

**SISTEMAS ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVOS DE PONTES  
DE MADEIRA - ÊNFASE EM PONTES LAMINADAS PROTENDIDAS**

**AUTOR: MARCIO LIMA DO NASCIMENTO**

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Francisco Antonio Rocco Lahr**

**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

SISTEMAS ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVOS DE PONTES  
DE MADEIRA - ÊNFASE EM PONTES LAMINADAS PROTENDIDAS

MÁRCIO LIMA DO NASCIMENTO

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

SÃO CARLOS, AGOSTO DE 1993

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Aos meus pais  
Matias e Miraci

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Francisco Antonio Rocco Lahr pela orientação, amizade e incentivo durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Dr. Carlito Calil Júnior pela grande colaboração e amizade prestadas ao longo deste período e aos demais professores do Departamento de Estruturas que de alguma forma contribuíram nesta jornada.

Aos funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira que, sem exceção, contribuíram de diversas maneiras para a conclusão do trabalho. Ao pessoal das bibliotecas da EESC.

Aos colegas e amigos da pós-graduação pelos bons momentos vividos e informações trocadas.

Ao professor Almir de Morisson Faria por ter me ajudado a encontrar o caminho de São Carlos.

À CAPES pelo apoio financeiro concedido.

## RESUMO

Neste trabalho são apresentados alguns aspectos relacionados aos sistemas estruturais e construtivos de pontes de madeira. Inicialmente foi delineado um panorama das pesquisas e construções mais recentes desenvolvidas no Brasil e no exterior. Em seguida foram enfatizados dois sistemas estruturais específicos: as pontes de tabuleiro longitudinal laminado protendido, indicado para pequenos vãos, e o sistema pênsil, implementado a partir de vãos médios.

Acerca das pontes de madeira protendidas, foi realizada análise teórico-experimental do comportamento da estrutura, com a experimentação de um modelo construído com peças de madeira de dicotiledôneas e a simulação numérica da teoria de placa ortotrópica.

Sobre o sistema pênsil, são traçadas considerações a respeito da utilização da madeira na superestrutura de pontes pênsis em geral, e particularizando finalmente para o caso de uma passarela construída com um vão de 75 metros, sobre o rio Piracicaba, São Paulo.

## SUMÁRIO

<b>CAP. 1 - INTRODUÇÃO</b>	01
<b>CAP. 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	06
2.1. Introdução	06
2.2. Tipos de Pontes de Madeira	10
2.3. A Madeira como Material na Construção de Pontes	15
2.4. Aspectos da Utilização de Madeira Laminada na Construção de Pontes	17
2.5. Pontes de Madeira no Brasil	23
2.6. Pontes Pênseis	25
2.6.1. Resenha Histórica	26
2.6.1.1. A Origem das Pontes Pênseis	26
2.6.1.2. Desenvolvimento da Teoria de Pontes Pênseis	26
2.6.1.3. Pontes Pênseis no Exterior	28
2.6.1.4. Pontes Pênseis no Brasil	30
2.6.2. Instabilidade Aerodinâmica de Pontes Pênseis	30
2.7. Degradação e preservação da Madeira em Pontes	33
2.8. Manutenção de Pontes de Madeira	34
2.9. Conclusões Preliminares	35
<b>CAP. 3 - PONTES DE MADEIRA PARA VÃOS MÉDIOS - UM EXEMPLO</b>	38
3.1. Introdução	38
3.2. Projeto - Apresentação dos Resultados	40
3.2.1. Dados Geométricos	40
3.2.2. Carregamentos Atuantes na Treliça de Rigidez	43
3.2.3. Esforços nos Cabos de Suspensão	44
3.2.4. Esforço Vertical na Torre	44
3.2.5. Esforços nos Pendurais	44
3.2.6. Esforços na Viga de Rigidez Calculados pela Teoria Elástica	44
3.2.7. Deslocamentos Verticais da Viga de Rigidez	53
3.2.8. Deslocamento Vertical da Viga de Rigidez Provocado pelo Alongamento do Cabo	54
3.2.9. Esforços e Sistemas Secundários	54

3.2.10. Detalhes de Projeto	58
3.3. Processo de Montagem da Passarela	64
3.3.1. Definição das etapas construtivas	64
3.3.2. Tratamento preservativo da madeira	65
3.3.3. Vigas de Rigidez	67
3.3.4. Tabuleiro da Passarela	68
3.3.5. Guarda-Corpo	68
3.3.6. Prova de Carga	68
3.4. Considerações Adicionais	69
<b>CAP. 4 - ANÁLISE DE SISTEMAS DE PONTES DE MADEIRA PARA PEQUENOS VÃOS</b>	<b>71</b>
4.1. Generalidades	71
4.2. Tabuleiros Constituídos de Postes de Eucalipto Citriodora	72
4.3. Tabuleiros Constituídos de Peças de Madeira Serrada	74
4.4. Tabuleiros Longitudinais Laminados Protendidos	76
4.4.1. Fatores a serem Considerados nas Pontes Protendidas	77
4.4.2. Exemplos de Pontes de Madeira Protendida	82
4.4.3. Teoria de Placa Ortotrópica	86
4.4.4. Considerações sobre os Métodos de Análise de Placas Ortotrópicas	89
4.4.4.1. Cálculo de Parâmetros de Caracterização	94
4.4.4.2. Cálculo de Pontes de Tabuleiro Laminado Protendido	95
4.4.5. Ponte de Madeira Protendida	96
4.4.6. Modelo Analítico	97
4.4.7. Modelo da Ponte	99
4.4.8. Experimentação do Modelo	106
4.4.9. Conclusões	129
<b>CAP. 5 - CONCLUSÕES</b>	<b>133</b>
<b>CAP. 6 - SUGESTÕES PARA O PROSSEGUIMENTO DO TRABALHO</b>	<b>136</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>138</b>
<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA</b>	<b>142</b>
<b>ANEXOS 1 2 e 3</b>	

O Brasil tem experimentado, nas últimas décadas, um significativo processo de crescimento, seja a nível populacional, seja a nível econômico. Entretanto, não tem sido possível alcançar o equilíbrio entre o crescimento e a adequada distribuição de riquezas entre os diferentes setores da população. Assim sendo, o Brasil ainda é considerado, no contexto internacional, um país em desenvolvimento.

Transformar esta situação é uma tarefa que somente será conseguida através de um longo trabalho, onde aspectos políticos, econômicos, sociais e tecnológicos, sejam amplamente discutidos e um plano de ação coerente seja implementado. Nesta ação deverão se engajar todos os segmentos da sociedade brasileira.

No que diz respeito ao aspecto tecnológico, embora óbvio, deve ser registrado que um país não alcançará o desenvolvimento equilibrado sem a adequada integração entre todas as suas regiões. Esta integração passa pela construção da indispensável infraestrutura urbana, bem como de uma rede de vias de transporte, suficiente para a expansão dos fluxos de produtos e serviços. Em qualquer das duas situações comentadas, não se conseguirá a desejada integração sem que se estabeleça um programa compatível de projeto, construção e manutenção de pontes, viadutos e passarelas.

O título deste trabalho, a princípio, sugere uma abrangência muito grande e, por isso, devem ser esclarecidas algumas considerações sobre a metodologia de abordagem do assunto.

Optou-se por iniciar de fato o trabalho com um capítulo específico de revisão bibliográfica, no caso o capítulo 2, por motivos muito simples. Em se tratando de pontes de madeira, é imprescindível que se trace um panorama das pesquisas e construções mais recentes desenvolvidas nos países desenvolvidos e em desenvolvimento. Em primeiro lugar, para desmistificar a falsa idéia do senso comum de que pontes de madeira são estruturas mal acabadas e provisórias. Segundo, para aglutinar sinteticamente as

pesquisas mais significativas e atualizadas de interesse para a implementação imediata e principalmente a citação das fontes bibliográficas, que podem oferecer os subsídios necessários para projeto e construção, destas estruturas. Enfim, deve-se ressaltar o caráter de estado da arte deste capítulo.

No capítulo 3, de início são mostrados e comentados diversos aspectos relacionados à distribuição transversal de cargas em pontes, cujos conjuntos estruturais já estão implementados no país. Na continuação é enfatizado o sistema de pontes de tabuleiro longitudinal laminado protendido. A potencialidade do sistema suscitou o interesse de se desenvolver análise teórico-experimental do comportamento da estrutura. Isto ocorreu através da experimentação de um modelo construído com peças de madeira de dicotiledôneas, para ser verificada a adequação do sistema, já consagrado na América do Norte, com o emprego de madeiras de coníferas.

No capítulo 4 são abordadas algumas considerações acerca da utilização da madeira em sistemas de pontes sustentadas por cabos e os principais dados do projeto e processo de montagem de uma passarela pênsil construída sobre o rio Piracicaba, em Piracicaba, São Paulo.

Finalmente, no capítulo posterior, são registradas as conclusões relativas à utilização da madeira em pontes de pequenos e médios vãos. As sugestões para o prosseguimento do trabalho têm o objetivo de colocar o tema em aberto, já que ainda existem diversas questões a serem pesquisadas e dúvidas a dirimir.

Cabem ainda nesta introdução, de modo sucinto, algumas considerações acerca dos sistemas estruturais mais utilizados em pontes e as respectivas aplicações da madeira.

## SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES DE MADEIRA

### - Pontes em viga

Nas pontes de madeira, para este tipo de sistema, utilizam-se geralmente diversas vigas longitudinais (longarinas) sobre dois apoios, simplesmente apoiadas, suportando um tabuleiro

transversal ou longitudinal ( se forem utilizadas transversinas). A principal limitação, neste caso, é o vão, pois as longarinas em madeira serrada ou roliça geramente não ultrapassam 10 metros de comprimento. Para vãos superiores, com comprimentos em torno de 20 metros, por exemplo, pode-se construir a ponte em viga contínua, com pilares para apoios centrais. Neste caso, considera-se a sucessão de tramos isostáticos, em geral dois ou três tramos.

#### - Pontes em pórtico

Os pórticos, na construção de pontes, surgem pela ligação da viga longitudinal (trave do pórtico) com as paredes dos encontros ou com os pilares (montantes do pórtico). No caso da dificuldade de implantação dos pilares centrais da ponte, este esquema estrutural pode ser uma alternativa eficiente, deixando o vão livre em praticamente toda a extensão da ponte. Um exemplo deste sistema é o arranjo adotado nas pontes constituídas de postes de eucalipto citriodora em pórtico, com um tabuleiro transversal também constituído de madeira roliça.

#### - Pontes em viga treliçada

Uma outra alternativa para as pontes com vãos superiores a 10 metros é a utilização de vigas longitudinais treliçadas. Neste caso, deve ser garantida a eficiência das ligações nos nós da treliça.

Uma outra questão a ser considerada é a utilização do tabuleiro nos banzos superiores ou inferiores da treliça. Nas pontes com tabuleiro inferior, é necessária uma altura maior das vigas treliçadas e existe a limitação de se utilizar apenas duas vigas (caso de pista única). Nas pontes com tabuleiro superior, pode-se utilizar diversas treliças de alturas menores, além de proporcionar um arranjo do tabuleiro que garanta a transferência das cargas somente aos nós das treliças. Apesar disso, em situações nas quais há necessidade de se aproveitar uma altura livre maior entre a ponte e o nível d'água, a ponte treliçada com tabuleiro inferior tende a ser melhor alternativa.

Algumas pontes metálicas são construídas com um tramo

central com tabuleiro inferior e dois laterais com tabuleiro superior. Diversas pontes antigas de madeira foram construídas com tabuleiro inferior.

- Pontes em arco

O arco pode ser apresentado sob diversas formas. A nível de sistemas estruturais podemos ter:

- a) arcos triarticulados, isostáticos (figura 1.1). Algumas pontes construídas com madeira laminada colada foram implementadas com este sistema (com tabuleiro superior).
- b) arcos biarticulados, uma vez hiperestáticos.
- c) arcos biengastados.
- d) arco atirantado, com tabuleiro inferior. O tabuleiro é suspenso por meio de pendurais verticais. O conjunto todo se apóia como uma viga, por isso o empuxo do arco deve ser inteiramente absorvido pelo tirante. Neste caso, pode-se ter o arco e o tabuleiro em madeira e tirantes de aço, por exemplo.
- e) Um aperfeiçoamento do caso d é a treliça bowstring (arco treliçado). As diagonais e montantes da treliça diminuem o momento fletor do arco que, por isso, pode ser mais esbelto. Pontes rodoviárias e passarelas, que utilizam este sistema, apresentam uma estética muito agradável e vencem vãos consideráveis.

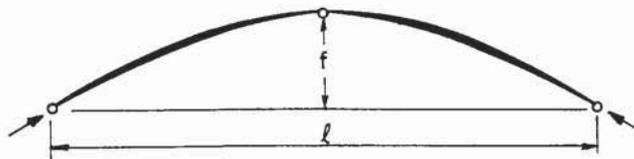


Figura 1.1.

- Pontes suportadas por cabos

Nas pontes suportadas por cabos de aço, pode-se destacar o sistema pênsil, o estaiado e o sistema misto estaiado-pênsil. Estas estruturas são compostas essencialmente de quatro elementos:

- a) Viga ou treliça de rigidez, com o tabuleiro;
- b) Sistema de cabos, que suportam a base rígida;
- c) Torre, suportando o sistema de cabos; e
- d) Bloco de ancoragem, suportando vertical ou horizontalmente os cabos.

Nestes sistemas, a maior parte da carga (cerca de 90 %) vai para os cabos e em seguida é transferida às torres e blocos de ancoragem. A viga ou treliça de rigidez e o tabuleiro podem ser construídos em estrutura de madeira. Esse arranjo pode proporcionar uma estrutura de grande porte com baixo custo.

## 2.1. INTRODUÇÃO

A madeira provavelmente tenha sido o primeiro material a ser utilizado na construção de pontes. Embora o concreto e o aço tenham substituído a mesma como na construção de pontes do século XX, a sua utilização em pontes de pequenos vãos continua bastante intensa nos países desenvolvidos. Segundo MATTHIESEN (1987), nos Estados Unidos existe a surpreendente soma de três mil quilômetros de pontes rodoviárias e dois mil e quatrocentos quilômetros de pontes ferroviárias de madeira.

A madeira é um recurso natural abundante e renovável e apresenta várias vantagens como material para a construção de pontes e passarelas de pedestres. As estruturas de pontes de madeira apresentam-se com uma aparência natural e estética agradável. Por causa da sua capacidade de absorção de energia, as pontes apresentam boas propriedades de amortecimento dinâmico. O baixo peso da madeira permite maior facilidade de fabricação e construção, pois equipamentos menores são requeridos para erguer os elementos estruturais até a sua posição final. Esta particularidade também favorece os trabalhos de reparo e recuperação. Os custos iniciais e de manutenção das pontes de madeira parecem ser mais baixos do que para a maioria das outras alternativas, e são certamente competitivos com materiais como o concreto e o aço.

MUCHMORE (1986) ressalta, além das vantagens descritas acima, as excelentes propriedades de isolamento térmico e acústico e boa resistência ao fogo. Nota-se que esta última afirmação é incomum, mas devidamente embasada. Quando uma peça estrutural de grande seção transversal está exposta ao fogo, ela carboniza superficialmente e, no início, as chamas são intensas. Como a combustão continua, a camada de carvão tem um efeito de isolamento, e a combustão diminui a uma taxa média de cerca de 0,6 mm por minuto (ou 38 mm por hora), para a média das espécies de madeira estrutural. Esta baixa taxa de penetração das chamas

significa que as peças estruturais de madeira sujeitas ao fogo mantêm uma alta porcentagem de sua resistência original por períodos consideráveis de tempo. Em contraposição, o aço estrutural plastifica quando exposto a uma temperatura de 538° C e cede quase que imediatamente.

Por outro lado, existem aspectos a observar na utilização da madeira em pontes, tais como:

(a) a madeira é um material de origem biológica, portanto vulnerável ao ataque de agentes degradadores, podendo se concluir pela necessidade da utilização de produtos químicos de preservação, facilmente encontrados no mercado nacional;

(b) a fabricação de peças de madeira laminada colada (MLC) pode demorar mais que a construção de vigas de aço ou de seções de concreto; entretanto, o desenvolvimento de um sistema modular pré-fabricado de produção pode eliminar este descompasso de prazos. Pode-se ressaltar, ademais, que no Brasil ainda há condições de serem fabricadas peças maciças de "grande" seção transversal;

(c) a capacidade de suporte de carga da madeira decresce sob carregamento de duração prolongada; e

(d) a madeira tem um alto grau de variação da resistência (módulo de ruptura). Isto implica na necessidade de se conhecer muito bem a espécie que vai ser utilizada, inclusive a variabilidade de suas características.

O desenvolvimento de novas tecnologias permite um controle melhor do desempenho estrutural das pontes de madeira, minorando os problemas relativos a essas desvantagens.

No Brasil é relativamente recente o desenvolvimento de pesquisas em pontes de madeira. A partir de 1978 alguns trabalhos significativos a nível de mestrado e doutorado foram realizados no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), do Departamento de Estruturas da EESC-USP e no Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP. HORTEGAL (1979) fez um estudo das pontes pênseis de madeira no qual foram apresentadas as teorias de cálculo, o projeto dos elementos de ligação, detalhes construtivos, montagem de um modelo reduzido e

análise experimental. SZÜCS (1979) analisou em sua dissertação a ponte de madeira com vigas principais em treliça contínua. LOGRADO (1981) analisou o comportamento de vigas armadas para pontes de madeira. LONGSDON (1982) apresentou os dados necessários para o cálculo de pontes de madeira usando postes tratados de Eucalipto Citriodora solidarizados por anéis metálicos, desenvolvendo três projetos de pontes.

DIAS (1987) estudou a distribuição transversal de cargas em pontes de madeira, propondo uma analogia de grelha para o cálculo. MATTHIESEN (1987) avaliou, através de ensaios em modelos reduzidos, o comportamento de placas maciças de madeira, com vista à sua interpretação e utilização em pontes. ALMEIDA, S. (1989) desenvolveu estudos da viabilidade da construção de pontes estaiadas de madeira com grandes vãos, estabeleceu critérios de projeto tendo em vista a concepção estrutural e arranjo construtivo e abordou o desenvolvimento de novos elementos estruturais adequados a esse tipo de ponte. ALMEIDA, P. (1990) estudou as estruturas de grande porte de madeira composta, analisando comportamento estrutural, caracterizando modos de ruptura, estabelecendo critérios de projeto, detalhes construtivos e procedimentos de execução, aplicando a estruturas de pontes.

Na análise da viabilidade da construção de pontes de madeira, é até certo ponto lógico pensar também na possibilidade de construção de passarelas de pedestres em estrutura de madeira. Dada a necessidade de solucionar os problemas de atropelamentos em ruas e avenidas de tráfego intenso nas cidades de médio e grande porte, as passarelas são de fato importantes neste processo. As vantagens e desvantagens da construção em madeira anteriormente discutidas se aplicam perfeitamente neste caso, pois do ponto de vista estrutural praticamente só há mudança nas cargas atuantes da passarela em relação às outras pontes. As questões de estética, durabilidade, entre outras, têm tratamentos semelhantes.

Uma análise mais apurada de estruturas de pontes já é possível a nível computacional, com a utilização de programas que simulam diversos tipos de carregamento, composição de materiais, problemas de instabilidade aerodinâmica e outros recursos que

possibilitam detalhamento significativo a nível de projeto. Exemplo recente é o software "SAP 90 BRIDGE ANALYSIS" desenvolvido para esta finalidade pela Computers & Structures Inc.

A finalidade desta revisão, portanto, é a coleta de informações disponíveis a nível nacional e internacional a respeito de sistemas de pontes de madeira, para avaliar a aplicabilidade de cada tipo de estrutura relacionando-o aos seus respectivos vãos e, a partir disso, oferecer uma alternativa viável em pontes de pequenos e médios vãos tanto estrutural quanto economicamente.

## 2.2. TIPOS DE PONTES DE MADEIRA

Atualmente, segundo GANGARAO (1990), as pontes de madeira, para serem economicamente competitivas, devem se tornar padronizadas, sendo necessárias apenas pequenas modificações específicas de acordo com o local da obra. Esta padronização passa pela descrição e classificação dos diversos sistemas de pontes de madeira utilizados.

Segundo OLIVA et al (1986), pode-se classificar as pontes de madeira em quatro categorias: pontes de longarina, de tabuleiro longitudinal, sistema de cordas paralelas e as "especiais". A figura 2.1. mostra os componentes básicos e esquema estrutural dos três primeiros tipos. As pontes chamadas especiais utilizam esquemas estruturais diferentes dos mais "comuns" (pênseis e estaiadas, por exemplo).

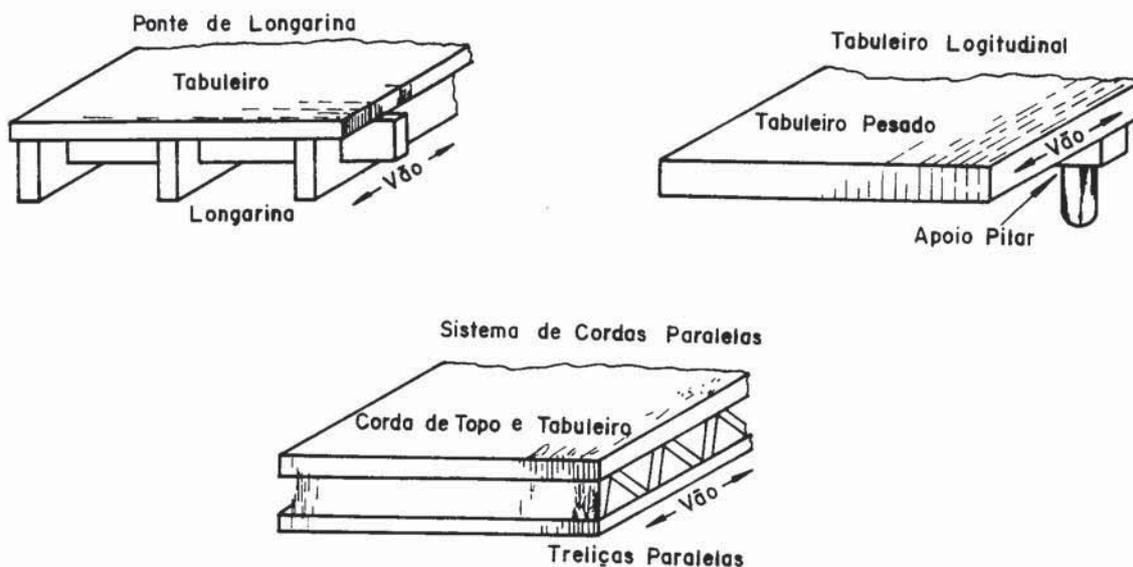


Figura 2.1. Tipos de Pontes  
Fonte: OLIVA et al (1986)

As superestruturas de pontes de madeira mais utilizadas nos Estados Unidos são as de vigas longitudinais ou vigas retas (pontes de longarina). As longarinas se estendem por todo o comprimento do vão e suportam tabuleiro transversal. Diafragmas transversais podem ser utilizados para contraventamento das longarinas principais. A construção laminada-colada neste tipo de

estrutura assumiu papel preponderante nos últimos anos na América do Norte, quando a madeira maciça de alta qualidade nas dimensões requeridas se tornou escassa e mais cara.

As pontes de tabuleiro longitudinal apresentam forma estrutural mais simples, sendo constituídas de uma laje que se estende sobre os apoios. Este sistema é fácil de ser fabricado e instalado, sendo indicado para pequenos vãos. Pode ser apresentado de várias formas, citando-se entre elas: ponte de tabuleiro laminado pregado, de painéis de tabuleiro laminado colado e o sistema mais recente de pontes laminadas-protendidas.

As pontes com sistema de cordas paralelas, mais indicadas para pequenos vãos, são compostas de treliças fabricadas fundamentalmente de madeira maciça, com os banzos sendo os tabuleiros laminados colados superior e inferior, formando uma viga caixão, atuando da mesma maneira que as vigas caixão de pontes de concreto armado, OLIVA et al (1986). Este sistema, a princípio, tem poucas chances de ser implantado no Brasil, pelas características construtivas, que dificultam o seu emprego.

Diversos sistemas de pontes especiais tais como treliças em arcos, vigas reforçadas por tirantes e sistemas de cordas paralelas para grandes vãos, além das pontes pênséis e estaiadas, estão sendo muito utilizados atualmente. Estes exemplos demonstram a viabilidade da madeira para médios vãos.

BERGER et al (1987) descrevem dois sistemas de pontes de madeira, um indicado para pequenos vãos e outro para vãos médios. O primeiro consiste de uma ponte simples, implementada no Equador, do tipo longarina (fig. 2.2). As seções transversais são feitas de longarinas de madeira que se estendem entre pilares e as laminações transversais que são pregadas umas nas outras e nas longarinas. As laminações transversais às vezes se estendem sobre longarinas treliçadas ou de alma cheia. A seção transversal do tabuleiro mostrado na figura 2.2 foi calculado para um comprimento de vão máximo de aproximadamente 17, 14 e 10,5 metros para cargas de tráfego (caminhões) de 6, 10 e 24,5 toneladas ( M6, M10 e MS13,5), respectivamente. Esta estrutura é econômica, de fácil e rápida construção e manutenção.

Abaixo da seção transversal, ainda na figura 2.2, observam-se as diretrizes de cálculo para as dimensões das peças, localizações ótimas ou separação entre longarinas para suportar as cargas de tráfego correspondentes. Por exemplo, para um vão de 10 metros, longarinas relativamente pesadas de 25 centímetros de largura e 50 centímetros de altura deveriam ser espaçadas de 0.60 metros para absorver uma carga móvel de 24.5 toneladas. Ou seja, se a ponte tivesse uma largura de 4,2 metros, haveria oito longarinas de 25 centímetros x 50 centímetros. O vão máximo e mais econômico do tabuleiro de madeira pode ser aumentado em até 40% se forem utilizados cabos auxiliares transversais ou longitudinais.

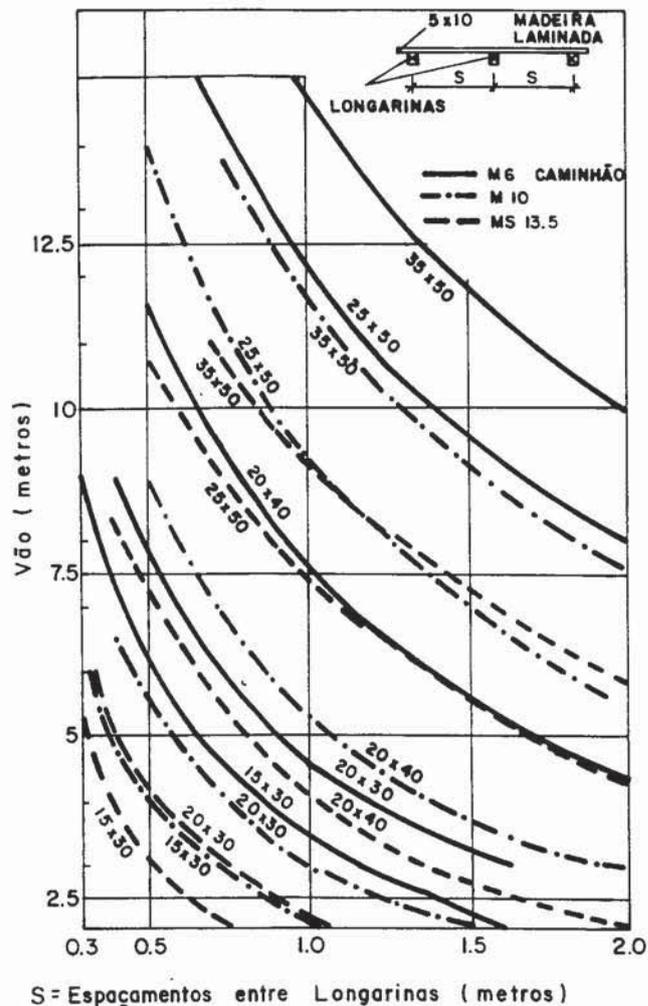


Figura 2.2. Pontes no Equador - Gráfico e seção transversal  
 Fonte: BERGER et al (1987)

As pontes em estradas de baixo fluxo geralmente necessitam apenas de uma faixa de tráfego. Estruturas com esta característica são necessárias fundamentalmente na região tropical da Amazônia. BERGER et al (1987) projetou uma ponte típica para este caso, como mostra a fig.2.3, que foi calculada somente para veículos leves de 6 toneladas ou menos. Os vãos desta ponte variam de 45 a 120 metros e os elementos de madeira são as vigas de rigidez e o tabuleiro, com torres, blocos de ancoragem e fundações em concreto armado.

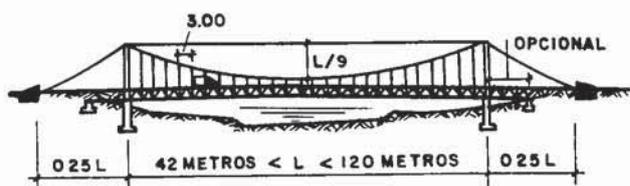


Figura 2.3. Ponte para a Amazônia  
Fonte: BERGER et al (1987)



Um outro tipo de ponte de madeira de baixo custo foi desenvolvido e implementado pela United Nations for Industrial Development Organization (UNIDO) e descrito em um artigo por PARRY (1987). O conceito foi primeiramente introduzido no Kenya e, posteriormente, utilizado na América Latina, com pontes recentes construídas em Honduras e Chile. Esta ponte de madeira pré-fabricada consiste de módulos triangulares de 3 metros de comprimento, conectados no local da obra, cujas peças são de fácil transporte e a montagem pode ser feita por mão-de-obra não especializada. Na fig.2.4a é mostrada uma seção transversal de uma ponte UNIDO de uma faixa de tráfego e calculada para as cargas de caminhões de 6, 10 e 24,5 toneladas em um vão simples de 24, 21 e 15 metros, respectivamente. As pontes são projetadas para vãos

de aproximadamente 30 metros com cargas totais de até 40 toneladas, mas um vão de 24 metros seria mais prático para a carga H20 (144 KN) da AASHTO. Na fig.2.4b é mostrado o módulo triangular.

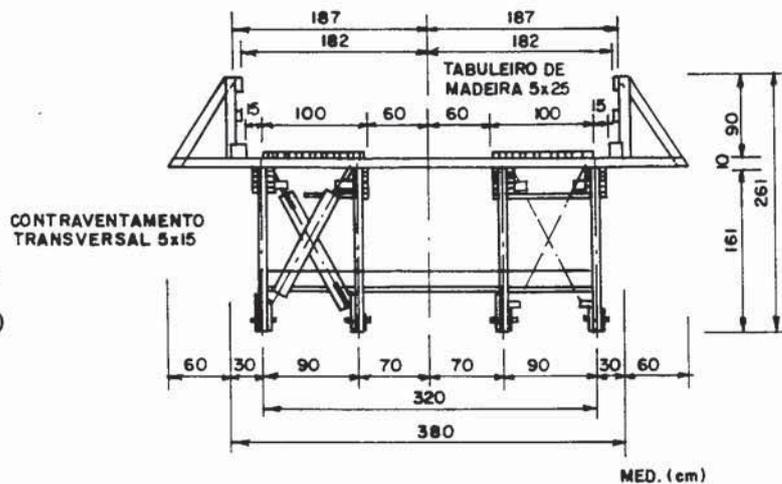


Figura 2.4a. Ponte UNIDO  
 Fonte: OLIVA et al (1986)

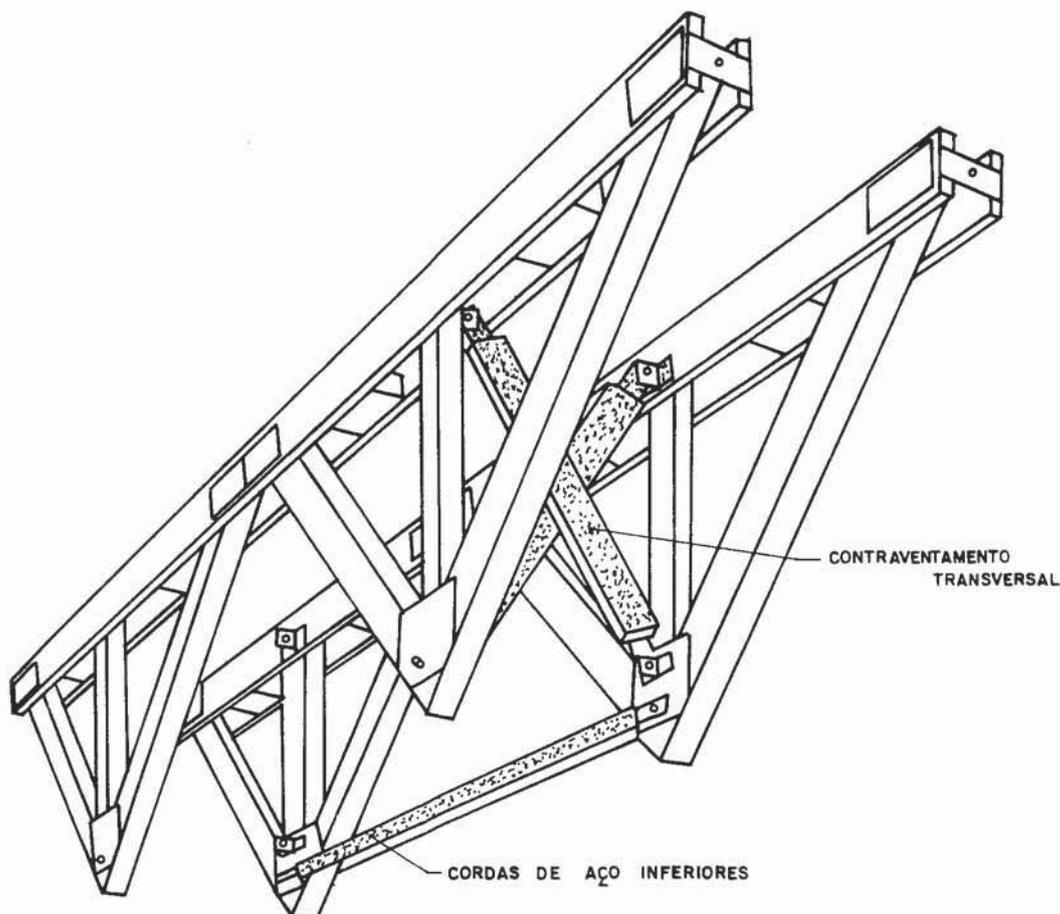


Figura 2.4b. Módulo Triangular da Ponte UNIDO

### 2.3. A MADEIRA COMO MATERIAL NA CONSTRUÇÃO DE PONTES

Segundo BAKHT et al (1990), pode-se dividir as pontes de acordo seus vãos: pequenos (até 20 metros), médios (de 20 a 125 metros) e grandes (maiores que 125 metros).

A madeira está inserida no contexto da construção de pontes na forma indicada pelo quadro abaixo:

PONTES	VÃO		
	Pequeno (até 20 m)	Médio (20 - 125 m)	Grande ( > 125 m)
Material Tradicionalmente Adotado	Conc. Armado Madeira	Conc. Armado Conc. Protendido Aço Madeira	Conc. Protendido Mista { Estaiada Pênsil Aço

- No Brasil, podem-se encontrar as pontes com os seguintes sistemas:

pontes	vão (m)	
em placa	4 - 10	
em vigas retas	4 - 8	
em treliça	tab. superior	50
	tab. inferior	40
em arco	laminado	25
	treliçado	60
pênsil	80	

Fonte: PRATA (1990)

Os sistemas construtivos adotados têm uma variação muito grande, dependendo dos carregamentos previstos, número de faixas de tráfego, etc.

Na América do Norte, a viabilidade da madeira laminada

colada (MLC) e os aumentos de custos das grandes toras de alta qualidade, têm realmente eliminado o uso de peças serradas maciças como elementos da estrutura principal. Os tabuleiros laminados pregados estão sendo substituídos por painéis de tabuleiro laminados colados. As conexões simples e a pré-fabricação de componentes contribuem para uma rápida construção.

GUTKOWSKI (1983) analisou a viabilidade de alguns sistemas estruturais e construtivos de pontes de madeira, chegando a algumas considerações:

- Pontes econômicas de longarinas retas são práticas para vãos até 30 metros. Por questões de estética e economia de material, arcos planos são geralmente utilizados no lugar de longarinas retas.

- Para vãos maiores ou locais de baixa altura disponível entre nível d'água e ponte, configurações de tabuleiros treliçados ou em arco são empregadas.

- Pontes de cordas treliçadas paralelas são econômicas para vãos de 30 a 60 metros. Outras configurações, tais como treliças bowstring e vigas baixas em treliça também podem ser utilizadas. Em cada caso, as barras da corda são geralmente de MLC, e somente as peças menores são de madeira maciça.

- As pontes de tabuleiro em arco são eficientemente utilizadas para vãos até 90 metros. Geralmente, arcos tri-articulados são usados como elementos de apoio principais e as cargas são transferidas do tabuleiro para o arco mediante peças curvas de madeira. Todos os componentes de madeira são laminados colados.

- Pontes com configurações de longarinas treliçadas têm sido empregadas para vãos entre 40 e 80 metros. Pontes pênseis e estaiadas nas quais a MLC é utilizada na superestrutura também estão sendo adotadas.

A MLC tem sido amplamente utilizada na construção de passarelas para pedestres e pontes para veículos leves nos Estados Unidos. A versatilidade dos tamanhos dos elementos laminados colados a torna um excelente material de construção para pontes com longarinas curvas e estruturas em arco.

## 2.4. ASPECTOS DA UTILIZAÇÃO DE MADEIRA LAMINADA NA CONSTRUÇÃO DE PONTES

Segundo WILLIANSO (1990), entre as primeiras utilizações da madeira laminada colada (MLC) nos Estados Unidos encontravam-se sistemas de pórticos estruturais para edifícios. Contudo, com o desenvolvimento de adesivos completamente à prova d'água no início dos anos 40, este material começou a ser utilizado em estruturas expostas às intempéries. Isto conduziu ao uso da MLC em todos os tipos de construções de pontes, sendo que algumas das pioneiras ainda estão em serviço, exibindo vida útil de aproximadamente 50 anos, destacando a longevidade potencial das construções deste tipo.

O mesmo autor afirma que o sistema estrutural de pontes rodoviárias mais comum consistia de longarinas de MLC longitudinais com um tabuleiro de madeira laminado-pregado transversal, além de outras soluções como, por exemplo, tabuleiros compostos madeira-concreto, ressaltando que nenhum destes sistemas proporcionava uma cobertura efetiva para as longarinas. Os tabuleiros laminados-pregados eram utilizados geralmente em situações nas quais o vão era relativamente pequeno ou então quando estavam apoiados em longarinas de madeira maciça pouco espaçadas. Contudo, com a utilização da MLC em pontes de vãos maiores, o USDA Forest Service, Forest Products Laboratory (FPL) iniciou um programa de pesquisa no final dos anos 60 para investigar sistemas alternativos de tabuleiro, resultando no desenvolvimento de um sistema de tabuleiro laminado-colado.

Este sistema consiste de painéis de MLC posicionados de tal forma que a carga esteja aplicada paralela à face mais larga das lâminas ( laminação vertical ), ao contrário do que seria a orientação típica de longarina ou outro elemento de flexão em que a carga é aplicada perpendicularmente à face mais larga das lâminas ( laminação horizontal ). Com esta configuração obtem-se um tabuleiro com maior rigidez e eficiente como cobertura protetora das longarinas, minimizando a migração de umidade para dentro e fora das peças estruturais e melhorando o desempenho

global da ponte. A fim de se obter continuidade transversalmente às interfaces dos painéis, foi necessário um estudo da ligação adequada dos painéis para garantir a transferência de momento e cortante transversalmente a essas ligações. Depois de testados inúmeros sistemas, chegou-se à conclusão, através de testes no FPL, que o método mais efetivo foi usar cavilhas de aço encaixadas no meio da altura dos painéis para absorver as cargas entre cada um deles. Foi elaborado pelo FPL também um modelo de desempenho dos painéis de tabuleiro laminados colados como uma placa ortotrópica com uma dimensão contínua na direção paralela ao vão da ponte.

Um outro sistema utilizado consiste de painéis de tabuleiro de madeira laminada colada conectados em longarinas de aço, GANGARAO (1987). A fig. 2.5 abaixo mostra alguns detalhes.

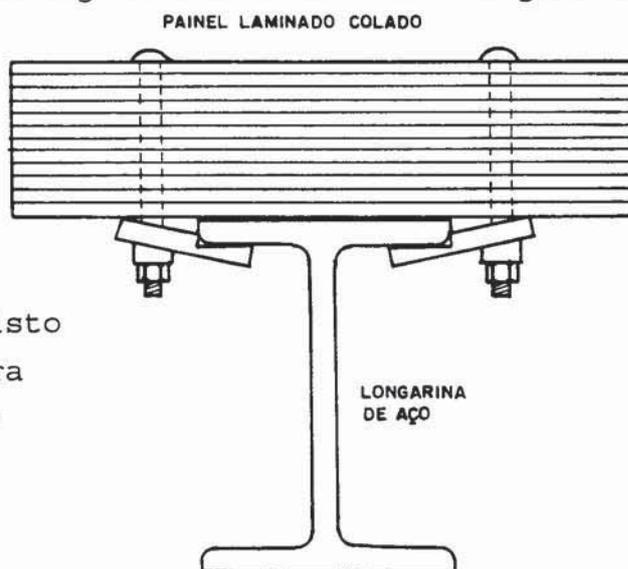


Figura 2.5. Sistema misto  
aço-madeira

Fonte: GANGARAO (1987)

Quanto às pontes com sistema de tabuleiro longitudinal laminado colado, constituídas de painéis de MLC colocados longitudinalmente ao vão, eliminando a necessidade de longarinas, OU e WELLER (1986) afirmam que elas surgiram com o intuito de superar as deficiências do tabuleiro de madeira laminada pregada e para aumentar a rigidez do sistema de piso. O comportamento estrutural de pontes com tabuleiro longitudinal laminado colado já é bastante conhecido, tanto teórica como experimentalmente. Por exemplo, WIPF et al (1990) estudaram sistemas de tabuleiro longitudinal laminado colado através de um modelo em elementos

finitos, juntamente com a realização de ensaios de protótipos das pontes, cujos resultados mostraram a validade do modelo analítico.

A idéia da protensão em pontes de tabuleiro longitudinal surgiu no final da década de 1960. Em 1976, o Ministério de Transportes e Comunicações de Ontario (Canadá) utilizou a protensão transversal para recuperar os tabuleiros laminados pregados existentes.

Até o início de 1990, cerca de trinta pontes com tabuleiro longitudinal laminado-protendido já tinham sido construídas nos Estados Unidos e estavam previstas mais de cem outras, como parte da Iniciativa Nacional em Pontes de Madeira. Estas estruturas estão incluídas em um projeto de monitoramento, que abrange análises constantes e acompanhamento do teor de umidade, da força nos barras de aço de protensão, da fluência, avaliação da superfície de atrito do tabuleiro e das condições globais da ponte. Os resultados demonstraram, em geral, um bom desempenho. Os poucos problemas surgidos estão relacionados mais à estética do que a fatores estruturais. Dentre eles destacam-se o esmagamento local da madeira nas barras de ancoragem e a perda de curvatura (fluência). As construções mais recentes seguem critérios de projeto desenvolvidos no sentido de minimizar tais problemas, RITTER et al (1990).

Na fig. 2.6 é mostrada uma típica configuração de ponte com tabuleiro longitudinal laminado protendido.

