

**PASSARELA ESTAIADA COM TABULEIRO DE
MADEIRA LAMINADA PROTENDIDA EM
MÓDULOS CURVOS**

Everaldo Pletz

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

ORIENTADOR: Prof. Titular Dr. Francisco Antonio Rocco Lahr

São Carlos

2003

A Lucy minha esposa,
pelos imprescindíveis e irrestritos apoio e encorajamento,
Aos meus filhos Luiz Guilherme, Ana Luiza e Carlos Eduardo
pela compreensão e carinho.
A Deus que tudo permeia e em tudo se manifesta.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, seu caráter de culminância impõe que por questão de justiça, agradecimentos sejam feitos àqueles que abaixo relaciono pela inestimável colaboração ao longo do meu programa de doutoramento, e àqueles que ao longo de minha vida, de alguma maneira, direta ou indiretamente me prepararam para percorrer mais esta etapa. Todos são evidências da grande conspiração do Grande Arquiteto do Universo para a realização deste projeto.

Ao Professor Francisco Antonio Rocco Lahr pela oportunidade valiosa de desfrutar de sua amizade e pela excelente orientação recebida durante a elaboração deste trabalho.

Ao Professor Carlito Calil Junior pelo privilégio do convívio e amizade, e pelas inumeráveis e inestimáveis contribuições, ao longo deste trabalho.

Ao professor Ernst Gheri da École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça, ex-presidente do comitê redator do Eurocode 5, pela proposta do tema e pela valiosa discussão sobre os principais aspectos envolvidos na elaboração deste trabalho, no período em que estive no Brasil.

A todos os colegas e funcionários do Departamento de Estruturas, do Departamento de Transportes e em especial do LaMEM, cujo espírito solidário e amigo merece destaque, pela colaboração na elaboração deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Estruturas da EESC-USP pelos conhecimentos transmitidos.

Ao professor José Elias Laier e ao engenheiro Ricardo Tanaka da empresa Lynx Tecnologia Eletrônica pela realização da análise modal experimental da passarela.

Ao professor Nelson Aoki pela orientação na elaboração do projeto de fundação.

À Construtora Domus Ltda pela dedicação e competência na construção da passarela.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP pelo apoio financeiro concedido para a construção da passarela.

À empresa Battistella Indústria e Comércio pelo fornecimento gratuito da madeira do tabuleiro da passarela.

À empresa IRPA S.A. pelo fornecimento gratuito do poste para o mastro da passarela.

À empresa ICAM Metalúrgica pela execução a preço especial, das conexões metálicas da passarela.

À empresa Dywidag do Brasil pelo fornecimento a preço especial, do aço de alta resistência usados na protensão do tabuleiro e nos estais.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

A Universidade Paranaense – UNIPAR, pelo apoio.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE SIGLAS.....	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xviii
RESUMO.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO.....	1
1. Visão geral das passarelas estaiadas de madeira.....	1
2. Universo da pesquisa.....	2
3. Objetivos.....	6
3.1 Objetivo Geral.....	6
3.2 Objetivos Específicos.....	7
4. Justificativas.....	7
4.1 Originalidade.....	7
4.2 Relevância.....	9
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
1. Introdução.....	10
2. Passarelas estaiadas de madeira.....	10
2.1 História resumida das pontes e passarelas estaiadas.....	11
2.2 Tipologia das passarelas estaiadas.....	13
2.3 Vantagens e desvantagens das passarelas estaiadas.....	16
2.4 Exemplos de passarelas de madeira.....	16
3. Placas laminadas protendidas.....	20
3.1 Introdução.....	20
3.2 História resumida das pontes laminadas protendidas.....	21
3.3 Madeira para Placas Laminadas Protendidas Transversalmente.....	23
3.4 Sistema de protensão.....	24
3.5 Perda de protensão.....	24
3.6 Recomendações para o processo construtivo.....	25

3.7 Dimensionamento.....	26
3.8 Pesquisas desenvolvidas no Brasil.....	28
3.9 Vantagens e desvantagens das placas laminadas protendidas.....	29
4. Fundamentos do projeto estrutural das passarelas estaiadas.....	31
4.1 Introdução.....	31
4.2 Análise estrutural.....	32
4.3 Estimativas das características dinâmicas das passarelas.....	35
4.4 Estados Limites.....	44
4.4.1-Estados Limites últimos.....	44
4.4.2- Estados limites de utilização.....	52
4.5 Pesquisas Desenvolvidas no Brasil.....	62
5. Considerações sobre a revisão bibliográfica.....	62
CAPÍTULO III – MATERIAIS E MÉTODOS.....	65
1. Introdução.....	65
2. Materiais.....	65
3.Projeto.....	67
3.1 Ações.....	67
3.2 Análise Estrutural.....	67
3.3 Dimensionamento.....	68
3.4 Detalhamento.....	70
4. Construção da Passarela.....	70
4.1 Processo construtivo.....	70
4.2 Fabricação dos Módulos.....	74
4.3 Fundação.....	77
4.4 Mastro (Pilar Central).....	78
4.5 Tabuleiro e seus Apoios.....	83
5. Análise Experimental.....	91
5.1 Lâminas de Madeira.....	91
5.2 Conexões Metálicas.....	92
5.3 Placas dos Módulos da Passarela.....	93
5.4 Passarela.....	94
6. Análise numérica.....	100

CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	104
1. Generalidades.....	104
2. Resultados dos Ensaios.....	104
2.1. Ensaio à Flexão das Lâminas.....	104
2.2. Variabilidade Dimensional das Placas do Tabuleiro.....	107
2.3. Ensaio à Flexão das Placas do Tabuleiro.....	109
2.4. Perda de Curvatura das Placas.....	115
2.5. Ensaio dos Olhais.....	124
2.6. Ensaios da Passarela.....	126
2.6.1 Ensaios Estáticos.....	126
2.6.1.1 Todos os Tramos Uniformemente Carregados.....	126
2.6.1.2 Passarela Parcialmente Carregada.....	137
2.6.2 Efeitos da Variação de Temperatura.....	142
2.6.3 Análise Modal Experimental.....	144
3 –Simulação Numérica.....	149
3.1 – Placa Laminada Protendida para Tabuleiros de Passarelas.....	151
3.2 – Mastro (Pilar Central e seus Estais de Sustentação).....	152
3.3 – Estais e Tabuleiro.....	154
3.4 – Recalques de Apoio.....	154
3.5 – Forma e Dimensão.....	155
4 - Verificação do Conforto do Usuário.....	156
5- Recomendações para Projeto e Construção.....	157
6- Custos e Tempo de Execução	160
CAPÍTULO V – CONCLUSÕES.....	161
1. Conclusões.....	161
2. Sugestões de Prosseguimento de Pesquisa.....	164
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	
APÊNDICE 1	
APÊNDICE 2	
APÊNDICE 3	

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Maquete da Passarela entre os Edifícios do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP de São Carlos	4
FIGURA 2 - Passarela de Gudöbroleden	17
FIGURA 3 - Passarela de Järna	17
FIGURA 4 - Passarela no aeroporto de Hiroshima	18
FIGURA 5 - Passarela Bird Sanctuary Bridge em Yamato.....	18
FIGURA 6 - Passarela de Vallorbe	18
FIGURA 7 - Passarela sobre o Rio Rhone.....	19
FIGURA 8 - Passarela em zona urbana na Suíça.....	20
FIGURA 9 - Efeito da flecha provocada pelo próprio na rigidez dos cabos.....	34
FIGURA 10 - Variação da frequência natural na direção vertical em função do vão.....	37
FIGURA 11 - Variação da frequência natural em função da altura da torre.....	40
FIGURA 12 - Valores das Sobrecargas Indicadas pelas Normas Internacionais.....	47
FIGURA 13 - Critérios para aceitação de vibrações verticais.....	61
FIGURA 14 - Critérios para aceitação de vibrações horizontais.....	61
FIGURA 15 - Projeto Estrutural da Passarela.....	69
FIGURA 16 - Ligação Dentada dos Módulos do Tabuleiro.....	72
FIGURA 17 – Peça de Conexão dos Módulos do Tabuleiro.....	72
FIGURA 18 - Encabeçamento dos Módulos do Tabuleiro.....	73
FIGURA 19 - Ligação dos Módulos do Tabuleiro.....	73
FIGURA 20 – Fabricação de um Módulo- Furação das Lâminas.....	74
FIGURA 21 – Fabricação de um Módulo – Introdução das Barras de Aço.....	74
FIGURA 22 – Fabricação de um Módulo – Aplicação de Curvatura	75
FIGURA 23 – Fabricação de um Módulo – Protensão das Barras de Aço	75
FIGURA 24 – Fabricação de um Módulo – Dispositivo de Aplicação de Curvatura.....	76
FIGURA 25 – Fabricação de um Módulo Curvo.....	76

FIGURA 26 - Fundação com Blocos Interligados por Escoras de Concreto.....	77
FIGURA 27 - Fundação com Blocos Interligados por Escoras de Concreto.....	78
FIGURA 28 - Detalhe da Conexão do Topo do Mastro	78
FIGURA 29 - Detalhe da Conexão da Base do Mastro.....	79
FIGURA 30 - Detalhe da Base do Poste.....	79
FIGURA 31 - Ligação dos Estais com o Poste.....	80
FIGURA 32 – Início do Içamento do Mastro (Pilar Central).....	80
FIGURA 33 - Içamento do Mastro (Pilar Central).....	81
FIGURA 34 – Colocação do Mastro sobre o Apoio.....	81
FIGURA 35 – Detalhe do Apoio do Estal de Sustentação	82
FIGURA 36 – Ancoragem dos Estais de Sustentação do Mastro (Pilar Central).....	82
FIGURA 37 - Estais de Sustentação do Mastro (Pilar Central).....	83
FIGURA 38 – Cimbramento Metálico	83
FIGURA 39 - Sistema de Regulagem do Greide do Tabuleiro	84
FIGURA 40 – Içamento de um Módulo do Tabuleiro	84
FIGURA 41 - Detalhe da Aproximação do Módulo do Tabuleiro	85
FIGURA 42 - Montagem do Tabuleiro.....	85
FIGURA 43 – Ligação dos Perfis através de Chapa Metálica Parafusada	86
FIGURA 44 - Ligação dos Perfis através de Parafusos na Face Inferior	86
FIGURA 45 - Colocação dos Estais.....	87
FIGURA 46 - Detalhes das Conexões dos Módulos.....	88
FIGURA 47 – Posicionando os Módulos	88
FIGURA 48 - Detalhe das Conexões dos Estais.....	89
FIGURA 49 - Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM junto ao Bordo Convexo.....	89
FIGURA 50 - Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM.....	90
FIGURA 51 – Vista Superior do Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM	90
FIGURA 52 - Passarela Concluída.....	91
FIGURA 51 - Ensaio à Flexão das Lâminas dos Módulos do Tabuleiro.....	92

FIGURA 52 - Ensaio do Olhal dos Cabos de Sustentação do Mastro Principal da Passarela.....	93
FIGURA 53 - Ensaio da Placa do Módulo do Tabuleiro da Passarela – Carregamento Uniformemente distribuído ao Longo da Seção Transversal Central.....	93
FIGURA 54 - Prismas Óticos no topo do Mastro e no Tabuleiro.....	94
FIGURA 55 - Célulade Carga de um Estal e Estação Total.....	95
FIGURA 56 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo do de toda a Superfície.....	95
FIGURA 57 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo do dos quatro Tramos Localizados nas Extremidades.....	96
FIGURA 58 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo do dos Três Módulos Centrais.....	96
FIGURA 59 - Ensaio da Passarela.....	97
FIGURA 60 - Termômetros Usados e Sistema de Aquisição de Dados da Kiowa.....	97
FIGURA 61 – Excitação da Passarela com a Queda de Saco de Areia	98
FIGURA 62 - Ensaio de Vibração Livre da Passarela.....	99
FIGURA 63 – Sistema de Aquisição de Dados e Acelerômetros para o Ensaio de Vibração Livre	100
FIGURA 64 - Variabilidade do Módulo de Elasticidade das Lâminas de Pinus Taeda ao Longo da Seção Transversal Central do Primeiro Módulo.....	106
FIGURA 65 - Corte Esquemático da Seção Transversal das Placas.....	107
FIGURA 66 - Variabilidade do Momento de Inércia das Lâminas das Seções Transversais da Placa do Módulo 1.....	108
FIGURA 67 - Gráficos dos Deslocamentos das Seções Transversais Centrais das Placas 1 e 2.....	111
FIGURA 68 - Gráficos dos Deslocamentos das Seções Transversais Centrais das Placas 3 e 4.....	112
FIGURA 69 - Gráfico dos Deslocamentos para Carregamento Uniformemente Distribuído.....	113
FIGURA 70 – Deslocamentos nas Seções Transversais	

Centrais provocados por Forças concentradas.....	114
FIGURA 71 – Perda de Protensão ao longo do Tempo.....	116
FIGURA 72 - Gráfico da perda de Curvatura.....	117
FIGURA 73 - Relação entre a Força de Protensão e o Ângulo de Curvatura.....	118
FIGURA 74 – Conexão dos Módulos.....	121
FIGURA 75 – Perda de Protensão do Módulo 5.....	122
FIGURA 76 – Perda de Curvatura dos Módulos do Tabuleiro.....	122
FIGURA 77 – Desenho Esquemático da Extremidade da Passarela apoiada sobre o Bloco de Concreto.....	123
FIGURA 78 - Detalhes dos Estais e dos Cabos de Sustentação do Mastro.....	125
FIGURA 79 Detalhes dos Estais e dos Cabos de Sustentação do Mastro	126
FIGURA 80 - Esquema da Numeração dos Estais e Apoios.....	127
FIGURA 81 - Esforços Solicitantes Internos nos Estais 1 a 3.....	130
FIGURA 82 – Deslocamentos do Tabuleiro da Passarela para Carregamento Uniformemente Distribuído de 1,7 kN /m ²	131
FIGURA 83 - Gráfico do Deslocamento do Bordo Convexo no Meio do Segundo Módulo (Ponto 6).....	132
FIGURA 84 – Deslocamentos Verticais do Mastro.....	132
FIGURA 85 – Deslocamentos dos Blocos de Ancoragem.....	133
FIGURA 86 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 3 e 6 do Tabuleiro.....	133
FIGURA 87 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 1 e 4 do Tabuleiro.....	134
FIGURA 88 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 2 e 5 do Tabuleiro.....	134
FIGURA 89 – Deslocamentos de Seções Transversais Centrais.....	135
FIGURA 90 – Ângulo de Torção da Seção Central do Módulo Central.....	136
FIGURA 91 – Deslocamentos Verticais dos Bordos Curvos.....	139
FIGURA 92 – Tensões Normais nas duas Direções para Carregamento atuando nos Três Tramos Centrais.....	140
FIGURA 93 – Tensões Normais nas duas Direções para Carregamento atuando nos Quatro Tramos Extremos.....	141

FIGURA 94 - Deslocamentos Verticais dos Bordos do Tabuleiro para Variação de Temperatura.....	143
FIGURA 95 - Três Primeiros Modos de Vibração.....	146
FIGURA 96 - Quarto, Quinto e Sexto Modos de Vibração dos Cabos e dos Estais.....	147
FIGURA 97 – Primeiro Modo de Vibração a Torção e Terceiro Modo de Vibração do Cabo de Sustentação do Mastro.....	148

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 –Exemplos de frequência natural à flexão na direção vertical para passarelas.....	38
TABELA 2 - Frequências Naturais no sentido Transversal à Passarela.....	39
TABELA 3 – Valores da razão de amortecimento crítico para passarelas.....	43
TABELA 4 - Ensaio à Flexão das Lâminas de Pinus Taeda do Primeiro Módulo.....	105
TABELA 5 - Ensaio à Flexão das Lâminas de Eucalipto Citriododa do Primeiro Módulo em daN/cm ²	105
TABELA 6 - Módulo de Elasticidade da Madeira de Pinus Taeda dos Módulos do Tabuleiro.....	113
TABELA 7– Dados do Processo de Aplicação de Curvatura nas Placas do Tabuleiro.....	121
TABELA 8 – Valores dos Deslocamentos Relativos da Extremidade da Passarela (cm).....	123
TABELA 9 – Esforços nos Estais e Reações de Apoio para Carregamento Uniformemente Distribuído ao longo de toda a Passarela.....	128
TABELA 10 – Esforços nos Estais e Reações de Apoio para Carregamentos Parciais da Passarela.....	137
TABELA 11 –Esforços nos Estais e Reações de Apoio para um Aumento de Temperatura de 15 °C.....	143
TABELA 12 - Coeficientes de Correlação.....	150
TABELA 13 – Frequência Natural da Placa Laminada Protendida Reta.....	151
TABELA 14 – Estudo das Frequências Naturais (hz) dos Cabos de Sustentação e Poste.....	153
TABELA 15 – Estudo das Frequências Naturais (hz) dos Estais e do Tabuleiro.....	154

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineers
BRO	Swedish Standards
BS	British Standards
CCA	Sal a base de cobre, cromo e arsênio
CEB	Comitê Euro-International du Beton
DS	Danish Standards
EBRAMEM	Encontro Brasileiro em Madeira e Estruturas de Madeira
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FPL	Forest Products Laboratory
ISO	International Organization for Standard
LaMEM	Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira
MLC	Madeira Laminada Colada
MLP	Madeira Laminada Protendida
MOE	Módulo de Elasticidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
NTC	Nordic Timber Council
OHBDC	Ontário Highway Bridge Design Code
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC
USDA	United States Department of Agriculture
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho = 1,2 \text{ kg/m}^3$ – densidade do ar

η = fator de forma da seção transversal disponível em tabelas do trabalho dos autores

δ = decremento logarítmico

ρ = densidade do ar ($1,3 \text{ kg/m}^3$)

φ = fator de rajada

ζ = razão de amortecimento crítico

γ_c peso específico do material do cabo

σ_c tensão atuante no cabo

γ_w = coeficiente de minoração

A coeficiente de minoração do módulo de elasticidade do cabo

A_{din} = amplitude da oscilação

A_{est} = deslocamento provocado pela ação estática de F_o

a_{rms} = root mean square acceleration

A_v = área da superfície carregada pelo vento

B = largura da placa ou passarela

b_e = espaçamento transversal entre estais

B_e = espessura da lâmina

C = coeficiente que mede a correlação de dados, variando de 0 a 1

C25 = classe de resistência da madeira correspondente a resistência característica de 25 MPa

C40 = classe de resistência da madeira correspondente a resistência característica de 40 MPa

D = diâmetro

d = dimensão em planta do obstáculo, transversal a direção do vento

E_n = Esforço obtido através de análise numérica

E_e = Esforço obtido através de análise experimental

E = módulo de elasticidade do cabo

E_L = módulo de elasticidade da placa de MLP na direção longitudinal da placa

E_T = módulo de elasticidade da placa de MLP na direção transversal da placa

E_{eq} módulo de elasticidade equivalente

$E I_h$ = rigidez do tabuleiro no sentido horizontal (transversal)

$F(t)$ = vetor de cargas nodais

f = frequência dos vórtices

f = a distância máxima entre estas secantes e os respectivos arcos descritos pelos bordos curvos

$F_{d,útil}$ = ação de projeto

$\Sigma F_{Gk,i}$ = somatória de ações permanentes

$\Sigma F_{Qk,l}$ = somatória de ações variáveis

F = fator de correção para o módulo de elasticidade

f_{bnat} = frequência natural à flexão

F_c = esforço no cabo

f_o = valor mínimo da frequência natural

f_c = frequência natural do cabo

f_{nat} = frequência natural da passarela

f_p = frequência dos passos

f_{tnat} = frequência natural à torção

f_v = frequência dos turbilhões

g = aceleração gravitacional

G = peso do pedestre

G_{LT} = módulo de elasticidade transversal da placa de MLP

h = altura da torre ou mastro

H = altura da seção transversal

H = dimensão característica da seção transversal na direção transversal ao vento

i = número do harmônico

k = matriz de rigidez

K_{mod} = coeficiente de modificação

L = vão

L_c = comprimento do cabo

L_c = comprimento da corda do cabo

L_s = comprimento da secante que passa pelos cantos da placa junto ao bordo convexo

LN = linha neutra da seção transversal

m = massa por unidade de comprimento

m = massa da passarela por unidade de comprimento

m_c = massa do cabo por comprimento

q = pressão dinâmica do vento correspondente a velocidade de projeto da NBR6123

Q = sobrecarga de serviço

r = raio de giração da seção transversal.

v = velocidade do vento

v_{max} = deslocamento máximo da estrutura solicitada pelo peso próprio

W é o peso da passarela

x = vetor de deslocamentos nodais

X_d = valor de projeto

X_k = valor característico

Y_i = distancia da face inferior de uma lâmina de MLP até o eixo de referência da seção transversal

Y_s = distancia da face superior de uma lâmina de MLP até o eixo de referência da seção transversal

RESUMO

PLETZ, E. (2001). *Passarela Estaiada com Tabuleiro de Madeira Laminada Protendida em Módulos Curvos*. São Carlos, 2003, Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

É inegável a importância do desenvolvimento de tecnologias de uso racional da madeira e de solução de problemas de transportes em nossas cidades, principalmente por causa do processo crescente de urbanização do mundo. Existe também, a necessidade estética de se unir à alta tecnologia, o belo. As passarelas estaiadas com tabuleiro de madeira laminada protendida, em módulos curvos, atendem a todas estas exigências. A construção de um protótipo permitiu que a realização de ensaios estáticos e dinâmicos, cujos resultados evidenciaram a viabilidade técnica e econômica de passarelas estaiadas usando madeira de reflorestamento, de tabuleiros compostos apenas por placas de madeira laminada protendida e da construção de placas curvas de madeira laminada protendida. Também foi possível comprovar que as vibrações induzidas por pedestres são a condição mais crítica de projeto. A investigação da perda de curvatura do tabuleiro demonstrou o sucesso do projeto, embora mais estudos ao longo do tempo sejam necessários. Baseando-se nos resultados experimentais, realizou-se a calibração do modelo numérico, que permitiu realizar simulações para determinar quais variáveis definem a resposta da passarela construída. Sugestões de procedimentos de elaboração e construção de passarelas, assim como de criação de Norma Brasileira específica para pontes e passarelas de madeira, são apresentadas.

Palavras Chaves: passarela, passarela estaiada, madeira, placas laminadas protendidas, critérios de projeto, perda de curvatura

ABSTRACT

PLETZ,E. Cable-stayed footbridge with stress laminated timber deck composed of curved modules. São Carlos,2003, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

The ongoing, worldwide, large scale urbanization is stressing more and more the importance of developing new technologies concerned with the rational use of timber and with the solution of transportation problems in cities. There is also an aesthetical need of showing the melting of up-to-date high technology with beauty. The cable-stayed stress-laminated timber footbridge, with curved modules meets all these needs. The building of a prototype, enabled static and dynamic tests to be carried out. The experimental results revealed the technical and economical feasibility of the following items: a) cable stayed footbridges with timber from reforestation, b) decks only made of stress laminated timber, c) curved plates of stress laminated timber. It also revealed that the human induced vibrations leads to the most critical design condition. The loss of deck curvature study indicated the need of further research considering the time effect, to confirm the initial success achieved. Based on the results of these testings, the calibration of the numerical model was done. In order to investigate which variables are responsible for the footbridge response, several simulations were performed with the calibrated model. Guidelines for design and building of timber footbridges are presented. The creation of a brazilian code for timber bridges and footbridges is also suggested.

Keywords: cable-stayed footbridge, stress-laminated timber footbridge, footbridge, timber, serviceability, loss of curvature, design of stress-laminated deck plates

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1- Visão geral das passarelas estaiadas de madeira

O mundo contemporâneo vem redescobrando a madeira pois as novas tecnologias de tratamento estão lhe conferindo a durabilidade desejada; o crescente emprego da madeira laminada colada e da madeira laminada protendida têm aberto vastas possibilidades de formas e dimensões; os processos construtivos têm caminhado no sentido da industrialização, da utilização de espécies de reflorestamento, adequadamente impregnadas contra a demanda biológica; e as novas alternativas de ligação através de conectores têm viabilizado soluções mais racionais para as estruturas de madeira. Ainda é importante frisar que seu papel como material de construção moderno tem crescido significativamente porque ela se enquadra na categoria dos materiais que melhor respondem às cada vez mais importantes questões ecológicas, quer seja pelo baixíssimo consumo de energia de produção, quer seja pelo aspecto da natural renovabilidade de suas fontes. Do ponto de vista estético, a madeira responde satisfatoriamente à necessidade humana de equilibrar seu mundo, fundamentado na matéria artificial, através do seu reencontro com a natureza.

Por outro lado, o processo de urbanização do mundo moderno tem criado um convívio conflituoso entre pedestres e veículos em nossos centros urbanos. Este mesmo processo tem ampliado a necessidade de um sistema viário cada vez mais complexo, ao incorporar ao espaço urbano, riachos, lagos, bosques e locais acidentados que outrora jamais fariam parte da malha urbana. Fruto da soma destas duas grandes tendências mundiais, iniciou-se um movimento no sentido da construção de passarelas, e a partir da década de 80, de passarelas estaiadas de madeira.

Pontes e passarelas de grandes vãos minimizam o impacto ambiental pela redução do número de pilares, ampliam as condições de aproveitamento de espaço sob as

mesmas, facilitam o processo de execução em locais inóspitos e ainda se transformam em ícones do arrojo e do avanço tecnológico de um povo ou nação. O crescimento dos vãos, a criação de novas formas, e a utilização de novos materiais têm feito surgir novos desafios tecnológicos, demandando desenvolvimento de novas soluções para verificação da segurança das mesmas quanto aos seus estados limites últimos e, particularmente para as passarelas, quanto aos estados limites de utilização.

Por motivos econômicos, construtivos e técnicos os sistemas estaiados e pênséis são os mais adequados para pontes e passarelas de grandes vãos. Comparando estas duas alternativas, PLETZ & LAHR (2000) afirmam que a prática recente tem demonstrado que as pontes estaiadas são mais econômicas do que as pênséis, principalmente quando se apresentam na forma de três vãos com eixo de simetria central, em função de sua maior rigidez, facilidade construtiva, menor consumo de materiais e fundações menos solicitadas e mais simples. Por outro lado, lembram que suas torres precisam ser, em média, duas vezes mais altas e que por isto elas são usadas apenas até o ponto em que a construção de suas torres se demonstra viável dos pontos de vistas técnico e econômico. Atualmente, apenas a partir deste limite as pontes pênséis passam a ser utilizadas.

2- Universo da pesquisa

A necessidade de ampliar as fronteiras de utilização da madeira, de demonstrar o seu amplo potencial de utilização e sua vocação para sistemas construtivos industrializados segundo os conceitos do novo século, direcionou a definição da passarela no sentido de se construir algo capaz de produzir algum impacto sobre a opinião pública. Daí surgiu a proposta de se projetar uma passarela com tabuleiro curvo em planta e independente da torre, composto apenas por placas, sem longarinas e transversinas, com torre inclinada e sustentada por barras de aço também inclinadas, com estais irradiando do seu topo. A utilização de madeira de reflorestamento foi outro elemento fundamental do partido adotado no projeto. Procurou-se agregar valor comercial a este tipo de madeira, através da demonstração

da viabilidade desta passarela, cujo projeto se fundamentou na adoção de um sistema estrutural compatível com a madeira de reflorestamento. Seu aspecto está demonstrado na maquete construída, conforme se pode observar na FIGURA 1 ou nas diversas fotos no Capítulo III. A concepção do sistema atende aos requisitos das pontes e passarelas modernas, isto é adoção de sistema multi-cabos para os sistemas estaiados e a utilização de tabuleiro composto por um único elemento, que se caracterizam pela diminuição da ineficiência de transferência de esforços entre elementos componentes (que caracteriza os sistemas compostos por transversinas, longarinas, e placas), conforme sugerem para passarelas, LEONHARDT & ZELLNER (1992).

Ela é a primeira passarela estaiada de madeira do Brasil, e está construída entre o prédio do Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), e o prédio da sede do mesmo departamento, no Campus de São Carlos.

Para o tabuleiro cogitou-se a possibilidade de se adotar placas laminadas coladas, mas acabou-se por optar pelo sistema laminado protendido porque o mesmo ainda não foi executado no Brasil, principalmente com as particularidades desta passarela, além disso a análise preliminar de custos indicou que atualmente no mercado nacional o sistema laminado colado é mais caro que o sistema laminado protendido. Deste modo pode-se colaborar com o processo de implantação desta proposta de sistema estrutural no Brasil, através da demonstração da viabilidade técnica e econômica da proposta. Além disto, estes módulos são particularmente diferentes dos que se encontram na literatura internacional porque incorporam os seguintes efeitos e características. a) a aplicação, os efeitos e a perda da curvatura dos módulos, b) os efeitos da compressão no plano médio das placas laminadas protendidas usadas no tabuleiro.

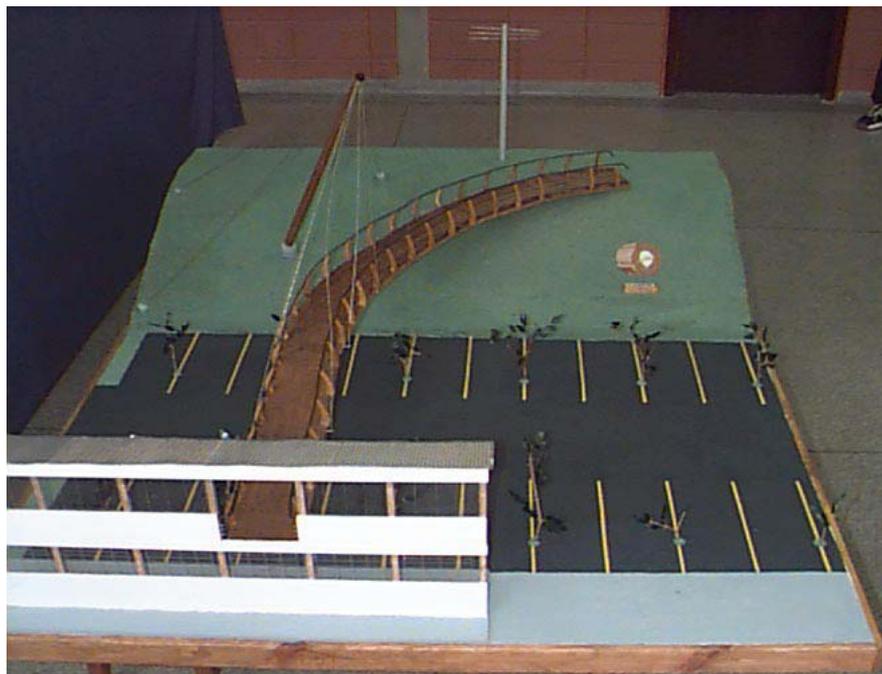


FIGURA 1 – Maquete da Passarela entre os Edifícios do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP de São Carlos

Os estais também são compostos por barras de aço alta resistência da Dywidag. Eles irradiam do topo da torre aos pares, em direção às regiões dos encaixes dos módulos. Totalizam doze estais. A curvatura da passarela exigiu que os estais se apoiassem em aparelhos de apoios que os distanciassem do tabuleiro, para que não interferissem no guarda corpo da passarela, em virtude de suas inclinações. A utilização de barras de aço como estais permitirá avaliar sua durabilidade que se julga ser superior a apresentada pelos cabos de aço. As características dinâmicas dos estais são dependentes do nível de solicitação e isto se constitui numa das causas da não-linearidade que estas estruturas apresentam em maior ou menor intensidade. Buscou-se também identificar a intensidade desta não linearidade.

A torre é constituída por um poste de *Eucalipto Citriodora* propositadamente inclinado, isto é, fora de prumo. Ela é o grande elemento de sustentação da passarela, e será mantida nesta posição por duas barras de aço alta resistência da Dywidag, dispostos perpendicularmente entre si. Estas barras tracionadas pela torre e pela passarela estão presas individualmente a dois blocos de concreto armado. A torre está

sujeita a flexo-compressão, cuja flexão cresce à medida que a compressão cresce. Este fato também é responsável por mais uma das causas da não-linearidade que este sistema apresenta em maior ou menor intensidade.

A fundação é composta por três tubulões, dois tracionados e adequadamente armados para absorver os esforços dos cabos de sustentação da torre, e um tubulão comprimido para sustentação da torre que o solicita a compressão. Como estes esforços possuem componentes horizontais, cogitou-se executar uma fundação inclinada na direção dos mesmos, do tipo tirante ancorado no solo. Mas as cotações de preço realizadas demonstraram que esta opção seria muito cara, o que levou a se construir um sistema estrutural fechado, unindo entre si os blocos de fundação dos três tubulões, através de três escoras de concreto capazes de absorver as componentes horizontais dos esforços de fundação. Os recalques de apoio foram monitorados.

A modulação do tabuleiro, a possibilidade de fabricar os módulos em oficinas de carpintaria, a fabricação das conexões em oficinas mecânicas são características que permitiram adotar para este tipo de passarela um processo construtivo com o caráter de pré-fabricação. Foi uma imposição para a viabilização da curvatura do tabuleiro e para conferir ao processo o caráter de pré-fabricação pretendido. As atividades de construção no canteiro de obra se resumiram à execução da fundação e montagem da passarela. Ao se adotar este processo construtivo, algumas premissas foram atendidas:

- a) economia de materiais, mão de obra e tempo
- b) qualidade
- c) possibilitar a dispensa de escoramento do tabuleiro
- d) adequação a locais longínquos e inhóspitos

Em relação ao sistema estrutural, alguns aspectos podem ser destacados. Trata-se de uma estrutura tridimensional, que não permite uma abordagem plana. As barras de aço de alta resistência que formam os estais e as barras de sustentação da torre são

rígidas e basicamente solicitadas à tração. A torre é solicitada basicamente a compressão, e o seu tabuleiro a flexo-compressão. A vinculação da estrutura será garantida também pela adoção dos apoios horizontais e verticais nas suas duas extremidades, em suma compondo um conjunto de vínculos distribuídos adequadamente no espaço.

Para efeito de projeto foram consideradas e ponderadas as ações permanentes, sobrecargas, ventos, variação de temperatura e fadiga. Buscou-se ao longo do trabalho, identificar quais são as ações mais importantes para o desenvolvimento do projeto estrutural. É importante ressaltar que a questão mais importante nas passarelas, no que diz respeito às ações, segundo a literatura internacional, é a verificação da possibilidade de se atingir um estado limite de utilização provocado por vibrações excessivas a ponto de prejudicar o conforto de seus usuários. Esse problema é bastante atual e complexo, dependendo não apenas do comportamento da estrutura e da interação entre ação e estrutura, mas também das reações dos usuários, fortemente influenciadas por fatores psicológicos. Considerando a ênfase dada ao problema, por vários pesquisadores, foi realizada a análise modal experimental, para se conhecer suas características dinâmicas e para deste modo se poder verifica-la quanto ao estado limite de utilização por vibrações excessivas.

3- Objetivos

3.1-Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral contribuir com o processo de desenvolvimento de uma tecnologia nacional de passarelas estaiadas, usando tabuleiros em madeira laminada e protendida transversalmente, através da demonstração de sua viabilidade técnica e econômica, assim como apresentar a madeira como material estrutural contemporâneo, competitivo e de alto desempenho, próprio para industrialização.

3.2- Objetivos Específicos

Como contribuições ao desenvolvimento desta tecnologia, enfocando os seguintes tópicos ainda não abordados nas pesquisas desenvolvidas no país, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- a- estudar a perda de curvatura do tabuleiro composto por módulos curvos da passarela estaiada construída, e comparar com a perda de curvatura dos módulos trabalhando isoladamente;
- b- avaliar a eficiência do tabuleiro da passarela estaiada construída, compostos por módulos acoplados entre si, sem longarinas e transversinas, usando madeira laminada protendida;
- c- sugerir um procedimento expedito de projeto de placas protendidas para tabuleiros de passarelas;
- d- realizar a análise modal experimental da passarela para se analisar a condição de conforto do usuário;
- e- desenvolver um modelo numérico calibrado para esta passarela;
- f- desenvolver detalhes de ligações para passarelas estaiadas de madeira;
- g- apresentar sugestões de estudos suplementares de tópicos para futura normalização, relativos a projeto e construção de passarelas.

4-Justificativas

4.1- Originalidade

A passarela proposta nesta pesquisa se destaca pelo tabuleiro laminado protendido sem transversinas e longarinas, com seis de seus sete módulos apresentando curvatura, sem contato com a torre. A ausência de transversinas e de longarinas foi adotada no projeto, conforme a proposta consagrada em outros materiais de construção, desenvolvida pelos Prof. U. Finsterwalder em 1967, e posteriormente adotada pelos Prof. J. Schlaich e Prof. R. Walther, segundo LEONHARDT & ZELLNER (1992). Por causa das características da passarela aqui proposta, os seguintes tópicos precisaram ser abordados pela primeira vez:

1. flexo-compressão em tabuleiro de passarelas estaiadas, constituído de placas laminadas protendidas, com curvatura;
2. efeitos da perda de curvatura em planta, das placas e do tabuleiro sobre a distribuição de esforços e deslocamentos;
3. aplicação de curvatura e evolução da perda de curvatura das placas de madeira laminada protendida;

É importante frisar que estes problemas foram estudados, limitando-se aos interesses da construção da passarela aqui proposta, sem se pretender exaurir cada um dos temas em si.

O levantamento do tema em periódicos técnico-científicos, anais de congressos nacionais e internacionais, na rede eletrônica mundial Internet, apresentados no Capítulo II, e o relato de DAGHER (2000), GHERI (2000) e, KROPF (2000), representantes de institutos de pesquisa mundialmente renomados, indicam que a passarela aqui proposta provavelmente seja a primeira a ser executada com estas características.

DAGHER,H. (2000) (Universidade de Maine -Estados Unidos da América). *Comunicação pessoal* durante visita ao LaMEM-EESC-USP em julho de 2000

GHERI, E. (2000) -(Presidente do comitê redator do Eurocode 5- 1995) *Comunicação pessoal* durante visita ao LaMEM-EESC-USP em julho de 2000

KROPF,F. (2000)- (Laboratório de Ensaio de Materiais, em Zurique,- Suíça).*Comunicação pessoal* durante visita ao LaMEM-EESC-USP em julho de 2000

Ainda é importante ressaltar novamente que se trata da primeira passarela estaiada em madeira construída no Brasil, onde muito recentemente foi concluída a construção de sua primeira grande ponte estaiada de concreto protendido, em São Paulo.

Em termos nacionais este trabalho confirma a constatação de que as particularidades das passarelas como por exemplo, a suscetibilidade às vibrações induzidas pelos

pedestres e o carregamento uniformemente distribuído, não foram adequadamente abordadas pelas normas brasileiras e as tornam muito diferentes das pontes rodoviárias e ferroviárias. A literatura técnica internacional, por outro lado, revela que este assunto é bastante atual e que ainda se encontra em fase de desenvolvimento.

4.2-Relevância

Diversos aspectos desta pesquisa a tornam relevante para o desenvolvimento da engenharia nacional de madeiras, como por exemplo:

- a) busca de uma alternativa econômica para grandes vãos utilizando madeira, uma alternativa interessante para um país rico em recursos florestais principalmente no seu interior, que por sua vez é carente deste tipo de pontes e passarelas;
- b) agregação de valor à madeira como material de construção, que é nossa vocação natural, através de mais uma demonstração da viabilidade técnica da madeira como material estrutural contemporâneo;
- c) estímulo à utilização da madeira de reflorestamento (posicionando-se de modo ecologicamente correto), isto é preservando as madeiras nativas;
- d) contribuição para a implantação de uma nova tecnologia nacional para construção de pontes e passarelas de madeira;
- e) apresentação das ações características das passarelas, como particulares às passarelas e como totalmente diferentes daquelas recomendadas para as pontes.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1 – Introdução

Este capítulo está dividido em quatro partes. A primeira é dedicada aos aspectos fundamentais das passarelas estaiadas de madeira , enquanto que na segunda as placas protendidas são abordadas. A terceira parte é dedicada à apresentação dos fundamentos do projeto estrutural de passarelas, e por último, na quarta parte, as considerações a respeito deste levantamento são apresentadas. O objetivo desta revisão é constatar a atualidade e a relevância do tema, assim como delinear as fronteiras do conhecimento, isto é determinar os pontos confusos e os conflitantes, o que falta pesquisar e a validade das hipóteses admitidas.

2 – Passarelas estaiadas de madeira

Segundo GIMSING (1983) e TROITSKY (1988), a ponte estaiada para pedestres, ou simplesmente passarela estaiada, é aquela cujo tabuleiro pode se apoiar nas torres, nas extremidades do tabuleiro e nos estais (cabos) irradiados das torres, em forma retilínea em direção ao tabuleiro. Estes cabos tracionados, provocam flexo-compressão no tabuleiro e nas torres, possibilitando que as cargas da passarela caminhem até as torres e daí para as fundações.

O sistema estaiado apresenta rigidez pela presença de cabos tracionados apoiados nas torres, proporciona fundações mais econômicas, além da racionalidade na

distribuição de esforços de tração nos cabos e de flexo-compressão no tabuleiro e torres, economia na diminuição significativa dos efeitos de flexão no tabuleiro. Este sistema viabiliza a construção de pontes e passarelas para grandes vãos, revestindo a construção de elegância e alto valor estético.

2.1- História resumida das pontes e passarelas estaiadas

Recomenda-se para conhecer a história das pontes e passarelas estaiadas desde seus primórdios, a leitura do artigo publicado em 1990 por BILLINGTON & NASMY (1990).

Embora a idéia dos estais estivesse presente nas embarcações do Egito Antigo, foi apenas em 1955 que se construiu na Suécia a primeira ponte estaiada moderna em Stromsund, projetada por Franz Dischinger. A principal razão para este desenvolvimento retardado foi o artigo escrito em 1823 pelo famoso Professor Navier, *Memoir on Suspension Bridges*, onde ele condenava as pontes estaiadas por três motivos: cientificamente porque várias destas pontes foram ao colapso na Inglaterra, naquela época; socialmente porque ela seria antieconômica quando comparada às pontes pênséis; e simbolicamente porque não eram tão belas e graciosas quanto às pênséis. Comenta-se que o fato de um arquiteto (Poyet) tê-la defendido contribuiu para a aversão nutrida por Navier. Sua influência sobre a comunidade científica, na época, era muito grande a ponto de prejudicar o desenvolvimento deste tipo de ponte.

Os primeiros insucessos foram decorrentes da utilização de barras de aço de baixa resistência, sem protensão, para corrigir os efeitos das flechas excessivas que os estais apresentavam, além da determinação aproximada dos esforços. Os estais somente entravam em serviço após deformações excessivas da ponte, fase em que os efeitos não lineares eram demasiadamente elevados, tornando o conjunto excessivamente flexível e inseguro. Inspirado no surgimento do concreto protendido, Franz Dischinger explica os insucessos das primeiras pontes e passa a propor que se use aço de alta resistência para os estais. Outro fato que contribuiu para que se

inaugurasse uma nova era para as pontes estaiadas foi a proposta inovadora de U. Finsterwalder, em 1967, estabelecendo que todos os elementos estruturais trabalhem como um único elemento, minimizando as transferências de esforços e proporcionando a continuidade do tabuleiro sobre os apoios. Deste modo inicia-se uma nova fase para as pontes estaiadas. A necessidade de reconstrução da Alemanha, após a II Guerra Mundial, a tradição alemã de formar engenheiros com sólida vocação para construção de pontes e ao processo de concorrência para construção de novas pontes, a exigência de proposta de projeto além do usual orçamento, foram fatores sinérgicos que fizeram com que a Alemanha se destacasse internacionalmente como o berço das pontes estaiadas modernas. MATHIVAT apud ALMEIDA (1990) classifica as pontes estaiadas modernas em três gerações. A primeira geração se caracterizou pela introdução dos esforços de compressão dos cabos de sustentação sobre os tabuleiros, retirando das fundações. Em 1964 inicia-se a segunda geração das pontes estaiadas, H. Homberg apresenta pela primeira vez o sistema multi-cabos, caracterizado pela diminuição do espaçamento entre cabos e conseqüentemente, pela diminuição dos esforços nos estais, das suas seções transversais e pela simplificação dos detalhes de ancoragem, apesar de mais numerosos, e pela possibilidade da utilização do sistema de balanços sucessivos para a construção. Outra característica deste sistema é a diminuição da flexão do tabuleiro, que por sua vez reduziu suas seções transversais. As pontes de terceira geração se caracterizam pela liberação do tabuleiro em relação às torres, isto é os tabuleiros deixaram de se apoiar rigidamente nas torres. Os vãos começaram a crescer significativamente e a tecnologia alemã começou a ser semeada mundo afora principalmente pela atuação do Prof. Fritz Leonhardt. Atualmente, destacam-se como grandes construtores de pontes estaiadas, em nível internacional, o Japão, com a maioria das maiores pontes do mundo, os Estados Unidos e a China. A Europa apresenta alguns exemplos recentes de grandes pontes assim como a América do Sul. Todos estes destaques são de pontes de aço, de concreto armado protendido, ou mistas.

Observou-se, a partir dos anos 60, com o incremento do processo de urbanização do mundo, que o sistema estaido também se adequava muito bem à construção de

passarelas, principalmente porque permite vencer grandes vãos, apresentar grandes gabaritos e produz um resultado estético muito agradável. A partir de 1980, segundo GHERI (2000), a Europa começa a testemunhar a construção de várias passarelas de madeira, que se destacaram pela incorporação dos conceitos já desenvolvidos para as pontes estaiadas e pela utilização das novas tecnologias desenvolvidas para estruturas de madeira.

2.2- Tipologia das passarelas estaiadas

Este item é dedicado à apresentação dos aspectos fundamentais dos elementos componentes de uma passarela estaiada moderna, com o objetivo de se uniformizar a linguagem. Os textos de autoria de GIMSING (1983); TROITSKY (1988); e WALTHER et al (1988) são recomendados para estudos complementares sobre as pontes e passarelas estaiadas.

Estais

Os estais podem ser constituídos de cabos ou barras de aço de alta resistência. As barras, apresentam como vantagens os menores riscos de corrosão e a maior simplicidade de manutenção, enquanto os cabos viabilizam comprimentos muito grandes, dispensando qualquer tipo de emenda. Existem vários tipos de cabos no mercado. Tanto os cabos como as barras devem ser de aço inoxidável (opção muito cara em termos nacionais).

Caso contrário eles devem sofrer um processo de galvanização. Do ponto de vista geométrico, os estais têm se apresentado na forma radial ou de leque, isto é, todos os estais irradiando do topo da torre ao tabuleiro. A disposição radial diminui as solicitações nas torres e enrijece o conjunto pela geometria triangular do arranjo dos estais e melhoram as características dinâmicas das pontes e passarelas estaiadas.

GHERI, E. (2000) -(Presidente do comitê redator do Eurocode 5- parte 2- 1995). *Comunicação pessoal* durante visita ao LaMEM-EESC-USP em julho de 2000

Quanto às ancoragens dos estais Schlaich (1990) afirma que seu detalhamento deve atender as condições do processo construtivo, levando-se em conta o processo de pós-tensionamento que será adotado.

Torres

As torres podem ser de madeira, aço ou concreto armado. Quando são de madeira maciça observa-se a limitação nos comprimentos das peças, porque não se costuma realizar emendas em elementos tão solicitados e importantes da estrutura. Como a altura está relacionada com o vão, isto implica que as torres de madeira maciça são indicadas para passarelas de porte menor, com vãos de até 30 metros. Elas podem ser de madeira laminada colada quando alturas maiores são necessárias. Ao se usar o concreto armado deve-se atentar para as dificuldades construtivas decorrentes da altura. A opção de peças pré-moldadas em concreto armado apresenta limitações de comprimento e peso, transporte e manipulação. Quanto às torres de aço, observa-se que, pela leveza e possibilidade de serem pré-montadas, são usadas para passarelas de grandes vãos. Outros fatores importantes a considerar são a disponibilidade do material no local da obra e, obviamente, o custo. Do ponto de vista geométrico, as torres têm sido simples ou compostas, verticais ou inclinadas. As simples são colunas articuladas na base e no topo. As compostas se apresentam na forma de pórticos do tipo “gol”, como mostra a FIGURA 3, ou de pórticos na forma de um “A”, conforme apresenta a FIGURA 5. Esta última alternativa tem conduzido a excelentes resultados no combate aos efeitos dinâmicos.

Superestrutura

A madeira mais utilizada para a superestrutura é a de reflorestamento, pelas vantagens que apresenta na sua obtenção e industrialização, além do baixo custo. A superestrutura pode ser de dois tipos: formada por tabuleiro que se apóia em transversinas sustentadas por longarinas ou apenas pelo tabuleiro que funciona como uma placa. A primeira opção caracteriza-se pelo aumento do número de pontos de

transferência de esforços, que tornam o sistema mais suscetível a problemas de conservação e menos eficiente do ponto de vista estrutural. A segunda opção simplifica a mecânica de transferência dos esforços, dispensando muitas ligações, facilitando os processos de construção e de manutenção. Restringindo-se às propostas modernas de tabuleiro, pode-se ainda, relacionar aquela em que ele é constituído de camadas ortogonais entre si, de tábuas superpostas, ligadas por pregos ou cavilhas, dispostas formando ângulos de mais ou menos quarenta e cinco graus em relação ao eixo longitudinal da passarela, dependendo da camada considerada. Esta proposta faz com que se tenha comportamento isotrópico. Esta alternativa foi estudada por ALMEIDA (1989). Na passarela pênsil sobre o Rio Piracicaba, na cidade de Piracicaba no Estado de São Paulo esta solução foi adotada conforme relata CALIL & LAHR (1994). Ainda pode-se relacionar as alternativas em que se utilizam a madeira laminada colada ou a madeira laminada protendida transversalmente por barras de aço de alta resistência. As seções transversais usuais são retangulares, mas seções do tipo celular ou nervuradas, são usadas quando as solicitações forem muito elevadas ou quando se precisar de inércia.

Parâmetros geométricos usuais

Segundo LEONHARDT (1992), as torres devem possuir uma relação altura/vão principal em torno de 0,25. A largura do tabuleiro deve ser superior a 2,5% do vão e a altura da seção transversal deve atingir a um décimo da largura. Os estais devem apresentar uma inclinação mínima de 25° e um espaçamento em torno de cinco metros, para que as ligações sejam mais simples, os estais possuam seção transversal menor e o tabuleiro seja mais esbelto. As longarinas devem apresentar uma altura de aproximadamente um vinte avos do vão principal da ponte. A análise das características geométricas de diversas pontes construídas pela equipe do Forest Products Laboratory (FPL) de Madison - Wisconsin (Estados Unidos da America), divisão pertencente ao United States Department of Agriculture (USDA), revela que os tabuleiros laminados devem possuir altura em torno de um trinta avos do espaçamento entre apoios, no caso os estais.

2.3 – Vantagens e desvantagens das passarelas estaiadas

As passarelas estaiadas assim como as passarelas pênseis são indicadas para vencer grandes vãos. Segundo PLETZ & LAHR (2000) o estudo comparativo entre ambas permite relacionar algumas vantagens das estaiadas sobre as pênseis, quais sejam :

1. maior economia de cabos
2. maior economia de madeira
3. melhor comportamento dinâmico
4. fundações mais simples e econômicas
5. como os seus cabos chegam todos ao tabuleiro, isto aumenta a possibilidade de executar tabuleiros mais elevados
6. maior facilidade construtiva por envolver tabuleiro e torre mais simples

Por outro lado como desvantagem em relação às passarelas pênseis destaca-se apenas uma, porém capaz de limitar o seu campo de aplicação. A relação altura da torre medida acima do tabuleiro pelo comprimento do vão principal é aproximadamente igual ao dobro da observada nas passarelas pênseis. Isto quer dizer que para um determinado vão, a altura torre da passarela pênseis será igual à aproximadamente metade da altura da torre da estaiada. Portanto pode-se afirmar que as passarelas pênseis são indicadas para vãos cujo comprimento esteja entre o máximo indicado para estaiadas e o dobro deste mesmo valor.

2.4 – Exemplos de passarelas de madeira

Do levantamento realizado podem ser extraídos alguns exemplos de passarelas estaiadas de madeira. Primeiramente são citadas as passarelas suecas de Gudöbroliden e de Järna conforme destaca ALAR et al (1999). A primeira possui vão principal de 35 metros, torres metálicas de 21 metros de altura total, dois planos verticais paralelos de estaiamento, com cabos espaçados de aproximadamente 7 metros, e superestrutura composta por tabuleiro protendido de 50 centímetros de espessura, conforme mostra a FIGURA 2.



FIGURA 2-Passarela de Gudöbroleden



FIGURA 3– Passarela de Järna

A segunda, apresentada na FIGURA 3, possui 25 metros de vão principal, superestrutura composta por um tabuleiro protendido com seção em ‘T’ dada pela presença de 3 vigas laminadas coladas de 60 centímetros de altura e torres de laminado colado, com altura total de 11,5 metros, sendo 6,5 metros acima do tabuleiro. GUSTAFSSON (1993) cita como mais um exemplo sueco, a passarela denominada Tommarspan, em Simrishamn, com 17,5 metros de vão e vigas de rigidez em madeira laminada colada e torres de madeira.

No Japão, encontram-se dois exemplos vencedores de concursos internacionais de pontes de madeira. A primeira, apresentada na FIGURA 4, é uma ponte rodoviária com torres de concreto armado em forma de “A”, superestrutura com vigas treliçadas de banzos paralelos de 4 metros de altura, em MLC, vencendo um vão principal de 77 metros, executada pela empresa japonesa Mitsui Wood System, e vencedora do concurso Rewards, edição de 1995, promovido pelo FPL-USDA. Em contraste com a linguagem arquitetônica apresentada pela ponte do aeroporto de Hiroshima, a segunda denominada Bird Sanctuary Bridge, construída na cidade de Yamato, em um parque ecológico próximo de Tóquio, incorpora nas torres e nos componentes dos guarda-corpos a linguagem milenar da arquitetura japonesa, conforme se observa na FIGURA 5, vencedora da edição de 1992 do mesmo concurso anual Rewards.

Segundo a empresa estadunidense, WESTERN WOOD STRUCTURES, INC. (2000) ambas as passarelas foram projetadas pela própria empresa.

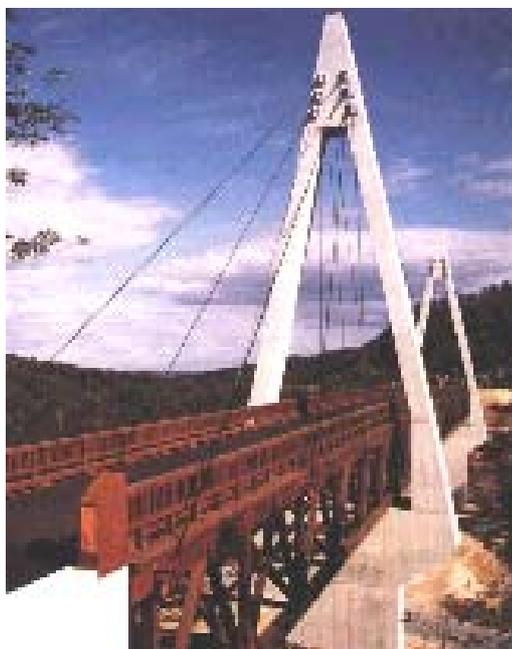


FIGURA 4 – Passarela no aeroporto de Hiroshima



FIGURA 5– Passarela Bird Sanctuary em Yamato



FIGURA 6 - Passarela de Vallorbe

Na Suíça encontram-se várias passarelas, como por exemplo, a passarela em Vallorbe, que se destaca pela beleza, com 24 metros de vão, torre inclinada em forma

de “H”, com tabuleiro de madeira laminada colada, conforme se pode observar na FIGURA 6. Esta passarela foi projetada por NATTERER (1998). A riqueza do detalhe do topo de sua torre, revelando a preocupação com a durabilidade, que não deve ser menos importante do que a preocupação com a eficiência estrutural. Esta é, certamente, a grande lição que as pontes e passarelas suíças passam ao mundo e, a um país que possui pontes de madeira com idade de três séculos, todos devem prestar atenção. Pode-se com certeza afirmar que o sucesso do projeto de madeira está no detalhamento. Na Irlanda, a passarela com três vãos de 22 metros, torres de MLC com aproximadamente 8 metros de altura e tabuleiro apoiado em vigas de rigidez de MLC, de 50 centímetros de altura, se mostrou uma opção de alta durabilidade face às condições da proximidade do mar, conforme registra TROITSKY (1988). Estes exemplos demonstram o sucesso da utilização da madeira em passarelas estaiadas, com vãos de 20 a 100 metros.



