

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ARCO TRELIÇADO DE MADEIRA

Eng. Francisco Antonio Rocco Lahr

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título "Mestre em Engenharia de Estruturas".

BANCA EXAMINADORA:

Dr. João Cesar Hellmeister - Orientador (EESC-USP)

Dr. Eddie Mancini (EESC-USP)

Dr. Wander Miranda de Camargo (Hidroservice-SP)

São Carlos, julho de 1978

## Í N D I C E

I. INTRODUÇÃO .....	1
II. ANTE-PROJETO DA ESTRUTURA .....	4
III. INFLUÊNCIA DA ATUAÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA .	15
IV. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DO ARCO .....	19
V. VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES, DETALHES CONSTRUTIVOS .	54
VI. ESTUDO DO MODELO REDUZIDO .....	67
VII. ENSAIOS PRELIMINARES .....	71
VIII. ENSAIOS PRINCIPAIS .....	84
IX. CONCLUSÕES FINAIS .....	109
X. BIBLIOGRAFIA .....	111

## ABRIDGEMENT

The aim of this study is to analyse a wooden trussed arch, geometrically original one, intended for covering large spans (more than 25 meters).

The structure was designed to be economical and to create an easy building covering, compatible with the available labor in the civil construction.

Two models of the arch were erected and tested aiming at the verification of the admitted hypothesis to the calculus, and the confirmation of an initial idea of the fair behaviour of the structure.

The conclusions showed that the structure's kind of vinculation; the stresses distribution along the members and the influence of the modulus of elasticity variation, followed the assumed hypothesis.

Thus, it was reached an original geometry, economical and easy building structure, as intended in the beginning.

## R E S U M O

O objetivo do presente trabalho é o estudo de um arco treliçado, de geometria original, construído com peças de madeira, destinado à cobertura de grandes vãos (a partir de 25 metros).

A estrutura foi projetada visando, ao lado da necessária economia de material, a obtenção de uma opção de cobertura cuja construção fosse facilitada ao máximo, tornando-a compatível com a mão-de-obra geralmente disponível na construção civil.

Foram montados e ensaiados dois modelos reduzidos (escala 1:3) da estrutura, com a finalidade de serem verificadas as hipóteses adotadas para os cálculos, bem como para que fosse confirmada a idéia inicial de um comportamento plenamente satisfatório do arco.

Os resultados finais mostraram que as hipóteses relativas ao tipo de vinculação da estrutura biarticulada (uma vez hiperestática), à distribuição dos esforços normais nas barras e à influência da variação do módulo de elasticidade, foram tidas como perfeitamente válidas.

Desse modo, conseguiu-se uma estrutura de geometria original, econômica e de fácil execução, objetivos primeiros do trabalho realizado.

## AGRADECIMENTOS

Ao professor João Cesar Hellmeister pela orientação segura ministrada ao presente trabalho, pela amizade sincera e irrestrita, a cada instante manifestada e pelo seu exemplo de amor e dedicação ao trabalho.

Aos funcionários, monitores e bolsistas do Laboratório de Madeira e de Estruturas de Madeira, pelo auxílio valioso demonstrado durante a realização dos ensaios.

Ao bolsista Francisco Antonio Romero Gesnaldo pela colaboração prestada na montagem e instrumentação dos dois modelos reduzidos do arco treliçado estudado.

À Sra. Wilma Provinciali Vall e ao Sr. Rui Roberto Casale pela datilografia e ao Sr. João Paulo Moretti pelos desenhos executados.

Ao professor Carlito Calil Júnior, amigo e companheiro, cuja colaboração se constituiu em fator altamente positivo no desenvolvimento deste trabalho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pela ajuda financeira prestada, o que muito contribuiu para a conclusão do trabalho.

Às pessoas amigas, àquelas que já partiram e, de alguma forma, deixaram lembranças, pela parcela que a elas cabe neste trabalho, porque despertaram a plena convicção de que sempre existirá um motivo muito grande para que o homem continue seu caminho de sonhos, buscas e conquistas através da vida.

O autor

Para

Eva, Hipólito, Lourdes, Gineu, María Gilda

" Se o Senhor não edificar a casa, em vão trabalham os que a edificam ". Salmo 127:1

## I - INTRODUÇÃO

### I.1 - GENERALIDADES

Dadas as excelentes características físicas e mecânicas da madeira e vistas a sua disponibilidade no país, tanto de espécies nativas quanto de reflorestamento, a sua possibilidade de renovação em intervalos de tempo relativamente curtos, o Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos, USP, se tem ocupado do desenvolvimento de estudos acerca das inúmeras aplicações viáveis desse material, tanto arquitetônicas como estruturais.

Os muitos resultados positivos já alcançados têm inspirado a continuação dos trabalhos, sempre em busca de melhores soluções técnicas ou econômicas, para os diversos problemas que vão surgindo a cada momento.

Um dos assuntos que mais interesse tem despertado é o que diz respeito às coberturas com estruturas de madeira. As necessidades de serem obtidos espaços cobertos e livres em seu interior para as indústrias, hangares, depósitos dos mais diversos materiais, vem crescendo consideravelmente. Vãos livres maiores são desejados, ao mesmo tempo que custos compatíveis com as disponibilidades orçamentárias do projeto global. Por isso, estruturas de madeira para coberturas, em tais casos, têm-se mostrado como opções bastante favoráveis quando se raciocina em termos de segurança, durabilidade, economia, estética e facilidade de conservação.

Todavia, com o crescimento dos vãos livres a serem cobertos, surge um problema importante: é preciso um



estudo cuidadoso da geometria da estrutura para qua a ordem de grandeza das solicitações envolvidas seja a menor possível, caracterizando-se, dessa maneira, um modelo estrutural próximo ao ideal, tanto quanto a natureza dos carregamentos atuantes o permita.

O presente trabalho procura exatamente isto, ou seja, tratar de uma estrutura para vãos livres de grande porte, com as solicitações máximas em suas barras sendo as mais reduzidas possíveis, visando, além da economia do material, a facilidade de execução das ligações e de montagem da estrutura.

## I.2 - O ARCO TRELIÇADO DE MADEIRA

Sem dúvida, uma das formas geométricas mais favoráveis para as estruturas de cobertura, é o arco. Como se sabe, é possível, ao se variarem a equação da curva que define o arco e o tipo de vinculação externa do mesmo, serem obtidos apenas esforços de compressão ao longo de todo o seu comprimento. Um dos casos onde isto acontece é no arco parabólico, biarticulado, com flecha central compreendida entre a sétima e a décima parte do vão livre, fazendo com que a equação parabólica acompanhe, aproximadamente a linha de pressões a que será submetido o arco. Neste caso, os pilares necessitam ser suficientemente rígidos ou possuir formato conveniente para que seus deslocamentos horizontais sejam praticamente nulos.

No caso presente, adotou-se a forma treliçada para a estrutura, dado o seu ineditismo, pois não foi encontrada nenhuma citação de arcos com tais características, em toda a bibliografia sobre estruturas de madeira consultada, nacional e internacional.

Todos os parâmetros adotados foram motivos de diversas análises críticas, porque não houve possibilidade de serem obtidas informações de eventual experiência anterior sobre a matéria.

Um outro aspecto a comentar é o de terem sido executados, sobre o material com que foram construídos os modelos reduzidos da estrutura, ensaios não destrutivos para a determinação das características mecânicas básicas das peças. Assim, pode-se colocar nas regiões mais solicitadas, peças com melhor capacidade de resistência, providência que contribui para a elevação do coeficiente de segurança global da estrutura.

Os resultados obtidos dos ensaios realizados comprovaram o acerto inicial da escolha da geometria da estrutura, pois comparações feitas dão conta que, para vãos livres do porte do estudado (25 a 30 metros), o arco treliçado consome cerca de 40 por cento de madeira a menos que a tesoura convencional e cerca de 15 por cento a menos que o arco maciço laminado, colado e pregado. Os máximos esforços em peças isoladas resultaram em solicitações bastante inferiores (cerca de 40 por cento) em relação aos outros dois tipos de estruturas citados.

Este trabalho foi redigido com pretensões de se constituir num texto didático, procurando-se cobrir lacunas diversas existentes em nossa literatura técnica, e fornecendo aos engenheiros e outros profissionais envolvidos com tal tipo de construção, subsídios para o correto desenvolvimento de projetos de estruturas de madeira, para coberturas de um modo geral.

## II - ANTE-PROJETO DA ESTRUTURA

### II.1 - DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

A estrutura a ser tratada é um arco em treliça, biarticulado, composto por barras de madeira, destinado à cobertura de um edifício industrial. As características básicas de tal estrutura são as seguintes:

- Vão livre: 27,00 metros.
- Espaçamento entre arcos: 6,00 metros.
- Tipo de telha: fibro-cimento de dimensões 1,83 metros x 0,92 metros.
- Espaçamento entre terças: 1,69 metros.
- Espécie de madeira: peroba rosa - densidade: 0,9 t/m<sup>3</sup>.
- Pê-direito mínimo: 4,00 metros.
- Forma do arco: parabólica, com flecha (f) igual à sétima parte do vão (ℓ)

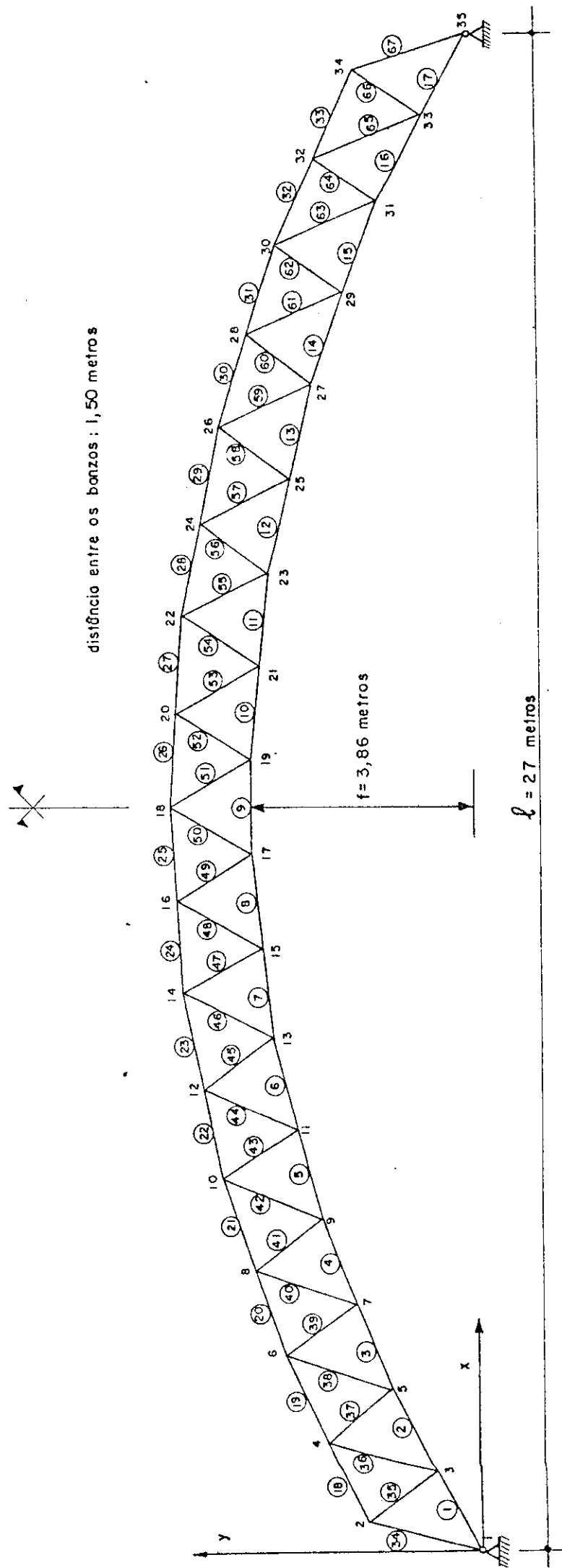
$$f = \frac{\ell}{7} = \frac{27}{7} = 3,86 \text{ metros}$$

- Vinculação: dois apoios, fixos, representados por 2 pilares suficientemente rígidos ou com inclinação suficiente para receber os esforços horizontais e verticais sem sofrer deslocamentos excessivos.
- Equação da parábola geral:  $y = \frac{4f}{\ell} x(1 - \frac{x}{\ell})$  ou,

para o caso em estudo:  $y = \frac{4}{7} x(1 - \frac{x}{27})$

Nessas equações,  $\underline{x}$  e  $\underline{y}$  são as coordenadas em relação à origem adotada (Figura 1).

FIGURA 1  
**ESQUEMA GERAL DA ESTRUTURA**  
 ARCO TRELICADO DE MADEIRA - esc.1:100



- Distância entre os banzos do arco: 1,50 metros
- Altura da cumieira: 5,36 metros.

## II.2 - DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

A equação  $y = \frac{4}{7} x (1 - \frac{x}{27})$  estabeleceu a curva dos dois banzos do arco, que distam entre si 1,50 metros. Na realidade, o arco terá uma forma parabólica composta por trechos retos, representados pelas barras de madeira que constituem a estrutura.

Abaixo, são dadas as coordenadas  $x$  e  $y$  para o estabelecimento da curva do banzo inferior. É imediata a obtenção das coordenadas do banzo superior.

Coordenada x (metros)	Coordenada y (metros)	Coordenada x (metros)	Coordenada y (metros)
0,00	0,00	13,50	3,86
1,00	0,55	14,00	3,85
2,00	1,06	15,00	3,81
3,00	1,52	16,00	3,73
4,00	1,95	17,00	3,60
5,00	2,33	18,00	3,43
6,00	2,67	19,00	3,22
7,00	2,96	20,00	2,96
8,00	3,22	21,00	2,67
9,00	3,43	22,00	2,33
10,00	3,60	23,00	1,95
11,00	3,73	24,00	1,52
12,00	3,81	25,00	1,06
13,00	3,85	26,00	0,55
		27,00	0,00

### II.3 - COORDENADAS DOS NÓS DA ESTRUTURA

Neste item se apresentam as coordenadas x e y dos 35 nós que compõem a estrutura. Os nós e as barras foram numerados conforme a figura 1, mantendo-se esta numeração no transcorrer de todo o trabalho.

Nó (número)	Coordenada x (metros)	Coordenada y (metros)
1	0,00	0,00
2	0,45	2,00
3	1,47	0,75
4	2,10	2,72
5	2,95	1,50
6	3,60	3,45
7	4,45	2,10
8	5,20	4,00
9	6,05	2,75
10	6,80	4,55
11	7,65	3,15
12	8,50	4,95
13	9,30	3,60
14	10,15	5,25
15	10,95	3,80
16	11,80	5,40
17	12,65	3,95
18	13,50	5,50
19	14,35	3,95
20	15,20	5,40
21	16,05	3,80
22	16,85	5,25
23	17,70	3,60
24	18,50	4,95
25	19,35	3,15
26	20,20	4,55
27	20,95	2,75
28	21,80	4,00
29	22,55	2,10
30	23,40	3,45
31	24,05	1,50
32	24,90	2,72
33	25,53	0,75
34	26,55	2,00
35	27,00	0,00

## II.4 - ESTIMATIVA DOS ELEMENTOS - CARGA PERMANENTE

### II.4.1 - TELHAS

Como estimativa inicial, adota-se para as telhas de fibro-cimento um peso de  $18 \text{ kg/m}^2$ . Para efeito de segurança, considera-se que as águas de chuva chegam a representar 25% do peso da telha, fornecendo um peso total de  $24 \text{ kg/m}^2$  na horizontal (telha de fibro-cimento de 8mm de espessura).

### II.4.2 - TERÇAS

Estimou-se para as terças, um perfil I de alma  $(6 \times 16) \text{ cm}^2$  e duas mesas de  $(3 \times 12) \text{ cm}^2$ , de peroba rosa.

- nº de terças na estrutura ..... 18
- volume de uma terça:  $6,00 \times [0,16 \times 0,06 + 2(0,03 \times 0,12)] = 0,1 \text{ m}^3$
- volume total das terças: .....  $1,8 \text{ m}^3$
- peso das terças ( $\gamma = 0,9 \text{ t/m}^3$ ) ..... 1.620kg
- peso das terças por metro<sup>2</sup> de estrutura  
(ou área coberta) .....  $10 \text{ kg/m}^2$

### II.4.3 - FERRAGEM

Carga aproximada, admitida como  $5 \text{ kg/m}^2$

### II.4.4 - ESTRUTURA

Visando a resistência aos esforços da ordem de grandeza provável para o arco em estudo; atentando para as seções comerciais disponíveis e raciocinando em termos de

facilidade de ligação entre as diversas peças, admitiram-se, inicialmente, as seguintes seções:

- banzos: 2 peças de  $(6 \times 12) \text{cm}^2$
- diagonais: seção T, alma de  $(6 \times 12) \text{cm}^2$ , mesa de  $(3 \times 12) \text{cm}^2$
- Volumes:
- 56,00 metros de banzos x 2  $(0,06 \times 0,12)$  .....  $1,08 \text{ m}^3$
- 35,50 metros de diagonais x  $[(0,06 \times 0,12) + (0,03 \times 0,12)]$   
.....  $0,38 \text{ m}^3$
- 48,00 metros de cobrejuntas x  $(0,03 \times 0,12)$  .....  $0,17 \text{ m}^3$
- Volume total .....  $1,63 \text{ m}^3$
- Peso total:  $(\gamma = 0,9 \text{ t/m}^3)$  .....  $1.470 \text{ kg}$
- Peso da estrutura por metro quadrado .....  $9,0 \text{ kg/m}^2$

#### II.4.5 - CARGA PERMANENTE TOTAL

A carga permanente total por metro quadrado será a soma das cargas relativas às telhas, às terças, à ferragem e à madeira da estrutura. Valerá  $48 \text{ kg/m}^2$ .

#### II.5 - CARGA ACIDENTAL - VENTO

Para efeito de ante-projeto, considera-se uma carga de vento de  $30 \text{ kg/m}^2$  de telhado. A justificativa se encontra na NB-5 (Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios), item 8, que indica a pressão de obstrução igual a  $60 \text{ kg/m}^2$  em construções cuja altura esteja compreendida entre 6 e 20 metros. A NB-11 (Cálculo e execução de estruturas de madeira) item 11.f, indica que para se considerar o acréscimo da resistência da madeira a cargas rápidas, dividem-se por dois os esforços solicitantes, em peças de madei



ra, devidos à ação do vento. Dessa forma é razoável a adoção de 30 kg/m<sup>2</sup> (de pressão) para carga acidental de vento na estrutura.

## II.6 - CÁLCULO PRELIMINAR DOS ESFORÇOS NAS BARRAS

Para os carregamentos usuais, em estruturas como o arco treliçado biarticulado em estudo, os máximos esforços em barras do banzo superior ocorreu nas proximidades do centro do vão e os máximos esforços em diagonais e em barras do banzo inferior ocorreu nas vizinhanças dos apoios. Por equilíbrio de n.º, conhecidas as reações vertical e horizontal de apoio, é possível obter a grandeza dos esforços solicitantes nas barras críticas. Do mesmo modo, obtém-se os esforços máximos nas barras do banzo superior.

A carga estimada inicialmente (permanente: 48kg/m<sup>2</sup> e acidental: 30 kg/m<sup>2</sup>) resulta em 78 kg/m<sup>2</sup>.

A área de telhado correspondente a cada arco é de aproximadamente (27x6)m<sup>2</sup> = 162 m<sup>2</sup>. A carga total vertical por arco é (162x78) = 12.640 kg, ou 6.320 kg, a ser sustentada por pilar.

Sabe-se, porém, que a resultante das reações nos apoios é inclinada. Pode-se estimar tal resultante adotando-se para a resolução do sistema de equações oriundo do equilíbrio de n.º no apoio, as seguintes hipóteses:

- inclinação média das barras do banzo inferior: 13°
- inclinação média das diagonais: 21°
- resultante na direção da bissetriz do ângulo formado pelos segmentos de reta que determinam as inclinações médias das diagonais e do banzo inferior.

Desse modo tem-se:

$$R = \frac{6320}{\cos 49^\circ} = 9630 \text{ kg}$$

$$R_{11} = 9630 \cos 41^\circ = 7270 \text{ kg}$$

$$(I) \quad \Sigma x = 0$$

$$0 = 7270 - F_2 \cos 75^\circ - F_1 \cos 27^\circ$$

$$(II) \quad \Sigma y = 0$$

$$0 = 6320 - F_2 \cos 15^\circ - F_1 \cos 63^\circ$$

A resolução do sistema de equações (I) e (II) fornece as seguintes soluções:

$$F_1 = - 7250 \text{ kg} \quad ; \quad F_2 = - 3135 \text{ kg}$$

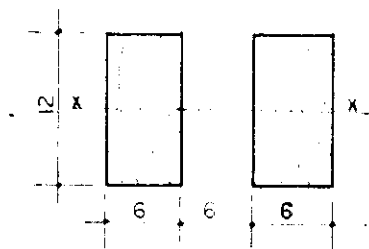
O sinal negativo indica esforço de compressão.

As seções admitidas são para os banzos:  $2 \times (6 \times 12) \text{ cm}^2$  e para as diagonais  $(6 \times 12) + (3 \times 12) \text{ cm}^2$ . Em seguida, faz-se a verificação daquelas seções.

#### II.6.1 - VERIFICAÇÃO DOS BANZOS

Esforços atuante:  $-7250 \text{ kg}$

Seção resistente:  $2 \times (6 \times 12) \text{ cm}^2$



$$J_{\min} = J_{xx} = 2 \times \frac{6 \times 12^3}{12} = 1728 \text{ cm}^4$$

$$S = 2 \times 6 \times 12 = 144 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J}{S}} = \sqrt{\frac{1728}{144}} = \sqrt{12} = 3,464 \text{ cm}$$

$$l_{f_{\ell}} = 169 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{169}{3,464} = 49$$

- Cálculo de  $\lambda_0$  (NB-11, item 52.b)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{3\pi^2 \cdot E}{8\bar{\sigma}_c}} = \sqrt{\frac{3\pi^2 \cdot 94100}{8 \cdot 85}} = 64$$

sendo os valores de E e  $\bar{\sigma}_c$  extraídos da NB-11.

Como  $40 < \lambda < \lambda_0$ , a peça é classificada como intermediária (NB-11, item 52.a). Neste caso tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \left[ 1 - \frac{\lambda - 40}{3(\lambda_0 - 40)} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = 85 \left[ 1 - \frac{49 - 40}{3(64 - 40)} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = 74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{P} = S \cdot \bar{\sigma}_{fl} = 144 \times 74$$

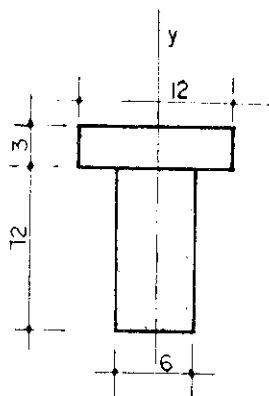
$$\bar{P} = 10700 \text{ kg} < 7250 \text{ kg}$$

A carga admissível da seção adotada para os banzos estaria com relativa folga, se apenas verifico o aspecto das tensões. Todavia, pensando-se na dimensão do vão (27 metros) e na provável flecha na região central, nota-se que é interessante manter a citada folga nas tensões para que a flecha da estrutura não ultrapasse a admissível. Observe-se também que ocorrendo os maiores esforços nas barras dos banzos, os mesmos serão responsáveis pela parcela dominante da flecha.

## II.6.2 - VERIFICAÇÃO DAS DIAGONAIS

Esforço atuante: -3135 kg

Seção resistente:  $(6 \times 12) + (3 \times 12) \text{ cm}^2$



$$J_{\min} = J_{yy} = \frac{6^3 \times 12}{12} + \frac{3 \times 12^3}{12} = 648 \text{ cm}^4$$

$$S = 108 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{S}} = \sqrt{\frac{648}{108}} = \sqrt{6} = 2,45 \text{ cm}$$

$$l_{fl} = 205 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{205}{2,45} = 84$$

Como  $\lambda > \lambda_0$ , a peça é considerada longa (NB-11, item 52.b)

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 E}{4\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 94100}{4 \times 84^2} = 32,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{P} = \bar{\sigma}_{fl} \cdot S = 32,9 \times 108$$

$$\bar{P} = 3550 \text{ kg}$$

Desse modo,  $\bar{P} >$  esforços atuante.

## II.7 - CONCLUSÕES INICIAIS

Os esforços admissíveis nas barras são compatíveis com os máximos esforços prováveis, concluindo-se razoáveis as seções adotadas no ante-projeto. Porém, na continuação do trabalho, o cálculo dos esforços será feito rigorosamente, visando o conhecimento das solicitações em todas as barras para um correto dimensionamento das ligações e emendas da estrutura.

II.7.1 - DADOS GEOMÉTRICOS DO ARCO TRELICADO

BARRAS DOS BANZOS

BARRA	COMPRIMENTO (cm)	SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )
B. I.	167	2 x (6x12) = 144 cm <sup>2</sup>
B. S.	169	2 x (6x12) = 144 cm <sup>2</sup>

BARRAS DIAGONAIS

BARRA	COMPRIMENTO (cm)	SEÇÃO (cm <sup>2</sup> )
1-2	203	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
2-3	157	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
3-4	203	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
4-5	157	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
5-6	203	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
6-7	161	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
7-8	203	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
8-9	161	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
9-10	198	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
10-11	169	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
11-12	198	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
12-13	161	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
13-14	186	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
14-15	169	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
15-16	186	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
16-17	162	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>
17-18	169	(3x12)+(6x12) = 108cm <sup>2</sup>

### III - INFLUÊNCIA DA ATUAÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA

#### III.1 - PRESSÃO DE OBSTRUÇÃO

No item II.5 tem-se comentada a consideração acerca da carga de vento. De acordo com as normas NB-5 e NB-11, chegou-se a uma pressão de obstrução de  $30 \text{ kg/m}^2$  que, multiplicada pelo espaçamento entre arcos (6 metros) se transforma numa carga linear de  $180 \text{ kg/m}$ . Essa carga, para efeito de cálculo, será considerada agindo sobre os nós, com os seus respectivos comprimentos de influência.