Um outro centro de pesquisas em pontes de madeira protendida se desenvolve na West Virginia University. As pesquisas culminaram em projeto e construção de três tipos de pontes de madeira protendida (fig. 2.7):

- a) tabuleiros de madeira protendida;
- b) seções em caixão de madeira protendida; e
- c) seções T de madeira protendida.

A pontes do tipo a, segundo o mesmo autor, foram construídas com vãos máximos de aproximadamente 10 metros. Aquelas do tipo c foram desenvolvidas para combinar os tabuleiros protendidos com longarinas de MLC, a fim de vencer vãos maiores (até 30 metros). As estruturas do tipo b de seções caixão, são uma

modificação do tipo c, com a finalidade de enrijecer a seção T, adicionando uma segunda camada de madeira na parte inferior da longarina de MLC, tornando possível a implementação de vãos superiores a 37 metros ou uma altura reduzida de longarina.

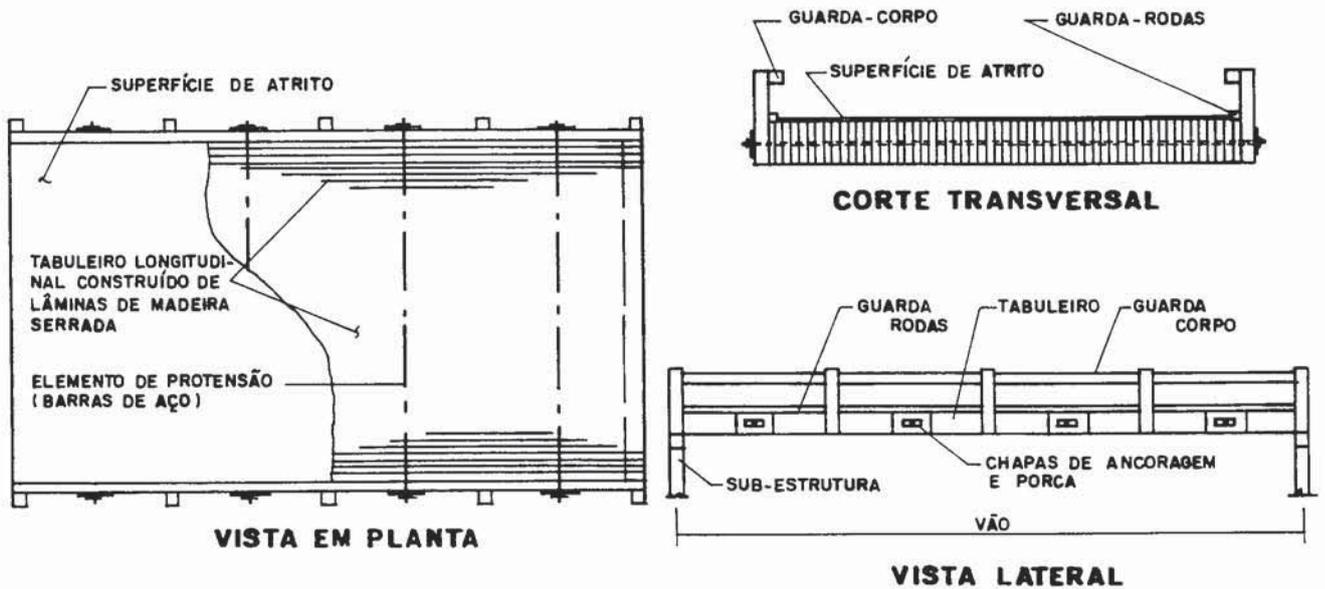


Figura 2.6. Ponte com tabuleiro longitudinal laminado protendido  
 Fonte: RITTER et al (1990)

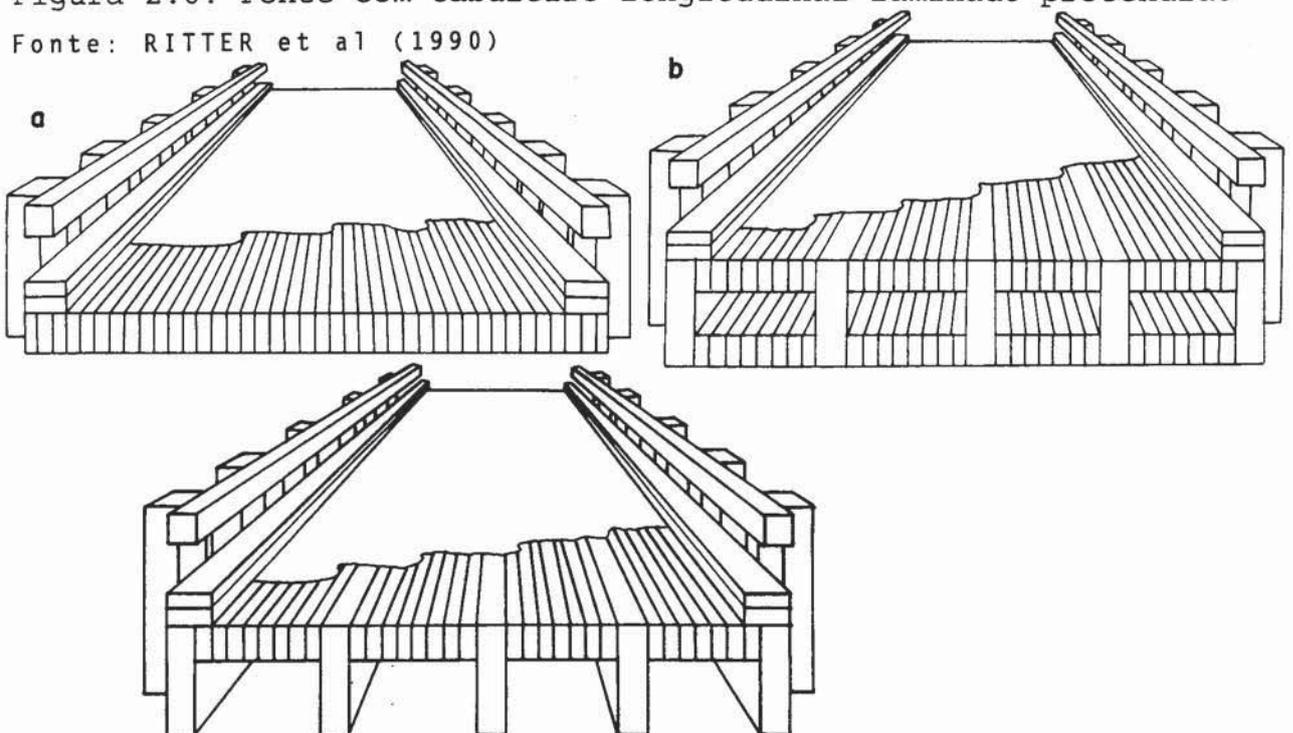


Figura 2.7. Pontes de madeira protendida (a, b e c)  
 Fonte: GANGARAO (1990)

Os projetos da West Virginia University incluem pesquisas da eficiência de utilização de dicotiledôneas ("hardwoods") em pontes, com a seleção de cinco espécies da região, com análise de custos, tratabilidade e outros fatores.

Outro sistema muito utilizado em países com tradição no emprego de MLC é a ponte em arco treliçado. Estruturas como esta, provavelmente, seriam de difícil implementação no Brasil por diversos fatores, tais como falta de mão-de-obra especializada, a falta de infra-estrutura para a pré-fabricação dos principais elementos, falta de arrojado e conhecimento dos projetistas e principalmente pela questão dos custos, que neste caso não há dados suficientes para um estudo de viabilidade.

Uma estrutura que se enquadra no aspecto de desenvolvimento tecnológico desse sistema é a passarela de pedestres John Balshaw em Petaluma, Califórnia, que ganhou o prêmio de melhor projeto de engenharia de pontes de madeira promovido pela National Forest Products Association em 1991 na categoria de passarelas. A ponte em arco treliçado tem um vão de 40 metros. O júri considerou o projeto um exemplo excepcional de estética que pode ser realizado com construção em madeira. A estrutura foi pré-montada, colocada sobre uma balsa e levada rio acima para o local da obra, onde foi levantada por dois guindastes até a posição final.

Uma outra passarela de pedestres, com um sistema bem diferente, foi construída sobre uma auto-estrada em Aalborg (Dinamarca), na qual os materiais de construção são principalmente madeira laminada-colada e compensada. A ponte tem um vão de 85 metros e largura efetiva de 3 metros, conforme figuras 2.8 e 2.9. A superestrutura consiste de elementos em caixão com altura variando de 0,9 metros no centro do vão principal a 1,8 metros nos apoios sobre o topo das "pernas" inclinadas. Uma modificação deste sistema, seria a utilização de vigas compostas com alma em compensado e mesas de madeira maciça, que pode ser uma alternativa viável em nosso país.

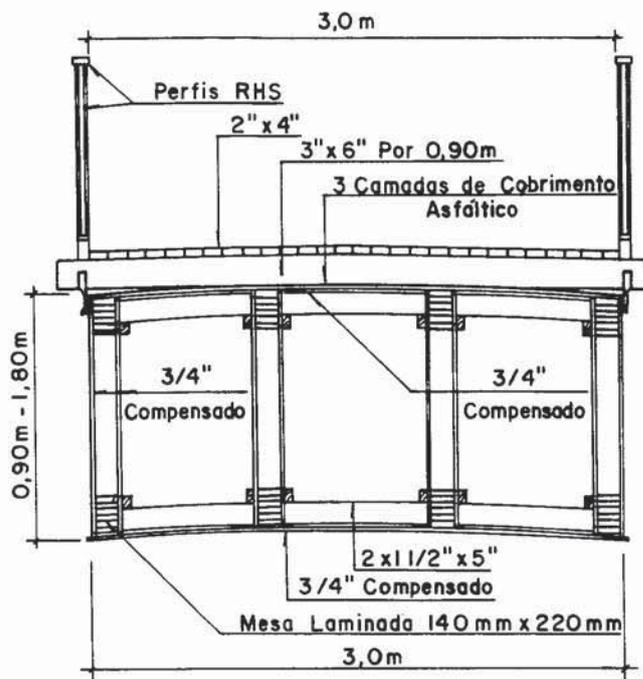


Figura 2.8. Corte transversal

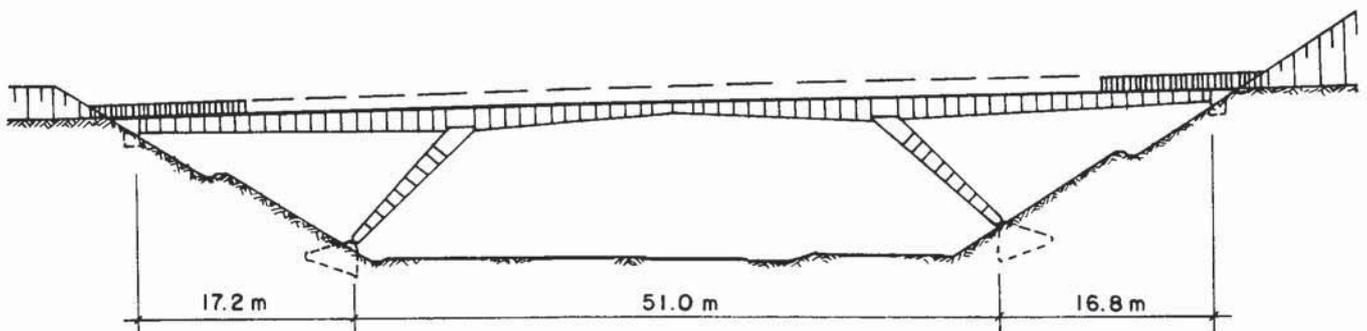


Figura 2.9. Corte longitudinal

Nas figuras 2.10 e 2.11 é mostrada outra passarela, em Domaine de I'lle (França). Tem 40 metros de vão, e vigas de

madeira laminada colada. Quinze pórticos de tirantes metálicos mantêm a separação das vigas e a rigidez, formando vigas com de 40 metros de comprimento total.

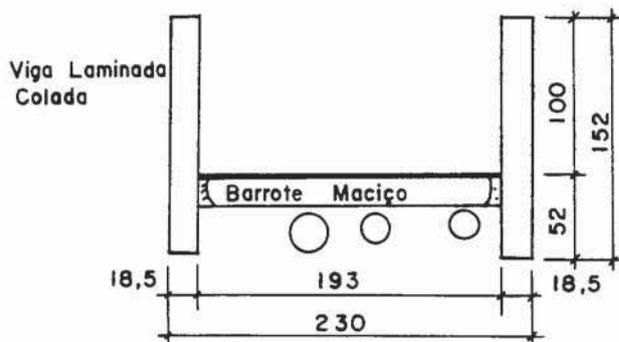


Figura 2.10. Corte transversal

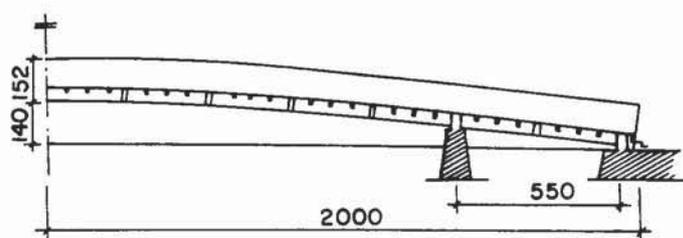


Figura 2.11. Corte longitudinal

## 2.5. PONTES DE MADEIRA NO BRASIL

ALMEIDA S. (1989) propôs a divisão das pontes de madeira no Brasil em três gerações, de acordo com o tipo de arranjo estrutural adotado. As pontes chamadas de primeira geração são caracterizadas por arranjos estruturais primitivos, que geralmente levam a estrutura à ruína em poucos anos, pois apresentam diversos inconvenientes, tais como: pilares de madeira diretamente em contato com a água, ligações deficientes e inseguras, ausência de rigidez no conjunto, etc. As pontes de segunda geração são caracterizadas pela utilização de arranjos estruturais mais eficientes, embora conservando algumas deficiências que

comprometem a segurança e durabilidade da estrutura, como por exemplo a colocação de pilares em contato com a água.

As pontes chamadas de terceira geração apresentam arranjos estruturais compatíveis com os requisitos gerais de segurança e durabilidade das estruturas de madeira. Os pilares não estão mais em contato com a água, as ligações são projetadas de acordo com normas estruturais e o efeito de deterioração já é levado em consideração na concepção do projeto.

O desenvolvimento de pontes de madeira de terceira geração se iniciou no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras, com o estudo de estruturas constituídas de postes de Eucalipto Citriodora, com o emprego de vigas bicirculares (as longarinas) formadas por dois postes interligados por anéis metálicos e o tabuleiro também constituído de postes e regularizado com concreto e revestimento asfáltico. Como exemplos deste sistema podem ser citadas a ponte sobre o Ribeirão dos Porcos, a ponte de Vespaziano, ambas em pórtico, e a ponte pênsil sobre o rio Tietê, em São Miguel Paulista, HELLMEISTER (1983).

SZÜCS (1979) estudou o arranjo estrutural constituído de uma ponte de madeira com vigas principais em treliça contínua, cujas ligações entre as barras de seção retangular eram feitas através de anéis metálicos. Depois de analisados diversos esquemas estruturais utilizando treliças, o mesmo autor chegou à conclusão de que este arranjo proporciona melhor distribuição de esforços entre os elementos, a estrutura fica mais leve, sujeita a menores esforços, com estética agradável e exequível para vãos médios e pequenos.

Um projeto de pontes pré-fabricadas em madeira, para a Amazônia, com vigas principais em treliça contínua, foi desenvolvido pela Fundação de Tecnologia do Acre, utilizando peças com bitolas comerciais. Neste projeto foi feito um estudo das espécies florestais mais adequadas e da preservação das peças que irão compor a estrutura. As ligações foram feitas com parafusos, NAKAMURA (1989).

Trabalhos relacionados a pontes especiais foram abordados por HORTEGAL (1979), que analisou as pontes pênsis de

madeira, e ALMEIDA S. (1989), que abordou as pontes estaiadas de madeira. Algumas pontes pênseis de madeira foram construídas neste período.

Pesquisas de pontes em madeira de florestas tropicais, têm sido realizadas no Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP. Foram executados dois protótipos, um com vão de 12 metros localizado em um canal da Cidade Universitária Armando de Sales Oliveira, e o outro de 30 metros sobre o rio Sorocaba, em um Haras de Iperó - SP. As longarinas são compostas com alma formada por tábuas cruzadas (em treliça). As peças são constituídas de madeira serrada e na junção das transversinas e longarinas foram empregados cantoneiras de aço e parafusos, ALMEIDA P. (1990).

Quanto ao estudo de pontes para pedestres, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas desenvolveu uma passarela de madeira para atender à grande demanda de obras desse tipo na cidade de São Paulo e que pode representar uma enorme economia de recursos públicos. Foi construído um protótipo com toras semi-rolças, montadas em forma de estrutura espacial treliçada de Eucalipto e tábuas de Pinus na base do piso, com todos os elementos fixados por chapas metálicas e parafusos. A passarela tem 32 metros de comprimento e toda a madeira foi tratada com osmose k-33, o que possivelmente dará uma durabilidade de pelo menos 30 anos à estrutura, MOREIRA (1992).

## 2.6. PONTES PÊNSEIS

Esta revisão da literatura em pontes pênseis se faz necessária, devido ser esse o sistema estrutural apresentado nesta dissertação como exemplo para vão médio, decorrente da construção de uma passarela pênsil de 75 metros de vão sobre o rio Piracicaba, com projeto e construção realizados pelo Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), SET-EESC-USP.

## 2.6.1. RESENHA HISTÓRICA

### 2.6.1.1. A Origem das Pontes Pênseis

Segundo KUZMANOVIC (1977), excluindo a construção de passarelas pênseis por tribos primitivas da América do Sul, as primeiras pontes deste tipo para cargas móveis relativamente altas foram construídas nos Estados Unidos. Estas estruturas foram as primeiras que fizeram uso do ferro forjado. Em 1796, J. Finley construiu a primeira ponte pênsil da Pensilvânia e, em 1801, a segunda utilizando corrente de ferro forjado em Greensburg, com um vão de 61 metros. Em 1810, em Massachussets, uma ponte pênsil ainda utilizando corrente foi construída por J. Templeman, com 74,3 metros de vão entre torres de apoio. Tanto as pontes de Finley quanto a de Telford eram pontes pênseis de madeira.

O primeiro trabalho acerca da teoria das pontes pênseis data do início do século XIX (1823), e foi publicado por L. Navier, da "École Polytechnique de Paris". Referências históricas indicam a existência de pontes pênseis primitivas desde 1612, na China, que passaram a ser substituídas por outras nas quais o sistema de suspensão era constituído de correntes apoiadas em torres de alvenaria. Os vãos estavam em torno de 60 metros, mas com cargas atuantes baixas. Os europeus, desde 1741, construíam pontes semelhantes às dos chineses, alcançando, em 1820, vãos de 136 metros, PUGSLEY (1968).

### 2.6.1.2. Desenvolvimento da Teoria de Pontes Pênseis

A partir de 1845, começou-se a pensar em reduzir a flexibilidade das pontes pênseis, pelo emprego de vigas principais, designadas como vigas de rigidez. O cálculo das pontes pênseis com vigas de rigidez começou a ser desenvolvido por Rankine, em 1863, o qual lançou as bases daquela que viria a ser, hoje, a "teoria elástica". Com o desenvolvimento desta teoria, surgem duas grandes pontes nos Estados Unidos, uma sobre as cataratas do Niagara, com 250 metros de vão e a outra foi a ponte

de Brooklyn, projetada por J.A. Roebling, com 486 metros de vão. Em 1913, Steinman publicou importante contribuição em apoio a teoria elástica, PUGSLEY (1968).

O fato da teoria elástica não considerar o alívio dos momentos fletores causados pelos deslocamentos verticais da suspensão, faz com que as vigas sejam robustas. O crescimento dos vãos obrigaria a adoção de vigas muito pesadas. Começou-se então a pensar em levar em consideração este alívio nos momentos fletores, devido à necessidade de se construírem pontes com grandes vãos. Em 1881, Müller Breslau equaciona o problema, considerando os deslocamentos verticais da suspensão. Melan, baseado nas pesquisas de Breslau, divulgou, em 1888, seus estudos, hoje conhecidos como "Teoria dos Deslocamentos", GRAVINA (1971).

Em 1902, foi obtida a primeira constatação experimental da teoria dos deslocamentos, na ponte de Brooklyn, onde os resultados medidos coincidiram com os calculados. A partir daí inúmeras grandes pontes foram construídas utilizando-se da teoria dos deslocamentos, HORTEGAL (1979).

A teoria dos deslocamentos apresenta o inconveniente do estudo da ponte como uma estrutura não linear, não valendo o princípio da superposição de efeitos e, conseqüentemente não se podendo fazer uso das linhas de influência. No Brasil, Gravina, em 1948, apresentou numa série de trabalhos a pesquisa das condições mais desfavoráveis de carregamento, sem a necessidade do uso das linhas de influência.

Entretanto, muitos trabalhos foram realizados na tentativa de se linearizar a teoria dos deslocamentos e, em 1943, Asplund generalizou o emprego de linhas de influência para pontes pênséis, GRAVINA (1971).

Em 1949 Pugsley apresentou o método do coeficiente de flexibilidade para as pontes pênséis, utilizado no projeto da ponte sobre o rio Tejo, em Portugal, O'CONNOR (1976).

O problema das vibrações em pontes pênséis foi estudado pela primeira vez por Rohr, em 1851. Contudo, somente a partir do colapso da ponte Tacoma Narrows, com 853,45 metros de vão, em 1940, os calculistas começaram a considerar as oscilações que

podem ocorrer nas pontes pênséis devidas à ação do vento.

Nos projetos modernos de pontes pênséis costuma-se fazer os cálculos estáticos ( devido à carga permanente, carga móvel e temperatura ) e em seguida encarar o problema das freqüências naturais e da instabilidade aerodinâmica, ensaiando-se dinamicamente modelos reduzidos em túneis aerodinâmicos, O'CONNOR (1976).

#### 2.6.1.3. Pontes Pênséis no Exterior

Na Grã-Bretanha, a maior ponte, no século XIX, foi construída por T. Telford, sobre o rio Menai Straits, em Wales, de 1820 a 1826, com um vão central de 174 metros. Séquin projetou e construiu a primeira ponte pênsil francesa. Na Rússia, um projeto feito por S. V. Kerbedze e Sobko para uma ponte construída em 1844, consistia de uma torre central e dois vãos de 114,5 metros cada, sobre o rio Neva, em São Peterburgo, KUZMANOVIC (1977).

A partir da constatação experimental da teoria dos deslocamentos, na ponte de Brooklyn, diversas pontes foram construídas utilizando esta teoria. Entre elas podem ser citadas: a ponte Mont Hope, com 360 metros de vão, em Nova Iorque (1931), a ponte Golden Gate em São Francisco, com 1280 metros de vão (1937). Mais tarde, em 1964, foi construída a ponte Verrazano Narrows, em Nova Iorque, com vão de 1298,45 metros, tornando-se durante muitos anos a maior ponte pênsil do mundo, HORTEGAL (1979).

No quadro 1 constam algumas características dessas e de outras pontes pênséis no mundo.

Quadro 1 Dimensões de Pontes Pênseis Existentes

Ponte	Data da inauguração	Vão principal (metros)	Vão lateral (metros)	Altura da torre (metros)	Flecha do Cabo (metros)
Verrazano Narrows	1964	1298,45	370,30	210,30	117,35
Golden Gate	1937	1280,15	342,90	227,40	144,80
Mackinac	1958	1158,25	548,65	168,25	108,20
George Washington	1931,1962	1066,80	[185,95 198,10]	181,35	96,30
Tejo	1966	1012,85	483,40	190,50	106,40
Forth	1964	1005,85	408,45	156,05	91,45
Severn	1966	987,55	304,80	135,65	82,30
Tacoma Narrows 1	1940	853,45	335,30	132,30	70,70
Tacoma Narrows 2	1950	853,45	335,30	153,00	87,20
San Francisco-Oakland	1936	704,10	353,60	153,00	70,40
Walt Whitman	1957	609,60	234,60	114,00	59,45
Tancarville	1959	608,10	175,90	123,15	67,65
Emmerich	1965	499,90	151,50	95,10	55,45
Chesapeake Bay	1952	487,70	201,20	106,70	45,10
San Pedro	1964	457,20	154,40	102,40	45,70
Alvsborg	1966	417,60	-	91,45	45,40
Bordéus	1967	393,80	142,95	104,85	*
Rodenkirchen	1954	377,95	94,50	66,75	42,05
Tamar	1961	335,30	114,00	79,25	34,15
Hudson Hope	1964	207,25	-	*	27,45

Fonte: O'CONNOR (1976)

Relacionado a madeira, segundo TUOMI (1973), possivelmente o recorde de vão para construção com este material é a ponte pênsil Luzzone-Barrage na Suíça. Seu vão tem mais de 164 m.

Acerca das estruturas de madeira mais antigas, ALMEIDA (1989) destaca uma ponte pênsil de madeira sustentada por cabos de

arame projetada em 1842 pelo Coronel Charles Ellet, com vão livre de aproximadamente 106 metros e 8 metros de largura. A mesma autora ressalta ainda que outra ponte pênsil de madeira sustentada por cabos de arame foi construída pelo Coronel Ellet cinco anos mais tarde, com 308 metros de vão livre.

#### 2.6.1.4. Pontes Pênseis no Brasil

Utilizando a teoria dos deslocamentos, Steinman projetou, em 1922, a ponte Hercílio Luz, em Florianópolis.

Em 1977, foi construída uma ponte pênsil com vigas principais, pilares e tabuleiro de madeira, com 62 metros de comprimento, 31 metros de vão central e dois vãos laterais de 15,5 metros, sobre o Rio Tietê, na divisa dos municípios de São Paulo e Guarulhos.

Um projeto interessante foi implementado na cidade de Brotas, SP, com a construção de uma passarela de 23 metros de vão livre, com vigas de rigidez e tabuleiro de madeira, no sistema misto pênsil-estaiado. Na figura 2.12 pode-se ter uma idéia dos diversos elementos desta ponte para pedestres.

A nível de contribuição teórica no Brasil, sem dúvida Gravina apresentou os trabalhos mais importantes, inclusive publicando alguns livros sobre teoria de pontes pênseis.

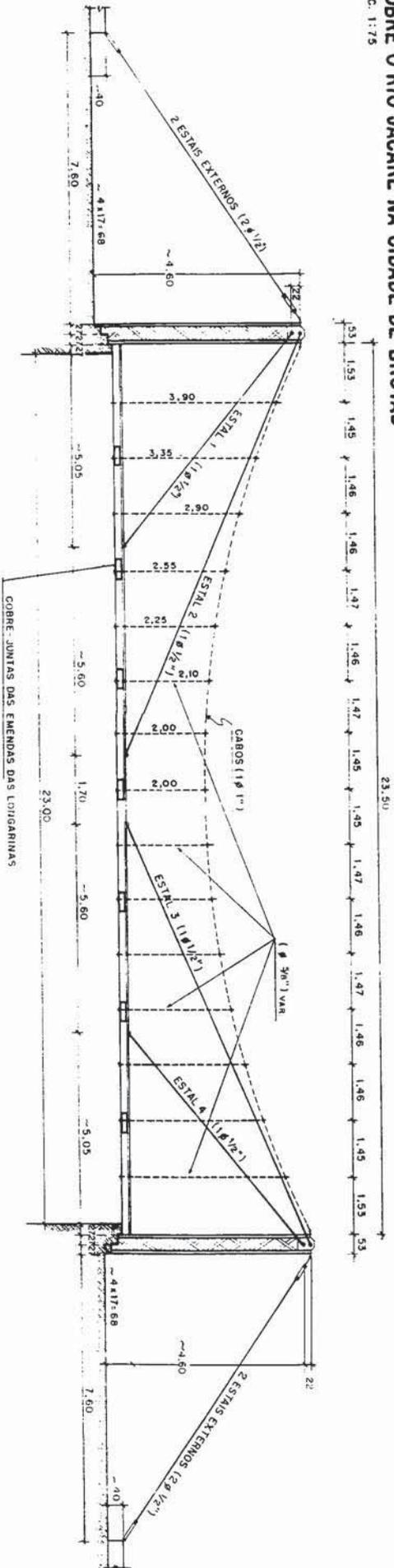
#### 2.6.2. INSTABILIDADE AERODINÂMICA DE PONTES PÊNSEIS

Depois do colapso da ponte Tacoma Narrows, em 1940, os estudos aerodinâmicos tornaram-se parte importante no processo de cálculo para todas as pontes pênseis a serem construídas e aquelas já executadas foram investigadas acerca do perigo de instabilidade aerodinâmica, GIMSING (1983).

Segundo O'CONNOR (1976), o referido colapso foi precedido por uma série de outros, a maioria deles no período de 1820 a 1870, nos Estados Unidos. Entre eles encontravam-se os da ponte Union, com vão de 136,85 m, em Berwick, em 1820; do pier Brighton, de 68,6 m de vão, em 1836; da ponte do rio Ohio, em Wheeling, Virgínia Ocidental, de 307,85 m de vão, em 1854 e da ponte sobre o rio Niagara, de 317,90 m, entre Lewiston e Queenston, em 1864.

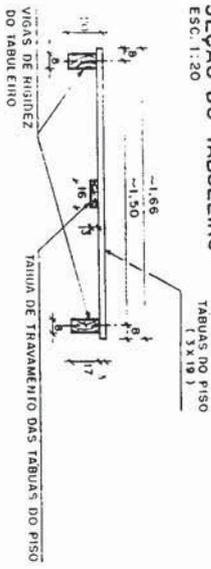
**ELEVAÇÃO LONGITUDINAL DA PASSARELA  
SÔBRE O RIO JACARÉ NA CIDADE DE BROTTAS**

ESC. 1:75



**SEÇÃO DO TABULEIRO**

ESC. 1:20



Diversas pontes pênséis construídas neste século com vãos variando de 165 a 1280 metros sofreram modificações em virtude de investigações realizadas quanto a segurança em relação às oscilações aerodinâmicas. Dentre as estruturas mais importantes que foram modificadas, são citadas:

- 1- A ponte Golden Gate (vão de 1280,20 m): sistema adicional de contraventamento lateral.
- 2- A ponte Bronx Whitestone (vão de 701,05 m): vigas de rigidez de alma cheia, mudadas para treliças.
- 3- A ponte Deer Island, no Maine (vão de 329,20 m): introdução de estais em diagonal.

Os projetistas norte-americanos viabilizaram a solução de instabilidade com a utilização de treliças de rigidez de 10 a 12 metros de altura com contraventamentos no topo e na borda das treliças, resultando em um alto grau de rigidez à flexão e à torção, a fim de resistir às ações do vento causadoras de grandes oscilações, LEONHARDT (1982).

Além dos contraventamentos transversais, que teoricamente diminuem o efeito da flexão lateral da ponte pênsil causada pela ação do vento, MOLITERNO (1987) recomenda que o tabuleiro que seja vazado, mantendo espaçamento livre entre os pranchões que compõem o soalho. Isso objetiva tornar compatíveis as oscilações verticais e torcionais, a fim de evitar a perda de estabilidade aerodinâmica (efeito de grelha vazada, observado na ponte de Mackinac nos EUA).

A solução mais correta será considerar a ação do vento confirmada através de ensaios em túnel, para avaliar os esforços envolvidos nas devidas relações de frequência torcional-vertical para determinação do coeficiente de segurança da obra no tocante à estabilidade aerodinâmica (procedimento rotineiro nos EUA a partir da década de 40). Na falta de condições para execução de ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento, a solução é utilizar as concepções de cálculo, que nem sempre traduzem o comportamento real da estrutura em face deste tipo de ação. Há dificuldades no encaminhamento matemático, diante do número de variáveis.

Uma outra forma de simplificar o problema é adotar uma

aproximação semi-experimental, que utiliza modelo vibratório de uma seção da estrutura. O principal mérito do método é separar os aspectos estrutural e aerodinâmico.

## 2.7. DEGRADAÇÃO E PRESERVAÇÃO DA MADEIRA EM PONTES

A madeira é um material biológico, portanto susceptível a deterioração. OU e WELLER (1986), entre outros, destacam sete tipos de degradação:

- \* fungos apodrecedores
- \* insetos xilófagos
- \* perfuradores marinhos
- \* descoloração
- \* agentes químicos
- \* intemperismo
- \* fogo

Nos países da América do Norte e Europa o maior problema está relacionado a fungos, tanto que a maioria dos autores norte-americanos considera o apodrecimento por fungos a causa predominante de deterioração da madeira (dentre eles MUCHMORE (1986), OU e WELLER (1986), GUTKOWSKI e WILLIAMSON (1983)). Entretanto, segundo o MANUAL DEL GRUPO ANDINO PARA LA PRESERVAÇÃO DE MADERAS (1988), nos países tropicais a incidência de insetos xilófagos (principalmente cupins) é muito significativa, além de moluscos e crustáceos que ocorrem quando a madeira está submersa (em rio ou mar).

As condições que possibilitam o aparecimento de fungos são: aeração (oxigênio suficiente), faixa de temperatura entre 0 e 32<sup>0</sup>C, alimento suficiente (células da madeira) e umidade elevada (i.e., teor de umidade acima do ponto de saturação das fibras ou em torno de 30% para a maioria das espécies).

Os fungos não sobreviverão na falta de qualquer um dos fatores mencionados. Do ponto de vista prático, o controle mais efetivo seria interferir diretamente na fonte de alimentação, ação na qual está baseada a preservação de madeiras, que nada mais é do que impregná-las com substâncias tóxicas, as quais envenenam as fontes de abastecimento. Segundo a MONTANA QUÍMICA S.A. (1991), os quatro preservativos responsáveis por 80% da madeira tratada no

mundo são: creosoto, pentaclorofenol, CCA e ACA (que evitam o ataque dos agentes biodeterioradores em geral).

Segundo GUTKOWSKI e WILLIAMSON (1983) a vida útil de pontes de madeira pode ser aumentada em até 50 anos ou mais pela introdução de tratamentos à pressão.

De acordo com o MANUAL DE PRESERVAÇÃO DE MADEIRAS (1986) para impedir, ou pelo menos atenuar, a ação de agentes biodeterioradores há, basicamente, três linhas de ação:

- a) usar madeira dotada de elevada resistência biológica; essa medida não impede a ocorrência dos demais fenômenos de natureza física e/ou química;
- b) incorporar produtos químicos à madeira: preservativos, ignífugos e acabamentos superficiais;
- c) introduzir alterações químicas permanentes na estrutura dos componentes poliméricos da madeira.

Enfim, todas as medidas necessárias para aumentar a durabilidade das pontes de madeira devem ser estudadas a nível de projeto, construção e posterior manutenção.

## 2.8. MANUTENÇÃO DE PONTES DE MADEIRA

No Brasil, as pontes de concreto armado, aço e madeira geralmente não tem planos de manutenção, sendo recuperadas (quando possível) na fase de alto grau de deterioração (como no caso de viadutos das grandes capitais, passarelas, pontes em estradas vicinais, etc.).

Segundo OU e WELLER (1986) a manutenção de pontes de madeira está dividida em três categorias: substituição, reparo e manutenção preventiva. O fator principal na deterioração de uma ponte é a idade da estrutura. Um plano de manutenção não deve ser elaborado sem antes ser realizada uma vistoria completa para determinar a condição real da estrutura. De acordo com este plano, se a capacidade portante de uma peça diminuiu cerca de 50% ou mais do valor projetado, ela deve ser obrigatoriamente substituída, reforçada ou reparada, com acréscimo de dispositivos

enrijecedores.

A manutenção preventiva se baseia no tratamento preservativo e no controle de umidade. MUCHMORE (1986) aborda diversas técnicas de controle de umidade a nível de projeto e construção.

## 2.9. CONCLUSÕES PRELIMINARES

Depois de descritos diversos sistemas estruturais e construtivos pesquisados e utilizados no Brasil e no exterior, pretende-se estudar com detalhes dois desses sistemas, para a elaboração de diretrizes no sentido de analisá-los quanto à capacidade dos vãos, pré-fabricação dos componentes, espécies de madeira adequadas e outras características. Portanto, inicialmente alguns fatores devem ser considerados a nível comparativo:

- Em relação à madeira laminada colada

- a) O uso limitado da madeira laminada colada (MLC) no Brasil, sendo que, nos países desenvolvidos, desde a década de 40 já se registra a utilização deste material em estruturas expostas às intempéries.
- b) A madeira encontrada no mercado nacional ainda oferece condições de projeto com grandes seções transversais, principalmente na região Amazônica, onde a disponibilidade de espécies é muito alta.
- c) As madeiras tradicionalmente utilizadas em grandes estruturas no Brasil não são coníferas, mas sim dicotiledôneas, ainda não pesquisadas quanto ao seu potencial de uso como madeira laminada colada.
- d) O custo do adesivo utilizado na MLC ainda é alto, não sendo viável economicamente, para pequenas vigas, a utilização laminada colada.

- Em relação à madeira utilizada

a) O Brasil, sendo um país de dimensões continentais, apresenta características bem diferentes em termos de utilização da madeira de acordo com a região. Nas regiões sul e sudeste, as pesquisas e a crescente utilização de madeiras de reflorestamento, como por exemplo algumas espécies de Eucalyptus, em estruturas de pontes, tem levado a resultados amplamente satisfatórios. A escassez de espécies ativas nessas regiões e o custo elevado de transporte das espécies provenientes da região amazônica têm contribuído para o surgimento destas alternativas de reflorestamento.

b) No caso da região amazônica, a situação se inverte, pois a disponibilidade de madeira é enorme, e a tendência se desenvolve no sentido de caracterização de espécies ainda desconhecidas que apresentem propriedades físicas e mecânicas adequadas à utilização na construção civil em geral. Ou seja, com a não concentração de uso em poucas espécies no mercado madeireiro amazônico, começa-se a racionalização da utilização da floresta, possibilitando baratear o custo da madeira empregada, com a substituição gradativa da maçaranduba, angelim vermelho, pau-d'arco, entre outras, por espécies com características semelhantes. Esta mudança pode contribuir para a implementação de pontes de madeira na Amazônia, cuja necessidade é patente.

- Em relação à aceitação do material madeira

a) A divulgação a nível federal e estadual das pesquisas, projetos e obras concluídas em estrutura de madeira é muito grande nos Estados Unidos e Europa. As pesquisas em pontes de madeira no Brasil são relativamente recentes em comparação com estes países, mas a quantidade de trabalhos significativos demonstra o bom desempenho nesta área, sendo portanto possível diminuir o preconceito ainda existente em relação a utilização da madeira.

- Acerca do sistema de ponte a adotar

a) A análise do projeto de ponte de madeira a ser adotado pressupõe o conhecimento da capacidade de vão de cada sistema, das

exigências de tráfego, das condições das fundações, dos fatores de estética e meio ambiente, além das condições locais da obra, como em qualquer projeto de pontes de concreto ou aço, mas com a característica adicional de que a escolha da madeira como material pode significar uma redução nos custos da estrutura. Uma otimização nos projetos de pontes de madeira passa, sem dúvida, pela revisão profunda das normas brasileiras que tratam de pontes com estrutura de madeira.

Estes e outros fatores demonstram a necessidade de tratamento diferenciado que deve ter a pesquisa em pontes de madeira no Brasil. As estruturas mostradas nesta revisão têm características bem definidas e coerentes com o desenvolvimento tecnológico a que se chegou nos países desenvolvidos. Porém, existe uma necessidade muito grande em nosso país de projetos de pontes que possibilitem custos menores com segurança e durabilidade. A madeira pode oferecer uma alternativa para as pontes de pequenos e médios vãos. Por isso, torna-se imperiosa a continuidade de pesquisas nesta área, para que essas estruturas se tornem cada vez mais exequíveis.

## 3.1. INTRODUÇÃO

Nem sempre as estruturas de pontes de madeira estão restritas a pequenos vãos ( $L < 20$  metros), existindo inúmeros casos de pontes especiais com estruturas mistas que atingiram vãos consideráveis. Quando se pretende construir pontes em locais onde os rios possuem grandes larguras e é necessário o aproveitamento de uma altura livre satisfatória entre ponte e nível d'água máximo para navegação fluvial, a solução comumente utilizada é a construção de pontes pênséis. Na Amazônia, onde a maioria dos rios apresenta tal característica, a viabilidade de pontes pênséis pode ser obtida com a utilização de madeira na superestrutura, que é o material existente em grande quantidade, proporcionando certamente custos bem inferiores às pontes pênséis metálicas. As passarelas com vãos médios ( $20 \text{ metros} < L < 125 \text{ metros}$ ), nas cidades de médio e grande porte, podem ser idealizadas com este sistema, pois também necessitam de estruturas estéticas e economicamente agradáveis. A passarela pênsil de madeira pode proporcionar a leveza e segurança estrutural requeridas em obras deste tipo.

As pontes para pedestres (passarela de pedestres segundo a NBR 7188), por serem solicitadas por carregamentos mais simples de serem quantificados, oferecem possibilidades de arranjos estruturais em madeira bem mais arrojados, podendo atingir vãos de mais de 100 m.

Neste capítulo estuda-se uma passarela pênsil de 75 m de vão com vigas de rigidez e tabuleiro em estrutura de madeira, construída sobre o rio Piracicaba, na cidade de Piracicaba - S.P., mostrando algumas características do projeto elaborado no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), as etapas de montagem da passarela e outras considerações sobre o processo construtivo adotado.

A estrutura foi calculada utilizando-se a teoria elástica, não mais utilizada em pontes pênséis metálicas. (que geralmente possuem vãos superiores a 600 m e são calculadas pela teoria dos deslocamentos). A teoria elástica se aplica adequadamente às pontes pênséis de madeira pelo fato de serem projetadas para vãos médios (até 125 metros) e possuírem grande rigidez, levando a esforços atuantes próximos aos calculados de maneira mais exata pela teoria dos deslocamentos.

As considerações admitidas pela teoria elástica são as seguintes:

- Os cabos são perfeitamente flexíveis, ou seja, os momentos fletores são nulos para qualquer seção.
- Os tirantes de suspensão (pendurais) são verticais.
- As vigas de rigidez são simplesmente apoiadas.
- Toda a carga permanente é transmitida diretamente para o cabo. Portanto qualquer seção da viga de rigidez tem momento fletor nulo sob este carregamento.
- A carga permanente está uniformemente distribuída ao longo do vão, dando aos cabos configuração parabólica.
- Os cabos e os pendurais são inextensíveis.
- Os materiais seguem a Lei de Hooke.
- O momento de inércia da viga de rigidez é constante ao longo da ponte.
- As torres são perfeitamente flexíveis, de modo a não oferecerem resistência aos movimentos horizontais dos cabos.
- O espaçamento entre os pendurais é pequeno em relação ao vão, de modo que eles serão considerados como uma cortina vertical contínua, que não oferece resistência ao cisalhamento.
- São desprezíveis as deformações da viga de rigidez devidas aos esforços cortantes e normais, assim como os encurtamentos axiais das torres.
- Quando uma carga uniforme atua sobre a viga de rigidez, uma parcela é absorvida pela viga e outra é transmitida para os cabos, através dos pendurais, resultando por hipótese, uma carga  $q$  uniformemente distribuída para cima, sobre a viga de rigidez.

- Admitindo-se que a ponte é pequena e suficientemente rígida, as deformações da viga e os deslocamentos verticais do cabo são muito pequenos. Assim, pode-se considerar que a configuração do cabo permanece parabólica, mesmo com a atuação da carga móvel.

