

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

**DIMENSIONAMENTO EXPERIMENTAL DE
UM PÓRTICO TRELIÇADO DE MADEIRA**

Engenheiro JOZINO DE MACIEL BASTOS

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

COMISSÃO EXAMINADORA:

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

Prof. Dr. Walter Abraão Nimir - (EESC-USP)

Dr. Wander Miranda de Camargo - (Hidroservice - SP)

SÃO CARLOS - setembro - 1980



3

"O habitat típico do caboclo amazonense se revela como o mais coerente com o meio, mas, dadas as circunstâncias sócio-econômicas em que vive, seu modelo vê-se ameaçado e por outro lado carente de aperfeiçoamento à vida moderna".

Eduardo Yázigí

Para

Joel, Maria de Lourdes e Alexandre Jou

AGRADECIMENTOS

Ao Dr. JOÃO CESAR HELLMEISTER, Professor Adjunto da EESC-USP, pela orientação, amizade e dedicação que ministrou ao presente trabalho.

Às pessoas da Companhia de Desenvolvimento Agropecuária do Amazonas - CODEAGRO e do Plano de Institucionalização e Capacitação de Docentes - PICD - Universidade do Amazonas, pela ajuda financeira prestada, o que muito contribuiu para o desenvolvimento do trabalho.

Aos Professores FRANCISCO ANTONIO ROCCO LAHR, JOÃO CARLOS BARREIRO e ROBERTO STARCK NOGUEIRA DA SILVA, companheiros cujas colaborações tiveram essencial importância no desenvolvimento deste trabalho.

Aos Docentes e Pós-Graduandos do Departamento de Arquitetura e Departamento de Estruturas, em particular aos Funcionários e Bolsistas do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, pelo apoio e valiosa colaboração.

Aos amigos, colegas e a todos aqueles que durante este período de convivência, contribuíram com carinho, amizade, reforçando a confiança, coragem e perseverança, para o desenvolvimento e conclusão do presente trabalho.

A B S T R A C T

The objective of this work, is the study of a plain trussed arch, made up of the alternated superposition of sawn lumber sutions, in the form of boards or slats with a roughly plained finish.

The structure, was conceived with an original geometrical design, preserting a framed cabinacion of posts and beams with alternative ways of fixing the lateral sheeting either internally or externally, with special consideration of the climatic condicion in the state of Amazonas.

The beam allows for options in ventelation, for example with opinings at the peak and edges of the structure, using divers forms by lengthening some of the beams but always protecting the lateral wall from direct solar rays and common rains.

Ince the struictive is not massif, it was calculated on the basis of the strenght materials, with adjustments worked out to permit the plain performance of the bars.

Eleven experimental tests were conducted on a scale model of 1:3. Stouting from the geometrically idealized form. The structure was repeatedly loaded and at each instance, the necessary construction details were introduced, according to the needs of the project, this transforming the idealized structure into the calculated structure. Anothe final load fests were carried out in order to ostain the main values for the strains and stresses. Bond to permit the comparison with the theoretical data, loading the structure subsequently until the rupture.

The experimental data were studied and analysed in the light of the laws of similitude by Dimensional Analisis, and the comparison bet ween the working stresses on model under since load and those calculated on the basis of experimental data the overage difference of 5%. This was considered a very satisfactory result.

All the initial hypothesis were completely satisfied and the structure presented a gain factor of 7,7 (seven point seven) for accidental loads in relation to the accidental load of the model a gain factor of 2,5 (two point five) for the total load, admitting the permanente and the accidental load as a constant.

S U M Á R I O

	pg
INTRODUÇÃO.....	15
1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	17
2 - ANTE PROJETO.....	27
3 - VENTO NA ESTRUTURAS - INFLUÊNCIA E AÇÃO.....	45
4 - ESFORÇOS NA PEÇAS COMPONENTES DA ESTRUTURA.....	51
5 - VERIFICAÇÕES - DIMENSIONAMENTO.....	85
6 - MODELO EXPERIMENTAL.....	103
7 - EXPERIMENTAÇÃO.....	115
8 - CONCLUSÕES FINAIS.....	141
9 - BIBLIOGRAFIA.....	143
10 - ANEXOS.....	145
- Leis de Semelhança.....	146
- Ensaio Realizados.....	153
- Construção.....	157
- Materiais.....	166
- Acessórios.....	170
- Recomendações para Construção.....	178
- Montagem da Estrutura.....	184

INTRODUÇÃO

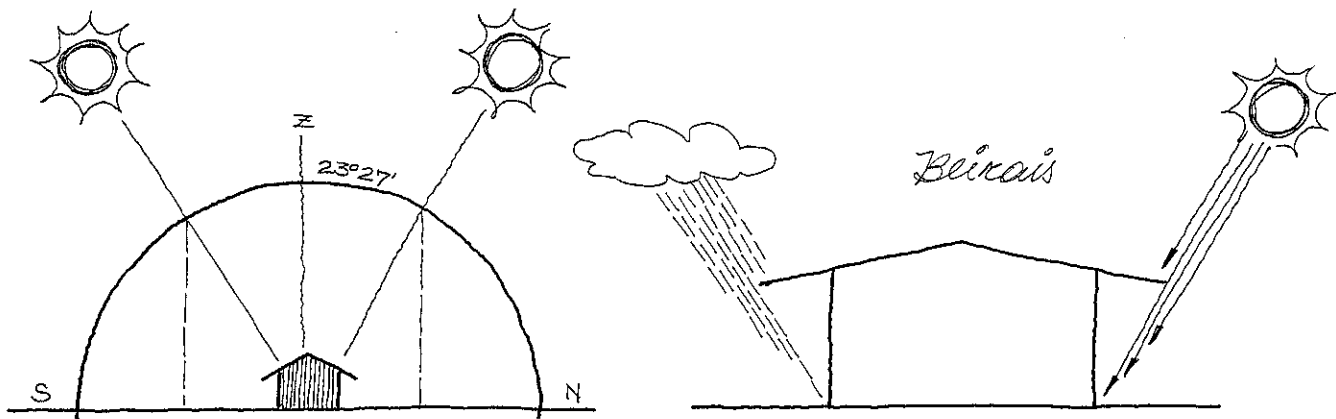
A disponibilidade de madeira na Amazônia e também no país aliada às características físicas e mecânicas excelentes de espécies muitas vezes desconhecidas, ou mesmo as de reflorestamento tem motivado o Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, a desempenhar estudos de utilização desse importante material de construção nas mais diversas aplicações estruturais e arquitetônicas.

Os trabalhos já concluídos no LaMEM e os trabalhos em desenvolvimento levam a soluções mais econômicas, tecnicamente mais simples, na tentativa de adequá-las a cada finalidade específica.

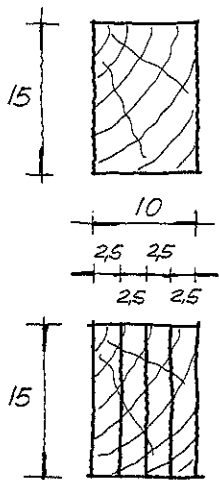
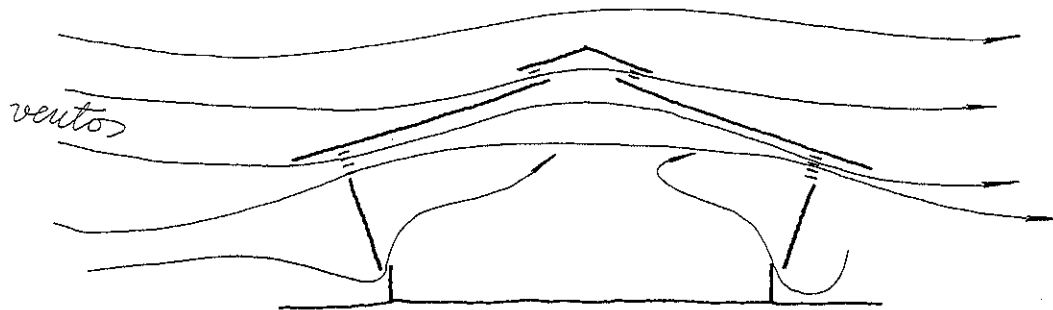
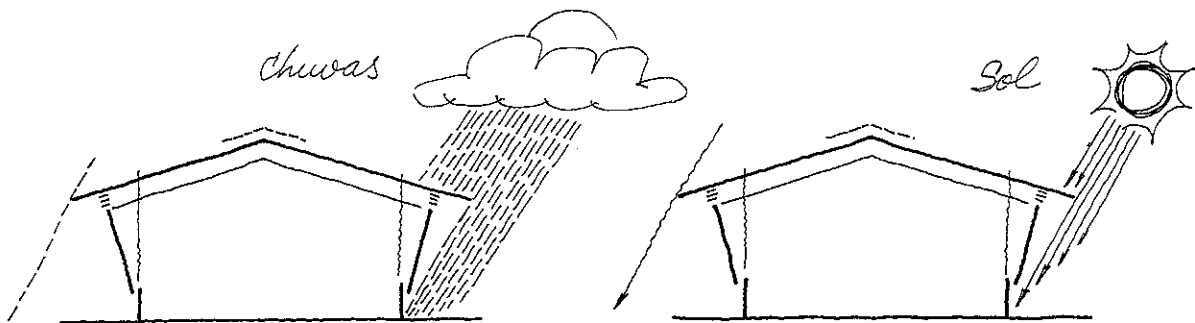
Depois do estudo teórico e experimental de diversos modelos de estruturas de cobertura, passou-se a pensar numa solução utilizando a madeira no pilar e na cobertura propriamente dita. O conjunto formaria um pórtico para construções industriais e galpões diversos, para depósitos, oficinas, mercados, etc. O vão livre, desde bastante amplo, poderia ser reduzido de acordo com a finalidade do edifício. Com isso, seria obtida uma solução simples, econômica, com características particulares de segurança e estética.

O presente trabalho se propõe estudar a adaptação da cobertura convencional de duas águas, com um beiral alongado que proteja as paredes laterais da incidência solar em horários críticos no verão e das chuvas demoradas com pequenos ventos no inverno. Ao invés do emprego de seções transversais de grande porte, a utilização de peças esbeltas associadas, compondo as barras da estrutura, reduzindo consideravelmente o peso próprio e facilitando a execução das ligações necessárias.

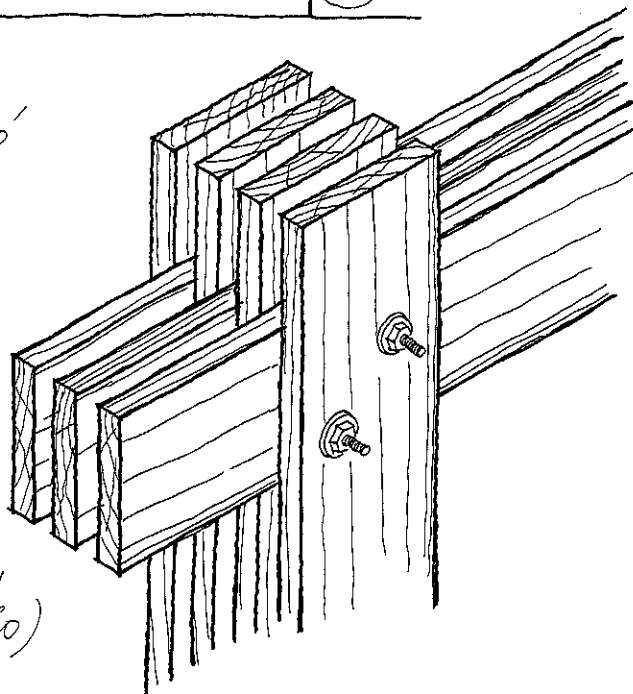
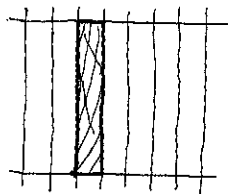
A forma geométrica é influenciada pela região de uso da estrutura. No caso, se visa a solução aplicável ao Amazonas situado em região equatorial com pequenas variações climáticas e predominância de calor e umidade, justificando a busca de uma forma arquitetônica original na tentativa de melhor adaptação à vida humana local.



Forma (evolução)



Pecas - 20'



Composição das peças (arranjo)

1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

O homem enquanto animal possui necessidades biológicas e funções humanas clássicas, tais como comer, beber, respirar, necessidade de luz, harmonização com o clima, habitar, etc...

Estes imperativos embora vitais, são universais. O modo de vida, com a coordenação das funções não podem ser realizadas uniformemente em todas as partes do mundo, há diferentes valores culturais assim como diferentes meios, nos quais se revelam. Este desacôrdo é a causa, tanto na Amazônia como em muitos outros lugares, do mal estar do qual o homem é vítima, sendo extremamente importante alguns conhecimentos gerais para melhorar essa situação.

O Amazonas fazendo parte da Amazônia possui determinadas dificuldades que lhes são impostas pela natureza e localização.

Ao se tentar construir, projetar ou modificar algo na região, torna-se necessária a absorção de alguns elementos, teóricos, para aliar à prática de maneira conveniente.

Neste capítulo serão mostrados de modo simples alguns elementos regionais que fornecem conhecimentos básicos de insolação, clima, temperatura e umidade ambiente, para melhor desenvolvimento de qualquer trabalho a nível regional.

1.1 - Alguns Elementos de Insolação

A energia solar é irradiada através do espaço com diferentes comprimentos de onda, alguns dos quais são absorvidos pelos componentes das atmosferas da terra. Da energia solar incidente, somente uma parte atinge a superfície terrestre.

As coberturas, beirais e brises, são elementos construtivos utilizados para impedir a penetração de raios solares ou suas radiações em determinados locais e ambientes.

Alguns conhecimentos sobre o trajeto aparente do sol assim como considerações sobre equinócios e solistícios serão ilustrados a seguir, permitindo determinar as dimensões necessárias para um projeto.

Equador é o paralelo de latitude $00^{\circ} 00'$, em que o sol corta este plano nos equinócios (21-22/março, 22-23/setembro).

Equinócios são as datas do ano nas quais os raios solares

do meio dia, estão a 90° acima do horizonte no equador, formando um ângulo de 90° com o eixo da terra. Os equinócios verais e outonais são respectivamente de primavera e de outono, e a altura do sol ao meio dia em qualquer lugar é igual a colatitude do lugar; ou seja, 90° menos a latitude do lugar.

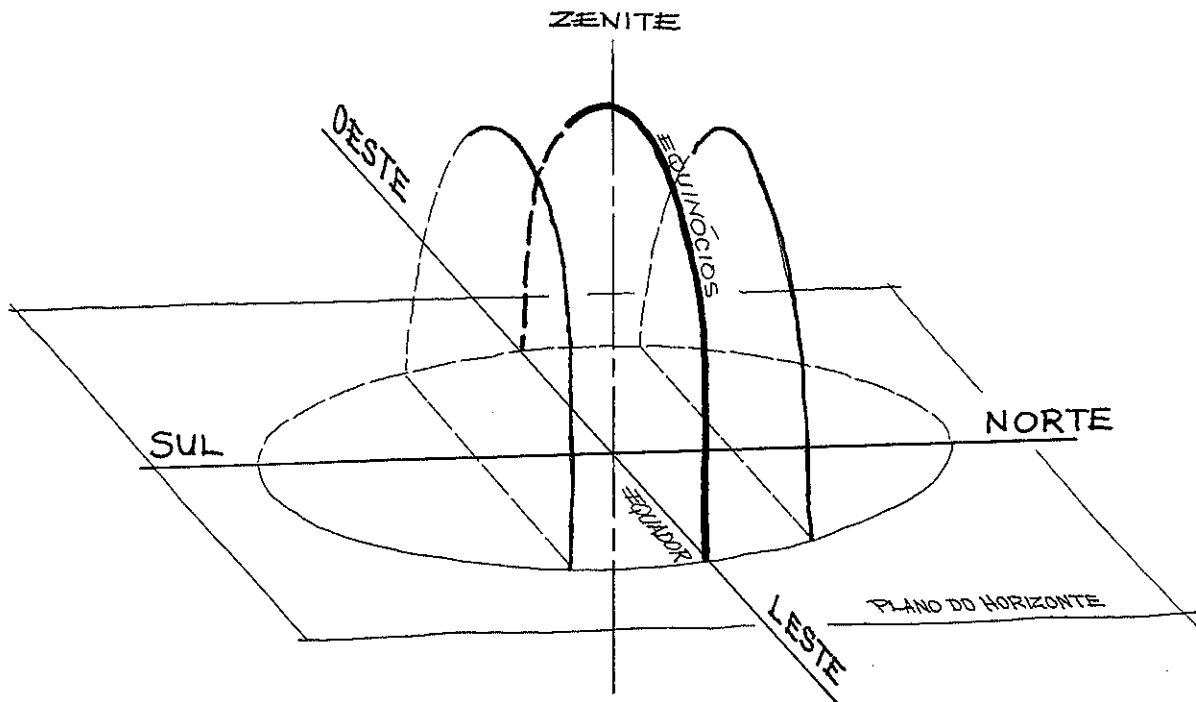


FIGURA 1-1 - Equinócios (21-22 Set/21-22 Mar)

Solistícios são os dois dias do ano em que a terra se encontra de tal modo situada, que a inclinação (aproximadamente $23^\circ 27'$) do eixo polar está virada para o sol. O solistício de verão compreende os dias 21 e 22 de junho, nos quais o sol percorre sua trajetória no hemisfério sul (em cima do Trópico de Capricórnio), e o solistício de inverno compreende os dias 21 e 22 de dezembro nos quais o sol percorre sua trajetória no hemisfério norte (em cima do Trópico de Câncer).

Estes dados dos solistícios não definem o clima da região Tropical como é a Amazônia, onde é considerado inverno os dias do

ano com maior incidência de chuvas, e a ausência destas define o ve
rão.

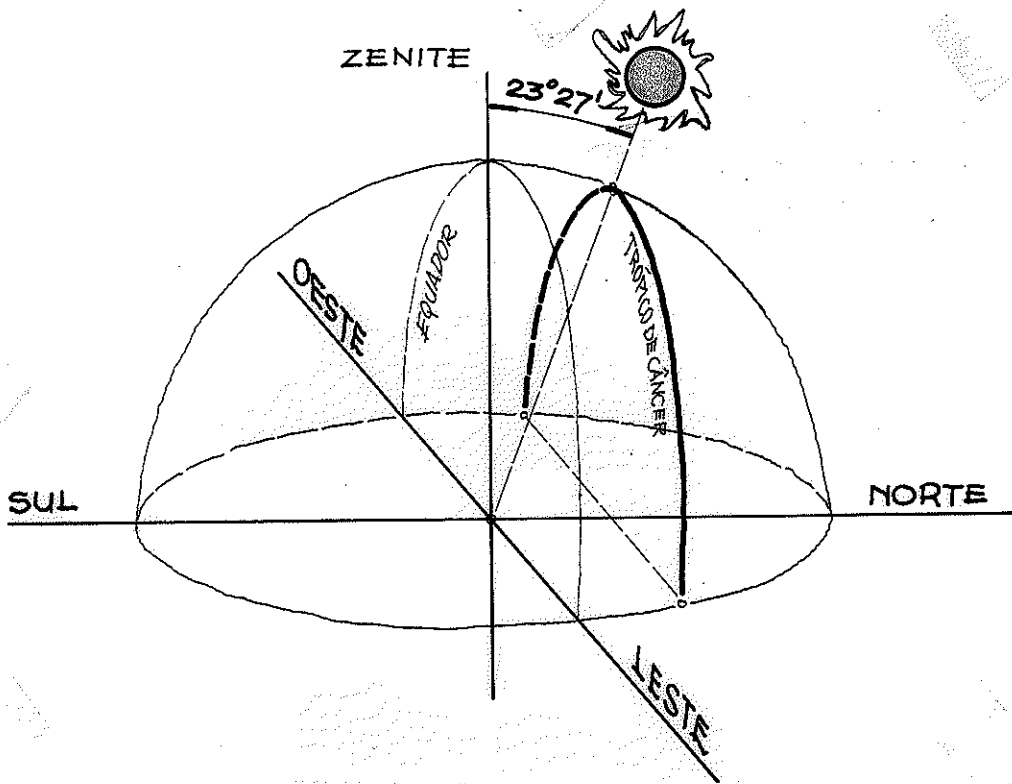


FIGURA 1-2 - Solistício de Inverno (21-22 Dez)

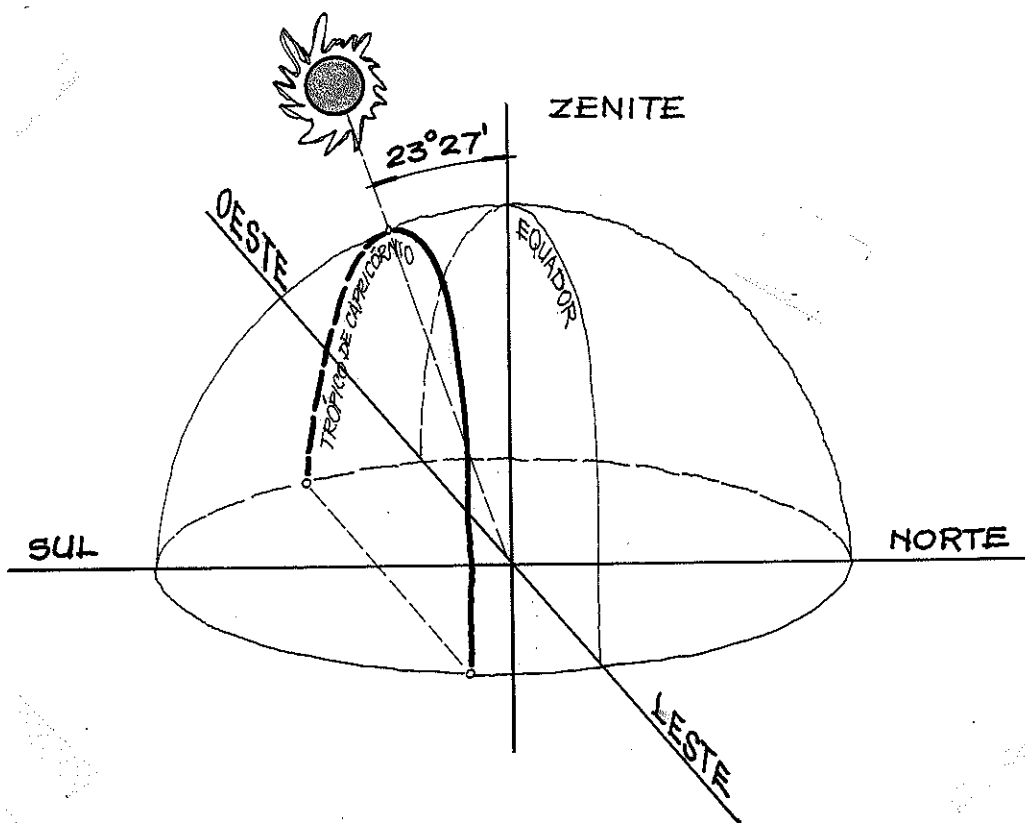


FIGURA 1-3 - Solistício de Verão (21-22 Jun)

Eclíptica é a trajetória que o sol parece seguir (trajetória aparente) durante uma revolução da terra.

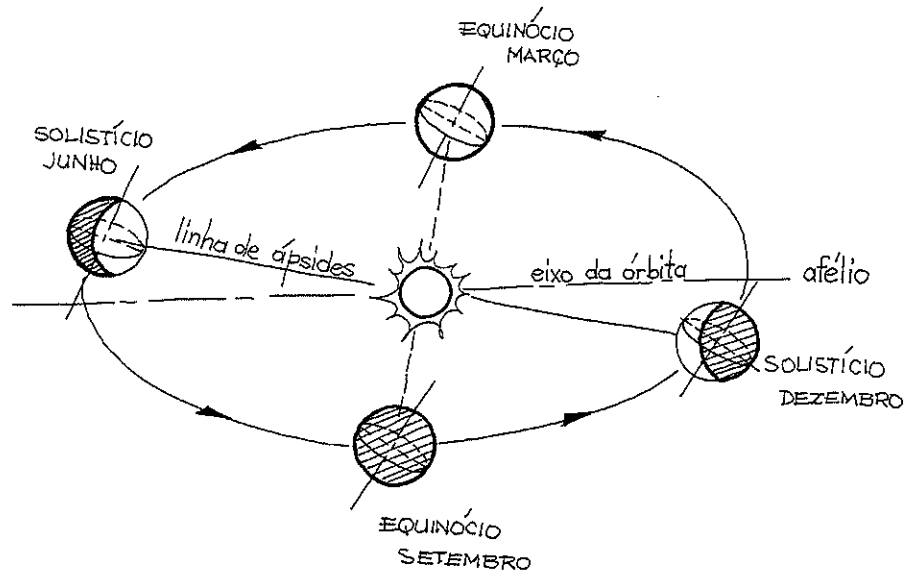


FIGURA 1-4 - Revolução da Terra

No Equador (latitude 00° 00') o sol está no equinôcio ver-
nal/outonal e no seu trajeto aparente, caminha de trópico a trôpi-
co.

FIGURA 1-5 - Trajeto Aparente do Sol nos Trópicos

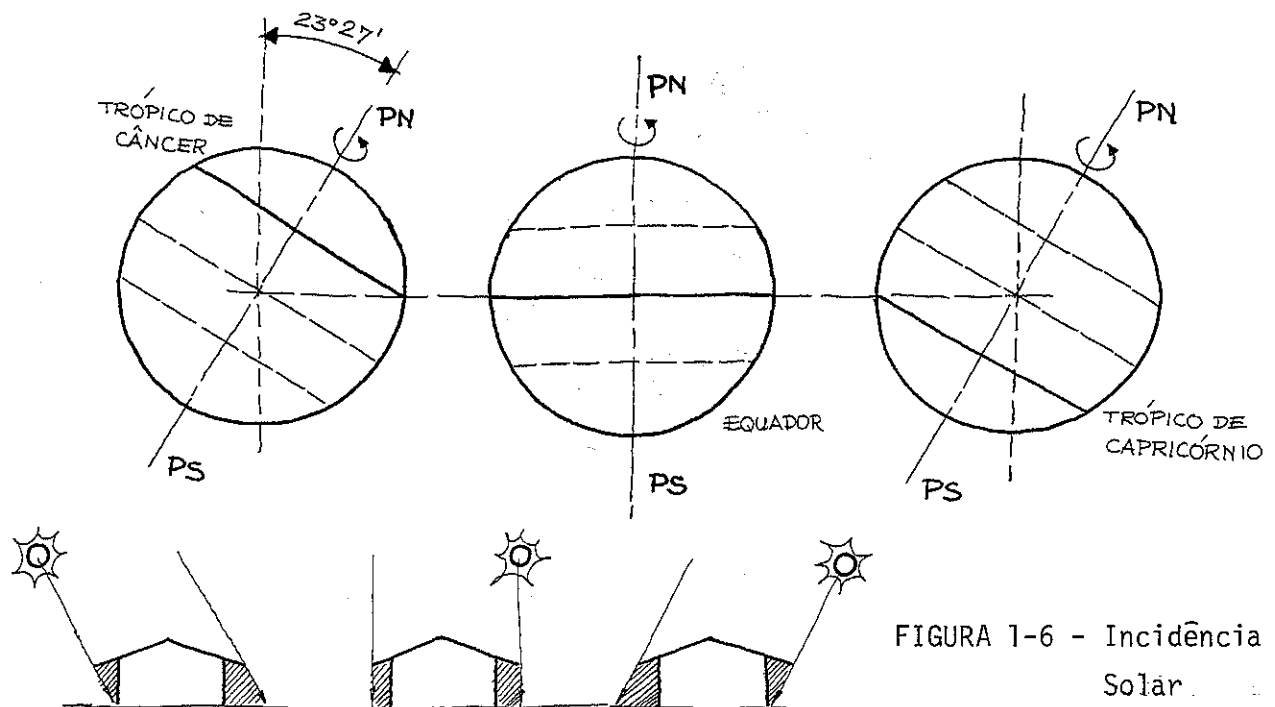


FIGURA 1-6 - Incidência Solar

1.2 - Clima, Temperatura e Umidade

No estado do Amazonas predomina o clima temperado úmido cujo verão é quente e chuvoso, com temperatura média do mês mais quente sempre acima de 22°C , e o inverno é seco com temperatura média do mês mais frio pouco abaixo de 18°C . A diferença termométrica entre o mês mais quente e o mês mais frio é inferior a $2,66^{\circ}\text{C}$ anualmente.

A umidade relativa do ar é um fator primordial na determinação do conforto térmico, junto à temperatura média local. Entretanto, para estudo adequado, considerar as temperaturas e umidades máximas da região, para determinação do conforto térmico, teriam melhores resultados.

Através do diagrama psicrométrico (gráfico de conforto térmico) nota-se que as umidades relativas elevadas não propiciam conforto térmico para nenhuma temperatura. Isto leva à conclusão da obrigatoriedade da ventilação, devendo-se observar aberturas suficientes para que se possa aproveitar com bom rendimento a ventilação natural.

1.3 - Elementos Regionais - Estudo da Forma

Para um melhor estudo da forma do projeto é necessário o conhecimento de alguns elementos regionais que permitam a formulação adequada inicial a ser considerada. Esses dados conhecidos permitirão a fixação de formas e possíveis soluções.

O estado do Amazonas está localizado numa faixa de latitude compreendida entre $10^{\circ} 25'$ norte e aproximadamente 9° sul, longitude 60° oeste, com temperatura média de 32°C e umidade relativa do ar de 80%. As temperaturas máximas registradas variam de 38 a 40°C no período não chuvosos e as umidades máximas variam de 90 a 98% no período chuvoso.

As inclinações da trajetória aparente do sol permitem fazer um rápido estudo da necessidade de beirais que protejam as paredes do sol e chuva durante o ano conforme figura 1-6.

A escolha de comprimento dos beirais (l) e altura da superfície de vedação lateral (h), poderá ser encontrada através da inclinação (α) da trajetória aparente do sol, no local.

Fixando o solistício de verão ou inverno em algumas inclinações (α) da trajetória aparente do sol na sua altura máxima, e variando a altura do beiral (h), compõe-se a tabela 1-1, onde pode-se encontrar, o comprimento necessário para proteção dos raios solares diretos na superfície vertical de vedação em horários mais críticos.

TABELA 1.1 - Comprimentos de Beiral

α h(m)	20°	23° 30'	25°	26° 30'	28°	30°	33°
5,0	1,82	2,17	2,33	2,49	2,66	2,89	3,25
5,5	2,00	2,39	2,56	2,74	2,92	3,18	3,57
6,0	2,18	2,61	2,80	2,99	3,19	3,46	3,90
6,5	2,37	2,83	3,03	3,24	3,46	3,75	4,22
7,0	2,55	3,04	3,26	3,49	3,72	4,04	4,55

Como exemplo, usando o solistício de verão aproximado de 26° 30', correspondente à latitude de 30° 08' sul da cidade de Manaus, em 22 de junho, a altura do beiral 6,5 metros, acha-se o afastamento do beiral.

$$h = 6,5 \text{ m}$$

$$\alpha = 26^\circ 30'$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{\ell}{h} \quad \therefore \quad \text{onde}$$

$$\ell = \text{tg } \alpha \cdot h = 0,4986 \cdot 6,5 = 3,24 \text{ metros.}$$

Para adequação do projeto, tem-se um valor pré-fixado para o comprimento (ℓ) do beiral em 2,5 metros. Variando as inclinações (α), acha-se pela tabela 1.2, a altura (h) do beiral que dará proteção dos raios solares diretos na superfície vertical de vedação.

TABELA 1.2 - Altura de Beiral

α ℓ (cm)	20°	23° 30'	25°	26° 30'	28°	30°	33°
2,50	6,87	5,75	5,36	5,01	4,70	4,33	3,84

Com a trajetória aparente do sol na sua altura máxima dando uma inclinação (α) de $26^{\circ} 30'$ e conhecido o afastamento do beiral, acha-se a altura de proteção da superfície vertical de vedação.

$$l = 2,50 \text{ m}$$

$$\alpha = 26,5^{\circ}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{l}{h} \quad \therefore \quad h = \frac{l}{0,4986}$$

$$h = 5,01 \text{ metros}$$

Como a altura anterior de 6,5 metros, tem-se somente 1,49 metros de altura do solo com incidência de raios solares diretos na vedação lateral.

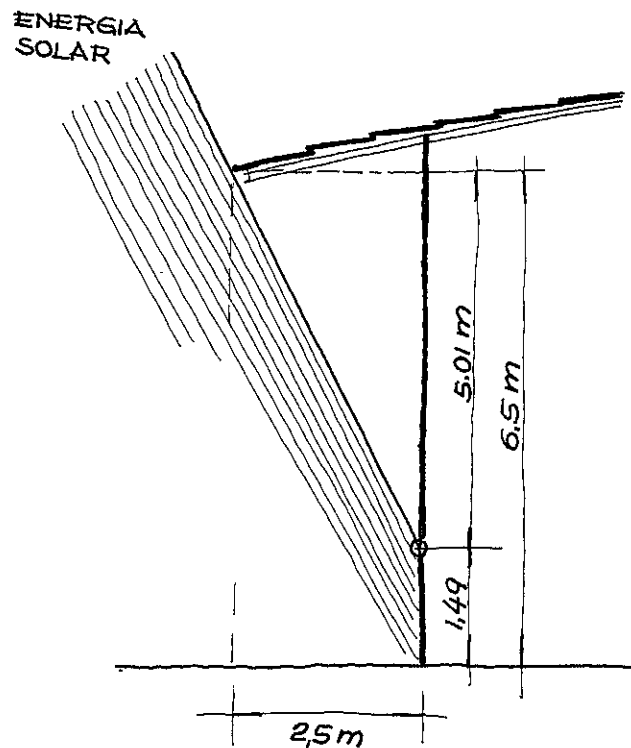


FIGURA 1-7 - Forma Adequada do Beiral

A harmonia com o sistema arquitetônico poderá ser obtida, desde que sejam observados os valores calculados para afastamento (2,50 m) e altura (6,50 m) do beiral, na obtenção da forma geométrica adequada.

1.4 - Material Utilizado

A forma do p ó rtico dever \bar{a} permitir a utiliza $\text{ç}\bar{a}$ o de t \bar{a} buas ou sarrafos de madeira, de modo a reduzir os custos de constru $\text{ç}\bar{a}$ o, geralmente bastante elevados em outras formas de madeira maci ç a.

Pretende-se utilizar pe ç as de madeira serrada, ligeiramente aplainadas, visando dinamizar o aproveitamento de pe ç as comerciais de pequeno porte, dispon \bar{i} veis no mercado local em grande quantidade e com imensa facilidade de manuseio na constru $\text{ç}\bar{a}$ o.

1.5 - Forma Geom e trica Proposta - P ó rtico Treli ç ado de Madeira

A forma geom e trica proposta, possui uma cobertura acoplada aos pilares de apoio, onde este possa trabalhar em conjunto com as pe ç as de cobertura.

A cobertura com duas \bar{a} guas vem de certo modo evitar o contratempo das calhas, facilitando o formato sim e trico do p ó rtico, o qual ser \bar{a} composto de uma viga inclinada e um pilar em forma de V. A viga possui dois banzos paralelos (superior e inferior) e o pilar possui uma pe ç a interna vertical e uma externa inclinada, dando op $\text{ç}\bar{o}$ es para fixa $\text{ç}\bar{a}$ o da veda $\text{ç}\bar{a}$ o lateral caso se pretenda um galp \bar{a} o fechado, aproveitando o espa ç o dispon \bar{i} vel do beiral.

A forma do beiral tamb e m componente do p ó rtico, possui altura e afastamento em rela $\text{ç}\bar{a}$ o ao pilar, estudados de modo a evitar que, dada a varia $\text{ç}\bar{a}$ o da inclina $\text{ç}\bar{a}$ o do sol, durante o ano na regi \bar{a} o estudada haja pouca incid e ncia de raios solares diretamente nas paredes ou veda $\text{ç}\bar{a}$ o lateral do edif \bar{i} cio, assim como ligeira prote $\text{ç}\bar{a}$ o \bar{a} s chuvas frequentes do ver \bar{a} o.

O p ó rtico totalmente treli ç ado poder \bar{a} apresentar um consider \bar{a} vel \bar{i} ndice de economia de material, visto que ser \bar{a} pesquisada a geometria interna mais favor \bar{a} vel para produzir menores esfor ç os. Tamb e m ser \bar{a} o estudadas possibilidades de prolongamentos de pe ç as estruturais, na cria $\text{ç}\bar{a}$ o de op $\text{ç}\bar{o}$ es de beirais que favore ç am \bar{a} ventila $\text{ç}\bar{a}$ o e ilumina $\text{ç}\bar{a}$ o, tais como lanternis na cumeeira, brises, etc... conforme figura 1.8.

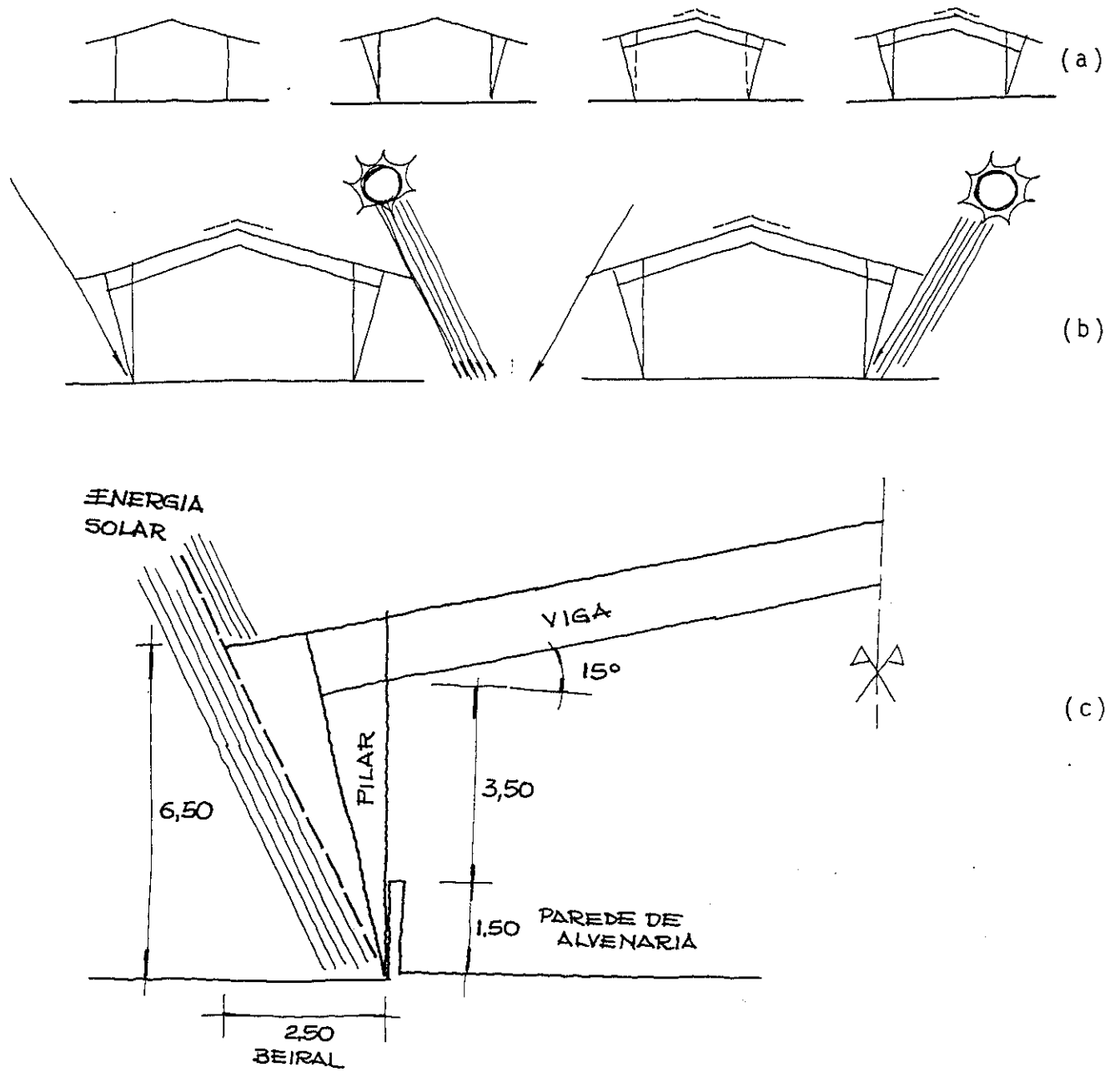


FIGURA 1-8 - Forma Geométrica Proposta

2 - ANTE PROJETO

2.1 - Dados Gerais

2.1.1 - Estrutura

Pórtico treliçado, bi-articulado, composto por tábua ou sarrafos de madeira em bitola comercial (2,5 x 15 cm), destinado à construção de galpões industriais ou armazéns. As características básicas são as seguintes:

- Vão teórico: 20,00 m
- Beiral: 2,50 m
- Pé direito máximo: 6,00 m
- Espaçamento entre pórticos: 5,00 m
- Tipo de telha: fibrocimento 6 mm (ondulada)
- Espécie de madeira: Peroba Rosa
- Forma do pórtico: Conjunto formado de viga e pilar, totalmente treliçado. A viga composta de dois banzos (superior e inferior) e cobertura em duas águas. O pilar composto de duas colunas (interna e externa) para fixação da vedação lateral. Beiral protetor da vedação lateral, composto do prolongamento de peças da viga e do pilar.

2.1.2 - Geometria

A forma idealizada da viga e pilar para compor o pórtico, possui duas águas, viga em dois banzos, pilar em duas colunas, juntas em uma extremidade e beiral protetor para as paredes laterais apoiado por uma das colunas do pilar.

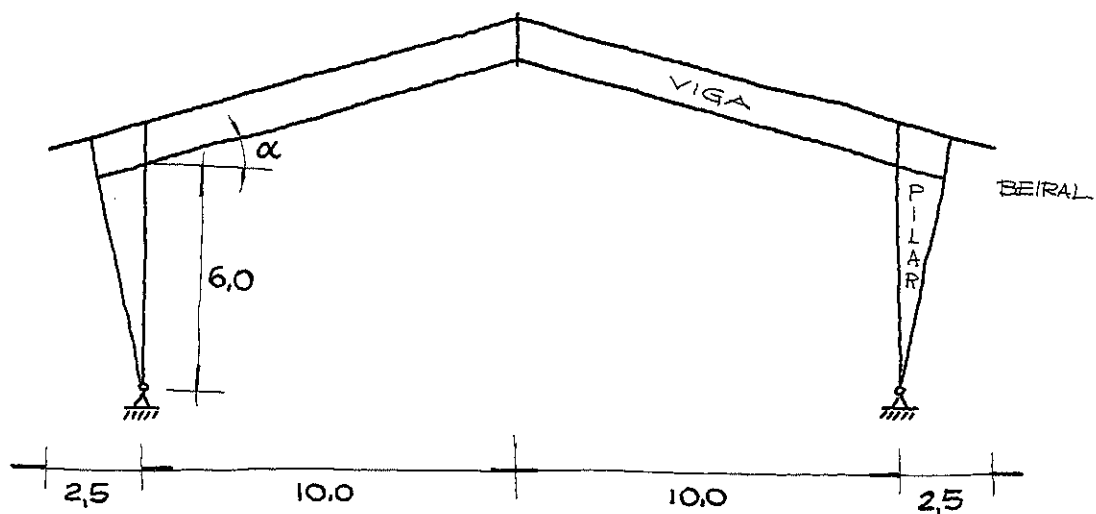


FIGURA 2-1 - Forma Idealizada

2.1.2.1 - Viga

A inclinação de 15° , define o comprimento da viga e altura da cumeeira.

O espaçamento entre terças de apoio das telhas, define os nós do banço superior e distância entre os montantes (1,69 m) - (peças verticais).

As diagonais serão definidas, obedecendo o menor comprimento de barra para fixar montante e banços, através dos nós.

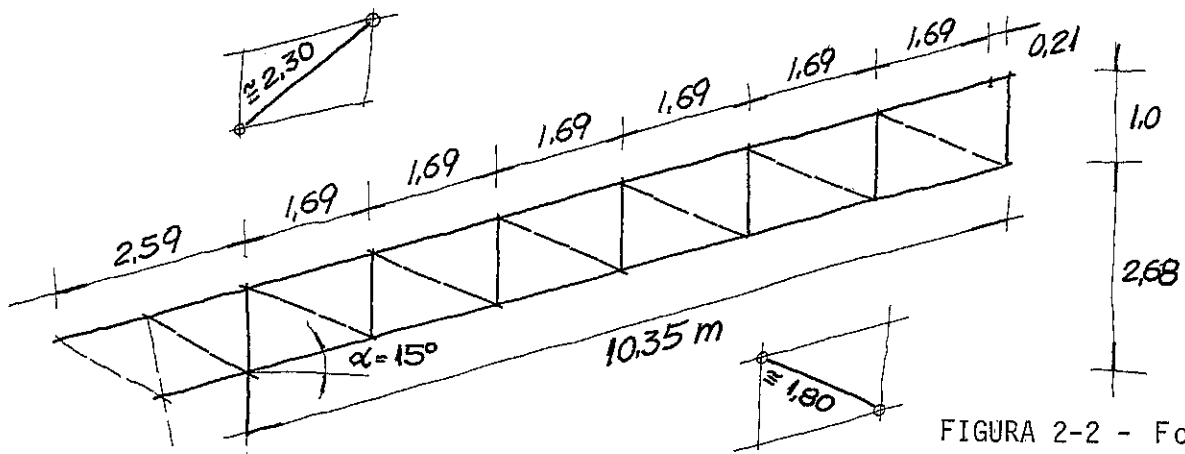


FIGURA 2-2 - Forma da Viga

O pilar composto de duas colunas, a interna vertical e a externa inclinada $11,6^\circ$ definida pelo espaçamento adequado da telha (1,39 m) no encontro das duas colunas com o banço superior da viga.

A vedação lateral poderá ser feita por telhas, nas duas colunas, partindo de 1,50 m do piso. O espaçamento de apoio das telhas define os nós da coluna externa em 1,43 m a partir do banço inferior, (usando o recobrimento de 10 cm para telhas na vertical). O prolongamento das barras que passam nos nós da coluna externa permitem várias formas para o beiral, definindo o espaçamento entre os nós da coluna interna do pilar.