FIGURA 7 – Passarela sobre o Rio Rhone

Outra obra que também demonstra o potencial deste sistema estrutural usando a madeira é a passarela sobre o Rio Rhone, em Genebra, Suíça, projetada pelo prof. Dauner, segundo GHERI (2000), conforme se observa na FIGURA 7. A FIGURA 8 apresenta outra obra na Suíça, em zona urbana, que também se destaca pela elegância de seus detalhes, conforme relata GHERI (2000).

GHERI, E. (2000) -(Presidente do comitê redator do Eurocode 5- parte 2- 1995)
Comunicação pessoal durante visita ao LaMEM-EESC-USP em julho de 2000



FIGURA 8 – Passarela em zona urbana na Suíça

3-Placas laminadas protendidas

3.1- Introdução

Dentre as mais recentes tecnologias para tabuleiros de pontes de pequenos vãos a que mais se destaca é a da placa laminada protendida, cujo desenvolvimento vem se consolidando nos últimos vinte anos. Estas placas já foram utilizadas em centenas de pontes, relatam RITTER & LEE (1996). Protótipos têm sido estudados, várias pontes monitoradas para avaliação do desempenho ao longo do tempo e sob as mais diferentes condições ambientais.

As placas laminadas protendidas são bi-apoiadas na direção de suas lâminas de madeira, justapostas lateralmente ao longo de seus comprimentos, comprimidas transversalmente por um sistema de protensão, composto de barras de aço de alta resistência, que atravessam o conjunto de peças de madeira e que é responsável pelo comportamento como placa ortotrópica. Esta placa é normalmente usada como o único elemento dos tabuleiros de pontes e passarelas. As lâminas são vigas de madeira serrada, laminada colada ou compensada. As peças utilizadas normalmente possuem as mesmas dimensões. A partir deste tipo de placa, modelos alternativos foram desenvolvidos, através da introdução de outros tipos de vigas de madeira para

trabalharem como lâminas, como por exemplo, as vigas treliçadas, as vigas Tês e as vigas caixa. A protensão transversal veio substituir a ligação pregada cuja eficiência era reduzida pelos efeitos da variação do teor de umidade da madeira e da variação do carregamento nas pontes, relatam RITTER & LEE (1996). Conseqüentemente, a eficiência das ligações pregadas para transferência de cargas entre lâminas ficava comprometida, a flexibilidade do conjunto aumentada e a durabilidade do revestimento e, portanto do conjunto, reduzida. Em contra-partida, a protensão transversal consegue resolver todos estes problemas. Ao se comprimir transversalmente as peças de madeira, superando as tensões de tração decorrentes da flexão transversal, e ao se induzir atrito entre as superfícies das lâminas em contato, cria-se um mecanismo de transferência de esforços entre as lâminas, muito mais eficiente do que aquele desenvolvido pelas ligações pregadas. Fica, assim, evidente a necessidade de se garantir a existência de um nível mínimo de protensão que seja capaz de solidarizar as lâminas, através do mecanismo acima descrito.

3.2 –História resumida das pontes laminadas protendidas

Em 1976, em Ontario, Canadá surgiu o conceito de placas de madeira laminada protendidas transversalmente, como resposta ao problema da perda de continuidade transversal de tabuleiros feitos de madeira laminada pregada, relatam TAYLOR & RITTER (1990). A separação das lâminas era provocada pela corrosão dos pregos, ocasionada pela ação dos sais usados para degelar as estradas. O objetivo era restabelecer a continuidade transversal do tabuleiro através da aplicação de um esforço de compressão transversal, criado pela protensão de barras de aço de alta resistência dispostas na direção transversal ao tabuleiro. Esta opção foi logo aceita pelas autoridades canadenses porque, além de se ter demonstrado eficiente, apresentava baixos custos e rapidez de execução.

Segundo TAYLOR & RITTER (1990), o sucesso alcançado pela placa laminada protendida, estimulou o Ministério de Transportes e Comunicações de Ontário (OMT) a coordenar um programa para pesquisa e desenvolvimento do sistema. Este programa já entendia o sistema não apenas como uma alternativa de recuperação de

pontes mas também como uma opção vantajosa de construção de novas pontes de madeira. A primeira ponte construída foi Fox Lake Bridge sobre o West River, na cidade de Espanola, Ontário, em 1981.

Segundo OLIVA et al (1990), em 1986, o governo americano, ao avaliar a situação de seu sistema rodoviário secundário, concluiu que seriam necessários U\$18,8 bilhões aproximadamente para substituir suas pontes com deficiências estruturais ou funcionais, cuja quantidade alcançava a proporção de metade das pontes instaladas. Foi neste cenário que o governo americano através do seu Departamento de Agricultura (USDA), responsável por 10.000 pontes na ocasião, passou a coordenar, através de seu Laboratório de Produtos Florestais (FPL), em Madison, em cooperação com a Universidade de Wisconsin, a partir de 1985, um programa de pesquisa e desenvolvimento do sistema de pontes de madeira laminada protendida transversalmente

CREWS (1999) relata que a Austrália, passando pelo mesmo problema de deterioração de suas pontes de madeira, a maioria das quais com mais de 60 anos de idade, e observando o sucesso alcançado na América do Norte, passou a desenvolver, a partir de 1990, um programa de transferência tecnológica, de pesquisa e de desenvolvimento deste sistema. A Universidade da Tecnologia, em Sidney, passa a ser o centro destas atividades, com destaque mundial. São importantes também os resultados obtidos pelos esforços de pesquisa e desenvolvimento patrocinados pelos países europeus, em particular os países nórdicos a partir de 1994, conforme observa AASHEIM (1999), da equipe do NTC – Conselho dos Países Nórdicos para Madeira. Os suíços e os alemães, assim como os suecos, também colaboram no desenvolvimento deste sistema, conforme esclarece GHERI (2000). Na América Latina destacam-se os esforços do Brasil no sentido de assimilar esta tecnologia e passar a contribuir para o seu desenvolvimento. Maiores detalhes das diversas seções transversais desenvolvidas são fornecidos por OKIMOTO (1997).

3.3- Madeira para Placas Laminadas Protendidas Transversalmente

A madeira normalmente usada é a de reflorestamento, de baixa densidade, serrada com seções retangulares que medem geralmente 5 cm de largura por uma altura de até 40 cm, determinada em função do vão e do carregamento. O comprimento das lâminas não precisa ser o comprimento da placa, possibilidade que leva ao surgimento de emendas, usualmente de topo. Estas emendas também podem ser do tipo dentadas coladas, embora mais caras. Quanto maior o número de emendas numa mesma seção transversal maior será o comprometimento da inércia do conjunto. Este efeito foi estudado por OKIMOTO (1997) no Brasil., nos Estados Unidos por RITTER (1992) e DAVALOS &PETRO (1993) e na Austrália por CREWS (1998). Ele aumenta com a diminuição da tensão de protensão transversal em função da menor confinamento das lâminas. Este efeito também aumenta quando se aumenta a densidade da madeira, por causa da maior resistência que estas oferecem aos esforços de protensão que promovem a solidarização destas lâminas. O efeito da incidência de juntas na diminuição da capacidade das placas protendidas é abordado de maneiras semelhantes nos diversos documentos normativos. Todos estabelecem em comum o limite máximo de uma junta a cada quatro lâminas dentro de uma determinada faixa de comprimento (por exemplo 120 cm para a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e RITTER et al (1995), 30 vezes a largura das lâminas para o EUROCODE5-parte2). A possibilidade de emendas permite utilizar peças de madeira de qualquer comprimento, assim como aceitar a eventual ruptura localizada de qualquer uma das lâminas, como se fosse a adição de uma nova emenda ao conjunto. RITTER et al (1995) ressaltam que este sistema construtivo tem sido usado para a construção de tabuleiros de comprimento de até 11 metros, em função da limitação de altura das lâminas que são possíveis de serem encontradas.

A madeira deve ser tratada quimicamente com aplicação de produtos preservantes. O tratamento com Creosoto é particularmente interessante porque reduz a perda de protensão, como decorrência da diminuição da higroscopicidade da madeira, alerta RITTER et al (1995). Concluída a placa, ela deve ser revestida com a aplicação de

uma camada de regularização de concreto sobre uma manta geotêxtil, assentada sobre a placa. Outras alternativas de revestimento podem ser observadas em POUSETTE (1997). As normas NBR7190-1997 e EUROCODE 5-parte-2-1995 apresentam prescrições a respeito das condições a serem atendidas para conferirem durabilidade às estruturas de madeira, que naturalmente devem ser atendidas pelas placas laminadas protendidas.

3.4 – Sistema de protensão

Geralmente barras de aço, laminado a quente, de diâmetro de 16 a 32 mm, de alta resistência (ST85/105 ou ST105/125) da Dywidag, constituem o sistema de protensão. A ancoragem é realizada através de uma placa quadrada ou retangular de aço comum e uma porca sextavada. A protensão é aplicada através de cilindros hidráulicos próprios da Dywidag. Atualmente, estuda-se a substituição das barras de aço por cabos de aço ou até de fibras de carbono. Para se garantir durabilidade deve-se também pintar com epóxi as barras de protensão, assim como utilizá-las dentro de bainhas plásticas de PVC cheias de graxa ou com algum tipo de pasta hidrorrepelente, que não seja corrosiva. Os acessórios do sistema de protensão devem ser todos galvanizados, ou pelo menos pintados com tinta à base de epóxi.

3.5 – Perda de protensão

Segundo QUENNEVILLE e DALEN (1996), as perdas de protensão são principalmente decorrentes da deformação lenta da madeira e dependem da relação entre a rigidez das barras de aço e a rigidez da seção de madeira. São verificadas maiores perdas de protensão para sistemas de protensão mais rígidos. Os mesmos autores ainda afirmam que a largura da seção transversal influi apenas com a ocorrência da variação de umidade, e se revela maior quanto maior for a largura. BOUGHTON et al (1999) afirmam que períodos de seca prolongada aumentam significativamente a deformabilidade do sistema, porque a retração da madeira provoca uma relaxação do aço, isto é uma perda de protensão transversal que compromete o mecanismo de solidarização da placa. OKIMOTO (2000) apresenta

como fatores que determinam a perda de protensão, a relação entre a rigidez do aço e da madeira, a deformação lenta da madeira, o nível de protensão, a classe da madeira, a adoção de reprotensões e a umidade. RITTER (1992) recomenda que para se levar em conta a perda de protensão, inicialmente seja aplicada uma protensão inicial de 2,5 vezes o valor de projeto, e no mínimo mais duas reprotensões para recuperar este valor inicial, depois de 2 dias e depois de 8 semanas da montagem da placa. Caso as reprotensões não sejam aplicadas, as perdas podem atingir índices de até 80%, segundo o pesquisador.

3.6- Recomendações para o processo construtivo

A eficiência deste tipo de placa de madeira depende fundamentalmente de que alguns procedimentos sejam observados. RITTER e LEE (1996) recomendam para o processo construtivo as seguintes medidas, apresentadas a seguir, de modo resumido:

1. utilizar madeira classificada e sem variabilidade dimensional e geométrica;
2. tratar a madeira depois de todos os furos executados;
3. usar madeira seca (teor de umidade 12 %);
4. o comprimento das barras de protensão deve ser pelo menos 60 cm maior do que a largura da placa;
5. as barras de protensão e os acessórios de protensão devem ser protegidos da corrosão;
6. os furos na placa para a passagem das barras de protensão devem possuir diâmetro de no máximo 20% da altura da seção transversal da placa;
7. preferir tratamentos preservativos óleo-solúveis, que são menos suscetíveis a variações de umidade;
8. usar cilindros hidráulicos que permitam aplicar a força necessária;
9. aplicar uma força de protensão de até 10% superior ao valor de projeto para compensar a perda ao apertar as porcas;
10. placas pré-montadas não podem ser transportadas apoiando-se nas extremidades das barras de protensão;
11. protender as barras em três etapas, primeiramente aos 20% da força prevista, depois aos 50% e por último aos 100%;

12. protender as barras em seqüência alternada de barras em três etapas, para evitar distorção da placa;
13. verificar o valor da protensão aplicada;
14. executar a colocação de guarda corpo, guarda roda e demais revestimentos após a protensão;
15. monitorar o comportamento da placa nos seus primeiros anos de utilização;
16. as duas primeiras lâminas laterais devem ser obrigatoriamente de madeiras duras e o sistema de ancoragem dimensionado de tal modo que esmagamento transversal das lâminas não venha a ocorrer.
17. protender com uma tensão mínima de 0,7Mpa, suficiente para impedir abertura entre lâminas e deslizamentos de uma em relação a outra;
18. revestir a placa com manta asfáltica;
19. limitar a flecha devida a cargas aos limites da norma NBR7190-1997.

3.7- Dimensionamento

As placas laminadas protendidas podem ser analisadas estruturalmente, de modos diferentes a seguir sucintamente descritos.

O modo mais sofisticado corresponde à modelagem como placa ortotrópica, que melhor descreve o seu comportamento estrutural. Três propriedades do material são necessárias, o módulo de elasticidade na direção longitudinal, o módulo de elasticidade na direção transversal e o módulo de elasticidade transversal que são obtidos através de ensaios, conforme relata RITTER (1991). Supõe o procedimento adotado pelo pesquisador americano que a largura da placa seja maior do que três metros e que a mesma seja retangular e bi-apoiada, com superfície plana. Conhecidas estas propriedades, a largura efetiva para apoio de rodas é determinada a partir das relações entre os módulos de elasticidade nas direções longitudinal e transversal, e entre o módulo de elasticidade transversal e o módulo de elasticidade na direção longitudinal, da incidência de emendas e da relação entre a largura e o vão. A partir deste ponto projeta-se como se fosse uma viga de largura igual à largura efetiva. Este procedimento é um pouco trabalhoso.

A segunda maneira de modelar assimila a placa a uma grelha. Trata-se de método desenvolvido na Austrália. Seu sucesso depende da geometria adotada para as seções transversais para os elementos da grelha e do grau de refinamento da malha de discretização. Este procedimento é trabalhoso e necessita de expressões calibradas para as propriedades geométricas da grelha.

A terceira alternativa de modelagem tem sido adotada pelo AASHTO-1995, pela norma australiana conforme informa CREWS-1997, e sugerido como processo simplificado do EUROCODE 5- parte2. Estas normas apresentam expressões para a largura efetiva da placa, correspondente a largura da faixa da placa que sustenta as rodas. As placas são projetadas como se fossem vigas bi-apoiadas, com seções transversais de larguras iguais às larguras efetivas das placas. Estas expressões foram calibradas de tal modo que se pudesse avaliar com precisão os esforços e os deslocamentos da placa protendida transversalmente. Este procedimento, ao contrário dos dois anteriores, exige apenas o conhecimento do módulo de elasticidade longitudinal.

Embora a filosofia seja a mesma, isto é, nas três alternativas se procura obter uma viga bi-apoiada, equivalente à placa, do ponto de vista da determinação dos esforços longitudinais e dos deslocamentos, as expressões para a determinação destas larguras efetivas são diferentes entre si. A análise comparativa destas expressões revela que apenas a expressão de RITTER-1991 apresenta valores superiores aos demais procedimentos, conduzindo a placas mais flexíveis. Na direção transversal a protensão é projetada para desenvolver uma compressão transversal às lâminas que seja menor que a respectiva resistência à compressão normal, e que provoque atrito suficiente para absorver o esforço de cisalhamento entre as peças.

As três maneiras foram relacionadas como alternativas de modelagem da placa laminada protendida, por CREWS (1998). Porém uma quarta maneira surge a partir da análise da seqüência construtiva. Ela corresponde a modelar as forças de protensão como carregamento aplicado transversalmente à placa solicitada pelas

demais ações usuais. O cálculo dos esforços é feito usando o Método dos Elementos Finitos. Então, avalia-se o deslocamento da placa em relação ao limite prescrito em norma, e verifica-se se a tensão de cisalhamento entre as lâminas não supera o atrito gerado pela protensão, e se a flexão transversal produz tensões de tração que o sistema de protensão possa absorver.

Os documentos normativos existentes atualmente que se manifestam a respeito das placas protendidas, AASHTO, AUSTROROADS, EUROCODE5-parte2 e OHBDC, e o procedimento indicado por RITTER-1991 admitem que implicitamente que a placa esteja sendo utilizada para tabuleiros de pontes rodoviárias. Indicam procedimentos de determinação de largura efetiva da placa para sustentação de roda. Por outro lado, carregamentos uniformemente distribuídos, como os prescritos pelas normas para as passarelas, não provocam flexão transversal neste tipo de placa, cuja vinculação é do tipo bi-apoiada. Portanto, nestas condições, não existe sentido em se falar em largura efetiva. Basta modelar a passarela como uma viga e usar a largura da seção da placa na avaliação de suas propriedades geométricas. É verdade que, se for rigorosamente considerada a heterogeneidade do sistema, decorrente da própria heterogeneidade da madeira e de seus revestimentos, da distribuição desigual das juntas de topo e do conjunto de lâminas, das irregularidades geométricas, certamente se observará uma flexão transversal de valor pequeno. Porém, para efeitos práticos ao se elaborar projetos de tabuleiros de passarelas, usando madeira laminada protendida, pode-se reafirmar que para carregamentos simétricos indicados pelas normas, não há flexão transversal.

3.8- Pesquisas desenvolvidas no Brasil

O primeiro trabalho realizado no Brasil dedicado ao estudo das placas protendidas foi desenvolvido por NASCIMENTO (1993), que realizou um ensaio muito interessante de um modelo composto por madeiras de diferentes espécies. A análise dos resultados dos ensaios demonstra que suas propriedades mecânicas dependem da média das propriedades mecânicas de cada lâmina. Posteriormente PRATA (1995) se dedicou ao tema e estudou a viabilidade de utilização da madeira de Eucalipto

Citriodora com o nível de protensão de 1,41MPa e encontrou as seguintes relações para os parâmetros elásticos: $E_T=0.03E_L$ e $G_{LT}=0.044E_L$. OKIMOTO (1997) retoma o tema, e estuda comparativamente a utilização de madeira de Pinus com a madeira de Eucalipto, concluindo que aquela seja mais adequada por ser mais sensível à compressão transversal, devido a sua baixa densidade, solidarizando melhor o conjunto. Realizou investigações sobre o efeito negativo das juntas de topo na rigidez do conjunto e sobre o efeito positivo do nível de protensão sobre os parâmetros elásticos. Ele encontrou as seguintes relações para o nível de tensão de protensão de 0,7 Mpa , para as madeiras coníferas de classe C25: $E_T=0.0223E_L$ e $G_{LT}=0.022E_L$, enquanto que para as madeiras dicotiledôneas de classe C40: $E_T=0.0191E_L$ e $G_{LT}=0.0133E_L$. VELOSO (1999) retoma o assunto estudando a utilização da madeira de Jatobá para placas laminadas protendidas, e apresenta as seguintes relações $E_T=0.0223E_L$ e $G_{LT}=0.039E_L$ para uma tensão de protensão de 1 Mpa. OKIMOTO (2000) apresenta os primeiros resultados de seus estudos sobre perda de protensão. É oportuno mencionar para efeitos de comparação que RITTER (1992) sugere para algumas de suas madeiras do tipo coníferas as seguintes relações $E_T=0.013E_L$ e $G_{LT}=0.03E_L$, para um nível de protensão de 0,7 MPa, enquanto que o EUROCODE 5-parte2 (1995) sugere para coníferas $E_T=0.015E_L$ e $G_{LT}=0.03 E_L$ quando madeiras serradas e quando desenpenadas, $E_T=0.020E_L$ e $G_{LT}=0.040E_L$.

3.9- Vantagens e desvantagens das placas laminadas protendidas

Em relação às alternativas disponíveis para execução de tabuleiros de passarelas e pontes, as placas laminadas protendidas apresentam as seguintes vantagens:

- a) solidarização de um conjunto de laminas de madeira, conferindo-lhe boa capacidade de redistribuição de cargas das lâminas diretamente carregadas para as descarregadas, funcionando como uma placa ortotrópica;
- b) nos casos de carregamento assimétrico em relação ao eixo longitudinal, apresenta ganho de rigidez , diminuindo sua deformabilidade e aumentando sua capacidade de resistir a carregamentos;
- c) maior durabilidade, se convenientemente revestida e fabricada de madeira tratada;

- d) rapidez de fabricação e execução na obra;
- e) menor consumo de madeira, e portanto pontes e passarelas mais leves, o que aumenta a capacidade para absorver sobrecargas e alivia as fundações;
- f) custo baixo se comparada ao laminado colado ou a um sistema convencional com transversinas e longarinas;
- g) utilização de peças de madeira disponíveis no mercado, de qualquer comprimento;
- h) a ruptura localizada de uma lâmina é assimilada pela placa como se fosse mais uma junta de topo;
- i) suas propriedades mecânicas e geométricas dependem da média das propriedades mecânicas e geométricas de suas lâminas, diminuindo a importância de defeitos localizados e dos valores mínimos alcançados por estas propriedades das lâminas;
- j) alto potencial para industrialização decorrente do baixo peso próprio e rapidez de execução

Por outro lado apresenta como desvantagens os pontos:

- a) perda de protensão provocada principalmente pela deformação lenta da madeira e pela retração da madeira, decorrente de variações de teor de umidade;
- b) necessidade de reprotender a placa, e de acompanhamento periódico do nível de protensão;
- c) comprometimento da geometria inicialmente proposta para a placa, sempre que o nível de protensão das barras não for uniforme;
- d) perda de curvatura das placas com curvatura em planta, decorrente da perda de protensão;
- e) acessórios da ponte ou passarela somente podem ser executados após a conclusão das duas reprotensões recomendadas;
- f) os vãos são viáveis até o limite de aproximadamente 9 metros de comprimento, segundo Crews (1999), fato que impulsionou a investigação de variações do sistema original, através da adoção de novas seções transversais e utilização de novos materiais.

Conclui-se que suas vantagens superam suas desvantagens, fato que explica o grande número de pontes construídas nos Estados Unidos, Canadá e Austrália, e que demonstram o seu potencial muito grande para resolver problemas de transportes em países dotados de grandes recursos florestais.

4 – Fundamentos do projeto estrutural de passarelas estaiadas

4.1- Introdução

O projeto estrutural de uma passarela deve ser desenvolvido conferindo as características que tornem desprezável a probabilidade de ocorrência de estados limites, que lhe confirmem durabilidade, permitindo sua construção, manutenção, utilização, remoção, e reaproveitamento de modo simples, eficiente, eficaz e econômico. A bibliografia internacional e nacional sobre durabilidade das estruturas de madeira é vasta e, pode-se citar como exemplos de fonte de consulta HENRIKSEN (1997), KROPF (2000) e RITTER (1992). Para elaboração do projeto de uma passarela deve-se atender as prescrições normativas constantes das seguintes normas da ABNT:

NBR7190-1997 - Projeto de estruturas de madeira

NBR6120-1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

NBR6123-1988 – Forças devidas ao vento em edificações

NBR7188-1984 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres

NBR8681-1984 – Ações e segurança nas estruturas

Complementarmente, recomenda-se a consulta aos seguintes documentos normativos e textos consagrados da literatura técnica internacional:

EUROCODE-5- Design of Timber Structures Part 2-Bridges- 1995 –

BRO 94 - Publ. 1994 –2 Loadings- Stockholm

BRO 94 – Publ. 1994 – 5 Steel, Wood and Aluminium Structures-Stockholm

DS 410 -1982 – Loads for Design of Structures-Copenhagen

DS 413 –1983 – Code of Practice of use of Timber- Copenhagen

BS5400 – 1978 – Steel, Concrete and Composite Bridges: Specifications for Loads, Part 2-London

ISO 10137 – 1992 – Bases for Design of Structures – Serviceability of buildings against vibrations

OHBDC- 1991 – Ontario Highway Bridge Design

AASHTO – 1995 – Standard Specifications for Highway Bridges

IAP-Instruccion sobre las acciones a considerar en el Proyecto de puentes de carreteras 1998 - Madrid

CIRSOC –102-1- Acción Dinámica del Vento sobre las construcciones –1992 (Argentina)

NBN-B03-002-2- Actions du vent sur les constructions –1988 (Bélgica)

Timber Bridges – Design, Construction, Inspection and Maintenance -1990 – Ritter, M.

CEB-Bulletin d'Information n.209 –Vibrations in Structures-1991

4.2 – Análise estrutural

Estruturas estaiadas são sistemas estruturais intrinsecamente não-lineares. As vibrações dependem das propriedades dinâmicas dos estais que, por sua vez, dependem dos esforços neles atuantes, e estes do carregamento sobre a estrutura. As flechas dos estais, provocadas pelo peso próprio, estabelecem uma não-linearidade entre suas tensões e deformações. O aumento do carregamento eleva as tensões nos estais, que enrijecem os estais e conseqüentemente diminuem as flechas e aumentam suas frequências naturais, o que por sua vez altera o estado de tensões, estabelecendo a relação não linear entre causas e efeitos. Além dos estais, duas outras causas de não linearidades podem ser identificadas, segundo GIMSING (1983) e TROITSKY (1988) :

A - efeitos dos grandes deslocamentos, que podem fazer com que a situação deformada da estrutura tenha que ser escolhida no equacionamento do equilíbrio;

B - efeitos da interação da flexão com os esforços de compressão, tanto no tabuleiro como nas torres. Estes efeitos dependem fundamentalmente da intensidade do esforço de compressão em relação à carga de flambagem destes elementos estruturais e da magnitude dos deslocamentos provocados por flexão.

Não obstante todas estas causas potenciais de não linearidade, as passarelas, por apresentarem normalmente vãos relativamente pequenos e carregamentos razoavelmente baixos, acabam não apresentando comportamento não linear significativo. Vários pesquisadores fizeram esta constatação e dentre eles, podem ser citados ZHU et al (2000), PIMENTEL (1997) e WILSON & GRAVELLE (1991), que por sua vez citam outros pesquisadores que procederam do mesmo modo.

O American Society of Civil Engineers - ASCE-1992 sugere que se deva avaliar a rigidez efetiva dos estais através da fórmula de Ernst, dada a seguir, e ainda que se despreze a não linearidade física porque as tensões usuais são baixas.

$$E_{eq} = E \cdot [1 + \gamma_c^2 L_c^2 E / (12 \sigma_c^3)]^{-1} \quad (1)$$

Na fórmula acima E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente, que leva em conta o efeito da flecha do cabo, E é o módulo de elasticidade do cabo, γ_c é o peso específico do material do cabo, L_c é o comprimento do cabo e σ_c é a tensão atuante no cabo. Definindo A como coeficiente de minoração do módulo de elasticidade do cabo, e representando sua variação para o caso de cabos de aço, em função da tensão atuante e do comprimento do cabo, na forma de gráfico elaborado pelo autor, apresentado na FIGURA 9, pode-se concluir que para as passarelas, onde normalmente os cabos são relativamente curtos, este coeficiente é praticamente nulo. Isto é, o efeito das flechas dos cabos provocadas pelo peso próprio é numericamente desprezável.

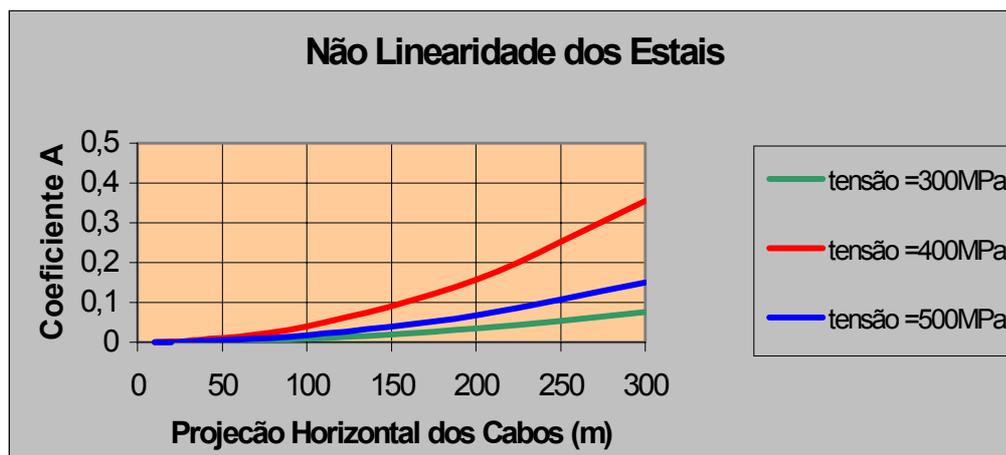


FIGURA 9 - Efeito da flecha provocada pelo próprio na rigidez dos cabos

$$A = \gamma_c^2 L_c^2 E / (12 \sigma_c^3) \quad (2)$$

Do exposto fica claro que a análise das passarelas usuais deverá se restringir ao âmbito da linearidade física, desprezar o efeito das flechas dos estais provocados pelo peso próprio e considerar a flexo-compressão no tabuleiro e nas torres. Além da análise estática, a análise modal deverá ser realizada. A primeira, importante para a verificação dos estados limites últimos e de utilização e a segunda, para a verificação dos estados limites de utilização.

Para se realizar o projeto estrutural de uma passarela é importante primeiramente estimar suas propriedades modais. Construída a passarela, deve-se realizar a análise modal experimental para verificar se as propriedades modais foram corretamente estimadas. Posteriormente, de posse destes resultados, deve-se calibrar o modelo numérico utilizado na fase preliminar de projeto e refazer as verificações de estados limites. A calibração do modelo numérico é fundamental, porque seus resultados serão enganosos, caso não seja a mais precisa possível, a modelagem de seus apoios, ligações e características mecânicas. Caso na prática não seja possível realizar uma análise modal experimental, deve-se procurar desenvolver a estimativa das propriedades dinâmicas criteriosamente, levando-se em conta as semelhanças da estrutura projetada com as estruturas abordadas na literatura. Além disto, deve-se andar pela passarela e avaliar o nível de conforto do usuário. Caso seja percebido que

a passarela seja desconfortável para seus usuários, deve-se realizar a correção da passarela. BACHMANN (1991), PIMENTEL (1997), dentre muitos pesquisadores afirmam que três são os caminhos a serem adotados para a eliminação ou pelo menos atenuação das vibrações induzidas pela ação normal de pedestres. Adicionando-se massa à passarela se conseguirá baixar a frequência natural e diminuir a aceleração sofrida pela passarela. Aumentando sua rigidez, valores mais elevados de frequência natural serão obtidos, porém não se alterará o valor da aceleração da passarela. Destas duas maneiras será possível fugir das faixas de frequências críticas para as passarelas, isto é, daquelas correspondentes ao primeiro e segundo harmônico das cargas induzidas pela ação dos pedestres. Outra alternativa a ser considerada nestes casos é a adoção de amortecedores, que diminuem a intensidade da resposta da estrutura e que a literatura tem apresentado como eficientes.

4.3 – Estimativas das características dinâmicas das passarelas

A análise modal numérica das passarelas apresenta resultados cuja exatidão depende da qualidade da modelagem da estrutura. A modelagem é feita na fase de projeto e por isto dados fundamentais para a qualidade da resposta numérica são estimados, como por exemplo, as características mecânicas dos apoios e das ligações, e as propriedades mecânicas dos materiais. Os esforços realizados no sentido de levantar estas características dinâmicas das passarelas construídas, são importantes porque a sua divulgação pela comunidade técnica, permite subsidiar a elaboração de novos projetos de passarelas. Destes esforços surgiram expressões empíricas para as frequências naturais e um banco de valores típicos de coeficientes de amortecimento, a seguir apresentados. A estimativa das frequências naturais permite antever qualitativamente o a natureza das vibrações do sistema e, conseqüentemente avaliar preliminarmente o nível de conforto do usuário.

Recomenda-se a consulta ao trabalho realizado por WYATT (1992) sobre estudos paramétricos sobre pontes estaiadas, no qual ele apresenta expressões mais complexas do que as seguir elencadas, por causa da inclusão de mais variáveis como fatores determinantes dos modos de vibração.

A) Tabuleiro

WALTHERS et al (1988) propõem, para avaliação da frequência natural à flexão de pontes estaiadas, segundo a direção vertical, a seguinte expressão:

$$f_{\text{bnat}} = 1,1(g/v_{\text{max}})^{0.5}/2\pi \quad (3)$$

e para a frequência natural à torção, para seções flexíveis à torção e torres verticais:

$$f_{\text{tnat}} = f_{\text{bnat}} \cdot be/2r \quad (4)$$

onde r = raio de giração da seção transversal.

be = espaçamento transversal entre estais

v_{max} = deslocamento máximo da estrutura solicitada pelo peso próprio

NARITA & YOKOYAMA (1992) ao estudarem as pontes estaiadas japonesas chegaram à seguinte expressão para a frequência natural a flexão, segundo a direção vertical:

$$f_{\text{bnat}} = 100/L \quad (5)$$

onde L = vão da passarela em metros

e, para a frequência natural a torção:

$$f_{\text{tnat}} = 2f_{\text{bnat}}, \text{ para tabuleiros treliçados ou com seção aberta} \quad (6)$$

$$f_{\text{tnat}} = 3f_{\text{bnat}} \text{ para tabuleiros com seção fechada} \quad (7)$$

WYATT (1992) afirma que a relação “ $b/2r$ ” normalmente assume valores em torno de 1,5 a 1,6, onde “ b ” é a largura da seção transversal. Aquele autor também lembra que para este tipo de pontes mais flexíveis à torção, a adoção de torres em forma de “A” elevam o valor da frequência natural à torção em torno de 75%, observação que

explica a diferença entre a expressão sugerida por WALTHERS et al (1988) e as expressões apresentadas por NARITA & YOKOYAMA (1992), desenvolvidas a partir da análise de pontes com este tipo de torre.

HIRSCH & BACHMANN (1993) indicam para as pontes estaiadas, segundo a direção vertical, a seguinte expressão:

$$f_{\text{bnat}}=110/L \quad (8)$$

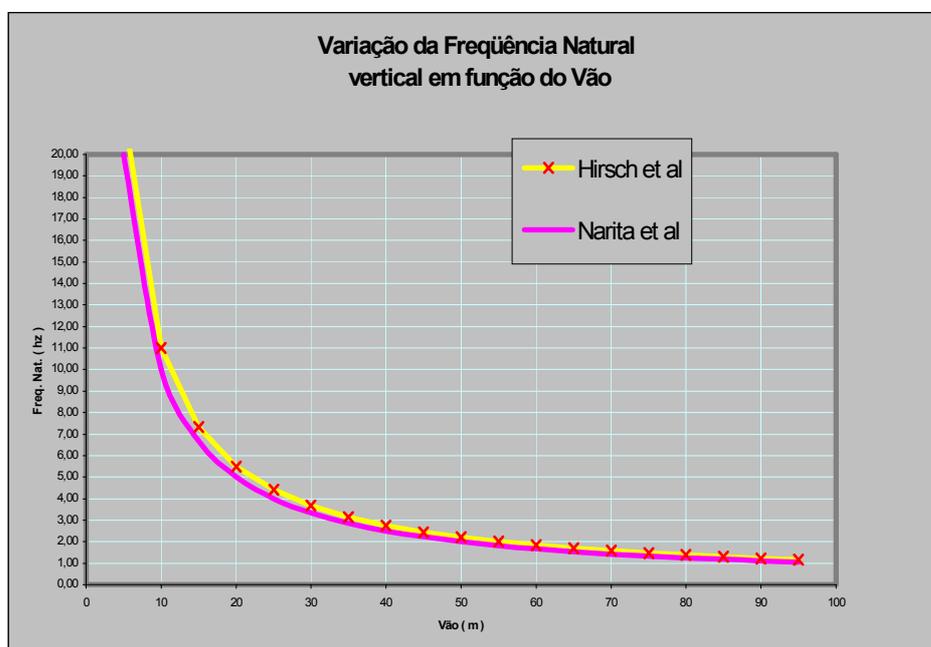


FIGURA 10 - Variação da frequência natural na direção vertical em função do vão

As expressões anteriores, que estabelecem a variação da frequência natural na direção vertical, em função do comprimento do vão da passarela, são confrontadas no gráfico da FIGURA 10 elaborado pelo autor. Alguns exemplos de passarelas estaiadas usando madeira como material para o tabuleiro, documentadas na literatura técnica, permitiram construir a TABELA 1, que apresenta os valores das frequências naturais à flexão, segundo a direção vertical, medidos e os calculados através da expressão 8.

TABELA 1 –Exemplos de freqüência natural à flexão
na direção vertical para passarelas

Vão (m)	Equação 8 (hz)	Freqüência Natural Medida	Razão de Amortecimento Crítico. Medido (%).
25 –(a)	4,4	3,48	1,72
77 –(b)	1,43	2,04	10
90 –(c)	1,22	1,4	3,2
100 –(d)	1,1	1,49	3,9

(a) – passarela de Järna – JUST et all (2000)

(b)– passarela de Hiroshima GILHAM et all (1996)

(c)– passarela de Vaxholm – JUST et all (2000)

(d) – modelo passarela – JUST et all (2000)

A literatura técnica tem revelado que para as passarelas, a freqüência natural de flexão segundo a direção transversal tem-se mostrado como um dos fatores determinantes das condições de conforto para pedestres. São apresentados alguns valores desta freqüência, transcritos na TABELA 2, cuja análise revela que o número de casos é insuficiente para ajustar uma curva a estes dados, que relacione as freqüências com o vão, como fizeram PRETLOVE et al (1991) para as freqüências para o sentido vertical. A análise dos fatores que interferem nos valores das freqüências permite concluir que além do vão interferem as seguintes variáveis: rigidez transversal do tabuleiro, disposição dos estais em relação a direção transversal da passarela, tipo de vinculação horizontal do tabuleiro na direção transversal, tanto nas extremidades quanto nas torres e a distribuição de massa ao longo do vão. Acrescente-se que, a curvatura em planta de um tabuleiro eleva significativamente os valores das freqüências no sentido transversal, em relação ao caso das passarelas de eixo longitudinal reto.

WYATT (1992) propõe a seguinte expressão para a avaliação da freqüência natural de flexão segundo a direção transversal horizontal:

$$f_{\text{bnat}}^h = 3\pi^3 E I_h / 2mL^4 \quad (9)$$

onde L = vão da passarela

E I_h= rigidez no sentido horizontal

m= massa por unidade de comprimento

TABELA 2 - Frequências Naturais na direção Transversal à Passarela

Autor	Material	Sistema Estrutural	Vão Principal (m)	Frequência Natural Transversal – (hz)
Fujino et all -1993	Aço	estaiada	134	0.9
Bachmann e Aammann1987	Aço	pórtico	110	1.1
Campbell – 1996	Madeira	pórtico	68	1.75
Millenium Bridge-2001	Aço	pórtico	120	1.0
Alar et al2000	Madeira	estaiada	90	2.2
Alar et al 2000	Madeira	estaiada	100	0.62
Carter e Fayers - 1994	Madeira	estaiada	33	2.06
Pimentel-1997	Compósito	estaiada	62	1.0

B) Torres

A estimativa das frequências naturais das torres de concreto protendido durante a fase de construção, segundo a NBR6123-ABNT(1988), pode ser feita segundo a expressão:

$$f=1/(0,015h) \quad (10)$$

Para casos em geral, HIRSCH & BACHMANN (1991) sugerem a seguinte expressão:

$$f=1/(0,022h) \quad (11)$$

onde h é a altura da torre em metros.

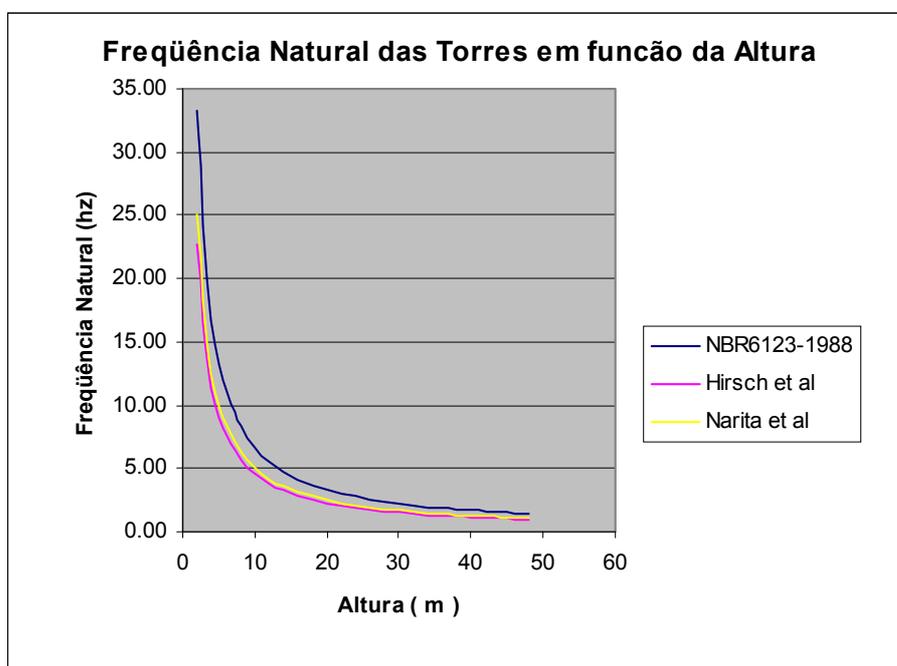


FIGURA 11 - Variação da frequência natural em função da altura da torre

A consulta ao trabalho de NARITA & YOKOYAMA (1992) apresenta dados a respeito de quatro torres de aço de grande altura, cujas frequências podem ser estimadas pela expressão

$$f = 1/0,02h \quad (12)$$

Segundo HIRSCH & BACHMANN (1991) a segunda frequência natural pode ser estimada, geralmente, como quatro vezes maior que a primeira. De posse das frequências, calculam-se as velocidades críticas do vento para compará-las com a velocidade de projeto. As expressões anteriores que estabelecem a variação da frequência natural, em função da altura da torre, permitem construir o gráfico da FIGURA 11 onde elas são confrontadas e apresentam uma razoável concordância.

C) Estais

A estimativa das frequências naturais dos estais pode ser feita pela expressão da corda segundo HIRSCH & BACHMANN (1991), em função do esforço no cabo, de sua massa e do comprimento de sua corda. Esta expressão também permite avaliar o esforço no estal a partir da determinação de sua frequência natural.

$$f_c = (F_c / m_c)^{0.5} / (2L_c) \quad (13)$$

onde f_c = frequência natural do cabo

F_c = esforço no cabo

L_c = comprimento da corda do cabo

m_c = massa do cabo por comprimento

Estimativa do coeficiente de amortecimento

O amortecimento é a característica de uma estrutura em vibração, responsável pela dissipação de energia mecânica. Em outros termos, para que uma vibração forçada continue inalterada, energia mecânica deve ser continuamente fornecida para compensar a dissipação realizada através do amortecimento. O amortecimento depende do mecanismo de dissipação de energia e dos modos de vibração que estão sendo considerados. Numa mesma estrutura existem diversas medidas de coeficiente de amortecimento, associados aos seus diversos modos de vibração.

Segundo MAHREHOLTZ & BACHMANN (1991), o amortecimento pode ser interno a estrutura, associado ao material (histerese decorrente da defasagem das tensões em relação às deformações, não-linearidade física, atrito entre as partículas do material), às ligações internas entre as partes da estrutura e à natureza de seus apoios. O amortecimento ainda pode ser externo à estrutura, associado a elementos não estruturais como revestimentos ou ao processo de irradiação de energia pela formação de ondas no solo, ou apenas pela vibração do solo juntamente com a estrutura. Portanto são várias as maneiras pelas quais a energia mecânica associada à vibração pode ser dissipada. Aqueles autores ainda afirmam que, para passarelas, a

influência de elementos não-estruturais é relativamente baixa, e que o solo pode influir bastante se a estrutura de fundação tiver condições de induzir vibrações no solo. As fundações profundas são as de melhor desempenho, apresentando uma razão de amortecimento crítico estimada pelos autores em 0,0024.

Normalmente tem-se tentado atribuir um valor único a este coeficiente. Dada a complexidade dos fatores envolvidos, tem se optado por atribuir ao amortecimento um valor mínimo esperado, e por admitir comportamento linear (amortecimento viscoso) e, conseqüentemente, permanecendo válido o princípio da superposição dos efeitos. A prática tem demonstrado, segundo EBRAAHIMPOUR et al (1996), que para as passarelas as condições relativas aos estados limites de utilização predominam sobre as correspondentes aos estados limites últimos, o que por sua vez limita o comportamento estrutural ao âmbito da linearidade e, portanto, a análise dinâmica não linear passa a ser desnecessária. A adoção de um valor mínimo revela a justificada preocupação em se garantir a segurança do sistema.

É oportuno ressaltar a observação feita por PIMENTEL (1997), que os valores de amortecimento crítico de passarelas variam em função do tipo de atividade desenvolvida por pedestres, indicando a existência de uma interação usuário estrutura a ponto de alterar a característica do sistema como um todo.

A ASCE tem adotado para efeitos de projeto de pontes estaiadas de aço e de concreto o mesmo valor de 0,01 para a razão de amortecimento crítico tanto na flexão como na torção. Em geral, pode-se dizer que o amortecimento diminui à medida que o vão cresce, cresce com o aumento da amplitude das vibrações e diminui com crescimento da freqüência. Ele cresce à medida que aumenta o número de ligações e a madeira apresenta valores amortecimento superiores aos demais materiais. Sua estimativa é bem mais complexa, porque depende da soma das parcelas relativas aos diversos elementos estruturais, não estruturais e do solo que compõem o sistema. Normalmente situa-se entre 0,003 e 0,005, na fase final, e possui valores crescentes à medida que a construção evolui. As torres de concreto possuem uma razão de

amortecimento crítico igual a 0,010 e as de aço igual a 0,008, segundo a norma NBR6123-1988.

A TABELA 3 apresenta valores para esta característica fundamental para o projeto estrutural de passarelas. Destaca-se nesta tabela, o fato de que as passarelas de madeira geralmente possuem maior amortecimento do que as construídas com outros materiais. Observa-se que, para a madeira, valores discrepantes entre si são apresentados, evidenciando que a avaliação do coeficiente de amortecimento é na verdade uma questão complexa. Não se pode esquecer que, por ocasião da fase de projeto, se dispõe de poucas informações precisas a respeito dos vários fatores que contribuem para a definição do valor deste coeficiente. Segundo CAMPBELL (1996) a estimativa da razão de amortecimento crítico é o grande problema da análise numérica de estruturas com resposta dinâmica.

TABELA 3 – Valores da razão de amortecimento crítico para passarelas

Material	Mínimo	Médio	Máximo	Medido
Concreto Armado	0,008	0,013	0,020	
Concreto Protendido	0,005	0,010	0,017	
Compósitos	0,003	0,006		
Aço	0,002	0,004		
Madeira (Eurocode)	0,001		0,015	
Madeira (Norma Belga-1988)		0,024		
Madeira (NBR 6123)		0,030		
Madeira (Norma Argentina CIRSOC-1982)		0,030		
Madeira-SMITH-(1995)	0,020		0,030	
Mista aço-madeira-MORSE & HUSTON-(1993)				0,0075
Madeira –Järna -ALAR et al(2000)				0.017
Madeira –Vaxholm- ALAR et al(2000)				0,032-vert.0,021- hor.
Madeira –modelo -ALAR et al(2000)				0,039
Madeira – CAMPBELL-(1996)				>> 0,025

Os estais podem ser constituídos de barras de aço ou de cordoalhas de aço. No caso de cordoalhas, o grauteamento das bainhas plásticas de PVC para proteção das mesmas, usualmente reduz o amortecimento em virtude da diminuição do atrito entre os cabos da cordoalha e pelo aumento da tensão nos estais. NARITA & YOKOYAMA (1992) indicam a faixa de variação de 0,03 a 0,05 para a razão de amortecimento crítico dos estais e afirmam que há pouca influência do comprimento do cabo e do modo de vibração.

4.4–Estados Limites

4.4.1-Estados Limites últimos

As condições que levariam passarelas ao colapso podem ser ocasionadas por ações permanentes, variáveis (pedestres, vento, variação de temperatura) ou outras causas excepcionais, como por exemplo vandalismo, explosões ou terremotos, assim como pela fadiga do material. O colapso também pode ser atingido por deficiências dos materiais.

Ações Permanentes

São provocadas pelos elementos estruturais, acessórios não estruturais e ações de caráter permanente. Avaliam-se as ações devidas aos componentes estruturais, respeitando-se os seguintes critérios: a madeira deverá estar seca com 12% de umidade (Classe 1) e o os acessórios metálicos em média como 3% do valor do peso da madeira. Os componentes não estruturais correspondem a revestimentos asfálticos, guarda-corpo e instalações. Os valores da avaliação preliminar deverão ser comparados aos definitivos e a diferença não poderá ser superior a 10%.

Sobrecargas de utilização

As sobrecargas de utilização das passarelas correspondentes a ação de pedestres, apresentadas atualmente nas normas de vários países possuem origem comum. SAUL et al (1985) relatam um breve histórico sobre a evolução das Normas Americanas. Segundo esses pesquisadores, as autoridades, pressionadas pela opinião pública em função de acidentes fatais de grandes proporções, ocorridos em estádios e construções semelhantes destinadas a grandes aglomerações de pessoas, estabeleceram valores severos de sobrecargas de utilização em seus instrumentos normativos. Estes valores foram determinados a partir de medições de carregamentos de grupos de pessoas em movimento, tais como levantar e sentar, pular de modo sincronizado e pular de modo aleatório. Determinaram os valores dos coeficientes de impacto para cada situação, que multiplicavam as cargas médias para multidões paradas e, deste modo, puderam chegar aos valores de sobrecargas. Esta é a origem do valor de 5 kN/m² adotado por várias normas. Portanto, o modelo de representação desta ação corresponde à assimilação a um carregamento estático que simule os efeitos correspondentes ao carregamento que, na verdade, possui componente estática e dinâmica. São valores que incorporam os coeficientes de impacto da ação dos pedestres. Implicitamente presumem que ao se adotar a análise estática, seus resultados serão capazes de conduzir a um dimensionamento da estrutura que lhe confira as necessárias propriedades dinâmicas, sem precisar recorrer a uma análise dinâmica. A norma NBR6120-1980, coerentemente, esclarece que não se deve aplicar sobre estes valores qualquer coeficiente de impacto.

Pesquisas mais recentes sobre densidade das multidões andando em passarelas, realizadas por EBRAHIMPOUR et al (1996) apresentam um limite máximo de 1,43 pessoas/m², enquanto que FUJINO et al (1993) constataram em uma passarela importante de Tóquio a densidade de 0,47 pessoas/m², valor muito semelhante a 0,44 que GRUNDMANN et al (1993) verificaram em uma passarela na praça olímpica de Munique. BACHMANN et al (1991) sugerem que se adote o valor de uma pessoa/m² para densidade de pedestres andando, e de no máximo 0,5 pessoas/m² correndo, para desenvolvimento de projeto.

Constata-se que transeuntes em passarelas, quando se aglomeram a ponto de constituir uma multidão, não chegam a provocar carregamentos tão elevados quanto os observados em estádios, porque a atividade de andar acaba por exigir mais espaço do que o necessário para as pessoas ficarem paradas. Tomando-se o valor médio de 0,7 kN por pessoa chega-se a um valor de apenas 1kN/m² para a componente permanente da ação vertical dos pedestres em locomoção normal. Ainda deve-se mencionar que, à medida que a velocidade dos transeuntes diminui, a necessidade de espaço por pessoa também diminui, aumentando o valor da componente estática da ação dos transeuntes. Por outro lado, quando a velocidade cresce, a componente dinâmica da ação dos pedestres aumenta juntamente com a densidade, isto é, diminuindo a componente estática. Há, portanto, uma compensação entre estas duas componentes da ação dos pedestres. De qualquer modo, os valores observados na prática estão abaixo dos limites estabelecidos a partir de situações relativas a estádios e similares. Porém nunca se deve esquecer que cada caso deve ser criteriosamente analisado, para que se possa contemplar as particularidades de carregamentos.

A FIGURA 12 apresenta na forma de gráfico elaborado pelo autor, os valores das ações dos pedestres para efeitos de verificação dos Estados Limites Últimos constantes de vários instrumentos normativos. Observa-se que para pequenos vãos há uma razoável concordância, oscilando entre valores de 4 e 5 kN/m². PONNUSWAMY (1986) esclarece que a norma da Índia, assim como CARTER et al (1994) o fazem em relação à norma australiana, que o valor de 5 kN/m² é adotado para sobrecargas de utilização de passarelas com possibilidade de receberem multidões e 4 kN/m² para as demais, o que certamente é mais racional do que a adoção de um valor único, principalmente quando as cargas permanentes são pequenas em relação às sobrecargas como acontece com as passarelas de madeira.