É importante ressaltar que as duas últimas hipóteses diferenciam a teoria elástica da teoria dos deslocamentos. Não levando-se em consideração essas duas hipóteses, tem-se a teoria dos deslocamentos, resultando em uma análise não linear da estrutura.

### 3.2. PROJETO - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A ponte foi calculada baseada na teoria apresentada por GRAVINA, em 1946.

#### 4.2.1. Dados Geométricos

- Comprimento da ponte  $\rightarrow L = 75$  metros
- Espaçamento entre pendurais  $\rightarrow 3$  metros
- Flecha do cabo no meio do vão  $\rightarrow f = 12$  metros
- Comprimento do cabo no trecho parabólico  $\rightarrow L_c = 80,12$  metros
- Largura da passarela  $\rightarrow 4$  metros

Na figura 3.1 apresenta-se um esquema geral da passarela pênstil.

As quatro torres que sustentam o aparelho suspensor são metálicas, com seção transversal caixão, cuja altura total é de aproximadamente 15 metros cada uma.

A suspensão é composta por quatro cabos de aço Filler 19 x 25, com alma de aço e diâmetro  $1 \frac{3}{4}$ ", pré-esticados, sendo utilizados dois cabos para cada viga de rigidez. Os pendurais, com diâmetro de 1", aço 1020, são ligados aos cabos através de placas metálicas e às vigas de rigidez nos nós da treliça.

Foi utilizada uma relação entre o vão e a flecha central de 1:6,25 e uma relação de 1:50 entre o vão e a altura das vigas de rigidez treliçadas.



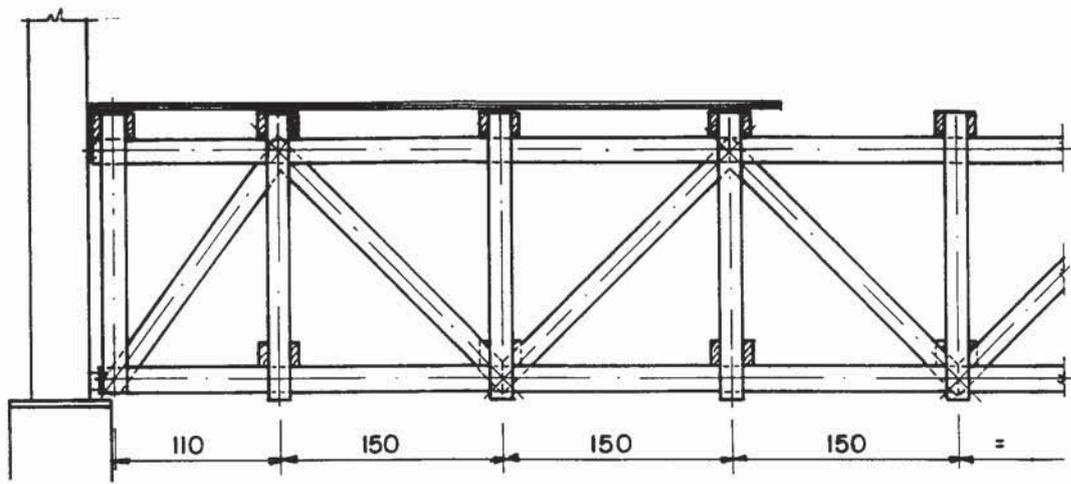


Figura 3.2. Elevação lateral

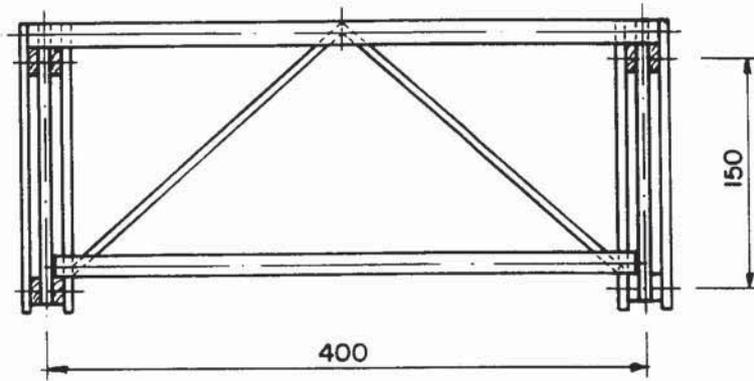


Figura 3.3. Corte AA

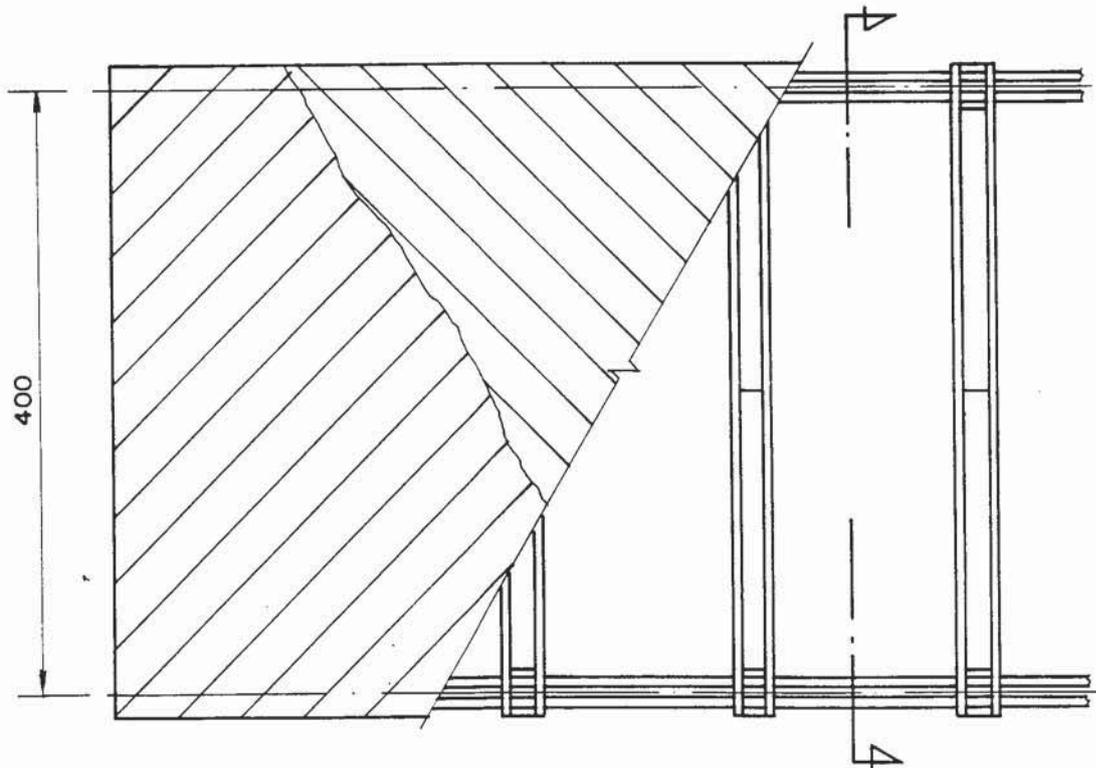


Figura 3.4. Vista em planta

- Ordenadas dos cabos de suspensão

A origem do sistema de coordenadas foi colocada no topo da torre e a equação da parábola foi utilizada para o cálculo da ordenada a cada 3 metros ao longo do vão, ou seja, nas posições dos pendurais, resultando o seguinte:

$$y = \frac{4 f}{L^2} ( L x - x^2 ) \quad (\text{equação da parábola})$$

x (m)	0,0	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0
y (m)	0,0	1,843	3,533	5,069	6,451	7,68	8,756

x (m)	21,0	24,0	27,0	30,0	33,0	36,0	39,0
y (m)	9,677	10,445	11,059	11,520	11,827	11,981	11,981

### 3.2.2. CARREGAMENTOS ATUANTES NA TRELIÇA DE RIGIDEZ

a) Ação permanente (g)

a.1) Volume de madeira em um metro de ponte:

- Treliza de rigidez  $\rightarrow v_1 = 0,0819 \text{ m}^3/\text{m}$

- Tabuleiro  $\rightarrow v_2 = 0,105 \text{ m}^3/\text{m}$

- Peças secundárias  $\rightarrow v_3 = 0,080 \text{ m}^3/\text{m}$

a.2) Pendural de aço de 3/4 " ( 1,9 cm ) de diâmetro, com comprimento médio de 8 m  $\rightarrow$  peso = 20 daN

a.3) Cabo metálico de 6,35 cm de diâmetro  $\rightarrow g_c = 22 \text{ daN}$

a.4) Carga permanente total:

$$g_{\text{total}} = (0,0819 + 0,105 + 0,080) \times 1,1 \times 1000 + 20/3 + 22$$

$$g_{\text{total}} = 330 \text{ daN}$$

b) Ação variável

A ação variável corresponde a sobrecarga de pedestres, foi adotada igual a  $300 \text{ daN/m}^2$ .

### 3.2.3. ESFORÇOS NOS CABOS DE SUSPENSÃO

Foi admitido que todo o carregamento é suportado pelos cabos de suspensão.

- Empuxos - esforços no topo da torre  
Reação horizontal devida à carga permanente:  
 $H_g = 193,4 \text{ KN}$   
Reação horizontal devida à carga accidental:  
 $H_q = 351,6 \text{ KN}$
- Empuxo total máximo:  $H_g + H_q = 545 \text{ KN}$
- Reação vertical:  
 $V = 348,9 \text{ KN}$
- Tração máxima nos cabos:  
 $T_{\max} = 647,1 \text{ KN}$

### 3.2.4. ESFORÇO VERTICAL NA TORRE

$$V_{\text{TORRE}} = 697,8 \text{ KN}$$

### 3.2.5. ESFORÇOS NOS PENDURAIIS

$$T_{\text{pend}} = 27,9 \text{ KN}$$

### 3.2.6. ESFORÇOS NA VIGA DE RIGIDEZ CALCULADOS PELA TEORIA ELÁSTICA - MOMENTOS FLETORES MÁXIMOS

Quando atua a carga móvel sobre a passarela de apenas um tramo, ocorrem as deformações do aparelho suspensor cabo-pendurais-viga de rigidez, conforme esquematizado na figura abaixo.

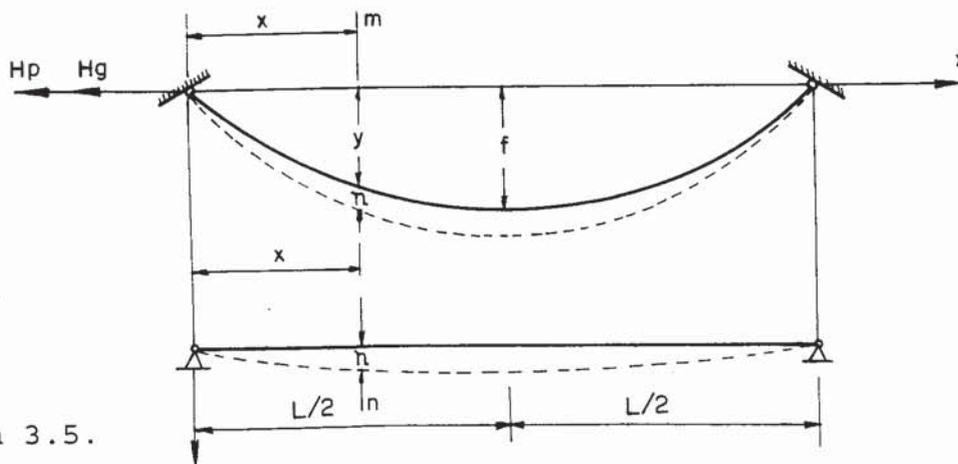


Figura 3.5.

Como os pendurais são considerados indeformáveis, admite-se que as deformações  $\eta$  da viga de rigidez são iguais às do cabo. Considerando ainda a hipótese de que os deslocamentos  $\eta$  são muito pequenos, a equação dos momentos fletores numa seção genérica da viga de rigidez é dada por:

$$M = M_p - H_p y \quad (3.1)$$

onde:

$M$  = momento fletor atuante na treliça de rigidez

$M_p$  = momento fletor atuante na treliça de rigidez, devido à carga móvel, como se fosse simplesmente apoiada

$H_p$  = empuxo do cabo devido à carga móvel

$y$  = ordenada do cabo da suspensão onde se calcula o esforço

OBS: 1) Nas situações mostradas a seguir a carga está disposta na situação mais crítica para o esforço a ser calculado.

2) Supõe-se que a carga permanente  $g$  não introduza esforços na treliça de rigidez, a não ser os intermediários, entre os pendurais.

3) O valor de  $H_p$  foi calculado pela fórmula abaixo que utiliza as funções de Steinman para aplicação da teoria elástica, obtendo o empuxo devido à carga móvel uniformemente distribuída  $p$ , agindo sobre o vão central entre as seções tomadas em  $x = JL$  e  $y = KL$ :

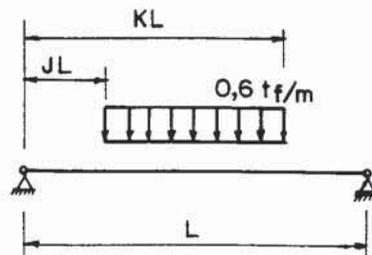


Figura 3.6.

$$H_p = \frac{q L^2}{5Nf} ( F(K) - F(J) ) \quad (3.2)$$

deduzida da seguinte expressão, para o caso de suspensão parabólica, desprezando-se os deslocamentos verticais  $\eta$  da suspensão, com integração ao longo de todo o vão:

$$H_p = \frac{3}{f^2 L N} \int M_p y dx \quad (3.3)$$

onde N é uma constante, mostrada na expressão 4.4, cujos índices c indicam características do cabo:

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3}{f^2 L} \frac{E J}{E_c A_c} L_c = 1,6 \quad (3.4)$$

Funções de Steinman para a aplicação da teoria elástica

Tab. 3.1. Tabelas de Steinman - Funções de Steinman para Aplicação da Teoria Elástica.

K	B(K)	C(K)	D(K)	F(K)	G(K)
0,00	0,0000	0,0000	2,0000	0,0000	0,4000
0,05	0,0498	0,0524	1,7511	0,0062	0,4404
0,10	0,0981	0,1090	1,5090	0,0248	0,4816
0,15	0,1438	0,1691	1,2790	0,0550	0,5232
0,20	0,1856	0,2320	1,0650	0,0963	0,5648
0,25	0,2227	0,2969	0,8704	0,1474	0,6062
0,30	0,2541	0,3630	0,6962	0,2072	0,6472
0,35	0,2793	0,4296	0,5445	0,2740	0,6874
0,40	0,2976	0,4960	0,4147	0,3462	0,7264
0,45	0,3088	0,5614	0,3065	0,4222	0,7640
0,50	0,3125	0,6250	0,2188	0,5000	0,8000
0,55	0,3088	0,6861	0,1497	0,5778	0,8340
0,60	0,2976	0,7440	0,0973	0,6538	0,8656
0,65	0,2793	0,7979	0,0593	0,7260	0,8946
0,70	0,2541	0,8470	0,0332	0,7928	0,9208
0,75	0,2227	0,8906	0,0166	0,8526	0,9438
0,80	0,1856	0,9280	0,0070	0,9037	0,9632
0,85	0,1438	0,9584	0,0023	0,9450	0,9788
0,90	0,0981	0,9810	0,0005	0,9752	0,9904
0,95	0,0498	0,9951	0,0003	0,9938	0,9976
1,00	0,0000	1,0000	0,0000	1,0000	1,0000

Portanto, a partir da equação 3.1 foram calculados os momentos fletores máximos e mínimos, nas seções a cada  $0,125 L$  até o meio do vão, já que a outra metade é simétrica.

OBS: Os momentos fletores e demais esforços foram calculados nas unidades Kgf.m (quilograma-força vezes metro) e tf.m (tonelada-força vezes metro). Contudo, os valores finais são colocados nas unidades do Sistema Internacional, pois, neste caso, o que se pretende de fato é dar uma idéia da ordem de grandeza desses esforços solicitantes.

a) Seção  $0,125 L$  (  $x = 9,375 \text{ m}$  e  $y = 5,25 \text{ m}$  )

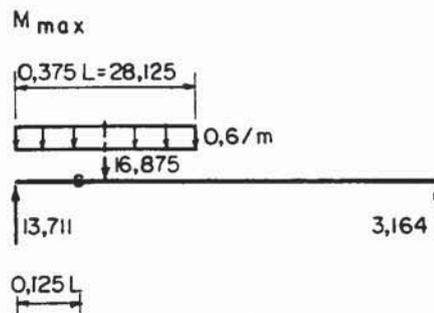


Figura 3.7.

$$M_p = 13,711 \times 9,375 - \frac{0,6 \times 9,375^2}{2} = 102,17 \text{ tf.m}$$

$$F(k) = 0,375 = 0,3101 \quad \} \longrightarrow H_p = 10,90 \text{ tf.m}$$

$$F(k) = 0,375$$

$$F(J) = 0 = 0$$

$$M = 102,17 - 10,90 \times 5,25 = 44,95 \text{ tf.m}$$

$$M_{\max} = 44,95 \text{ tf.m} = 449,5 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 8,789 - 9,375 = 82,40 \text{ tf.m}$$

$$M_{min} = ?$$

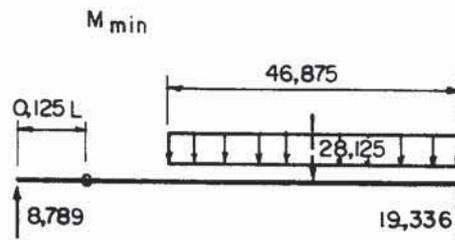


Figura 3.8.

$$F(k = 1) =$$

$$F(J = 0,375) = 0,3101 \left\{ \begin{array}{l} \longrightarrow H_p = 24,25 \text{ tf.m} \end{array} \right.$$

$$M = 82,40 - 24,25 \times 5,25 = - 44,91$$

$$M_{min} = 44,91 \text{ tf.m} = 449,1 \text{ KN.m}$$

b) Seção  $0,25 L$  (  $x = 18,75 \text{ m}$  e  $y = 9,00$  )

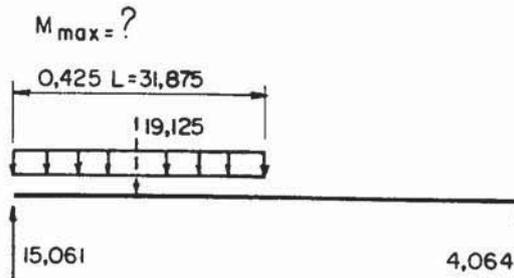


Figura 3.9.

$$M_p = 15,061 \times 18,75 - 0,6 \times \frac{18,75}{2} = 176,93$$

$$F(k = 0,425) = 0,3842 \left\{ \begin{array}{l} \longrightarrow H_p = 13,51 \end{array} \right.$$

$$F(J = 0) = 0$$

$$M = 176,93 - 13,51 \times 9 = 55,34 \text{ tf.m}$$

$$M_{max} = 55,34 \text{ tf.m} = 553,4 \text{ KN.m}$$

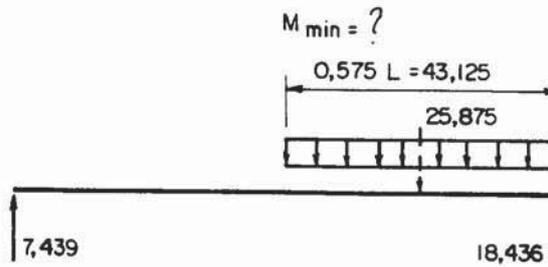


Figura 3.10.

$$M_p = 7,439 \times 18,75 \text{ tf.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} F(k = 1) = 1 \\ F(J = 0,425) = 0,3842 \end{array} \right\} \rightarrow H_p = 21,65 \text{ tf.m}$$

$$M = 138,48 - 21,65 \times 9 = -55,37 \text{ tf.m}$$

$$M_{\min} = 55,37 \text{ tf.m} = 553,7 \text{ KN.m}$$

c) Seção 0,375 L ( x = 28,125 m e y = 11,25 m )

$$M_{\max} = ?$$

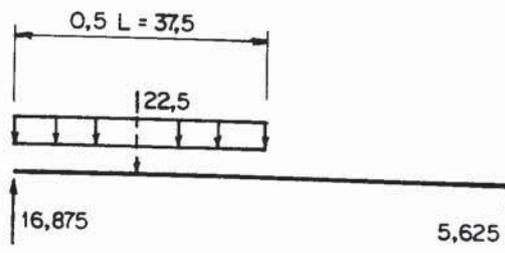


Figura 3.11.

$$M_p = 16,875 \times 28,125 - \frac{0,6 \times 28,125}{2} = 237,30$$

$$\left. \begin{array}{l} F(K = 0,5) = 0,5 \\ F(J = 0) = 0 \end{array} \right\} \rightarrow H_p = 17,58 \text{ tf.m}$$

$$M = 237,30 - 17,58 \times 11,25 = 39,53 \text{ tf.m}$$

$$M_{\max} = 395,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = ?$$

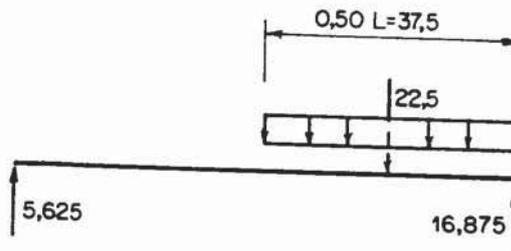


Figura 3.12.

$$M_p = 5,625 \times 28,125 = 158,20$$

$$\left. \begin{array}{l} F(K = 1) = 1 \\ F(J = 0) = 0,5 \end{array} \right\} \rightarrow H_p = 17,58$$

$$M = 158,20 - 17,58 \times 11,25 = -39,58$$

$$M_{\min} = -39,58 \text{ tf.m} = -395,8 \text{ KN.m}$$

d) Seção 0,5 L ( x = 37,5 m e y = 12 m )

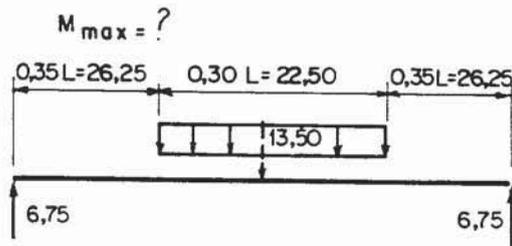


Figura 3.13.

$$M_p = 6,75 \times 37,5 - 11,25 \times 0,6 \times \frac{11,25}{2} = 215,16$$

$$\left. \begin{array}{l} F(K = 0,65) = 0,7260 \\ F(J = 0,35) = 0,2740 \end{array} \right\} \rightarrow H_p = 15,89$$

$$M = 215,16 - 12 \times 15,89 = 24,48$$

$$M_{\max} = 24,48 \text{ tf.m} = 244,8 \text{ KN.m}$$

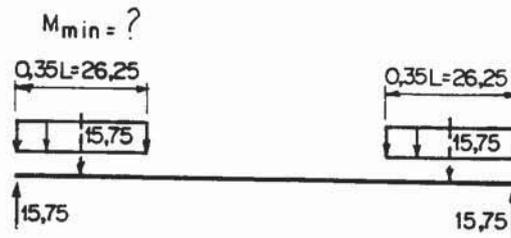


Figura 3.14.

$$M_p = 15,75 \times \frac{26,25}{2} = 206,72$$

$$\left. \begin{array}{l} F(K_1 = 0,35) = 0,2740 \\ F(J_1 = 0) = 0 \\ F(K_2 = 1) = 1 \\ F(K_2 = 0,65) = 0,726 \end{array} \right\} \rightarrow H_p = 19,27 \text{ tf.m}$$

$$M = 206,72 - 12 \times 19,27 = -24,52$$

$$M_{\min} = -24,52 \text{ tf.m} = -245,2 \text{ KN.m}$$

Os cálculos efetuados resultaram na seguinte envoltória de momentos fletores:

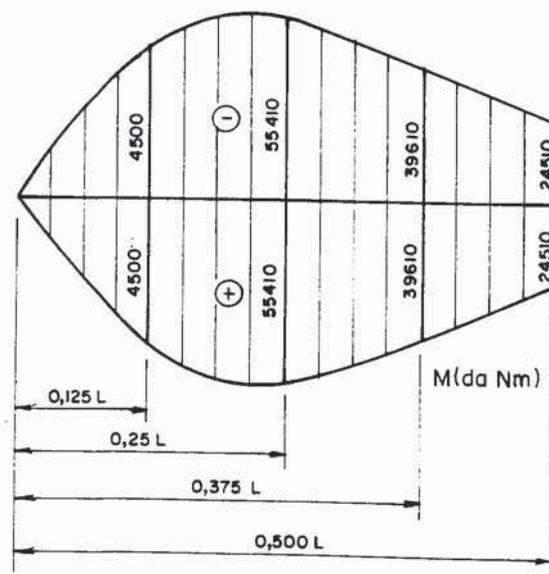


Figura 3.15.

Como pode ser observado na envoltória, os momentos máximos ocorrem na seção situada a 1/4 do vão, aproximadamente.

#### - ESFORÇOS CORTANTES MÁXIMOS

Foi elaborada a linha de influência do esforço cortante nas seções a cada 0,1 L desde  $x = 0$  até  $x = 0,5 L$  da viga de rigidez, computando primeiramente o efeito do esforço cortante da carga unitária, como se a treliça estivesse simplesmente apoiada, desacoplada dos cabos. Em seguida, soma-se o primeiro termo ao efeito do esforço cortante da carga  $q$ , uniformemente distribuída em toda a extensão da treliça, para cima, provocada pelos tirantes de suspensão. Finalmente, obtidas as cotas da linha de influência do esforço cortante em cada seção requerida, são facilmente calculados os esforços cortantes máximos e mínimos em cada seção, que estão relacionados abaixo.

a) Seção 0,0 L

$$V_{\max} = 68 \text{ KN}$$

$$V_{\min} = - 68 \text{ KN}$$

b) Seção 0,1 L

$$V_{\max} = 44 \text{ KN}$$

$$V_{\min} = - 43 \text{ KN}$$

c) Seção 0,2 L

$$V_{\max} = 34 \text{ KN}$$

$$V_{\min} = - 33 \text{ KN}$$

d) Seção 0,3 L

$$V_{\max} = 39 \text{ KN}$$

$$V_{\min} = - 39 \text{ KN}$$

e) Seção 0,4 L

$$V_{\max} = 52 \text{ KN}$$

$$V_{\min} = - 52 \text{ KN}$$

f) Seção 0,5 L

$$V_{\max} = |V_{\min}| = 56 \text{ KN}$$

Os cálculos efetuados levaram a seguinte envoltória dos esforços cortantes:

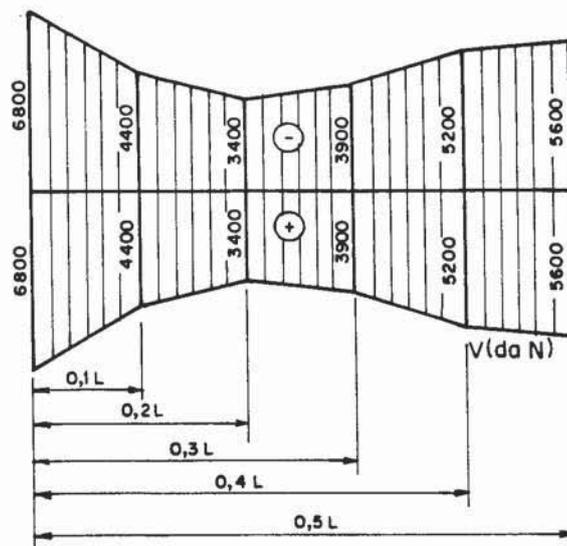


Figura 3.16.

Observando o diagrama acima, constata-se que os esforços cortantes máximos ocorrem próximos aos apoios.

### 3.2.7. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA VIGA DE RIGIDEZ

Os deslocamentos verticais da viga de rigidez foram calculados nas seções  $x = 0,25 L$  e  $x = 0,5 L$  com o mesmo procedimento utilizado no cálculo dos esforços cortantes, ou seja, obtendo-se a linha de influência de flecha considerando a viga simplesmente apoiada, desacoplada dos cabos e em seguida e a carga  $q$  uniformemente distribuída para cima, considerando a cortina contínua formada pelos tirantes de suspensão. Obtida a linha de influência, foram calculados os valores críticos. Neste cálculo não estão computados os deslocamentos devidos ao alongamento do cabo da suspensão.

a) Seção  $0,25 L$  :

$$v_{\max} = 0,75 \text{ m} \quad ; \quad v_{\min} = - 0,75 \text{ m}$$

b) Seção  $0,5 L$  :

$$v_{\max} = 0,20 \text{ m} \quad ; \quad v_{\min} = - 0,19 \text{ m}$$

### 3.2.8. DESLOCAMENTO VERTICAL DA VIGA DE RIGIDEZ PROVOCADO PELO ALONGAMENTO DO CABO

A força de tração no cabo é variável de seção para seção. O cálculo do deslocamento vertical ( $\delta f$ ) foi feito para dois casos limites:

$$1^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = H \Rightarrow \delta f_h$$

$$2^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = T_{max} \Rightarrow \delta f_t$$

a) Deslocamento devido à carga permanente

$$1^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = H_g, \text{ obteve-se } \delta c = 21 \text{ cm}$$

$$2^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = T_{max}, \text{ obteve-se } \delta c = 23 \text{ cm}$$

b) Deslocamento devido à carga acidental em toda a ponte

$$1^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = H_q, \text{ obteve-se } \delta c = 37 \text{ cm}$$

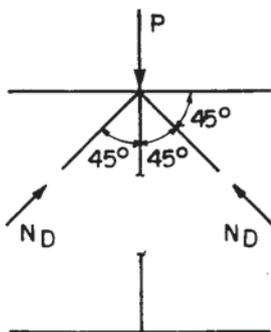
$$2^{\circ} \text{ caso: } N_{cte} = T_{max}, \text{ obteve-se } \delta c = 41 \text{ m}$$

O deslocamento vertical no meio do vão da viga de rigidez treliçada provocado pelo alongamento do cabo se situará entre os valores encontrados.

### 3.2.9. ESFORÇOS E SISTEMAS SECUNDÁRIOS

a) Nó intermediário da treliça de rigidez (sem pendural)

-Esforços nas diagonais



$$P_g = 0,33 \text{ tf/m} \times 1,5\text{m} = 0,5 \text{ tf} = 5 \text{ KN}$$

$$P_q = 0,6 \text{ tf/m} \times 1,5\text{m} = 0,9 \text{ tf} = 9 \text{ KN}$$

$$2N_D \cos 45 = P$$

$$N_D = \frac{P}{2 \cos 45} = 0,707 P$$

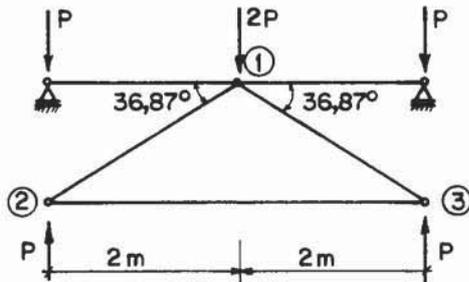
$$N_{Dg} = 0,35 \text{ tf}$$

$$N_{Dq} = 0,64 \text{ tf}$$

$$N_{Dg} + q = 0,99 \text{ tf} = 9,9 \text{ KN (compressão)}$$

b) Sistema de travamento

- Ponte toda carregada



$$P_g = 0,25 \text{ tf}$$

$$P_q = 0,45 \text{ tf}$$

$$N_{12} = N_{13} = \frac{2P}{2 \sin 36,87} \rightarrow N_{12g} = 0,42 \text{ tf}$$

$$N_{12q} = 0,75 \text{ tf}$$

$$N_{12g+q} = 1,17 \text{ tf} = 11,7 \text{ KN (compressão)}$$

$$N_{23} = \frac{P}{\lg 36,87} = N_{23g} = 0,33 \text{ tf}$$

$$N_{23q} = 0,60 \text{ tf}$$

$$N_{23g+q} = 0,93 \text{ tf} = 9,3 \text{ KN (tração)}$$

Esforços no montante intermediário da treliça de rigidez:

$$N_m = P$$

$$N_{mg} = 0,5 \text{ tf}$$

$$N_{mq} = 0,45 \text{ tf}$$

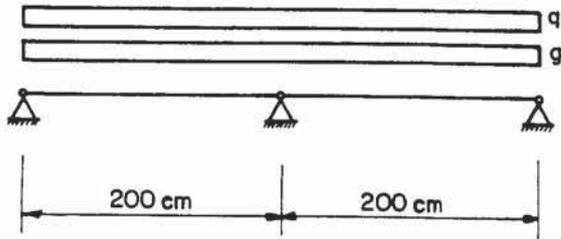
$$N_{mg+q} = 0,7 \text{ tf} = 7 \text{ KN (tração)}$$

c) Transversinas do piso do tabuleiro

cargas:  $g = 1 \text{ kg/cm}$

$q = 4,5 \text{ kgf/cm}$

Esquema estático



$$I = \frac{2 \times 6 \times 16^3}{12} = 409 \text{ cm}^4$$

$$E = 150.000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_{g+q\max} = 5,5 \times \frac{200}{2} = 550 \text{ kgf} = 5,5 \text{ KN}$$

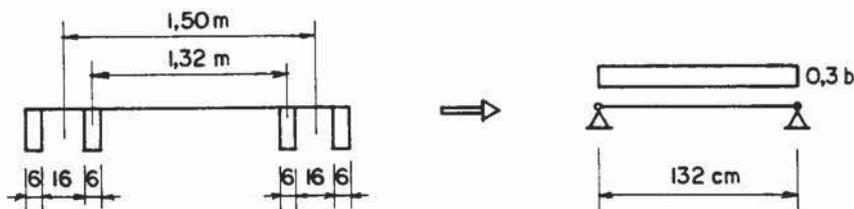
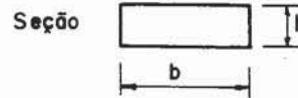
$$M_{g+q\max} = \frac{5,5 \times 200}{8} = 27.500 \text{ kgf cm} = 275 \text{ KN.cm}$$

$$v_{\max} = \frac{5 \times 200^4}{384.4096 \times 150.000} (1,5 \times 1 + 4,5) = 0,20 \text{ cm}$$

d) Piso do tabuleiro

$g = \text{foi desprezado}$

$q = 300 b \text{ kgf/m} = 0,03 b \text{ kgf/cm}$



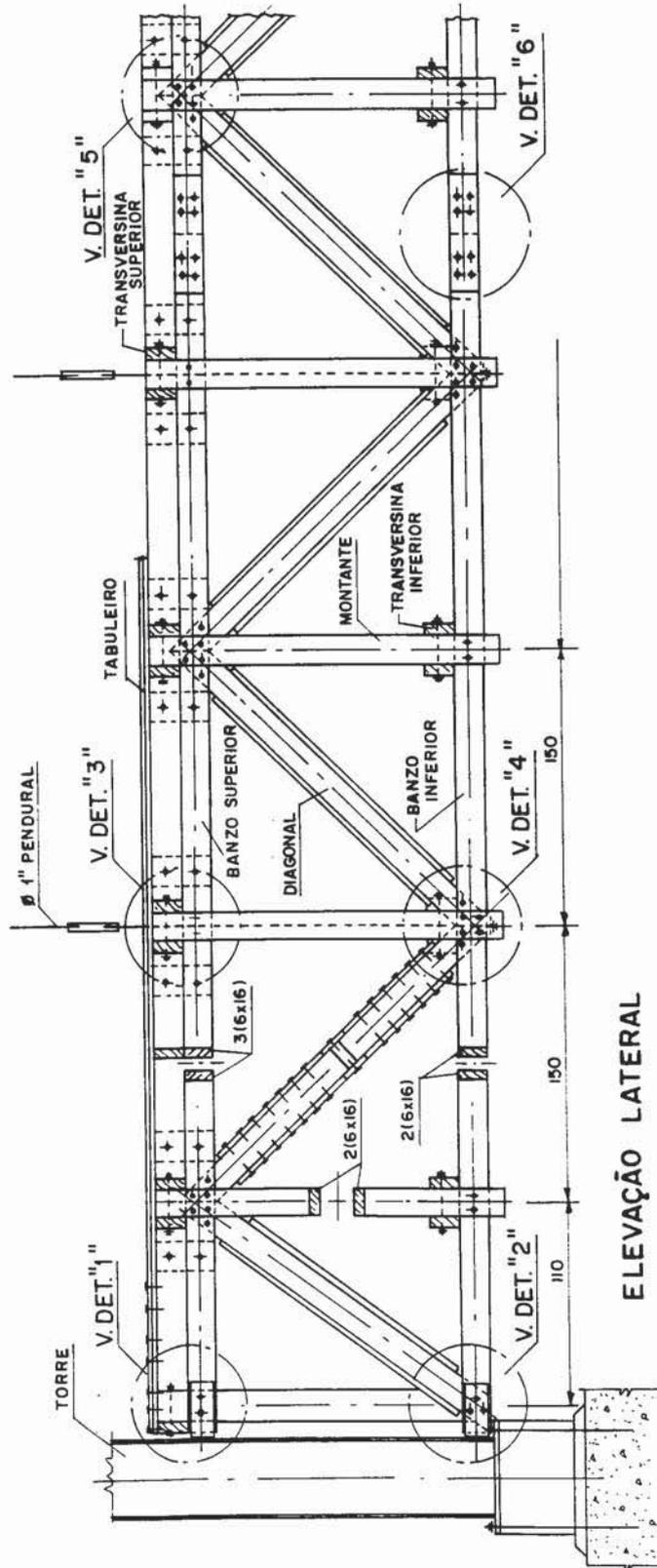
$$v = \frac{5 \times 0,03 b \times 132^4}{384 \times 150.000 \times \frac{bh^3}{12}} = \frac{9,5}{h^3} < \bar{v}$$

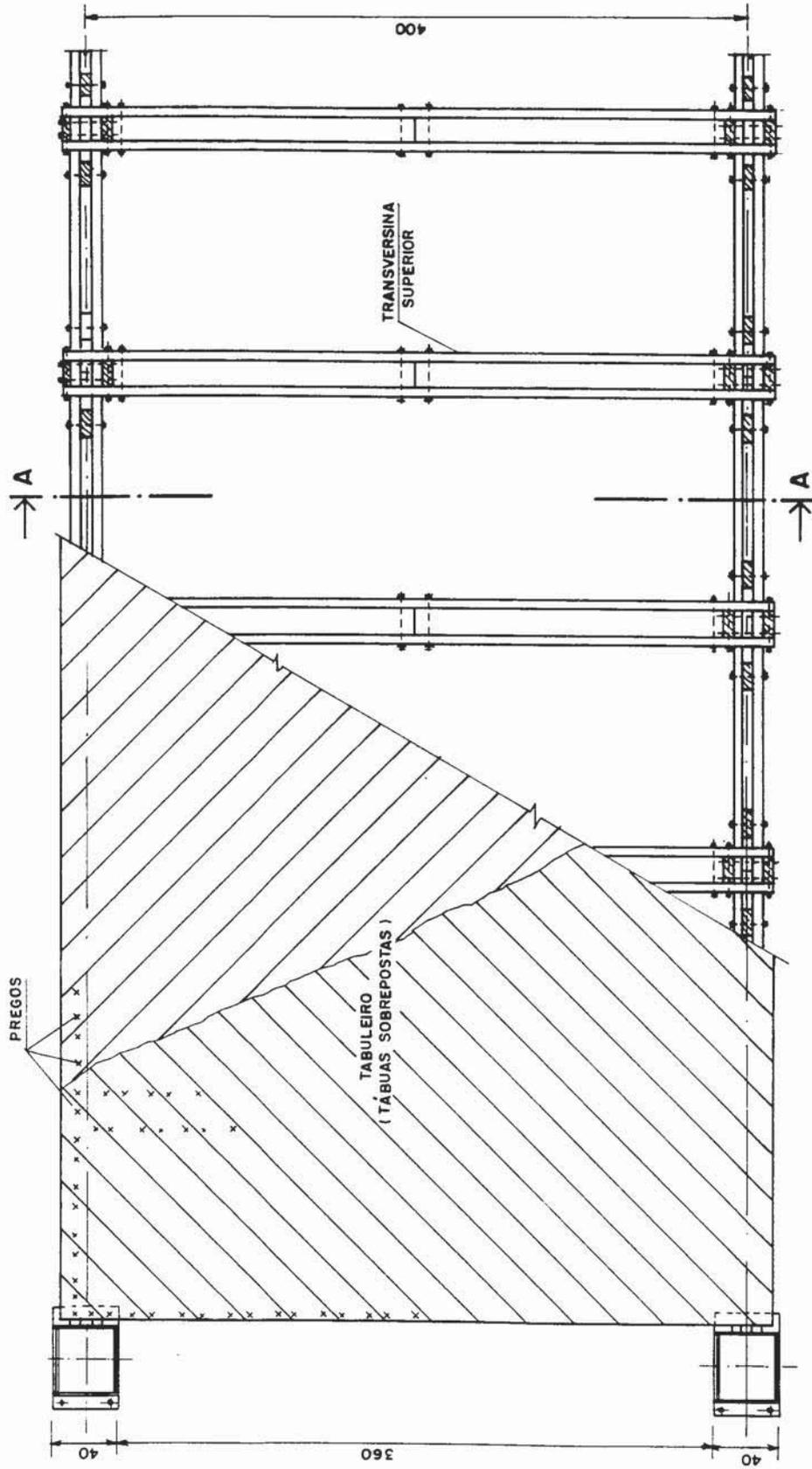
$$h^3 \geq \frac{9,5}{\bar{v}}$$

$$\text{a) } \bar{v} = \frac{1}{300} = 0,44\text{cm} \longrightarrow h \geq 2,78\text{cm}$$

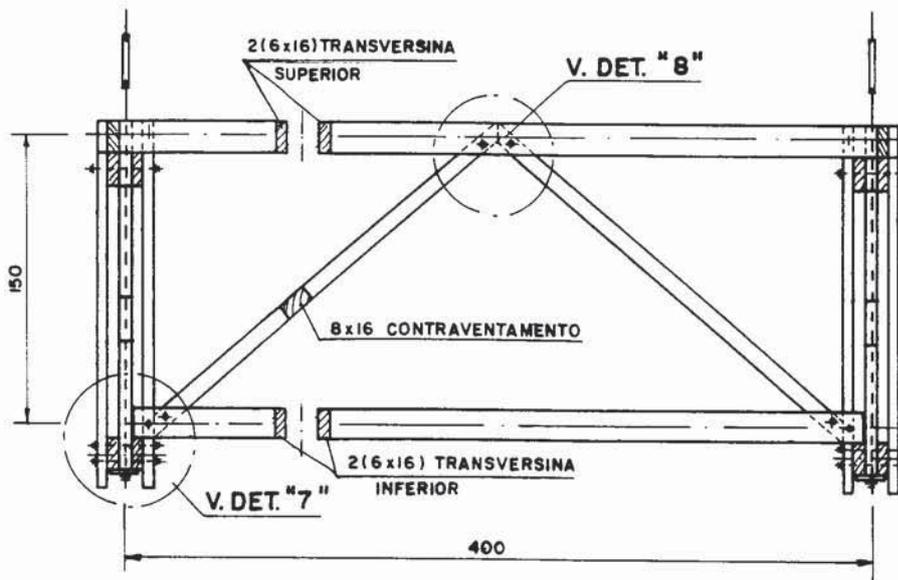
$$\text{b) } \bar{v} = \frac{1}{500} = 0,26\text{cm} \longrightarrow h \geq 3,30\text{cm}$$