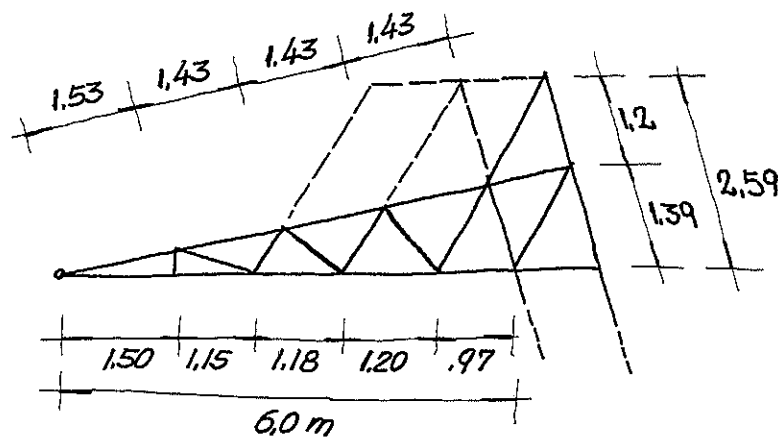


FIGURA 2-3 - Forma do Pilar

2.1.2.3 - Forma geral

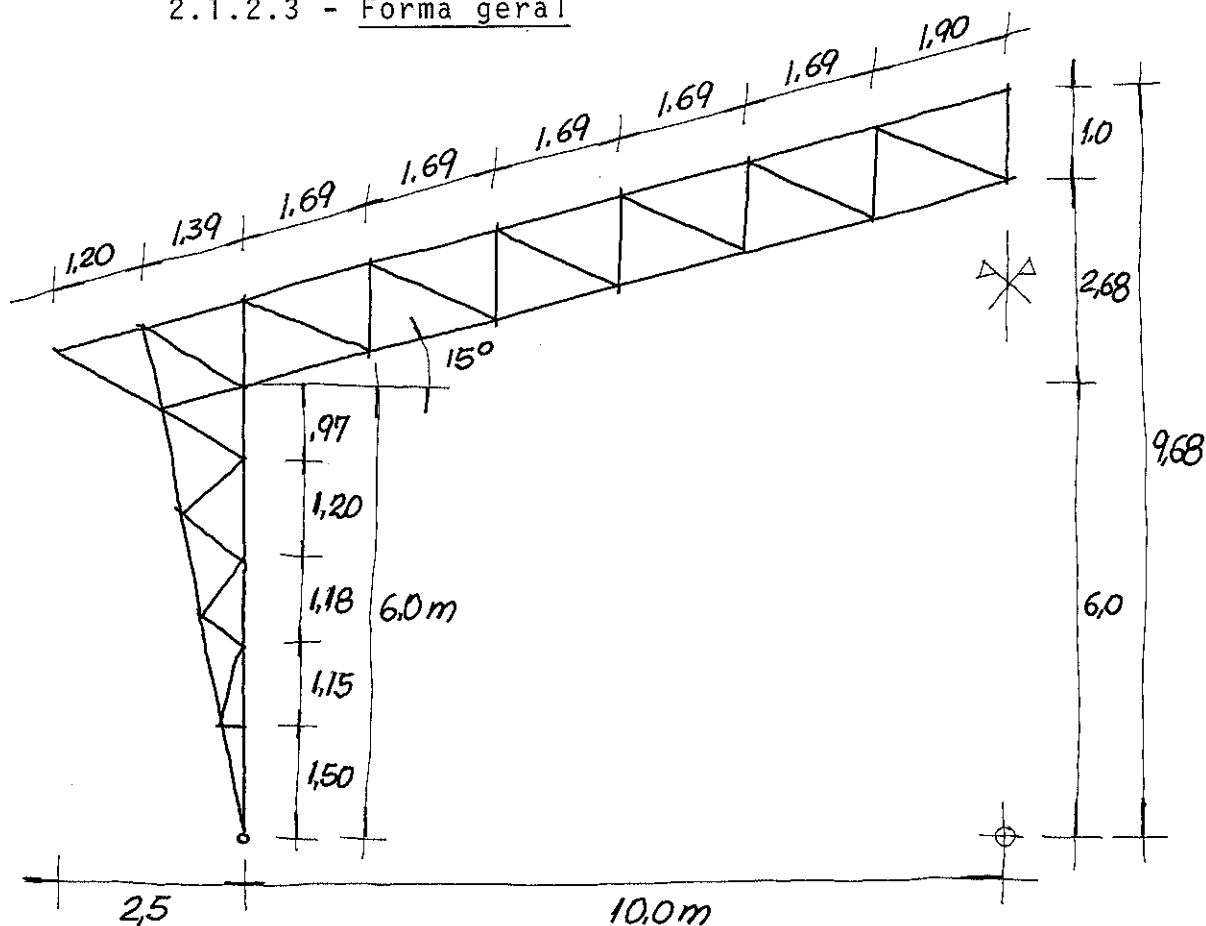
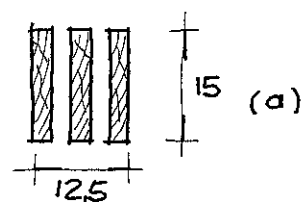


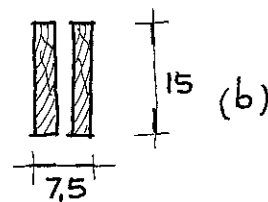
FIGURA 2-4 - Forma Geral

2.1.3 - Peças que compõem as barras do pórtico

- Banzos superior e inferior:
3 peças 2,5 x 15 cm



- Montantes e diagonais da viga e do pilar:
2 peças 2,5 x 15 cm



- Colunas interna e externa:
4 peças 2,5 x 15 cm

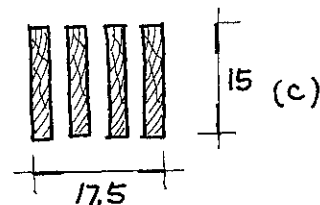


FIGURA 2-5 - Composição das Peças

Com a área da seção transversal e comprimento das barras, calculam-se o volume de material empregado para o consumo de madeira no pórtico, através da tabela 2-1.

TABELA 2-1 - Área da Seção Transversal e Carregamento das Barras

PEÇA	DIMENSÕES	ÁREA (cm ²)	COMPRIMENTO (cm)	VOLUME (cm ³)
bs	3(2,5 . 15)	112,5	2600	292.500
bl	3(2,5 . 15)	112,5	2300	258.750
mv	2(2,5 . 15)	75,0	1100	82.500
dv	2(2,5 . 15)	75,0	2700	202.500
cep	4(2,5 . 15)	150,0	1360	204.000
cip	4(2,5 . 15)	150,0	1400	210.000
mp	2(2,5 . 15)	35,0	380	28.500
dp	2(2,5 . 15)	75,0	1080	81.000
total.....				1.359.750

2.2 - Estimativa dos Elementos de Cargas

2.2.1 - Estimativa dos esforços

2.2.1.1 - Telhas

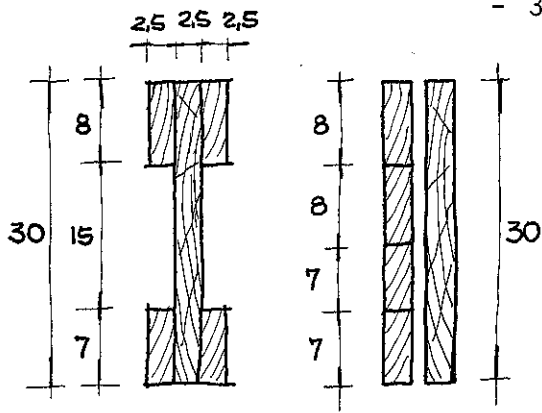
Adota-se como estimativa inicial para as telhas de fibrocimento, o peso de 20 kg/m², estando incluído a máxima absorção permitida pela P-EB-93, que é 28% em relação ao peso do material seco, para coberturas e paredes em telhas onduladas de 6 mm de espessura.

O peso por metro quadrado na projeção horizontal será:

$$P_{tl} = 20 \frac{1}{\cos 150} \therefore P_{tl} = 20,7 \text{ kg/m}^2$$

2.2.1.2 - Terças

Estima-se para a terça, um perfil em "I", de Peroba Rosa (0,92 g/cm²), composta de 5 peças desdobradas de 2 tábuas com a seguinte disposição:



$$2(2,5 \times 8,0) = 40 \text{ cm}^2$$

$$2(2,5 \times 7,0) = 35 \text{ cm}^2$$

$$1(2,5 \times 30,0) = 75 \text{ cm}^2$$

$$A = 150 \text{ cm}^2$$

FIGURA 2-6 - Terça Idealizada

O peso por metro será: $150 \times 100 \times 0,92$

$$P_{tr} = 13,8 \text{ kg/m}$$

2.2.2 - Carregamento nas terças

2.2.2.1 - Carga permanente

Espaçamento entre terças = 1,69 m

Peso próprio = 13,8 kg/m

Reação das telhas = $20,7 \times 1,69 = 35,0 \text{ kg/m}$

Ferragem: $2 \text{ kg/m}^2 = 2 \times 1,69 \approx 3,4 \text{ kg/m}$

Total permanente: $13,8 + 35 + 3,4 = 52,2 \text{ kg/m} (P_p)$

2.2.2.2 - Carga acidental

A carga acidental, será calculada considerando a pressão do vento de 30 kg/m^2 no telhado. Este valor será usado considerando-se que a NB-5 - cargas para o cálculo de estruturas de edifícios - item 8, indica a pressão de 60 kg/m^2 em construções cuja altura esteja compreendida entre 6 e 20 metros. E, a NB-11 - Cálculo e execução de estruturas de madeira - item 11.f, indica para considerar o acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas, devendo-se reduzir pela metade os esforços solicitantes, em peças de madeira, devidos a ação do vento (carga acidental). Desta forma, a carga acidental, será admitida como:

$$30 \times 1,69 \therefore P_a = 50,7 \text{ kg/m}$$

2.2.2.3 - Carga Total

O carregamento total será a soma das cargas permanentes e acidental.

$$P_t = 50,7 + 52,2 \therefore P_t = 103 \text{ kg/m}$$

2.2.3 - Solicitação das terças no pòrtico

Espaçamento entre pòrticos = 5,00 m

Carga permanente = $52,2 \times 5,00 = 261 \text{ kg}$

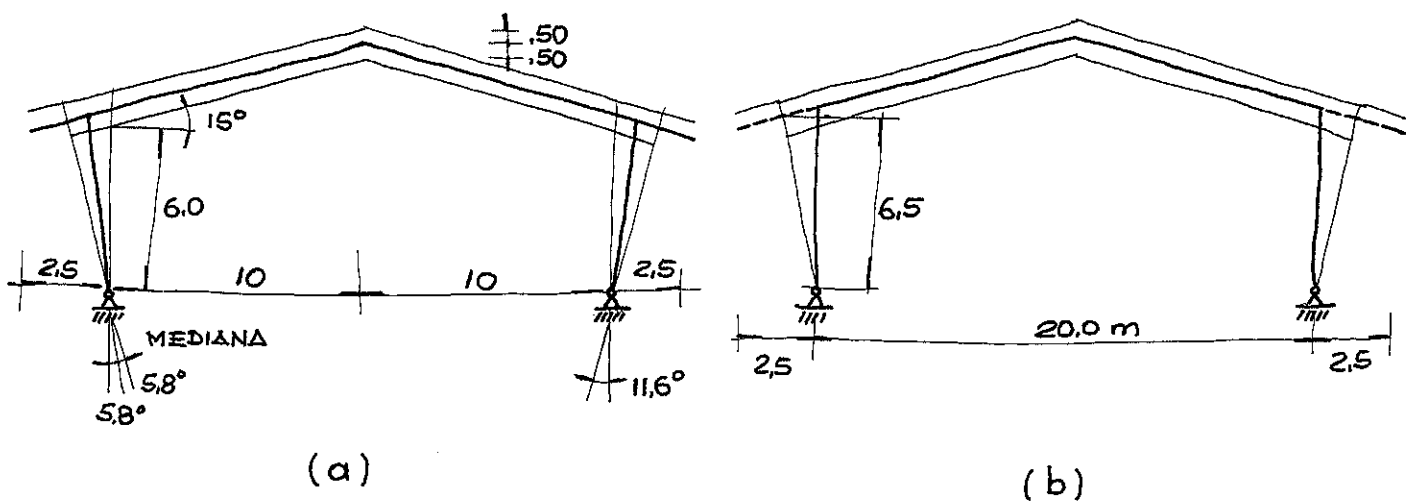
Carga acidental = $50,7 \times 5,00 = 254 \text{ kg}$

Total na Terça (P_{tt}) = $261 + 254 = 515 \text{ kg}$

2.3 - Pré-Dimensionamento do Pòrtico

O pré-dimensionamento do pòrtico será feito através de uma adaptação da forma idealizada, para um pòrtico simples, com exclusão do beiral e momento de inércia aproximado.

2.3.1 - Adaptação da forma



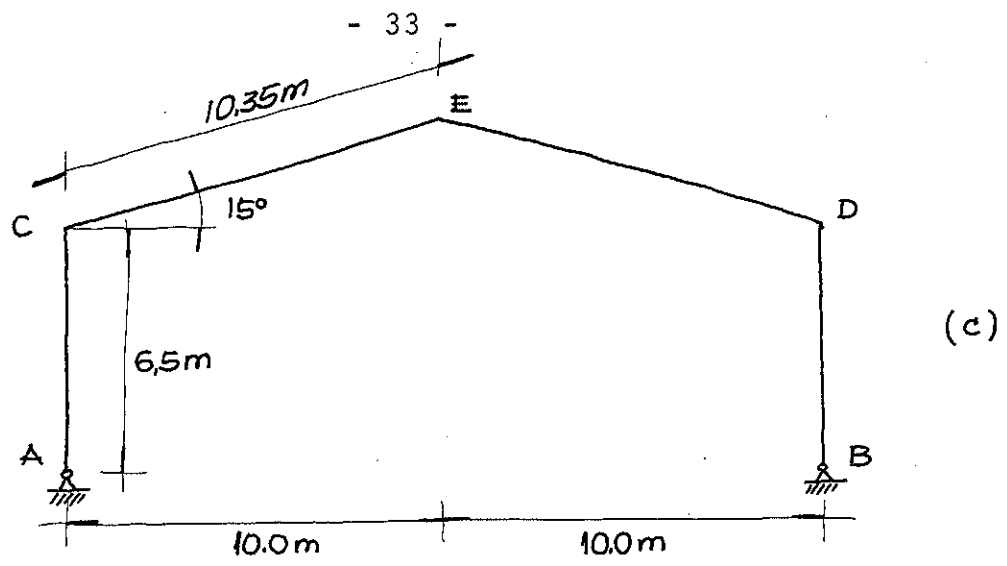


FIGURA 2-7 - Aproximação para um Pórtico Simples

2.3.2 - Momento de inércia

- Viga

$$J_{\text{viga}} = 56 \text{ dm}^4$$

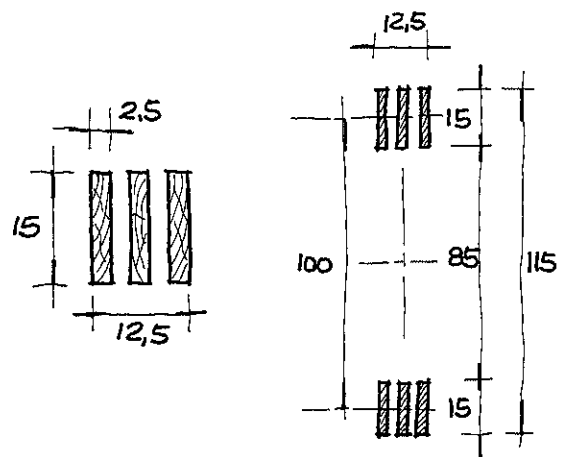


FIGURA 2-8 - Seção do Banzo e Viga

- Pilar

O J_{pilar} adotado é a média dos momentos de inércia do pilar nas seções A e C.

$$J_A = 2,5 \text{ dm}^4$$

$$J_C = 145 \text{ dm}^4$$

$$J_{\text{pilar}} = \frac{J_A + J_C}{2}$$

$$= 74 \text{ dm}^4$$

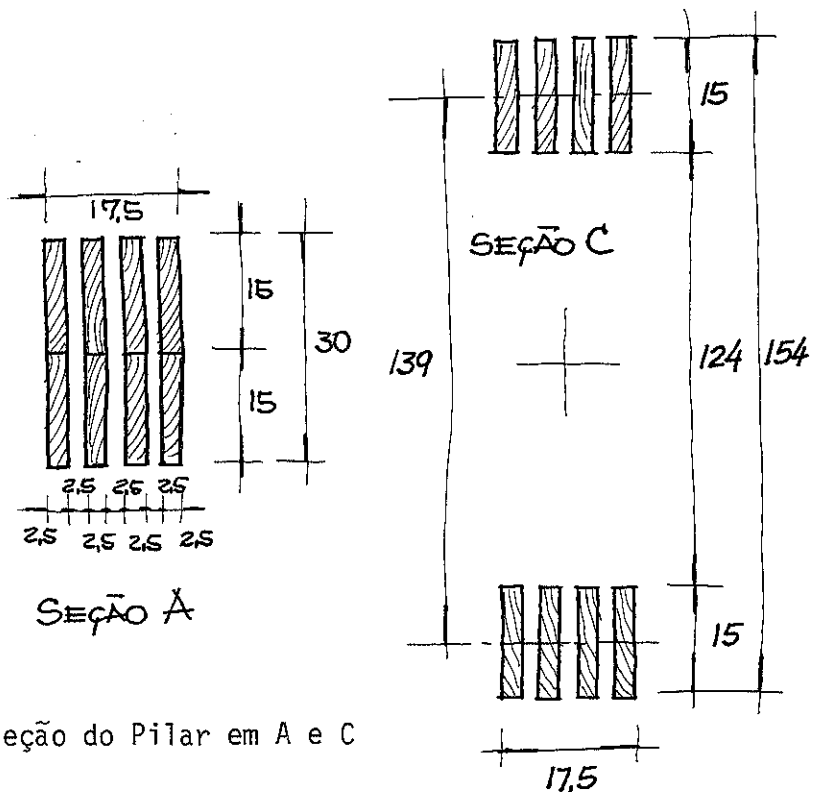


FIGURA 2-9 - Seção do Pilar em A e C

2.3.3 - Cálculo das cargas

2.3.3.1 - Reação das terças

Para cada terça foi calculada uma reação vertical de 515 kg, e esta reação será representada como uma carga por metro linear de pòrtico.

O espaçamento entre as terças é de 1,69 m, e a distância em projeção horizontal na barra do telhado será de:

$$1,69 \times \cos 15^\circ = 1,69 \times 0,959 = 1,632 \text{ m}$$

Transformando-se a reação das terças em carga distribuída, tem-se:

$$P_{tt'} = 515 \div 1,632 \therefore P_{tt'} = 316 \text{ kg/m}$$

2.3.3.2 - Peso próprio

Para a estimativa do peso próprio, foram usadas dimensões prováveis para garantir a resistência aos esforços, na ordem de grandeza suposta para o pòrtico em estudo. Em primeira aproximação das seções das barras, foi observado o uso de peças comerciais em arranjo adequado para facilitar emendas e ligações.

O volume de material usado de 1.359.750 cm³ calculado na tabela 2-1 e a densidade da Peroba Rosa de 0,92 g/cm³, resultará no peso da madeira.

$$P_m = V_m \times 0,92 = 1.359.750 \times 0,92 \therefore P_m = 1251 \text{ kg}$$

Distribuindo no comprimento da cobertura, tem-se:

$$P_{md} = \frac{P_m}{2(10,35)} = \frac{1251}{20,7} \therefore P_{md} = 60,5 \text{ kg/m}$$

Na projeção horizontal:

$$P_{md'} = \frac{P_{md}}{\cos 15^\circ} = \frac{60,5}{0,959} \therefore P_{md'} = 63 \text{ kg/m}$$

2.3.3.3 - Carga total

A carga distribuida total, atuante, para efeito de prē-di-
mensionamento, serā de:

$$q = P_{tt'} + P_{md'} = 316 + 63 \therefore q = 380 \text{ kg/m}$$

2.3.4 - Cāculo pelo processo dos esforos

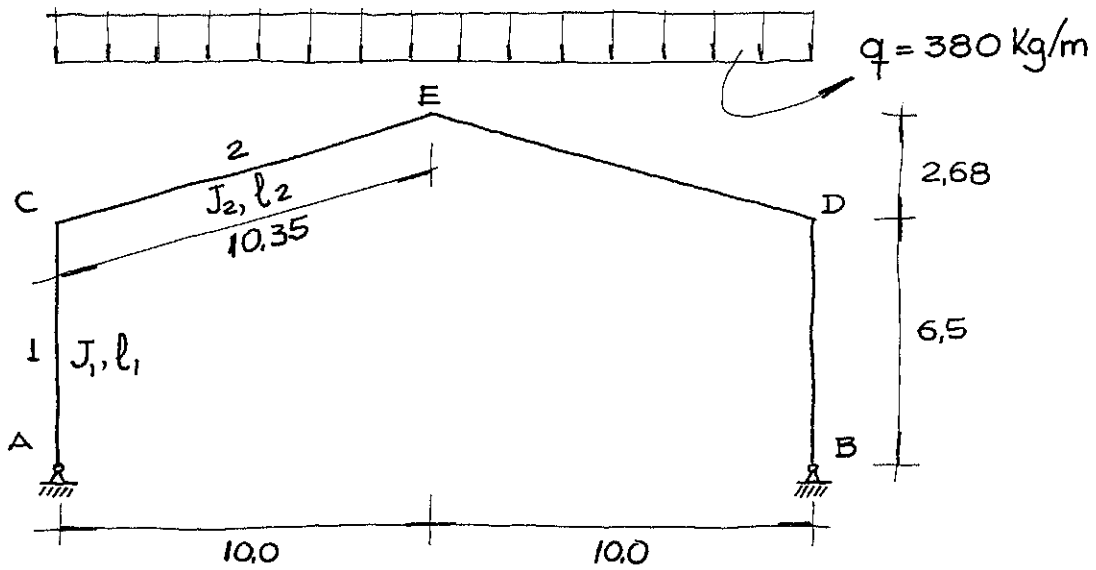


FIGURA 2-10 - Esquema de Cāculo

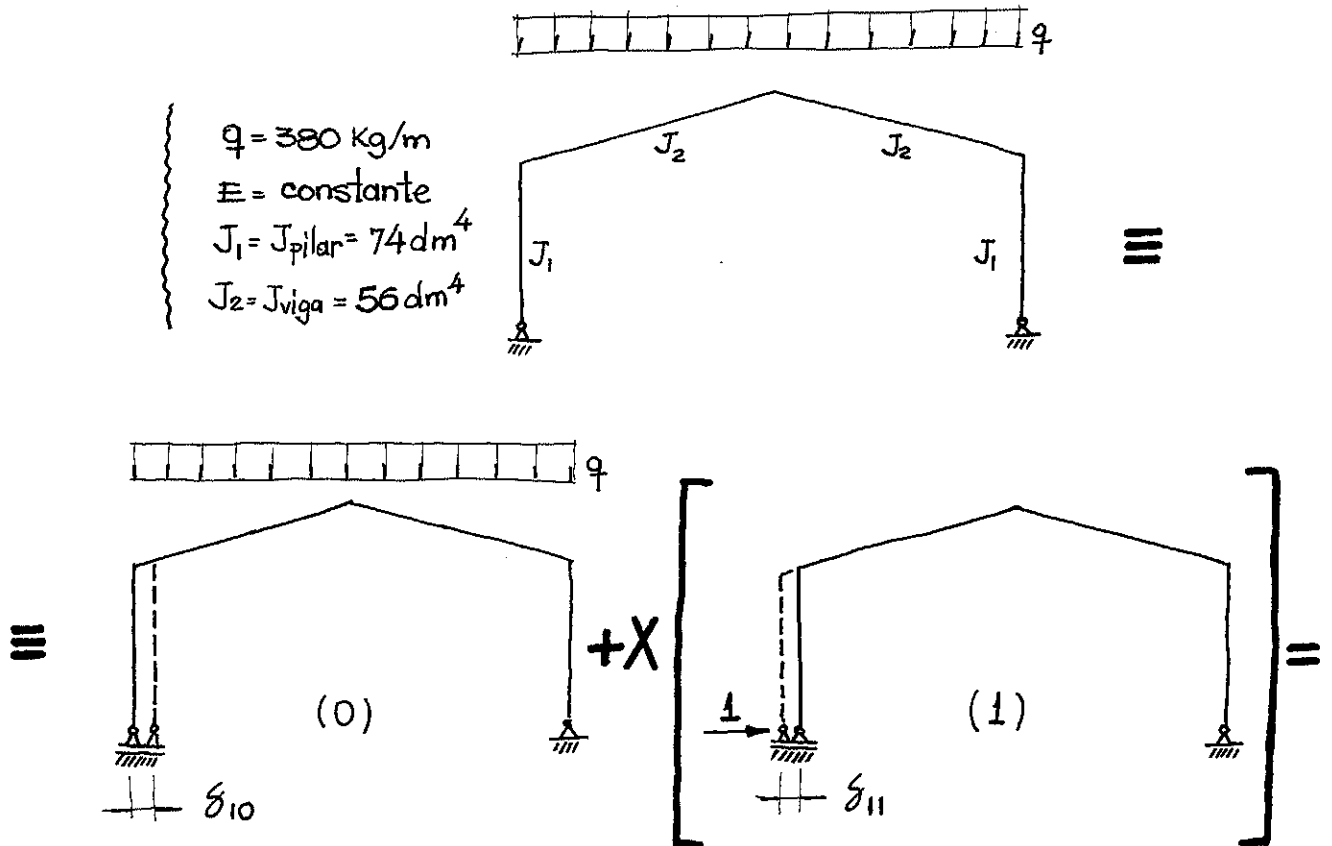


FIGURA 2-11 - Esquema Hiperestātico

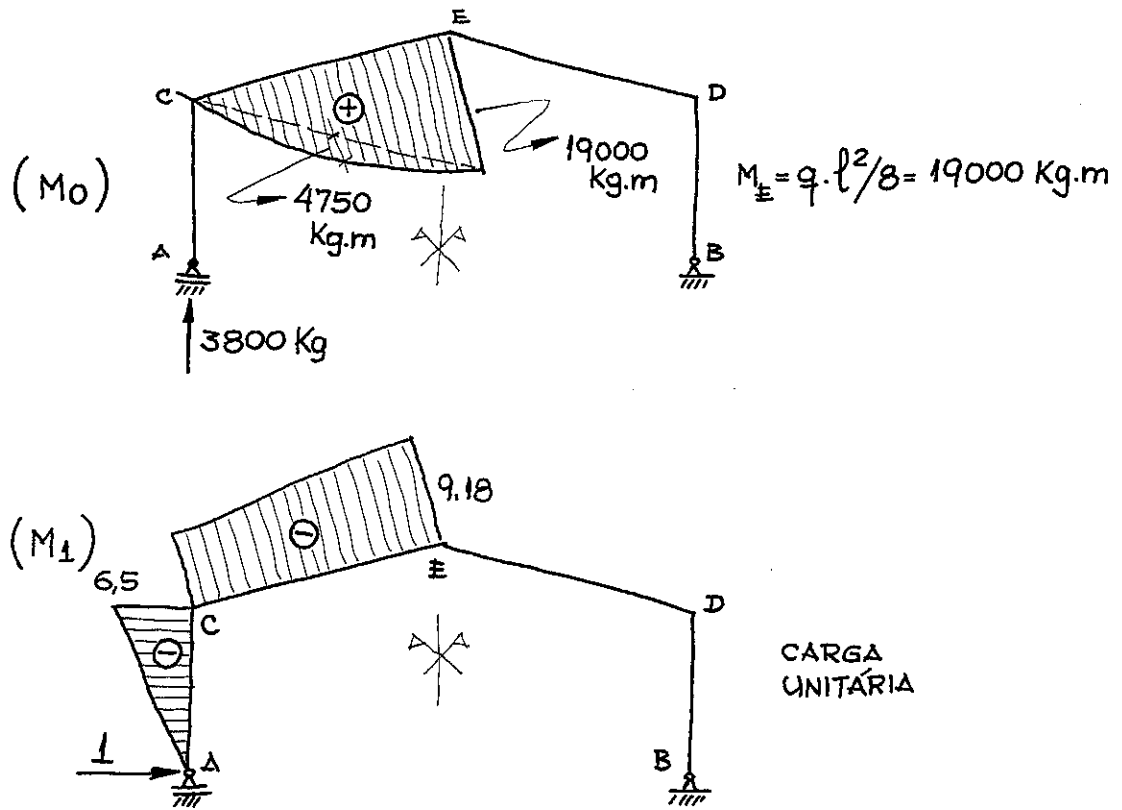


FIGURA 2-12 - Diagramas de Momentos

$$EJ_2 \delta_{10} = - \frac{1}{6} \times 10,35 \times 19000 (2 \times 9,18) + 6,5 -$$

$$- \frac{1}{3} \times 10,35 \times 4750 (9,18 + 6,5) = - 814786,5 - 256956 = -$$

$$= - 10717442,5$$

$$E \delta_{10} = - \frac{1071742,5}{J_2}$$

$$E \delta_{11} = \frac{1}{3} \times \frac{6,5^2 \times 6,5}{J_1} + \frac{1}{6} \times \frac{10,35}{J_2} \times$$

$$\times 6,5 (2 \times 2 \times 6,5) + 9,18 + 9,18 \times 6,5 + (2 \times 9,18) =$$

$$= \delta_{11} = \frac{91,54}{J_1} + \frac{642,36}{J_2}$$

$E = \text{constante}$

$$J_1 = 74 \text{ dm}^4$$

$$J_2 = 56 \text{ dm}^4$$

$$\delta_{10} + X \delta_{11} = 0$$

$$- \frac{1071742,5}{J_1} + X \frac{91,54}{J_1} + \frac{642,36}{J_2} = 0$$

$$X = - \frac{\frac{1090027}{J_2}}{\frac{91,54}{J_1} + \frac{642,36}{J_2}}$$

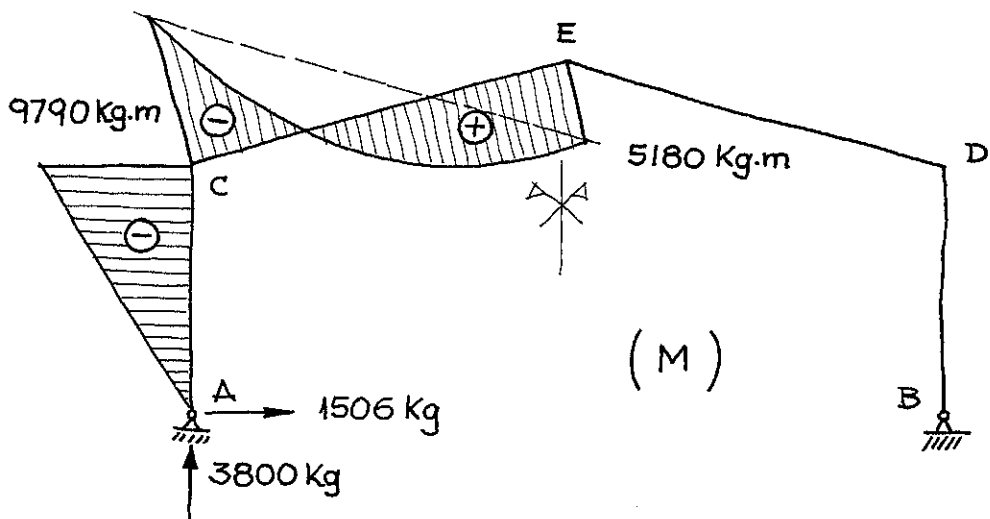
$$\frac{J_2}{J_1} = \frac{56}{74}$$

$$X = + \frac{1071742,5}{91,54 \frac{56}{74} + 642,38} = \frac{1071742,5}{711,63} = 1506,04$$

$$X = 1506 \text{ kg}$$

$$M_C = 0 + 1506 \times 6,5 \therefore M_C = 9790,0 \text{ kg.m}$$

$$M_E = 19000 + 1506 \times (-9,18) \therefore M_E = 5180 \text{ kg.m}$$

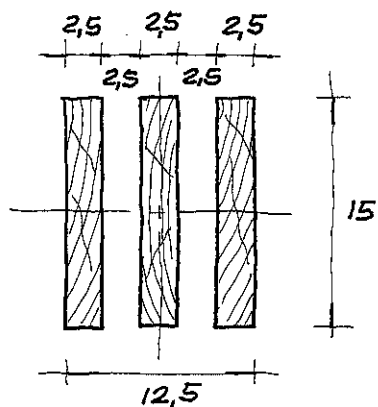


2.4 - Verificações FIGURA 2-13 - Diagrama de Momento Final

2.4.1 - Viga

Verificando-se a flambagem, cada banço da viga, através

de maior comprimento entre os nós (1,90 m) e a tensão inferior $\bar{\sigma}$ admissível de compressão tem-se o esforço máximo admitido pela barra.



$$J = 2109,38 \text{ cm}^4$$

$$S = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J}{S} = 4,33 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i_{\min}} = \frac{190}{4,33} = 43,9$$

FIGURA 2-14 - Seção dos Banzos.

(Peça intermediária)

Para peça intermediária ($\lambda = 43,9$)

$$\sigma_{f\ell} \leq \sigma_{at} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Com a tensão considerada

$$\sigma_{at} = 80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c = 85 \text{ kg/cm}^2$$

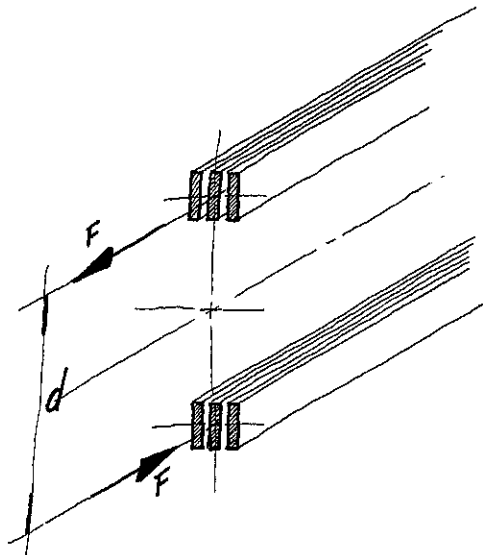
$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{\lambda - 40}{3(\lambda_0 - 40)} \right) \leq 80$$

$\lambda = 44,25$ (peça intermediária)

$$\lambda = \frac{\ell_1}{4,33} \therefore \ell_1 = 4,33 \times 44,25 = 191,6 \text{ cm}$$

A barra foi verificada como peça intermediária, podendo ser admitida com o comprimento máximo de 191,6 cm, onde a tensão de 80 kg/cm² define o esforço máximo, como sendo:

$$\sigma = \frac{P}{S} = 80 \therefore P_{\text{adm}} = 80 \times 112,5 = 9000 \text{ kg}$$



$$M_c = 9790 \text{ kg.m}$$

$$F = 9000 \text{ kg}$$

$$M_c = d_c \times F \therefore d_c = \frac{M_c}{F} = \frac{9790}{9000}$$

$$d_c = 1,10 \text{ m}$$

$$M_e =$$

$$F = 9000 \text{ kg}$$

$$M_e = d_e \times F \therefore d_e = \frac{M_e}{F} = \frac{5180}{9000}$$

No ponto C

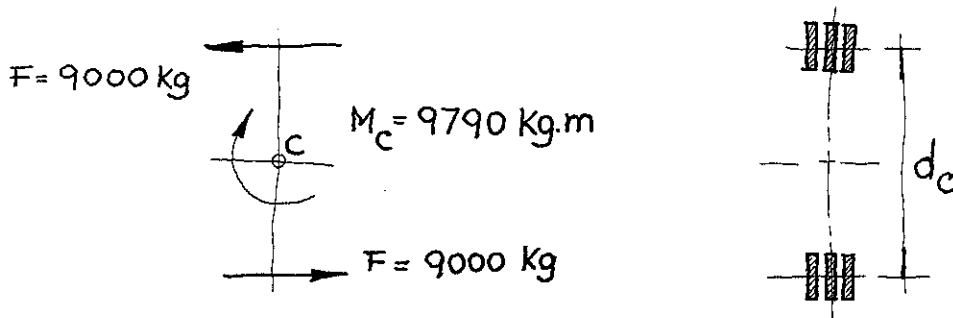


FIGURA 2-15 - Momento no Ponto C

No ponto E

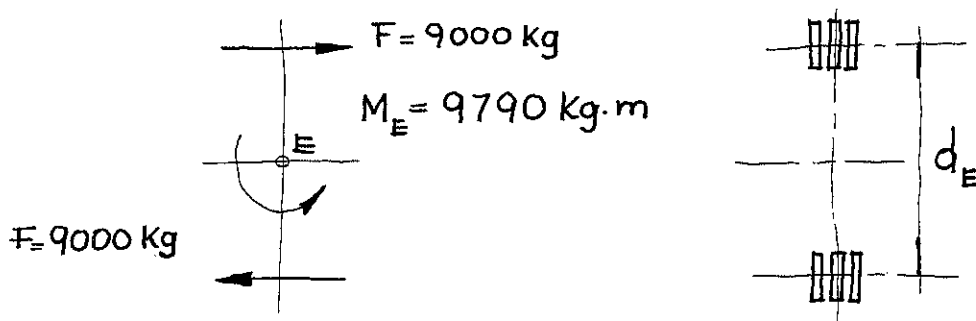


FIGURA 2-16 - Momento no Ponto E

Obs: Em decorrência do acréscimo do momento de inércia da viga de 56 dm^4 para 68 dm^4 em função do afastamento entre os banzos, calculado em 110 cm , haverá em consequência, uma diminuição na constante hiperestática e no momento fletor máximo.

2.4.2 - Pilar

Verificando a tensão admissível do pilar no ponto C:

$$M = 979000 \text{ kg.cm}$$

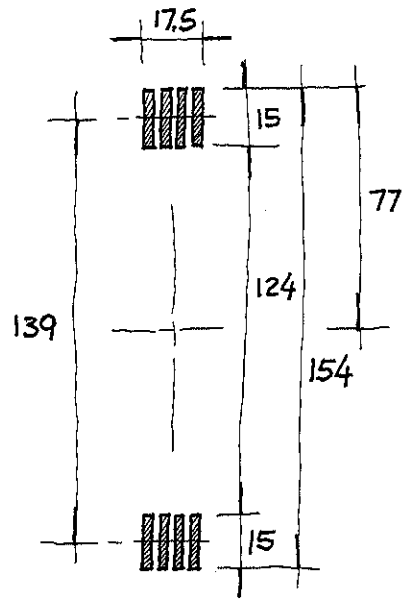
$$J_C = 1450000 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{154}{2} = 77 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{w} = \frac{M}{J} y$$

$$\sigma = \frac{979000}{1450000} \times 77 = 51,99$$

FIGURA 2-17 - Seção do Pilar em C



$$\sigma_{at} = 52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_C = 85 \text{ kg/cm}^2$$

Os esforços do pilar no ponto A:

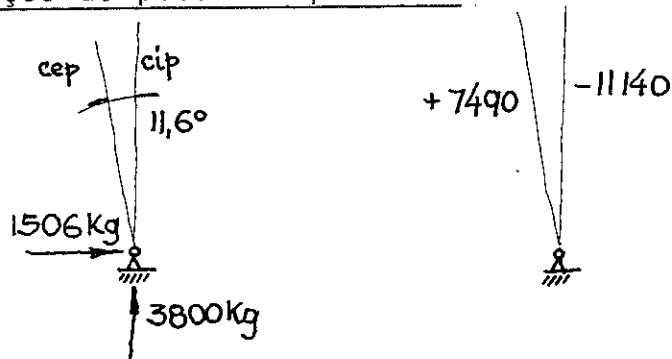
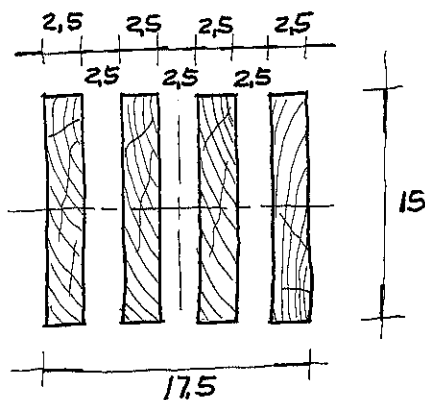


FIGURA 2-18 - Esforço no Pilar

Verificando a flambagem cada coluna do pilar, e através do esforço máximo admitido, determina o comprimento máximo da barra.



$$P = - 11.140 \text{ kg}$$

$$J = 2812,5 \text{ cm}^4$$

$$S = 150 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = 4,33 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l}{4,33}$$

FIGURA 2-19 - Seção das Colunas

Supondo peça curta:

$$\bar{\sigma}_c = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{P}{S} = \frac{11140}{150} = 74,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Supondo peça intermediária

$$\bar{\sigma}_{f\ell} < \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{\lambda - 40}{3(\lambda_0 - 40)} \right) = 74,27 \dots$$

$$\lambda = \frac{132,22 - 74,27}{1,18} = 49,11$$

$$40 < \lambda = 49,11 < \lambda_0 = 64$$

$$\lambda = \frac{\ell}{4,33} \dots \ell = 4,33 \times 49,11$$

$$\ell = 212,6 \text{ cm}$$

2.5 - Conclusões:

Calculadas as tensões e achadas compatíveis, pode-se considerar que o pórtico, atende às solicitações de ante-projeto e as dimensões estabelecidas e recomendadas, devem compor a forma geométrica definitiva.

No pré-dimensionamento não foi estudado os efeitos especiais para o vento, o que será feito para o projeto principal, onde serão verificadas todas as peças da estrutura, tentando uma dimensão ideal para as barras do pórtico.

Pelo pré-dimensionamento admite-se que o pórtico poderá ter o afastamento do banzo variado, entretanto, será usado por facilidade de construção, o modelo com banzos paralelos.

