 a estabilização ocorreu na primeira semana, porém notou-se que a deformação instantânea foi grande devido o corpo-de-prova estar saturado. Após algumas horas na sala climatizada o corpo-de-prova começa o processo de estabilização da umidade com o ambiente, diminuindo o deslocamento até a estabilização da umidade do corpo-de-prova em 12%. Nas primeiras horas o corpo-de-prova obteve 124% de acréscimo do deslocamento inicial e recuperando conforme a secagem do CP2 até 76% obtendo uma recuperação devido à secagem de 48%. A Figura 81 mostra a realização dos ensaios de deformação lenta lembrando que o medidor de umidade é do tipo eletrodo e estão a uma profundidade de 2cm da superfície do CP.



(a)



(b)

FIGURA 81- (a) Ensaio deformação lenta (b) Detalhes do medidor de umidade.

No CP3 ocorreu 64% de acréscimo do deslocamento inicial e estabilizou após o vigésimo dia de ensaio. As condições de ensaio dos 3 CP's foram distintas não podendo efetuar uma análise mais profunda dos dados. Quando se compara os 3 CP's nota-se que a temperatura influenciou a deformação lenta dos conectores, devido à estabilização do CP1 ocorrer em 56 dias e dos CP2 e CP3 em média em 10 dias. A importância de se controlar a umidade nos ensaios de elementos estruturais com CDE e de conhecer a deformação lenta do conector quando submetido a carregamentos de longa duração ficou evidente em todos os ensaios.

Os ensaios serviram para apresentar um fenômeno que ocorre em todas as ligações e elementos estruturais de madeira sendo de grande importância na determinação do estado limite último de utilização. A quantificação da parcela da deformação lenta depende de vários fatores e demanda um elevado trabalho experimental para a determinação de modelos adequados, mas é de vital importância que se realizem mais ensaios.

8.3 *CONTROLE DA FORÇA DE CRAVAÇÃO EM CDE'S*

Para estimar a força de cravação necessária na confecção dos elementos estruturais, primeiramente foram realizadas medidas na força de cravação para elaboração dos ensaios da treliça preliminar e nas faixas de avaliação da perda de protensão. As leituras foram realizadas com auxílio de um anel dinamométrico e um sistema de chapas de aço para distribuir a força (Figura 82).



(a)

(b)

FIGURA 82- (a) Anel dinamométrico (b) Cravação dos CDE's.

TABELA 19- Resultados dos ensaios da força de cravação.

item	Força (kN)	área (cm²)	Tensão (kN/cm²)	item	Força (kN)	área (cm²)	Tensão (kN/cm²)
1	49,6	71,3	0,696	31	85,7	116,0	0,739
2	49,6	71,3	0,696	32	122,4	116,0	1,055
3	52,9	71,3	0,743	33	76,8	116,0	0,662
4	59,6	71,3	0,836	34	59,6	116,0	0,513
5	66,2	116,0	0,570	35	67,8	116,0	0,585
6	67,5	116,0	0,582	36	74,5	116,0	0,642
7	76,1	116,0	0,656	37	71,0	116,0	0,612
8	92,0	116,0	0,793	38	85,4	116,0	0,736
9	74,5	116,0	0,642	39	74,8	116,0	0,645
10	70,1	116,0	0,605	40	64,2	116,0	0,553
11	68,5	116,0	0,590	41	82,1	116,0	0,707
12	115,8	116,0	0,998	42	109,2	116,0	0,941
13	76,1	116,0	0,656	43	77,8	116,0	0,670
14	84,4	116,0	0,727	44	69,5	116,0	0,599
15	67,2	116,0	0,579	45	99,3	214,0	0,464
16	62,9	116,0	0,542	46	112,5	214,0	0,526
17	72,8	116,0	0,628	47	135,7	214,0	0,634
18	77,1	116,0	0,665	48	125,7	214,0	0,588
19	80,7	116,0	0,696	49	99,3	214,0	0,464
20	77,4	116,0	0,667	50	115,8	214,0	0,541
21	96,0	116,0	0,827	51	139,0	214,0	0,649
22	99,3	116,0	0,856	52	115,8	214,0	0,541
23	72,8	116,0	0,628	53	182,7	280,5	0,651
24	80,5	116,0	0,694	54	185,3	280,5	0,661
25	56,3	116,0	0,485	55	187,0	280,5	0,667
26	70,8	116,0	0,610	56	175,5	280,5	0,626
27	72,5	116,0	0,625	57	182,0	280,5	0,649
28	81,7	116,0	0,704	58	175,0	280,5	0,624
29	70,1	116,0	0,605	59	165,4	280,5	0,590
30	69,5	116,0	0,599	60	198,6	280,5	0,708
61	155,5	280,5	0,555	90	191,9	280,5	0,684
62	155,0	280,5	0,553	91	112,5	280,5	0,401
63	172,1	280,5	0,614	92	187,6	280,5	0,669
64	191,9	280,5	0,684	93	182,0	284,0	0,641
65	175,4	280,5	0,625	94	182,0	284,0	0,641
66	168,8	280,5	0,602	95	182,0	284,0	0,641
67	168,8	280,5	0,602	96	182,0	284,0	0,641
68	177,0	280,5	0,631	97	185,3	284,0	0,652
69	165,4	280,5	0,590	98	191,9	284,0	0,676
70	198,6	280,5	0,708	99	182,0	284,0	0,641
71	145,6	280,5	0,519	100	183,6	284,0	0,647
72	148,9	280,5	0,531	101	188,6	284,0	0,664
73	191,9	280,5	0,684	102	185,3	284,0	0,652
74	190,3	280,5	0,678	103	183,6	284,0	0,647
75	179,7	280,5	0,641	104	188,6	284,0	0,664
76	173,4	280,5	0,618	105	191,9	284,0	0,676
77	172,1	280,5	0,614	106	182,0	284,0	0,641
78	178,0	280,5	0,635	107	191,9	284,0	0,676
79	155,5	280,5	0,555	108	182,0	284,0	0,641
80	182,0	280,5	0,649	109	168,8	284,0	0,594
81	132,4	280,5	0,472	110	185,3	284,0	0,652
82	171,4	280,5	0,611	111	182,0	284,0	0,641
83	188,6	280,5	0,672	112	188,6	284,0	0,664
84	195,2	280,5	0,696	113	191,9	284,0	0,676
85	190,3	280,5	0,678	114	187,0	284,0	0,658
86	182,0	280,5	0,649	115	175,4	284,0	0,618
87	170,0	280,5	0,606	116	180,3	284,0	0,635
88	178,0	280,5	0,635	117	189,6	284,0	0,668
89	155,5	280,5	0,555	118	182,0	284,0	0,641

TABELA 20- Resumo das cravações.

Média (kN/cm²)	0,644
Desvio	0,091
COV (%)	14,1%

Foi obtida uma tensão média de cravação nos CDE's 0,644 kN/cm² depois da realização de 118 medições de cravações com um coeficiente de variação de 14,1%. Podendo fazer uma estimativa da capacidade hidráulica do cilindro para a confecção e montagem de treliças utilizando CDE's para madeiras de baixa densidade que neste caso em particular foi o *Pinus Elliottii*.

8.4 ENSAIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para entender o comportamento dos tabuleiros ortótropos treliçados protendidos transversalmente é necessário primeiramente à compreensão do comportamento do elemento estrutural para aplicação nos modelos de análise estrutural sugeridos. Um parâmetro importante é a obtenção dos deslocamentos do elemento estrutural para utilizar e modelar a rigidez longitudinal do tabuleiro treliçado protendido transversalmente.

Para o estudo do comportamento dos elementos estruturais treliçados confeccionados com CDE foram utilizadas 21 treliças construídas para o protótipo. Foi avaliado o deslocamento do elemento estrutural antes da montagem do protótipo, para com isso estimar a rigidez do elemento estrutural e verificar a compatibilidade dos modelos estruturais adotados na prática da engenharia para treliças com CDE. Porém antes da análise dos 21 elementos foi realizado um ensaio preliminar para prever o comportamento do elemento treliçado com CDE's.

8.4.1 Ensaio preliminar

O ensaio preliminar foi realizado com o intuito de mensurar os esforços e deslocamentos nas barras da treliça e comparar com um modelo em elementos finitos utilizando-se dos módulos obtidos nos ensaios de classificação.

Para isso foi utilizado um programa de análise estrutural baseado em elementos finitos SAP 2000N vs.7.22) para verificar o comportamento estrutural do elemento, mostrado na Figura 83. A modelagem foi feita com elementos de barras com 3 coordenadas locais em cada nó para os banzos e elementos de barras com 1 coordenada local em cada nó para as diagonais. Como os nós não convergem para um mesmo ponto foi necessária a introdução de um elemento de barra com 3 (três) coordenadas por nó para ligar as diagonais com os banzos.

Nos ensaios foram avaliados tensões nos banzos e diagonais e deslocamentos nodais conforme a Figura 84.

O dimensionamento do elemento treliçado foi elaborado com base no Anexo I.

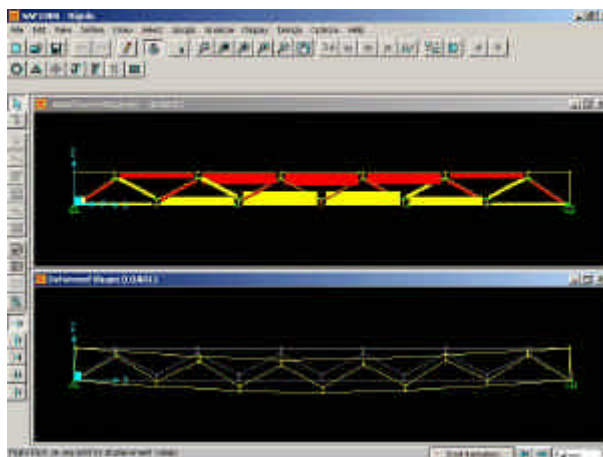


FIGURA 83- Simulação do elemento treliçado.

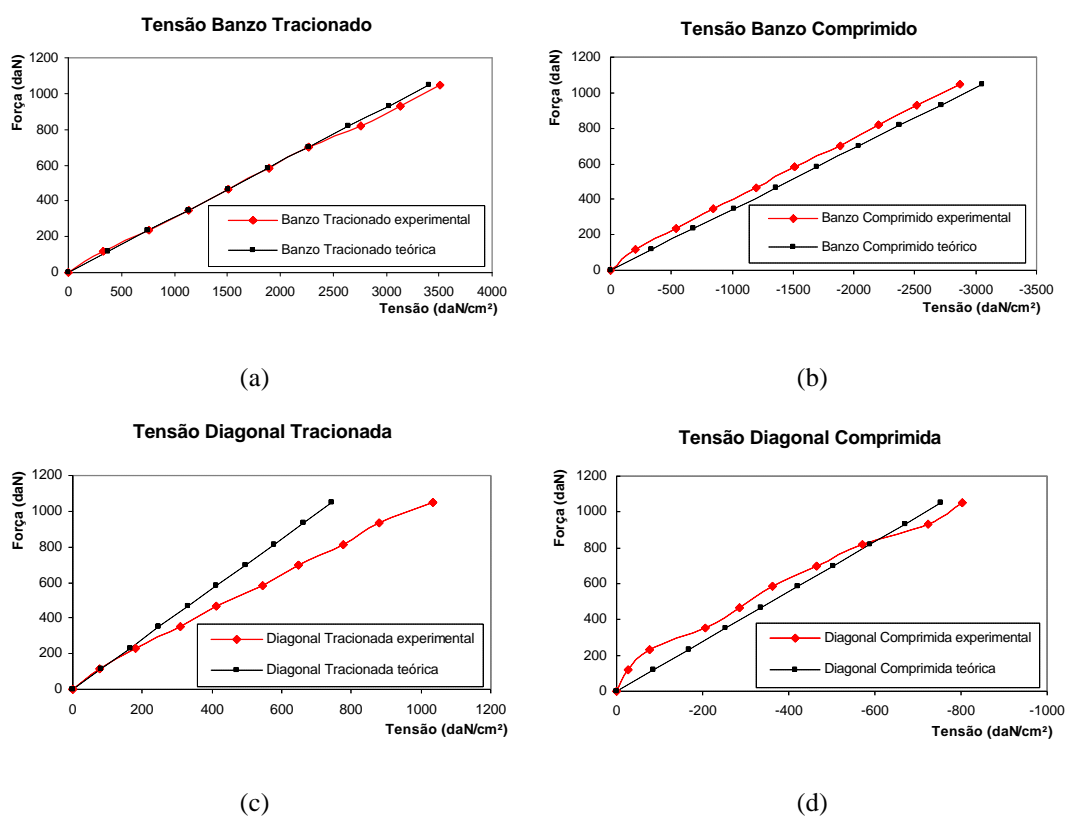


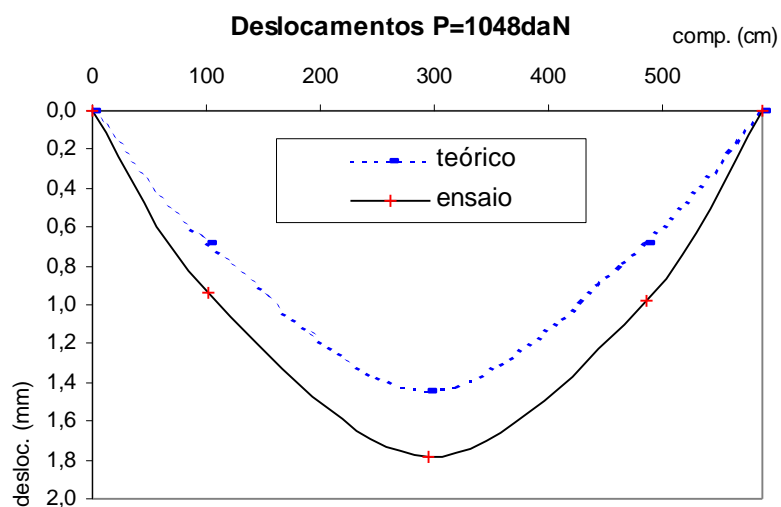
FIGURA 84- Resultados experimentais versus modelo teórico.

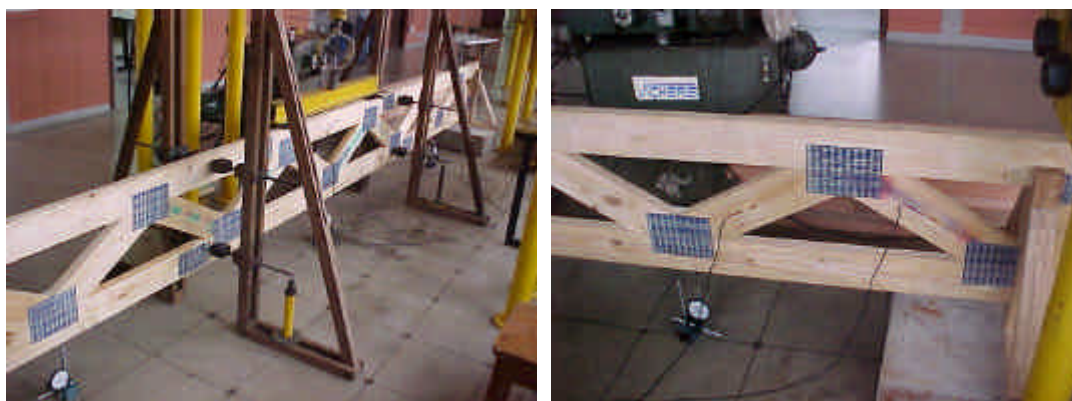
TABELA 21- Tabela comparativa experimental vs. teórico para os banzos.

unidade em daN				
Carregamento	Banzo Inferior (exper.)	Banzo Inferior (teórico)	Banzo Superior (exper.)	Banzo Superior (teórico)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
116,5	324,1	377,0	-207,4	-339,6
233,0	756,3	754,0	-542,3	-679,0
349,4	1134,4	1132,0	-845,4	-1018,4
465,9	1512,5	1509,6	-1196,3	-1357,7
582,4	1890,6	1887,7	-1515,3	-1696,9
698,9	2268,8	2266,0	-1882,2	-2036,0
815,3	2754,9	2644,6	-2201,2	-2375,0
931,8	3133,1	3023,4	-2520,2	-2713,9
1048,3	3511,2	3402,6	-2871,1	-3052,8

TABELA 22- Tabela comparativa experimental vs. teórico para as diagonais.

unidade em daN				
Carregamento	Diagonal Comprimida (exper.)	Diagonal Comprimida (teórico)	Diagonal Tracionada (exper.)	Diagonal Tracionada (teórico)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
116.5	-25.9	-83.9	77.6	82.8
233.0	-77.6	-167.7	181.2	165.6
349.4	-207.0	-251.5	310.6	248.4
465.9	-284.7	-335.4	414.1	331.2
582.4	-362.3	-419.2	543.5	414.0
698.9	-465.8	-503.0	647.0	496.8
815.3	-569.4	-586.8	776.4	579.7
931.8	-724.6	-670.0	879.9	662.0
1048.3	-802.3	-754.2	1035.2	745.2

**FIGURA 85-** Comparação entre os deslocamentos teóricos e experimentais.



(a)

(b)

FIGURA 86- (a) Relógios comparadores (b) Posicionamento dos extensômetros elétricos.

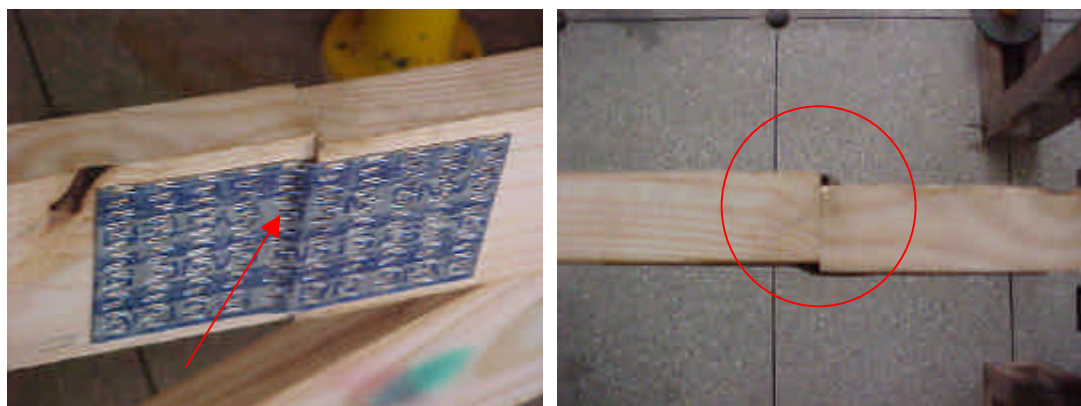


FIGURA 87- Modo de ruptura do elemento treliçado.

O elemento apresentou um comportamento que pode ser assumido como elástico conforme é mostrado na Figura 84a.

O modelo teórico apresentou resultados satisfatórios, porém os valores experimentais foram superiores aos previstos no modelo teórico. Sendo assim, o modelo proposto é uma alternativa razoável para determinação dos esforços e deslocamentos do elemento treliçado, contudo a introdução da deformabilidade nas ligações melhoraria os resultados numéricos. Observa-se também na Figura 87 que a ruptura ocorreu por instabilidade da chapa do banzo superior devido à falta de contraentamento, mas que é solucionado pela disposição construtiva do sistema treliçado protendido transversalmente.

8.4.2 Ensaio dos elementos estruturais e proposta de um modelo avaliação da deformabilidade

Seguindo a mesma metodologia do ensaio preliminar, neste item foram classificados todos os elementos estruturais e espaçadores que seriam utilizados na confecção do tabuleiro e comparados com o modelo numérico.

O modelo numérico é o mesmo utilizado no item anterior, porém foi introduzida uma mola através do elemento NLLink nos banzos e nas diagonais simulando a deformabilidade das ligações. Com isso esperou-se obter resultados mais acurados que o modelo utilizado no item 8.4.1. Os módulos de elasticidade foram introduzidos no modelo numérico através dos ensaios realizados de classificação apresentados no item 8.1.

Na Figura 88 são mostradas as deformabilidades introduzidas através de molas elásticas de translação (K) e rotação (K_R) e a representação da excentricidade das barras em um nó. Isso mostra que o modelo mais acurado não é mais uma treliça e sim um pórtico com elementos semi-rígidos.

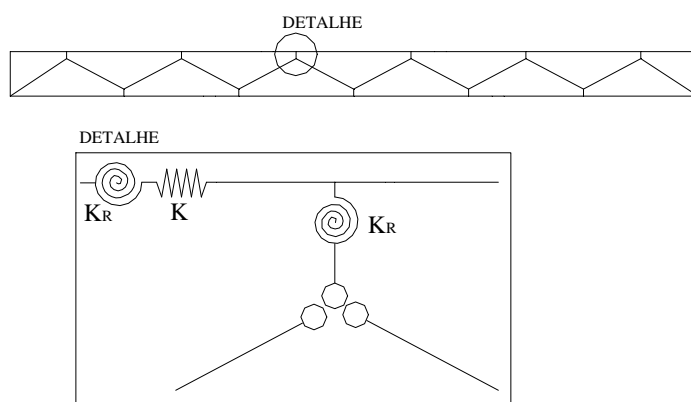


FIGURA 88- Detalhe do modelo proposto.

Para a obtenção da rigidez axial (K) tem-se o resultado do ensaio de caracterização da ligação no item 8.2.1 utilizando a média da rigidez obtida nos ensaios de tração. Para a obtenção da rigidez à rotação é admitida a rigidez por dente de conector e elaborada a proporcionalidade da rigidez a partir de um centro de rotação. A expressão é baseada na formulação sugerida pelo Eurocode 5-STEP (1991).

$$K_R = \sum_{j=1}^n K_{dente} \cdot r_j^2 \quad (93)$$

Considerando a geometria das ligações com CDE, a rigidez rotacional pode ser expressa segundo a expressão de Kessel.

$$K_R = K_{dente} \cdot (\mu_x e_x^2 + \mu_y e_y^2) \quad (94)$$

$$\mu_x = 4m_y \sum_{i=1}^{m_x} (i - 0,5)^2 \quad (95)$$

$$\mu_y = 4m_x \sum_{j=1}^{m_y} (j - 0,5)^2 \quad (96)$$

$$m_x = ABS \left[\frac{n_x + 1}{2} \right] \quad (97)$$

$$m_y = ABS \left[\frac{n_y + 1}{2} \right] \quad (98)$$

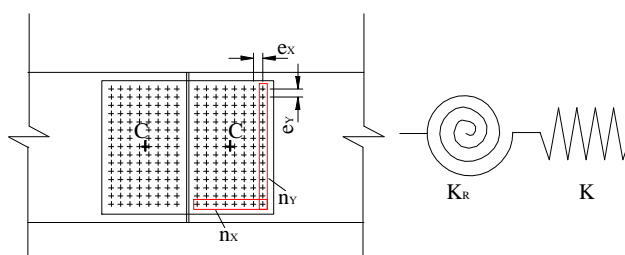


FIGURA 89- Geometria rotacional dos banzos.