3.2.10. DETALHES DE PROJETO

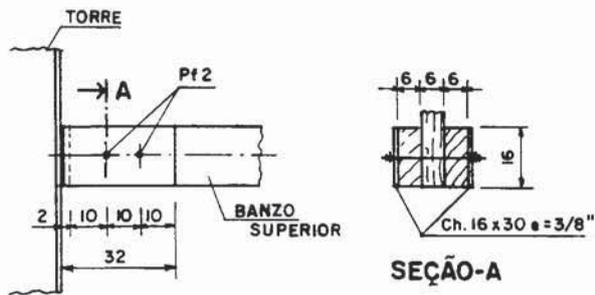




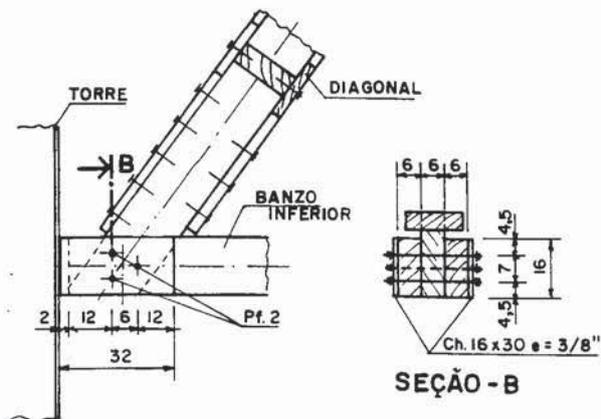
PLANTA



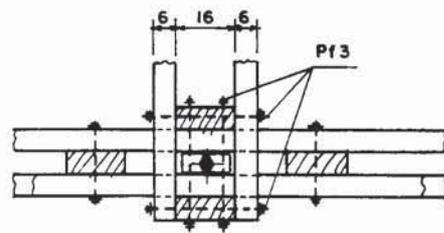
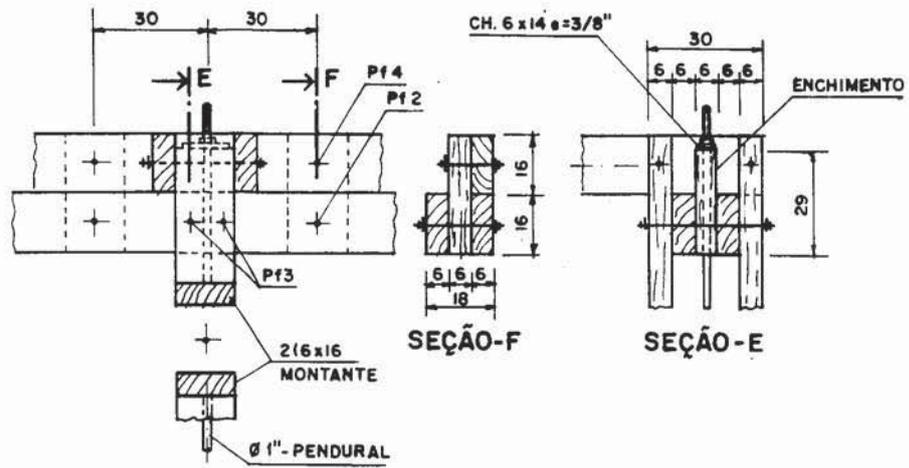
**CORTE - AA**



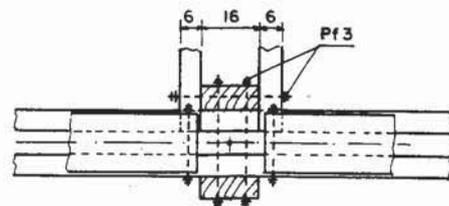
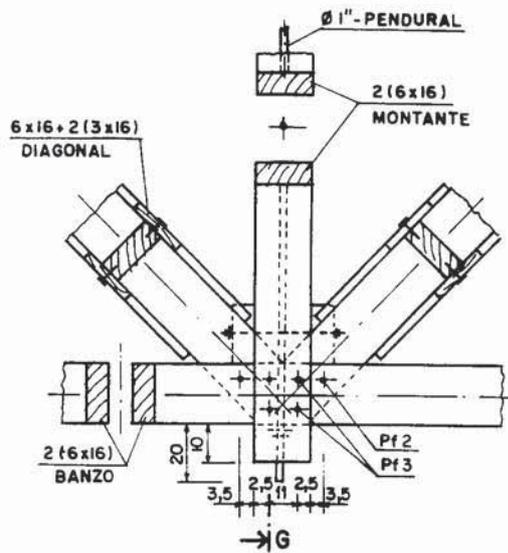
**DET. 1- FIXAÇÃO DO BANZO SUPERIOR NA TORRE**



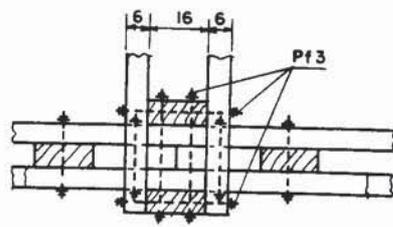
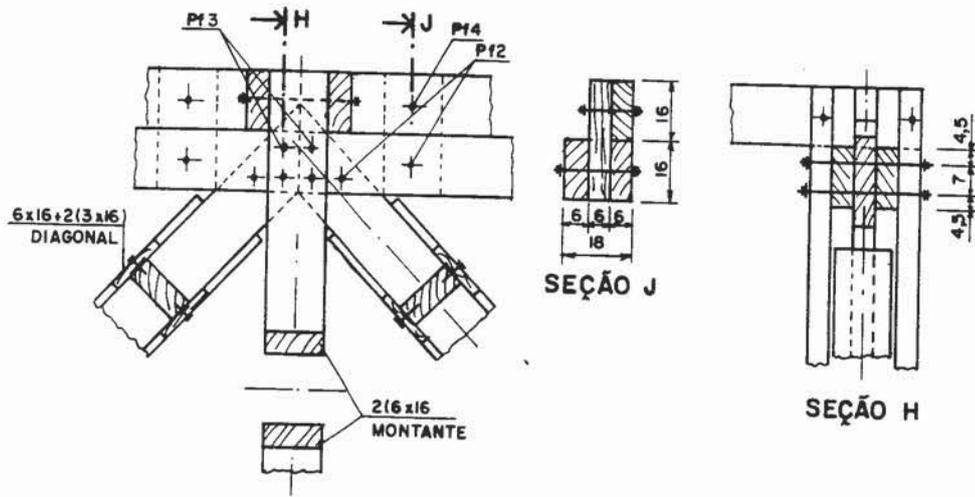
**DET. 2-FIXAÇÃO DO BANZO INFERIOR NA TORRE**



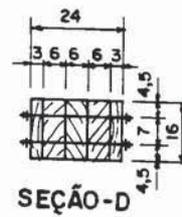
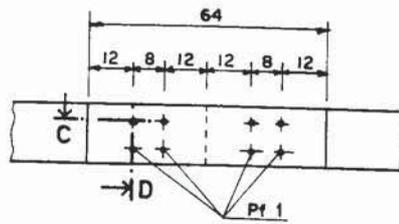
DETALHE "3"



DETALHE "4"

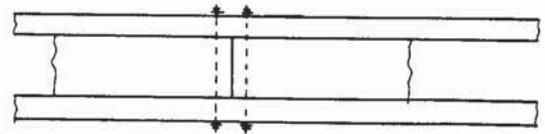
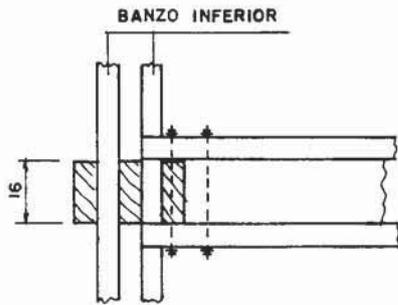
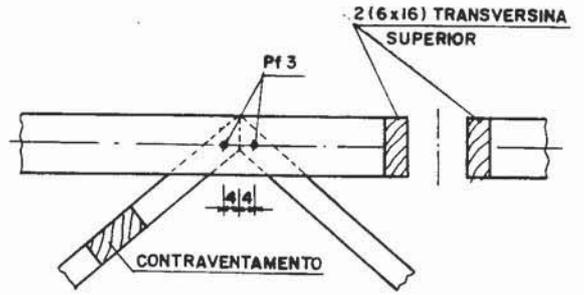
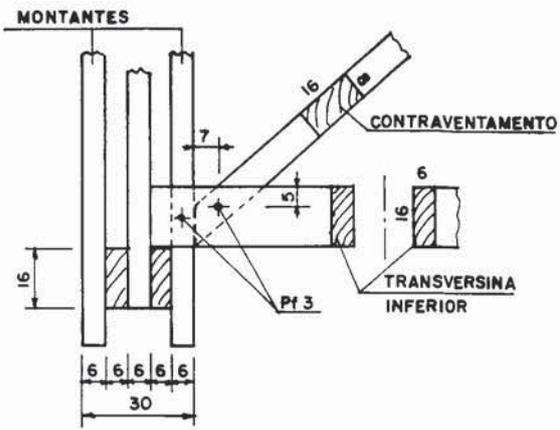


DETALHE "5"



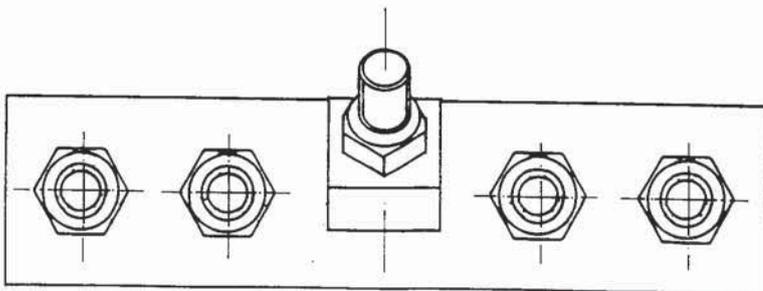
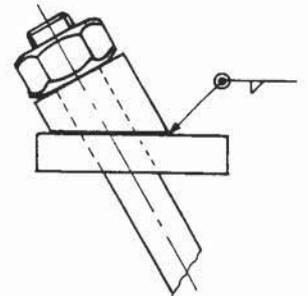
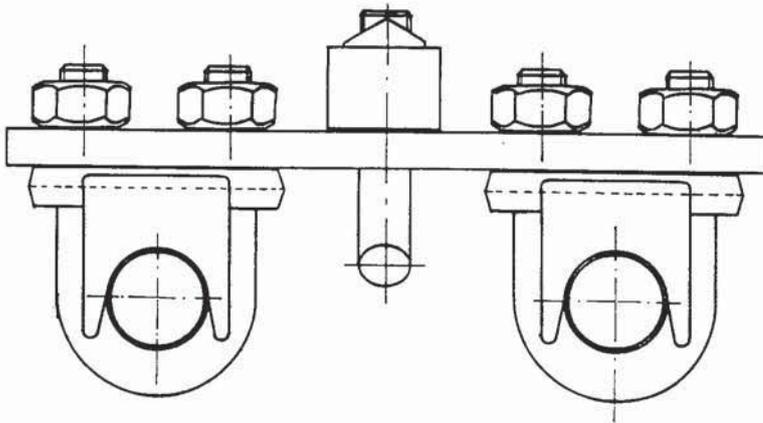
SEÇÃO - C

DET. 6- EMENDA DOS BANZOS INFERIOR E SUPERIOR



DETALHE "7"

DETALHE "8"



DETALHE "9"

### 3.3. PROCESSO DE MONTAGEM DA PASSARELA

#### 3.3.1. Definição das etapas construtivas

Desde a concepção do projeto, buscou-se utilizar um conceito cada vez mais aceito nos países desenvolvidos para a construção de estruturas de grande porte, que é a pré-fabricação dos principais componentes da superestrutura. Na passarela pênsil de Piracicaba o concreto foi utilizado nas fundações e blocos de ancoragem, enquadrando a estrutura dentro dos modernos conceitos de pontes de madeira, que primordialmente não devem possuir madeira em contato direto com a água do rio. As torres em estrutura de aço, complementam a idéia de cada material (madeira, aço e concreto) trabalhando de modo a obter a eficiência máxima do conjunto, tanto do ponto de vista estrutural quanto do econômico.

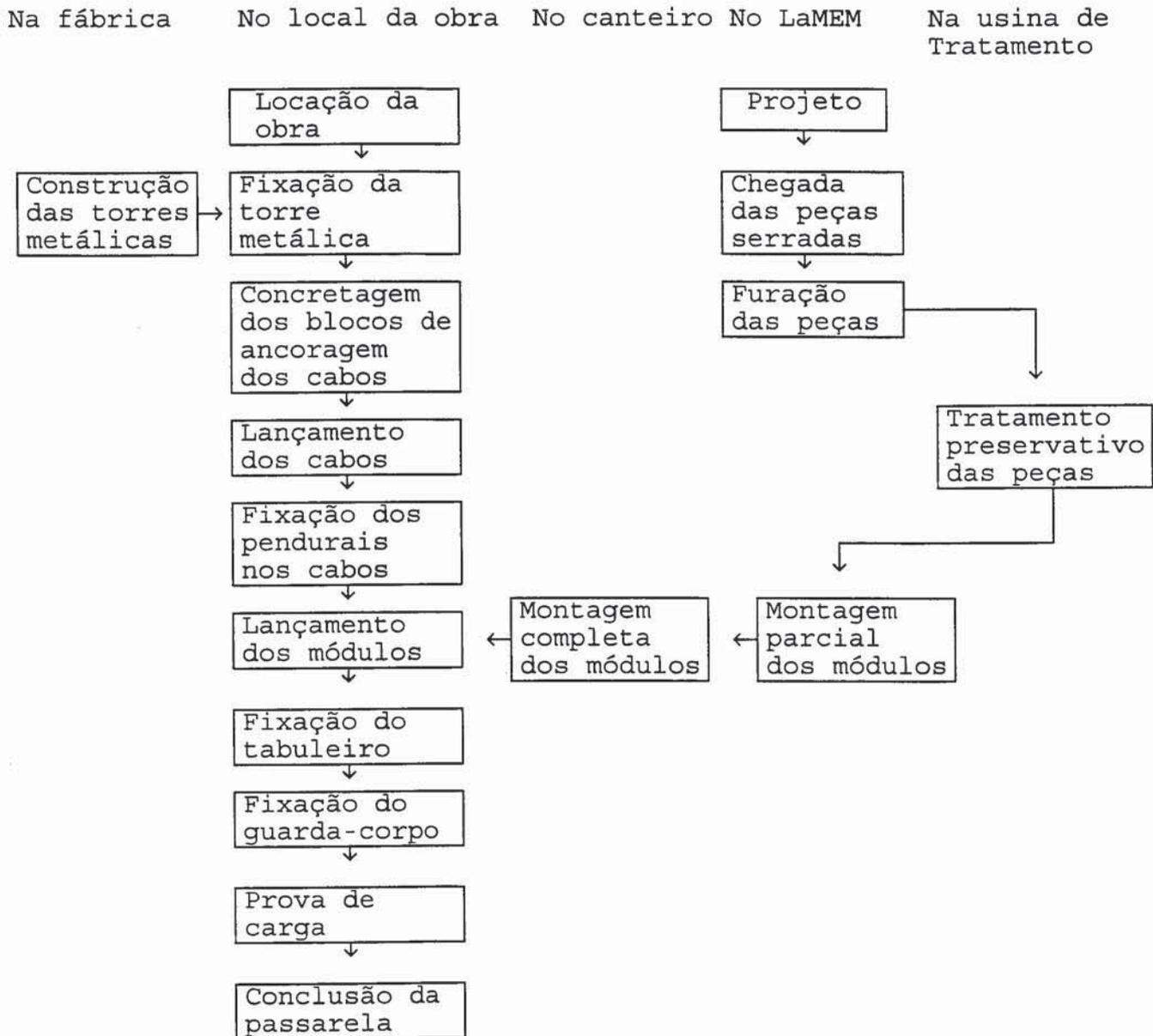
O arranjo estrutural adotado também permite uma vantagem de execução da ponte pênsil, ou seja, a não necessidade de cimbramento ou escoramento intermediário para montagem, além da possibilidade da ponte ser construída pelo processo de balanços sucessivos, diminuindo assim o tempo de execução.

Nas vigas de rigidez treliçadas foram utilizadas peças de madeira da espécie Eucalipto Citriodora, que receberam tratamento preservativo contra fungos e insetos xilófagos. O conjunto composto por viga de rigidez, transversinas e contraventamentos, que constituem o vão livre de 75 metros e 4 metros de largura, foi dividido em módulos de 6 metros de comprimento.

Algumas fotos das principais etapas de construção da passarela são mostradas no anexo 4.

No esquema a seguir podem ser observadas as etapas de construção, incluindo a fase de projeto e montagem dos módulos. Com este fluxograma é possível ter uma idéia da dinâmica do processo construtivo.

PROJETO E CONSTRUÇÃO DA PASSARELA PÊNNSIL DE PIRACICABA



3.3.2. Tratamento preservativo da madeira

Dentre as técnicas de preservação da madeira contra agentes deterioradores sem dúvida destaca-se a preservação química, pela garantias de eficiência e praticidade, sendo adotada universalmente dentro do campo da tecnologia da madeira. Consiste

basicamente em introduzir, através de processos adequados, produtos químicos dentro da estrutura da madeira, visando torná-la tóxica aos organismos que a utilizam como fonte de alimentação. Os preservativos comerciais podem ser classificados de uma forma geral em duas categorias distintas: oleossolúveis e hidrossolúveis.

Os preservativos oleossolúveis são os mais utilizados mundialmente. Dentre eles destacam-se o creosoto e o pentaclorofenol. O creosoto, considerado o mais antigo preservativo de madeiras, apresenta excelentes propriedades de toxidez aos agentes biodeterioradores, com a característica de não se fixar na madeira por reações químicas, apenas aderindo às paredes celulares ou se depositando no lúmen das células. Um problema da utilização do creosoto é a exsudação (excesso do produto na superfície da madeira tratada), causando irritabilidade dermatológica nas pessoas que manuseiam as peças tratadas sem a devida segurança, sendo portanto indicado para o tratamento das peças estruturais que não estarão em contato direto com o público. Nos Estados Unidos, as estruturas de pontes de madeira são tratadas na sua maioria com creosoto. O pentaclorofenol, produto altamente tóxico tanto aos homens quanto ao meio ambiente, tem sido cada vez menos utilizado.

Esses preservativos oleossolúveis apresentam a grande vantagem de serem produtos de baixo custo, incentivando a utilização, enquanto que os hidrossolúveis apresentam custos bem superiores.

Os preservativos hidrossolúveis tem alcançado maior receptividade de uso nos últimos anos, proveniente das dificuldades relacionadas à escassez de derivados de petróleo e das restrições de natureza ambiental e de segurança. Os principais produtos com formulações hidrossolúveis são: CCA, ACA e CCB. Esses produtos em geral têm uma maior resistência à lixiviação e conseqüentemente a permanência desses compostos no interior da madeira pode ser maior em relação aos oleossolúveis.

Os processos de aplicação dos produtos preservativos podem ser divididos em procedimentos sem pressão ou com pressão.

Os métodos de imersão e banho quente-frio são exemplos de processos sem pressão, que não são indicados para obras de grande porte e não garantem plena durabilidade. Os processos de aplicação com pressões (superiores à atmosférica) são os mais eficientes, devido à distribuição e penetração mais uniforme do preservativo na peça tratada, e um controle maior do produto impregnado na madeira. Resumidamente, neste processo as peças de madeira são colocadas em um cilindro de tratamento (autoclave), onde através do emprego de pressão o produto penetra totalmente nos tecidos permeáveis da madeira. Para maiores informações, consultar o Manual de Preservação do IPT (1986).

Na passarela pênsil em estudo, as peças de Eucalipto Citriodora foram tratadas com o produto CCB, (sais de cobre, cromo e boro) em autoclave, na PREMA de Rio Claro, S.P.

### 3.3.3. Vigas de Rigidez

Inicialmente, todas as peças de madeira, exceto as do tabuleiro, foram levadas ao LaMEM já nas dimensões definitivas de projeto, para a confecção dos furos nas regiões de ligação. Terminada esta fase, as peças de Eucalipto Citriodora foram transportadas para a usina de tratamento preservativo.

Terminado o tratamento, toda a madeira retornou ao LaMEM para a etapa de montagem parcial dos módulos. Optou-se pela montagem parcial ao invés de todo o conjunto pelas dificuldades de transporte. Portanto, no LaMEM foram montadas apenas as treliças que compõem as vigas de rigidez, a maioria com comprimento de 6 metros (no esquema geral da passarela observa-se que as treliças de extremidade têm comprimentos diferentes). Ao todo foram montadas 26 treliças, com uma velocidade de montagem de 4,33 treliças por dia, com quatro homens trabalhando durante 6 dias.

Depois de montadas as treliças, as diagonais receberam reforço com tábuas de seção 3 centímetros x 16 centímetros, conectadas por pregos, formando uma seção I (vide elevação lateral item 3.2.10.).

A montagem completa dos módulos foi implementada no local da obra e, em seguida, eles foram erguidos por um guindaste

e fixados aos pendurais na posição definitiva.

#### 3.3.4. TABULEIRO DA PASSARELA

O tabuleiro da passarela, mostrado nos detalhes de projeto, é constituído de uma placa de madeira apoiada nas transversinas e vigas de rigidez. Esta placa é composta de duas camadas de tábuas justapostas, dispostas ao longo do comprimento da passarela, formando um ângulo de  $45^{\circ}$  com o eixo longitudinal. A solidarização dos elementos constitutivos do tabuleiro foi obtida por meio de pregos, fixando-os às transversinas e às peças auxiliares das vigas de rigidez.

A espécie de madeira utilizada foi eucalipto *tereticornis*, com tábuas de espessura 2,5 centímetros e 20 centímetros de largura.

Após a colocação dos 26 módulos nas posições determinadas, pendurados em uma única etapa, teve início a montagem da placa de madeira, com as tábuas sendo pregadas, à medida que os módulos eram conectados uns aos outros, com o tabuleiro avançando de uma extremidade a outra da ponte.

#### 3.3.5. GUARDA - CORPO

O guarda corpo é constituído de tubos metálicos e tela, em pequenos módulos. A combinação vigas de rigidez e tabuleiro em madeira com as torres e guarda corpo de aço proporcionou um efeito estético particularmente agradável na passarela, "desmistificando" a idéia de incompatibilidade entre os dois materiais.

#### 3.3.6. PROVA DE CARGA

Foi realizada uma prova de carga na passarela para avaliação dos deslocamentos da viga de rigidez no meio e nos

quartos de vão. O material utilizado no carregamento foi areia colocada em toda a superfície do tabuleiro, resultando em uma ação equivalente à adotada no projeto. As flechas ficaram em torno de L/350, resultando em um comportamento de acordo com o esperado.

#### 3.4. CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

Na concepção das passarelas, ou de qualquer outro tipo de ponte, deve-se levar em consideração diversos aspectos, tais como disponibilidade do material, mão-de-obra, peso próprio da estrutura, custos, etc.

A construção da passarela pênsil de Piracicaba, com vigas de rigidez e tabuleiro de madeira, foi adequadamente elaborado levando-se em consideração todos esses aspectos, resultando em uma estrutura de beleza e estética bem apuradas, com um vão livre considerável, que somente o aço ou o concreto protendido atualmente seriam capazes de vencer, e apresentando custos certamente inferiores.

O sistema de ponte pênsil de madeira utilizado, portanto, demonstrou ser eficiente tanto do ponto de vista estrutural quanto do econômico. Como mencionado anteriormente esse sistema foi testado para pontes rodoviárias e o resultado foi bastante satisfatório. Em regiões como a Amazônia, por exemplo, onde a disponibilidade da madeira é alta e os rios apresentam grandes larguras, arranjos estruturais como este podem proporcionar mais pontes estruturalmente eficientes sem recorrer a outros materiais que apresentem um custo de transporte elevado.

Um projeto adequado para a Amazônia seria uma modificação daquele apresentado por BERGER et al (1987) no capítulo 2 (pág. 13), com as torres em estrutura de madeira juntamente com as vigas de rigidez e o tabuleiro, ficando o concreto armado apenas para as fundações e blocos de ancoragem dos cabos de aço. Estas pontes devem ser de classe 30 ou 45 e não apenas para veículos leves, já que o objetivo é o desenvolvimento da região. Com isso, torna-se possível tanto a transposição do

obstáculo (rio) quanto a livre navegação fluvial. Um outro objetivo é incentivar o estudo de viabilidade desta alternativa em todas as regiões do Brasil. As estruturas de pontes suportadas por cabos já construídas, que utilizaram a madeira na superestrutura, são exemplos da exiçuibilidade dos sistemas mistos.

A nível econômico, a passarela pênzil de Piracicaba teve um custo total de aproximadamente U\$ 250.000,00 (duzentos e cinquenta mil dólares). Portanto, tem-se uma ponte com um custo total de U\$ 834/m<sup>2</sup> (oitocentos e trinta e quatro dólares por metro quadrado). Um dado interessante é que o custo das torres e dos cabos foi aproximadamente o mesmo e a madeira tratada (do tabuleiro e vigas de rigidez) custou aproximadamente 1/4 do valor das torres. Com isto, pode-se dizer que a utilização de torres de madeira é um fator que poderia ter sido considerado no projeto.

## CAP. 4 - ANÁLISE DE SISTEMAS DE PONTES DE MADEIRA PARA PEQUENOS VÃOS

### 4.1. GENERALIDADES

Os diversos sistemas estruturais e construtivos de pontes de madeira mostrados no capítulo 2, desenvolvidos em vários países, demonstram o elevado nível das pesquisas em estrutura de madeira, com a simultânea construção de inúmeras pontes projetadas com diferentes arranjos estruturais e novos critérios de cálculo. Um exemplo típico desse processo são as pontes de madeira laminadas protendidas ou pós-tensionadas, que têm sido construídas em grande escala nos últimos anos nos Estados Unidos e Canadá, e já contam com critérios de projeto definidos na Ontario Highway Bridge Design Code, desde 1983. Os critérios da American Association of State Highway and Transportation Officials - (AASHTO) estão em fase adiantada de estudos das modificações relativas às pontes protendidas.

As pesquisas no Brasil têm indicado diversos caminhos para a escolha de sistemas de pontes adequados a nossa realidade, com a análise de critérios de projeto mais compatíveis com cada arranjo estrutural adotado. As normas brasileiras em vigor relacionadas às estruturas de pontes de madeira, em contrapartida, são conservadoras, pois estabelecem critérios que nem sempre se aproximam do comportamento real da estrutura, muitas vezes levando a superdimensionamento dos elementos constituintes das pontes.

Alguns trabalhos significativos relacionados às pontes constituídas de postes de Eucalipto citriodora investigaram a questão da interação tabuleiro - vigas principais (longarinas), buscando uma análise teórica mais precisa da distribuição transversal de cargas em pontes deste tipo. Outros, mais voltados para a utilização de peças serradas de madeira, investigaram as placas de madeira, também quanto a sua contribuição em termos de esforços solicitantes nas vigas principais e secundárias das pontes.

O que se pretende neste capítulo é fazer uma pequena abordagem acerca dos trabalhos realizados na área de distribuição transversal de cargas em pontes de madeira que utilizam longarinas e estudar com detalhe o sistema de pontes de tabuleiro longitudinal laminado protendido, com uma análise teórica e experimental para avaliação do desempenho e viabilidade deste arranjo estrutural, visando a sua utilização em nosso país.

#### 4.2. TABULEIROS CONSTITUÍDOS DE POSTES DE EUCALIPTO CITRIODORA

O estudo da utilização dos postes de Eucalipto Citriodora na construção de pontes teve início no Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira (LaMEM-SET-EESC-USP). O arranjo estudado consistia de uma pista de rolamento formada por postes de pequeno diâmetro dispostos transversalmente à direção do tráfego, regularizada por uma camada de concreto simples e posteriormente com revestimento de concreto asfáltico (Fig. 3.1). A ligação dos postes transversais às vigas longitudinais era feita com tiras de aço fixadas alternadamente nas vigas e nos postes transversais.

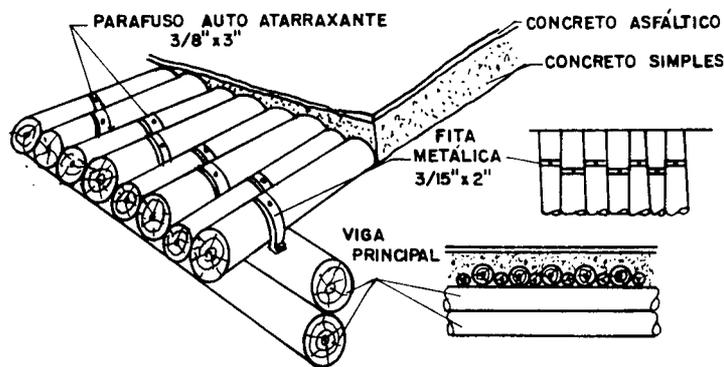


Figura 4.1. Ponte com vigas bicirculares

As vigas longitudinais desse sistema, como pode ser observado na Fig. 4.1, são constituídas da composição de dois postes de Eucalipto Citriodora perfeitamente interligados, compensando-se a conicidade natural dos mesmos, obtendo-se uma

viga de seção bicircular de altura constante e rigidez à flexão mais uniforme ao longo do seu comprimento. Com essa composição dos dois postes, o momento de inércia da viga bicircular é teoricamente dez vezes maior que o momento de inércia de uma viga constituída de um poste apenas. Além disso, a máxima tensão normal à seção na flexão da viga bicircular é 2,5 vezes menor que no caso da viga simples. É obvio que, para se obter na prática essa eficiência da viga bicircular, a ligação entre os postes deve ser a mais eficaz possível.

Diversos estudos foram realizados no LaMEM, analisando e eficiência e o espaçamento entre os vários tipos de dispositivos de ligação das vigas de seção composta. Os dispositivos mais empregados foram os anéis metálicos (Fig. 4.2). Um outro tipo de ligação pesquisada foi a utilização de tarugos metálicos ao invés dos anéis, que mostrou uma eficiência inferior.

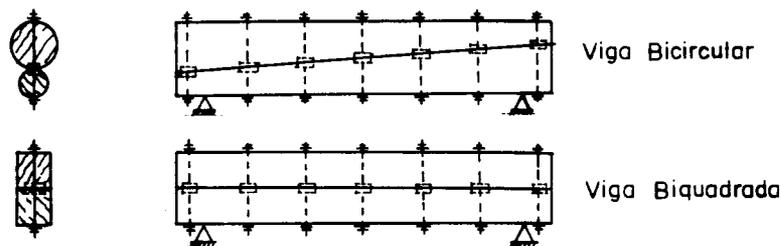


Figura 4.2. Vigas compostas conectadas por anéis metálicos

Este sistema de ponte de madeira com tabuleiro constituído de postes dispostos transversalmente à direção do tráfego, conectados às vigas bicirculares longitudinais, foi analisado acerca da distribuição transversal de cargas por DIAS (1987). Pelos critérios de cálculo da NBR7190 - Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira, não se leva em conta, para o dimensionamento das vigas principais, a repartição transversal de cargas entre elas, proporcionada pelos postes do tabuleiro, pois todos os seus tramos são considerados simplesmente apoiados nas vigas longitudinais. O referido autor propôs uma análise mais precisa da distribuição transversal de cargas, utilizando uma

analogia com grelha, considerando como longarinas da grelha as vigas longitudinais e obtendo do meio contínuo formado pelos postes do tabuleiro as transversinas da grelha.

Os valores dos esforços solicitantes e deformações calculados pela analogia com grelha foram bem diferentes dos obtidos pela teoria simplificada e comparados aos valores de ensaio em modelo pouco reduzido mostraram maior aproximação entre os valores experimentais e os da analogia. Portanto, análises como essa, facilmente obtidas a nível computacional, mostram-se plenamente satisfatórias e mais próximas do comportamento real da estrutura. DIAS (1987) também concluiu, na experimentação conduzida em modelo reduzido de uma ponte com quatro vigas principais, que a camada de regularização da pista de rolamento pode se constituir num fator de acréscimo de rigidez do conjunto, desde que seja garantida, de maneira efetiva e permanente, a sua solidarização com os postes do tabuleiro.

Diversos ensaios de modelos de placas de madeira compostas por postes de Eucalipto Citriodora foram realizados por MATTHIESEN (1987) e comparados com os resultados teóricos da analogia com grelha, onde se obteve uma excelente aproximação entre os resultados. Foram realizados além disso, ensaios de placas compostas de peças de madeira serrada.

#### 4.3. TABULEIROS CONSTITUÍDOS DE PEÇAS DE MADEIRA SERRADA

As pontes de madeira constituídas de peças serradas possibilitam os mais variados arranjos estruturais. A concepção do tabuleiro é essencial na eficiência desses arranjos.

A teoria de placas é bastante utilizada no dimensionamento de pontes metálicas e de concreto. Em estruturas de madeira, alguns estudos teóricos e experimentais em painéis de tabuleiro longitudinal laminado colado realizados nos Estados Unidos e Canadá demonstraram o comportamento desses arranjos como placas ortotrópicas, inclusive com a utilização do método dos

elementos finitos nas análises. Um arranjo estrutural para o tabuleiro de pontes que utilizam longarinas, chamadas pontes em placa sobre vigas, que a princípio parece ser adequado à nossa realidade, foi apresentado por ALMEIDA (1989), propondo inclusive o método de cálculo para o dimensionamento da placa de madeira. Na Figura 4.3 pode-se observar o arranjo da referida placa, constituída de duas camadas ortogonais de lâminas superpostas, sendo que cada camada é formada por tábuas justapostas formando um ângulo de  $45^{\circ}$  com o eixo longitudinal da ponte. Em cada cruzamento, as tábuas das duas camadas são ligadas entre si por meio de pregos.

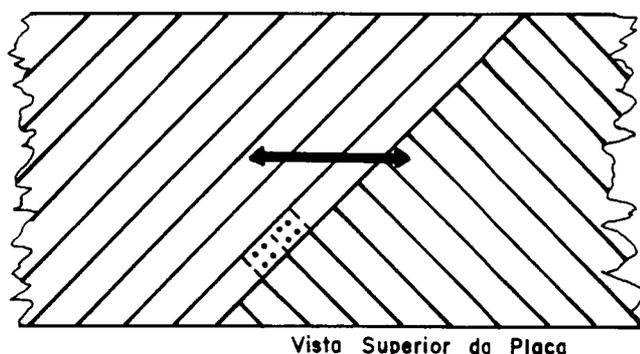


Figura 4.3. Placa composta de madeira serrada

A placa de madeira foi admitida, no cálculo, como isótropa com coeficiente de Poisson nulo. Ou seja, foi considerado que ela possui a mesma rigidez em duas direções ortogonais, e como as camadas são formadas por tábuas discretas e as uniões entre elas não são suficientemente rígidas, admitiu-se que a deformação em uma direção não acarretará deformação adicional na direção ortogonal a ela. Foram realizados ensaios em modelos de placas de madeira e comparados com os resultados teóricos obtidos com a utilização de programa de elementos finitos de placa isótropa, comprovando a validade do método de cálculo proposto.

A autora citada também concluiu que a carga de ruptura da placa pode ser calculada pela teoria das charneiras plásticas, pois quando ocorreu a ruptura, as tábuas das duas camadas romperam sucessivamente, a partir da região central de aplicação da carga,

tendendo a mostrar uma configuração de ruína análoga à que se observa em placa maciças, com a formação de charneiras plásticas. Outra conclusão foi de que o arranjo adotado permite o emprego de placas de madeira com dimensões da mesma ordem de grandeza que as das lajes de pontes de concreto armado.

Esse arranjo para o tabuado da pista de rolamento pode ser utilizado independentemente do tipo de longarinas e transversinas que se utilize, tanto em pontes de pequenos vãos como para as de vãos médios. Um aspecto que pode restringir a utilização deste sistema é a grande quantidade de pregos a ser utilizada, que pode dificultar a sua execução, demandando um tempo maior do que em outros sistemas modulares.

#### 4.4. TABULEIROS LONGITUDINAIS LAMINADOS PROTENDIDOS

Os tabuleiros de madeira longitudinais são formados pela laminação vertical das peças de madeira. No caso de tabuleiros protendidos ou pós-tensionados, a laminação é obtida pela compressão das peças através da protensão na direção transversal, utilizando-se barras de aço de alta resistência aparafusadas. A protensão permite transferência lateral de esforço cortante vertical entre lâminas através do atrito. O tabuleiro, quando solicitado, também resistirá à flexão transversal se a tensão de tração na flexão for menor que a de compressão obtida com a protensão inicial. Portanto, o tabuleiro "atua" como uma placa de madeira maciça. Na figura 4.4 estão desenhadas as formas de protensão das placas, que podem ser de dois tipos:

- a) externa, utilizando barras nas faces superior e inferior da placa (implementada principalmente na recuperação de tabuleiros já existentes);
- b) interna, utilizando barras que penetram nos furos localizados na metade da altura da placa (implementados em novos projetos).

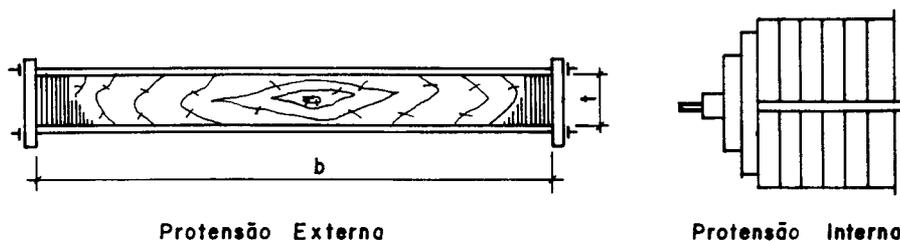


Figura 4.4. Tipos de protensão em pontes de madeira

A capacidade de carga ou os vãos podem ser aumentados nas pontes protendidas com um acréscimo na espessura por adição de outras camadas de madeira laminada ou pela introdução de vigas longitudinais, criando sistemas de laje nervurada ou seções caixão, conforme ilustrado na revisão bibliográfica (pág. 20).

#### 4.4.1. FATORES A SEREM CONSIDERADOS NAS PONTES PROTENDIDAS:

a) Emendas → o tabuleiro protendido simples, sem longarinas, pode atingir vãos em torno de 10 metros ou mais. Esta placa de madeira formada pode ser construída com lâminas curtas de comprimentos menores do que o vão total, utilizando-se emendas de topo. Um arranjo de emendas de topo para pontes de até 14,4 metros de vão, seguindo os critérios da Norma Canadense Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC), está esquematizado na Fig. 4.5.

Esta disposição é repetida em módulos de quatro lâminas em todo o tabuleiro. Os esforços em uma lâmina descontínua com emendas de topo são transferidas para a lâmina adjacente transversal por atrito. A lâmina adjacente absorve os esforços passados na emenda de topo e transfere-os de volta a segunda lâmina descontínua. Esse espaçamento entre emendas deve ser disposto de uma forma que se evite perda significativa de resistência e rigidez longitudinal no tabuleiro.

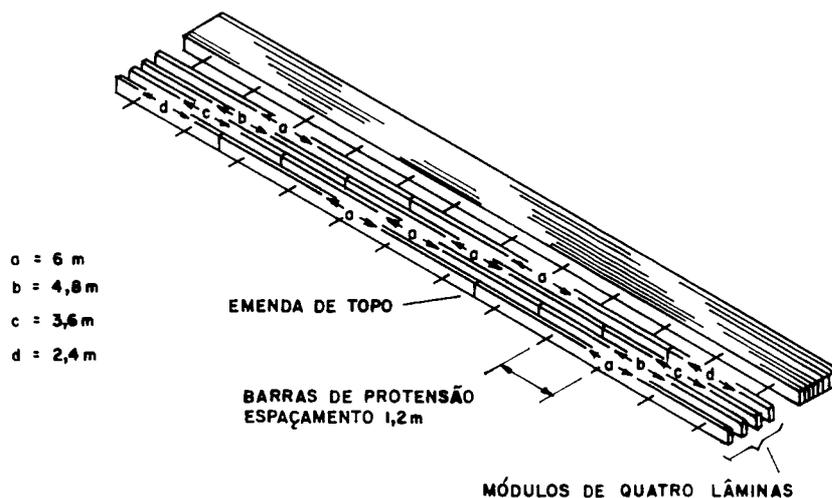


Figura 4.5. Disposição de emendas de topo

b) Teor de umidade → Dependendo do teor de umidade que a madeira possui na época da montagem, podem ocorrer mudanças significativas na resistência e rigidez da placa de madeira. Nas pontes protendidas essa perda ou ganho de umidade afeta diretamente os esforços nas barras de protensão. Se a madeira utilizada estiver com um teor de umidade alto, próximo do ponto de saturação das fibras ( $\sim 30\%$ ), vai retrair perdendo umidade até atingir a porcentagem de equilíbrio do local. Os esforços nas barras de protensão, portanto, diminuirão quando a umidade for perdida, por causa da retração da madeira, e aumentarão quando houver inchamento da madeira.

Geralmente a madeira utilizada em pontes possui um alto teor de umidade. A umidade de equilíbrio média da madeira na maioria das regiões do Brasil varia de 13 a 19%, segundo dados coletados em diversas cidades por GALVÃO (1975), com valores máximos em torno de 21%. Portanto, seria recomendável que a madeira a ser utilizada na placa apresentasse um teor de umidade máximo de  $\pm 18\%$ , o que diminuiria substancialmente os problemas decorrentes das mudanças ocorridas durante a secagem.

Além das mudanças no teor de umidade provocadas pelo

desequilíbrio com o meio, podem ocorrer acúmulos de umidade na superfície do tabuleiro exposta às intempéries, principalmente quando a pista de rolamento fica sem revestimento algum, provocando esmagamento da madeira nas regiões de ancoragem das lâminas de extremidade. Esses efeitos podem ser minimizados ou eliminados se a superfície do tabuleiro recebe revestimento asfáltico.

c) Nível de tensão na barra de protensão → a integridade estrutural e a durabilidade de tabuleiros laminados protendidos depende da compressão mantida entre as lâminas da madeira. Para um desempenho aceitável, esta compressão deve ser suficiente para impedir deslizamento vertical, causado por cisalhamento, e aberturas entre lâminas, causadas pela flexão transversal.

A compressão interlaminar mínima segundo a OHBDC deve ser de 100 PSI ( $700 \text{ KN/m}^2$ ), ou seja, para uma placa de 35 centímetros de espessura e 120 centímetros de espaçamento entre barras de protensão, a força de tração a ser aplicada nas barras seria de 294 KN. Assume-se que 50 a 60% da tensão inicial serão perdidas durante a vida útil da estrutura. A manutenção de uma tensão de protensão apropriada depende principalmente das mudanças no teor de umidade, da deformação lenta da madeira e do desempenho do sistema de ancoragem das barras.

O teor de umidade da madeira na época da construção é um dos fatores que mais influenciam na diminuição da tensão de protensão. Como já foi mencionado, o ideal é utilizar madeira com teor de umidade de até 18%. Quando a umidade da madeira está próxima e abaixo do ponto de saturação das fibras, a retração é gradual. Segundo RITTER et al (1990), algumas pontes monitoradas nos Estados Unidos em que foi utilizada madeira muito verde, apresentaram uma perda na força da protensão da barra de até 80% em dois anos.