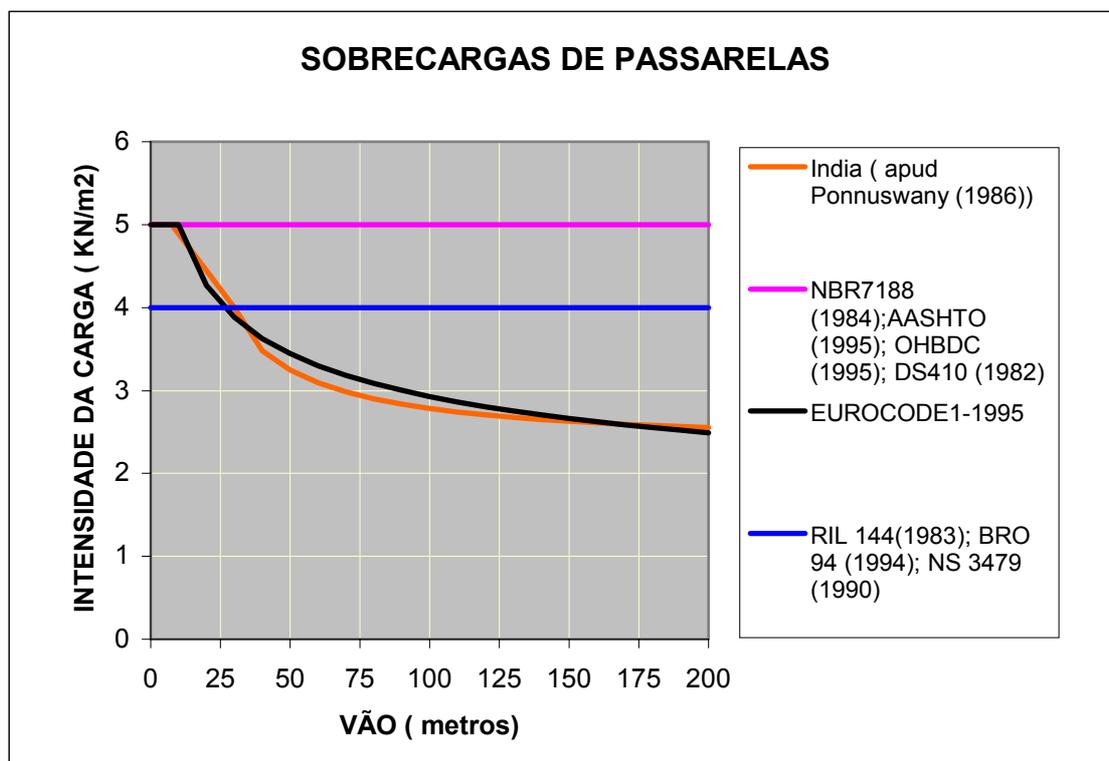


FIGURA 12 - Valores das Sobrecargas Indicadas pelas Normas Internacionais

Outro aspecto a ser destacado é a influência do comprimento do vão no valor da sobrecarga, que tanto o Eurocode como a Norma Indiana levam em conta. Para grandes vãos à medida que o comprimento do vão aumenta, diminui a probabilidade de se ter uma multidão distribuída sobre a passarela toda, e ainda realizando atividades que se caracterizam por coeficientes de impacto elevados. A Norma da Índia também apresenta, para grandes vãos, a influência da largura da passarela sobre os valores da sobrecarga. Observa-se que, junto dos bordos das passarelas, esta sobrecarga diminui um pouco de intensidade, e este fato nas passarelas estreitas acaba sendo importante. Por exemplo, em uma passarela de um metro de largura, supor que se terá 5kN ou mesmo 4kN por metro é certamente um exagero, uma vez que normalmente se terá um fluxo pequeno de pessoas, e que as mesmas não andarão lado a lado. A norma da Índia prescreve as expressões abaixo reproduzidas:

$$Q = (Q' - 260 - 4800/L) * (16,5 - B) / 15 \quad \text{para } L > 30 \text{ m} \quad (14)$$

sendo L = vão em m

B = largura em m

Q' = 400kgf/m² ou 500kgf/m²

Q = sobrecarga de serviço em kgf/m²

$$Q = Q' - (40L - 300)/9 \text{ para } 7,5\text{m} < L < 30\text{m} \quad (15)$$

$$Q = Q' \text{ para } L < 7,5\text{m} \quad (16)$$

É ainda importante ressaltar que a ação dos pedestres sempre foi modelada como vertical, o que de fato não corresponde à realidade, uma vez que existem componentes horizontais, uma longitudinal e outra transversal em relação ao eixo da passarela, observadas por vários pesquisadores como FUJINO et al (1993) e PAVIC (2000). Estas componentes são menores do que a vertical, mas suficientes para exigirem sua consideração, principalmente naquelas estruturas de baixa inércia para ações horizontais, como por exemplo passarelas estreitas de eixo reto.

É oportuno ressaltar que o aprimoramento da modelagem das ações exercidas pelos pedestres deve levar em conta a filosofia probabilística do Método dos Estados Limites, na avaliação das mesmas. A ação usada na verificação do Estado Limite Último deve incorporar o coeficiente de impacto à componente estática para que se tenha um carregamento estático equivalente. Para a verificação do Estado Limite de Utilização deve-se observar o valor representativo assumido ao longo da vida útil para se verificar o nível de deslocamentos e rotações sofridos e, um outro valor para se avaliar o nível de conforto do usuário perante as vibrações que ele próprio induz.

A norma de Projeto de Estruturas de Madeira NBR7190-1997 prescreve que o guarda-corpo deve ser dimensionado para uma força horizontal com valor característico nominal de 1kN/m. Outros valores maiores e menores são encontrados em outras normas internacionais.

Vento

O vento pode provocar sobre as passarelas a ações estáticas e dinâmicas. A ação estática dos ventos sobre passarelas corresponde à sua modelagem como um fluido represado pela estrutura. A ação dinâmica do vento é aquela capaz de provocar vibrações na estrutura. Esta depende de vários fatores, dentre os quais se destacam: geometria da seção transversal da passarela; distribuição de massa, amortecimento, de rigidez à flexão e de rigidez à torção ao longo da passarela; características do vento especialmente o nível de turbulência e ângulo de incidência. A ação dinâmica é muito complexa, com características que variam de caso para caso, a ponto de exigir que obras importantes, suscetíveis a vibrações provocadas pelo vento, sejam analisadas através de modelos em túneis de vento e, que sejam levantadas as características locais do vento.

A ASCE alerta para o fato importante de que mesmo as passarelas podem estar sujeitas à ação dinâmica do vento, assim como as pontes de vãos de porte intermediário ou grande. Ela exclui apenas as pontes de pequeno porte. A inclusão das passarelas neste grupo de estruturas suscetíveis a sofrerem vibrações provocadas pelo vento, se deve a suas larguras pequenas, que acarretam baixa rigidez horizontal em relação aos seus vãos.

O Brasil, através dos trabalhos conduzidos pela equipe do professor Blessmann, tem se destacado internacionalmente como um centro gerador de conhecimentos a respeito da ação de ventos. Em relação à ação estática do vento, a norma NBR7190-1997 recomenda que seja considerada a ação de ventos, como uma força de valor característico de 1,8 kN/m aplicado a 0,85m acima do nível do piso.

Os fenômenos aerodinâmicos que segundo BLESSMANN (1998), devem ser considerados são:

1. desprendimento de vórtices – vibrações forçadas na direção transversal à direção do vento, de amplitudes pequenas, que ocorrem a velocidades do vento relativamente baixas;
2. drapejamento e galope – estas duas categorias de vibrações, na direção transversal à direção do vento, são do tipo divergente e auto-induzidas, que ocorrem com grandes velocidades do vento e cujas amplitudes crescem rapidamente com o incremento da velocidade do vento;
3. martelamento – ao contrário das anteriores, trata-se de vibração na direção da direção do vento, e é do tipo aleatória com amplitudes que crescem gradativamente com o aumento da velocidade do vento;
4. energia cinética das rajadas do vento – vibrações na direção do vento que ocorrem geralmente em estrutura cuja frequência natural na direção do vento seja inferior a 1 hz.

Variação de Temperatura

A ASCE-1995 preconiza que, além das variações uniformes de temperatura usuais para cada material, deve-se projetar a passarela estaiada para uma variação de temperatura de até 20°C (quando se tratar de cabos pretos e, no mínimo, 10°C para outras cores) entre os cabos e as torres, e entre os cabos e o tabuleiro. Ainda recomenda que se considere, no caso de tabuleiros de seção maciça, um gradiente térmico de 10°C. Deve-se observar que os comprimentos diferentes dos cabos vão fazer com que cada cabo sofra uma variação de comprimento diferente e isto acaba repercutindo sobre os demais componentes, através da não uniformidade dos recalques que o tabuleiro sofre, ou dos deslocamentos impostos às torres.

Segundo MAEDA et al (1991), no projeto da ponte de Yokohama, Japão, foi adotada como temperatura de construção 20°C, como mínima esperada 10°C e como máxima esperada 50°C, além de um gradiente térmico de 15°C através da seção transversal. Sugere-se que este procedimento seja adotado.

Cargas de Construção

O processo construtivo acarreta situações de carregamentos que devem ser contempladas nas verificações de segurança, usando-se as combinações indicadas na Norma de Ações e Segurança nas Estruturas-NBR8681-1984.

Fadiga

O Eurocode-5, parte 2-1995, dispensa a verificação de fadiga nas passarelas que tenham até 30 metros de comprimento e que possuam estais livres do problema do desprendimento de vórtices.

A Norma para Projeto e Execução de Estruturas de Aço NBR8800-1986 dispensa da verificação de fadiga, os elementos estruturais que, durante sua vida, não sejam submetidos a mais de 20.000 ciclos (média de uma aplicação por dia durante 50 anos). Esta disposição normativa revela que se deve prestar muita atenção para os casos de passarelas usadas por multidões.

A ASCE-1995 especifica que se deve verificar a fadiga do tabuleiro e da torre segundo as especificações das normas correspondentes aos seus respectivos materiais. Para os cabos deve-se usar no dimensionamento a fadiga a curva de Wöhler ou o diagrama de Smith, que reduzem a resistência em função do número de ciclos esperados durante a vida dos estais. A fadiga dos cabos engloba também a fadiga de suas ligações.

A Norma de Projeto de Estruturas de Madeira NBR7190 não se pronuncia sobre o problema da fadiga nas pontes e passarelas de madeira. Por outro lado, o Eurocode-5, parte 2-1995, apresenta procedimento segundo o qual se dispensa da verificação elementos de madeira não solicitados por mais de 10000 ciclos, ou cuja variação de tensão não ultrapasse 10% da resistência de projeto. Esta norma também apresenta as verificações necessárias para outras situações.

Recalques de Apoio

È importante que se reconheça o fato de que a estrutura não termina onde termina a super-estrutura e começa a infra-estrutura. A estrutura engloba também os elementos de fundação e o solo. A deformabilidade do solo e dos elementos estruturais por menor que seja, existe e influi na redistribuição dos esforços. Deste modo deve-se estreitar o diálogo entre projetista de estrutura e projetista de fundação para que o primeiro obtenha subsídios para melhor avaliara a influência dos recalques de apoio.

4.4.2- Estados limites de utilização

A utilização de uma passarela pode deixar de ser normal se ocorrerem deformações excessivas imediatas ou de longo prazo, vibrações perturbadoras ou danos de seus componentes não estruturais por um dos fatores anteriores. Embora estes aspectos não comprometam a segurança da estrutura eles podem provocar conseqüências sérias como interrupção do uso, reformas de custo elevado, desgaste da imagem dos profissionais envolvidos e perda de valor econômico do patrimônio.

Estados Limites de Deformações

Os deslocamentos sofridos por uma passarela estaiada são dados pelas contribuições do tabuleiro, das torres e dos estais. Para os tabuleiros de madeira valem as prescrições da norma Projeto de Estruturas de Madeira NBR7190-1997 que preconiza que as flechas devidas às cargas permanente e acidental não devem ultrapassar o limite de $L/200$, onde L é o vão da passarela. Ela também admite que se leve em conta o efeito das contra-flechas, descontando-as do valor da flecha calculada, limitando este desconto ao valor de $2/3$ da flecha decorrente das cargas permanentes. Estes limites acabam por definir a curvatura máxima das peças e portanto para as deformações máximas à flexão.

Para calcular as flechas, a norma estabelece que se utilize o módulo de elasticidade efetivo E_{c0ef} , se despreze a ação do vento, pondere as sobrecargas dos pedestres com

o fator 0,2, e se utilizem os valores nominais característicos das ações permanentes. A expressão da combinação de ações é dada pela seguinte expressão:

$$F_{d,útil} = \Sigma F_{Gk,i} + 0,2 \Sigma F_{Qk,i} \quad (17)$$

A deformação lenta da madeira, seu nível de umidade ao longo de sua vida útil e o tipo de madeira são levados em conta no cálculo do E_{coef} . Por outro lado é importante frisar que estudos ainda estão em desenvolvimento para melhor compreender a deformação lenta de alguns sistemas construtivos, como por exemplo, a placa protendida de madeira, conforme observa Okimoto (2000).

Estados Limites de Vibrações

Um exemplo bastante eloqüente da importância da verificação dos estados limites de vibrações ocorreu em Londres, no mês de junho de 2000, quando a passarela New Millennium construída para as festividades da virada do milênio, teve que ser fechada após três dias de sua inauguração porque estava apresentando um nível inaceitável de vibrações. Embora as autoridades garantissem que a passarela não oferecia riscos de colapso, a população amedrontada se recusou a usa-la, relata a revista New Scientist, em sua matéria “Bad Vibrations”, de 08-07-2000. No ano de 1999, em Paris, a passarela de Solferino apresentou o mesmo tipo de problema e em 1990. Ela possuía frequência transversal de 1 hz que é a mesma frequência do movimento transversal realizado ao andar. Além disto verificou-se que as pessoas começaram a sincronizar os passos com a vibração da passarela, agravando ainda mais o problema das vibrações. Em ambos os casos o problema foi solucionado aumentando o amortecimento através da utilização de amortecedores especiais com capacidade maior de atenuamento das vibrações. Outras alternativas de solução não foram cogitadas porque comprometeriam a arquitetura destas passarelas.

HARTLEY et al (1999) afirmam que, à medida que as passarelas se tornam mais esbeltas e leves, em decorrência dos avanços tecnológicos nas áreas de materiais e de projeto estrutural, as verificações das condições de utilização de uso normal têm sido

cada vez mais importantes. RAINER et al (1987) também afirmam que a verificação dos estados limites de utilização é um dos fatores decisivos do projeto de passarelas.

As condições anormais de utilização de uma passarela são, em geral percebidas muito antes do que qualquer situação de colapso e, embora não indiquem a existência de riscos contra segurança, elas são assim identificadas pelos seus usuários, em geral. As tensões associadas às ações consideradas nas verificações dos estados limites de utilização são normalmente baixas, situadas no âmbito da elasticidade linear e, portanto, permitem que toda a análise seja linear.

As vibrações nas passarelas que podem perturbar a utilização normal são decorrentes da ação de pedestres andando ou correndo, e da ação de ventos através da energia cinética contida nas rajadas ou pelo desprendimento de vórtices. A atuação de pedestres como vândalos e do vento produzindo os fenômenos do drapejamento, martelamento ou do galope, caracterizarem ações dinâmicas intensas que ameaçam a integridade da estrutura. Estas vibrações deixam de ser um problema de utilização normal e passam para o âmbito das verificações dos estados limites últimos.

Vibrações induzidas por pedestres

Para vibrações verticais, o Eurocode5-Parte2-1995, PIMENTEL (1997), CEB-1991 e BS5400-1978 concordam sobre o limite inferior para frequência natural de 5hz, a partir do qual as passarelas com toda certeza deixam de apresentar qualquer tipo de resposta dinâmica para a ação vertical dos pedestres. A norma sueca DS410-1983 fixa este mesmo limite em 3,5 hz, ou seja trata-se uma norma mais tolerante. Para vibrações horizontais, o Eurocode5-Parte2-1995 fixa o limite de frequência natural de 2,5hz a partir do qual as passarelas deixam de apresentar resposta dinâmica para a ação de horizontal dos pedestres. PIMENTEL (1997) apresenta a faixa de frequências naturais de 0,6 a 1,4 hz como aquela em que as passarelas podem apresentar problemas de vibrações horizontais. FUJINO et al (1993) relatam que, no Japão, são proibidas passarelas com frequências naturais no intervalo de 1,5 a 2,3. Na Suíça, a norma SIA160 apud HIRSCH & BACHMANN (1991) recomenda que se

evitem os intervalos de frequências naturais entre 1,6 e 2,4 hz e entre 3,5 e 4,5 hz. Nos Estados Unidos e Canadá tem se adotado para frequência natural o valor mínimo dado pela expressão desenvolvida por ALLEN & MURRAY (1993), onde W é o peso da passarela e ζ é a razão de amortecimento crítico e apresentada a seguir:

$$f_0=2,86\ln[8,0/(\zeta W)] \quad (18)$$

PIMENTEL (1997) alerta que, em passarelas estaiadas e outras em que haja flexo-compressão como solicitação do tabuleiro, pode ocorrer mais de uma frequência natural dentro dos intervalos que caracterizam as ações induzidas por pedestres, ou em outras palavras mais de uma frequência pode ser excitada pelos harmônicos das ações. Segundo o pesquisador, normalmente o valor da massa modal varia pouco entre os diversos modos e isto permite analisar as frequências correspondentes apenas ao primeiro harmônico do carregamento, quando houver frequências naturais distribuídas em mais de um harmônico. No caso em que houver mais de uma frequência natural na faixa de um mesmo harmônico deve-se trabalhar com a menor.

Comparando as frequências naturais das passarelas com os dois primeiros harmônicos na direção vertical (ocorrem com frequências entre 1,6 e 2,4hz e entre 3,2 e 4,8hz) e o primeiro na direção horizontal (ocorre com frequência entre 0,8 e 1,2 hz), verifica-se e a prática demonstra que estes intervalos de frequências se caracterizam pelas vibrações excessivas e não toleráveis.

Vento

As ações provocadas por ventos devem ser abordadas a partir da determinação da frequência de vibração e da amplitude da aceleração, que permitirão avaliar o nível de aceitabilidade das vibrações, através da consulta aos ábacos de conforto do usuário.

Vibrações nos Tabuleiros

Os problemas provocados pelo drapejamento e pelo galope são resolvidos pela escolha de um perfil adequado para a seção transversal, pois deste modo se eleva a velocidade crítica acima da velocidade de projeto. Ao se utilizar placas de madeira no tabuleiro, deve-se procurar substituir a seção retangular por seções mais eficientes do ponto de vista aerodinâmico, como as trapezoidais e as hexagonais. Esta geometria pode ser alcançada pela adição de elementos não estruturais que alteram a configuração geométrica e conseqüentemente o desempenho aerodinâmico. Elas apresentam melhor rigidez à torção e evitam o desprendimento de vórtices.

Segundo o ASCE - (1995) pontes e passarelas cuja seção transversal retangular possua largura inferior a quatro vezes sua altura, ou seja cuja seção transversal seja pouco profunda, estão sujeitas à ocorrência das vibrações do tipo galope.

$$B > 4H \quad (19)$$

O problema do martelamento é resolvido pelo aumento do amortecimento da passarela, que também ajuda a reduzir o problema do galope. Para se eliminar os fenômenos das vibrações pelo desprendimento de vórtices, é necessário que se aumente a rigidez estrutural ou o amortecimento estrutural. Para combater as oscilações provenientes da energia cinética contida nas rajadas deve-se aumentar a rigidez estrutural e evitar alterar o amortecimento, uma vez que este pouco influi nestes casos. Para cada caso de vibração existe uma velocidade crítica do vento com expressões disponíveis na literatura especializada. Deve-se projetar a passarela de tal modo que estas velocidades sejam todas elas superiores velocidade de projeto do vento.

Vibrações nos estais

Observa-se que as frequências dos estais são inversamente proporcionais aos comprimentos, isto é, quanto mais longos menores as frequências e, portanto,

maiores seus riscos de vibrações. Constata-se ainda que elas crescem a medida que as tensões diminuem e vice-versa.

Segundo WARDLAW (1991), podem ocorrer três tipos de vibrações nos estais: por desprendimento de vórtices, por aderência de água aos estais e por martelamento. Segundo MIYATA (1992), para estais de comprimentos pequenos apenas as vibrações devidas ao desprendimento de vórtices são de interesse. Segundo este mesmo pesquisador, a velocidade crítica para um estal é dada pela expressão abaixo, onde “D” é o diâmetro do estal e “ f_{nat} ” a frequência natural :

$$V_{crit} = 5f_{nat} \cdot D \quad (20)$$

Segundo WARDLAW (1992), o desprendimento de vórtices não ocorrerá se a relação abaixo for obedecida, onde ρ é a densidade do cabo, ξ sua razão de amortecimento crítico, “m” a massa por unidade de comprimento e “D” é o diâmetro:

$$\xi \cdot m > 5 \cdot \rho \cdot D^2 \quad (21)$$

Segundo HIRSCH & BACHMANN (1991), o desprendimento de vórtices nos estais ocorre com frequências de aproximadamente 4 hz.

O fenômeno da aderência da água aos cabos, alterando a geometria efetiva de suas seções transversais, concomitantemente com ventos fortes pode produzir vibrações em cabos muito longos, característicos de pontes estaiadas. Este problema ainda não foi registrado em passarelas. Ele é resolvido diminuindo-se os comprimentos de vibração dos cabos amarrando-os a cabos transversais.

O martelamento pode ocorrer em cabos dispostos paralelamente a uma distância inferior a cinco vezes o diâmetro dos cabos. Observa-se que, nestes casos, a turbulência do vento não influi no fenômeno. Para combater este tipo de vibração, quando não for possível aumentar o espaçamento entre os mesmos, deve-se aumentar o amortecimento, ou ainda amarrá-los a cabos auxiliares transversais. Basicamente este tipo de medida aumenta a velocidade crítica acima da velocidade de projeto.

Vibrações nas Torres

As torres de pontes e passarelas estaiadas devem ser analisadas cuidadosamente, principalmente para grandes vãos quando passam a requer simulação em túneis de vento, porque as frequências naturais de seus estais, as frequências das torres e tabuleiros ficam muito próximas entre si, possibilitando a transmissão de vibrações entre os mesmos.

Primeiramente deve ser lembrado que geralmente as torres apresentam dois instantes bem distintos do ponto de vista de suas características dinâmicas, na fase de construção sem os estais e concluída com os estais. Durante a fase de construção devem ser verificadas quanto a possibilidade desprendimento de vórtices e galope.

A natureza das vibrações vai depender das características geométricas e físicas de seus materiais, e das características da passarela ou ponte. As torres de aço são as mais suscetíveis. Permanecem válidas as mesmas observações feitas para os tabuleiros, para a verificação das torres para estes dois tipos de vibrações. É importante lembrar que o galope não ocorre nas torres de seção circular .

A NBR6123 apresenta todos os subsídios para o cálculo das vibrações decorrentes da energia cinética das rajadas, quando estas possuem frequências naturais inferiores a 1hz. Se estas frequências forem superiores a 1 hz, o procedimento usual de calculo da ação de ventos já inclui este efeito através do coeficiente S2, dispensando de verificação suplementar.

Deve-se ressaltar que é muito importante a verificação das vibrações possíveis durante as diversas fases de construção. Outro detalhe a salientar é que se deve procurar liberar o tabuleiro de vínculos horizontais com as torres para que as mesmas possam ser mais econômicas e os tabuleiros menos suscetíveis a vibrações.

Para as torres já estaiadas, o processo de verificação corresponde à análise das vibrações no plano do estaiamento. Este procedimento deve ser feito através de uma

análise numérica simples, como se faz para torres estaiadas de antenas de telecomunicação. Ou ainda, de modo mais preciso, fazendo a análise do conjunto todo da passarela, ou ponte estaiada. Segundo NARITA & YOKOYAMA (1992), o estaiamento aumenta a frequência natural da torre na direção de seu plano, e o sistema de estaiamento em harpa aumenta mais a frequência natural do que o sistema em leque.

Quanto ao amortecimento, a presença dos estais faz com que ele seja maior na ponte ou passarela concluída do que na fase sem os estais. Conseqüentemente pode se afirmar que as vibrações serão mais intensas durante a fase de construção.

Limites de aceitabilidade das vibrações

Estabelecer os limites de aceitabilidade não é uma tarefa simples, porque eles não são objetivos e determinísticos, mas embutem um certo grau de subjetividade, decorrentes da complexidade que caracteriza a resposta humana a vibrações. Segundo SMITH (1988) e NAEIM (1991), este aspecto fica mais evidente ao se analisarem os fatores a seguir relacionados, que influenciam a percepção e o grau de sensibilidade das pessoas a vibrações:

- a- posição do corpo humano – a tolerância é maior segundo a direção da altura do corpo do que segundo a direção transversal, segundo a ISO.
- b- tempo de exposição – quanto maior o tempo de exposição menor a tolerância
- c- expectativa – as vibrações esperadas são melhores toleradas do que as inesperadas
- d- tipo de atividade – uma pessoa parada é mais sensível do que aquela que esteja andando, correndo ou pulando
- e- sexo – mulheres são mais sensíveis do que homens
- f- personalidade
- g- idade- crianças são mais sensíveis do que adultos
- h- características da vibração – frequência, velocidade, aceleração, amplitude e duração das vibrações

- i- características dinâmicas da passarela –massa, rigidez e amortecimento
- j- condições locais da passarela –altura, ruídos, condições ambientais, etc

Constam da ISO-2631-1-1985 dois ábacos que apresentam curvas abaixo das quais a probabilidade de reclamações, comentários adversos ou percepção de vibrações será muito baixa. Segundo SMITH (1988), no Reino Unido para se limitar as vibrações a valores aceitáveis, a norma BS5400- 1978, considerando “ f_{nat} ” a frequência natural da passarela, exige que a aceleração máxima vertical não ultrapasse o valor a seguir:

$$a_{lim}=0,5\sqrt{f_{nat}} \quad (m/s^2) \quad (22)$$

A norma OHBDC-1991 de Ontário com a mesma finalidade estabelece o seguinte limite para a aceleração máxima:

$$a_{lim}=0,25 f_{nat}^{0,78} \quad (m/s^2) \quad (23)$$

Na Suécia, exigem que a aceleração vertical média quadrática não ultrapasse o valor de $0,5 m/s^2$, caso a frequência da passarela seja menor do que 3,5 hz. Caso a frequência da passarela seja superior a 3,5 hz, a norma sueca entende que a mesma não apresentará problemas de vibrações. O Eurocode 5-Parte 2-1995 estabelece que, para vibrações verticais, a correspondente aceleração máxima não deva ultrapassar o limite de $0,7 m/s^2$, o que equivale ao limite de $0,5 m/s^2$ para a aceleração vertical média quadrática, desde que “ f_{nat} ” seja menor que 5hz. PRETLOVE et al (1991) sugerem que se adote o limite de $0,7 m/s^2$ para a aceleração máxima, independentemente da frequência da passarela.

As FIGURAS 13 e 14 apresentam para efeito de comparação, as exigências para se garantir o conforto necessário para as passarelas, segundo os trabalhos mais recentes de pesquisadores e as normas mais atualizadas. Observa-se que os critérios britânicos e canadenses são semelhantes e discrepantes dos demais, que o Eurocode 5-Parte 2-1995 adota uma expressão mais simples e tolerante do que a ISO-2632-1-1985.

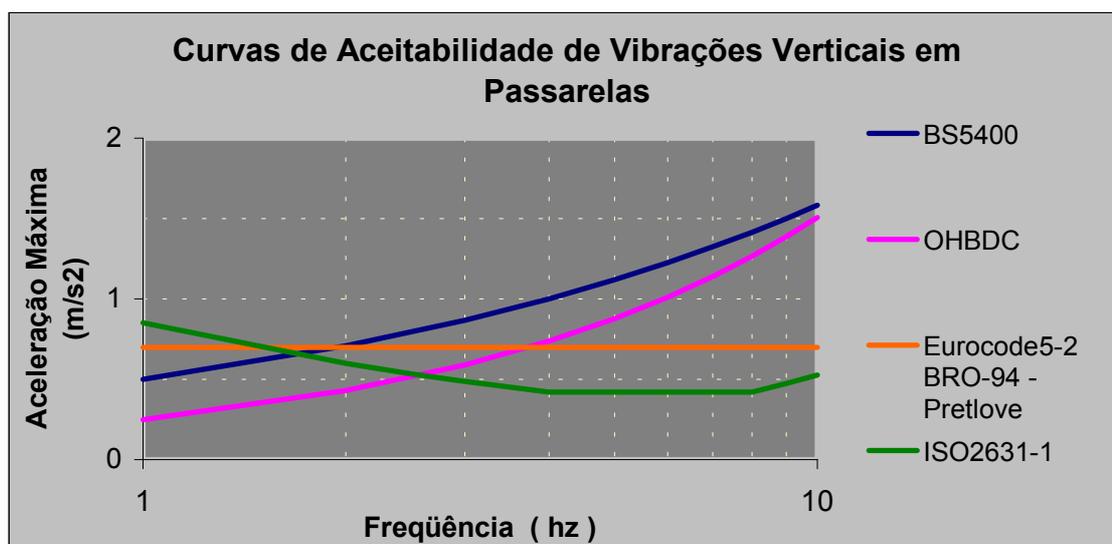


FIGURA 13 - Critérios para aceitação de vibrações verticais

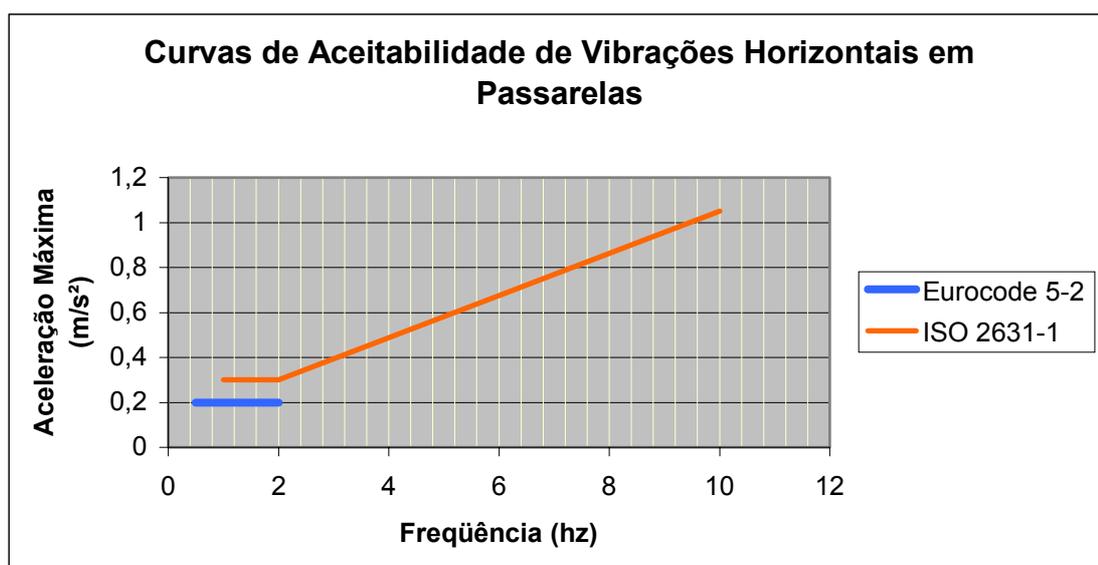


FIGURA 14 - Critérios para aceitação de vibrações horizontais

Em relação às vibrações horizontais observa-se que a preocupação é recente, pois não consta dos outros documentos, e ainda que o Eurocode 5-Parte 2-1995 adota uma postura mais conservadora, exigindo mais do que a ISO-10137-1992. A norma Projeto de Estruturas de Madeira NBR7190-1997 se pronuncia apenas sobre o caso dos pisos para residências e escritórios e não se pronuncia a respeito de passarelas

4.5 - Pesquisas Desenvolvidas no Brasil

No Brasil destacam-se, nesta área de vibrações de estruturas provocadas por utilização humana, os trabalhos de FUSCO & ALMEIDA (1997) no estudo do comportamento do estádio do Morumbi em São Paulo; de ALVIM et al(2000) no estudo de pisos compostos por madeira e concreto; de BATISTA et al (1991) no estudo do comportamento do estádio Maracanã, na cidade do Rio de Janeiro, de RIERA & TAMAGNA (1991) no estudo do Estádio Olímpico de Porto Alegre, de BATISTA et al (2000) no estudo numérico de passarela de plástico reforçado anteriormente estudada por PIMENTEL (1997) e o trabalho desenvolvido por PIMENTEL (1997) em sua participação no Grupo de Vibrações da Universidade de Sheffield na Inglaterra.

5- Considerações sobre a revisão bibliográfica

A análise da revisão bibliográfica realizada permite fazer as seguintes observações:

1. são atuais e importantes as pesquisas sobre passarelas de grandes vãos, uso da madeira nos sistemas estaiados, utilização de placas laminadas protendidas nas passarelas e sobre a transferência do que já foi desenvolvido a respeito destas tecnologias no exterior para o Brasil;
2. a análise experimental estática é fundamental para contribuir para os esforços de adaptação, caracterização e compreensão destas tecnologias;
3. a análise modal experimental é imprescindível para o processo de caracterização do comportamento dinâmico deste tipo de passarela, assim como para calibração das modelagens numéricas e, deste modo, fornecer informações que passarão a compor o acervo de dados disponíveis para o desenvolvimento de novas passarelas;
4. a experiência internacional demonstra que o projeto de passarelas é basicamente governado pela verificação dos estados limites de utilização;
5. os efeitos da não-linearidade geométrica são pequenos em passarelas estaiadas de porte pequeno;

6. devem ser consideradas no projeto de passarelas de grandes vãos, a ação da variação de temperatura, de ventos e de pedestres, e em casos de grandes fluxos de transeuntes, a fadiga;
7. o dimensionamento do tabuleiro e da torre deve ser feito de acordo com as prescrições normativas relativas a flexo-compressão;
8. o projeto de durabilidade é parte fundamental dos projetos de uma construção de madeira;
9. a ação humana sobre passarelas desenvolve forças nas três direções: vertical, transversal e longitudinal;
10. as vibrações horizontais transversais ao eixo longitudinal das passarelas devem ser analisadas muito criteriosamente, principalmente nas passarelas com pouca rigidez transversal;
11. a ação de ventos é muito importante para as passarelas, porque são estruturas de baixa rigidez transversal, devendo ser considerada nas fases de construção e de utilização;
12. a passarela objeto deste trabalho é a primeira passarela estaiada de madeira do Brasil, e muito provavelmente uma das poucas no mundo senão a primeira, em madeira laminada protendida, com curvatura horizontal ;

Por outro lado, observa-se que alguns aspectos são abordados de modo contraditório e ainda demandam maiores esclarecimentos:

1. as cargas induzidas por pedestres andando ou correndo são modeladas de modos diferentes em diversas normas, os harmônicos apresentam valores diferentes;
2. não há consenso sobre o efeito multiplicador da ação de uma multidão de pedestres;
3. as normas não adotam um valor comum para cargas vivas em passarelas;
4. as passarelas são abordadas por diversas normas, juntamente com as pontes a despeito de suas particularidades de carregamento e possibilidades de vibração;

5. as normas ainda não adotam exatamente os mesmos critérios de conforto para pedestres em passarelas.
6. os procedimentos de dimensionamento de placas protendidas que constam da literatura técnica, estão direcionados para o caso das pontes e não para as passarelas;

Finalmente, é importante ressaltar algumas ações que precisam ser realizadas e alguns temas que necessitam ser pesquisados:

1. avaliação da viabilidade técnica e econômica do desenvolvimento de tecnologia nacional de passarelas estaiadas de madeira;
2. avaliação da eficiência da utilização de tabuleiro composto apenas por placas de madeira laminada protendida, em passarelas estaiadas;
3. estudo do efeito da curvatura em placas laminadas protendidas e no tabuleiro de passarela estaiada;
4. estudo dos efeitos da perda de curvatura do tabuleiro em placas laminadas protendidas e nos tabuleiros da passarela estaiada;
5. verificação do efeito da compressão no comportamento destas placas, tanto do ponto de vista estático quanto dinâmico;
6. verificação do nível de não linearidade e de seus efeitos, e do nível de importância das variáveis de projeto, em passarelas estaiadas com configurações semelhantes à proposta neste trabalho;
7. criação de norma ou capítulo de norma específico para projeto e construção de passarelas;
8. determinação da interação pedestre passarela;
9. determinação do efeito de multidão em passarelas;

CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

1-Introdução

A análise da revisão bibliográfica revela e permite concluir que para que se possa se pronunciar sobre a viabilidade técnica das passarelas estaiadas com tabuleiro curvo constituído de madeira laminada protendida e, deste modo, atingir os objetivos da pesquisa, é imprescindível a construção de uma passarela e a realização de seus respectivos ensaios. Eles permitirão calibrar a modelagem numérica que lhe possa representar e, principalmente, fornecerão as bases para se verificar a viabilidade técnica, através do confronto dos resultados dos ensaios com os critérios técnicos disponíveis nas normas e na bibliografia. Este capítulo é dedicado à apresentação dos materiais a serem utilizados e a metodologia adotada no desenvolvimento da parte experimental deste trabalho, e está dividido em cinco partes. Na primeira, se apresentam os materiais usados para a construção da passarela estaiada constituída de madeira laminada protendida; na segunda, apresenta-se sinteticamente o projeto, na terceira aborda-se processo construtivo escolhido, na quarta descrevem-se os ensaios realizados e, na última apresenta-se a análise numérica delineando suas características, dados necessários, objetivos e limitações.

2-Materiais

A madeira utilizada para o tabuleiro e seus acessórios é de *Pinus Taeda* (*Pinus taeda*), que possui peso específico médio de 476 kN/m³ segundo OLIVEIRA et al (2002), tendo sido tratada por impregnação em autoclave com CCA, fornecida gratuitamente pela empresa Battistella S.A. Foram usadas lâminas de

aproximadamente cinco metros e vinte centímetros de comprimento, e seção transversal nominal medindo cinco centímetros por vinte centímetros. A madeira usada para a torre e conforme recomenda RITTER & LEE(1996), para as duas primeiras lâminas laterais dos módulos do tabuleiro é de Eucalipto Citriodora (*Eucalyptus citriodora*), cujo peso específico estimado é em torno de 10 kN/m³. A torre é constituída por um poste com treze metros de comprimento, com 55 centímetros de diâmetro na base e 45 cm no topo. Este poste, doado pela empresa Postes Irpa S.A., também tratado por impregnação em autoclave com CCA.

A fundação por tubulão, seus blocos e o baldrame que trabalha como escoras auto-equilibradas, são em concreto armado, com armação longitudinal constituída de barras de aço CA 50-A e armação transversal de barras de aço CA 60-B. O concreto usado nos tubulões apresentou f_{ck} igual a 15 MPa e, o usado no baldrame, 20 MPa. Salienta-se que os tubulões foram armados até suas sapatas, em virtude das trações impostas pelos cabos de sustentação da torre. A passarela se apóia, na sua extremidade sul, sobre um bloco de concreto armado, com o mesmo f_{ck} . O valor do f_{ck} foi determinado pela usina de concreto responsável pelo fornecimento. O local de construção da passarela se caracteriza pela presença de um talude obtido pelo corte do terreno natural, o que permitiu a adoção deste sistema de fundação. As características do solo foram verificadas pelo consultor de fundações, Prof. Dr. Nelson Aoki, do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, que trabalhou na construção da passarela. A fundação por tubulão, seus blocos e o baldrame que trabalha como escoras auto-equilibradas, são em concreto armado, com armação longitudinal de barras de aço CA 50-A e armação transversal de barras de aço CA 60-B.

Além dos elementos de madeira e de concreto, usaram-se barras de aço com diâmetro de 15 mm, peso específico de 78 kN/m³, de alta resistência da Dywidag (ST 85-105), para os estais e para a protensão do tabuleiro. As barras de sustentação da torre são do mesmo aço e de 32 mm de diâmetro. As conexões e as placas de distribuição para as barras protendidas são de aço SAE 1020. Todos os elementos de aço são galvanizados. A passarela se apóia, em sua extremidade norte, no prédio do

SET-LaMEM através de um apoio metálico galvanizado sobre as vigas de concreto armado da estrutura do edifício. Foram consideradas as características técnicas informadas pelos fabricantes e apenas para conferência foi ensaiada uma barra de aço de 15mm solicitada à tração.

3 – Projeto

Tomando por base a literatura especializada e considerando as prescrições normativas pertinentes, pode-se elaborar o projeto estrutural da passarela. A seguir é apresentada a síntese dos pontos mais importantes deste projeto.

3.1 – Ações

Foi considerada como sobrecarga de utilização da passarela o valor de 5 kN/m^2 . A ação de ventos, a variação de temperatura, e os recalques de fundação não foram considerados. Optou-se pela verificação experimental dos efeitos destas ações, porque a análise preliminar indicava que eles seriam bem menores do que os decorrentes da ação da sobrecarga de utilização, e portanto não apresentariam qualquer repercussão sobre as definições de projeto. Nesta análise preliminar foram abordados os seguintes aspectos da passarela. A forma de um arco na horizontal assumida pela passarela se constitui um indício de que a ação estática do vento não seja importante. Suas dimensões pequenas não são capazes de produzir efeitos apreciáveis decorrentes da variação de temperatura. A execução da fundação em solo que sofreu corte e não aterro gera a expectativa de ocorrência de recalques de pequeno valor. Também não foi feita verificação do efeito da fadiga porque as passarelas raramente apresentam problemas desta natureza, com a exceção dos casos em que as passarelas estejam em zonas de grande fluxo de pedestres.

3.2 – Análise Estrutural

Por causa do seu caráter tridimensional, foi construído um modelo tri-dimensional usando o Método dos Elementos Finitos. O programa computacional utilizado é o

Ansyst5.4. Tratou-se de se realizar a análise estática linear da estrutura e uma estimativa de suas características modais a partir das dimensões definidas no projeto. Foram consideradas as seguintes hipóteses de carregamento: passarela toda carregada, passarela com os dois pares de tramos extremos carregados e, passarela com os três tramos centrais carregados. Estas hipóteses foram elaboradas com o objetivo de se verificar a estabilidade da passarela. Ora retirando o efeito estabilizante das sobrecargas na região de maior esforço de compressão, no tabuleiro e, sem retirar a ação das sobrecargas nos tramos extremos, para se maximizar aqueles esforços de compressão. Ora restringindo o carregamento aos tramos centrais, para que a excentricidade do carregamento em relação ao centro geométrico em planta da passarela, fosse maximizada. Foram determinados os valores dos esforços solicitantes e dos deslocamentos nodais. Os apoios foram modelados como rígidos. A análise não linear geométrica também foi realizada e demonstrou que os efeitos não lineares eram pequenos. Constatou-se que as tensões calculadas eram baixas e dispensavam a realização de uma análise não linear física.

3.3 – Dimensionamento

O tabuleiro teve a altura de sua seção transversal definida pela condição de limitação da aceleração máxima das vibrações ao limite proposto pelo Eurocode 5 parte 2, e outras normas que se pronunciam a respeito do tema. O diâmetro das barras de aço dos estais e dos estais de sustentação do mastro, foi determinado pelo limite de vibração (que exige que se diminua o diâmetro), pela condição de segurança (que pede o aumento do mesmo) e pela disponibilidade de mercado. Foi escolhido o menor diâmetro disponível no mercado que atendia a condição de segurança contra o colapso. O diâmetro do mastro da passarela foi dado pela limitação da esbeltez a um valor que não pudesse gerar efeitos de ordem superior, e deste modo minimizando sua influência sobre o comportamento da passarela. Adotou-se tal procedimento pela sua importância na composição do sistema estrutural.

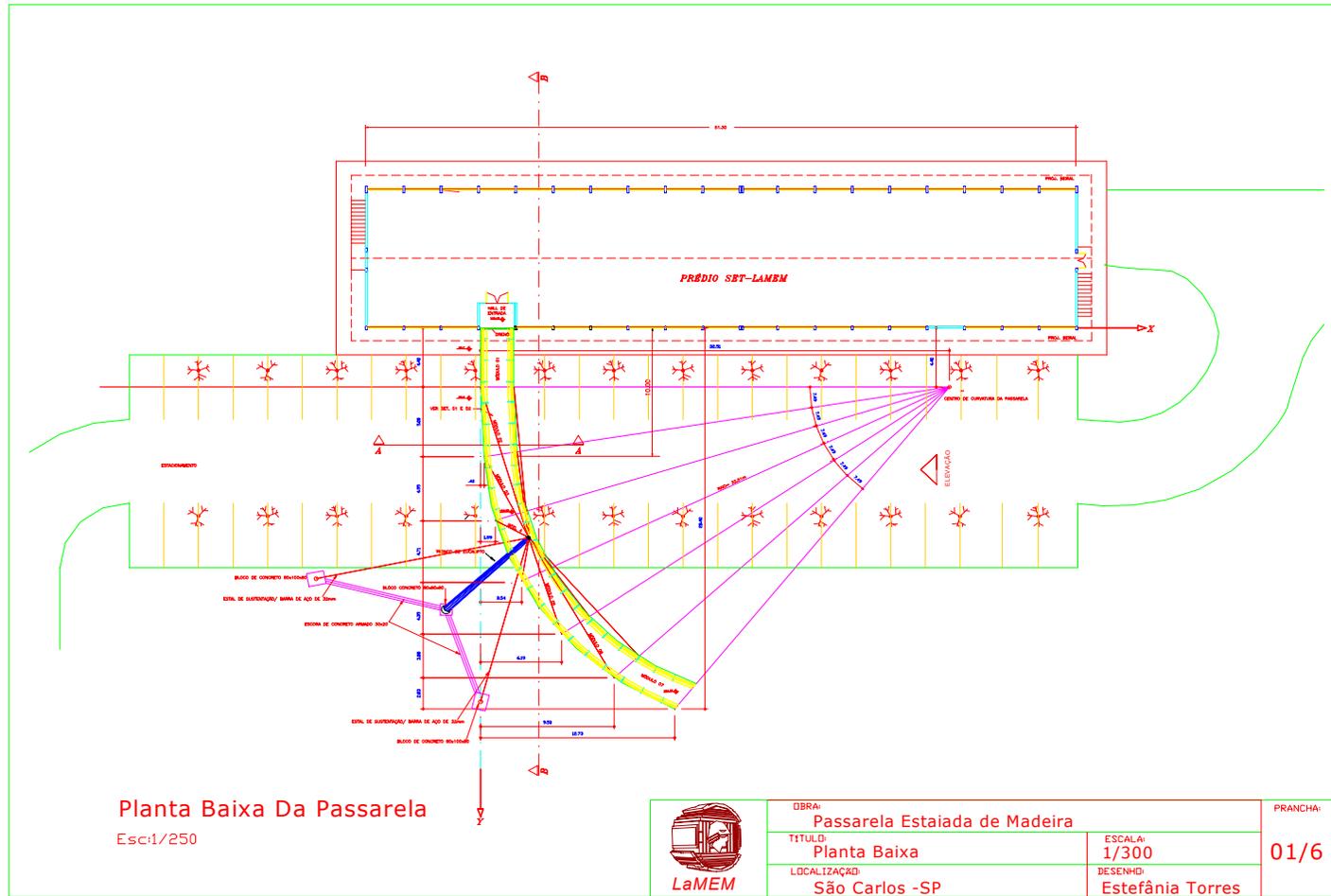


FIGURA 15 – Projeto Estrutural da Passarela

3.4 – Detalhamento

Procurou-se desenvolver detalhes que facilitassem o processo construtivo, que envolvessem peças de fabricação simples, e que colaborassem com o processo de manutenção e aumentassem a durabilidade. Por outro lado, por se tratar de uma passarela experimental alguns detalhes ficaram restritos ao mínimo necessário. No cotidiano da prática profissional, é recomendável que não se trabalhe com cabos de sustentação compostos por uma única barra, por motivos de segurança e para facilitar uma eventual troca. A FIGURAS 15 apresenta a planta baixa da passarela que consta do projeto estrutural da passarela, apresentado no Apêndice 1.

4-Construção da Passarela

4.1- Processo construtivo

O processo construtivo, os materiais adotados e o sistema estrutural escolhido foram concebidos com o compromisso de se oferecer uma alternativa viável do ponto de vista técnico e econômico, acessível aos mais diversos sítios geográficos.

Para melhor entender o processo de escolha do processo construtivo é importante primeiramente apresentar as alternativas de execução do tabuleiro da passarela.

A) Inicialmente cogitou-se de se construir o tabuleiro como uma grande placa curva, sem nenhuma descontinuidade. Esta placa seria construída no local da obra, sobre o cimbramento. Isto quer dizer que a mesma seria protendida e receberia a aplicação da curvatura em cima do cimbramento. Este procedimento exigiria plataformas laterais para aplicação da protensão sobre as lâminas e trabalhar com perfis metálicos pesados sobre estas plataformas para a aplicação da curvatura. Este procedimento de aplicação da curvatura precisaria ser feito progressivamente à medida que as lâminas fossem ganhando curvatura. Não haveria como distribuir todas as lâminas de uma única vez sobre o cimbramento e aplicar a curvatura, porque este processo tiraria parte da placa de cima do

cimbramento. Por outro lado, a aplicação progressiva de curvatura sobre um trecho da placa exigiria que houvesse lâminas posicionadas de tal modo que parte delas ficasse livre para solidarização por transpasse com as novas lâminas a adicionar. Isto traria grandes dificuldades de encaixe das lâminas caso apresentassem muita variabilidade dimensional, decorrente de desbitolamento, de retrações e inchamentos provocados por variação de temperatura, ou deformações decorrentes da ação da protensão. Em resumo, esta alternativa, além de grandes dificuldades de sucesso, se mostrou muito trabalhosa, não incorporando o conceito de pré-fabricação e dependendo exclusivamente das condições do local da obra para sua consecução.

- B) Passou-se então a se trabalhar com o conceito de modulação, que permite a divisão do tabuleiro em partes de dimensões que permitam seu transporte por pequenos caminhões e guinchos/ guindastes. Cada módulo recebe a aplicação da curvatura e a protensão com facilidade, dispensando plataformas. A modulação permite a pré-fabricação destes elementos estruturais em oficinas especializadas, gozando das vantagens da industrialização: maior controle de qualidade, racionalização de materiais e mão de obra, rapidez, possibilidade de encurtamento do cronograma de obra. Buscou-se, então, desenvolver um sistema de ligação entre estes módulos. Inicialmente, tentou-se trabalhar com lâminas dispostas de modo intercalado, lembrando uma ligação tipo *finger-joint*. Assim, pretendeu-se que os módulos se encaixassem um no outro. A prática revelou que o desbitolamento das lâminas, seus desalinhamentos e, principalmente, o fato de que as extremidades das lâminas para transpasse permaneciam retas, isto é, não haviam recebido curvatura, tornaram impossível este tipo de ligação entre módulos. A FIGURA 16 apresenta as condições da extremidade do módulo.
- C) Outra tentativa de ligação dos módulos consistiu em colocar, frente a frente, dois módulos e tentar introduzir nos espaços vazios deixados pelas extremidades, um conjunto de lâminas de 1 cm de espessura. Esta tentativa também foi frustrada pelos mesmos motivos da tentativa anterior. Deve-se lembrar que nestas duas alternativas ainda se conta com os inconvenientes de se ter que corrigir a falta de

curvatura dos trechos de ligação dos módulos e de se protender este trecho do tabuleiro no local da obra. Este procedimento não pode ser caracterizado como um processo totalmente industrializado de pré-fabricação e, sim, como um processo misto.



FIGURA 16 – Ligação Dentada dos Módulos do Tabuleiro

Como última alternativa, procurou-se trabalhar com ligações entre os módulos empregando perfis metálicos dispostos nas suas extremidades. Os referidos perfis possibilitaram satisfatória precisão na ligação entre as placas e serviram, também, para apoio do tabuleiro nos estais. Esta ligação permitiu que os módulos fossem fabricados em oficina, o que facilitou a montagem e colaborou para a manutenção da curvatura de cada módulo. As FIGURAS 17 e 18 mostram maiores detalhes.



FIGURA 17 – Peça de Conexão dos Módulos do Tabuleiro

Estes perfis foram fabricados em oficina metalúrgica na cidade de São Carlos e, posteriormente, submetidos à galvanização. Fabricados com 3 metros de comprimento, permitiram que os estais, apoiados nas suas extremidades, não interferissem no espaço de circulação da passarela.



FIGURA 18 – Encabeçamento dos Módulos do Tabuleiro

D) O desbitolamento e o desalinhamento das lâminas exigiram o ajuste das extremidades dos módulos para o encaixe nos perfis, conforme pode ser observado na FIGURA 19.



FIGURA 19 – Ligação dos Módulos do Tabuleiro

Pelas mesmas razões nas laterais dos módulos de obrigou a introdução de pedaços suplementares de lâminas de madeira.

4.2 – Fabricação dos Módulos

A passarela foi subdividida em sete módulos com dimensões nominais de 5 metros de comprimento, 2 metros de largura, 20 centímetros de altura, cada um deles constituído de 37 lâminas que medem aproximadamente 5 cm de largura por 20 cm de altura e 5 metros de comprimento.



FIGURA 20 – Fabricação de um Módulo- Furação das Lâminas



FIGURA 21 – Fabricação de um Módulo – Introdução das Barras de Aço

A curvatura das placas exigiu que cada lâmina tivesse um comprimento diferente e fosse furada individualmente em decorrência da protensão radial. O raio de curvatura do bordo convexo da passarela e, portanto, dos módulos vale 32,51 metros.



FIGURA 22 – Fabricação de um Módulo - Aplicação de Curvatura

Uma vez furadas e cortadas, as lâminas foram justapostas em ordem crescente de comprimento, do bordo côncavo para o bordo convexo e nelas introduzidas as barras de aço de 15 mm da Dywidag. Para permitir a passagem das barras de protensão, os furos das lâminas foram feitos com diâmetro superior ao das barras. Estas barras foram também submetidas à galvanização.



FIGURA 23 – Fabricação de um Módulo – Protensão das Barras de Aço



FIGURA 24 – Fabricação de um Módulo – Dispositivo de Aplicação de Curvatura

A curvatura de cada módulo foi obtida através da aplicação de uma força horizontal concentrada no meio do bordo côncavo, que provocasse uma flecha de 10 cm no bordo convexo, após se apoiar o módulo contra o perfil metálico, no plano horizontal. Este valor foi determinado em função do raio de curvatura do tabuleiro e das dimensões do módulo. Aplicada a curvatura, iniciou-se o processo de protensão transversal das lâminas. As barras estavam espaçadas entre si de 70 cm e aplicou-se uma força de protensão que produziu uma tensão normal as lâminas de 0,7 MPa.



FIGURA 25 – Fabricação de um Módulo Curvo

Deve-se registrar que os módulos foram fabricados após um período prolongado de seca e logo depois ocorreu um período de chuvas, fato que provocou aumento do nível de protensão, superando o que se obteria com a reprotensão. Outro detalhe importante no processo de fabricação é garantir que os perfis metálicos que encabeçam os módulos sejam dispostos simetricamente, o resultado precisa ser obrigatoriamente um módulo simétrico em relação ao eixo radial central. As FIGURAS 20 a 25 ilustram o processo de fabricação de um módulo.

4.3 - Fundação

A fundação foi constituída por três tubulões de 70 cm de diâmetro, aproximadamente 6 metros de profundidade. Estes três tubulões foram armados até a base, inclusive as sapatas.

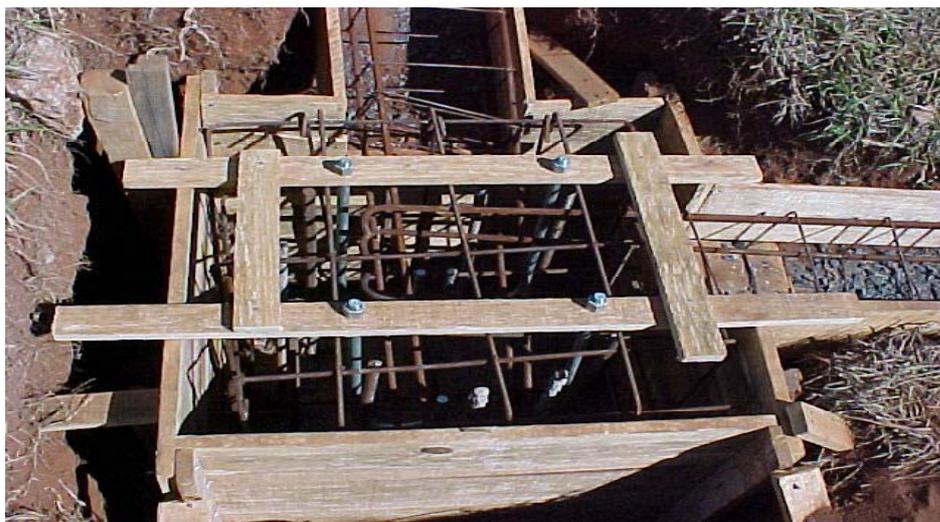


FIGURA 26 - Fundação com Blocos Interligados por Escoras de Concreto

Os blocos destes tubulões foram interligados por duas escoras de concreto armado com seção transversal medindo 30 cm de largura por 20 cm de altura, conforme demonstram as FIGURAS 26 e 27. Estas escoras têm a finalidade de evitar que os tubulões sejam solicitados por esforços horizontais. Esta opção de se criar um sistema de fundação fechado foi adotada porque se revelou muito mais econômica do que a outra alternativa cotejada, a utilização de estaca raiz.