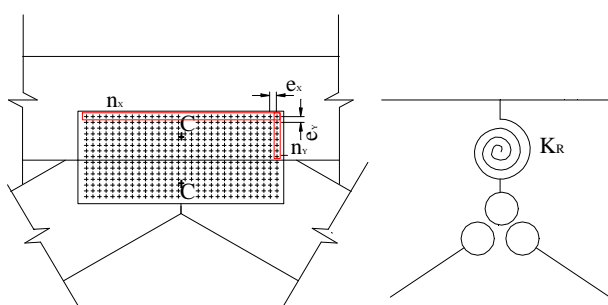


FIGURA 90- Geometria rotacional das diagonais.

Onde:

e_x espaçamento dos dentes na direção “x”;

e_y espaçamento dos dentes na direção “y”;

n_x número de dentes na direção “x”;

n_y número de dentes na direção “y”;

C centros de rotações.

Aplicando as expressões, obtêm-se:

TABELA 23- Coeficientes de rigidez propostos pelo modelo.

Par conector	geometria	K (kN/mm)	K _{dente} (kN/mm)	K _R (kN/rad)
10,7x13,7	fig. 87	101,6	5,6	7206,7
23,8x10,7	fig. 88	179,6	5,4	19684,7

Utilizando-se dos coeficientes de rigidez obtidos na Tabela 23 e introduzindo no SAP2000N obtêm-se os resultados teóricos e experimentais. Apesar de se obter diversos resultados para diversos carregamentos, serão comparados apenas 4 carregamentos. Na Tabela 24 apresentam-se os resultados obtidos da análise teórica e experimental.

TABELA 24- Comparação teórica vs. experimental considerando a deformabilidade das emendas dos banzos.

Treliça	Deslocamentos (mm)							
	F=3kN		F=6kN		F=9kN		F=12kN	
	experim.	SAP	experim.	SAP	experim.	SAP	experim.	SAP
1	3,96	4,46	8,33	8,93	12,66	13,40	17,30	17,80
2	3,50	3,54	7,96	7,08	12,24	10,62	17,31	14,16
3	3,84	4,42	7,96	8,84	12,57	13,26	16,77	17,68
4	3,29	3,98	6,75	7,98	10,19	11,96	13,85	15,95
5	3,30	3,78	6,65	7,55	9,86	11,33	13,65	15,11
6	2,96	3,71	6,37	7,43	9,90	11,14	13,74	14,86
7	3,09	3,74	6,46	7,48	9,85	11,22	14,95	14,96
8	4,51	4,05	8,24	8,11	11,93	12,16	16,70	16,22
9	3,18	3,74	6,72	7,49	10,07	11,24	13,94	14,99
10	2,92	3,99	6,69	7,98	9,88	11,97	13,26	15,96
11	2,97	3,95	7,03	7,90	11,19	11,85	15,19	15,80
12	3,08	3,96	6,77	7,93	10,27	11,89	13,52	15,85
13	4,38	4,42	8,37	8,83	12,46	13,26	16,56	17,68
14	3,00	3,91	6,61	7,82	10,07	11,73	13,62	15,64
15	3,58	4,00	7,69	8,01	11,85	12,02	17,41	16,03
16	2,26	3,74	5,23	6,95	8,01	10,42	10,83	13,89
17	3,89	3,85	8,22	7,70	12,47	11,56	19,48	15,41
18	4,03	4,02	7,89	8,03	11,69	12,06	15,62	16,08
19	3,39	3,74	6,89	7,48	10,30	11,22	13,87	14,96
20	3,89	3,53	7,72	7,06	11,26	10,59	14,81	14,13
21	3,04	4,25	6,67	8,51	10,33	12,77	14,13	17,02

Os resultados teóricos obtidos através da modelagem conforme a Figura 88 mostraram-se como uma ótima alternativa. Na Figura 91 são apresentadas quatro (4) modelagens distintas: banzos contínuos e diagonais articuladas (sem deformabilidade das ligações – Tipo 1), banzos contínuos e diagonais articuladas com ligação dos banzos articuladas (Tipo 2), pórtico (Tipo 3) e banzos contínuos com deformabilidade das ligações (Tipo 4).

A Figura 91 indica que a abordagem de treliça ou pórtico sem a influência da deformabilidade das ligações apresenta resultados incompatíveis quando comparados aos resultados experimentais obtidos. Assim, após várias simulações optou-se pelo modelo da Figura 88, que computa a rotação das diagonais com relação ao banzo e a deformabilidade axial das emendas dos banzos. Fica evidente que o modelo sugerido avalia os deslocamentos com muita acurácia como pode ser visualizado na Figura 91.

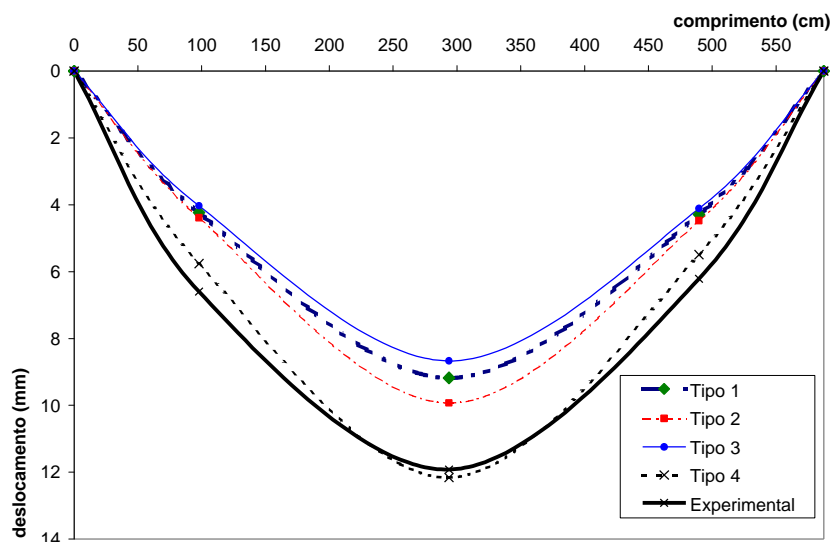


FIGURA 91- Deslocamentos experimentais e numéricos da treliça 08.

A investigação indicou que do modelo Tipo 2 (diagonais articuladas e emendas de banzo articuladas) apresentou uma diferença de 20% nos deslocamentos quando comparados com o resultado experimental. Já o modelo proposto apresenta uma diferença de 1,9% nos deslocamentos quando comparados com os resultados experimentais obtidos para a treliça 08, como mostrado na Figura 91.

Desta forma, para analisar a importância da deformabilidade nas emendas dos banzos foi elaborado um segundo modelo sem a consideração da mesma, levando em consideração apenas a deformabilidade rotacional das diagonais. Foram realizadas simulações para os

quatro tipos de carregamento para todas as 21 treliças confeccionadas. Posteriormente foi aplicado um teste estatístico para comparar os dados.

TABELA 25- Comparação teórica vs. experimental sem a consideração da deformabilidade das emendas dos banzos.

Treliza	Deslocamentos (mm)							
	F=3kN		F=6kN		F=9kN		F=12kN	
	experim.	SAP	experim.	SAP	experim.	SAP	experim.	SAP
1	3,96	3,83	8,33	7,67	12,66	11,51	17,30	15,35
2	3,50	2,88	7,96	5,77	12,24	8,66	17,31	11,55
3	3,84	3,79	7,96	7,58	12,57	11,36	16,77	15,15
4	3,29	3,34	6,75	6,69	10,19	10,00	13,85	13,38
5	3,30	3,12	6,65	6,25	9,86	9,38	13,65	12,51
6	2,96	3,06	6,37	6,13	9,90	9,20	13,74	12,26
7	3,09	3,09	6,46	6,18	9,85	9,28	14,95	12,37
8	4,51	3,41	8,24	6,82	11,93	10,24	16,70	13,65
9	3,18	3,09	6,72	6,19	10,07	9,29	13,94	12,39
10	2,92	3,34	6,69	6,70	9,88	10,04	13,26	13,39
11	2,97	3,31	7,03	6,61	11,19	9,92	15,19	13,23
12	3,08	3,32	6,77	6,64	10,27	9,96	13,52	13,28
13	4,38	3,78	8,37	7,57	12,46	11,36	16,56	15,14
14	3,00	3,26	6,61	6,52	10,07	9,79	13,62	13,05
15	3,58	3,36	7,69	6,72	11,85	10,09	17,41	13,45
16	2,26	2,82	5,23	5,63	8,01	8,45	10,83	11,27
17	3,89	3,20	8,22	6,41	12,47	9,61	19,48	12,82
18	4,03	3,37	7,89	6,75	11,69	10,13	15,62	13,50
19	3,39	3,09	6,89	6,18	10,30	9,27	13,87	12,36
20	3,89	2,87	7,72	5,75	11,26	8,63	14,81	11,51
21	3,04	3,62	6,67	7,24	10,33	10,85	14,13	14,47

Para verificar a contribuição da deformabilidade nas emendas dos banzos, foi feita uma análise estatística para cada carregamento entre o experimental e os dois modelos utilizados na análise.

Portanto, da análise residual observa-se que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados. Para confirmar a suposição de normalidade indicada nos dados foi utilizado o teste estatístico de Shapiro-Wilk (Figura 92, 93, 94, 95 e 96) e concluiu-se que a suposição de normalidade não foi rejeitada pelos dados amostrais considerados, nos níveis usuais ($0,01 < \alpha^* < 0,05$).

A análise residual indicou que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados, sendo assim, a tabela de análise de variância pode ser utilizada para fazer inferências.

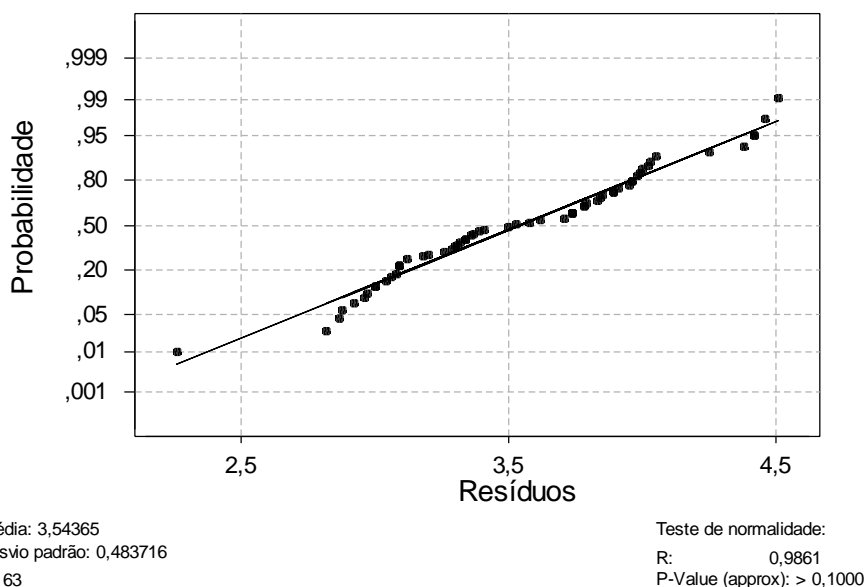


FIGURA 92- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados de 3kN.

TABELA 26- Análise de variância para o carregamento 3kN.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre os modelos	4,602	2	2,301	13,94	0
Dentro dos modelos (Resíduos).	9,905	60	0,165		
Total	14,507	62			

Assim, com os dados da Tabela 24 e 25, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (99)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(3-1) = 2$ graus de liberdade e $(63-2) = 61$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(2;61)} = 2,00$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,60$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{2,301}{0,165} = 12,31 \quad (100)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 12,31 > 2,00$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 3 tipos de tratamentos produzem deslocamentos diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 26 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utilizaremos o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 27.

TABELA 27- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	experimental	Modelo SAP 1
Modelo SAP 1	-0,1534	
	0,4495	
Modelo SAP 2	-0,7862	-0,9343
	-0,1833	-0,3314

- Modelo do tipo 1 não considera a deformabilidade das emendas de banzos, porém considera a deformabilidade rotacional das diagonais;
- Modelo do tipo 2 considera a deformabilidade das emendas dos banzos e deformabilidade rotacional das diagonais.

Fica evidente que o melhor modelo para o carregamento de 3 kN é o modelo do tipo 1.

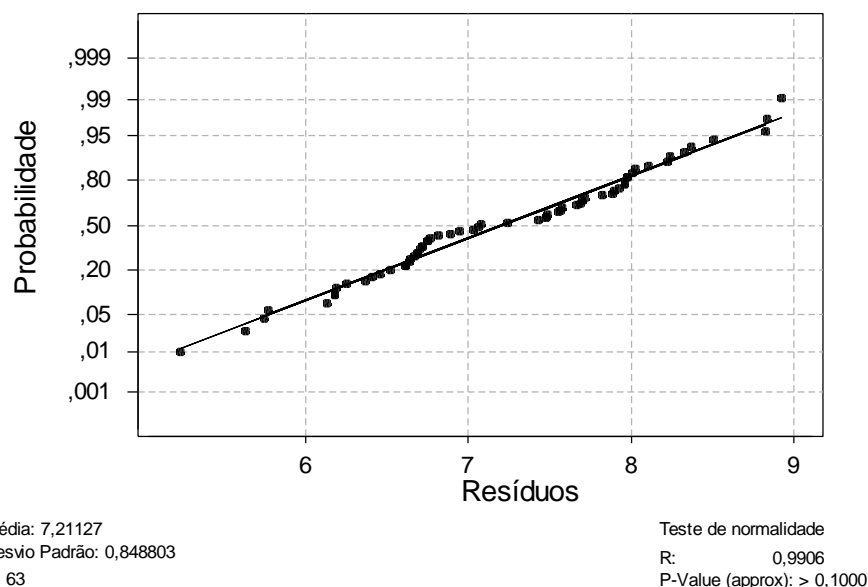


FIGURA 93- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados de 6kN.

TABELA 28- Análise de variância para o carregamento 3kN.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre os modelos	17,476	2	8,738	19,28	0
Dentro dos modelos (Resíduos).	27,192	60	0,453		
Total	44,669	62			

Assim, com os dados da Tabela 24 e 25, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (101)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(3-1) = 2$ graus de liberdade e $(63-2) = 61$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(2;61)} = 2,00$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,00$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{8,738}{0,453} = 19,28 \quad (102)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 19,28 > 2,00$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 3 tipos de tratamentos produzem deslocamentos diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 28 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utilizaremos o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 29.

TABELA 29- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	experimental	Modelo SAP 1
Modelo SAP 1	0,1300	
	1,1290	
Modelo SAP 2	-1,1600	-1,7895
	-0,1610	-0,7905

Pode-se notar para o carregamento de 6kN os modelos não são representativos estatisticamente sendo que o modelo 1 apresenta resultados inferiores e o modelo 2 apresenta resultados superiores.

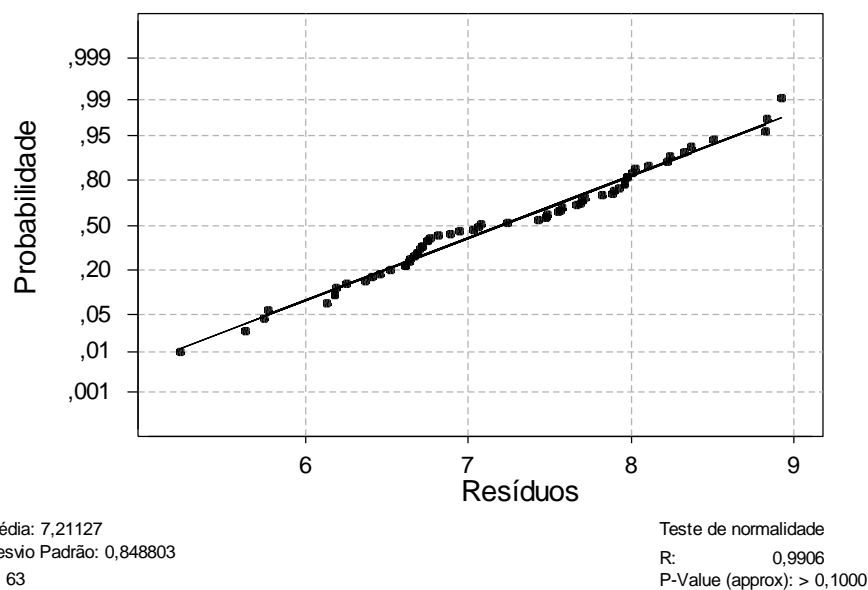


FIGURA 94- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados de 6kN.

TABELA 30- Análise de variância para o carregamento 3kN.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre os modelos	17,476	2	8,738	19,28	0
Dentro dos modelos (Resíduos).	27,192	60	0,453		
Total	44,669	62			

Assim, com os dados da Tabela 24 e 25, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (103)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(3-1) = 2$ graus de liberdade e $(63-2) = 61$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(2;61)} = 2,00$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,00$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{8,738}{0,453} = 19,28 \quad (104)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 19,28 > 2,00$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 3 tipos de tratamentos produzem deslocamentos diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 30 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utilizaremos o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 31.

TABELA 31- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	experimental	Modelo SAP 1
Modelo SAP 1	0,1300	
	1,1290	
Modelo SAP 2	-1,1600	-1,7895
	-0,1610	-0,7905

Pode-se notar para o carregamento de 6kN os modelos não são representativos estatisticamente sendo que o modelo 1 apresenta resultados inferiores e o modelo 2 apresenta resultados superiores.

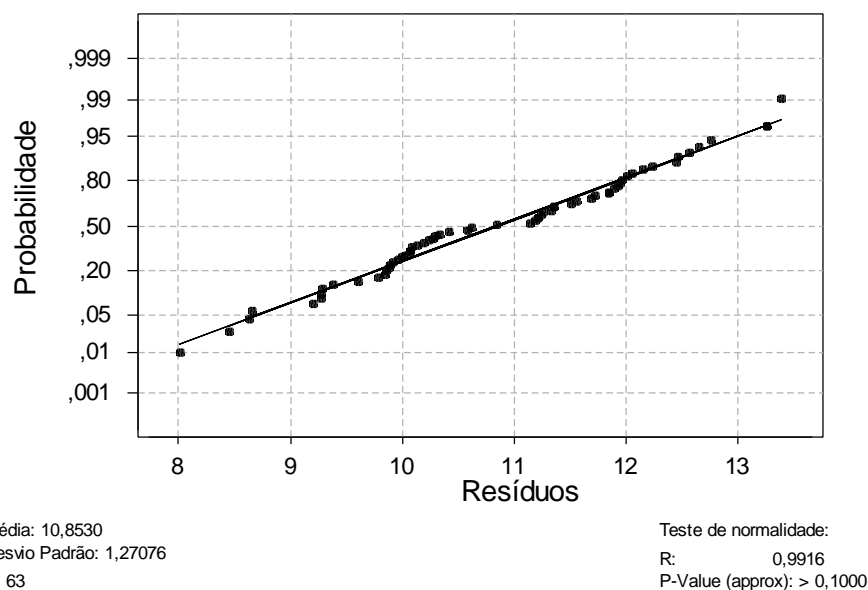


FIGURA 95- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados de 9kN.

TABELA 32- Análise de variância para o carregamento 3kN.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre os modelos	39,44	2	19,72	19,5	0
Dentro dos modelos (Resíduos).	60,68	60	1,01		
Total	100,12	62			

Assim, com os dados da Tabela 24 e 25, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (105)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(3-1) = 2$ graus de liberdade e $(63-2) = 61$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(2;61)} = 2,00$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,00$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{19,72}{1,01} = 19,50 \quad (106)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 19,50 > 2,00$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 3 tipos de tratamentos produzem deslocamentos diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 32 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utilizaremos o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 33.

TABELA 33- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	experimental	Modelo SAP 1
Modelo SAP 1	0,3030	
	1,7950	
Modelo SAP 2	-1,6330	-2,6820
	-0,1410	-1,1900

Pode-se notar para o carregamento de 9kN os modelos não são representativos estatisticamente sendo que o modelo 1 apresenta resultados inferiores e o modelo 2 apresenta resultados superiores.

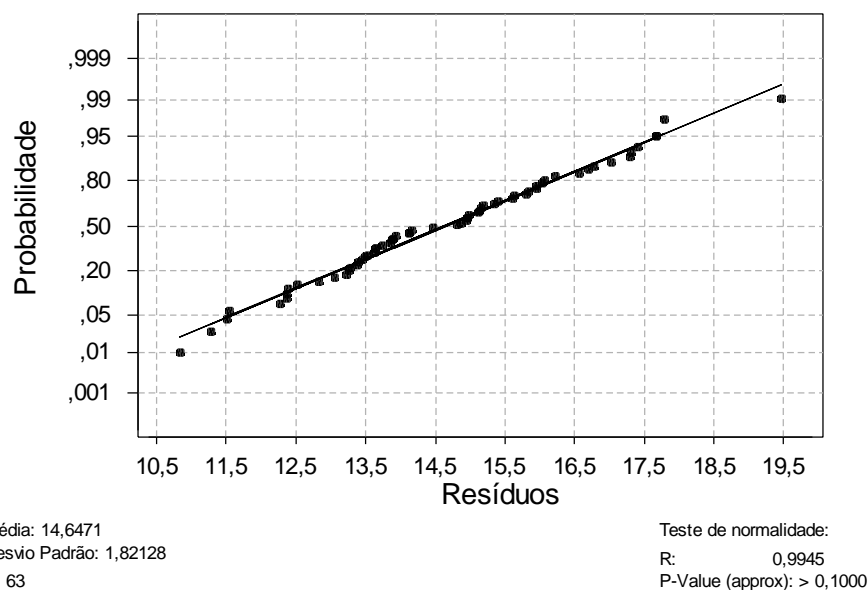


FIGURA 96- Gráfico de probabilidade para os resíduos dos dados de 9kN.

TABELA 34- Análise de variância para o carregamento 3kN.

Fonte de variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre os modelos	75,37	2	37,68	17,35	0
Dentro dos modelos (Resíduos).	130,29	60	2,17		
Total	205,66	62			

Assim, com os dados da Tabela 24 e 25, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases} \quad (107)$$

Portanto, para um nível de significância $\alpha = 0,05$. A hipótese deve ser rejeitada se $F_{cal} > F_{tab}$, $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, assim da tabela F com $(3-1) = 2$ graus de liberdade e $(63-2) = 61$ graus de liberdade, tem-se $F_{0,05;(2;61)} = 2,00$, isto é, a região de rejeição é $R : F_{cal} > 2,00$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão F_{cal} , isto é:

$$F_{cal} = \frac{37,68}{2,17} = 17,35 \quad (108)$$

Decisão estatística: Como $F_{cal} = 17,35 > 2,00$ rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 3 tipos de tratamentos produzem deslocamentos diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 34 e um nível $\alpha = 0,05$, se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se H_0 . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utilizaremos o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas (k médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 35.