Nestes casos, se possível, pode-se planejar um reaperto da placa de madeira, ou seja, uma nova protensão que ocorreria por volta do sexto mês após a montagem, dependendo do teor de umidade a que estava sujeita a madeira utilizada. Quando a madeira está

saturada, ou seja, com umidade acima do ponto de saturação das fibras, a secagem é vagarosa, e nenhuma perda na protensão será evidente até a madeira alcançar o ponto de saturação das fibras, para então começar a retrair e secar.

Na ausência de revestimento na pista de rolamento das pontes protendidas podem ocorrer aumentos localizados da umidade e inchamento da face superior do tabuleiro, provocando aumento na tensão de protensão e esmagamento da madeira nas placas de ancoragem.

d) Sistemas de Ancoragem → o sistema de ancoragem das barras de protensão deve distribuir as forças da barra para o tabuleiro sem causar esmagamento da placa nas lâminas externas, pois ocorrendo isto as barras podem perder parte de suas tensões iniciais de protensão. Dois tipos de sistemas de ancoragem são utilizados em pontes protendidas: o perfil em U contínuo, recomendada pela OHBDC e a placa discreta (Fig. 4.6).

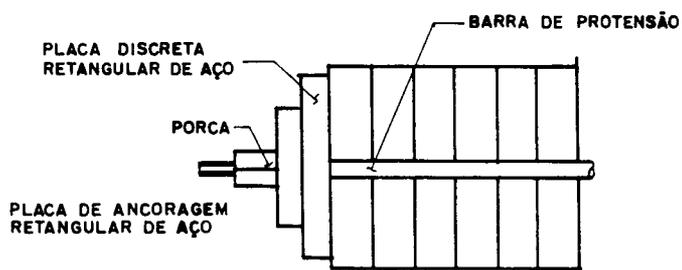


Figura 4.6. Sistemas de Ancoragem

O sistema de ancoragem recomendado pela norma canadense, segundo OLIVA (1988) é complexo, desnecessário e caro para a utilização em novos sistemas de tabuleiro. A indicação é utilizar a placa discreta, bastante adotada nos Estados Unidos, que apresenta custos bem inferiores, pois não é contínua ao longo das lâminas da extremidade e consegue transferir a força de protensão à madeira adequadamente. Alguns problemas de esmagamento nas lâminas de extremidade podem acontecer, principalmente quando se

utilizam coníferas. Isto pode ser solucionado utilizando-se madeira mais resistente nas lâminas de extremidade ou em toda a placa.

e) Deformação lenta → a madeira apresenta uma característica importante a ser considerada, quando solicitada à flexão, que é a capacidade de deformar lentamente como resultado de carregamentos contínuos a longo prazo. Em tabuleiros laminados protendidos este efeito colabora para aumentar a perda de protensão. A compressão interlaminar mínima exigida pela norma canadense é um parâmetro que deve ser analisado em termos de relações com a deformação lenta da placa de madeira. Em pontes protendidas construídas nos Estados Unidos, segundo WILLIANSON (1990), nas quais a flecha devida à carga móvel para um veículo tipo HS20-44 (324 KN) era limitada em  $\frac{1}{400}$  do vão, não ocorreram problemas de deformação lenta excessiva. Embora não relacionado diretamente à fluência, este parâmetro sobre a flecha tem mantido os vãos dentro do limite onde a deformação lenta da madeira não é problemática.

FRANK (1992) em seu artigo recomenda que as tensões ao longo do tempo da madeira devem ser limitadas a 25/30% do limite elástico, para manter o regime de deformação lenta em seu estado inicial. Este nível é aplicável à flexão e à compressão perpendicular às fibras.

f) Revestimento da pista de rolamento → o revestimento asfáltico da pista de rolamento é essencial para que não ocorra concentração de umidade na superfície do tabuleiro, ocasionando comportamentos diferentes nas partes superior e inferior da placa e esmagamento da madeira nas lâminas de extremidade. A espessura do pavimento compactado deve ser de 5 a 7,5 centímetros. Esta disposição tem levado a excelentes resultados nas pontes construídas na América do Norte, principalmente quando se utiliza uma membrana geotêxtil à prova d'água entre o revestimento asfáltico e o tabuleiro.

g) Corrosão do sistema de protensão → a proteção contra a corrosão é um fator essencial para que a vida útil da estrutura

chegue aos níveis esperados. A proteção mais utilizada nos Estados Unidos e Canadá é a galvanização das barras de protensão, placas de ancoragem e porcas.

h) Sistemas de protensão → A utilização de protensão nas placas de madeira, se comparado com as lajes de concreto protendido, é um processo simples. Nas pontes de madeira protendida, geralmente as barras são retas e o sistema de ancoragem trata-se apenas de placas de aço e porcas. Portanto, a protensão consiste no tracionamento das barras (utilizando cilindros hidráulicos de protensão) e o simultâneo aperto das porcas.

Alguns sistemas de protensão utilizados nas estruturas correntes de concreto protendido podem ser implementados nas pontes de madeira. RUDLOFF - VSL e DIWIDAG são exemplos de sistemas com grandes possibilidades de adaptação às placas de madeira, com uma gama de cilindros hidráulicos de protensão, cabos de inúmeras cordoalhas, ancoragem de diversos tipos e outros equipamentos, que podem garantir uma medição precisa da força aplicada e, conseqüentemente, um controle melhor do processo de protensão.

As cargas de protensão aplicadas em pontes de madeira laminada protendida podem chegar a 350KN, dependendo do espaçamento entre as barras transversais. Os cilindros hidráulicos de protensão necessitam de uma capacidade superior a esta, sendo que a disponibilidade de equipamentos desta natureza torna-se alta devido à grande utilização da protensão em lajes de edifícios, blocos de fundação, pisos industriais, silos, pistas de aeroportos e barragens, além das pontes de concreto protendido.

#### 4.4.2- EXEMPLOS DE PONTES DE MADEIRA PROTENDIDA

Desde 1976, quando o Ministério dos Transportes e Comunicações de Ontário (Canadá) utilizou a protensão transversal em tabuleiros laminados pregados já construídos, este sistema tem sido bastante implementado, juntamente com projetos de monitoramento e utilizando critérios cada vez mais adequados ao

sistema estrutural, obtendo resultados muito satisfatórios.

A protensão em pontes de madeira não se restringe apenas aos tabuleiros longitudinais laminados (sistema em placa). Outros sistemas, inclusive compostos, têm sido implementados utilizando a protensão transversal. Na Tabela 4.1 são registradas informações a respeito de algumas estruturas construídas na década de 80.

Algumas pontes foram construídas em caráter experimental, para avaliação do comportamento do sistema quanto à absorção mecânica, temperatura, variação de umidade, nível de protensão, entre outros. Entre elas, são citadas:

a) Tabuleiro experimental de madeira laminada protendida, construída no norte dos Estados Unidos, em 1989, onde foi utilizado o Pinus Resinosa (Pinus Vermelho). A ponte tem 12,90 metros de comprimento e 5,5 metros de largura, com pista única de tráfego, e foi projetada para o carregamento da AASHTO que corresponde a 180 KN (H20-44). É uma ponte contínua com dois vãos iguais. O tabuleiro tem espessura de 30 centímetros e foi construído com laminados de 10 centímetros de largura colocados na direção paralela ao tráfego, mantidos unidos por uma pressão exercida por dez barras de aço de alta resistência colocadas na metade da espessura, espaçadas de 1,2 metros e tracionadas para resultar numa compressão lateral da madeira de  $70 \text{ N/cm}^2$  ( $700 \text{ KN/m}^2$ ). Em suma, pode-se dizer que a estrutura se constitui de duas placas de 6,45 metros x 5,5 metros x 30 centímetros, FRANK, ERICKSON E SEAVEY (1991).

b) Um protótipo de ponte em placa foi construído por SARISLEY Jr. & ACCORSI (1990). O tabuleiro longitudinal laminado protendido tem 15,25 metros de comprimento e 4 metros de largura. As lâminas são de 5 centímetros x 35 centímetros de seção transversal, com comprimentos variando de 3,35 a 6,1 metros, com emendas de topo para vencer o vão total. Foi utilizada a espécie Southern yellow pine. O sistema de protensão consiste de 17 barras de aço, espaçadas de 0,91 metros, com placas de ancoragem de 23 centímetros x 30,5 centímetros. Neste caso também pode-se dizer que temos duas placas com dimensões 7,625 m x 4 m x 35 cms cada.

TABELA 4.1. Novos Tabuleiros de Madeira Protendidos

Nome da Ponte Localização	DATA	TIPO DE TABUL.	TIPO DE ESTRUT.	COMP TOTAL (m)	ESP. DE MAD.
Fox Lake RD, Espanola, Ontario	1981	N,LL	PORT	13	DF
Sioux Narrows, Kenora, Ontario	1982	RT,LL	TM	120	DF
Aguasabon R, Terrace Bay, Ontario	1983	N,LT	LA	43	RP
Dorfli-Brick, Switzerland	1984	N,LL	AM	31	-
Gangantua, Mitchipicoten, Ontario	1984	N,LL	TAB	19.5	DF
Ragged Chutes, Ottawa, Ontario	1984	RT,LT	LA	300	DF
Laura Secord, ST. Catherines, ONT	1985	RT,LL	TA	60	-
East Abinette, Mitchipicoten, ONT	1985	N,LT	LA	16	HEM
Little Corrent, Little Corr., ONT	1986	RT,LL	TA	173	WP
Witch Doctor, Mitchipicoten, ONT	1986	N,LT	LA	16	HEM
Mako Bie R., New Liskeard, Ontario	1986	RT,LL	TAB	60	-
Cross R., Cook County, Minnesota	1987	N,LL	TAB	13	DF
Trout RD., State College, Penn.	1987	N,LL	TAB	14	DF
Weld County, Windsor, Colorado	1987	N,LL	TAB	30	DF
Invermay, Tara, Ontario	1988	RT,LL	TA	40	RP
Cremore, Cremore, Ontario	1988	RT,LL	TA	42	RP
Iron River, Chequamegon NF, PA.	1988	N,LL	TAB	10	DF
Little Salmon, Allegheny NF, PA.	1988	N,LL	TAB	7,6	RO
Teal R., Sawier County, WF.	1989	N,LL	TAB	10	SP,RP
White OAK, Chattahoochee NF, GA	1989	N,LL	TAB	9	SP
Ciphers, Roseau, Minnesota	1989	N,LL	TAB	12	RP
Pueblo, Pueblo County, Colorado	1990	N,LL	TAB	10	PP

## Legenda:

N = Estrutura Nova, RT = Reposição do Tabuleiro,  
 PORT = Estrutura Aporticada, TAB = Ponte de Tabuleiro (em placa),  
 LL = Laminado Longitudinalmente, LT = Laminado Transversalmente,  
 LA = Longarinas de Aço, TA = Treliças de Aço,  
 TM = Treliças de Madeira, AM = Arcos de Madeira,  
 LM = Longarinas de Madeira, NF = National Forest,  
 DF = Douglas Fir, RP = Red Pine, HEM = Hemlock, WP = White Pine,  
 RO = Red Oak, SP = Spruce, PP = Ponderosa Pine

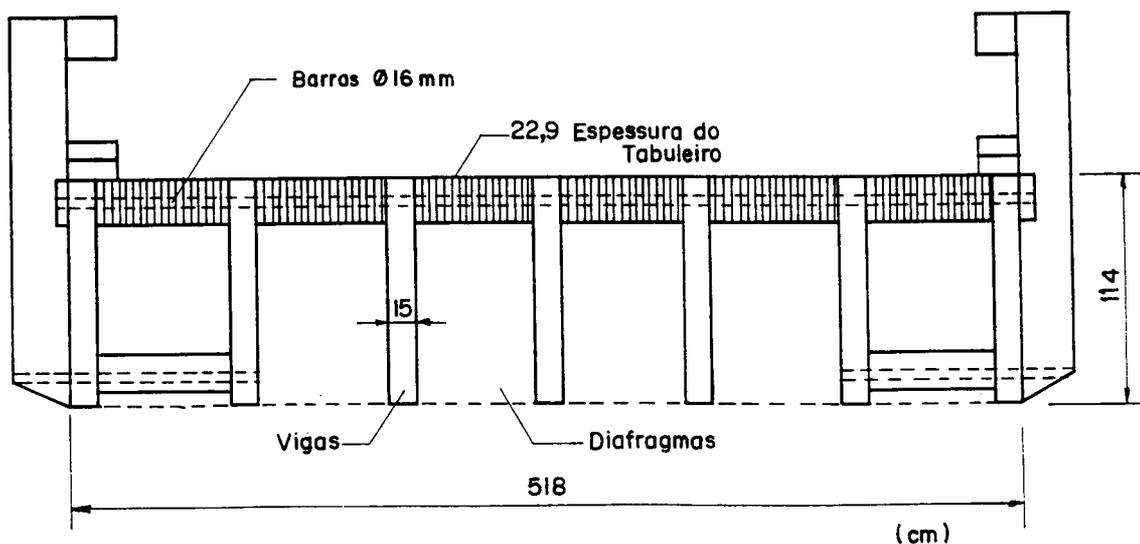
Fonte: TAYLOR e RITTER (1990)

c) Uma ponte reportada por RITTER & OLIVA (1990), construída com lâminas de Douglas-Fir tratadas com creosoto, de 40 centímetros de espessura, vão de 14 metros e 7,9 metros de largura.

d) Um tabuleiro para teste foi montado por OLIVA & DIMAKIS (1988), e possui 14,6 metros de comprimento e 2,6 metros de largura. Era composto de 27 lâminas verticais de 10 centímetros x 40,6 centímetros de espécie Doulgas-Fir, tratadas com creosoto.

e) A ponte Mormon Creek, construída em 1987 e monitorada durante três anos, foi reportada por McCUTCHEON (1992). A estrutura consiste de um sistema de cordas paralelas protendidas transversalmente, com 12 metros de vão e barras de protensão espaçadas de 1,20 metros. O desempenho foi bastante satisfatório e não houve sinais de problemas estruturais, confirmando a viabilidade do sistema.

f) A Universidade de West Virginia executou testes de laboratório e construiu próximo a Charleston, Estados Unidos, uma ponte de 22,3 metros de vão, utilizando o sistema com seções T, com sete longarinas de LVL (laminated venner lumber) e um tabuleiro protendido composto de pranchas de madeira maciça (da espécie Oak). Na figura baixo são mostradas outras características desta ponte protendida com seções T.



#### 4.4.3- TEORIA DE PLACA ORTOTRÓPICA

A madeira, sendo um material fibroso de origem natural, pelo próprio arranjo dos seus elementos anatômicos, apresenta a característica de ortotropia. A madeira é ortótropa no sentido de que apresenta três planos de simetria ortogonais e com propriedades diferentes segundo cada plano. Devido à existência destas simetrias, o material deixa de ser completamente anisótropo. Com isto, elementos importantes da análise estrutural, como por exemplo as matrizes de rigidez e flexibilidade, assumem forma mais simples do que levando-se em consideração a completa anisotropia.

No caso específico das pontes de madeira, algumas teorias têm sido utilizadas para estimar a capacidade de suporte de carga destas estruturas, mencionando-se dentre elas a analogia com grelha e a teoria de placa ortotrópica. A analogia na qual a ponte é considerada com uma grelha hipotética, pode ser satisfatoriamente aplicada no caso das pontes com tabuleiro e longarinas construídas de postes de madeira.

A teoria de placa ortotrópica tem sido utilizada no cálculo das pontes constituídas de painéis de tabuleiro laminados colados. O sistema de pontes de madeira laminada protendida tende a apresentar o comportamento de placa ortotrópica. Porém este comportamento deve ser assegurado pela carga de protensão implementada e mantida dentro de um patamar adequado, para que a ponte não acabe atuando como uma placa articulada, que difere sensivelmente da teoria de placa ortotrópica.

Uma placa ortotrópica tem espessura constante, mas com propriedades diferentes à flexão e à torção em duas direções mutuamente perpendiculares. Um exemplo clássico de placa ortotrópica real é um painel de compensado, no qual as fibras das lâminas adjacentes de madeira correm em duas direções perpendiculares. Inúmeras publicações estão disponíveis acerca da teoria. A notação que será adotada é a mesma utilizada por BAKHT & JAEGER (1985). As diversas rigidezes de uma placa ortotrópica retangular são as seguintes:

- Dx → rigidez à flexão longitudinal por unidade de largura (correspondente ao EI em uma viga longitudinal)
- Dy → rigidez à flexão transversal por unidade de comprimento (correspondente ao EI em uma viga transversal)
- Dxy → rigidez à torção longitudinal por unidade de largura (correspondente ao GJ em uma viga longitudinal)
- Dyx → rigidez à torção transversal por unidade de comprimento (correspondente ao GJ em uma viga transversal)
- D1 → rigidez conjugada longitudinal por unidade de largura (que é a contribuição da rigidez à flexão transversal na rigidez à torção longitudinal através do coeficiente de Poisson)
- D2 → rigidez conjugada transversal por unidade de comprimento.

D1 e D2 podem ser consideradas como a rigidez à torção da placa devida aos efeitos laterais, através dos coeficientes de Poisson, em uma faixa que está sujeita à flexão. Uma placa ortotrópica idealizada tem espessura uniforme, portanto D1 e D2 são afetados por Dx e Dy.

O comprimento é medido ao longo da direção x, a direção longitudinal da ponte. Da mesma forma, a direção y é a direção transversal, logo a largura é medida ao longo de y.

A deflexão de uma placa ortotrópica é calculada pela seguinte equação diferencial parcial:

$$Dx \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (Dxy + Dyx + D1 + D2) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + Dy \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$$

onde  $P(x,y)$  é a intensidade de carga na posição  $x,y$ . É interessante notar que as deflexões da placa são afetadas não pelos valores individuais das rigidezes à torção transversal e longitudinal e sim pela soma dos termos.

Os esforços solicitantes, tais como momentos e cortantes, são calculados por unidade de largura e comprimento, conforme o caso. São os seguintes termos:

$Mx$  → momento fletor longitudinal por unidade de largura

$M_y$  → momento fletor transversal por unidade de comprimento  
 $M_{xy}$  → momento torçor longitudinal por unidade de largura  
 $M_{yx}$  → momento torçor transversal por unidade de comprimento  
 $Q_x$  → esforço cortante longitudinal por unidade de largura  
 $Q_y$  → momento cortante transversal por unidade de comprimento

Está devidamente demonstrado que os esforços na placa são dados pelas seguintes equações:

$$M_x = - \left( D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = - \left( D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$M_{xy} = D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$M_{yx} = - D_{yx} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$Q_x = - \left[ D_x \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (D_{yx} + D_1) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right]$$

$$Q_y = - \left[ D_y \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (D_{yx} + D_2) \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right]$$

Um caso particular de uma placa ortotrópica, no qual  $D_y$  é igual a zero, é chamado de placa articulada. Esta idealização tem sido utilizada com muito sucesso em pontes de múltiplas vigas e em "multispine bridges" (pontes que consistem de vigas de seções

transversais vazadas e um tabuleiro de concreto na borda superior, cujas vigas podem ser de concreto premoldado ou de aço).

#### 3.4.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE DE PLACAS ORTOTRÓPICAS

As modernas formas de análises de pontes apontam para a utilização de fortes instrumentos analíticos, utilizando os já conhecidos métodos refinados de análise, que são os seguintes: método de analogia com grelha, método de placa ortotrópica, método de placa articulada e método dos elementos finitos.

Levando-se em consideração que nem sempre se tem disponíveis programas que utilizam o método dos elementos finitos (que engloba os três primeiros métodos e é capaz de representar quase todos os tipos de superestruturas de pontes), muitas vezes é necessário lançar mão de formas mais simplificadas de análise destes métodos refinados.

Os métodos de analogia com grelha e placa ortotrópica são adequados para a análise de pontes nas quais a flexão e a torção nas direções longitudinal e transversal são preponderantes, com deflexões devidas à cortante insignificantes. São as chamadas pontes de superestruturas de baixa altura, que incluem as lajes sólidas, lajes vazadas e lajes sobre longarinas ou placa sobre vigas. Aquelas do tipo celulares não são consideradas de baixa altura, portanto, necessitam de outras considerações e métodos.

A forma de análise simplificada da teoria de placa ortotrópica (particularizando o caso de pontes de madeira protendida) que será apresentada é aquela desenvolvida por BAKHT e JAEGER (1985), que tem como base o "conceito de parâmetros de caracterização".

##### O Conceito de Parâmetros de Caracterização

Muitos métodos simplificados de análise de pontes são baseados no conceito de parâmetros de caracterização.

Na figura 4.7 estão desenhadas duas placas ortotrópicas retangulares, sujeitas ao mesmo padrão de carga externa. As duas

placas têm as mesmas condições de apoio nas bordas. Pode-se dizer também que a carga dada na placa 1 é um múltiplo constante da carga na posição correspondente na placa 2.

A seguinte questão pode ser colocada: quais relações devem existir entre as propriedades estruturais das duas placas (i. e., propriedade como rigidezes à torção e à flexão em cada placa) a fim de que elas tenham o mesmo padrão de deflexões quando sujeitas ao mesmo padrão de carga? Estas relações serão chamadas de parâmetros de caracterização para deflexões. Da mesma forma, para os esforços solicitantes, serão considerados estes parâmetros para relacionar os momentos fletores, momentos torçores, entre outros, das duas placas. As mesmas questões podem ser formuladas no caso de duas grelhas com o mesmo número de longarinas e transversinas e condições semelhantes.

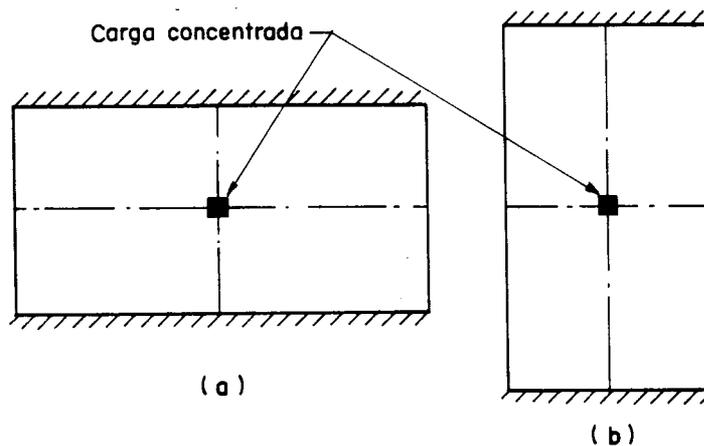


Figura 4.7. Placas ortotrópicas correspondentes

#### Estruturas Planas Correspondentes

Duas estruturas planas são chamadas correspondentes se elas têm as mesmas condições de apoio de extremidades e a forma plana de uma pode se relacionar com a da outra pela aplicação de fatores de escala (possivelmente diferentes) em duas direções ortogonais. Duas placas, como as da figura 4.7, podem ser correspondentes, mesmo que suas relações comprimento/largura sejam diferentes.

Para formas planas correspondentes é conveniente definir

coordenadas de vãos e larguras adimensionais da maneira mostrada na fig. 3.8. Como pode-se observar a coordenada  $x$  varia de 0 a  $L$  e uma coordenada  $y$  de 0 a  $2b$ , onde  $L$  é o vão e  $b$  é a metade da largura. Então pela definição  $x' = x/L$  e  $y' = y/b$ , se obtém o esquema adimensional da fig. 4.8, no qual  $x'$  vai de 0 a 1 e  $y'$  de 0 a 2. Este esquema adimensional será utilizado de agora em diante.

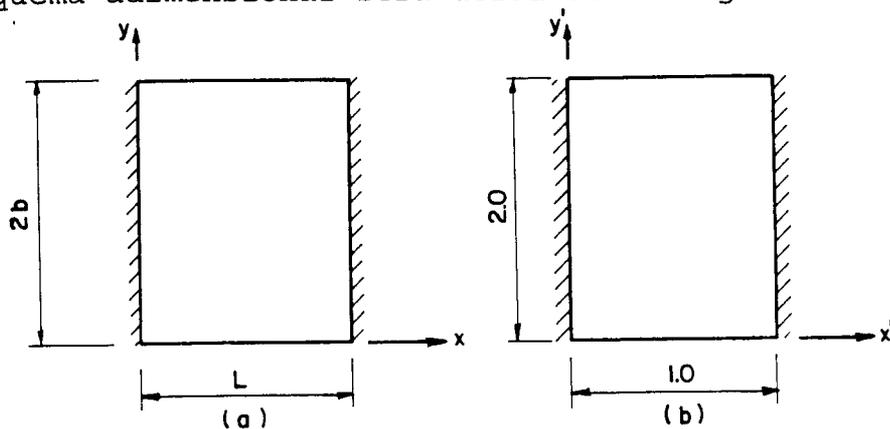


Figura 4.8. Mudança de coordenadas da placa

#### Pontos Correspondentes

Para estruturas planas retangulares, dois pontos são correspondentes se eles possuem as mesmas coordenadas adimensionais ( $x'$ ,  $y'$ ).

#### Padrão de Carga

Se em uma estrutura n.<sup>o</sup> 1 dois pontos,  $a_1$  e  $b_1$ , são identificados, e se em uma estrutura correspondente n.<sup>o</sup> 2 dois pontos,  $a_2$  e  $b_2$ , são identificados, então os padrões de carga são definidos como idênticos se a razão entre a intensidade de carga em  $a_1$  e aquela em  $a_2$  é o mesmo valor da razão entre a intensidade de carga entre  $b_1$  e  $b_2$ , para todos os pares de pontos correspondentes nas duas estruturas.

#### Parâmetros de Caracterização

Em duas estruturas correspondentes, a condição

necessária e suficiente para padrões idênticos de distribuição de um esforço estrutural dado, como consequência da aplicação do mesmo padrão de carga externa para ambas, é aquela que um ou mais parâmetros adimensionais devem ter o mesmo valor nas duas estruturas. Estes parâmetros são definidos como parâmetros de caracterização para o esforço estrutural considerado.

#### Parâmetros de Caracterização para Placas Ortotrópicas

A deflexão de uma placa ortotrópica é calculada pela equação:

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \quad (4.1)$$

Visto que são os padrões de deflexão que estão sendo procurados, a equação 4.1 recolocada em termos das quantidades adimensionais  $x' = x/L$  e  $y' = y/L$ , onde  $L$  é o vão e  $b$  é a metade da largura. Então:

$$\frac{\partial}{\partial x} = \frac{1}{L} \frac{\partial}{\partial x'} \quad \text{e} \quad \frac{\partial}{\partial y} = \frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial y'}$$

logo, a equação 3.1 fica:

$$\frac{D_x}{L^4} \frac{\partial^4 w}{\partial x'^4} + \left( \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{L^2 b^2} \right) \frac{\partial^4 w}{\partial x'^2 \partial y'^2} + \frac{D_y}{b^4} \frac{\partial^4 w}{\partial y'^4} = \phi(x', y')$$

onde  $\phi(x', y')$  é a expressão das cargas aplicadas externamente em termos de  $x'$  e  $y'$ . Multiplicando tudo por  $L^2 b^2 / (D_x D_y)^{0.5}$  tem-se:

$$\theta^2 \frac{\partial^4 w}{\partial x'^4} + 2\alpha \frac{\partial^4 w}{\partial x'^2 \partial y'^2} + \frac{1}{\theta^2} \frac{\partial^4 w}{\partial y'^4} = \frac{L^2 b^2}{(Dx Dy)^{0.5}} \phi (x', y') \quad (4.2)$$

onde:

$$\alpha = \frac{Dxy + Dyx + D1 + D2}{2 (Dx Dy)^{0.5}} \quad (4.3)$$

$$\theta = \frac{b}{L} \left( \frac{Dx}{Dy} \right)^{0.25} \quad (4.4)$$

Duas placas ortotrópicas diferentes terão o mesmo termo do lado direito da equação (4.2), multiplicado por um fator de escala, contanto que elas tenham o mesmo padrão de cargas externas aplicadas como definido anteriormente. As duas placas terão o mesmo lado esquerdo da equação (4.2), e portanto os mesmos padrões de deflexão, contanto que elas tenham os mesmos valores de  $\alpha$  e  $\theta$  definidos nas equações (4.3) e (4.4).

Conclui-se, portanto, que  $\alpha$  e  $\theta$  são os parâmetros de caracterização para as deflexões de placas retangulares ortotrópicas.

O parâmetro torsional  $\alpha$  pode ser considerado como uma medida da razão entre as rigidezes à torção e as rigidezes à flexão. Pontes que utilizam vigas de madeira e laminados (excluindo-se as pontes compostas madeira-concreto), têm valores de  $Dxy$  e  $Dyx$  muito pequenos, por causa dos baixos valores dos módulos de elasticidade transversais da madeira. Por conseguinte,  $\alpha$  tende a apresentar valores bem menores que 1, para estas pontes.

O parâmetro da flexão  $\theta$  pode ser considerado como uma medida da razão entre as rigidezes à flexão na direção longitudinal e transversal. Portanto, pontes curtas e largas têm valores mais altos de  $\theta$  do que as longas e estreitas. Para a

maioria dos casos práticos, segundo BAKHT e JAEGER (1985),  $\theta$  fica entre 0,25 e 2,0, sendo o valor inferior para pontes muito longas e estreitas e o valor superior para aquelas muito curtas e largas.

#### 4.4.4.1. CÁLCULO DE PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO

- Parâmetro de torção  $\alpha$

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{2 (D_x D_y)^{0.5}}$$

- Parâmetro de flexão  $\theta$

$$\theta = \frac{b}{L} \left( \frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25}$$

onde: x = direção longitudinal, i.e., a direção do fluxo de tráfego  
y = direção transversal (perpendicular à longitudinal)

- Parâmetros para pontes de madeira laminada protendida

$$D_x = \frac{E L t^3}{12}$$

$$D_y = \frac{E T L^3}{12}$$

$$D_{xy} = \frac{G L T t^3}{6}$$

$$D_{yx} = D_{xy}$$

$$D_1 = 0$$

$$D_2 = 0$$

onde t é a espessura da placa de madeira protendida

OBS: estes valores são também aplicáveis às pontes de madeira laminada colada.

#### 4.4.4.2. CÁLCULO DE PONTES DE TABULEIRO LAMINADO PROTENDIDO

Os métodos de análise de distribuição transversal de cargas especificadas nas normas de pontes da América do Norte, (em especial a AASHTO) reduzem a análise complexa de uma ponte sujeita a um ou mais veículos tipo (trens-tipo) para uma análise simplificada de uma viga. Contudo, nestes métodos, os efeitos de uma carga máximos em uma longarina, ou em uma faixa de largura unitária no caso de pontes em laje, podem ser obtidos considerando uma viga unidimensional sujeita a um carregamento obtido multiplicando-se a linha de carga das rodas do veículo tipo por uma fração  $S/D$ . Nesta aproximação,  $S$  é o espaçamento entre longarinas ou a largura unitária nas pontes em laje e  $D$  é um fator que relaciona o momento devido a uma linha de carga de rodas na seção longitudinal considerada e o momento total devido a todo o trem tipo. Os valores de  $D$  estão pré-determinados e especificados para os diversos tipos de pontes e variam de acordo com a norma, devido às diferenças entre as cargas envolvidas. Ou seja,  $D$  é uma medida das características de distribuição de carga da ponte e é dado em unidade de comprimento.

O método desenvolvido por BAKHT e JAEGER (1985), ou seja, o método  $(\alpha, \theta)$  foi elaborado levando-se em conta diversos fatores negligenciados no cálculo simplificado da AASHTO. Por exemplo, no método da AASHTO o valor de  $D$  depende exclusivamente do tipo de ponte. Contudo, estudos confirmam que a distribuição de carga em uma ponte longa e estreita é diferente da distribuição em uma outra curta e larga. O método  $(\alpha, \theta)$  leva em conta estes fatores e foi adaptado para as especificações da OHBDC e da AASHTO, ou seja, obtendo-se  $\alpha$  e  $\theta$  pode-se chegar aos valores de  $D$  através de ábacos. Com isso calcula-se os momentos longitudinais e transversais da placa, cortantes, etc. A terceira edição da norma canadense OHBDC já incorporou o método  $(\alpha, \theta)$  em 1991.

Portanto, as pontes laminadas protendidas têm sido calculadas por esses métodos, que são baseados na teoria de placa ortotrópica, e podem propiciar uma avaliação mais rápida dos esforços envolvidos e requisitos mínimos de projeto.

Um estudo destes parâmetros envolvendo as cargas móveis da norma brasileira NBR 7188, possibilitaria a utilização destes métodos, que parecem ser menos imprecisos nas análises de pontes do que os métodos tradicionais.

#### 4.4.5. PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA

O arranjo estrutural das pontes de tabuleiro longitudinal laminado protendido apresenta características bastante peculiares, completamente incompatíveis com a forma de análise estática de pontes proposta pela norma NBR-7190 (Norma Brasileira para o Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira). Apesar de, a princípio, parecer construtivamente simples (vigas ou pranchas longitudinais unidas por barras de protensão transversais), a nível de análise teórica torna-se necessária a idealização da estrutura como uma placa de espessura uniforme, mas com propriedades diferentes nas duas direções ortogonais. Essa idealização, utilizando a teoria de placa ortotrópica, tem uma proximidade inicial com a estrutura real, que de fato tem uma espessura uniforme, sendo portanto essencial que a ligação entre lâminas (protensão) garanta aproximadamente o comportamento de placa ortotrópica.

O comportamento das pontes protendidas que utilizam madeiras de coníferas tem sido objeto de diversos estudos na América do Norte. A utilização de madeiras de dicotiledôneas neste sistema pode levar a resultados bem diferentes dos obtidos com as madeiras mais leves, relacionados principalmente à rigidez transversal proporcionada pela protensão e a rigidez à torção.

A estrutura considerada como referência para a montagem do modelo é a ponte White Oak, em Chattahoochee National Forest (Estados Unidos), construída em 1989, de 9 metros de comprimento e 6 metros de largura, consistindo em uma placa de 40,5 centímetros de espessura. A madeira utilizada na ponte foi da espécie Spruce. Esta ponte foi reportada por TAYLOR e RITTER em 1990.

A idéia de montar um modelo surgiu a partir do conceito

de parâmetros de caracterização, considerando o protótipo com as mesmas dimensões da ponte de White Oak, mas apresentando os parâmetros  $\alpha$  e  $\theta$  idênticos aos do modelo. Dessa forma, há condições de se relacionar modelo-protótipo utilizando estes adimensionais.

A escala de redução das dimensões foi de 1:3,75, adotada em função das dimensões das peças disponíveis em laboratório e dos dispositivos de ensaio. O modelo reduzido da ponte apresentou as seguintes dimensões:

- vão livre: 2,40 metros
- largura: 1,60 metros
- espessura: 11 centímetros

A experimentação em modelo reduzido se insere neste contexto com o objetivo de confirmar o comportamento de placa ortotrópica e dar condições de se avaliar os parâmetros de rigidez, conjuntamente com o modelo teórico.

#### 4.4.6. MODELO ANALÍTICO

Existem inúmeros programas disponíveis que realizam o cálculo de placas elásticas. O problema reside no fato de que a maioria deles considera a isotropia nas placas. Ocorre que as pontes de madeira protendida apresentam um comportamento ortotrópico.

A alternativa de simulação numérica que surgiu no desenvolvimento deste trabalho, foi a utilização do SAP90, no módulo SOLID, que utiliza elementos finitos tridimensionais e considera a ortotropia dos materiais.

A primeira dificuldade encontrada na idealização foi a entrada de dados com as características do material da placa. Uma tentativa inicial, tipicamente intuitiva, foi considerar o conjunto como uma placa de madeira maciça, na qual o módulo de elasticidade na direção transversal (perpendicular ao eixo da

ponte) teria um valor próximo do encontrado em uma peça de madeira ou até superior, se considerada a contribuição da protensão. Essa hipótese leva a valores de deslocamentos muito menores do que os encontrados na experimentação do modelo. Ou seja, como era de se esperar a rigidez na direção transversal de uma placa de madeira protendida é completamente diferente de uma placa de madeira maciça nas mesmas dimensões.

A utilização do programa com elementos finitos de placa ortotrópica e a comparação dos deslocamentos teóricos com os perfis de deslocamentos experimentais do modelo permitiu simular diversas combinações até se chegar a valores compatíveis. Ou seja, os parâmetros de rigidez transversal e à torção da placa tiveram que ser ajustados para que as elásticas teóricas ficassem próximas das experimentais.

No cálculo simplificado utilizando-se o método  $(\alpha, \theta)$ , BAKHT e JAEGER (1985) indicam a consideração de uma relação aproximada com  $ET = 0,05 EL$ .

OLIVA (1989) realizou experimentação e simulação numérica de um protótipo de tabuleiro laminado protendido, utilizando madeira de coníferas, no qual chegou a um valor da relação  $ET/EL$  de 1,1%.

Os valores encontrados na simulação numérica em questão foram os seguintes:

$$ET = 5\% EL \quad \mu_1 = 0,3$$

$$GLT = 0,6\% EL \quad \mu_2 = \mu_3 = 0,5$$

com  $EL = 1231 \text{ KN/cm}^2$  obtido dos ensaios de flexão das vigas da placa. Ou seja, a rigidez à torção da placa ficou muito abaixo do esperado. A protensão implementada (2,8 KN em cada barra), com seu valor calculado no patamar mínimo exigido pela Ontario Highway Bridge Design Code, e as lâminas apresentando uma certa variação na espessura, além dos empenamentos naturais, provavelmente contribuíram para a substancial redução no módulo de cisalhamento. A comparação entre os resultados teóricos e experimentais encontram-se em 4.4.8.

Deve-se ressaltar que o comportamento de placa do sistema estrutural analisado depende fundamentalmente da protensão implementada, de modo que garanta uma melhor distribuição transversal de cargas.

Pela facilidade de montagem dos arquivos de dados optou-se pela discretização da placa de 2,40 metros x 1,62 metros x 11 centímetros em 144 elementos finitos sólidos (tridimensionais) de 8 nós cada, totalizando 338 nós (169 na face inferior da placa). A placa discretizada está contida no Anexo 3.

#### 4.4.7. MODELO DA PONTE

O modelo do tabuleiro longitudinal laminado protendido tem 2,40 metros de comprimento por 1,60 metros de largura, cujas lâminas são constituídas de vigas de seção 6 centímetros x 11 centímetros protendidas transversalmente por meio de barras de aço de 12,7 milímetros de diâmetro, formando portanto uma placa de madeira de 11 centímetros de espessura.

##### a) Classificação das vigas

Inicialmente foram selecionadas 37 vigas disponíveis no laboratório, madeira seca ao ar, de diferentes espécies de dicotiledôneas. Em seguida, foram realizados ensaios de flexão para a classificação não destrutiva das peças. Este ensaio classificatório é simples, pois consiste em fixar uma carga a ser aplicada no meio do vão da viga, obviamente dentro da fase elástica, e medir o deslocamento correspondente. Neste caso foi aplicada uma carga de 105,9 daN, obtendo o módulo de elasticidade longitudinal de cada viga pela fórmula:

$$E_i = \frac{Pl^3}{48v_i I_i}; \text{ onde } I_i = \frac{h_i b_i^3}{12}; l = 2,20 \text{ metros}; P = 105,9 \text{ daN}$$

$v_i$  = deslocamento vertical da viga  $i$ ;  $h_i$  e  $b_i$  = altura e base da viga  $i$

Determinados os valores dos módulos de elasticidade longitudinais (na direção das fibras) de cada viga, eles foram divididos em classes, enquadrando-se nos intervalos da tabela abaixo.

CLASSES	INTERVALOS DO MOE (MPa)	QUANTIDADE DE PEÇAS	CLASSES SELECIONADAS
6	5.000 - 7.000	1	
8	7.000 - 9.000	4	
10	9.000 - 11.000	11	*
12	11.000 - 13.000	7	*
14	13.000 - 15.000	10	*
16	15.000 - 17.000	1	
18	17.000 - 19.000	1	
20	19.000 - 21.000	2	

As vigas das classes 10,12 e 14 foram selecionadas, descartando-se duas vigas de classe 10 que possuíam os menores módulos de elasticidade, totalizando 26 peças para a composição da placa de madeira. O módulo de elasticidade longitudinal médio das vigas é 12.309,8 MPa, com um desvio padrão de 2.267 MPa (18%). Os dados dos ensaios de classificação estão disponíveis no Anexo 1.

b) Calibração dos extensômetros elétricos das barras de protensão

A avaliação precisa das forças de protensão nas barras pode ser feita com a implementação de macacos de protensão. A utilização de equipamentos deste tipo para os ensaios do modelo torna-se difícil, principalmente devido aos custos. A alternativa que surgiu como viável, em função da disponibilidade em laboratório, foi a utilização de extensômetros elétricos colados às barras a fim de obter uma relação entre a deformação medida no strain gage e a força de protensão implementada.

Os ensaios para calibração dos strain gages das barras de protensão foram realizados utilizando-se os seguintes

equipamentos: cilindro hidráulico vazado DIFASA capacidade 30KN; célula de carga com capacidade de 50 KN; extensômetros elétricos KFC 10/C1/11 fator gage 2,10; indicador de deformações KYOWA e Sistema de Aquisição de Dados (SAD) da Hewlett Packard.

Os extensômetros elétricos foram posicionados no meio do comprimento das barras, enquanto o cilindro e a célula de carga foram colocados em uma das extremidades. O cilindro era acionado e comprimia a célula de carga que por sua vez pressionava a placa de ancoragem, tracionando desta forma a barra de protensão. Os dados da calibração estão disponíveis no Anexo 2.

Com este ensaio foi possível avaliar em cada barra, a deformação registrada no extensômetro que corresponde a uma tração de 30 KN, que é a carga de protensão. Assim sendo, a protensão da placa torna-se simples, pois o registro da mesma é feita apenas pelo extensômetro elétrico e o aperto das porcas nas placas de ancoragem é realizado manualmente.

#### c) Instrumentação da placa

Para a medida dos deslocamentos e deformações específicas foram utilizados 19 transdutores de deslocamentos e 24 extensômetros elétricos, ligados ao sistema de aquisição de dados modelo HP 9825T. Os transdutores de deslocamentos são de modelo HP 24 DCDT - de amplitude de igual a  $\pm 12$  milímetros, com precisão de centésimo de milímetro. Os extensômetros elétricos da placa têm as mesmas características daqueles utilizados nas barras de protensão. Nas Figuras 4.9 e 4.10 estão indicados os pontos de colocação da instrumentação nas faces superior e inferior da placa.

#### d) Sistema de apoio, pórtico e laje de reação

O modelo reduzido foi apoiado sobre um sistema composto de perfis metálicos, montado sobre a laje de reação. A aplicação das cargas foi feita com o auxílio de um pórtico de reação, também composto de perfis metálicos e situado sobre a laje de reação. Nas fotos 4.1 e 4.2 pode-se observar o pórtico de reação e um detalhe do sistema de apoio.