#### III.2 - COEFICIENTES DE FORMA

Para efeito da determinação dos coeficientes de forma que definem o carregamento do vento nas estruturas, são considerados os seguintes casos:

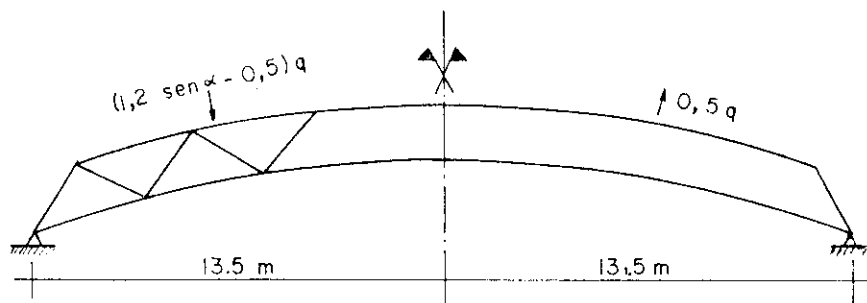
- Coeficiente de forma externo (edificação fechada)
- Coeficiente de forma interno (edificação aberta)

##### III.2.1 - COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO

O coeficiente de forma externo  $C_e$  é função da forma e do tipo da construção e vale, para o caso do arco em estudo.

$$C_e = 1,2 \text{ sen } \alpha - 0,5$$

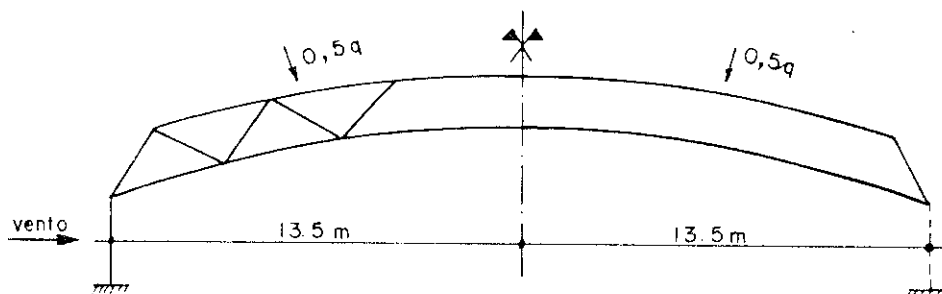
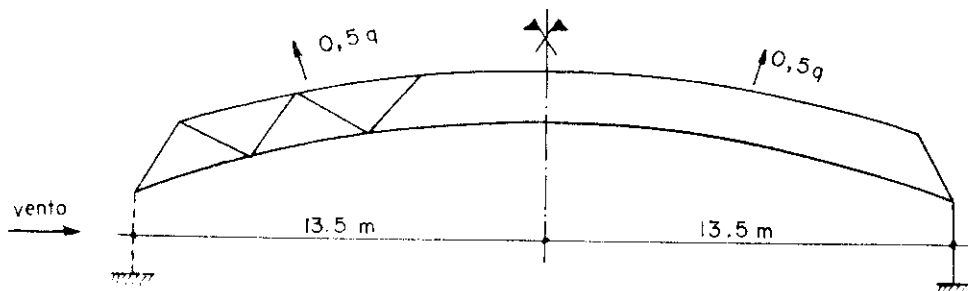
O ângulo  $\alpha$  é variável, visto que em edifícios com cobertura curva é permitido, para o cálculo do efeito do vento, substituir a superfície externa por uma superfície poliédrica inscrita cujas faces não tenham dimensão inferior à flecha da calota correspondente. Tal dimensão deve ser medida em relação ao baricentro da calota respectiva.



### III.2.2 - COEFICIENTE DE FORMA INTERNO

O coeficiente de forma interno  $C_i$  é função da abertura existente na edificação em relação à direção do vento e, na estrutura em estudo vale:

- em superfícies abertas a barlavento:  $C_i = +0,5$
- em superfícies abertas a sotavento:  $C_i = -0,5$

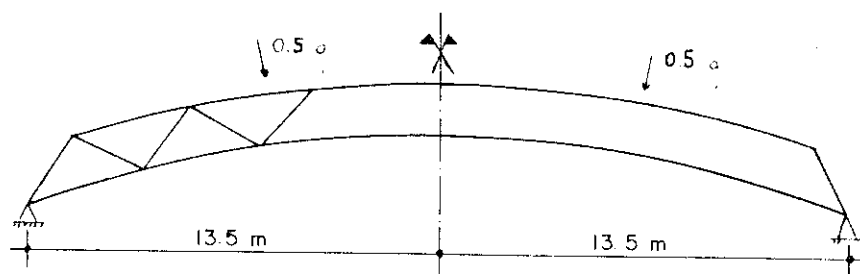


### III.3 - COMPOSIÇÕES CRÍTICAS

Somando-se coeficientes de forma externos e internos (o edifício pode ter aberturas de ambos os lados, bem como o vento pode soprar em qualquer direção), serão obtidas as composições críticas, que aqui serão chamadas de:

#### III.3.1 - "VENTO QUE CARREGA"

Composição crítica dos coeficientes de pressão:  
Tal composição é obtida combinando-se os coeficientes externos e os coeficientes internos - superfícies abertas a barlavento. *solução*

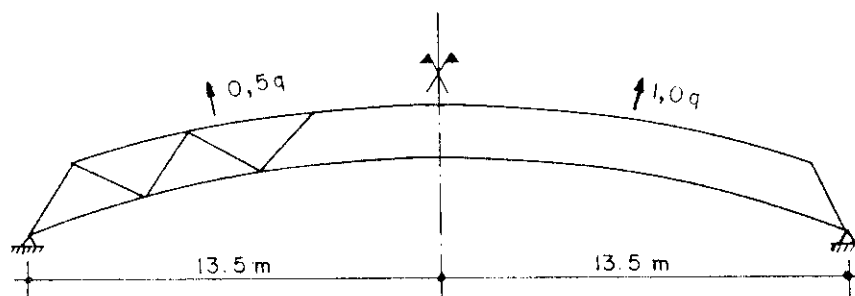


O coeficiente de forma à esquerda deve ser tomado 0,5 sempre que resultar um ângulo  $\alpha$  próximo dos 20-25 graus. Em ângulos desse intervalo o fator  $(1,2 \text{ sen } \alpha - 0,5)$  se apresenta suficientemente próximo de zero para que essa aproximação seja razoável. No arco treliçado em estudo ocorre este fato e se adotou essa aproximação.

#### III.3.2 - "VENTO QUE ALIVIA"

Composição crítica dos coeficientes de sucção:  
Tal composição é obtida combinando-se os coeficientes internos e externos - superfícies abertas a sotavento.





Valem aqui as mesmas observações mencionadas no item III.3.1.

### III.3.3 - OUTRAS COMPOSIÇÕES

As composições mais críticas foram as citadas nos dois itens anteriores. Porém, é certo que há a ocorrência de outras composições, as quais entretanto não levam a esforços superiores aos obtidos do "vento que carrega" e do "vento que alivia". Desse modo a tabela de esforços finais para o dimensionamento definitivo da estrutura foi elaborada considerando-se os esforços devidos à carga permanente, ao "vento que carrega" e ao "vento que alivia".

#### IV - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DO ARCO

##### IV.1 - HIPÓTESES ADOTADAS

Para a determinação dos esforços nas barras do arco treliçado em estudo consideram-se as hipóteses de cálculo que seguem:

##### IV.1.1 - CARGAS PERMANENTES E CARGAS DE VENTO APLICADAS NOS NÓS DO BANZO SUPERIOR

Essa hipótese é a notação da realidade quando se pensa nas cargas de vento.

Para as cargas permanentes, é correto que se considerem as telhas, as terças e uma parte do madeiramento do arco atuando nos nós do banzo superior. Todavia ao menos a parte restante do madeiramento poderia ser considerada carregando o banzo superior. No entanto, conforme o item II.4 e seus sub-itens, as cargas que atuam no banzo superior valem:

- telhas: 24 kg/m<sup>2</sup> de área coberta
- terças: 10 kg/m<sup>2</sup> de área coberta
- ferragem: 2,5kg/m<sup>2</sup> de área coberta
- madeira do arco: 4,5 kg/m<sup>2</sup> de área coberta
- soma: 41 kg/m<sup>2</sup> de área coberta

A carga total (permanente) calculada é de 48 kg/m<sup>2</sup> (II.4.5). É bastante razoável que os restantes 7kg/m<sup>2</sup> possam ser adotados como agindo no banzo superior. Estudos

anteriores feitos pelo autor em estruturas treliçadas revelam que é muito pequena (em torno de 6%) a diferença média entre os esforços nas barras de uma estrutura calculados:

- com toda a carga permanente atuando nos nós do banzo superior.
  - com a carga permanente agindo em todos os nós da estrutura.
- Isto posto, está justificada a primeira hipótese.

#### IV.1.2 - NÓS DA ESTRUTURA CONSIDERADOS ARTICULAÇÕES PERFEITAS

Hipótese clássica para estruturas treliçadas. Para o caso presente - estrutura de madeira - trabalhos desenvolvidos no LAMFM - Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da FESC-USP - mostram que apenas as ligações coladas são capazes de transmitir momentos fletores. Ligações feitas através de pregos, parafusos ou anéis metálicos se comportam de tal modo que podem ser chamadas de articulações, dada a insignificância dos momentos que transmitem.

O arco em estudo apresenta ligações parafusadas - dispositivo usual na construção civil. Desse modo, suas ligações, para efeito do cálculo dos esforços nas barras, consideram-se articulações perfeitas.

#### IV.1.3 - BARRAS DA ESTRUTURA SOLICITADAS SOMENTE A ESFORÇOS NORMAIS

Hipótese em grande parte decorrente das duas anteriores, pois sendo as cargas - tanto permanentes como acidentais - aplicadas apenas aos nós e, estes, considerados articulações perfeitas, os únicos esforços que, teoricamente, ocorreriam, seriam os de tração e compressão. Porém, ao menos o peso próprio das barras as solicita à flexão, o que nos cálculos não foi tomado em consideração, devido à sua pequena magnitude. Esclarece-se que em peças de madeira sub

metidas à flexão tendo como carregamento apenas o peso próprio, em vãos usuais, apresentam tensão de flexão da ordem de 5% da tensão admissível de flexão da espécie considerada. Isto já basta para explicar a adoção da presente hipótese.

#### IV.1.4 - ESTRUTURA INTERNAMENTE ISOSTÁTICA

Esta hipótese se refere à quantidade de barras existentes na estrutura. Como pode ser visto na figura 1, o número de barras é igual a 67 e o número de nós é 35. Designando por  $n$  o número de nós e  $b$  o número de barras, tem-se que  $2n - b \approx 70 - 67 = 3$ , o que define a isostaticidade interna da estrutura.

#### IV.1.5 - ESTRUTURA EXTERNAMENTE UMA VEZ HIPERESTÁTICA

Esta hipótese se refere à quantidade de vínculos que sustentarão a estrutura na posição de serviço. Igualmente da figura 1, o número de vínculos se compõe de duas articulações, ou seja, dois pontos com duas reações (uma horizontal e uma vertical) cada, perfazendo quatro reações. Isto deixa a estrutura com um grau de hiperestaticidade, externamente.

Conforme será mostrado adiante, este grau de hiperestaticidade introduzirá um considerável alívio nas solicitações das barras do arco, ensejando a oportunidade de serem utilizadas seções de madeira de menores dimensões, com relevante economia de material, em relação a outros tipos de estrutura de madeira para vãos livres da mesma ordem de grandeza. Isto colabora para que a estrutura se torne bastante propícia para cobertura de edificações que necessitem desses vãos.

Na prática, pilares com suficiente rigidez ou inclinação adequada serão os responsáveis pelas reações verticais e horizontais que tornarão a estrutura uma vez hiperestática.

É de importância que se acrescentem outros dois pontos com respeito ao alívio dos esforços nas barras. É evidente que existe a possibilidade de um pequeno deslocamento elástico do pilar quando da atuação total dos carregamentos. Isto introduzirá ligeira tração nas barras dos banzos do arco que terão seus esforços de compressão aliviados. No que se refere ao material propriamente dito, a retração a que o mesmo está sujeito pela variação da umidade das barras constituintes tenderá a provocar um ligeiro deslocamento no pilar em sentido contrário ao provocado pelas cargas, o que tenderá a tornar outra vez equilibrado o sistema de vinculação. (Ver Verificações Complementares).

#### IV.1.6 - ESTRUTURA CONSTITUÍDA COM MATERIAL HOMOGÊNIO

Esta hipótese é a que vai introduzir as aproximações mais graves no cálculo da estrutura. Usualmente, a madeira é tida como material homogêneo, o que não ocorre na realidade. Se forem analisados alguns pontos, como por exemplo:

- Origem da madeira, isto é, o ponto geográfico de onde a árvore foi cortada para a obtenção das peças. As condições de solo do local podem fazer com que a madeira tenha maior ou menor resistência mecânica, módulo de elasticidade alterado em relação aos valores adotados e outras alterações anatômicas e fisiológicas que concorrem para fixar sua heterogeneidade.
- Condições climáticas durante a formação da madeira. Climas muito quentes e muito frios, alternadamente, podem levar ao material características que lhe atribuem acentuada condição de heterogeneidade.
- Posição na árvore, das peças serradas. Sabe-se que o cerne da madeira (parte do lenho posicionada mais internamente) é constituído de madeira mais velha, já com maior

acúmulo de substâncias orgânicas polimerizadas, portanto, certamente com maior resistência mecânica que o alburno (parte mais externa do lenho), constituído de material mais novo, em geral de menor densidade e com módulo de elasticidade mais baixo.

Todos os fatores comentados impõem ao material o adjetivo de heterogêneo. Pensando-se, agora, em condições apenas de resistência, no caso de o material ser considerado indiscriminadamente de homogêneo, há riscos de peças mais fracas serem colocadas em posições críticas e peças mais fortes em pontos de pequena solicitação, ficando plenamente caracterizado o mau uso do material, motivado pela adoção de hipótese muito simplificadora. É certo que o coeficiente de segurança existe inclusive para tentar eliminar este tipo de consideração. Porém isto não justifica o errôneo aproveitamento das condições intrínsecas da madeira.

Por outro lado, estruturas hiperestáticas como o arco treliçado em estudo, tem esforços de suas barras como função do módulo de elasticidade adotado no cálculo. Ora, se o módulo de elasticidade pode variar - como de fato varia - de peça para peça, a hipótese de o material ser homogêneo fica muito prejudicada, pois pode trazer erros consideráveis na determinação dos esforços nas barras, e, consequentemente no dimensionamento das seções, deixando imperfeito o projeto.

Todavia, para o cálculo da estrutura real, a madeira será vista como material homogêneo. Porém, o presente trabalho prevê a construção de dois modelos reduzidos, em escala 1:3, da estrutura real. Para esta construção todas as peças serão ensaiadas não destrutivamente, de modo a se obterem os seus módulos de elasticidade (ensaios de deflexão). É o passo inicial para a padronização de ensaios que possam ser realizados em obra, fazendo o que se poderia chamar de classificação de peças de madeira por método não destrutivo, segundo o seu módulo de elasticidade. Da classi

ficação conhecida, as peças melhores (módulo de elasticidade mais alto) saíram para utilização em pontos de solicitação mais elevada, assim por diante, obtendo-se uma estrutura perfeitamente equilibrada, com maior segurança e construída de acordo com as reais condições do material disponível.

#### IV.2 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DEVIDOS À CARGA

##### PERMANENTE

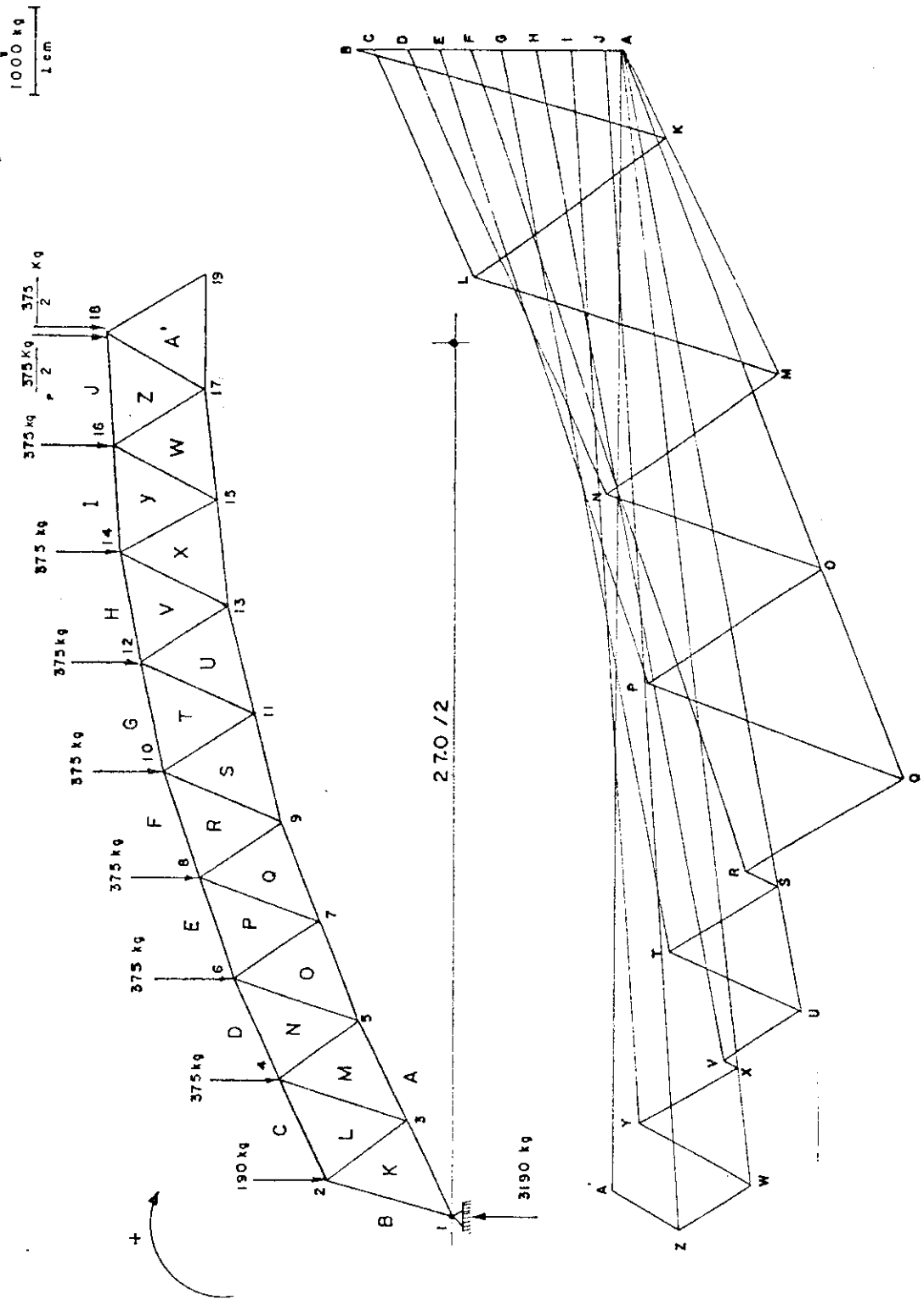
A estimativa feita inicialmente (item II.6) foi parcialmente correta, pois as cargas das telhas foram tomadas muito altas. É suficiente uma espessura de 6 milímetros (ao invés dos 8 milímetros adotados) e a carga correta fornecida pelos fabricantes em catálogos atualizados é de  $13 \text{ kg/m}^2$  (espessura de 6 milímetros com água de chuva incluída). Desse modo o valor para as cargas permanentes passa a ser de  $37 \text{ kg/m}^2$ .

Pelo fato de as cargas estarem sendo consideradas aplicadas somente nos nós do banzo superior, a determinação da parcela relativa a cada nó será facilitada.

- Carga total +  $37 \text{ kg/m}^2 \times 6,0\text{m} \times 27,0\text{m} \approx 3000 \text{ kg}$
- Carga por nó: (nós 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32)  
área de influência:  $1,69\text{m} \times 6,0\text{m} = 10,14\text{m}^2$   
carga:  $10,14\text{m}^2 \times 37 \text{ kg/m}^2 = 375 \text{ kg}$
- Carga por nó: (nós 2 e 34)  
área de influência:  $\frac{1,69}{2}\text{m} \times 6,0\text{m} = 5,07 \text{ m}^2$   
carga:  $5,07 \text{ m}^2 \times 37 \text{ kg/m}^2 \approx 190 \text{ kg}$

A determinação dos esforços nas barras (parcela isostática) foi feita através do Processo Gráfico de Cremona, conforme a figura 2. Dada a simetria das cargas, foi feito o gráfico de apenas metade da estrutura, sem perda de precisão ou generalidade.

CREMONA P/ CARGA PERMANENTE - FIGURA 2





Os resultados obtidos foram os seguintes, observada a convenção: sinal positivo = barra tracionada; sinal negativo = barra comprimida.

BARRAS DOS BANZOS		BARRAS DIAGONAIS	
BARRA	ESFORÇOS (Kg)	BARRA	ESFORÇOS (Kg)
2-4	-2680	1-2	-3580
4-6	-5300	2-3	+2630
6-8	-7270	3-4	-3530
8-10	-9420	4-5	+2340
10-12	-9990	5-6	-2520
12-14	-11200	6-7	+2310
14-16	-11730	7-8	-3010
16-18	-12870	8-9	+2020
1-3	+1010	9-10	-380
3-5	+3860	10-11	+1420
5-7	+6000	11-12	-1580
7-9	+8490	12-13	+1020
9-11	+9220	13-14	-170
11-13	+10650	14-15	+1270
13-15	+11150	15-16	-1400
15-17	+12420	16-17	+930
17-19	+12420	17-18	+850

Como se trata de uma estrutura uma vez hiperestática, sua resolução envolve o cálculo complementar dos esforços nas barras devidos ao vínculo que proporciona a hiperestaticidade. Isto pode ser representado por:

$$\delta_{1r} = 0 = \delta_{10} + H \cdot \delta_{11} \quad \text{ou} \quad H = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad \text{onde} \quad \dots \text{(IV.2.1)}$$

$$\delta_{10} = \frac{\ell_c}{E_c J_c} \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{\ell_c} \cdot \frac{S_c}{S_i} \cdot \frac{E_c}{E_i} N_{oi} N_{oi} \quad \dots \text{(IV.2.1)}$$

$$\delta_{11} = \frac{\ell_c}{E_c J_c} \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{\ell_c} \cdot \frac{S_c}{S_i} \cdot \frac{E_c}{E_i} \cdot N_{1i}^2 \quad \dots \text{(IV.2.2)}$$

Definindo os termos acima:

$\delta_{1r}$  = deslocamento real no apoio (1)

$\delta_{10}$  = deslocamento no apoio (1) devido ao carregamento do problema (0)

$\delta_{11}$  = deslocamento no apoio (1) devido ao carregamento do problema (1)

$\ell_c$  = comprimento de comparação (cm)

$E_c$  = módulo de elasticidade de comparação (Kg/cm<sup>2</sup>)

$J_c$  = momento de inércia de comparação (cm<sup>4</sup>)

$n$  = número de barras da estrutura

$\ell_i$  = comprimento da barra  $i$  da estrutura (cm)

$S_i$  = área da seção transversal da barra  $i$  da estrutura (cm<sup>2</sup>)

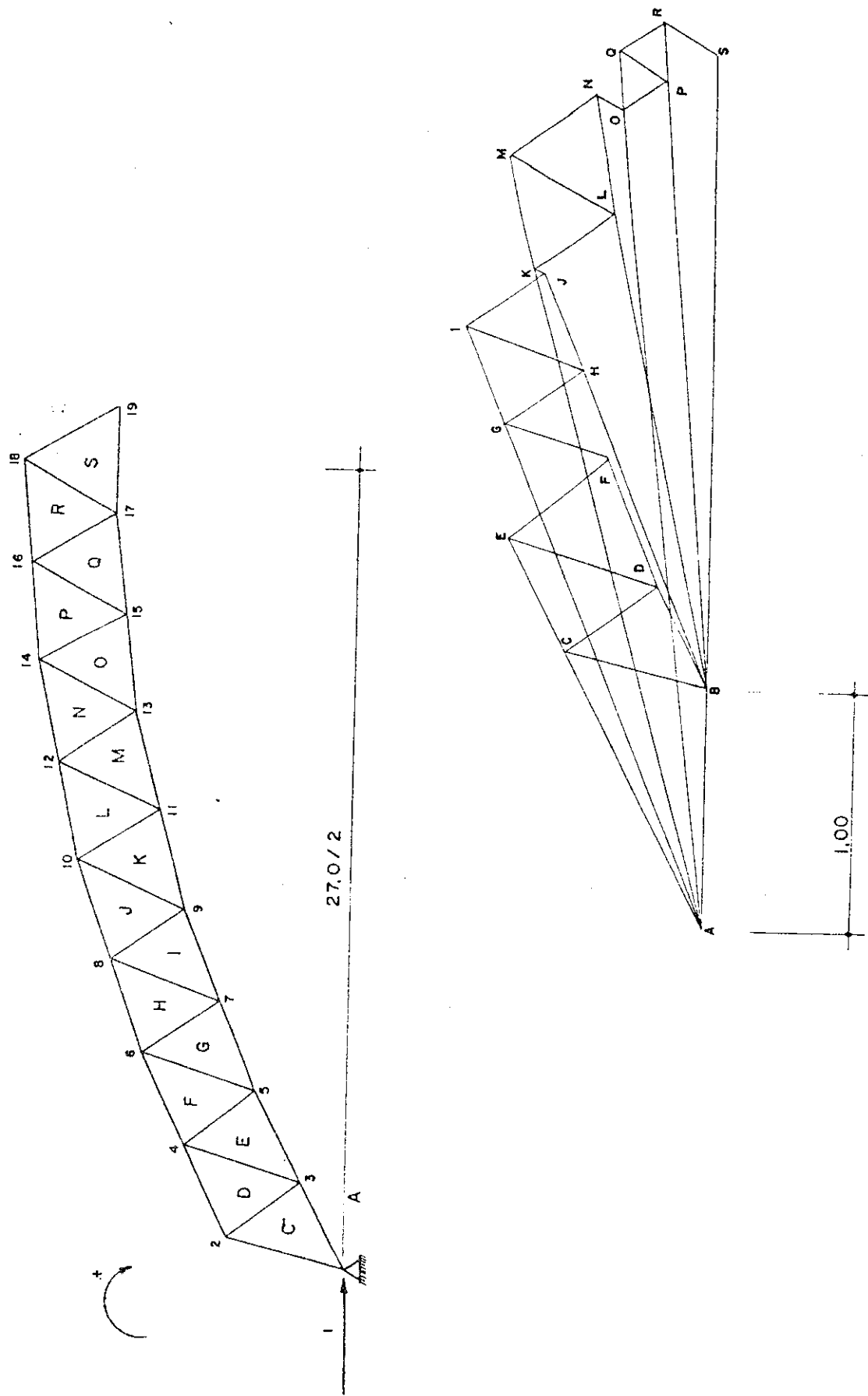
$E_i$  = módulo de elasticidade da barra  $i$  da estrutura (Kg/cm<sup>2</sup>)

$N_{1i}$  = esforço normal na barra  $i$  devido ao carregamento do problema (1)

$N_{oi}$  = esforço normal na barra  $i$  devido ao carregamento do problema (0)

Já foram calculados os valores dos esforços nas barras do arco devidos ao carregamento (0). O cálculo dos esforços nas barras devido ao carregamento unitário será feito pelo Processo Gráfico de Cremona, também para meia estrutura dada a simetria das cargas e reações. Tal Cremona é o representado na Figura 3.

CREMONA P/ CARGA UNITÁRIA FIGURA 3



Os resultados obtidos foram os seguintes:

BARRAS DOS BANZOS		BARRAS DIAGONAIS	
BARRA	ESFORÇO	BARRA	ESFORÇO
2-4	+0,47	1-2	+0,61
4-6	+1,03	2-3	-0,47
6-8	+1,41	3-4	+0,65
8-10	+1,83	4-5	-0,53
10-12	+1,97	5-6	+0,47
12-14	+2,40	6-7	-0,40
14-16	+2,39	7-8	+0,53
16-18	+2,61	8-9	-0,40
1-3	-1,29	9-10	+0,07
3-5	-1,82	10-11	-0,39
5-7	-2,26	11-12	+0,49
7-9	-2,69	12-13	-0,43
9-11	-2,83	13-14	-0,13
11-13	-3,24	14-15	-0,21
13-15	-3,31	15-16	+0,23
15-17	-3,54	16-17	-0,22
17-19	-3,49	17-18	-0,25

Desse modo, há condições agora, de se determinar a constante hiperestática  $H_p$  para o caso da carga permanente.

Os valores de  $\delta_{10}$  e  $\delta_{11}$  são encontrados através da tabela 1, onde se acham tabulados as fórmulas IV.2.1 e IV.2.2, de modo a facilitar os cálculos.