TABELA 35- Comparação múltiplas pareadas para as médias.

IC 95% ($y_i - y_j$)	experimental	Modelo SAP 1
Modelo SAP 1	0,8320	
	3,0190	
Modelo SAP 2	-1,7440	-3,6700
	0,4420	-1,4830

Fica evidente que o melhor modelo para o carregamento de 12 kN é o modelo do tipo 2. Assim conclui-se que à medida que a força aumenta o modelo 1 fica menos representativo e o modelo 2 torna-se compatível, ou seja, a deformabilidade axial tem influência significativa para esforços mais elevados. Sendo assim o modelo 2 é mais adequado, pois é a favor da segurança e mesmo não sendo estatisticamente compatível para pequenos esforços apresenta resultados bons para avaliação de deslocamentos em elementos estruturais treliçados (CDE).

Abaixo segue as seqüências de montagem e instrumentação nas Figuras 97, 98 e 99.



FIGURA 97- Elaboração das barras para a montagem dos elementos.



(a)

(b)

FIGURA 98- (a) Prensagem (b) Furação para posterior passagem das barras de protensão.



(a)

(b)

FIGURA 99- (a) Disposição final das treliças (b) Espaçadores e ensaio de caracterização.

8.5 ENSAIO DE PERDA DE PROTENSÃO

Os ensaios foram conduzidos em duas etapas devido ao espaço físico na sala climatizada, sendo 5 o total de faixas ensaiadas (2 CP1, 2 CP2 e 1 CP3) conforme descrito no item 7.5. O nível utilizado foi de 0,70 Mpa, pois é recomendado para projetos de sistemas protendidos. As Figuras 100 e 101 apresentam apenas os comportamentos de duas faixas, pois para a análise completa das perdas de protensão serão apresentados, na Tabela 36, os coeficientes da expressão logarítmica empírica ajustada que foi sugerida no item 2.5.2, sendo expressa por:

$$\frac{P}{P_0} = a \cdot \ln(t) + b \quad (109)$$

O método utilizado é o dos mínimos quadrados que consiste em minimizar a função objetivo eq.(109), sendo a variável dependente a perda de protensão $\left(\frac{P}{P_0}\right)$ e a variável independente (t) o tempo em dias e (d) o desvio, resíduo ou erro.

$$d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2 = \text{mínimo} \quad (110)$$

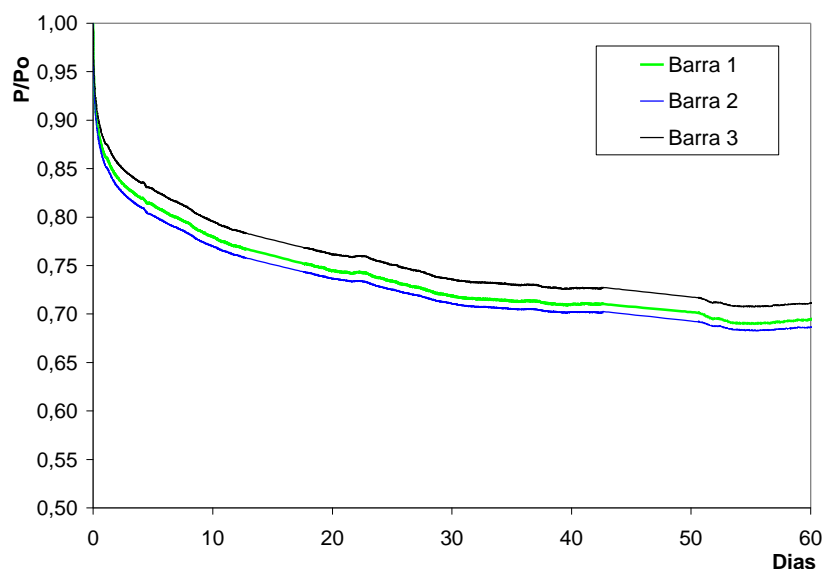


FIGURA 100- Avaliação da perda de protensão tipo CP1.

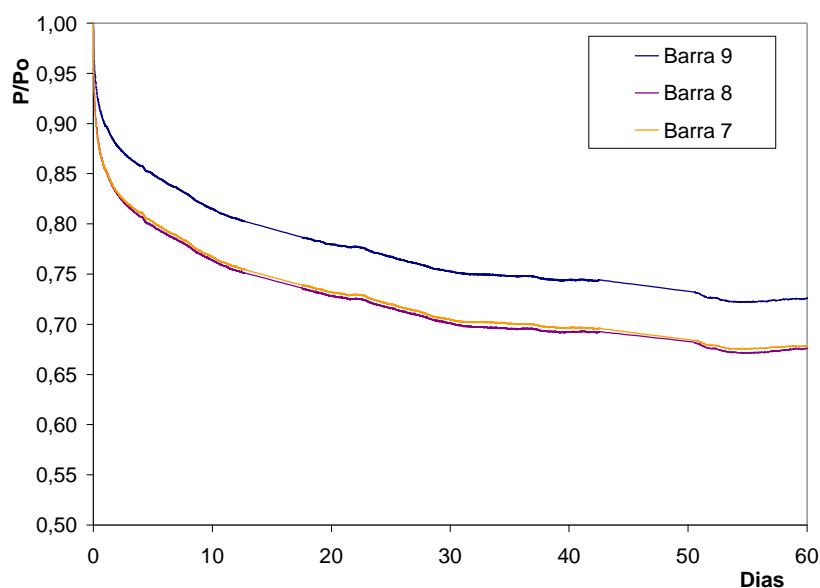


FIGURA 101- Avaliação da perda de protensão tipo CP2.

A Tabela 36 apresenta resumidamente os 5 ensaios realizados nas faixas, sendo que os ensaios 1 e 2 apresentam CDE's maiores que os ensaios 3 e 4. Já no ensaio 5 o tabuleiro é protendido sem a presença de CDE's.

TABELA 36- Resultados da perda de protensão nas faixas representativas.

nº	TIPO	barra	Perda de protensão (3dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 3 dias (mm)	Perda de protensão (7dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 7 dias (mm)	Perda de protensão (60dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 60 dias (mm)
1	CP1	1	15,90%	0,71	19,99%	1,02	36,51%	2,09
		2	16,90%		20,97%		34,91%	
		3	14,40%		18,30%		36,46%	
2	CP1	4	14,80%	0,36	17,50%	0,40	26,20%	0,93
		5	16,30%		19,20%		27,50%	
		6	11,50%		13,90%		22,60%	
3	CP2	7	13,44%	0,53	16,24%	0,75	34,02%	1,90
		8	18,39%		21,34%		36,36%	
		9	18,13%		20,98%		38,38%	
4	CP2	10	13,90%	-0,38	16,40%	-0,35	25,10%	0,86
		11	15,10%		18,10%		26,60%	
		12	10,00%		12,50%		21,80%	
5	CP3	13	22,40%	-0,12	25,50%	0,44	32,80%	0,70
		14	17,90%		21,20%		26,70%	
		15	18,10%		21,40%		29,00%	
(+) Encurtamento do tabuleiro								
(-) Alongamento do tabuleiro								

Devido o número de corpos-de-prova ser pequeno, foram analisados os resultados através das médias. Observa-se que a barra central possui uma perda de protensão maior que as

barras das extremidades e que quando se compara os ensaios 1,2 e 5 nota-se que as perdas seguem a mesma tendência. A investigação demonstrou que a faixa tem metade de suas perdas nos três primeiros dias, e apresentaram uma perda média de 30% no valor de protensão inicial em 60 dias.

Verifica-se que o efeito de deformação lenta no tabuleiro quando submetido a tensões normais é importante na avaliação da perda de protensão, pois todos os tabuleiros apresentaram deslocamentos e que foram determinados através de 2 transdutores de deslocamento. Pode-se visualizar que os ensaios 1 e 3 apresentaram perdas de protensões próximas e deslocamentos também muito próximos.

As faixas com conectores apresentaram uma perda de protensão 18,30% maior que a faixa sem conectores, porém o aumento da área de conectores representou um acréscimo da perda de protensão em relação ao ensaio 3 em 0,82% e que pode ser desprezado.

TABELA 37- Ajustamento da expressão empírica para cada barra.

TIPO	barra	a	b	R ²
CP1	1	-0,045	0,876	0,964
	2	-0,044	0,865	0,979
	3	-0,045	0,891	0,952
CP1	4	-0,031	0,881	0,906
	5	-0,032	0,867	0,947
	6	-0,029	0,912	0,862
CP2	7	-0,047	0,864	0,978
	8	-0,047	0,867	0,963
	9	-0,046	0,913	0,949
CP2	10	-0,031	0,889	0,894
	11	-0,032	0,878	0,926
	12	-0,031	0,925	0,869
CP3	13	-0,038	0,814	0,961
	14	-0,029	0,851	0,967
	15	-0,034	0,855	0,959

sendo a, b as constantes do modelo empírico;

R² e o coeficiente de correlação generalizado SPIEGEL (1978).

Após o ajustamento das curvas logarítmicas para cada barra, foi realizado um ajustamento com os dados médios dos ensaios 1 e 3 que resultaram na eq. (111).

$$\frac{P}{P_0} = -0,045 \cdot \ln(t) + 0,879 + f(\varepsilon) \quad (111)$$

Onde $f(\varepsilon)$ é a função do erro. Para fins práticos de aplicação foi considerado que o erro tem um comportamento normalizado, ou seja, segue uma distribuição normal apesar da não realização de um teste de normalidade devido ao pequeno número de corpos-de-prova. Assim pode-se dizer que como a variância é constante e a média dos resíduos tende a zero $f(\varepsilon) = 0$. Podendo ser utilizado na estimativa das perdas nos tabuleiros treliçados a eq. (112).

$$\frac{P}{P_0} = -0,045 \cdot \ln(t) + 0,879 \quad (112)$$

8.6 MONTAGEM DO PROTÓTIPO

A montagem do protótipo é semelhante à montagem do tabuleiro de uma ponte treliçada protendida transversalmente e é apresentada nas Figuras 102,103 e 104, com os detalhes de protensão do protótipo e equipamentos utilizados para instrumentação conforme descrito no item 7.6.



FIGURA 102- Montagem por justaposição das treliças e espaçadores.



FIGURA 103- Aplicação de protensão no protótipo através de bomba manual.

Alguns cuidados são fundamentais na elaboração destas etapas:

1. Deve ser mantida a verticalidade dos elementos, para não ocorrer tombamento progressivo dos elementos estruturais;
2. A força de protensão deve ser aplicada de forma gradativa e alternada ao longo do tabuleiro e a estabilização do nível de protensão é um processo iterativo;
3. Deve-se fazer a protensão no sentido centro do vão para extremidades para evitar diminuição das extremidades da placa;
4. As barras de protensão devem ser colocadas na montagem, evitando problemas na passagem das barras posteriormente;
5. É recomendada a proteção das barras por intermédio de bainhas de PVC imersos em graxa, para evitar o contato direto com a madeira tratada;
6. A furação deve ser adequada para possíveis erros de furação nos banzos, geralmente o furo deve ser de no mínimo $2 \cdot \phi_{BARRA}$.



FIGURA 104- Posicionamento dos transdutores de deslocamentos no protótipo.

8.7 AVALIAÇÃO DOS NÍVEIS DE PROTENSÃO

Em todos os ensaios do protótipo as barras de protensão foram monitoradas com o intuito de controlar e identificar as forças de protensão atuantes, investigando 11 barras de um total de 12 barras devido à limitação na aquisição de dados do sistema. A Tabela 38 mostra os níveis obtidos nos ensaios e o controle da força de protensão nas barras monitoradas com células de carga e observa-se que os níveis obtidos nos ensaios foram muito bons e próximos dos idealizados. O esquema das barras instrumentadas está descrito no item 7.6 na Figura 54.

TABELA 38- Níveis de protensão obtidos nos ensaios do protótipo.

Condição Carregamento	Nível de protensão (MPa)						
	0,000	0,050	0,100	0,150	0,200	0,350	0,500
idealizado	0,000	0,050	0,100	0,150	0,200	0,350	0,500
centrada	0,000	0,055	0,110	0,168	0,197	0,363	0,491
direita	0,000	0,055	0,104	0,160	0,195	0,362	0,502
esquerda	0,000	0,053	0,103	0,168	0,195	0,360	0,473
distribuída	0,000	0,056	0,109	0,168	0,198	0,362	0,482
média	0,000	0,054	0,105	0,163	0,197	0,360	0,490

8.7.1 Estudo das variações nas forças de protensões das barras

Nesta etapa foram investigadas 3 barras de um total de 12 barras com o objetivo de avaliar a influência do acréscimo e decréscimo das forças de protensão quando submetida a carregamentos concentrados, onde este efeito é mais relevante.

Foram efetuados 4 tipos de posicionamento de carregamento sendo mostrados na Figura 105 e 106, porém para a análise das variações das forças de protensão serão importantes somente às variações obtidas no carregamento centrado e no carregamento excêntrico.



FIGURA 105- (a) Carregamento centrado (b) Carregamento excêntrico.



FIGURA 106- (a) Carregamento direito (b) Carregamento distribuído.

Os gráficos apresentados nas Figuras 107 e 108 apresentam as variações das forças de protensão nas barras 3,4 e 5, em função da posição do carregamento (central e excêntrico).

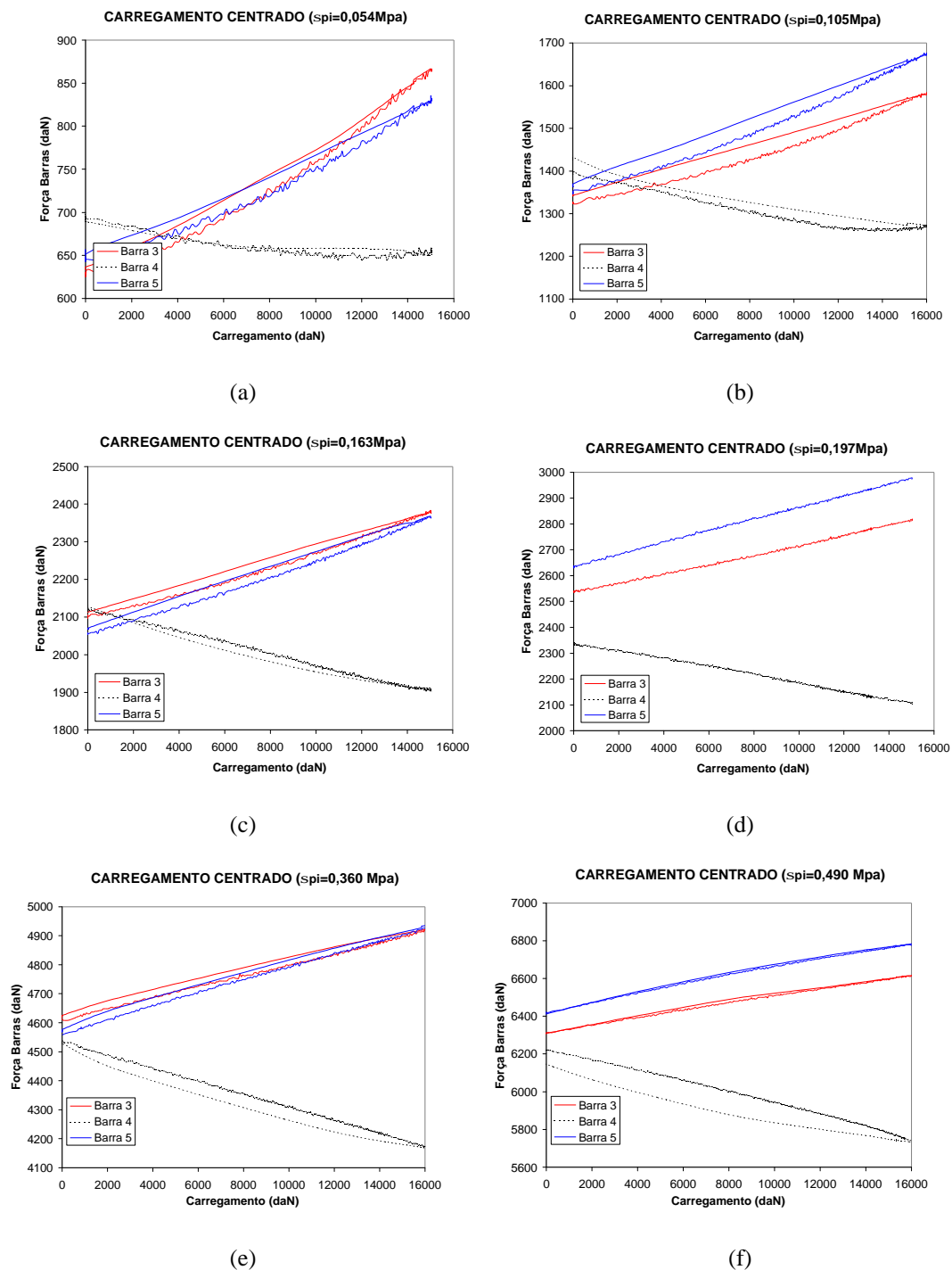


FIGURA 107- Gráficos de variação da força de protensão das barras 3, 4 e 5.

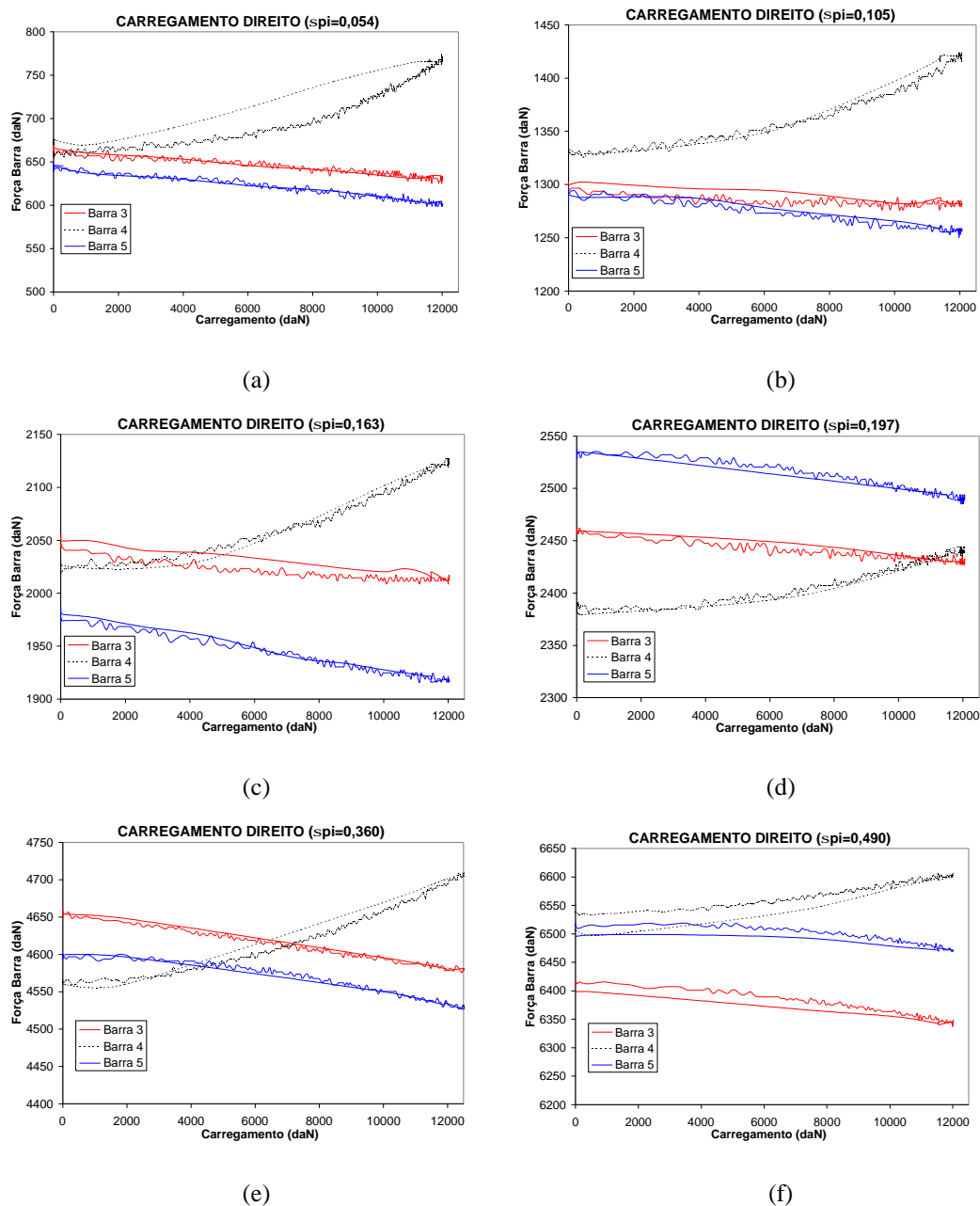


FIGURA 108- Gráficos de variação da força de protensão das barras 3, 4 e 5.

TABELA 39- Variação da força nas barras de protensão.

Nível de protensão (MPa)	Carregamento					
	centrado (15kN)			direito (12kN)		
	Barra 3	Barra 4	Barra 5	Barra 3	Barra 4	Barra 5
0,054	36,9%	-5,7%	28,3%	-4,4%	16,7%	-6,8%
0,105	18,0%	-9,6%	22,1%	-0,9%	7,4%	-2,7%
0,163	13,1%	-10,2%	15,2%	-1,4%	5,0%	-2,8%
0,197	10,6%	-9,8%	12,6%	-1,4%	5,0%	-2,8%
0,360	6,2%	-7,4%	7,6%	-1,4%	2,4%	-1,5%
0,490	4,5%	-7,0%	5,3%	-1,1%	1,0%	-0,6%

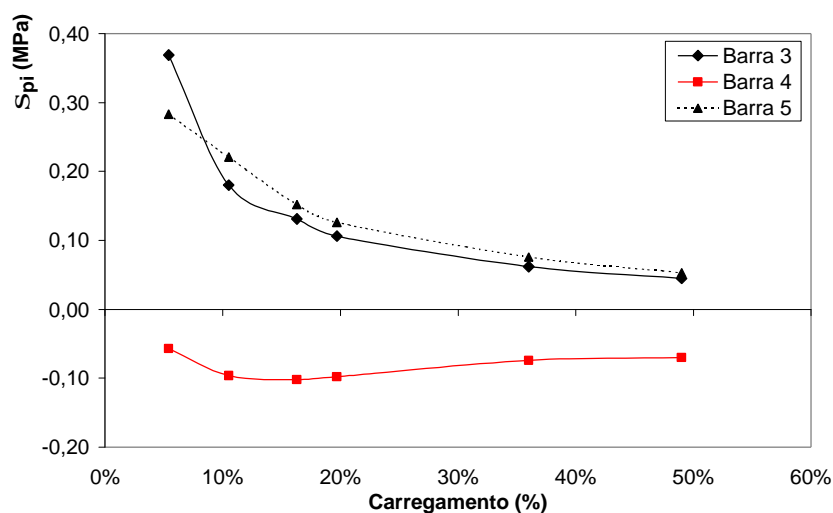


FIGURA 109- Variação das forças de protensão para o carregamento de 150kN.