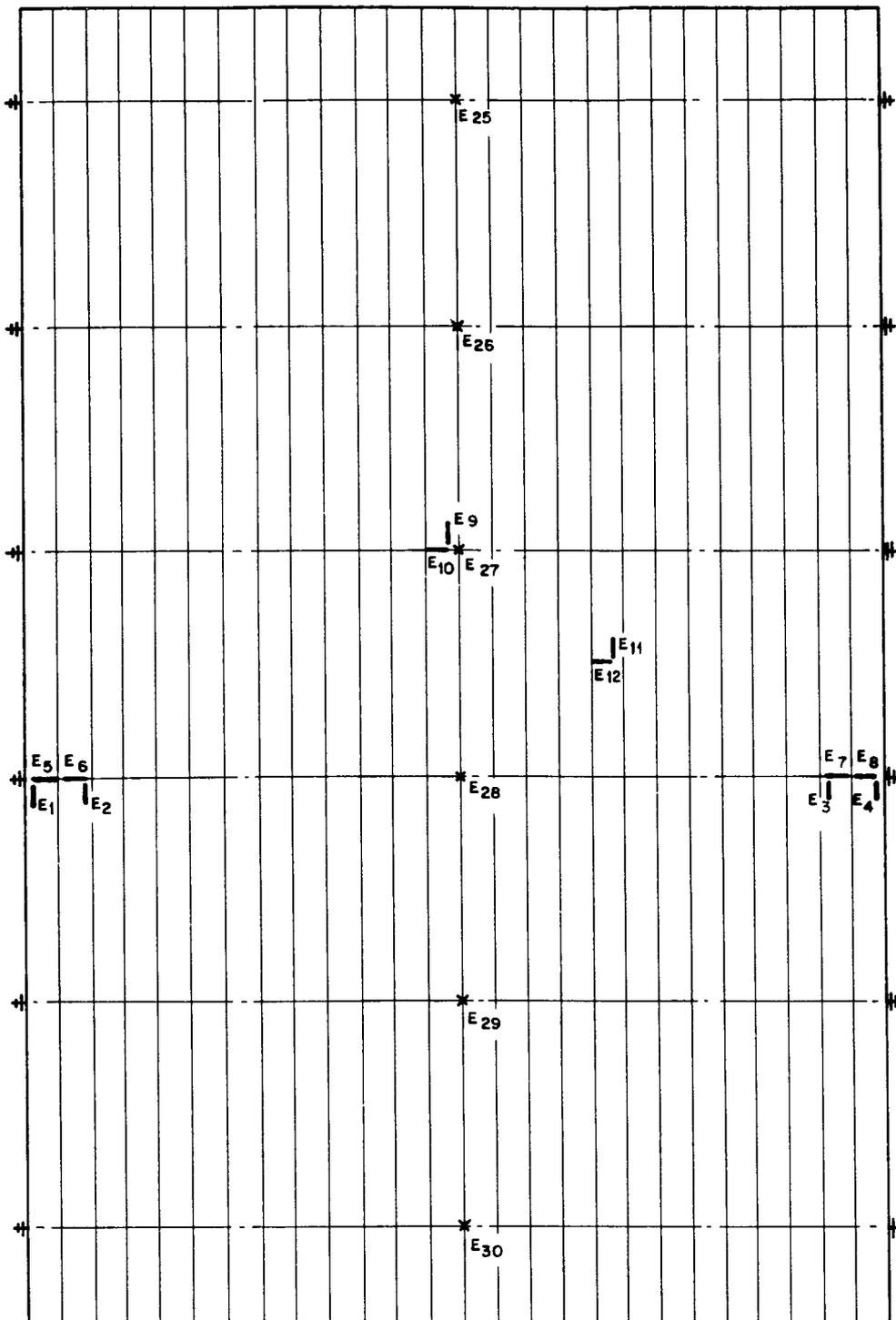


Figura 4.9. Instrumentação da face superior da placa

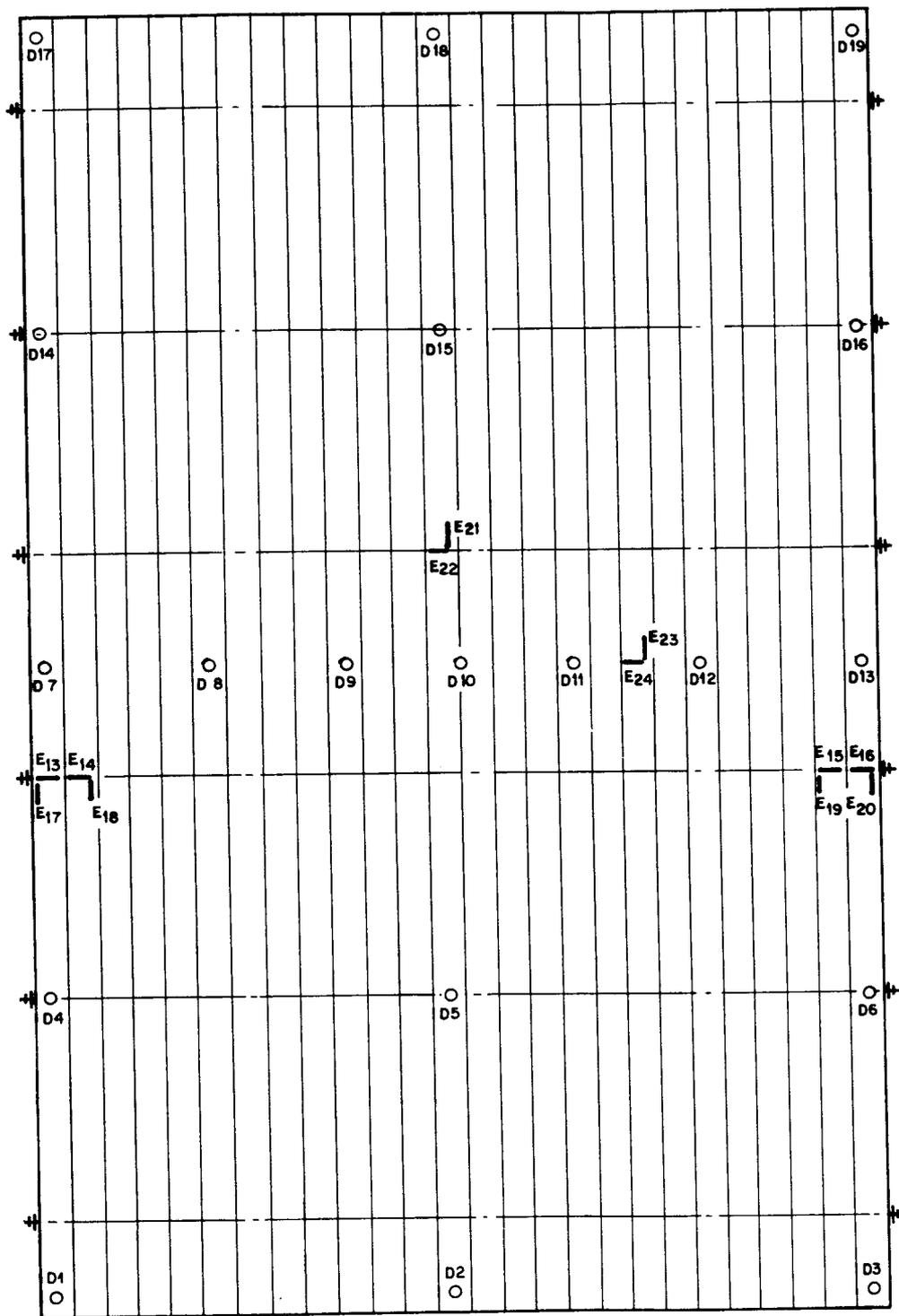


Figura 4.10. Instrumentação da face inferior da placa

#### e) Dispositivos para aplicação das cargas

A aplicação das cargas no modelo foi feita por intermédio de um cilindro hidráulico com capacidade nominal de 150 KN, acoplado às vigas do pórtico de reação com o auxílio de perfis e chapas de aço.

As cargas aplicadas são medidas por intermédio de anel dinamométrico com capacidade nominal de 50 KN, fixado na extremidade do cilindro hidráulico.

As cargas são distribuídas em uma área de  $300\text{cm}^2$ , através de chapas de aço de 15 centímetros x 20 centímetros x 2,5 centímetros. Não houve preocupação em simular no modelo uma área de contato da roda de algum veículo tipo, porque para este sistema, desprovido de longarinas, uma análise simplificada com diversas cargas "concentradas" sobre a placa pode fornecer dados significativos sobre o comportamento estrutural da mesma.

#### f) Montagem do modelo

Inicialmente as barras de protensão foram colocadas sobre a laje de reação nas posições pré-definidas espaçadas de 40 centímetros. Em seguida as vigas pré-furadas para o encaixe das barras de protensão foram posicionadas longitudinalmente (na direção perpendicular às barras) colocando-as da extremidade para o meio da placa, estabelecendo o critério de disposição das vigas de classe mais alta (14) nas extremidades e no meio da placa. Nas duas vigas centrais foram efetuados pequenos furos para que a fiação proveniente dos extensômetros das barras de aço pudesse ser ligada ao sistema de aquisição de dados.

Com as vigas e barras de aço posicionadas, o sistema de ancoragem foi montado, colocando-se as placas de ancoragem e porcas, implementando-se um aperto inicial nas mesmas. Em seguida a placa de madeira foi erguida e colocada na posição de ensaio sobre os apoios. Com isso, iniciou-se a fase de instrumentação da placa, com a colagem dos 24 extensômetros elétricos nas vigas e também o posicionamento dos 19 LVDTs embaixo da placa. Portanto, terminada a montagem e instrumentação da placa de madeira, foi possível a realização da protensão e os posteriores testes de

carga na mesma.

g) Protensão e sistema de ancoragem do modelo

O sistema de protensão consiste de 6 barras de aço, com espaçamento de 40 centímetros. A carga de protensão, calculada em função da compressão interlaminar mínima exigida, resultou em:

$$F = 700 \times 0,40 \times 0,11 = 30,8 \text{ KN} \rightarrow \text{carga de protensão}$$

A protensão, ou seja, o tracionamento das barras e a simultânea compressão da placa no sentido transversal, foi implementada manualmente. Este "aperto" manual foi possível devido ao valor calculado da carga de protensão ser relativamente baixo (~ 30 KN). As porcas foram apertadas simultaneamente, enquanto eram registradas as deformações dos extensômetros instalados nas seis barras de aço, já calibrados em fase anterior. A principal preocupação durante a protensão foi evitar o giro das barras de aço, que resultaria em eventuais avarias nos extensômetros, comprometendo as leituras. Tomados os devidos cuidados, foram registrados os seguintes esforços finais de tração:

	Leitura do extensômetro (x 10 <sup>-6</sup> cm/cm)	Carga correspondente (daN)
Barra 1	1243	3100
Barra 2	1041	2580
Barra 3	1053	2860
Barra 4	2497	6280*
Barra 5	1203	2840
Barra 6	1045	2540

\* Leitura prejudicada pela inutilização do extensômetro da barra 4 após o 4<sup>o</sup> aperto das porcas. A última leitura confiável registrada foi de 973 (3<sup>a</sup> leitura). No restante do ensaio não foi possível avaliar a força de protensão nesta barra.

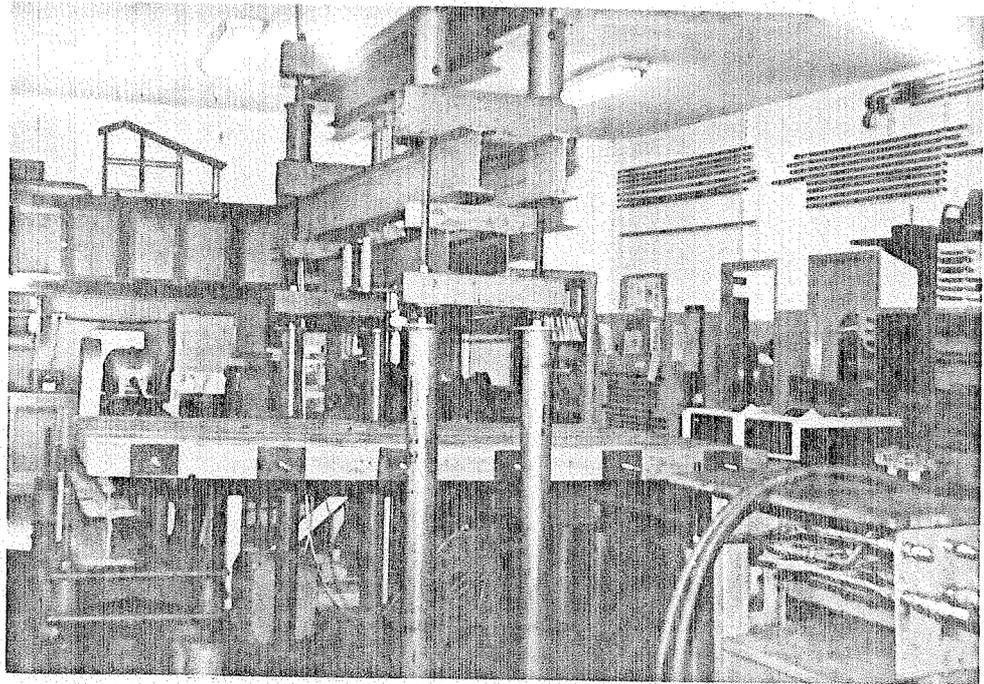


FOTO 4.1. PÓRTICO DE REAÇÃO

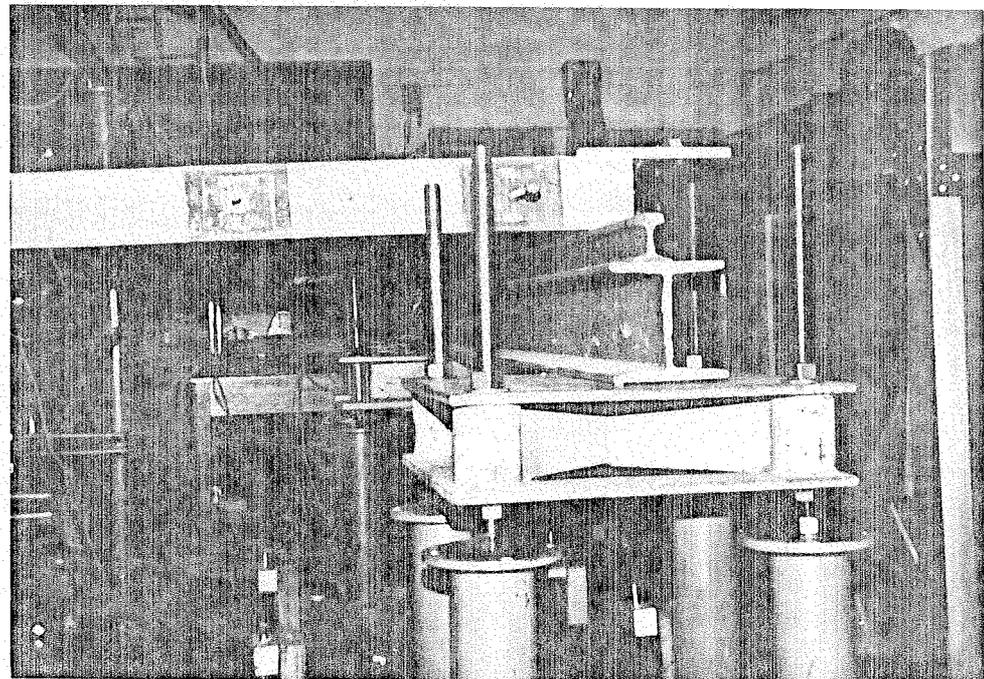


FOTO 4.2. SISTEMA DE APOIO

O aço utilizado nas barras de protensão das pontes reais é de alta resistência. No modelo em questão, em função da disponibilidade de material no laboratório, foi empregado o aço de construção CA-32, com diâmetro de 12,7 mm. O ensaio de tração realizado com o aço resultou em uma carga de escoamento de 42,5 KN.

Na ancoragem foi utilizado o sistema de placa discreta, muito implementado nos Estados Unidos, com duas placas de aço, nas seguintes dimensões:

- placa de aço menor  $\Rightarrow$  10 cm x 8 cm
- placa de aço maior  $\Rightarrow$  15 cm x 10 cm

A protensão realizada manualmente deu condições para a obtenção de uma carga de protensão aproximada de 2800 daN, que não ficou tão distante da tração pretendida de 3000 daN. A protensão utilizando cilindros hidráulicos poderia levar a resultados mais satisfatórios e precisos. A avaliação da carga de protensão através de leitura de extensômetros elétricos não apresentou a eficiência esperada, justamente por causa dos problemas do aperto manual. Além do cuidado para não estourar os strain gages, ficou difícil a avaliação do comportamento da carga de protensão ao longo do tempo, pois o programa que transformava as voltagens lidas nos extensômetros em deformação não permitiu que se realizasse leituras posteriores à protensão, já que sempre o cálculo partia de uma deformação inicial zero. A alternativa mais viável seria a utilização de células de carga em uma ou duas barras, para a avaliação da perda de protensão ao longo do tempo, podendo ser feito o tracionamento das barras utilizando cilindros hidráulicos de protensão ou torquímetros (para o caso de cargas baixas).

#### 4.4.8. EXPERIMENTAÇÃO DO MODELO

Foram realizados diversos ensaios no modelo da ponte protendida, com quatro tipos de carregamento. Quando a placa foi solicitada em mais de um ponto, utilizou-se perfil metálico para a distribuição nos diversos pontos ou áreas do modelo.

1º ENSAIO: Uma carga concentrada no centro da placa, simplesmente apoiada nas bordas transversais, como indicado na Figura abaixo:

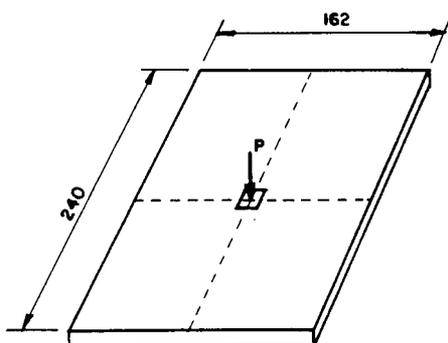


Figura 4.11.

Os perfis das flechas experimentais medidas com os LVDTs serão mostrados a partir das diversas linhas perpendiculares ao eixo longitudinal da placa e que contém os sete LVDTs centrais.

Para este ensaio foram empregadas duas seqüências de carregamento:

CARGAS (KN)										
TIPO 1										
0	3,30	6,62	9,93	13,24	16,54	19,85	23,16	26,47	29,78	33,00
TIPO 2										
0	4,96	9,93	14,89	19,85	24,82	29,78	34,74	39,71	44,67	46,93

Para a 1ª seqüência de carregamento foram obtidos os seguintes deslocamentos da linha central da placa em milímetros:

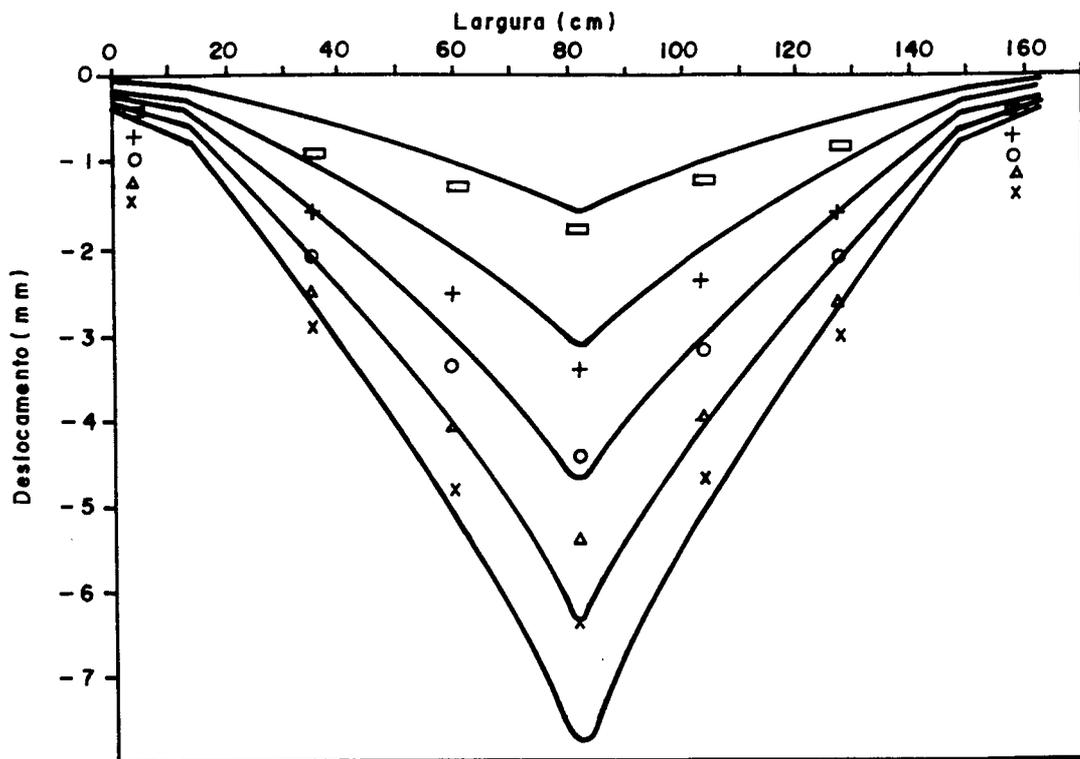
Carga (KN)	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
3,30	0,2	0,4	0,6	0,8	0,55	0,35	0,1
6,62	0,4	0,9	1,3	1,8	1,2	0,8	0,4
9,93	0,5	1,15	1,75	2,3	1,6	1,1	0,45
13,24	0,7	1,6	2,55	3,4	2,4	1,6	0,7
16,54	0,8	1,9	2,95	3,9	2,8	1,9	0,8
19,85	0,9	2,1	3,4	4,45	3,2	2,1	0,9
23,16	1	2,3	3,75	4,95	3,6	2,3	1
26,47	1,05	2,5	4,05	5,4	3,95	2,6	1,1
29,78	1,1	2,7	4,4	5,9	4,35	2,8	1,15
33,00	1,15	2,9	4,8	6,4	4,7	3	1,2

Com os dados acima, pode-se visualizar o perfil dos deslocamentos ao longo da largura:

Legenda:

- → correspondente a carga de 6,62 KN
- + → correspondente a carga de 13,24 KN
- o → correspondente a carga de 19,85 KN
- Δ → correspondente a carga de 26,47 KN
- X → correspondente a carga de 33,00 KN

OBS.: Neste gráfico e nos consecutivos as linhas cheias representam as elásticas calculadas pelo método dos elementos finitos da placa ortotrópica, ou seja, são as curvas teóricas.



Os deslocamentos registrados nos LVDTs das linhas transversais a  $1/4L$  das extremidades da placa foram os seguintes:  
 OBS: valores em milímetros (mm)

Carga (KN)	D4	D5	D6	D14	D15	D16
3,30	0,1	0,5	0,1	0,2	0,5	0,1
6,62	0,2	0,9	0,2	0,3	0,9	0,2
9,93	0,3	1,4	0,3	0,4	1,5	0,3
13,24	0,4	1,8	0,4	0,5	1,9	0,4
16,54	0,5	2,2	0,5	0,6	2,3	0,5
19,85	0,6	2,65	0,5	0,7	2,8	0,6
23,16	0,7	3,1	0,6	0,8	3,2	0,7
26,47	0,8	3,5	0,7	0,8	3,6	0,7
29,78	0,8	3,9	0,8	0,9	4,1	0,8
33,00	0,8	4,3	0,8	1,0	4,6	0,8

Teoricamente, os deslocamentos medidos por D4, D6, D14 e D16 teriam que ser iguais. Da mesma forma, os valores obtidos com os LVDTs D5 e D15 teriam que ser idênticos. Em vista desta simetria teórica, os deslocamentos obtidos com o método dos elementos finitos foram os seguintes:

Carga (KN)	6,62	13,24	19,85	26,47	33
D4 (mm)	0,04	0,09	0,13	0,17	0,22
D5 (mm)	0,66	1,33	1,99	2,66	3,31

Os LVDTs das extremidades D1, D2, D3, D17, D18 e D19 apresentaram deslocamentos (decorrentes do levantamento das bordas apoiadas) muito baixos, sendo que o valor máximo registrado foi de 0,6 milímetros.

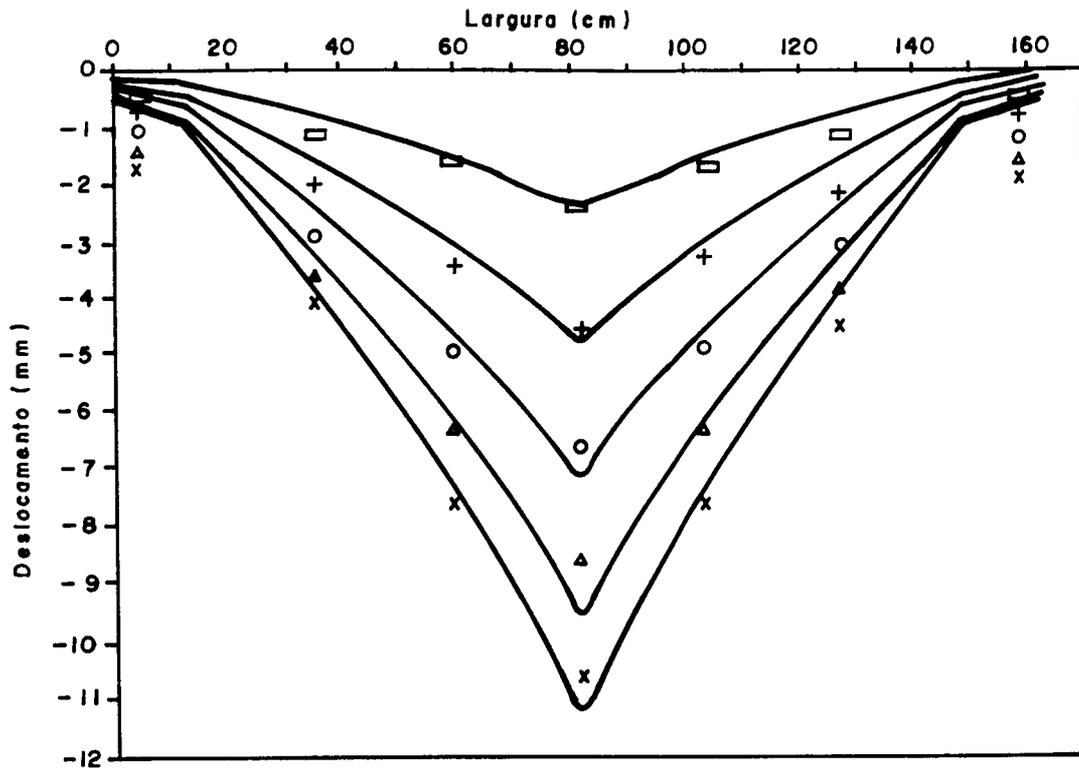
Para a 2ª seqüência de carregamento foram obtidos os seguintes deslocamentos na placa (linha central das LVDTs) em milímetros:

Carga (KN)	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
4,96	0,3	0,65	1,05	1,3	0,95	0,6	0,2
9,93	0,45	1,15	1,8	2,4	1,7	1,1	0,3
14,89	0,6	1,6	2,65	3,45	2,55	1,6	0,4
19,85	0,7	2,05	3,45	4,55	3,3	2,1	0,6
24,82	0,9	2,55	4,2	5,55	4,1	2,55	0,7
29,78	1	2,9	4,95	6,6	4,85	3	0,75
34,74	1	3,25	5,65	7,6	5,6	3,4	0,8
39,71	0,95	3,55	6,35	8,6	6,3	3,8	0,85
44,67	0,85	3,8	7	9,6	6,95	4,15	0,9
46,93	0,7	4,1	7,65	10,65	7,6	4,5	0,9

Com os dados da planilha acima, visualizaremos o perfil dos deslocamentos da linha central da placa:

Legenda:

- → correspondente a carga de 9,93 KN
- + → correspondente a carga de 19,85 KN
- o → correspondente a carga de 29,78 KN
- Δ → correspondente a carga de 39,71 KN
- X → correspondente a carga de 46,93 KN



Os deslocamentos medidos LVDTs (em mm) das linhas transversais intermediárias, para o carregamento tipo 2, foram os seguintes:

Carga (KN)	D4	D5	D6	D14	D15	D16
4,96	0,2	0,8	0,2	0,2	1,1	0,2
9,93	0,3	1,6	0,3	0,4	1,9	0,4
14,89	0,5	2,3	0,6	0,6	2,6	0,6
19,85	0,7	3,0	0,8	0,8	3,4	0,8
24,82	0,8	3,7	0,9	0,8	4,1	0,8
29,78	0,9	4,4	0,9	0,9	4,8	0,9
34,74	0,9	5,1	0,9	0,9	5,5	0,8
39,71	0,8	5,7	0,8	0,8	6,3	0,7
44,67	0,7	6,3	0,7	0,8	7,0	0,7
46,93	0,6	7,0	0,7	0,7	7,7	0,6

Os deslocamentos teóricos foram os seguintes:

Carga (KN)	9,93	19,85	29,78	39,71	46,93
D4 (mm)	0,07	0,13	0,20	0,26	0,31
D5 (mm)	1,00	1,99	3,00	3,99	4,72

Os LVTDs das extremidades D1, D2, D3, D17, D18 e D19 não apresentaram significativos de deslocamentos.

2º ENSAIO: Com as mesmas condições de apoio, a placa foi solicitada com quatro cargas concentradas localizadas na linha central, conforme figura abaixo:

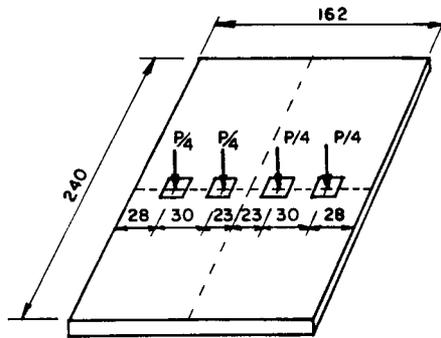


Figura 4.12.

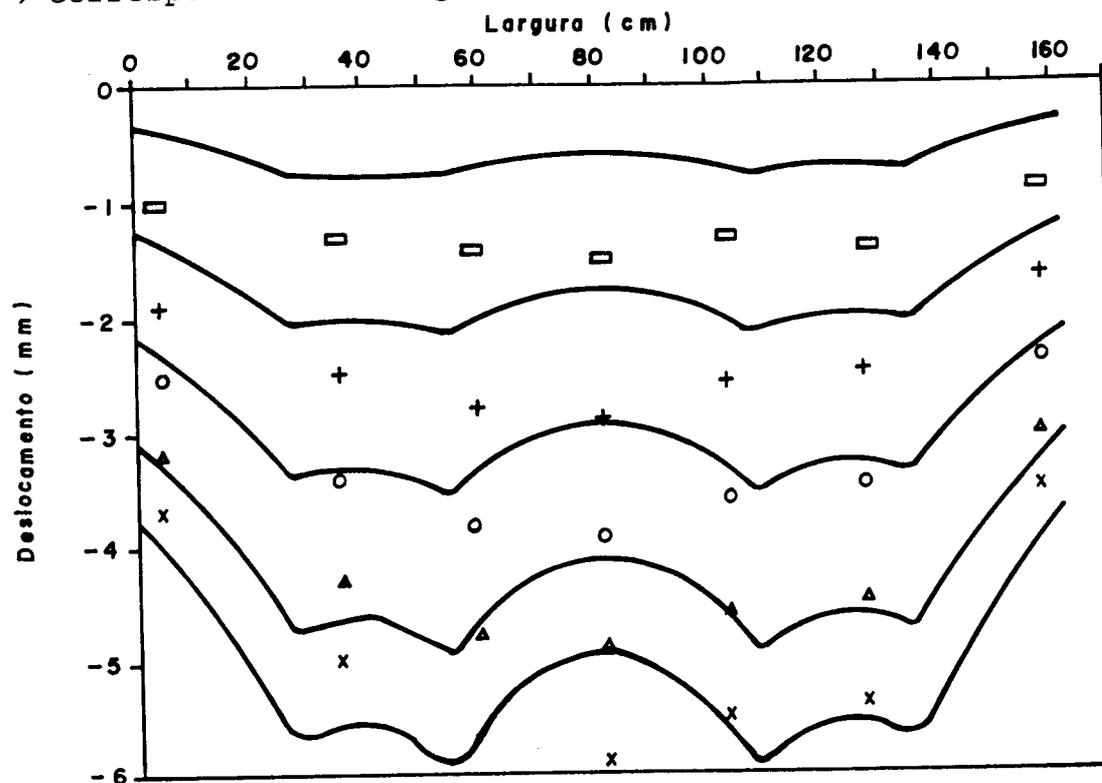
Para este ensaio foi empregada a seqüência de carregamento tipo 2, no qual foram obtidos os seguintes deslocamentos da linha central (em mm):

Carga (KN)	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
4,96	0,6	0,8	0,9	0,9	0,8	0,8	0,5
9,93	1	1,3	1,4	1,5	1,3	1,4	0,9
14,89	1,4	1,9	2,1	2,2	1,9	2	1,3
19,85	1,9	2,5	2,8	2,9	2,6	2,5	1,7
24,82	2,2	2,9	3,3	3,4	3,1	3	2,1
29,78	2,5	3,4	3,8	3,9	3,6	3,5	2,4
34,74	2,9	3,9	4,3	4,5	4,1	4	2,7
39,71	3,2	4,3	4,8	4,9	4,6	4,5	3
44,67	3,5	4,7	5,2	5,4	5	4,9	3,3
46,96	3,7	5	5,7	5,9	5,5	5,4	3,5

O perfil de deslocamentos está esquematizado abaixo:

Legenda:

- → correspondente a carga de 9,93 KN
- + → correspondente a carga de 19,85 KN
- o → correspondente a carga de 29,78 KN
- Δ → correspondente a carga de 39,71 KN
- X → correspondente a carga de 46,93 KN



Os deslocamentos medidos nos LVTDS das linhas a 1/4L da extremidade da placa foram as seguintes (em mm):

Carga (KN)	D4	D5	D6	D14	D15	D16
4,96	0,4	0,6	0,4	0,5	0,9	0,4
9,93	0,6	1,1	0,7	0,8	1,4	0,7
14,89	1,0	1,6	1,0	1,1	1,9	1,0
19,85	1,4	2,0	1,3	1,4	2,4	1,3
24,82	1,6	2,4	1,5	1,6	2,8	1,5
29,78	1,8	2,8	1,7	1,8	3,3	1,7
34,74	2,0	3,1	1,9	2,0	3,7	2,0
39,71	2,2	3,4	2,1	2,2	4,0	2,2
44,67	2,3	3,7	2,3	2,4	4,4	2,4
46,96	2,5	4,0	2,5	2,6	4,7	2,6

Os deslocamentos teóricos correspondentes foram os seguintes:

Carga (KN)	9,93	19,85	29,78	39,71	46,96
D4 (mm)	0,50	1,00	1,51	2,01	2,38
D5 (mm)	0,60	1,20	1,81	2,42	2,87

Os LVTDs das extremidades D1, D2, D3, D17, D18 e D19 apresentaram deslocamentos insignificantes.

3º ENSAIO: Este carregamento foi implementado com duas cargas concentradas transversais espaçadas na linha central, conforme figura abaixo, utilizando a seqüência de carga tipo 2:

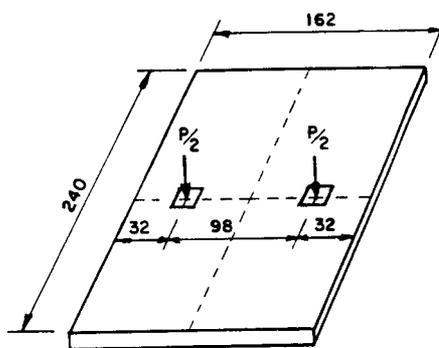


Figura 4.13.

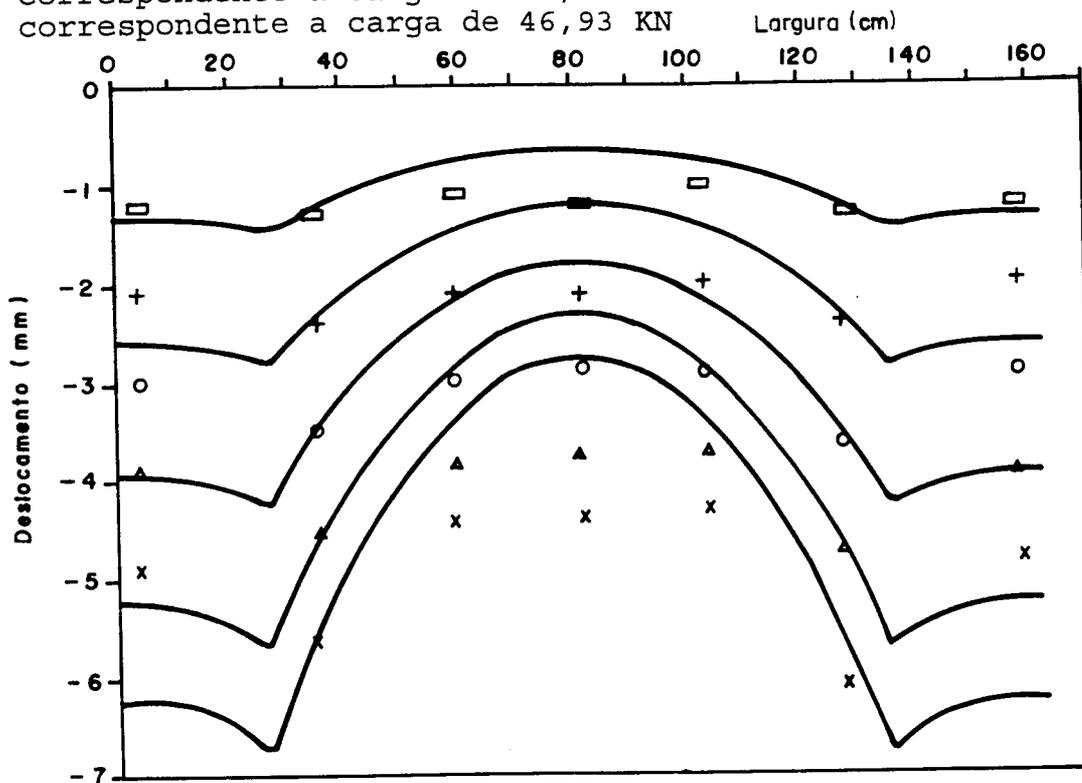
Planilha dos deslocamentos (em mm) nos LVTDs da linha central:

Carga (KN)	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
4,96	0,7	0,8	0,7	0,7	0,6	0,7	0,6
9,93	1,2	1,3	1,1	1,2	1	1,3	1,2
14,89	1,6	1,9	1,6	1,6	1,5	1,9	1,6
19,85	2,1	2,4	2,1	2,1	2	2,4	2
24,82	2,6	3	2,5	2,5	2,4	3	2,5
29,78	3	3,5	3	2,9	2,9	3,6	2,9
34,74	3,5	4	3,4	3,3	3,3	4,1	3,4
39,71	3,9	4,5	3,8	3,7	3,7	4,7	3,9
44,67	4,2	4,9	4,1	4	4	5,1	4,2
46,96	4,9	5,6	4,4	4,4	4,3	6,1	4,8

O perfil de deslocamentos está esquematizado abaixo:

Legenda:

- → correspondente a carga de 9,93 KN
- + → correspondente a carga de 19,85 KN
- o → correspondente a carga de 29,78 KN
- Δ → correspondente a carga de 39,71 KN
- X → correspondente a carga de 46,93 KN



Os deslocamentos (em mm) registrados nos LVDTs das linhas transversais intermediárias (a 1/4L das extremidades) foram:

Carga (KN)	D4	D5	D6	D14	D15	D16
4,96	0,5	0,5	0,4	0,6	0,7	0,4
9,93	0,8	0,8	0,8	1,9	1,0	0,8
14,89	1,2	1,1	1,1	1,2	1,4	1,1
19,85	1,6	1,5	1,5	1,6	1,8	1,5
24,82	1,9	1,9	1,8	1,9	2,2	1,8
29,78	2,3	2,2	2,2	2,3	2,6	2,2
34,74	2,6	2,5	2,5	2,6	3,0	2,6
39,71	2,8	2,8	2,8	2,9	3,3	2,9
44,67	3,0	3,0	3,0	3,1	3,5	3,2
46,96	3,2	3,3	3,3	3,2	3,8	3,3

Os deslocamentos teóricos correspondentes foram os seguintes:

Carga (KN)	9,93	19,85	29,78	39,71	44,96
D4 (mm)	0,85	1,67	2,51	3,34	3,95
D5 (mm)	0,4	0,80	1,19	1,58	1,87

Os LVTDs das extremidades D1, D2, D3, D17, D18 e D19 apresentaram deslocamentos insignificantes.

4º ENSAIO: A placa foi solicitada com duas cargas no sentido longitudinal, conforme figura abaixo. As condições de apoio continuaram inalteradas.

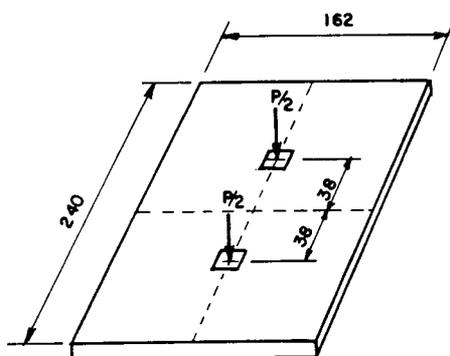


Figura 4.14.

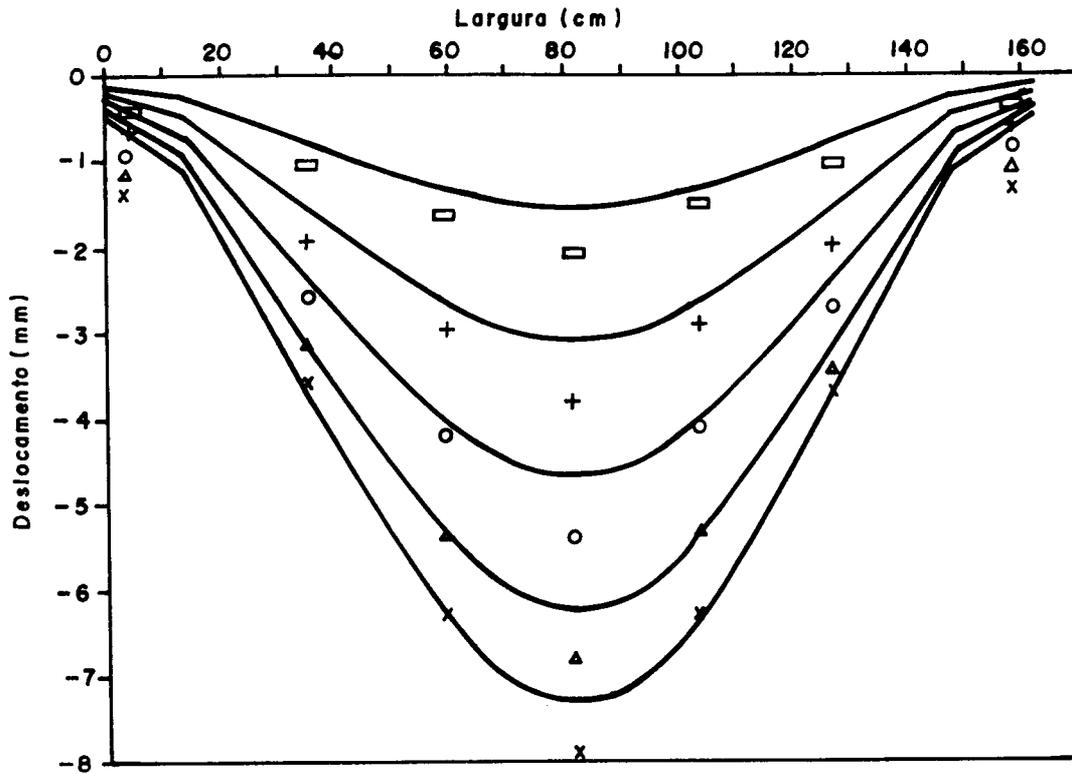
Planilha dos deslocamentos (em mm) nos LVTDs da linha central:

Carga (KN)	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
4,96	0,3	0,6	0,9	1,1	0,8	0,55	0,2
9,93	0,4	1,05	1,6	2,1	1,5	1,05	0,3
14,89	0,6	1,5	2,3	3	2,2	1,5	0,5
19,85	0,7	1,9	3	3,8	2,9	2	0,6
24,82	0,9	2,2	3,6	4,6	3,5	2,4	0,7
29,78	1	2,6	4,2	5,4	4,1	2,7	0,8
34,74	1	2,8	4,8	6,1	4,7	3,1	0,9
39,71	1	3,1	5,4	6,8	5,3	3,4	0,9
44,67	1,1	3,3	5,9	7,4	5,8	3,5	1,1
46,96	1,1	3,6	6,3	7,9	6,3	3,7	1,1

O perfil de deslocamentos está esquematizado abaixo:

Legenda:

- → correspondente a carga de 9,93 KN
- + → correspondente a carga de 19,85 KN
- → correspondente a carga de 29,78 KN
- △ → correspondente a carga de 39,71 KN
- X → correspondente a carga de 46,93 KN



Os deslocamentos (em mm) registrados nos LVDTs das linhas intermediárias foram:

Carga (KN)	D4	D5	D6	D14	D15	D16
4,96	0,2	0,8	0,1	0,3	1,0	0,2
9,93	0,3	1,5	0,3	0,4	1,7	0,3
14,89	0,4	2,2	0,4	0,6	2,5	0,5
19,85	1,4	2,0	1,3	1,4	2,4	1,3
24,82	1,6	2,4	1,5	1,6	2,8	1,5
29,78	1,8	2,8	1,7	1,8	3,3	1,7
34,74	2,0	3,1	1,9	2,0	3,7	2,0
39,71	2,2	3,4	2,1	2,2	4,0	2,2
44,67	2,3	3,7	2,3	2,4	4,4	2,4
46,96	2,5	4,0	2,5	2,6	4,7	2,6

Os deslocamentos teóricos foram os seguintes:

Carga (KN)	9,93	19,85	29,78	39,71	46,96
D4 (mm)	0,07	0,14	0,21	0,27	0,33
D5 (mm)	0,98	1,96	2,94	3,92	4,65

Os LVDTs posicionados nas bordas da placa apresentaram valores insignificantes de deslocamentos.