Foram adotados para a elaboração dessa tabela, os seguintes parâmetros:

$$S_c = 144 \text{ cm}^2$$

$$l_c = 169 \text{ cm}$$

$$F_c = 94.100 \text{ kg/cm}^2$$

Os comprimentos das barras e suas seções transversais podem ser vistas no item II.7.1.

Os valores dos esforços nas barras devidos ao carregamento (0), isto é, carga permanente na estrutura isostática, foram denotados por  $N_{op}$ .

$$\delta_{10} = 4,8959 \text{ cm}$$

$$\delta_{11} = 1303,5430 \times 10^{-6} \text{ cm/kg}$$

$$H_p = 3759,58 \text{ kg}$$

Assim, os esforços finais para a carga permanente ( $N_{preal}$ ) serão:

$$N_{preal} = N_{op} + H_p \cdot N_{1p}$$

$$N_{preal} = N_{op} + 3759,58 \cdot N_{1p}$$

CÁLCULO DA CONSTANTE HIPERESTÁTICA DA CARGA PERMANENTE

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
BARRA	$N_{op}$	$N_I$	$S_c/S_i$	$\rho_i/\rho_c$	$\rho_c/E_c S_c$	$M_{op} \cdot N_I$	$N_I^2$	$\delta_{10}^{-(4),(5),(6),(7)}$	$\delta_{11}^{-(4),(5),(6),(8)}$
S 2-4	-2680	+0,47	1,00	1,00	$1,24719 \times 10^{-5}$	-1259,6	0,221	-0,0157	$2,7563 \times 10^{-6}$
U 4-6	-5300	+1,03	1,00	1,00		-5459	1,061	-0,0681	$13,2327 \times 10^{-6}$
P 6-8	-7270	+1,41	1,00	1,00		-10250,7	1,998	-0,1279	$24,9189 \times 10^{-6}$
E 8-10	-9420	+1,83	1,00	1,00		-17238,6	3,349	-0,2150	$41,7684 \times 10^{-6}$
R 10-12	-9990	+1,97	1,00	1,00		-19680,3	3,881	-0,2455	$48,4034 \times 10^{-6}$
O 12-14	-11200	+2,40	1,00	1,00		-26880	5,760	-0,3352	$71,8381 \times 10^{-6}$
R 14-16	-11730	+2,39	1,00	1,00		-28034,7	5,712	-0,3497	$71,2395 \times 10^{-6}$
16-18	-12870	+2,61	1,00	1,00		-33590,7	6,812	-0,4189	$84,9586 \times 10^{-6}$
1-3	+1010	-1,29	1,00	1,00	$1,24719 \times 10^{-5}$	-1302,9	1,664	-0,0163	$20,7532 \times 10^{-6}$
3-5	+3860	-1,82	1,00	1,00		-7025,2	3,312	-0,0876	$41,3069 \times 10^{-6}$
I 5-7	+6000	-2,26	1,00	1,00		-13560	5,108	-0,1691	$63,7065 \times 10^{-6}$
F 7-9	+8490	-2,69	1,00	1,00		-22838,1	7,236	-0,2848	$90,2667 \times 10^{-6}$
E 9-11	+9220	-2,83	1,00	1,00		-26092,6	8,009	-0,3254	$99,8875 \times 10^{-6}$
I 11-13	+10650	-3,24	1,00	1,00		-34506	10,498	-0,4304	$130,8178 \times 10^{-6}$
R 13-15	+11150	-3,31	1,00	1,00		-36906,5	10,956	-0,4603	$136,6421 \times 10^{-6}$
15-17	+12420	-3,54	1,00	1,00		-43966,8	12,532	-0,5484	$156,2979 \times 10^{-6}$
17-19-2	+12420	-3,49	1,00	1,00		-43345,8	12,180	-0,5406	$151,9077 \times 10^{-6}$
1-2	-3580	+0,61	1,333	1,20	$1,24719 \times 10^{-5}$	-2183,8	0,372	-0,0436	$7,4238 \times 10^{-6}$
2-3	+2630	-0,47	1,333	0,93		-1109,2	0,221	-0,0172	$3,4178 \times 10^{-6}$
3-4	-3530	+0,65	1,333	1,20		-2294,5	0,423	-0,0458	$8,4410 \times 10^{-6}$
4-5	+2340	-0,53	1,333	0,93		-1240,2	0,281	-0,0192	$4,3457 \times 10^{-6}$
5-6	-2520	+0,47	1,333	1,20		-1184,4	0,221	-0,0236	$3,3075 \times 10^{-6}$
I 6-7	+2310	-0,40	1,333	0,95		-924	0,160	-0,0146	$2,5276 \times 10^{-6}$
A 7-8	-3010	+0,53	1,333	1,20		-1595,3	0,281	-0,0318	$5,6074 \times 10^{-6}$
G 8-9	+2020	-0,40	1,333	0,95		-808	0,160	-0,0128	$2,5276 \times 10^{-6}$
O 9-10	-380	+0,07	1,333	1,17		-26,6	0,005	-0,0005	$0,0973 \times 10^{-6}$
N 10-11	+1420	-0,39	1,333	1,00		-553,8	0,152	-0,0092	$2,5276 \times 10^{-6}$
A 11-12	-1580	+0,49	1,333	1,17		-774,2	0,240	-0,0151	$4,6695 \times 10^{-6}$
I 12-13	+1020	-0,43	1,333	0,95		-438,6	0,185	-0,0069	$2,9226 \times 10^{-6}$
S 13-14	-170	-0,13	1,333	1,10		+22,1	0,017	+0,0004	$0,3110 \times 10^{-6}$
14-15	+1270	-0,21	1,333	1,00		-266,7	0,044	-0,0044	$0,7317 \times 10^{-6}$
15-16	-1400	+0,23	1,333	1,10		-322	0,053	-0,0059	$0,9695 \times 10^{-6}$
16-17	+930	-0,22	1,333	0,96		-204,6	0,048	-0,0033	$0,7663 \times 10^{-6}$
17-18	+850	-0,25	1,333	1,00		-212,5	0,063	-0,0035	$1,0476 \times 10^{-6}$
$\Sigma$									$1303,5430 \times 10^{-6}$

ESFORÇOS FINAIS NAS BARRAS DO ARCO DEVIDOS À CARGA PERMANENTE

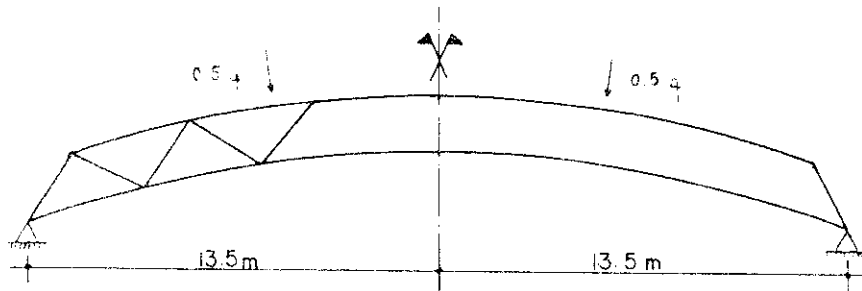
BARRA	$N_{op}$	$N_{lp}$	$N_{lp} \times 3759,58$	$N_p \text{ real}$
SUPERIOR	Kg		Kg	kg
2-4	-2680	+0,47	+1770	-910
4-6	-5300	+1,03	+3870	-1430
6-8	-7270	+1,41	+5300	-1970
8-10	-9420	+1,83	+6880	-2540
10-12	-9990	+1,97	+7410	-2580
12-14	-11200	+2,40	+9020	-2180
14-16	-11730	+2,39	+8990	-2740
16-18	-12870	+2,61	+9810	-3060
INFERIOR				
1-3	+1010	-1,29	-4850	-3840
3-5	+3860	-1,82	-6840	-2980
5-7	+6000	-2,26	-8500	-2500
7-9	+8490	-2,69	-10110	-1620
9-11	+9220	-2,83	-10640	-1420
11-13	+10650	-3,24	-12180	-1530
13-15	+11150	-3,31	-12440	-1290
15-17	+12420	-3,54	-13310	-890
17-19	+12420	-3,49	-13310	-890
DIAGONAIS				
1-2	-3580	+0,61	+2290	-1290
2-3	+2630	-0,47	-1770	+860
3-4	-3530	+0,65	+2440	-1090
4-5	+2340	-0,53	-1990	+350
5-6	-2520	+0,47	+1770	-750
6-7	+2310	-0,40	-1500	+810
7-8	-3010	+0,53	+1990	-1020
8-9	+2020	-0,40	-1500	+520
9-10	-380	+0,07	+260	-120
10-11	+1420	-0,39	-1470	-50
11-12	-1580	+0,49	+1840	+260
12-13	+1020	-0,43	-7620	-600
13-14	-170	-0,13	-490	-660
14-15	+1270	-0,21	-790	+480
15-16	-1400	+0,23	+870	-530
16-17	+930	-0,22	-830	+100
17-18	+850	-0,25	-940	-90

OBS.: Dada a simetria da estrutura, listaram-se apenas barras de metade do arco.

#### IV.3 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DEVIDOS AO

##### "VENTO QUE CARREGA"

Pelo item III.3.1, tem-se que a composição obtida combinando-se os coeficientes de forma externos e os coeficientes de forma internos para superfícies a barlavento foi chamada de "vento que carrega".



A NB-5 (Norma Brasileira que define as cargas para o cálculo de estruturas de edifícios) em seu item 8 indica que a pressão de obstrução  $q$  é função da altura da construção. No caso do arco em estudo, sua altura máxima está situada entre 6 e 20m, intervalo onde  $q$  vale  $60 \text{ kg/m}^2$ .

A NB-11 (Norma Brasileira para o Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira) em seu item 11, alínea f, determina que para levar em conta o acréscimo da resistência da madeira a cargas rápidas, serão divididos por dois os esforços solicitantes, nas peças de madeira, devidos à carga dos ventos.

As cargas nos nós:

- nós 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32

$$\text{área de influência: } 1,69\text{m} \times 6,00\text{m} = 10,14 \text{ m}^2$$

$$\text{carga: } 10,14\text{m}^2 \times 30 \text{ kg/m}^2 \approx 310 \text{ kg}$$

- Nós 2 e 34

$$\text{área de influência: } \frac{1,69}{2}\text{m} \times 6,00\text{m} = 5,07 \text{ m}^2$$

$$\text{carga: } 5,07\text{m}^2 \times 30 \text{ kg/m}^2 = 160 \text{ kg/m}^2$$



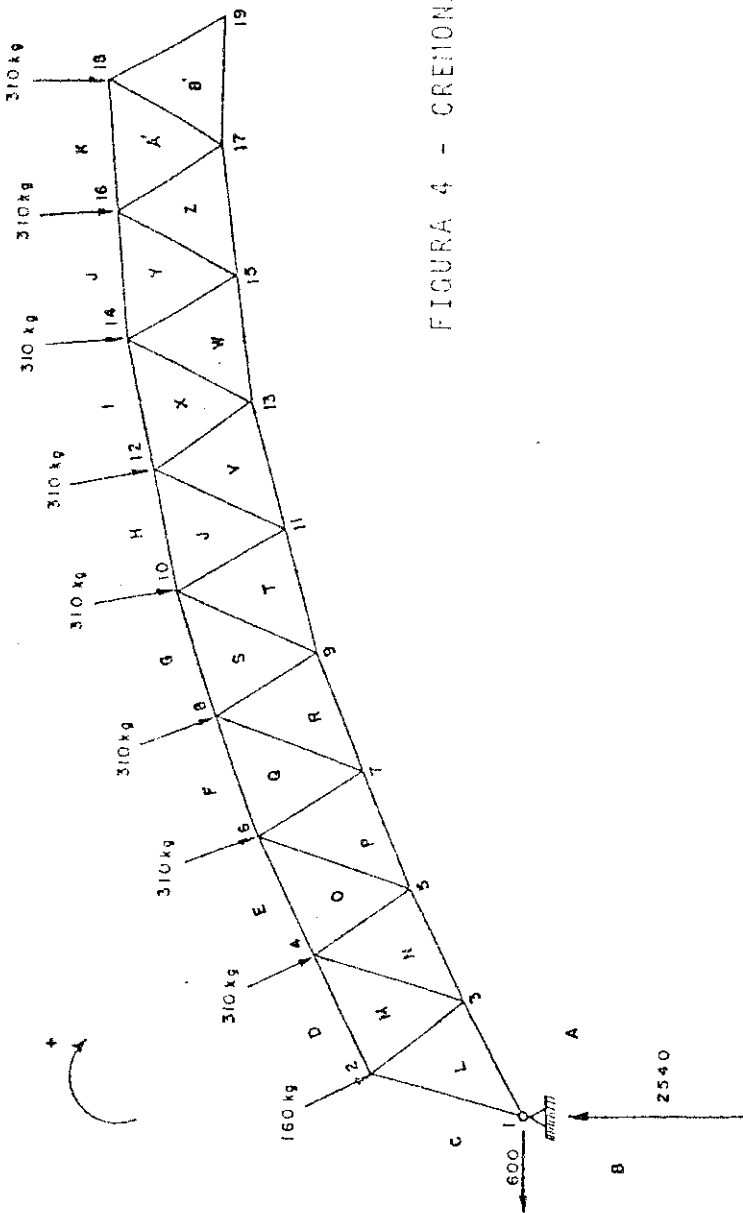
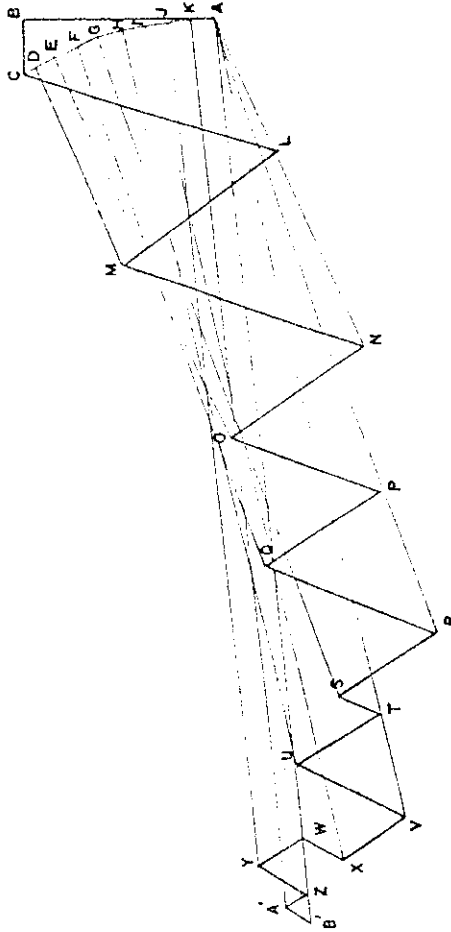


FIGURA 4 - CREMONA PARA O VENTO "QUE CARREGA"



A determinação dos esforços nas barras  $b_i$  feita pelo Processo Gráfico de Cremona, conforme a figura 4. Da simetria das cargas, foi feito o gráfico de apenas meta de da estrutura.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

BARRAS DOS BANZOS (Kg)		BARRAS DIAGONAIS (Kg)	
2-4	-2680	1-2	-3460
4-6	-5180	2-3	+2400
6-8	-6860	3-4	-3300
8-10	-8820	4-5	+2100
10-12	-9460	5-6	-2120
12-14	-10780	6-7	+1820
14-16	-10660	7-8	-2440
16-18	-11220	8-9	+1520
1-3	+1720	9-10	-660
3-5	+4340	10-11	+1280
5-7	+6160	11-12	-1560
7-9	+8120	12-13	+980
9-11	+08940	13-14	+600
11-13	+10780	14-15	+700
13-15	+10760	15-16	-740
15-17	+11060	16-17	+300
17-19	+11400	17-18	-300

Da mesma maneira como foi resolvida a questão da hiperasticidade da estrutura, para o caso das cargas permanentes, será resolvida a dos ventos.

Aqui também setem a equação

$$\delta_{1r} = \delta_{10} + H \delta_{11} = 0$$

$$H = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

Os mesmos valores para os esforços nas barras devidos ao carregamento unitário na direção do vínculo retirado são adotados aqui. Por isso, há condições para a determinação da constante hiperestática  $H_{vc}$  para o caso do "vento que carrega".

Os valores de  $\delta_{10}$  e  $\delta_{11}$  são encontrados através da tabela 2, para cuja elaboração foram adotados os seguintes parâmetros:

$$\begin{aligned} S_c &= 144 \text{ cm}^2 \\ I_c &= 169 \text{ cm} \\ E_c &= 94.100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Os esforços nas barras devidos ao carregamento (0), isto é, carga devido ao "vento que carrega", na estrutura isostática, foram denotados por  $N_{0vc}$ .

$$\begin{aligned} \delta_{10} &= -4,6004 \text{ cm} \\ \delta_{11} &= 1303,540 \times 10^{-6} \text{ cm/kg} \\ H_{vc} &= 3259,15 \end{aligned}$$

Assim, os esforços finais nas barras devidos ao "vento que carrega" valem:

$$N_{vc \text{ real}} = N_{0vc} + H_{vc} N_{1vc}$$

$$N_{vc \text{ real}} = N_{0vc} + 3259,15 N_1$$

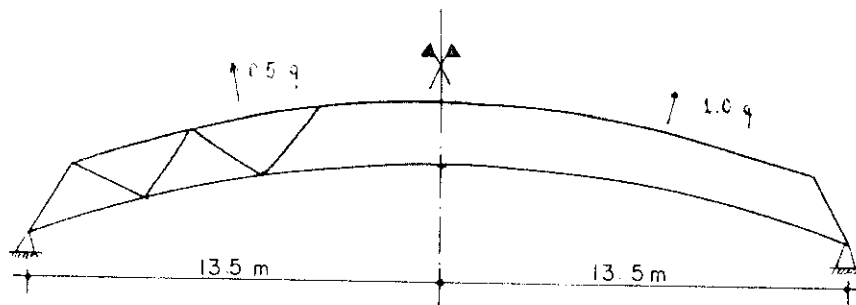


Esforços finais nas barras do arco devidos ao "vento que carrega".

BARRA	$N_{ovc}$ (kg)	$N_1$	$N_1 \times 3259,15$	$N_{vc}$ (kg)	$N_{vc} \div 2$ (kg)
BARRA SUPERIOR					
2-4	-2680	+0,47	+1660	-1020	-510
4-6	-5180	+1,03	+3640	-1540	-770
6-8	-6860	+1,41	+4980	-1880	-940
8-10	-8820	+1,83	+6460	-2360	-1180
10-12	-9460	+1,97	+6960	-2500	-1250
12-14	-10780	+2,40	+8480	-2300	-1150
14-16	-10660	+2,39	+8440	-2220	-1110
16-18	-11220	+2,61	+9220	-2000	-1000
BARRA INFERIOR					
1-3	+1720	-1,29	-4560	-2840	-1420
3-5	+4340	-1,82	-6420	-2080	-1040
5-7	+6160	-2,26	-7980	-1820	-910
7-9	+8120	-2,69	-9500	-1380	-690
9-11	+8940	-2,83	-9980	-1040	-520
11-13	+10280	-3,24	-11440	-1160	-580
13-15	+10760	-3,31	-11680	-920	-460
15-17	+11060	-3,54	-12500	-1440	-720
17-19	+11400	-3,49	-12320	-920	-460
DIAGONAIS					
1-2	-3640	+0,61	+2160	-1300	-650
2-3	-2400	-0,47	-1660	+740	+370
3-4	-3300	+0,65	+2300	-1000	-500
4-5	+2100	-0,53	-1880	+220	+110
5-6	-2120	+0,47	+1660	-460	-230
6-7	-1820	-0,40	-1420	+400	+200
7-8	-2440	+0,53	+1880	-560	-280
8-9	-1520	-0,40	-1420	+100	+50
9-10	-660	+0,07	+240	-420	-210
10-11	+1280	-0,39	-1380	-100	-50
11-12	-1560	+0,49	+1720	+200	+100
12-13	+980	-0,43	-1520	-540	-270
13-14	+600	-0,13	-460	+140	+70
14-15	+700	-0,21	-740	-40	-20
15-16	-740	+0,23	+820	+80	+40
16-17	+300	-0,22	-780	-480	-240
17-18	-200	-0,25	-880	-1180	-590

#### IV.4 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DEVIDOS AO "VENTO QUE ALIVIA".

Pelo item IV.3.2, a composição obtida combinando-se os coeficientes de forma externos e os coeficientes de forma internos para superfícies a sotavento, chamada de "vento que alivia", apresenta os seguintes coeficientes finais.



Em IV.3 foram comentados os valores da pressão de obstrução  $q$  e a possibilidade de redução dos esforços nas barras da estrutura devido aos carregamentos dos ventos.

Dessa forma, a carga por metro quadrado de cobertura, para o "vento que alivia", fica valendo:

- metade à esquerda:  $0,5 \times 60 = 30 \text{ kg/m}^2$
- metade à direita :  $1,0 \times 60 = 60 \text{ kg/m}^2$

As cargas nos nós valem:

- nó 2: área de influência:  $\frac{1,69}{2} \text{ m} \times 6,00 \text{ m} = 5,07 \text{ m}^2$   
carga:  $5,07 \times 30 \approx 150 \text{ kg}$
- nós 4, 6, 8, 10, 12, 14 e 16  
área de influência:  $1,69 \text{ m} \times 6,00 \text{ m} = 10,14 \text{ m}^2$   
carga:  $10,14 \times 30 \approx 310 \text{ kg}$
- nós 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30 e 32  
área de influência:  $10,14 \text{ m}^2$

carga:  $10,14 \times 60 \approx 610 \text{ kg}$

- nó 34: área de influência =  $5,07 \text{ m}^2$

carga:  $5,07 \times 60 = 310 \text{ kg}$

A determinação das resultantes nos apoios, relativas à estrutura isostática foi feita através de polígono funicular, e os esforços nas barras, nesta fase, foram conhecidos através de um Plano Cremona para toda a estrutura, dada a não simetria das cargas.

Obtiveram-se os seguintes resultados:

BARRAS DOS BANZOS (kg)

2-4	+2980	1-3	-960
4-6	+5720	3-5	-3640
6-8	+7780	5-7	-5900
8-10	+9780	7-9	-7960
10-12	+10560	9-11	-8860
12-14	+12240	11-13	-10620
14-16	+12160	13-15	-10720
16-18	+13280	15-17	-11800
18-20	+13980	17-19	-12200
20-22	+14020	19-21	-13280
22-24	+14520	21-23	-13060
24-26	+13400	23-25	-13320
26-28	+13100	25-27	-11940
28-30	+11400	27-29	-11380
30-32	+7100	29-31	-8580
32-34	+3760	31-33	-5820
		33-35	-1900

Obs. Para o cálculo da constante hiperestática para o vento que alivia, os esforços atuantes na estrutura isostática básica foram divididos por 2 (NB.11).

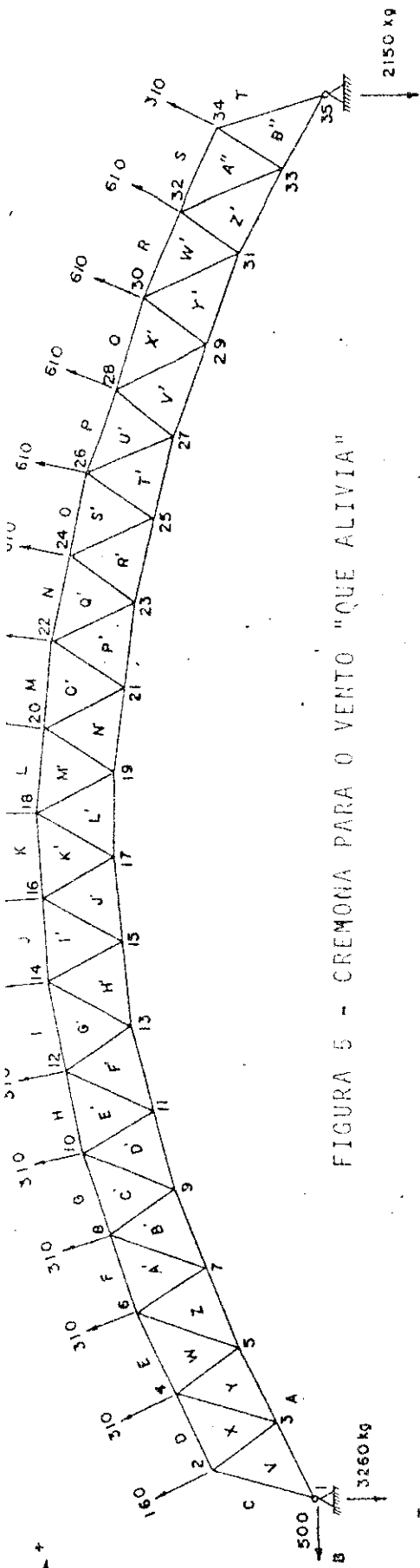
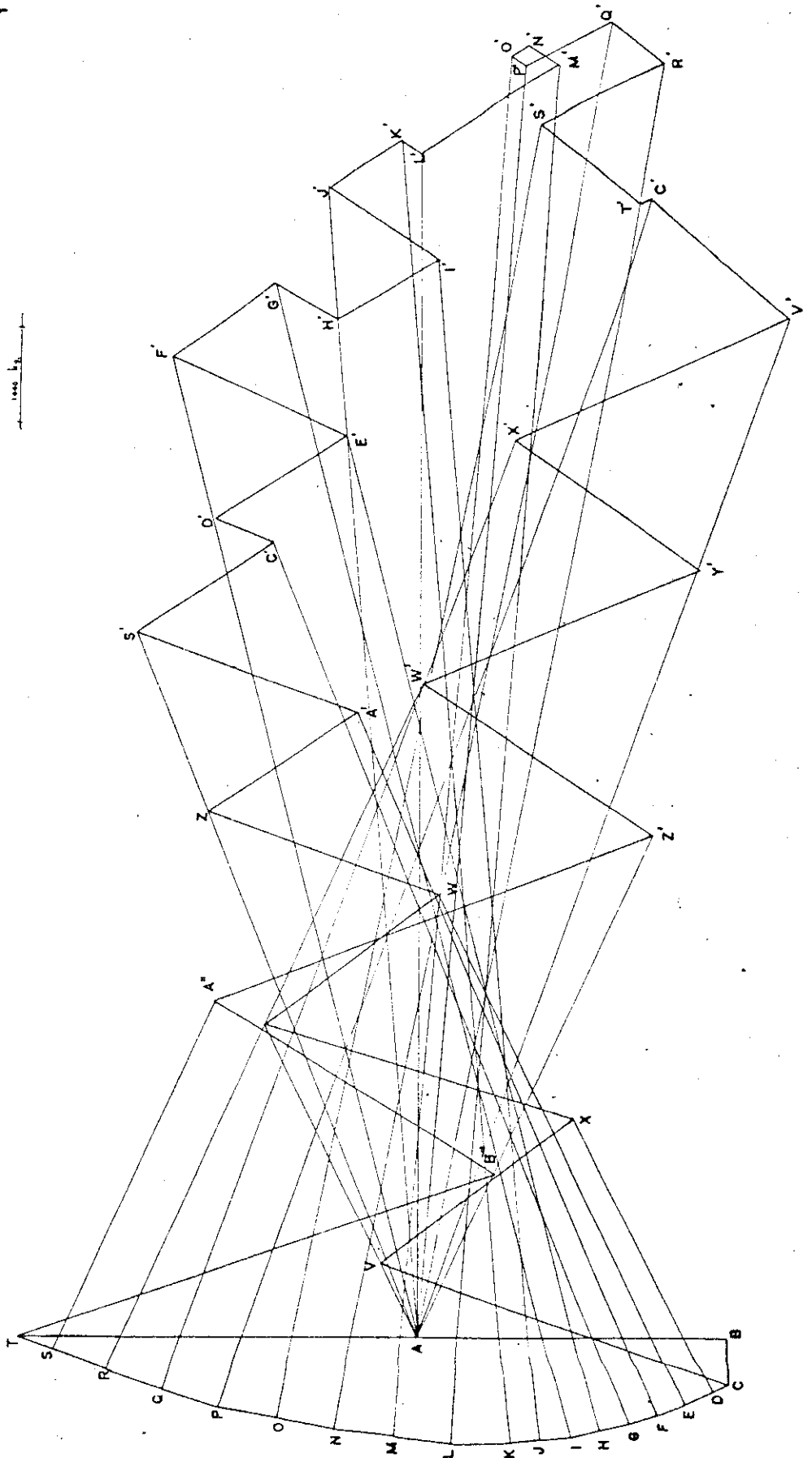
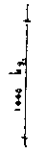


FIGURA 5 - CREMONA PARA O VENTO "QUE ALIVIA"





BARRAS DIAGONAIS (kg)

1-2	+3920	19-20	+360
2-3	-2640	20-21	+200
3-4	+3420	21-22	-180
4-5	-2320	22-23	-1040
5-6	+2620	23-24	-700
6-7	-2900	24-25	+1440
7-8	+2460	25-26	-1300
8-9	-1740	26-27	-140
9-10	+740	27-28	-1820
10-11	-1740	28-29	+3140
11-12	+2040	29-30	-2360
12-13	-1300	30-31	+3160
13-14	-740	31-32	-2900
14-15	-1240	32-33	+4960
15-16	+1340	33-34	-3440
16-17	-900	34-35	+5260
17-18	-360		
18-19	-1680		

Também no presente caso, toma-se a equação:

$$\delta_{1r} = \delta_{10} + H\delta_{11} = 0$$

$$H = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

Os mesmos valores para os esforços nas barras devidos ao carregamento unitário na direção do vínculo retirado são adotados aqui. Por isso, há condições para a determinação da constante hiperestática  $H_{va}$ , para o "vento que alivia".