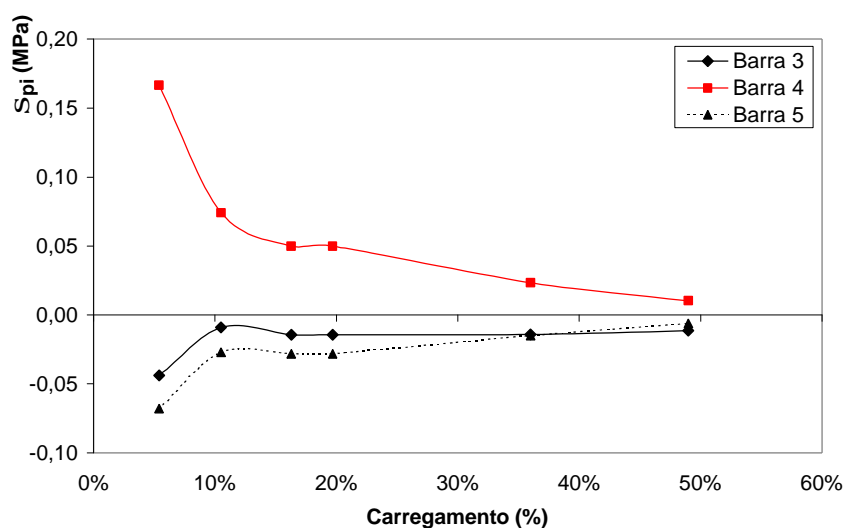


FIGURA 110- Variação das forças de protensão para o carregamento de 120kN.

Os ensaios mostraram que as maiores variações são encontradas no carregamento central devido às solicitações desenvolverem um momento na direção “y” (M_y) maior quando comparada com a placa submetida a carregamentos excêntricos. Um outro fator importante encontrado é a diminuição das variações nas barras com níveis de protensões maiores, isto é esperado devido ao aumento de rigidez transversal da placa e que conseqüentemente uma melhor distribuição transversal. Fica evidente que as variações das forças de protensões devem ser calculadas quando os níveis de protensões forem pequenos. Estas variações podem ser estimadas com a obtenção dos momentos na direção “y” através da modelagem de placa e os acréscimos podem ser obtidos utilizando as expressões sugeridas no Capítulo 5.

8.8 INVESTIGAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS NO PROTÓTIPO

Após a avaliação de todas as particularidades do sistema, nesta etapa serão investigados os deslocamentos do protótipo com 6 variações no nível da tensão de protensão objetivando a adoção de um nível de protensão adequado para o projeto do sistema. Com isso foram realizados 4 carregamentos no protótipo conforme as figuras já apresentadas no item 8.7.1. Os deslocamentos apresentados na Tabela 40 foram obtidos no meio do vão ao longo da seção transversal, com o objetivo de avaliar o comportamento de placa do protótipo. São mostrados somente os resultados para carga centrada, pois o resultado do carregamento distribuído serviu apenas para obter a rigidez longitudinal que será utilizada na comparação com os resultados do modelo proposto (item 8.9).

TABELA 40- Resultados para o carregamento central.

Spi (MPa)	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
Deslocamento vertical transversal (mm)									
P=50kN									
0,000	-0,533	-0,835	-1,503	-7,762	-8,760	-7,500	-1,260	-0,757	-0,246
0,054	-1,965	-2,015	-2,416	-2,920	-3,341	-2,658	-2,040	-1,600	-1,282
0,105	-1,882	-1,943	-2,309	-2,780	-3,030	-2,534	-1,969	-1,549	-1,334
0,163	-1,832	-1,906	-2,183	-2,657	-2,891	-2,445	-1,969	-1,600	-1,404
0,197	-1,782	-1,906	-2,219	-2,797	-3,099	-2,693	-2,271	-1,789	-1,703
0,360	-1,949	-2,070	-2,344	-2,797	-3,099	-2,711	-2,307	-1,980	-1,843
0,490	-1,915	-2,052	-2,380	-2,832	-3,099	-2,817	-2,449	-2,134	-2,001
P=100kN									
0,000	-0,833	-1,380	-2,631	-15,700	-16,966	-15,650	-2,360	-1,325	-0,351
0,054	-3,298	-3,522	-4,402	-5,944	-6,839	-5,298	-3,833	-3,011	-2,300
0,105	-3,364	-3,540	-4,170	-5,594	-6,025	-4,961	-3,779	-2,959	-2,493
0,163	-3,298	-3,540	-4,223	-5,385	-6,094	-5,138	-4,152	-3,286	-3,090
0,197	-3,364	-3,558	-4,188	-5,227	-5,765	-4,837	-3,779	-3,300	-2,704
0,360	-3,564	-3,758	-4,331	-5,227	-5,834	-5,067	-4,241	-3,700	-3,318
0,490	-3,631	-3,849	-4,456	-5,437	-6,025	-5,439	-4,613	-3,940	-3,722
P=150kN									
0,054	-4,397	-4,847	-6,263	-9,930	-10,976	-8,717	-5,500	-4,267	-3,248
0,105	-4,480	-4,775	-5,906	-9,350	-9,955	-8,327	-5,429	-4,147	-3,494
0,163	-4,813	-5,084	-6,120	-8,007	-8,760	-7,211	-5,554	-4,300	-3,915
0,197	-4,763	-5,084	-6,120	-8,042	-9,176	-7,583	-5,997	-4,697	-4,371
0,360	-5,147	-5,428	-6,389	-7,885	-8,847	-7,902	-6,547	-5,557	-5,197
0,490	-5,147	-5,447	-6,389	-7,902	-8,830	-7,884	-6,547	-5,557	-5,214

A investigação indicou um comportamento de placa ao longo da seção transversal ficando evidente pelos deslocamentos apresentados na Figura 111. Observa-se que os deslocamentos diminuem à medida que se eleva o nível de protensão, porém os ganhos de rigidez tendem a estabilizar com baixas tensões de protensão quando comparados aos tabuleiros protendidos laminados serrados.

A Figura 112 apresenta a diminuição da taxa de distribuição (b_i) à medida que se eleva o nível de protensão para os elementos em baixo do carregamento e uma elevação da taxa de distribuição para os elementos afastados do carregamento. A estabilização ocorre para níveis de protensão superiores a 0,1 Mpa, porém dependem da intensidade do carregamento. Como nos ensaios o objetivo consiste em simular o veículo-tipo Classe 30, a intensidade que melhor representa o veículo tipo é 100 kN, pois o peso total do veículo-tipo corresponde a 300kN dividindo por 6 rodas obtêm-se 50 kN aplicando $\gamma_Q = 1,4$ e $\phi = 1,36$ (para $L_{MÉDIO} = 15\text{m}$ e assoalho de madeira) as combinações últimas normais resultam em 95,2 kN e portanto aproximadamente 100 kN.

Desta maneira pode-se notar que a estabilização dos deslocamentos ocorre em um nível de protensão de 0,1Mpa.

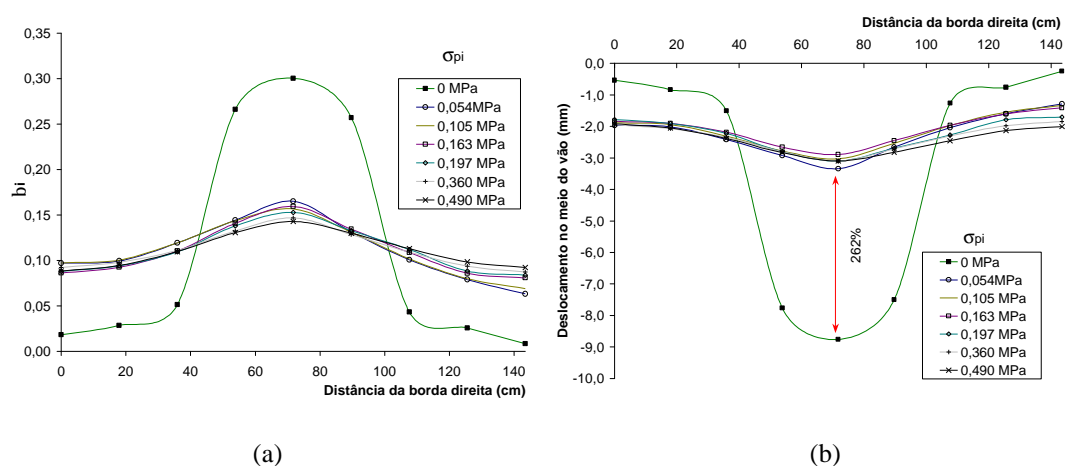


FIGURA 111- (a) Distribuição de cargas (b) Deslocamentos com $P=50\text{kN}$ para carregamento centrado.

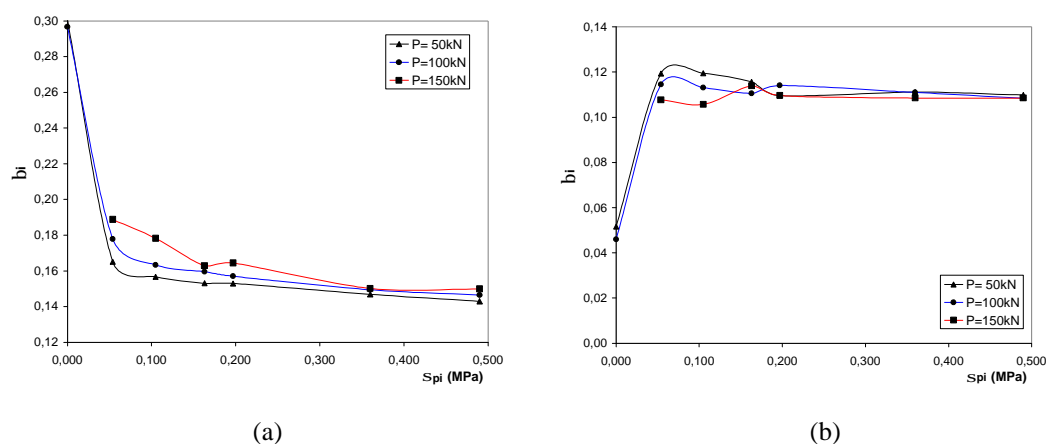
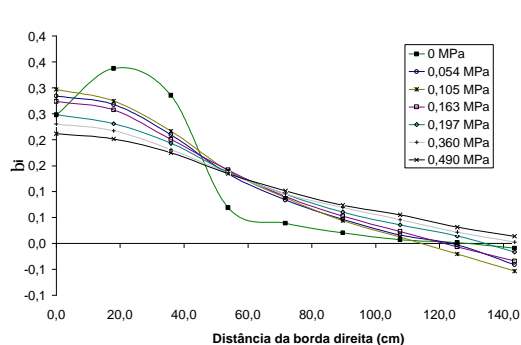


FIGURA 112- (a) Taxa de distribuição na posição 71,8cm (b) Taxa de distribuição na posição 35,9cm para carregamento centrado.

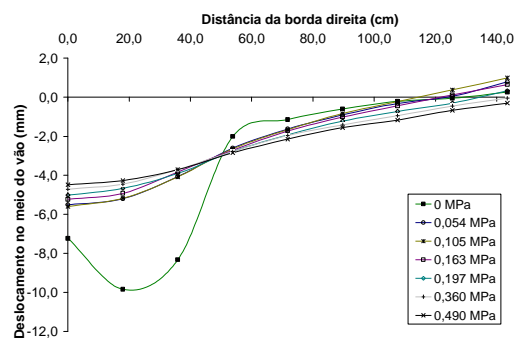
Os deslocamentos apresentados na Tabela 41 foram obtidos no meio do vão ao longo da seção transversal, com o objetivo de avaliar o comportamento de placa do protótipo. São mostrados somente os resultados para carga excêntrica para três carregamentos. O objetivo do carregamento excêntrico é verificar a condição de placa do protótipo quando este é submetido à torção.

TABELA 41- Resultados para o carregamento da extremidade.

S _{pi} (MPa)	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
Deslocamento vertical transversal (mm)									
P=50kN									
0,000	-7,229	-9,840	-8,321	-2,010	-1,143	-0,602	-0,213	-0,052	0,263
0,054	-5,513	-5,192	-4,062	-2,605	-1,627	-0,904	-0,319	0,052	0,790
0,105	-5,596	-5,174	-4,080	-2,640	-1,662	-0,833	-0,231	0,379	1,001
0,163	-5,230	-4,920	-3,830	-2,710	-1,731	-1,010	-0,444	0,120	0,650
0,197	-5,013	-4,666	-3,901	-2,780	-1,922	-1,223	-0,727	-0,300	0,334
0,360	-4,714	-4,448	-3,704	-2,780	-1,956	-1,417	-0,940	-0,450	-0,053
0,490	-4,480	-4,267	-3,704	-2,850	-2,147	-1,559	-1,171	-0,671	-0,298
P=90kN									
0,000	-13,391	-17,701	-15,032	-3,112	-1,714	-0,939	-0,355	-0,258	0,404
0,054	-10,143	-9,713	-7,606	-4,703	-2,822	-1,577	-0,408	0,155	1,580
0,105	-9,943	-8,969	-7,140	-4,615	-2,735	-1,453	-0,302	0,860	1,931
0,163	-9,494	-8,805	-6,836	-4,668	-2,909	-1,683	-0,674	0,224	1,387
0,197	-8,911	-8,206	-6,872	-4,860	-3,393	-2,055	-1,100	-0,052	0,772
0,360	-8,561	-8,007	-6,621	-4,860	-3,393	-2,339	-1,455	-0,700	0,176
0,490	-8,261	-7,789	-6,675	-5,105	-3,774	-2,711	-1,916	-0,946	-0,316
P=120kN									
0,054	-13,957	-13,507	-10,558	-6,084	-3,584	-1,914	-0,408	0,800	2,370
0,105	-13,557	-12,291	-9,646	-6,049	-3,515	-1,860	-0,231	1,290	2,827
0,163	-12,824	-11,801	-9,162	-6,101	-3,792	-2,162	-0,727	0,499	2,089
0,197	-11,942	-11,020	-9,073	-6,381	-4,398	-2,569	-1,331	0,069	1,246
0,360	-11,525	-10,675	-8,769	-6,294	-4,398	-2,959	-1,757	-1,256	0,456
0,490	-11,159	-10,475	-8,930	-6,713	-4,986	-3,508	-2,342	-1,187	-0,246



(a)



(b)

FIGURA 113- (a) Distribuição de cargas (b) Deslocamentos com P=50kN para carregamento excêntrico.

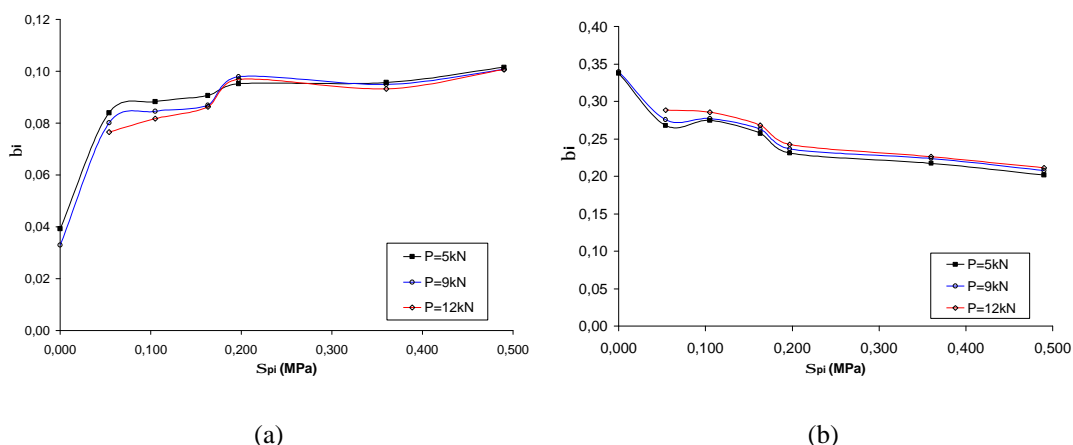


FIGURA 114- (a) Taxa de distribuição na posição 71,8cm (b) Taxa de distribuição na posição 17,9cm para carregamento excêntrico.

Nesta segunda análise percebe-se que o protótipo sofre uma torção devido ao carregamento excêntrico e que quando a placa não está submetida a protensão não existe levantamento da extremidade oposta (Figura 113). Isto evidencia que só existe um comportamento de placa, ou seja, a placa só tem rigidez à torção quando está submetida a tensões de protensão. No caso de carregamento excêntrico observa-se que a taxa de distribuição tem um ganho significativo até uma tensão de protensão de 0,2 Mpa. Porém lembrando que o carregamento excêntrico dificilmente atingirá o limite da extremidade e que com isso haverá uma melhor distribuição dos esforços. O nível de 0,1 Mpa é suficiente para a aplicação de protensão em pontes neste sistema.

Para uma melhor compreensão do sistema serão apresentadas as tensões nos banzos superiores e inferiores do meio do vão e as diagonais próximas do apoio. Porém para a obtenção das tensões nas barras foi necessário ensaio de compressão paralela de cada barra com os extensômetros já posicionados em uma máquina universal de ensaios da marca AMSLER. Obviamente isto foi elaborado depois da realização de todos os ensaios tanto no protótipo como os de ruptura das treliças, pois havia a necessidade de se cortar os elementos em segmentos menores para a realização dos ensaios. Na Tabela 42 estão apresentados os módulos de elasticidade obtidos nos ensaios.

Este procedimento foi utilizado com o objetivo de diminuir o erro nas determinações das tensões, pois a extensometria produz erros devido a medida ser pontual em uma superfície grande, e pelo fato de que quando se trabalha com $\frac{1}{4}$ de ponte a relação Volts versus deformação é não-linear.

Para visualizar o posicionamento dos banzos e das diagonais é só recorrer à Figura 50, do Capítulo 7.

TABELA 42- Ensaio de caracterização dos elementos da treliça instrumentados com extensômetros elétricos.

Treliça	Descrição	E (MPa)
7	Banzo superior (1)	14696
12	Banzo superior (2)	11509
17	Banzo superior (3)	9620
7	Banzo inferior (4)	10307
12	Banzo inferior (5)	12068
17	Banzo inferior (6)	11113
7	Diagonal (7)	17861
12	Diagonal (8)	16669
17	Diagonal (9)	17029
7	Diagonal (10)	13086
12	Diagonal (11)	13441
17	Diagonal (12)	17787

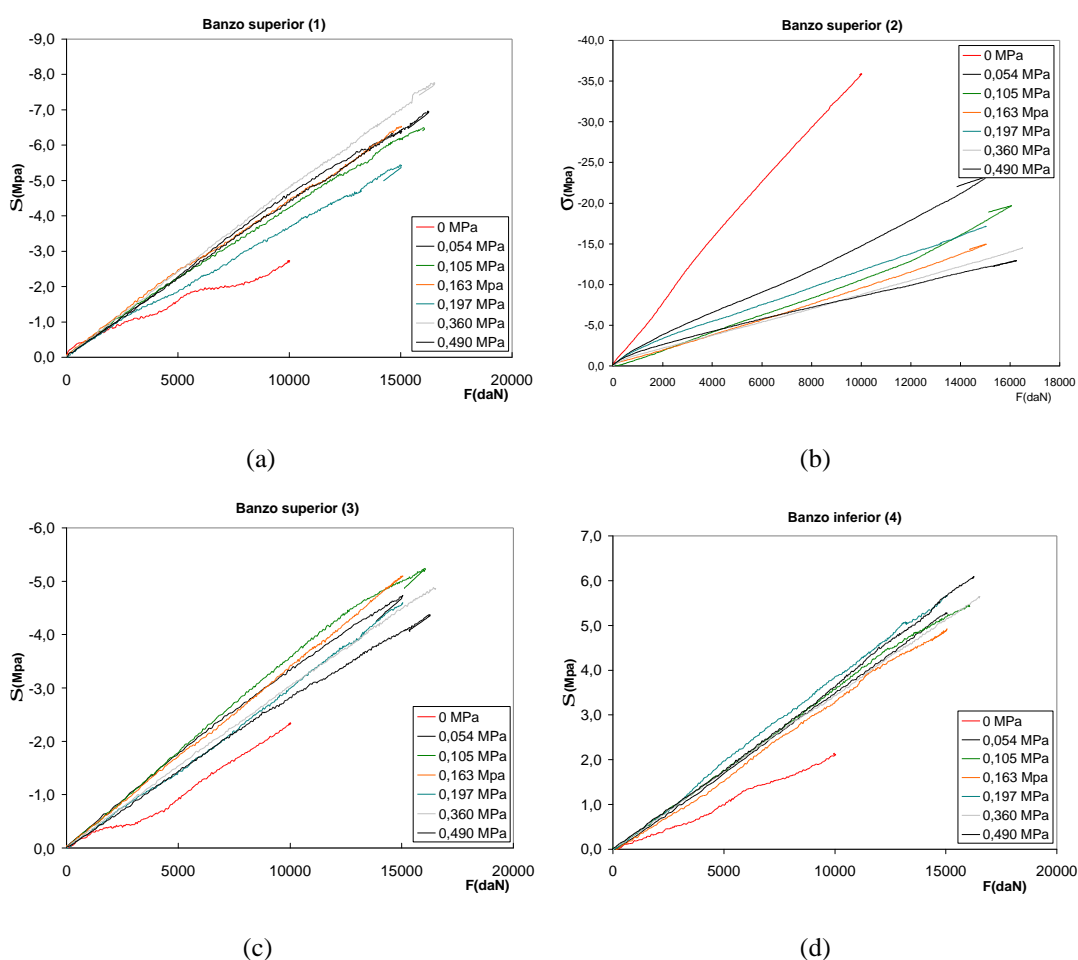


FIGURA 115- Resultados das tensões nas barras da treliça para o carregamento centrado.