$d' = 110 \text{ cm (mínimo)}$

$d'' = 60 \text{ cm (mínimo)}$

$\alpha = 15^\circ$

$v' = 191,60 \text{ cm (max)}$

$p' = 212,60 \text{ cm (max)}$

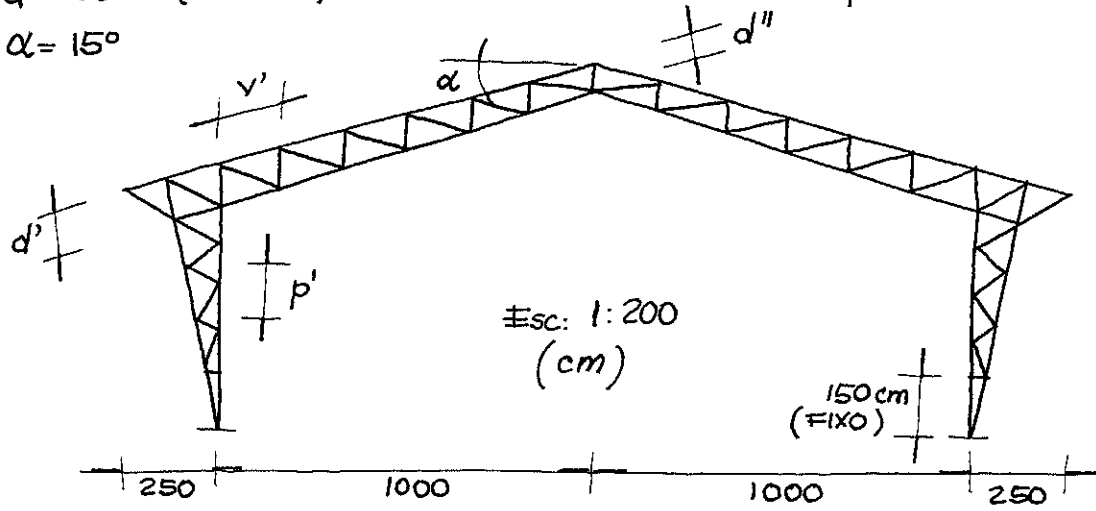


FIGURA 2-20 - Forma Admitida para o Pórtico

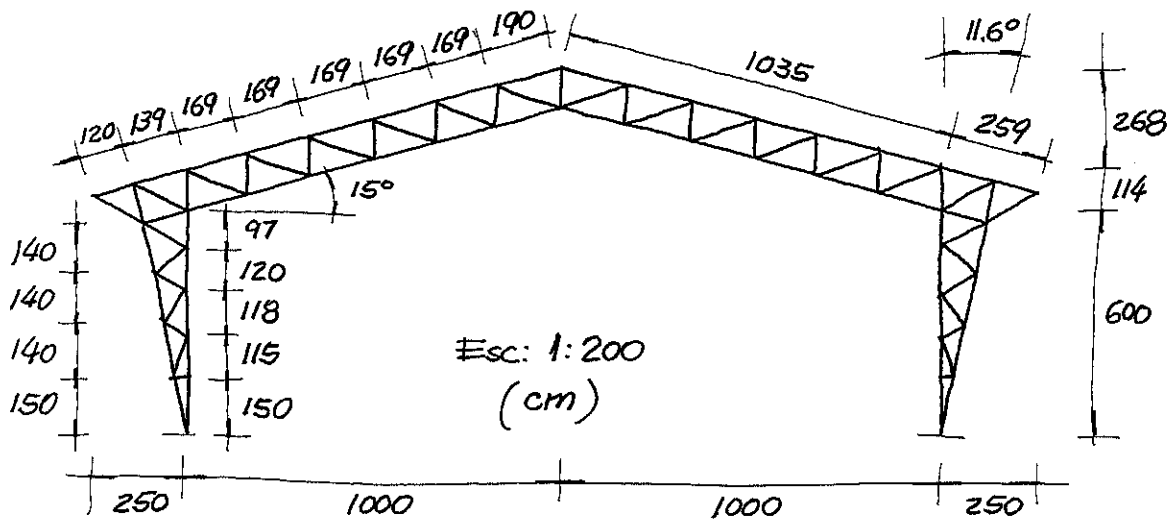
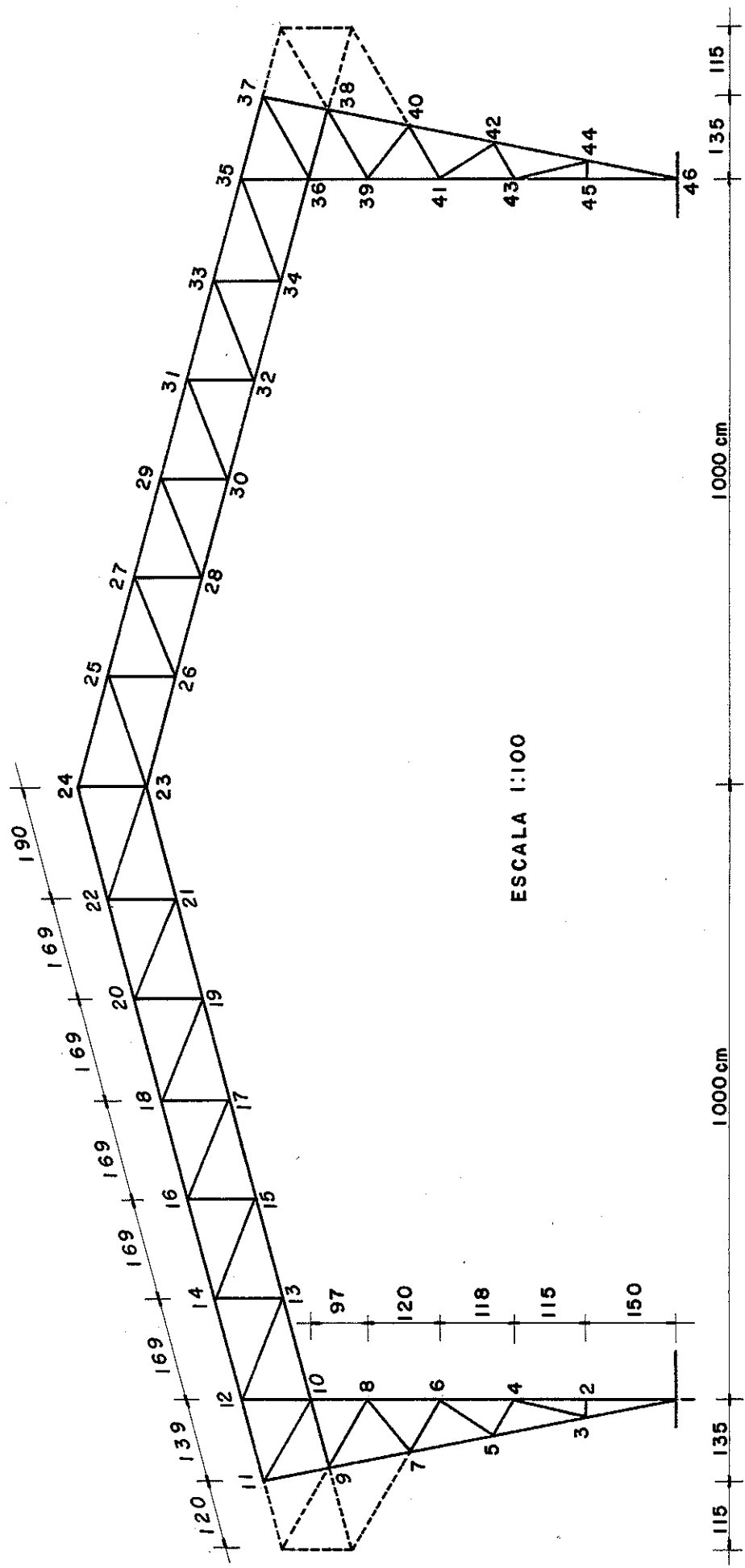
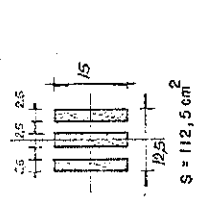
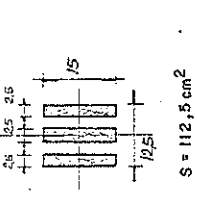
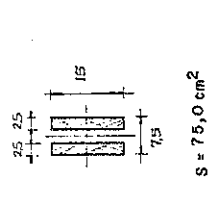
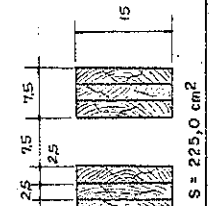
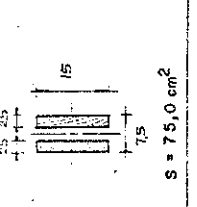


FIGURA 2-21 - Forma Definitiva do Pórtico

FIGURA 2-22 - Forma Geométrica Definitiva com os Nós Devidamente Identificados



	BARRA (Lado A)	BARRA (Lado B)	SEÇÃO TRANSVERSAL	COMPR. EN- TRE OS NÓS (cm)	COMPR. DAS BARRAS (cm)
BANZO SUPERIOR	11 - 12 12 - 14 14 - 16 16 - 18 18 - 20 20 - 22 22 - 24	35 - 37 33 - 35 31 - 33 29 - 31 27 - 29 25 - 27 24 - 25		139 169 169 169 169 169 190	139 169 169 169 169 169 190
BANZO INFERIOR	9 - 10 10 - 13 13 - 15 15 - 17 17 - 19 19 - 21 21 - 23	36 - 38 34 - 36 32 - 34 30 - 32 28 - 30 26 - 28 23 - 26		120 169 169 169 169 169 190	120 169 169 169 169 169 190
DIAGONAL DA VIGA	12 - 13 14 - 15 16 - 17 18 - 19 20 - 21 22 - 23	34 - 35 32 - 33 30 - 31 28 - 29 26 - 27 23 - 25		175 175 175 175 175 195	200 200 200 200 200 220
DIAGONAL DA VIGA/PILAR	10 - 11	36 - 37		155	175
MONTANTE DA VIGA	13 - 14 15 - 16 17 - 18 19 - 20 21 - 22 23 - 24	33 - 34 31 - 32 28 - 30 27 - 28 25 - 26		115 115 115 115 115 115	150 150 150 150 150 150

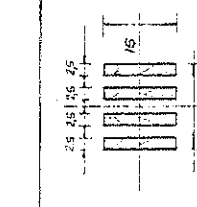
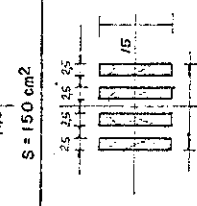
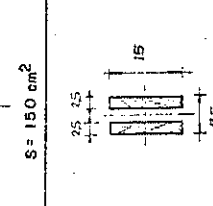
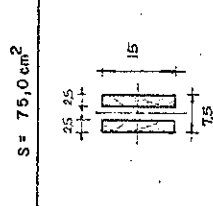
COLUNA INTERNA DO PILAR	1 - 2 2 - 4 4 - 6 6 - 8 8 - 10 10 - 12	45 - 46 43 - 45 41 - 43 39 - 41 36 - 39 35 - 36		150 110 120 125 95 115
COLUNA EXTERNA DO PILAR	1 - 3 3 - 5 5 - 7 7 - 9 9 - 11	44 - 46 42 - 44 40 - 42 38 - 40 37 - 38		152 143 143 143 113
MONTANTE DO PILAR	2 - 3 3 - 5 5 - 7 7 - 9	44 - 45 42 - 43 40 - 41 38 - 39		50 85 98 130
DIAGONAL DO PILAR	3 - 4 4 - 6 6 - 8	43 - 44 41 - 42 39 - 40		135 125 130

TABELA 2-2 - Seção Transversal e Comprimento de cada Barra do Pórtico

3 - VENTO NA ESTRUTURA - INFLUÊNCIA E AÇÃO

Sendo o efeito do vento no telhado e paredes de uma edificação, um dado bastante importante na determinação dos esforços atuantes numa estrutura, requer um estudo pormenorizado das ocorrências principais destes efeitos. Neste trabalho serão verificadas as posições mais críticas de carregamentos e combinações críticas de ocorrência de vento na estrutura.

É conhecido que os esforços provocados pelo efeito do vento, formam zonas de baixa pressão (sucção) e de alta pressão (pressão). A soma destes efeitos pode provocar um alívio ou um carregamento em pontos da estrutura de sustentação. A combinação crítica do vento que provoca baixa pressão (sucção) será denominada de "vento que alivia". E, a combinação crítica do vento que provoca alta pressão (pressão) será denominada de "vento que carrega".

Para cálculo do efeito do vento na cobertura, tem-se abaixo a tabela 3-1 contendo os comprimentos de influência de cada nó externo da viga e pilar da estrutura em estudo.

TABELA 3-1 - Comprimentos de Influência de cada Nó Externo da Viga e Pilar

	NÓ	COMPRIMENTO DE INFLUÊNCIA NA TERÇA	COMPRIMENTO DE INFLUÊNCIA NA VIGA	ÁREA DE INFLUÊNCIA NO NÓ
COLUNA EXTERNA DO PILAR À BARLAVENTO	3	5,0	0,695	3,475
	5	5,0	1,390	6,950
	7	5,0	1,390	6,950
	9	5,0	0,695	3,475
BANZO SUPERIOR DA VIGA À BARLAVENTO	11	5,0	0,695	3,475
	12	5,0	1,540	7,700
	14	5,0	1,690	8,450
	16	5,0	1,690	8,450
	18	5,0	1,690	8,450
	20	5,0	1,690	8,450
	22	5,0	1,690	8,450
CUMEEIRA	24	5,0	2,110	10,550
BANZO SUPERIOR DA VIGA À SOTAVENTO	25	5,0	1,690	8,450
	27	5,0	1,690	8,450
	29	5,0	1,690	8,450
	31	5,0	1,690	8,450
	33	5,0	1,690	8,450
	35	5,0	1,540	7,700
	37	5,0	0,695	3,475
COLUNA EXTERNA DO PILAR À SOTAVENTO	38	5,0	0,695	3,475
	40	5,0	1,390	6,950
	42	5,0	1,390	6,950
	44	5,0	0,695	3,475

3.1 - Cargas de Vento

A Norma Brasileira que define as cargas para o cálculo de estruturas de edifícios - NB-5, especifica no item 8, que a pressão de obstrução "q" é função da altura da construção. Para alturas compreendidas entre 6 e 20 metros, "q_v" será 60 kg/m.

A Norma Brasileira para o cálculo e execução de estruturas de madeira - NB-11, no item 11.f, determina que seja considerado em acréscimo de resistência da madeira as cargas rāpidas, podendo ser divididos por dois os esforços solicitantes, nas peças de madeira, devidos as carga de vento. Entretanto, esta reduçāo serā feita na composiçāo final dos esforços solicitantes em cada barra do pōrtico.

3.2 - Efeito do Vento na Estrutura

A ocorrēncia de vento na estrutura pode ser estudada atravēs dos coeficientes de forma, os quais, para efeitos de determinaçāo definem o carregamento do vento nas estruturas, sendo considerados como dois casos distintos, coeficientes de forma externo ou edificações fechada e coeficientes de forma interno ou edificações aberta.

3.2.1 - Coefficiente de Forma Externo

O formato e tipo de construçāo definem o coeficiente de forma externo (C_e), onde "em superfícies planas cheias as barlavento, que façam um ângulo α com a direçāo do vento, a qual é considerada horizontal", cuja altura for menor que 4,5 vēzes a largura média, $C_e = 1,2 \text{ sen } \alpha - 0,5$, e, "em superfícies planas cheias as sota-vento ou paralela as direçāo do vento e nas superfícies intermediárias de telhados múltiplos, $C_e = - 0,5$. A composiçāo serā, conforme a figura 3-1.

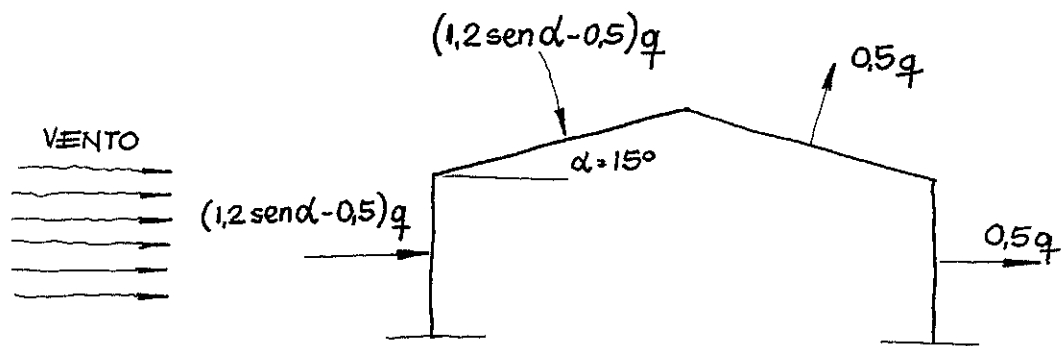


FIGURA 3-1 - Coeficiente de Forma Externo

3.2.2 - Coeficiente de Forma Interno

O coeficiente de forma interno (C_i) são estudados conforme as aberturas que apresentam, podendo ser \bar{a} direita (barlavento) e \bar{a} esquerda (sotavento).

- Edifício aberto \bar{a} Sota-vento (esquerda)

$$C_{i_s} = - 0,5$$

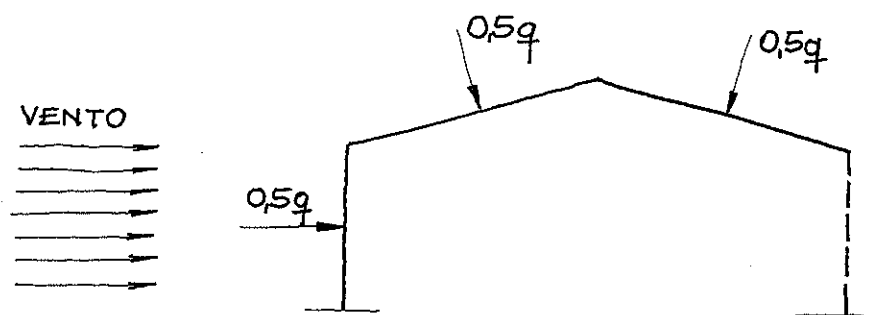


FIGURA 3-2 - Coeficiente de Forma Interno - Aberto \bar{a} Esquerda

- Edifício aberto à Barlavento (direita)

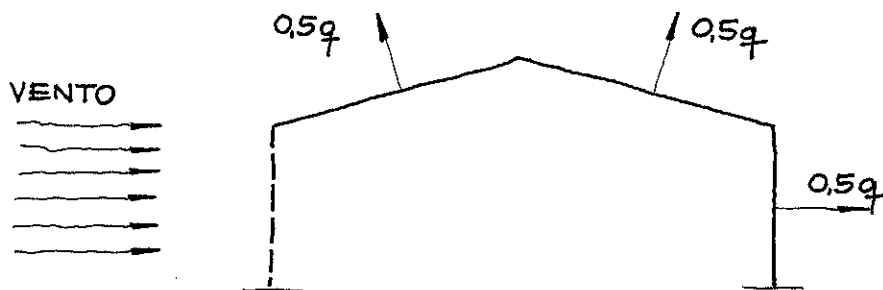


FIGURA 3-3 - Coeficiente de Forma Interno - Aberto à Direita

3.3 - Combinações Críticas

Combinando os coeficientes de forma externos e internos, onde o edifício poderá ter aberturas ou vedações dos dois lados, ou ainda, o vento podendo soprar em qualquer direção, obtêm-se diversas combinações, das quais serão consideradas somente as combinações críticas de pressão e sucção, denominadas de "vento que carrega" e "vento que alivia" a estrutura.

3.3.1 - Vento que alivia

A combinação crítica dos coeficientes de sucção, é obtida através da combinação dos coeficientes de forma externos e os coeficientes de forma externos e os coeficientes de forma internos com edifício aberto à barlavento (direita), conforme figura 3-7

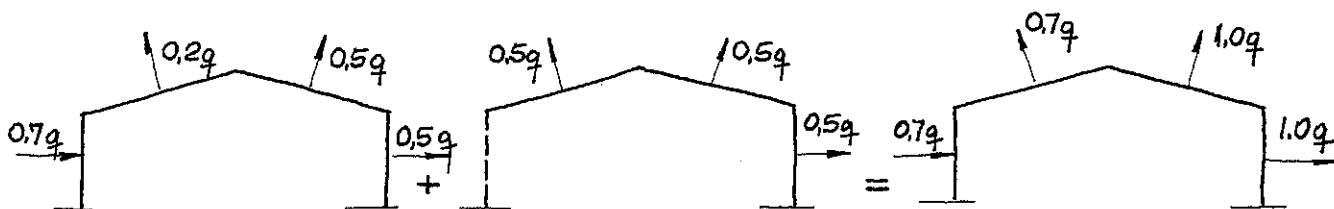


FIGURA 3-4 - Combinação dos Coeficientes de Sucção

3.3.2 - Vento que carrega

A combinação crítica dos coeficientes de pressão, é obtida através da combinação dos coeficientes de forma externos e os coeficientes de forma internos com edifício aberto à sotavento (esquerda), conforme figura 3-8.

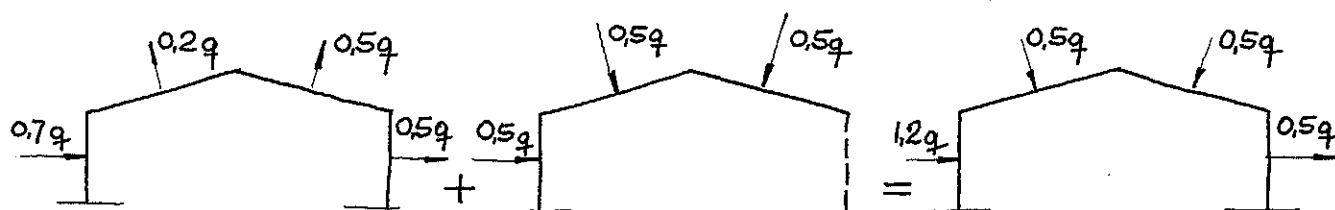


FIGURA 3-5 - Combinações dos Coeficiente de Pressão

3.4 - Outras Combinações

Embora existam outras composições, sã foram citadas nos dois itens anteriores, "Vento que Alivia" e "Vento que Carrega" sendo estas as composições mais críticas, com esforços superiores aos de qualquer outra composição, sendo observadas as considerações.

4 - ESFORÇOS NAS PEÇAS COMPONENTES DA ESTRUTURA

4.1 - Hipóteses Adotadas

Para o cálculo do pórtico treliçado e determinação dos esforços nas barras, consideram-se as seguintes hipóteses:

4.1.1 - Cargas permanentes e cargas de vento aplicadas aos nós externos do pórtico

Ao considerarmos as cargas de vento, é perfeitamente lógica a hipótese, se observarmos a ação do vento nas telhas de cobertura e vedação lateral.

Para as cargas permanentes, também é lógico se considerarmos o peso das telhas, terças e parte do madeiramento, atuando nos nós externos da viga (banzo superior) e pilar do pórtico (coluna externa). A parte restante do madeiramento, poderá ser considerada como atuante nos nós do banzo superior (viga) e da coluna externa (pilar). Para os esforços nos nós do banzo superior existem estudos no LaMEM-EESC-USP, sobre Estruturas Treliçadas apresentando uma pequena diferença média (6%) entre os esforços nas barras de uma estrutura calculados com toda a carga permanente atuando nos nós do banzo superior e agindo em todos os nós da estrutura. Observados os resultados do banzo superior da viga, podemos considerar também para coluna externa do pilar. Deste modo, as cargas permanentes atuantes no pórtico serão concentradas nos nós externos da estrutura.

Com o exposto, justifica-se a primeira hipótese.

4.1.2 - Nós da estrutura - Articulações perfeitas

Além de ser uma hipótese considerada clássica para estrutura treliçada, existem no LaMEM - EESC - USP - Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, trabalhos desenvolvidos em estudos de estruturas de madeira, mostrando que apenas as ligações coladas são capazes de

transmitir momentos fletores. Ou seja, ligações feitas através de pregos, parafusos ou anéis metálicos atuam de tal modo que podem ser considerados articulações, em virtude da insignificância dos momentos que conseguem transmitir.

No pórtico em estudo, teremos ligações parafusadas simplesmente, ou associadas a anéis metálicos, sendo bastante comum o emprego destes dispositivos em construção civil. Desta forma, as ligações para efeito de cálculo dos esforços nas barras, consideram-se articulações perfeitas.

4.1.3 - Barras da estrutura - Esforços normais

Esta hipótese decorre das duas anteriores, pois, sendo as cargas acidentais e permanentes aplicadas nos nós e estes considerados articulações perfeitas, os esforços que ocorreriam teoricamente seriam os de tração e compressão. Com isto, restaria somente a solicitação à flexão na barra pelo peso próprio, que não seria considerada em cálculo devido à sua pequena atuação. Mesmo porque sendo peças de madeira submetidas à flexão, carregada apenas com o peso próprio, em vãos usuais, apresentariam tensão de flexão aproximadamente 5% da tensão admissível de flexão da espécie em uso. O exposto explica a adoção desta hipótese.

4.1.4 - Estrutura internamente isostática

A forma geométrica da estrutura definida por barras e nós, contém 46 nós e 89 barras.

Definimos k como o número de nós e S o número de barras, calcula-se $S = (2k) - 3$ onde, $S = (2 \cdot 46) - 3 = 89$, verificado, teremos definida a estrutura como internamente isostática.

4.1.5 - Estrutura uma vez hiperestática externamente

O pórtico em estudo está vinculado ao solo por dois apoios do segundo gênero estático, cada um impedindo deformações em duas

direções por meio de duas reações deixando o movimento livre em uma só direção (apoio do 1º gênero geométrico).

Com estas quatro reações temos uma estrutura com um grau de hiperestaticidade externamente, o que introduzirá um considerável alívio de solicitações nas barras. É oportuno salientar que deste modo, as dimensões das seções utilizadas serão reduzidas contribuindo para economicidade de material, isto se relacionarmos com outros tipos de estrutura de madeira, para vãos livre da mesma ordem de grandeza.

No pórtico é usual que os pilares, recebam solicitações da viga, e tenham inclinação adequada ou suficiente resistência para transmitir as reações verticais e horizontais, que tornam a estrutura uma vez hiperestática.

Com relação ao alívio dos esforços nas barras, acrescenta-se mais dois pontos importantes:

a - A possibilidade de pequeno deslocamento elástico do pilar quando da atuação total dos carregamentos, o que introduzirá ligeira tração nas barras dos banzos da viga, que terão seus esforços de compressão ligeiramente aliviados.

b - A retração do material atua pela variação de umidade das barras constituintes, tendendo a provocar ligeiro deslocamento no pilar em sentido contrário ao provocado pelas cargas, originando um novo equilíbrio no sistema de vinculação.

4.1.6 - Material homogêneo para a estrutura

Esta hipótese nos induz a introduzir algumas aproximações consideradas grosseiras no cálculo de estrutura, isto porque a madeira é comumente tida como material homogêneo, esquecendo alguns pontos distantes da realidade, tais como:

a- Origem da madeira, que depende da localização geográfica da árvore, condições do solo, provocando variação da resistência mecânica, módulo de elasticidade alterado, além de alterações anatómicas e fisiológicas que contribuem para fixar sua heterogeneidade.

b - Condições climáticas, influem na condição de heterogeneidade, quando formadas em clima quente, frio, ou alternados, podendo interferir nas características do material.

c - Posição da peça na árvore, quando serradas, pela não observação ou escolha de madeira de cerne ou alburno, os quais diferem em resistência, densidade e módulo de elasticidade.

Os pontos observados acima são fatores que impõem ao material a condição de heterogeneidade.

Se considerarmos somente as condições de resistência, caso o material seja considerado indiscriminadamente homogêneo, haverá risco do uso em posições críticas de peças mais fracas e vice versa, ficando assim caracterizado o uso inadequado do material, motivado pela escolha aleatória e simplificada. Os coeficientes de segurança de cada material tentam eliminar estas diferenças, porém não chegam a justificar o aproveitamento das condições intrínsecas da madeira.

O módulo de elasticidade variando de peça para peça, a hipótese do material ser homogêneo fica bastante distante da realidade, podendo acarretar erros consideráveis na determinação dos esforços nas barras e conseqüentemente no dimensionamento das seções, o que em geral tornaria o projeto praticamente sub dimensionado.

Na construção do modelo experimental reduzido, todas as peças deverão ser submetidas previamente a ensaios não destrutivos de maneira que se obtenha os seus módulos de elasticidade através de ensaios de flexão simples. Com os valores, será feita uma classificação onde, as peças melhores apresentarão módulo de elasticidade mais alto, as quais poderão ser usadas em pontos de maior solicitação e as peças com módulo menor poderão ser utilizadas em pontos menos solicitados. Desta forma, tenta-se obter uma estrutura equilibrada e na utilização adequada do material disponível obter-se uma maior resistência na construção. Caso não seja usado estes módulos em benefício da estrutura, os mesmos servirão para observação ou experimentação do material.

4.2 - Cálculo da Carga Permanente - Esforços nas Barras

A estimativa inicial deverá ser refeita, pois, alguns valores foram alterados em função de uma melhor forma da estrutura, assim como, tentaremos, chegar a esforços mais próximo do real.

4.2.1 - Telhas

Para coberturas e paredes, as condições de saturação máxima permitida pela P-EB-93 é de 28% em relação ao peso do material seco, e de acordo com os dados técnicos especificados pelo fabricante. Para chapas onduladas de 6 mm de espessura; o peso admitido é de 18 kg/m^2 , valor inferior ao admitido em ante-projeto (20 kg/cm^2) quando foi acrescido para maior segurança no cálculo.

4.2.2 - Terça

A terça poderá ser usada a que melhor se adapte ao uso, de acordo com a tabela alternativa de vão desejado. No presente trabalho usaremos, um perfil I, de alma com duas peças de $2,5 \times 15 \text{ cm}$ e duas mesas de $2,5 \times 15 \text{ cm}$, de Peroba rosa.

- Número de terças na estrutura.....	28
- Volume de uma terça $5,00 [(0,15 \times 0,025)4]$	$0,075 \text{ m}^3$
- Volume total das terças.....	$2,10 \text{ m}^3$
- Peso das terças ($\gamma = 0,92 \text{ t/m}^3$).....	1.932 kg
- Peso das terças por metro quadrado de telhado $[(10,35 + 1,39)2] \cdot 5,00$	$16,50 \text{ kg/m}^2$
$q_t \cong 16,5 \text{ kg/m}^2$	

4.2.3 - Ferragem

Na carga considerada de 5 kg/m^2 , será admitido o peso de parafusos, porcas, arruelas, contraventamentos, ganchos de fixação das telhas, etc...

$$q_f = 5 \text{ kg/m}^2$$

4.2.4 - Estrutura

A estrutura será montada em madeira com seções comerciais disponíveis calculadas em ante projeto.

TABELA 4.1 - Volume de Material Utilizado

PEÇA	DIMENSÕES	ÁREA	COMPRIMENTO	VOLUME
bs	3(2,5 x 15)	112,5	2600	292500
bi	3(2,5 x 15)	112,5	2800	315000
mv	2(2,5 x 15)	75,0	1800	135000
dv	2(2,5 x 15)	75,0	2800	210000
cep	4(2,5 x 15)	150,0	1500	225000
cip	4(2,5 x 15)	150,0	1600	240000
mp	1(2,5 x 15)	75,0	220	16500
dp	2(2,5 x 15)	75,0	900	67500
cobrejunta e reforço 10%				150150
volume total.....				1.651.650

$$P_m = v \cdot \gamma = 1.651.650 \times 0,92 = 1.519.518 \text{ g}$$

$$P_m \cong 1.520 \text{ kg}$$

Área coberta da estrutura será:

$$A_c = 2(10,35 + 1,59) \times 5,00 = 117,4 \text{ m}^2$$

Peso por metro quadrado de estrutura:

$$q_c = \frac{P_m}{A_c} = 1.520 \div 117,4 = 12,95$$

$$q_c \cong 13,0 \text{ kg/m}^2$$

4.2.5 - Carga permanente total

As cargas da estrutura, serão distribuídas em parcela relativas, nos nós do banzo superior da viga e coluna externa do pilar:

- Carga total:

$$18 + 16,5 + 5 + 13,0 \cong 53 \text{ kg/m}^2$$

- Peso total da estrutura

$$P_c = q_c \cdot A_c = 53 \times 117,4 \cong 6.223 \text{ kg}$$

- Carga por nó do banzo superior da viga

a)- Nó: 11 e 37:

$$\text{Área de influência: } (1,39 \div 2) \times 5,00 = 3,475 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga: } 53 \times 3,475 = 185 \text{ kg}$$

b)- Nó: 12 e 35

Área de influência:

$$\left(\frac{1,39}{2}\right) + \left(\frac{1,39}{2}\right) \times 5,00 = 7,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga: } 53 \times 7,7 \cong 408 \text{ kg}$$

c)- Nó: 14, 16, 18, 20, 22, 25, 27, 29, 31 e 33

$$\text{Carga: } 53 \times 8,45 \cong 448 \text{ kg}$$

d) - Nó: 24

$$\text{Área de influência: } (1,69 + 0,21) \times 5,0 = 10,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga: } (53 \times 10,55) + 50 \text{ (cumeeira)} = 610 \text{ kg}$$

2.5.4 - Carga por nó da coluna externa do pilar

a) - Nó 3, 9, 38 e 44

$$\text{Área de influência: } (1,39 \div 2) \times 5,00 = 3,475 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga: } 53 \times 3,475 \cong 185 \text{ kg}$$

b) - Nº 5, 7, 40 e 42

Área de influência: $1,39 \times 5,00 = 6,95 \text{ m}^2$

Carga: $53 \times 6,95 \approx 369 \text{ kg}$

4.2.6 - Esquema estrutural com as cargas permanentes nos nós

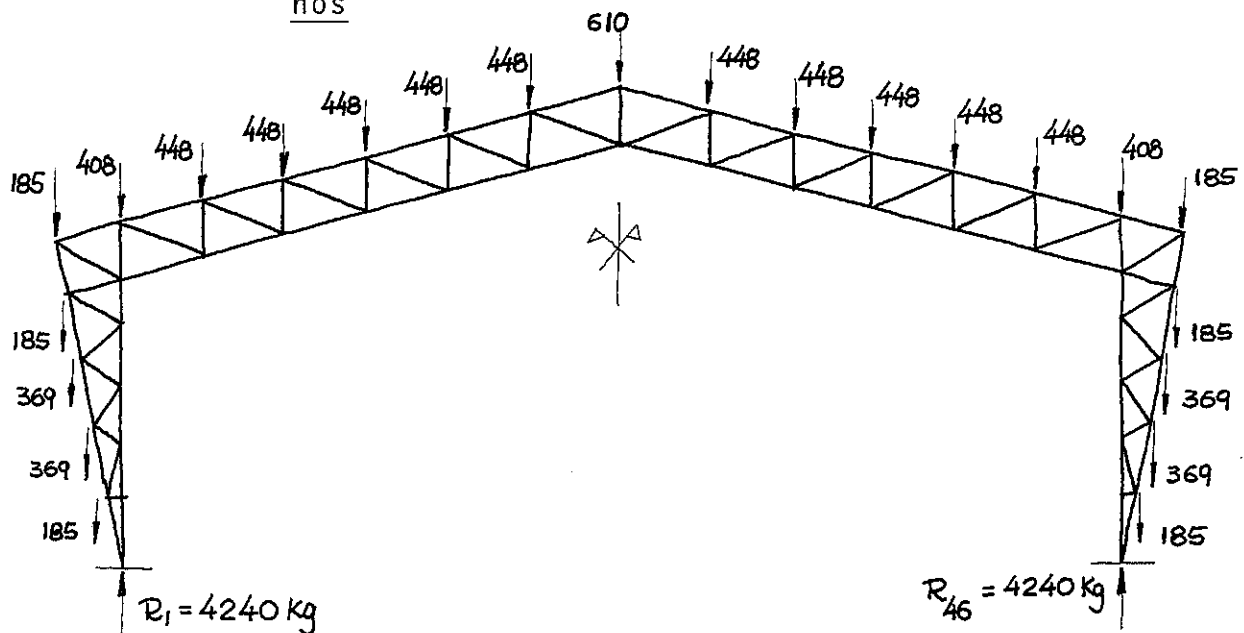


Figura 4.1 - Cargas Permanentes no Pórtico

4.2.7 - Determinação dos esforços

Os esforços nas barras serão determinados pelo Processo Gráfico de Cremona, onde será usado somente a metade da estrutura, pela facilidade das cargas permanentes guardarem simetria.

Como convenção na leitura dos resultados, tem-se

Sinal positivo (+) → barra tracionada.

Sinal negativo (-) → barra comprimida.

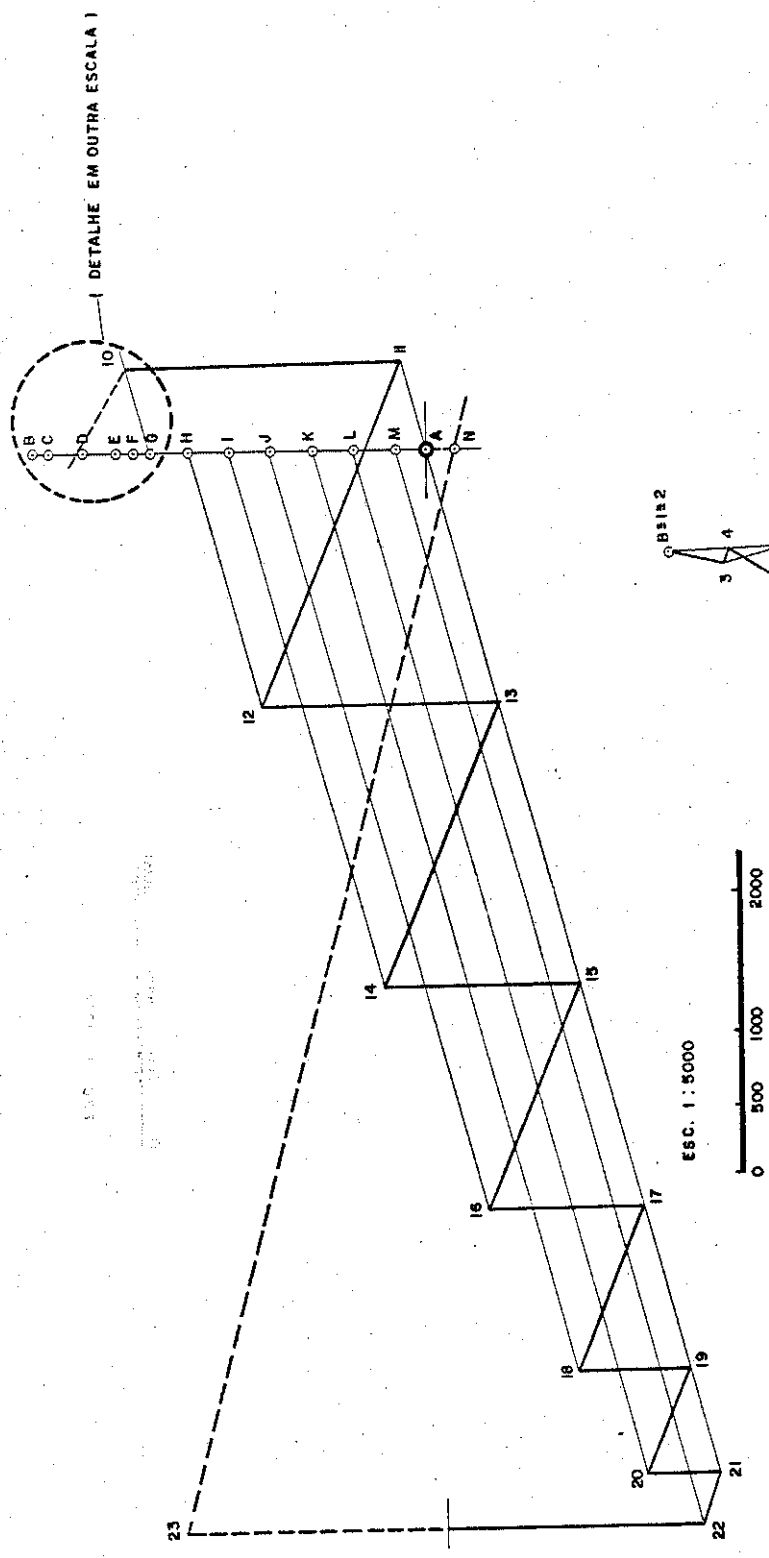


FIGURA 4.2 - Carga Permanente de meia Estrutura

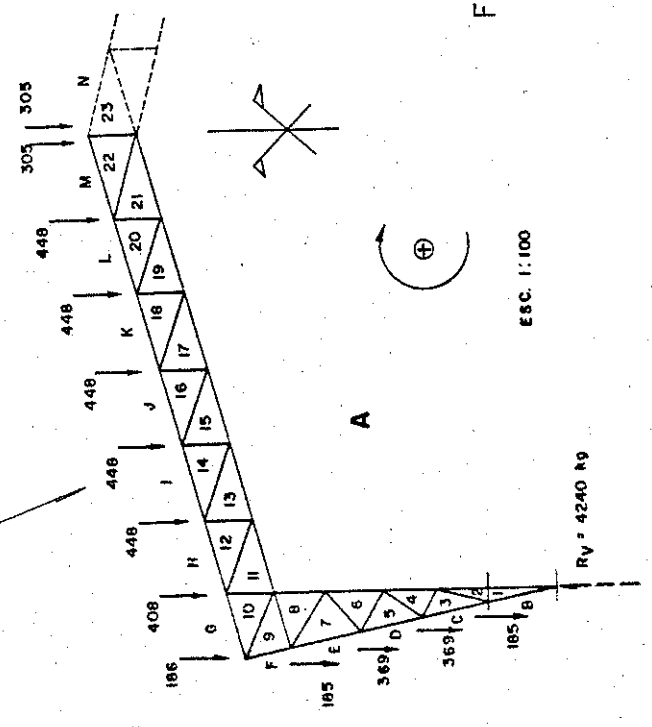
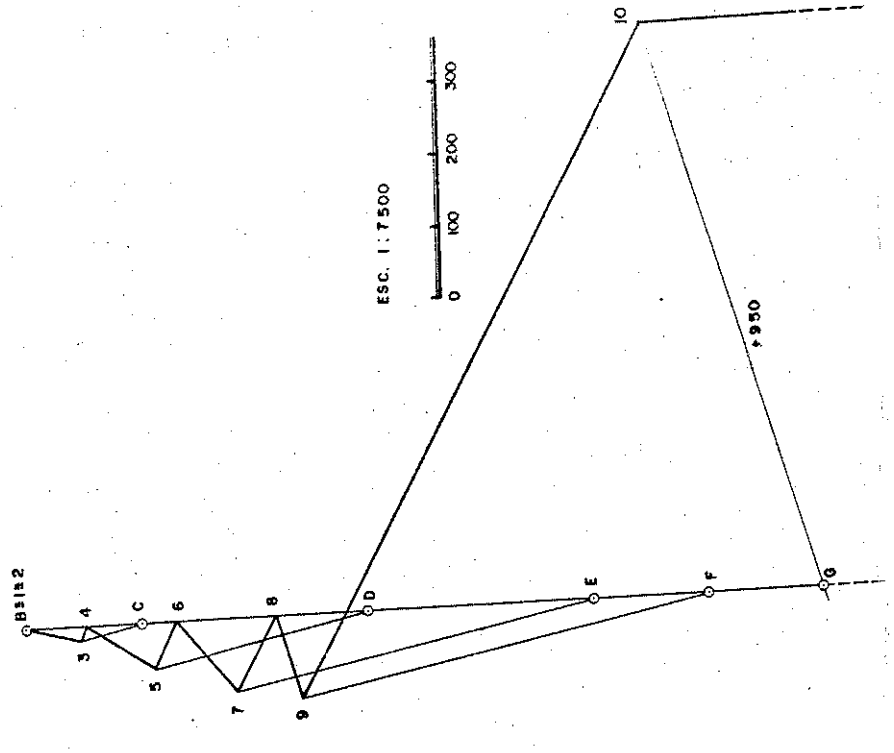


FIGURA 4.3 - Cremona do "Peso Próprio"



Os esforços nas barras, foram obtidos pelo processo gráfico de Cremona, do peso próprio conforme tabela abaixo:

TABELA 4.2 - Esforços do "Peso Próprio"

	CREMONA	BARRA	ESFORÇOS		CREMONA	BARRA	ESFORÇOS
bs	G - 10	11 - 12	+ 950	mv	12 - 13	13 - 14	- 2539
	H - 12	12 - 14	- 2830		14 - 15	15 - 16	- 2091
	I - 14	14 - 16	- 6000		16 - 17	17 - 18	- 1643
	J - 16	16 - 18	- 8500		18 - 19	19 - 20	- 1195
	K - 18	18 - 20	- 10325		20 - 21	21 - 22	- 747
	L - 20	20 - 22	- 11480		22 - 23	23 - 24	+ 5570
	M - 22	22 - 24	- 12050		24 - 25	25 - 26	- 747
	N - 23	24 - 25	- 12050		26 - 27	27 - 28	- 1195
	O - 25	25 - 27	- 11480		28 - 29	29 - 30	- 1643
	P - 27	27 - 29	- 10325		30 - 31	31 - 32	- 2091
	Q - 29	29 - 31	- 8500		32 - 33	33 - 34	- 2539
	R - 31	31 - 33	- 6000				
	S - 33	33 - 35	- 2830				
	T - 35	35 - 37	+ 950				
bi	8 - 9	9 - 10	+ 140	cep	B - 1	1 - 3	000
	A - 11	10 - 13	- 950		C - 3	3 - 5	+ 100
	A - 13	13 - 15	+ 2830		D - 5	5 - 7	+ 360
	A - 15	15 - 17	+ 5990		E - 7	7 - 9	+ 595
	A - 17	17 - 19	+ 8480		F - 9	9 - 11	+ 680
	A - 19	19 - 21	+ 10310		U - 36	37 - 38	+ 680
	A - 21	21 - 23	+ 11470		V - 38	38 - 40	+ 595
	A - 24	23 - 26	+ 11470	X - 40	40 - 42	+ 360	
	A - 26	26 - 28	+ 10310	Y - 42	42 - 44	+ 100	
	A - 28	28 - 30	+ 8460	Z - 44	44 - 46	000	
	A - 30	30 - 32	+ 5990				
	A - 32	32 - 34	+ 2830	cip	A - 1	1 - 2	- 4551
	A - 34	34 - 36	- 950		A - 2	2 - 4	- 4551
	36 - 37	36 - 38	+ 140		A - 4	4 - 6	- 4451
			A - 6		6 - 8	- 4306	
			A - 8		8 - 10	- 4145	
			10 - 11		10 - 12	- 2947	
			34 - 35		35 - 36	- 2947	
dv	11 - 12	12 - 13	+ 3980	A - 37	36 - 39	- 4145	
	13 - 14	14 - 15	+ 3300	A - 39	39 - 41	- 4306	
	15 - 16	16 - 17	+ 2620	A - 41	41 - 43	- 4451	
	17 - 18	18 - 19	+ 1920	A - 43	43 - 45	- 4451	
	19 - 20	20 - 21	+ 1225	A - 44	45 - 46	- 4551	
	21 - 22	22 - 23	+ 590				
	23 - 24	23 - 25	+ 590	dp	2 - 3	3 - 4	+ 90
	25 - 26	26 - 27	+ 1225		4 - 5	5 - 6	+ 130
	27 - 28	28 - 29	+ 1920		6 - 7	7 - 8	+ 153
	29 - 30	30 - 31	+ 2620		38 - 39	39 - 40	+ 153
31 - 32	32 - 33	+ 3300	40 - 41		41 - 42	+ 130	
33 - 34	34 - 35	+ 3980	42 - 43		43 - 44	+ 90	
dpv	9 - 10	10 - 11	- 1215	mp	1 - 2	2 - 3	00
	35 - 36	36 - 37	- 1215		3 - 4	4 - 5	- 25
			5 - 6		6 - 7	- 80	
			7 - 8		8 - 9	- 135	
			37 - 38		38 - 39	- 135	
			39 - 40		40 - 41	- 80	
			41 - 42		42 - 43	- 25	
			43 - 44		44 - 45	00	

A estrutura em estudo por ser uma v \tilde{e} z hiperest \tilde{a} tica, deve r \tilde{a} ser resolvida envolvendo c \tilde{a} lculo complementar dos esfor \tilde{c} os nas barras provenientes do v \tilde{i} nculo que proporciona a hiperestaticidade. Podendo ser representado por:

$$\delta_{1r} = 0 = \delta_{10} + H_p \cdot \delta_{11} \text{ ou } H_p = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

onde:

$$\delta_{10} = \frac{\ell_c}{E_c J_c} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{\ell_c} \cdot \frac{S_c}{S_i} \cdot \frac{E_c}{E_i} N_{0i} \cdot N_{1i} \dots \dots \dots \quad (I)$$

onde:

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

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

δ_{1r} = Deslocamento real no ap \tilde{o} io (1).

δ_{10} = Deslocamento no ap \tilde{o} io (1) devido ao carregamento do problema (0).

δ_{11} = Deslocamento no ap \tilde{o} io (1) devido ao carregamento do problema (1).

ℓ_c = Comprimento de compara \tilde{c} o (cm).

E_c = M \tilde{o} dulo de elasticidade de compara \tilde{c} o (kg/cm 2).

J_c = Momento de in \tilde{e} rcia de compara \tilde{c} o (cm 4).

n = N \tilde{u} mero de barras da estrutura.

ℓ_i = Comprimento da barra i da estrutura (cm).

S_i = \bar{A} rea da se \tilde{c} o transversal da barra i na estrutura (cm 2)

E_i = M \tilde{o} dulo de elasticidade da barra i da estrutura (kg/cm 2).

N_{1i} = Esfor \tilde{c} o normal na barra i devido ao carregamento do problema (1).

N_{0i} = Esfor \tilde{c} o normal na barra i devido ao carregamento do problema (0).

Carregamento (0) devido à carga permanente, são os valores dos esforços nas barras já calculados. Carregamento unitário (1), são os valores dos esforços nas barras, calculados pelo processo gráfico de cremo, sendo usado a simetria das cargas e reações, o que nos facilita também o uso de somente meia estrutura.

Para o cálculo, será aplicado uma carga unitária em um dos apoios e verificada a influência desta carga em todas as barras da estrutura.