FIGURA 27 - Fundação com Blocos Interligados por Escoras de Concreto

4.4- Mastro (Pilar Central)

Sua extremidade inferior foi esculpida para que se pudesse embutir a parte superior da rótula espacial. Na outra extremidade foi fixada a conexão para receber todos os estais e transmitir o esforço para a fundação, conforme demonstra a FIGURA 28.



FIGURA 28 - Detalhe da Conexão do Topo do Mastro

Dada a presença de fissuras periféricas nas extremidades do mastro, pontos em que há concentração de tensões, foram tomadas as seguintes providências: 1) aplicar um produto impermeabilizante no primeiro metro do poste (*Osmocreto*) a partir de suas extremidades; 2) embutir a conexão inferior em um nicho esculpido e provocando o efeito de uma pingadeira; 3) projetar uma conexão superior na forma de um capuz

para evitar a penetração de água; 4) aplicar uma pintura hidro-repelente (*stain*) sobre a superfície. A conexão inferior conforme se pode observar nas FIGURAS 29 e 30, foi presa ao poste parafusando-as a 4 barras roscadas de 12 mm de diâmetro e 60 cm de comprimento, coladas em furos feitos na direção longitudinal, na base do mastro. Foram coladas com resina epoxilica.



FIGURA 29 - Detalhe da Conexão da Base do Mastro



FIGURA 30 - Detalhe da Base do Poste

Para se realizar o içamento do mastro, primeiramente se prenderam na conexão superior os estais. Especial atenção teve que ser tomada porque esta conexão possui um anel apoiado em oito pontos e definindo oito setores de 45°, conforme demonstra a FIGURA 31. Portanto, os estais precisaram ser colocados no respectivo setor, para que quando em serviço ao serem tracionados não sofressem flexão.

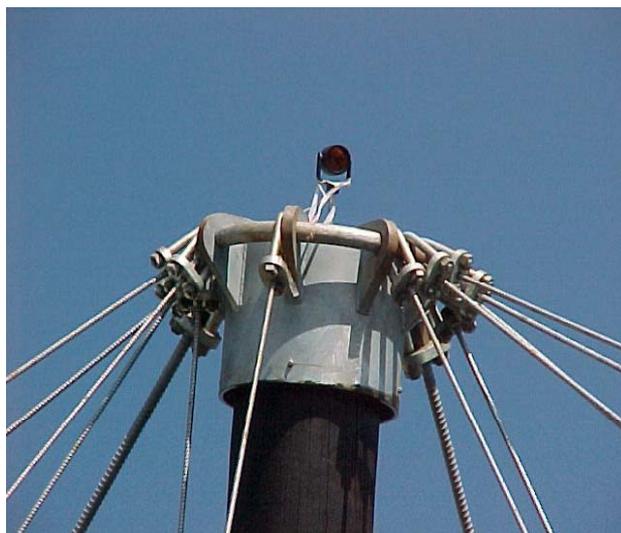


FIGURA 31 - Ligação dos Estais com o Poste

Feito isto, posicionou-se a base do mastro sobre a rótula espacial, e levantou-se girando sobre esta rótula até o topo atingisse o ponto definido em projeto e a conexão superior apresentasse todos os estais. A posição do topo corresponde ao centro de massa da passarela. Para acompanhar o posicionamento do mastro, foram usados dois teodolitos dispostos sobre dois eixos ortogonais com origem na base do mastro.



FIGURA 32 – Início do Içamento do Mastro (Pilar Central)

O mastro de Eucalipto Citriodora pesa aproximadamente 30 kN. O caminhão usado nas operações de içamento possui um braço hidráulico com capacidade para um momento de 130 kNm. O içamento do mastro somente pode ser feito após a cura do concreto usado na fundação. O tempo gasto para o içamento foi de 4 horas,

necessitando dos serviços de três operários e um topógrafo, além dos serviços do caminhão-guincho.



FIGURA 33 - Içamento do Mastro (Pilar Central)

Uma vez posicionado o mastro, os estais de sustentação do mastro, barras de aço de 32 mm de diâmetro, da Dywidag, foram emendados com luvas instrumentadas de tal modo a funcionarem como células de carga. Para realizar esta emenda as barras precisavam estar alinhadas e, para isto, os cabos foram escorados e tracionados. A tração foi aplicada de modo a se eliminar a flecha do cabo, conforme mostram as FIGURAS 36 e 37.



FIGURA 34 – Colocação do Mastro sobre o Apoio

As se emendar as barras, marcou-se em cada uma quanto cada deveria penetrar na luva. As emendas dos cabos de sustentação foram feitas com o mastro sustentado

pelo guincho e, uma vez concluídas, o mastro foi solto lentamente, passando-se a ser sustentados pelas barras de sustentação. As FIGURAS 32 a 34 apresentam detalhes da seqüência construtiva.



FIGURA 35 – Detalhe do Apoio do Estal de Sustentação

Outro detalhe importante foi a utilização de duas castanhas, uma encaixada na outra, conforme se observa na FIGURA 35, para distribuir as tensões ao longo dos eixos das barras que compõem os elementos de conexão.

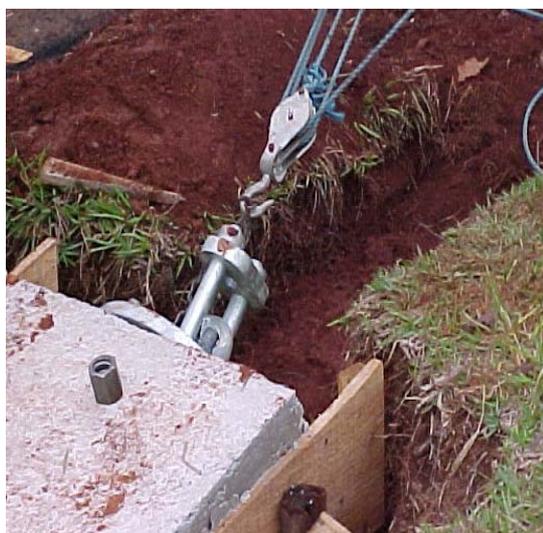


FIGURA 36 – Ancoragem dos Estais de Sustentação do Mastro (Pilar Central)



FIGURA 37 - Estais de Sustentação do Mastro (Pilar Central)

4.5 – Tabuleiro e seus Apoios

Montado o mastro, passou-se à montagem do tabuleiro. De início, montou-se o cimbramento metálico obedecendo à configuração da passarela dada pelo projeto original. Foram usadas duas torres metálicas por módulo, uma isolada da outra, totalizando onze torres, conforme se pode observar nas FIGURAS 38 e 39.



FIGURA 38 – Cimbramento Metálico



FIGURA 39 - Sistema de Regulagem do Greide do Tabuleiro

Estas torres de barras de 37 mm de diâmetro, possuíam 1,2 m por 1,9 m em planta. Sobre as mesmas foram colocados dois perfis metálicos de 100 mm fixados por garfos, dispostos ao longo dos dois bordos curvos da passarela. As torres metálicas possuem um sistema de ajuste através de roscas que permitem soltar o tabuleiro do cimbramento e transferi-lo para o estaiamento.



FIGURA 40 – Içamento de um Módulo do Tabuleiro



FIGURA 41 - Detalhe da Aproximação do Módulo do Tabuleiro

Uma vez montado o cimbramento, os módulos foram conectados sucessivamente aos já apoiados, iniciando pelo primeiro fixado junto ao prédio do SET-LaMEM, conforme demonstram as FIGURAS 40 a 42. Cada módulo pesou aproximadamente 11,5 kN. Eles eram içados pelos quatro cantos para que se evitasse qualquer outro tipo de solicitação incompatível com o projeto original.



FIGURA 42 - Montagem do Tabuleiro



FIGURA 43 – Ligação dos Perfis através de Chapa Metálica Parafusada

É conveniente frisar que os furos para os parafusos das ligações na face inferior dos módulos serviram também para ajudar a trazer os módulos à posição correta, como indica a FIGURA 44.

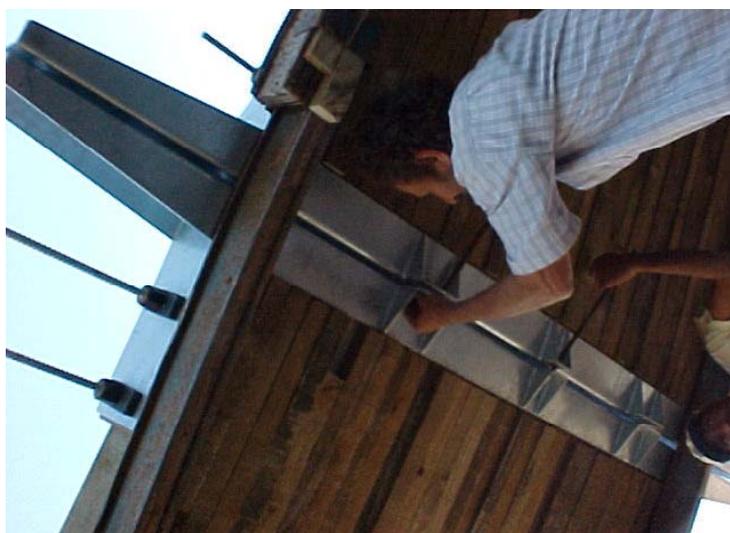


FIGURA 44 - Ligação dos Perfis através de Parafusos na Face Inferior

Com todos os módulos conectados entre si, passou-se a ligar os estais às extremidades dos perfis de interconexão dos módulos. Cada uma das barras suspensas pelo topo do mastro foi emendada através de luvas instrumentadas, que funcionaram como células de carga. Para que as barras emendadas tivessem o mesmo comprimento de emenda dentro das luvas, foram feitas marcas em cada uma delas.

Durante este processo os estais foram escorados para combater a ação do peso próprio, semelhantemente ao que se fez com os estais de sustentação do mastro. Verificou-se também se os respectivos olhais junto ao topo do mastro estavam posicionados de tal modo a não provocar flexão das barras. As barras foram tracionadas com talhas. Uma vez medido o comprimento necessário, as barras foram cortadas e introduzidas nos olhais. Depois, foram rosqueadas deixando-se folga nas porcas da sapata dos olhais, para posterior tração dos respectivos estais. Em seguida foi feita a conferência dos estais, buscando observar se os deslocamentos impostos correspondiam à forma prevista (greide original). Uma vez tracionados e ajustados os estais, passou-se a abaixar vagarosamente o cimbramento, soltando-se o tabuleiro. Poucos estalidos foram ouvidos. Procurou-se soltar o tabuleiro de uma maneira simétrica em relação à torre, para que se minimizassem os deslocamentos da mesma e se introduzissem deformações incrementais e simétricas.



FIGURA 45 – Colocação dos Estais

É importante lembrar que a perda de simetria em relação ao eixo radial central, de qualquer um dos módulos, pode provocar maiores ou menores transtornos à geometria do tabuleiro dependendo da posição que ocupe. Os módulos que porventura apresentem algum indício de perda de curvatura devem ser os últimos a serem colocados.

No caso em particular a fundação da extremidade oposta ao prédio do SET-LaMEM foi concretada por último após a execução do tabuleiro, porque se desconhecia o comportamento da perda de curvatura deste tipo de tabuleiro e, os efeitos de eventuais problemas de fabricação.



FIGURA 46 - Detalhes das Conexões dos Módulos



FIGURA 47 – Posicionando os Módulos

Outro detalhe importante: não foi considerado que o processo de galvanização diminui o diâmetro dos furos e aumenta o diâmetro dos parafusos. Este fato gerou algum contratempo. As FIGURAS 43 a 48 ilustram alguns detalhes da montagem e estaiamento do tabuleiro.



FIGURA 48 - Detalhe das Conexões dos Estais

O tabuleiro foi fixado no prédio do SET-LaMEM através de um aparelho de apoio indicado nas FIGURAS 49 a 51. Nele estão acopladas, na horizontal, três células de carga (duas longitudinais e uma transversal) e, na vertical, o apoio se dá por contato com a superfície do aparelho de apoio.

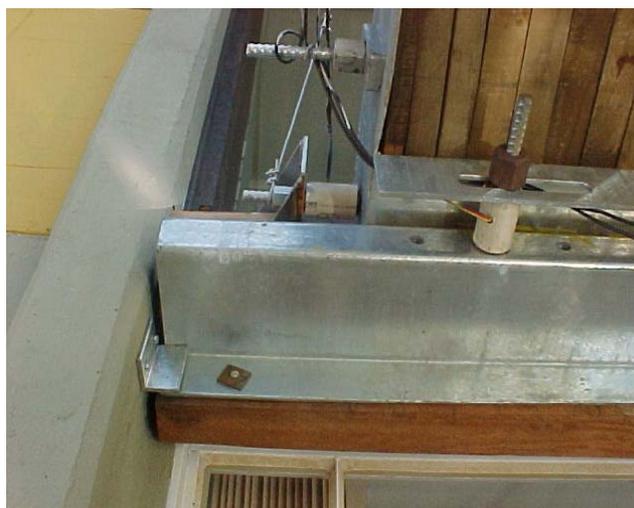


FIGURA 49 - Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM
junto ao Bordo Convexo

As células na direção tangencial foram inicialmente comprimidas assim como a célula radial junto ao bordo côncavo, após a retirada do escoramento. Na extremidade oposta do tabuleiro, observou-se que, na direção tangencial, houve um deslocamento de 2 cm no sentido do prédio do SET-LaMEM e, na direção radial, a passarela não se movimentou. No dia subsequente à instalação da passarela, foi observada uma acomodação do sistema. Então, se reescorou o tabuleiro nos pontos dos estais extremos e, para que ficassem retilíneos e mais rígidos, tracionaram-se estes estais.



FIGURA 50 - Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM

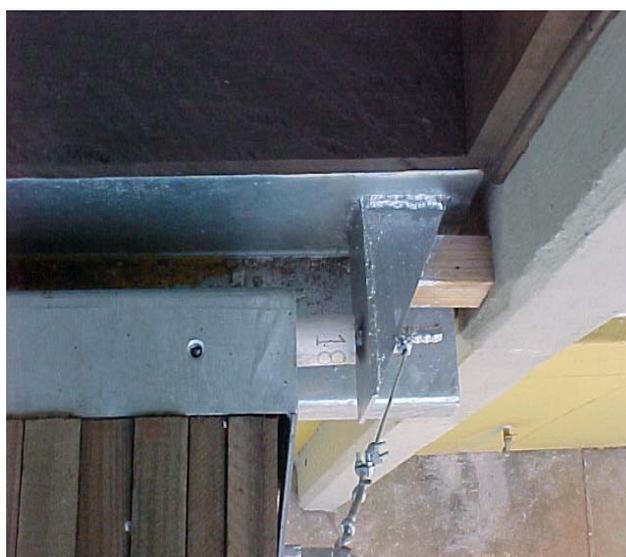


FIGURA 51 – Vista Superior do Apoio da Passarela no Prédio do SET LaMEM

Isto fez com que encurtamentos fossem aplicados aos estais para que os mesmos continuassem acomodados dentro dos olhais. Estes encurtamentos foram de 0,5%.



FIGURA 52 - Passarela Concluída

5- Análise Experimental

5.1 Elementos de Madeira

As lâminas de madeira usadas na fabricação dos módulos foram caracterizadas a partir dos ensaios de flexão estática. Devido à alta incidência de nós e uma vez que o processo de aplicação de curvatura faz com que as lâminas sejam fletidas segundo o plano em que possuem o momento de inércia mínimo de suas seções, estas lâminas foram ensaiadas aplicando força ora paralela à maior dimensão da seção transversal e ora paralela à menor. As grandes dimensões do poste de Eucalipto Citriodora não possibilitaram a realização do ensaio correspondente. A utilização da metodologia de obtenção do módulo de elasticidade longitudinal usando aparelho de ultra-som foi tentada, mas não chegou a apresentar resultados satisfatórios. Por outro lado, a

importância deste fato é atenuada porque sua solicitação interna independe do valor do módulo de elasticidade da peça e por que sua variabilidade não repercute significativamente sobre os deslocamentos e sobre as características dinâmicas da passarela. O fato de não se poder determinar precisamente a carga de flambagem não foi preocupante porque a tensão atuante média para a passarela totalmente carregada é muito baixa, apenas 1,25 Mpa. Além disto, trata-se de uma espécie bastante conhecida, de um fornecedor bastante confiável. O ensaio a compressão paralela de corpos-de-prova isentos de defeitos, prescrito pela norma NBR7190-1997, foi feito para enquadramento da madeira doada nas classes de resistência definidas no texto da citada norma.



FIGURA 51 - Ensaio à Flexão das Lâminas dos Módulos do Tabuleiro

5.2 Conexões Metálicas

Não se encontrou no mercado brasileiro um olhal que suportasse o nível de esforços a que estariam submetidos aqueles a serem usados nos estais de sustentação do mastro. Por este motivo desenvolveu-se um olhal de maiores dimensões, com porcas parte cilíndricas e parte tronco-cônicas em contato com a sapata do olhal, além de um sistema de castanhas intertravadas para distribuição dos esforços nas barras do olhal. Esta conexão foi ensaiada para verificação de seu limite de ruptura, conforme mostrado na FIGURA 52. Um exemplar dos olhais menores também foi ensaiado. Estes dois ensaios foram realizados com olhais sem a utilização de castanhas, que

certamente aumentam a capacidade destas ligações. Os resultados destes ensaios já indicavam valores muito acima dos necessários, mas mesmo assim procurou-se aumentar esta margem através da introdução destas castanhas. Portanto, os resultados disponíveis correspondem à situação em que os olhais trabalharam desprovidos da ação positiva das castanhas. As demais conexões não precisaram ser ensaiadas, porque suas características não influenciam as respostas da passarela.



FIGURA 52 - Ensaio do Olhal dos Cabos de Sustentação do Mastro Principal da Passarela

5.3 Placas dos Módulos da Passarela



FIGURA 53 - Ensaio da Placa do Módulo do Tabuleiro da Passarela – Carregamento Uniformemente distribuído ao Longo da Seção Transversal Central

As placas dos módulos da passarela foram ensaiadas à flexão, após um levantamento minucioso das características geométricas das lâminas, pois a variabilidade das suas dimensões, além do desalinhamento longitudinal, faz com que os módulos não sejam perfeitamente planos e nem prismáticos. As placas foram biapoiadas e receberam a aplicação de carregamento na seção transversal central, carga concentrada no centro e nos bordos da mesma, bem como carregamento uniformemente distribuído ao longo desta seção. Procurou-se determinar a rigidez destas placas, tendo-se como ponto de partida as características individuais de suas lâminas componentes.

5.4 Passarela

Depois de concluída a montagem da passarela, foi realizada uma série de ensaios da mesma. Para realizar os estáticos, ela foi submetida a carregamentos, enchendo-se de água piscinas de material plástico, dispostas ao longo de seu comprimento, distribuídas conforme a situação desejada de carregamento. Procurou-se determinar os deslocamentos sofridos pelo tabuleiro, topo da torre e blocos de fundação, os esforços nos estais e nos cabos de sustentação do mastro, as forças de protensão de um módulo do tabuleiro, assim como as reações de apoio.



FIGURA 54 - Prismas Óticos no topo do Mastro e no Tabuleiro

Para a determinação dos deslocamentos sofridos, foram fixados dez prismas óticos na passarela, para leitura através da Estação Total do Departamento de Transportes da EESC-USP. Nas seções centrais do segundo e do quarto módulo foram colocados

dois conjuntos de três prismas, e mais um prisma em cada bloco de fundação e um no topo do mastro. No tabuleiro, foram feitas leituras em trinta e nove pontos usando nível ótico NI002, do mesmo Departamento.



FIGURA 55 - Célula de Carga de um Estal e Estação Total

Para a determinação dos esforços e reações de apoio foram usados células de carga, todas previamente aferidas, e um sistema de aquisição de dados Kiowa. Para a investigação da linearidade da resposta da passarela a solicitações estáticas, foram aplicadas incrementalmente, começando com 1 kN/m^2 passando para $1,7 \text{ kN/m}^2$; $2,3 \text{ kN/m}^2$; $2,8 \text{ kN/m}^2$ e finalmente $3,3 \text{ kN/m}^2$.



FIGURA 56 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo de toda a Superfície

Para se estudar a instabilidade do tabuleiro aplicaram-se cargas nos dois últimos módulos de cada extremidade e deixaram-se os três módulos centrais descarregados.



FIGURA 57 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo dos quatro Tramos Localizados nas Extremidades

Para se verificar a resposta da passarela para carregamento excêntrico, foram carregados apenas os três tramos centrais, deixando descarregados os tramos juntos das duas extremidades. Em todos estes casos de carregamento procurou-se observar os recalques dos blocos de fundação.



FIGURA 58 - Ensaio da Passarela – Carregamento Uniformemente Distribuído ao Longo dos Três Módulos Centrais



FIGURA 59 - Ensaio da Passarela

Após o descarregamento da passarela, foram feitas leituras de forças e deslocamentos para se observar a influência da variação de temperatura, uma vez que as barras de aço desempenham um papel importante neste tipo de estrutura. As leituras foram feitas à noite (23 h) e no início da manhã (6h) de um dia relativamente frio, e durante as tardes de dias mais quentes, de modo a se atingir uma diferença de 15 graus centígrados. As FIGURAS 54 a 60 ilustram aspectos destes ensaios.



FIGURA 60 - Termômetros Usados e Sistema de Aquisição de Dados da Kiowa

Nos ensaios dinâmicos se procedeu à determinação experimental das frequências naturais da passarela, dado fundamental e necessário para avaliação do conforto do usuário que, no caso particular deste tipo de estrutura, é condição que define o dimensionamento. Estes ensaios foram do tipo vibração livre. A passarela foi excitada com um saco de couro cheio de areia, pesando 15 daN e solto de uma altura de 80 cm. Este lançamento foi feito em vários pontos da passarela para uma mesma leitura, conforme ilustram as FIGURAS 61 e 62.



FIGURA 61 – Excitação da Passarela com a Queda de Saco de Areia

Os acelerômetros eram dispostos sobre a passarela sobre as seções centrais porque nelas ocorrem as maiores vibrações dos seus tramos, conforme investigação preliminar, in loco, através do lançamento do saco de areia. Para estudar as frequências naturais das vibrações horizontais, os sensores dos acelerômetros foram colocados nas laterais da passarela. Para se investigar as frequências naturais à torção, os acelerômetros foram posicionados um em cada bordo da passarela, na mesma seção transversal, buscando-se a situação em que os picos dos espectros de potência estivessem defasados, situação correspondente às frequências procuradas. Para as verticais, os acelerômetros foram dispostos sobre a superfície da passarela no ponto em que se desejava realizar a leitura. Para a determinação das frequências dos

estais, foram ensaiados os dois estais mais próximos do prédio do SET-LaMEM por serem os de menor frequência natural. A estes estais foi imposto um pequeno deslocamento e depois liberados para vibrar.

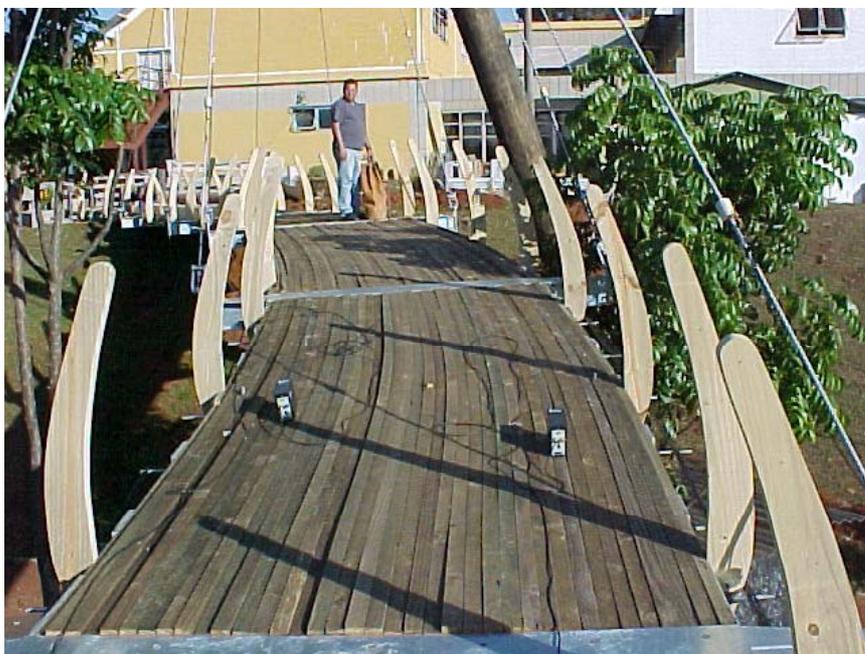


FIGURA 62 - Ensaio de Vibração Livre da Passarela

A FIGURA 63 ilustra os equipamentos usados nestes ensaios. Foram usados os seguintes equipamentos e recursos:

- 2 acelerômetros B/K de 32 pC/g
- placa A/D da Lynx com taxa de 100 khz
- micro-computador “lap-top” com programa Aq-dados da Lynx
- gabinete para “lap-top”
- condicionador de sinal B/K
- programa de análise de sinal Sisdin da Lynx

A perda de curvatura dos módulos e, por consequência, do próprio tabuleiro é uma grande preocupação com este tipo de passarela, não apenas pela variação da geometria, mas também pela redistribuição de esforços que ocasionaria. A evolução dos deslocamentos horizontais do tabuleiro foi levantada para avaliação desta perda de curvatura.

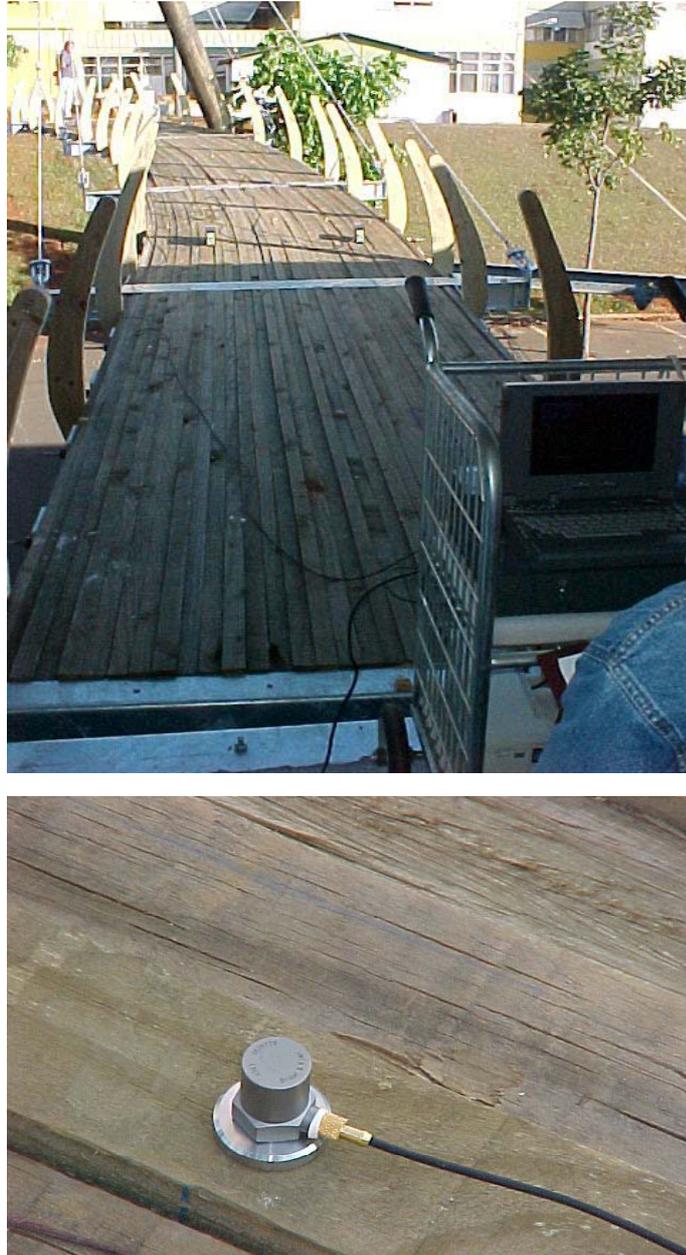


FIGURA 63 – Sistema de Aquisição de Dados e Acelerômetros para o Ensaio de Vibração Livre

6- Análise numérica

Os objetivos da análise numérica da passarela não se restringiram à determinação de esforços e deslocamentos para fins de elaboração de seu projeto estrutural. Procurou-se melhor compreender este sistema estrutural, para que se pudesse delinear as

principais recomendações para a modelagem da estrutura e as características estruturais necessárias.

Alguns aspectos podem ser destacados para orientar o processo de construção do modelo numérico da passarela. Trata-se de uma estrutura tridimensional, que não permite uma abordagem plana. Para a definição dos elementos a serem usados é importante observar o tipo de solicitação dos diversos elementos estruturais. As barras de aço de alta resistência que formam os estais e os estais de sustentação da torre são rígidas e somente solicitadas à tração. A torre é solicitada a flexo-compressão, rigorosamente falando, porém há uma grande predominância da compressão. O tabuleiro é uma placa de madeira, obtida a partir da justaposição de lâminas de madeira e protensão transversal das mesmas, apoiado por estais pouco espaçados entre si e, portanto, solicitado a flexo-compressão. Aqui há predominância da flexão sobre a compressão. O tabuleiro está apoiado em perfis de aço com seção transversal “I”, horizontais e transversais ao seu eixo longitudinal, que por sua vez estão sustentados em suas extremidades pelos estais.

O Departamento de Engenharia de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, adquiriu uma cópia do programa **AnSYS 5.4**, que foi usado para a análise numérica. Para realizar esta análise numérica do tipo linear, foram admitidas válidas as seguintes hipóteses: a- os materiais estão sendo solicitados dentro do âmbito da validade da Lei de Hooke; b- as equações de equilíbrio podem ser escritas na situação indeformada da estrutura; c- os apoios não se modificam durante os processos de carga e descarga da estrutura, garantindo que não linearidades de contato ocorram.

A passarela foi modelada considerando-se a torre com elementos de viga denominados *Beam 3D-4*, que permitem levar em conta a sua rigidez. Para os estais foram usados os elementos de ligação, denominados *Link 8*, e o tabuleiro através de elementos de placa *Shell63*. O tabuleiro poderia ter sido discretizado como uma barra com propriedades elásticas equivalentes, como se costuma fazer com passarelas e pontes retas. Mas, para isto é bom lembrar que a curvatura exigiria elementos de viga

com rigidez à torção equivalente à rigidez à torção da placa e não apenas equivalência de rigidez à flexão. Foi considerado como placa ortotrópica. Os perfis de aço de seção transversal I, de apoio ao tabuleiro, e sustentados pelos estais, foram discretizados com elementos *Beam 3D-4*. Quanto aos apoios do tabuleiro, todos foram tratados como molas em virtude dos recalques usuais, já esperados e observados.

Primeiramente foi feita a análise linear para efeitos de dimensionamento da estrutura. Nesta fase foram observadas a ordem de grandeza dos esforços solicitantes internos e suas características dinâmicas. Para que se possa proceder às análises estáticas anteriormente indicadas, foram adotados os valores apurados nos ensaios para o módulo de elasticidade longitudinal e as relações entre as constantes elásticas sugeridas na literatura especializada para placas protendidas, assim como para os demais elementos de madeira, de aço e de concreto armado.

Numa segunda etapa, após a caracterização da madeira e o estudo experimental das placas de madeira laminada protendida, procedeu-se à correspondente simulação numérica. Foram estudados os efeitos da protensão radial nas características dinâmicas, da ortotropia na distribuição dos esforços internos e a alternativa de se modelar o módulo como placa isotrópica submetida à ação de forças externas contidas no próprio plano, correspondentes à protensão radial.

Para melhor entendimento da passarela, foi feita a modelagem do mastro sustentado pelos dois cabos e solicitado por uma força aplicada no topo do mastro, correspondente à ação aplicada pelos estais. Foi feita a análise estática linear e estudado o efeito da variação das constantes elásticas.

Por último procedeu-se à modelagem da passarela. Procurou-se considerar as ações da variação de temperatura, dos recalques dos apoios da torre e de seus estais e do próprio carregamento aplicado sobre a passarela. Embora as placas de madeira que compõem o tabuleiro tivessem sido caracterizadas, o comportamento dos apoios somente pode ser observado após os ensaios. Observou-se que os recalques destes

apoios alteram a distribuição de esforços internos na estrutura. Posto isto, passou-se a ter como tarefa importante, a calibração do modelo numérico para que este pudesse representar adequadamente a passarela. Calibrar o modelo numérico significou determinar o valor das constantes de mola dos apoios do tabuleiro.

Para se levar em conta a não linearidade geométrica, adotou-se para os estais o módulo de elasticidade reduzido dado pela fórmula de Ernst, conforme indica por exemplo o ASCE no seu texto *Guidelines for the Design of Cable-Stayed Bridges* (1992). É importante frisar que, através do programa **AnSYS 5.4**, levou-se em conta a existência de um estado inicial de tensões (carregamento permanente) na análise da estrutura, isto é, levou-se em conta a interação entre os esforços axiais e os momentos fletores. Este programa também possibilitou incluir os efeitos de deformações iniciais impostas no processo construtivo.

Também contribui para estabelecer este comportamento não linear, o fato de que as estruturas estaiadas apresentam interação entre esforços de compressão com os momentos fletores, atuantes nos mastros e no tabuleiro. No caso em particular, este efeito pode ser desprezado porque os esforços de compressão, atuantes no mastro e no tabuleiro, estão muito abaixo das cargas críticas e os deslocamentos provocados pela flexão destes dois elementos estruturais são bastante pequenos em relação às dimensões das seções transversais destes.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS E DISCUSSÃO

1-Generalidades

Os resultados obtidos na análise experimental realizada foram utilizados para a calibração do modelo numérico. A análise destes resultados, do processo construtivo e da modelagem numérica permitiu estabelecer algumas sugestões para a elaboração de projeto e para a construção de passarelas estaidadas.

2-Resultados dos Ensaios

2.1- Ensaio à Flexão das Lâminas

Foram ensaiadas 33 lâminas de *Pinus taeda* utilizadas na fabricação do primeiro módulo do tabuleiro da passarela, localizado junto do prédio do SET-LaMEM. Cumpre destacar que estas lâminas usadas apresentavam elevado número de nós. Isto fez com que se realizassem os ensaios dispendo as lâminas em duas posições, segundo a maior inércia e a menor inércia. Os ensaios à flexão conduziram aos Módulos de Elasticidade Longitudinal (MOE) segundo as duas posições, em daN/cm², apresentados na TABELA 4.

Nos bordos de todos os módulos as duas primeiras lâminas são de madeira de *eucalipto citriodora*. Deste conjunto de 28 lâminas 4 lâminas foram ensaiadas à flexão segundo a direção de maior inércia. Os valores dos módulos de elasticidade longitudinal, obtidos nestes ensaios são apresentados na TABELA 5.

TABELA 4 - Ensaio à Flexão das Lâminas de *Pinus Taeda* do Primeiro Módulo

Módulo de Elasticidade (MOE) das lâminas 5x20x440 (cm ³) de madeira de <i>Pinus Taeda</i> em MPa					
VIGA	MOE (menor inércia)	MOE (maior inércia)	VIGA	MOE (menor inércia)	MOE (maior inércia)
1	4101	5564	18	3894	5449
2	4527	7836	19	2865	3889
3	4817	7179	20	3806	5751
4	3448	3960	21	5789	9287
5	5089	7236	22	3032	4814
6	2326	4143	23	3690	6207
7	4050	5898	24	3327	4690
8	3082	4790	25	3702	4909
9	3226	4745	26	4746	6598
10	1961	2883	27	4245	6036
11	4575	5638	28	2808	3851
12	3942	5918	29	4509	6978
13	6023	4594	30	6974	9196
14	3963	5549	31	4931	6557
15	4414	6026	32	4032	3793
16	3155	4894	33	6270	8699
17	4352	6157			

TABELA 5 - Ensaio à Flexão das Lâminas de *Eucalypto Citriodora* do Primeiro Módulo em MPa

Módulo de Elasticidade Longitudinal das Lâminas de <i>eucalypto citriodora</i> 5x20x440	
VIGA	MOE
1	13004
2	15581
3	13621
4	14723

A densidade média das lâminas de pinus taeda foi determinada segundo a NBR 7190-1997 e vale 0,476 g/cm³, com coeficiente de variação de 7.9%. Para a determinação dos valores dos Módulos de Elasticidade Longitudinal das lâminas, foram usadas as dimensões da seção transversal central. Os resultados obtidos são um valor médio segundo a maior inércia igual a 5749 Mpa, com coeficiente de variação de 26.91% e segundo a menor inércia respectivamente 4111 Mpa e 26.97%. As cargas aplicadas nestes ensaios foram capazes de provocar deslocamentos da ordem de 1,5 cm quando as peças estavam posicionadas segundo a maior inércia e,

2,2 cm segundo a menor inércia. A utilização do ultra-som para determinação do módulo de elasticidade longitudinal das lâminas de *pinus taeda* conduziu a um valor médio de 6942 Mpa com coeficiente de variação de 22.1%. A utilização do ultrassom na determinação do módulo de elasticidade longitudinal, não permitiu constatar a diferença de resultados segundo as duas direções. A FIGURA 64 apresenta a variabilidade do Módulo de Elasticidade ao longo da seção transversal central do módulo construído com estas lâminas.

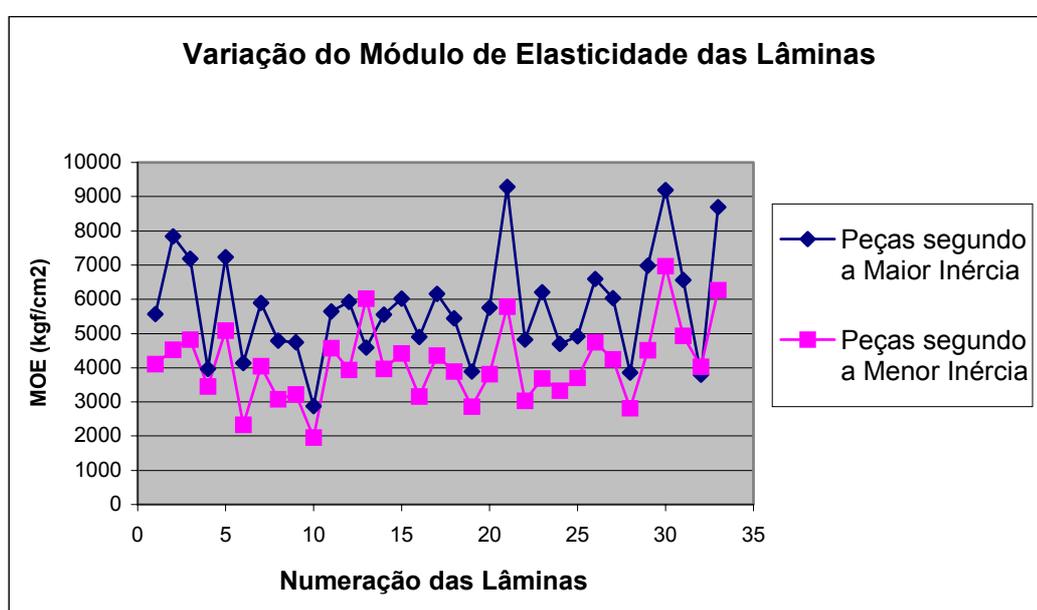


FIGURA 64 - Variabilidade do Módulo de Elasticidade das Lâminas de *Pinus Taeda* ao Longo da Seção Transversal Central do Primeiro Módulo.

Esta variabilidade do Módulo de Elasticidade das Lâminas de *Pinus Taeda* ao longo da seção transversal central do primeiro módulo deve ser atribuída principalmente a diferença de influência dos nós segundo as duas direções. É importante frisar que as lâminas ensaiadas se caracterizam por uma incidência de nós muito alta. Por outro lado deve-se registrar que a heterogeneidade da madeira e, a variabilidade da geometria de lâmina para lâmina e ao longo do próprio comprimento também contribuíram para construir esta diferença.

2.2- Variabilidade Dimensional das Placas do Tabuleiro

Observou-se que tanto as lâminas de *Pinus Taeda* como as de *Eucalipto Citriodora*, como usualmente acontece no cotidiano da construção de madeira, apresentavam do ponto de vista da configuração geométrica dois aspectos: desbitolamento e não eram prismáticas. Estes dois fatores são os responsáveis pelas irregularidades das superfícies das placas de madeira laminada protendida. A FIGURA 65 ilustra o problema.

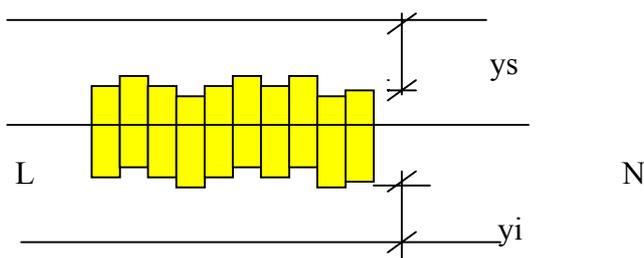


FIGURA 65 - Corte Esquemático da Seção Transversal das Placas

Do ponto de vista construtivo isto pode levar a fazer os furos para as barras de protensão transversal com um diâmetro bem maior, para que se garanta a introdução das barras de protensão, quando não se trabalha com gabarito para furação, como pode acontecer nos casos de placas com curvatura em planta.

Após a medição dos valores de “ y_i ” e “ y_s ” de cada lâmina foi determinada a posição da linha neutra da seção transversal. De posse deste resultado aplicou-se o Teorema de Steiner para cada lâmina, para se determinar o valor do momento de inércia de cada uma delas. O momento de inércia da seção foi dado pela somatória dos momentos de cada lâmina da seção. Deste modo pode se constatar que o momento de inércia varia de seção para seção e, que em uma dada seção transversal além da já apresentada variabilidade de lâmina para lâmina, do Módulo de Elasticidade Longitudinal, existe também a variabilidade do momento de inércia das lâminas.

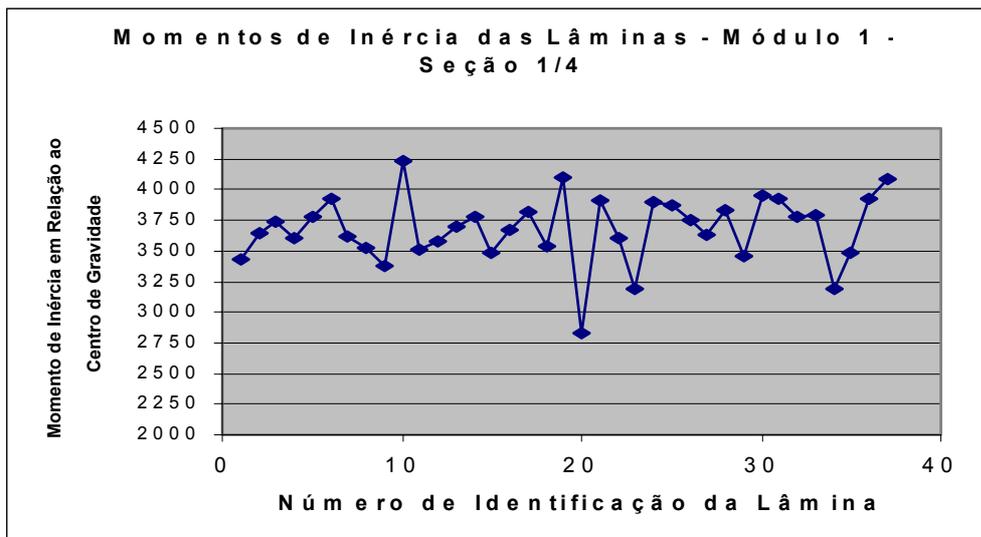
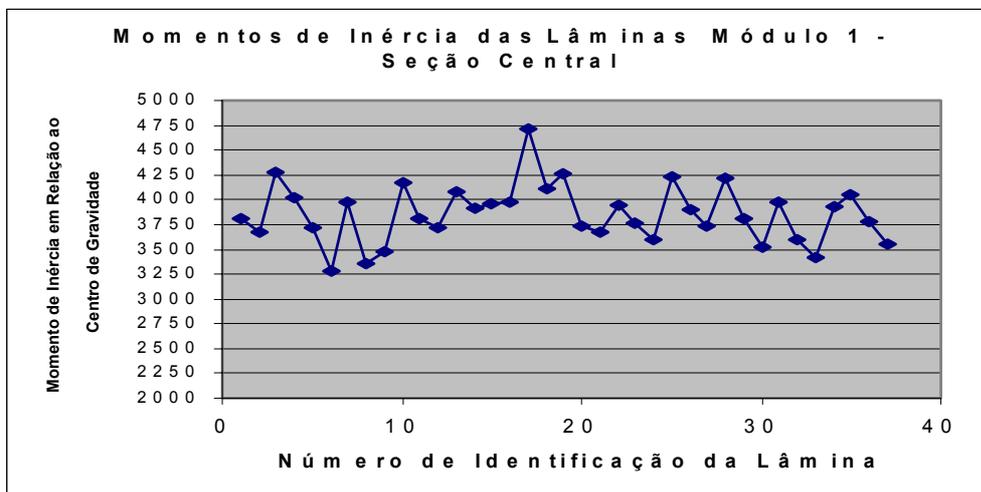
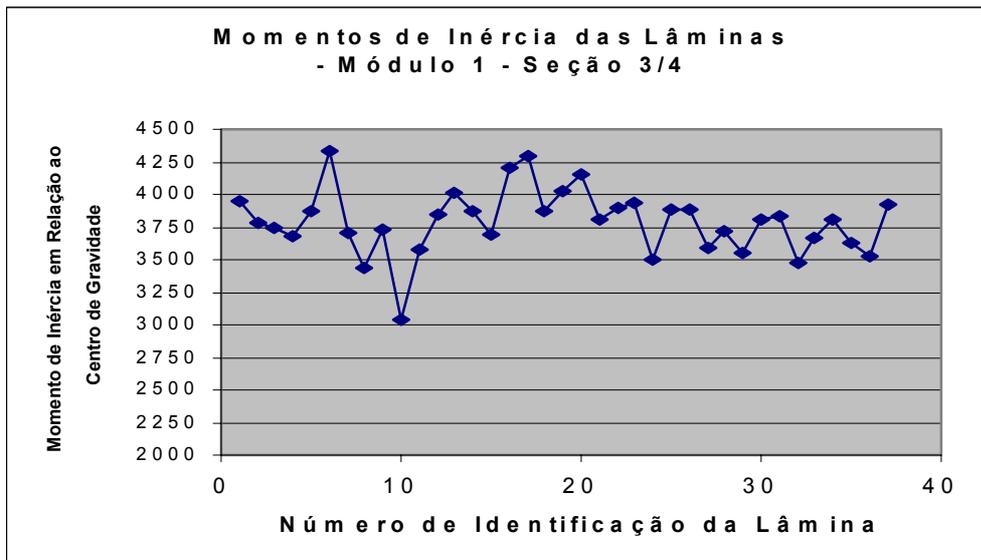


FIGURA 66 - Variabilidade do Momento de Inércia das Lâminas das Seções Transversais da Placa do Módulo 1

Frisa-se que existe uma variação da posição da linha neutra de seção para seção e, este fato faz com que o conjunto de linhas neutras não consiga formar uma superfície plana, embora este fato tenha proporções pequenas a ponto de poder ser desprezado. Em resumo estas placas se caracterizam por uma distribuição não uniforme de rigidez ao longo de seu plano médio, isto é elas são heterogêneas. Por isto não há como se esperar resultados simétricos para carregamentos simétricos, mesmo quando a vinculação é simétrica. Deve-se também atentar para as dificuldades de se apoiar todas as lâminas ao longo dos apoios, decorrentes desta variabilidade geométrica das lâminas. É necessário calçar todas as lâminas que porventura não estejam em contato direto com os apoios.

A FIGURA 66 apresenta os resultados desta investigação realizada nas seções central e dos quartos do vão, da placa do primeiro módulo. Outros resultados adicionais são apresentados no APÊNDICE 2.

2.3 – Ensaio à Flexão das Placas do Tabuleiro

Foram ensaiadas à flexão quatro placas do tabuleiro. Considerando-se que para passarelas de um modo geral, o carregamento prescrito nas normas é uniformemente distribuído, isto é, trata-se de um carregamento aplicado sobre todas as lâminas, optou-se por aplicar forças uniformemente distribuídas ao longo de toda a seção transversal central. Também foram aplicadas forças concentradas no meio dos bordos côncavos e convexos e, no centro da placa. Como as passarelas não são projetadas para carregamentos concentrados, estes dois últimos ensaios não representam uma contribuição direta para o desenvolvimento dos projetos das passarelas, embora seus resultados apontem aspectos que sugerem cuidados a serem observados no detalhamento destas. Acrescente-se que por outro lado estes ensaios interessam ao desenvolvimento das pesquisas sobre as pontes constituídas de placas deste tipo.

As placas possuem 2 m de largura e foram apoiadas de tal modo que os vãos das placas dos módulos 2,3,4 e 5 medissem 391cm, 338cm, 290cm e 338cm. A

espessura nominal das placas é de 20 cm. O momento de inércia de cada placa foi calculado segundo a metodologia já apresentada.

AS FIGURAS 67 e 68 apresentam os gráficos dos deslocamentos de três pontos das seções transversais centrais de quatro placas laminadas protendidas que foram usadas na construção do tabuleiro. Estes deslocamentos são apresentados em função da força aplicada na metade da extensão do perfil metálico rígido disposto ao longo de toda esta seção transversal. A força foi aplicada lentamente para eliminar interferências de outra natureza.

A partir dos resultados destes ensaios, tomando-se os valores médios dos deslocamentos das seções transversais centrais, determinou-se o valor do Módulo de Elasticidade Longitudinal da Madeira de Pinus Taeda da Placa, supondo que a placa fosse homogênea, contínua, prismática e isotrópica. Trata-se de uma hipótese simplificadora aceitável, porque as placas consideradas são bi-apoiadas em bordos opostos, sujeitas a carregamentos uniformemente distribuídos e porque não se observou uma distribuição de rigidez que privilegiasse uma dada região da placa, apresentando apenas peças de rigidez elevada, ou penalizasse uma região da placa apenas com lâminas com baixa rigidez.

A TABELA 6 apresenta os parâmetros usados nestas operações. Salienta-se a utilização do Fator de Correção “F” para o Módulo de Elasticidade adotado para se levar em conta a influência do esforço cortante, que é decrescente a medida que cresce a relação “L/h”, fornecido pelo SOUTHERN PINE BUREAU INSPECTION (2001).

Os ensaios da placa do módulo dois, com aplicação de força concentrada em três pontos ao longo do eixo de simetria radial, no centro da placa e no centro de cada bordo curvo, conduziram a resultados que estão apresentados na FIGURA 70. Adotando-se os mesmos módulos de elasticidade longitudinais e transversal, a placa do módulo 2, do tabuleiro, foi modelada usando o Método dos Elementos Finitos através do programa ANSYS 5.4.