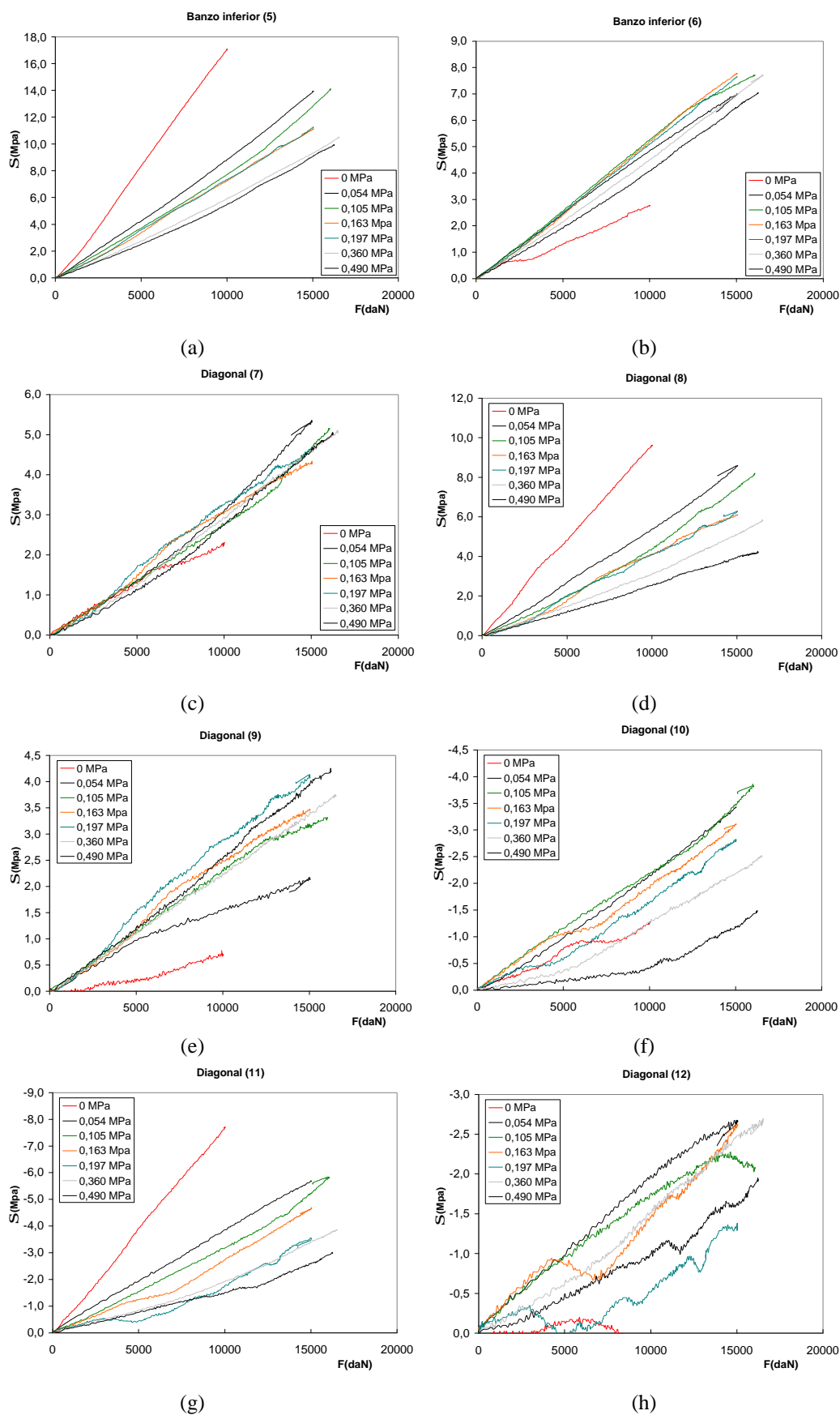


FIGURA 116- Resultados das tensões nas barras da treliça para o carregamento centrado.

Os resultados mostraram que existe uma distribuição de esforços quando a placa é submetida a tensões de protensão. Observa-se que existe uma diminuição de esforços nos elementos localizados embaixo do carregamento quando a placa é submetida a tensões de protensão. Na maioria dos resultados as tensões comportaram-se no regime elástico como pode ser visto nas Figuras 115 e 116, porém na diagonal (12) da Figura 116h houve discrepâncias devido a problemas de instrumentação. As outras tensões que também apresentaram o regime não-linear foram àquelas obtidas quando o protótipo estava sem protensão ou com protensão de 0,05 Mpa, devido à pequena rigidez transversal induzida no sistema.

8.9 COMPARAÇÃO DO MODELO PROPOSTO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Para a validade dos modelos propostos, é necessária uma análise mais refinada com o objetivo de comparar os resultados obtidos experimentalmente com os resultados numéricos obtidos através do modelo proposto para avaliação das pontes pretendidas através de transformação em placa equivalente. Foram utilizados dois programas para o cálculo dos deslocamentos da placa equivalente (SAP2000N e o AEP2.0).

O SAP2000N é um software baseado no método dos elementos finitos, onde o elemento utilizado será o do tipo Shell com ortotropia. O elemento de SHELL é usado para modelar estruturas planas ou tridimensionais com comportamento de casca, membrana ou placas. O elemento de casca é montado a partir de três ou quatro nós que combina separadamente os comportamentos de membrana e de flexão de placas. Os elementos de quatro nós não necessariamente precisam ser co-planares.

Para o comportamento de placas à flexão, existe um componente rotacional de rigidez nas duas direções fora do plano, e um componente translacional de rigidez na direção normal do plano do elemento.

Para cada elemento de SHELL na estrutura, pode-se escolher entre modelá-lo como um elemento puro de membrana, placa ou comportamento total de casca. Normalmente, é recomendado que se use o comportamento de casca, a menos que toda estrutura seja plana e esteja adequadamente restringida.

Como em todos elementos, ele possui seu próprio sistema de coordenadas, para definição das propriedades do material e direções das cargas, e interpretação dos

resultados. Cada elemento pode ser carregado por gravidade e cargas uniformes em qualquer direção atuando na superfície, além de cargas devido a variações de temperatura. É utilizada uma formulação de integral numérica de 8 (oito) pontos para a rigidez dos elementos.

O elemento do tipo quadrilátero é o que possui melhor acurácia entre os elementos. A forma triangular é recomendada somente para regiões de transição sua formulação de rigidez do elemento com três nós é aceitável.

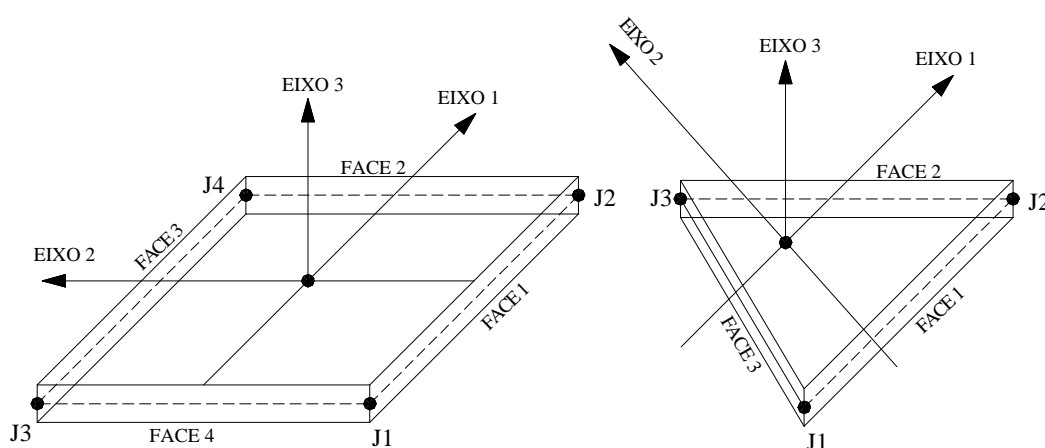


FIGURA 117- Sistema local de coordenadas para o elemento tipo SHELL.

Para a simulação foi utilizado o elemento do tipo SHELL com sua formulação baseada em placas (Plate) com influência da cortante (Thick).

O AEP 2.0 é um programa baseado na formulação de placa ortótropa de Huber e sua resolução segue a metodologia sugerida por CUSENS & PAMA (1975) descrita no capítulo 4.

O problema principal consiste em determinar as propriedades elásticas do tabuleiro sem a necessidade da realização de ensaios de placa em laboratório. Assim analisar-se-á primeiramente a obtenção da rigidez longitudinal através dos modelos sugeridos no item 4.3.2.

Primeiramente deve-se avaliar a rigidez da treliça lembrando que o banzo tem contribuição dos espaçadores, e que neste caso em se tratando de somente 1 espaçador não é necessária a utilização do método WVU (West Virginia University).

8.9.1 Características geométricas do protótipo

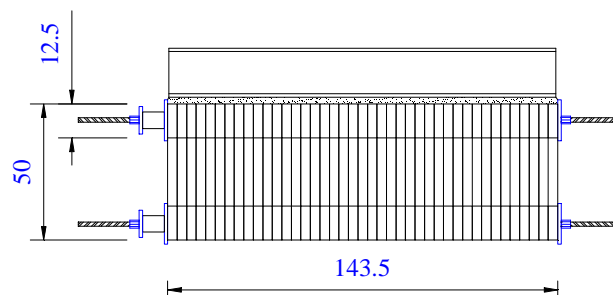


FIGURA 118- Geometria do protótipo.

TABELA 43- Dados geométricos.

Geometria (cm)	
Espessura da placa equivalente	30,0
Largura de placa	143,5
Comprimento da placa	587,5
Espessura dos banzos	12,5
Altura das treliças CG	37,5

8.9.2 Rigidez longitudinal (D_x)

Para a análise dos deslocamentos da treliça utilizar-se-á o modelo proposto no item 8.4.2 e que considera a deformabilidade das ligações. Os coeficientes de rigidez das ligações utilizados serão aqueles obtidos na Tabela 23. O módulo de elasticidade dos banzos e das diagonais será a média de todos os banzos utilizados no protótipo e de todas diagonais e é dado pelas eqs. (113) e (114).

$$E_{M(BANZOS)} = 14108,0 \text{ MPa} \quad (113)$$

$$E_{M(DIAGONAIS)} = 13994,0 \text{ MPa} \quad (114)$$

$$\Delta u = 0,55 \text{ cm} \rightarrow F = 319,9 \text{ daN} \quad (115)$$

Da eq. (73) obtêm-se D_T .

$$D_T = 4,32E + 09 \text{ daN/cm}^2 \quad (116)$$

Aplicando a eq. (72).

$$D_x = 90,76E + 09 \text{ daN/cm}^2 \quad (117)$$

Para comparar a rigidez obtida pelo modelo utiliza-se o ensaio de carregamento distribuído expresso na Tabela 44.

TABELA 44- Resultados do carregamento distribuído.

Nível de protensão	Spi (MPa)	Força (daN)			Dx (daN.cm ²)
		5000	10000	15000	
	Deslocamentos (cm)				
	0	0,265	0,558	0,873	7,98E+10
	0,054	0,226	0,428	0,632	9,34E+10
	0,105	0,216	0,416	0,611	9,77E+10
	0,163	0,216	0,413	0,607	9,77E+10
	0,197	0,228	0,432	0,63	9,25E+10
	0,36	0,232	0,433	0,626	9,11E+10
	0,49	0,242	0,455	0,648	8,71E+10
				Média	9,13E+10

O valor obtido pelo modelo sugerido é 0,05% menor que o valor médio obtido pelo ensaio de carregamento distribuído ao longo da seção transversal, isto demonstra que o modelo proposto para a avaliação dos deslocamentos da treliça é adequado para a avaliação da rigidez longitudinal do tabuleiro.

8.9.3 Rigidez transversal (D_y)

A rigidez transversal pode ser estimada pela eq. (74), porém para a aplicação da equação é necessária a obtenção do E_y . Sugere-se então a expressão obtida por OKIMOTO (1997) em seu trabalho experimental de ensaio de placas, que avalia a rigidez transversal com o nível de protensão do tabuleiro (Tabela 2). Para comparação dos resultados serão sugeridos 3 níveis de protensão utilizados no ensaio do protótipo, e com isso determinar-se-á os coeficientes de rigidez transversais.

TABELA 45- Resultados dos coeficientes de rigidez transversal.

Spi (Mpa)	E_y (daN/cm ²)	D_y (daN.cm ²)
0,105	231,9	1,20E+09
0,163	329,3	1,70E+09
0,197	386,3	1,99E+09

8.9.4 Rigidez torsional (D_{xy})

A rigidez torsional pode ser estimada pela eq. (78), porém para a aplicação da equação é necessária a obtenção do G_{xy} . Sugere-se então a expressão obtida por OKIMOTO (1997) em seu trabalho experimental de ensaio de placas, que avalia a rigidez transversal com o nível de protensão do tabuleiro (Tabela 2). Para comparação dos resultados são sugeridos 3 níveis de protensão utilizados no ensaio do protótipo, e com isso determinar-se-á os coeficientes de rigidez torsionais.

TABELA 46- Resultados dos coeficientes de rigidez torsionais.

S_{pi} (Mpa)	G_{xy} (daN/cm ²)	D_{xy} (daN.cm ³ /cm ²)
0,105	179,6	2,65E+06
0,163	232,3	3,43E+06
0,197	263,3	3,89E+06

8.9.5 Transformação dos coeficientes de rigidez em propriedades elásticas equivalentes

Para a avaliação dos deslocamentos e esforços na placa é necessária a transformação dos coeficientes de rigidez em propriedades elásticas de uma placa de espessura constante. Esta espessura deve ser escolhida arbitrariamente de forma que na transformação as propriedades transformadas dependerão da espessura adotada. Para transformação serão utilizadas as eqs. (79), (80) e (81) contidas no Capítulo 5, e serão mostradas em forma de tabela variando com o nível de protensão.

TABELA 47- Resultados da placa transformada.

S_{pi} (Mpa)	E_{x(p)} (daN/cm ²)	E_{y(p)} (daN/cm ²)	G_{xy(p)} (daN/cm ²)
0,105	281124,5	905,8	588,8
0,163	281124,5	1286,2	761,9
0,197	281124,5	1509,2	863,4

8.9.6 Resultados experimentais vs. resultados numéricos (SAP e AEP)

Os resultados foram obtidos utilizando 3 carregamentos centrados (50kN,100kN e 150kN) para as simulações com elementos finitos SAP e AEP 2.0 (solução em séries). Para a solução

em elementos finitos será apresentada a discretização da placa mostrando os elementos shell posicionados.

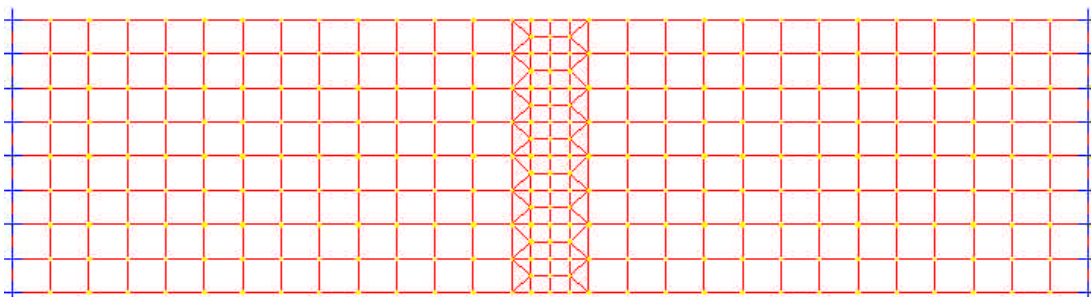


FIGURA 119- Discretização da faixa em elementos finitos do tipo SHELL (plate thick).

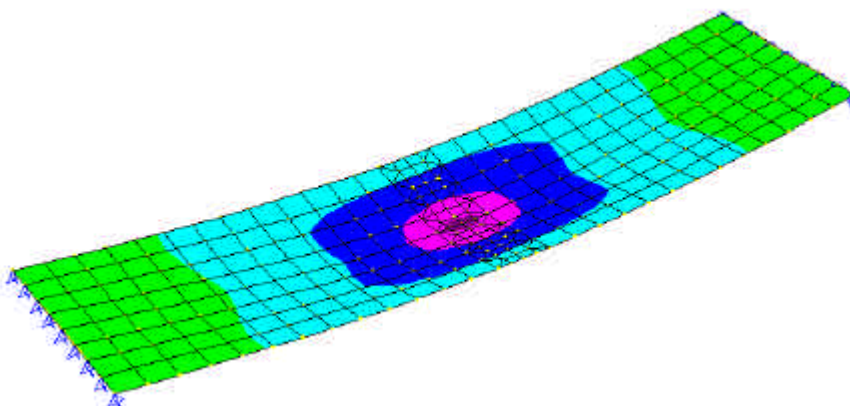


FIGURA 120- Deformada e diagrama de tensões na direção longitudinal.

TABELA 48- Resultados das comparações teórico vs. experimental para $\sigma_{pi} = 0,105MPa$.

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
Deslocamento vertical transversal (mm)									
P=50kN									
Experimental	-1,9	-1,9	-2,3	-2,8	-3,0	-2,5	-2,0	-1,5	-1,3
SAP2000N	-1,5	-1,9	-2,3	-2,7	-2,9	-2,7	-2,3	-1,9	-1,5
AEP 2.0	-1,5	-1,9	-2,4	-2,4	-2,9	-2,4	-2,4	-1,9	-1,5
P=100kN									
Experimental	-3,4	-3,5	-4,2	-5,6	-6,0	-5,0	-3,8	-3,0	-2,5
SAP2000N	-2,9	-3,8	-4,6	-5,4	-5,8	-5,4	-4,6	-3,8	-2,9
AEP 2.0	-2,9	-3,9	-4,7	-4,8	-5,9	-4,8	-4,7	-3,9	-2,9
P=150kN									
Experimental	-4,5	-4,8	-5,9	-9,4	-10,0	-8,3	-5,4	-4,1	-3,5
SAP2000N	-4,4	-5,7	-7,0	-8,1	-8,6	-8,1	-7,0	-5,7	-4,4
AEP 2.0	-4,4	-5,8	-7,1	-7,2	-8,8	-7,2	-7,1	-5,8	-4,4

TABELA 49- Resultados das comparações teórico vs. experimental para $\sigma_{pi} = 0,163MPa$.

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
	Deslocamento vertical transversal (mm)								
P=50kN									
Experimental	-1,8	-1,9	-2,2	-2,7	-2,9	-2,4	-2,0	-1,6	-1,4
SAP2000N	-1,6	-2,0	-2,3	-2,6	-2,7	-2,6	-2,3	-2,0	-1,6
AEP 2.0	-1,7	-2,0	-2,3	-2,4	-2,8	-2,4	-2,3	-2,0	-1,7
P=100kN									
Experimental	-3,3	-3,5	-4,2	-5,4	-6,1	-5,1	-4,2	-3,3	-3,1
SAP2000N	-3,3	-3,9	-4,6	-5,2	-5,4	-5,2	-4,6	-3,9	-3,2
AEP 2.0	-3,3	-4,0	-4,6	-4,8	-5,6	-4,8	-4,6	-4,0	-3,3
P=150kN									
Experimental	-4,8	-5,1	-6,1	-8,0	-8,8	-7,2	-5,6	-4,3	-3,9
SAP2000N	-4,9	-5,9	-6,9	-7,8	-8,2	-7,8	-6,9	-5,9	-4,9
AEP 2.0	-5,0	-6,1	-6,9	-7,1	-8,3	-7,1	-6,9	-6,1	-5,0

TABELA 50- Resultados das comparações teórico vs. experimental para $\sigma_{pi} = 0,197MPa$.

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
	Deslocamento vertical transversal (mm)								
P=50kN									
Experimental	-1,8	-1,9	-2,2	-2,8	-3,1	-2,7	-2,3	-1,8	-1,7
SAP2000N	-1,7	-2,0	-2,3	-2,5	-2,7	-2,5	-2,3	-2,0	-1,7
AEP 2.0	-1,8	-2,1	-2,3	-2,4	-2,7	-2,4	-2,3	-2,1	-1,8
P=100kN									
Experimental	-3,4	-3,6	-4,2	-5,2	-5,8	-4,8	-3,8	-3,3	-2,7
SAP2000N	-3,4	-4,0	-4,6	-5,1	-5,3	-5,0	-4,6	-4,0	-3,4
AEP 2.0	-3,5	-4,1	-4,5	-4,7	-5,5	-4,7	-4,5	-4,1	-3,5
P=150kN									
Experimental	-4,8	-5,1	-6,1	-8,0	-9,2	-7,6	-6,0	-4,7	-4,4
SAP2000N	-5,1	-6,0	-6,9	-7,6	-8,0	-7,6	-6,9	-6,0	-5,1
AEP 2.0	-5,3	-6,2	-6,8	-7,1	-8,2	-7,1	-6,8	-6,2	-5,3

Os modelos numéricos apresentaram-se próximos dos resultados experimentais, sendo que os melhores resultados foram obtidos para um nível de protensão de 0,1 Mpa apresentando diferenças de 5%.

Além disso para 0,1 Mpa a rigidez transversal estabiliza com baixos níveis de protensões e a rigidez encontrada no modelo aumenta à medida que se aumenta os parâmetros elásticos E_y e G_{xy} que são obtidas pelas expressões sugeridas por OKIMOTO (1997). Portanto conforme pode ser observado os resultados obtidos pelo SAP e pelo AEP são da mesma

ordem de grandeza e considerando o trabalho necessário para a modelagem no SAP, recomenda-se a utilização do modelo proposto no AEP 2.0.

Portanto, o modelo proposto que foi sugerido e investigado mostra-se como uma ótima alternativa de avaliação de deslocamentos e esforços como pode ser observado nos resultados obtidos e o programa AEP 2.0 mostrou-se como uma das alternativas na avaliação dos deslocamentos.

9 CONCLUSÕES

O sistema em tabuleiros ortótropos treliçados protendidos apresentam-se como uma ótima alternativa na aplicação em pontes utilizando madeiras de reflorestamento para confecção do sistema estrutural. O sistema possui uma modulação que pode ser facilmente utilizada para industrialização das pontes de madeira e uma solução para demanda de reconstrução e substituição destas no Brasil.

Como o sistema utiliza-se de madeiras de reflorestamento é necessária uma classificação adequada devido à presença de defeitos. O trabalho mostrou que os métodos de classificação existentes são adequados para a estimativa do módulo de elasticidade em peças estruturais e identificou que a vibração transversal apresenta os melhores resultados quando comparados aos métodos analisados. Porém cada método possui sua característica e vantagem como: automação, praticidade e mobilidade.

Os ensaios no protótipo mostraram que o um sistema é bastante rígido o que melhora o desempenho do revestimento do tabuleiro com pavimentos flexíveis ou rígidos eliminando as fissuras evidenciadas nos tabuleiros protendidos serrado e laminado colado (MLC).

A perda de protensão no sistema não é um problema de grande preocupação. A influência da chapa na perda de protensão foi percebida mais apresentou pouca variação quando comparada ao tabuleiro de controle (tabuleiros sem conectores).

Nas ligações evidenciou-se que o tamanho dos conectores influencia a resistência final ao arrancamento, pois surgem efeitos de grupo e alinhamento dos dentes que reduzem a resistência.

O sistema apresentou um comportamento de placa ortótropa e evidenciou a necessidade de um nível menor de protensão devido sua grande rigidez longitudinal e transversal quando submetida a níveis baixos de protensão. Recomenda-se que o nível de projeto para o sistema seja de no mínimo 0,1 Mpa, pois com este nível o sistema já apresenta grande capacidade de distribuição de cargas e mobiliza deslocamentos em toda seção transversal como pode ser

visualizado nos ensaios realizados. Desta maneira o sistema apresenta uma economia no número e seção das barras de protensão. É recomendada a utilização de peças de alta densidade nas regiões de ancoragem devido ao problema de empenamento apresentado no protótipo quando este foi submetido a altas tensões de protensão.