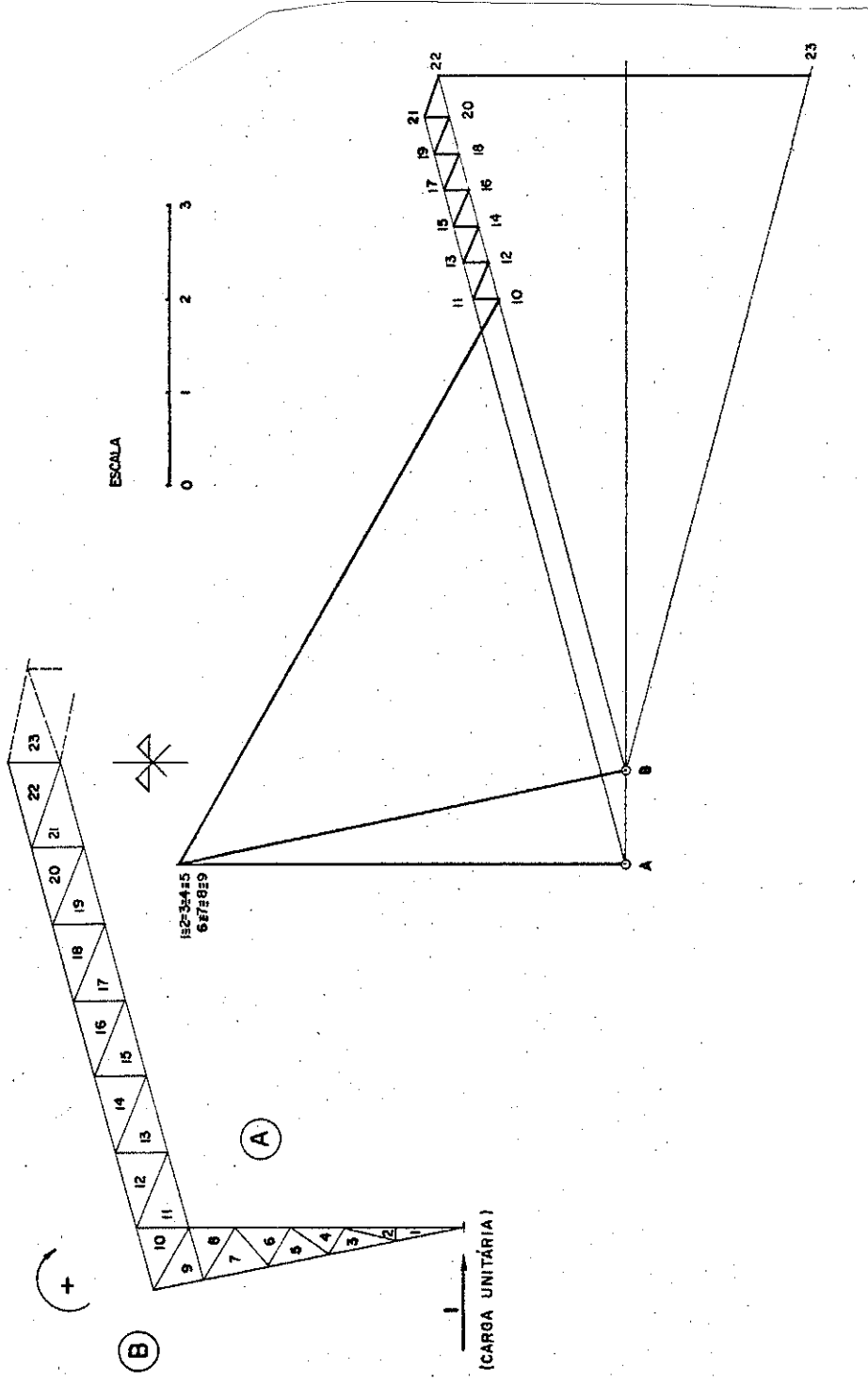


FIGURA 4-4 - Cremona da Carga Unitária (Hiperestática)

Resultados obtidos no Cremona, relativos à carga unitária, conforme a tabela abaixo:

TABELA 4.3 - Esforços da Carga Unitária

	CREMONA	BARRA	ESFORÇOS		CREMONA	BARRA	ESFORÇOS		
bs	G - 10	11 - 12	+ 5,25	mv	12 - 13	13 - 14	+ 0,28		
	H - 12	12 - 14	+ 5,66		14 - 15	15 - 16	+ 0,28		
	I - 14	14 - 16	+ 6,06		16 - 17	17 - 18	+ 0,28		
	J - 16	16 - 18	+ 6,47		18 - 19	19 - 20	+ 0,28		
	K - 18	18 - 20	+ 6,86		20 - 21	21 - 22	+ 0,28		
	L - 20	20 - 22	+ 7,27		22 - 23	23 - 24	- 4,03		
	M - 22	22 - 24	+ 7,73		24 - 25	25 - 26	+ 0,28		
	N - 23	24 - 25	+ 7,73		26 - 27	27 - 28	+ 0,28		
	O - 25	25 - 27	+ 7,27		28 - 29	29 - 30	+ 0,28		
	P - 27	27 - 29	+ 6,86		30 - 31	31 - 32	+ 0,28		
	Q - 29	29 - 31	+ 6,47		32 - 33	33 - 34	+ 0,28		
	R - 31	31 - 33	+ 6,06						
	S - 33	33 - 35	+ 5,66						
	T - 35	35 - 37	+ 5,25						
bi	8 - 9	9 - 10	0,00	cep	B - 1	1 - 3	+ 4,95		
	A - 11	10 - 13	- 6,30		C - 3	3 - 5	+ 4,95		
	A - 13	13 - 15	- 6,71		D - 5	5 - 7	+ 4,95		
	A - 15	15 - 17	- 7,12		E - 7	7 - 9	+ 4,95		
	A - 17	17 - 19	- 7,51		F - 9	9 - 11	+ 4,95		
	A - 19	19 - 21	- 7,91		U - 36	37 - 38	+ 4,95		
	A - 21	21 - 23	- 8,32		V - 38	38 - 40	+ 4,95		
	A - 24	23 - 26	- 8,32		X - 40	40 - 42	+ 4,95		
	A - 26	26 - 28	- 7,91		Y - 42	42 - 44	+ 4,95		
	A - 28	28 - 30	- 7,51		Z - 44	44 - 46	+ 4,95		
	A - 30	30 - 32	- 7,12						
	A - 32	32 - 34	- 6,71						
	A - 34	34 - 36	- 6,30						
	36 - 37	36 - 38	0,00						
dv	11 - 12	12 - 13	- 0,42	cip	A - 1	1 - 2	- 4,84		
	13 - 14	14 - 15	- 0,42		A - 2	2 - 4	- 4,84		
	15 - 16	16 - 17	- 0,42		A - 4	4 - 6	- 4,84		
	17 - 18	18 - 19	- 0,42		A - 6	6 - 8	- 4,84		
	19 - 20	20 - 21	- 0,42		A - 8	8 - 10	- 4,84		
	21 - 22	22 - 23	- 0,46		10 - 11	10 - 12	+ 0,28		
	23 - 24	23 - 25	- 0,46		34 - 35	35 - 36	+ 0,28		
	25 - 26	26 - 27	- 0,42		A - 37	36 - 39	- 4,84		
	27 - 28	28 - 29	- 0,42		A - 39	39 - 41	- 4,84		
	29 - 30	30 - 31	- 0,42		A - 41	41 - 43	- 4,84		
	31 - 32	32 - 33	- 0,42		A - 43	43 - 45	- 4,84		
	33 - 34	34 - 35	- 0,42		A - 44	45 - 46	- 4,84		
	dpv	9 - 10	9 - 10		- 7,00	dp	2 - 3	3 - 4	0
		35 - 36	36 - 37		- 7,00		4 - 5	5 - 6	0
dpv				mp	6 - 7	7 - 8	0		
					38 - 39	39 - 40	0		
					40 - 41	41 - 42	0		
					42 - 43	43 - 44	0		
					1 - 2	2 - 3	0		
					3 - 4	4 - 5	0		
					5 - 6	6 - 7	0		
					7 - 8	8 - 9	0		

Com os resultados obtidos da carga permanente e o resultado do hiperestático, determina-se a constante hiperestática H_p , obtendo-se assim a verdadeira carga permanente.

Facilitando os cálculos, as fórmulas (I) e (II) serão usadas compondo a tabela 4.4 adotando-se na elaboração os seguintes parâmetros:

$$S_c = 100 \text{ cm}^2$$

$$l_c = 100 \text{ cm}$$

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

Os comprimentos das barras e suas seções transversais, foram obtidos da tabela 4.1.

Os valores dos esforços nas barras devidos ao carregamento (0) - carga permanente na estrutura isostática, foram denominados N_{0p} e os esforços nas barras devidos ao carregamento (1) - carga unitária - hiperestático, foram denominados N_{1p} .

$$\delta_{10} = - 19.8214$$

$$\delta_{11} = 2542,90 \times 10^{-5} \text{ cm/kg}$$

$$H_p = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = - \frac{- 19,8214}{2542,9 \times 10^{-5}} = 779,48 \text{ kg}$$

Os esforços finais para a carga permanente ($N_{p\text{real}}$) serão:

$$N_{p\text{real}} = N_{0p} + H_p \times N_{1p}$$

$$N_{p\text{real}} = N_{0p} + 779,48 \times N_{1p}$$

Todos os valores dos esforços serão calculados na tabela 4.4. a seguir:

4.3 - Cálculo da Carga Vento que Carrega - Esforços nas Barras

Serão observadas as considerações feitas no item 3.1, sobre pressão de obstrução ($q = 60 \text{ kg/m}^2$) e redução dos esforços nas barras da estrutura devido à ação dos ventos.

A composição "vento que carrega", é feita conforme item 3.3.2 e figura 3-8.

O valor das cargas atuantes em cada nó, será obtido da pressão de obstrução sobre a área de influência de cada nó da estrutura.

4.3.1 - Carga por nó do banzo superior da viga

a)- Nó: 11 e 37:

Área de influência: $(1,39 \div 2) \times 5,00 = 3,475 \text{ m}^2$

Carga: $0,5 \cdot A = 0,5 \times 60 \times 3,475 \cong 106 \text{ kg}$

b)- Nó 12 e 35:

Área de influência: $7,7 \text{ m}^2$

Carga: $0,5 \times 60 \times 7,7 \cong 232 \text{ kg}$

c)- Nó: 14, 16, 18, 20, 22, 25, 27, 29 31, 33

Área de influência: $8,45 \text{ m}^2$

Carga: $0,5 \times 60 \times 8,45 \cong 254 \text{ kg}$

d)- Nó 24

Área de influência: $10,55 \text{ m}^2$

Carga: $(0,5 \times 60 \times 10,55) + 50 \div 2 \cong 184 \text{ kg}$

4.3.2 - Carga por n^o da coluna externa do pilar à barla - vento

a) - N^o: 3 e 9

Área de influência: $3,475 \text{ m}^2$

Carga = $1,2 \times 60 \times 3,475 \cong 252 \text{ kg}$

b) - N^o 5 e 7

Área de influência: $6,95 \text{ m}^2$

Carga: $1,2 \times 60 \times 6,95 \cong 502 \text{ kg}$

4.3.3 - Carga por n^o da coluna externa do pilar à sota - vento

a) - N^o: 38 e 44

Área de influência: $3,475 \text{ m}^2$

Carga: $0,5 \times 60 \times 3,475 \cong 106 \text{ kg}$

b) - N^o: 40 e 42

Área de influência: $6,95 \text{ m}^2$

Carga: $0,5 \times 60 \times 6,95 \cong 105 \text{ kg}$

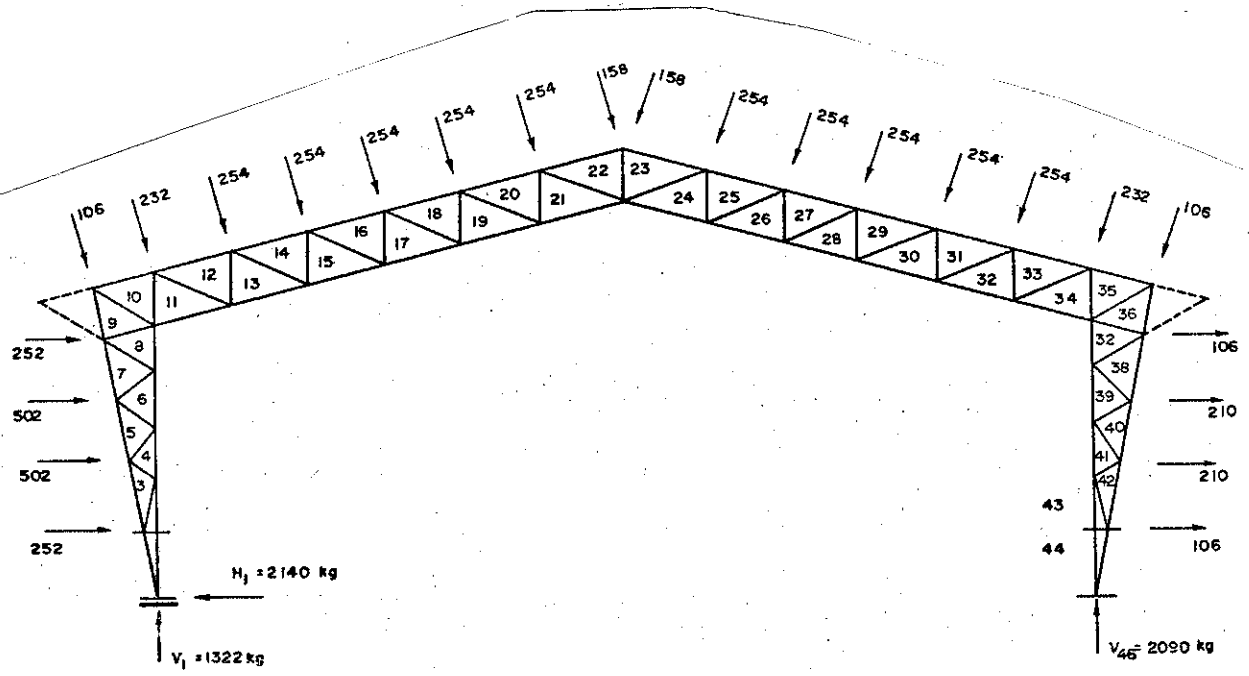


FIGURA 4_5 - Esquema Estrutural com as Cargas do "Vento que Carrega"

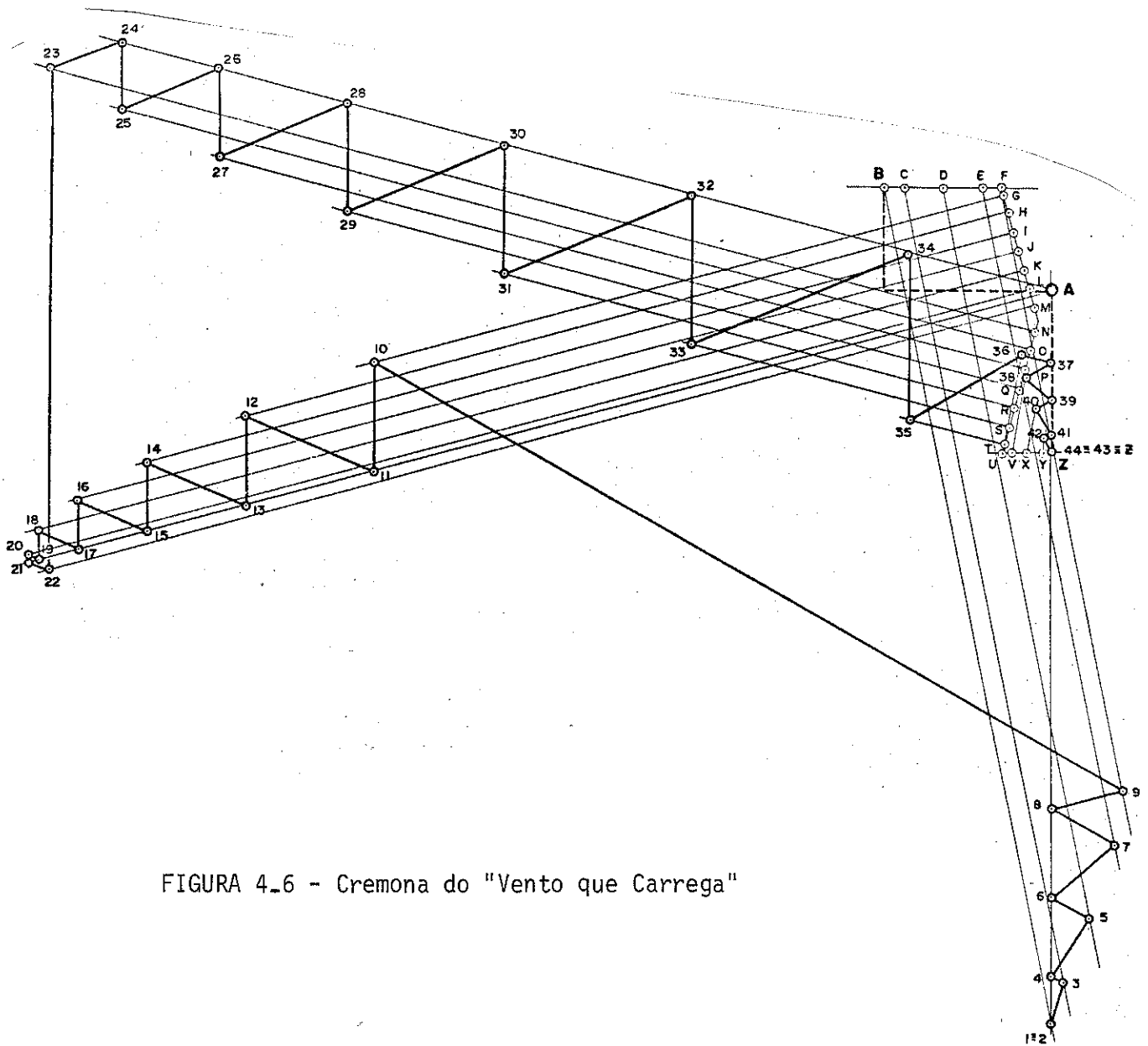


FIGURA 4_6 - Cremona do "Vento que Carrega"

Os esforços nas barras, foram obtidos pelo processo gráfico de Cremona (vento que carrega), conforme tabela abaixo:

TABELA 4-6 - Esforços do "Vento que Carrega"

	CREMONA	BARRA	ESFORÇOS		CREMONA	BARRA	ESFORÇOS	
bs	G - 10	11 - 12	- 8320	mv	12 - 13	13 - 14	- 1150	
	H - 12	14 - 14	- 10100		14 - 15	15 - 16	- 870	
	I - 14	14 - 16	- 11480		16 - 17	17 - 18	- 820	
	J - 16	16 - 18	- 12450		18 - 19	19 - 20	- 360	
	K - 18	18 - 20	- 13050		20 - 21	21 - 22	- 100	
	L - 20	20 - 22	- 13250		22 - 23	23 - 24	+ 6430	
	M - 22	22 - 24	- 13050		24 - 25	25 - 26	- 850	
	N - 23	24 - 25	- 13050		26 - 27	27 - 28	- 1130	
	O - 25	25 - 27	- 12040		28 - 29	29 - 30	- 1370	
	P - 27	27 - 29	- 10680		30 - 31	31 - 32	- 1630	
	Q - 29	29 - 31	- 8900		32 - 33	33 - 34	- 1910	
	R - 31	31 - 33	- 6760					
	S - 33	33 - 35	- 4220					
T - 35	35 - 37	- 1270		B - 1	1 - 3	- 11000		
				C - 3	3 - 5	- 10430		
				D - 5	5 - 7	- 9580		
				E - 7	7 - 9	- 8630		
				F - 9	9 - 11	- 7890		
				U - 36	37 - 38	- 1300		
				V - 38	38 - 40	- 1000		
				X - 40	40 - 42	- 580		
				Y - 42	42 - 44	- 200		
				Z - 44	44 - 46	000		
bi	8 - 9	9 - 10	- 930	cep				
	A - 11	10 - 13	+ 8960					
	A - 13	13 - 15	+ 10670					
	A - 15	15 - 17	+ 11970					
	A - 17	17 - 19	+ 12900					
	A - 19	19 - 21	+ 13410					
	A - 21	21 - 23	+ 13560					
	A - 24	23 - 26	+ 12340					
	A - 26	26 - 28	+ 11040					
	A - 28	28 - 30	+ 9340					
A - 30	30 - 32	+ 7250						
A - 32	32 - 34	+ 4800						
A - 34	34 - 36	+ 1890						
36 - 37	36 - 38	+ 390						
				cip	A - 1	1 - 2	+ 9450	
					A - 2	2 - 4	+ 9450	
					A - 4	4 - 6	+ 8830	
					A - 6	6 - 8	+ 7800	
					A - 8	8 - 10	+ 6670	
					10 - 11	10 - 12	- 1400	
					34 - 35	35 - 36	- 2150	
					A - 37	36 - 39	- 910	
					A - 39	39 - 41	- 1400	
					A - 41	41 - 43	- 1860	
				A - 43	43 - 45	- 2090		
				A - 44	45 - 46	- 2090		
dp	11 - 12	12 - 13	+ 1800	dp	2 - 3	3 - 4	- 560	
	13 - 14	14 - 15	+ 1380		4 - 5	5 - 6	- 900	
	15 - 16	16 - 17	+ 960		6 - 7	7 - 8	- 1050	
	17 - 18	18 - 19	+ 560		38 - 39	39 - 40	+ 430	
	19 - 20	20 - 21	+ 160		40 - 41	41 - 42	+ 400	
	21 - 22	22 - 23	- 280		42 - 43	43 - 44	+ 210	
	23 - 24	23 - 25	+ 960					
	25 - 26	26 - 27	+ 1350					
	27 - 28	28 - 29	+ 1780					
	29 - 30	30 - 31	+ 2180					
31 - 32	32 - 33	+ 2580						
33 - 34	34 - 35	+ 3030						
dpv	9 - 10	9 - 10	+ 11000	mv	1 - 2	2 - 3	000	
	35 - 36	36 - 37	+ 1680		3 - 4	4 - 5	+ 170	
					5 - 6	6 - 7	+ 540	
					7 - 8	8 - 9	+ 930	
					37 - 38	38 - 39	- 380	
					39 - 40	40 - 41	- 230	
					41 - 42	42 - 43	- 70	
					43 - 44	44 - 45	- 000	

As cargas de vento, serão calculadas utilizando a constante hiperestática da estrutura, como foi feito para as cargas permanentes, onde teremos a equação:

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

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

Para a determinação da constante hiperestática H_{cv} no caso do "Vento que Carrega", utilizaremos os mesmos valores para os esforços nas barras devido ao carregamento unitário na direção do vinvulo retirado. E, os valores de δ_{10} e δ_{11} serão encontrados na composição da tabela 4-7, onde os parâmetros utilizados para elaboração, são:

$$S_c = 100 \text{ cm}^2$$

$$l_c = 100 \text{ cm}$$

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

A carga devido ao "Vento que Carrega", proveniente da estrutura isostática ($N_{0_{vc}}$) é produzida pelos esforços nas barras devido ao carregamento (0).

$$\delta_{10} = - 34,9517$$

$$\delta_{11} = - 2542,90 \times 10^{-5}$$

$$H_v = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = - \frac{- 34,9517}{2542,9 \times 10^{-5}} = + 1374,48$$

Os esforços finais nas barras devido ao "Vento que Carrega", serão:

$$N_{vc} = N_{0_{vc}} + H_v \cdot N_{1rc}$$

$$N_{vc_{real}} = N_{0_{real}} + 1374,48 N_{1rc}$$

TABELA 4-8 - Esforços Finais nas Barras do Pórtico devido ao Vento de Pressão-"Vento que Carrega"

(5) - contém os Esforços Calculados e Reduzidos, Conforme Item 11.f da NB-11

(1) BARRA	(2) N ₀ vo	(3) N _i	(4) N _i x (374,48	(5) = (2) + (4) N _{ve} red	(6) = (2) + (4) N _{ve} red
BANDA SUPERIOR DA VIGA					
11 - 12	- 8320	+ 5,25	+ 7216	- 1104	- 552
12 - 14	- 10100	+ 5,66	+ 7760	- 2320	- 1160
14 - 16	- 11480	+ 6,06	+ 8330	- 3150	- 1575
16 - 18	- 12450	+ 6,47	+ 8920	- 3558	- 1779
18 - 20	- 13050	+ 6,86	+ 9426	- 3622	- 1811
20 - 22	- 13250	+ 7,27	+ 9922	- 3258	- 1629
22 - 24	- 13050	+ 7,73	+ 10624	- 2426	- 1213
24 - 25	- 13050	+ 7,73	+ 10624	- 2426	- 1213
25 - 27	- 12040	+ 7,20	+ 9922	- 2048	- 1024
27 - 29	- 10890	+ 6,86	+ 8426	- 1252	- 626
29 - 31	- 8900	+ 6,47	+ 8092	- 0	- 4
31 - 33	- 6760	+ 6,06	+ 8830	+ 1570	+ 785
33 - 35	- 4220	+ 5,66	+ 7780	+ 3560	+ 1790
35 - 37	- 1270	+ 5,25	+ 7216	+ 5946	+ 2973
BANDA INFERIOR DA VIGA					
9 - 10	- 930	0,00	0008	- 930	- 465
10 - 13	+ 6980	- 6,30	- 8660	+ 300	+ 150
13 - 15	+ 10670	- 6,71	- 9222	+ 1440	+ 724
15 - 17	+ 11970	- 7,12	- 9786	+ 2184	+ 1092
17 - 19	+ 12900	- 7,51	- 10322	+ 2578	+ 1289
19 - 21	+ 13410	- 1,91	- 10872	+ 2538	+ 1269
21 - 23	+ 13560	- 6,32	- 11436	+ 2124	+ 1062
23 - 26	+ 12340	- 8,32	- 11436	+ 904	+ 452
26 - 28	+ 11040	- 7,91	- 10872	+ 168	+ 84
28 - 30	+ 9340	- 7,51	- 10322	+ 982	+ 491
30 - 32	+ 7250	- 7,12	- 9786	- 2536	- 1260
32 - 34	+ 4800	- 6,71	- 9222	- 4422	- 2211
34 - 36	+ 1890	- 6,30	- 8660	- 6770	- 3385
36 - 38	+ 590	0,00	0000	+ 390	+ 195
DIAGONAL DA VIGA					
12 - 13	+ 1800	- 0,42	- 578	+ 1222	+ 611
14 - 15	+ 1380	- 0,42	- 578	+ 802	+ 401
16 - 17	+ 960	- 0,42	- 578	+ 382	+ 191
18 - 19	+ 560	- 0,42	- 578	+ 18	+ 9
20 - 21	+ 160	- 0,42	- 578	- 418	- 209
22 - 23	+ 280	- 0,46	- 632	- 912	- 456
23 - 25	+ 960	- 0,46	- 632	+ 328	+ 164
26 - 27	+ 1350	- 0,42	- 578	+ 772	+ 386
28 - 29	+ 1780	- 0,42	- 578	+ 1202	+ 601
30 - 31	+ 2180	- 0,42	- 578	+ 1602	+ 801
32 - 33	+ 2580	- 0,42	- 578	+ 2002	+ 1001
34 - 35	+ 3030	- 0,42	- 578	+ 2452	+ 1226
MONTANTE PILAR					
10 - 11	+ 11000	- 7,00	- 9622	+ 1378	+ 689
36 - 37	+ 1680	- 7,00	- 9622	- 7942	- 3971
MONTANTE DA VIGA					
13 - 14	- 1150	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
15 - 16	- 870	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
17 - 18	- 620	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
19 - 20	- 360	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
21 - 22	- 100	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
23 - 24	+ 6430	- 4,03	- 5540	+ 890	+ 445
25 - 26	- 850	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
27 - 28	- 1130	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
29 - 30	- 1370	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
31 - 32	- 1630	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
33 - 34	- 1910	+ 0,28	+ 384	+ 0,28	+ 384
MONTANTE PILAR					
1 - 3	- 11000	+ 4,95	+ 6804	- 4196	- 2098
3 - 5	- 10430	+ 4,95	+ 6804	- 6326	- 1813
5 - 7	- 9580	+ 4,95	+ 6804	- 2776	- 1368
7 - 9	- 8630	+ 4,95	+ 6804	- 1826	- 913
9 - 11	- 7890	+ 4,95	+ 6804	- 1086	- 543
37 - 38	- 1300	+ 4,95	+ 6804	+ 5504	+ 2752
38 - 40	- 1000	+ 4,95	+ 6804	+ 5804	+ 2902
40 - 42	- 580	+ 4,95	+ 6804	+ 6224	+ 3112
42 - 44	- 200	+ 4,95	+ 6804	+ 6224	+ 3302
44 - 46	- 900	+ 4,95	+ 6804	+ 6804	+ 3402
COL. EXTERNA PILAR					
1 - 2	+ 9450	- 4,84	- 8652	+ 2798	+ 1399
2 - 4	+ 9450	- 4,84	- 8652	+ 2798	+ 1399
4 - 6	+ 8030	- 4,84	- 6652	+ 2178	+ 1089
6 - 8	+ 7800	- 4,84	- 6652	+ 1148	+ 574
8 - 10	+ 6670	- 4,04	- 6652	+ 18	+ 9
10 - 12	- 1400	+ 0,28	+ 384	- 1016	- 508
35 - 36	- 2150	+ 0,28	+ 384	- 1766	- 803
36 - 39	- 910	- 4,84	- 6652	- 7562	- 3761
39 - 41	- 1400	- 4,84	- 6652	- 4052	- 4026
41 - 43	- 1060	- 4,84	- 6652	- 8512	- 4256
43 - 45	- 2090	- 4,84	- 6652	- 8742	- 4371
45 - 46	- 2090	- 4,84	- 6652	- 8742	- 4371
BLUNA INTERNA PILAR					
3 - 4	- 560	0,00	0000	- 560	- 280
5 - 6	- 900	0,00	0000	- 900	- 450
7 - 8	- 1050	0,00	0000	- 1050	- 525
39 - 40	+ 430	0,00	0000	+ 430	+ 215
41 - 42	+ 400	0,00	0000	+ 400	+ 200
43 - 44	+ 210	0,00	0000	+ 210	+ 105
DIAGONAL PILAR					
2 - 3	000	0,00	0000	000	000
4 - 5	+ 170	0,00	0000	+ 170	+ 85
6 - 7	+ 540	0,00	0000	+ 540	+ 270
8 - 9	+ 930	0,00	0000	+ 930	+ 465
38 - 39	- 380	0,00	0000	- 380	- 190
40 - 41	- 230	0,00	0000	- 230	- 115
42 - 43	- 70	0,00	0000	- 70	- 35
44 - 45	- 000	0,00	0000	- 000	- 000

4.4 - Cálculo da Carga "Vento que Alivia" - Esforço nas Barras

Serão observadas as considerações feitas no item 3.1, sobre pressão de obstrução ($q = 60 \text{ kg/m}^2$) e redução dos esforços nas barras da estrutura devido à ação dos ventos.

A composição "vento que alivia", é feita conforme item 3.3.1 e figura 3-7.

O valor das cargas atuantes em cada nó, será obtido da pressão de obstrução sobre a área de influência de cada nó da estrutura.

4.4.1 - Carga por nó do banzo superior da viga

a) - Nó: 11

$$\text{Carga: } A_i \quad 0,7 q = 0,7 \times 60 \times 3,475 \cong 146 \text{ kg}$$

b) - Nó: 12

$$\text{Carga: } 0,7 \times 60 \times 7,7 \cong 324 \text{ kg}$$

c) - Nó: 14, 16, 18, 20 e 22

$$\text{Carga: } 0,7 \times 60 \times 8,45 \cong 355 \text{ kg}$$

d) - Nó: 24

Barlavento

$$\text{Carga: } (0,7 \times 60 \times 10,55) + 50 \div 2 \cong 247 \text{ kg}$$

Sota vento

$$\text{Carga: } (1,0 \times 60 \times 10,55) + 50 \div 2 \cong 342 \text{ kg}$$

e) - Nó 25, 27, 29, 31 e 33

$$\text{Carga: } 1,0 \times 60 \times 8,45 \cong 507 \text{ kg}$$

f) - N $\bar{0}$: 35

Carga: $1,0 \times 60 \times 7,7 \cong 462 \text{ kg}$

g) - N $\bar{0}$: 37

Carga: $1,0 \times 60 \times 3,45 \cong 209 \text{ kg}$

4.4.2 - Carga por n $\bar{0}$ da coluna externa do pilar \tilde{a} barla -
vento

a) - N $\bar{0}$: 3 e 9

Carga: $0,7 \times 60 \times 3,475 \cong 146 \text{ kg}$

b) - N $\bar{0}$: 5 e 7

Carga: $0,7 \times 60 \times 6,95 \cong 292 \text{ kg}$

4.4.3 - Carga por n $\bar{0}$ da coluna externa do pilar a sota-
vento

a) - N $\bar{0}$: 38 e 44

Carga: $1,0 \times 60 \times 3,475 \cong 209 \text{ kg}$

b) - N $\bar{0}$: 40 e 42

Carga: $1,0 \times 60 \times 6,95 \cong 418 \text{ kg}$

FIGURA 4-8 - Cremona do "Vento que Alivia"

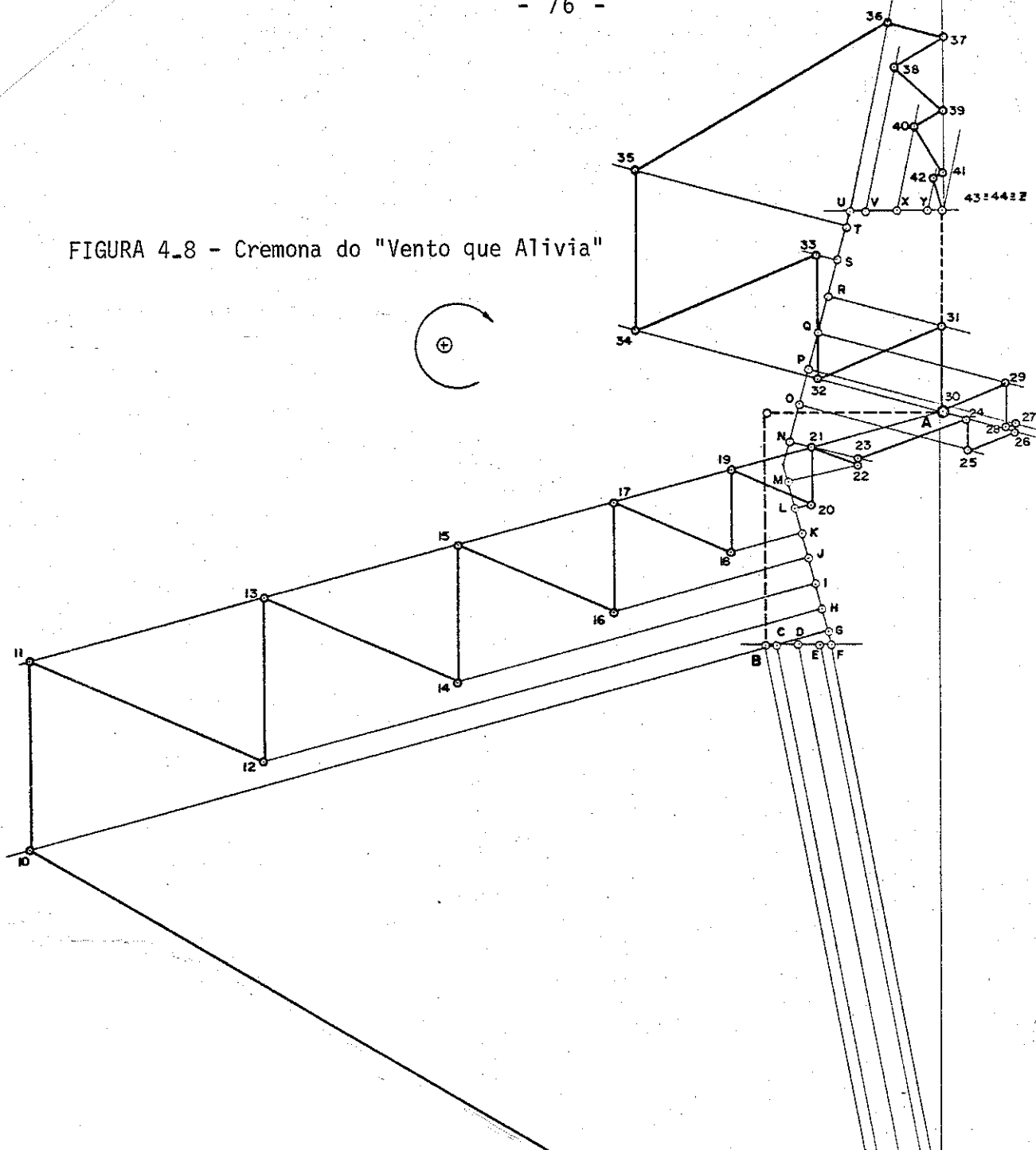
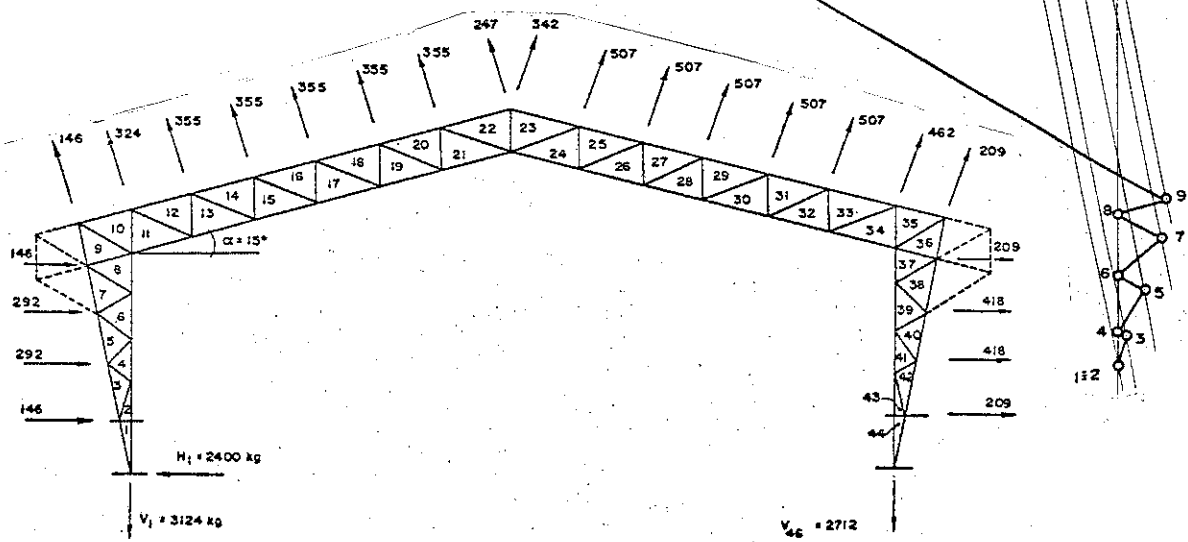


FIGURA 4-9 - Esquema Estrutural com as Cargas do "Vento que Alivia"



Os esforços nas barras, foram obtidos pelo processo de Cremona (vento que alivia), conforme tabela abaixo:

TABELA 4-9 - Esforços do "Vento que Alivia"

	CREMONA	BARRA	ESFORÇOS		CREMONA	BARRA	ESFORÇOS	
bs	G - 10	11 - 12	- 11250	mv	12 - 13	13 - 14	+ 2200	
	H - 12	12 - 14	- 7860		14 - 15	15 - 16	+ 1850	
	I - 14	14 - 16	- 5025		16 - 17	17 - 18	+ 1480	
	J - 16	16 - 18	- 2720		18 - 19	19 - 20	+ 1120	
	K - 18	18 - 20	- 980		20 - 21	21 - 22	+ 760	
	L - 20	20 - 22	+ 230		22 - 23	23 - 24	+ 60	
	M - 22	22 - 24	+ 970		24 - 25	25 - 26	- 430	
	N - 23	24 - 25	+ 950		26 - 27	27 - 28	+ 100	
	O - 25	25 - 27	+ 2370		28 - 29	29 - 30	+ 620	
	P - 27	27 - 29	+ 2900		30 - 31	31 - 32	+ 1100	
	Q - 29	29 - 31	+ 2630		32 - 33	33 - 34	+ 1680	
	R - 31	31 - 33	+ 1100					
	S - 33	33 - 35	- 300					
T - 35	35 - 37	- 2980		B - 1	1 - 3	- 12250		
				C - 3	3 - 5	- 11940		
				D - 5	5 - 7	- 11230		
				E - 7	7 - 9	- 10860		
				F - 9	9 - 11	- 10430		
				U - 36	37 - 38	- 2600		
				V - 38	38 - 40	- 2000		
				X - 40	40 - 42	- 1160		
				Y - 42	42 - 44	- 460		
				Z - 44	44 - 46	- 000		
bi	B - 9	9 - 10	- 530	cep	A - 1	1 - 2	+ 15130	
	A - 11	10 - 13	+ 12870		A - 2	2 - 4	+ 15130	
	A - 13	13 - 15	+ 9570		A - 4	4 - 6	+ 14770	
	A - 15	15 - 17	+ 6840		A - 6	6 - 8	+ 14160	
	A - 17	17 - 19	+ 4630		A - 8	8 - 10	+ 13500	
	A - 19	19 - 21	+ 2980		10 - 11	10 - 12	+ 2550	
	A - 21	21 - 23	+ 1850		34 - 35	35 - 36	+ 2150	
	A - 24	23 - 26	- 340		A - 37	36 - 39	+ 5060	
	A - 26	26 - 28	- 1000		A - 39	39 - 41	+ 4080	
	A - 28	28 - 30	- 870		A - 41	41 - 43	+ 3230	
A - 30	30 - 32	000	A - 43	43 - 45	+ 2712			
A - 32	32 - 34	+ 1770	A - 44	45 - 46	+ 2712			
A - 34	34 - 36	+ 4340						
36 - 37	36 - 38	+ 780						
dp	11 - 12	12 - 13	- 3450	cip	2 - 3	3 - 4	- 330	
	13 - 14	14 - 15	- 2890		4 - 5	5 - 6	- 540	
	15 - 16	16 - 17	- 2320		6 - 7	7 - 8	- 600	
	17 - 18	18 - 19	- 1740		38 - 39	39 - 40	+ 900	
	19 - 20	20 - 21	- 1180		40 - 41	41 - 42	+ 740	
	21 - 22	22 - 23	- 660		42 - 43	43 - 44	+ 470	
	23 - 24	23 - 25	+ 1570					
	25 - 26	26 - 27	+ 700					
	27 - 28	28 - 29	- 150					
	29 - 30	30 - 31	- 920					
31 - 32	32 - 33	- 1840						
33 - 34	34 - 35	- 2670						
dpv	9 - 10	9 - 10	+ 14950	mp	1 - 2	2 - 3	000	
	35 - 36	36 - 37	+ 3980		3 - 4	4 - 5	+ 100	
					5 - 6	6 - 7	+ 320	
					7 - 8	8 - 9	+ 540	
					37 - 38	38 - 39	- 780	
					39 - 40	40 - 41	- 450	
					41 - 42	42 - 43	- 130	
					43 - 44	44 - 45	000	

TABELA 4-11 - Esforços Finais nas Barras do Pórtico Devidos ao Vento de Sucção - Vento que Alivia"

(5) - Contêm os Esforços Calculados Reduzidos, Conforme Item 11.f da NB-11

(1) BARRA	(2) N _{0ve}	(3) N ₁	(4) N ₁ x 530,06	(5) = (2) + (4)	
				N _{vo}	N _{vo red}
BANZO SUPERIOR DA VIGA					
11 - 12	11250	5,25	2783	8458	4234
12 - 14	7850	5,66	3000	4850	2430
14 - 16	5025	8,06	3212	1812	908
16 - 18	2720	8,47	3428	710	355
18 - 20	980	6,86	3636	2656	1328
20 - 22	230	7,27	3854	4064	2042
22 - 24	970	7,73	4087	5068	2534
24 - 25	950	7,73	3954	5048	2524
25 - 27	2370	7,27	3636	6356	3112
27 - 29	2800	6,86	3428	6060	3260
29 - 31	2830	6,47	3428	3030	1516
31 - 33	1100	6,06	3212	4312	2156
33 - 35	300	5,66	3000	2700	1350
35 - 37	2880	5,25	2783	198	99
BANZO INTERIOR DA VIGA					
9 - 10	530	0,00	0000	530	265
10 - 13	12870	6,30	3340	8530	4765
13 - 15	9570	6,71	3556	6014	3007
15 - 17	6840	7,12	3774	3056	1533
17 - 19	4630	7,51	3980	850	325
19 - 21	2980	7,91	4192	1212	606
21 - 23	1850	8,32	4410	2560	1280
23 - 26	340	8,32	4410	4750	2375
26 - 28	1000	7,91	4192	5192	2596
28 - 30	870	7,51	3980	4850	2425
30 - 32	000	7,12	3774	3774	1887
32 - 34	1770	6,71	3558	1768	884
34 - 36	4340	6,30	3340	1000	500
36 - 38	780	0,00	0000	780	380
BANZO DA VIGA					
12 - 13	3450	0,42	222	3672	1836
14 - 15	2890	0,42	222	3112	1558
16 - 17	2320	0,42	222	2542	1271
18 - 19	1740	0,42	222	1982	981
20 - 21	1180	0,42	222	1402	701
22 - 23	660	0,46	244	804	452
23 - 25	1570	0,46	244	1324	663
26 - 27	700	0,42	222	478	239
28 - 29	150	0,42	222	372	186
30 - 31	920	0,42	222	1142	571
32 - 33	1840	0,42	222	2062	1031
34 - 35	2670	0,42	222	2892	1448
MONTANTE PILAR					
10 - 11	14950	7,00	3710	11240	5620
36 - 37	3980	7,00	3710	270	135
MONTANTE DA VIGA					
1 - 3	12250	4,95	2624	9626	4813
3 - 5	11940	4,95	2624	9316	4658
5 - 7	11320	4,95	2624	8696	4348
7 - 9	10860	4,95	2624	8236	4118
9 - 11	10430	4,95	2624	7806	3903
11 - 12	2600	4,95	2624	24	12
12 - 16	2000	4,95	2624	624	312
16 - 18	1160	4,95	2624	1464	732
18 - 20	460	4,95	2624	1876	806
20 - 22	000	4,95	2624	2624	2312
COL. EXTERNA PILAR					
1 - 2	15130	4,84	2566	12564	6282
2 - 4	15130	4,84	2566	12564	6282
4 - 6	14770	4,84	2566	12204	6102
6 - 8	14160	4,84	2566	11594	5797
8 - 10	13500	4,84	2566	10934	5467
10 - 12	2550	0,28	148	2698	1349
12 - 16	2150	0,28	148	2298	1148
16 - 18	5060	4,84	2566	2494	1247
18 - 20	4080	4,84	2566	1514	757
20 - 22	3230	4,84	2566	664	332
22 - 24	2712	4,84	2566	146	73
24 - 26	2712	4,84	2566	146	73
COL. INTERNA PILAR					
3 - 4	330	0,00	0000	330	165
4 - 5	540	0,00	0000	540	270
5 - 6	600	0,00	0000	600	300
6 - 7	900	0,00	0000	900	450
7 - 8	740	0,00	0000	740	370
8 - 9	470	0,00	0000	470	235
9 - 10	000	0,00	0000	000	000
10 - 11	320	0,00	0000	320	160
11 - 12	540	0,00	0000	540	270
12 - 13	780	0,00	0000	780	390
13 - 14	450	0,00	0000	450	225
14 - 15	130	0,00	0000	130	65
15 - 16	000	0,00	0000	000	000

4.5 - Esforços Finais:

Os esforços finais são calculadoa abeixo através da tabela 4-12.

(+) Barra tracionada, (-) Barra comprimida.