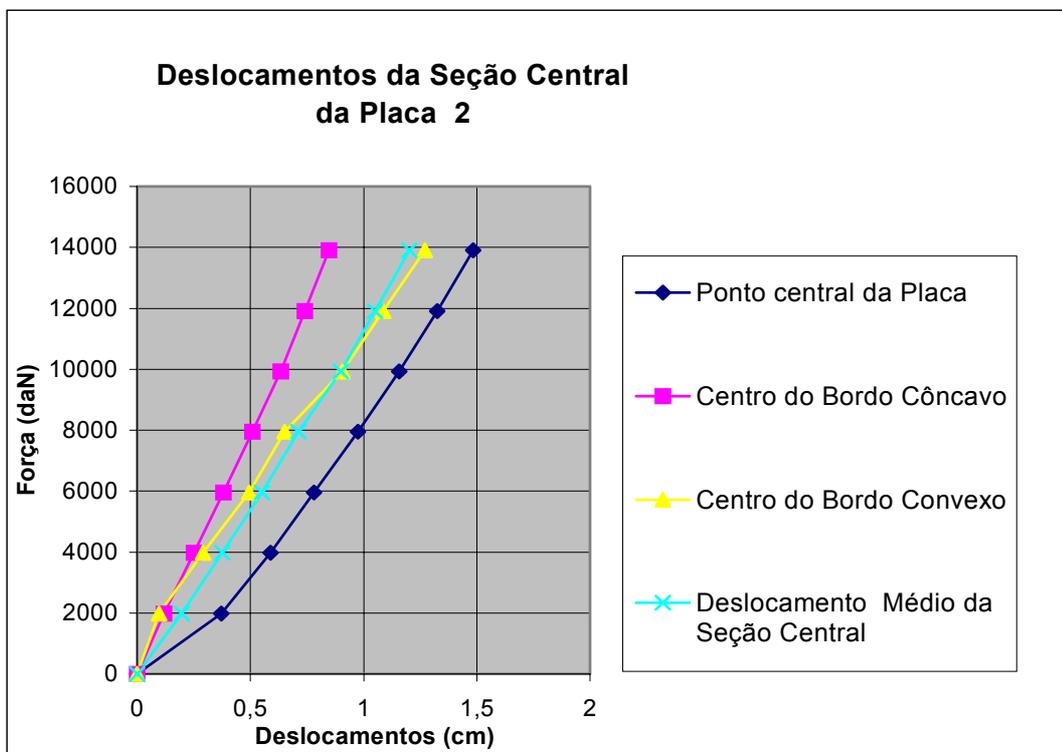
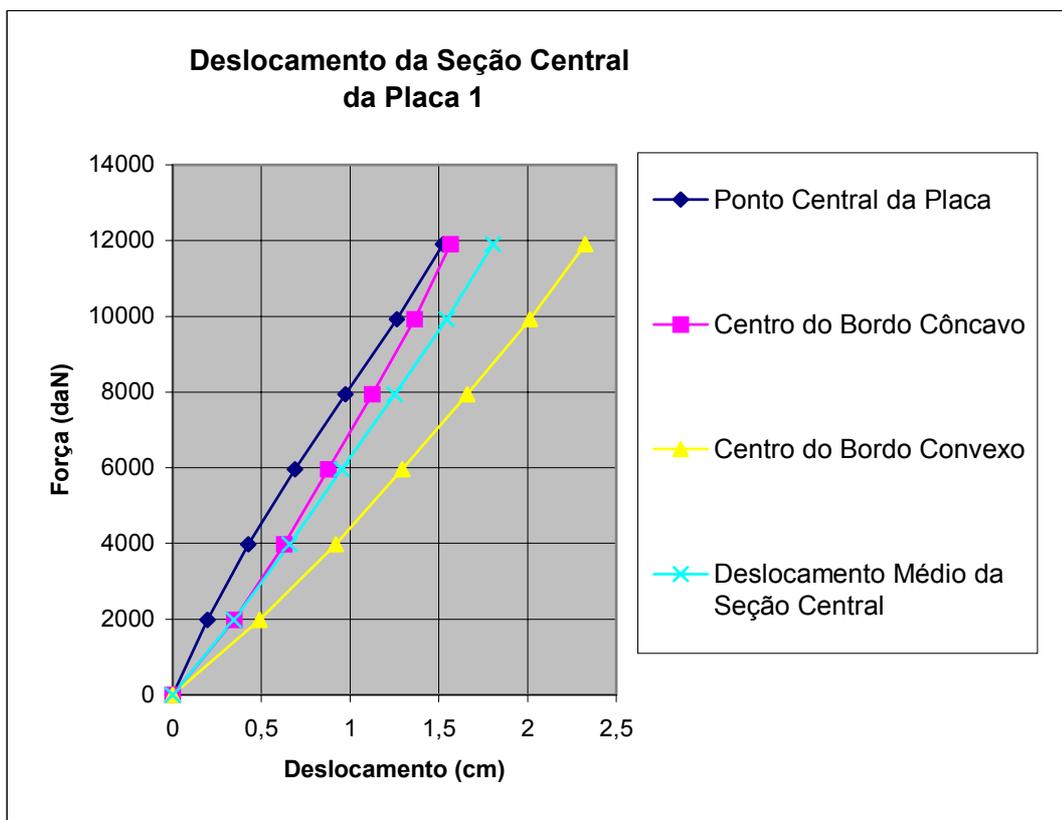


FIGURA 67 - Gráficos dos Deslocamentos das Seções Transversais Centrais das Placas 1 e 2

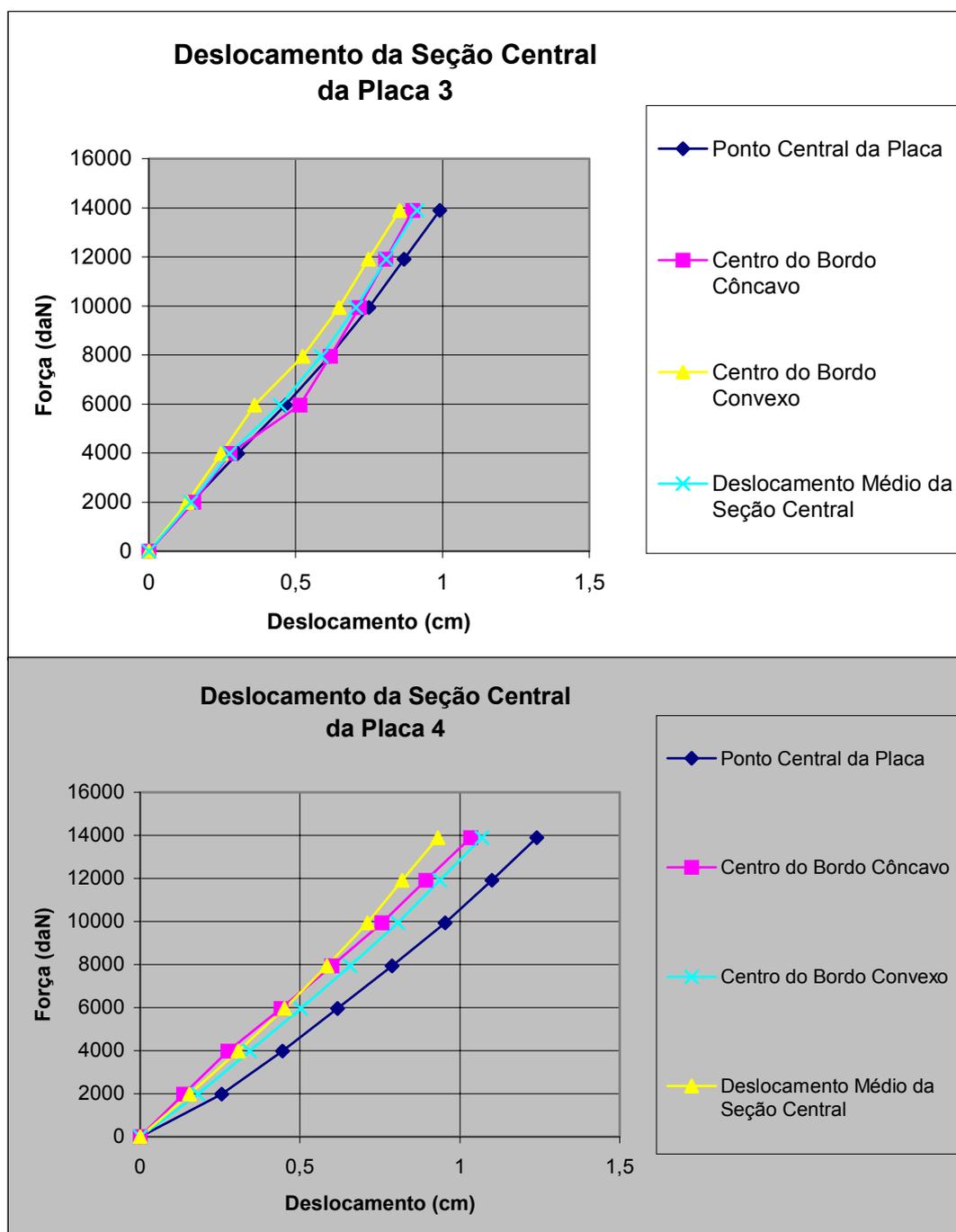


FIGURA 68 - Gráficos dos Deslocamentos das Seções Transversais Centrais das Placas 3 e 4

Foi considerada a aplicação de um carregamento uniformemente distribuído de 1,2 kN/m², sua carga atual, correspondente ao seu peso próprio sem as camadas de revestimento, cujo gráfico de deslocamentos da seção central está apresentado na FIGURA 69.

TABELA 6 - Módulo de Elasticidade da Madeira de *Pinus Taeda*
dos Módulos do Tabuleiro

Placa	Rigidez (daN/cm)	Momento de Inércia (cm ⁴)	Vão (cm)	L/h	Fator F	Módulo de Elasticidade (kN/cm ²)
1	6429	135800	391	19,5	1,003	589
2	11262	136500	338	17	1,02	667
3	14492	129000	290	14,5	1,04	569
4	12538	134200	338	17	1,02	754

A comparação destes resultados com os obtidos para a aplicação de forças concentradas no meio dos bordos, permite concluir que as forças concentradas no centro dos bordos curvos, capazes de provocar levantamento do bordo oposto, apresentam os valores indicados a seguir.

Carga concentrada no bordo côncavo = 22,5 kN

Carga concentrada no bordo convexo = 25,3 kN

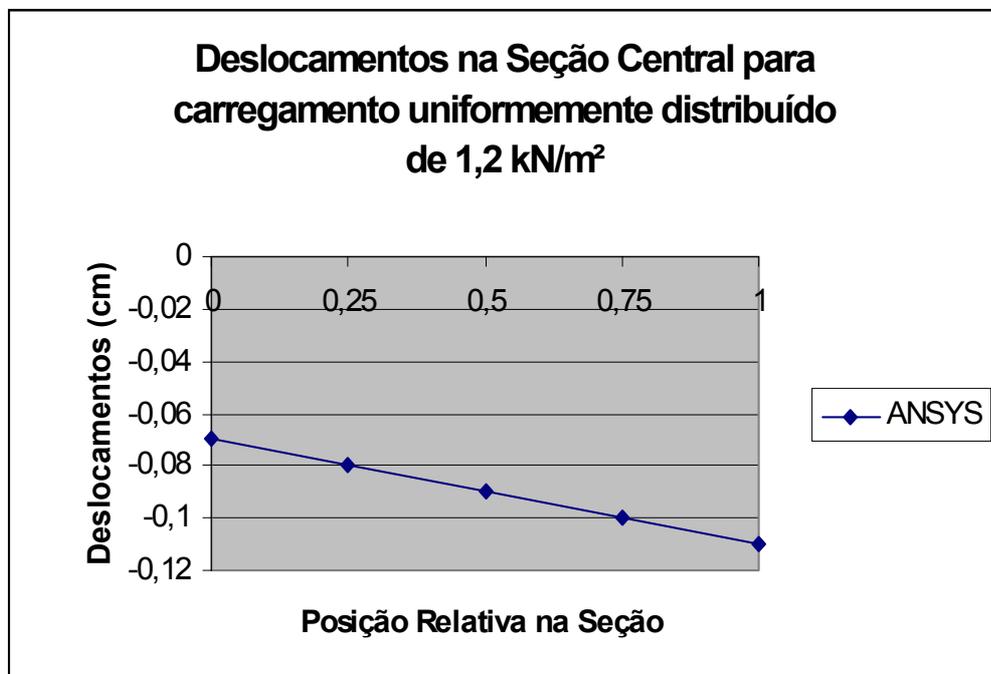


FIGURA 69 - Gráfico dos Deslocamentos para Carregamento Uniformemente Distribuído

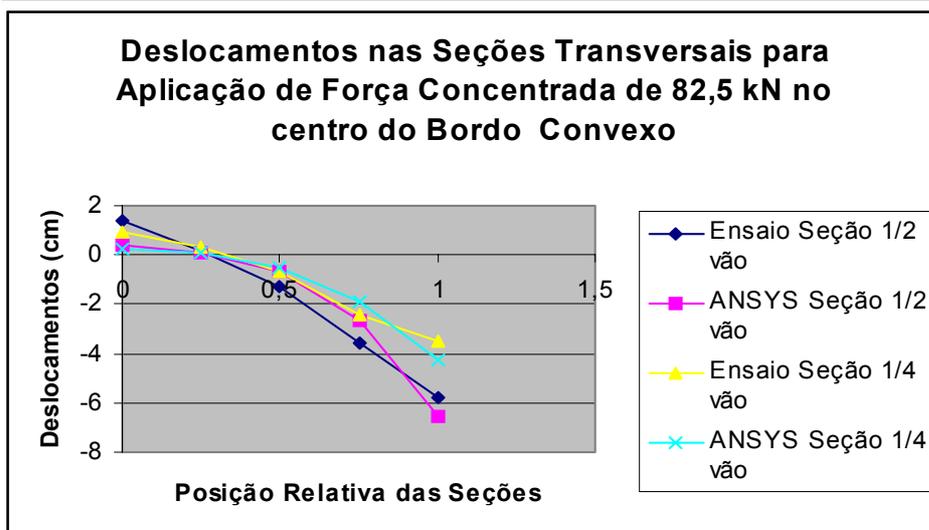
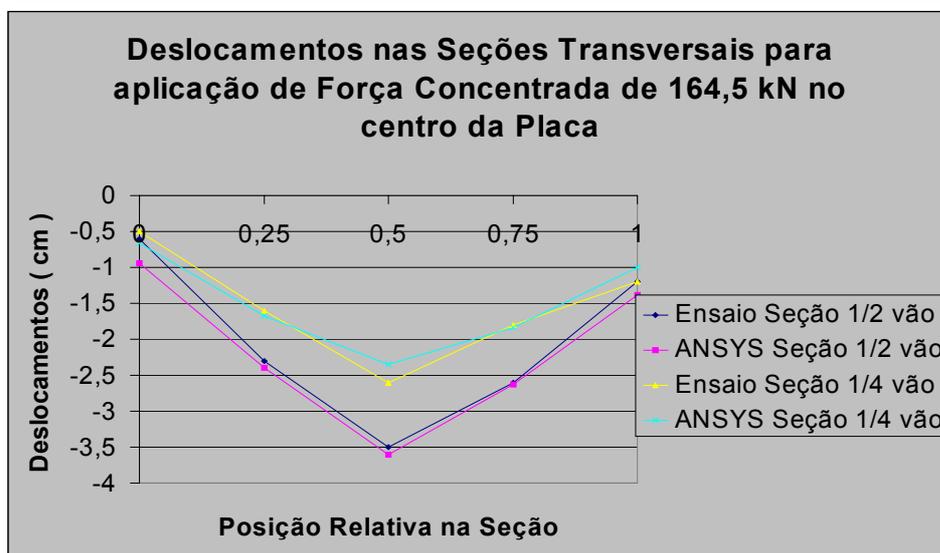
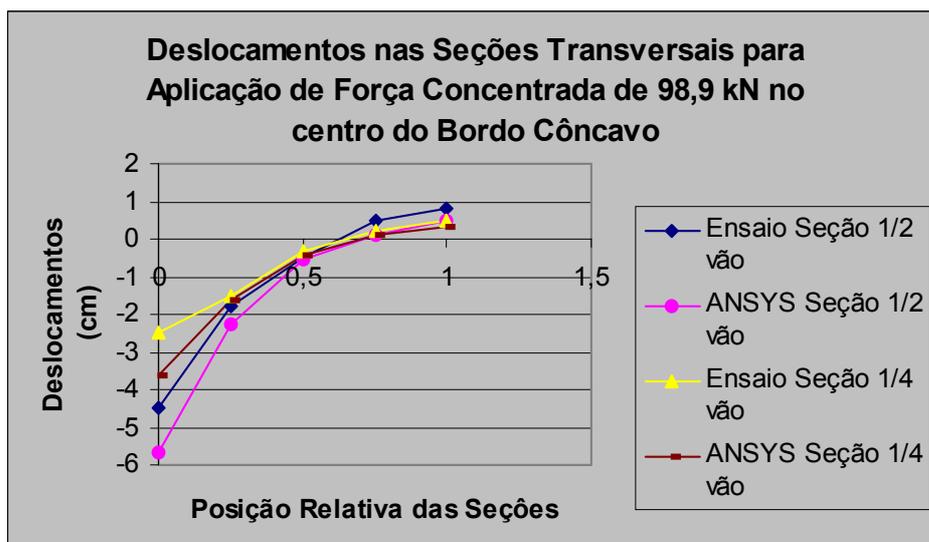


FIGURA 70 – Deslocamentos nas Seções Transversais Centrais provocados por Forças concentradas

É importante lembrar que estes resultados não são válidos para a passarela, porque eles foram obtidos em placas com apoios rígidos. Porém fica evidente que a redução destes valores para estas placas quando participam do tabuleiro da passarela, é provocada pela deformabilidade dos apoios e dos estais, tanto na horizontal quanto na vertical, e pelas condições de vinculação das mesmas.

2.4 - Perda de Curvatura das Placas

Para simplificação de linguagem, as placas em forma de setor de coroa circular serão chamadas apenas de placas curvas. A fabricação e os ensaios das placas curvas usadas para a execução do tabuleiro da passarela permitiram que se identificassem os principais mecanismos de manutenção da curvatura da placa. A retificação das placas curvas é um processo equivalente a aplicação de uma força radial horizontal no sentido contrário ao da força aplicada no processo de encurvamento das placas.

O encurvamento das placas é realizado através da aplicação de uma força horizontal aplicada no meio do bordo côncavo, com as placas bi-apoiadas horizontalmente nas extremidades de seus bordos convexos. Após a aplicação desta força é realizada a protensão das barras de aço de alta resistência introduzidas ao longo de furos radiais espaçados, localizados nos seus planos médios. A protensão na direção radial desenvolve atrito na direção tangencial entre as lâminas e faz com que estas apresentem algum nível de solidarização. Este atrito, que se opõe ao escorregamento das lâminas entre si, contribui para manter a curvatura inicialmente imposta. Porém, com a perda de protensão ao longo do tempo, ocorre uma gradativa perda de curvatura decorrente da paulatina degradação do atrito entre as lâminas. Esta perda ao longo do tempo não é uniforme porque as variações das condições climáticas fazem com que o teor de umidade não seja uniforme, ora aumentando o nível de protensão (períodos chuvosos) e ora reduzindo (períodos de tempo seco).

Quatro placas curvas foram fabricadas e investigadas. Três das placas não foram reprotendidas. Uma delas foi reprotendida apenas uma vez após cinco meses. Depois de 21 meses foram desmontadas, as quatro placas que ficaram expostas ao

intemperismo por todo este período. A FIGURA 71 apresenta as curvas da média da evolução da perda de protensão transversal. Para a elaboração do gráfico foi considerado o valor médio das forças das diversas barras de cada placa.

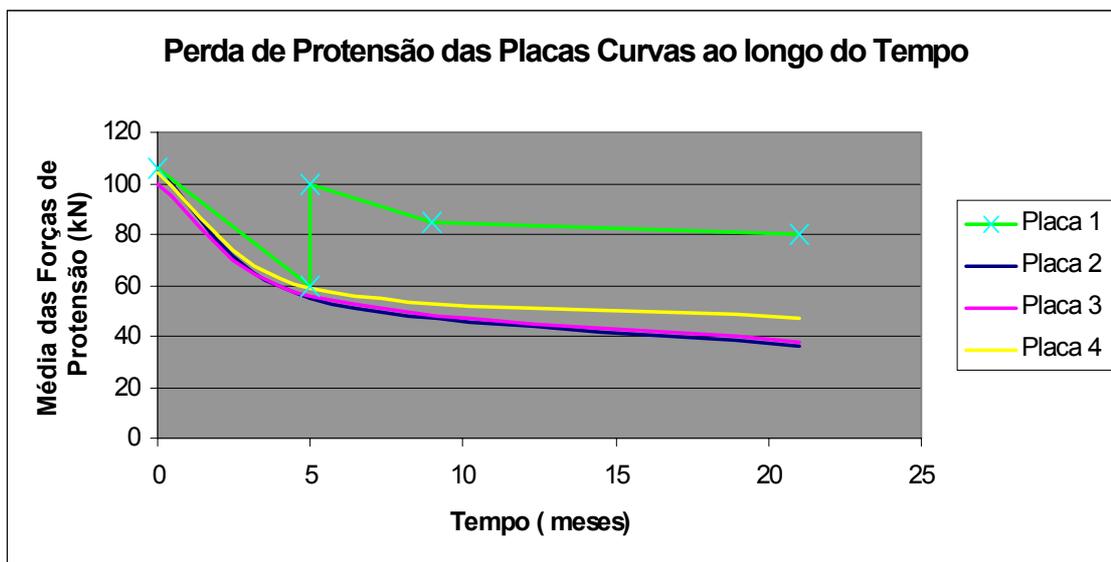


FIGURA 71 – Perda de Protensão ao longo do Tempo

A FIGURA 72 apresenta os gráficos da perda de curvatura, através da evolução do ângulo de curvatura. Para a determinação deste ângulo de curvatura considerou-se que todas as lâminas possuíssem a mesma curvatura, o que é uma aproximação aceitável porque o processo construtivo orientado neste sentido, faz com que as diferenças de curvatura sejam pequenas. Foram medidos os comprimentos das secantes que passam pelas extremidades dos bordos curvos, designados de “L_s”, e designada de “f”, a distância máxima entre estas secantes e os respectivos arcos descritos pelos bordos curvos. De posse destes valores foram calculados os desenvolvimentos dos arcos dos bordos curvos designados de “Se” e “Si”. A partir destes valores foram determinados os valores do ângulo de curvatura θ e do raio de curvatura “R”. As expressões matemáticas destas variáveis são as seguintes:

Para cada bordo:

$$R = f/2 + L_s^2/8f$$

(24)

$$\theta = \text{arc sen}(L_s / 2R)$$

(25)

$$S = R \cdot \theta$$

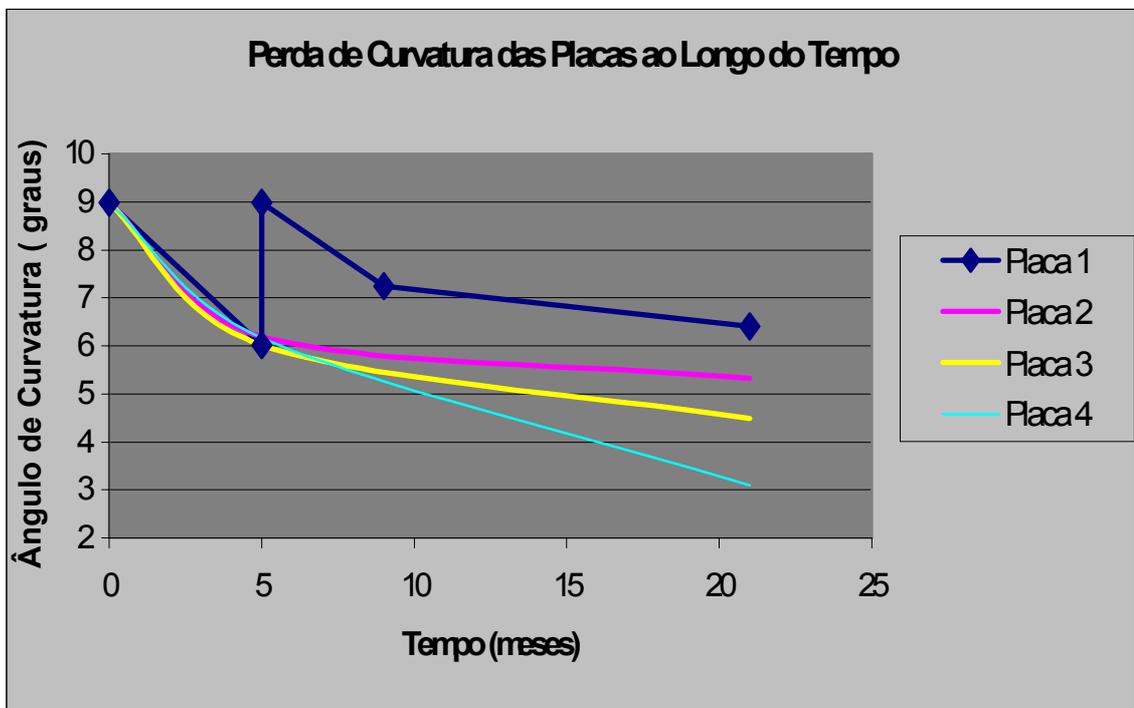
(26)

Para a placa:

$$\theta = (S_e - S_i) / 2$$

(27)

$$R = S_i / \theta$$



(28)

FIGURA72 - Gráfico da perda de Curvatura

Os resultados obtidos permitem relacionar a perda de curvatura destas placas com a perda de protensão das mesmas, conforme se apresenta na FIGURA 73. Não obstante o esboço de uma curva relacionando a perda de curvatura com a perda de protensão, apresentado na FIGURA 73, mais estudos precisam ser realizados para que se possa definir esta relação. Estes resultados são particulares a estas condições em que estas

placas foram fabricadas. Ressalta-se que os seguintes fatores determinam a curvatura das placas:

A) a resistência das barras de protensão ao cisalhamento nas interfaces das lâminas. Basta introduzir estas barras nos furos das lâminas para se garantir uma pequena curvatura.

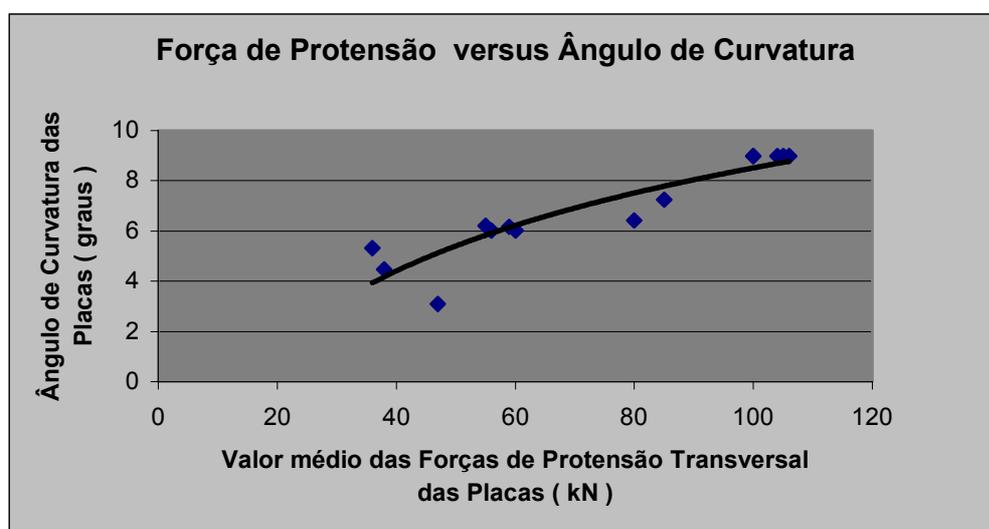


FIGURA 73 - Relação entre a Força de Protensão e o Ângulo de Curvatura

B) a ocorrência da deformação lenta, em virtude do caráter permanente das forças atuantes para a manutenção da curvatura destas placas, faz com que uma parcela da curvatura se mantenha mesmo com a retirada dos outros fatores que a ocasionam. A deformação lenta é inelástica e aumenta à medida que crescem o teor de umidade da madeira e o nível de tensão.

C) a tendência de retificação das lâminas retilíneas é inversamente proporcional à espessura de suas lâminas. À medida que as espessuras das lâminas diminuem para um determinado raio de curvatura, a perda de curvatura diminui porque as lâminas se tornam mais flexíveis. Por isto o menor raio de curvatura da placa deverá ser maior do que o valor dado pela expressão abaixo, apresentada por GALAZ (1979) para os casos de lâminas de 5,08 cm (2") de espessura, de madeira de coníferas,

$R \geq 200 \cdot Be$ onde Be = espessura da lâmina.

(29)

D) é de se esperar que a frequência das juntas de topo venha influir na perda de curvatura, porque segundo RITTER (1991) elas diminuem a rigidez do conjunto, embora não se tenha executado nenhuma placa com lâminas emendadas.

Por outro lado, quando estas placas são ligadas através de duas barras protendidas, a cada um dos perfis que fazem a conexão dos módulos, elas passam a contar com mais um mecanismo de manutenção da curvatura. Estas conexões em planta apresentam a forma de um grande “C”, que dificulta ainda mais o escorregamento relativo das lâminas. Funcionam como se fossem fôrmas. Elas atuam simultaneamente com as barras de protensão responsáveis pela sua fixação nos módulos, como demonstra a FIGURA 74. Fazem com que as lâminas próximas do bordo côncavo tentem se retificar às custas de uma tentativa simultânea de comprimir as lâminas do bordo convexo, contrariamente a sua tendência natural de retificação.



FIGURA 74 – Conexão dos Módulos

A TABELA 7 apresenta dados relativos ao processo de aplicação da força de encurvamento dos módulos da passarela, durante a fabricação dos mesmos.

Apresenta-se a força aplicada para o encurvamento das placas, conforme demonstrado no capítulo anterior. Fica demonstrado que a força necessária para a aplicação da curvatura nas placas é menor para os módulos feitos com as lâminas provenientes da desmontagem das placas que ficaram 21 meses compondo as placas curvas usadas no estudo aqui apresentado, de perda de curvatura. Os módulos 5 e 7 foram fabricados com lâminas novas.

Observa-se que a retração transversal provocada pela protensão foi da ordem de 1,5% nos módulos novos 5 e 7 e da ordem de 0,5% nos demais. Salienta-se o fato de que as placas antigas após a desmontagem possuíam uma curvatura residual correspondente a um ângulo de curvatura de aproximadamente 4 graus e que a simples colocação das barras de protensão já conduzia a uma curvatura cujo ângulo é de aproximadamente 1 grau.

Com o objetivo de se realizar uma determinação aproximada da inércia efetiva segundo a direção de maior inércia, decorrente da solidarização das lâminas desenvolvida pela protensão transversal, foi construído o seguinte modelo. Considerando-se válida a expressão de flecha para vigas bi-apoiadas solicitadas por uma força centrada, isto é desprezando-se o arqueamento em planta apresentado pela placa, e admitindo-se que a placa seja homogênea e prismática, determinou-se o valor do produto do momento de inércia real, pelo módulo de elasticidade longitudinal da madeira, isto é do produto EI que é mobilizado quando atuam ações horizontais sobre a placa. Estas hipóteses são compatíveis com as usuais adotadas na determinação de esforços. Lembrando que o valor médio do módulo de elasticidade em questão, das lâminas usadas no módulo reto e que pertencem a este mesmo lote de lâminas usadas nos demais módulos, vale aproximadamente 4.600 MPa. Considerando-se ainda que a inércia para o conjunto de lâminas apenas justapostas, sem o benefício da solidarização das lâminas, criado pela protensão, vale 7900 cm^4 . Pode-se verificar que o produto destes dois valores é bem menor do que os resultados constantes da tabela. Isto permite afirmar que a protensão introduziu um ganho de rigidez neste sentido e que o módulo de elasticidade longitudinal da madeira correspondente a cada placa, para este mesmo sentido varia de módulo para módulo.

Para fins práticos, os valores apresentados do produto EI_{real} já são suficientes. Para efeitos de maiores estudos sobre a inércia efetiva que a protensão transversal desenvolve para este tipo de placa, é necessário que se determine o módulo de elasticidade de todas as lâminas em ensaios em que as mesmas são posicionadas segundo a direção de menor inércia.

TABELA 7– Dados do Processo de Aplicação de Curvatura nas Placas do Tabuleiro.

Placa	Força (kN)	Flecha	Flecha	Largura	Largura	Variação	Variação	E. I_{real} (kN.cm ²)
		Original (cm)	Final (cm)	Inicial (cm)	Final (cm)	Flecha (cm)	Largura	
1	50	4	10	200,5	199,6	6	0,45%	21701389
2	80	4,3	9,8	196	195	5,5	0,51%	37878788
3	57	4,6	10	199,5	198,4	5,4	0,55%	27488426
5	136	1	7,8	199	196	6,8	1,51%	52083333
6	32	6	11,4	197	196	5,4	0,51%	15432099
7	99	2,5	11,2	203,5	200,5	8,7	1,47%	29633621
Media	76	4	10	199	198	6	0,71%	31277557

A FIGURA 75 apresenta a perda de protensão do único módulo instrumentado e a FIGURA 76, a perda de curvatura dos módulos da passarela. Comparando-se estas curvas com as apresentadas nas FIGURAS 71 e 72, observa-se que a perda de força de protensão é semelhante e, que a perda de curvatura é muito menor. Certamente isto deve ser atribuído à fixação nas placas, dos perfis de conexão de módulos, que funcionou como um fator inibidor do processo de perda de curvatura. Estranhamente a célula 4 acusou ganho de protensão. Novas leituras devem ser realizadas para confirmar a suspeita de que esta célula esteja com problemas e as leituras realizadas comprometidas.

Quanto à perda de curvatura do tabuleiro da passarela, registra-se que inicialmente ele se movimentou com a retirada do escoramento e, acomodou-se nos apoios em

suas extremidades, quanto a deformações e tensões. Depois se observou que o tabuleiro sofreu uma pequena perda de curvatura, capaz de levar a extremidade apoiada sobre o bloco de concreto armado, se movimentar na direção radial, 2 cm, para a aplicação do carregamento uniformemente distribuído sobre a passarela toda, de 1 kN/m² e 1,2 cm para o carregamento de 2,3 kN/m². Na direção tangencial observaram-se movimentos no sentido da passarela para o bloco de apoio, de 1,5cm e 0,3 cm, respectivamente.

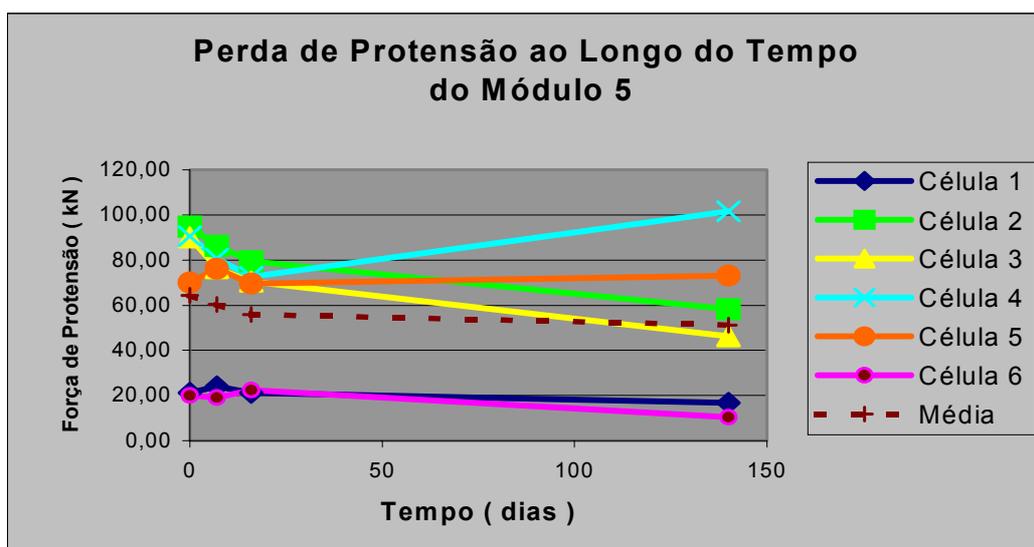


FIGURA 75 – Perda de Protensão do Módulo 5

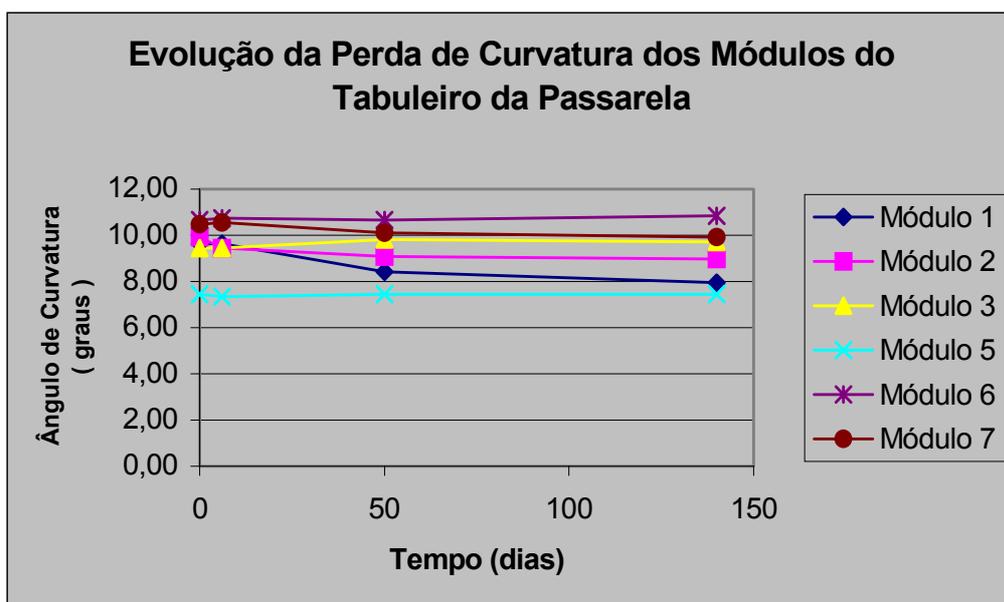


FIGURA 76 – Perda de Curvatura dos Módulos do Tabuleiro

Uma vez que os deslocamentos observados para o carregamento maior, são menores do que os provocados pelo carregamento menor, pode-se atribuir estes deslocamentos também a outros fatores que não o carregamento, tais como acomodação do sistema, não linearidades de contato, variações de temperatura e de umidade, e ação de ventos. Retirado estes carregamentos, a passarela ocupava a posição relativa ao bloco de apoio dada pelas variáveis apresentadas na FIGURA 77, cujos valores estão indicados na TABELA 8.

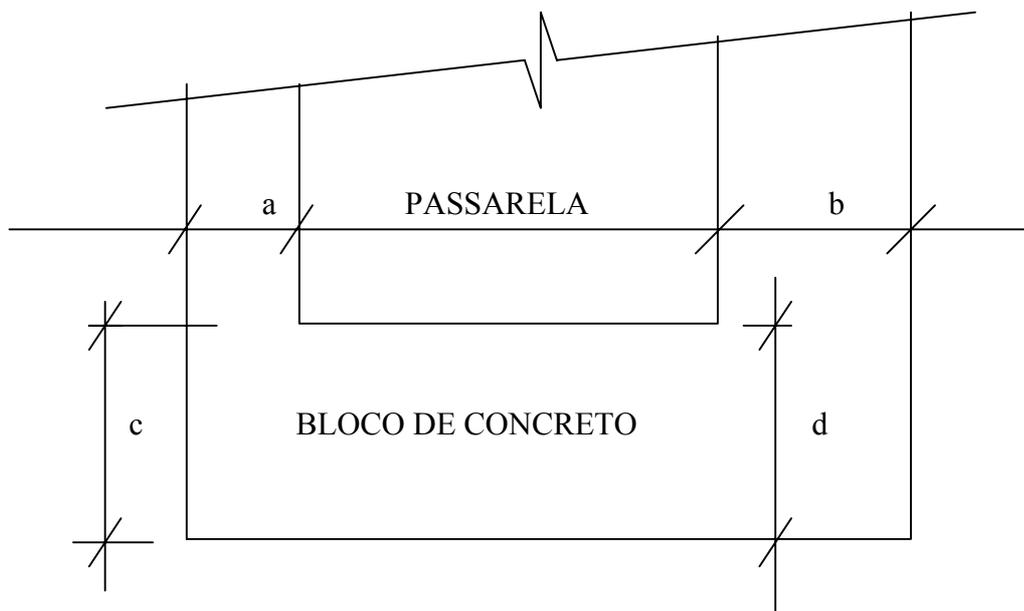


FIGURA 77 – Desenho Esquemático da Extremidade da Passarela apoiada sobre o Bloco de Concreto

TABELA 8 – Valores dos Deslocamentos Relativos da Extremidade da Passarela (cm)

O acompanhamento do tabuleiro nos seus 140 primeiros dias tem revelado que têm ocorrido deslocamentos de sua extremidade sobre o bloco e que portanto tem havido uma perda de curvatura do tabuleiro muito pequena. Por outro lado o tabuleiro apresenta diversos mecanismos de manutenção da curvatura, o atrito nos apoios, a presença do sistema de conexão dos módulos que funciona como um engastamento das placas para flexão das placas no plano horizontal, a utilização de lâminas que possuem curvatura residual proveniente da deformação lenta e a ação contrária dos esforços de compressão que atuam no tabuleiro (que varia em função do carregamento). Pode-se concluir que existe uma gama de fatores que interferem na curvatura, uns negativa e outros positivamente. Embora estas variações sejam pequenas, é recomendável que a evolução desta perda de curvatura seja observada ao longo do tempo para que se possa estabelecer um juízo definitivo. Como medida de uma eventual restauração da curvatura original, existem os recursos de reprotensão do tabuleiro e da aplicação de um esforço horizontal na extremidade do tabuleiro, oposta ao prédio do SET-LaMEM.

2.5 Ensaio dos Olhais

Os olhais são as responsáveis pelas e dos cabos de mastro da

	5/7/2002	24/9/2002	24/11/2002
a	54,5	53	51,5
b	90	91	92
c	95	93	94
d	102	103	103

peças de aço ligações dos estais sustentação do passarela. No desenvolvimento destas peças, foram feitos dois protótipos que foram ensaiados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP. As cargas de trabalho dos olhais dos estais de sustentação da torre e dos estais são respectivamente de 200 kN e 80 kN. As cargas de colapso dos mesmos olhais foram respectivamente 548 kN e 225 kN, conforme se depreende da FIGURA 78.

Os resultados dos ensaios demonstraram que os pontos fracos dos protótipos eram dois: a) a concentração de tensões na barra curva do olhal, b) a ligação deficiente da barra na sapata do olhal. A partir destes resultados foram tomadas três providências:

a) criar um sistema de duas castanhas encaixadas entre si, sobre as quais se distribuem as tensões decorrentes do contato da barra curva, b) criar uma porca tronco-cônica que se encaixasse parcialmente na sapata do olhal, c) aumentar o diâmetro da barra curva e a espessura da sapata do olhal dos cabos de sustentação. Estas medidas aumentaram bastante as cargas últimas destes elementos. Novos ensaios foram dispensados porque os resultados dos ensaios dos primeiros olhais já atendiam às necessidades, embora com margem menor de

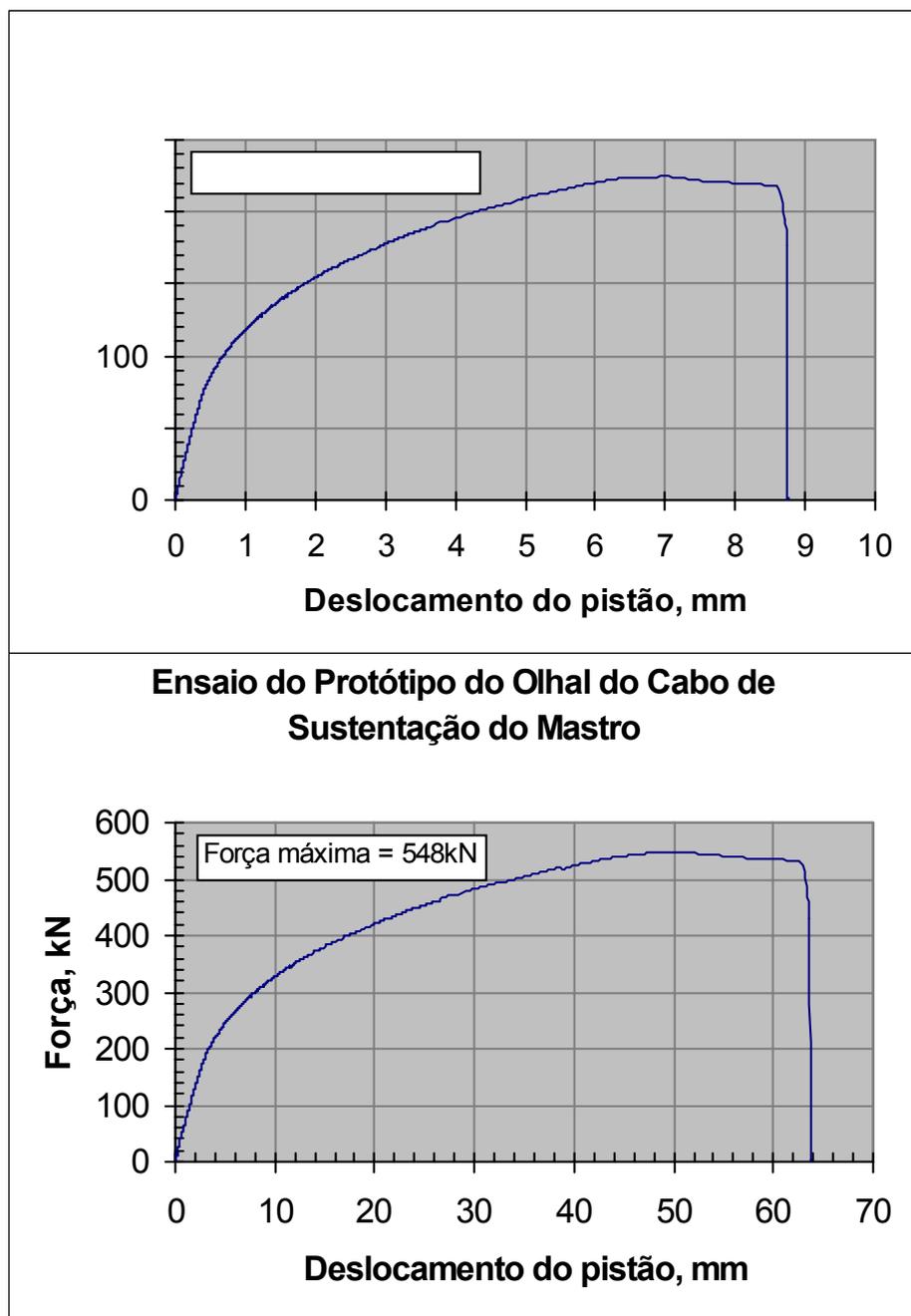


FIGURA 78 – Ensaio dos Protótipos dos Olhais

segurança. A FIGURA 79 apresenta detalhes destas melhorias. Por outro lado, ao contrário destas providências positivas, foi constatado tardiamente que o sistema de ligação dos estais nos perfis de conexão dos módulos, criaria uma excentricidade que colabora para tornar a passarela mais suscetível a vibrações. Os estais ao serem conectados através dos olhais no tabuleiro, passaram a aplicar um momento torçor no perfil de conexão de módulos e conseqüentemente, um momento fletor no tabuleiro. Recomenda-se que futuramente, como prosseguimento deste trabalho, estas conexões sejam substituídas por outras mais eficientes, com o objetivo de melhorar o conforto do usuário. Esta substituição permitira avaliar este efeito.



FIGURA 79 - Detalhes dos Estais e dos Cabos de Sustentação do Mastro

2.6 - Ensaio da Passarela

2.6.1 – Ensaio Estático

A passarela foi submetida a provas de carga, com objetivo de avaliar o grau de não linearidade presente quando solicitada por carregamentos de serviço, de permitir a calibração do modelo numérico e, de verificar sua estabilidade para determinadas combinações adversas, além de determinar as tensões e deslocamentos reais. Ela foi submetida a carregamentos uniformemente distribuídos em seus tramos.

2.6.1.1 – Todos os Tramos Uniformemente Carregados

Primeiramente a passarela foi carregada ao longo de toda a sua extensão em 5 etapas: 1 kN/m² , 1,7 kN/m², 2,3 kN/m², 2,8 kN/m² e 3,3 kN/m². Este carregamento de 3,3 kN/m² corresponde à situação das piscinas plásticas cheias de água, usadas no ensaio. Os resultados obtidos estão apresentados na TABELA 9 e nas FIGURAS 81 a 82.

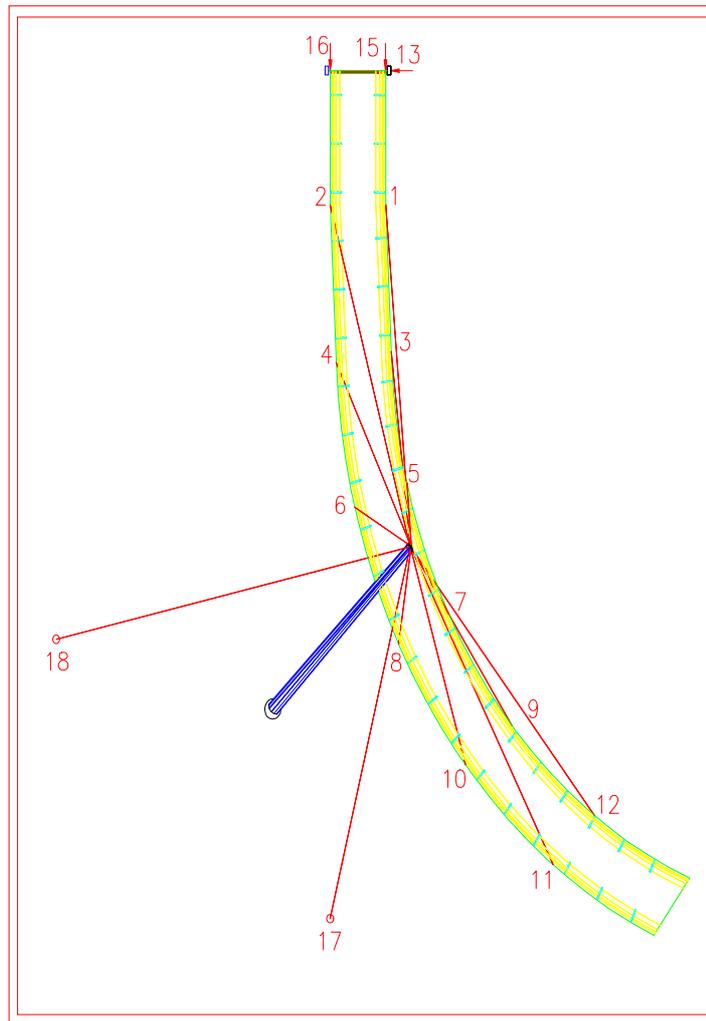


FIGURA 80 - Esquema da Numeração dos Estais e Apoios

As leituras dos esforços no estal 9 foram perdidas após acidente com piscinas vazias que voaram sob a ação de ventos, durante uma tempestade. O esquema adotado para a numeração dos estais e apoios é apresentado na FIGURA 80. A numeração dos estais é crescente no sentido do apoio no prédio do SET-LaMEM para o apoio no bloco de concreto armado. A numeração par dos estais corresponde ao lado convexo e a numeração ímpar ao lado côncavo. O estal de sustentação do mastro disposto mais próximo da direção radial corresponde ao número 18 enquanto que o outro cabo ao número 17. Os apoios junto ao prédio do SET-LaMEM, na horizontal e direção tangencial da passarela, são dois, um posicionado no seu lado convexo que

corresponde ao número 16 enquanto que o outro disposto no lado côncavo corresponde ao número 15. O apoio junto ao prédio do SET-LaMEM na horizontal e na direção transversal à passarela, junto ao lado côncavo, corresponde ao número 13.

TABELA 9 – Esforços nos Estais e Reações de Apoio para Carregamento Uniformemente Distribuído ao longo de toda a Passarela (daN)

		Sobrecarga kN/m ²								
		0	1	1,7	2,3	2,8	3,3	2,8	2,3	0
E	1	0	433	588	822	1061	1166	787	568	-50
S	2	0	302	750	1015	1234	1525	878	603	-40
T	3	0	914	1401	1770	1919	2275	1782	1439	-40
A	4	0	1102	1603	2004	2142	2435	1988	1603	-50
I	5	0	679	999	1230	1598	1889	1452	1103	-50
S	6	0	797	1130	1386	1609	1816	1283	1092	-80
	7	0	700	1002	1107	1243	1505	1152	859	-150
	8	0	781	1016	1210	1411	1618	1151	857	-80
	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	0	1036	1204	1791	2160	2983	2427	1924	5
	11	0	237	444	755	1007	1250	819	592	-5
	12	0	641	868	1182	1323	1483	1082	842	10
A	13	0	-29	-67	-79	-79	-75	-67	-57	-5
P	15	0	-73	-147	-220	-284	-315	-355	-367	-5
O	16	0	-83	-184	-221	-331	-419	-248	-165	5
I	17	0	4411	7421	9523	10141	11972	8740	6019	50
O	18	0	2772	4732	5985	7224	8635	5488	4620	60

A observação das fotos dos apoios ao longo deste trabalho demonstra a existência de dois apoios na direção transversal junto ao prédio do SET-LaMEM. Mas estes apoios somente funcionam a compressão, o que implica dizer que apenas um deles funciona pelo fato da disposição de ambos em lados opostos da passarela, na mesma seção. Por este motivo a TABELA 9 e a FIGURA 81 apresentam os esforços nos estais e as reações de apoio, e dentre eles os resultados relativos a apenas um apoio transversal.

Salienta-se que ambas apresentam o ciclo completo de carga e descarga. Os gráficos dos demais esforços e reações de apoios constam do APÊNDICE 3.

Fica evidenciada a linearidade da resposta estrutural. As curvas de tendência que foram ajustadas aos dados apresentam um coeficiente de correlação bom, cujos valores estão apresentados nos mesmos gráficos. Observa-se que o resíduo de esforço em todos os casos é baixo, o que reforça a constatação de linearidade do sistema.

Os deslocamentos da passarela ao longo de seus dois bordos, em pontos de leitura identificados pela sua distância ao prédio do SET-LaMEM, para ensaio com carregamento uniformemente distribuído de 1.7 kN/m^2 , ao longo de toda a passarela, estão apresentados na FIGURA 82.

Ao contrário das placas curvas que possuem o bordo convexo mais deformável quando biapoiadas sobre apoios rígidos, o tabuleiro da passarela não apresenta esta mesma relação de deformabilidade entre os bordos curvos. Seus apoios que não são rígidos, a geometria de distribuição do estaiamento e a torção presente no tabuleiro são as causas deste comportamento. Constata-se que as seções transversais correspondentes às posições 5m e 25m (correspondem aos perfis metálicos de ligação de módulos) apresentam diferenças mínimas de deslocamentos entre os pontos correspondentes aos dois bordos, contrariamente às seções transversais de apoio, vizinhas. Isto por sua vez, implica dizer que os módulos 1, 2, 5 e 6 apresentam uma pequena torção. Observa-se também que o modelo numérico não consegue representar esta torção. Esta torção é proveniente da heterogeneidade física e geométrica do tabuleiro e é própria deste tipo de tabuleiro com curvatura em planta conforme se pode observar nas curvas correspondentes à análise numérica.