O modelo proposto para avaliação da rigidez das treliças utilizando CDE's, computou a deformabilidade das emendas de banzos e das diagonais com os banzos devido à excentricidade das diagonais que convergem no "nó". O modelo mostrou-se adequado e adota para a estimativa da rotação o modelo sugerido no STEP 5 partindo da rigidez axial avaliada no ensaio de ligação. Os resultados apresentaram diferenças (2-15%) já que a variabilidade da rigidez no nó causa perturbações no modelo, e a rigidez axial foi admitida como sendo a média dos ensaios realizados para cada tipo de conector e que apresentaram coeficientes de variação conector (10,7x23,8cm) CV=21% e (10,7x13,7cm) CV=26%.

O modelo proposto para o tabuleiro adota uma transformação da placa real em uma placa equivalente com parâmetros elásticos compatíveis para a equivalência da rigidez da placa. Os resultados apresentaram diferenças (5-10%) quando comparados com os valores experimentais obtidos no ponto central da placa.

O programa AEP 2.0 é uma boa alternativa para o cálculo do tabuleiro ortótropo treliçado, pois apresentou resultados compatíveis com os resultados experimentais. O seu desenvolvimento para adequação do sistema tornou-o mais versátil e completo incluindo as transformações necessárias no seu código. Incluiu o perfil transversal de deslocamento automático retirando a entrada de dados de resultados no meio da seção transversal e facilitando a utilização.

Como sugestão para a continuidade do trabalho sugere-se a construção da primeira ponte com este sistema para a avaliação do comportamento estrutural em campo com o tempo e o estudo de um revestimento contribuinte na mesa superior.

ANEXO I

CRITÉRIO DE VERIFICAÇÃO DOS CONECTORES (TPI/95)

Conforme descrito por CALIL et al. (2001), o estado limite último de uma ligação é atingido por deficiência de resistência da madeira e/ou do elemento de ligação. A NBR 7197/97 fornece critérios de dimensionamento em função dos elementos de ligações (pinos metálicos, cavilhas e anéis metálicos) e das peças de madeira que compõe a ligação. Entretanto, a NBR 7190/97 não fornece critérios explícitos de dimensionamento de ligações de peças de madeira por conectores metálicos com dentes estampados, objetos deste trabalho, recomendando que os valores da resistência de cálculo que podem ser atribuídos a estes conectores, correspondentes a uma seção de corte, devem ser garantidos pelo respectivo fabricante, de acordo com a legislação brasileira.

Na Figura 121 observam-se os três tipos mais freqüentes de ruptura sendo por arrancamento, escoamento da chapa (tração ou compressão) e cisalhamento da chapa.

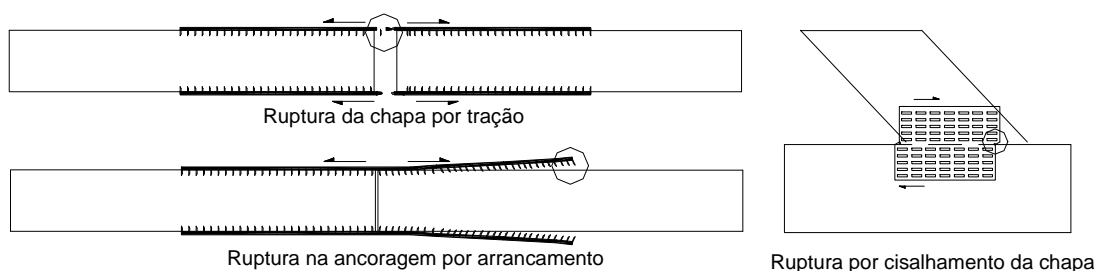


FIGURA 121- Tipos de ruptura das ligações com CDE's.

Alguns estudos descrevem critérios de dimensionamento. A ANSI/TPI (1995) propõe três verificações básicas para a ligação da peça de madeira com conectores de dentes estampados:

- Ancoragem: cada par de conector deve ser verificado para transferir a força requerida sem exceder a força admissível por dente, ou unidade de área baseado na espécie, orientação dos dentes em relação à força e na direção desta em relação às fibras da madeira;
- Tração da chapa: cada par de conector deve ser verificado para tração, baseado na orientação da chapa com relação à direção da força, em todas as linhas de ruptura possíveis de ocorrer em cada nó da estrutura;
- Cisalhamento da chapa: cada par de conector deve ser verificado para cisalhamento, baseado na orientação da chapa com relação à direção da força, em todas as linhas de ruptura possíveis de ocorrer em cada nó da estrutura.

BARALDI & CALIL (1998) Descrevem a verificação dos elementos da ligação como descrito baseado na ANSI/TPI (1995):

LIGAÇÕES SOLICITADAS À TRAÇÃO

A resistência do conector à tração é obtida a partir dos ensaios do conector em corpos-de-prova de acordo com a norma brasileira para estruturas de madeira NBR 7190:1997 e de ensaios em corpos-de-prova utilizado na fabricação dos conectores.

Determinação da resistência à tração última do conector:

$$f_{tu,\alpha} = \frac{F_{u,\alpha}}{A_g} \quad (118)$$

Sendo $F_{u,\alpha}$ a força de ruptura da chapa em ensaio de C.P.s' padronizados com um ângulo de inclinação da chapa (α);

A_g é a área de seção transversal bruta do par de conectores ($A_g = 2.L.e$);

L é o comprimento transversal da chapa;

e é a espessura mínima especificada para o conector.

Determinação da resistência à tração última do metal base:

$$f_y = \frac{F_y}{A_g} \quad (119)$$

Sendo F_y a força de escoamento do aço em C.Ps. padrão (ASTM E 8/96a);

A_g é a área de aço do C.P.

Determinação da razão efetiva média de tração:

$$r_{t,\alpha} = \frac{f_{tu,\alpha}}{f_{yk}} \quad (120)$$

A razão $r_{t,\alpha}$ deve ser determinada para cada ângulo de inclinação da chapa (α).

A razão efetiva depende da qualidade da chapa do fabricante e espécie da madeira empregada. A razão efetiva encontrada para as chapas da marca GANG-NAIL para *pinus* é aproximadamente expresso para cada direção na eqs. (121) e (122).

$$r_{t,0^\circ} \cong 0,75 \quad (121)$$

$$r_{t,90^\circ} \cong 0,30 \quad (122)$$

Determinação da tensão máxima de serviço para a chapa:

$$f_{yd} = 0,9 \cdot f_{yk} \quad (123)$$

Sendo f_{yk} a resistência ao escoamento do aço da chapa.

Determinação da resistência de cálculo para a tração:

$$f_{td,\alpha} = 2 \cdot r_{t,\alpha} \cdot f_{yd} \cdot t \quad (124)$$

Sendo t_1 a espessura efetiva da chapa.

O valor de f_{td} é expresso em força por unidade de largura transversal à direção da solicitação da chapa submetida à tração. Para o dimensionamento das ligações deve ser utilizado o seguinte critério:

$$L = \frac{F_d}{f_{td,a}} \quad (125)$$

Sendo L a dimensão necessária da chapa para resistir à solicitação;

F_d é a força atuante de cálculo.

No caso de ligações comprimidas, deve-se dimensionar a chapa para que resista a pelo menos 50% da força de compressão.

Nas emendas de tração, pode-se dimensionar a chapa com uma dimensão maior que a peça de madeira, desde que seja observado o valor máximo de L , como especificado abaixo:

$$L = h - d + x_{m\acute{a}x} \quad (126)$$

$$x_{m\acute{a}x} = 0,12.L_c - \frac{1}{2} \quad (127)$$

$$x_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2,5\text{cm} (\text{com bloco de madeira}) \\ 1,25\text{cm} (\text{sem bloco de madeira}) \end{cases}$$

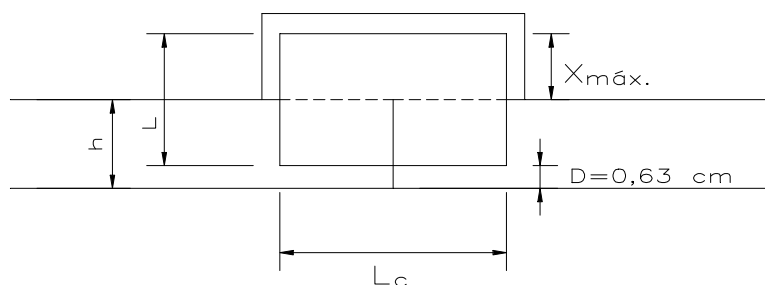


FIGURA 122- Ligação de peças emendadas submetidas à esforços de tração. (BARALDI & CALIL, 1998).

LIGAÇÕES SOLICITADAS AO CISALHAMENTO

Determinação da resistência ao cisalhamento último do conector:

BARALDI & CALIL (1998) afirmam que a resistência do aço ao cisalhamento pode ser admitida como sendo uma parcela da tensão de escoamento do aço, assim tem-se:

$$f_{vk} = 0,6.f_{yk} \quad (128)$$

Determinação da resistência ao cisalhamento última teórica:

$$f_{vu,a} = \frac{F_{u,a}}{A_g} \quad (129)$$

Sendo $F_{u,a}$ a força de ruptura do aço em C.Ps padronizados com um ângulo de inclinação da chapa (α);;

A_g é a área de seção transversal bruta do par de conectores ($A_g = 2.L.e$);

L é a dimensão bruta da chapa considerada;

e é a espessura mínima especificada para o conector.

Determinação da razão efetiva média de cisalhamento:

$$r_{v,\alpha} = \frac{f_{vu,\alpha}}{f_{vk}} \quad (130)$$

A razão $r_{v,\alpha}$ deve ser determinada para cada ângulo de inclinação da chapa (α).

A razão efetiva depende da qualidade da chapa do fabricante e espécie da madeira empregada. A razão efetiva encontrada para as chapas da marca GANG-NAIL para *pinus* é aproximadamente expresso para cada direção na eqs. (131) e (132).

$$r_{V,0^\circ} \cong 0,75 \quad (131)$$

$$r_{V,90^\circ} \cong 0,3 \quad (132)$$

Determinação da resistência de cálculo para o cisalhamento:

$$f_{vd,\alpha} = 2.r_{v,\alpha}.0,9.f_{vk}.t_1 \quad (133)$$

Sendo t_1 a espessura efetiva.

O valor de $f_{vd,\alpha}$ é expresso em força por unidade de comprimento da chapa solicitada ao cisalhamento. Para o dimensionamento das ligações deve ser utilizado o seguinte critério:

$$L = \frac{F_d}{f_{vd,\alpha}} \quad (134)$$

Sendo L a dimensão necessária para a chapa resistir à solicitação, levando em conta o ângulo da chapa (α);

F_d força atuante de cálculo.

Em treliças são comuns nós em que o conector é solicitado tanto por tração, quanto por cisalhamento, como mostra a Figura 123:

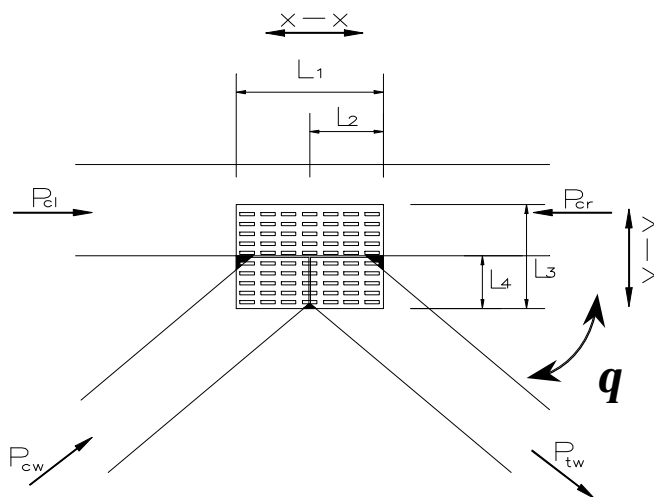


FIGURA 123- Nó típico com esforços combinados de tração e cisalhamento. (BARALDI, 1998).

Para o dimensionamento da ligação deve-se determinar as dimensões necessárias da chapa tanto à tração quanto para o cisalhamento, e adotar a maior dimensão. Utilizando as expressões sugeridas pela LRFD.

$$L_1 \geq \frac{|P_{cl} - P_{cr}|}{f_{vd,0^\circ}} \quad (135)$$

$$L_3 \geq \frac{|P_{tw} \text{ sen } \mathbf{q}|}{f_{vd,90^\circ}} \quad (136)$$

$$(X_{st} \cdot L_2) + (Y_{st} \cdot L_4) > P_{tw} \quad (137)$$

$$X_{st} = f_{vd,0^\circ} + \left(\frac{\mathbf{q}}{90} \right) (f_{td,90} - f_{vd,0^\circ}) \quad (138)$$

$$Y_{st} = f_{td,0^\circ} + \left(\frac{\mathbf{q}}{90} \right) (f_{vd,90} - f_{td,0^\circ}) \quad (139)$$

DIMENSIONAMENTO DA ÁREA DE ANCORAGEM

Para garantir que os esforços serão transmitidos de uma barra para outra, precisa-se garantir uma ancoragem suficiente na interface chapa-madeira. A ancoragem é função da densidade da madeira e da área de chapa que atua resistindo aos esforços. Além disso, deve ser verificada de acordo com o ângulo da força em relação às fibras da madeira. Os ensaios realizados por BARALDI (1996), em corpos-de-prova padronizados de acordo com a NBR 7190/1997, indicaram que a densidade da madeira é diretamente proporcional com a resistência da ancoragem chapa-madeira.

A equação que rege o dimensionamento é dada por:

$$A_c = \frac{F_d}{f_{ad,b}} \quad \text{ou} \quad N = \frac{F_d}{f_{ad,b}} \quad (140)$$

Sendo A_c a área mínima requerida para a chapa;

F_d é a força axial atuante no elemento de madeira;

N é o número mínimo de dentes;

$f_{ad,b}$ é o valor de cálculo da resistência ao arrancamento por dente ou unidade de área do conector para o ângulo de inclinação das fibras da madeira (\mathbf{b}).

Para o nó de treliça especificado na figura, o dimensionamento deve ser feito da seguinte forma:

- Para as peças A e B (diagonais), dimensionar a área necessária para o arrancamento, considerando a inclinação da força em relação ao eixo longitudinal da chapa;
- Para a peça C (Banzo), dimensionar a partir da resistência da madeira à tração normal às fibras na área de atuação da chapa.

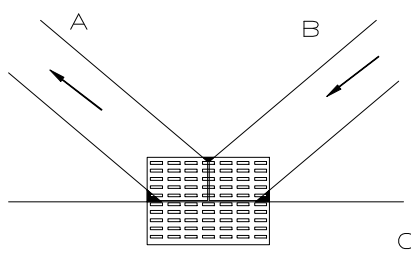


FIGURA 124- Verificação e dimensionamento da área de ancoragem. (BARALDI, 1998).

Para membros de madeira solicitados à compressão, o conector deve ser dimensionado para resistir a 50% do esforço atuante.

Os valores de resistência ao arrancamento de cálculos são obtidos pela aplicação de coeficientes de segurança sobre os valores obtidos nos ensaios de corpos-de-prova padronizados, sendo:

$$f_{ad,b} = k_{mod} \cdot \frac{f_{ak,b}}{g_w} \quad (141)$$

O fator de ponderação k_{mod} é de fato resultante do produto de outros três coeficientes parciais, ele é um coeficiente de correção, sendo então determinado por:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (142)$$

Sendo $k_{mod,1}$ é a correção da duração de carregamento e cargas repetitivas;

$k_{mod,2}$ é a correção da variação das resistências ao longo do tempo em função da umidade;

$k_{mod,3}$ é a correção da qualidade da madeira empregada.

O fator de ponderação g_w é de fato resultante do produto de outros três coeficientes parciais, sendo então

$$g_w = g_{w,1} g_{w,2} g_{w,3} \quad (143)$$

Sendo $g_{w,1}$ é função da variabilidade da resistência dentro dos lotes considerados;

$g_{w,2}$ leva em conta as usuais diferença anatômicas aleatórias existentes entre os materiais empregados na fabricação do corpo-de-prova e da própria estrutura;

$g_{w,3}$ considera outras reduções da resistência efetiva em relação à resistência teórica admitida no projeto, devida às hipóteses imperfeitas adotadas no método de cálculo e aos defeitos localizados usualmente encontrados no material.

Assim é recomendado a utilização de $\gamma_w = 1,4$.

A LRFD adota um coeficiente análogo que é $\phi_z = 0,65$ e é aproximadamente 1,5 na forma

inversa $g_w \approx \frac{1}{f_z}$.

Redução nos valores de resistência ao arrancamento como descrito abaixo:

- a) Para o dimensionamento das ligações de nó de apoio conforme a Figura 125, a seguinte consideração é válida: para permitir efeitos de momento em ligações de apoio, o conector deve ser calculado com uma redução no valor da resistência ao arrancamento dada pela fórmula abaixo:

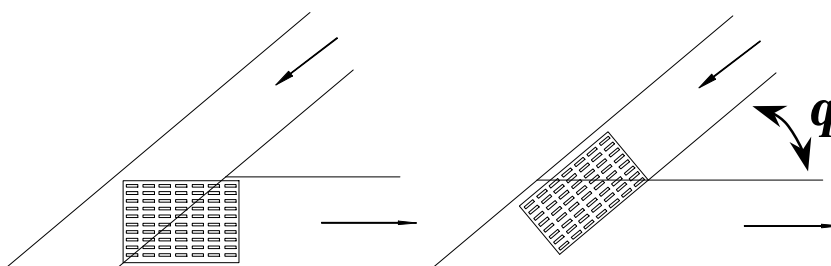


FIGURA 125- Tipo do nó de apoio em treliças com banzos inclinados.

$$FR = 0,85 - 0,05(12.tg\theta - 2) \xrightarrow{\text{onde}} 0,65 \leq FR \leq 0,85 \quad (144)$$

Nas reduções foram levadas em conta as zonas inefetivas, portanto não se deve considerá-las novamente no dimensionamento destes conectores. O conector de extremo deve ser colocado simetricamente, com a mesma quantidade de dentes no banzo superior e no banzo inferior. A seção líquida de aço, no cisalhamento entre o banzo superior e banzo inferior, deve ser controlada para o esforço atuando nesta linha. O coeficiente de redução, dado anteriormente, não tem que ser aplicado à resistência do aço aos esforços de cisalhamento.

- b) Os valores de resistência devem ser expressos com referência à umidade padrão de 12%, como especifica a NBR7190/97. Quando as ligações forem executadas com madeira verde, deve-se fazer uma redução nos valores de resistência, de acordo com a umidade de equilíbrio em serviço da madeira. A NBR 7190/97 apresenta a seguinte fórmula para a correção da resistência em função da umidade:

$$f_{12\%} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad (145)$$

LIGAÇÕES SOLICITADAS À TRAÇÃO NORMAL ÀS FIBRAS

A ligação que gerar na madeira solicitação normal às fibras, ou seja, contiver barras perpendiculares tracionadas com um valor ($>3,7$ KN), deve-se estender até a distância “y” da linha do centro da peça (Figura 126) sendo y calculado por:

$$y > c \cdot \sqrt{1 - \frac{f_{v,d} \cdot 2A}{3V}} \quad \text{se} \quad \frac{f_{v,d} \cdot 2A}{3V} \geq 1 \Rightarrow Y = 0 \quad (146)$$

onde y é a distância que a chapa deve estender-se na madeira;

$c = 1/2 \cdot h$ é a altura relativa ao eixo da peça;

$f_{v,d}$ é a resistência de cálculo ao cisalhamento da madeira;

A é a área do elemento de madeira;

V é o cisalhamento (diferença entre as diagonais).

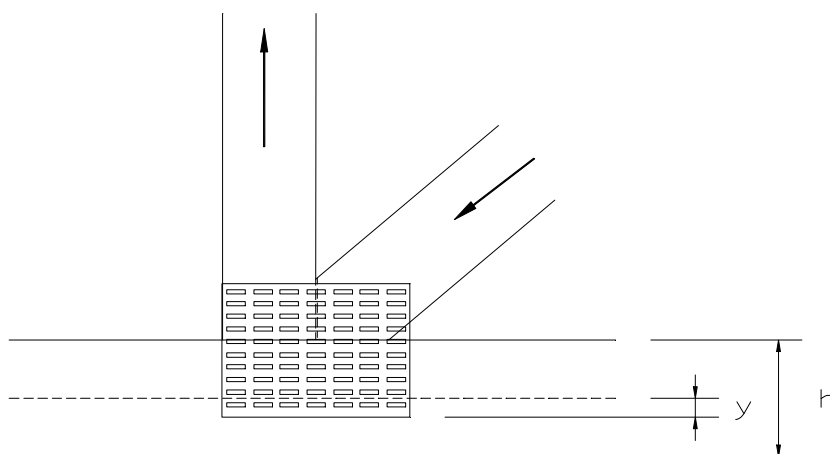


FIGURA 126- Ligação submetida à esforço de tração normal às fibras da madeira.

LIGAÇÕES SOLICITADAS À COMPRESSÃO

Diagonais

Para ligações ajustadas que resistem forças de compressão, pode-se considerar que 50% do esforço seja resistido através do contato madeira-madeira. Segundo UJVARI (1983) as uniões se consideram ajustadas se entre as peças de madeira não existir uma abertura maior que 1mm. Devemos determinar uma ancoragem suficiente para suportar a força axial.

Banzos

Para emendas dos banzos comprimidos, pode-se considerar que somente 75% do esforço de compressão atuante na ligação.

As equações que representam estes dimensionamentos são dadas por:

$$A_c = \frac{0,5.F_d}{f_{ad,b}} \quad \text{ou} \quad N = \frac{0,5.F_d}{f_{ad,b}} \quad (\text{Diagonais}) \quad (147)$$

$$A_c = \frac{0,75.F_d}{f_{ad,b}} \quad \text{ou} \quad N = \frac{0,75.F_d}{f_{ad,b}} \quad (\text{Emendas de banzos}) \quad (148)$$

Sendo A_c é a área mínima requerida para a chapa;

F_d é a força axial de compressão atuante no elemento de madeira;

N é o número mínimo de dentes;

$f_{ad,b}$ é o valor de cálculo da resistência ao arrancamento por dente ou unidade de área do conector.

GEOMETRIA DAS LIGAÇÕES

Para todas ligações devem ser feitas reduções na área líquida da chapa com reduções nas dimensões, sendo de 1,27 cm nas extremidades e de 0,63 cm nas bordas das peças de madeira, devido às zonas ineficientes nas bordas e nos extremos das peças a serem ligadas. A largura de sobreposição dos conectores nos banzos superiores e inferiores deve ser de pelo menos 3,55cm.

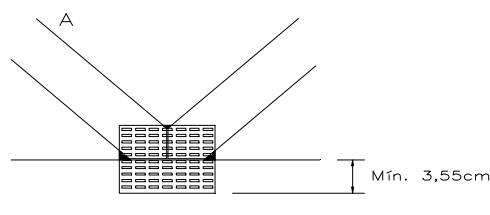


FIGURA 127- Altura mínima do conector na ligação com os banzos. (UJVARI, 1983).