TABELA 4-12 - Esforços Finais nas Barras do Pórtico

	(1) BARRA	(2) N_{preal}	(3) $N_{VC\ real}$	(4) $N_{VD\ real}$	(5) (2) + (3)	(6) (2) + (4)
BANZO SUPERIOR DA VIGA	11 - 12	+ 5042	- 552	- 4234	+ 4490	+ 808
	12 - 14	+ 1582	- 1160	- 2430	+ 422	- 848
	14 - 16	- 1276	- 1575	- 906	- 2851	- 2182
	16 - 18	- 3457	- 1779	+ 355	- 5236	- 3102
	18 - 20	- 4978	- 1811	+ 1328	- 6789	- 3650
	20 - 22	- 5813	- 1629	+ 2042	- 7442	- 3771
	22 - 24	- 6025	- 1213	+ 2534	- 7238	- 3491
	24 - 25	- 6025	- 1213	+ 2525	- 7238	- 3501
	25 - 27	- 5813	- 1024	+ 3112	- 6837	- 2701
	27 - 29	- 4978	- 626	+ 3268	- 5604	- 1710
	29 - 31	- 3457	- 4	+ 3030	- 3461	- 427
	31 - 33	- 1276	+ 785	+ 2156	- 491	+ 880
	33 - 35	+ 5042	+ 1780	+ 1350	+ 6822	+ 6322
	35 - 37	+ 5042	+ 2973	- 99	+ 8015	+ 4943
BANZO INFERIOR DA VIGA	9 - 10	+ 140	- 465	- 265	- 325	- 125
	10 - 13	- 5861	+ 150	+ 4765	- 5711	- 1096
	13 - 15	- 2400	+ 724	+ 3007	- 1676	+ 607
	15 - 17	+ 440	+ 1092	+ 1533	+ 1532	+ 1973
	17 - 19	+ 2626	+ 1289	+ 325	+ 3915	+ 2951
	19 - 21	+ 4144	+ 1269	- 606	+ 5413	+ 3538
	21 - 23	+ 4985	+ 1062	- 1280	+ 6047	+ 3705
	23 - 26	+ 4985	+ 452	- 2375	+ 5437	+ 2610
	26 - 28	+ 4144	+ 84	- 2596	+ 4228	+ 1548
	28 - 30	+ 2626	- 491	- 2425	+ 2135	+ 201
	30 - 32	+ 440	- 1268	- 1887	- 828	- 1447
	32 - 34	- 2400	- 2211	- 894	- 4611	- 3294
34 - 36	- 5861	- 3385	+ 500	- 9246	- 5361	
36 - 38	+ 140	+ 195	+ 390	+ 335	+ 530	
DIAGONAL DA VIGA	12 - 13	+ 3653	+ 611	- 1836	+ 4264	+ 1817
	14 - 15	+ 2973	+ 401	- 1556	+ 3374	+ 1417
	16 - 17	+ 2293	+ 191	- 1271	+ 2484	+ 1022
	18 - 19	+ 1593	- 9	- 981	+ 1584	+ 612
	20 - 21	+ 898	- 209	- 701	+ 689	+ 197
	22 - 23	+ 231	- 456	- 452	- 225	- 221
	23 - 25	+ 231	+ 164	+ 663	+ 395	+ 894
	26 - 27	+ 898	+ 386	+ 239	+ 1284	+ 1137
	28 - 29	+ 1593	+ 601	- 186	+ 2194	+ 1407
	30 - 31	+ 2293	+ 801	- 571	+ 3094	+ 1722
32 - 33	+ 2973	+ 1001	- 1031	+ 3974	+ 1942	
34 - 35	+ 3653	+ 1226	- 1446	+ 4879	+ 2207	
	10 - 11	- 6671	+ 689	+ 5620	- 5982	- 1051
	36 - 37	- 6671	- 3971	+ 135	-10642	- 6536

Continuação da Tabela 4-12

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
MONTANTE DA VIGA	13 - 14	- 2321	- 383	+ 1174	- 2704	- 1147
	15 - 16	- 1873	- 243	+ 999	- 2116	- 874
	17 - 18	- 1425	- 118	+ 814	- 1543	- 611
	19 - 20	- 977	+ 12	+ 634	- 965	- 343
	21 - 22	- 529	+ 142	+ 454	- 387	- 75
	23 - 24	+ 2429	+ 445	- 1038	+ 2874	+ 1391
	25 - 26	- 529	- 233	- 141	- 762	- 670
	27 - 28	- 977	- 373	+ 124	- 1350	- 853
	29 - 30	- 1425	- 493	+ 384	- 1918	- 1041
	31 - 32	- 1873	- 623	+ 624	- 2496	- 1249
	33 - 34	- 2321	- 763	+ 914	- 3084	- 1407
COL. EXTERNA PILAR	1 - 3	+ 3858	- 2098	- 4813	+ 1760	- 955
	3 - 5	+ 3958	- 1813	- 4658	+ 2145	- 700
	5 - 7	+ 4218	- 1388	- 4348	+ 2830	- 130
	7 - 9	+ 4453	- 913	- 4118	+ 2540	+ 335
	9 - 11	+ 4538	- 543	- 3903	+ 3995	+ 635
	37 - 38	+ 4538	+ 2752	+ 12	+ 7290	+ 4550
	38 - 40	+ 4453	+ 2902	+ 312	+ 7355	+ 4765
	40 - 42	+ 4218	+ 3112	+ 732	+ 7330	+ 4950
	42 - 44	+ 3958	+ 3302	+ 988	+ 7260	+ 4946
	44 - 46	+ 3858	+ 3402	+ 2312	+ 7260	+ 6170
COLUNA INTERNA PILAR	1 - 2	- 8324	+ 1399	+ 6282	- 6925	- 2042
	2 - 4	- 8324	+ 1399	+ 6282	- 6925	- 2042
	4 - 6	- 8224	+ 1089	+ 6102	- 7135	- 2122
	6 - 8	- 8079	+ 574	+ 5797	- 7505	- 2282
	8 - 10	- 7918	+ 9	+ 5467	- 7909	- 2451
	10 - 12	- 2729	- 508	+ 1349	- 3237	- 1380
	35 - 36	- 2729	- 883	+ 1149	- 3612	- 1580
	36 - 39	- 7918	- 3781	+ 1247	- 11699	- 6671
	39 - 41	- 8079	- 4026	+ 757	- 12105	- 7322
	41 - 43	- 8224	- 4256	+ 332	- 12480	- 7892
	43 - 45	- 8324	- 4371	+ 73	- 12695	- 8151
	45 - 46	- 8324	- 4371	+ 73	- 12695	- 8151
	DIAG. PILAR	3 - 4	+ 90	- 280	- 165	- 190
5 - 6		+ 130	- 450	- 270	- 320	- 140
7 - 8		+ 153	- 525	- 300	- 372	- 147
39 - 40		+ 153	+ 215	+ 450	+ 368	+ 603
41 - 42		+ 130	+ 200	+ 370	+ 330	+ 500
43 - 44		+ 90	+ 105	+ 235	+ 195	+ 325
MONTANTE PILAR	2 - 3	0	0	0	0	0
	4 - 5	- 25	+ 85	+ 50	+ 60	+ 25
	6 - 7	- 80	+ 270	+ 160	+ 190	+ 80
	8 - 9	- 135	+ 465	+ 270	+ 330	+ 95
	38 - 39	- 135	- 190	- 390	- 325	- 525
	40 - 41	- 80	- 115	- 225	- 195	- 305
	42 - 43	- 25	- 35	- 65	- 60	- 90
	44 - 45	0	0	0	0	0

4.7 - Esforço Horizontal e Vertical do Pórtico nas Fundações

Os esforços verticais são provocados pelas componentes verticais de cada carregamento e a associação destes esforços nos dará a componente vertical que a fundação deverá resistir. Associando-se peso próprio com vento de pressão e peso próprio com vento de sucção, tem-se 6330 kg o máximo esforço vertical.

Os esforços horizontais serão provocados pela componente horizontal isostática somada à carga unitária multiplicada pela constante hiperestática de cada carregamento. Desta forma tem-se:

$$H_{total} = H_p \text{ real} + H_{vc} + H_{va} \text{ real}$$

onde:

$$\begin{aligned} H_p \text{ real} &= 0 \rightarrow H_{vc} \text{ real} = H_{vc}(0) + h_{vc} \cdot H_{vc}(1) = \\ &= 2140 + 1374,48 \times 1 = 3514,48 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{va} \text{ real} &= H_{va}(0) + h_{va} \cdot H_{va}(1) = \\ &= 2400 + 530,06 \times 1 = 2930,06 \end{aligned}$$

$$H_{total} = 0 + 3514,48 + 2930,06 = 6444,54 \text{ kg}$$

A solidarização do pórtico através do pilar com a fundação deverá resistir ao esforço horizontal de 6450 kg e esforço vertical de 6330 kg.

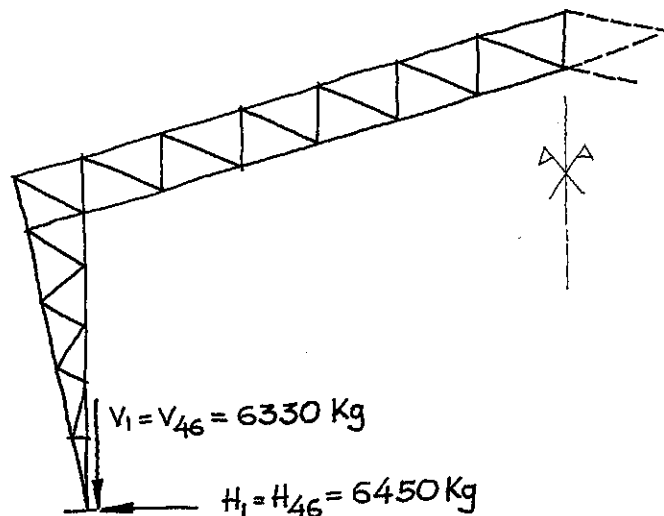
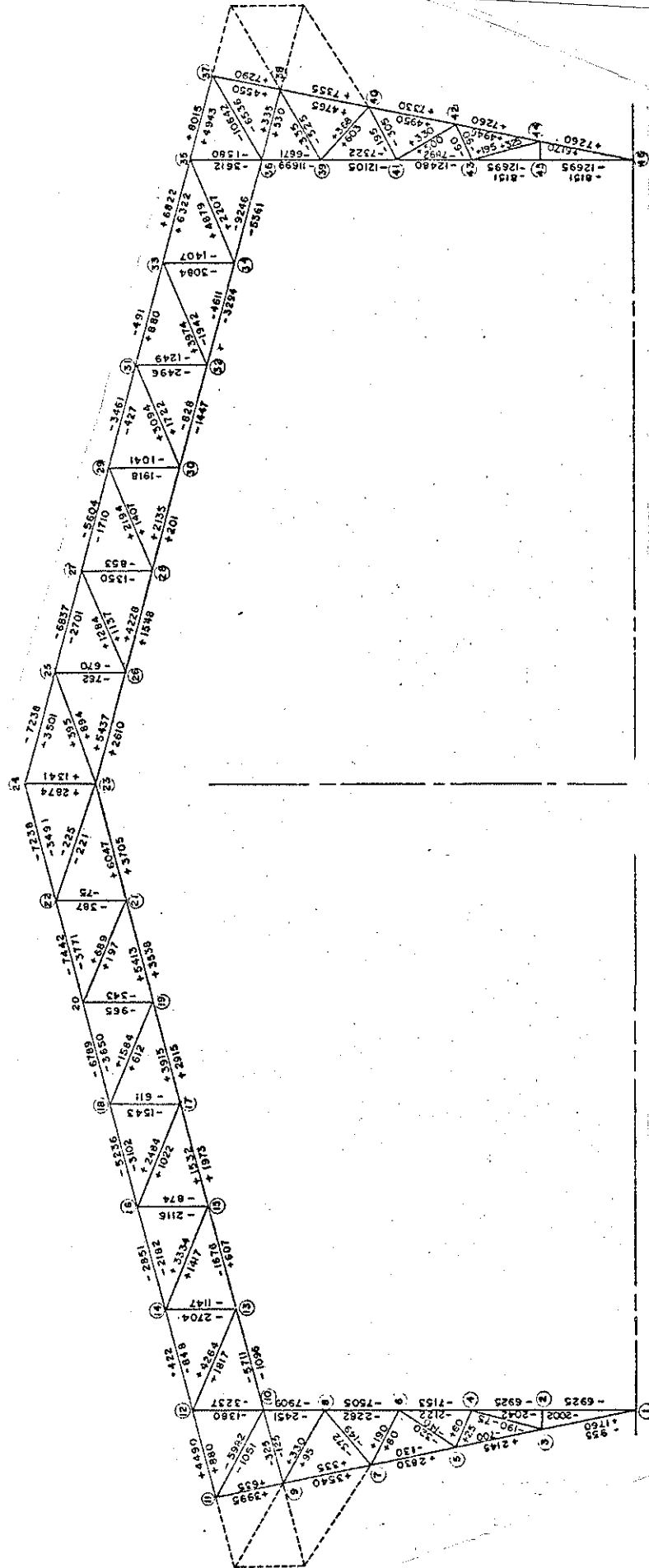


FIGURA 4-10 - Esforços Horizontais e Verticais na Fundação

4.6 - Esquema Ilustrativo de Estrutura



(+) - Barra Tracionada, (-) - Barra Comprimida
FIGURA 4-9 - Esquema Ilustrativo dos Esforços Finais nas Barras da Estrutura

4.8 - Conclusões

Os esforços finais do ítem 4.5 ilustrados na figura 4.7, são válidos para uma carga de vento originada em um dos lados da estrutura. Obedecendo ao critério lógico de, invertida a origem da carga de vento, obtêm-se os mesmos esforços em barras opostas simetricamente. Adotando-se o esquema abaixo, que contém os esforços máximos, mesmo quando de sinais diferentes (tração e compressão), para cada barra, é montado o esquema ilustrativo com os esforços finais para meia estrutura.

Estes esforços, orientarão o dimensionamento de todas as barras e detalhes construtivos necessários, em situações iguais de vento em ambos os lados.

Esquema Ilustrativo com os Esforços Finais Máximos nas Barras em meia Estrutura.

(+) → Barra Tractionada

(-) → Barra Comprimida

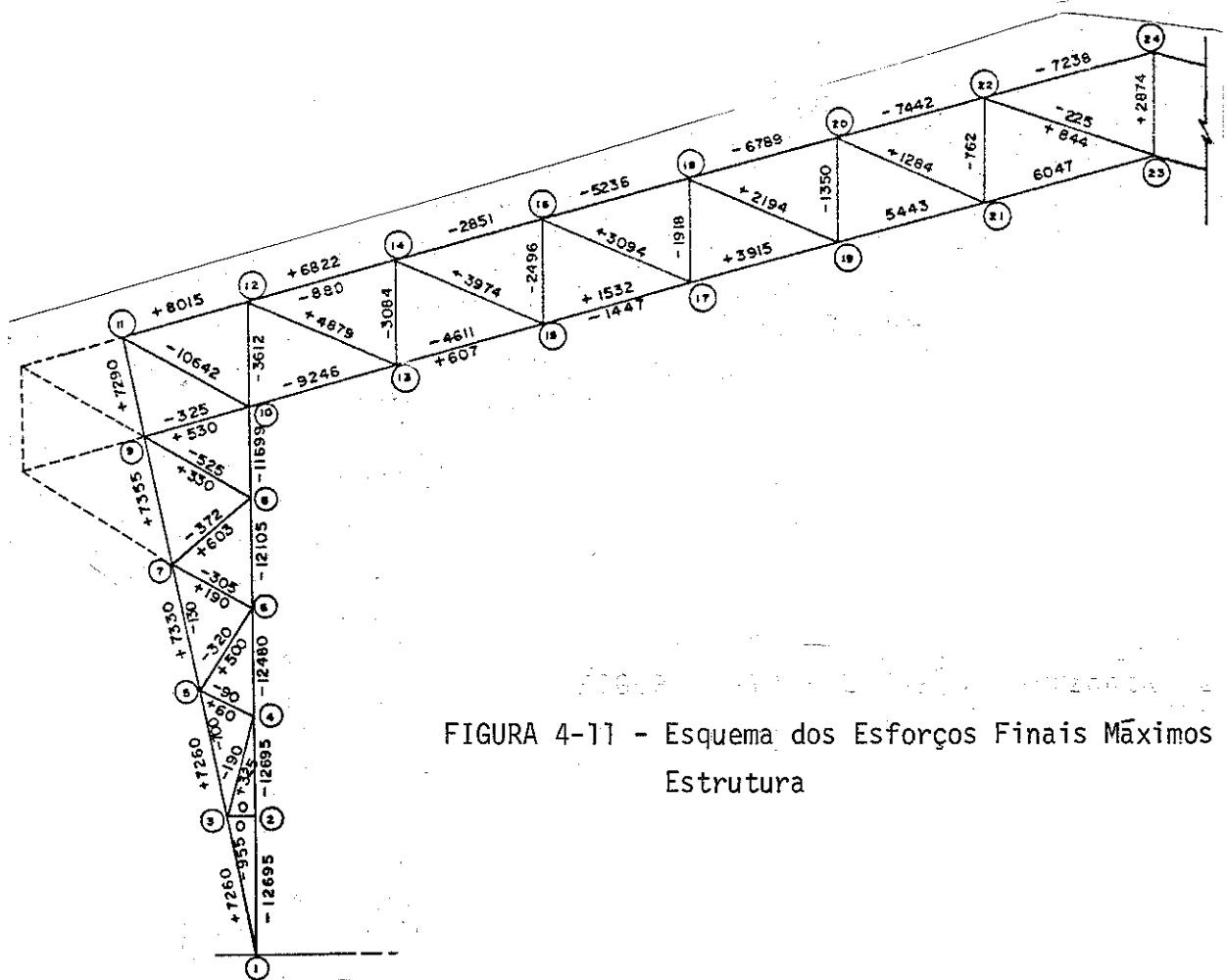


FIGURA 4-11 - Esquema dos Esforços Finais Máximos em Meia Estrutura

5 - VERIFICAÇÕES - DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, serão verificadas as seções das barras adotadas para os maiores esforços a que foram solicitadas conforme item 4.8 do cap. 4. Também, serão verificadas todas as ligações por parafusos adotadas em projeto, assim como, as ligações pregadas adotadas na confecção das terças.

5.1 - Verificações das Seções Adotadas

As seções das barras adotadas serão verificadas para os maiores esforços a que foram solicitadas, de acordo com o esquema ilustrativo do item 4.8, figura 4.9.

5.1.1 - Barras

Serão verificadas as barras de maior esforço à compressão da viga e do pilar e calculado o comprimento da flambagem máximo.

a)- Banzo Inferior

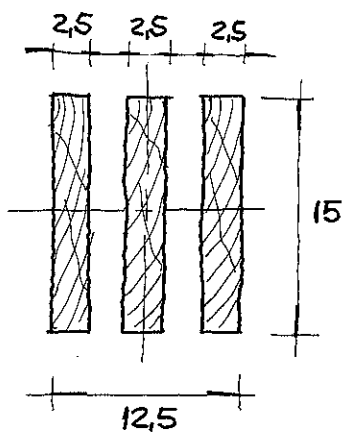


FIGURA 5-1 - Seção do Banzo Inferior

Esforço = 9246 kg

$J_x = 2109,38 \text{ cm}^4$

$J_y = 1933,6 \text{ cm}^4$

$S = 112,5 \text{ cm}^2$

$i_{\min} = \frac{J_y}{S} = 4,14 \text{ cm}$

$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 82,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$

Verificando a hipótese da peça intermediária tem - se $\lambda = 42,4$ com o comprimento máximo de flambagem de 175 cm.

b)- Banzo Superior

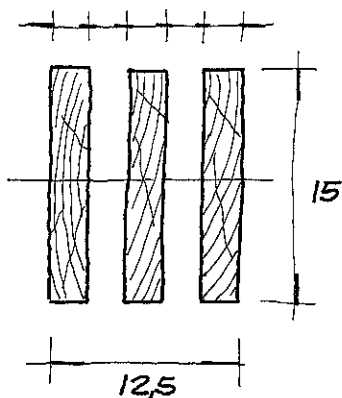


FIGURA 5-2 - Seção do Banzo Superior

Esforço = 7442 kg

$$J_x = 2109,38 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 1933,6 \text{ cm}^4$$

$$S = 112,5 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J_y}{S} = 4,14 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 66,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Verificando a hipótese de peça intermediária, tem-se $\lambda = 55,99$, com comprimento máximo de flambagem de 232 cm.

c)- Coluna Interna do Pilar

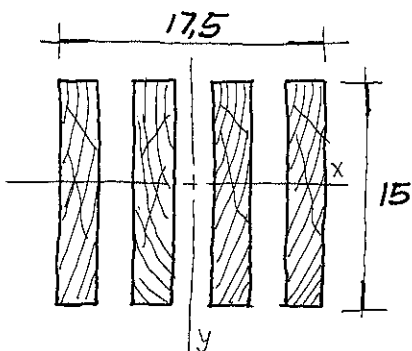


FIGURA 5-3 - Seção da Coluna Interna do Pilar

Esforço = 12695 kg

$$J_x = 2812,5 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 4765,6 \text{ cm}^4$$

$$S = 150 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J_x}{S} = 4,33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 84,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Verificando a hipótese de peças intermediária, tem-se $\lambda = 40,33$, com o comprimento máximo de flambagem de 174 cm.

d)- Montante da Viga

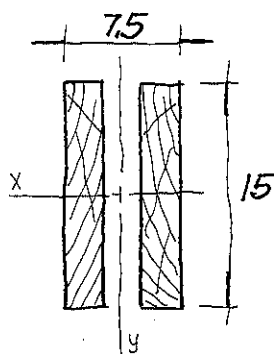


FIGURA 5-4 - Seção do Montante da Viga

Esforço = 3084 kg

$$J_x = 1406,25 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 507,8 \text{ cm}^4$$

$$S = 75 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J_y}{S} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 41,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Verificando a hipótese de peça intermediária, tem-se $\lambda = 77,20$, com comprimento máximo de flambagem de 200 cm.

e)- Diagonal da Viga - Pilar

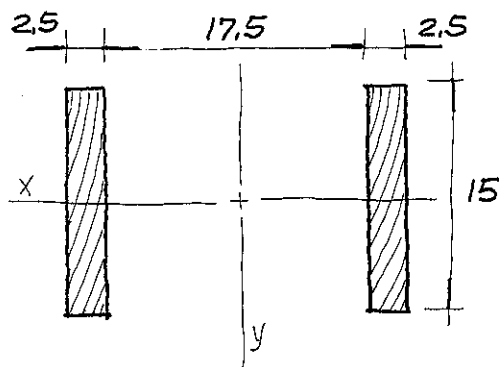


FIGURA 5-5 - Seção da Diagonal Viga/Pilar

Esta seção devrã ser reforçada.

Esforço = 10642 kg

$$J_x = 1406,25 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 7539,06 \text{ cm}^4$$

$$S = 75 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J_x}{S} = 4,33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 142 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Nova Seção Transversal

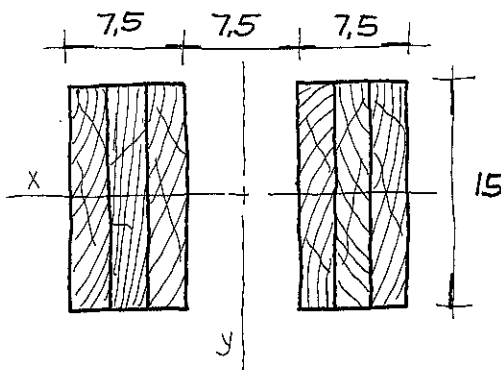


FIGURA 5-6 - Nova Seção da Diagonal Viga/Pilar

$$J_x = 4218,75 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 13710,9 \text{ cm}^4$$

$$S = 225 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J_x}{S} = 4,33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \frac{P}{S} = 47,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

Verificando a hipótese de peça longa, tem-se $\lambda = 70,06$, com comprimento de flambagem máximo de 303 cm.

Observação: esta peça trabalhando somente à compressão, poderá ser usada um grupo de peças ou uma peça maciça, conforme figura 5-7.

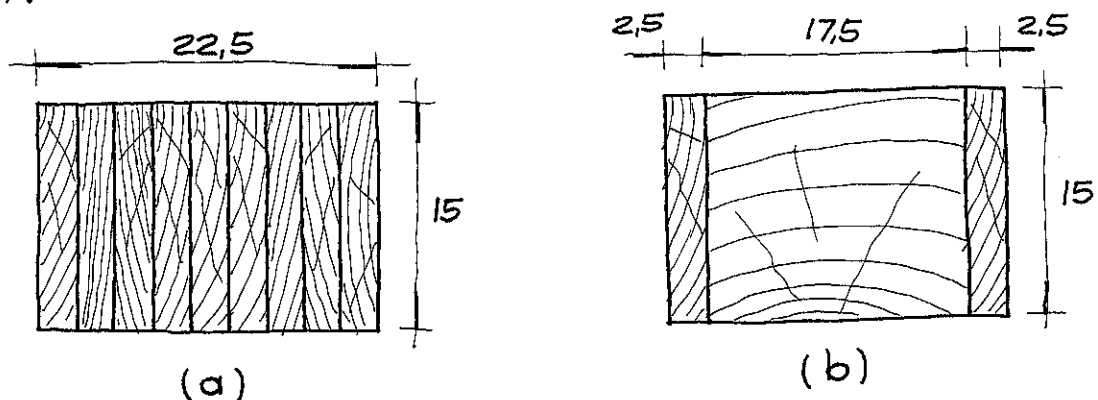


FIGURA 5-7 - Seção da Diagonal Viga/Pilar (Sugestão)

5.1.2 - Peças isoladas

Na hipótese da barra distribuir o esforço em quantidades iguais nas peças que a compõe, calcular o comportamento de flambagem de cada peça e travar.

O travamento das peças poderá ser executado com sobras de tábuas e um parafuso passante ou com uma peça única pregada nos comprimentos calculados, fixando todas as barras, conforme figuras, 5-8 e 5-9.

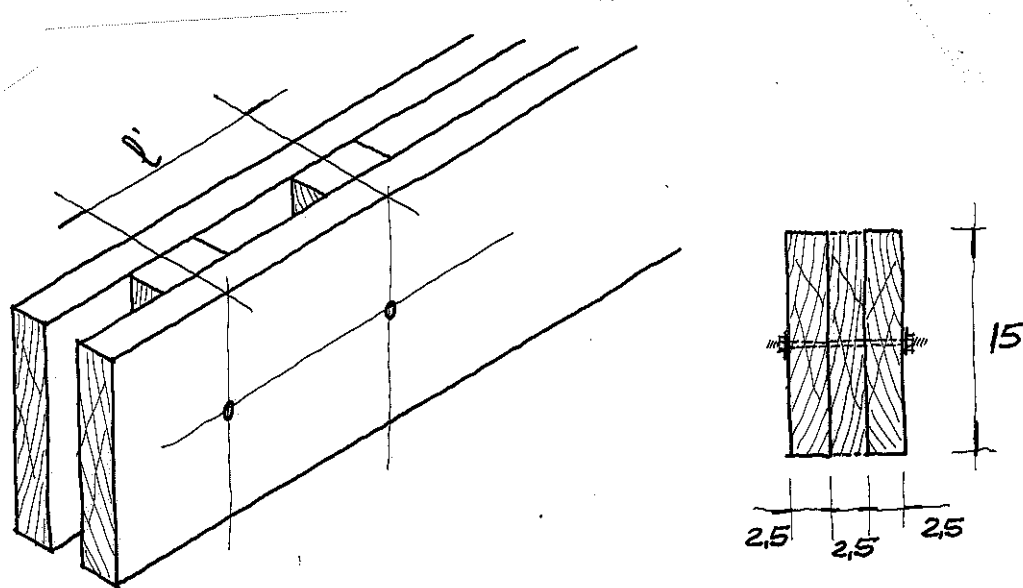


FIGURA 5-8 - Travamento Parafusado

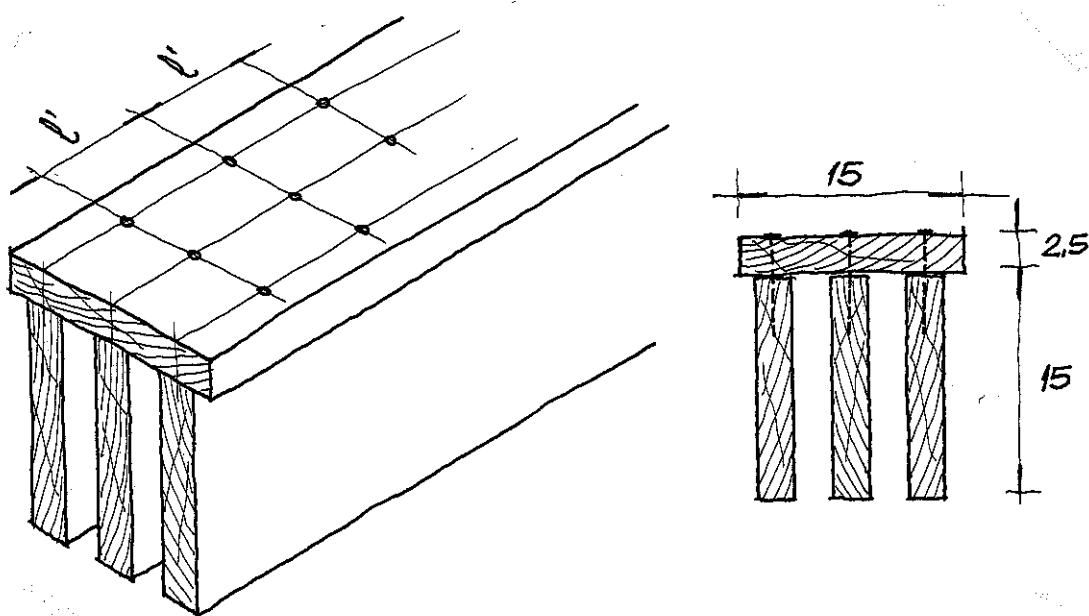


FIGURA 5-9 - Travamento Pregado

Para verificação de peças isoladas de cada barra, foi estudada a seção transversal de 2,5 x 15 cm, partindo da carga admissível à compressão, sendo encontrados valores para os comprimentos de flambagem. Com estes comprimentos e cargas admissíveis, foi composta a tabela 5-1, possibilitando a identificação mais rápida das peças que necessitariam de travamento, para trabalhar dentro do limite de uso.

TABELA 5-1 - Comprimento e Carga Admissível por Peça

ÍNDICE DE ESBELTEZ (λ)	PEÇA	COMPRIMENTO l (cm)	CARGA ADMIS- SÍVEL \bar{P} (kg)
0 - 40	CURTA	29	3187
40 - 64	INTERMEDIÁRIA	30	3113
		33	2929
		36	2744
		39	2560
		42	2375
		46	2130
64 - 140	LONGA	50	1805
		55	1491
		60	1254
		65	1067
		70	920
		75	802
		80	705
		85	624
		90	557
		95	500
		101	442

Usando a tabela 5-2 e o esquema ilustrativo dos esforços do ítem 4.8, obtêm-se o comprimento calculado de travamento das peças isoladas em barras comprimidas. Estes comprimentos devem ser racionalizados e recomendados em benefício da mão de obra.

TABELA 5-2 - Comprimentos de Travamento Recomendado

	BARRA		COMPRIMENTO DO TRAVAMENTO	
			Calculado (cm)	Recomendado (cm)
BANZO SUPERIOR	12 - 14	33 - 35	70	30
	14 - 16	31 - 33	65	30
	16 - 18	29 - 31	50	30
	18 - 20	27 - 29	42	30
	22 - 24	24 - 25	39	30
BANZO INFERIOR	10 - 13	34 - 36	30	30
	13 - 15	32 - 34	55	30
	15 - 17	30 - 32	95	30
COLUNA INTERNA DO PILAR	1 - 2	45 - 46	28	30
	2 - 4	43 - 45	28	30
	4 - 6	41 - 43	28	30
	6 - 8	39 - 41	30	30
	8 - 10	38 - 39	33	30
	10 - 12	35 - 36	70	30
MONTANTES DA VIGA	13 - 14	33 - 34	50	40
	15 - 16	31 - 32	60	40
	17 - 18	29 - 30	65	40
	19 - 20	27 - 28	80	40
	21 - 22	25 - 26	101	40
DIAGONAL DA VIGA/PILAR	10 - 11	36 - 37	50	40
MONTANTE DO PILAR	6 - 7	40 - 41	101	50
	8 - 9	38 - 39	101	50
DIAGONAL DA VIGA	22 - 23	23 - 25	101	50

5.2 - Ligações e Emendas por Parafusos

As ligações com parafusos de aço, serão feitas observando a NB-11, ítem 67, e o patamar de rigidez do parafuso demonstrado no ábaco de ligações com parafusos de aço. A relação da peça e o diâmetro do parafuso definem a entrada no ábaco, obtendo-se a tensão admissível que deve ser multiplicada por 0,8, em caso de cobertura de madeira com $b_1 \geq b/2$.

Pelo ábaco citado, conhecendo b , podem-se relacionar vários diâmetros aceitáveis em projeto e usar o que melhor se enquadrar dentro da distribuição na peça ou arranjo de espaçamento que é definido também pela NB-11, ítem 42.

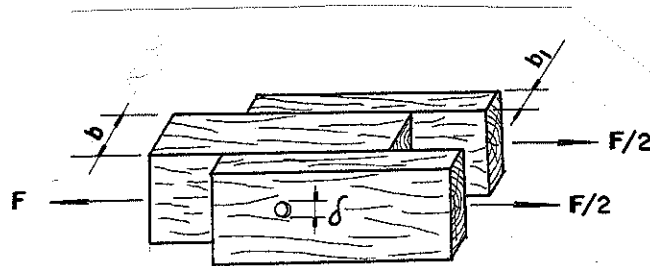


FIGURA 5-10 - Ligação Solicitada Paralelamente

Os ábacos citados definem o patamar de rigidez em ligações com peças de Peroba rosa solicitadas paralela e normalmente às fibras, sendo a menor relação b/δ , igual a 4,5 o que define o diâmetro de 0,56 cm como mínimo aceitável, a tensão admissível paralelas de 76 kg/cm^2 e tensão aceitável normal de 18 kg/cm^2 . Os diâmetros comerciais disponíveis são $1/4" = 0,635 \text{ cm}$, $3/8" = 0,952 \text{ cm}$, $1/2" = 1,27 \text{ cm}$, e $5/8" = 1,587 \text{ cm}$.

Os diâmetros permitem obter opções adequadas nos espaçamentos determinados por Norma, podendo ter um número de parafusos em coluna conforme a face usada da peça. Como as peças usadas são de $2,5 \times 15 \text{ cm}$, será adotado o diâmetro $3/8"$, equivalente a $0,95 \text{ cm}$ que permite o uso de 4 parafusos por seção. Diâmetros inferiores a 9 mm não são aconselháveis conforme NB-11, ítem 37.

De acordo com a NB-11, ítem 40.a, os eixos das barras deverão sempre encontrar-se nos nós teóricos, e no caso de ligações com parafuso, deverá ser empregado o mínimo de dois parafusos, obedecendo os espaçamentos previstos no ítem 42 da NB-11.

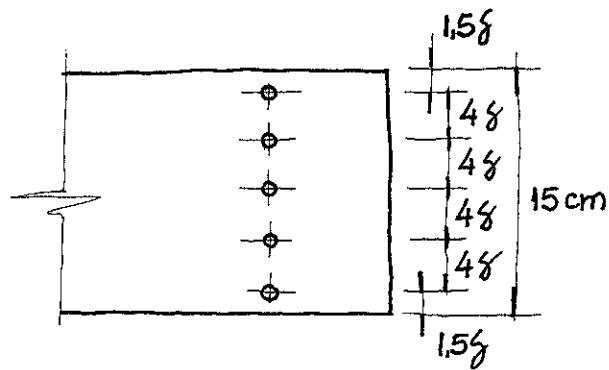


FIGURA 5-11 - Espaçamentos de Norma para Ligações por Parafusos

Os parafusos poderão ser com cabeça redonda, quadrada ou hexagonal, podendo ser parafuso com rêsca nos dois lados. Entre a cabeça ou a porca e a madeira deverá sempre existir uma arruela que poderá ser redonda ou quadrada com espessura nunca inferior a $1/8"$.

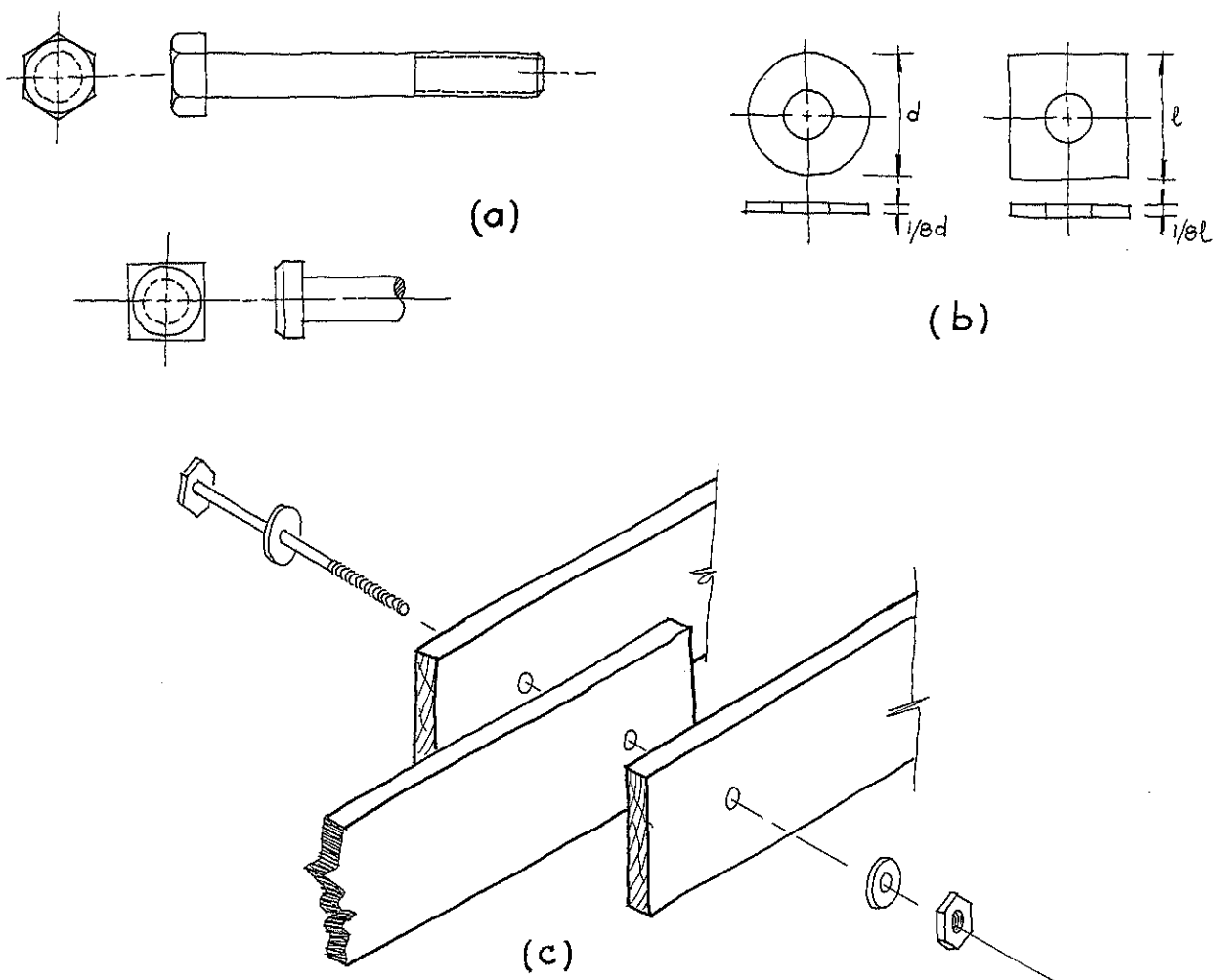


FIGURA 5-12 - Parafusos e Arruelas

As emendas serão parafusadas com cobrejuntas de madeira da mesma espessura, calculadas considerando a área de contato entre as peças (cobrejuntas) como elementos resistentes.

As emendas de peças como banzos e colunas serão feitas em barras menos solicitadas de modo a reduzir o consumo de parafusos.

Nas colunas internas dos pilares serão utilizadas peças especiais de 5,5 metros, por necessidade do uso da emenda como reforço do n° 10, que é o mais solicitado da estrutura. As emendas serão sempre em todas as peças facilitando a montagem final, sem comprometimento das barras emendadas.

Os parafusos deverão atravessar todas as peças da barra e em todos os nós ou emendas deverá haver enchimento de modo que o parafuso atravesse toda secção maciça, com arruela dos dois lados de fixação da madeira.

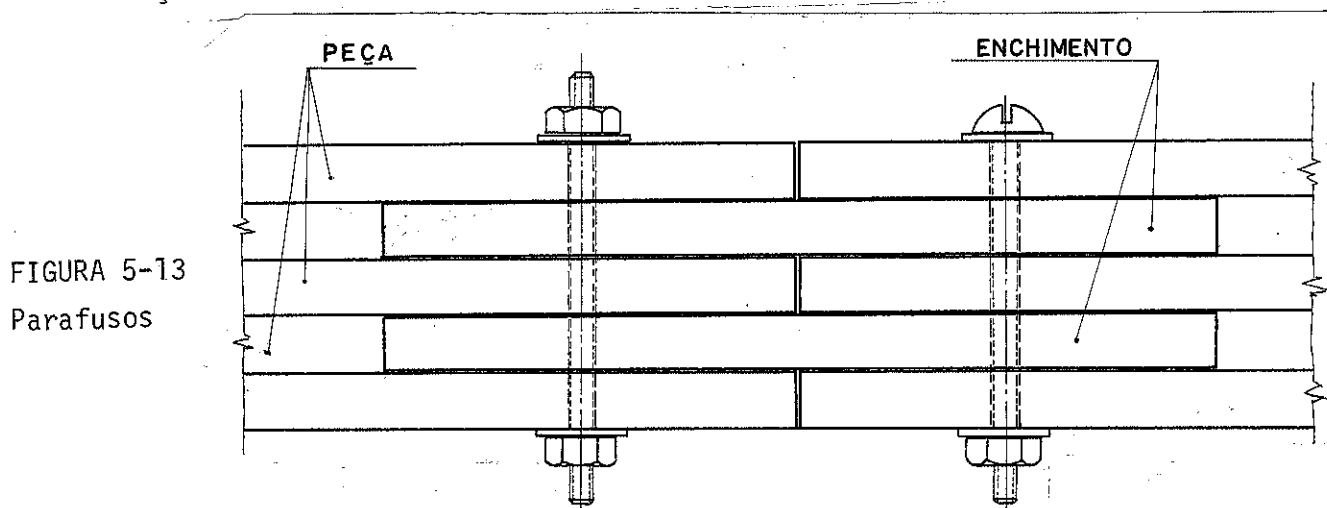
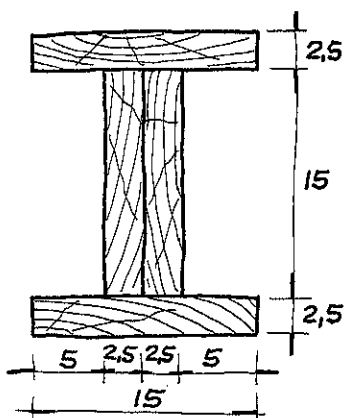


FIGURA 5-13
Parafusos

5.3 - Verificação nas Ligações e Emendas por Pregos

5.3.1 - Terça

A terça adotada tem a seção composta de 4 peças pregadas com dimensões iguais às do pórtico, com a características abaixo.



$$\begin{aligned}
 J_{xx} &= 7187,5 \text{ cm}^4 \\
 J_{\text{real}} &= 5031,25 \text{ cm}^4 \\
 M_s &= 468,75 \text{ cm}^3 \\
 S &= 150 \text{ cm}^2 \\
 y &= 10 \text{ cm} \\
 b_{\text{min}} &= 5,0 \text{ cm} \\
 d_{\text{pr}} &= 0,92 \text{ g/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{d_c}{d_0} &= 0,125 \\
 \gamma &= 0,12 \\
 \beta &= 0,41292 \\
 \sigma_F &= 899 \\
 \bar{\sigma}_f &= 0,106 \cdot F = \\
 \bar{\sigma}_f &= 95 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

FIGURA 5-14 - Seção da Terça

O cálculo deve ser feito como uma viga simplesmente apoiada com carregamento distribuído.

Cargas Atuantes:

Peso próprio: $0,92 \times 150 = 138 \text{ g/cm} = 0,138 \text{ kg/cm}$

Peso das telhas: $18 \times 1,69 \times 1,00 = 0,3043 \text{ kg/cm}$

Vento: $60 \times 0,05 \times 1,69 \times 1,00 = 0,507 \text{ kg/cm}$

Total..... 0,9492 kg/cm

a)- Tensão na Flexão

$\ell = 500 - 12,5 = 487,5 \text{ cm}$

$$M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} = \frac{0,9492 \times 487,5^2}{8} = 2819,91 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{28197,91}{5031,25} \times 10 \cong 56,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = 95 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{at} = 56,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{J_{real}} \cdot y$$

b)- Tensão de Cisalhamento

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J_{real}}$$

$$Q = \frac{p \cdot \ell}{2} = \frac{0,9492 \times 487,5}{2} \cong 231,37 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{231,37 \times 468,75}{5 \times 5031,25} \cong 4,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 12,1 \text{ kg/cm}^2$$

c)- Flecha:

A flecha será calculada em duas condições: permanente e acidental:

c.1)- Flecha Permanente (p.p + p.telha)

Peso próprio = 0,138 kg/cm

Peso telhado = 0,3042 kg/cm

Total (p) = 0,4422 kg/cm

$\ell = 500 - 12,5 = 487,5$ cm

(descontado as duas metades de apoio no banzo superior).

$$E_p = 2/3 \quad E_a = \frac{2}{3} \times 94100 \cong 627000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \ell^4}{E_p \cdot J_{\text{real}}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,4422 \times 487,5^4}{62700 \times 7187,5} \cong 0,722 \text{ cm}$$

c.2)- Flecha Acidental (carga de vento):

$p = 0,507$ kg/cm

$E_a = 94100$ kg/cm²

$\ell = 487,5$ cm

$$f_a = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \ell^4}{E_a \cdot J_{\text{real}}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,507 \times 487,5^4}{94100 \times 7187,5} = 0,551 \text{ cm}$$

Com os valores da flecha permanente e acidental, teremos a flecha total que é:

$$f_t = f_a + f_p = 0,722 + 0,551 = 1,273 \text{ cm}$$

a flecha admissível será: $\bar{f} = \frac{\ell}{350} = \frac{487,5}{350} \cong 1,393$ cm

$$\bar{f} = 1,393 \text{ cm} > f_{at} = 1,273 \text{ cm}$$

De acôrdo com os itens a, b e c, que atendem às solicitações, foi verificada a terça adotada.

Obs: Não foi considerada a carga do homem na terça, pela baixa frequência de ocorrência desta solicitação.

5.3.2 - Ligações da terça

A NB-11, item 68, recomenda para ligações com pregos, a penetração mínima de 2/3 do comprimento e o esforço admissível é calculado como: $F = k \cdot \delta^{3/2}$, onde, δ é o diâmetro do prego em milímetros e F em kg, k é uma constante que depende do peso específi-

co da madeira, ou seja, (maior) $> 0,65 k = 7,5$ e (menor) $< 0,65 k = 4,5$.

Usando madeira verde, o esforço admissível deverá ser reduzido à 75% do valor e em pregações de topo, deverá ser reduzido à 60%.