Os valores de  $\delta_{10}$  e  $\delta_{11}$  são encontrados através da tabela 3, para cuja elaboração foram adotados os seguintes parâmetros:

$$S_c = 144 \text{ cm}^2$$

$$l_c = 169 \text{ cm}$$

$$E_c = 94.100 \text{ kg/cm}^2$$

Os esforços nas barras devidos ao carregamento(0), isto é, carga devida ao "vento que alivia", na estrutura isostática foram denotados por  $N_{ova}$ .

$$\delta_{10} = 10,2876 \text{ cm}$$

$$\delta_{11} = 2455,172 \times 10^{-6} \text{ cm/kg}$$

$$H_{va} = -4190,18 \text{ kg}$$

Assim, os esforços finais nas barras devidos ao "vento que alivia" valem:

$$N_{va \text{ real}} = N_{ova} + H_{va} \cdot N_{1va}$$

$$N_{va \text{ real}} = N_{ova} - 4190,18 N_{1va}$$

Como os esforços na estrutura isostática básica foram divididos por 2,  $H_{va}$  será  $\frac{-4190,18}{2}$  kg

CÁLCULO DA CONSTANTE HIPERESTÁTICA DO VENTO " QUE ALIVIA "

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
BARRA	$N_{ovc}$	$N_1$	$S_c/S_i$	$L_i/L_c$	$L_c/E_c S_c$	$N_{ovc} \cdot N_1$	$N_1^2$	$\delta_{10}^{-(4)(5)(6)(7)}$	$\delta_{11}^{-(4)(5)(6)(8)}$
									$\times 10^6$
2-4	+1490	+0,47	1,00	1,00		+700,3	0,221	0,0087	2,7563
4-6	+2860	+1,03	1,00	1,00	1,24719	+2945,8	1,061	0,0367	13,2333
6-8	+3890	+1,41	1,00	1,00	x	+5484,9	1,998	0,0684	24,9189
8-10	+4890	+1,83	1,00	1,00	$10^{-5}$	+8948,7	3,349	0,1116	41,7684
10-12	+5280	+1,97	1,00	1,00		+10401,6	3,881	0,1297	48,4034
12-14	+6120	+2,40	1,00	1,00		+14688,0	5,760	0,1832	71,8381
14-16	+6080	+2,39	1,00	1,00		+14531,2	5,712	0,1812	71,2395
16-18	+6640	+2,61	1,00	1,00		+17330,4	6,812	0,2161	84,9586
18-20	+6990	+2,61	1,00	1,00		+18243,9	6,812	0,2275	84,9586
20-22	+7010	+2,39	1,00	1,00		+16753,9	5,712	0,2090	71,2395
22-24	+7260	+2,40	1,00	1,00		+17424,0	5,760	0,2173	71,8381
24-26	+6700	+1,97	1,00	1,00		+13199,0	3,881	0,1646	48,4034
26-28	+6550	+1,83	1,00	1,00		+11986,5	3,349	0,1495	41,7684
28-30	+5700	+1,41	1,00	1,00		+8037,0	1,998	0,1002	24,9189
30-32	+3550	+1,03	1,00	1,00		+3656,5	1,061	0,0456	13,2333
32-34	+1880	+0,47	1,00	1,00		+883,6	0,221	0,0110	2,7563
1-3	-430	-1,29	1,00	1,00	1,24719	+554,7	1,664	0,0069	20,7532
3-5	-1820	-1,82	1,00	1,00	x	+3312,4	3,312	0,0413	41,3069
5-7	-2950	-2,26	1,00	1,00	$10^{-5}$	+6667,0	5,108	0,0832	63,7065
7-9	-3980	-2,69	1,00	1,00		+10706,2	7,236	0,1335	90,2467
9-11	-4430	-2,83	1,00	1,00		+12536,9	8,009	0,1564	99,8875
11-13	-5310	-3,24	1,00	1,00		+17204,4	10,498	0,2146	130,9300
13-15	-5360	-3,31	1,00	1,00		+17741,6	10,956	0,2213	136,6421
15-17	-5900	-3,54	1,00	1,00		+20886,0	12,532	0,2605	156,2979
17-19	-6100	-3,49	1,00	1,00		+21289,0	12,180	0,2655	151,9077
19-21	-6640	-3,54	1,00	1,00		+23505,6	12,532	0,2932	156,2979
21-23	-6530	-3,31	1,00	1,00		+21614,3	10,956	0,2696	136,6421
23-25	-6660	-3,24	1,00	1,00		+21578,4	10,498	0,2691	130,9300
25-27	-5970	-2,83	1,00	1,00	1,24719	+16895,1	8,009	0,2107	99,8875
27-29	-5690	-2,69	1,00	1,00	x	+15306,1	7,236	0,1909	90,2467
29-31	-4290	-2,26	1,00	1,00	$10^{-5}$	+9695,4	5,108	0,1209	63,7065
31-33	-2910	-1,82	1,00	1,00		+5296,2	3,312	0,0661	41,3069
33-35	-950	-1,29	1,00	1,00		+1225,5	1,664	0,0153	20,7532
1-2	+1960	+0,61	1,33	1,20		+1195,6	0,372	0,0149	7,4047
2-3	-1320	-0,47	1,33	0,93		+620,4	0,221	0,0077	3,4093
3-4	+1710	+0,65	1,33	1,20		+1111,5	0,423	0,0139	8,4199
4-5	-1160	-0,53	1,33	0,93		+614,8	0,281	0,0077	4,3348
5-6	+1310	+0,47	1,33	1,20		+694,3	0,221	0,0130	4,3990
6-7	-1450	-0,40	1,33	0,95		+580,0	0,160	0,0092	2,5213
7-8	+1230	+0,53	1,33	1,20		+651,9	0,281	0,0130	5,5934
8-9	-870	-0,40	1,33	0,95	1,24719	+348,0	0,160	0,0055	2,0543
9-10	+370	+0,07	1,33	1,17	x	+25,9	0,005	0,0005	0,0970
10-11	-870	-0,39	1,33	1,00	$10^{-5}$	+339,3	0,152	0,0056	2,5213
11-12	+1020	+0,49	1,33	1,17		+499,8	0,240	0,0097	4,6578
12-13	-650	-0,43	1,33	0,95		+279,5	0,185	0,0044	2,9153
13-14	-370	-0,13	1,33	1,10		+48,1	0,017	0,0009	0,3102
14-15	-620	-0,21	1,33	1,00		+130,2	0,044	0,0022	0,7299
15-16	+670	+0,23	1,33	1,10		+154,1	0,053	0,0028	0,9671
16-17	-450	-0,22	1,33	0,96		+99,0	0,048	0,0016	0,7644
17-18	-180	-0,25	1,33	1,00		+45,0	0,063	0,0008	1,0450
18-19	-840	-0,25	1,33	1,00		+210,0	0,063	0,0035	1,0450
19-20	+180	-0,22	1,33	0,96	1,24719	+39,6	0,048	0,0006	0,7644
20-21	+100	+0,23	1,33	1,10	x	+23,0	0,053	0,0004	0,9671
21-22	-90	-0,21	1,33	1,00	$10^{-5}$	+18,9	0,044	0,0003	0,7299
22-23	-520	-0,13	1,33	1,10		+67,3	0,017	0,0012	0,3102
23-24	-350	-0,43	1,33	0,95		+150,3	0,185	0,0024	2,9153
24-25	+720	+0,49	1,33	1,17		+352,8	0,240	0,0069	4,6578
25-26	-650	-0,39	1,33	1,00		+253,5	0,152	0,0042	2,5213
26-27	-70	+0,07	1,33	1,17		-4,9	0,005	0,0001	0,0970
27-28	-910	-0,40	1,33	0,95		+364,0	0,160	0,0054	2,6543
28-29	+1570	+0,53	1,33	1,20		+832,1	0,281	0,0138	5,5934
29-30	-1180	-0,40	1,33	0,95		+472,0	0,160	0,0074	2,5213
30-31	+1580	+0,47	1,33	1,20		+742,6	0,221	0,0148	4,3990
31-32	-1450	-0,53	1,33	0,93	1,24719	+768,5	0,281	0,0119	4,3348
32-33	+2480	+0,65	1,33	1,20	x	+1612,0	0,423	0,0321	8,4199
33-34	-1720	-0,47	1,33	0,93	$10^{-5}$	+808,4	0,221	0,0134	3,4093
34-35	+2630	+0,61	1,33	1,20		+1604,3	0,372	0,0319	7,4077
								5,1438	2455,1720

## ESFORÇOS FINAIS NAS BARRAS DEVIDOS AO VENTO " QUE ALIVIA "

BARRA SUPERIOR	N <sub>ova</sub> (kg)	N <sub>1</sub>	N <sub>1</sub> x $\frac{-4190,18}{2}$	N <sub>va</sub> real (Kg)
2-4	+1490	+0,47	-980	+510
4-6	+2860	+1,03	-2160	+700
6-8	+3890	+1,41	-2950	+940
8-10	+4890	+1,83	-3830	+1060
10-12	+5280	+1,97	-4130	+1150
12-14	+6120	+2,40	-5030	+1090
14-16	+6080	+2,39	-5010	+1070
16-18	+6040	+2,61	-5470	+1170
18-20	+6990	+2,61	-5470	+1220
20-22	+7010	+2,39	-5010	+2000
22-24	+7260	+2,40	-5030	+2230
24-26	+6700	+1,97	-4130	+2570
26-28	+6550	+1,83	-3830	+2720
28-30	+5700	+1,41	-2950	+2750
30-32	+3550	+1,03	-2160	+1390
32-34	+1880	+0,47	-980	+900
INFERIOR				
1-3	-430	-1,29	+2700	+2270
3-5	-1820	-1,82	+3810	+1990
5-7	-2950	-2,26	+4730	+1780
7-9	-3980	-2,69	+5640	+1660
9-11	-4430	-2,83	+5930	+1500
11-13	-5310	-3,24	+6790	+1480
13-15	-5360	-3,31	+6930	+1570
15-17	-5900	-3,54	+7410	+1510
17-19	-6100	-3,49	+7310	+1210
19-21	-6640	-3,54	+7410	+970
21-23	-6530	-3,31	+6930	+400
23-25	-6660	-3,24	+6790	+130
25-27	-5970	-2,83	+5930	-40
27-29	-5690	-2,69	+5640	-50
29-31	-4290	-2,26	+4730	-440
31-33	-2910	-1,82	+3810	-1000
33-35	-950	-1,29	+2700	-1750
DIAGONAIS				
1-2	+1960	+0,61	-1280	+680
2-3	-1320	-0,47	+980	+340
3-4	+1710	+0,65	-1360	+350
4-5	-1160	-0,53	+1110	-50
5-6	+1310	+0,47	-980	+330
6-7	-1450	-0,40	+840	-610
7-8	+1230	+0,53	-1110	+120
8-9	-870	-0,40	+840	-30
9-10	+370	+0,07	-150	+220
10-11	-870	-0,39	+820	-50
11-12	+1020	+0,49	-1030	-10
12-13	-650	-0,43	+900	+250
13-14	-370	0,13	+270	-100
14-15	-620	-0,21	+440	-180
15-16	+670	+0,23	-480	+190
16-17	-450	-0,22	+460	+10
17-18	-180	-0,25	+520	+340
18-19	-840	-0,25	+520	-320
19-20	+180	-0,22	+460	+640
20-21	+100	+0,23	+480	-380
21-22	-90	-0,21	+440	+350
22-23	-520	-0,13	+270	-250
23-24	-350	-0,43	+900	+550
24-25	+720	+0,49	-1030	-410
25-26	-650	-0,39	+820	+170
26-27	-70	+0,07	-150	-220
27-28	-910	-0,40	+840	-70
28-29	+1570	+0,53	-1110	+460
29-30	-1180	-0,40	+840	-340
30-31	-1580	+0,47	-980	+600
31-32	-1450	-0,53	+1110	-340
32-33	+2480	+0,65	-1360	+1120
33-34	-1720	-0,47	+980	-740
34-35	+2630	+0,61	-1280	+1350

IV.5 - TABELA DOS ESFORÇOS FINAIS NAS BARRAS DA ESTRUTURA

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Barra	N <sub>p</sub> real	N <sub>vc</sub> real	N <sub>va</sub> real	(2)+(3)	(2)+(4)
	kg	kg	kg	kg	kg
2-4	- 910	- 510	+ 510	-1420	- 400
4-6	-1430	- 770	+ 700	-2200	- 730
6-8	-1970	- 940	+ 940	-2910	-1030
8-10	-2540	-1180	+1060	-3720	-1480
10-12	-2580	-1250	+1150	-3830	-1430
12-14	-2180	-1150	+1090	-3330	-1090
14-16	-2740	-1110	+1070	-3850	-1670
16-18	-3060	-1000	+1170	-4060	-1890
18-20	-3060	-1000	+1220	-4060	-1840
20-22	-2740	-1110	+2000	-3850	- 740
22-24	-2180	-1150	+2230	-3330	+ 50
24-26	-2580	-1250	+2570	-3830	- 10
26-28	-2540	-1180	+2720	-3720	+ 180
28-30	-1970	- 940	+2750	-2910	+ 780
30-32	-1430	- 770	+1390	-2200	- 40
32-34	- 910	- 510	+ 900	-1420	- 10
1-3	-3840	-1420	+2270	-5260	-1570
3-5	-2980	-1040	+1990	-4020	- 990
5-7	-2500	- 910	+1780	-3410	- 720
7-9	-1620	- 690	+1660	-2310	+ 40
9-11	-1420	- 520	+1500	-1940	+ 80
11-13	-1530	- 580	+1480	-2130	- 50
13-15	-1290	- 460	+1570	-1750	+ 280
15-17	- 890	- 720	+1510	-1610	+ 620
17-19	- 890	- 460	+1210	-1350	+ 220
19-21	- 890	- 720	+ 970	-1610	+ 80
21-23	-1290	- 460	+ 400	-1250	- 890
23-25	-1530	- 580	+ 130	-2130	-1400
25-27	-1420	- 520	- 40	-1940	-1460

Continua

Continuação

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Barra	N <sub>p</sub> real	N <sub>vc</sub> real	N <sub>va</sub> real	(2)+(3)	(2)+(4)
	kg	kg	kg	kg	kg
27-29	-1620	- 690	- 50	-2310	-1670
29-31	-2500	- 910	- 440	-3410	-2940
31-33	-2980	-1040	-1000	-4020	-3980
33-35	-3840	-1420	-1750	-5260	-5590
1-2	-1290	- 650	+ 680	-1940	- 610
2-3	+ 860	+ 370	+ 340	+1230	+1200
3-4	-1090	- 500	+ 350	-1590	- 740
4-5	+ 350	+ 110	- 50	+ 460	+ 300
5-6	- 750	- 230	+ 330	- 980	- 370
6-7	+ 810	+ 200	- 610	+1010	+ 200
7-8	-1020	- 280	+ 120	-1300	- 900
8-9	+ 520	+ 50	- 30	+ 570	+ 480
9-10	- 120	- 210	+ 220	- 330	+ 100
10-11	- 50	- 50	- 50	- 100	- 100
11-12	+ 260	+ 100	- 10	+ 360	+ 250
12-13	- 600	- 270	+ 250	- 870	- 350
13-14	- 660	+ 70	- 100	- 590	- 760
14-15	+ 480	- 20	- 180	+ 460	+ 300
15-16	- 530	+ 40	+ 190	- 490	- 340
16-17	+ 100	- 240	+ 10	- 140	+ 110
17-18	- 90	- 590	+ 340	- 680	+ 250
18-19	- 90	- 590	- 320	- 680	- 410
19-20	+ 100	- 240	+ 640	- 140	+ 740
20-21	- 530	+ 40	- 380	- 490	- 910
21-22	+ 480	- 20	+ 350	+ 460	+ 830
22-23	- 660	+ 70	- 250	- 590	- 910
23-24	- 600	- 270	+ 550	- 870	+ 50
24-25	+ 260	+ 100	- 410	+ 360	- 150

Continua

Continuação

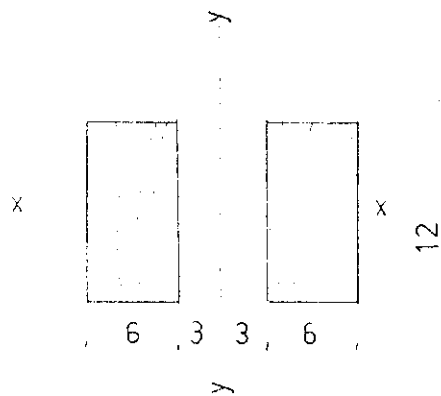
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Barra	N <sub>p</sub> real	N <sub>vc</sub> real	N <sub>va</sub> real	(2)+(3)	(2)+(4)
	kg	kg	kg	kg	kg
25-26	- 50	- 50	+ 170	- 100	+ 120
26-27	- 120	- 210	- 220	- 330	- 340
27-28	+ 520	+ 50	- 70	+ 570	+ 450
28-29	-1020	- 280	+ 460	-1300	- 560
29-30	+ 810	+ 200	- 340	+1010	+ 470
30-31	- 750	- 230	+ 600	- 980	- 150
31-32	+ 350	+ 110	- 340	+ 460	+ 10
32-33	-1090	- 500	+1120	-1590	+ 30
33-34	+ 860	+ 370	- 740	+1230	+ 120
34-35	-1290	- 650	+1350	-1940	+ 60

#### IV.6 - VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES ADOTADAS

Como foi visto, adotou-se para os banzos uma seção composta de 2 peças de  $(6 \times 12) \text{cm}^2$  e, para as diagonais, uma seção T de  $(6 \times 12) + (3 \times 12)$ , de peroba.

##### IV.6.1 - VERIFICAÇÃO DOS BANZOS

O esforço máximo de compressão ocorre na barra 33-35 ou em sua simétrica 1-3, e vale - 5590 kg. Assim



$$J_{xx} = 1728 \text{cm}^4$$

$$J_{yy} = 6264 \text{cm}^4$$

$$S = 144 \text{cm}^2$$

$$l_{fl} = 169 \text{cm}$$

$$i_x = i_{\min} = 3,46 \text{cm}$$

Então o índice de esbeltez vale  $\approx 49$ , classificando-se a peça como intermediária. A tensão admissível neste caso é  $75,6 \text{kg/cm}^2$ , indicando a carga admissível de 10886kg. Desse modo está verificada a seção composta.

Se for considerada, agora, apenas uma peça de  $(6 \times 12) \text{cm}^2$ , ocorre,  $J_{yy} = J_{\min} = 864 \text{cm}^4$

$$S = 72 \text{cm}^2$$

$$i_y = 3,46 \text{cm}$$

$$l_{fl} = 169 \text{cm}$$

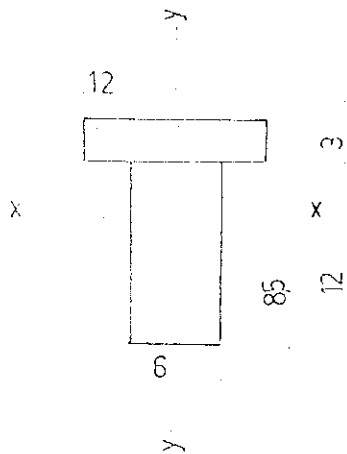
O índice de esbeltez continua 49 e a tensão admissível de flambagem  $75,6 \text{kg/cm}^2$ , dando a carga admissível na peça de 5443kg, contra os 2795kg atuantes. Também está verificada uma peça isolada para os banzos.



Tratando-se de um arco, praticamente não ocorre tração nas barras do banzo. A máxima tração se dá na peça 15-17 com 620kg. Sendo  $135\text{kg}/\text{cm}^2$  a tensão admissível à tração da peroba, a carga admissível nas peças do banzo vale 19440kg. Portanto, verificada a seção para os esforços de tração, os banzos estão plenamente verificados.

#### IV.6.2 - VERIFICAÇÃO DAS DIAGONAIS

O esforço máximo de compressão ocorre na barra 1-2 e vale - 1940kg.



$$\begin{aligned} J_{xx} &= 2241\text{cm}^4 \\ J_{yy} &= 648\text{cm}^4 \\ S &= 108\text{cm}^2 \\ l_{fl} &= 203\text{cm} \\ i_y &= i_{\min} = 2,45 \end{aligned}$$

Então o índice de esbeltez vale  $\approx 83$ , classificando-se a peça como longa. A tensão admissível neste caso é  $33,7\text{kg}/\text{cm}^2$  indicando a carga admissível de 3640kg. Desse modo verificam-se as seções de todas as diagonais.

O máximo esforço de tração ocorre na barra 2-3 e vale +1230kg. A tensão admissível de  $135\text{kg}/\text{cm}^2$  fornece uma carga admissível de 14580kg. Portanto, plenamente verificadas as diagonais.

Justifica-se a adoção de diagonais iguais, embora com relativa folga nos esforços, pelo fato da facilidade construtiva, levando-se em conta a mão de obra não qualificada, frequentemente em serviço na construção civil.

IV.7 - TABELA COMPARATIVA DE RESULTADOS

Apresenta-se a seguir, tabela comparativa entre os resultados dos esforços nas barras calculadas manualmente e através do Programa STRESS.

Na coluna 1 são numeradas as barras; na 2, apresentados os resultados obtidos manualmente para a composição carga permanente - vento "que carrega"; na 3, idem para a composição carga permanente - vento "que alivia"; na 4, os resultados obtidos pelo Programa STRESS para a composição carga permanente - vento "que carrega"; na 5, idem para a composição carga permanente - vento "que alivia".

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Barra	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
2- 4	-1420	- 400	-1613	- 529
4- 6	-2200	- 730	-2545	- 931
6- 8	-2910	-1030	-3290	-1291
8-10	-3720	-1480	-3571	-1533
10-12	-3830	-1430	-3749	-1680
12-14	-3330	-1090	-3874	-1823
14-16	-3850	-1670	-3975	-1797
16-18	-4060	-1890	-3717	-1591
18-20	-4060	-1840	-3717	-1241
20-22	-3850	- 740	-3975	- 850
22-24	-3330	+ 50	-3874	- 421
24-26	-3830	- 10	-3749	- 161
26-28	-3720	+ 180	-3571	+ 119
28-30	-2910	+ 780	-3290	+ 138
30-32	-2200	- 40	-2545	+ 263
32-34	-1420	- 10	-1613	+ 98
1- 3	-5260	-1570	-5245	-1756
3- 5	-4020	- 990	-4026	-1381

Continua

Continuação

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Barra	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
5- 7	-3410	- 720	-3106	- 639
7- 9	-2310	+ 40	-2564	- 226
9-11	-1940	+ 80	-2364	+ 2
11-13	-2130	- 50	-2031	+ 270
13-15	-1750	+ 880	-1922	+ 337
15-17	-1610	+ 620	-1882	+ 295
17-19	-1350	+ 220	-1301	- 44
19-21	-1610	+ 80	-1882	- 409
21-23	-1250	- 890	-1922	- 861
23-25	-2130	-1400	-2031	-1293
25-27	-1940	-1460	-2364	-1631
27-29	-2310	-1670	-2564	-1948
29-31	-3410	-2940	-3106	-3127
31-33	-4020	-3980	-4026	-4444
33-35	-5260	-5590	-5245	-5890
1- 2	-1940	- 610	-2280	- 790
2- 3	+1230	+1200	-1267	+ 594
3- 4	-1590	- 740	-1492	- 739
4- 5	+ 460	+ 300	+ 447	+ 364
5- 6	- 980	- 370	-1207	- 646
6- 7	+1010	+ 200	+ 553	+ 387
7- 8	-1300	- 900	- 647	- 504
8- 9	+ 570	+ 480	+ 83	+ 199
9-10	- 330	+ 100	- 335	- 276
10-11	- 100	- 100	- 307	+ 255
11-12	+ 360	+ 250	+ 393	- 314
12-13	- 870	- 350	- 100	+ 91
13-14	- 590	- 760	- 236	- 53
14-15	+ 460	+ 300	+ 48	- 43
15-16	- 490	- 340	- 38	+ 45
16-17	- 140	+ 110	- 564	- 332
17-18	- 680	+ 250	- 299	+ 358

Continua

Continuação

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Barra	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
18-19	- 680	- 410	- 299	- 392
19-20	- 140	+ 740	- 564	+ 352
20-21	- 490	- 910	- 38	+ 129
21-22	+ 460	+ 830	+ 48	+ 449
22-23	- 590	- 910	- 236	- 533
23-24	- 870	+ 50	- 100	+ 289
24-25	- 360	- 150	+ 393	- 397
25-26	- 100	+ 120	- 307	+ 314
26-27	- 330	- 340	- 335	- 449
27-28	+ 570	+ 450	+ 83	+ 99
28-29	-1300	- 560	- 647	- 195
29-30	+1010	+ 470	+ 553	+ 821
30-31	- 980	- 150	-1207	- 336
31-32	+ 460	+ 10	+ 447	- 34
32-33	-1590	+ 30	-1492	- 7
33-34	+1230	+ 120	-1267	+ 101
34-35	-1940	+ 60	-2280	+ 46

A flecha máxima no centro do vão, calculada normalmente pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais vale 0,97cm e a calculada pelo Programa STRESS: 0,82cm (tal flecha é a obtida pela soma das flechas devidas ao peso próprio e ao vento "que carrega"). A flecha admissível para a estrutura é 7,71cm ( $\frac{l}{350}$ ).

## V. VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES. DETALHES CONSTRUTIVOS

Neste capítulo são feitas as verificações das ligações adotadas no projeto, da terça, e são mostrados detalhes construtivos para perfeita compreensão da concepção estrutural. Mostra-se também um esboço do cálculo dos pilares, tendo em vista as considerações de hiperestaticidade da estrutura e da retração do material usado para sua construção.