OBSERVAÇÕES ESPECIAIS

As emendas de banzos nos nós não são recomendadas, porém quando efetuada a emenda de banzo deverá resistir também ao momento fletor dessa união gerado pela excentricidade.

Todos os nós em compressão sob condições normais de carga, e submetidos à tração, sob efeito de esforços reversíveis, devem ser projetados para suportar 1/3 das forças contrárias às atuantes.

Deve se localizar, quando possível, as emendas em tramos onde os esforços axiais são menores, porém nunca em banzos adjacentes.

ANEXO II

TABELA 51- Resultados da classificação.

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
1	573,9	14,6	15,0	14,4	14,5
2	639,5	20,6	18,4	19,5	19,4
3	469,8	9,7	10,2	10,5	10,5
4	673,2	12,8	14,4	13,8	15,9
5	589,9	22,3	16,6	17,9	17,0
6	610,7	14,6	14,8	15,2	17,3
7	605,0	15,2	14,4	14,2	15,9
8	549,2	9,5	11,9	11,0	13,3
9	585,5	15,8	14,4	15,3	15,3
10	614,6	24,2	18,7	19,4	20,0
11	687,9	17,3	15,7	15,6	16,9
12	581,9	7,7	8,7	8,8	11,0
13	647,6	16,1	16,7	16,5	16,5
14	607,5	14,1	14,5	14,8	15,0
15	724,9	28,4	25,3	26,0	16,7
16	783,5	32,6	26,0	26,4	21,6
17	602,3	12,8	12,8	12,2	13,0
18	640,3	18,2	17,7	17,6	19,5
19	474,7	8,7	8,8	8,4	9,5
20	622,3	15,3	15,3	14,4	16,4
21	600,5	15,8	15,8	15,6	15,3
22	616,4	14,7	16,0	16,1	19,7
23	597,5	17,9	16,4	16,7	18,3
24	676,1	14,3	15,2	15,2	17,6
25	604,2	16,1	14,3	15,9	19,7
26	474,2	16,4	13,6	13,2	14,0
27	486,4	6,8	8,0	7,9	9,8
28	516,7	11,2	9,8	9,0	10,4
29	685,4	19,0	17,9	18,2	18,3
30	514,4	7,6	9,3	8,8	9,2
31	582,2	14,0	14,2	14,7	12,1
32	514,8	10,9	11,8	11,5	13,0
33	430,1	12,3	10,2	10,7	12,2
34	584,9	12,2	12,9	12,8	14,4
35	680,0	18,8	16,1	16,0	20,0
36	561,2	11,5	13,9	13,8	14,9
37	691,2	21,5	20,9	20,7	20,1
38	493,1	9,6	10,3	10,3	13,4
39	539,3	16,5	14,7	15,4	15,6
40	675,9	18,1	18,6	18,2	16,7
41	490,2	12,9	11,9	12,8	14,1
42	568,4	11,7	12,5	13,0	12,4
43	504,3	12,9	12,3	12,2	13,4
44	510,9	11,1	11,5	11,4	12,8
45	727,7	18,3	20,0	18,9	20,6
46	652,8	20,3	18,4	17,7	19,1
47	784,1	18,3	19,0	19,0	19,6
48	596,2	8,4	9,7	9,1	11,2
49	611,0	17,4	16,4	17,6	17,2
50	709,0	20,8	20,5	20,8	24,6

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
51	620,2	14,2	18,6	17,8	20,8
52	602,3	14,1	15,4	14,8	18,4
53	630,9	13,2	13,8	13,3	16,4
54	581,7	15,2	15,7	14,8	17,4
55	682,0	19,1	17,1	16,3	20,3
56	663,6	20,0	17,2	17,5	18,7
57	551,7	15,5	13,1	15,4	14,3
58	669,1	17,8	15,9	15,5	18,4
59	670,5	18,2	18,2	17,4	19,1
60	636,1	19,0	16,7	15,5	17,9
61	610,3	12,3	12,6	12,9	15,0
62	503,4	7,8	8,5	8,5	10,3
63	679,7	17,5	19,8	18,8	20,3
64	606,2	16,7	15,9	15,7	15,8
65	776,1	22,4	21,7	21,0	20,9
66	478,5	12,6	13,2	13,7	14,2
67	711,7	19,3	18,4	19,3	19,9
68	601,8	15,8	16,0	15,5	18,3
69	583,6	14,3	15,0	14,0	17,0
70	676,7	22,0	19,3	18,8	20,8
71	626,2	12,3	15,2	14,6	16,7
72	609,5	12,7	14,8	14,8	18,3
73	567,5	11,4	11,8	11,5	14,3
74	539,0	16,8	13,7	14,2	15,1
75	636,4	23,1	19,9	19,2	18,8
76	512,5	12,2	13,4	13,2	15,3
77	675,4	19,5	18,2	17,2	20,0
78	552,6	10,3	10,7	10,0	12,3
79	523,4	7,9	8,9	8,5	10,5
80	574,2	13,2	14,2	14,4	14,9
81	610,1	20,8	16,0	16,3	16,8
82	704,0	18,8	20,6	21,2	22,3
83	619,8	9,7	11,5	11,2	11,7
84	582,1	15,1	16,8	16,5	17,0
85	531,5	5,9	7,9	7,6	8,4
86	616,1	17,2	16,1	16,1	15,4
87	519,2	11,9	11,4	10,4	12,9
88	477,0	8,5	10,3	10,0	10,3
89	660,5	13,7	14,5	14,0	17,2
90	659,4	16,1	16,3	15,6	18,4
91	700,9	15,6	18,0	18,4	19,2
92	548,8	11,0	12,6	12,3	14,1
93	571,0	13,5	13,2	14,6	13,4
94	526,0	10,5	12,7	11,7	14,2
95	533,1	10,6	12,0	11,8	14,8
96	618,0	36,6	18,2	18,3	18,1
97	473,6	9,9	10,5	10,4	11,8
98	501,7	8,2	10,2	9,9	9,8
99	660,4	11,5	11,1	10,6	12,2
100	557,0	11,9	13,5	12,9	12,9
101	566,9	12,0	12,9	12,4	15,1
102	557,6	13,7	12,9	12,2	14,8
103	621,6	11,1	10,9	10,7	10,9
104	571,4	20,0	13,7	12,9	15,1
105	560,0	11,0	11,9	12,4	15,6
106	609,3	10,7	11,3	10,6	12,0
107	564,4	11,4	13,3	12,9	14,3
108	498,9	14,9	13,3	12,9	12,5
109	526,5	10,5	11,8	11,2	12,3
110	675,7	15,1	19,7	19,3	21,0

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
111	491,4	9,0	9,6	9,6	10,8
112	460,2	12,1	13,1	13,1	12,4
113	541,9	13,6	15,5	15,3	15,2
114	726,6	15,4	18,2	16,8	18,0
115	582,6	9,9	10,9	10,6	11,7
116	547,8	10,0	11,0	10,8	10,6
117	496,9	11,7	12,2	12,0	12,0
118	695,8	18,1	18,6	18,3	18,2
119	607,9	14,4	15,4	16,7	15,8
120	548,6	13,8	14,7	15,2	14,5
121	609,1	12,8	15,4	15,3	15,1
122	740,6	20,5	22,7	22,9	23,7
123	474,1	8,2	8,7	8,1	9,1
124	716,6	15,2	18,8	19,4	19,1
125	676,6	13,5	16,1	14,9	16,3
126	601,0	16,0	16,6	16,1	17,8
127	573,1	11,0	12,8	12,6	14,1
128	517,4	10,3	9,7	8,4	11,5
129	561,7	11,2	11,4	11,1	11,5
130	635,3	19,4	17,3	17,1	17,6
131	632,9	19,9	18,2	17,6	17,8
132	713,3	19,5	20,1	20,4	20,8
133	612,9	16,8	16,1	15,9	17,0
134	666,1	15,1	16,0	15,9	17,3
135	700,0	15,7	16,0	15,0	16,6
136	688,2	13,7	14,3	12,9	16,5
137	669,4	22,7	19,2	18,4	19,4
138	617,6	17,0	17,8	17,7	17,5
139	655,7	21,4	19,3	19,3	19,6
140	763,8	24,4	22,8	21,8	20,8
141	560,9	16,0	14,6	14,6	14,6
142	552,3	9,0	11,0	10,7	13,8
143	633,8	15,5	17,4	16,7	18,3
144	513,9	9,6	10,9	10,7	9,6
145	644,0	16,8	16,7	15,8	16,4
146	563,1	13,1	13,7	13,1	15,4
147	594,1	11,2	14,0	13,5	15,3
148	524,9	11,1	12,2	12,5	13,4
149	620,6	25,0	18,7	18,5	17,2
150	696,6	29,2	21,7	21,0	22,9
151	552,0	10,3	11,9	10,1	14,3
152	608,4	16,5	16,4	16,0	10,8
153	648,8	24,2	16,1	15,8	16,9
154	671,0	16,4	19,4	18,9	19,5
155	509,7	15,7	12,1	12,6	12,2
156	575,6	13,7	15,2	14,1	16,3
157	665,6	23,1	19,9	17,7	19,3
158	474,5	9,8	9,9	9,7	12,4
159	649,4	22,4	18,2	17,3	21,0
160	601,6	15,9	16,8	16,5	16,2
161	611,6	20,3	17,7	17,2	17,7
162	628,7	17,5	17,6	18,1	17,5
163	499,9	11,1	12,7	12,1	12,8
164	693,5	14,0	14,5	14,2	15,8
165	618,3	11,7	13,3	13,1	14,9
166	620,1	13,6	15,0	14,5	15,7
167	605,7	13,7	15,8	15,5	16,1
168	654,3	13,7	16,3	15,7	16,5
169	611,8	19,2	19,2	19,2	18,0
170	597,7	13,3	14,9	14,4	13,6

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
171	592,7	16,4	18,6	18,1	17,1
172	566,2	13,6	14,4	14,6	14,2
173	664,3	18,0	17,6	17,2	17,8
174	460,9	9,0	10,3	10,0	11,9
175	594,5	15,7	16,3	15,8	15,7
176	660,2	13,3	14,7	14,1	17,6
177	456,6	10,0	12,1	11,4	10,2
178	528,7	13,0	13,9	13,9	13,1
179	683,7	17,0	18,7	18,3	19,9
180	703,2	18,0	16,0	16,0	16,6
181	732,4	15,6	18,9	19,2	18,9
182	562,9	13,6	13,8	14,0	13,6
183	451,1	6,5	7,6	7,5	7,7
184	519,6	10,5	12,4	11,9	14,0
185	709,3	20,0	18,9	19,1	19,1
186	392,2	6,5	7,9	7,2	8,3
187	638,7	19,4	17,1	17,5	17,0
188	482,0	9,7	10,8	10,1	12,1
189	647,4	20,8	18,8	19,3	18,2
190	563,8	13,8	11,4	11,6	10,7
191	543,1	15,2	13,7	13,2	13,4
192	661,6	17,4	17,5	17,9	17,6
193	754,3	14,5	17,4	17,0	16,7
194	503,8	14,7	12,6	12,3	12,8
195	651,6	18,3	17,8	17,5	15,8
196	650,2	15,1	16,4	15,9	16,4
197	406,6	8,2	9,3	9,5	9,6
198	713,9	18,8	19,4	19,5	19,1
199	578,8	11,4	14,3	14,0	14,1
200	582,8	14,1	15,4	16,0	18,4
201	730,6	18,7	22,1	22,6	22,3
202	712,9	25,8	19,6	19,5	19,8
203	678,9	14,9	16,5	17,4	17,7
204	557,4	11,6	11,4	10,9	11,8
205	560,6	13,2	13,8	13,8	14,1
206	491,8	12,0	11,4	11,4	11,7
207	483,3	9,0	9,1	9,0	8,5
208	702,6	11,7	13,2	11,8	13,6
209	549,5	8,4	9,9	9,4	11,1
210	623,3	10,9	14,6	13,7	16,9
211	602,3	11,0	12,4	13,1	13,4
212	517,2	13,4	13,3	12,6	15,6
213	612,0	16,1	16,7	17,1	17,3
214	473,0	12,2	9,7	9,9	10,6
215	559,7	12,7	12,0	12,1	12,9
216	571,8	9,7	11,7	11,5	11,4
217	515,0	10,1	9,9	10,2	11,0
218	429,1	7,6	8,3	7,9	9,5
219	514,3	10,0	10,3	11,0	9,9
220	507,5	10,6	11,0	11,1	10,7
221	449,4	7,8	7,6	7,6	8,3
222	664,8	14,6	13,5	13,4	14,4
223	525,7	9,8	12,1	12,3	11,4
224	597,1	15,2	15,8	15,8	14,9
225	774,5	21,8	17,9	18,4	20,8
226	571,2	14,9	16,2	15,9	16,8
227	541,9	19,8	14,5	15,4	14,6
228	560,0	15,4	14,1	14,0	14,5
229	661,1	20,5	20,8	20,7	20,1
230	605,6	13,2	12,3	12,1	14,8

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
231	657,4	19,2	20,0	19,7	17,0
232	561,0	13,9	14,3	14,1	15,0
233	629,9	12,1	13,8	14,2	15,4
234	658,8	15,0	17,4	17,1	16,0
235	495,6	10,1	10,6	10,8	9,6
236	584,6	14,6	15,1	16,1	16,4
237	683,5	17,9	19,5	20,3	20,4
238	656,8	17,8	19,3	19,1	20,6
239	571,6	13,2	14,7	14,7	14,2
240	650,1	14,4	17,2	16,2	19,2
241	564,8	15,0	14,5	14,0	13,6
242	636,7	21,4	16,6	17,2	17,4
243	557,8	13,0	15,1	14,7	15,6
244	528,3	11,3	12,5	13,6	13,1
245	636,0	14,5	16,7	15,6	17,4
246	598,0	19,0	16,6	16,3	18,0
247	572,1	13,0	12,6	12,3	12,8
248	648,6	18,7	18,9	19,0	17,3
249	519,6	15,2	14,3	15,5	14,1
250	493,2	12,1	12,0	11,4	12,6
251	575,4	16,6	16,1	16,4	15,9
252	575,8	11,9	16,1	18,1	16,0
253	583,1	14,9	14,5	13,3	15,1
254	476,6	8,0	9,7	9,8	10,1
255	484,7	12,0	10,9	10,7	11,1
256	653,2	11,1	11,6	12,1	11,3
257	621,7	17,2	18,3	18,5	17,8
258	502,9	12,5	12,4	12,3	11,4
259	640,4	13,4	13,8	12,8	16,2
260	694,2	23,1	18,4	18,6	19,5
261	602,4	18,8	15,8	18,0	15,3
262	627,3	13,0	13,2	12,8	13,2
263	694,6	15,9	18,7	18,8	20,3
264	700,3	20,2	18,7	17,8	20,6
265	534,2	17,2	13,7	14,5	13,4
266	613,4	17,1	18,5	18,2	17,1
267	573,1	14,8	14,1	13,1	13,6
268	760,8	27,1	21,6	20,9	24,1
269	626,8	13,2	14,2	14,4	15,7
270	617,1	14,9	15,4	15,9	15,9
271	793,9	28,8	25,2	25,4	24,0
272	690,2	18,6	17,2	16,7	17,3
273	636,3	17,0	15,8	13,4	17,3
274	630,3	16,1	15,3	15,0	16,8
275	612,4	15,5	17,0	16,7	15,2
276	705,1	16,6	16,0	15,3	17,2
277	726,6	20,7	19,4	19,9	19,9
278	726,9	17,5	19,4	20,3	22,5
279	811,5	18,6	22,1	21,5	24,4
280	632,9	17,6	19,1	19,5	16,1
281	466,9	9,6	10,1	9,8	10,6
282	647,7	16,5	16,1	16,5	17,5
283	581,6	13,8	15,0	14,1	16,1
284	595,6	13,8	15,3	15,5	15,5
285	716,0	22,8	20,4	19,8	17,7
286	451,6	7,8	8,9	9,2	9,2
287	624,7	13,0	15,7	15,1	16,5
288	545,8	9,5	10,1	10,1	11,7
289	612,7	18,7	17,0	16,1	18,3
290	450,3	8,5	9,2	9,5	7,5

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
291	679,0	17,5	18,3	17,9	19,9
292	581,0	7,2	9,2	9,0	9,2
293	575,4	11,0	13,7	13,9	15,3
294	764,4	14,2	16,2	16,9	17,6
295	535,6	14,1	13,7	13,3	14,2
296	557,2	10,8	11,7	11,3	10,5
297	444,7	10,5	9,0	9,2	9,6
298	532,2	15,0	15,9	16,4	16,2
299	536,3	15,7	17,3	16,8	15,3
300	536,3	16,4	16,5	16,7	15,9
301	480,7	11,6	12,8	12,2	13,4
302	486,5	9,8	10,7	10,9	10,7
303	550,2	6,9	7,6	7,9	9,1
304	547,2	13,4	12,8	15,6	13,3
305	456,8	7,3	7,7	7,6	8,6
306	677,9	18,7	16,2	16,4	18,3
307	444,2	8,6	8,7	8,5	10,3
308	566,6	11,6	12,0	11,2	12,5
309	680,4	17,2	16,6	17,3	19,8
310	567,6	14,7	15,0	16,3	14,5
311	575,5	14,2	14,4	14,6	15,7
312	560,8	14,8	16,5	16,8	17,7
313	438,1	8,5	8,2	8,8	7,9
314	494,3	9,9	14,7	13,9	15,5
315	515,4	11,5	11,0	11,1	12,6
316	577,3	13,6	13,9	13,9	15,0
317	481,2	11,8	12,5	12,4	14,4
318	680,3	27,7	19,0	18,9	21,4
319	568,8	12,0	14,4	14,8	13,5
320	488,1	12,0	11,3	11,4	11,7
321	582,8	17,0	17,9	17,0	19,1
322	690,5	23,5	19,3	18,7	18,5
323	477,2	11,8	9,6	10,0	9,5
324	584,9	15,2	16,7	16,9	17,5
325	589,8	17,5	15,3	17,5	18,8
326	505,1	11,5	11,4	11,7	12,6
327	567,3	15,5	15,2	16,4	17,1
328	628,2	14,6	14,3	14,6	14,9
329	593,4	17,2	17,5	17,4	15,3
330	625,7	26,0	16,2	17,0	16,8
331	603,0	11,9	12,7	12,4	11,4
332	628,0	20,5	17,8	18,4	18,8
333	670,5	17,8	18,0	19,8	20,8
334	596,2	19,4	16,4	16,8	17,5
335	590,7	14,5	16,1	15,4	18,7
336	676,6	14,7	16,0	14,5	15,4
337	575,3	10,6	11,6	11,5	13,1
338	523,8	12,4	12,6	12,9	13,0
339	649,1	13,4	17,2	17,0	18,6
340	572,8	11,6	12,1	12,3	13,9
341	618,0	16,1	16,3	17,6	17,1
342	504,4	11,4	11,6	11,6	12,8
343	591,0	17,3	15,9	15,9	16,4
344	528,9	9,8	9,9	9,9	8,8
345	677,3	21,9	19,3	19,9	21,3
346	523,3	22,2	14,4	15,3	15,3
347	566,6	18,7	17,8	18,4	14,8
348	499,4	9,2	9,1	9,5	11,5
349	496,7	13,3	12,5	12,8	14,0
350	640,6	15,3	14,8	15,1	18,1

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
351	435,7	6,6	7,9	8,2	9,1
352	435,3	8,4	9,4	8,5	9,8
353	445,7	6,2	7,7	6,8	8,4
354	438,2	7,0	8,3	8,3	8,9
355	440,6	6,3	7,6	7,8	8,9
356	399,7	6,8	7,4	7,8	8,8
357	435,8	7,3	8,4	9,1	7,9
358	468,5	5,2	8,3	8,2	9,5
359	461,8	7,2	9,2	9,4	8,7
360	449,5	6,4	7,5	7,0	8,1
361	454,0	8,0	8,3	7,4	9,3
362	468,4	10,2	11,5	11,5	11,5
363	500,6	12,0	11,4	11,4	12,0
364	334,2	5,5	5,7	6,3	6,6
365	562,5	9,8	10,2	9,3	13,1
366	439,9	8,3	9,0	8,7	9,2
367	394,4	6,6	7,8	7,4	8,6
368	544,1	9,2	10,8	10,0	11,0
369	403,2	8,0	7,6	9,3	8,5
370	416,6	6,1	7,7	7,4	8,1
371	421,9	7,6	8,5	8,4	8,5
372	414,0	7,7	7,7	7,8	8,1
373	464,3	8,4	10,2	9,6	9,8
374	380,5	7,1	7,9	7,8	7,9
375	398,1	8,6	11,2	12,1	8,5
376	380,5	5,2	5,7	5,6	6,9
377	398,1	7,3	6,9	7,2	8,2
378	444,6	9,5	9,4	9,4	9,7
379	405,0	7,9	8,2	8,1	7,7
380	414,7	6,3	7,0	7,2	8,7
381	403,2	9,0	9,4	9,9	9,4
382	477,4	7,7	9,4	8,6	8,0
383	445,6	7,8	9,5	9,4	6,9
384	414,5	6,0	7,1	7,2	7,8
385	491,6	7,4	8,0	7,9	8,0
386	545,4	7,9	9,9	9,6	9,7
387	416,6	7,8	7,2	7,1	8,4
388	520,4	7,2	8,9	7,7	9,1
389	449,8	9,7	9,8	10,4	9,0
390	463,8	7,4	9,1	8,6	8,6
391	475,2	6,3	7,7	7,1	8,7
392	379,0	6,4	7,2	7,7	7,7
393	372,4	5,9	6,3	6,6	7,4
394	424,1	7,1	8,2	8,0	8,2
395	455,9	8,0	7,0	8,0	8,7
396	485,1	8,1	9,8	8,6	9,7
397	541,3	12,7	13,6	13,3	14,3
398	472,8	7,6	7,9	8,1	8,7
399	526,0	11,9	12,2	11,5	12,5
400	621,7	9,9	11,0	11,1	12,4
401	561,9	12,6	14,3	13,6	14,0
402	464,0	9,5	10,1	10,8	10,4
403	571,5	19,8	16,0	16,0	16,8
404	431,7	7,0	7,6	7,6	7,6
405	631,4	15,0	16,0	16,1	17,3
406	639,7	18,4	18,8	18,6	18,2
407	592,5	10,1	10,0	10,2	13,2
408	567,7	19,4	17,1	17,7	18,8
409	542,5	11,7	12,0	11,8	13,5
410	533,8	15,6	13,8	14,1	15,5