O diâmetro do prego não deve exceder 1/6 da espessura da tábua caso não tenha furo prévio e não ter mais de 10 pregos numa mesma linha paralela ao esforço. Os espaçamentos podem ser 10δ na direção das fibras, 5δ normal às fibras, 5δ em relação às arestas e não menos que 12δ no lado comprimido. Calcularemos o esforço cortante na ligação da mesma com a alma, para determinarmos o diâmetro do prego e espaçamento.

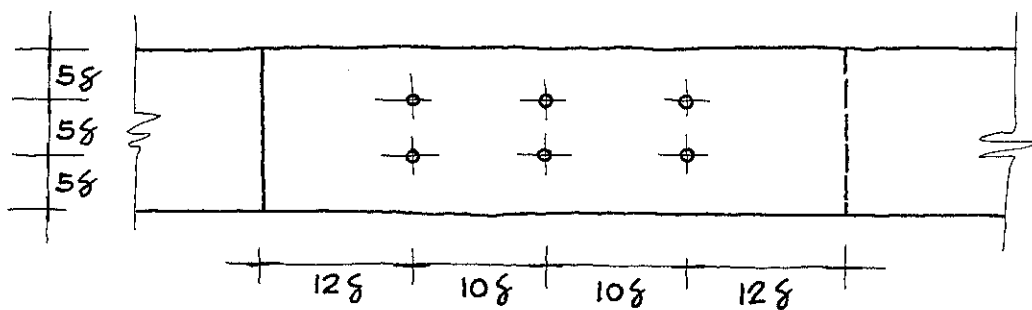


FIGURA 5-15 - Espaçamentos Previsto para Pregos

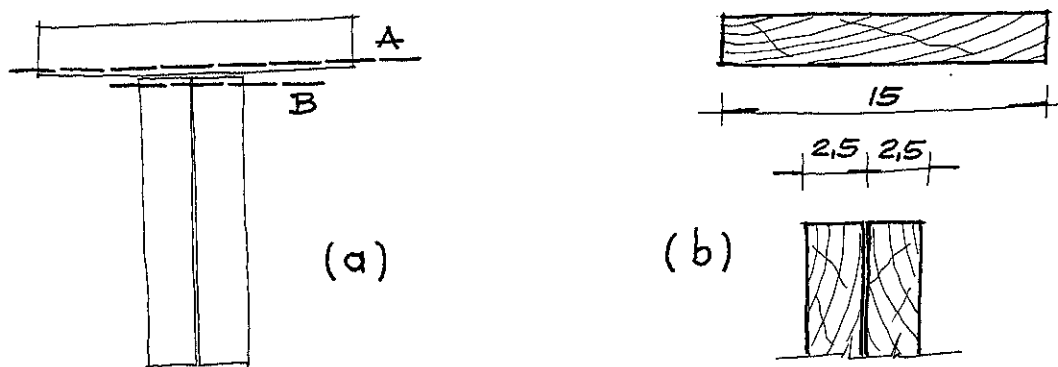


FIGURA 5-16 - Seção A e B para Cálculo do Cisalhamento

Calcularemos o cisalhamento $\tau = \frac{Q \cdot M_s}{B \cdot J}$; com a cortante $(Q) = 231,37 \text{ kg}$, o momento de inércia $J_{x(\text{real})} = 5031,25 \text{ cm}^4$ e o momento estático da ligação será $46,88 \text{ cm}^3$ e o cisalhamento (τ) na emenda será em B $\rightarrow \tau = 0,431 \text{ kg/cm}^2$.

A espessura da tábua é 25 mm, o diâmetro será aproximadamente 1/6 na tábua, ou seja $\delta = 42 \text{ mm}$, o comprimento deverá ser aproximadamente três vezes a espessura da tábua, ou seja 75 mm.

Pela tabela de pregos comerciais o prego será o de nº 19 x 33 com $\delta = 3,9$ mm e $\ell = 76$ mm.

A madeira usada é a Peroba rosa, densidade maior que 0,65 tem-se $k = 7,5$. Na tabela de pregos acharemos os valores para o prego 19 x 33, $\delta^{3/2} = 7,7$ e $\bar{F} = 7,5 \delta^{3/2} = 57,8$ kg. (esforço).

O espaçamento entre pregos é calculado em função do esforço admissível (\bar{F}) do prego, o esforço de cisalhamento na emenda, espessura da peça de fixação e o número de pregos por ponto de linha ($\bar{F} = \tau \cdot b \cdot e$). Sendo duas linhas de pregos, por serem duas peças na alma, teremos: $2\bar{F} = \tau \times b \times e$;

$$e = \frac{2\bar{F}}{\tau \cdot b} = \frac{2 \cdot 57,8}{0,431 \cdot 5} \cong 53 \text{ mm}$$

O espaçamento não deve ser superior a 53 mm. Se a madeira usada for verde, o espaçamento será de 75% = 39 mm. Quanto a montagem, para solidarizar a mesa, adotaremos $\cong 60\%$ do espaçamento calculado, sendo 30 mm a distância entre pregos. A alma será montada pregada e espaçamentos admitidos para a mesa, observando a dobra da ponta do prego quando não houver emenda da peça da alma.

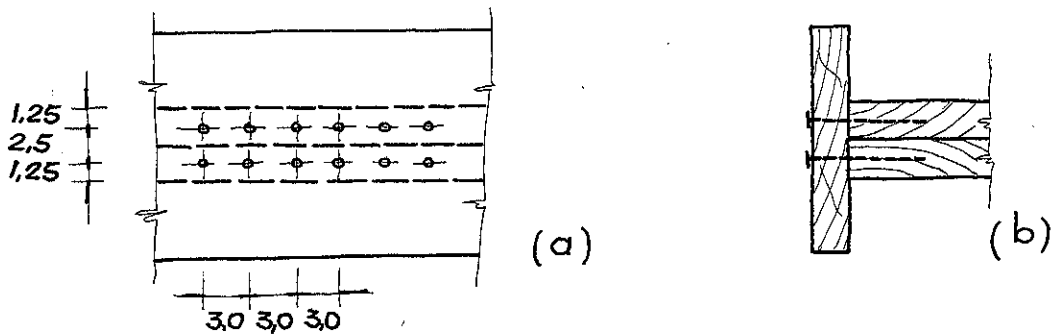


FIGURA 5-18 - Solidarização da Mesa

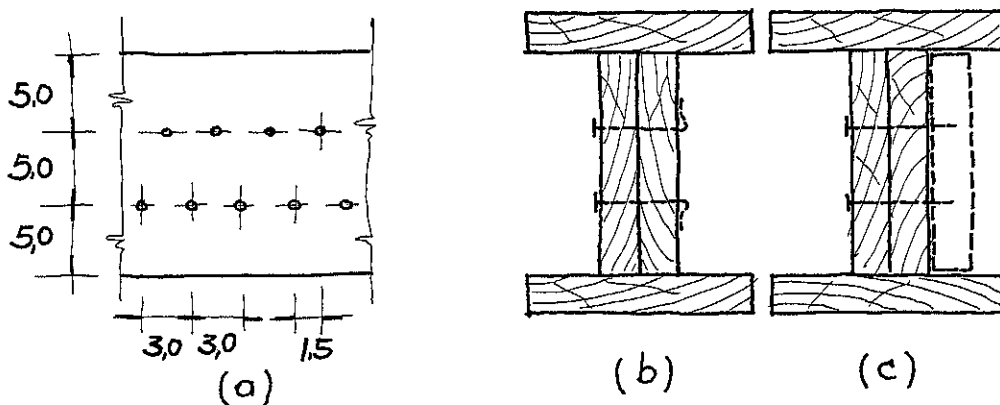


FIGURA 5-19 - Emenda da Alma

Como opção de emenda simétrica, usaremos a terça de alma composta de 2 peças espaçadas, de modo a facilitar a adição de mais uma peça, que será a emenda. Pode-se também adicionar um enchimento em cima do banzo, no caso de engastamento das peças de topo.

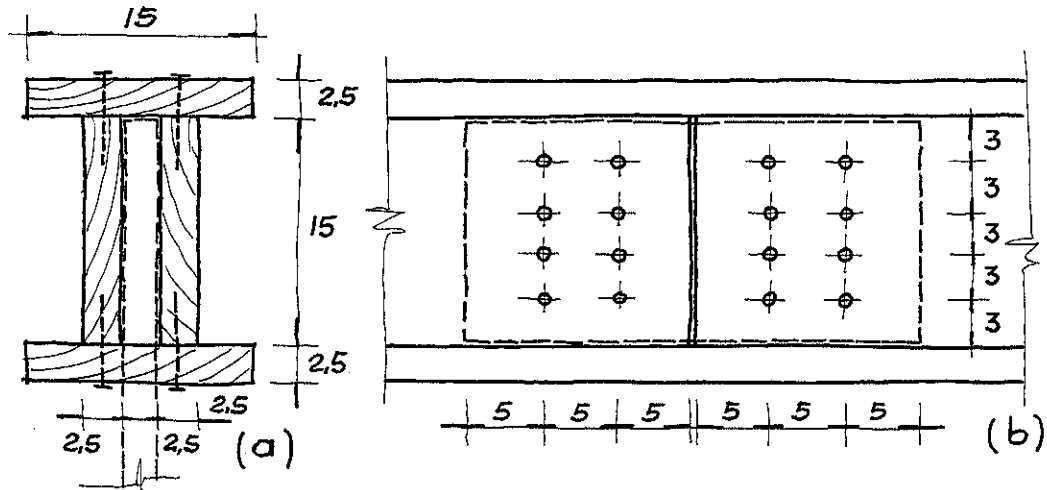


FIGURA 5-20 - Opção de Emenda Simétrica

Nas terças de contraventamento do banzo, a peça da emenda será alterada para facilitar a união com a peça do contraventamento

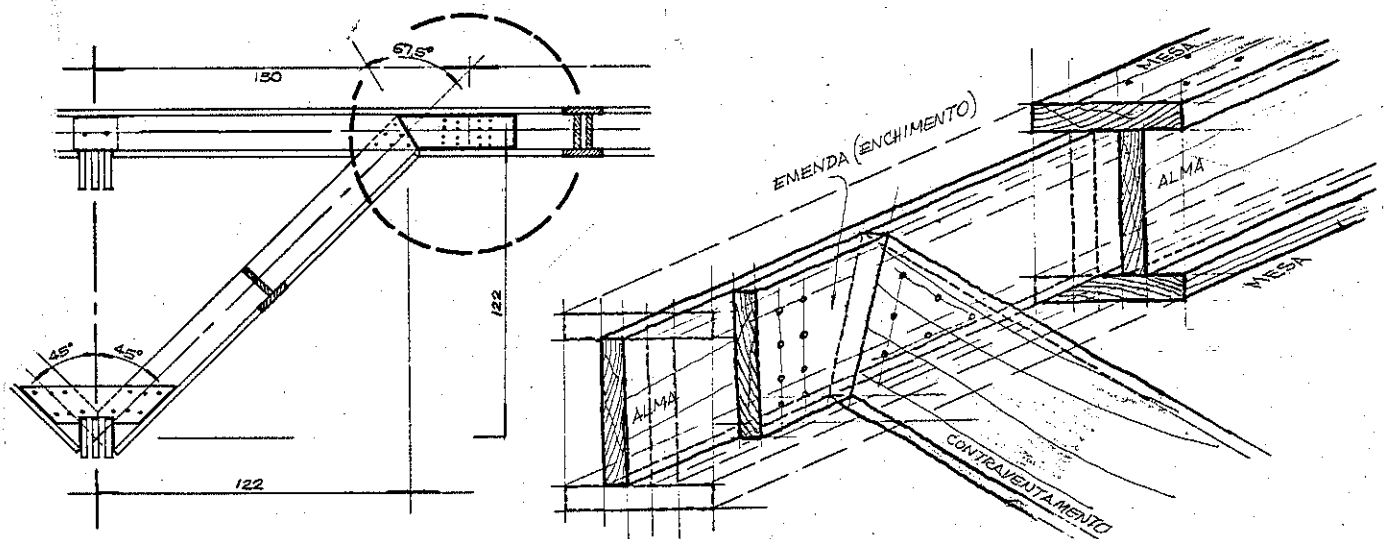


FIGURA 5-21 - Contraventamento da Terça

a) - Alma:

As emendas das peças que compõe a alma, serão feitas sempre que possível em 1/4 do vão aproximadamente, onde há a probabilidade do momento ser nulo. Este critério prático facilita a segunda que será feita na contra peça em 3/4 do vão aproximadamente e evita que as emendas coincidam com o apoio, contribuindo para acrês

cimo da flecha, comprometendo a contribuição de continuidade da flecha.

No caso, as emendas serão executadas a 150 cm e 350 cm do apoio, por facilidade de construção com o contraventamento do banzo.

b) - Mesa superior

O provável efeito de continuidade da viga, provoca na mesa superior, trações próximas do apoio e compressões no meio do vão onde recomenda-se a emenda.

c) - Mesa inferior

A mesa inferior não possuirá emendas de continuidade, pois será interrompida em cada banzo do pórtico, tendo o comprimento de 487,5 cm, dentro do comprimento comercial.

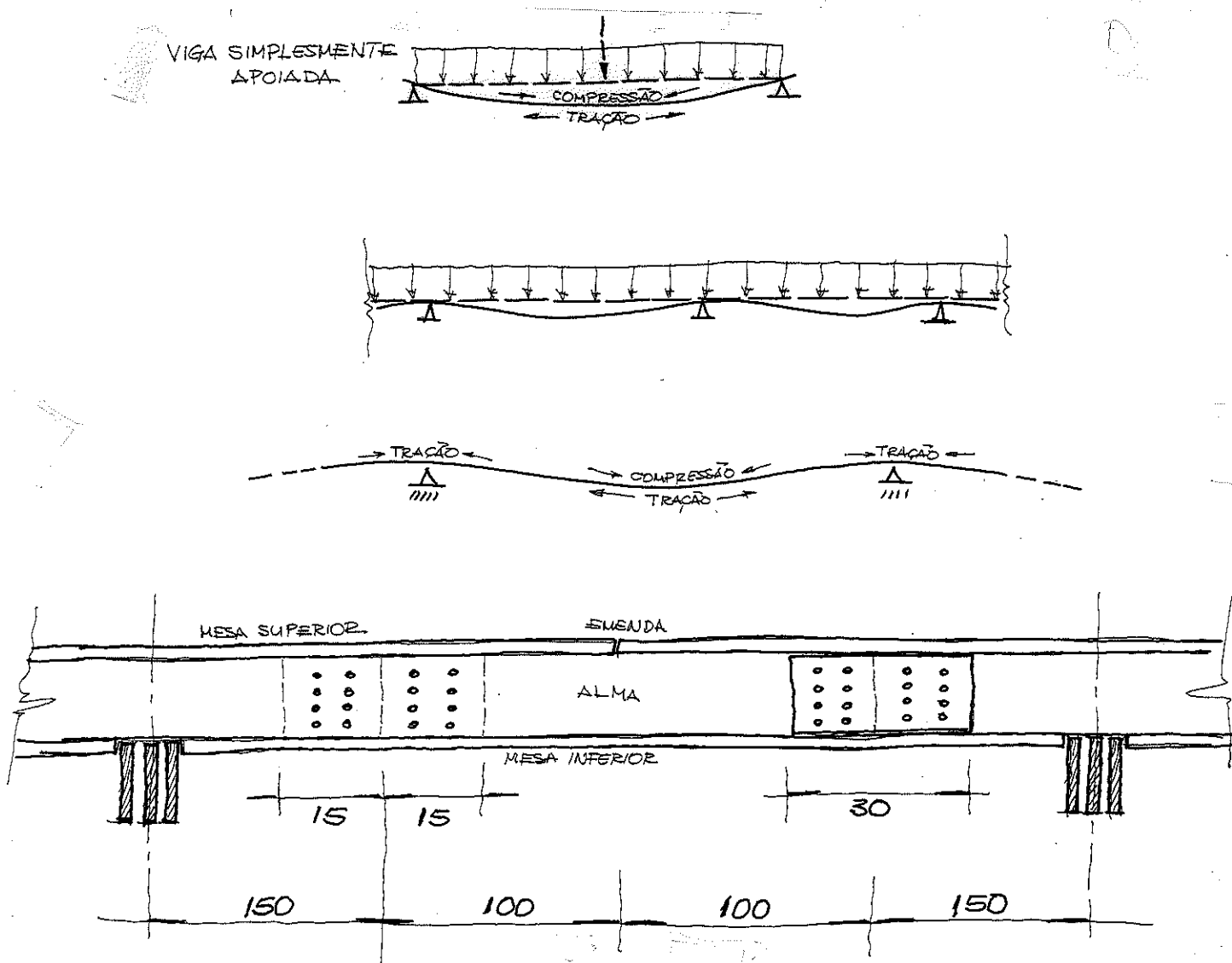


FIGURA 5-22 - Emendas da Terça (Alma e Mesas)

d) - Cobre Juntas

As cobrejuntas para emendas da alma, serão com peças de 2,5 x 15 cm, e dimensionado o número de pregos em função do esforço cortante de 231,37 kg. A emenda total dará espessura de 75 mm, que admite o prego nº 19 x 33 já usado, sendo necessário a unidades para garantir a emenda. Adotou-se 8 pregos que poderão ser dividido em 2 colunas de 4 pregos.

A cobrejunta terá o comprimento de 30 cm e os espaçamentos serão:

Longitudinal: $12 \delta \cong 4,7$ cm (mínimo)

Transversal: $5 \delta \cong 2$ cm (mínimo)

5.3.4 - Terça de contraventamento

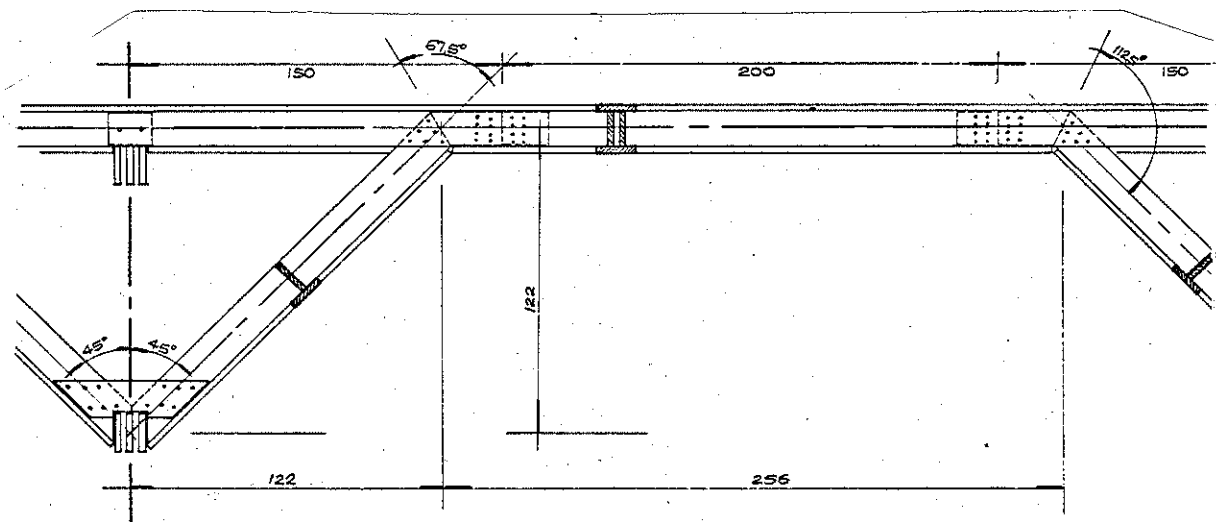


FIGURA 5-23 - Detalhes da Terça de Contraventamento

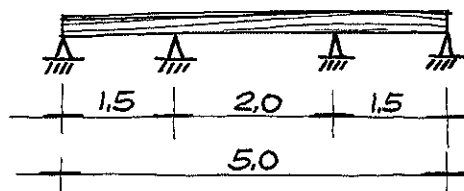
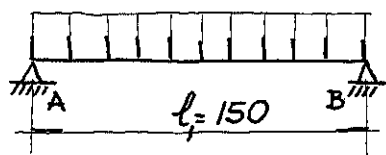


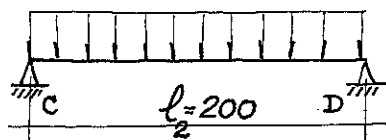
FIGURA 5-24 - Viga Simplesmente Apoiada - Terça

De acordo com o item 18 da NB-11, a terça de contraventamento terá uma mão francesa em 45º que impedirá os deslocamentos no banzo, tendo esta barra, esforços de compressão e tração, dependendo da ação do banzo, com comprimento $\cong 177$ cm.

O esforço na mão francesa será calculado como em vigas simplesmente apoiada, conforme a NB-11, item 18.

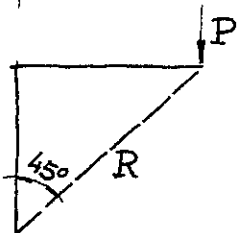


$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l_1}{2} = \frac{0,9492 \times 150}{2} = 71,19 \text{ kg}$$



$$R_C = R_D = \frac{q \cdot l_2}{2} = \frac{0,9492 \times 200}{2} = 94,92 \text{ kg}$$

$$P = 116,0 \text{ kg}$$

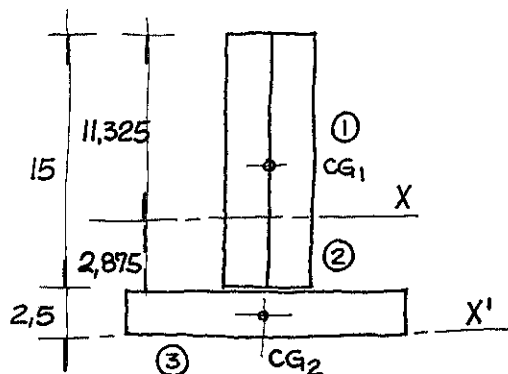


$$R = 116 \times 2 \cong 235 \text{ kg}$$

FIGURA 5-25 - Esquema de Esforço

O esforço que a peça deverá resistir é 235 kg à compressão. Uma única peça de 2,5 x 15 cm com comprimento 177 cm, não resiste à flambagem.

Verificaremos a peça abaixo, composta de 2 peças de 2,5 x 15 composta em T invertido.



$$y_{cg} = \frac{2,5 \times 15 \times 1,25 + 2,5 \times 15 \times 10,5}{2,5 \times 15 + 2,5 \times 15} = 5,875$$

$$J_1 = \frac{2,5 \times 11,325^3}{12} + 2,5 \times 11,325 \left(\frac{11,325}{2}\right)^2 = 1210,41 \text{ cm}^4$$

FIGURA 5-26 - Seção da Terça

$$J_2 = \frac{2,5 \times 2,875^3}{12} + 2,5 \times 2,875 \left(\frac{2,875}{12}\right)^2 = 19,80 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = \frac{15 \times 2,5^3}{12} + 15 \times 2,5 (1,25 + 2,875)^2 = 657,62 \text{ cm}^4$$

$$J_x = 1887,83 \text{ cm}^4 \rightarrow J_{x\text{real}} = 0,7 \times 1887,83 = 1321,48 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{2,5 \times 15^3}{12} + \frac{15 \times 2,5^3}{12} \cong 722,66 \therefore J_{y\text{real}} = 505,86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{at} = \frac{235}{75} = 3,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{J}{S} = \frac{505,86}{75} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{177}{2,6} \cong 68,08 \text{ (peça longa) } 64 < \lambda < 140$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot 94100}{4(68,08)^2} = 50,09 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{at}$$

$$\sigma_{at} = 3,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fl}$$

Como a peça sô será submetida a esforço normal de 235 kg a verificação ã flexão já satisfaz. Para solidarizarmos as duas peças admite-se os pregos e espaçamentos da terça, calculados no ítem 5.3.2, ou seja, prego nº 19 x 33 de 30 em 30 cm.

Para solidarização da mão francesa com a terça, terá 6 pregos nº 19 x 33 e com o banzo inferior, uma cobrejunta composta de 2 peças pregadas em cada lado com 6 pregos.



5.4 - Conclusões FIGURA 5-27 - Detalhe da Mão Francesa

As verificações mais importantes foram feitas neste ítem, ressaltando a validade do ante-projeto que nos permitiu estabelecer dimensões e critérios econômicos a ponto de termos um dimensionamento bem aproximado da solicitação de trabalho em partes básicas do pòrtico. As peças que necessitam alteração, já foram previstas em ante-projeto, com exceção das alterações decorrentes de ligações, o que nos permitiu uma composição adequada das peças, sendo em alguns casos superdimensionadas, por condições de simetria ou estética.

6 - MODELO EXPERIMENTAL

6.1 - Espaço Destinado ao Ensaio

O Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), da Escola de Engenharia de São Carlos - U.S.P., dispõe de espaço interno útil, que admite ensaios de estruturas com dimensões até 12,0 x 5 x 3,5 m. Deste modo, o modelo experimental terá escala de redução 1:3 (fator de escala de comprimento $\alpha_L = 3$).

Sendo o fator de escala de comprimento $\alpha_L = 3$, todas as componentes governadas por este fator, serão reduzidas de 1:3.

O modelo experimental terá as dimensões abaixo:

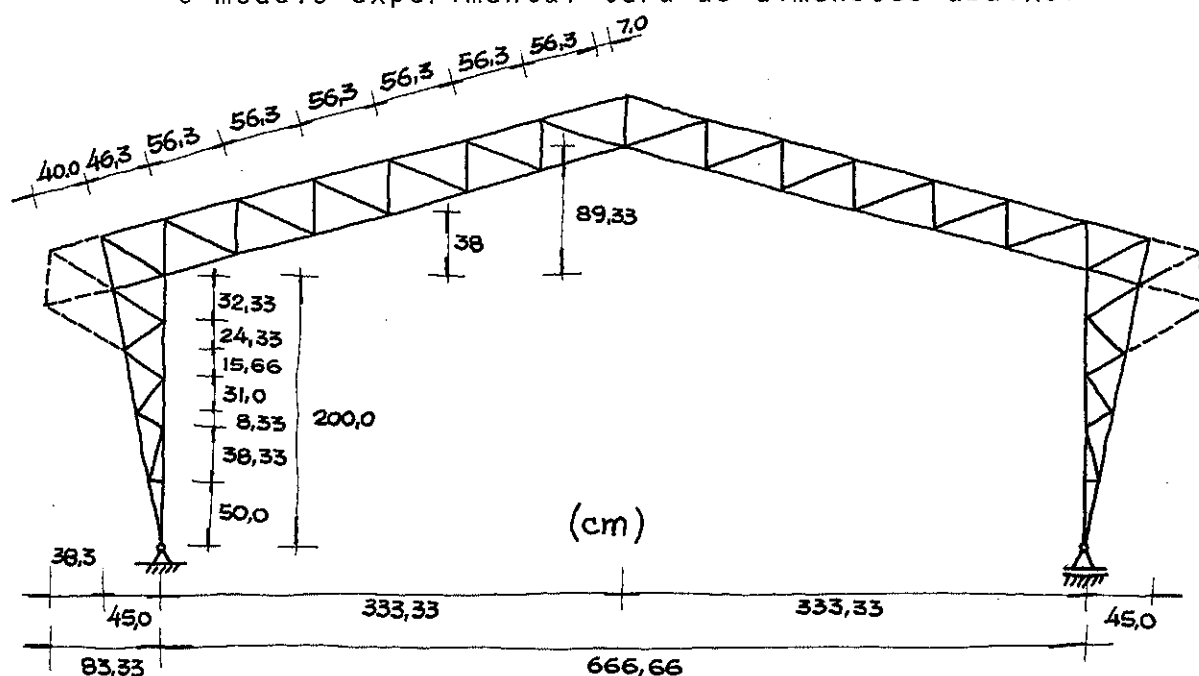


Figura 6-1 - Dimensões do Modelo Experimental

6.2 - Estudo do Modelo Experimental

O modelo experimental foi construído em peças de madeira com módulo de elasticidade previamente determinado em ensaio não destrutivo, supostos sem defeitos, dispostas ao acaso aleatoriamente. Com o módulo de elasticidade de cada peça foi calculado o módulo de elasticidade médio das barras que compõem o pórtico (modelo reduzido), valores estes, ilustrados na tabela 10.2-2.

	BARRA	Em (kg/cm ²)		BARRA	Em (kg/cm ²)		
bs	11 - 12	129473	mv	13 - 14	185707		
	12 - 14	129473		15 - 16	225014		
	14 - 16	139525		17 - 18	182016		
	16 - 18	149577		19 - 20	174598		
	18 - 20	160171		20 - 22	170281		
	20 - 22	170765		23 - 24	206701		
	22 - 24	170765		25 - 26	198480		
	24 - 25	134542		27 - 28	161339		
	25 - 27	134542		29 - 30	195586		
	27 - 29	150079		31 - 32	162262		
	29 - 31	165816		33 - 34	191606		
	31 - 33	165921					
	33 - 35	166227					
	35 - 37	166227					
bl	9 - 10	172324	cep	1 - 3	159660		
	10 - 13	172324		3 - 5	159632		
	13 - 15	165651		5 - 7	159606		
	15 - 17	159298		7 - 9	159605		
	17 - 19	161552		9 - 11	159605		
	19 - 21	163706		37 - 38	168314		
	21 - 23	163706		38 - 40	168314		
	23 - 26	164455		40 - 42	168314		
	26 - 28	164455		42 - 44	167126		
	28 - 30	167372		44 - 46	165938		
	30 - 32	170280					
	32 - 34	175165					
	34 - 36	180040					
	36 - 38	180040					
dv	12 - 13	157431	cip	1 - 2	132967		
	14 - 15	147104		2 - 4	132967		
	16 - 17	177365		4 - 6	132967		
	18 - 19	138562		6 - 8	132967		
	20 - 21	184161		8 - 10	156661		
	22 - 23	187818		10 - 12	180355		
	23 - 25	213453		35 - 36	180355		
	26 - 27	186814		36 - 38	160024		
	28 - 29	110706		39 - 41	139693		
	30 - 31	138231		41 - 43	139693		
	32 - 33	205743		43 - 45	139693		
	34 - 35	181465		45 - 46	139693		
	dpv	10 - 11		182472	dp	3 - 4	154561
		36 - 37		180002		5 - 6	151720
mp			mp	7 - 8	156779		
				39 - 40	186170		
				41 - 42	127213		
				43 - 41	124566		
				2 - 3	-----		
				4 - 5	187468		
				6 - 7	164540		
				8 - 9	152014		
		38 - 39	166386				
		40 - 41	165091				
		42 - 43	173241				
		44 - 45	-----				

TABELA 6-1 - Módulo de Elasticidade Médio das Barras do Modelo Experimental

Na construção do modelo experimental não foi previsto nenhum reforço ou travamento da barra. Entretanto, em cada etapa de dificuldade durante o ensaio, deverão ser adicionadas as soluções previstas no dimensionamento.

6.3 - Planejamento para o Ensaio

O ensaio foi planejado para utilizar as características da "viga de reação" do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Engenharia de São Carlos, que possui pontos de fixação espaçados de 40 cm em 40 cm, e dimensões totais de 2 x 12 metros de comprimento.

Foram utilizados macacos hidráulicos adaptados com anel de carga devidamente aferidos, acoplados ao comando de uma mesa de operações. Na impossibilidade do uso de um macaco hidráulico para

cada ponto de carga, foi estudado um sistema de distribuição de cargas para os 16 pontos de solicitação do pórtico, resultando em 8 pontos para cada macaco hidráulico, reduzindo o uso para dois macacos somente, mostrada em simetria pela figura 6-2, a seguir.

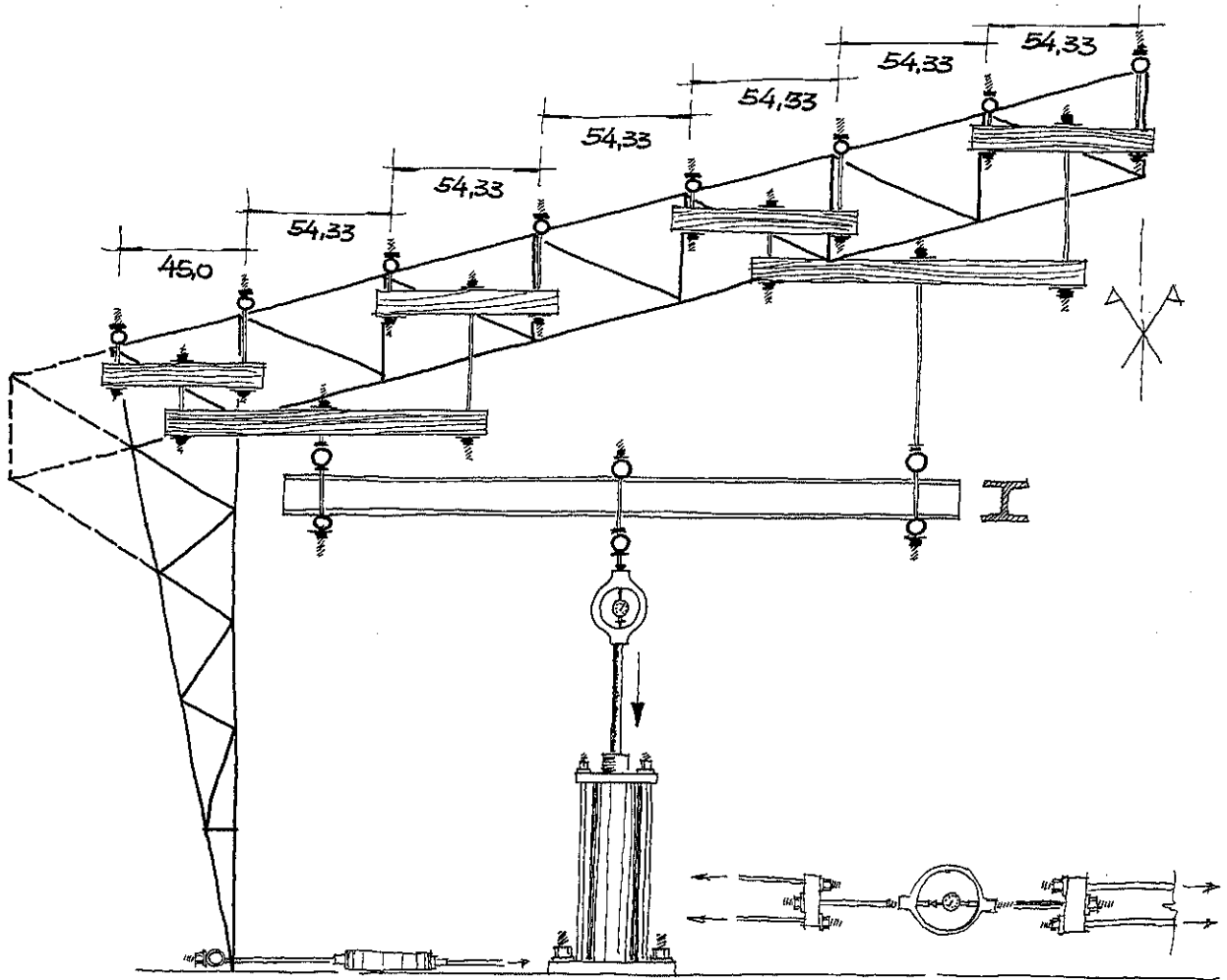


FIGURA 6-2 - Distribuição de Carga no Modelo Experimental

As deformações nas barras foram medidas por extensômetros mecânicos, instalados em cada peça que compõe a barra.

Entretanto, o Laboratório de Madeiras, dispondo somente de poucos extensômetros mecânicos, foi estudado uma solução razoável para o caso, sendo necessário uma localização não comum em ensaios desta natureza, figura 6-3.

Adaptados em uma só peça externa das barras, consideradas mais solicitadas, foram obtidas deformações (Δl) cujos valores divididos pelo comprimento de fixação (l) de cada extensômetro, obtêm-se a grandeza absoluta de deformação específica (ϵ). Com o módulo de elasticidade médio da peça (E_m), obtêm-se a tensão atuante (σ), $\sigma = E \cdot \epsilon$ em cada peça.

Teoricamente, cada peça é solicitada com porcentagem de carga equivalente ao número de peças que compõe a barra, assim a

tensão atuante na barra é a tensão atuante de cada peça multiplicada pelo número de barras. Com a tensão atuante (σ) conhecendo a área da barra (S), obtém-se a carga solicitante (P).

A carga solicitante da barra do modelo reduzido, será proporcional e equivalente à carga solicitante da barra equivalente do modelo real.

As deformações serão medidas em 12 pontos, distribuídas em localizações das mais solicitadas (figura 6-4). Os deslocamentos medidos em 8 pontos, distribuídos em 3 nós do banzo inferior da viga (flecha) 2 pontos nos nós do pilar com apoio fixo e 3 pontos nos nós do pilar com apoio móvel (figura 6-5). Será medida também a deformação do tirante que fixa os dois pilares à suposta fundação (figura 6-6).

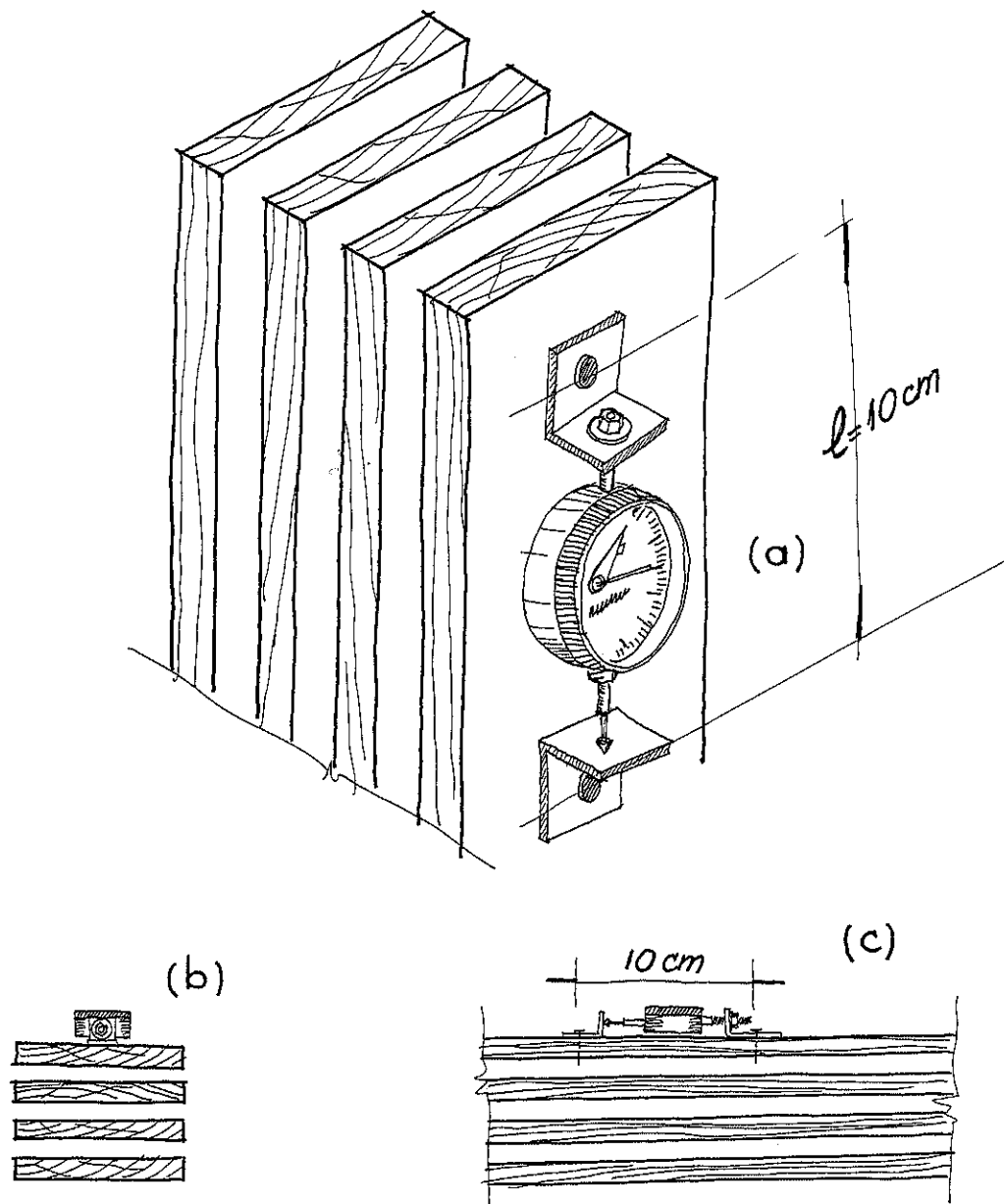
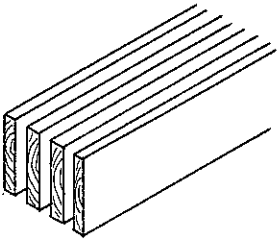
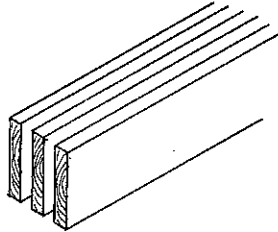
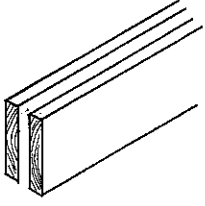
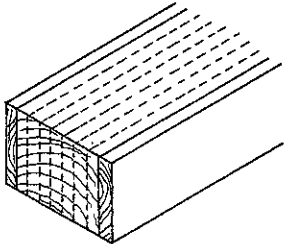


FIGURA 6-3 - Fixação dos Extensômetros

As barras a serem medidas deformações, possuem alguns dados conhecidos, como: comprimento da fixação (ℓ) do relógio comparador, área da seção transversal reduzida (S') e módulo de elasticidade médio (E_m), obtido da média aritmética do módulo de elasticidade estabelecido em ensaios não destrutivos.

TABELA 6-2 - Módulo de Elasticidade Médio das Barras

FORMA	BARRA	S' (cm^2)	ℓ (cm)	E_m (kg/cm^2)
	2 - 4	16,60	10	132967
	6 - 8	16,60	10	132967
	7 - 9	16,60	10	159605
	12 - 13	16,60	10	157431
	11 - 12	12,45	10	129473
	12 - 14	12,45	10	129473
	10 - 13	12,45	10	172324
	20 - 22	12,45	10	178765
	19 - 21	12,45	10	163706
	16 - 17	8,30	10	177365
	24 - 23	8,30	10	206701
	10 - 11	37,35	10	182472

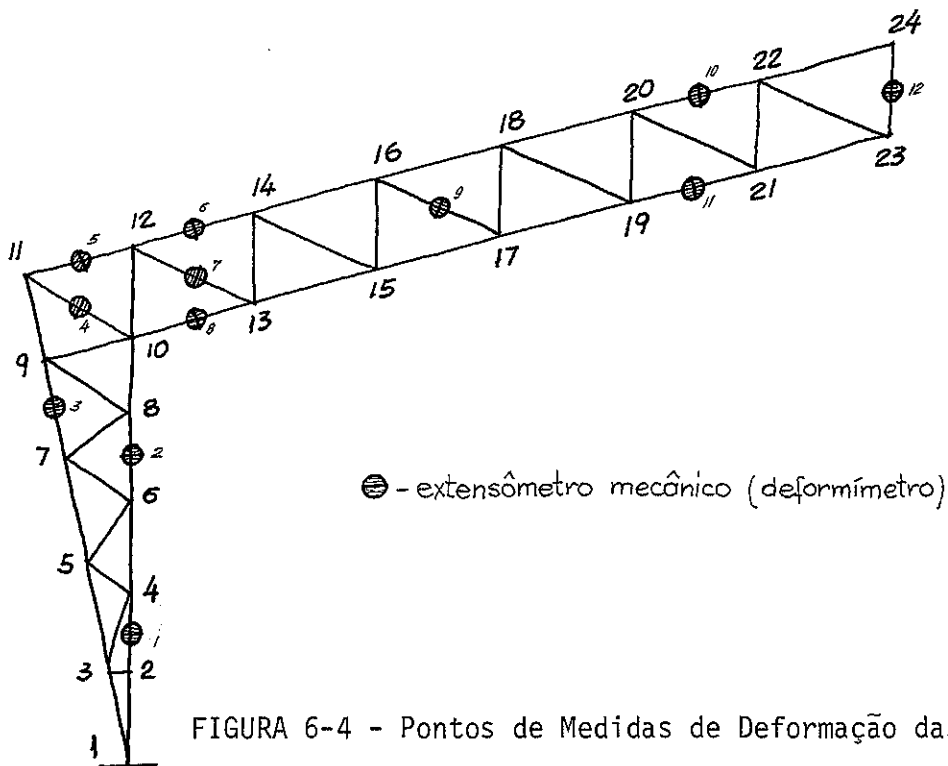


FIGURA 6-4 - Pontos de Medidas de Deformação das Barras

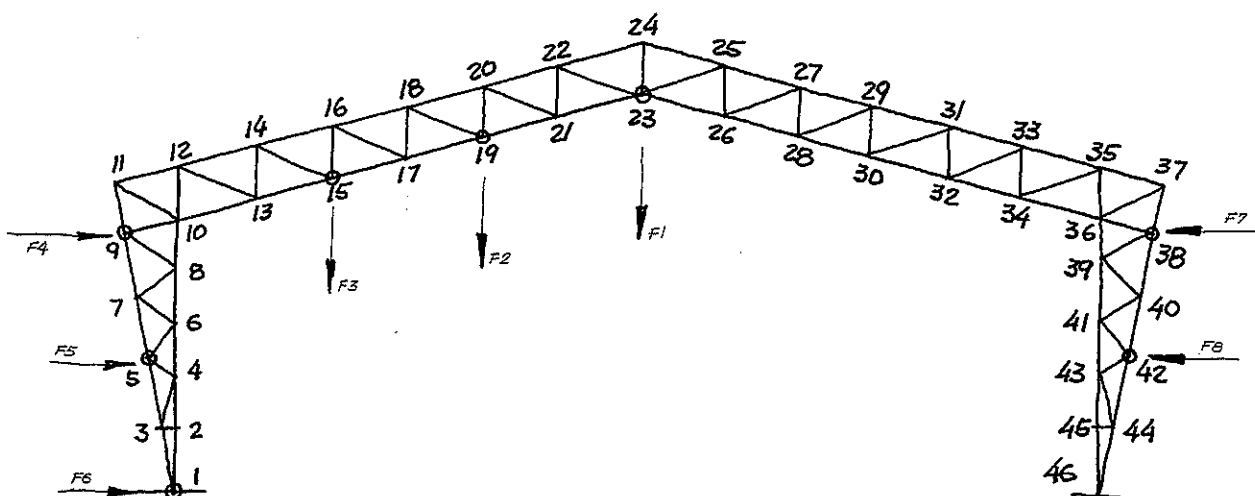


FIGURA 6_5 - Pontos de Medidas de Deslocamentos dos Nós

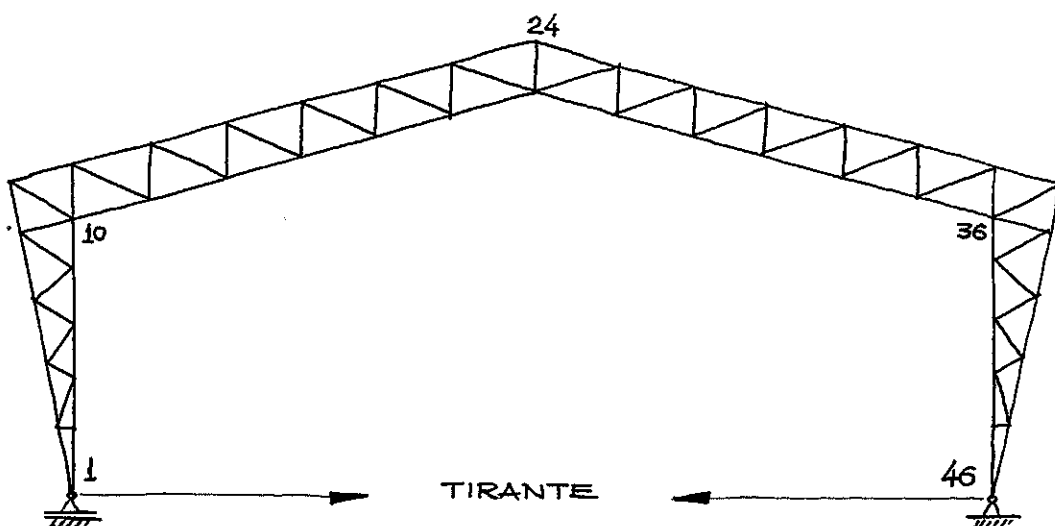


FIGURA 6-6 - Pontos de Medidas de Deformação (Tirante)

6.4 - Dados Experimentais de Ensaio

Para o ensaio do modelo experimental foram aplicadas cargas concentradas, representando o peso próprio da estrutura e o vento de pressão, em cada nó do banzo superior. Serão medidas tensões em algumas barras, deslocamento horizontal dos pilares, deslocamentos verticais na viga. Para as reações horizontais nos apoios, optou-se pela liberação de um apoio fixo e vinculando-o a um tirante duplo de ϕ 1/2", com um anel de carga aferido; sendo tal adaptação já executada pelo LaMEM sem que houvesse modificação de comportamento e as deformações anotadas, conforme CORDOVIL e ROCCO LAHR, são de 3% aproximadamente.