### V.1. VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Todas as ligações serão parafusadas e o diâmetro dos parafusos adotado é de 3/4".

Consideram-se as diagonais sendo fixadas nos banzos e o nº de parafusos será para isso calculado. Sabe-se que a capacidade de carga de um parafuso de 3/4" é de 857 kg, para um coeficiente de segurança perto de 10.

Pelos esforços atuantes nas barras diagonais, conforme item IV.5., tem-se que no máximo 2 parafusos para cada elemento são suficientes para sua fixação.

### V.2. VERIFICAÇÃO DAS EMENDAS

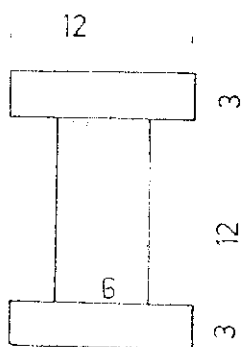
As emendas serão calculadas como parafusadas e considerar-se-á a área de contato entre as peças como elementos resistentes. É bom observar que as emendas foram feitas sobre os nós, de modo a facilitar a mudança das inclinações do arco e economizar parafusos, com o aproveitamento daqueles usados para as ligações das diagonais, trabalhando para as emendas também (ver detalhes adiante).

Foram utilizados quatro parafusos para cada lado da emenda, sendo aproveitadas, para isso, os dois parafusos de ligação das diagonais; mesmo de fácil execução, a aresta de contato pode não resultar perfeita, razão pela

qual, considerou-se que a mesma transmite cerca de metade dos esforços de compressão das peças dos banzos. A outra parcela é transmitida através dos parafusos de 3/4".

### V.3. VERIFICAÇÃO DA TERÇA

Foi adotada para a terça, a seção mostrada ao lado.



Seus componentes são pregados de modo a garantir sua solidarização. Assim, tem-se suas características geométricas

$$J = 10784 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 648 \text{ cm}^3$$

$$S = 192 \text{ cm}^2$$

$$y = 11 \text{ cm}$$

$$b_{\text{min}} = 6 \text{ cm}$$

A terça é calculada como se fosse uma viga simplesmente apoiada. Resiste às cargas:

- peso próprio - 16,32kg/m
- telhas - 26,70kg/m
- vento - 50,70kg/m
- total - 93,72kg/m

Assim, como:

$$a) \sigma = \frac{M}{J} y$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{93,72 \times 6^2}{8} = 421,74 \text{ kg.m} = 42174 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma = \frac{42174}{10784} \times 11 = 43,02 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 135 \text{kg/cm}^2$$

$$b) \tau = \frac{QM_s}{bJ}$$

$$Q = \frac{p\ell}{2} = 93,72 \times 3 = 281,16 \text{kg}$$

$$\tau = \frac{281,16 \times 648}{6 \times 10784} = 2,82 \text{kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 12,1 \text{kg/cm}^2$$

c) Flecha

Tratando-se de madeira, o cálculo da flecha deve ser feito em duas partes.

c.1) Flecha devida à carga permanente (peso próprio e telhas)

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p\ell^4}{E_p \cdot J}$$

$$p = 16,32 + 26,70 = 43,02 \text{kg/m} = 0,4302 \text{kg/cm}$$

$$E_p = \frac{2}{3} \cdot 94.100 = 62733 \text{kg/cm}^2$$

$\ell = 600 - 18 = 582 \text{cm}$  (os 18cm referem-se ao desconto devido aos banzos superiores serem compostos de duas peças de (6x12) separadas de 6cm).

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,4302 \times 582^4}{62733 \times 10784} = 0,95 \text{cm}$$

$$f_p = 0,95 \text{cm}$$

c.2) Flecha devida à carga acidental (vento)

$$f_a = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \ell^4}{E_a \cdot J}$$

$$p = 50,70 \text{kg/m} = 0,5070 \text{kg/cm}$$

$$E_a = 94.100 \text{kg/cm}^2$$

$$\ell = 582 \text{cm}$$

$$f_a = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,5070 \times 582^4}{94100 \times 10784} = 0,74 \text{cm}$$

A flecha total fica:  $0,95 + 0,74 = 1,69 \text{cm}$

A flecha admissível:  $\frac{\ell}{350} = 1,71 \text{cm}$

Dessa forma está verificada a terça adotada no projeto.

#### V.4. ESTIMATIVA DA SEÇÃO DO PILAR

Trata-se, como já visto, de estrutura uma vez hiperestática. Por isso, uma das variáveis de importância para o perfeito funcionamento do vínculo hiperestático, é a rigidez dos pilares. Entretanto, como se trabalha com madeira, outro parâmetro indispensável, e a consideração da retração do material, com a perda de umidade, após o corte da árvore.

A madeira, quando no canteiro de obras, em condições de ser empregada, em geral, ainda apresenta-se com umidade superior ao ponto de saturação (umidade acima da qual a perda d'água na madeira não é acompanhada de diminuição de volume). Com o correr do tempo, a umidade vai gradativamente diminuindo, passa pelo ponto de saturação (ao redor dos 33% de umidade) e tende a adquirir porcentagem de umida



de entre 12 e 15% (umidade de equilíbrio ao ar). Do ponto de saturação até o ponto de equilíbrio ao ar, a perda de umidade é acompanhada do fenômeno da retração. Em estruturas hiperestáticas de madeira (material único com esta característica) este fato é o que regula a análise das deformações ocorridas nos elementos estruturais de vinculação.

Desse modo, em estruturas hiperestáticas de madeira os pilares (muitas vezes de concreto) são calculados pela composição das condições de retratibilidade do material e das cargas a serem aplicadas pela estrutura.

Assim, considerando-se:

- retração da peroba, no sentido axial, entre as porcentagens de umidade compreendidas entre o ponto de saturação (33%) e o ponto de equilíbrio ao ar = 0,3%.

- comprimento do banzo inferior do arco = 28,6 metros.

- deslocamento dos pilares "para dentro" devido ao encurtamento do banzo = 8,55cm, ou seja, 4,28cm para cada pilar.

- em função da altura do pilar, a sua rigidez varia. Para o caso de um pé-direito de 4 metros, tem-se, (conhecendo-se a resultante na extremidade do pilar igual à soma das parcelas devidas ao peso próprio = 3759,58kg e ao vento de pressão = 3259,15kg), considerando o pilar en-  
gastado - livre

$$f = \frac{p \ell^3}{3EJ}$$

f = deslocamento no pilar, devido à retração das peças de madeira = 28,6 x 0,3% = 4,29cm por pilar.

p = resultante na extremidade do pilar = 7018,73 kg.

$\ell$  = pê-direito, no caso = 4 metros = 400 centímetros

E = módulo de elasticidade do concreto, adotado no caso,  $210.000 \text{ kg/cm}^2$

J = procurado

$$J = \frac{p\ell^3}{3Ef} = \frac{7018,73 \times 400^3}{3 \times 210.000 \times 4,29}$$

$$J = 166.203 \text{ cm}^4$$

Adotando-se, por facilidade construtiva, uma das dimensões do pilar = 30 centímetros, tem-se que, se para a outra aresta, forem adotados 40 centímetros, o momento de inércia será da ordem de  $160.000 \text{ cm}^4$ , em condições portanto de satisfazer às condições de carga e de retratibilidade.

Para um pê-direito de 5 metros, um pilar de aproximadamente  $(30 \times 50) \text{ cm}^2$  seria suficiente, e para 6 metros,  $(30 \times 60) \text{ cm}^2$ .

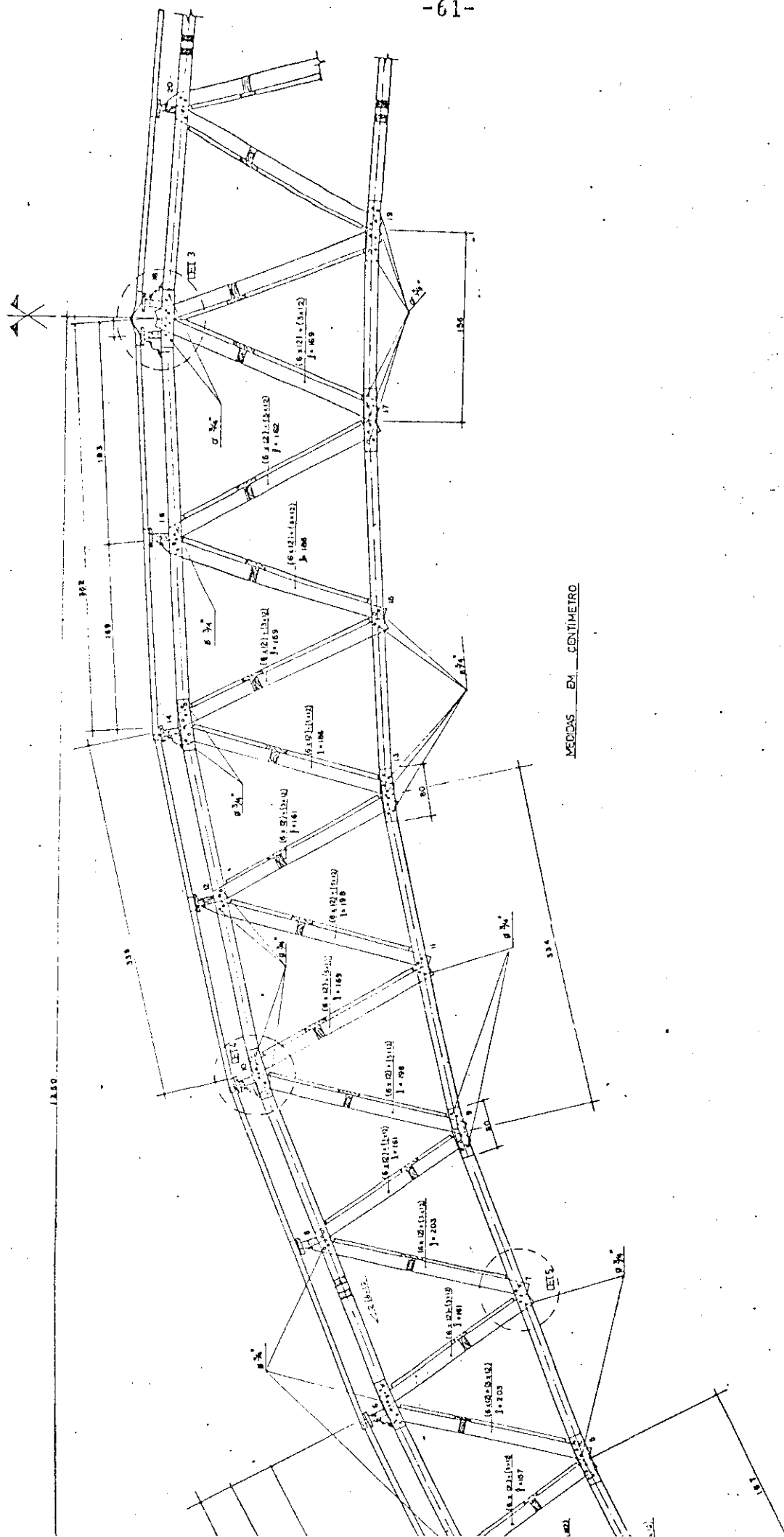
Obs.: tratam-se de dimensões mínimas. O cálculo do pilar à flexo-compressão, se consideradas algumas excentricidades construtivas, pode aumentar ligeiramente. Isto, porém, foge aos objetivos do trabalho. A determinação das dimensões mínimas bastam, pois sabe-se que, via de regra, os pilares, em construções de tal porte, são cintadas e, a sua meia altura, travejados com cintas de amarração. Tais providências tornam, os pilares, elementos estruturais menos críticos, portanto com chances de terem suas dimensões reduzidas.

#### V.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram apresentadas neste capítulo, as verificações mais importantes, deixando claro que o projeto é per-

feitamente viável - todos os elementos básicos foram verificados e não necessitaram de reforços em relação às seções admitidas em ante-projeto - e econômico - para estruturas desse vão é a que apresenta menos consumo de material, conclusão obtida de estudo comparativo de consumo, realizado no decorrer deste trabalho.

Os elementos cujas verificações de resistência ou estabilidade foram omitidos (peças de contraventamento e travejamento, por exemplo) podem ser facilmente calculados, não apresentando qualquer dificuldade ou novidade digna de um tratamento mais alongado, nesta altura. Importando a estrutura e seus vínculos, foram os mesmos, verificados. Na continuação, a experimentação será o complemento lógico para que as observações oriundas do cálculo teórico possam ser confirmadas ou não, através dos ensaios.



Arco Treliçado - vão: 27 metros

DETALHE 1

ESCALA 1:10

CORTE AA

banzos

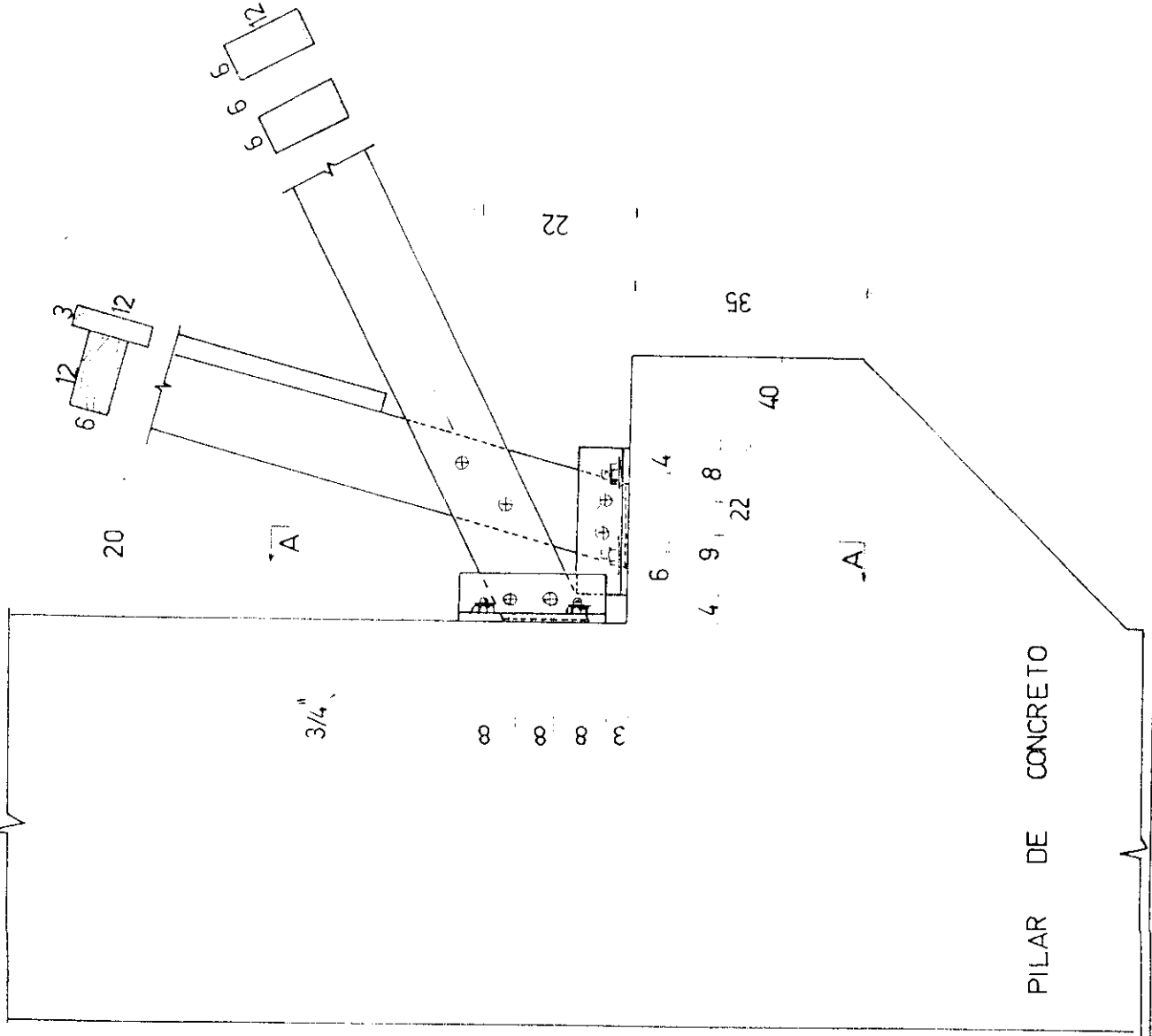
diagonal

35

enchimento

22

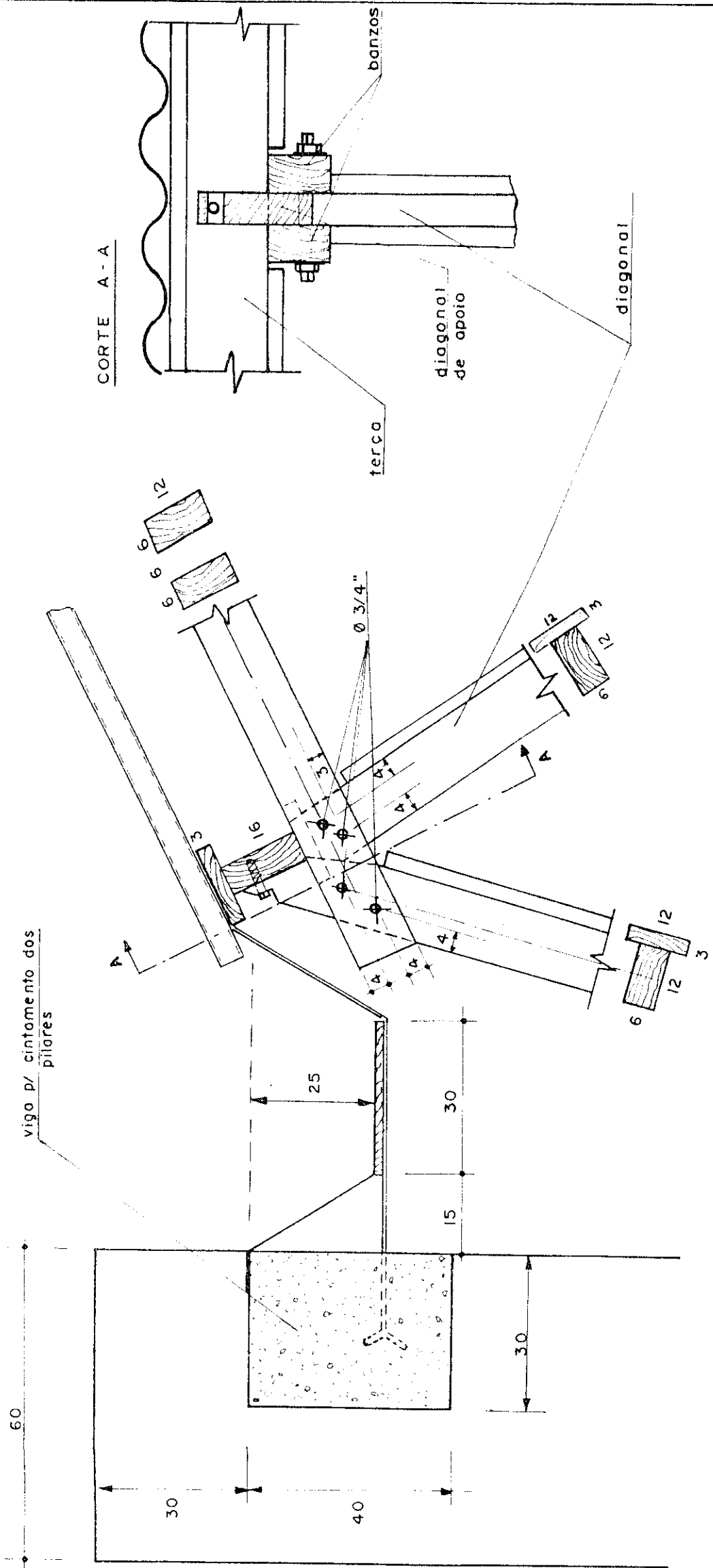
L 3"x3"x3/8"