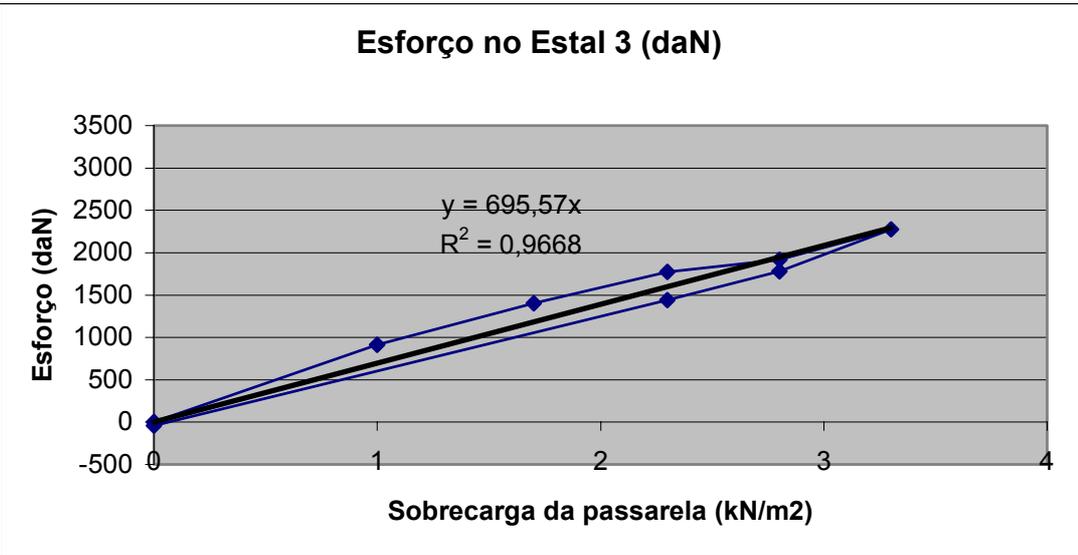
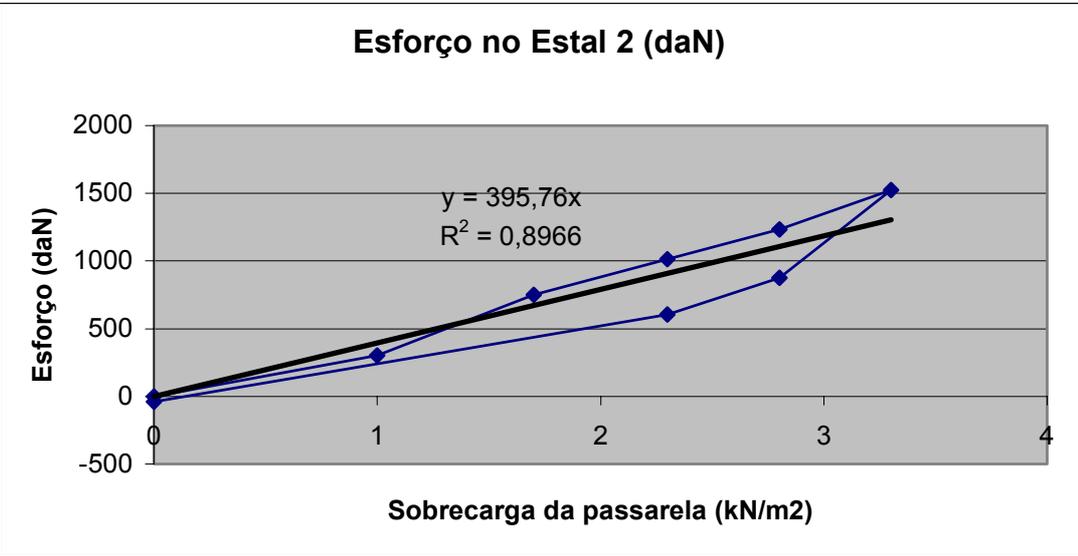
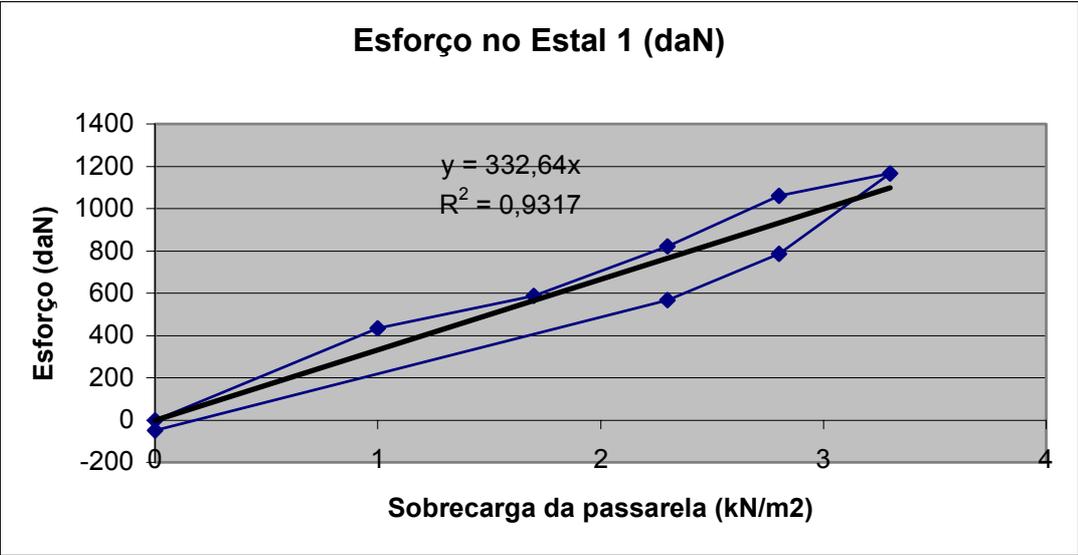


FIGURA 81 - Esforços Solicitantes Internos nos Estais 1 a 3

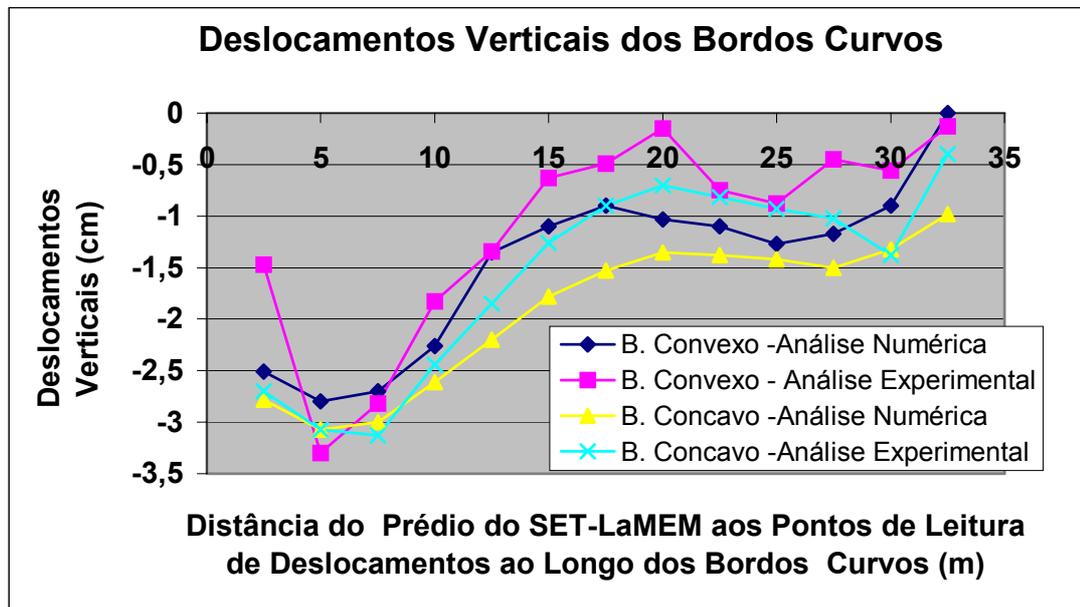


FIGURA 82 – Deslocamentos do Tabuleiro da Passarela para Carregamento Uniformemente Distribuído de 1,7 kN /m²

AS FIGURAS 86 a 88 apresentam os deslocamentos dos pontos 1, 2 e 3 que se localizam respectivamente no bordo côncavo, centro e bordo convexo da seção transversal central do segundo módulo a partir do prédio do SET-LaMEM, e os pontos 4,5 e 6 que semelhantemente correspondem à seção transversal central do módulo central. A FIGURA 83 é dedicada a apresentação dos deslocamentos sofridos por um dos pontos que mais se desloca na passarela, localizado no meio do bordo convexo no segundo módulo. Utilizou-se o nível ótico que possui precisão maior do que a estação total, para a leitura de seis pontos no tabuleiro, dos apoios do mastro e de seus cabos de sustentação e, do topo do mastro. Estes resultados estão apresentados na FIGURAS 84 e 88, são portanto mais grosseiros do que os anteriormente apresentados, porém apontam qualitativamente no mesmo sentido dos anteriores.

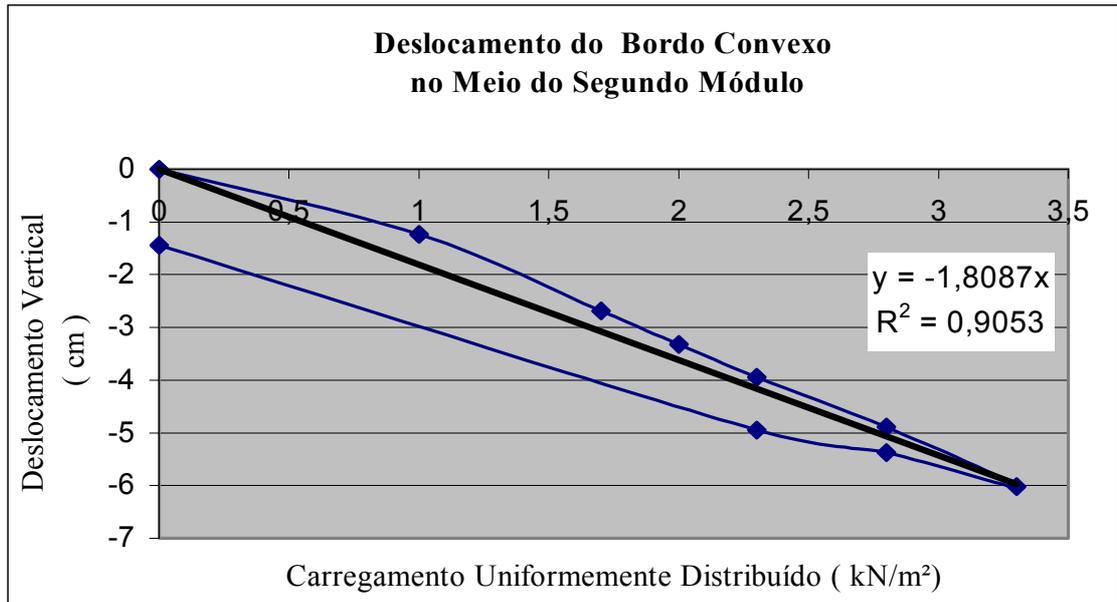


FIGURA 83 - Gráfico do Deslocamento do Bordo Convexo no Meio do Segundo Módulo (Ponto 6)

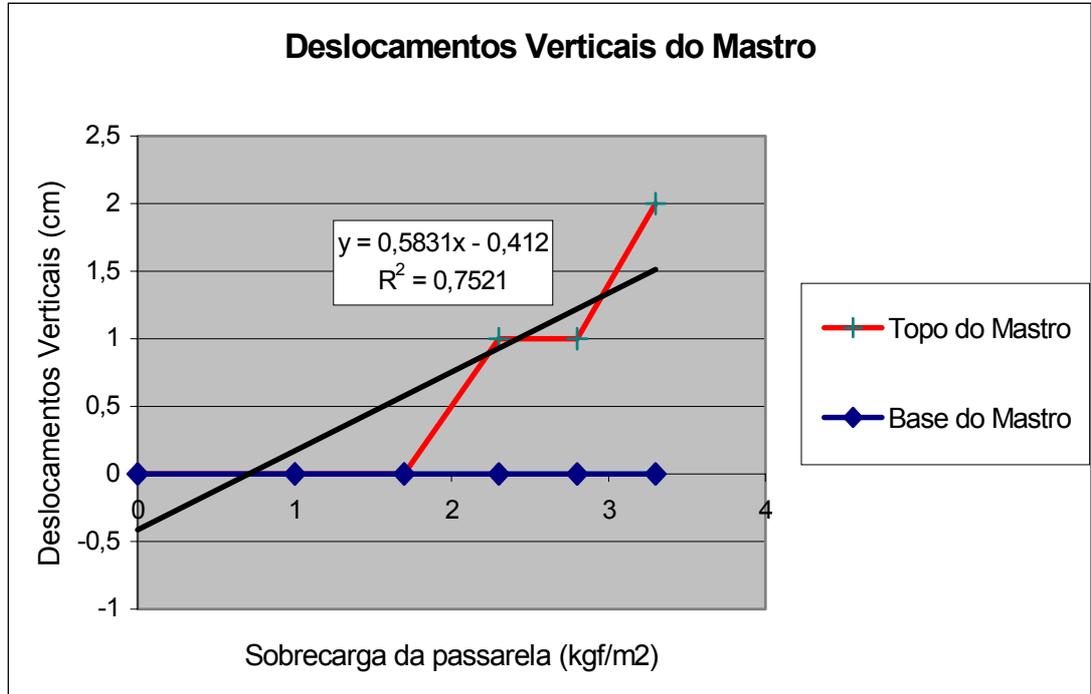


FIGURA 84 – Deslocamentos Verticais do Mastro

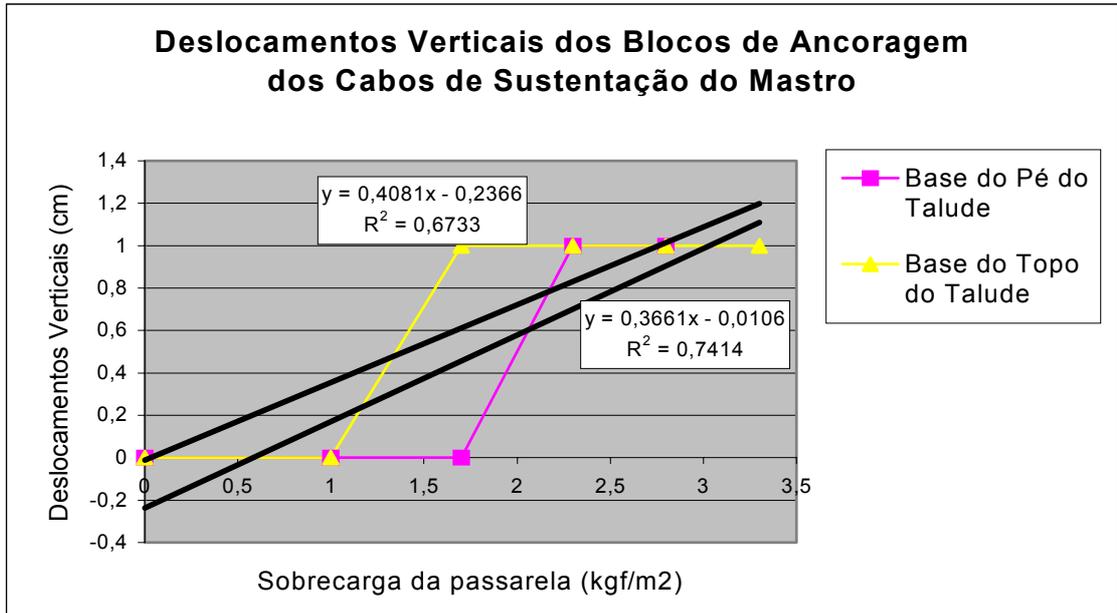


FIGURA 85 – Deslocamentos dos Blocos de Ancoragem

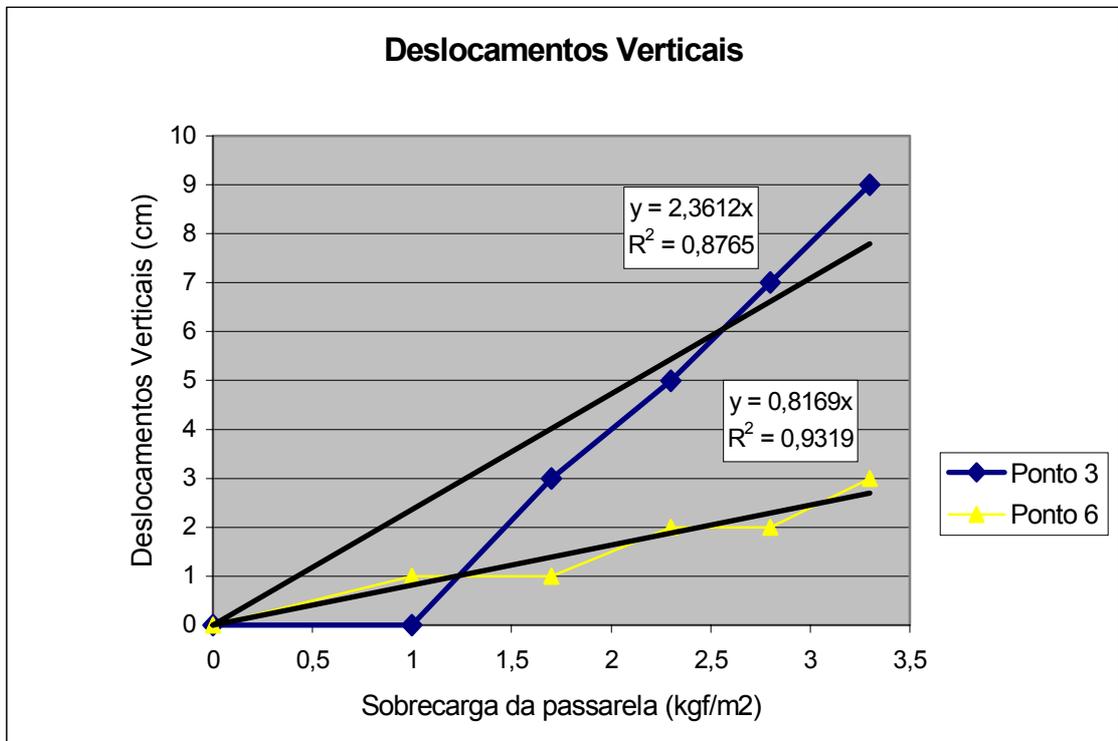


FIGURA 86 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 3 e 6 do Tabuleiro

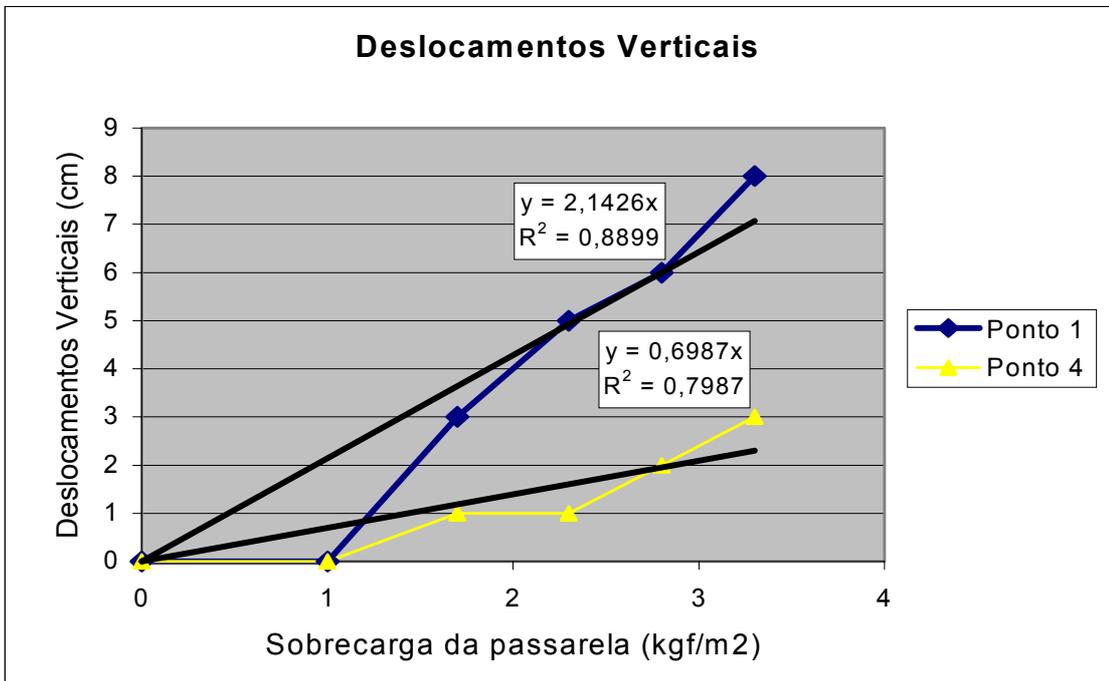


FIGURA 87 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 1 e 4 do Tabuleiro

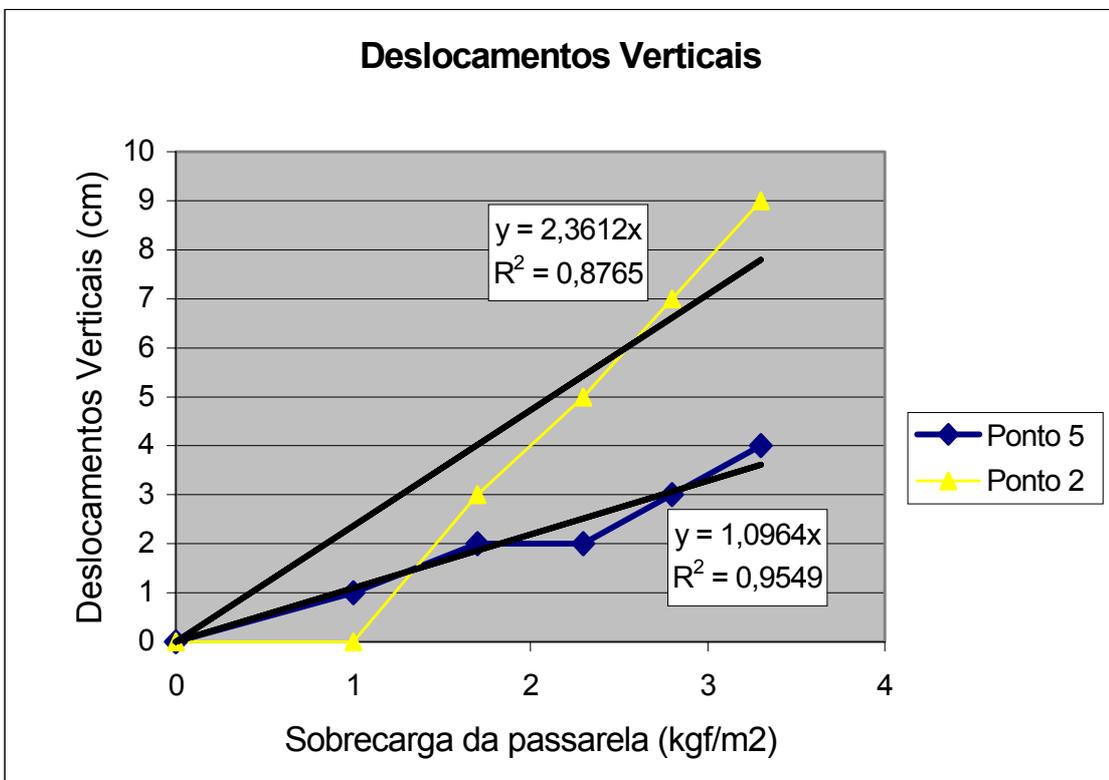


FIGURA 88 – Deslocamentos Verticais dos Pontos 2 e 5 do Tabuleiro

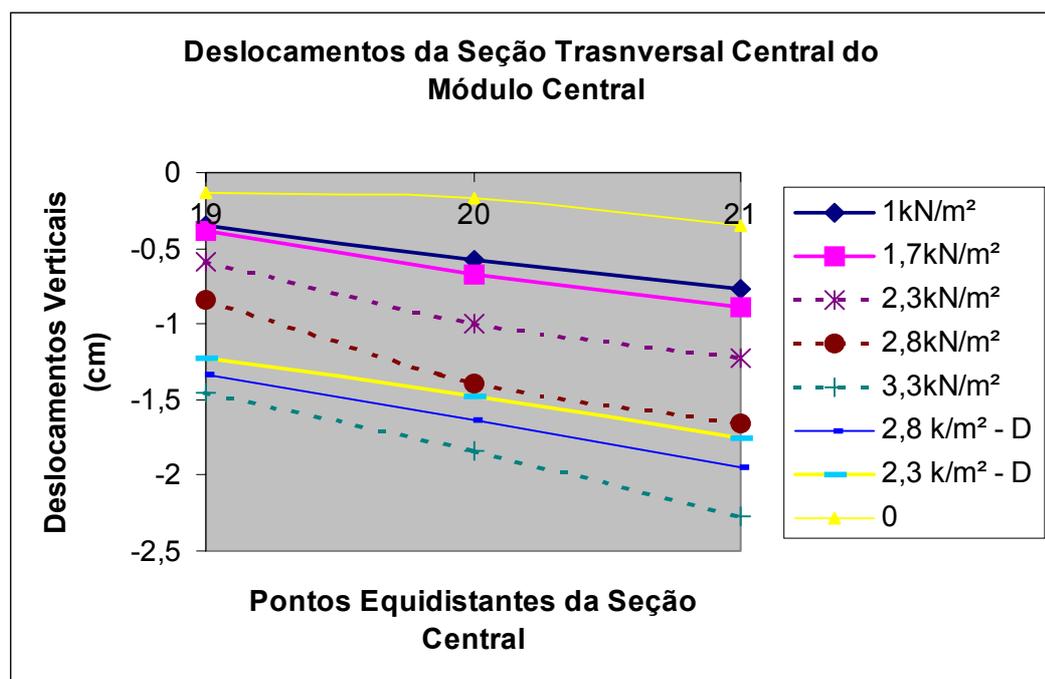
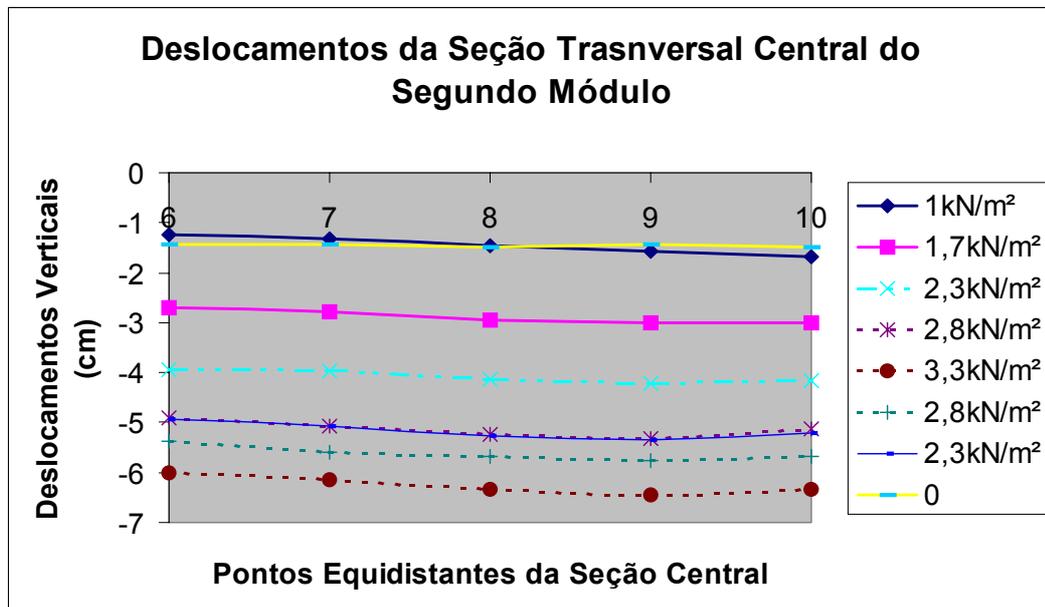


FIGURA 89 – Deslocamentos de Seções Transversais Centrais

A FIGURA 89 apresenta os deslocamentos sofridos pelas seções centrais do segundo módulo e do módulo central. Observa-se que o módulo central apresenta deslocamentos maiores no bordo convexo do que no côncavo, fato que não se observa no segundo módulo, porque este é vizinho de um módulo de eixo reto, o primeiro, o que faz com que nesta região os efeitos da curvatura não sejam tão pronunciados quanto nos módulos centrais.

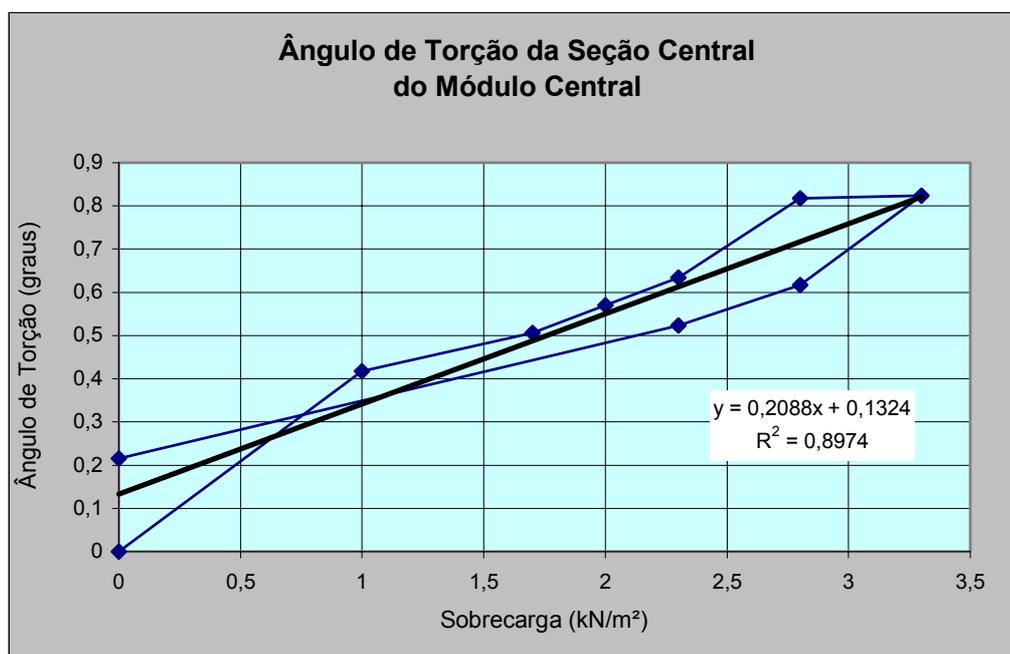


FIGURA 90 – Ângulo de Torção da Seção Central do Módulo Central

O ângulo de torção de uma seção transversal pode ser determinado aproximadamente pela diferença de deslocamentos entre os bordos, dividida pela sua largura. De posse deste valor e conhecendo-se o módulo de elasticidade transversal G , assim como as propriedades geométricas da seção transversal, pode-se determinar o momento de torção solicitante na mesma. Neste trabalho procurou-se apenas verificar a linearidade da variação do ângulo de torção com o ciclo completo de carga e descarga, conforme indica a FIGURA 90. Os gráficos destes deslocamentos também evidenciam a linearidade da resposta apresentada para este nível de solicitação. Também ficou registrada a presença de recalques, embora os equipamentos usados não permitissem uma melhor documentação. Estes recalques negativos dos blocos de ancoragem contribuíram para o deslocamento vertical do topo do mastro, que por sua vez influem no deslocamento do tabuleiro todo. A parcela dos deslocamentos sofridos pelo tabuleiro é dada pela diferença entre leitura de deslocamentos do tabuleiro e da leitura dos deslocamentos sofridos pelo topo do mastro. Considerando que as precisões das leituras realizadas são muito diferentes, este procedimento ao ser adotado conduzirá a valores com a mesma precisão das leituras dos deslocamentos do topo do mastro. Os valores de deslocamentos do tabuleiro apresentados neste trabalho correspondem ao deslocamento total sofrido pelo

tabuleiro, sem descontar o efeito do deslocamento do topo do mastro. Observa-se ainda que os resultados não permitem se pronunciar a respeito da linearidade ou não dos recalques sofridos.

2.6.1.2 – Passarela Parcialmente Carregada

A passarela foi parcialmente carregada de tal modo que se pudesse estudar sua rigidez a torção e a estabilidade dos estais e do tabuleiro. Para isto dois carregamentos foram aplicados.

TABELA 10 – Variação dos Esforços nos Estais e Reações de Apoio para Carregamentos Parciais da Passarela (daN)

		Sobrecarga kN/m ²					
		2,3 k/Nm ² nos 3 tramos centrais		2,3 k/Nm ² nos 4 tramos extremos		2,3 kNm ² na passarela toda	
		ANSYS	Exp.	ANSYS	Exp.	ANSYS	Exp.
E S T A I S	1	-293	-278	1206	1080	913	822
	2	-261	-245	1278	1280	1018	1015
	3	635	685	1125	1055	1760	1770
	4	676	701	1140	1275	1816	2004
	5	1333	1480	33	85	1366	1230
	6	1308	1395	24	75	1332	1386
	7	1251	1100	-175	-133	1076	1107
	8	1132	1050	-44	-75	1088	1210
	9	551	0	965	0	1516	0
	10	656	580	1207	1125	1863	1791
	11	-5	0	795	805	790	755
	12	136	115	1186	1055	1322	1182
A	13	-123	-100	88	25	-48	-79
P	15	251	220	-636	-400	-205	-220
O	16	-182	-150	-113	-50	-278	-221
I	17	4024	3970	5338	4950	8809	9523
O	18	2958	2850	3252	3650	6003	5985

Primeiramente ela foi carregada apenas nos dois tramos de cada extremidade e posteriormente apenas nos três tramos centrais. Com o primeiro carregamento procurou-se verificar a estabilidade dos estais e do tabuleiro cujo perfil mostra que os três tramos centrais descarregados possuem as maiores cotas do tabuleiro, ou seja, aumentando-se a flexo-compressão do tabuleiro. Com o segundo carregamento

buscou-se observar a rigidez à torção do tabuleiro. Em ambos os casos foram aplicados carregamentos de $2,3 \text{ kN/m}^2$.

A TABELA 10 apresenta os esforços solicitantes internos dos estais e as reações de apoio para estas duas situações de carregamento, juntamente com os resultados do ensaio da passarela totalmente carregada. Os resultados do ensaio da passarela totalmente carregada foram reapresentados porque decorrem de um carregamento que corresponde à soma dos outros dois carregamentos parciais aplicados sobre a passarela. Estes resultados dos ensaios são apresentados juntamente com os resultados da simulação numérica realizada com o pacote de análise estrutural ANSYS 54. A FIGURA 91 apresenta os deslocamentos sofridos pelos dois bordos curvos para os dois casos de carregamento. Não foram realizadas leituras de deslocamentos para estes dois casos. Constata-se que o bordo côncavo é mais rígido do que o convexo, que para os extremos carregados os módulos centrais praticamente não sofrem torção e que para os módulos centrais carregados, o tabuleiro apresenta torção menos pronunciada nos centrais e maior nos extremos. Estes resultados são compatíveis com os modelos teóricos de placas curvas.

As FIGURAS 92 e 93 reproduzem as imagens obtidas do programa ANSYS 54, que apresentam a variação das Tensões Normais nas direções x e y , denominadas por S_x e S_y . Depreende-se de sua observação que as tensões são maiores nos locais carregados, o que significa que no tabuleiro, a flexão predomina sobre os esforços normais. As reações de apoio apresentadas demonstram que nos tramos extremos os apoios introduzem esforços de tração na superfície média e que a partir dos tramos vizinhos, a presença dos estais introduzem esforços de compressão. Para a passarela totalmente carregada estes esforços são máximos no tramo central. Por outro lado às tensões provocadas por estes esforços são muito baixas quando comparadas às ocasionadas pela flexão, as primeiras da ordem de 15 N/cm^2 e as segundas, da ordem de 105 N/cm^2 .

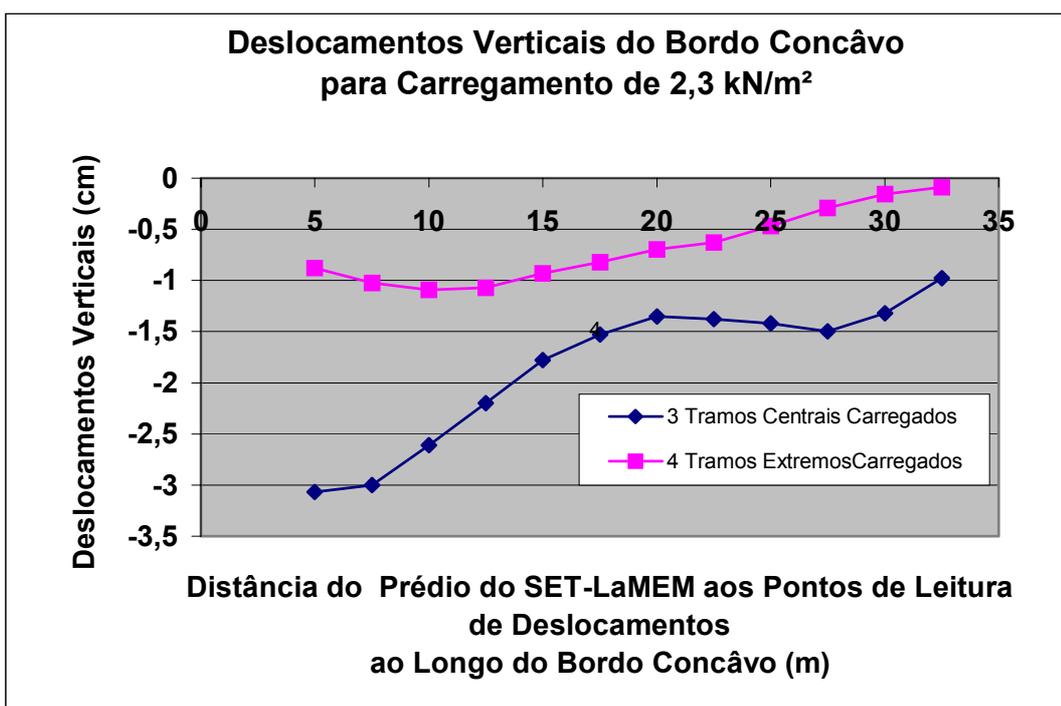
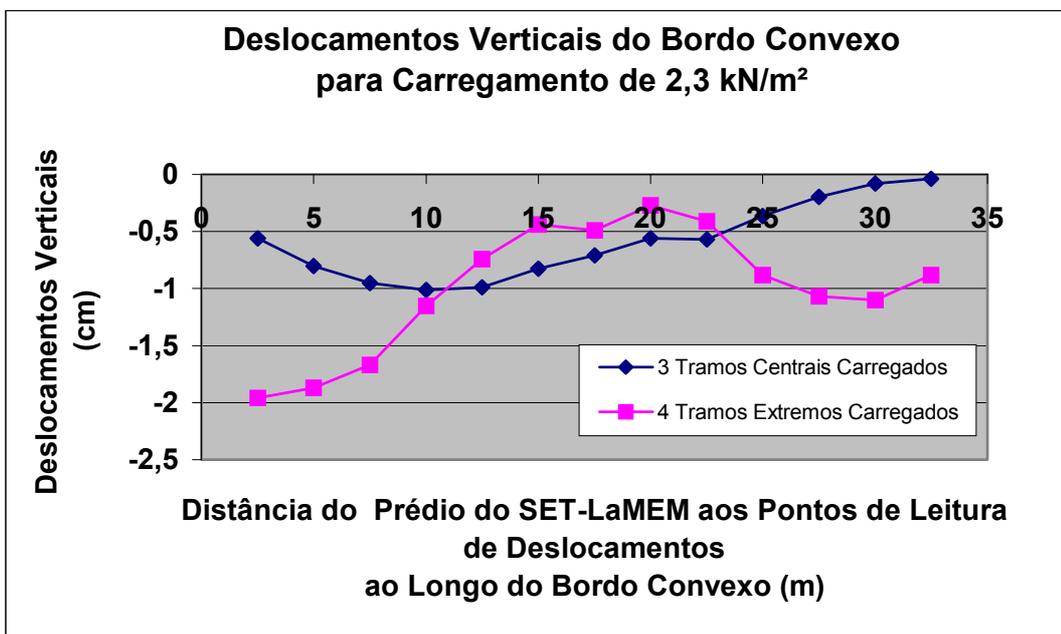


FIGURA 91 – Deslocamentos Verticais dos Bordos Curvos

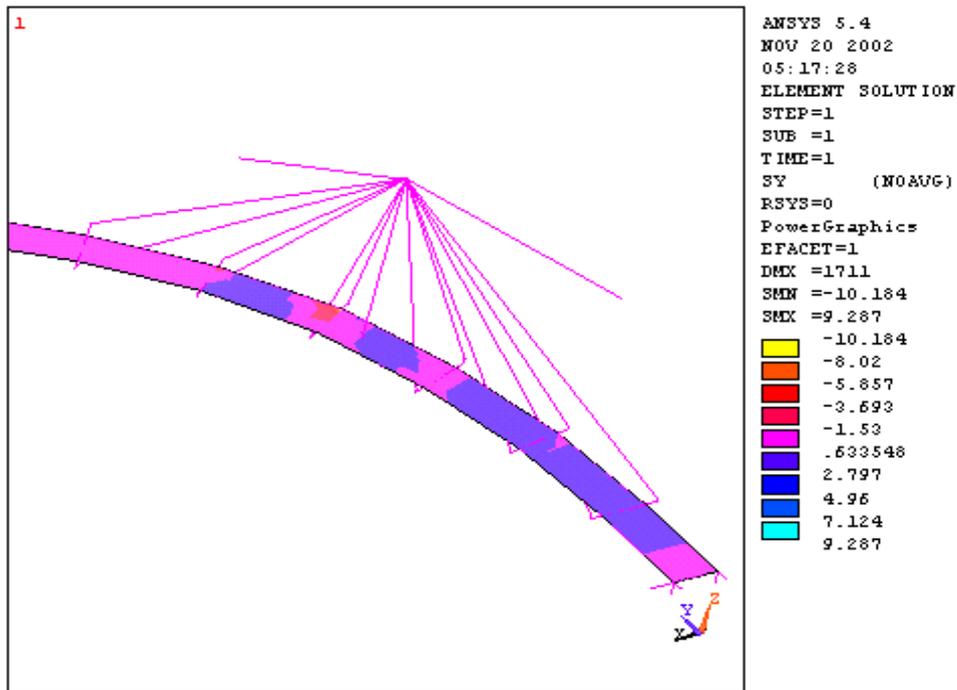
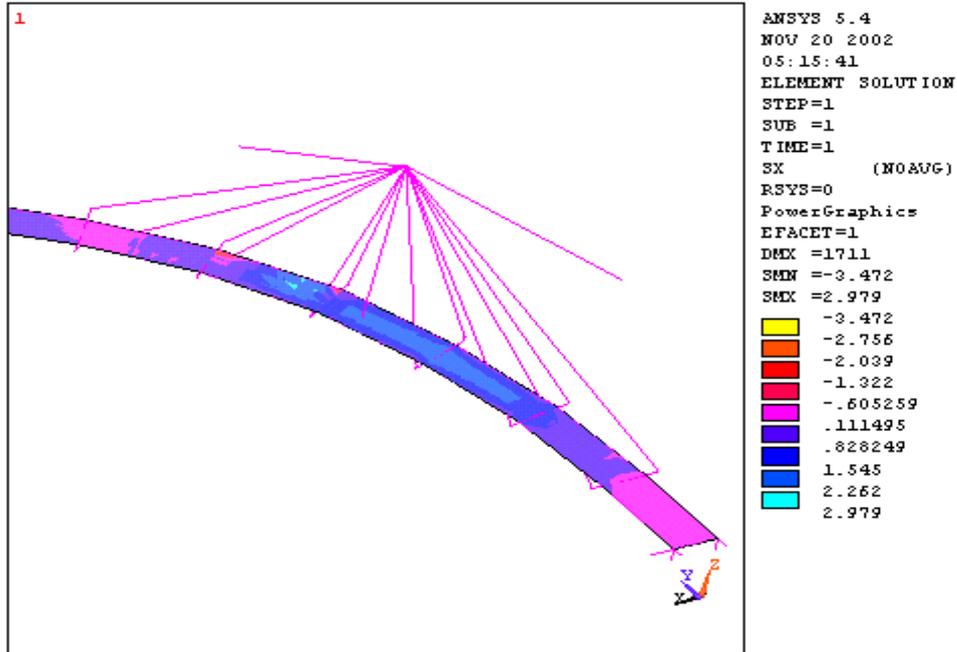


FIGURA 92 – Tensões Normais nas duas Direções para Carregamento atuando nos Três Tramos Centrais

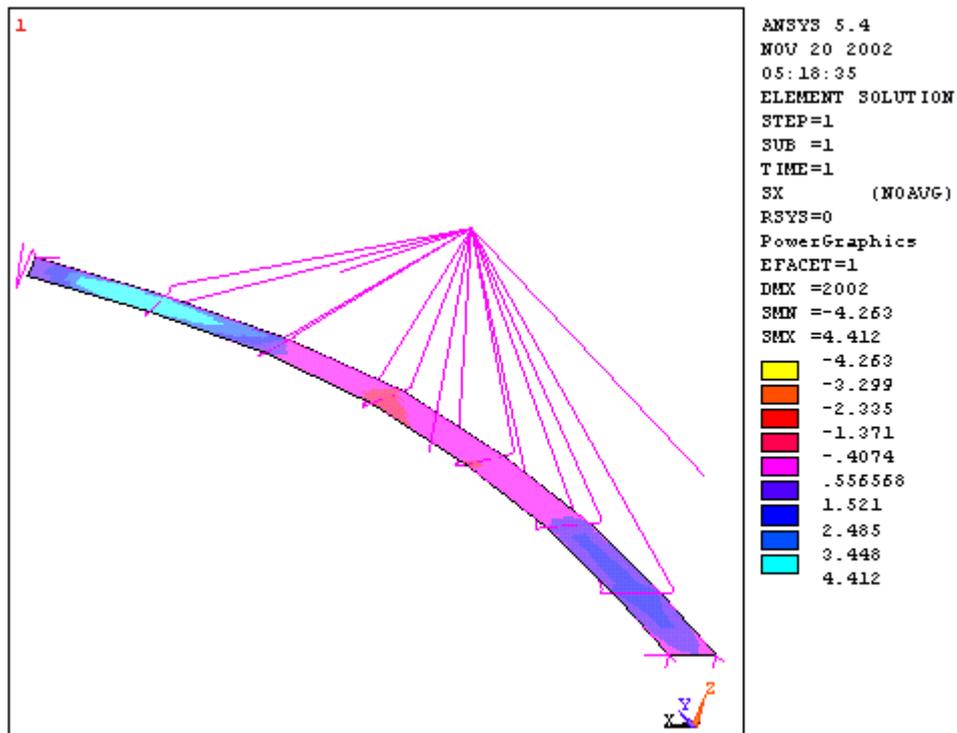
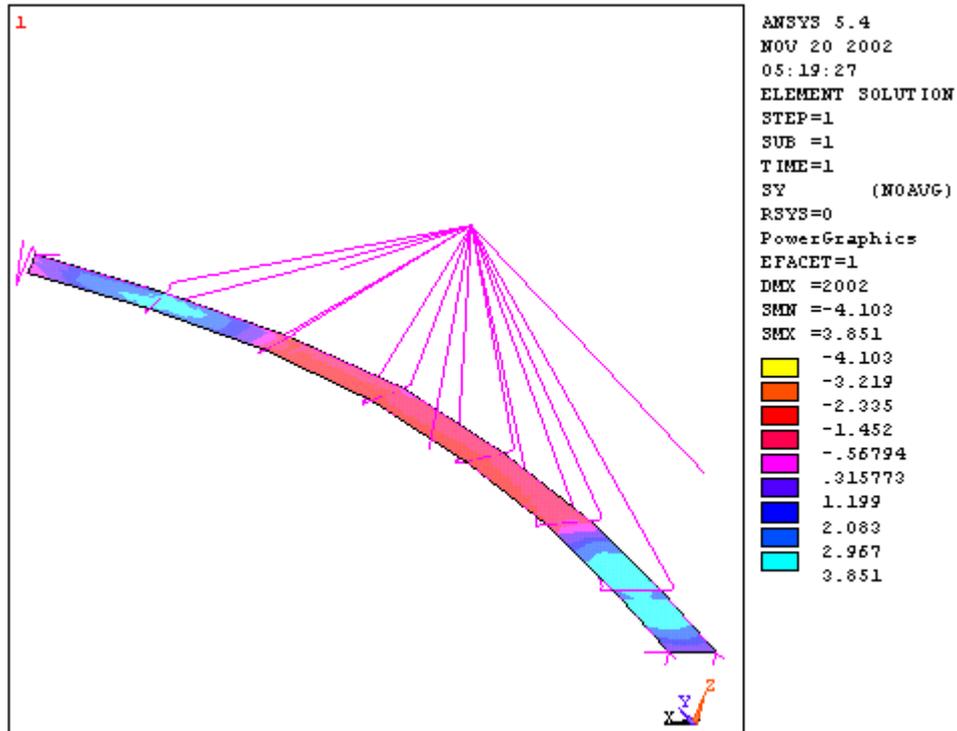


FIGURA 93 – Tensões Normais nas duas Direções para Carregamento atuando nos Quatro Tramos Extremos

2.6.2 – Efeitos da Variação de Temperatura

Esta passarela é uma estrutura mista, envolvendo em sua superestrutura materiais diferentes, aço e madeira. O aço é um material que se caracteriza pela rapidez com que estabelece equilíbrio térmico e pelo alto coeficiente de dilatação térmica, em torno de $1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. A madeira é reconhecida como um material isolante térmico de baixo coeficiente de dilatação térmica. A madeira de *pinus taeda* possui um coeficiente em torno de $0.45 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ para a direção paralela às fibras e de cinco a dez vezes maior no sentido transversal, afirma RITTER (1992).

De madrugada e no período da tarde, a passarela possui temperatura que pode ser admitida como uniforme ao longo de seus componentes, para dias em que não esteja ocorrendo nenhuma alteração climática importante. Por outro lado no período da manhã, a estrutura está sendo aquecida a velocidades diferentes, o aço bem mais rapidamente do que a madeira. É importante frisar que, é neste período do dia que as diferenças de temperatura entre os materiais e o ambiente são máximas.

Outro aspecto a ser considerado é a diferença de temperatura entre as faces expostas e as protegidas, como por exemplo, as faces superiores e inferiores das placas do tabuleiro. Esta diferença de temperatura que não ocorre de madrugada, provoca flexão da estrutura. Mas mais importante é o fato de que a madeira verde ao ganhar calor, sofre primeiramente um processo de expansão térmica e em seguida sofre retração provocada pela perda de umidade, que acaba superando em muito os efeitos da expansão térmica, segundo RITTER (1992). Os efeitos da dilatação térmica da madeira verde são numericamente desprezáveis quando comparados aos efeitos da variação do teor de umidade da madeira. Porém quando a madeira se apresenta seca a influência da variação de temperatura aumenta. Portanto em função destas considerações optou-se pela realização de duas leituras, a primeira numa madrugada de inverno e a outra no período da tarde, ambas após um período de tempo seco, tentando-se diminuir a influência da variação do teor de umidade. Na madrugada programada para as leituras, a temperatura era de 12°C e ventava muito. Na tarde programada a temperatura chegou aos 27°C . A leitura de deslocamentos foi

realizada, mas foi prejudicada pela presença do vento e pelas dificuldades de leitura durante a madrugada.

TABELA 11 – Esforços nos Estais e Reações de Apoio
para um Aumento de Temperatura de 15 °C

		Esforços e Reações (daN)			
		Análise Experimental		Análise Numérica	
E S T A I S	1	182	comp.	-234	comp.
	2	-200	comp.	-199	comp.
	3	-9	comp.	5	tração
	4	-10	tração	38	tração
	5	-30	tração	25	tração
	6	14	tração	39	tração
	7	-63	comp.	-11	comp.
	8	9	tração	9	tração
	9	-	-	-25	comp.
	10	-30	comp.	31	tração
	11	134	comp.	-77	comp.
	12	30	comp.	32	tração
A P O I S	13	-27	tração	35	tração
	14	-	-	0	
	15	-229	comp.	279	comp.
	16	-41	comp.	18	comp.
	17	660	comp.	-593	comp.
	18	0	comp.	-11	comp.

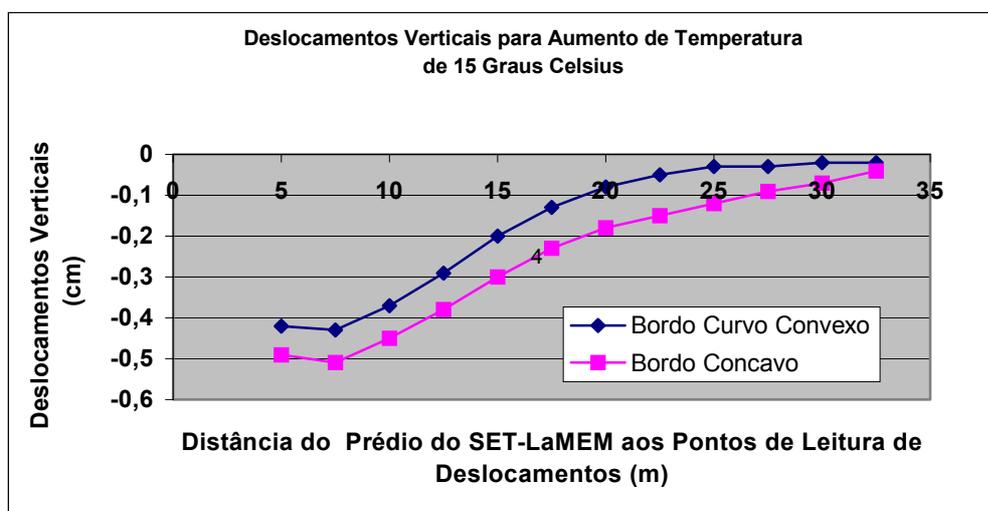


FIGURA 94 - Deslocamentos Verticais dos Bordos do Tabuleiro
para Variação de Temperatura

A TABELA 11 apresenta os esforços nos estais e as reações de apoio para este aumento de temperatura de 15°C. A FIGURA 94 apresenta para esta mesma variação de temperatura os deslocamentos sofridos pelos bordos curvos do tabuleiro, determinados através de simulação numérica, usando o programa de análise estrutural ANSYS54. Estes resultados demonstram que a temperatura influi um pouco sobre os esforços e deslocamentos da passarela, e que esta influência é maior nos estais mais longos. Fica evidente que para passarelas de pequeno porte sua influência existe mas não é condicionante de projeto.

2.6.3 – Análise Modal Experimental

Para a orientação dos ensaios da passarela, primeiramente foi realizada uma análise numérica preliminar. Posteriormente aos ensaios foi realizado o trabalho de calibração do modelo numérico. Os resultados apresentados ao longo do trabalho, da análise numérica, são obtidos deste modelo calibrado.

Não foram realizados ensaios com pedestres no sentido de se determinar o nível de aceleração da estrutura, que induzem. Os ensaios de vibração livre possibilitam fornecer parâmetros que demonstram a viabilidade técnica deste tipo de passarela e que sirvam também como subsídio para a elaboração de projetos de novas passarelas. Também foi determinada a razão de amortecimento crítico, que pouco influi nos valores das frequências naturais, mas que muito influi no nível de aceleração induzida e conseqüentemente, no conforto do usuário. Trata-se de ensaios preliminares para a caracterização da passarela. Os ensaios foram realizados em um dia em que não ocorreram ventos fortes.

O sucesso destes ensaios da análise modal depende do grau de linearidade da estrutura. Embora esta estrutura deva ser classificada como uma estrutura que apresenta do ponto de vista estrutural, resposta não-linear, sua não linearidade não comprometeu os resultados, conforme previsto na literatura especializada, anteriormente citada.

1 - Medindo a frequência natural na direção vertical.

Segundo a eq.(5), de fundo empírico, este tipo de passarela de passarela deve apresentar uma frequência natural na direção vertical na faixa de 3.2 Hz. A modelagem numérica indicou o valor de 2.67 Hz para o primeiro modo vertical. Observa-se que este valor é fortemente influenciado pelo valor da frequência natural do cabo de sustentação do mastro da passarela, localizado na direção tangencial ao eixo do tabuleiro da passarela. A frequência natural deste cabo é estimada pela eq.(12) em 2.6 Hz e a simulação numérica levou ao valor de 3,01 Hz.

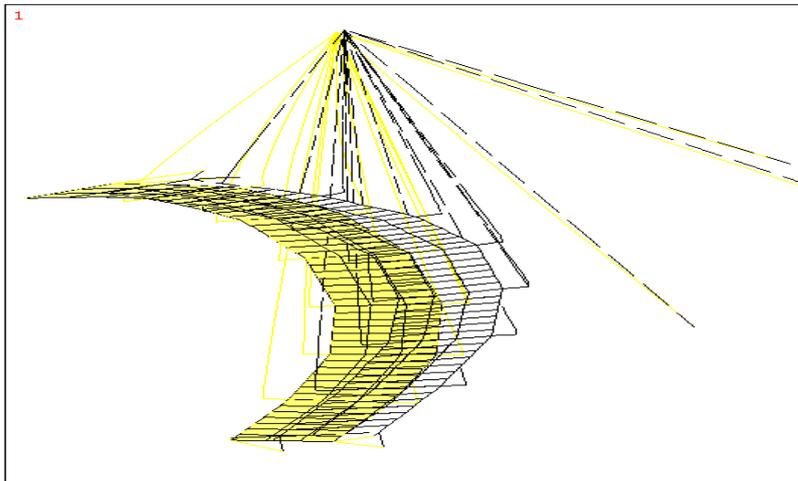
Para a determinação desta frequência natural os acelerômetros foram colocados no centro de cada módulo. A coleta das acelerações foi feita para diversos lançamentos do saco de areia usado para induzir as vibrações livres. A menor frequência natural encontrada foi de 2.74 Hz. A determinação da correspondente razão de amortecimento crítico foi feita pelo método do decremento logarítmico e, o resultado encontrado foi de 1%.

2 - Medindo a frequência natural na direção transversal

Neste sentido semelhantemente ao caso anterior, observou-se a forte influência do cabo de sustentação localizado na direção radial do tabuleiro da passarela. Segundo a eq. (12), a frequência natural deste cabo vale 2.3 Hz. A simulação numérica conduziu ao valor de 1.79 hz. Os ensaios realizados demonstraram que neste sentido a passarela possui uma frequência natural de 1.83 Hz. Tanto neste caso como no anterior os pontos de maior vibração junto aos dois estais mais próximos do prédio do SET-LaMEM. Neste caso não se determinou a razão de amortecimento crítico (que os ensaios indicaram ser aparentemente alto).