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
411	567,6	14,7	15,3	15,3	17,1
412	734,7	17,1	18,4	18,0	19,2
413	568,0	14,7	14,4	13,7	15,9
414	616,1	14,9	16,3	16,1	17,7
415	625,7	11,7	12,0	11,9	15,5
416	490,3	13,1	12,3	12,6	14,2
417	665,9	24,3	19,0	18,8	20,2
418	570,9	13,6	13,7	13,6	16,5
419	489,3	10,7	11,4	12,1	11,8
420	681,7	21,7	18,8	19,1	19,5
421	504,2	10,1	10,2	9,9	10,7
422	470,8	8,8	10,8	10,7	10,7
423	465,0	13,4	12,6	13,4	13,2
424	592,1	10,6	12,9	12,7	14,6
425	640,8	15,9	17,6	17,3	16,0
426	548,3	14,2	14,7	14,8	13,8
427	639,5	17,7	18,9	19,8	18,8
428	509,4	7,2	9,0	8,8	8,9
429	493,9	9,3	11,2	11,1	10,4
430	626,9	15,9	16,3	15,2	17,0
431	565,5	17,1	14,4	15,2	14,6
432	405,8	3,9	4,4	4,3	5,9
433	533,0	14,7	14,4	14,0	13,2
434	580,2	12,5	13,2	14,7	13,9
435	546,1	15,4	13,8	14,2	14,9
436	484,8	9,3	10,9	10,5	11,8
437	648,7	19,0	15,2	15,3	20,5
438	590,4	15,1	15,8	15,7	17,3
439	579,9	14,8	13,6	14,2	14,0
440	450,8	9,0	10,5	10,1	10,1
441	497,0	11,4	11,0	10,9	12,3
442	483,2	9,7	9,8	10,4	9,8
443	606,4	16,1	15,8	17,1	17,1
444	460,9	7,0	8,8	7,8	7,9
445	518,3	10,5	10,4	10,4	12,1
446	471,0	10,9	9,7	9,7	10,2
447	568,3	14,7	14,5	14,4	15,9
448	603,1	16,3	16,6	15,5	17,8
449	615,8	23,0	17,8	18,4	19,8
450	555,6	20,5	17,1	17,4	17,9
451	607,1	14,0	14,1	13,8	16,8
452	567,0	14,3	13,5	14,0	15,1
453	647,3	22,0	19,1	20,5	20,3
454	519,0	14,2	13,6	14,9	14,5
455	582,6	10,3	10,5	11,5	18,5
456	559,1	17,5	16,8	17,6	16,3
457	647,7	13,3	13,6	14,0	17,0
458	541,9	14,3	15,7	16,7	15,5
459	443,9	11,9	11,6	12,2	9,9
460	567,8	9,0	9,3	9,4	15,4
461	691,9	18,2	14,2	14,9	19,4
462	502,8	18,2	20,0	19,9	9,9
463	580,2	11,7	9,1	9,6	16,9
464	497,5	15,7	14,7	16,1	13,6
465	621,6	13,8	12,4	13,2	15,4
466	498,6	14,0	14,5	14,7	12,6
467	619,3	10,0	10,5	10,1	17,3
468	583,6	15,1	15,2	14,9	14,1
469	583,6	17,2	13,7	14,4	15,0
470	531,0	12,0	12,4	12,2	13,6

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
471	630,2	17,8	16,9	16,9	18,5
472	571,0	15,3	15,1	15,4	15,9
473	601,6	17,7	16,0	17,0	16,2
474	642,4	21,8	17,3	18,1	19,7
475	740,2	18,1	21,6	20,9	22,0
476	531,2	12,0	12,1	12,4	13,4
477	545,9	17,0	15,3	17,3	16,6
478	603,5	20,6	17,8	21,2	12,6
479	471,5	7,9	8,0	7,9	11,4
480	676,2	28,8	18,6	18,7	20,9
481	518,8	15,5	13,7	14,0	15,6
482	612,2	17,8	16,4	16,5	17,6
483	705,1	21,5	20,1	20,9	21,2
484	620,3	22,9	17,4	19,5	17,9
485	604,1	13,8	14,1	14,0	13,3
486	684,2	16,0	17,8	17,8	17,8
487	452,6	10,1	10,8	11,5	12,7
488	547,8	12,6	14,4	15,1	16,9
489	506,3	15,5	14,3	16,3	16,1
490	485,9	15,0	13,2	14,0	12,6
491	494,2	10,6	11,5	11,5	11,9
492	664,7	18,7	17,3	18,5	17,5
493	457,9	11,1	10,3	10,9	9,5
494	583,8	19,3	16,6	17,2	16,2
495	517,2	11,4	11,7	11,3	12,7
496	580,2	17,4	16,6	16,6	14,7
497	493,9	12,0	10,7	10,5	12,5
498	649,4	11,3	17,2	17,1	18,6
499	621,2	11,8	13,6	14,1	16,4
500	512,7	12,2	12,7	12,5	12,5
501	417,7	8,8	8,4	8,0	8,4
502	451,8	10,9	10,3	10,6	11,4
503	507,4	9,7	10,7	10,5	11,5
504	420,7	5,7	6,9	6,6	6,9
505	474,6	10,7	11,3	11,1	10,5
506	531,4	12,5	12,9	13,3	11,6
507	435,0	6,9	8,2	8,0	8,8
508	442,5	7,4	8,1	8,6	9,3
509	449,1	6,6	7,0	7,1	8,3
510	517,8	13,8	12,9	12,7	13,5
511	493,7	8,7	12,9	13,0	12,6
512	490,1	6,5	8,2	7,8	10,4
513	500,0	6,1	7,8	7,1	8,4
514	470,0	8,2	8,8	7,9	8,5
515	457,8	7,9	9,2	9,2	9,5
516	414,7	8,4	10,5	10,3	10,0
517	549,7	10,8	10,5	11,8	12,3
518	436,8	7,2	8,3	8,3	8,9
519	467,5	8,6	9,5	9,3	8,9
520	539,0	5,8	7,4	6,7	8,3
521	427,5	5,2	6,2	6,2	6,5
522	497,8	7,6	9,8	8,8	10,5
523	514,0	9,3	10,5	11,3	11,8
524	474,9	7,6	9,4	9,5	9,9
525	419,8	8,5	8,3	8,5	9,1
526	375,9	5,7	6,4	6,4	7,2
527	461,4	8,8	9,4	8,7	9,9
528	481,7	5,9	6,4	6,2	7,3
529	453,0	8,5	8,3	8,3	8,1
530	391,9	5,8	6,9	6,7	7,2

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
531	402,2	6,2	7,4	7,4	8,2
532	367,6	5,4	6,1	6,6	6,9
533	425,7	8,5	9,4	9,2	8,7
534	400,1	5,8	7,1	7,7	7,0
535	521,8	10,7	12,4	12,3	12,7
536	532,6	8,2	10,9	8,9	11,6
537	425,9	6,9	8,3	8,1	8,8
538	478,1	9,9	12,1	11,8	12,2
539	322,1	8,6	9,9	10,3	7,1
540	322,1	5,0	5,8	5,9	6,1
541	329,2	4,9	5,4	5,6	5,7
542	383,9	6,9	7,7	11,0	7,7
543	483,4	11,0	11,6	10,6	12,2
544	460,3	5,7	7,3	6,9	8,6
545	495,3	7,9	9,2	9,2	10,2
546	471,4	9,2	9,9	9,6	11,3
547	430,4	6,2	7,7	7,0	9,1
548	472,6	6,0	7,4	7,0	9,8
549	545,7	11,1	12,6	11,5	12,8
550	362,2	3,9	4,2	4,4	4,5
551	426,1	7,6	8,4	7,6	9,1
552	489,4	10,1	10,5	10,0	11,0
553	504,3	9,3	10,9	10,4	11,0
554	426,1	6,2	7,2	7,0	7,8
555	403,7	5,0	6,1	5,6	6,6
556	493,0	8,3	9,1	9,3	10,4
557	520,2	10,2	11,2	11,1	10,6
558	456,7	7,3	8,4	8,0	9,6
559	436,2	6,4	8,0	7,9	8,2
560	495,5	9,2	9,6	8,8	10,3
561	416,2	6,2	7,1	7,2	7,1
562	479,9	5,6	6,4	5,9	7,7
563	587,3	11,2	12,1	12,6	12,1
564	501,2	6,7	9,3	8,4	10,4
565	450,7	5,8	6,7	6,4	7,2
566	473,0	7,1	8,4	8,2	9,1
567	458,8	8,9	9,1	9,1	9,6
568	561,4	9,9	12,1	11,7	13,0
569	409,5	6,6	7,4	7,6	7,7
570	545,8	8,3	9,6	9,0	10,4
571	472,3	12,8	11,3	10,1	9,9
572	457,7	7,2	8,4	7,8	9,4
573	483,8	9,7	10,3	10,3	13,5
574	409,0	12,7	12,2	12,2	7,4
575	452,0	5,6	6,8	6,9	8,3
576	545,6	5,7	6,6	6,0	13,2
577	545,6	17,1	13,0	13,6	13,8
578	496,8	7,4	9,3	8,5	8,9
579	455,7	6,2	7,4	7,1	7,7
580	550,7	12,7	14,1	8,0	16,2
581	404,4	6,5	7,8	7,8	7,5
582	464,0	6,6	6,9	7,2	7,7
583	443,2	7,9	9,0	9,2	9,8
584	471,2	10,5	10,9	11,6	12,1
585	467,0	6,1	6,6	6,4	7,6
586	510,9	11,9	12,8	12,4	13,9
587	498,6	8,3	9,5	9,7	9,2
588	419,2	8,6	9,4	9,3	10,3
589	478,3	13,1	12,7	12,7	9,6
590	521,0	11,6	12,7	11,4	11,0

nº peça	r (kg/m³)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
		MSR (corrigido)	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
591	621,4	14,2	17,0	16,6	14,3
592	389,8	5,7	6,7	6,8	6,6
593	449,1	8,5	10,1	9,8	8,7
594	449,9	10,2	11,7	11,0	9,7
595	536,5	6,0	6,8	6,5	12,2
596	485,1	8,0	8,3	8,3	8,5
597	480,6	6,1	7,0	7,1	9,0
598	423,6	5,3	6,2	6,3	7,7
599	424,3	8,9	9,2	9,1	6,4
600	443,8	6,6	7,6	6,6	10,7

ANEXO III

UMIDADE

Foram realizados ensaios de umidade para se controlar as peças e identificar as características físicas dos elementos empregados na confecção das treliças. O procedimento experimental adotado em conformidade com NBR 7190:1997.

TABELA 52- Resultados dos ensaios de umidade.

peça	U (%)	peça	U (%)
1	11,9	13	11,5
2	12,0	14	11,8
3	11,5	15	11,9
4	12,1	16	12,2
5	11,5	17	12,5
6	12,0	18	11,5
7	12,0	19	11,7
8	11,9	20	13,0
9	11,8	21	12,0
10	11,6	média	11,9
11	12,0	desvio	0,2
12	12,0	COV (%)	2%

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACCORSI, M.; SARISLEY, E. (1989). *Implementing Stress-Laminated Timber Bridge Technology for Connecticut Bridge Construction*. University of Connecticut. Connecticut.
- ALMEIDA, P. A. O. (1997). *Critérios de projeto das ligações com chapas de dentes estampados*. São Paulo: POLI/USP (Boletim Técnico nº BT/PEF/9718).
- ALTIMORE, F. (1995). *Stress-laminated, metal-plate-connected truss bridges*. Maine. 358p. Thesis (Doctor of philosophy) - University of Maine.
- ALVES, N.M.P. (2002). *Análise de ponte de madeira prontendidas transversalmente formadas por viga-T*. São Carlos. 110p. Dissertação (Mestrado). - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998). *ASTM E 8/96a – Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials* (CD ROM). Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998). *ASTM D198/84 (Methods of Static of Timber in Structural Sizes)* (CD ROM). Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). *ASTM D245-93. Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber*. Philadelphia.
- ANSI/TPI (1995). American National Standards Institute/Truss Plate Institute. - *National design standard for metal connected wood truss construction*. Madison, Wisconsin.
- AASHTO (1991). American Association of Highway and Transportation Officials. *Guide Specifications for the Design of Stress Laminated Wood Decks*. Washington D. C.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). *NBR 7190 - Projeto de estruturas de madeira*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). - *NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas: procedimento*. Rio de Janeiro.
- AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. - *AASHTO. 1991. Guide Specifications for Design of Stress Laminated Wood Decks*. Washington D. C.
- BARALDI, L. T.(1996). *Método de Ensaio de Ligações de Estruturas de Madeira por Chapas com Dentes Estampados*. São Carlos. 98p. Dissertação (Mestrado). - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- BARALDI , L. T.; CALIL, JR., C. (1998). *Crítérios de Dimensionamento para treliças executadas com chapas com dentes estampados*. In. ENCONTO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, VI, Florianópolis – SC, Vol.02, p. 102-112.
- BARROS JR., O. (1991). *Algumas Considerações sobre a Pré-Fabricação de Estruturas de Madeira para Coberturas*. São Carlos, 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BODIG, J.; JAYNE, B.A. (1982). *Mechanics of Wood an wood composites*. New York, Ed. Van Nostrand Reinhold Company, 712p.
- BOX, G.E.P.; COX, D. R. (1964). An Analysis of transformations. In. *Journal of the Royal Statistical Society*, 211-243p.
- BREUER, H. (1983). *Ligação de peças estruturais de madeira por uniões chapa-prego*. In. ENCONTO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, I, São Carlos - SP. I, São Carlos – SP, Vol.04.
- BROWN, B.J. (1998). *Design analysis of single-span advanced composite deck-and-stringer bridge systems*. Morgantown. 142p. Thesis (Master of Science) – West Virginia University.

- BRUNO, J. & WEAVER, R. (1989). *Evaluation of coatings for metal connector plates*. Steel Structures Painting Council, Pittsburgh, P.A.
- CALIL, C. J. (2001). *Long term field performance of seven stress laminated deck hardwood wood bridges in Pennsylvania*. Relatório de bolsa de pós-doutorado no exterior: FAPESP (Fundação de amparo e pesquisa do estado de São Paulo), 07/2001 145p.
- CALIL, C. J.; ROCCO LAHR, F.; DIAS, A. A. (2003). *Dimensionamento de elementos estruturais de madeira*. São Paulo, Editora. Manole, 152p.
- CARVALHO, J. S. (2002). *Contribuição para a definição de critérios para o dimensionamento da ligação entre peças de madeira por chapas metálicas com dentes estampados*. São Carlos. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CUSENS, A.R.; PAMA, R.P. (1975). *Bridge Deck Analysis*. Editora John Wiley Sons, London.
- CREWS, K. (1994). *Design Procedures for Stress Laminated Timber Bridge Decks in Austrália*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Vol. 2, 131-137p.
- DAGHER, H.; CACCESE, V.; ALTIMORE, F. et al. (1995) *Using Lightweight MPC Wood Trusses in Bridges*. In: Sanayei, Masoud, ed. *Restructuring: America and beyond*. Proceedings of Structures Congress 13 Abril 2-5; Boston, MA. New York: American Society of Civil Enginners. Vol. 1, p. 9-12.
- DAGHER, H.; ALTIMORE, F.; CACCESE, V.; RITTER, M. (1999). *Field performance of a stress-laminated truss bridge located in North Yarmouth, Maine*. Report Number AEWC 98-7. Orono,Maine; Advanced Engineered Wood Composites Center. p. 21.
- DAGHER, H.; ALTIMORE, F.; CACCESE, V.; RITTER, M. (1999). *Field performance of a stress-laminated truss bridge located in Byron, Maine*. Report Number AEWC 98-6. Orono, Maine; Advanced Engineered Wood Composites Center. 21p.
- DAGHER, H.; WEST, B.; CACCESE, V.; WOLFE, R.; RITTER, M. (1996). *Fatigue Design Criteria of MPC Wood Truss Bridge Applications*. Transportation Research Record, p.58-64.

- DAGHER, H.; WEST, B. (1998). *Fatigue tests of full-scale MPC trusses. Final report to the USDA Forest Service and the FHWA*. Orono, ME: University of Maine, Department of Civil Engineering. 2p.
- DAVALOS, J. F.; SALIM, H. A. (1992). *Design of Stress-Laminated T-System Timber Bridges*. National Hardwood Timber Bridge Conference, Timber Bridge Information Resource Center – TBIRC, USDA-FS-Northeastern Area.
- DAVALOS, J. F.; SALIM, H. A. (1993). *Effective Flange Width for Stress-Laminated T-Systems Timber Bridges*. Journal of the Structural Engineering, v.119, n.3, p.938-953.
- EUROCODE 5 (1991) – *Design of Timber Structures*. CEN, European Committee for Standardization, 1993.
- GANGARAO, H.; P. RAJU. (1989). *Wheel Load Distributions on Highway Bridges*. Report CFC-89-100. Constructed Facilities Center, West Virginia University. 94p.
- GREEN, D. W.; HERNANDEZ, R. (1998). *Codes and standards for structural wood products and their use in the United States*. In. North American Forestry Commission. Proceedings of the Forest Products study group workshop held at the Forest Products Society Annual Meeting, June 23, Mérida, Yucatán, México.
- HEBERT, R. (1993). *Feasibility of CCA Treated Stressed Solid Deck and Stressed Truss Timber Bridges*. Tese (Doutorado) - University of Maine.
- HELLMEISTER, J. C. (1978). *Pontes de eucalipto citriodora*. São Carlos. Tese (Livre Docente) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NAGELE, T. C.; FRIDLEY, K. J. (1998). *Dynamic embedment of metal plate connections*. Forest Products Journal. Vol. 48 (2), p. 91-98.
- OKIMOTO, F.S. (1997). *Pontes Protendidas de Madeira: Parâmetros de Projeto*. São Carlos. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OKIMOTO, F.S. (2001). *Análise da Perda de Protensão em Pontes Protendidas de Madeira*. São Carlos. 195p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- OLIVA, M. G.; DIMAKIS, A.G. (1988). *Behavior of Stress-Laminated Timber Highway Bridge*. Journal of Structural Engineering, ASCE. V114, N08, p. 1850-1869.
- OLIVA, M. G. et al. (1990). *Stress-Laminated Wood Bridge Decks – Experimental and Analytical Evaluations*. USDA, FS, FPL, Research Paper, FPL-RP-495. Madison, Wisconsin.
- OLIVEIRA, R. M.; LAHR, F. A. R. (1988) *Introdução ao estudo da ligação entre peças de madeira através de chapas metálicas estampadas*. (Iniciação Científica)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PARTEL, H.; HELLMMEINSTER, J. C. (1990) *Estudo da ligação de peças estruturais de madeira de reflorestamento utilizando placas prego*. (Iniciação Científica)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PRATA, D. G. (1995). *Pontes protendidas de madeira*. São Carlos. 331p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- RITTER, M. A. et al. (1990). *Performance Stress-Laminated Bridges*. Wood Design Focus. Vol.01, nº 3. p. 12-16.
- RITTER, M.A. (1992). *Timber Bridges – Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM 7700-8. Madison, Wisconsin.
- ROCCO, LAHR, F. A. (2000). *Estruturas de Madeira*. Notas de aula, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP. Cap.1, p.03-04.
- SHRESTHA, D.; ALBANI, T. (1996). *Out-of-Plane Capacity of Truss Connector Plates*. Forest Products Journal. Vol. 46, nº2.
- SERAPHIM, J. H. C. (2001). *Contribuição para avaliação do desempenho mecânico de ligações com chapas metálicas de dentes estampados, utilizando-se madeira de eucalipto*. São Paulo. 285p. Dissertação (Mestrado). – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo- IPT.
- TAYLOR, R. J. E CSAGOLY, P. F. (1979). *Transverse Post-Tensioning of Longitudinally Laminated Timber Bridge Decks*. Research Report, RR220. Ontario Ministry of Transportation and Communications, OMT. Downsview, Ontario, Canadá.

- TAYLOR, R. J. & WALSH, H. (1983). *Prototype Prestressed Wood Bridge*. Transportation Research Record, TRB, no. 950. Washington, D.C. National Research Council, p. 110-122.
- TRICHE, M., et al. (1995). *Pole Creek Metal-Plate-Connected Wood Truss Bridge*. Transportation Research Record. p.49-57.
- TRICHE, M.; RITTER, M.; LEWIS S.; WOLFE, R. (1994). *Design and field performance of a metal plate connected wood truss bridge*, Structures Congress XII. New York, NY: American society of Civil Engineers. 6 p.
- TROITSKY, M. S. (1987). *Orthotropic Bridge - Theory and Design*. 2. ed. Ohio: The James F. Lincon Arc Welding Foundation.
- UJVARI, W. Z.(1983). *Ligações de madeira, feitas com conectores dentados "Gang-Nail"*. In. ENCONTO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, I, São Carlos - SP.
- SERAPHIM, J. H. C. (2001). *Contribuição para avaliação do desempenho mecânico de ligações com chapas com dentes estampados, utilizando-se madeira de eucalipto*. São Paulo, 285p.
- SOUTHERN PINE COUNCIL (1999). *Southern Pine Use Guide*. Southern Forest Products Association, Kenner, LA.
- SPIGEL, M. R. (1978). *Probabilidade e estatística*. Ed. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo.
- STEP (1995). *Timber Engineer*, Eurofortech, vol. 1 e 2.
- VELOSO, L.A.C.M. (1999). *Estudo do comportamento das placas de madeira protendida*. São Paulo. 90p. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- GROOM, L. (1994). *Effect of moisture cycling on truss-plate joint behavior*. Forest Products Journal. 44(1), p.21-29.
- HAYASHI, T.; SASAKI, H. (1984). *Fatigue of wood butt-joints with metal plate connectors*. Journal of the Society of Materials Science Japan. 30(1): p.23-31.
- HAYASHI, T.; SASAKI, H.; FUYUKI, T. (1983). *Effect of butt-joint gap on fatigue properties of laminated veneer lumber (LVL) with metal plate connectors*. Journal of Materials Science Japan. 29(10): p.663-669.
- HAYASHI, T.; SASAKI, H. (1981). *Time dependence on fatigue strength of timber butt-joints with metal plate connectors*. Journal of Materials Science Japan. 30(334), p.697-702.
- HAYASHI, T.; SASAKI, H.; MASUDA, M. (1980). *Time properties of wood butt joints with metal plate connectors*. Forest Products Journal. Vol. 30(2), p. 49-54.
- KAINZ, J.A. ; RITTER, M. A. et al. (1996). *Effect of Preservative Treatment on Bar Force in Stress-Laminated Bridge Decks*. National conference on wood transportation structures. Madison, Wisconsin, p. 23-25.
- KUZMANOVIC, B. O. (1977). *History of the theory of bridge structures*. Journal of the structural division, ASCE. p. 1095-1111.
- OLIVA, M. G.; DIMAKIS, A.G.; RITTER, M. (1987). *Development and use of stress laminated timber deck bridges*. Structures Congress Bridges and Transmission Line Structures, 7p.
- UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Escola de Engenharia de São Carlos. Serviço de Biblioteca (1996). *Diretrizes para elaboração de dissertações e teses na EESC-USP*. São Carlos.