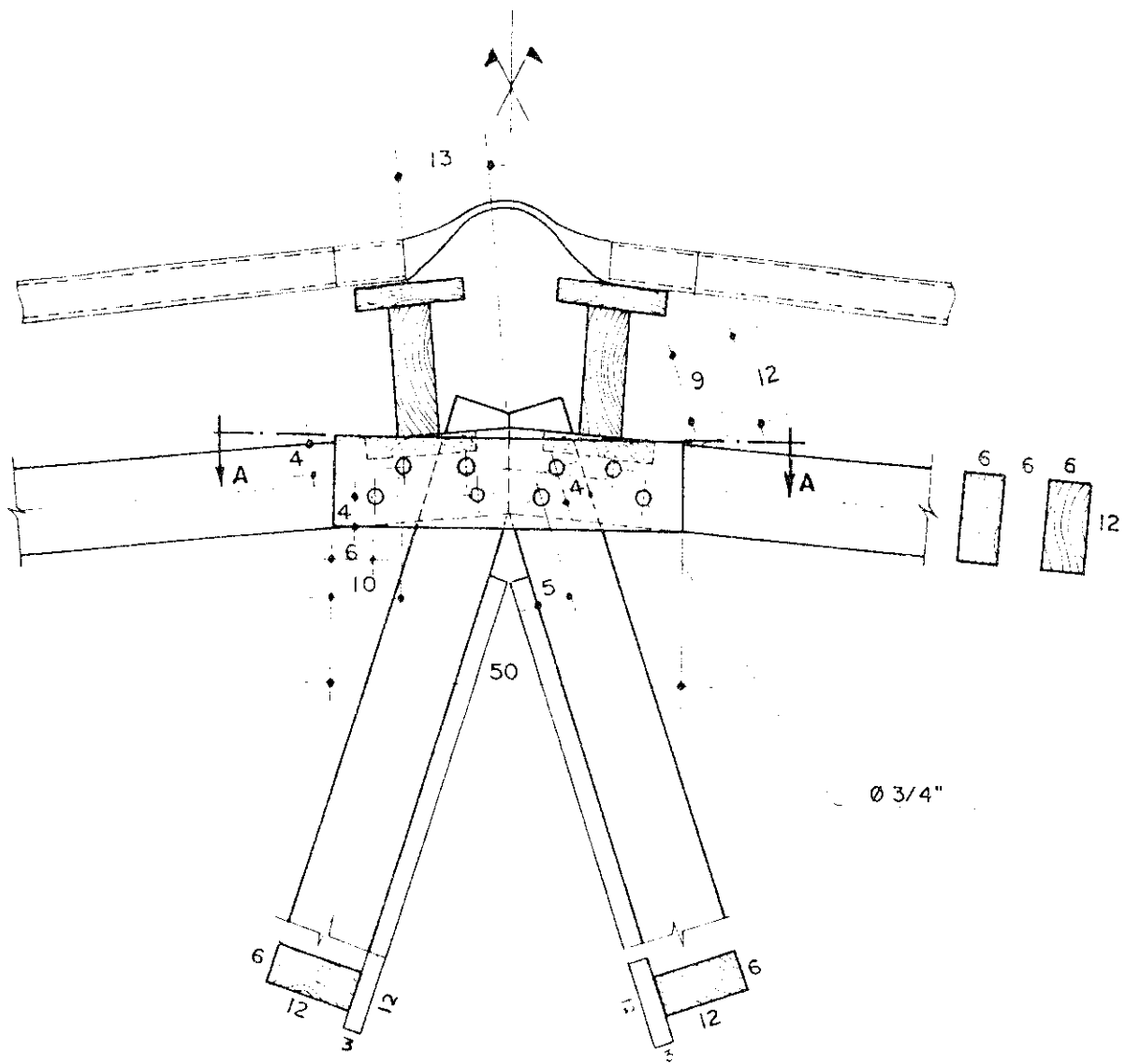


PILAR DE CONCRETO

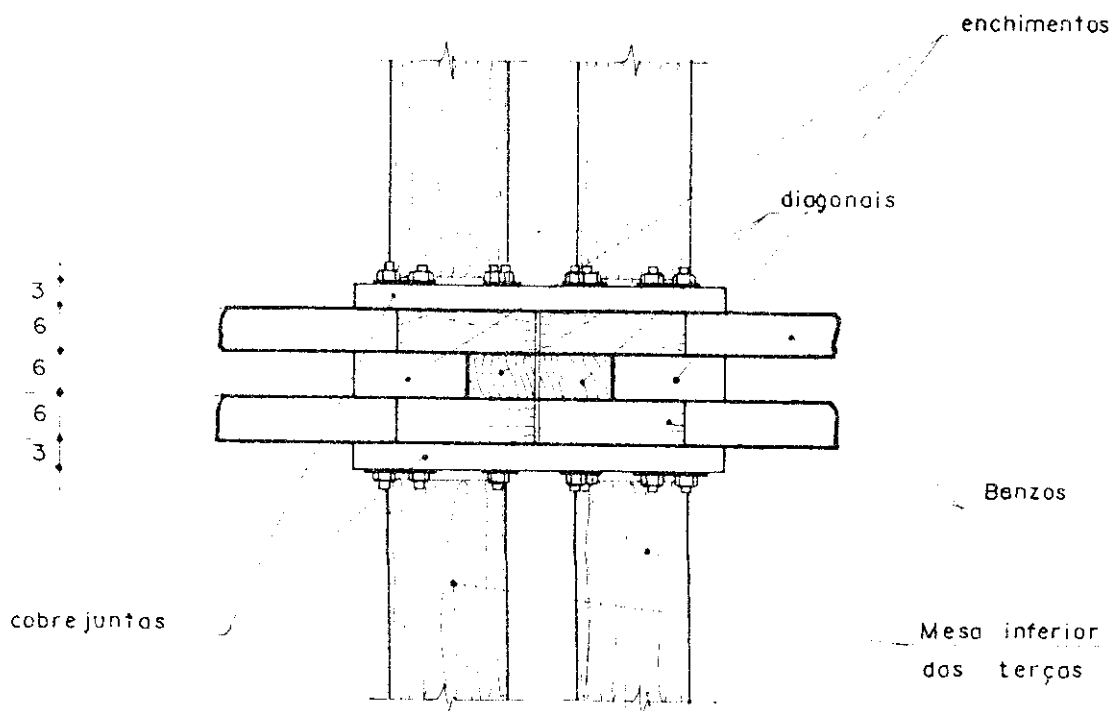
DETALHE 2

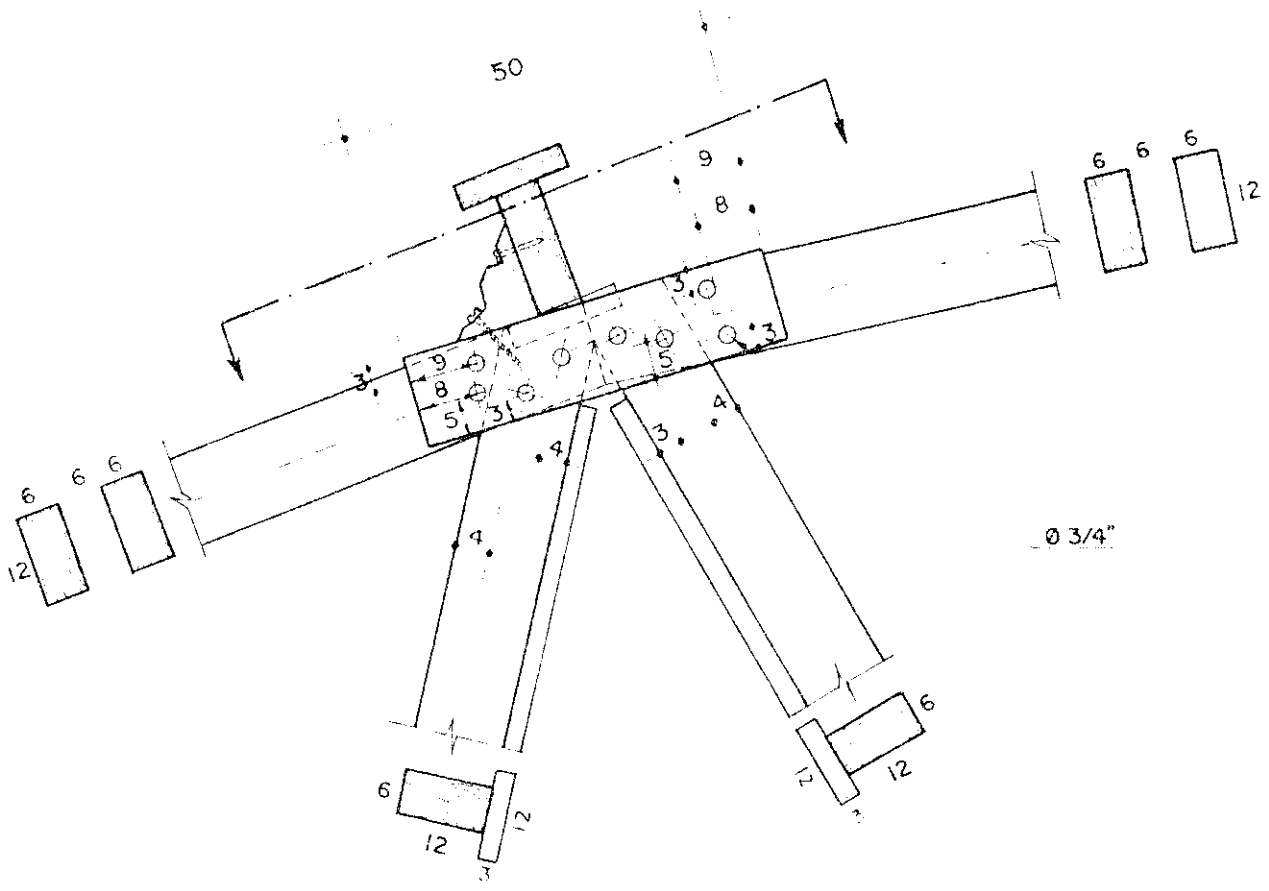
ESCALA 1:10



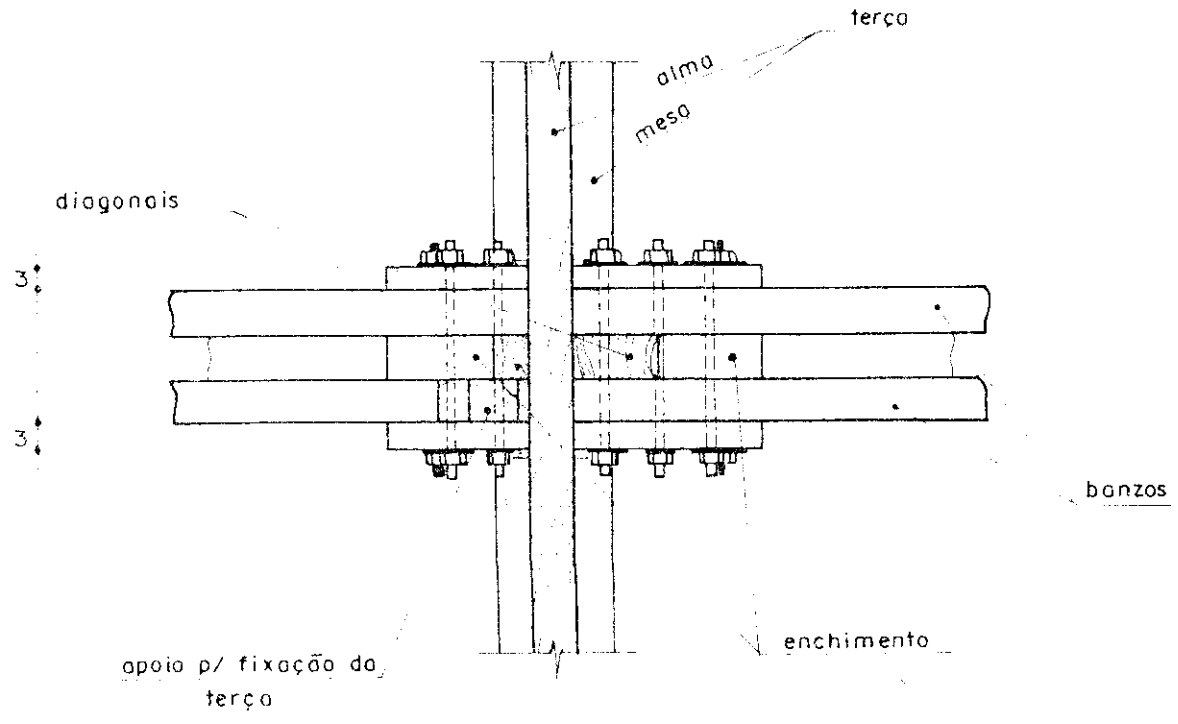


CORTE A-A

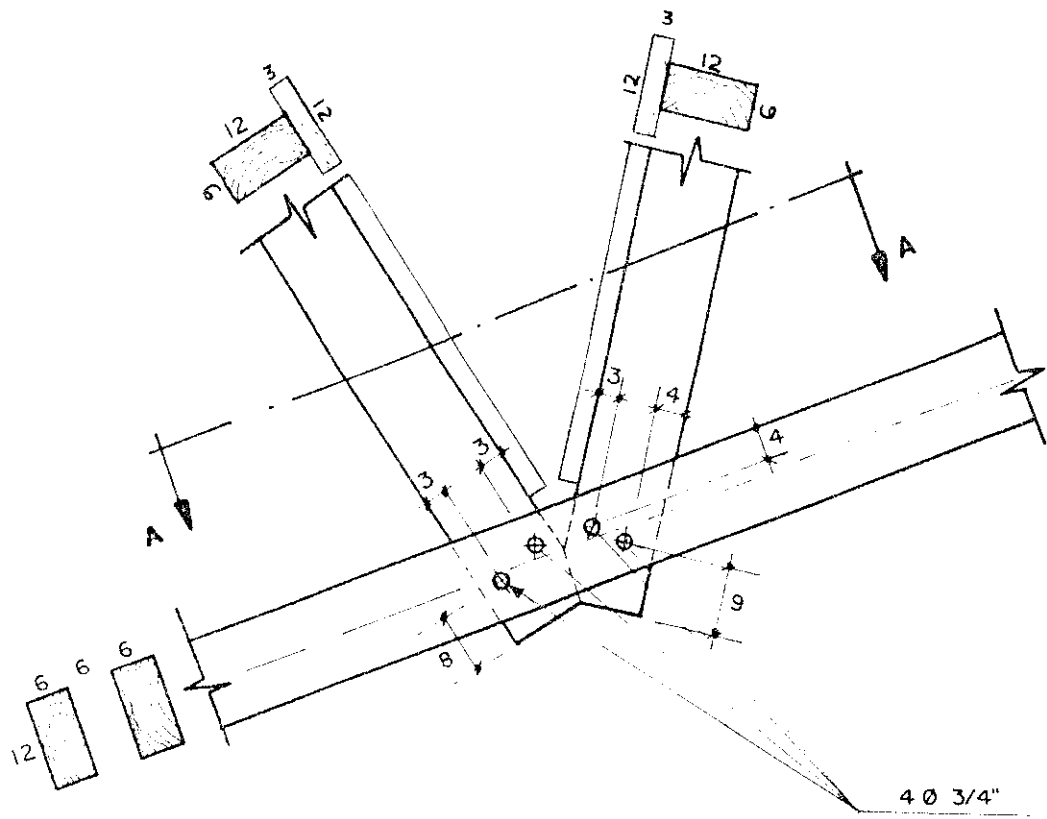




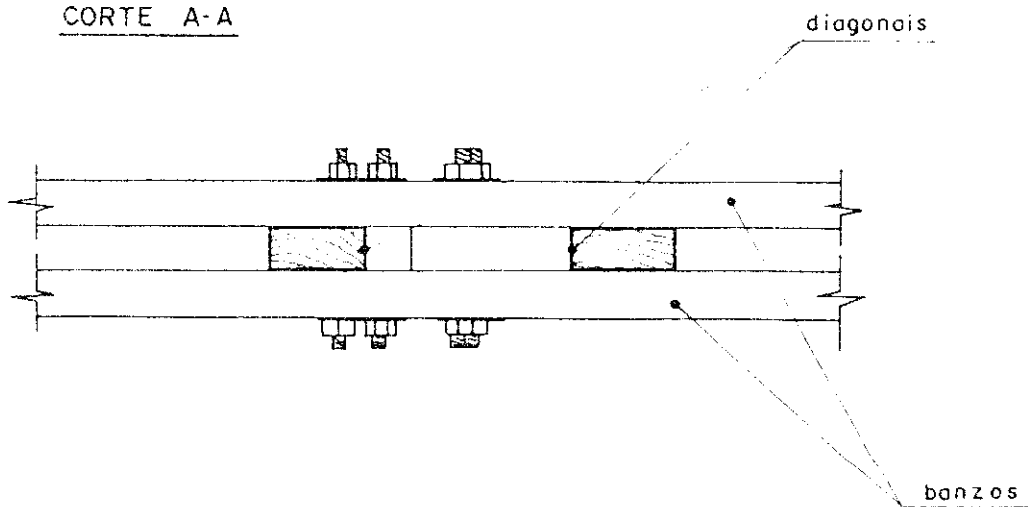
CORTE A-A







CORTE A-A



## VI. ESTUDO DO MODELO REDUZIDO

Resolvida e dimensionada a estrutura real, passou-se a analisar seu modelo reduzido, abordando os aspectos fundamentais de sua concepção, montagem e ensaios.

Os equipamentos e o espaço físico disponíveis no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) EESC, permitiram que fosse adotado uma escala pouco reduzida (1:3) para os modelos tornando os resultados sobre eles obtidos, de análise mais rápida e de representatividade evidentemente mais consistente.

Imaginou-se a seguinte sequência para os ensaios, uma vez definidos os detalhes preliminares como acima exposto:

a) ensaios preliminares do material com que seriam construídos os dois modelos da estrutura. As razões pelas quais foram construídos dois modelos estão relacionadas com a necessidade de verificar o comportamento da estrutura de duas formas: com as diagonais reforçadas e seu reforço (pelo projeto inicial, apenas algumas diagonais necessitaram reforços). Assim, para que não se desconhecêssem parâmetros responsáveis pela eventual variação dos esforços nas barras, todas as barras tiveram seus módulos de elasticidade determinados. O módulo de elasticidade é a característica mais representativa da madeira.

b) montagem do arco número 2. Este arco teve as diagonais sem reforços e as peças foram dispostas aleatoriamente ao longo da estrutura. Isto quer dizer que em posições de maior solicitação, podiam ser colocadas peças com módulo de elasticidade alto, e vice-versa. A montagem desta estrutura consumiu 11 horas de trabalho de duas pessoas (autor e um bolsista auxiliar).

c) montagem do arco número 1. Este arco teve as diagonais reforçadas e suas peças foram dispostas de acordo com as solicitações nas barras. Nos pontos críticos foram

empregadas as peças de maior módulo de elasticidade, assim por diante. Esta providência visou a dois pontos: exame da possibilidade de se estabelecer, em estudo mais aprofundado, um ensaio de obra que possa fornecer o módulo de elasticidade das peças a serem utilizadas na estrutura em construção; e verificação do real coeficiente de segurança da estrutura construída com peças ensaiadas. A montagem do arco número 1 consumiu 10 horas de trabalho de dois auxiliares de laboratório.

d) montagem dos ensaios. Os modelos foram colocados a 1,20 metros de distância, um do outro, para que fosse possível um contraventamento mútuo. Este foi simulado através das terças, de fios de arame em lugar das barras de aço e de peças de madeira travando o banzo inferior.

e) ensaio dos modelos, com aplicação das cargas representando o peso próprio e o vento de pressão, nos nós do banzo superior de cada uma das estruturas em modelo reduzido. Ao todo 16 pontos de carga foram considerados, aplicados pela distribuição de 4 macacos hidráulicos.

f) análise da substituição dos apoios fixos por tirantes de aço. Sabe-se que foram utilizados tirantes de aço de 3/4" em lugar da construção dos pilares. Analisada a influência desta alternativa adotada concluiu-se que os erros seriam desprezíveis (em torno de 2 a 2,5%), sendo que a estrutura com tirante teria esforços ligeiramente maiores. Foi adotada esta solução acompanhando sugestão de Cordovil e Hellmeister, definida em estudo anterior, com sucesso na consecução dos ensaios de pórticos maciços biarticulados de madeira. No presente trabalho, tal solução mostrou-se igualmente prática e satisfatória.

g) análise dos resultados obtidos. Foram comparados os resultados obtidos, para os esforços nas estruturas em modelo reduzido, das seguintes formas: cálculo manual, utilizando Cremona e Processo dos Esforços; programa STRESS e experimentalmente. Isto foi realizado para os dois mode-

los. De estudos anteriores sabia-se que a semelhança entre os resultados obtidos manualmente e os obtidos do STRESS é patente, daí a sua realização neste trabalho, para confirmar os dados conhecidos.

h) conclusões finais. Neste ponto consideram-se: módulos de elasticidade e suas variações em peças de madeira; coeficiente de segurança da estrutura construída com peças ensaiadas ou não; comportamento do arco treliçado, tendo em vista a originalidade de sua geometria; consumo de material do arco em questão com outras estruturas usuais de madeira.

#### VI.1 - ALGUMAS CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS REDUZIDOS

- vão livre = 9,0 metros
- espaçamento entre terças = 0,57cm
- espécie de madeira, peroba rosa: = 900kg/m<sup>3</sup>
- equação do arco parabólico

$$y = \frac{4f}{1} x \left(1 - \frac{x}{1}\right)$$

- flecha =  $\frac{1}{7}$  = 1,29 metros
- espaçamento entre banzos = 0,50 metros
- coordenadas dos nós dos modelos reduzidos:

Nº	X	Y
1	0,00	0,00
2	0,15	0,67
3	0,49	0,25
4	0,70	0,91
5	0,98	0,50
6	1,20	1,48
7	1,48	0,70

Continua

Continuação

N <sup>o</sup>	X	Y
8	1,73	1,33
9	2,02	0,92
10	2,27	1,52
11	2,55	1,05
12	2,83	1,65
13	3,10	1,20
14	3,38	1,75
15	3,65	1,27
16	3,93	1,80
17	4,22	1,32
18	4,50	1,83
19	4,78	1,32
20	5,07	1,80
21	5,35	1,27
22	5,62	1,75
23	5,90	1,20
24	6,17	1,65
25	6,45	1,05
26	6,73	1,52
27	6,98	0,92
28	7,27	1,33
29	7,52	0,70
30	7,80	1,48
31	8,02	0,50
32	8,30	0,91
33	8,51	0,25
34	8,85	0,67
35	9,00	0,00

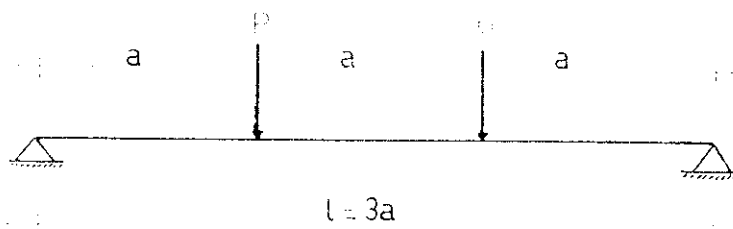
## VII - ENSAIOS PRELIMINARES

### VII.1 - GENERALIDADES

Um dos aspectos que mais preocuparam o autor, foi aquele que se referiu ao módulo de elasticidade das barras que comporiam o modelo reduzido do arco em estudo. Sabe-se que o módulo de elasticidade ( $E$ ) varia de peça para peça, mesmo entre as retiradas da mesma árvore.

Normalmente, adota-se um  $E$  médio, para cada espécie de madeira, e, desse modo todas as barras de uma estrutura são consideradas com essa mesma característica. Com isso, corre-se o risco de se utilizarem peças mais fracas em posições mais críticas, e peças de melhor capacidade em posições de pouca solicitação, se não houver uma classificação da madeira a ser empregada em uma determinada estrutura. Por esse motivo, toda madeira que comporia os modelos foi ensaiada não destrutivamente para a determinação e efetiva dos seus módulos de elasticidade.

O MB-26 (Método Brasileiro para ensaios de madeiras nacionais) adota o módulo de elasticidade à flexão para caracterizar as diversas espécies de madeira. Por isso, todas as peças foram ensaiadas à flexão simples, segundo o esquema abaixo (cortante nula no trecho central).



O ensaio consistiu de 2 unidades da flecha no ponto médio do vão: a primeira com a peça sem carga e a segunda com uma carga P igual a 2kg, de forma tal que para uma variação de carga correspondente a 2kg foi possível registrar a respectiva variação de flecha.

O módulo de elasticidade foi obtido através da fórmula:

$$E = \frac{\Delta P \cdot a}{24 \cdot \Delta f \cdot J} \cdot (3\ell^2 - 4a^2)$$

É claro que as dimensões a e ℓ se alternam a cada grupo de peças a serem ensaiadas, embora dentro de um intervalo relativamente pequeno (80 a 100cm).

## VII.2 - MATERIAL ENSAIADO

Foram ensaiadas peças retiradas de sete vigotas de peroba rosa de seção transversal  $(6 \times 16) \text{cm}^2$ . Todavia, visando a uma comparação posterior de resultados, antes de serem retiradas as peças para a montagem do modelo reduzido, as vigotas foram ensaiadas não destrutivamente à flexão. Os resultados foram:

VIGA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE ( $\text{Kg/cm}^2$ )
01	147490
02	114940
04	95010
06	106440
07	121570
08	110450
09	101710

Uma vez ensaiadas as vigotas inteiras, estas foram serradas em diversas peças, de dimensões para uso nos modelos reduzidos.

Prontas as peças, foram deixadas durante aproximadamente sessenta dias ao ar para que sua umidade se colocasse num estágio, ao menos próximo, de madeira seca ao ar. Depois desse tempo, cada uma das peças foi ensaiada à flexão, não destrutivamente, para o conhecimento de seu E. Os resultados obtidos desses ensaios foram os que seguem:

VIGA 01

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kg/cm <sup>2</sup> )
01	144050
02	188180
03	162000
04	162180
05	134330
06	154560
07	150500
08	96730
09	146550
10	169120
11	116260
12	118080
13	165440
14	152850
15	173020
16	146440
17	149420
18	159570
19	129470
F médio Viga 01	148360



VIGA 02

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kg/cm <sup>2</sup> )
01	89590
02	127160
03	123870
04	129880
05	121610
06	120370
07	75280
08	118070
09	129470
10	75550
11	111120
12	130280
13	115130
14	86050
15	148990
16	139950
17	125700
18	113820
19	119770
20	97790
21	154450
22	126790
23	148800
24	101320
25	126950
26	122430
27	108550
28	119580
29	82130
30	103830
31	104700
32	85980
33	91050
F. médio da Viga 02	114730

VIGA 04

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kg/cm <sup>2</sup> )
01	76770
02	93230
03	98240
04	70820
05	65730
06	92280
08	56750
09	56250
10	88700
11	114200
12	57460
13	107480
14	66200
15	82310
17	108760
18	80140
19	80850
20	62580
21	95170
22	52810
23	56750
F médio da Viga 04	78260

VIGA 06

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE
01	94150
02	92160
03	83840
04	91060
05	113890
06	100480
07	128320
08	151420
09	105130
10	128190
11	105460
12	97040
13	125610
14	106840
15	109680
16	116620
17	105180
18	115700
19	110060
20	68300
21	81890
22	86280
23	114770
24	120720
25	96710
26	71240
27	92110
28	110060
F médio da viga 06	104390

VIGA 07

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE
01	108330
02	123740
03	115640
04	109940
05	119030
06	120450
07	120670
08	123710
09	114680
10	122480
11	116365
12	124330
F médio da viga 07	118270

VIGA 08

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE
01	101350
02	118280
03	117530
04	106750
05	130280
06	126380
07	113010
08	117270
09	59820
10	68220
11	129030
12	122930
13	151480
14	139050
15	152410
F médio da viga 08	116250

VIGA 09

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE
01	71520
02	70540
03	68000
04	98200
05	102200
06	128010
07	82220
08	129840
09	100670
10	110670
11	97830
12	110330
13	89290
14	98060
15	113370
E médio da viga 09	98090

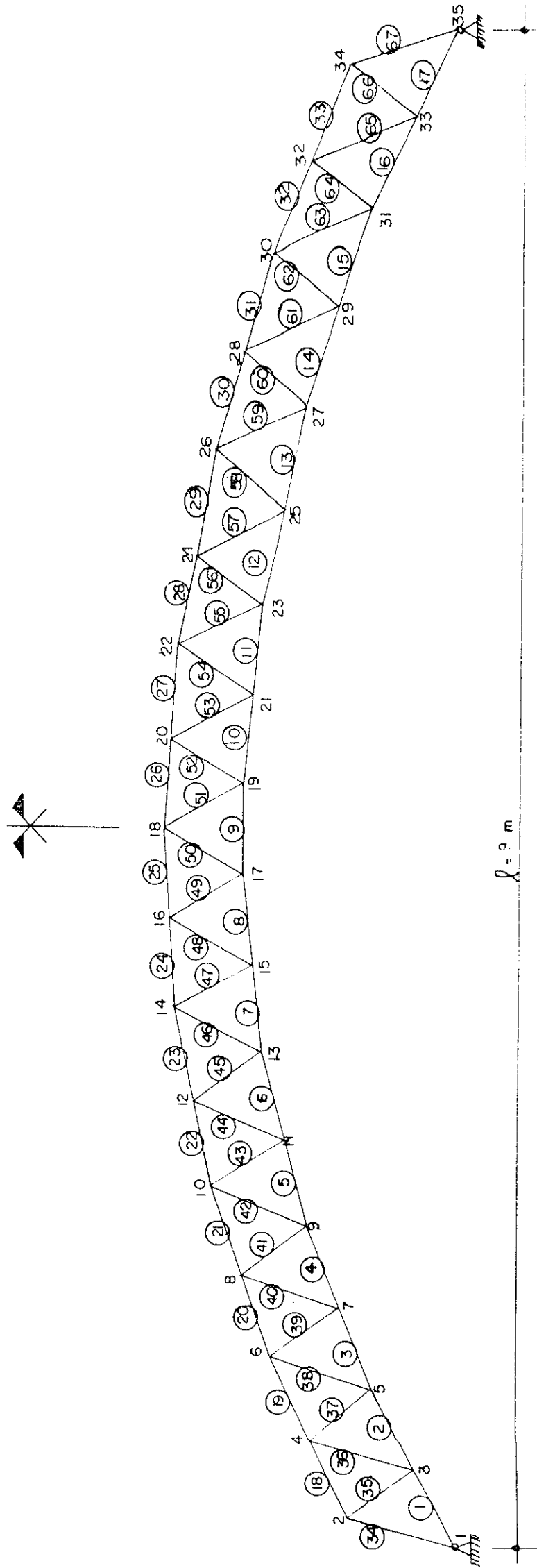
Observe-se que o E médio das peças retiradas de cada viga foi muito próximo ao E da viga inteira previamente ensaiada.

Com as peças retiradas das sete vigas acima descritas foi construído o arco modelo número 1. De propósito, as peças com módulo de elasticidade mais elevado foram colocadas nas posições onde as solicitações eram mais altas, assim sucessivamente, até que a estrutura ficasse completa. Pelos esforços calculados, apenas algumas diagonais do modelo necessitavam de uma peça de reforço de  $(1 \times 4) \text{cm}^2$ . Para efeito de uniformizar as seções das diagonias, todas elas receberam o reforço citado, ficando, em vários casos, superdimensionadas.

Na figura 6, tem-se a representação do modelo do arco em estudo, através dos eixos das suas barras, a numeração dos seus nós e suas barras.

FIG. - 6

ESQUEMA GERAL DA ESTRUTURA  
ARCO TRELICADO DE MADEIRA - esc. 1:100



Abaixo, relacionam-se algumas outras características do modelo, tais como, área das seções transversais das barras e momento de inércia.

- Barras dos banzos: 2 peças de  $(2 \times 4) \text{ cm}^2$ , perfazendo um total de  $16 \text{ cm}^2$  de seção transversal e  $21,33 \text{ cm}^4$  de momento de inércia mínimo.

- Barras diagonais: 1 peça de  $(2 \times 4) \text{ cm}^2$  mais uma de  $(1 \times 4) \text{ cm}^2$  de reforço, perfazendo um total de  $12 \text{ cm}^2$  de seção transversal e  $8 \text{ cm}^4$  de momento de inércia mínimo.

Em seguida, imaginou-se a possibilidade de se construir um segundo modelo reduzido do arco em estudo, que diferisse do modelo 1 em apenas dois pontos:

1º) - Todas as diagonais seriam construídas sem a peça de reforço. O intuito dessa medida foi o de ratificar a hipótese do coeficiente de segurança ser bastante elevado para peças estruturais de madeira.

2º) - As peças que iriam compor o modelo número dois (2) também seriam ensaiadas não destrutivamente para a obtenção de seus módulos de elasticidade, mas seriam dispostas aleatoriamente ao longo da estrutura, independentemente das posições mais solicitadas. Com isso, pretendeu-se obter resultados para posterior comparação com os dados do modelo número 1, cujas peças foram dispostas conforme o já comentado.

A seguir são apresentados os dados obtidos das peças ensaiadas para a construção do arco número dois.

PEÇA Nº	MÓDULO DE ELASTICIDADE
01	89210
02	118920
03	117260
04	127340

05	122610
06	124760
07	130550
08	111630
09	114630
10	117100
11	123020
12	107500
13	98690
14	118840
15	89300
16	114800
17	117750
18	71700
19	123420
20	119100
21	101220
22	112380
23	88040
24	110870
25	85690
26	110860
27	77040
28	95600
29	95370
30	112250
31	103490
32	94980
33	86040
34	80350
35	86080
36	76910
37	106690
38	64970
39	74800
50	90600



51	112110
52	113250
53	162680
54	131510
55	77330
56	116840
57	102660
58	111610
59	78850
60	96240
61	98960
62	89880
63	88040
64	94400
65	78040
66	120192
67	101360
68	85150
69	100020
70	102770
71	106070
72	100980
73	118440
74	96040
75	105010
76	80530
77	95100
78	91620
79	79180
80	88520

Na figura 6, tem-se a representação do modelo do arco em estudo, através dos eixos das suas barras, a numeração dos seus nós e a incidência de suas barras.

Abaixo, são relacionadas algumas outras características do modelo número dois, como a área das seções transversais das barras e momento de inércia :

- Barras dos banzos: 2 peças de  $(2 \times 4) \text{ cm}^2$ , perfazendo um total de  $16 \text{ cm}^2$  de seção transversal e  $21,33 \text{ cm}^4$  de momento de inércia mínimo.

- Barras diagonais: 1 peça de  $(2 \times 4) \text{ cm}^2$ , totalizando  $8 \text{ cm}^2$  de seção transversal e  $2,67 \text{ cm}^4$  de momento de inércia mínimo.