No cálculo foi levado em consideração as dimensões físicas de acordo com a Análise Dimensional que consta do anexo, apenas como proposta de sua importância para que seja utilizada em futuros trabalhos.

6.4.1 - Tensões atuantes

A tensão (σ) atuante em uma determinada barra, submetida a um carregamento, é o produto do módulo de elasticidade (E) da peça pela deformação específica (ϵ) devida ao carregamento ($\sigma = \epsilon \cdot E$).

No cálculo teórico de projeto também é possível determinar a tensão (σ) atuante, através do esforço que solicita a peça, dividida pela seção resistente ($\sigma = P/S$).

As deformações obtidas em ensaios (Δl) serão transformadas em deformações específicas (ϵ) dividindo-se Δl pela distância de fixação do extensômetro (l). Esta deformação específica é uma grandeza absoluta e expressa $\epsilon = \Delta l/l$.

As tensões serão obtidas pelas deformações lidas nos extensômetros mecânicos ou deformímetros, instalados em determinadas barras e a carga atuante pela deformação de um anel de carga aferido.

6.4.2 - Cargas permanentes

A carga permanente do modelo experimental é originária do peso próprio, peso dos contraventamentos externos e equipamentos

necessários para concentrar carga nos nós do banzo superior.

O peso próprio do material varia com o fator de escala do comprimento (α_L) elevado à terceira potência e com a densidade dos materiais do modelo real e experimental.

Como o material usado é o mesmo, a densidade não varia.

$$P_r = V_r \cdot \gamma_r$$

$$P_e = V_e \cdot \gamma_e$$

$$\gamma_r = \gamma_e$$

$$P_r = \alpha_L^3 \cdot V_e \cdot \gamma_e$$

$$P_r = \alpha_L^3 \cdot P_e$$

$$1887 = 3^3 \cdot P_e \therefore P_e = \frac{1887}{27} \cong 70 \text{ kg}$$

O peso próprio do modelo experimental é 70 kg. Dividindo pelo comprimento do pórtico (756,66 cm) tem-se 9,25 kg/m e concentrada em 5 kg por nó do banzo superior.

Os contraventamentos externos e equipamentos necessários para ensaio foram pesados, somando 400 kg, resultando uma solicitação por nó de 25 kg.

Fazendo o peso próprio numa carga concentrada para cada nó do banzo superior e somando ao peso dos equipamentos também em cada nó do banzo superior, tem-se o carregamento aproximado de 30 kg por nó.

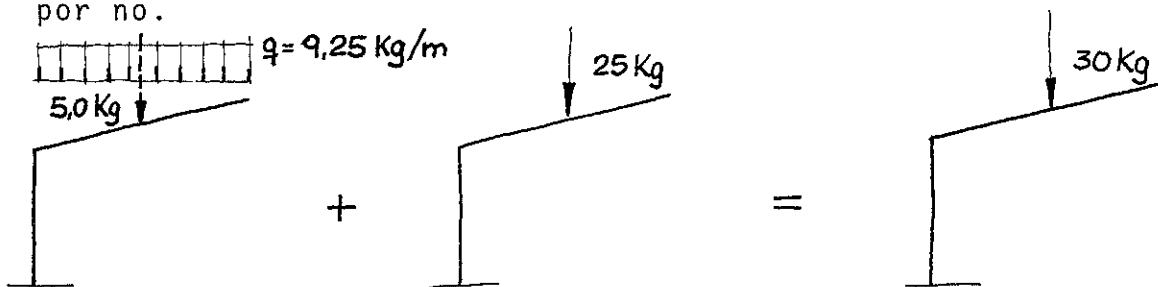


FIGURA 6-7 - Carga Permanente do Modelo Experimental

6.5 - Dados Usados para Ensaio

6.5.1 - Peso próprio

O carregamento do peso próprio do modelo experimental relacionado com o do modelo real (53 kg/m^2) é de 16 kg por nó.

6.5.2 - Carga de vento

A carga de vento no modelo experimental relacionada com o modelo real (15 kg/m^2) é de 5 kg por \bar{n} .

6.5.3 - Carga de serviço

O carregamento de serviço do modelo experimental relacionado com o do modelo real (68 kg/m^2) é de 21 kg por \bar{n} .

6.5.4 - Tensão admissível

A tensão admissível (85 kg/cm^2) do modelo experimental é igual à do modelo real, assim como a tensão de ruptura (425 kg/cm^2) motivada pelo uso do mesmo material do modelo real na confecção do modelo experimental (Peroba rosa).

6.5.5 - Tensão atuante

As tensões atuantes no modelo real e experimental terão fator de escala calculado da seguinte maneira:

$$\text{(Força - carga)} \quad P_r = \beta \alpha_L^2 \cdot P_e$$

$$\text{(esforço normal)} \quad N_r = \beta \alpha_L^2 \cdot N_e$$

$$\sigma_r = \frac{N_r}{S_r} \quad ; \quad \sigma_e = \frac{N_e}{S_e}$$

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_r} = \frac{N_e \cdot S_r}{N_r \cdot S_e} = \frac{\sigma_L^2}{\beta \alpha_L^2}$$

como:

$$\beta \alpha_L^2 = \frac{N_r}{N_e} = \frac{575}{21} \cong 27$$

$$\alpha_L = 3 \quad ; \quad \alpha_L^2 = 3^2 = 9$$

$$\beta \alpha_L^2 = 27 \quad \therefore \quad \beta = 3$$

$$\sigma_r = \beta \sigma_e \quad \therefore \quad \sigma_r = 3 \sigma_e$$

As tensões atuantes no modelo experimental serão iguais ao do modelo real, se multiplicadas pelo fator 3.

6.5.6 - Deformações específicas

As deformações específicas serão relacionadas da seguinte maneira:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_r}{E_r} \quad ; \quad \varepsilon_e = \frac{\sigma_c}{E_e}$$

$$\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_r} = \frac{\varepsilon_e E_r}{\sigma_r E_e} \quad \text{onde} \quad \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_r} = 1/\beta \cdot \frac{E_r}{E_e}$$

como:

$$1/\beta = 1/3$$

$$\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_r} = \frac{1}{3} \cdot \frac{E_r}{E_e}$$

As deformações específicas terão relação com o módulo de elasticidade nos modelos real e experimental.

Se, a estrutura a analisar, necessitar de um relacionamento de semelhança entre as deformações específicas, poderá ser usada como relação inicial:

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_e} = \frac{1}{3} \cdot \frac{E_r}{E_e}$$

Ou, usar um material conveniente que satisfaça as exigências de semelhança do item 10.1.5 $\varepsilon_r = \varepsilon_e$.

Nos dados de ensaio deste trabalho, não serão usados relacionamentos entre as deformações específicas.

6.5.7 - Flechas

Como a flecha é produto de várias grandezas, não poderá ser analisada simplesmente pela sua dimensão intrínseca, necessário se faz analisar pormenorizadamente a relação. Para uma estrutura de barras simples, sujeita apenas a forças normais, a flecha num determinado ponto, utilizando o princípio dos trabalhos virtuais, será:

$$f_e = \sum^n N_e \bar{N}_e \ell_e / E_e S_e ; f_r = \sum^n N_r \bar{N}_r \ell_r / E_r S_r$$

onde:

\bar{N}_e e \bar{N}_r são adimensionais.

$$\frac{f_e}{f_r} = \frac{\sum^n N_e \bar{N}_e \ell_e / E_e S_e}{\sum^n N_r \bar{N}_r \ell_r / E_r S_r}$$

entretanto, se:

$$P_r = \beta \alpha_L^2 P_e$$

$$N_r = \beta \alpha_L^2 N_e$$

$$\ell_r = \alpha_L \ell_e$$

$$E_r = E_e$$

$$S_r = \alpha_L^2 S_e$$

tem-se:

$$\frac{f_e}{f_r} = \frac{\alpha_L^2}{\beta \alpha_L^2 \alpha_L^2} \cdot \frac{E_r}{E_e}$$

$$\frac{f_e}{f_r} = \frac{1}{\beta \cdot \alpha_L^2} \cdot 1$$

$f_r = \beta \alpha_L^2 f_e$
$f_r = 9 \cdot f_e$

7 - EXPERIMENTAÇÃO

Os ensaios experimentais desenvolvidos para o modelo em questão, é uma tentativa de experimentação em sucessivos ensaios, na busca do objetivo perseguido, que é a economia aliada à segurança, ou um projeto executado com bases tecnológicas.

Ensaiai um modelo experimental construído com peças classificadas montadas de acordo com a exigência de trabalho de cada barra, e um outro modelo experimental, construído com peças classificadas montadas aleatoriamente, foi estudado por Rocco Lahr em Arco Trelizado de Madeira, resultando em um aumento significativo do coeficiente de segurança da estrutura, quando dispostas as peças de acordo às solicitações exigidas.

Deste modo, optou-se pela construção de um único modelo, construído de peças classificadas, porém com disposição aleatória tal qual é feito em várias regiões sem o conhecimento técnico do assunto, contrariando a hipótese 4.1.6, que caracteriza uso inadequado do material desta maneira. As recomendações de ante-projeto e projeto referentes à esforços nas seções, comprimentos de flambagem de peças e contraventamentos, foram desprezadas inicialmente, caracterizando assim, o dimensionamento experimental do modelo da estrutura idealizada.

Durante os ensaios surgiram dificuldades no modelo, por ser construído de peças esbeltas, apresentando flambagem lateral em peças isoladas e perda de estabilidade do conjunto por falta de contraventamento.

Para cada ensaio da experimentação foram observadas as dificuldades sendo introduzidos reforços e contraventamentos anteriormente dimensionados de acordo com as exigências e novamente ensaiada a estrutura. Quando todas as condições foram satisfeitas, ou seja, quando todas as peças comprimidas foram contraventadas adequadamente, foi feito um ensaio de carga admissível e em seguida um novo ensaio até levar o conjunto à ruptura.

O modelo experimental foi submetido à vários ensaios de carga, sendo cada ensaio considerado uma fase de experimentação com todas as dificuldades anotadas e as alterações introduzidas de acordo com o projeto.

7.1 - Carregamento iguais nos Nós do Modelo Experimental

Os carregamentos nos nós do pórtico foram calculados através da carga distribuída equivalente e foram consideradas como básica a distância entre terças de 0,563 m. Assim todos os nós do banzo superior terão todas cargas iguais. Entretanto, os nós de beiral (11 e 37) do pórtico original possuem metade da área de influência. Estes nós foram submetidos ao dobro de carga dos outros nós, sendo esta diferença aceitável, considerando o acréscimo de carga ocasionado pelo prolongamento de algumas barras e do telhado nas opções apresentadas no item 10.3.2.1 para o beiral propriamente dito. O mesmo não ocorre ao nó de cumeeira (24) que recebe o equivalente a duas vezes a carga de cada nó, tendo somente o acréscimo do peso da cumeeira, cumeeira lanternim ou lanternim estrutural, conforme opções apresentadas no item 10.3.2.2.

Os acessórios para instalar os equipamentos de tração, foram cuidadosamente dispostos de modo que cada ponto de carga terá solicitação igual, sendo a força de tração de cada macaco hidráulico dividida igualmente pelo número de nós vinculado a este. O mesmo ocorrendo com o peso dos acessórios.

7.2 - Força de Tração dos Macacos Hidráulicos

Durante os ensaios foram solicitados dos macacos hidráulicos, determinados esforços que, para o modelo experimental foram somados ao peso dos equipamentos, constituindo a carga aplicada por nó.

Cada carga aplicada no nó poderá ser relacionada com o esforço em cada barra desde que seja obedecida a mesma relação do fator de escala.

7.3 - Ensaio

O modelo experimental possui por nó do banzo superior, peso próprio de 16 kg e carregamento de vento de pressão igual a 5 kg equivalente ao modelo real.

Os onze (11) ensaios observados com fase da experimentação serão enumerados abaixo com todas as dificuldades e soluções alternativas.

7.3.1 - Ensaio 1 - Carregamento inicial

Este ensaio foi chamado de carregamento inicial considerando o carregamento por nã do modelo experimental, com todos os contraventamentos de terças e os equipamentos acessórios para tração pelos macacos hidráulicos, somando 30 kg por nã.

Deste valor, foi subtraído o peso próprio e vento do modelo experimental que é 21 kg por nã, restando ainda 9 kg por nã que é o carregamento inicial de ensaio. Este primeiro ensaio 30 kg é aproximadamente uma vez e meia o carregamento de serviço do pórtico, não sendo medidas as deformações para este carregamento inicial.

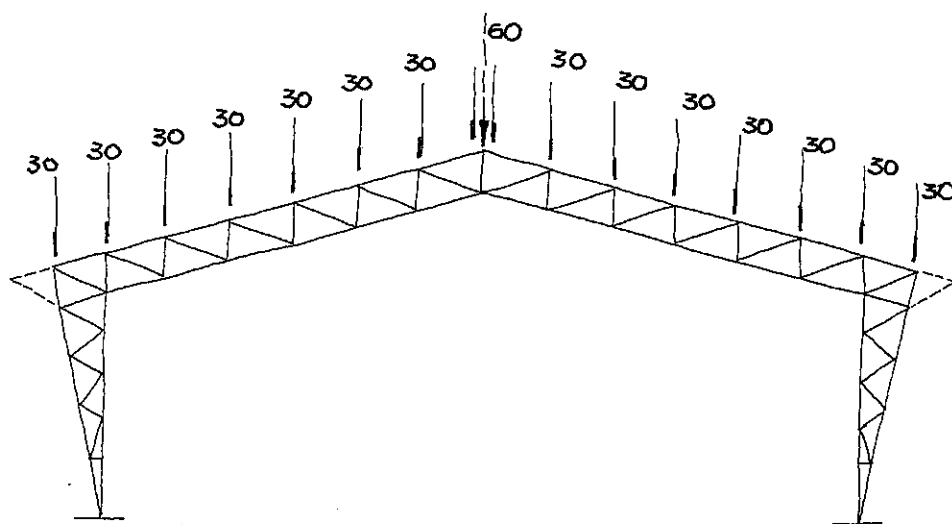


FIGURA 7-1 - Carregamento Inicial do Modelo

A dificuldade anotada foi flambagem das peças que compõe a barra 24-25. Esta barra teoricamente estava submetida ao dõbro do esforço, tendo em vista que o nã 24 que vincula aquela barra está sendo solicitado em 60 kg, duas vezes o carregamento dos outros nãs.

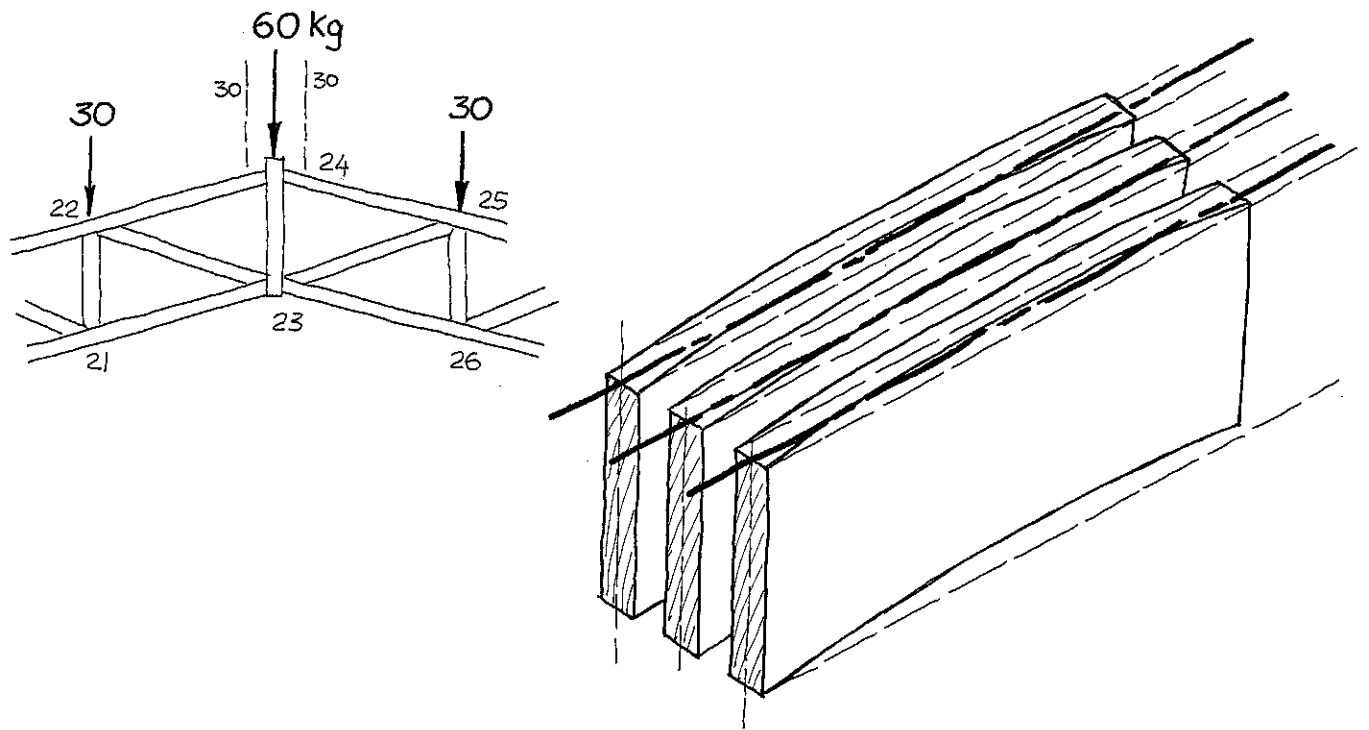


FIGURA 7-2 - Dificuldade da Barra 24-25

A barra 22-24 e a barra simétrica 24-25, tiveram suas peças contraventadas de acordo com a exigência de cálculo, com enchimento parafusado de 10 em 10 cm.

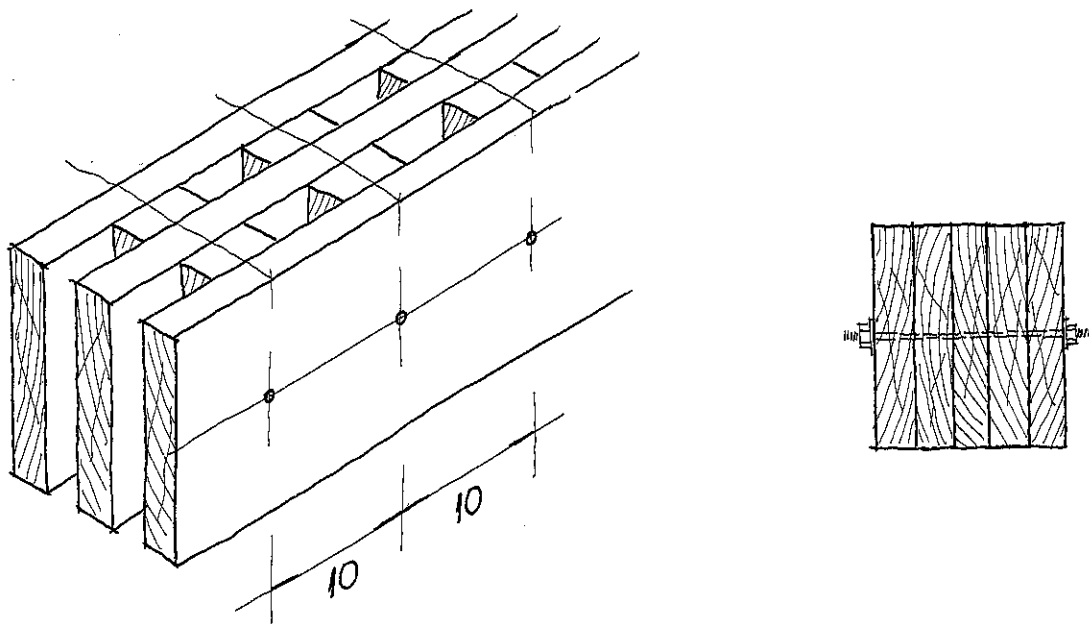


FIGURA 7-3 - Contraventamentos das Barras 24-25 e 22-24

7.3.2 - Ensaio 2 - Primeiro carregamento

Foi carregada até 50 divisões no anel de carga aproximadamente 30 kg por n \bar{o} , resultando uma carga concentrada de 60 kg por n \bar{o} do banzo superior aproximadamente 2 vezes a carga de serviço, apresentando dificuldades.

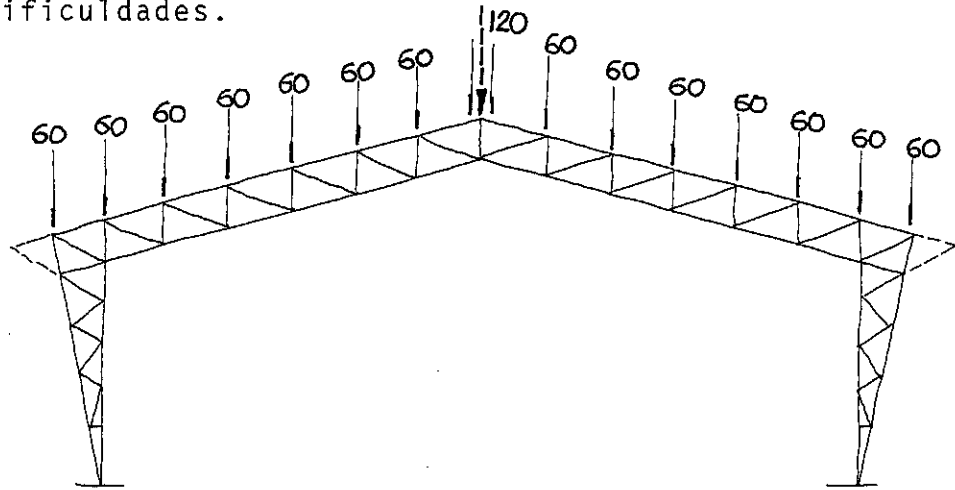


FIGURA 7-4 - Primeiro Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, flambagem nas peças das barras 14-16, 16-18 e 20-22 do banzo superior e 10-13 e 13-15 do banzo inferior, estas com instabilidade lateral.

Foi feito o contraventamento nas barras 16-18 e 20-22, e simétricas do banzo superior, com uma tábua de 0,83 x 5 cm pregada de 10 em 10 cm, conforme espaçamento recomendada para travamento das peças da barra e reforço de mais duas peças de 0,83 x 5 cm para emenda da barra 14-16 e simétrica.

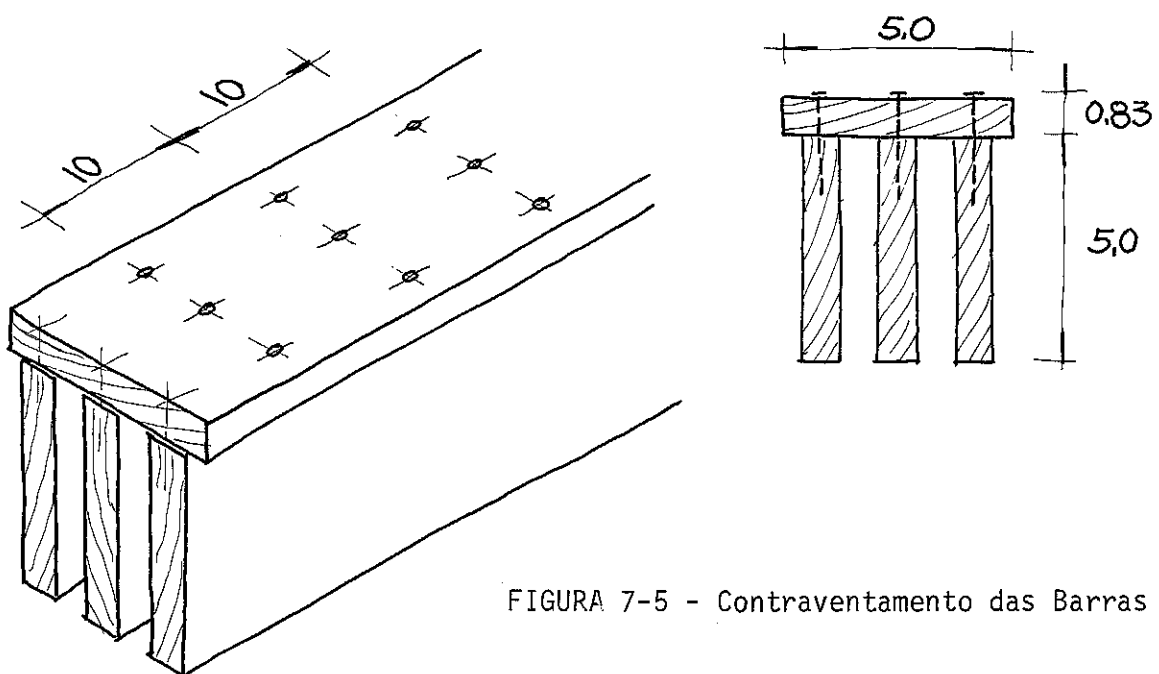


FIGURA 7-5 - Contraventamento das Barras

A barra 10-13 foi acrescida de enchimento maciço com duas barras de 0,83 x 5 cm e parafusadas de 10 em 10 cm para garantir o apoio das barras da coluna interna no n° 10.

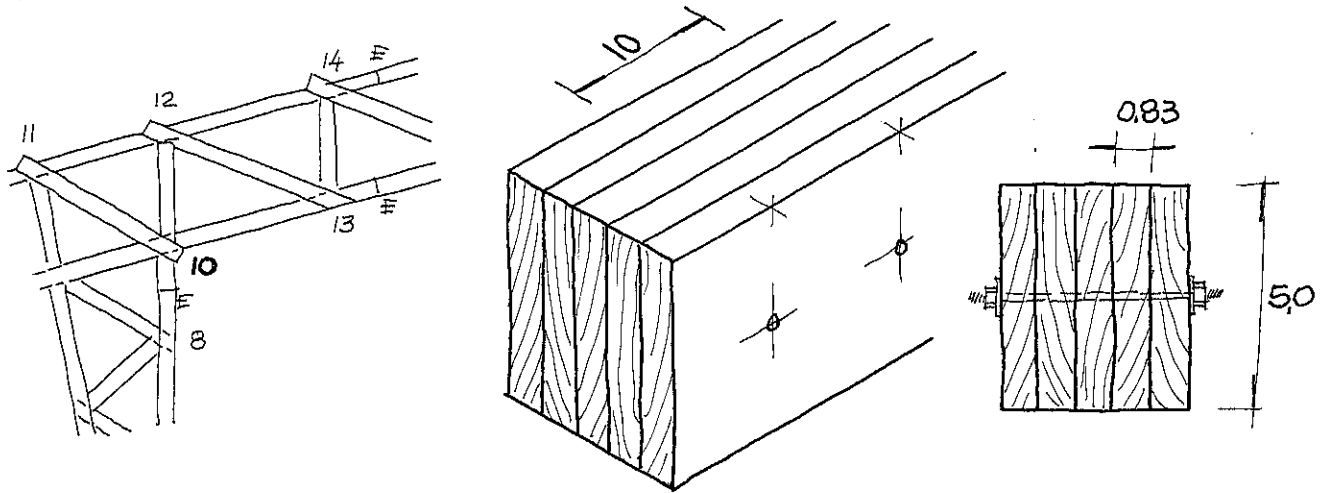


FIGURA 7-6 - Contraventamento

A barra 13-15, teve sua emenda reforçada de duas para quatro peças, sendo as duas peças internas, servindo de enchimento e parafusadas de 10 em 10 cm.

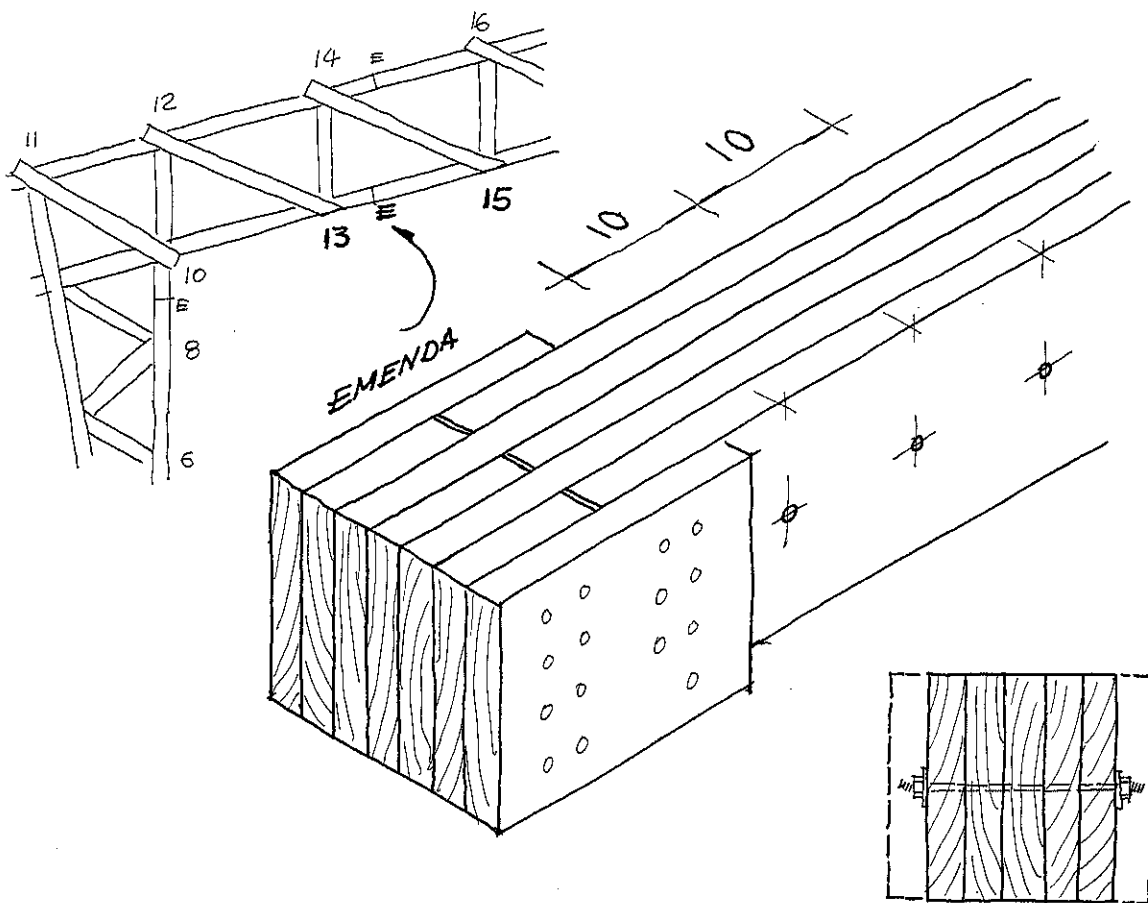


FIGURA 7-7 - Reforço da Emenda 13-15

7.3.3 - Ensaio 3 - Segundo carregamento

A estrutura foi carregada novamente pelo macaco hidráulico, até 25 kg por nó, sendo desta forma carregada de 55 kg por nó, aproximadamente duas vezes e meia a carga de serviço, apresentando dificuldades.

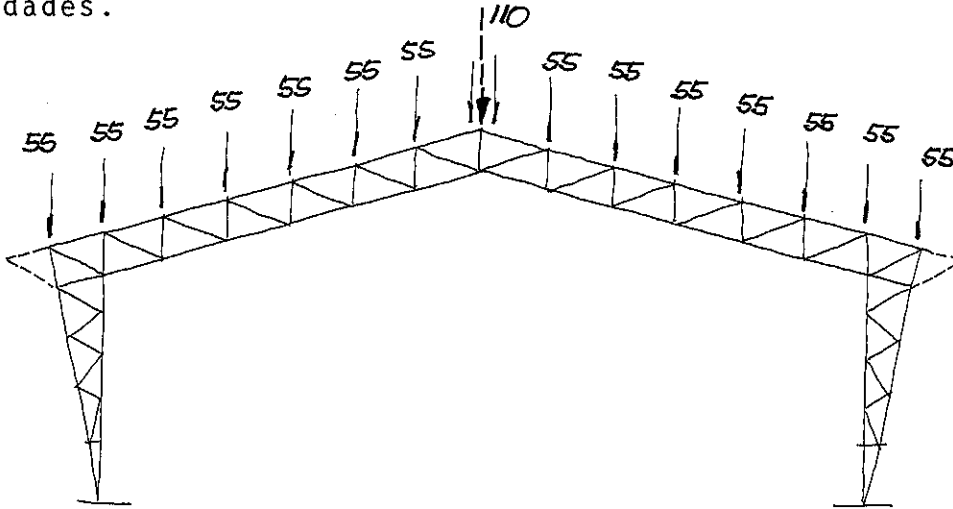


FIGURA 7-8 - Segundo Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas, foram novamente flambagem das barras 22-24 e 24-25, já contraventadas de 10 em 10 cm.

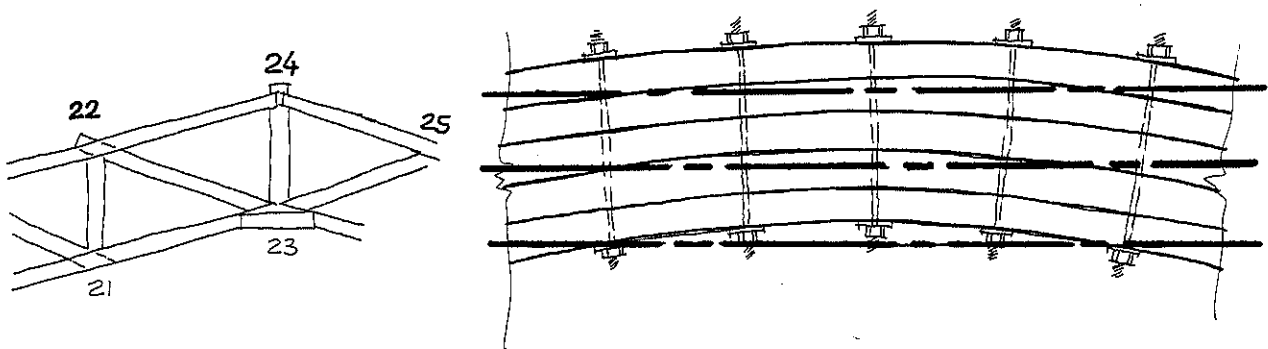


FIGURA 7-9 - Dificuldades das Barras 22-24 e 24-25

Foram retirados os enchimentos e o contraventamento parafusado e feito o contraventamento com uma peça de 0,83 x 5 cm na parte externa da barra, pregada de 10 em 10 cm.

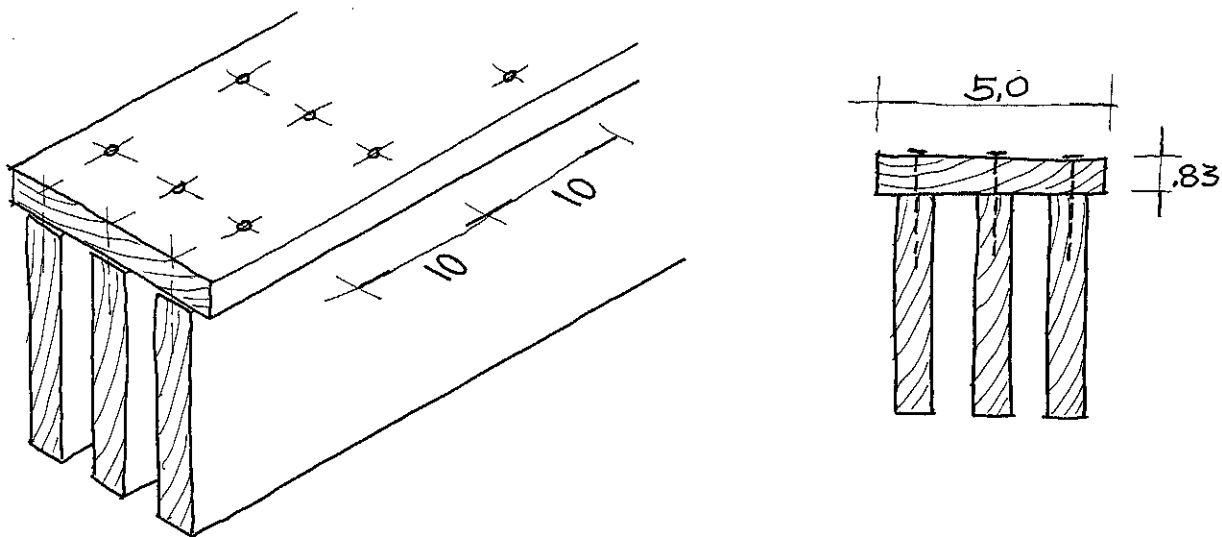


FIGURA 7-10 - Novo Contraventamento das Barras 22-24 e 24-25

7.3.4 - Ensaio 4 - Terceiro carregamento

A estrutura foi carregada novamente até 25 kg por nó no macaco hidráulico, sendo no total, submetido à carga de 55 kg por nó.

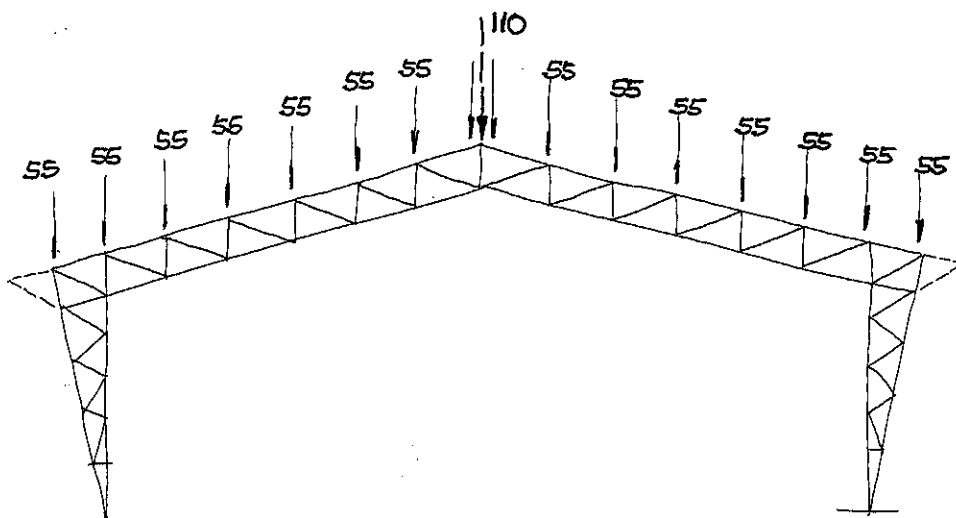


FIGURA 7-11 - Terceiro Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram flambagem lateral da barra 22-24 e 24-25, o que justifica que o contraventamento com enchimento parafusado tem ação igual à tábua pregada no mesmo espaçamento, que apesar de aumentar o momento de inércia da peça reduz em 85%, este novo valor.

Esse travamento é de fácil execução, podendo ser pregado simplesmente, fixando todas as peças.

A solução adotada foi o reforço da barra tornando-a uma seção fechada tipo caixão com mais uma peça de 0,83 x 5 cm.

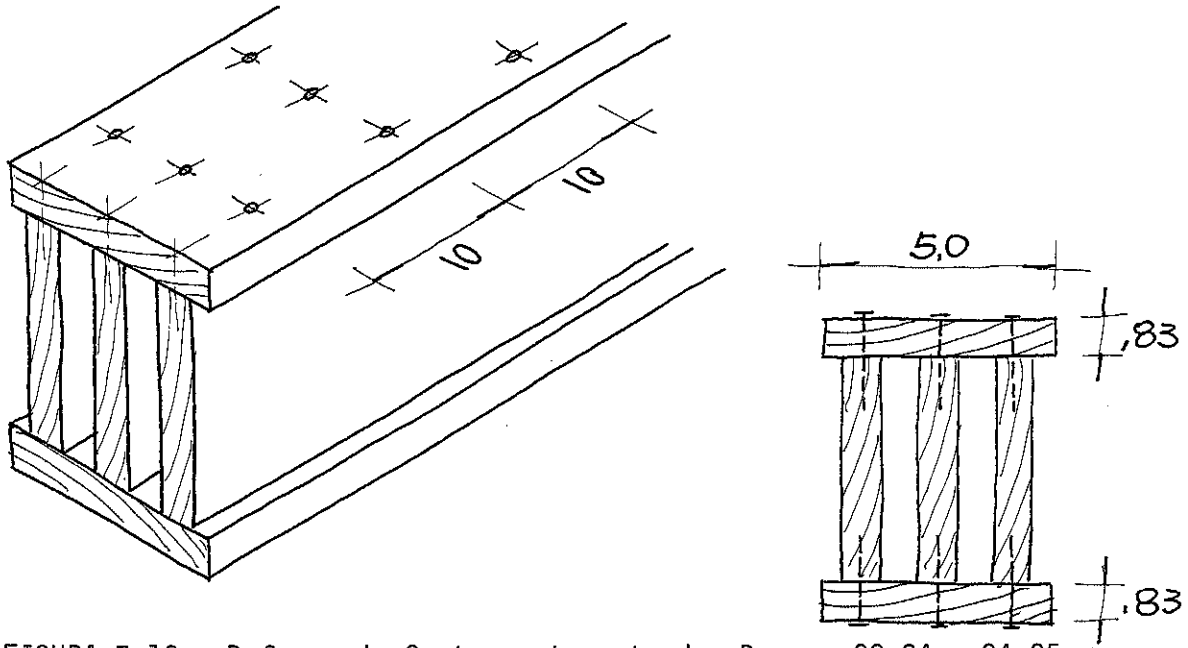


FIGURA 7-12 - Reforço de Contraventamento das Barras 22-24 e 24-25

7.3.5 - Ensaio 5 - Quarto carregamento

A estrutura foi carregada novamente até 30 kg por nã no macaco hidráulico, sendo no total submetida ao carregamento de 60 kg por nã, aproximadamente três vezes a carga de serviço apresentando dificuldades.

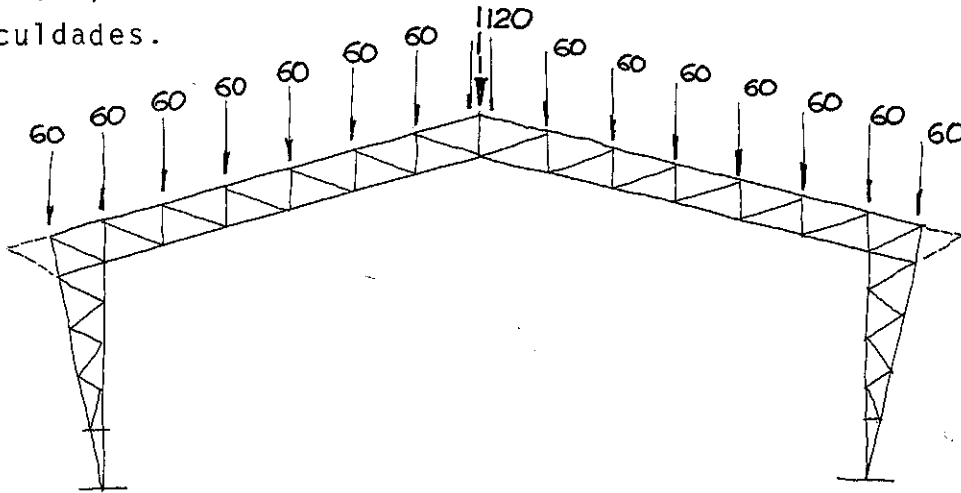


FIGURA 7-13 - Quarto Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, flambagem das barras 18-20, 15-17 e perda de instabilidade lateral das barras comprimidas do banzo inferior (10-13, 13-15 e 15-17) e do banzo superior no nã de cumeeira (24).

O travamento nas peças da barra 18-20 e simétrica foi feito com uma peça de 0,83 x 5 cm, pregada de 10 em 10 cm sendo também feito o mesmo nas barras 10-13, 13-15, 15-17 e simétricas do banzo inferior.