5º ENSAIO - RUPTURA - O ensaio de ruptura foi realizado com as mesmas condições do 1º ensaio, ou seja, com uma carga concentrada no meio da placa. A carga última foi adotada como sendo aquela correspondente ao início da ruptura da viga mais solicitada, que neste caso foi a viga central de nº 14, embora não tenha sido esgotada a capacidade resistente das demais vigas que compunham a placa. O valor da carga última (início de ruptura) foi de 105,9KN.

#### Tensões experimentais

As tensões foram calculadas utilizando a relação constitutiva entre tensão e deformação, admitindo o material elástico linear, homogêneo e ortotrópico, expresso por:

$$\{\epsilon\} = [S] \{\sigma\}$$

A equação acima, para o caso de uma placa ortotrópica na qual as direções dos eixos x e y coincidem com as duas direções principais de elasticidade, segundo RIBEIRO (1986) apud HEARMON e ADAMS (1952), pode ser reescrita como:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{21} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Sendo:

$$S_{11} = 1/E_x; \quad S_{22} = 1/E_y; \quad S_{66} = 1/G_{xy}; \quad S_{12} = S_{21} = \nu_{xy}/E_x = \nu_{yx}/E_y$$

As componentes de  $\{\sigma\}$  são obtidas invertendo-se  $[S]$ :

$$\{\sigma\} = [C] \{\epsilon\}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{21} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Sendo:

$$C_{11} = \frac{E_x E_y}{E_y - E_x (V_{yx})^2}$$

$$C_{12} = \frac{E_x E_y V_{yx}}{E_y - E_x (V_{yx})^2}$$

$$C_{22} = \frac{E_x E_y}{E_x - E_y (V_{xy})^2}$$

$$C_{66} = G_{xy}$$

Portanto, as tensões normais  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  experimentais foram calculadas através das equações:

$$\sigma_x = C_{11} \epsilon_x + C_{12} \epsilon_y$$

$$\sigma_y = C_{21} \epsilon_x + C_{22} \epsilon_y$$

Onde  $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$  são as deformações experimentais medidas através dos extensômetros elétricos.

As tensões teóricas foram obtidas dos nós dos elementos finitos correspondentes às posições dos extensômetros.

As tensões foram medidas em seis pontos em cada face (superior e inferior), indicados na figura abaixo, com dois extensômetros elétricos em cada ponto:

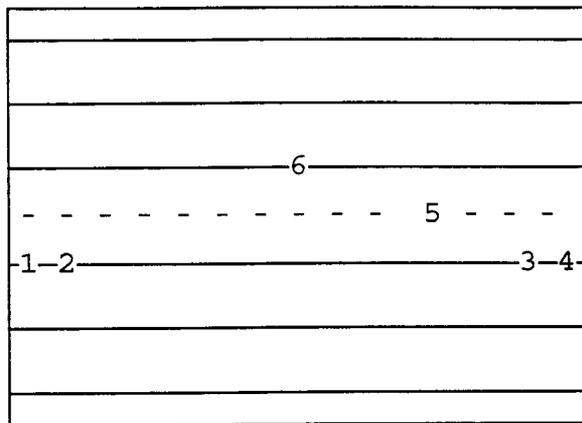


Figura correspondente às posições dos extensômetros (um resumo das figs.3.9 e 3.10 )

a) Primeiro ensaio - carga concentrada no centro da placa com carregamento tipo 1

As tensões teóricas nos pontos 1 e 4, são idênticas, assim como em 2 e 3, devido à simetria. Os valores encontrados foram os seguintes:

\* Tensões na face superior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	1,202	9,44	0,396	4,577	2,248	7,862
13,24	2,236	12,92	0,794	9,167	3,169	7,396
19,85	3,182	23,39	1,190	13,74	4,390	22,56
26,47	3,749	25,433	1,587	18,33	5,555	31,21
33	4,658	29,496	1,979	22,85	6,090	41,17

Pode-se observar na tabela acima que os valores das tensões normais nos pontos 1 e 4 apresentaram valores experimentais maiores do que os teóricos (principalmente  $\sigma_x$ ). Provavelmente a protensão foi um fator que contribuiu para que isso acontecesse, já que os pontos 1 e 4 estão bem próximos da

ancoragem. Nos pontos restantes as tensões experimentais ficaram abaixo dos valores teóricos.

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	1,8	19,38	0,781	16,98	1,47	6,51
13,24	3,15	21,82	1,564	34,01	3,08	19,26
19,85	3,97	26,16	2,344	50,99	3,83	28,89
26,47	4,63	32,76	3,126	67,99	4,51	35,01
33	4,95	34,87	3,897	84,76	5,287	40,46

Acerca dos pontos 2 e 3 teóricos, deve-se ressaltar que os valores coletados referem-se a um nó que não corresponde exatamente ao ponto 2 (ou 3) do modelo ensaiado. Em função da discretização, este nó mais próximo estava cerca de 3,5 centímetros do ponto experimental.

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	4,65	48,88	6,11	111
13,24	11,99	123,5	12,64	222,3
19,85	17,67	186,3	18,36	333,3
26,47	22,03	223,9	24,48	444,4
33	27,59	284,8	30,52	554

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	27,01	88,38	30,56	143
13,24	46,67	177,3	61,21	286,3
19,85	69,17	254,4	91,77	429,3
26,47	92,18	297,1	122,4	572,5
33	122,2	346,2	152,6	713,5

\* Tensões na face inferior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	1,426	3,682	0,382	3,286	2,173	6,62
13,24	5,088	4,481	0,761	6,582	3,488	8,439
19,85	6,01	6,101	1,142	9,868	4,633	13,79
26,47	6,483	9,753	1,523	13,16	6,564	16,37
33	8,065	11,81	1,898	16,41	7,965	20,691

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 2		Teóricos Pontos 2 e 3		Experimentais Ponto 3	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	1,576	2,005	0,743	8,608	1,744	2,639
13,24	2,796	3,271	1,488	17,24	3,182	4,42
19,85	3,768	4,612	2,231	25,85	4,422	8,159
26,47	4,800	7,09	2,976	34,47	5,885	9,3
33	5,325	9,469	3,710	42,98	6,851	16,915

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	5,259	17,86	6,258	68,85
13,24	10,40	30,55	12,54	137,9
19,85	14,66	49,19	18,79	206,7
26,47	21,31	63,32	25,06	275,7
33	25,49	83,88	31,24	343,7

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
6,62	28,82	34,88	30,94	88,73
13,24	38,79	82,01	61,98	177,7
19,85	50,13	180,5	92,92	266,5
26,47	54,98	256,3	123,9	355
33	61,11	289,6	154,5	443

OBS.: Por problemas de manipulação de arquivos, não foi possível obter os dados das deformações com o carregamento tipo 2 (até 49 KN).

b) Segundo ensaio - carregamento com quatro cargas concentradas na direção central da placa

\* Tensões na face superior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	3,91	17,48	1,04	98,13	4,280	23,69
19,85	6,726	32,76	2,08	196,3	7,860	51,71
29,78	8,937	43,16	3,12	294,5	10,45	68,32
39,71	11,06	57,39	4,16	392,9	12,91	88,13
49,96	13,21	67,86	4,92	464,2	16,09	114,7

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 2		Teóricos Pontos 2 e 3		Experimentais Ponto 3	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	2,12	18,33	5,247	108,8	5,520	46,40
19,85	4,850	32,60	10,49	217,7	7,850	72,57
29,78	6,860	43,47	15,76	326,9	11,16	95,93
39,71	9,710	57,16	21,01	435,8	14,27	117,1
49,96	12,06	75,11	24,82	514,7	16,30	132,9

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	4,95	73,76	7,46	132,2
19,85	10,70	131,48	22,43	397,3
29,78	17,12	200,37	22,43	397,3
39,71	26,09	254,59	29,89	529,5
49,96	30,21	310,27	35,31	625,5

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	3,23	44,22	2,96	105,8
19,85	6,88	93,88	5,92	211,6
29,78	9,08	150,1	8,89	317,8
39,71	10,98	191,4	11,86	423,7
49,96	14,10	235,6	14,01	500,5

\* Tensões na face inferior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	2,49	17,28	1,02	58,07	4,270	30,02
19,85	4,560	30,56	2,46	116,1	6,410	49,61
29,78	7,890	46,95	3,07	174,5	9,945	70,37
39,71	11,48	62,32	4,10	232,5	13,14	94,07
49,96	15,58	83,14	4,84	274,7	16,45	106,9

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 2		Teóricos Pontos 2 e 3		Experimentais Ponto 3	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	3,050	18,06	5,20	67,40	4,250	30,66
19,85	5,420	35,36	10,41	134,8	8,305	51,57
29,78	6,860	47,58	15,64	202,5	12,36	67,43
39,71	8,520	55,30	20,84	269,9	15,76	82,85
49,96	10,45	71,48	24,62	318,8	19,60	104,5

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	5,80	26,24	7,39	83,81
19,85	10,69	45,440	14,78	167,6
29,78	16,04	78,930	22,20	251,8
39,71	22,43	104,79	29,59	335,6
49,96	27,83	132,54	34,95	396,4

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	3,11	25,31	2,88	58,18
19,85	5,11	51,27	5,76	116,4
29,78	8,01	73,16	8,65	174,8
39,71	11,26	98,74	11,53	233,0
49,96	15,54	120,0	13,63	275,2

c) Terceiro ensaio - duas cargas concentradas transversais na metade do vão da placa

\* Tensões na face superior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	2,19	90,95	2,49	156,1	2,830	129,4
19,85	5,16	174,7	4,99	312,6	4,720	242,2
29,78	6,31	216,3	7,48	468,7	7,325	371,9
39,71	8,47	313,6	9,97	624,9	9,260	417,8
49,96	9,39	343,1	11,79	783,9	11,97	458,6

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 2		Teóricos Pontos 2 e 3		Experimentais Ponto 3	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	9.01	33.80	10.79	160.9	11.21	66.19
19,85	12.17	71.60	21.60	322.1	17.11	113.7
29,78	21.29	113.7	32.38	483.0	23.94	166.1
39,71	24.21	149.5	43.17	643.9	30.18	212.9
49,96	26.61	155.8	51.04	761.4	36.14	238.3

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	4,36	29,36	10,08	94,06
19,85	7,99	63,39	20,17	188,3
29,78	12,50	89,84	30,25	282,4
39,71	15,64	120,8	40,33	376,4
49,96	18,96	151,77	47,68	445,1

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	3,20	19,59	14,75	60,02
19,85	5,86	35,23	29,54	124,2
29,78	7,56	57,17	44,29	186,2
39,71	10,31	73,42	59,05	248,2
49,96	13,39	116,13	69,82	293,5

\* Tensões na face inferior

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 1		Teóricos Pontos 1 e 4		Experimentais Ponto 4	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	1,731	47,02	2,45	93,68	4,216	66,39
19,85	4,415	131,6	4,90	187,5	9,347	112,6
29,78	8,145	207,1	7,35	281,2	12,21	163,4
39,71	9,290	232,5	9,797	374,9	15,85	225,7
49,96	11,71	248,4	11,58	443,3	20,16	252,8

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 2		Teóricos Pontos 2 e 3		Experimentais Ponto 3	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	1.88	59.01	10.68	103.0	5.89	41.17
19,85	3.73	122.8	21.38	206.2	9.37	157.5
29,78	7.67	177.1	32.06	309.2	13.31	224.2
39,71	8.74	201.7	42.74	412.2	17.46	292.1
49,96	11.01	223.4	50.53	487.3	20.19	298.6

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 5		Teóricos Ponto 5	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	4,71	23,70	10,27	55,56
19,85	8,13	45,16	20,56	111,2
29,78	12,08	67,17	30,82	166,8
39,71	19,99	57,569	41,09	222,4
49,96	28,47	107,49	48,59	262,9

CARGA (KN)	Experimentais Ponto 6		Teóricos Ponto 6	
	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (N/Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/Cm <sup>2</sup> )
9,93	7,78	19,79	14,91	30,24
19,85	15,53	39,69	29,85	60,55
29,78	23,70	56,76	44,76	90,79
39,71	34,78	71,14	50,67	121,0
49,96	45,36	112,22	70,55	143,1

d) Quarto ensaio - carregamento longitudinal

Os dados das deformações experimentais deste ensaio não foram analisados devido aos problemas de manipulação de arquivos no computador acoplado ao Sistema de Aquisição de Dados.

- Considerações a respeito da comparação entre tensões teóricas e experimentais:

i) De uma forma geral as tensões experimentais nas regiões próximas aos sistemas de ancoragem (pontos 1, 2, 3 e 4) se aproximaram bastante dos valores teóricos, inclusive sendo superiores em alguns casos. As tensões experimentais nos pontos 5 e 6, em contrapartida, apresentaram valores sempre inferiores aos calculados pelo método dos elementos finitos. Estes comportamentos diferenciados entre modelo experimental e modelo analítico, a nível de tensões, pode ser atribuído ao efeito causado pela protensão na placa de madeira.

ii) Acerca do programa utilizado, deve-se ressaltar que os valores teóricos considerados na análise são tensões nodais. O cálculo é feito inicialmente para as tensões no centro do elemento finito sólido e em seguida são calculadas as tensões médias nos nós.

#### 4.4.9. CONCLUSÕES

a) A avaliação das forças de protensão aplicadas nas barras de aço do modelo, utilizando extensômetros elétricos, resultou em problemas de instalação que dificultaram uma análise precisa dos esforços de tração, principalmente em função da protensão ter sido realizada manualmente. Neste caso, a instalação de células de carga poderia permitir uma boa avaliação das forças envolvidas, proporcionando inclusive a possibilidade de análise das perdas de protensão ao longo do tempo. Com a protensão manual foi possível chegar a uma carga de 28 KN, enquanto que a requerida era de 30,8KN, ficando portanto abaixo do mínimo exigido pela norma canadense. Apesar disso, o efeito da protensão foi significativo para o comportamento de placa.

b) O resultado razoável da utilização de extensômetros elétricos nas barras e a protensão manual não significa que esta conjugação é ineficiente, e sim indica que os cuidados no aperto das porcas do sistema de ancoragem devem ser maiores, para que a região em que o extensômetro está colado não seja afetada. Obviamente se houver disponibilidade de cilindros hidráulicos de protensão tipo DIWIDAG ou RUDLOFF-VSL, por exemplo, os problemas certamente serão reduzidos.

b) O sistema de ancoragem utilizado (placas discretas) mostrou ser eficiente na transferência de esforços das barras de aço para a placa de madeira.

c) Quanto aos tipos de carregamentos implementados, observou-se que a carga concentrada no centro da placa (1<sup>o</sup>ensaio) e duas cargas concentradas transversais no meio do vão da placa (3<sup>o</sup>ensaio) são suficientes para a obtenção da distribuição transversal de cargas no modelo da ponte e a comparação teórico-experimental.

d) Com o cálculo dos deslocamentos e tensões por elementos finitos de placa ortotrópica, foi possível avaliar a rigidez transversal aproximada adquirida com a protensão, já que os perfis de deslocamentos teóricos e experimentais foram bastante compatíveis.

e) Analisando os perfis de deslocamento da placa, pode-se observar que houve um comportamento elástico linear durante os ensaios realizados (excetuando-se o ensaio de ruptura).

f) Os parâmetros associados à rigidez transversal e à torção da placa, adotados para a simulação numérica, se mostraram altamente satisfatórios, evidenciando a baixa rigidez transversal e reduzida resistência à torção da placa ortotrópica considerada.

g) As condições de contorno adotadas no modelo numérico (engaste nas duas bordas paralelas às linhas de protensão) tiveram uma proximidade maior com o que aconteceu na experimentação, já que os deslocamentos nos apoios foram insignificantes, e também em função do carregamento adotado, os apoios acabaram funcionando como engastes elásticos. Com isso, essa idealização tornou-se bastante coerente.

h) As expectativas iniciais de comportamento de placa ortotrópica foram confirmadas na experimentação, dado o desempenho do modelo analisado. Fica assim comprovada a possibilidade da utilização de madeiras de espécies de dicotiledôneas em estruturas desta natureza, cujo emprego é bastante difundido nos Estados Unidos e no Canadá, com madeira de espécies de coníferas. As diferenças na constituição anatômica poderiam levar a uma precisão de comportamento não semelhante dos conjuntos estruturais.

## CAP. 5 - CONCLUSÕES

São registrados de forma objetiva as conclusões relativas aos capítulos anteriores:

– Quanto ao sistema analisado para pontes rodoviárias de pequenos vãos:

a) A avaliação das forças de protensão aplicadas nas barras de aço do modelo, utilizando extensômetros elétricos, resultou em problemas de instalação que dificultaram uma análise precisa dos esforços de tração, principalmente em função da protensão ter sido realizada manualmente. Neste caso, a instalação de células de carga poderia permitir uma boa avaliação das forças envolvidas, proporcionando inclusive a possibilidade de análise das perdas de protensão ao longo do tempo. Com a protensão manual foi possível chegar a uma carga de 28 KN, enquanto que a requerida era de 30,8KN, ficando portanto abaixo do mínimo exigido pela norma canadense. Apesar disso, o efeito da protensão foi significativo para o comportamento de placa.

b) O resultado razoável da utilização de extensômetros elétricos nas barras e a protensão manual não significa que esta conjugação é ineficiente, e sim indica que os cuidados no aperto das porcas do sistema de ancoragem devem ser maiores, para que a região em que o extensômetro está colado não seja afetada. Obviamente se houver disponibilidade de cilindros hidráulicos de protensão tipo DIWIDAG ou RUDLOFF-VSL, por exemplo, os problemas certamente serão reduzidos.

c) O sistema de ancoragem utilizado (placas discretas) mostrou ser eficiente na transferência de esforços das barras de aço para a placa de madeira.

d) Quanto aos tipos de carregamentos implementados, observou-se

que a carga concentrada no centro da placa (1<sup>o</sup>-ensaio) e duas cargas concentradas transversais no meio do vão da placa (3<sup>o</sup>-ensaio) são suficientes para a obtenção da distribuição transversal de cargas no modelo da ponte e a comparação teórico-experimental.

e) Com o cálculo dos deslocamentos e tensões por elementos finitos de placa ortotrópica, foi possível avaliar a rigidez transversal aproximada adquirida com a protensão, já que os perfis de deslocamentos teóricos e experimentais foram bastante compatíveis.

f) Analisando os perfis de deslocamento da placa, pode-se observar que houve um comportamento elástico linear durante os ensaios realizados (excetuando-se o ensaio de ruptura).

g) Os parâmetros associados à rigidez transversal e à torção da placa, adotados para a simulação numérica, se mostraram altamente satisfatórios, evidenciando a baixa rigidez transversal e reduzida resistência à torção da placa ortotrópica considerada.

h) As condições de contorno adotadas no modelo numérico (engaste nas duas bordas paralelas às linhas de protensão) tiveram uma proximidade maior com o que aconteceu na experimentação, já que os deslocamentos nos apoios foram insignificantes, e também em função do carregamento adotado, os apoios acabaram funcionando como engastes elásticos. Com isso, essa idealização tornou-se bastante coerente.

i) As expectativas iniciais de comportamento de placa ortotrópica foram confirmadas na experimentação, dado o desempenho do modelo analisado. Fica assim comprovada a possibilidade da utilização de madeiras de espécies de dicotiledôneas em estruturas desta natureza, cujo emprego é bastante difundido nos Estados Unidos e no Canadá, com madeira de espécies de coníferas. As diferenças na constituição anatômica poderiam levar a uma precisão de comportamento não semelhante dos conjuntos estruturais.

- Quanto ao sistema analisado para passarelas de médios vãos:

a) A construção da passarela pênsil de Piracicaba, com vigas de rigidez e tabuleiro de madeira, foi adequadamente elaborado levando-se em consideração todos os aspectos de viabilidade e economia, resultando em uma estrutura de beleza e estética bem apuradas, com um vão livre considerável, que somente o aço ou o concreto protendido atualmente seriam capazes de vencer, e apresentando custos certamente inferiores.

b) O sistema de ponte pênsil de madeira utilizado, portanto, demonstrou ser eficiente tanto do ponto de vista estrutural quanto do econômico. Como mencionado anteriormente esse sistema foi testado para pontes rodoviárias e o resultado foi bastante satisfatório. Em regiões como a Amazônia, por exemplo, onde a disponibilidade da madeira é alta e os rios apresentam grandes larguras, arranjos estruturais como este podem proporcionar mais pontes estruturalmente eficientes sem recorrer a outros materiais que apresentem um custo de transporte elevado.

c) Um projeto adequado para a Amazônia seria uma ponte com as torres em estrutura de madeira juntamente com as vigas de rigidez e o tabuleiro, ficando o concreto armado apenas para as fundações e blocos de ancoragem dos cabos de aço. Estas pontes devem ser de classe 30 ou 45 e não apenas para veículos leves, já que o objetivo é o desenvolvimento da região. Com isso, torna-se possível tanto a transposição do obstáculo (rio) quanto a livre navegação fluvial. Um outro objetivo é incentivar o estudo de viabilidade desta alternativa em todas as regiões do Brasil. As estruturas de pontes suportadas por cabos já construídas, que utilizaram a madeira na superestrutura, são exemplos da exiçüibilidade dos sistemas mistos.

São registradas algumas propostas para o desenvolvimento de trabalhos de pesquisa em continuidade ao aqui apresentado.

#### 6.1. QUANTO AO SISTEMA LAMINADO PROTENDIDO

- a) Estudo da perda de protensão ao longo do tempo, analisando variáveis que interferem no processo, tais como: perda de umidade da madeira, deformação lenta, aumento de umidade no revestimento, temperatura, etc.
- b) Implementação de modelo ou protótipo com emendas de topo, para avaliar o efeito causado na rigidez longitudinal do tabuleiro.
- c) Estudo de procedimentos de cálculo relacionados à teoria de placa ortotrópica e analogia com grelha, com uma adaptação de métodos que utilizem parâmetros de caracterização como o método  $(\alpha, \theta)$ , por exemplo.
- d) Investigação do comportamento dos sistemas T e caixa com madeiras de dicotiledôneas.
- e) Com a ajuda de simulação numérica, implementar diversos níveis de protensão em uma placa e verificar o aumento ou perda na rigidez transversal, tentando obter uma correlação entre o nível de protensão e a rigidez transversal proporcionada.

#### 6.2. QUANTO AO SISTEMA PÊNSIL

- a) Estudo da otimização da construção de um sistema de ponte pênsil para a Amazônia para implementação em pontes rodoviárias, analisando as especificidades dos problemas de transportes na

região, relacionando com a diversidade de espécies de madeira ali existentes.

b) Análise da ponte pênsil de madeira para grandes vãos, com estudos de instabilidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, S.M.B. Pontes estaiadas de madeira. São Paulo, 1989. 248p. Tese (Doutorado - Estruturas) - EPUSP.
- ALMEIDA, P.A. Estruturas de grande porte de madeira composta. São Paulo, 1990. 280p. Tese (Doutorado - Estruturas) EPUSP.
- AWARD WINNING TIMBER BRIDGES. September, 1991. 12p.
- BAKHT, B.; JAEGER, L.G. Bridge evaluation for multipresence of vehicles. Journal of Structural Engineering, v.116, march 1990, (ASCE).
- BERGER, L.; GREENSTEIN, J.; ARRIETA, J. Guidelines for the design of low-cost water crossings. Transportation Research Record 1106, TRB, Washington, D.C., 1987. p. 318-327.
- BULLETIN AIPC, No. 32, p.48.
- BULLETIN AIPC, No. 32, p.50.
- DIAS, A.A. Considerações teóricas a respeito de projetos de ponte pênsil de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, 1983, São Carlos. Anais... São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983. v.5, não paginado.
- DIAS, A.A. Distribuição transversal de cargas em pontes de madeira. São Carlos, 1987. 152p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- GANGARAO, H.V.S. Research and development of stressed-timber bridge systems at West Virginia University. Wood Design Focus, Portland, v. 1, no. 3, 1990. p 4-6.

- GANGARAO, H.V.S.; HEGARTY, M.J. Development of new design and construction guidelines for low-volume road bridges. Transportation Research Record 1106, TRB, Washington, D.C., 1987. p. 122-130.
- GIMSING, N.J. Cable supported bridges. John Wiley & Sons Ed. Chichester, 1983. 400p.
- GRAVINA, P.B.J. Contribuição para a teoria e cálculo das pontes pênséis. São Paulo. Escola Politécnica-USP, 1971.
- GUTKOWSKI, R.M.; WILLIANSO, T.G. Timber bridges: state-of-the-art. Journal of Structural Engineering, v.109, september, 1983, p.2175-2191. (ASCE).
- HELLMEISTER, J.C. Pontes de eucalipto citriodora. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1983, São Carlos. Anais...São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983, V.5, não paginado.
- HELLMEISTER, J.C.; LAHR, F.A.R.; CALIL Jr., C. Ponte pênsil com vigas principais, pilares e tabuleiro de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1983, São Carlos. Anais...São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983, v.5, não paginado.
- HORTEGAL. I.R. Contribuição ao estudo de pontes pênséis de madeira. São Carlos, 1979. 216p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Manual de preservação de madeiras - v.1. São Paulo, 1986. 342p.
- JUNTA DEL ACUEDO DE CARTAGENA PADT-REFORT. Manual del grupo andino para la preservacion de maderas. Lima, 1988.

- KUZMANOVIC, B.O. History of the theory of bridge structures.  
Journal of the Structural Division, v. 103, no. ST5, May, 1977.  
p. 1095-1111.
- LEONHARDT, F. Bridges - aesthetics and design. The Architectural  
Press: London, 1982. 308p.
- LOGRADO, P.A.S. Viga Armada para Pontes de Madeira. São Carlos,  
1981. 253p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- MATTHIESEN, J.A. Contribuição ao estudo de pontes de eucalipto  
citriodora. São Carlos, 1987. 220p. Tese (Doutorado em Estru-  
turas) EESC - USP.
- MONTANA QUÍMICA S/A. Biodeterioração e preservação de madeiras.  
São Paulo, 1991. 75p.
- MOREIRA, M.E. Passarela natural. Construção São Paulo, n.2330,  
outubro 1992. p.12-13.
- MUCHMORE, F.W. Designing timber bridges for long life.  
Transportation Research Board 1053, TRB, Washington, D.C., 1986.  
p.12-18.
- NAKAMURA, S.Y.; CALIXTO, F.L. Projeto de pontes pré-fabricadas em  
madeira para a Amazônia, classe 30, com vigas principais em tre-  
liça contínua. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTU-  
RAS DE MADEIRA, 1989, São Carlos. Anais São Carlos: USP/EESC/  
SET/LaMEM, 1989, V.3, p.191-232.
- O'CONNOR, C. Pontes-superestruturas. Livros Técnicos e Científi-  
cos Editora e EDUSP, v.2, Rio de Janeiro, 1976.
- OLIVA, M.; TUOMI, R.; DIMAKIS, A. New ideas for timber bridges.  
Transportation Research Record 1053, TRB, Washington, D.C.,  
1985. p.59-65.

- OU, F.L.; WELLER, C. An overview of timber bridges.  
Transportation Research Record, 1053, TRB, Washington, D.C.,  
1986. p.1-12.
- PARRY, J.D. A prefabricated modular timber bridge.  
Transportation Research Record 1053, TRB, Washington, D.C.,  
1986. p.49-56.
- PRATA, D.G. Subsídios para otimização do cálculo de pontes de  
madeira. Plano de trabalho. São Carlos, 1990. 20p.
- PUGSLEY, A.G. The theory of suspension bridges. London, Ed.  
Arnoldo, 1968.
- RITTER, M.A. et al. Performance of stress-laminated bridges.  
Wood Design Focus, Portland, v. 1, no. 3, 1990. p.12-16.
- SOUZA, M.T. Elo natural. Construção São Paulo, n.2322, agosto,  
1992.
- SZÜCS, C.A. Ponte de madeira com vigas principais em treliça  
contínua. São Carlos, 1979. 220p. Dissertação (Mestrado em  
Estruturas) EESC - USP.
- TUOMI, R.L.; McCUTCHEON, W.J. Design procedure for glued  
laminated bridge decks. Annual Meeting of the Forest Products  
Research Society. Dallas, 1972. p.36-42.
- WILLIANSON, T.G. Glued-laminated timber for bridge construction.  
Wood Design Focus, Portland, v. 1, n.3, 1990. p. 4-6.
- WIPF, T.J.; KLAIBER, F.W.; FUNKE, R.W. Longitudinal glued  
laminated timber bridge modeling. Journal of Structural  
Engineering, v. 116, no. 4, april, 1990. (ASCE).

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ALMEIDA, S.M.B. Pontes estaiadas de madeira. São Paulo, 1989. 248p. Tese (Doutorado - Estruturas) - EPUSP.
- ALMEIDA, P.A. Estruturas de grande porte de madeira composta. São Paulo, 1990. 280p. Tese (Doutorado - Estruturas) EPUSP.
- AWARD WINNING TIMBER BRIDGES. September, 1991. 12p.
- BACHMANN, H. Case studies of structures with man-induced vibrations. Journal of Structural Engineering, v.118, n.3, march, 1992. ASCE. p.631-647.
- BAKHT, B.; JAEGER, L.G. Bridge analysis simplified. Mc Grow-Hill Book Company, 1985, USA. 293p.
- BAKHT, B.; JAEGER, L.G. Bridge evaluation for multipresence of vehicles. Journal of Structural Engineering, v.116, march, 1990, (ASCE).
- BAKHT, B.; JAEGER, L.G. Load sharing factors in timber bridge design. Canadian Journal of Civil Engineering, v.18, september, 1991. p.312-319.
- BERGER, L.; GREENSTEIN, J.; ARRIETA, J. Guidelines for the design of low-cost water crossings. Transportation Research Record 1106, TRB, Washington, D.C., 1987. p. 318-327.
- BEHR, R.A. et al. Cost comparison of timber, steel and pre-stressed concrete bridges. Journal of Structural Engineering, v.116, n.12, december, 1990. ASCE. P.3448-3457.

- BRUNGRADER, R. et al. Timber bridges - part of solution for rural America. Transportation Research Record 1106, TRB, v.2, Washington, D.C., 1987. p.131-139.
- BUCKLAND, P.G.; MORGENSTERN, B.D. Conversion of a suspension bridge into a cable-stayed bridge. Canadian Journal of Civil Engineering, v.18, september, 1990. p.273-281.
- BULLETIN AIPC, No. 32, p.48.
- BULLETIN AIPC, No. 32, p.50.
- CALIL JR., C. Análise experimental de materiais e de estruturas. São Carlos, 1988 - LaMEM-SET-EESC-USP. 223p.
- DIAS, A.A. Considerações teóricas a respeito de projetos de ponte pênsil de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, 1983, São Carlos. Anais... São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983. v.5, não paginado.
- DIAS, A.A. Distribuição transversal de cargas em pontes de madeira. São Carlos, 1987. 152p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- DICKSON, B.; GANGARAO, H.V.S. Development and testing of an experimental stressed-timber bridges T - beam bridge. Transportation Research Record 1275, TRB. Washington, 1991. p.67-75.
- DYER, D.B.V. Strength and efficiency of wood box columns. Journal of Structural Engineering, v.118, n.3, march, 1992. ASCE. p.716-722.
- ERIKSSON, M.O. Engineered timber systems for short-span bridges. Transportation Research Record 1291, TRB. Washington, 1991. p.306-314.

- FREITAS, M.F. Pontes - introdução geral - definições. São Paulo, EPUSP, 1978. PEF/401. 114p.
- GALVÃO, A.P.M. Estimativa da umidade de equilíbrio da madeira em diferentes cidades do Brasil. Piracicaba, SP, IPEF, 1975. p.53-65
- GANGARAO, H.V.S. Research and development of stressed-timber bridge systems at West Virginia University. Wood Design Focus, Portland, v. 1, no. 3, 1990. p 4-6.
- GANGARAO, H.V.S.; HEGARTY, M.J. Development of new design and construction guidelines for low-volume road bridges. Transportation Research Record 1106, TRB, Washington, D.C., 1987. p. 122-130.
- GANGARAO, H.V.S.; LATHEEF, I. System innovation and experimental evaluation of stressed timber bridges. Transportation Research Record 1291, TRB. Washington, 1991. p.293-305.
- GIMSING, N.J. Cable supported bridges. John Wiley & Sons Ed. Chichester, 1983. 400p.
- GRAVINA, P.B.J. Contribuição para a teoria e cálculo das pontes pênseis. São Paulo. Escola Politécnica-USP, 1971.
- GUTKOWSKI, R.M.; WILLIANSO, T.G. Timber bridges: state-of-the-art. Journal of Structural Engineering, v.109, september, 1983, p.2175-2191. (ASCE).
- HELLMEISTER, J.C. Pontes de eucalipto citriodora. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1983, São Carlos. Anais...São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983, V.5, não paginado.

- HELLMEISTER, J.C.; LAHR, F.A.R.; CALIL Jr., C. Ponte pênsil com vigas principais, pilares e tabuleiro de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1983, São Carlos. Anais...São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1983, v.5, não paginado.
- HORTEGAL. I.R. Contribuição ao estudo de pontes pênséis de madeira. São Carlos, 1979. 216p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Manual de preservação de madeiras - v.1. São Paulo, 1986. 342p.
- JAEGER, L.G.; BAKHT, B. Bridge analysis by microcomputer. Mc Grow-Hill Book Company, 1989, USA. 331p.
- JAEGER, L.G.; BAKHT, B. Effect of butt joints on the flexural stiffness of laminated timber bridges. Canadian Journal of Civil Engineering, v.17, march, 1990.
- JUNTA DEL ACUEDO DE CARTAGENA PADT-REFORT. Manual del grupo andino para la preservacion de maderas. Lima, 1988.
- KIM, J.B.; KIM, R.H. Oak A-frame timber bridges meeting the modern deflection requirement. Transportation Research Record 1319, TRB. Washington, 1991. p.12-15.
- KUMARASENA, T. et al. Deer Isle bridge: efficacy of stiffening systems. Journal of Structural Engineering, v.115, n.9, september, 1989. ASCE. p. 2297-2312.
- KUMARASENA, T. et al. Deer Isle bridge: field and computed vibrations. Journal of Structural Engineering, v.115, n.9, september, 1989. ASCE. p. 2313-2328.

- KUZMANOVIC, B.O. History of the theory of bridge structures.  
Journal of the Structural Division, v. 103, no. ST5, May, 1977.  
p. 1095-1111.
- LAHR, F.A.R. Sobre a determinação de propriedades de elasticidade da madeira. São Carlos, 1982. 221p. Tese (Doutorado em Estruturas) - SET/EESC/USP.
- LEONHARDT, F. Construções de concreto. Rio de Janeiro, Editora Interciência Ltda, 1979. v.6, 241p.
- LEONHARDT, F. Bridges - aesthetics and design. The Architectural Press: London, 1982. 308p.
- LOGRADO. P.A.S. Viga Armada para Pontes de Madeira. São Carlos, 1981. 253p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.
- MARTINS, V.A. Secagem de madeira serrada. Brasília, IBDF/DPq - LPF, 1988. 56p.
- MATTHIESEN. J.A. Contribuição ao estudo de pontes de eucalipto citriodora. São Carlos, 1987. 220p. Tese (Doutorado em Estruturas) EESC - USP.
- MCCUTCHEON, W.J.; OLIVA, M.G. Timber bridge research by the University of Wisconsin and USDA Forest Service. Bridge Research in Progress, Iowa State University, september, 1988. p. 85-88.
- MCCUTCHEON, W.J. The mormom creek bridge: Performance after three years. Res. Pap. FPL-RP-509. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1992. 8p.
- MONTANA QUÍMICA S/A. Biodeterioração e preservação de madeiras. São Paulo, 1991. 75p.

MOREIRA, M.E. Passarela natural. Construção São Paulo, n.2330, outubro 1992. p.12-13.

MUCHMORE, F.W. Techniques to bring new life to timber bridges. Journal of Structural Engineering, v.110, n.8, august, 1984. ASCE. p.1832-1846.

MUCHMORE, F.W. Designing timber bridges for long life. Transportation Research Board 1053, TRB, Washington, D.C., 1986. p. 12-18.

NAKAMURA, S.Y.; CALIXTO, F.L. Projeto de pontes pré-fabricadas em madeira para a Amazônia, classe 30, com vigas principais em treliça contínua. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1989, São Carlos. Anais São Carlos: USP/EESC/SET/LaMEM, 1989, V.3, p.191-232.

NOWAK, A.S. Reliability analysis for wood bridges. Transportation Research Record 1291, TRB. Washington, 1991. p.315-327.

O'CONNOR, C. Pontes-superestruturas. Livros Técnicos e Científicos Editora e EDUSP, v.2, Rio de Janeiro, 1976.

OLIVA, M.; TUOMI, R.; DIMAKIS, A. New ideas for timber bridges. Transportation Research Record 1053, TRB, Washington, D.C., 1985. p.59-65.

OU, F.L.; WELLER, C. An overview of timber bridges. Transportation Research Record, 1053, TRB, Washington, D.C., 1986. p.1-12.

OVERNA, J.R. et al. Timber bridges: benefits and costs. Journal of Structural Engineering, v.110, n.7, july, 1984. ASCE. p.1563-1571.

- PARRY, J.D. A prefabricated modular timber bridge. Transportation Research Record 1053, TRB, Washington, D.C., 1986. p.49-56.
- PEET, C. Puentes - mis primeros conocimientos. México, Compañía General de Ediciones S.A., 1963. 69p.
- PRATA, D.G. Subsídios para otimização do cálculo de pontes de madeira. Plano de trabalho. São Carlos, 1990. 20p.
- PUGSLEY, A.G. The theory of suspension bridges. London, Ed. Arnoldo, 1968.
- RITTER, M.A. et al. Performance of stress-laminated bridges. Wood Design Focus, Portland, v. 1, no. 3, 1990. p.12-16.
- RIBEIRO, G.O. Determinação de propriedades elásticas e de resistência dos compensados estruturais. São Carlos, 1986. 212p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - EESC/USP.
- SAN MARTIN, F.I. Cálculo de tabuleiros de pontes. São Paulo, 1981. Liv. Ciência e Tecnologia editora. 228p.
- SARISLEY JR., E.F.; ACCORSI, M.L. Prestress level in stress-laminated timber bridges. Journal of Structural Engineering, v.116, n.11, November, 1991. ASCE. p.3003-3019.
- SAUL, W.E.; TUAN, C.V. Review of live loads due to human movements. Journal of Structural Engineering, v.112, n.5, may, 1986. ASCE. p.995-1004.
- SCHMOKEL, C. Bidder-design specifications for glulam timber bridges. Wood Design Focus, Portland, 1990. p.17-18.
- SOUZA, M.T. Elo natural. Construção São Paulo, n.2322, agosto, 1992.

STEINMAN, D.B. Famous bridges of the world. New York, Dover Publications, Inc., 1961. 99p.

SZÜCS, C.A. Ponte de madeira com vigas principais em treliça contínua. São Carlos, 1979. 220p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) EESC - USP.

TAYLOR, R.J.; RITTER, M.A. Development of longer span wood bridges. Proceedings of the 3d International conference on short and medium span bridges; 1990 August 7-10; Toronto, Canada. p.391-492. v.2.

TUOMI, R.L.; McCUTCHEON, W.J. Design procedure for glued laminated bridge decks. Annual Meeting of the Forest Products Research Society. Dallas, 1972. p.36-42.

WELLER, C.G.; CRIST, J. Timber bridges: background, attributes, national direction and stressed timber. Transportation Research Record 1291, TRB. Washington, 1991. p.287-292.

WILLIANSO, T.G. Glued-laminated timber for bridge construction. Wood Design Focus, Portland, v. 1, n.3, 1990. p. 4-6.

WIPF, T.J.; KLAIBER, F.W.; FUNKE, R.W. Longitudinal glued laminated timber bridge modeling. Journal of Structural Engineering, v. 116, no. 4, april, 1990. (ASCE).