## VIII - ENSAIOS PRINCIPAIS

### VIII.1 - CONSTRUÇÃO DOS MODELOS REDUZIDOS EM ESCALA 1:3

Ensaaiadas as peças para o modelo 2, imediatamente passou-se à sua construção, com a finalidade de se conseguir uma estrutura com madeira de umidade eterada, pois todos os dados relativos às características mecânicas das madeiras são referidos à umidade de 30 a 35% (madeira verde).

Como foi visto, o modelo 2 teve suas peças dispostas sem qualquer critério. Adotou-se um gabarito, marcado no chão, que fornecia as coordenadas de todos os nós da estrutura. Para facilitar a construção, as emendas entre as barras eram feitas sobre os nós, com visível economia de material. Havia a necessidade de serem executados pequenos chanfros nas barras dos banzos, de forma a permitir que duas barras adjacentes ficassem perfeitamente faceadas e as ligações funcionassem do modo mais satisfatório possível. O mesmo ocorreu com as barras diagonais, que deveriam ser cortadas de tal forma a não ocorrerem saliências, em relação aos banzos, dada a presença das terças se apoiando diretamente sobre os nós.

Os parafusos necessários foram feitos nas oficinas do LAMEM e na Oficina Mecânica da EESC, utilizando-se aço de construção do tipo CA-50A, liso. As barras de aço foram cortadas nas dimensões requeridas para os parafusos e receberam rosca nas duas extremidades, tornando-se, depois dessas operações, em parafusos passantes, que devem levar uma arruela e uma porca em cada extremidade para sua perfeita fixação.

Pronto o modelo 2, passou-se à construção do mode

lo número 1, cuja madeira já se encontrava em umidade próxima à umidade da madeira seca ao ar (em torno de 15%). Tal modelo foi construído de modo semelhante ao anterior, com a única diferença que as peças ensaiadas tinham posições pré-estabelecidas. Todas as peças foram ligeiramente chanfradas e os parafusos do modelo foram feitos de maneira idêntica e com o mesmo material utilizado para os parafusos do modelo 2.

Construídos os dois modelos, os mesmos foram instalados em sua posição de ensaio. Foram colocadas barras transversais representando as terças da estrutura e outras barras correspondentes às peças de contraventamento. As barras de aço que completam o sistema de contraventamento horizontal no arco real foram representadas, nos modelos, por fios cujo diâmetro se manteve na escala 1:3. O espaçamento projetado entre estruturas foi de 6,00 metros, resultando a necessidade de serem usados 2,00 metros entre os modelos reduzidos. Porém tal dimensão não foi possível de ser obtida, dada a largura da viga de reação existente no LAMEM. Conseguiu-se um espaçamento de 1,20 metros. Tal aproximação não levou a qualquer distorção, tendo em vista que o carregamento seria aplicado diretamente na estrutura e não através das peças, como na realidade.

Nessa altura, os modelos já se encontravam posicionados e prontos para receberem o carregamento, cuja aplicação seria feita de acordo com o que se segue.

#### VIII.2 - MONTAGEM DO ENSAIO DOS MODELOS REDUZIDOS

Conforme pode ser notado através do desenvolvimento do projeto do arco, este foi concebido pensando-se na possibilidade de ensaiá-los de modo convincente. Desde o número e o espaçamento entre os nós do banzo superior (que levaram a um vão livre total de 27,00 metros) tudo foi planejado da melhor forma para que os equipamentos e dispositivos disponíveis fossem empregados em sua totalidade e na plenitude de sua capacidade.

O esquema adotado para o carregamento (e já utilizado inúmeras vezes, no LaMEM, em ensaios de estruturas em modelo reduzido) consistiu da instalação de quatro macacos hidráulicos (de capacidade nominal de 5 toneladas) na viga de reação existente no LaMEM. Fixados os macacos, passou-se à montagem do sistema de distribuição de cargas, pois já se havia determinado que cada macaco seria responsável pelo carregamento de quatro nós adjacentes, perfazendo um total de 16 nós carregados. O nó de cumieira não foi carregado, nos modelos reduzidos, pois a simetria da estrutura levou a um número ímpar de nós (17) que não poderiam ser carregados simultaneamente com o sistema de distribuição adotado.

A leitura dos carregamentos foi feita de equipamentos Kiowa. Os macacos hidráulicos foram dotados de células de carga, calibradas de modo a ser possível determinar o carregamento aplicado em função das deformações sofridas pelas células, deformações estas que eram medidas por intermédio de dois Strain Gages instalados no interior das próprias células.

Para que cada macaco carregasse igualmente quatro nós, houve a necessidade de se empregarem vigas de aço com perfil I de 4", de diversos comprimentos, um para cada estágio de distribuição; barras de aço de 1/2" e 5/8", perfis circulares, porcas e parafusos, cujo peso total atingiu 230 kg. Este peso, para efeito do cálculo das deformações e tensões atuantes, foi considerado como uniformemente distribuído ao longo de todo o comprimento do arco, concentrando-se em cada nó, o equivalente ao seu comprimento de influência.

A simulação dos apoios fixos foi feita através de dois tirantes de aço de 3/4" que foram dotados de um anel dinamométrico de capacidade de 5 t para medir o esforço horizontal atuante.

Estudos anteriores realizados por Cordovil e Hellmeister mostraram que o máximo erro oriundo da aproximação: apoios fixos-tirantes é de apenas 2%, o que, em termos de ensaios de laboratório do tipo em questão, é desprezível.

Dessa forma, foi completada a montagem do modelo reduzido número 2 e dos dispositivos de ensaio. Restava sua realização, e esta teve que ser imediatamente efetuada pois não eram desejáveis alterações sensíveis na unidade da madeira desse modelo.

### VIII.3 - ENSAIO DO MODELO REDUZIDO NÚMERO 2

#### VIII.3.1 - INSTALAÇÃO DE APARELHOS MEDIDORES DE DEFORMAÇÃO

Nesta altura, passou-se à instalação dos aparelhos medidores de deformações em diversas barras da estrutura modelo número 2. Foram empregados: relógios comparadores mecânicos com precisão de centésimo de milímetro e de milésimo de milímetro das seguintes marcas: Mitutoyo e Käefer; transdutores indutivos com precisão de milésimo de milímetro da marca Hewlett Packard. Ao todo foram instalados 13 relógios comparadores com precisão de centésimo de milímetro, 7 relógios comparadores com precisão de milésimo de milímetro e 8 transdutores indutivos prefazendo 28 pontos de leitura, sendo 3 deles destinados à medição das flechas da estrutura.

A leitura dos relógios comparadores foi feita diretamente. As leituras das deformações medidas pelos transdutores foi efetuada com o auxílio de um voltímetro digital, também de marca Hewlett Packard. O processo consistiu em transformar a leitura em volts dada pelo voltímetro digital em valores lineares, correspondentes ao deslocamento da haste do transdutor em relação ao seu corpo. A constante de transformação foi de 1 volt por milímetro ou 1 milivolt para cada milésimo de milímetro (tudo de acordo com os dados fornecidos pelo fabricante nos folhetos explicativos que acompanham os transdutores).

Foram instalados relógios comparadores de centésimo de milímetro nas barras 32-34; 30-32; 20-31; 27-29; 21-23;

12-14; 6-8; 4-6; 5-7; 3-5; relógios comparadores de milésimo de milímetro nas barras 34-35; 22-23; 21-22; 20-21; 6-7 e nos tirantes para determinação dos esforços horizontais; e extensômetros indutivos nas barras 33-35; 31-33; 17-19; 16-18; 4-5; 2-4; 1-2 e 1-3.

Em seguida a cada ensaio, os valores das deformações obtidas (aqui denotados por  $\Delta l$ ) eram transformados nas deformações específicas ( $\epsilon$ ) dividindo-se o  $\Delta l$  pelo comprimento respectivo de cada aparelho de medida ( $l$ ). Assim:  $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$  ( $\epsilon$  sendo uma grandeza absoluta).

Sabe-se que a tensão atuante ( $\sigma$ ) em uma determinada barra, sob um certo carregamento vale o produto do módulo de elasticidade ( $E$ ) pela deformação específica ( $\epsilon$ ) devido a tal carregamento. Como todas as peças componentes do modelo foram preliminarmente ensaiadas, seus módulos de elasticidade são conhecidos. Dessa forma foi possível determinar a tensão atuante  $\sigma$  em cada uma das barras e comparar esse resultado com o obtido no cálculo teórico, visando com provar a validade das hipóteses inicialmente adotadas.

### VIII.3.2 - DISTRIBUIÇÃO DAS PEÇAS PARA O MODELO REDUZIDO

#### NÚMERO 2

BARRAS DOS BANZOS	E médio	BARRAS DIAGONAIS	F médio
1-3	89590	1-2	100980
3-5	89590	2-3	86040
5-7	102360	3-4	64970
7-9	102360	4-5	95600
9-11	107010	5-6	106690
11-13	107010	6-7	100020
13-15	85330	7-8	88040
15-17	85330	8-9	85150
17-19	91550	9-10	103490
19-21	79880	10-11	102770

21-23	79880	11-12	79180
23-25	90760	12-13	88040
25-27	90760	13-14	94980
27-29	94110	14-15	78040
29-31	94110	15-16	101230
31-33	102030	16-17	112380
33-35	102030	17-18	101220
2-4	108220	18-19	110860
4-6	108220	19-20	94400
6-8	114280	20-21	112250
8-10	114280	21-22	95370
10-12	95290	22-23	101360
12-14	95290	23-24	86083
14-16	108300	24-25	85690
16-18	108300	25-26	120190
18-20	82470	26-27	80530
20-22	82470	27-28	95100
22-24	94180	28-29	76910
24-26	94180	29-30	110860
26-28	102950	30-31	91620
28-30	102950	31-32	96040
30-32	82370	32-33	112440
32-34	82370	34-35	105010

A estrutura assim composta foi ensaiada 7 vezes, segundo os carregamentos seguintes:

- quatro vezes com o carregamento do peso próprio acrescido do "vento que carrega"
- duas vezes com o carregamento em apenas uma das metades da estrutura, simulando um eventual carregamento assimétrico de vento.
- uma vez com o carregamento em toda a estrutura até que ocorresse a ruptura. Esta aconteceu na cobrejunta da ligação do nó 5 (nó em que foi efetuada emenda entre as bar-



ras do banzo inferior). A ruptura ocorreu com uma carga, em cada nó, 4,2 vezes maior que a carga máxima de serviço. - depois de substituída a cobrejunta rompida, a estrutura outra vez ensaiada com o carregamento total, até que ocorresse a ruptura. Esta, de novo, ocorreu em uma cobrejunta, na emenda do nó 31, simétrico ao nó 5. Na realidade, esta era a ligação mais solicitada e a ruptura apenas confirmou tal fato e, desta vez, ocorreu com uma carga, em cada nó, 4,3 vezes maior que a carga máxima de serviço.

Vale ressaltar que as cobrejuntas das emendas não foram ensaiadas especificamente, sendo usadas algumas sobras de vigota para a sua obtenção. A sua ruptura foi a consequência mais esperada e, graças a esta ocorrência, uma série de hipóteses pode ser analisada, conforme será visto a diante.

Conhecendo-se todos esses parâmetros, fez-se o cálculo teórico dos esforços que atuariam nas barras do arco modelo 2, para que houvesse possibilidade de comparação com os resultados experimentais colhidos. O cálculo teórico foi feito manualmente com o emprego do mesmo processo mostrado no Capítulo IV e através do computador, pelo Programa Stress, usando-se um módulo de elasticidade constante de  $94.100 \text{ kg/cm}^2$  para todas as barras da estrutura.

ESFORÇOS FINAIS - MODELO Nº 2

CÁLCULO MANUAL - PROCESSO DOS ESFORÇOS

CARGA DE SERVIÇO NO MODELO

+ indica tração na barra

- indica compressão na barra

BARRAS	ESFORÇOS (Kg)	BARRAS	ESFORÇOS (Kg)
2-4	-135	1-2	-190
4-6	-205	2-3	+127
6-8	-254	3-4	-168
8-10	-350	4-5	+46
10-12	-370	5-6	-110
12-14	-315	6-7	+168
14-16	-389	7-8	-180
16-18	-434	8-9	+73
18-20	-434	9-10	-17
20-22	-389	10-11	-13
22-24	-315	11-12	48
24-26	-370	12-13	-99
26-28	-350	13-14	-104
28-30	-254	14-15	+71
30-32	-205	15-16	-80
32-34	-135	16-17	13
1-3	-614	17-18	-18
3-5	-489	18-19	-18
5-7	-461	19-20	13
7-9	-292	20-21	-80
9-11	-263	21-22	+71
11-13	-255	22-23	-104
13-15	-231	23-24	-99
15-17	-191	24-25	-48
17-19	-161	25-26	-13
19-21	-191	26-27	-17
21-23	-231	27-28	+73
23-25	-255	28-29	-180
25-27	-263	29-30	+168
27-29	-292	30-31	-110
29-31	-461	31-32	+46
31-33	-489	32-33	-168
33-35	-614	33-34	+127
		34-35	-190

RESULTADOS DO 1º ENSAIO - ARCO Nº 2  
CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

BARRA	RELÓGIO ou INDUTIVO	LEITURA INICIAL	LEITURA CARGA SERVIÇO	ΔL	Δ	ε	E	σ	S	P
					cm					
4-6	cent. 12	0	0,0							
4-6	cent. 13	0	2,5	1,25	10,0	0,000125	108.220	13,53	16	216
5-7	cent. 15	0	2,5							
5-7	cent. 16	0	3,0	2,75	10,0	0,000275	102.350	28,15	16	451
6-7	mil. 14	0	2,0	20,0	10,0	0,00020	100.020	20,00	8	160
12-14	cent. 11	0	2,0	2,0	10,0	0,00020	95.290	19,06	16	305
21-23	cent. 9	0	1,5							
21-23	cent. 10	0	2,0	1,75	10,0	0,00075	79.880	13,93	16	222
20-21	cent. 8	0	8,0	8,0	10,0	0,00008	95.370	7,63	8	61
21-22	mil. 7	0	9,0	9,0	10,0	0,00009	112.250	10,10	8	81
22-23	cent. 6	0	11,5	11,5	10,0	0,000115	101.360	11,65	8	95
29-31	cent. 4	0	4,0							
29-31	cent. 5	0	2,0	3,0	10,0	0,0003	94.110	28,23	16	452
30-31	cent. 2	0	10							
30-32	cent. 3	0	2,0	1,5	10,0	0,00015	82.370	12,36	16	198
34-35	mil. 1	0	11,0	11,0	10,0	0,00011	105.010	11,55	16	185
Tirante	mil. 17	0				0,00007	2.100.000	145,1		3,96
33-35	indut. 1	-43,20	-0,77	42,43	10,0	0,0003726	102.030	38,02	16	608
33-35	indut. 2	-137,26	-105,17	32,09	10,0					
18-20	indut. 3	+21,87	+52,57	30,70	10,00	0,0003222	82.470	26,57	16	425
18-20	indut. 4	-67,71	-33,97	33,74	10,00					
16-18	indut. 5	-86,80	-56,97	29,83	10,00	0,00024765	108.300	26,82	16	430
16-18	indut. 6	-99,49	79,79	19,70	10,00		108.300			
1-3	indut. 7	-155,20	-103,6	51,60	10,00	0,0004265	89.590	38,22	16	611
1-3	indut. 8	-185,00	-151,3	33,70						
f <sub>1</sub>	cent. 18	0	52							
f <sub>2</sub>	cent. 19	0	113							
f <sub>3</sub>	cent. 20	0	55							

RESULTADOS DO 2º ENSAIO - ARCO Nº 2  
CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

BARRAS	Relógio ou Indutivo	Leitura Inicial	Leitura Carga Serviço	Δl Médio	l (cm)	ε	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ (Kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	P (Kg)
4-6	cent. 12	0	1,5		10,0					
4-6	cent. 13	0	1,0	1,25	10,0	0,000125	108.220	13,53	16	216
5-7	cent. 15	0	3,0	3,0	10,0	0,0003	102.360	30,71	16	491
5-7	cent. 16	0	3,0							
6-7	mil. 14	0	24,0	24,0	10,0	0,00024	100.020	24,00	8	192
12-14	cent. 11	0	21,0	21,0	10,0	0,00021	95.290	20,01	16	320
21-23	cent. 9	0	2,0							
				1,5	10,0	0,00015	79.880	11,98	16	192
21-23	cent. 10	0	1,0							
20-23	mil. 8	0	9,0	9,0	10,0	0,00009	95.370	8,58	8	69
21-22	mil. 7	0	8,0	8,0	10,0	0,00008	112.250	8,98	8	72
22-23	mil. 6	0	11,0	11,0	10,0	0,00011	101.360	11,15	8	89
29-31	cent. 4	0	3,5							
				3,5	10,0	0,00035	94.110	32,94	16	527
29-31	cent. 5	0	3,5							
30-32	cent. 2	0	1,0							
				1,25	10,0	0,000125	82.370	9,27	16	148
30-32	cent. 3	0	1,5							
34-35	mil. 1	0	13,0	13,0	10,0	0,00013	105.010	13,65	16	218
Tirante	mil. 17	0								
33-35	indut. 1	-115,45	-83,30	32,15	10,0					
						0,0003405	102.030	34,74	16	556
33-35	indut. 2	-173,14	-137,19	35,95	10,0					
18-20	indut. 3	+101,20	+71,48	29,72	10,0					
						0,0002933	82.470	24,19	16	387
18-20	indut. 4	+133,07	+104,13	28,94	10,0					
16-18	indut. 5	-56,67	-32,41	24,26	10,0					
						0,00024085	108,300	26,08	16	417
16-18	indut. 6	-110,88	-86,97	23,91	10,0					
1-3	indut. 7	-137,61	-93,51	44,10	10,0					
						0,0004393	85.590	37,60	16	602
1-3	indut. 8	-172,73	-128,97	43,76	10,0					
f <sub>1</sub>	cent. 18	0	54							
f <sub>2</sub>	cent. 19	0	112							
f <sub>3</sub>	cent. 20	0	57							

RESULTADOS DO 3º ENSAIO - ARCO Nº 2  
CARGAS EM TODO OS NÓS DO MODELO

BARRAS	RELATIVO OU INDUTIVO	LEITURA INICIAL	LEITURA CARGA SERVIÇO	$\Delta L$	$\epsilon$	$\epsilon$	E	$\sigma$	S	P
4-6	cent. 12	0	0,5		10,0					
4-6	cent. 13	0	2,0	1,25	10,0	0,000125	108.220	13,53	16	216
5-7	cent. 15	0	3,5		10,0	0,00003				
5-7	cent. 16	0	2,5	3,0	10,0	0,00003	102.360	30,71	16	491
6-7	mil. 14	0	22,0	22,0	10,0	0,00022	100.020	22,00	8	176
12-14	cent. 11	0	23,0	23,0	10,0	0,00023	95.290	21,91	16	350
21-23	cent. 9	0	2,0		10,0	0,00002				
21-23	cent. 10	0	2,0	2,0	10,0	0,00002	79.880	15,97	16	255
20-21	mil. 8	0	10,0	10,0	10,0	0,00001	95.370	9,54	8	76
21-22	mil. 7	0	8,0	8,0	10,0	0,00008	112.250	8,98	8	72
22-23	mil. 6	0	12,5	12,5	10,0	0,000125	101.360	12,67	8	101
29-31	cent. 4	0	3,0		10,0	0,000325				
29-31	cent. 5	0	3,5	3,25	10,0	0,000325	94.110	30,54	16	489
30-32	cent. 2	0	1,5		10,0	0,00015				
30-32	cent. 3	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	82.370	12,36	16	198
34-35	mil. 1	0	12,0	12,0	10,0	0,00012	105.010	12,60	16	201
Tirante	mil. 17	0								
33-35	indut. 1	-10,85	+28,74	39,59	10,0					
33-25	indut. 2	+83,85	+49,08	34,77	10,0	0,0003718	102,030	37,93	16	607
18-20	indut. 3	+46,95	+14,15	32,80	10,0					
18-20	indut. 4	-33,80	-0,77	33,03	10,0	0,00032915	82.470	27,15	16	434
16-18	indut. 5	-62,60	-37,92	24,68						
16-18	indut. 6	-105,15	-80,03	25,12	10,0	0,000249	108.300	26,97	16	432
1-3	indut. 7	-134,59	-89,72	44,87						
1-3	indut. 8	-180,00	-134,20	45,80	10,0	0,00045335	85.590	38,80	16	621
f <sub>1</sub>	cent. 18	0	57							
f <sub>2</sub>	cent. 19	0	112							
f <sub>3</sub>	cent. 20	0	51							

RESULTADOS DO 4º ENSAIO - ARCO Nº 2

CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

BARRAS	RELÓGIO OU DEFLET.	LEITURA INICIAL	LEITURA CARGA SERVIÇO	$\Delta l$ Médio	$l$ (cm)	$\epsilon$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	P (kg)
4-6	cent. 12	0	0,5	1,0	10,0	0,0001	108220	10,82	16	173
4-6	cent. 13	0	1,5		10,0					
5-7	cent. 15	0	4,0	3,25	10,0	0,000325	102360	33,27	16	532
5-7	cent. 16	0	2,5		10,0					
6-7	mil. 14	0	25,0	25,0	10,0	0,00025	100020	25,00	8	200
12-14	cent. 11	0	22,0	22,0	10,0	0,00022	95290	20,96	16	335
21-23	cent. 9	0	1,5	1,75	10,0	0,000175	79880	13,98	16	224
21-23	cent. 10	0	2,0							
20-21	mil. 8	0	12,0	12,0	10,0	0,00012	95370	11,44	8	92
21-22	mil. 7	0	10,0	10,0	10,0	0,0001	112250	11,23	8	90
22-23	mil. 6	0	12,0	12,0	10,0	0,00012	101360	12,16	8	97
29-31	cent. 4	0	4,5	3,75	10,0	0,000375	94110	35,29	16	565
29-31	cent. 5	0	3,0							
30-32	cent. 2	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	82370	12,36	16	198
30-32	cent. 3	0	1,5							
34-35	mil. 1	0	14,0	14,0	10,0	0,00014	105010	10,30	16	165
Tirante	mil. 17	0								
33-35	indut. 1	-131,72	-97,13	34,59	10,0	0,0003576	102030	36,49	16	584
33-35	indut. 2	-169,84	-132,91	36,93	10,0					
18-20	indut. 3	+110,20	+80,12	30,08	10,0	0,00031235	82470	25,76	16	412
18-20	indut. 4	+144,97	+112,58	32,39	10,0					
16-18	indut. 5	-59,80	-32,12	27,68	10,0	0,00026795	108300	29,02	16	464
16-18	indut. 6	-113,81	-87,90	25,91	10,0					
1-3	indut. 7	-141,61	-95,97	45,64	10,0	0,00045495	85590	38,94	16	623
1-3	indut. 8	-180,50	-135,15	45,35	10,0					
f <sub>1</sub>	cent. 18	0	56							
f <sub>2</sub>	cent. 19	0	114							
f <sub>3</sub>	cent. 20	0	51							

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS - CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

- 1 - Stress
- 2 - Cálculo Manual (1 F para cada barra)
- 3 - Experimental (mêdia de 4 ensaios)

Barras dos Ranzos	1	2	3	Barras Diagonais	1	2	3
2-4	-122	-135	---	1-2	-197	-190	---
4-6	-212	-205	-205	2-3	+109	+127	---
6-8	-214	-254	---	3-4	-151	-169	---
8-10	-324	-350	---	4-5	+ 31	+ 46	---
10-12	-361	-370	---	5-6	- 16	-110	---
12-14	-368	-315	-328	6-7	+185	+168	+182
14-16	-375	-389	---	7-8	-252	-180	---
16-18	-355	-434	---	8-9	+ 11	+ 73	---
18-20	-355	-434	-415	9-10	- 71	- 17	---
20-22	-375	-389	-436	10-11	- 37	- 13	---
22-24	-368	-315	---	11-12	+ 38	+ 48	---
24-26	-361	-370	---	12-13	- 10	- 99	---
26-28	-324	-350	---	13-14	- 27	-104	---
28-30	-214	-254	---	14-15	- 2	+ 71	---
30-32	-212	-205	-186	15-16	- 7	- 80	---
32-34	-122	-135	---	16-17	- 43	13	---
1-3	-615	-614	-614	17-18	+ 21	- 18	---
3-5	-487	-489	---	18-19	+ 21	- 18	---
5-7	-482	-461	-491	19-20	- 43	13	---
7-9	-316	-292	---	20-21	- 7	- 80	- 75
9-11	-266	-263	---	21-22	- 2	+ 71	+ 79
11-13	-232	-255	---	22-23	- 27	-104	- 96
13-15	-217	-231	---	23-24	- 10	- 99	---
15-17	-215	-191	---	24-25	+ 38	48	---
17-19	-246	-161	---	25-26	- 37	- 13	---
19-21	-215	-191	---	26-27	- 71	- 17	---
21-23	-217	-231	-223	27-28	+ 11	+ 73	---
23-25	-232	-255	---	28-29	-252	-180	---
25-27	-266	-263	---	29-30	+185	+168	---
27-29	-316	-292	---	30-31	- 16	-110	---
29-31	-482	-461	-508	31-32	+ 31	+ 46	---
31-33	-487	-489	---	32-33	-151	-168	---
33-35	-615	-614	-589	33-34	+109	+127	---
				34-35	-197	-190	-192

#### VIII.4 - ENSAIO DO MODELO REDUZIDO NÚMERO 1

##### VIII.4.1 - INSTALAÇÃO DE APARELHOS MEDIDORES DE DEFORMAÇÃO

Da mesma forma que no arco modelo número 2, foram instalados aparelhos medidores de deformações em diversas barras do arco modelo número 1. Foram empregados relógios comparadores mecânicos com precisão de centésimo de milímetro e de milésimo de milímetro; transdutores indutivos com precisão de milésimo de milímetro. Foram instalados 20 relógios comparadores e 10 transdutores indutivos, perfazendo um total de 30 pontos de leitura, sendo 3 deles destinados à medição das flechas da estrutura.

A leitura dos relógios comparadores e dos transdutores indutiva fêz-se do modo relatado em XIII.3.1.

Foram instalados relógios comparadores de centésimo de milímetro nas barras: 5-7; 6-8; 10-11; 12-14; 16-17; 21-23; 26-27; 29-31; 30-32; 32-34; relógios comparadores de milésimo de milímetro nas barras: 4-6; 6-7; 20-21; 21-22; 22-23; 34-35 e nos tirantes para determinação dos esforços horizontais, e extensômetros indutivos nas barras: 1-3; 2-4; 1-2; 3-4; 15-17; 17-18; 17-19; 16-18; 31-33; 33-35.

O cálculo da tensão atuante nas barras foi feito de modo análogo ao apresentado em VIII.3.1.

##### VIII.4.2 - DISTRIBUIÇÃO DAS PECAS PARA O MODELO REDUZIDO NÚMERO 1.

BARRAS DOS BANZOS	$E_{\text{médio}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	BARRAS DIAGONAIS	$E_{\text{médio}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1- 3	167510	1- 2	142275
3- 5	167510	2- 3	88925
5- 7	155940	3- 4	83895

Continua



Continuação

BARRAS DOS BANZOS	$E_{\text{médio}_2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	BARRAS DIAGONAIS	$E_{\text{médio}_2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
7- 9	155940	4- 5	128325
9-11	123090	5- 6	114880
11-13	123090	6- 7	125435
13-15	107400	7- 8	104825
15-17	107400	8- 9	108055
17-19	145730	9-10	113905
19-21	113050	10-11	107650
21-23	113050	11-12	91855
23-25	124960	12-13	89945
25-27	124960	13-14	80820
27-29	149760	14-15	95695
29-31	149760	15-16	91315
31-33	160980	16-17	81095
33-35	160980	17-18	88640
2- 4	115520	18-19	68255
4- 6	115520	19-20	90025
6- 8	153010	20-21	127410
8-10	153010	21-22	104035
10-12	99810	22-23	109715
12-14	99810	23-24	107035
14-16	122500	24-25	99285
16-18	122500	25-26	94040
18-20	133880	26-27	132720
20-22	133880	27-28	113240
22-24	98545	28-29	103470
24-26	98545	29-30	118630
26-28	158370	30-31	103865
28-30	158370	31-32	130280
30-32	111980	32-33	130900
32-34	111980	33-34	123960
		34-35	132425

A estrutura assim composta foi ensaiada 7 vezes, segundo os carregamento seguintes:

- quatro vezes com o carregamento equivalente ao peso próprio acrescido do "vento que carrega".