3 - Medindo a frequência natural torcional

Os dois acelerômetros foram posicionados em bordos curvos opostos, e deste modo encontrou-se para a frequência natural torcional o valor de 10.62 Hz. A modelagem

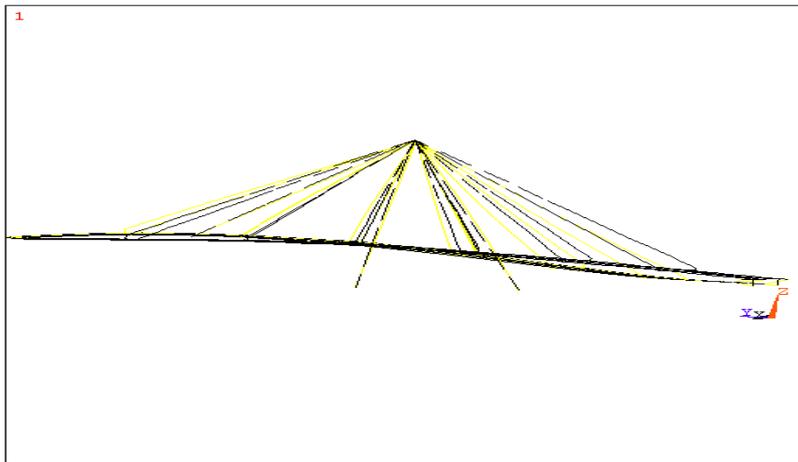


```

ANSYS 5.4
NOV  3 2002
02:06:29
DISPLACEMENT
STEP=1
SUB  =1
FREQ=1.787
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
DMX  =.315785

DSCA=496.54
XV   =.30226
YV   =.92327
ZV   =-.23708
*DIST=760.56
*XF  =376.03
*YF  =1575
*ZF  =499.51
A-ZS=-45.786
Z-BUFFER

```

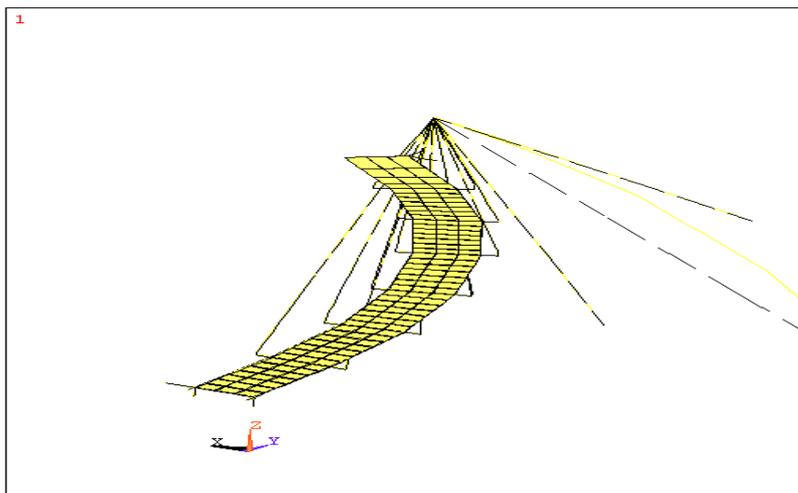


```

ANSYS 5.4
NOV  3 2002
02:10:46
DISPLACEMENT
STEP=1
SUB  =2
FREQ=2.67
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
DMX  =.467047

DSCA=335.726
XV   =-.850354
YV   =.523022
ZV   =-.057805
*DIST=1694
*XF  =376.03
*YF  =1575
*ZF  =499.51
A-ZS=84.636
Z-BUFFER

```



```

ANSYS 5.4
NOV  3 2002
02:14:49
DISPLACEMENT
STEP=1
SUB  =3
FREQ=3.011
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
DMX  =3.499

DSCA=44.814
XV   =.449244
YV   =.81934
ZV   =-.35617
*DIST=1209
*XF  =376.03
*YF  =1575
*ZF  =499.51
A-ZS=-61.284
Z-BUFFER

```

FIGURA 95 - Três Primeiros Modos de Vibração

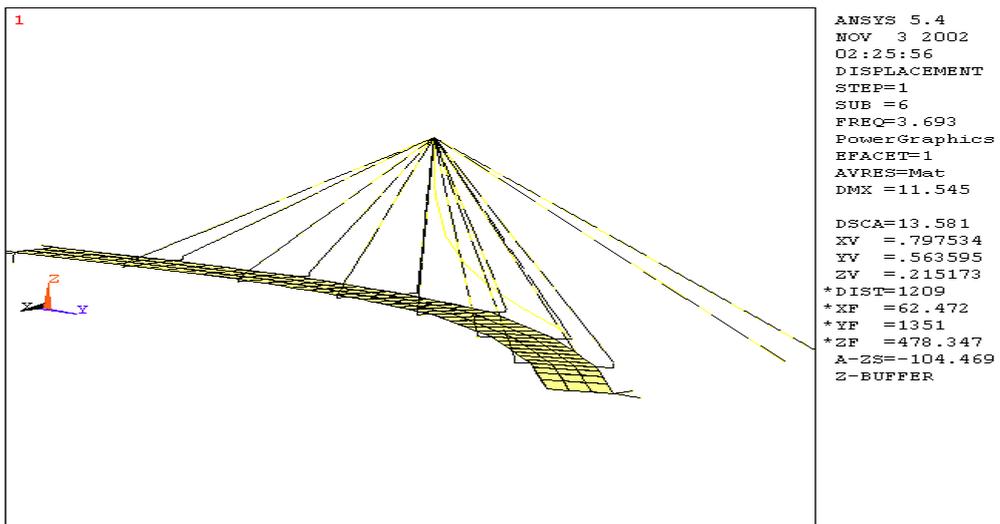
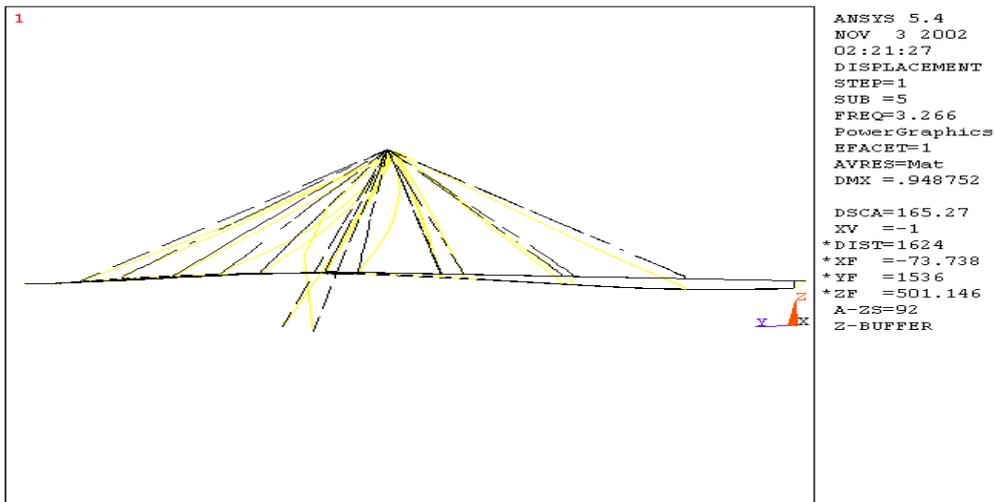
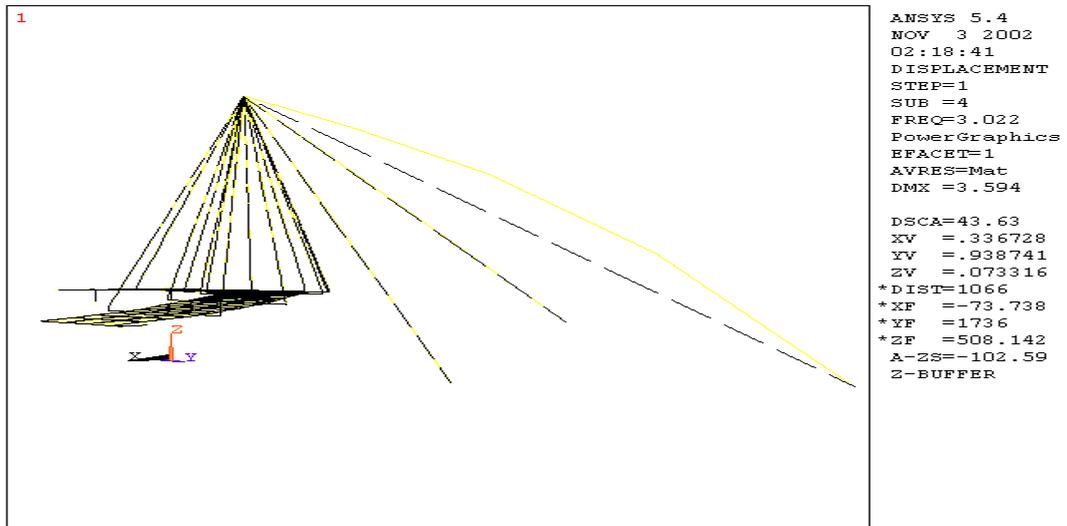


FIGURA 96 - Quarto, Quinto e Sexto Modos de Vibração dos Cabos e dos Estais

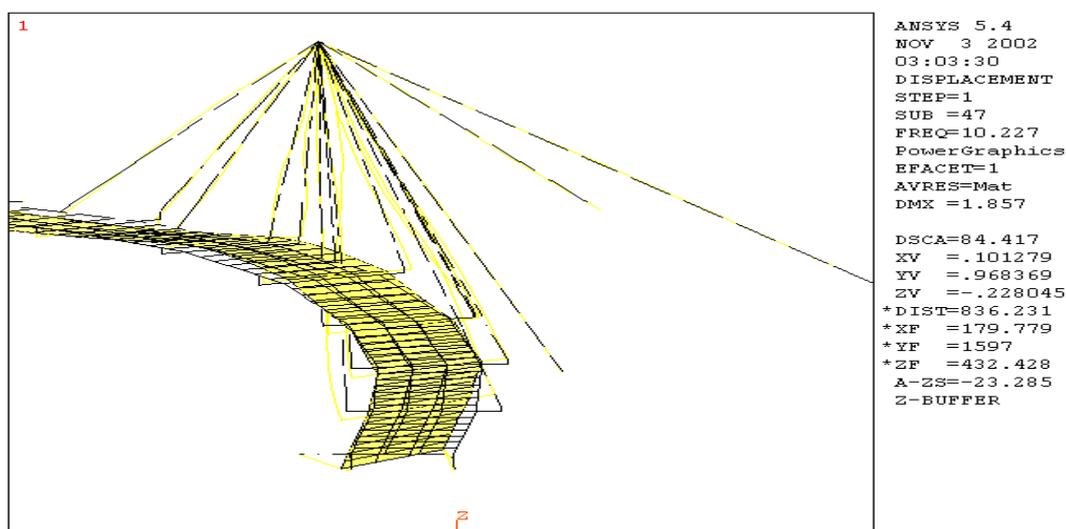
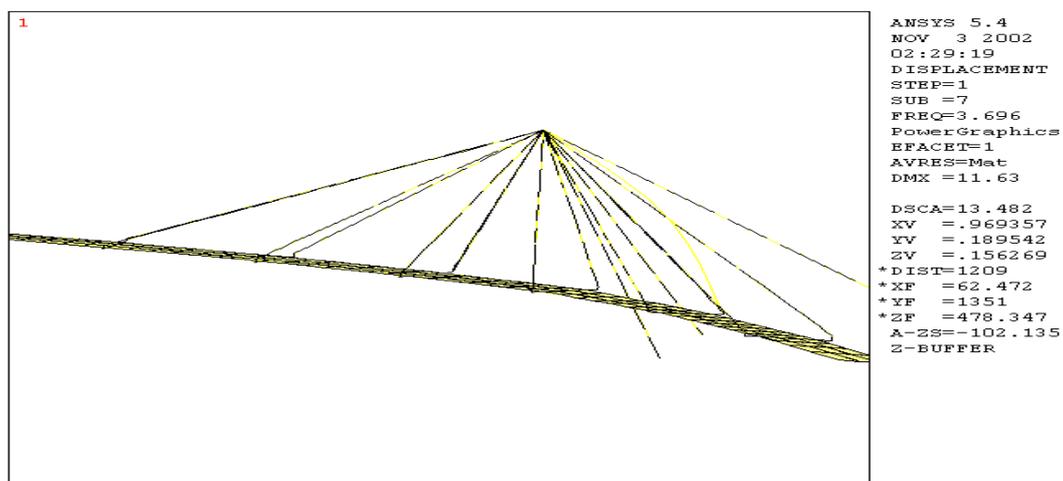


FIGURA 97 – Primeiro Modo de Vibração a Torção e Terceiro Modo de Vibração do Cabo de Sustentação do Mastro

numérica conduziu ao valor de 10.23 Hz. Trata-se de um valor alto, e que está dentro das expectativas fundamentadas nos fatos dos estais serem convergentes e do tabuleiro ser um arco na horizontal e também um arco abatido na vertical. Comprovou-se assim que a passarela possui boa rigidez a torção, conforme já observado nos ensaios estáticos.

4 - Medindo a frequência natural dos estais

A eq.(12) permite estimar a partir dos esforços determinados nos ensaios estáticos o valor das frequências naturais dos estais, variando de 2.7 Hz a 7.2 Hz. Estes valores puderam ser comprovados experimentalmente e seus resultados indicaram que a menor frequência foi de 2.95 Hz. A simulação numérica indicou como o menor valor das frequências dos estais, 3.01 Hz. A FIGURA 95 apresenta o primeiro modo de vibração (horizontal), o segundo (vertical) e o terceiro (do cabo de sustentação). As FIGURAS 96 e 97 apresentam modos de vibração dos estais, dos cabos de sustentação do mastro e o primeiro modo de vibração a torção.

3 –Simulação Numérica

De posse dos resultados dos diversos ensaios estáticos, dos resultados da ação da variação de temperatura e da análise modal experimental passou-se a realizar a calibração do modelo numérico, isto é determinar os valores das constantes de mola, do coeficiente de dilatação térmica do tabuleiro e dos módulos de elasticidade do tabuleiro. Este trabalho de calibração é importante porque permite desenvolver novas investigações sobre a estrutura porém, requer horas de tempo de computador e passa a ser questionável sua aplicação comercial por empresas de engenharia, segundo PAVIC et al (1999).

Neste ponto, é importante frisar que os resultados obtidos através da análise modal experimental foram limitados a poucos pontos de leitura e, não permitiram determinar completamente a função de deslocamentos dos modos de vibração. Este fato fez com que não se conseguisse avaliar o nível de correlação entre estes resultados experimentais e os numéricos. Por outro lado, pode-se avaliar a qualidade do modelo em função das análises para os casos estáticos e de variação de temperatura, através do seguinte coeficiente de correlação, conforme indicam ALLEMANG e BROWN (1982). Este coeficiente varia de zero até um à medida que melhora a correlação. A TABELA 12 apresenta os valores encontrados para o coeficiente de correlação, calculado usando a equação (30), onde E_e é a designação

dos esforços de todos os estais e das reações de apoio, obtidas experimentalmente e, En a designação para os mesmos obtidos pela simulação numérica.

$$C = \frac{\sum(E_n \cdot E_e)^2}{\sum E_n^2 \cdot \sum E_e^2} \quad (30)$$

Através da calibração do modelo numérico foram encontrados os valores para as constantes de mola dos apoios, assim modelados. No apoio junto ao prédio do SET-LaMEM encontrou-se o valor de 420 kN/cm para a direção longitudinal da passarela, 8.4 kN/cm para a transversal e 3.36 kN/cm para a vertical. Na outra extremidade foram encontrados os seguintes valores, 0.42 kN/cm para a direção perpendicular ao prédio do SET-LaMEM e 60.3 kN/cm para a paralela. Quanto ao coeficiente de dilatação térmica do tabuleiro, encontrou-se o valor de $0,6 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$.

TABELA 12 - Coeficientes de Correlação

CASO	Coefficiente de Correlação
carga em toda a passarela	0,98
carga nos 3 tramos centrais	0,98
carga nos 4 tramos extremos	0,97
variação de temperatura	0,97

De posse deste modelo algumas investigações puderam ser desenvolvidas com o objetivo de se criar condições para que a passarela não possua frequências nas faixas críticas em que os pedestres podem induzir vibrações severas, e que são para vibrações verticais a faixa entre 1,6 e 2,4 Hz e para as vibrações horizontais a faixa entre 0.8 e 1.2 Hz correspondentes às frequências relativas aos primeiros harmônicos das ações dos pedestres. Dobrando-se estes valores se obtém as frequências correspondentes aos segundos harmônicos das ações induzidas pelos pedestres. É importante lembrar que há dois caminhos básicos a seguir: a) aumentar a rigidez e com isto aumentar as frequências, b) aumentar a massa e deste modo diminuir as frequências. A primeira opção carrega consigo o inconveniente de não alterar a aceleração, enquanto que a segunda diminui a aceleração ao se aumentar a massa da passarela. A aceleração do sistema é quem determina o grau de conforto do usuário da passarela. É oportuno lembrar que nas estruturas estaiadas seus diversos

elementos componentes interagem entre si, e que estes caminhos básicos continuam válidos mas não de uma maneira tão clara, à primeira vista. Apresenta-se a seguir os principais resultados destes estudos.

3.1 – Placa Laminada Protendida para Tabuleiros de Passarelas

Uma vez que estas placas são bi-apoiadas e que o carregamento estipulado pelas normas para as passarelas é uniformemente distribuído, estas placas não dependem da protensão para atuarem como elemento estrutural, mantidas as ressalvas do capítulo anterior. A protensão é essencial quando existem forças concentradas no carregamento, situação típica das pontes. Por outro lado quando estas placas são curvas, a protensão desempenha um papel importante na manutenção da curvatura.

Os resultados do estudo das frequências naturais da placa laminada protendida reta, usando o programa de análise estrutural ANSYS 54 e os resultados experimentais de WIPF et all (1991), estão apresentados na TABELA 13.

TABELA 13 – Frequência Natural da Placa Laminada Protendida Reta

CASO	E_l (kN/cm ²)	Compressão Transversal (kN/cm ²)	Compressão Longitudinal (kN/cm ²)	E_t (kN/cm ²)	Massa (kg/m ³)	h (cm)	f_{nat} (Hz)
Wipf et all							11,97
Isotropia	500	0	0	0	500	20	11,581
Ortotropia	500	0	0	10	500	20	11,468
Isotropia	500	0	0,03	0	500	20	11,463
Isotropia	500	0,3	0,03	0	500	20	11,467
Isotropia	1000	0	0	0	500	20	16,283
Isotropia	500	0	0	0	500	30	17,198
Isotropia	500	0,3	0	0	1000	20	8,879

Observando estes resultados pode-se concluir que o efeito da protensão sobre o primeiro modo de vibração é muito pequeno. Quer a protensão seja representada pelo modelo ortotrópico, quer seja representada pela presença de forças transversais de compressão, os resultados são os mesmos. Observou-se também que a presença de compressão longitudinal também pouco interfere no valor da primeira frequência

natural, contrariamente ao aumento de inércia que o aumenta significativamente, e ao aumento de massa específica aparente que o diminui sensivelmente. A presença da compressão transversal influi principalmente nos modos superiores de vibração, aproximando-os um pouco do primeiro, ou decompondo outros modos. A presença da compressão torna os modos de vibração superiores mais complexos do que aqueles que ocorrem quando ela inexistente, fazendo com que suas vibrações sejam dadas por superposição de ondas nas duas direções da superfície. Por exemplo, a última placa abordada na TABELA 13 possui as seguintes frequências superiores 9,95Hz, 22,08Hz e 32,95Hz e quando se retira a compressão transversal ela passa a apresentar as seguintes frequências naturais: 8,88Hz, 11,17Hz, 24,38Hz e 35,49Hz. De um modo geral a presença de compressão reduz os valores das frequências naturais. Ressalta-se aqui a dificuldade do modelo ortotrópico em simular esta influência, seus valores para as frequências naturais coincidem com os apresentados pelo modelo ortotrópico sem a presença de compressão transversal. Em resumo pode-se dizer que o modelo mais adequado para se levar em conta o comportamento para modos superiores de vibração, é aquele em que as forças de protensão são modeladas como forças e não indiretamente através do modelo ortotrópico. Por outro lado, usualmente o primeiro modo de vibração é o que interessa no desenvolvimento dos projetos e para este modo as diferenças entre os resultados dos dois modelos são desprezáveis.

3.2 – Mastro (Pilar Central e seus Estais de Sustentação)

Esta passarela é uma estrutura que possui um desenho que lhe permite ser dividida para fins de estudo em duas partes: a) o poste e os seus estais de sustentação formando o conjunto aqui denominado de mastro; b) os estais e o tabuleiro. Várias simulações foram feitas utilizando o modelo numérico desenvolvido. Inicialmente se considerou um mastro com o seu topo absolutamente indeslocável e, isto permitiu observar que os dois primeiros modos apresentam os mesmos valores encontrados para a passarela toda, isto é as características destes dois primeiros modos são provenientes das propriedades do mastro e não do conjunto de estais e tabuleiro. Observou-se também que os estais passariam a ter frequências naturais mais

elevadas, porque deixariam de receber os efeitos das vibrações do conjunto mastro, estais de sustentação e seus apoios.

A TABELA 14 apresenta os resultados do estudo. Nela, estão indicadas entre parênteses, as letras correspondentes aos modos de vibração, H para o horizontal, V para o vertical e E para os estais. O estudo dos estais de sustentação revela que à medida que perdem área de suas seções transversais, elevam-se as tensões a que estão submetidos, o que por sua vez contribui para a elevação do valor de suas frequências naturais. Observa-se também que à medida que perdem área, no sentido vertical passa a surgir novos modos de vibração mais simples com frequências próximas entre si.

TABELA 14 – Estudo das Frequências Naturais (Hz)
Mastro e dos seus Estais de Sustentação

Poste A-E-M	Mastro Indeslocável	Estais de Sust. 2A-E-M	Estais de Sust. A/2-E-M	Poste A-2E-M	Poste A-E/2-M	Poste A-E-2M
1,79 (H)	1,81 (H)	1,80 (H)	1,76 (H)	1,78 (H)	1,78 (H)	1,49 (H)
2,67 (V)	2,68 (V)	2,14 (E)	2,60 (V)	2,66 (V)	2,66 (V)	2,24 (V)
3,01 (E)	3,93 (E)	2,14 (E)	2,78 (V)	2,98 (E)	2,99 (E)	2,69 (E)
3,02 (E)	3,93 (E)	2,69 (V)	3,39 (V)	3,02 (E)	3,00 (E)	3,07 (E)
3,69 (E)	4,11 (E)	3,24 (E)	3,78 (E)	3,09 (E)	3,29 (E)	3,11 (E)
3,69 (E)	4,11 (E)	3,24 (E)	3,80 (E)	3,25 (E)	3,75 (E)	3,18 (E)
3,89 (E)	4,23 (E)	3,40 (E)	3,89 (E)	3,66 (E)	3,76 (E)	3,67 (E)

As simulações com a rigidez do poste demonstram que a influência das variações de módulo de elasticidade e de área da seção transversal é muito pequena. Apenas nos modos superiores chega a influir, diminuindo o valor das frequências naturais à medida que aumenta a sua rigidez. Por outro lado ao se dobrar sua massa (escolhendo-se uma madeira com o dobro de densidade e com o mesmo módulo de elasticidade), observa-se a ocorrência da diminuição dos valores das frequências.

Outra observação importante realizada diz respeito aos deslocamentos horizontais do tabuleiro estão relacionados com a vibração do estal de sustentação na direção radial e os respectivos deslocamentos do topo da torre nesta direção. Os deslocamentos

verticais por sua vez se relacionam com as vibrações sofridas pelo outro estal de sustentação e pelos movimentos verticais nesta direção, do topo da torre.

3.3 – Estais e Tabuleiro

O estudo dos estais revela que ao se diminuir suas seções transversais, os valores das frequências naturais dos modos horizontal e vertical, assim como os referentes aos estais de sustentação do poste, diminuem. Ao mesmo tempo as frequências naturais dos estais passam a possuir valores mais altos. Inversamente, quando os estais passam a ter diâmetros maiores, todos os valores de frequências naturais aumentam um pouco, exceto as relacionadas com os modos de vibração dos próprios estais, que diminuem.

TABELA 15 – Efeito da Variação das Propriedades dos Estais e do Tabuleiro sobre os valores das Frequências Naturais (Hz)

Estais 2A-E-M	Modelo A-E- M	Estais A/2-E-M	Tabuleiro A-8E-M	Tabuleiro A-E/8-M	Tabuleiro A-E-2M	Tabuleiro A-E-M/2
1,33 (E)	1,79 (H)	1,75 (H)	1,64 (H)	2,01 (H)	1,46 (H)	2,05 (H)
1,33 (E)	2,67 (V)	2,65 (V)	2,44 (V)	2,97 (E)	2,20 (V)	3,01 (V)
1,39 (E)	3,01 (E)	2,85 (C)	3,00 (E)	2,99 (E)	2,71 (E)	3,02 (E)
1,39 (E)	3,02 (E)	2,85 (C)	3,07 (E)	3,01 (V)	3,02 (E)	3,06 (E)
1,81 (H)	3,69 (E)	3,13 (C-V-E)	3,11 (E)	3,47 (E)	3,03 (E)	3,64 (E)
2,23 (E)	3,69 (E)	3,81 (E)	3,16 (E)	3,59 (E)	3,51 (E)	3,64 (E)
2,23 (E)	3,89 (E)	4,29 (E)	3,64 (E)	4,04 (E)	3,69 (E)	3,89 (E)

Em relação ao tabuleiro sabe-se que ele é composto de placas cujas frequências naturais são bastante elevadas. Portanto as placas do tabuleiro são muito diferentes dos demais componentes do sistema, do ponto de vista das propriedades dinâmicas. Constata-se que a variação do módulo de elasticidade da madeira do tabuleiro pouco influi nos valores das frequências naturais da passarela. Contrariamente, reduções de massa do tabuleiro aumentam os valores destas frequências. Aparentemente um estudo de redistribuição da própria massa ao longo do tabuleiro venha trazer benefícios.

3.4 – Recalques de Apoio

O procedimento trabalhoso de calibração do modelo numérico é uma testemunha da influência da deformabilidade dos apoios sobre os valores das frequências naturais. Estes valores se alteram bastante à medida que se variam as rigidezes dos apoios. Este fato não se restringe ao aparelho de apoio, pelo contrário se estende por toda a fundação, entendendo-se o solo como o seu principal elemento. Deste modo os recalques de fundação não apenas redefinem os esforços da estrutura, mas também as propriedades importantes para o desenvolvimento de vibrações. Como exemplo, foi suposto um recalque vertical ascensional de 0.6 cm dos blocos de apoio dos cabos de sustentação do mastro. Encontrou-se para este caso os seguintes valores: 1.76 Hz (H), 2.23 Hz(C), 2.24 Hz (C), 2.32 Hz (E), 2.33 Hz (E), 2.33 Hz (E), 2.33 Hz (E), 2.43 Hz (E), 2.63 Hz (E-H), 2.89 Hz (E), 3.21 Hz (V). Foi suposto também que os apoios nas extremidades do tabuleiro fossem rígidos. Para este caso encontraram-se 1.75 Hz (E), 1.86 Hz (E), 2.14 Hz (E), 2.22 Hz (E), 2.25 Hz (E), 2.28 Hz (E), 2.44 Hz (E), 2.53 Hz (E), 2.63 Hz (E), 2.98 Hz (E), 3.39 Hz (E), 3.64 Hz (E). Fica deste modo evidenciado que as frequências naturais dependem das condições da fundação e da deformabilidade dos apoios, porque ao ocorrerem recalques estes alteram o campo de tensão e de deslocamentos da estrutura, e ambos são fatores que influem nos valores das frequências naturais.

3.5 – Forma e Dimensão

A utilização da modelagem numérica não se deve restringir a trabalhar com propriedades físicas e geométricas dos materiais componentes da estrutura. Deve-se trabalhar na busca de um desenho satisfatório, considerando os interesses definidos caso a caso. A forma e a dimensão certamente são os fatores mais importantes para a definição dos valores das frequências naturais. Posto isto, salienta-se o caráter multidisciplinar da tarefa de desenvolver o projeto de arquitetura de uma passarela ou ponte. Em outras palavras, não se pode deixar ao arquiteto apenas a incumbência da definição da forma e da dimensão, os arquitetos precisam ser orientados pelos engenheiros. Como exemplo desta abordagem destaca-se que no projeto desta passarela em particular, a configuração da passarela com o aspecto de um arco

bastante abatido, foi atribuída com o objetivo de que suas frequências naturais assumissem valores superiores aos que possuiria se fosse plano.

4 - Verificação do Conforto do Usuário

Para a avaliação do nível de conforto do usuário adotou-se como critério, as prescrições do Eurocode 5 – Parte 2 (1995). Trata-se do instrumento normativo mais atualizado sobre o assunto, em termos mundiais, que incorpora no seu texto os resultados mais recentes das pesquisas desenvolvidas sobre o assunto.

Na direção vertical, considerando que a frequência natural da passarela vale 2,74 Hz e sua razão de amortecimento crítico 1%, tem-se pelas tabelas dadas no texto normativo, k_a igual a 0,6 e k_v igual a 1,1. Aplicando na expressão para passarelas com mais de 34m² de área encontra-se para a aceleração o valor de 0,7 m/s² que coincide com o limite estabelecido pelo próprio Eurocode 5 – Parte 2 (1995).

Caso se julgue necessário diminuir o valor da aceleração da passarela, deve-se aumentar a rigidez do sistema (aumentando a rigidez dos apoios, intertravando os estais através de cabos, diminuindo a área dos estais sem desprezar as demais verificações), redistribuir a massa do tabuleiro (aumentando a massa nos pontos de maior vibração, os ante-nós), ou aumentar o seu amortecimento através da utilização de algum tipo de amortecedor.

Na direção horizontal, obtém-se analogamente para a aceleração horizontal o valor de 0,14 m/s², enquanto que o limite estabelecido corresponde ao valor de 0,20 m/s², ficando dentro da zona de conforto.

Avaliando-se pelo critério proposto por Rainer e adotado pelo OHBDC (1991), encontra-se para a aceleração vertical o valor de 0,31 m/s², situado bem abaixo do limite estabelecido no mesmo texto normativo, de 0,5 m/s². Esta norma não se pronuncia a respeito da aceleração horizontal. Tomando-se por base o texto da norma

inglesa BS 5400 (1978), encontra-se para a aceleração vertical o valor de $0,14 \text{ m/s}^2$, também abaixo do limite de $0,82 \text{ m/s}^2$. Esta norma não se pronuncia a respeito das acelerações horizontais.

Observa-se que os critérios ainda são discrepantes, e que apenas o mais moderno dos três textos se manifesta a respeito das acelerações horizontais que são muito importantes na verificação do conforto do usuário. Ressalta-se que não existe referência ao problema em nossas normas brasileiras.

Desta verificação fica evidente que a passarela se encontra no limite da zona de conforto para vibrações verticais e, pode ser considerada confortável para as vibrações horizontais. Este resultado muito bom na direção horizontal pode ser atribuído à forma em planta da passarela, que lembra um arco, aos estais convergentes ao topo do mastro. Na direção vertical os resultados contribuíram para prejudicar a qualidade dos resultados, a deformabilidade do apoio junto do prédio do SET-LaMEM e a excentricidade das ligações dos estais no tabuleiro.

Quanto à verificação dos deslocamentos da passarela, é previsto para a passarela carregada com sobrecarga de 5 kN/m^2 , um deslocamento máximo de aproximadamente 8,5 cm, na metade do segundo módulo. Este deslocamento é dado pela soma do deslocamento do topo do mastro (da ordem de 2,5 cm), do alongamento dos estais (da ordem de 1,2 cm, dependendo do estal), do deslocamento do próprio tabuleiro (da ordem de 1,3cm na seção central) e do deslocamento decorrente da deformabilidade das ligações envolvidas (da ordem de 3,5cm). As ligações que contribuem para este valor elevado são os dois olhais por estal, os perfis de conexão dos módulos e o aparelho de apoio junto ao prédio do SET-LaMEM. A norma estabelece um limite de 17 cm para a passarela. As tensões normais máximas ocorrem na seção central do módulo central e atingem valor da ordem de 3,2 MPa. Portanto, as limitações de deslocamentos e de tensões são bem menos rigorosas do que a limitação das vibrações induzidas por pedestres.

5- Recomendações para Projeto e Construção

Considerando o levantamento bibliográfico e os estudos realizados ao longo deste trabalho, a seguir são elencadas recomendações sobre aspectos fundamentais sobre elaboração de projetos e execução de passarelas estaiadas de madeira. Persegue-se o objetivo de suprir os engenheiros de informações técnicas, às quais eles necessariamente deverão acrescentar o bom senso para sua correta aplicação.

- 1- Ações – as seguintes ações deverão ser consideradas: permanentes, variáveis (sobrecargas de utilização), forças de ventos, forças decorrentes do processo construtivo, ações decorrentes da variação de temperatura, e outros fatores quando existirem (ação de água, de solo, de terremotos, etc).
- 2- Definição do sistema estrutural – Deve-se dar preferência aos desenhos simétricos. O sistema de estaiamento deve ser definido em função da suscetibilidade da passarela a vibrações e deformações. É recomendável uma simulação numérica preliminar para se orientar a definição de sua forma geométrica e dimensões. A definição do número de estais deve ser feita levando-se em conta a capacidade dos estais e de suas ligações, de resistir aos esforços a que serão solicitados. Os estais podem ser constituídos de barras rígidas quando são curtos (minimizam emendas), e nos demais casos, de cabos. Quando se optar por cabos de aço, deve-se escolher os pré-esticados porque apresentam comportamento mais previsível sob ação de esforços. A forma do tabuleiro deve propiciar a minimização da ação estática e dinâmica dos ventos. Seu sistema estrutural deve ser simples para que seja minimizada a transferência de esforços entre elementos (fator de encarecimento e de alongamento de cronograma da obra). A definição da vinculação do tabuleiro com os mastros e do tipo de apoios, deve ser adotada a partir da consideração do comportamento global da passarela. O mastro não deverá preferentemente apresentar emendas, fato que limita o uso da madeira às dimensões disponíveis no mercado. Sua altura deverá ser tal que os estais mais longos assegurem uma inclinação em relação a horizontal de no mínimo 30 graus. Geralmente a altura das torres de passarelas estaiadas é aproximadamente o dobro da altura das passarelas pênseis. Especial atenção deve ser dada aos detalhes de ligação do mastro com o tabuleiro e com os estais e quando existirem com os seus estais de sustentação. A possibilidade de engastar o

mastro em sua fundação aumenta a rigidez do conjunto. Estas conexões condicionam os modos de flambagem dos mastros. O processo construtivo adotado e suas características deverão ser considerados na definição do sistema estrutural.

- 3- Análise Estrutural –Normalmente, as passarelas usuais são de pequenos vãos e não exigem uma análise não-linear e nem consideração dos efeitos da variação de temperatura. A não linearidade de uma passarela cresce com o aumento dos vãos. Tem sido suficiente, corrigir a rigidez dos estais através da fórmula de Ernst, para se levar em conta estes efeitos que lhe são correspondentes. A variação da temperatura pode eventualmente interferir no funcionamento de algum tipo de conexão. Dependendo do processo construtivo, torna-se necessário que se considere o sistema estrutural de cada etapa da montagem, e não apenas o sistema estrutural completo. Especial atenção deve ser dada aos problemas de estabilidade, tanto global como a estabilidade do tabuleiro e do mastro. Identificar com a maior exatidão possível o nível de deformabilidade dos apoios e inclusive da própria fundação, porque podem interferir significativamente nos esforços, deslocamentos e vibrações da estrutura. Os efeitos da deformação lenta dos materiais devem ser considerados. Nas passarelas usuais, de pequeno fluxo de pedestres, não há necessidade de se levar em consideração a fadiga dos materiais. Por outro lado é fundamental que se realize a análise modal da passarela, para que se possa avaliar o conforto do usuário e sua suscetibilidade à ação dinâmica do vento. Em geral a limitação das vibrações acaba sendo a condição de projeto mais rigorosa. Especial atenção também deve ser dedicada a investigação das condições de vibrações na direção horizontal, e não apenas às vibrações na direção vertical. Esta análise deve ser feita na fase preliminar de definição do desenho da passarela e posterior projeto estrutural, para que se possa antecipadamente evitar problemas mais graves. Esta análise modal deve ser refeita depois da execução da passarela, levando-se em conta os parâmetros reais da estrutura, para que aí se possa interferir corrigindo eventualmente distribuições de massa ou de rigidez que

se mostraram inadequadas, ou alterando rigidez de apoios ou ainda tomando outras medidas corretivas.

- 4- Conexões – Em virtude dos esforços relativamente pequenos que os estais de passarelas possuem, é usual que eles sejam terminados na conexão com o mastro, isto é eles não são contínuos e, nem passam pelo topo do mastro. As conexões dos estais devem ser tais que não haja excentricidade de esforços. Atenção especial deve ser dedicada aos detalhes típicos de conexões de cabos e aos raios de curvatura dos cabos. Dependendo do detalhe da conexão dos estais com o tabuleiro, podem ocorrer pontos de concentração de tensões que deverão ser objeto de estudos mais aprofundados. Devem ser projetadas de tal modo que a reposição delas ou de elementos da passarela seja simples. O detalhamento destas ligações deve levar em conta a variação de forma e dimensão que a madeira sofre, em função da variação de seu teor de umidade.
- 5- Durabilidade - As passarelas devem atender também os requisitos de durabilidade. O seu detalhamento deve ser orientado para que sejam criadas condições propícias de projeto e tratamento preservativo, para garantir sua durabilidade, tanto da madeira quanto das partes metálicas.

6- Custos e Tempo de Execução

Sua construção foi realizada por uma empresa construtora de pequeno porte, com apoio de uma oficina metalúrgica para a fabricação das peças de ligação e do suprimento de equipamentos relativamente simples. O seu custo de fabricação foi de aproximadamente US\$250,00 por metro quadrado. Este valor é menor nos casos de passarelas de eixo longitudinal reto. Quanto ao tempo de fabricação e montagem da passarela ele é de aproximadamente 50 dias após a conclusão do projeto definitivo. Os caminhos críticos do cronograma de execução correspondem aos itens relacionados com a fabricação das peças especiais e a concretagem e cura da fundação. A montagem é bastante rápida e consome aproximadamente 10 dias.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES

1 – Conclusões

Após estudar as passarelas estaiadas e as pontes de madeira laminada protendida, que embasaram a realização do projeto, construção, experimentação e respectiva análise dos resultados, da passarela estaiada usando madeira laminada protendida, no campus da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, a primeira do gênero a ser construída no Brasil, podem ser relacionadas as seguintes conclusões :

- **Viabilidade do Sistema Estaiado para Madeira**

Neste trabalho, demonstrou-se a viabilidade técnica da construção de passarelas estaiadas usando tabuleiro formado por placas de madeira laminada protendida. A passarela construída testemunha o grande potencial da madeira de reflorestamento para industrialização da construção e a sua vocação para compor com outros materiais, estruturas eficientes, imbuídas dos atributos de contemporaneidade e modernidade, atendendo as questões da durabilidade sem deixar de apresentar custo baixo e, de atender os quesitos fundamentais de segurança e racionalidade construtiva. Através de seu projeto de linhas leves e, esteticamente arrojado, buscou-se atribuir um caráter emblemático contra os preconceitos em relação à madeira como material de construção.

A construção de passarelas estaiadas usando tabuleiros de madeira laminada protendida pode ser realizada com sucesso por uma empresa construtora de pequeno porte e, depende do apoio de uma oficina metalúrgica para fabricação das peças de ligação e do suprimento de equipamentos relativamente simples, facilmente encontrados em qualquer cidade de porte relativamente pequeno. O seu custo de

construção de aproximadamente US\$250,00 por metro quadrado é baixo, principalmente se for considerado que se trata de uma passarela com curvatura, um fator de encarecimento dos custos. O seu tempo de execução é pequeno, sendo que os caminhos críticos do cronograma correspondem à fabricação das peças especiais e a concretagem e cura do concreto.

- **Tabuleiro de Madeira Laminada Protendida**

As provas de carga estática e dinâmica da passarela permitiram concluir que a utilização um tabuleiro composto apenas por módulos feitos de placas de madeira laminada protendida (sem longarinas e transversinas) com perfis metálicos encabeçando suas extremidades, foi extremamente eficiente, mesmo tendo se usado uma madeira de reflorestamento com alta incidência de defeitos. O sistema proposto de tabuleiro não provocou concentração de tensões, propiciou tensões muito aquém do limite de resistência, decorrente das elevadas áreas e momentos de inércia de suas seções, e reduziu significativamente o número de ligações que são pontos de ineficiência e encarecimento das estruturas. Os esforços de compressão presentes no tabuleiro não se revelaram importantes para o dimensionamento de suas placas componentes. Demonstrou ser de fácil fabricação e montagem, além de oferecer custo competitivo.

- **Perda de Curvatura do Tabuleiro Composto por Placas de Madeira Laminada Protendida**

A aplicação de curvatura às placas laminadas protendidas demonstrou ser viável tecnicamente, para a construção de tabuleiros curvos. A protensão é um dos fatores que colaboram na manutenção da curvatura aplicada. A ocorrência de perda de protensão não chega a influir significativamente na perda de curvatura porque a protensão não é o único fator responsável pela curvatura e porque é usual a aplicação de novas reprotensões, conforme determina a técnica das placas laminadas protendidas. Outros fatores responsáveis pela curvatura dos tabuleiros são a deformação lenta das lâminas, a rigidez a flexão das barras de protensão, o engastamento das placas nos elementos metálicos de união de placas contíguas e a facilidade de encurvamento das lâminas, determinada pela espessura e resistência

mecânica das lâminas (lâminas de Pinus, com pequenas espessuras são particularmente interessantes). A vinculação da passarela não deve impedir esta perda de curvatura para que se evite alterar o estado de tensões da passarela. A perda de curvatura deste tipo de tabuleiro é pequena e é muito menor do que a experimentada pelas suas placas componentes quando estão isoladas. Esta perda não constitui um óbice para a utilização desta solução para tabuleiro de passarelas. A ortotropia induzida pela protensão transversal, nas placas solicitadas por carregamento uniformemente distribuído, influi nos esforços e deslocamentos, por causa da heterogeneidade da distribuição de rigidez de placa ao longo de sua superfície. Esta influência cresce à medida que cresce a heterogeneidade e, explica a razão de resultados assimétricos para solicitações simétricas nestas placas.

- **Vibrações Induzidas por Pedestres – A Condicionante de Projeto**

Ficou confirmado através da execução e experimentação desta passarela que, a condição mais rigorosa no projeto de passarelas é a verificação do conforto de usuários para as vibrações induzidas por pedestres.

- **Calibração do Modelo Numérico e a Análise Experimental**

Deve-se realizar a análise modal numérica por ocasião do projeto arquitetônico e estrutural, para que os seus resultados possam subsidiá-los. Mas é imprescindível que após a construção se realize a análise modal experimental para que se possa calibrar o modelo numérico, uma vez que as condições de apoio e de fundação influem significativamente sobre os valores das frequências naturais. Somente após a calibração, se passa a ter um modelo numérico que consiga representar a realidade.

- **Normatização**

O Eurocode 5- parte2 (1995) é dentre os textos normativos consultados, o que melhor aborda o tema passarelas. A criação de uma norma brasileira, específica sobre pontes e passarelas de madeira deve ser realizada com urgência, para que suas especificidades possam ser adequadamente regulamentadas.

2- Sugestões de Prosseguimento de Pesquisa

Para desenvolvimento desta área e prosseguimento desta pesquisa, sugerem-se os seguintes tópicos:

- a- Desenvolvimento de procedimentos construtivos que elevem os valores das frequências naturais da passarela construída, com posterior desenvolvimento de novo modelo numérico devidamente calibrado a partir da análise modal experimental.
- b- Automatização do procedimento de calibração de modelos numéricos para passarelas estaiadas.
- c- Estudo das vibrações induzidas por pedestres, abordando dentre outros os tópicos: efeito de multidão, interação pedestre estrutura, critérios de conforto do usuário.
- d- Estudar a perda de curvatura de placas laminadas protendidas transversais considerando a influência da largura das lâminas, do teor de umidade, da espécie da madeira, do nível de protensão e da deformação lenta.
- e- Estudar a perda curvatura da passarela por deformação lenta.
- f- Avaliar as condições de durabilidade ao longo do tempo. Para uma primeira avaliação com o tempo, foram deixadas sem galvanização as barras de protensão de um dos tabuleiros, ao contrário dos demais.
- g- Determinar os efeitos da troca do material dos estais para cabos de aço ou para cabos de plásticos reforçados.
- h- Aplicar o sistema estaido estruturas existentes, como uma técnica de recuperação estrutural.
- i- Estudar alternativas de revestimentos para aplicação em pontes e passarelas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHEIM,E. (1999). *Nordic Timber Bridge Program Continues*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Rotorua, New Zealand. pgs 349-351-. Março 1999.
- ALLEMANG,R.J. & BROWN,D.L. (1982) – *A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis* – in Proceedings fo the1st International Modal Analysis Conference – Orlando –EUA, pp.110-116.
- ALLEN,D.E. & MURRAY,T.M. (1993) – *Design Criterion for Vibrations due to Walking* – Engineering Journal- AISC, 18(2), pgs. 62-70
- ALMEIDA, Soeli Messias Barbosa.- *Concepção Estrutural das Pontes Estaiadas de Madeira-* in III Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeiras – São Carlos- 1990 –
- ALMEIDA, Soeli Messias Barbosa. *Pontes Estaiadas de Madeira*, São Paulo, 1989, Tese (Doutorado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo
- ALVIM,R et al (2000) – Piso Misto de madeira-concreto para uma edificação residencial IN VII Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira- EBRAMEM-SãoCarlos -2000
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1992) - *Guidelines for the Design of Cable-stayed Bridges*. New York
- AMMANN,W. (1991) *Vibrations Induced by Traffic and Construction Activity* – Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 135-138
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR-8681 - *Ações e segurança nas estruturas*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). NBR-7189 - *Cargas móveis para projeto estrutural de obras rodoviárias*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR-7187 - *Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). NBR-6123 - *Forças devidas ao vento em edificações*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1980). *NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, RJ.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). *NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1996). *NBR 7190 - Projeto de Estruturas em Madeira: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.
- BACHMANN,H. & AMMANN,W.(1987) *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines* –IABSE Strucutural engineering document 3e.
- BACHMANN,H.; PRETLOVE,A.J. & RAINER,H.(1991) *Dynamics forces from rhythmical human body motions*– Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 199-204
- BATTISTA,R.; PFEIL,M. & NEVES,F.A. (1995) – *Modelo Unifilar para Análise 3d de Pontes Estaiadas* - XXVII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural – Tucuman – Argentina, pp.461-472
- BATTISTA,R.; PFEIL,M. & TEIXEIRA,A.M. (2000) – *Passarelas Estaiadas sob Ação Dinâmica de Pessoas em Movimento* – XXIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural – Uruguai
- BILLINGTON, B.D.; NASMY, A – *Histhory and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges* – Journal of Structural Engineering – vol.11/no.10 –1990
- BLESSMANN,J. (1998) - *Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento* – Porto Alegre – Ed. Universidade UFRGS
- BOUGHTON,G et al. (1999). *Stressed Timber Deck from Short Lengths of Timber*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Rotorua, New Zealand. pgs 65-72-. Março 1999.
- CALIL,C & LAHR,F.R. (1994). *Pedestrian Suspension Bridge with Timber Trussed Stringers*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 318-326. Julho 1994.
- CAMPBELL,I. (1996). *Dynamic Analysis fo the Maribryngong River Footbridge*. International Wood Engineering Conference, New Orleans, EUA,. Volume 2, pgs 225-231- 1996.
- CARTER, D. J.; FAYERS,S. W. – *Design of a Cable-Stayed Stress-Laminated Timber Pedestrian Bridge over Redbank Creek*- in Pacific Timber Engineering Conference- 1994- Gold Coast – Australia

- CREWS, K. (1998). *International Guidelines for Design of Stress Laminated Timber Bridge Decks* 5th World Conference on Timber Engineering, WCTE. Montreux, Suíça. pgs 24-31- 1998.
- CREWS, K. (1999). *Development and Application of Stress Laminated Timber Bridge Decks in Australia*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Rotorua, New Zealand. pgs 341-348-. Março 1999.
- DAVALOS, J.F. & PETRO, S.H. (1993). *Design, Construction, and Quality Control Guidelines for Stress-Laminated Timber Bridges Decks*. Federal Highway Administration - FHWA. FHWA-RD-91-120, Final Report, 58 pgs, Setembro de 1993.
- EBRAHIMPOUR,A.; HAMAN,A.; SACK,R.L. & PATTEN,W.N. (1996) *Measuring and Modelling Dynamic Loads Imposed by Moving Crowds* – Journal of Structuring Engineering – ASCE –NO. 122-12-pgs. 1468-1474
- EL DEBS, Ana Lúcia H. C.- *Determinação de Coeficiente de Impacto em Pontes estaiadas sob a Ação de Cargas Móveis*, São Carlos, 1990, Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- FUJINO,Y.; PACHECO,B.M.; NAKAMURA,S. & WARNITCHAI,P. (1993) – *Synichronization of Human Walking Observed During Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge* – Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22(9), pp. 741-758.
- FUSCO,P. & ALMEIDA, P.O. (1997) – *Considerações sobre as modificações da estrutura do Estádio Cícero Pompeu de Toledo – Morumbi* – VOL. 2. pgs. 597-605 in XXVIII Jornadas Sulamericanas em Engenharia Estrutural-São Carlos
- FUSCO,P. & ALMEIDA, P.O. (1997) – *Ensaios de vibrações livres na estrutura do Estádio Cícero Pompeu de Toledo – Morumbi* – VOL. 2. pgs. 835-843 in XXVIII Jornadas Sulamericanas em Engenharia Estrutural-São Carlos
- GALAZ,V.A.P. (1979) *Manual de Madeira Laminada* – Departamento de Construcciones em Madera – Instituto Forestal - Chile
- GIMSING, N. J. – *Cable Supported Bridges*, 1 ed., New York, John Wiley & Sons, 1983

- GRUNDMANN,H.; KREUZINGER,H. & SCHNEIDER,M. (1993) – *Schwingungsuntersuchungen Für Fussgängerbrücken (Dynamic Calculation of Footbridges)* – Bauingenieur,68(5), pgs. 215-225
- GUSTAFSSON,M (1993). *Two Timber Footbridges* - Journal of the International Association of Bridge and Structural Engineering, IABSE. V2-1993, pgs 75-76-1993
- HARTLEY,M.J.; PAVIC,A. & WALDRON,P. (1999) – *Investigation of pedestrian walking loads on a cable stayed footbridge using modal testing and F.E. model updating* – XVII Proceedings of IMAC- pgs.1076-1082
- HENRIKSEN,K. (1997) *Guidelines for Wood Protection by Design and Chemical Wood Protection of Timber Bridges*. Nordic Timber Bridge Project – Stockholm - Sweden
- HIRSCH,G. & BACHMANN,H. (1991) *Dynamics effects from wind*– Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 205-230
- HIRSCH,G. & BACHMANN,H. (1991) *Wind induced vibrations* – Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 79-120
- KERR,S.C. & BISHOP,N.W.M. (2001). *Human Induced Loading on Flexible Staircases* - Engineering Structures, V23, pgs 37-45, 2001
- KROPF,F (2000) – *Durabilidade e Detalhes de Projeto – o resultado de 15 anos de contínua implementação* – Revista Madeira-Arquitetura e Engenharia –ano 1- N.01 – p. 3-7 - 2000
- LEONHARDT,F.; ZELLNER,W. – *Past, Present and Future of Cable-Stayed Bridges*- in Seminar Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Future- Yokohama – 1991- Elsevier- Science Publishers -Amsterdam-1992- p. 1-34
- MAEDA,K. et all – *The Design and Construction of the Yokohama Bay Bridge*- in Seminar Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Future- Yokohama – 1991- Elsevier- Science Publishers -Amsterdam-1992- p. 377-396
- MAHREHOLTZ,O. & BACHMANN,H. (1991) *Damping* – Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 169-180

- MIYATA, T. – *Design Considerations for Wind Effects on Long Span Cable-Stayed Bridges*-in Seminar Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Future- Yokohama – 1991- Elsevier- Science Publishers -Amsterdam-1992- p. 235-256
- MORSE,M.G. & HUSTON,D. (1994). *Modal Identification of Cable Stayed Pedestrian Bridge* Journal of Structural Engineering, ASCE. V119, N011, pgs 3384-3404, 1994.
- MURRAY,T.M. (1983) *Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations* - Engineering Journal- AISC, 4(4), pgs. 117-129
- NAEIM,F. (1991) *Design Practice to Prevent Floor Vibrations* – Structural Steel Educational Council- EUA
- NASCIMENTO,M.L.; (1993). *Sistemas Estruturais e Construtivos de Pontes de Madeira- Ênfase nas Pontes Laminadas Protendidas Com Madeiras de Dicotiledôneas*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NATTERER,J. – *Tendencies in Bridge Construction* – in Fifth Conference on Timber Engineering – Montreux, Switzerland- 1998
- OKIMOTO, F.S & CALIL,C.(1998). *Pontes Laminadas Protendidas-Conceitos*. In VI Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira. (VI EBRAMEM). Vol. 2,pgs.313-324., Florianópolis, Julho de 1998.
- OKIMOTO, F.S & CALIL,C.(1998). *Pontes Laminadas Protendidas-Critérios de Dimensionamento*. In VI Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira. (VI EBRAMEM). Vol. 2,pgs.301-312., Florianópolis, Julho de 1998.
- OKIMOTO, F.S (1997). *Pontes Protendidas de Madeira: Parâmetros de Projeto*. São Carlos, 1997. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OKIMOTO, F.S (2000). *Análise da Perda de Protensão em Pontes Protendidas de Madeira*:. São Carlos, 2000. 111p. Monografia Exame de Qualificação Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PAVIC,A; HARTLEY,M.J. & WALDRON,P. (1999) – *Investigation of Pedestrian Walking Loads on a Cable Stayed Footbridgeusing Modal Testing and F.E. Model Updating* – in XVII Proceedings from IMAC –
- PERNICA,G. (1990) – *Dynamic Load Factors for Pedestrian Movemensts and*

- Rhythmic Exercises* – Canadian Accoustics, 18(2)- pgs.3-18
- PFEIL,M; TEIXIERA,A.M. & BATTISTA,R. (2000) *Passarelas estaiadas sob ação dinâmica de Pessoas em Movimento* – XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural –Punta Del Leste- Uruguay-2000
- PIGOZZO,J.; PLETZ,E & LAHR,F.R. (2000) – *Aspectos da Classificação Mecânica de Peças Estruturais de Madeira*– artigo 193 in VII Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira- EBRAMEM-SãoCarlos -2000
- PIMENTEL,R. (1997). *Vibrational Performance of Pedestrian Bridges due to Human-Induced Loads*. Sheffield, 1997. 244p. Tese (Doutorado) – University of Sheffield - England
- PLETZ,E (2001). *Passarela Estaiada de Madeira Laminada Protendida com Módulos Curvos* – Monografia para exame de Qualificação ao Doutorado, São Carlos, SP
- PLETZ,E. & LAHR,F.A.R. (2000). *Comparative Analysis of Timber Cable-Stayed Bridges with Timber Suspension Bridges* 1º Congresso Ibero Americano de Investigacion y Desarrollo en Productos Forestales- artigo 107- Bio-Bio.Chile.- 2000.
- PLETZ,E. & LAHR,F.A.R. (2001). *Estados Limites de Utilização de Passarelas Biapoiadas de Madeira Laminada Protendida sujeitas a Vibrações induzidas por pedestres* - XXX Jornadas Sulamericanas de Estruturas – Brasília –
- PLETZ,E.,LAHR,F.A.R. e PIGOZZO,J.C. (2001). *Análise da Variabilidade da Rigidez à Flexão nas Placas de Madeira Laminada Protendida*, XXX Jornadas Sulamericanas de Estruturas – Brasília –
- PONNUSWAMY,S. (1986) *Bridge Engineering* – New Delhi – India- – Mc Graw Hill – London - 1988
- POUSETTE,A. (1997) *Wearing Surface for Timber Bridges*. Nordic Timber Bridge Project – Stockholm - Sweden
- PRATA, D.G. (1995). *Pontes Protendidas de Madeira*. São Carlos, 1995. 311p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PRETLOVE,A.J. & RAINER,H. (1991) *Human response to Vibrations* – Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 231-235
- PRETLOVE,A.J.;RAINER,H. & BACHMANN,H. (1991) *Vibrations Induced by People on Pedestrian Bridges* – Bulletin d'information CEB - N.209 pgs. 2-10 -

- QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1996). *Parameters affecting Stress Losses in Stress Laminated Timber Bridge Deck* -..International Wood Engineering Conference, New Orleans, EUA,. Volume 2, pgs 376-381- 1996.
- RAINER,J.H.; PERNICA,G. & ALLEN,D.E. (1988). *Dynamics Loading and Response of Footbridges*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V15, N01, pgs 66-71, 1988.
- RIERA,J.D. & TAMAGNA,A. (1991) Sobre o efeito dinâmico de cargas produzidas por grupos de pessoas em movimento- Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural- Porto Alegre-1991
- RITTER, M.A. & LEE,P.H. (1996). *Recommended Construction Practices for Stress Laminated Wood Bridges Decks*. International Wood Engineering Conference, New Orleans, EUA,. Volume 1, pgs 237-244- 1996.
- RITTER, M.A. (1992). *Timber Bridges - Design, Construction, Inspection, and Maintenance, Chapter 9: Design of Longitudinal Stress-Laminated Deck Superstructures*. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM-7700-8. Madison, Wisconsin. Agosto 1992.
- RITTER, M.A. et al(1995). *Field Performance of Stress Laminated Timber Bridges on Low Volume Roads*. Proceedings of the 6th International Conference on Low Volume Roads, Minneapolis,EUA,Volume 2, pgs 347-357. 1995.
- SANCHEZ, Miguel Aquiles Espírito – *Cálculo Estático de Pontes Estaiadas*, São Carlos, 1996- Exame de Qualificação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- SMITH,J.W. (1988) *Vibration of Structures – Applications in Civil Engineering Design* – U.K. – Chapman and Hall – London - 1988
- SOUSA, José Luiz Antunes de Oliveira e – *Contribuição ao Estudo das Pontes Estaiadas*, São Paulo, 1984 – Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo
- SOUTHERN PINE INSPECTION BUREAU (2001). *Procedures for Mechanically Graded Lumber* – Pensacola, Florida, Estados Unidos
- TAYLOR, R.; RITTER, M.A. (1990). *Development of Longer Span Wood Bridges*. Proceedings of the 3th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Toronto, Canada. Volume 2, pgs 391-402. 1990.