**ANEXO 1**

- Dados dos ensaios de flexão das vigas que compõem a placa:

PLACA

- Espécies de Madeira Utilizadas: peroba rosa, cupiúba, cedro amargo, angelin araroba, umirana e mandioqueira

Carga implementada:  $P = 105,9 \text{ daN}$

Vão livre das vigas:  $L = 220 \text{ cm}$

Viga	Base b (cm)	Altura h / (cm)	Comp. lv	Mom. Inércia $I (\text{cm}^4)$	Flecha v (cm)	Mod. Elast. $E (/ \text{daN} / \text{cm}^2)$
01	5,73	12,60	252	197,5	1,107	107.429
02	6,54	12,38	251	288,6	0,793	102,656
03	6,50	12,00	244	274,6	0,966	104,701
04	6,25	12,15	253,5	247,2	0,966	98,382
05	6,30	12,25	249	255,3	0,777	118,446
06	6,00	12,50	249,5	225	0,895	116,659
07	6,80	12,60	250	330	0,746	95,383
08	6,35	12,20	256	260	0,745	121,132
09	7,00	12,30	254	352	0,535	124,895
10	5,10	12,25	249	135	1,394	124,454
11	6,30	12,50	256	260	0,671	134,413
12	6,25	12,35	246,5	251	1,038	90,075
13	5,80	12,00	252,5	195	1,065	113,056
14	5,80	12,65	249	205	0,992	115,138
15	6,60	11,45	250	247	0,651	145,909
16	6,60	11,90	246	285	0,607	135,749
17	7,15	12,30	249,5	375	0,651	96,317
18	6,80	12,20	247	319	0,493	149,064
19	7,00	12,70	246,5	363	0,665	97,318
20	6,80	12,00	245	314	0,761	98,178
21	5,92	12,08	250	209	0,861	130,636
22	6,36	12,34	250	264	0,599	148,247
23	5,88	11,99	250	203	0,765	151,177
24	5,85	12,04	250	200	0,733	149,552
25	5,96	12,28	250	216	0,683	148,760
26	5,82	11,82	250	194	0,743	152,828

**ANEXO 2**

## LEITURA DOS EXTENSOMETROS COLADOS AS BARRAS

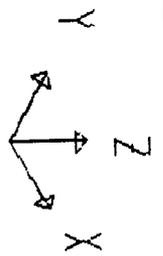
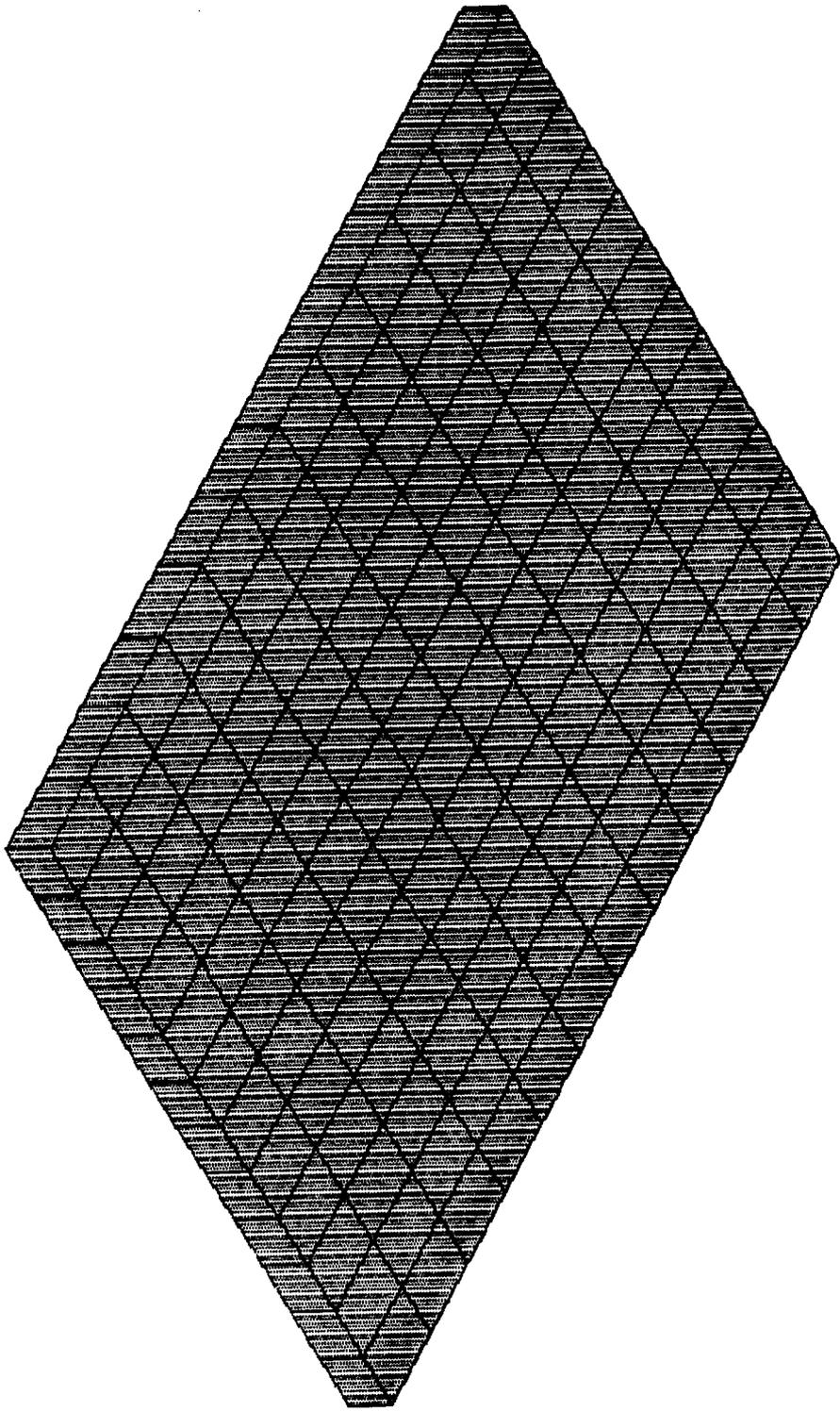
Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4	Barra 5	Barra 6	Célula de Carga
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
107,5	133,6	104,99	115,7	121,7	157,1	277,8
217,7	261,2	205,6	239,1	259,1	299,5	555,7
352,3	388,9	303,9	352,5	388,6	404,3	833,5
469,9	505,9	403,8	464,8	505,6	521,5	1111,4
579,9	625,8	506,4	575,8	634,9	640,3	1389,2
694,4	739,3	609,0	686,0	745,3	758,3	1667,1
800,3	850,7	714,5	794,8	860,5	869,0	1944,9
909,9	960,2	817,2	901,5	971,2	980,6	2222,8
1020	1075	918,9	1010	1085	1090	2500,6
1030	1185	1025	1115	1200	1200	2778,5
1240	1285	1125	1210	1305	1310	3056,3

Regressões lineares:

$Y = mX$  onde  $Y =$  leitura da célula de carga  
e  $X =$  leitura da barra

Barra 1:  $Y = 2,52545 X$   
 Barra 2:  $Y = 2,4826 X$   
 Barra 3:  $Y = 2,7148 X$   
 Barra 4:  $Y = 2,5372 X$   
 Barra 5:  $Y = 2,3621 X$   
 Barra 6:  $Y = 2,4301 X$

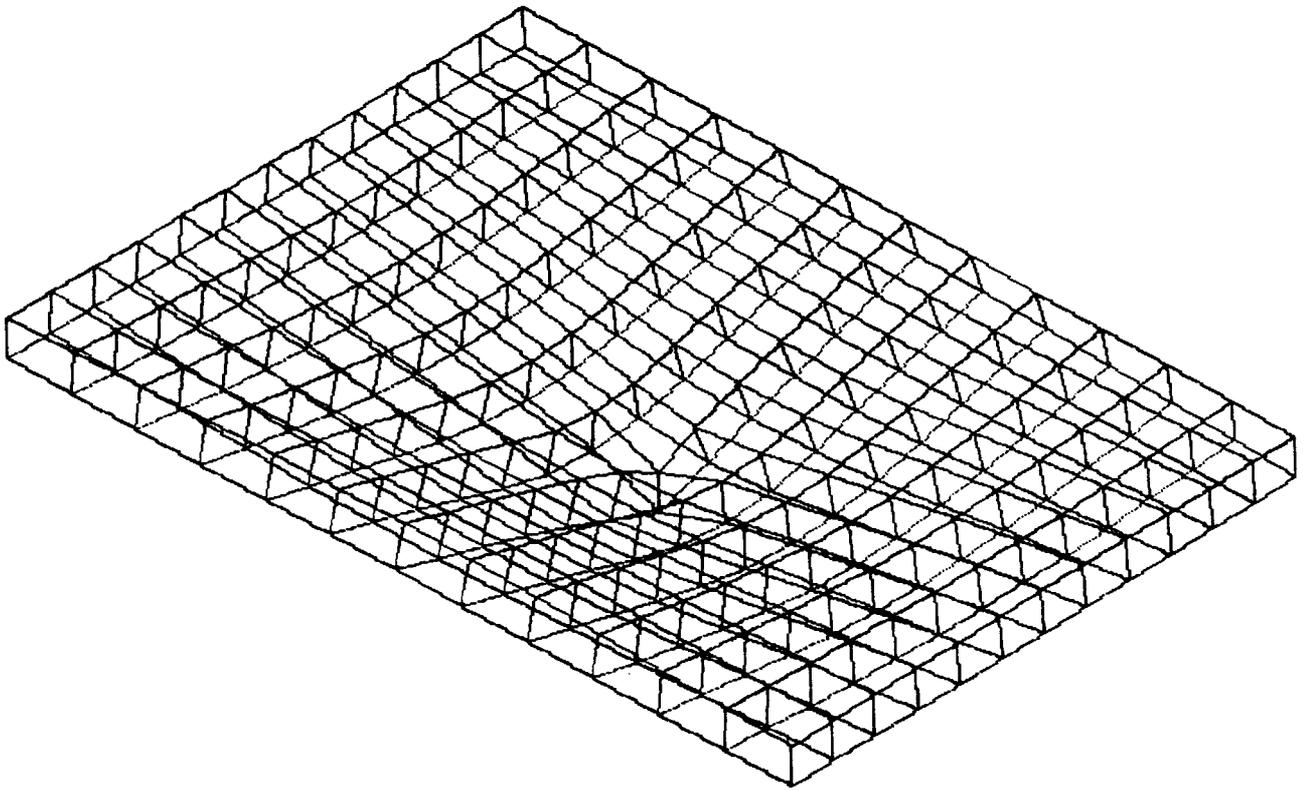
**ANEXO 3**



SAP90

FILE : t1

UNDEFORMED SHAPE

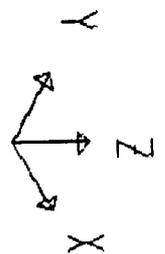


SAP90

FILE : central

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1



MODELO DE PLACA ORTOTROPICA - SAP90 - SOLIDO - CENTRAL

SYSTEM  
L=5

JOINTS

C

C FACE SUPERIOR

1 X=0 Y=0 Z=11  
 157 X=162 Y=0 Z=11  
 13 X=0 Y=240 Z=11  
 169 X=162 Y=240 Z=11 Q=1,157,13,169,13,1

C

C FACE INFERIOR

170 X=0 Y=0 Z=0  
 326 X=162 Y=0 Z=0  
 182 X=0 Y=240 Z=0  
 338 X=162 Y=240 Z=0 Q=170,326,182,338,13,1

RESTRAINTS: VINCULACOES

C

1 338 1 R=0,0,0,1,1,1

C

170 326 13 R=1,1,1

182 338 13 R=1,1,1

C

SOLID

NM=1

1 NUMT=1

E=62,1231 U=0.3,0.5,0.5 G=7,7,7

C

C GERACAO DOS ELEMENTOS

1 JR=170,183,1,171 G=12,12,1

LOADS: FORCAS CONCENTRADAS NOS NO'S

C

C CARGA VERTICAL

85 F=0,0,-33 L=1

85 F=0,0,-26.47 L=2

85 F=0,0,-19.85 L=3

85 F=0,0,-13.24 L=4

85 F=0,0,-6.61 L=5

COMBO

1 C=1,0,0,0,0

2 C=0,1,0,0,0

3 C=0,0,1,0,0

4 C=0,0,0,1,0

5 C=0,0,0,0,1

SELECT: SELECAO DOS RESULTADOS

C

C DESLOCAMENTOS

NT=1 ID=176,332,13

NT=1 ID=179,335,78

C

C TENSOES MEDIAS

NT=4 ID=7,20,13

NT=4 ID=176,189,13

NT=4 ID=86,255,169

NT=4 ID=111,280,169

C

C TENSOES PRINCIPAIS

NT=8 ID=7,20,13

NT=8 ID=176,189,13

NT=8 ID=86,255,169

NT=8 ID=111,280,169

MODELO DE PLACA ORTOTROPICA - SAP90 - SOLIDO - CENTRAL2

SYSTEM

L=5

JOINTS

C

C FACE SUPERIOR

1 X=0 Y=0 Z=11

157 X=162 Y=0 Z=11

13 X=0 Y=240 Z=11

169 X=162 Y=240 Z=11 Q=1,157,13,169,13,1

C

C FACE INFERIOR

170 X=0 Y=0 Z=0

326 X=162 Y=0 Z=0

182 X=0 Y=240 Z=0

338 X=162 Y=240 Z=0 Q=170,326,182,338,13,1

RESTRAINTS: VINCULACOES

C

1 338 1 R=0,0,0,1,1,1

C

170 326 13 R=1,1,1

182 338 13 R=1,1,1

C

SOLID

NM=1

1 NUMT=1

E=62,1231 U=0.3,0.5,0.5 G=7,7,7

C

C GERACAO DOS ELEMENTOS

1 JR=170,183,1,171 G=12,12,1

LOADS: FORCAS CONCENTRADAS NOS NO'S

C

C CARGA VERTICAL

85 F=0,0,-46.93 L=1

85 F=0,0,-39.71 L=2

85 F=0,0,-29.78 L=3

85 F=0,0,-19.85 L=4

85 F=0,0,-9.93 L=5

COMBO

1 C=1,0,0,0,0

2 C=0,1,0,0,0

3 C=0,0,1,0,0

4 C=0,0,0,1,0

5 C=0,0,0,0,1

SELECT: SELECAO DOS RESULTADOS

C

C DESLOCAMENTOS

NT=1 ID=176,332,13

NT=1 ID=179,335,78

C

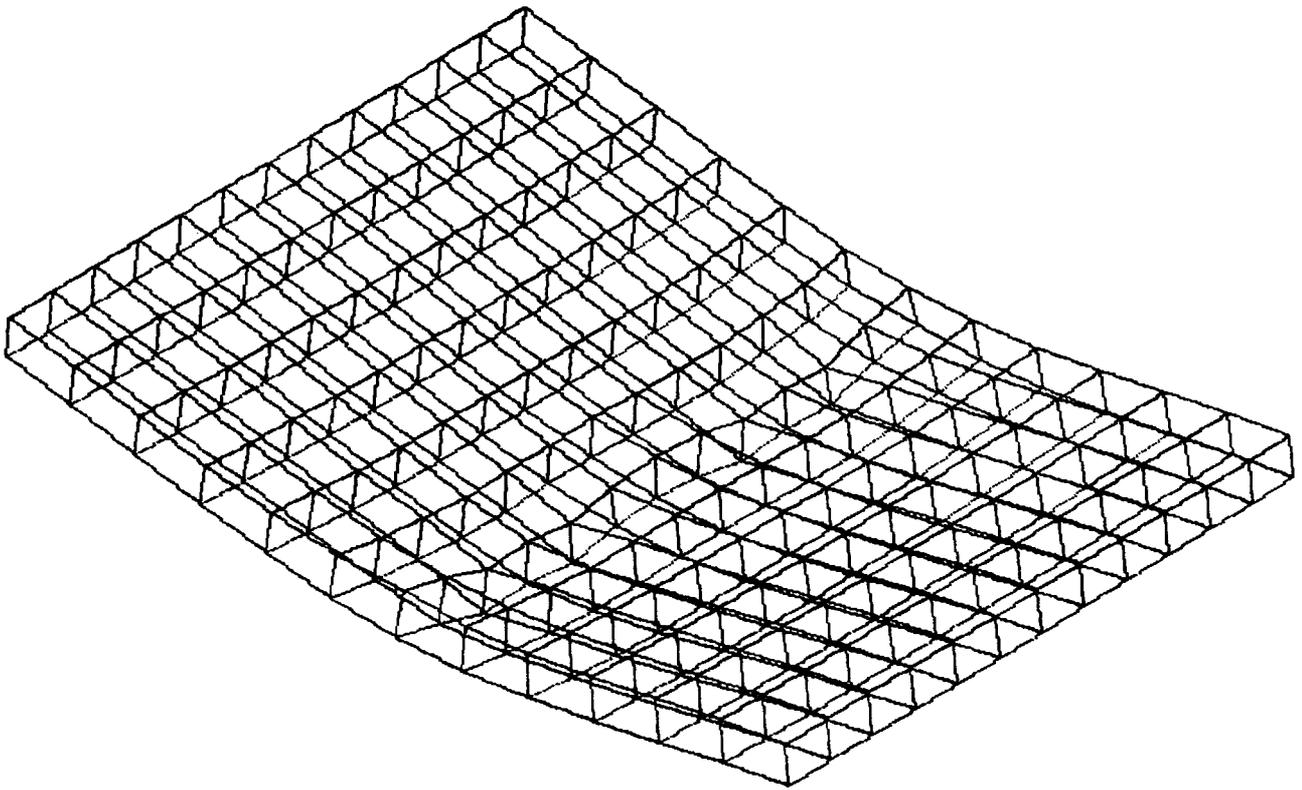
C TENSOES MEDIAS

NT=4 ID=7,20,13  
NT=4 ID=176,189,13  
NT=4 ID=86,255,169  
NT=4 ID=111,280,169

C

C TENSOES PRINCIPAIS

NT=8 ID=7,20,13  
NT=8 ID=176,189,13  
NT=8 ID=86,255,169  
NT=8 ID=111,280,169

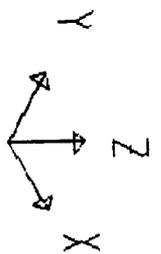


SAP90

FILE : t1

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1



MODELO DE PLACA ORTOTROPICA - SAP90 - SOLIDO - T1

SYSTEM

L=5

JOINTS

C

C FACE SUPERIOR

1	X=0	Y=0	Z=11	
157	X=162	Y=0	Z=11	
13	X=0	Y=240	Z=11	
169	X=162	Y=240	Z=11	Q=1,157,13,169,13,1

C

C FACE INFERIOR

170	X=0	Y=0	Z=0	
326	X=162	Y=0	Z=0	
182	X=0	Y=240	Z=0	
338	X=162	Y=240	Z=0	Q=170,326,182,338,13,1

RESTRAINTS: VINCULACOES

C

1	338	1	R=0,0,0,1,1,1
---	-----	---	---------------

C

170	326	13	R=1,1,1
-----	-----	----	---------

182	338	13	R=1,1,1
-----	-----	----	---------

C

SOLID

NM=1

1	NUMT=1
---	--------

E=62,1231	U=0.3,0.5,0.5	G=7,7,7
-----------	---------------	---------

C

C GERACAO DOS ELEMENTOS

1	JR=170,183,1,171	G=12,12,1
---	------------------	-----------

LOADS: FORCAS CONCENTRADAS NOS NO'S

C

C CARGA VERTICAL

33	59	26	F=0,0,-11.73	L=1
111	137	26	F=0,0,-11.73	L=1
33	59	26	F=0,0,-9.93	L=2
111	137	26	F=0,0,-9.93	L=2
33	59	26	F=0,0,-7.45	L=3
111	137	26	F=0,0,-7.45	L=3
33	59	26	F=0,0,-4.96	L=4
111	137	26	F=0,0,-4.96	L=4
33	59	26	F=0,0,-2.48	L=5
111	137	26	F=0,0,-2.48	L=5

COMBO

1	C=1,0,0,0,0
2	C=0,1,0,0,0
3	C=0,0,1,0,0
4	C=0,0,0,1,0
5	C=0,0,0,0,1

SELECT: SELECAO DOS RESULTADOS

C

C DESLOCAMENTOS

NT=1 ID=176,332,13

NT=1 ID=179,335,78

C

C TENSOES MEDIAS

NT=4 ID=7,20,13

NT=4 ID=176,189,13

NT=4 ID=86,255,169

NT=4 ID=111,280,169

C

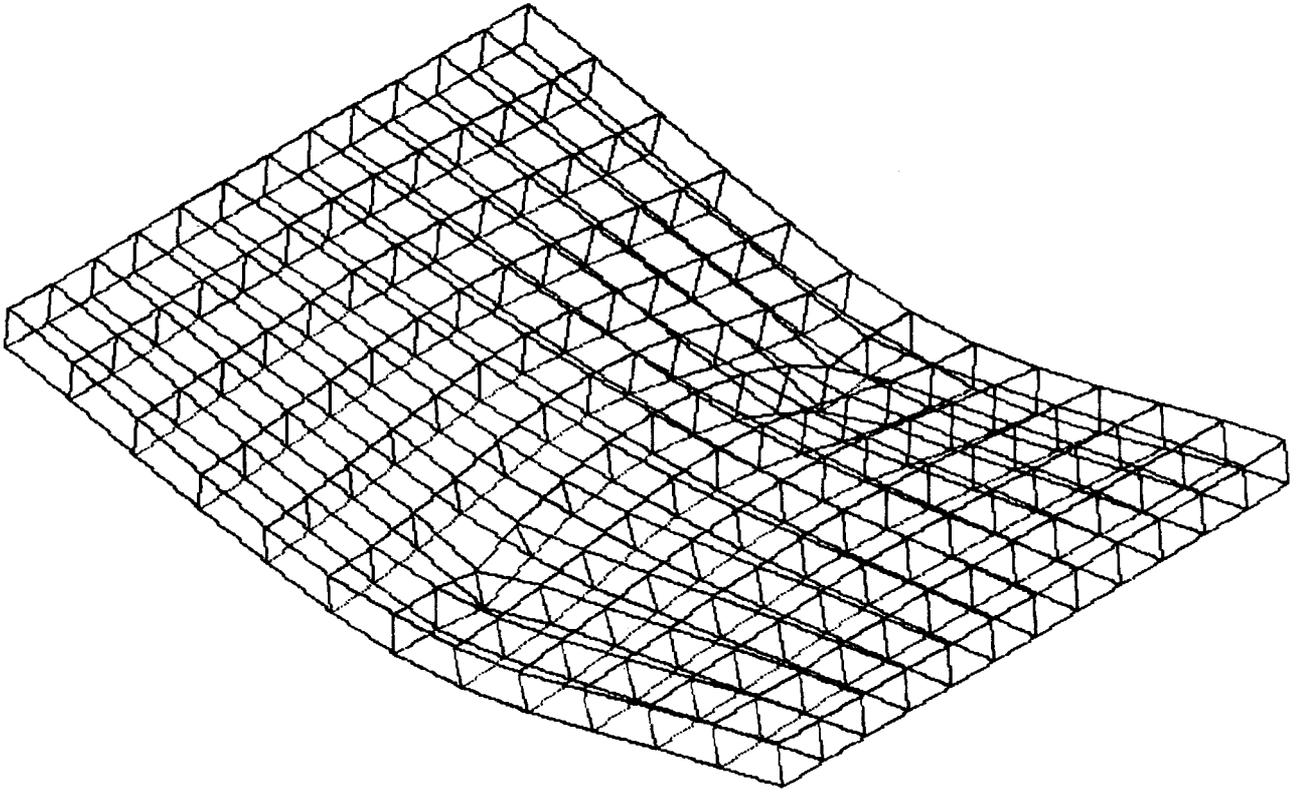
C TENSOES PRINCIPAIS

NT=8 ID=7,20,13

NT=8 ID=176,189,13

NT=8 ID=86,255,169

NT=8 ID=111,280,169

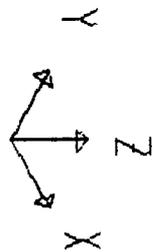


SAP90

FILE : t2

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1



MODELO DE PLACA ORTOTROPICA - SAP90 - SOLIDO - T2

SYSTEM

L=5

JOINTS

C

C FACE SUPERIOR

1 X=0 Y=0 Z=11

157 X=162 Y=0 Z=11

13 X=0 Y=240 Z=11

169 X=162 Y=240 Z=11 Q=1,157,13,169,13,1

C

C FACE INFERIOR

170 X=0 Y=0 Z=0

326 X=162 Y=0 Z=0

182 X=0 Y=240 Z=0

338 X=162 Y=240 Z=0 Q=170,326,182,338,13,1

RESTRAINTS: VINCULACOES

C

1 338 1 R=0,0,0,1,1,1

C

170 326 13 R=1,1,1

182 338 13 R=1,1,1

C

SOLID

NM=1

1 NUMT=1

E=62,1231 U=0.3,0.5,0.5 G=7,7,7

C

C GERACAO DOS ELEMENTOS

1 JR=170,183,1,171 G=12,12,1

LOADS: FORCAS CONCENTRADAS NOS NO'S

C

C CARGA VERTICAL

33 137 104 F=0,0,-23.47 L=1

33 137 104 F=0,0,-19.85 L=2

33 137 104 F=0,0,-14.89 L=3

33 137 104 F=0,0,-9.93 L=4

33 137 104 F=0,0,-4.96 L=5

COMBO

1 C=1,0,0,0,0

2 C=0,1,0,0,0

3 C=0,0,1,0,0

4 C=0,0,0,1,0

5 C=0,0,0,0,1

SELECT: SELECAO DOS RESULTADOS

C

C DESLOCAMENTOS

NT=1 ID=176,332,13

NT=1 ID=179,335,78

C

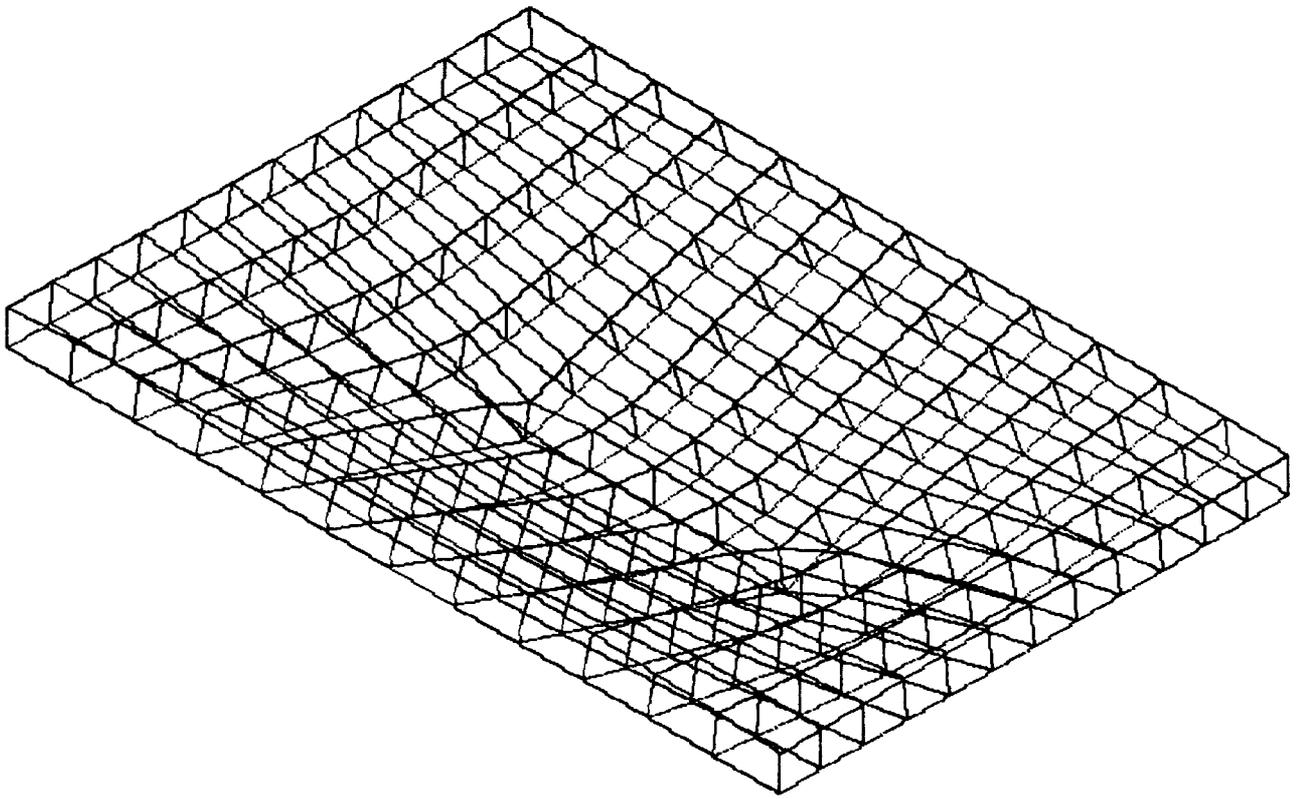
C TENSOES MEDIAS

NT=4 ID=7,20,13  
NT=4 ID=176,189,13  
NT=4 ID=86,255,169  
NT=4 ID=111,280,169

C

C TENSOES PRINCIPAIS

NT=8 ID=7,20,13  
NT=8 ID=176,189,13  
NT=8 ID=86,255,169  
NT=8 ID=111,280,169



SAP90	FILE : long DEFORMED SHAPE LOAD : 1	A 3D coordinate system diagram with three axes: X, Y, and Z. The Z-axis is vertical, the X-axis is horizontal to the right, and the Y-axis is diagonal upwards and to the left. Each axis ends with an arrowhead.
-------	-------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

MODELO DE PLACA ORTOTROPICA - SAP90 - SOLIDO - LONG

SYSTEM

L=5

JOINTS

C

C FACE SUPERIOR

1 X=0 Y=0 Z=11

157 X=162 Y=0 Z=11

13 X=0 Y=240 Z=11

169 X=162 Y=240 Z=11 Q=1,157,13,169,13,1

C

C FACE INFERIOR

170 X=0 Y=0 Z=0

326 X=162 Y=0 Z=0

182 X=0 Y=240 Z=0

338 X=162 Y=240 Z=0 Q=170,326,182,338,13,1

RESTRAINTS: VINCULACOES

C

1 338 1 R=0,0,0,1,1,1

C

170 326 13 R=1,1,1

182 338 13 R=1,1,1

C

SOLID

NM=1

1 NUMT=1

E=62,1231 U=0.3,0.5,0.5 G=7,7,7

C

C GERACAO DOS ELEMENTOS

1 JR=170,183,1,171 G=12,12,1

LOADS: FORCAS CONCENTRADAS NOS NO'S

C

C CARGA VERTICAL

83 87 4 F=0,0,-23.47 L=1

83 87 4 F=0,0,-19.85 L=2

83 87 4 F=0,0,-14.89 L=3

83 87 4 F=0,0,-9.93 L=4

83 87 4 F=0,0,-4.96 L=5

COMBO

1 C=1,0,0,0,0

2 C=0,1,0,0,0

3 C=0,0,1,0,0

4 C=0,0,0,1,0

5 C=0,0,0,0,1

SELECT: SELECAO DOS RESULTADOS

C

C DESLOCAMENTOS

NT=1 ID=176,332,13

NT=1 ID=179,335,78

C

C TENSOES MEDIAS

NT=4 ID=7,20,13  
NT=4 ID=176,189,13  
NT=4 ID=86,255,169  
NT=4 ID=111,280,169

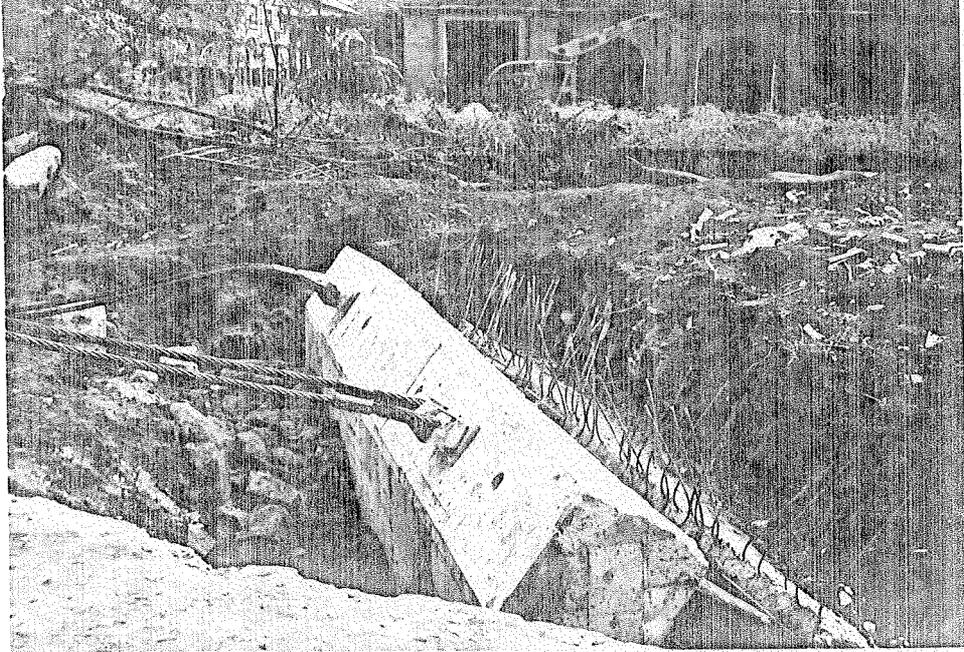
C

C TENSOES PRINCIPAIS

NT=8 ID=7,20,13  
NT=8 ID=176,189,13  
NT=8 ID=86,255,169  
NT=8 ID=111,280,169

ANEXO 4

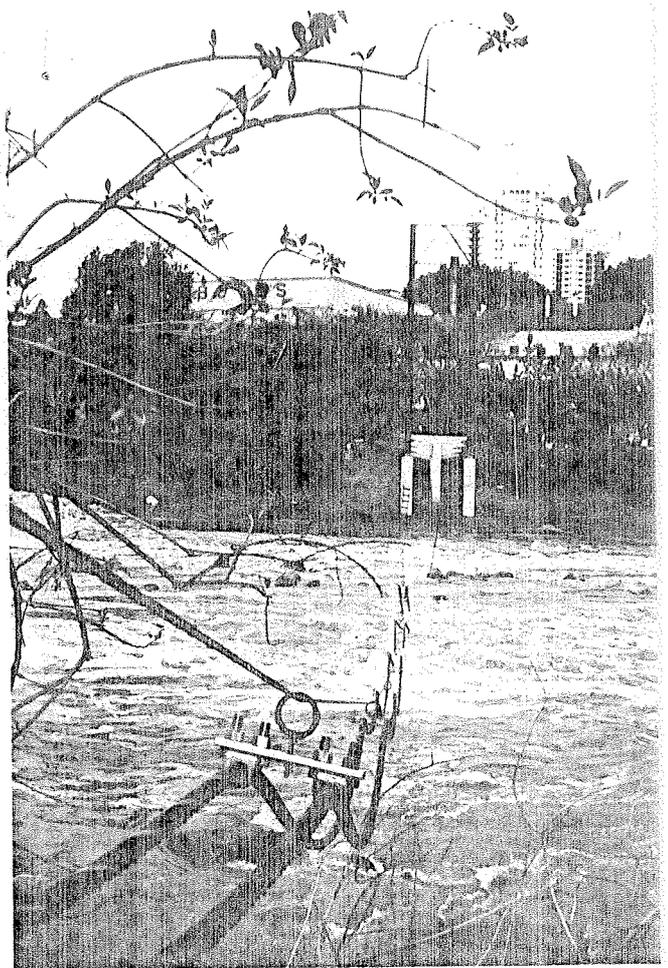
FOTOS DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DA PASSARELA  
PÊNSEL DE PIRACICABA



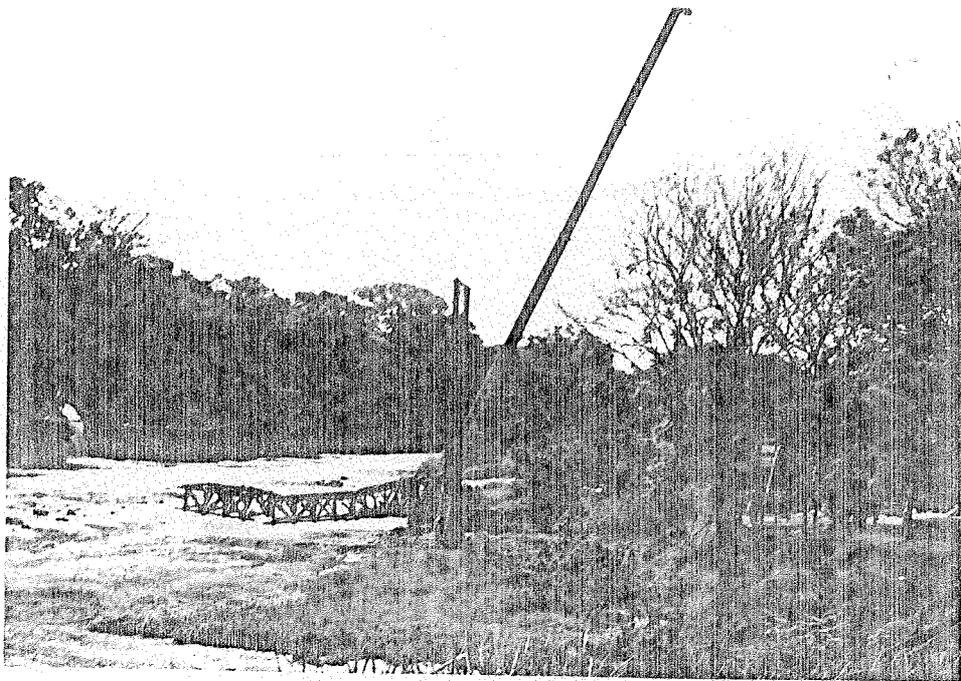
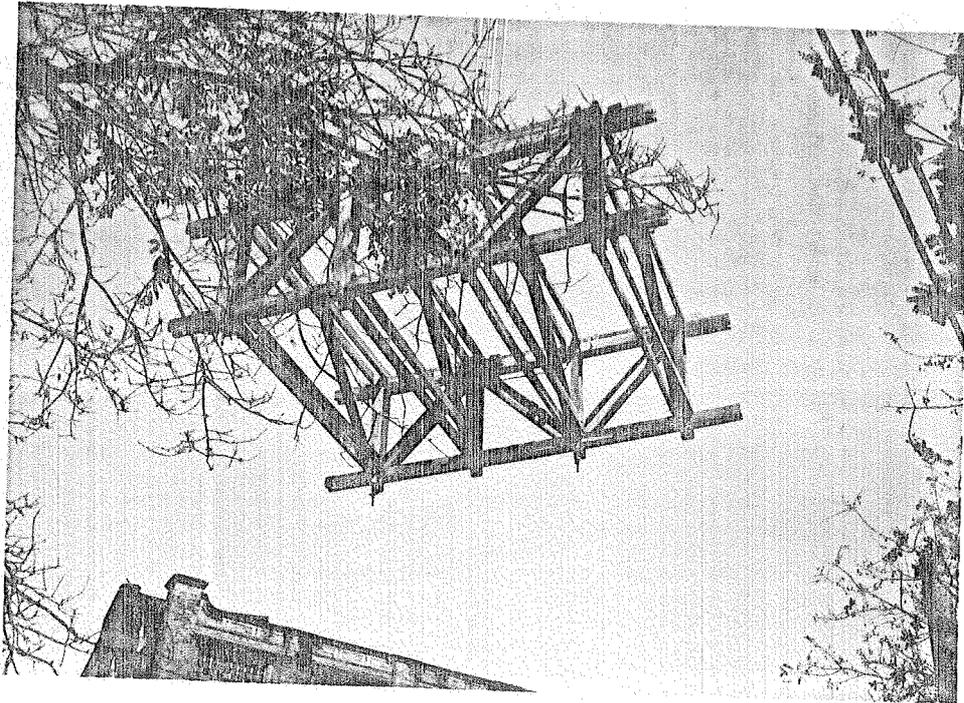
BLOCOS DE ANCORAGEM



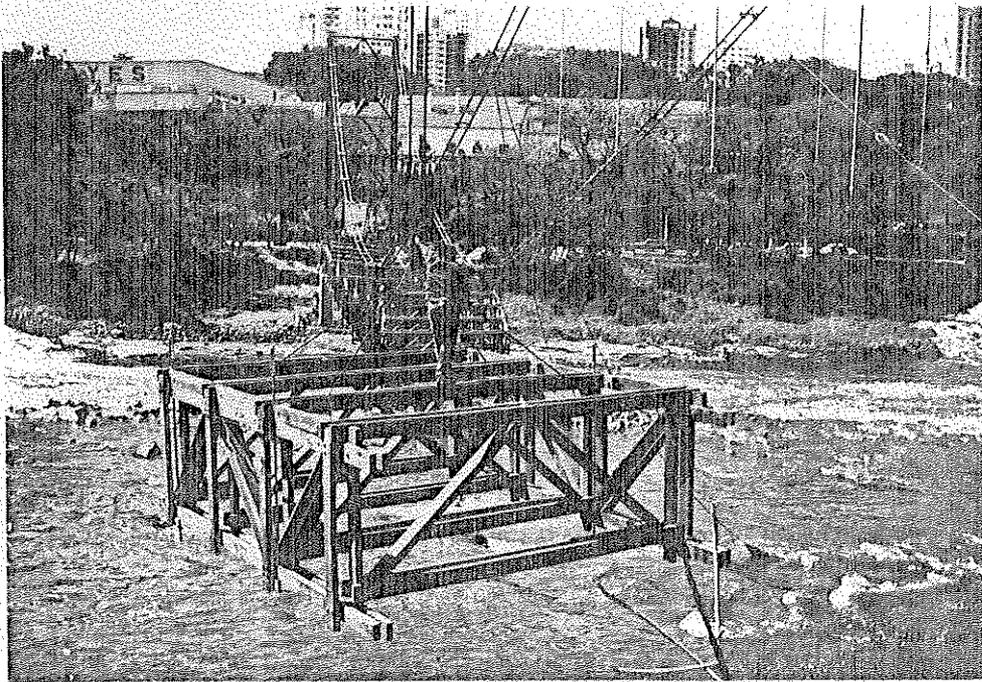
LIGAÇÃO TORRE METÁLICA - FUNDAÇÃO DE CONCRETO



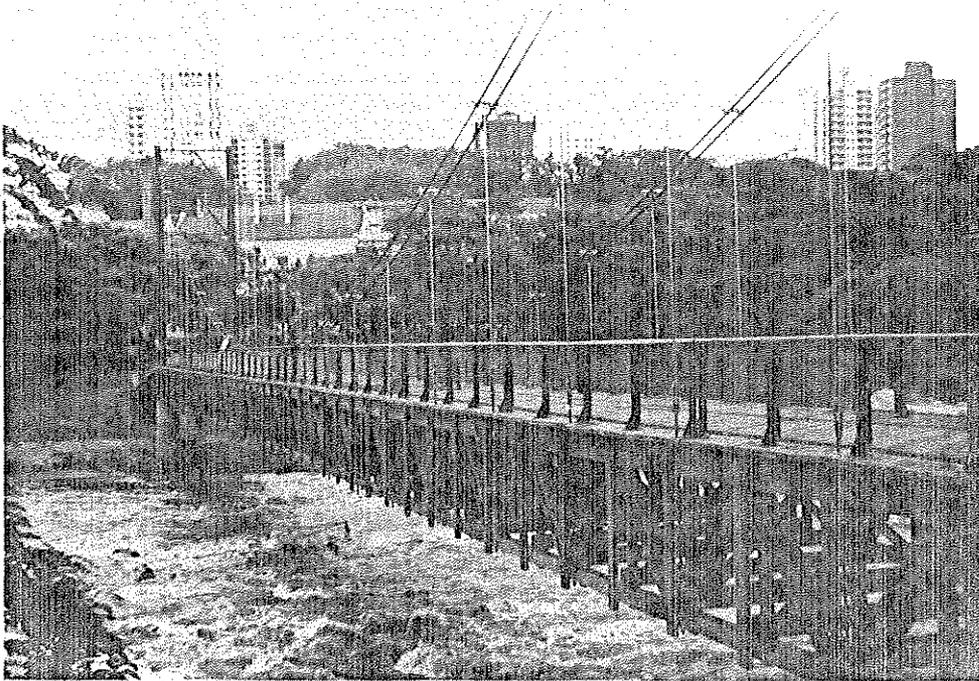
LEVANTAMENTO DOS CABOS PRINCIPAIS COM AUXÍLIO  
DE GUINDASTE E CABOS AUXILIARES



LEVANTAMENTO DOS MÓDULOS



POSICIONAMENTO DOS MÓDULOS



PASSARELA PÊNSEL CONCLUÍDA