- duas vezes com o carregamento em apenas uma das metades da estrutura, simulando um eventual carregamento assimétrico do vento.

- uma vez com o carregamento em toda a estrutura até uma virtual ruptura.

Na realidade não houve "ruptura" na real acepção da palavra. Com uma carga correspondente a 8,1 vezes a carga de serviço, a quase totalidade das barras dos banzos, flambada, não permitia incrementos de carga através dos nacos. Por outro lado, não havia nenhuma barra da estrutura com sinais visíveis de ruptura. Todas as ligações e emendas ainda se comportavam satisfatoriamente.

Como não foi possível prosseguir com o carregamento do modelo, admitiu-se como carga máxima capaz de ser suportada pela estrutura, aquela correspondente a 8,1 vezes a carga de serviço (equivalente a um coeficiente de segurança global de 6.9).

Ficou, desse modo, mostrado que, uma estrutura construída com peças previamente classificadas, tem elevado o seu coeficiente de segurança global, visto que, tem-se a certeza que nas posições mais solicitadas trabalham as peças mais resistentes e assim por diante.

Na sequência, passou-se ao cálculo teórico dos esforços atuantes nas barras do modelo 1, para que fosse possível a comparação com os resultados experimentais obtidos. O cálculo teórico foi feito manualmente com o emprego do mesmo processo mostrado em IV, e através do computador, pelo Programa STRESS, usando-se um módulo de elasticidade constante de  $94.100\text{kg/cm}^2$  para todas as barras da estrutura.

ESFORÇOS FINAIS - MODELO Nº 1  
CÁLCULO MANUAL - PROCESSO DOS ESFORÇOS  
CARGA DE SERVIÇO NO MODELO

+ indica tração na barra  
- indica compressão na barra

Barras	Esforço (kg)	Barras	Esforços (kg)
2- 4	-132	1- 2	-187
4- 6	-200	2- 3	+124
6- 8	-276	3- 4	-155
8-10	-356	4- 5	+ 43
10-12	-359	5- 6	-107
12-14	-289	6- 7	+116
14-16	-377	7- 8	-147
16-18	-420	8- 9	+ 71
18-20	-420	9-10	- 17
20-22	-377	10-11	- 15
22-24	-289	11-12	51
24-26	-359	12-13	-101
28-28	-356	13-14	-104
28-30	-276	14-15	70
30-32	-200	15-16	- 79
32-34	-132	16-17	12
1- 3	-620	17-18	- 19
3- 5	-498	18-19	- 19
5- 7	-432	19-20	12
7- 9	-306	20-21	- 79
9-11	-277	21-22	70
11-13	-302	22-23	-104
13-15	-267	23-24	-101
15-17	-209	24-25	51
17-19	-179	25-28	- 15

Continua

Continuação

Barras	Esforço (kg)	Barras	Esforços (kg)
19-21	-209	26-27	- 17
21-23	-267	27-28	+ 71
23-25	-302	28-29	-147
25-27	-277	29-30	+116
27-29	-306	30-31	-107
29-31	-432	31-32	+ 43
31-33	-498	32-33	-155
33-35	-620	33-34	+124
		34-35	-187

RESULTADOS DO 1º ENSAIO - ARCO Nº 1

CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

Barra	Relógio ou Indutivo	Leitura Inicial	Leitura C.Serv.	$\Delta l$ médio	$l$ (cm)	$\epsilon$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	P (kg)
4- 6	mil. 13	0	11,0	11,0	10,0	0,00011	115520	12,71	16	-203
6- 8	cent. 16	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	153010	15,30	16	-245
5- 7	cent. 15	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	155940	23,39	16	-375
12-14	cent. 11	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	99810	14,97	16	-239
6- 7	mil. 14	0	6,0	6,0	10,0	0,00006	125435	7,53	12	+ 90
10-11	cent. 12	0	0,0	0,0	10,0	0	107650	0	12	0
16-17	cent. 10	0	0,0	0,0	10,0	0	81095	0	12	0
20-21	mil. 8	0	5,0	5,0	10,0	0,00005	127410	6,40	12	- 76
21-22	mil. 7	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	104035	7,28	12	+ 87
21-23	cent. 9	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	113050	16,96	16	-271
22-23	mil. 6	0	8,0	8,0	10,0	0,00008	109715	8,76	12	-105
26-27	cent. 5	0	0,0	0,0	10,0	0	132720	0	12	0
29-31	cent. 4	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	149760	22,46	16	-359
30-32	cent. 3	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-180
32-34	cent. 2	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-180
34-35	mil. 1	0	11,0	11,0	10,0	0,00011	132425	14,57	12	-175
tirante	mil. 17	0	251	251	10,0	-	-	-	-	+785
33-35	indut. 1	117,93	- 75,47	193,40	10,0	0,000193	160980	31,13	16	-498
31-33	indut. 6	5,83	-191,40	197,23	10,0	0,000197	160980	31,75	16	-508
16-18	indut. 2	380,60	201,35	179,25	10,0	0,000179	122500	21,96	16	-351
17-19	indut. 3	- 74,39	-185,12	110,73	10,0	0,000111	145730	16,14	16	-258
17-18	indut. 5	- 27,35	- 41,03	13,68	10,0	0,000014	88640	1,21	12	- 15
15-17	indut. 4	326,10	210,72	115,38	10,0	0,000115	107400	12,39	16	-198
3- 4	indut. 7	-108,78	-213,41	104,63	10,0	0,000105	83895	8,78	12	-105
2- 4	indut. 8	-306,60	-399,70	93,10	10,0	0,000093	115520	10,75	16	-172
1- 3	indut. 10	- 30,21	-239,03	208,82	10,0	0,000209	167510	34,98	16	-560
1- 2	indut. 9	-358,20	-501,66	143,46	10,0	0,000144	142275	20,41	12	-245

RESULTADOS DO 2º ENSAIO - ARCO Nº 1

CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

Barra	Relógio ou Indutivo	Leitura Inicial	Leitura C.Serv.	$\Delta l$ médio	$l$ (cm)	$\epsilon$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	P (kg)
4- 6	mil. 13	0	10,0	10,0	10,0	0,0001	115520	11,55	16	-185
6- 8	cent. 16	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	153010	15,30	16	-245
5- 7	cent. 15	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	155940	31,19	16	-499
12-14	cent. 11	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	99810	19,96	16	-319
6- 7	mil. 14	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	125435	8,78	12	+105
10-11	cent. 12	0	0,0	0,0	10,0	0	107650	0	12	0
16-17	cent. 10	0	0,0	0,0	10,0	0	81095	0	12	0
20-21	mil. 8	0	4,0	4,0	10,0	0,00004	127410	5,10	12	- 61
21-22	mil. 7	0	5,0	5,0	10,0	0,00005	104035	5,20	12	+ 63
21-23	cent. 9	0	1,0	1,0	10,0	0,00001	113050	11,30	16	-180
22-23	mil. 6	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	109715	7,68	12	- 92
26-27	cent. 5	0	0,0	0,0	10,0	0	132720	0	12	0
29-31	cent. 4	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	149760	30,00	16	-480
30-32	cent. 3	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-179
32-34	cent. 2	0	0,5	0,5	10,0	0,00005	111980	5,60	16	- 90
34-35	mil. 1	0	12,0	12,0	10,0	0,00012	132425	15,89	12	-191
tirante	mil. 17	0	257	-	-	-	-	-	-	+804
33-35	indut. 1	70,99	-132,11	203,10	10,0	0,000203	160980	32,67	16	-523
31-33	indut. 6	- 22,14	-217,91	195,77	10,0	0,000196	160980	31,51	16	-504
16-18	indut. 2	386,10	191,74	194,36	10,0	0,000194	122500	23,81	16	-381
17-19	indut. 3	- 72,23	-170,84	98,61	10,0	0,000099	145730	14,37	16	-230
17-18	indut. 5	- 22,70	- 34,95	12,25	10,0	0,000012	88640	1,09	12	- 13
15-17	indut. 4	328,20	214,72	113,48	10,0	0,000114	107400	12,19	16	-195
3- 4	indut. 7	-108,60	-247,31	138,71	10,0	0,000139	83895	11,64	12	-140
2- 4	indut. 8	-356,60	-417,18	60,58	10,0	0,000061	115520	7,00	16	-112
1- 3	indut. 10	- 29,23	-248,13	218,9	10,0	0,000219	167510	36,67	16	-587
1- 2	indut. 9	-349,80	-465,71	115,91	10,0	0,000116	142275	16,49	12	-198

RESULTADOS DO 3º ENSAIO - ARCO Nº 1

CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

Barra	Relógio ou Indutivo	Leitura Inicial	Leitura C.Serv.	$\Delta l$ médio	$l$ (cm)	$\epsilon$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	F (kg)
4- 6	mil. 13	0	11,0	11,0	10,0	0,00011	115520	12,71	16	-203
6- 8	cent. 16	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	153010	15,30	16	-245
5- 7	cent. 15	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	155940	31,19	16	-499
12-14	cent. 11	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	99810	14,97	16	-239
6- 7	mil. 14	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	125435	8,78	12	+105
10-11	cent. 12	0	0,0	0,0	10,0	0	107650	0	12	0
16-17	cent. 10	0	0,0	0,0	10,0	0	81095	0	12	0
20-21	mil. 8	0	6,0	6,0	10,0	0,00006	127410	7,65	12	- 92
21-22	mil 7	0	6,0	6,0	10,0	0,00006	104035	6,24	12	+ 75
21-23	cent. 9	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	113050	16,96	16	-271
22-23	mil. 6	0	6,0	6,0	10,0	0,00006	109715	6,58	12	- 79
26-27	cent. 5	0	0,0	0,0	10,0	0	132720	0	12	0
29-31	cent. 4	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	149760	30,00	16	-480
30-32	cent. 3	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	111980	16,80	16	-269
32-34	cent. 2	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-180
34-35	mil. 1	0	10,0	10,0	10,0	0,0001	132425	13,24	12	-159
tirante	mil. 17	0	260	-	10,0	-	-	-	-	+814
33-35	indut. 1	14,03	-226,38	240,41	10,0	0,000240	160980	38,70	16	-619
31-33	indut. 6	- 12,46	-208,79	196,33	10,0	0,000196	160980	31,41	16	-502
16-18	indut. 2	369,40	179,52	216,88	10,0	0,000217	122500	26,57	16	-425
17-19	indut. 3	- 69,14	-168,47	99,33	10,0	0,000099	145730	14,48	16	-232
17-18	indut. 5	- 28,48	- 42,87	14,39	10,0	0,000014	88640	1,28	12	- 15
15-17	indut. 4	320,30	202,89	117,41	10,0	0,000117	107400	12,61	16	-202
3- 4	indut. 7	-102,84	-241,07	138,23	10,0	0,000138	83895	11,60	12	-139
2- 4	indut. 8	-352,20	-426,19	73,99	10,0	0,000074	115520	8,55	16	-137
1- 3	indut. 10	- 36,94	-267,28	230,34	10,0	0,000230	167510	38,58	16	-617
1- 2	indut. 9	-348,20	-466,67	118,47	10,0	0,000119	142275	16,86	12	-202

RESULTADOS DO 4º ENSAIO - ARCO Nº 1

CARGAS EM TODOS OS NÓS DO MODELO

Barra	Relógio ou Indutivo	Leitura Inicial	Leitura C.Serv.	$\Delta l$ médio	$l$ (cm)	$\epsilon$	E (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm) <sup>2</sup>	P (kg)
4- 6	mil. 13	0	12,0	12,0	10,0	0,00012	115520	13,86	16	-222
6- 8	cent. 16	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	153010	22,95	16	-367
5- 7	cent. 15	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	155940	23,39	16	-374
12-14	cent. 11	0	2,5	2,5	10,0	0,00025	99810	24,95	16	-399
6- 7	mil. 14	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	125435	8,78	12	+105
10-11	cent. 12	0	0,0	0,0	10,0	0	107650	0	12	0
16-17	cent. 10	0	0,0	0,0	10,0	0	81095	0	12	0
20-21	mil. 8	0	5,0	5,0	10,0	0,00005	127410	6,40	12	- 76
21-22	mil. 7	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	104035	7,28	12	+ 87
21-23	cent. 9	0	1,5	1,5	10,0	0,00015	113050	16,96	16	-271
22-23	mil. 6	0	7,0	7,0	10,0	0,00007	109715	7,68	12	- 92
26-27	cent. 5	0	0,0	0,0	10,0	0	132720	0	12	0
29-31	cent. 4	0	2,0	2,0	10,0	0,0002	149760	30,00	16	-480
30-32	cent. 3	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-179
32-34	cent. 2	0	1,0	1,0	10,0	0,0001	111980	11,20	16	-179
34-35	mil. 1	0	13,0	13,0	10,0	0,00013	132425	17,21	12	-207
tirante	mil. 17	0	251	-	10,0	-	-	-	-	+786
33-35	indut. 1	20,40	-209,91	230,31	10,0	0,000230	160980	37,03	16	-592
31-33	indut. 6	- 9,99	-208,03	198,04	10,0	0,000198	160980	31,88	16	-510
16-18	indut. 2	357,70	161,37	196,33	10,0	0,000196	122500	24,05	16	-385
17-19	indut. 3	- 70,28	-166,87	96,59	10,0	0,000097	145730	14,08	16	-225
17-18	indut. 5	- 25,40	- 38,81	13,41	10,0	0,000013	88640	1,19	12	- 14
15-17	indut. 4	321,95	204,98	116,97	10,0	0,000117	107400	12,56	16	-201
3- 4	indut. 7	-103,03	-243,77	140,74	10,0	0,000141	83895	11,81	12	-142
2- 4	indut. 8	-370,31	-449,81	79,50	10,0	0,000080	115520	9,18	16	-147
1- 3	indut. 10	- 26,83	-259,78	232,95	10,0	0,000233	167510	39,02	16	-624
1- 2	indut. 9	-340,00	-457,09	117,09	10,0	0,000117	142275	16,66	12	-200



COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

1- STRESS

2- Cálculo manual (1 E para cada barra)

3- Experimental (média de 4 ensaios)

Barras dos Banzos	1 (kg)	2 (kg)	3 (kg)	Barras Diagonais	1 (kg)	2 (kg)	3 (kg)
2- 4	-125	-132	-142	1- 2	-201	-187	-211
4- 6	-218	-200	-203	2- 3	+112	+124	-
6- 8	-220	-276	-276	3- 4	-155	-155	-132
8-10	-336	-356	-	4- 5	+ 32	+ 43	-
10-12	-374	-359	-	5- 6	+ 15	-107	-
12-14	-384	-289	-299	6- 7	+191	+116	+101
14-16	-392	-377	-	7- 8	-261	-147	-
16-18	-372	-420	-386	8- 9	+ 14	+ 71	-
18-20	-372	-420	-	9-10	- 71	- 17	-
20-22	-392	-377	-	10-11	+ 39	- 15	0
22-24	-384	-289	-	11-12	+ 41	+ 51	-
24-26	-374	-359	-	12-13	- 6	-101	-
26-28	-336	-356	-	13-14	- 27	-104	-
28-30	-220	-276	-	14-15	- 1	+ 70	-
30-32	-218	-200	-202	15-16	- 7	- 79	-
32-34	-125	-132	-158	16-17	- 42	+ 12	0
1- 3	-606	-620	-597	17-18	+ 22	- 19	- 14
3- 5	-474	-498	-	18-19	+ 22	- 19	-
5- 7	-470	-432	-437	19-20	- 42	+ 12	-
7- 9	-297	-306	-	20-21	- 7	- 79	- 76
9-11	-246	-277	-	21-22	- 1	+ 70	+ 78
11-13	-209	-302	-	22-23	- 27	-104	- 92
13-15	-194	-267	-	23-24	- 6	-101	-
15-17	-190	-209	-199	24-25	+ 41	+ 51	-
17-19	-222	-179	-237	25-26	+ 39	- 15	-

Continua

Continuação

Barras dos Banzos	1 (kg)	2 (kg)	3 (kg)	Barras Diagonais	1 (kg)	2 (kg)	3 (kg)
19-21	-190	-209	-	26-27	- 71	- 17	0
21-23	-194	-267	-248	27-28	+ 14	+ 71	-
23-25	-209	-302	-	28-29	-261	-147	-
25-27	-246	-277	-	29-30	+191	+116	-
27-29	-297	-306	-	80-31	+ 15	-107	-
29-31	-470	-432	-450	31-32	+ 32	+ 43	-
31-33	-474	-498	-506	32-33	-155	-155	-
33-35	-606	-620	-558	33-34	+112	+124	-
				34-35	-201	-187	-183

Nas tabelas apresentadas encontram-se os seguintes dados: na primeira coluna, a numeração das barras; na segunda, o tipo de medida de deformações empregado (mil. = relógio comparador de milésimo de milímetro; cent. = relógio comparador de centésimo de milímetro; undut. = transdutor indutivo). Na terceira e quarta colunas aparecem respectivamente as leituras iniciais e na carga correspondente à de serviço; em seguida a variação dessas leituras, a dimensão sobre a qual ocorreu tal variação e a deformação específica. A seguir, o cálculo do esforço  $P$  atuante nas barras, conhecidos os parâmetros:  $E$ ;  $\sigma$ ;  $S$ .

A flecha média obtida para o ponto central da estrutura (em 4 ensaios) foi de 0,57cm, enquanto que a flecha admissível para o caso é 2,57cm.

Conforme pode se observar, a seguir, quando são comparados os esforços obtidos pelo computador, pelo processo dos esforços e pela experimentação, há semelhança visível entre os três resultados obtidos. Fatores como: ligeira imprecisão inicial dos equipamentos de carga; acomodação da estrutura; variação do módulo de elasticidade; precisão relativamente pequena dos relógios comparadores de centésimo de milímetro em comparação com os relógios de milésimo de milímetro e, principalmente, os transdutores indutivos, levaram a estas diferenças. Observa-se que nas barras diagonais, em média com esforços muito pequenos, a diferença aumenta, enquanto que nos banzos, peças principais e, por isso, com esforços elevados, a diferença é mínima, o que permite que se conclua pela validade das hipóteses adotadas para o cálculo e para a construção dos modelos reduzidos.

## IX. CONCLUSÕES FINAIS

Terminados os ensaios e as análises de seus resultados e concluídas as necessárias comparações entre o projeto inicial e os modelos, apresentam-se agora as conclusões finais que puderam ser extraídas do trabalho:

a) é patente a variação dos módulos de elasticidade da madeira, de peça para peça. Em estruturas hiperestáticas, a adoção de um módulo de elasticidade médio, igual para todas as barras pode levar a um superdimensionamento da estrutura, desnecessário e contraproducente, pois anti-econômico.

b) em consequência do concluído em a, sugere-se o estudo da classificação de peças de madeira através de ensaios de obra não destrutivos para que as peças mais resistentes sejam utilizadas nas posições críticas, com visível aumento do coeficiente de segurança global da estrutura.

c) o arco treliçado biarticulado de madeira estudado mostrou-se altamente econômico, em relação a outros tipos de estruturas usuais de madeira. Veja-se o que segue: \_\_\_\_\_

- tesoura convencional - 27 metros - consumo -  $1,62\text{m}^3$  de madeira.

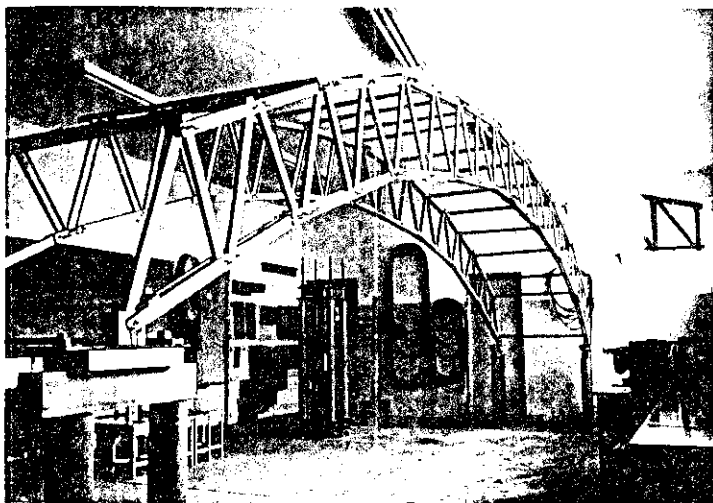
- pórtico maciço - 27 metros - consumo -  $4,32\text{m}^3$  de madeira.

- arco maciço - 27 metros - consumo -  $2,26\text{m}^3$  de madeira.

- arco treliçado - 27 metros - consumo -  $0,95\text{m}^3$  de madeira.

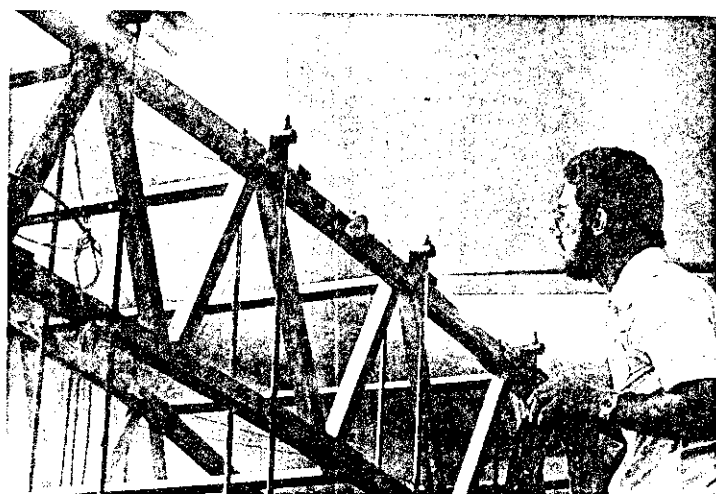
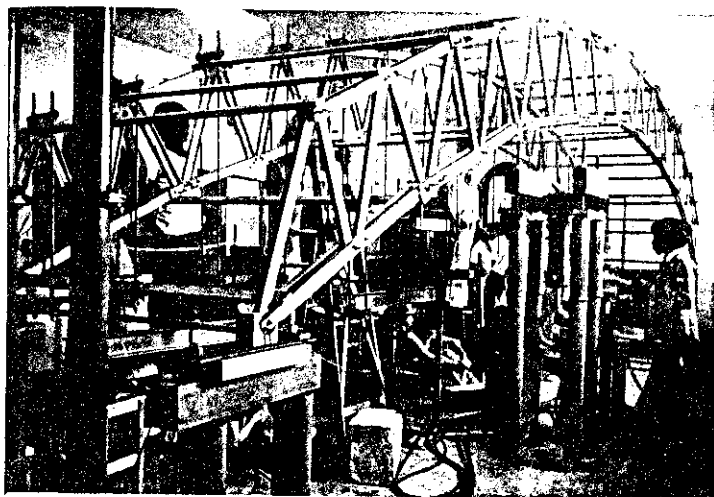
d) o arco treliçado biarticulado, como pode ser verificado funcionou de forma bastante coerente com as hipóteses inicialmente assumidas. As aproximações realizadas nos ensaios, em relação à estrutura real, levaram a diferenças insignificantes nos resultados finais.

e) o estudo deve ter prosseguimento, analisando-se na continuação, estruturas de geometria semelhante, mas para vãos livres a partir dos 40 metros, para utilizar em toda a plenitude, as características altamente favoráveis do arco treliçado bi-articulado de madeira, com curva para bôlica.



Modelos reduzidos pre-  
parados para os ensa-  
ios

Modelos durante a re-  
alização dos ensaios



Aspecto da leitura de  
deformações durante a  
realização dos ensaios

X - BIBLIOGRAFIA

01. DURIEZ, M. - Traité de Matériaux de Construction - Dunod  
- Paris - 1950.
02. VIOLLET-LEDUC, G.M. - História de la Habictetion Humana -  
Editorial Victor Leru - Buenos Aires - 1945.
03. ORLANDI, S.A.F. - Arquitetura e Construção - Tese de Cã-  
tedra - São Paulo - 1966.
04. BOLTSHAUSER, J. - História da Arquitetura - Escola de Ar-  
quitetura de U.F.M.G. - Belo Horizonte - 1968 - Vol.  
I, II, III, IV.
05. GROUPIUS, W. - Alcances de la Arquitetura Integral - Edi-  
ciones de la ISLA.
06. CRANE, T. - Architectural Construction - John Wiley &  
Sons. - Inc. New York - 1955.
07. MORALES DE LOS RIOS, F. A. - Teoria e Filosofia da Ar-  
quitetura - Editora A Noite - Rio de Janeiro - 1955.
08. KARLSEN, G.G. - Wooden Structures - Livraria Técnica  
Sovietique.
09. BROCHARD, F.X. - Bois et Charpent em Bois - Editions Ey-  
rolles - Paris - 1960.
10. SCHIEL, F. - Resistência dos Materiais - Escola de Enge-  
nharia de São Carlos - USP - São Carlos - 1970.
11. GIORDANO, G. - Construzion in Legno - Editore Ulrico Hoe-  
pli - Milano - 1964.
12. DARKOV, A. - Structural Mechanics - Mir Publishers -  
Moscow.
13. A.I.T.C. (American Institute of Tiber Construction) - Tim-  
ber Construction Manual - John Wiley and Sons - Inc.  
New York - 1966.
14. STAMATO, M.C. - Deslocamentos em Estruturas Lineares - Es-  
cola de Engenharia de São Carlos - USP - Publicação  
nº 162 - São Carlos - SP - 1970.

15. GIORDANO, G. - La Moderna Tecnica delle Construzioni in Legno - Editore Ulrico Hoepli - Milão - 1964.
16. LANGENDONCK, T. - Resistência dos Materiais: Deformações - Livraria Científica - Rio de Janeiro - 1960.
17. OBBERG, F.R. - Heavy Timber Construction - AST-USA - 1968.
18. PARKER, H. - Diseño Simplificado de Estructuras de Madeira - Limusa - Wiley - México - 1972.
19. LASKUS, A. - Hölzerne Brücken - Berlin - Wilhelm Ernest - 1955.
20. ANDREWS, H.J. - An Introduction to Timber Engineering - London - Pergamon - 1967.
21. BAIRD, J.A. - Timber Designer's Manual - London - Crosby Lockwood Staples - 1976.
22. CAMPREDON, J. - Le Bois: Materiaux de la Construction Moderne - Paris - Dunod - 1948.
23. DESCH, H.E. - Timber: its Structure and Properties - London: Mac Millan - 1973.
24. CORDOVIL, F.A.B. e HELLMEISTER, J.C. - Pórtico Plano de Madeira: Estudo Teórico e Experimental - EESC-USP - 1976.
25. LAHR, F.A.R. e HELLMEISTER, J.C. - Projeto de Tesouras de Madeira - EESC-USP - 1976.
26. HELLMEISTER, J.C. - Sobre a Determinação das Características Físicas da Madeira - EESC-USP - 1973.