**TROITSKY, M. S.(1988) - *Cable-Stayed Bridges*, 2 ed., Oxford, BSP
Professional Books.**

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. (1996). Serviço de Biblioteca. *Diretrizes
para Elaboração de Dissertações e Teses na EESC-USP*. 2.ed. São Carlos.**

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

WALTHERS,R.; HOURIET,B.; ISLER,W. &MOIA,P. (1988)– *Cable Stayed Bridges* – Ed. Thomas Telford – London – U.K.

WARDLAW, R.L. – *Cable Supported Bridges under Wind Action*- in Seminar Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Future- Yokohama – 1991- Elsevier- Science Publishers -Amsterdam-1992- p. 213-234

WILSON,J.C. & GRAVELLE,W. (1991). *Modelling of a Cable Stayed Bridge for Dynamic Analysis* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V20, pgs 707-721, 1991.

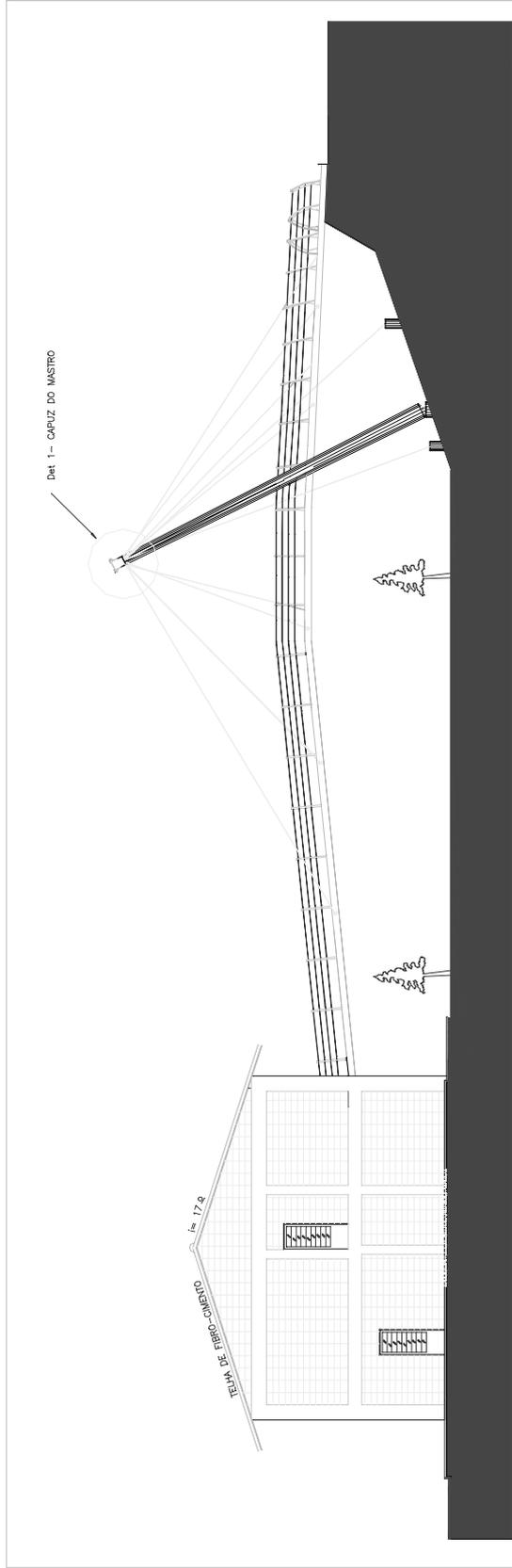
WIPF, T.J.; RITTER, M.A. & WOOD,D.L. (1999). *Dynamic Evaluation and Testing of Timber Highway Bridges*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Rotorua, New Zealand. pgs 333-340-. Março 1999.

WYATT, T. – *The Dynamic Behaviour of Cable-Stayed Bridges: Fundamentals and Parametric Studies*- in Seminar Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Future- Yokohama – 1991- Elsevier- Science Publishers -Amsterdam-1992- p. 151-170

ZHU, L.D. ,XIANG,H.F. & XU,Y.L. (2000). *Triple-girder model for Modal Analysis of Cable-stayed Bridges with warping effect*. Engineering Structures, V22, pgs 1313-1323, 2000.

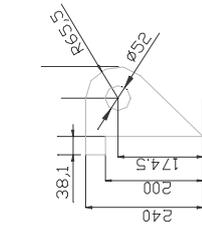
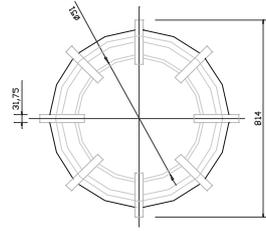
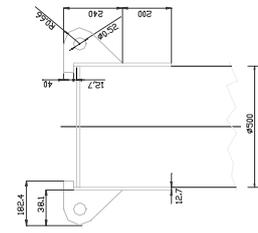
APÊNDICE 1

Projeto Estrutural da Passarela

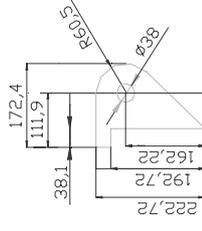


Elevação

Esc:1/150



PRONTA



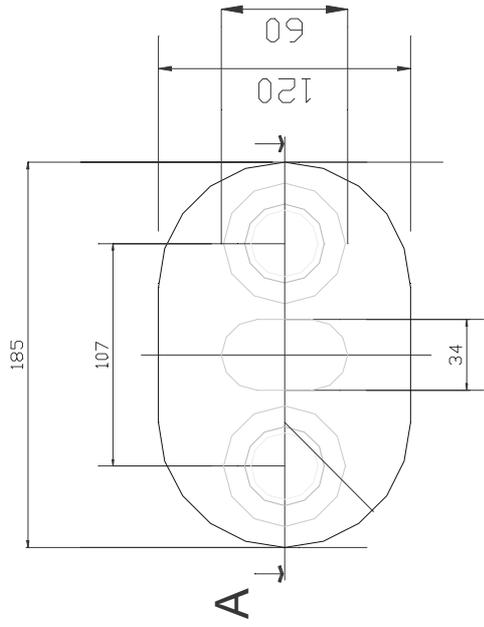
OXICORTE

Det 1-Seção do Capuz

Esc:1/20

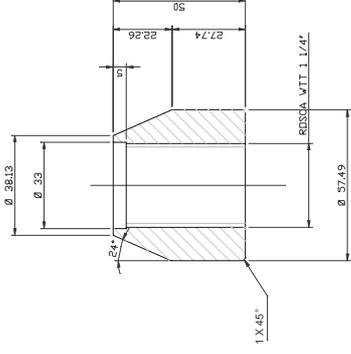
Vista do Capuz

Esc:1/20 do Mastro



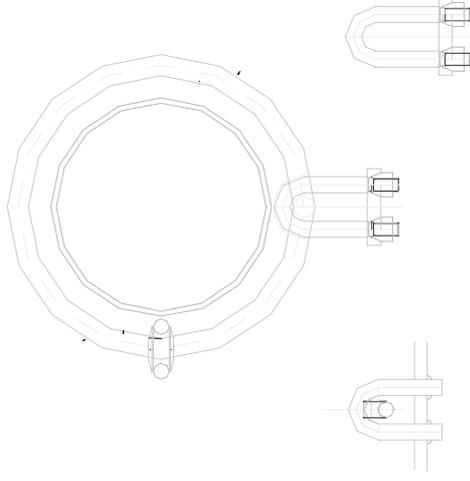
Det.3- Olhal

Esc:1/25



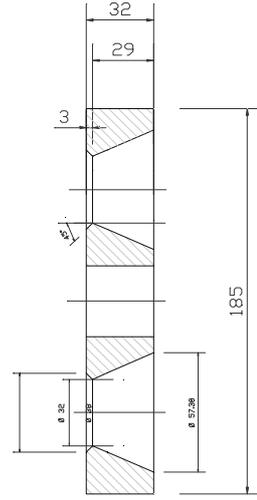
Det.4- Porca do Olhal

Esc:1/20



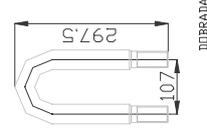
Det.6- Encaixe do Olhal

Esc:1/20 no capuz do mastro



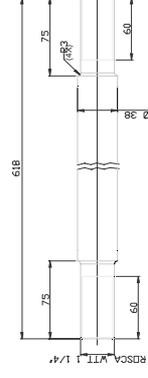
Corte AA

Esc:1/25

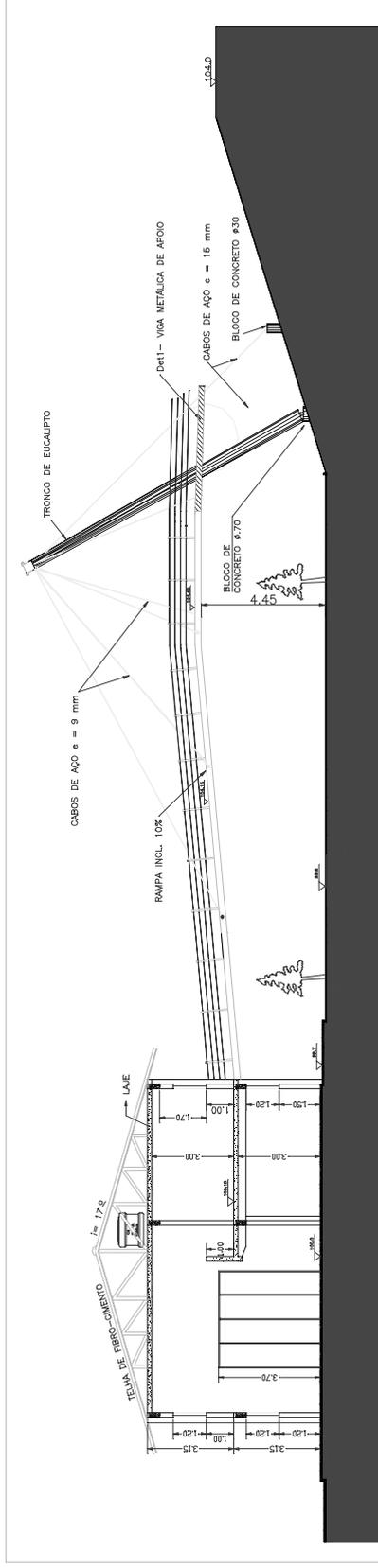


Det.5- Suporte Olhal

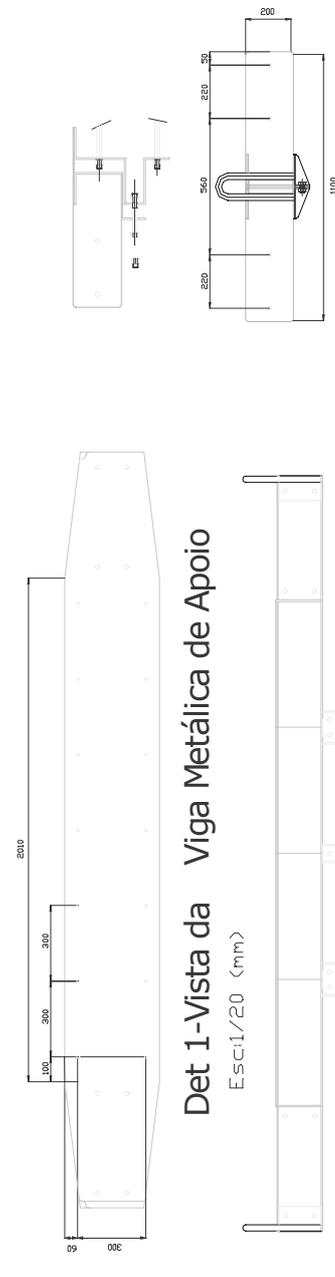
Esc:1/10



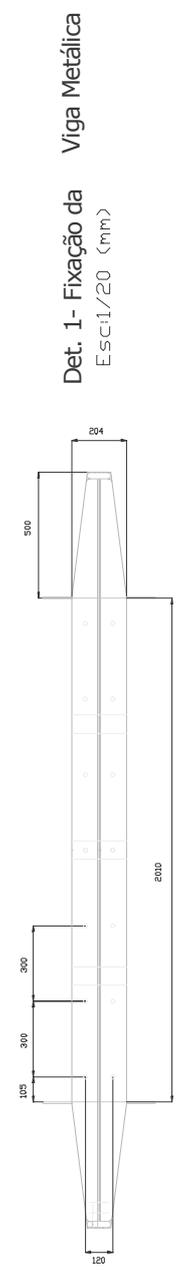
DESENVOLVIMENTO



Corte BB
Esc:1/150



Det 1-Vista da Viga Metálica de Apoio
Esc:1/20 (mm)



Seção da Viga Metálica de Apoio
Esc:1/20 (mm)

Det. 1- Fixação da Viga Metálica
Esc:1/20 (mm)

APÊNDICE 2

**Módulo de Elasticidade das
Lâminas de *Pinus Taeda* e seus
Gráficos de Probabilidade e Histogramas**

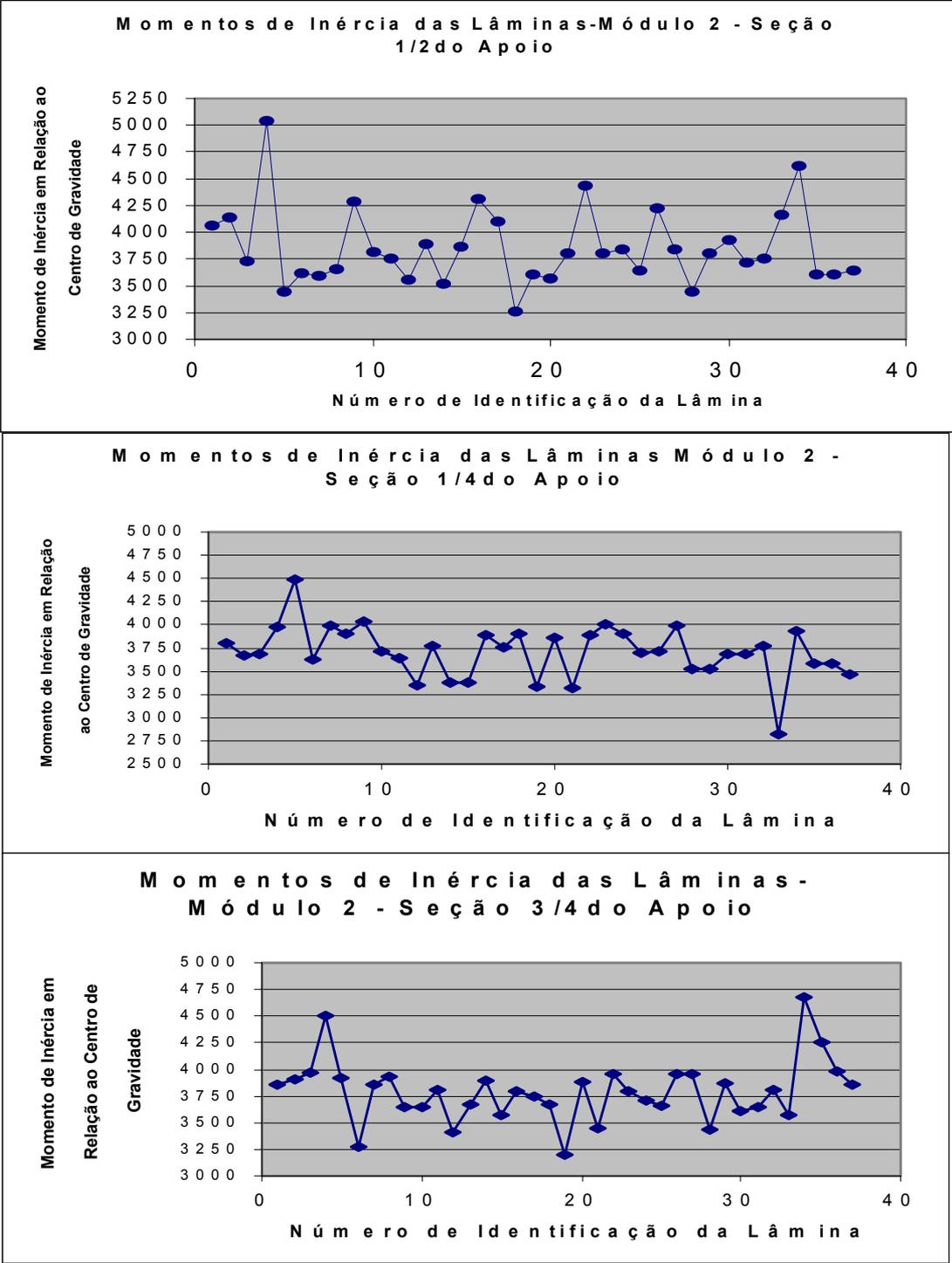


FIGURA 1 - Gráfico da Variação dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 2 , em 3 Seções, em relação às respectivas Linhas Neutras

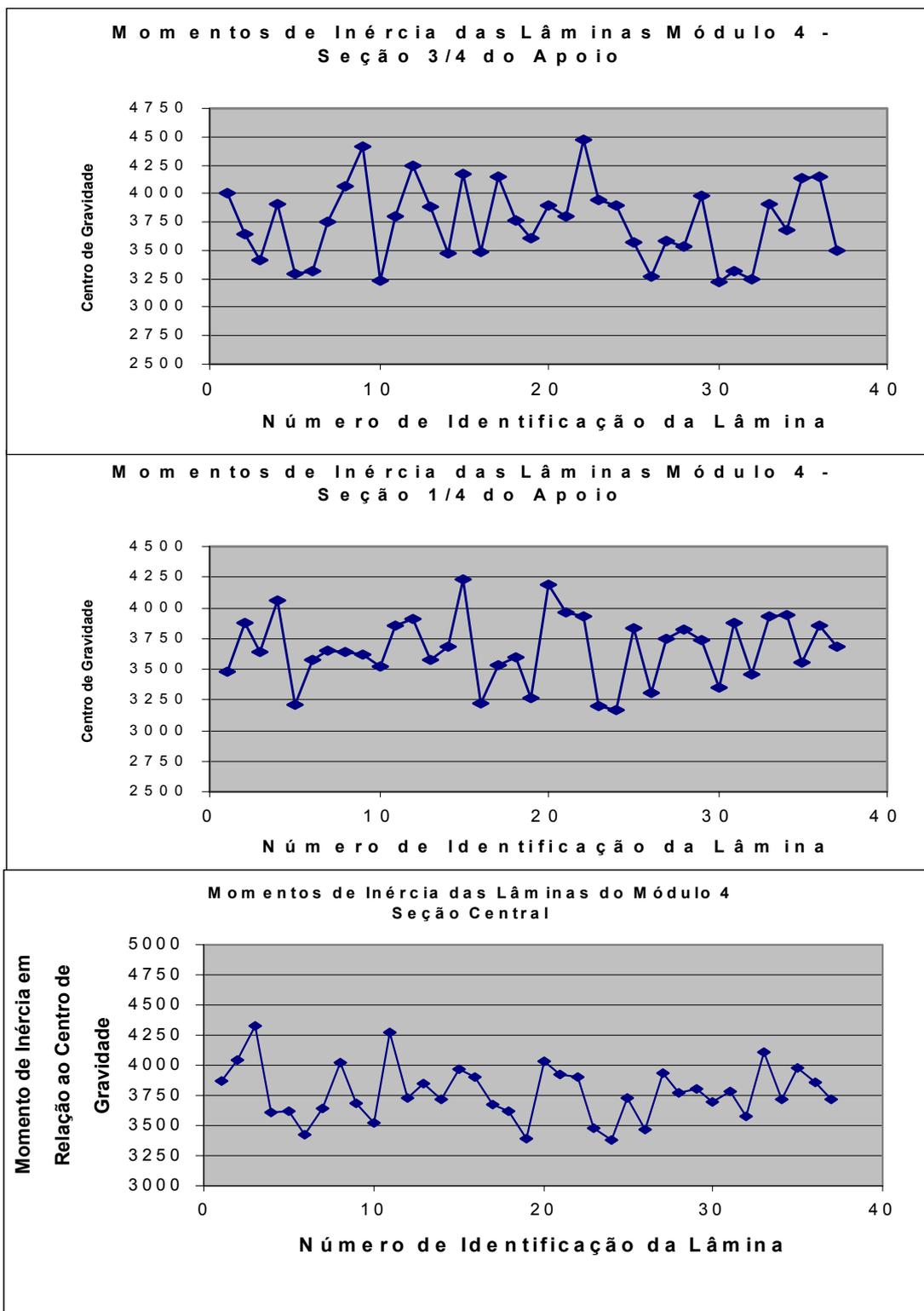
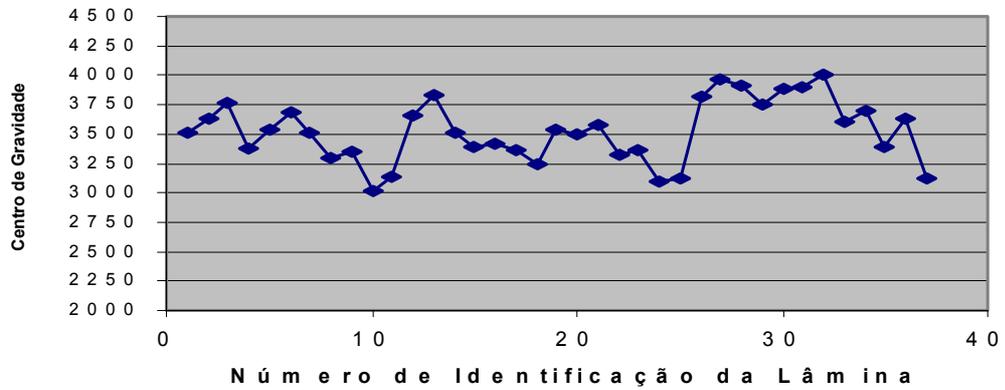
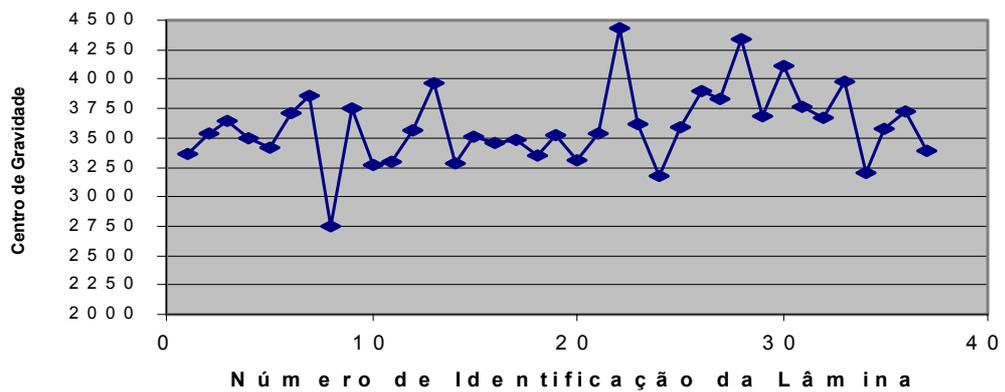


FIGURA 2 - Gráfico da Variação dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 4 , em 3 Seções, em relação às respectivas Linhas Neutras

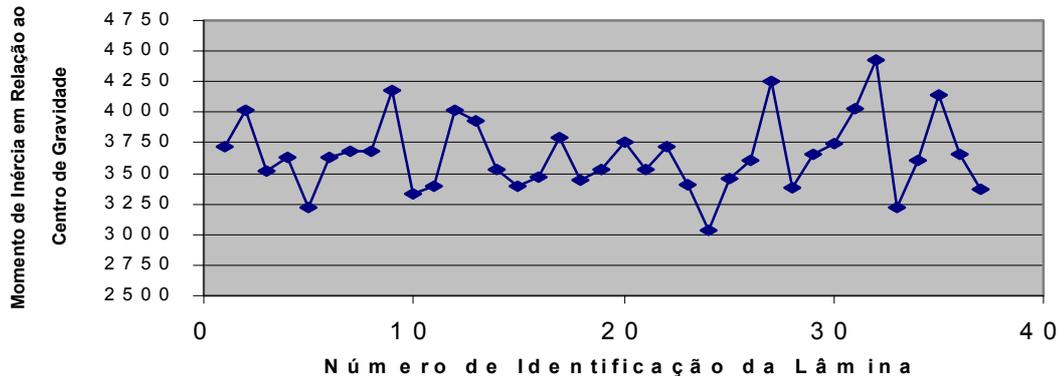
**M o m e n t o s d e I n é r c i a d a s L â m i n a s M ó d u l o 3 -
S e ç ã o 1 / 4 d o A p o i o**



**M o m e n t o s d e I n é r c i a d a s L â m i n a s M ó d u l o 3 -
S e ç ã o 1 / 2 d o A p o i o**



**M o m e n t o s d e I n é r c i a d a s L â m i n a s M ó d u l o 3 - S e ç ã o
3 / 4 d o A p o i o**



URA 3 - Gráfico da Variação dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 3 , em 3 Seções, em relação às respectivas Linhas Neutras

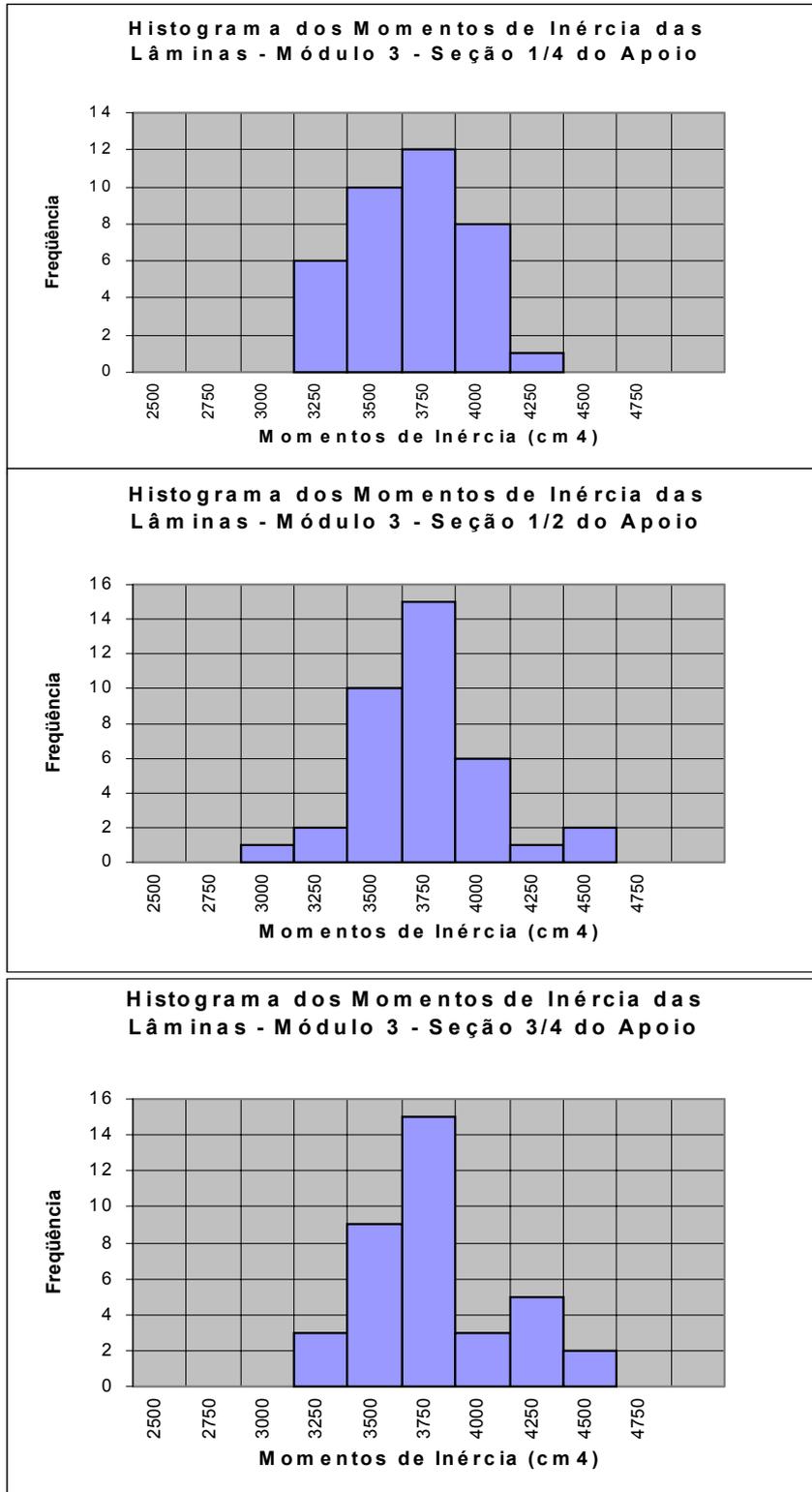


FIGURA 4 - Histograma dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 3 em 3 Seções Transversais

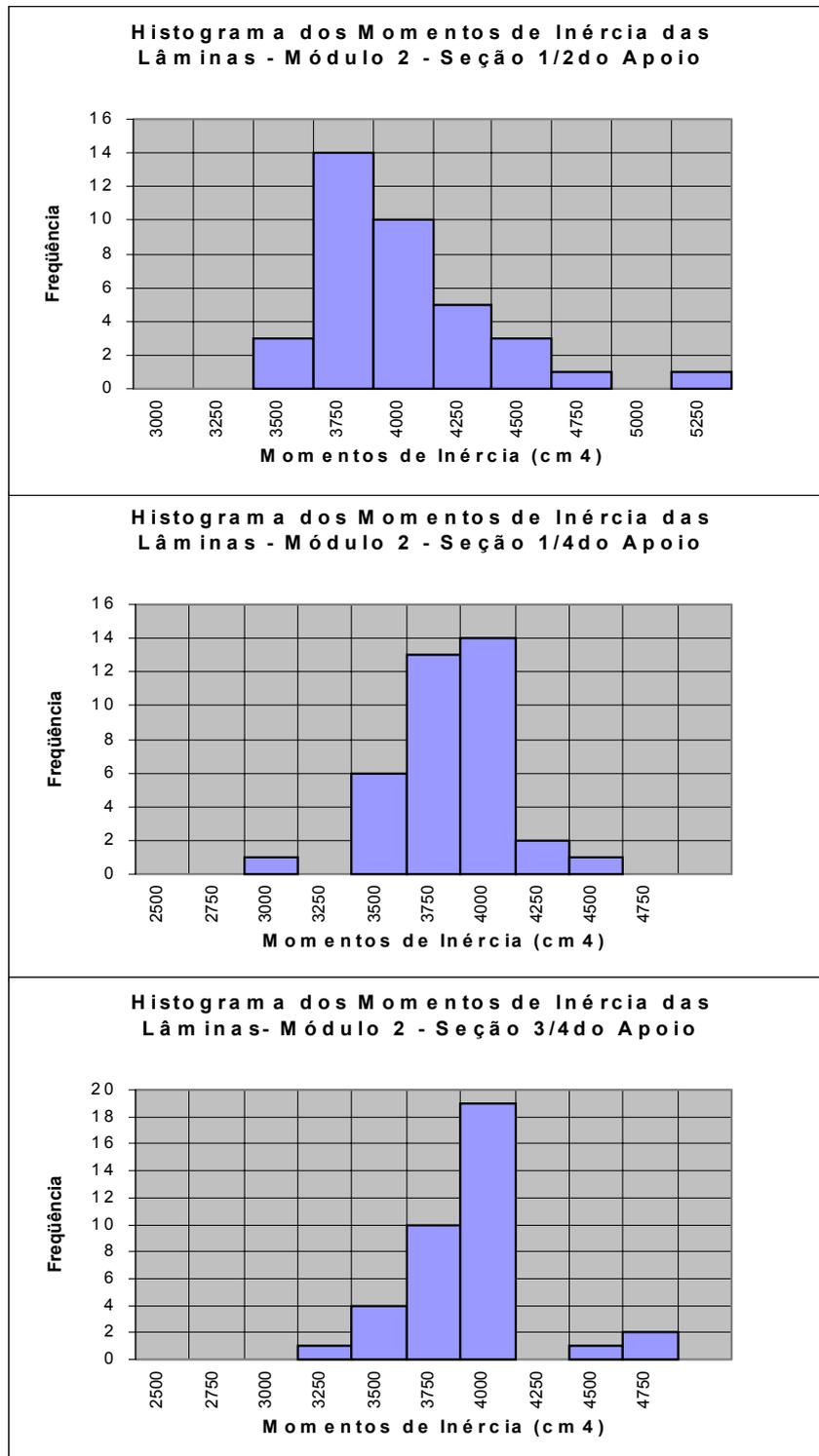


FIGURA 4 - Histograma dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 2 em 3 Seções Transversais

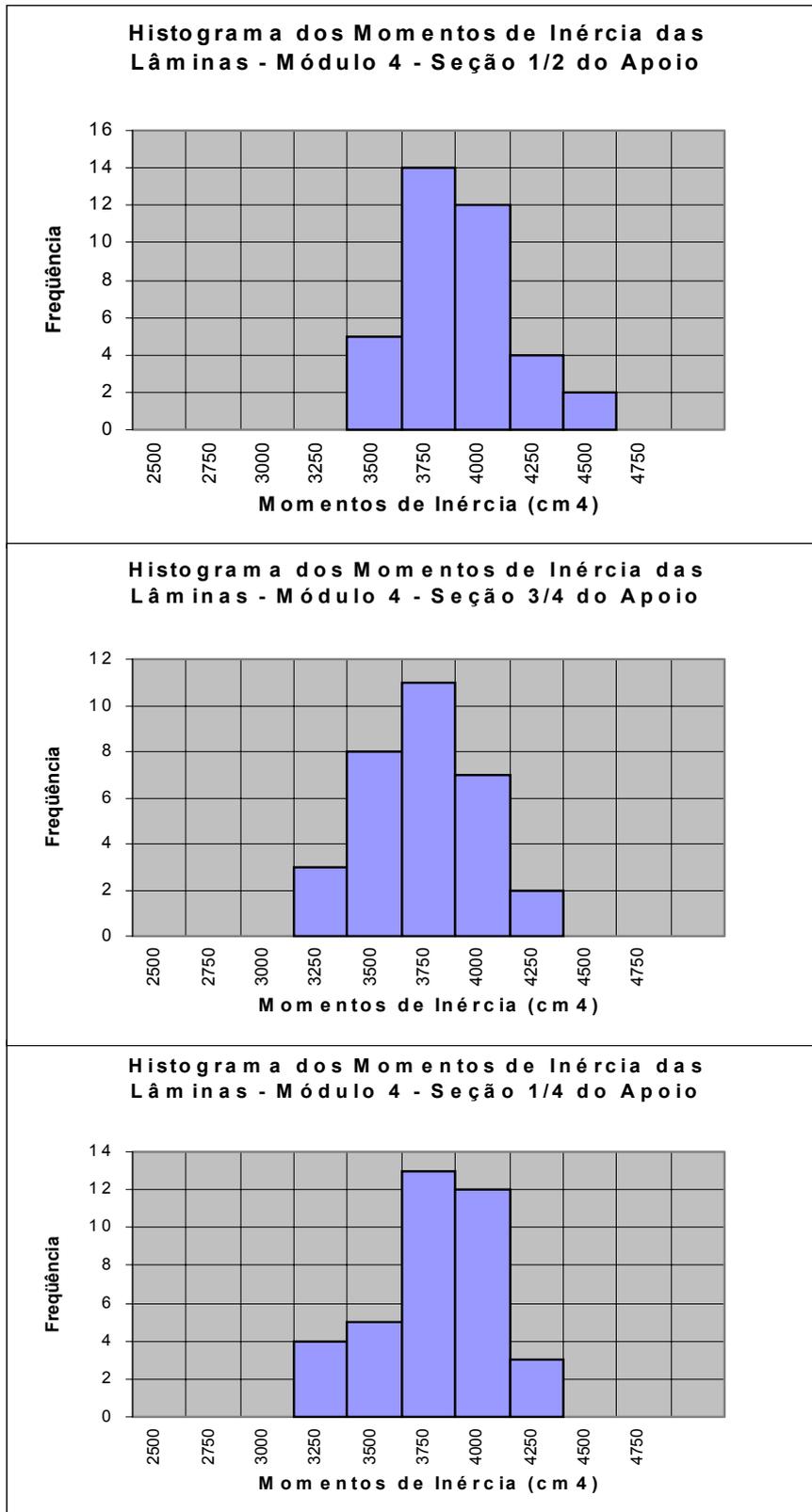


FIGURA 4 - Histograma dos Momentos de Inércia das Lâminas da Placa do Módulo 4 em 3 Seções Transversais

APÊNDICE 3

**Esforços Normais nos Estais e
Cabos de Sustentação, Reações de Apoio
para Passarela solicitada por
Carregamento Uniformemente Distribuído**

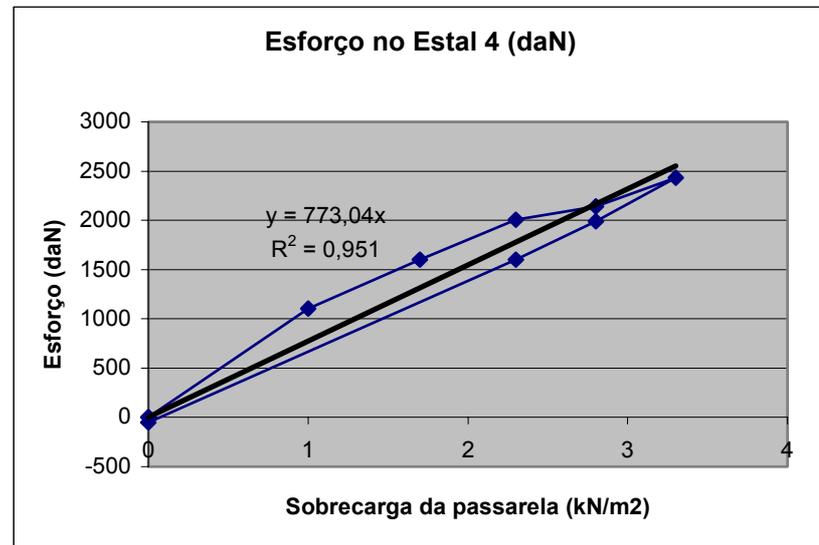
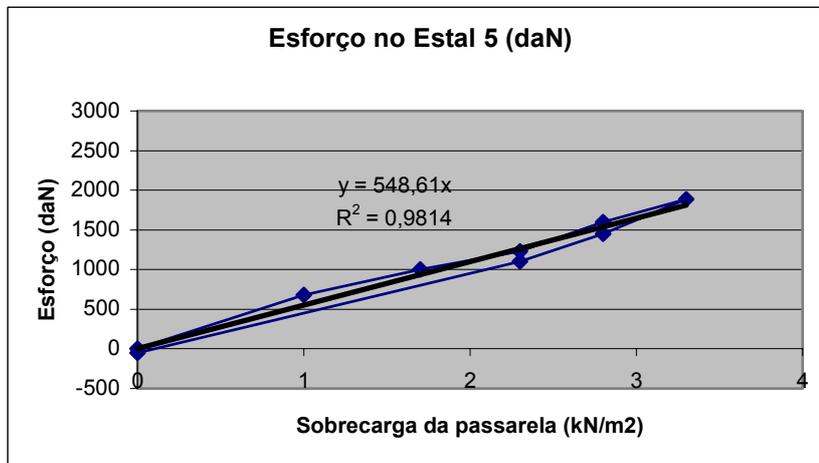
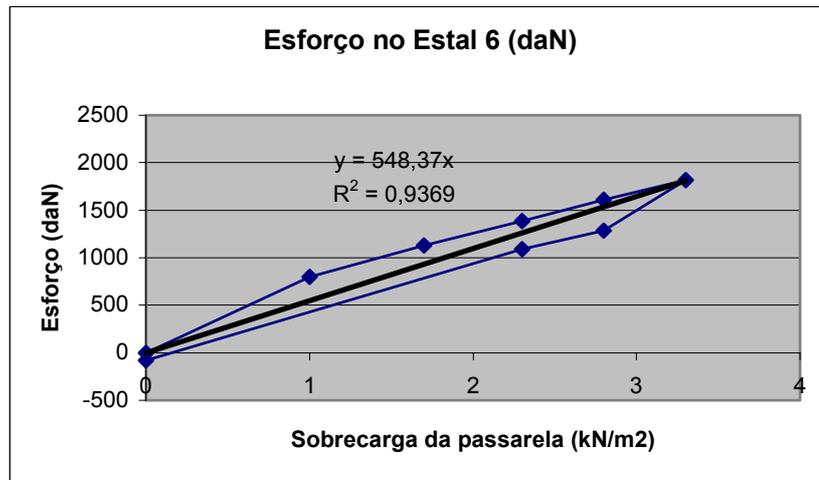


FIGURA 1 – Esforços Solicitantes Internos nos Estais 4 a 6

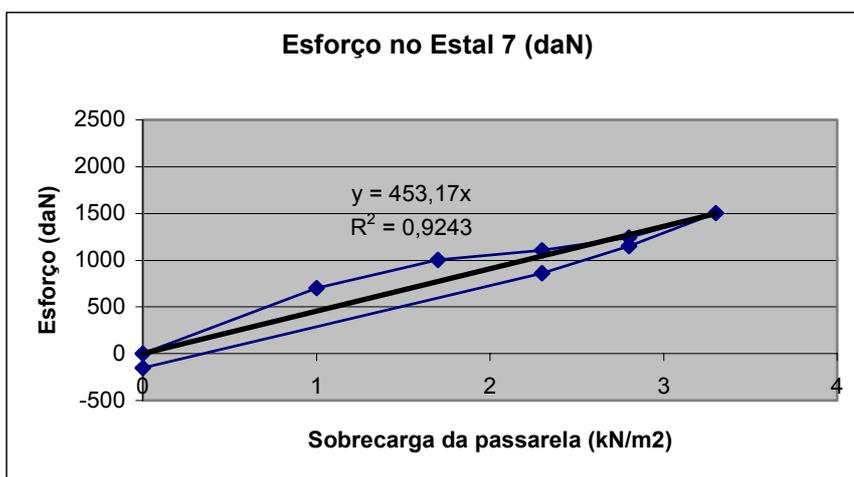
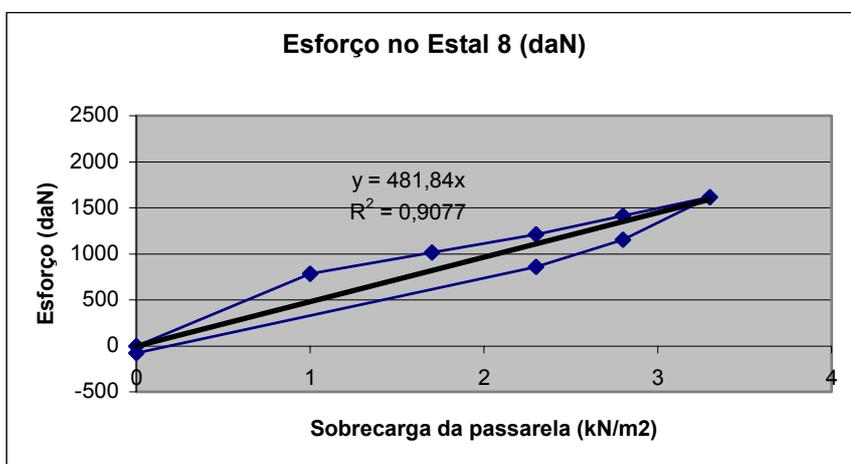
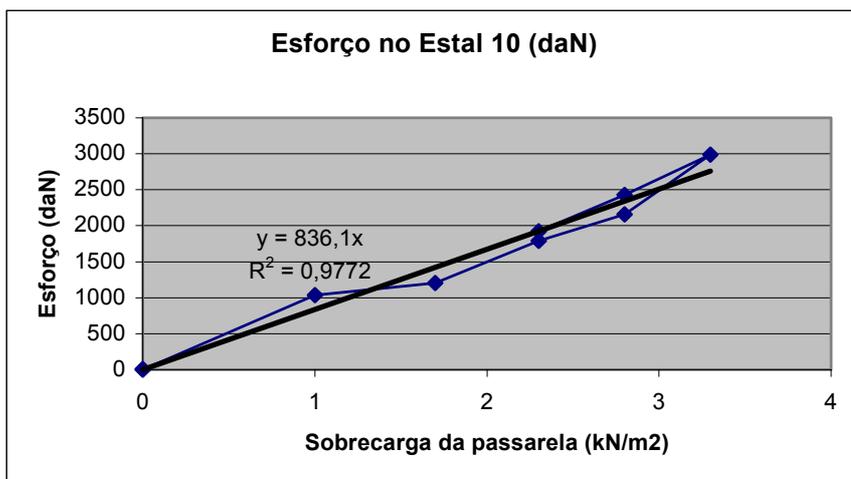


FIGURA 2 - Esforços Solicitantes Internos nos Estais 7,8 e 10

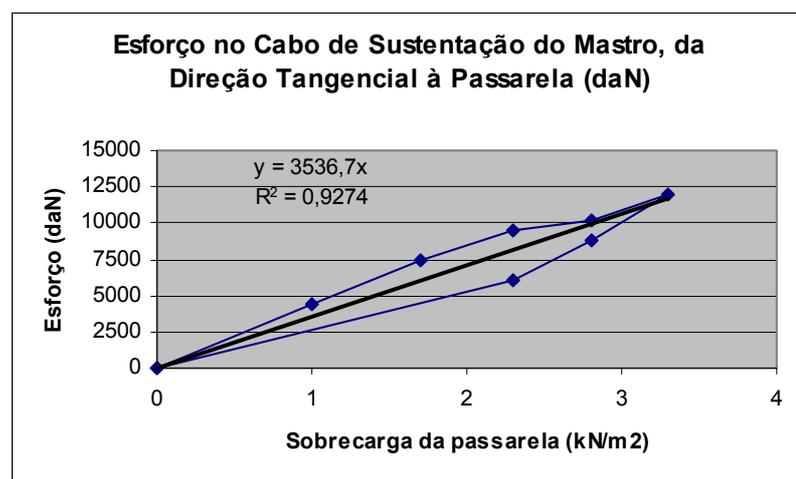
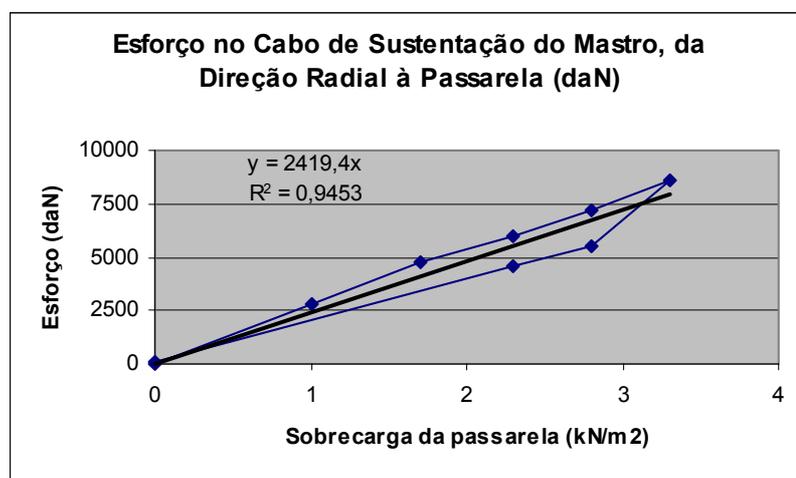
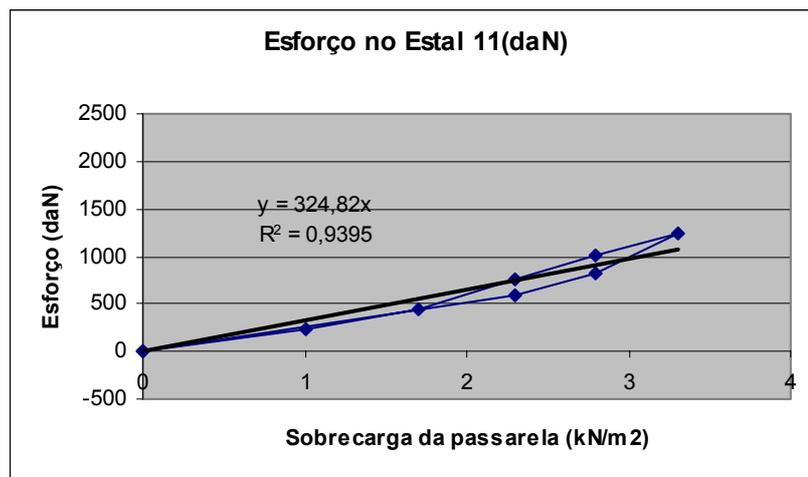


FIGURA 3 - Esforço Solicitante Interno no Estal 11 e Cabos de Sustentação do Mastro

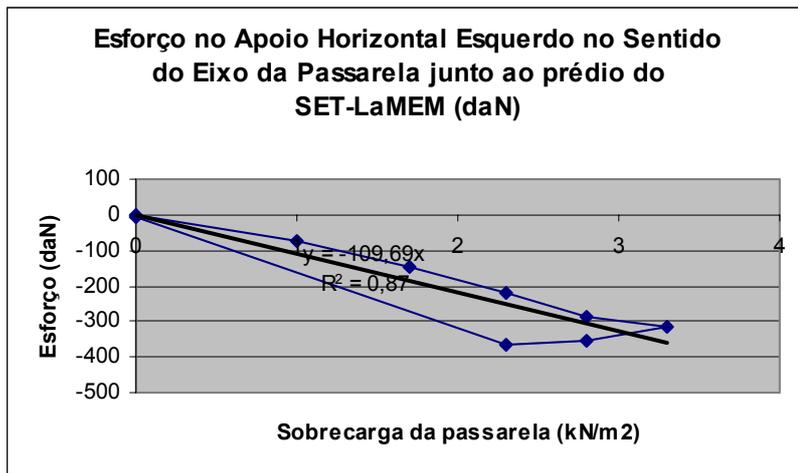
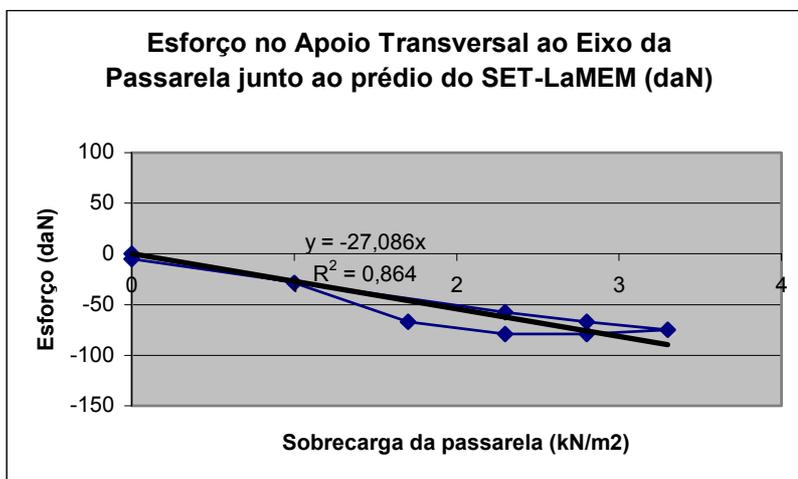
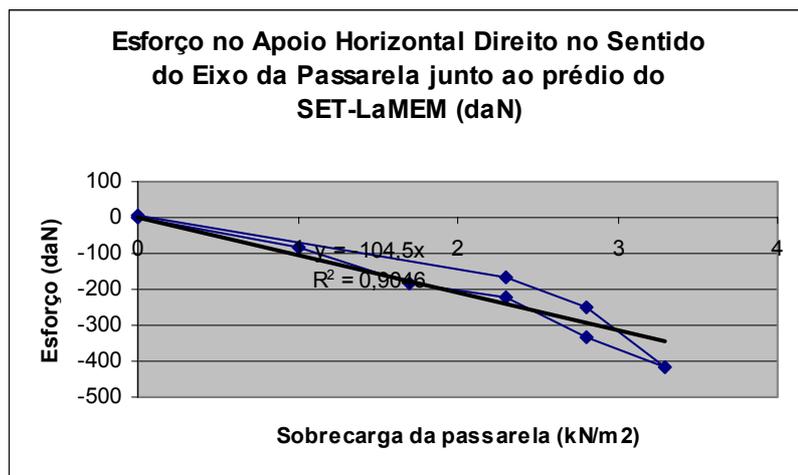


FIGURA 4 - Reações dos Apoios junto ao prédio do SET-LaMEM