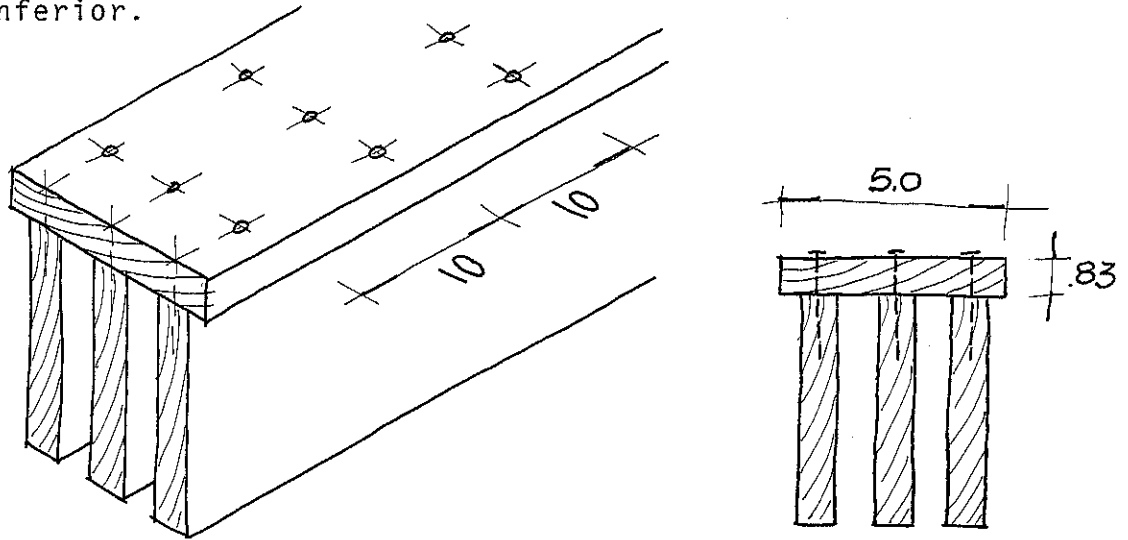


FIGURA 7-14 - Travamento das Peças da Barra 18-20

O mesmo travamento foi executado na barra 15-17 do banzo inferior, com uma peça única, do n.º 10 até o 17, pregada de 10 em 10 cm.

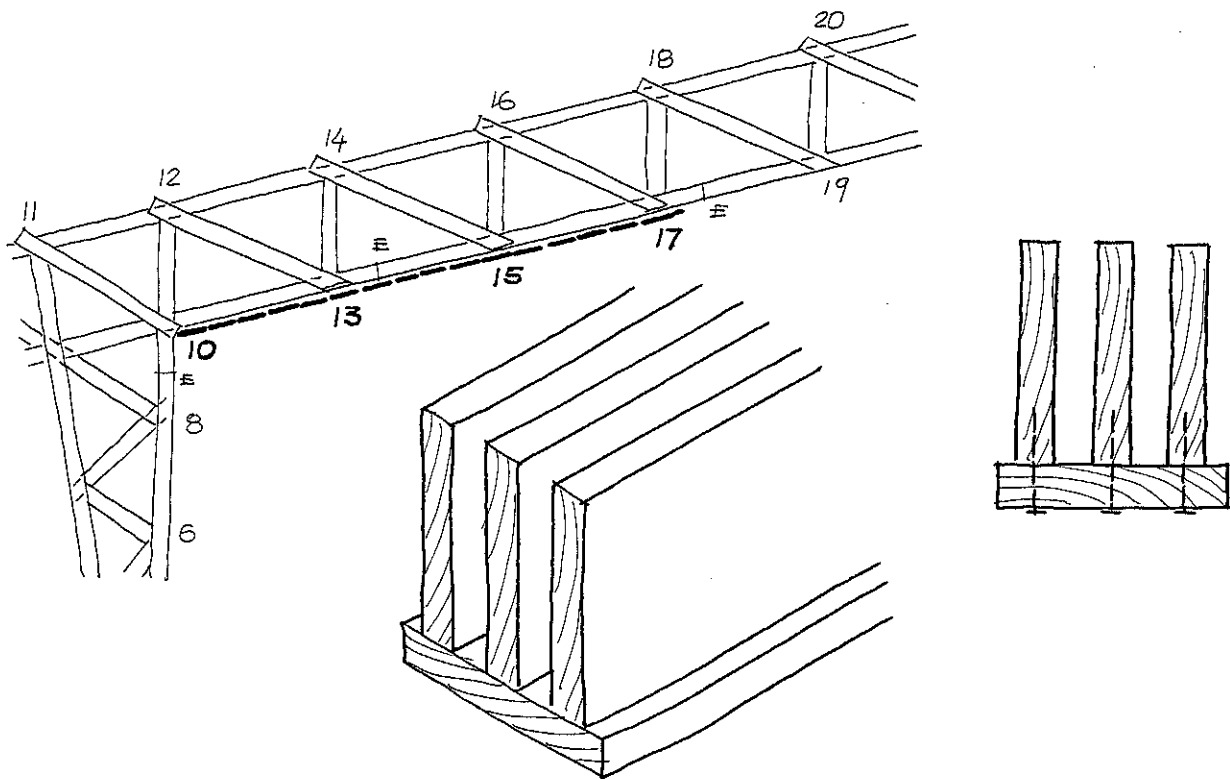


FIGURA 7-15 - Travamento das Peças do N.º 10 a 17

7.3.6 - Ensaio 6 - Quinto carregamento

A estrutura foi carregada novamente até 30 kg por n^o, no macaco hidráulico, sendo no total submetida ao carregamento de 60 kg por n^o aproximadamente três vezes a carga de serviço, apresentando dificuldades.

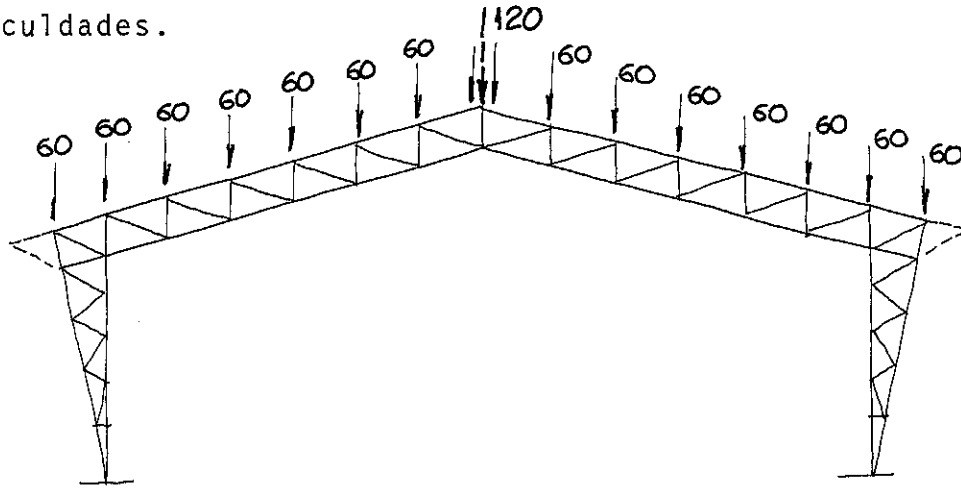


FIGURA 7-16 - Quinto Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, perda de estabilidade lateral da coluna interna do pilar e banzo inferior da viga submetida a esforço de compressão.

Para combater a instabilidade lateral do banzo inferior foi feito travamento lateral nos n^{os} 13(43), 15(32), 23 e 24 simbolizando um contraventamento cruzado entre pórticos ligando banzos superiores de um com banzo inferiores de outro.

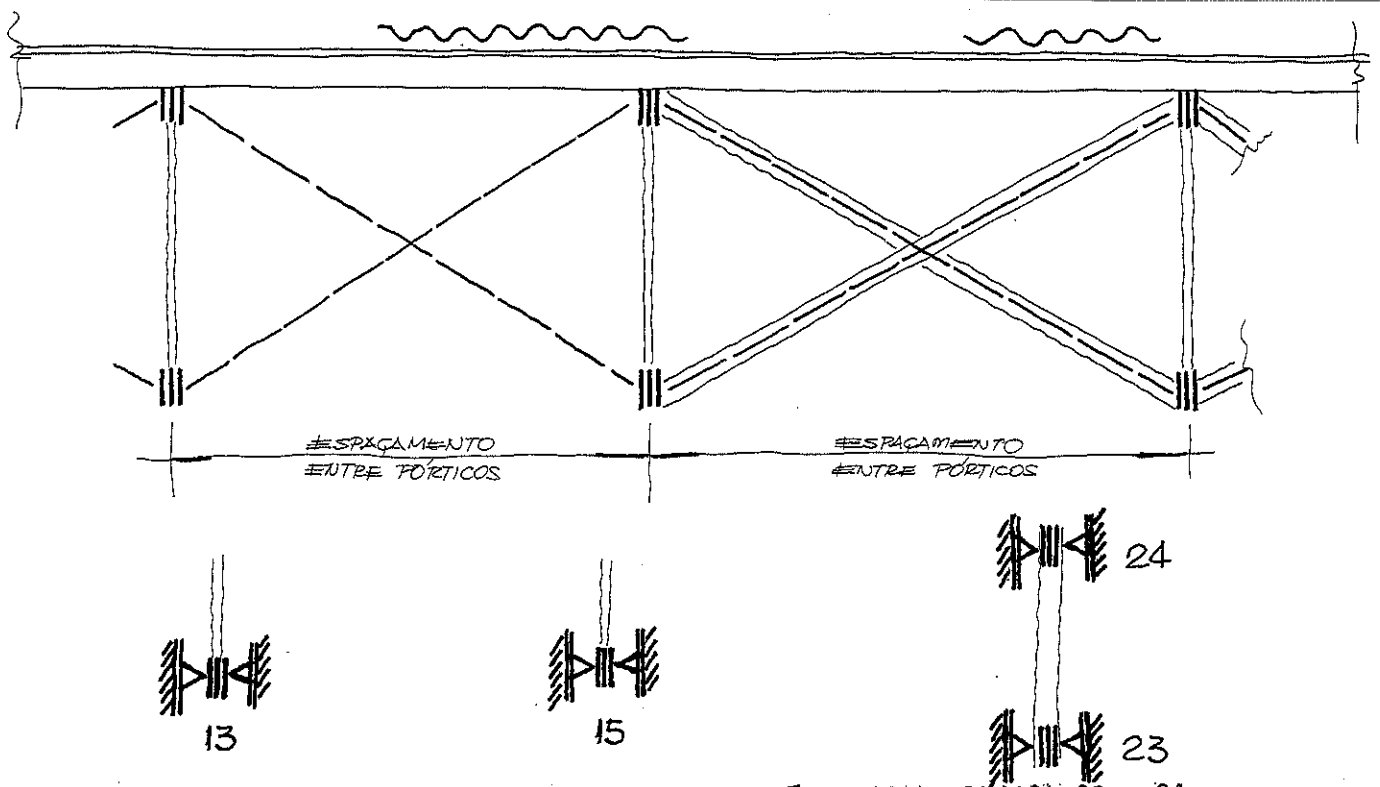


FIGURA 7-17 - Travamento Lateral dos Nós 13(43), 15(32), 23 e 24

Para a coluna interna do pilar, foi feito um travamento lateral nos nós 2(45), 4(43), 6(41) e 8(39) simbolizando o contra-ventamento das colunas entre p[or]ticos.

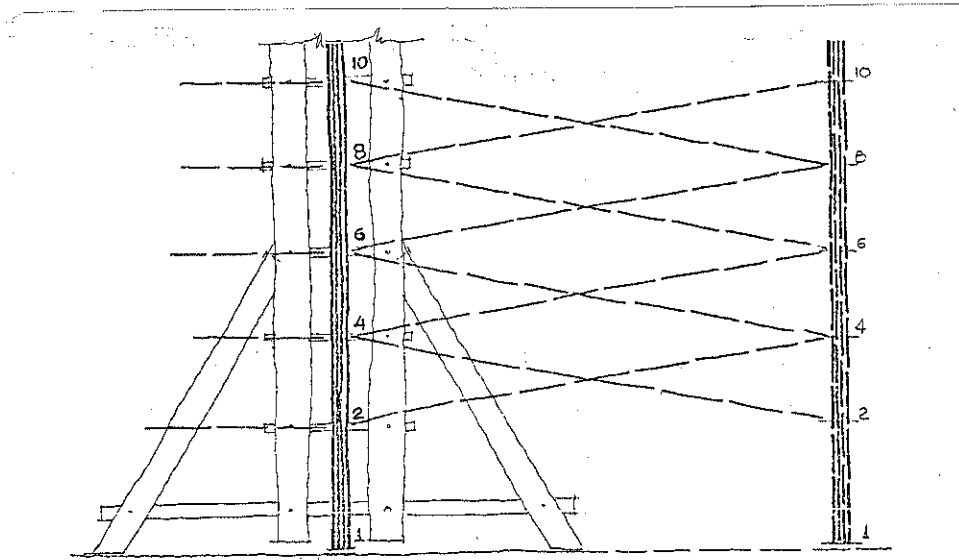


FIGURA 7-18 - Travamento Lateral dos Nós 2(45), 4(43), 6(41) e 8(39)

7.3.7 - Ensaio 7 - Sexto carregamento

A estrutura foi carregada de 27 kg por nó no macaco hidráulico, sendo no total submetida ao carregamento de 57 kg por nó, aproximadamente três vezes a carga de serviço.

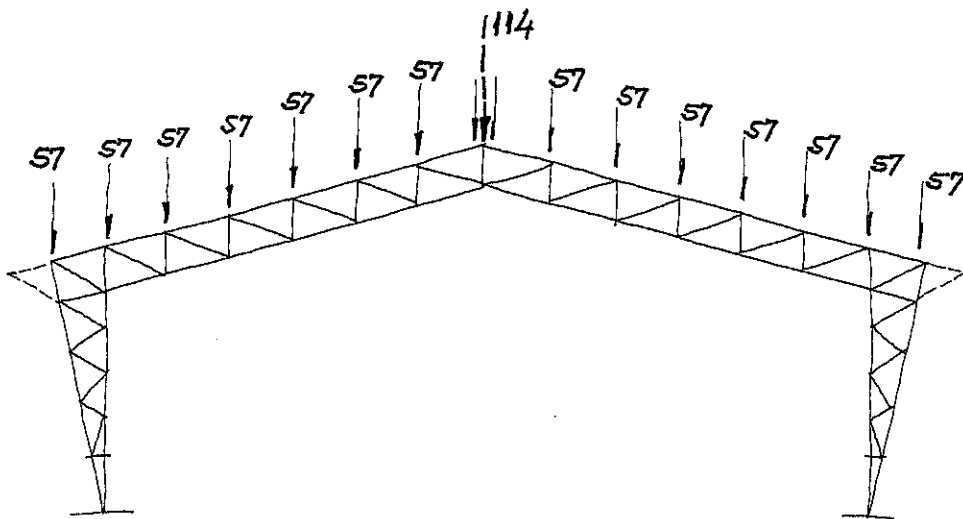


FIGURA 7-19 - Sexto Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, flambagem nas peças das barras da coluna interna do pilar, peças submetidas à esforço de compressão.

O travamento das peças individuais foi feito por uma peça de 0,83 x 6,5 cm, pregada de 9 em 9 cm fixando todas as peças da barra.

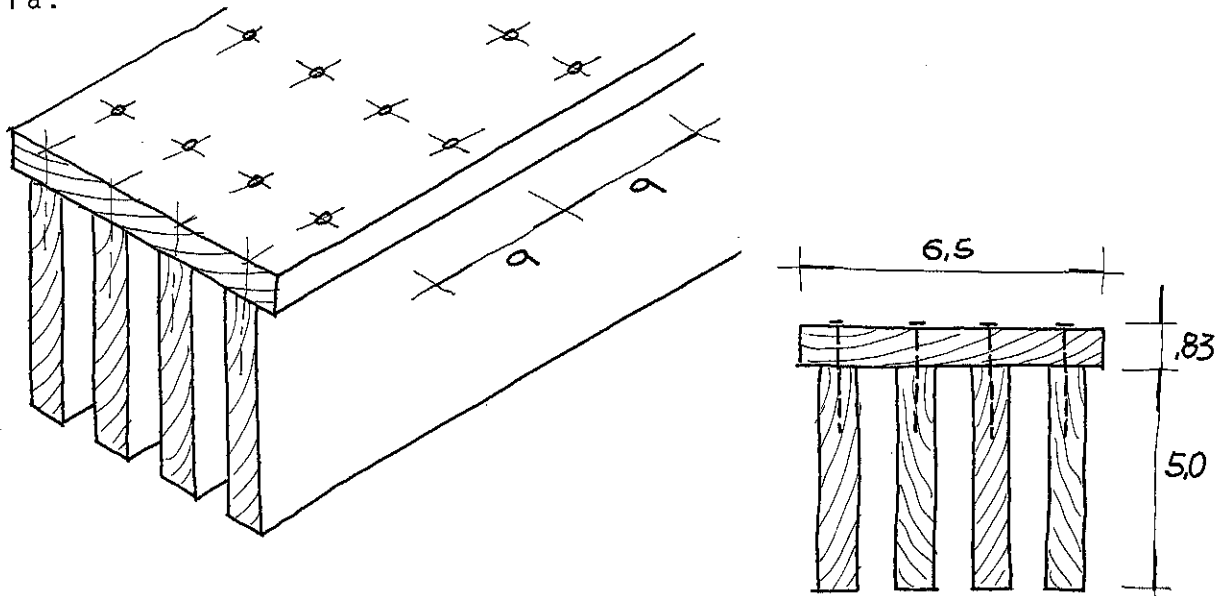


FIGURA 7-20 - Travamento das Barras da Coluna Lateral do Pilar

7.3.8 - Ensaio 8 - Sétimo carregamento

A estrutura foi carregada de 21 kg por nó no macaco hidráulico, sendo submetida no total à carga de 51 kg por nó aproximadamente duas vezes e meia a carga de serviço.

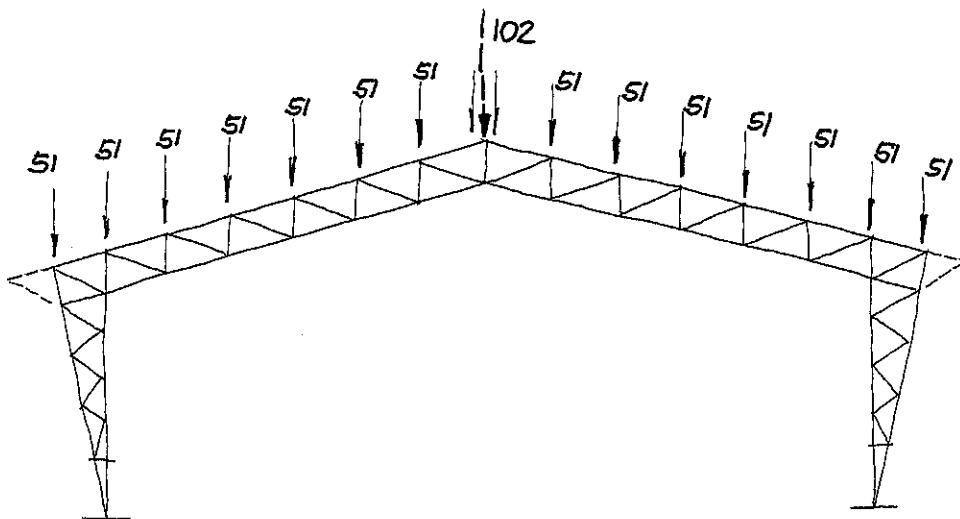


FIGURA 7-21 - Sétimo Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, flambagem em duas peças da barra 6-8, pela má fixação da peça de travamento e posição dos pregos, apresentando também fendilhamento da peça de reforço.

A solução adotada foi a substituição da peça problemática, e pregar adequadamente as peças da barra.

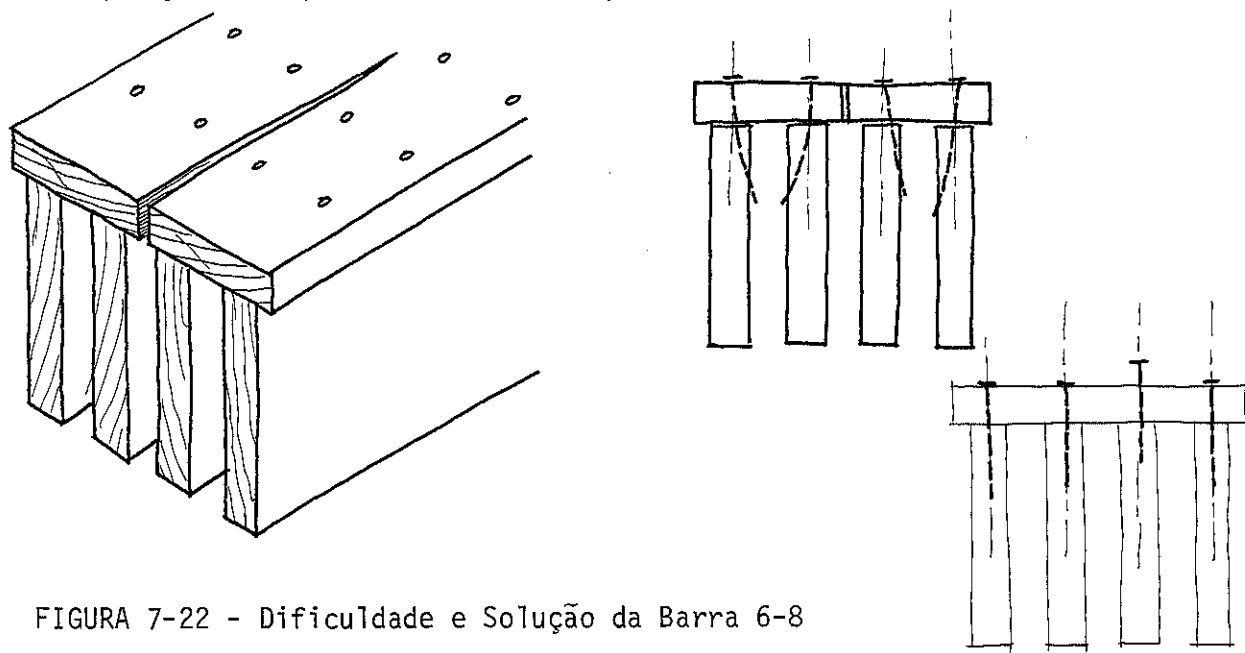


FIGURA 7-22 - Dificuldade e Solução da Barra 6-8

- 7.3.9 - Ensaio 9 - Oitavo carregamento

A estrutura foi carregada de 48 kg no macaco hidráulico, sendo no total 78 kg por nó, aproximadamente quatro vezes a carga de serviço.

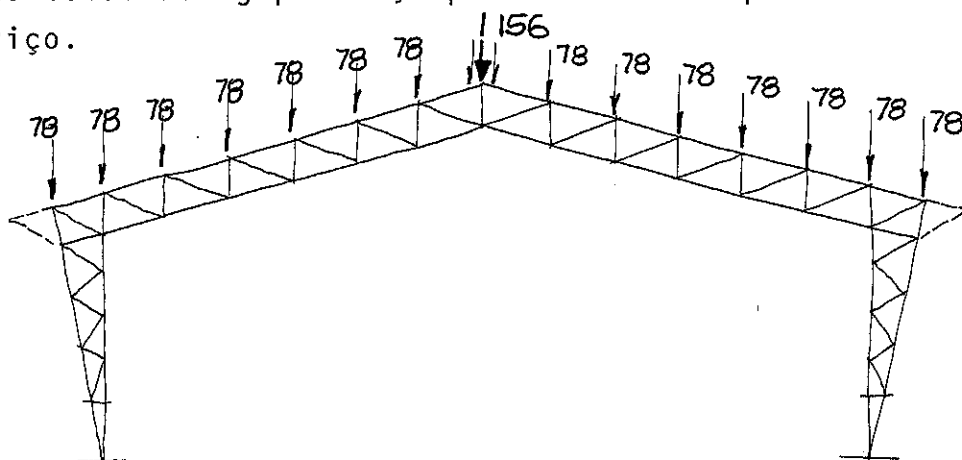


FIGURA 7-23 - Oitavo Carregamento do Modelo

As dificuldades apresentadas foram, flambagem nas barras 22-24 e 24-25 e tentativa de arrancamento dos pregos da peça de travamento do banzo inferior nas barras 10-13, 13-15 e 15-17.

Nestas peças de travamento foram substituídos os pregos nº 9 x 9 por prego nº 10 x 10.

Nas barras 22-24 e 24-25, foi feito o travamento duplo ou seja, feito enchimento parafusado ($\phi 1/8''$) de 10 em 10 cm e travamento das peças pregadas de 10 em 10 cm.

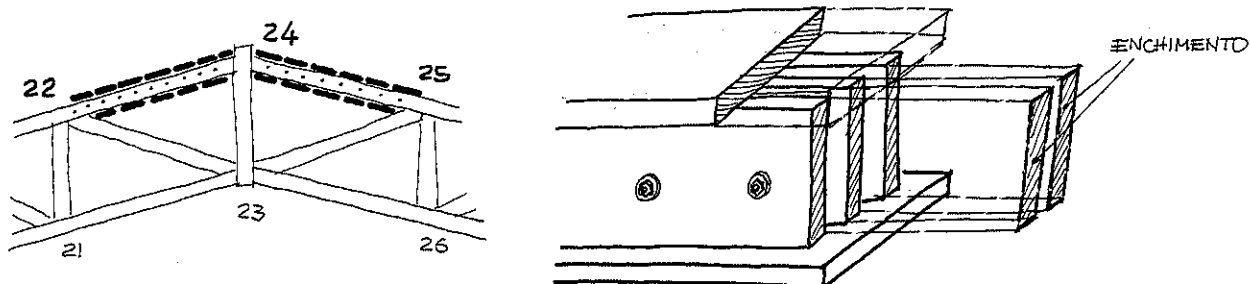


FIGURA 7-24 - Travamento Duplo e Enchimento das Barras 22-24 e 24-25

7.3.10 - Ensaio 10 - Vários carregamento

A estrutura foi carregada quatro (4) vezes até 180 divisões no anel de carga equivalente a 107 kg no macaco hidráulico sendo no total 137 kg por nó (seis vezes e meia a carga de serviço) e 274 kg no nó 24 cumeeira (aproximadamente seis vezes e meia a carga de serviço).

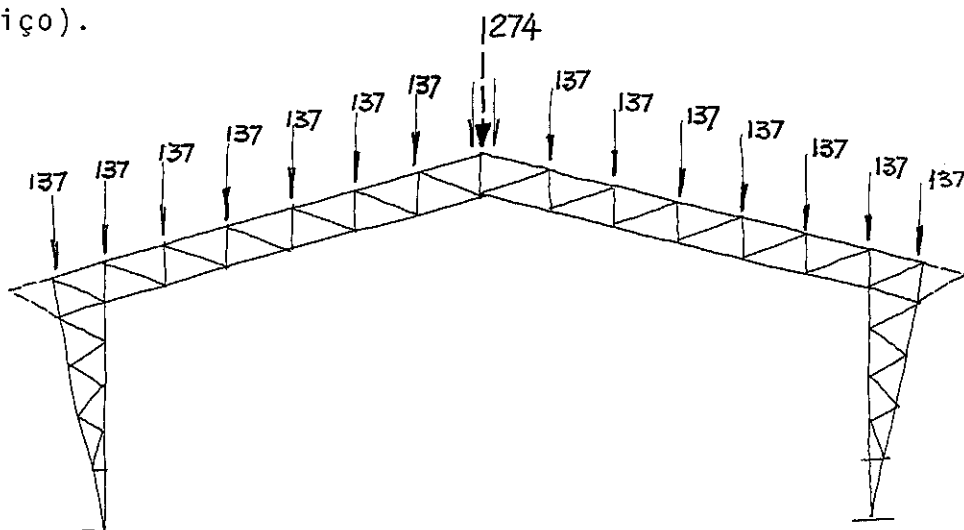


FIGURA 7-25 - Carregamentos Sucessivos do Modelo

Tendo todos os contraventamentos e travamento com espaçamento recomendados em projeto, a estrutura não apresentou nenhuma alteração a notar, sendo anotadas as deformações e flechas dos ensaios.

Para verificar a validade do número de parafusos no nó mais solicitado (nó 10) foram retirados oito (8) dos catorze (14) parafusos que fixavam o nó, restando apenas 6 parafusos, a quantidade suficiente para não permitir o afastamento das peças externas da diagonal da viga/pilar.

7.3.11 - Ensaio 11 - Carregamento final (ruptura)

Este carregamento feito com macaco hidráulico, até 214 divisões no anel de carga (constante 4,75 kg/div) ou 127 kg, sendo no total, a carga de ruptura de 157 kg por n^o, equivalente a sete vezes e meia a carga de serviço, apresentando início de ruptura.

Com 216 divisões ou 158 kg por n^o, o extensômetro do anel de carga, passou a acusar perda de carga, caracterizando a ruptura do modelo.

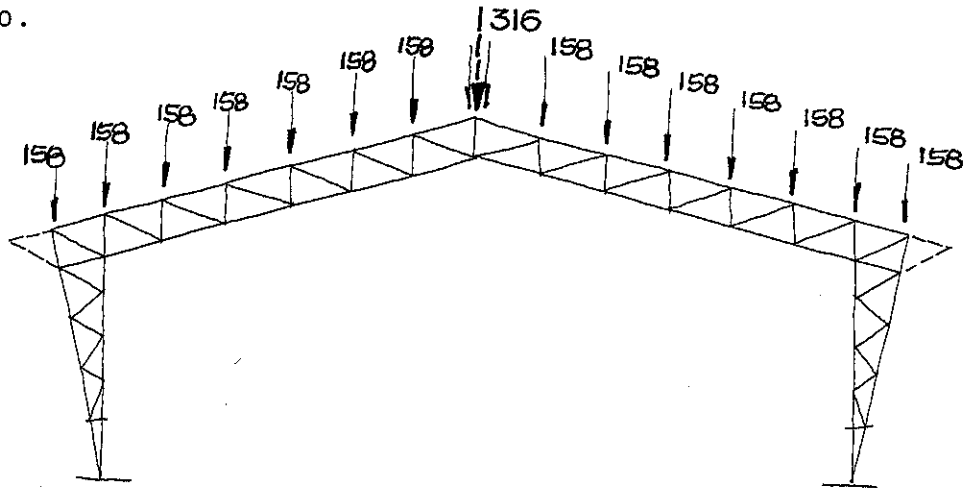


FIGURA 7-26 - Carregamento Final no Modelo até Ruptura

A ruptura se deu por flambagem lateral nas barras 6-8 e 39-41 da coluna interna do pilar e nas barras 20-22 e 25-27 do banzo superior da viga.

Observando as barras, existe simetria nas posições das barras que romperam.

A carga de 158 kg/n^o, equivale a 7,7 vezes a carga de serviço do modelo.

A solicitação horizontal na ruptura foi de 230 kg.

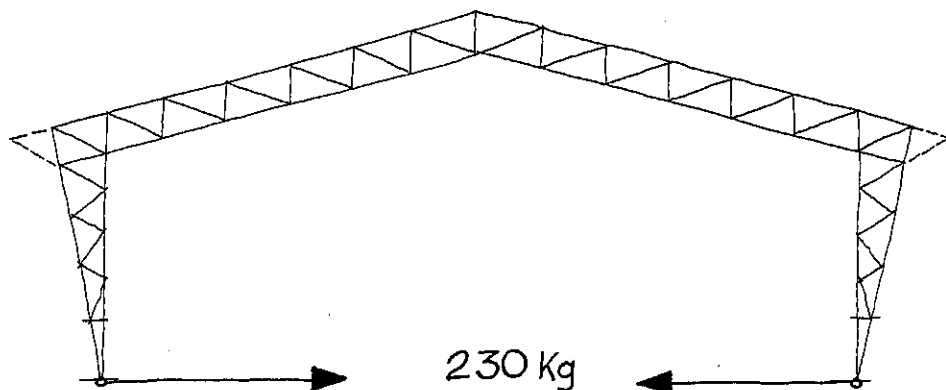


FIGURA 7-27 - Solicitação Horizontal no Modelo na Ruptura

7.4 - Esforços nas Barras com Carga de Serviço

Com a carga de serviço do modelo real (575 kg) foram calculados os esforços em doze (12) barras pré-estabelecidas do portico. A utilização destes resultados, facilitarã a anãlise do comportamento da estrutura atravẽs das deformações anotadas no ensaio do modelo experimental.

TABELA 7-1 - Áreas e Esforços nas Barras Ensaçadas

BARRA	AREA (cm ²)	ESFORÇO (kg)
2 - 4	150,0	- 9926
6 - 8	150,0	9989
7 - 9	150,0	+ 5486
10 - 11	337,5	- 8524
11 - 12	112,5	+ 6507
12 - 14	112,5	+ 1829
12 - 13	150,0	+ 4921
10 - 13	187,5	- 7616
16 - 17	75,0	+ 3150
20 - 22	112,5	- 8420
19 - 21	112,5	+ 6039
23 - 24	75,0	+ 3429

7.5 - Anãlise das Tensões / Deformações de Ensaio

Durante os ensaios, o modelo experimental foi submetido ã vários carregamentos, onde foram anotadas as deformações em 12 barras pré-estabelecidas. Na sequẽncia de ensaios, durante o ensaio 10, o modelo experimental foi carregado 4 vÃzes atẽ 180 divisões ou 107 kg por nã, sendo anotadas tambẽm suas deformações, deslocamentos ho rizontais e verticais, e sollicitaçã no tirante pelos nãs de fixa - çã da estrutura ã fundaçã.

A mÃdia das deformações foi tirada de vãrias medidas nas doze barras, sendo:

TABELA 7-2 - Deformações Médias das Barras Ensaçadas

RELÓGIO	BARRA	Δl (mm)	ϵ
1	2 - 4	0,0155	0,000155
2	6 - 8	0,0160	0,000160
3	7 - 9	0,0080	0,000080
4	10 - 11	0,0045	0,000045
5	11 - 12	0,0140	0,000140
6	12 - 14	0,0040	0,000040
7	12 - 13	0,0080	0,000080
8	10 - 13	0,0095	0,000095
9	16 - 17	0,0070	0,000070
10	20 - 22	0,0130	0,000130
11	19 - 21	0,0100	0,000100
12	23 - 24	0,0070	0,000070

A análise das tensões atuantes através das deformações, será feita somente para a barra 6-8, da coluna interna do pilar. Esta barra foi submetida à compressão, suas peças flambaram, promovendo o arrancamento dos pregos que as ligavam à peça de travamento, rompendo em seguida, com a carga de 128 kg por nã mais a carga permanente de ensaio (30 kg/ nã) sendo no total 158 kg por nã.

7.5.1 - Barra 6-8

133.082 Kg/cm²
 133.008 Kg/cm²
 136.574 Kg/cm²
 129.204 Kg/cm²

$$E_{\text{médio}} = 132.967 \text{ Kg/cm}^2$$

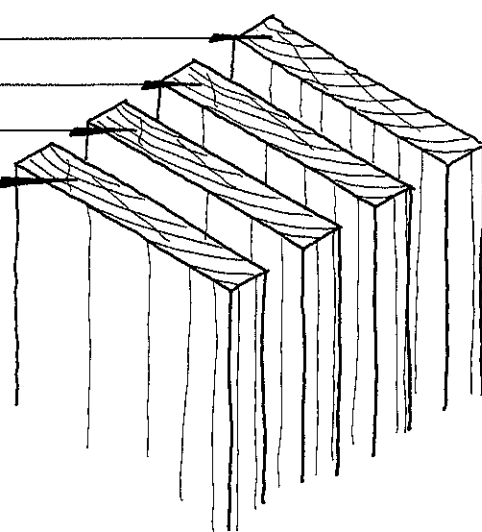


FIGURA 7-28 - Seção da Barra 6-8 da Coluna Interna do Pilar

a)- No modelo real, com a carga de serviço de 575 kg por n \bar{o} , a barra \bar{e} submetida ao esfor \bar{c} o de compress \bar{a} o de 9989 kg, tendo \bar{a} rea de 150 cm 2 .

$$\sigma_r = \frac{N_r}{S_r}$$

$$\sigma_r = \frac{9989}{150}$$

$$\sigma_r = 66,59$$

A tens \bar{a} o no modelo real \bar{e} de 66,59 kg/cm 2

b)- As deforma \bar{c} o \bar{e} s anotadas em ensaio, resultaram na deforma \bar{c} o \bar{e} s espec \bar{i} fica m \bar{e} dia de 0,00016, podendo relacionar as deforma \bar{c} o \bar{e} s e o comprimento medido.

$$\epsilon_e = \frac{\mu_r}{L_e}$$

Conforme o fator de escala de deforma \bar{c} o \bar{e} s e a deforma \bar{c} o \bar{e} s espec \bar{i} fica uma unidade adimensional, o fator de escala \bar{e} a unidade.

$$\epsilon_e = 0,00016$$

c)- A tens \bar{a} o atuante no modelo experimental \bar{e} obtida da deforma \bar{c} o \bar{e} s espec \bar{i} fica m \bar{e} dia, e o m \bar{o} dulo de elasticidade m \bar{e} dio das pe \bar{c} as da barra.

$$\sigma_e = \sigma_e E_e \quad \therefore \quad \sigma_e = 0,00016 \times 132967$$

$$\sigma_e = 21,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_r} = \frac{N_e S_r}{N_r S_e} = \beta \quad \therefore \quad \frac{1}{\beta \alpha_L^2} = \frac{P_e}{P_r} = \frac{21}{575} = \frac{1}{27}$$

$$\alpha_L^2 = 3^2 = 9 \quad \beta \cdot \alpha_L^2 = 27 \quad \therefore \quad \beta = 3$$

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_r} = \frac{1}{3} \quad \therefore \quad \sigma_r = 3 \cdot \sigma_e \quad \therefore \quad \sigma_{r(\text{exp})} = 63,81 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando esta tensão calculada do modelo experimental (63,81) com a calculada através de 10 esforços na barra do modelo real (66,59), acha-se uma margem de erro de aproximadamente 4,36%.

d)- A ruptura do modelo experimental ocorreu com 159 kg por $n\bar{o}$ (carga do macaco hidráulico mais carga permanente de ensaio)

Igualando as tensões de ruptura dos modelos real e experimental por serem compostos do mesmo material, tem-se:

$$\frac{\sigma_{rup\ e}}{\sigma_{rup\ r}} = \frac{N_{rup\ e} \cdot S_r}{N_{rup\ r} \cdot S_e} =$$

como:

$$\frac{\sigma_{rup\ e}}{\sigma_{rup\ r}} = 1 \quad ; \quad \text{tem-se: } N_{rup\ r} = \frac{S_r}{S_e} \cdot N_{rup\ e}$$

Assim:

$$\frac{P_{rup\ e}}{P_{rup\ r}} = \frac{1}{9} \quad \therefore \quad P_{rup\ r} = 9 \cdot P_{rup\ e}$$

$$P_{rup\ r} = 9 \times 158 = 1422 \text{ kg}/n\bar{o}$$

e)- Fator de multiplicação do modelo real \bar{e} calculado a partir da carga de ruptura por $n\bar{o}$, subtraída do peso próprio, dividida pelo carregamento de serviço também subtraída do peso próprio.

$$s_{acid} = \frac{1422 - 448}{575 - 448} \quad \therefore \quad s_{acid} = 7,7$$

A segurança da estrutura para cargas acidentais \bar{e} de sete vezes e meia.

f)- Fator de trabalho do modelo real \bar{e} calculado a partir da carga de ruptura por $n\bar{o}$, dividida pelo carregamento de serviço que considera o peso próprio e carga acidental como um todo.

$$s_{trab} = \frac{1422}{575} \quad \therefore \quad s_{trab} \cong 2,5$$

A segurança de trabalho da estrutura \bar{e} de aproximadamente duas vezes e meia a solicitação total de trabalho.

7.5.2 - Outras barras

Neste ítem serão mostrados os dados calculados das barras ensaiadas quando submetidas à carga de serviço e a variação percentual entre a tensão nas barras do modelo real calculada pelos esforços solicitantes e a tensão nas barras do modelo real calculada através da deformação e tensão no modelo experimental.

TABELA 7-3 - Esforços e Tensões das Barras nos Modelos Real e Experimental

BARRA	S_r (cm ²)	N_r (kg)	σ_r kg/cm ²	ϵ_e (x10 ⁻⁶)	E_e (kg/cm ²)	σ_e (kg/cm ²)	$\sigma_r(\text{exp})$ (kg/cm ²)	VARIAÇÃO DE σ_r e $\sigma_r \text{ exp}$ (%)
2 - 4	150	9926	66,17	155	132967	20,61	61,63	7,02
6 - 8	150	9989	66,59	160	132967	21,27	63,81	4,36
7 - 9	150	5466	36,57	75	159605	11,97	35,91	1,84
10 - 11	337,5	8524	25,26	45	182472	8,21	24,63	2,56
11 - 12	112,5	6507	57,84	140	129473	18,13	54,39	6,34
12 - 14	112,5	1829	16,26	40	129473	5,18	15,54	4,63
12 - 13	150,0	4921	32,81	65	157431	10,26	30,69	6,91
10 - 13	187,5	7616	40,62	75	172324	12,92	38,76	4,80
16 - 17	75,0	3150	42,00	75	177365	13,30	39,90	5,26
20 - 22	112,5	8420	74,84	150	163706	24,56	73,66	1,57
19 - 21	112,5	6039	53,66	95	178765	16,98	53,64	5,36
23 - 24	75,0	3429	45,72	70	206701	14,47	43,41	5,32

A média das variações é de 4.7% entre a tensão calculada e a tensão experimental, evidenciando a compatibilidade entre as hipóteses de cálculo e as condições da experimentação.

7.6 - Deslocamentos Horizontais e Verticais de Ensaio

Durante os ensaios experimentais, a estrutura teve deslocamentos verticais e horizontais, sendo apresentados abaixo, os deslocamentos médios dos nós selecionados na tentativa de reproduzir os movimentos da estrutura quando submetida ao carregamento de uma a cinco vezes a carga de serviço (21 kg por nó).

Com os deslocamentos horizontais e verticais do modelo experimental, pode-se reproduzir os deslocamentos horizontais e verticais do modelo real.

TABELA 7-4 - Deslocamentos Horizontais e Verticais do Modelo

C A R G A (Kg)	DESLOC. VERTICAIS / NÓS (cm)			DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NOS NÓS (cm)				
	23	19	15	9	5	1	38	42
	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	F ₆	F ₇	F ₈
21	0,470	0,359	0,193	0,109	0,136	0,035	0,145	0,160
42	1,005	0,787	0,415	0,232	0,283	0,070	0,318	0,343
63	1,580	1,263	0,663	0,358	0,434	0,103	0,515	0,534
73,5 *	1,879	1,506	0,788	0,420	0,510	0,119	0,613	0,636
84	2,176	1,747	0,908	0,483	0,585	0,135	0,707	0,723
105	3,110	2,490	1,280	0,700	0,827	0,182	0,968	0,977

* Deslocamentos medidos na carga de três vezes e meia a carga de serviço.

Através do deslocamento do n^o 23, podemos calcular a flecha atuante no modelo real.

A estrutura sendo hiperestática, a flecha deverá ser analisada obedecendo as relações de semelhanças pela Análise Dimensional, nas equações:

$$f_e = \sum \frac{N_e \cdot \bar{N}_e}{E_e \cdot S_e} \cdot l_e \quad ; \quad f_r = \sum \frac{N_r \cdot \bar{N}_r}{E_r \cdot S_r} \cdot l_r$$

comparando;

$$\frac{f_e}{f_r} = \sum \frac{N_e \cdot \bar{N}_e \cdot E_r \cdot S_r \cdot l_e}{N_r \cdot \bar{N}_r \cdot E_e \cdot S_e \cdot l_r} \quad \dots \quad \frac{f_e}{f_r} = \frac{\alpha_L^2}{\beta \cdot \alpha_L^2 \cdot L} \cdot \frac{E_r}{E_c}$$

Considerando, o mesmo material e admitindo que os módulos de elasticidade são iguais,

$$\frac{f_e}{f_r} = \frac{\alpha_L^2}{\beta \cdot \alpha_L^2 \cdot \alpha} \cdot 1 \quad \dots \quad f_r = \beta \cdot \alpha_L \cdot f_e$$

Quando a estrutura estava sendo solicitada de 21 kg por n^o, o deslocamento médio no modelo experimental, foi de 0,47 cm, ou seja:

$$f_e = 0,47 \text{ cm}$$

$$f_r = \beta \cdot \alpha_L \cdot f_e \therefore f_r = 3 \cdot 3 \cdot f_e = 9 f_e$$

$$f_r = 9 \times 0,47 \quad f_r = 4,23 \text{ cm}$$

A flecha atuante no modelo real \bar{e} de 4,23 cm.

A flecha admissível \bar{f} é calculada conforme a NB-11, através de expressão $\bar{f} = l/350$.

Para o modelo real com vão de 20 metros ou 2000 cm, a flecha admissível \bar{f} é 5,714 cm.

A flecha atuante \bar{e} é menor que a flecha admissível para a estrutura.

$$f = 4,23 \text{ cm} < \bar{f} = 5,714 \text{ cm}$$

Com os deslocamentos dos nós 15 e 19, respectivamente 0,193 e 0,359 cm, devidamente acrescidos do fator de redução para 1,737 e 3,231 cm, admitindo que o nó 10 terá deslocamento igual a zero, será construído um gráfico de provável flecha da viga do modelo real quando submetido à carga de serviço.

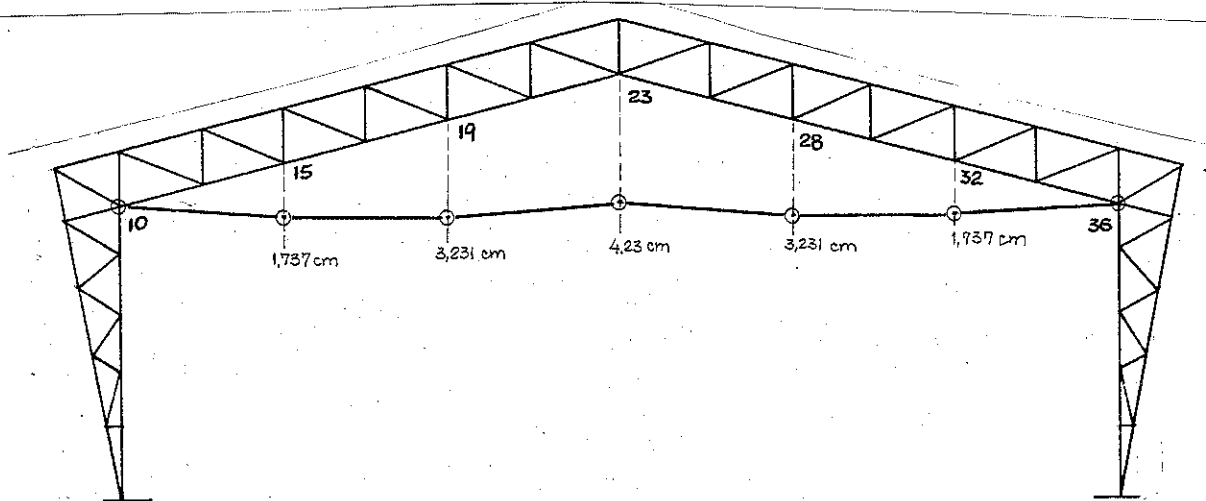


FIGURA 7-29 - Deslocamentos Horizontais Prováveis dos Nós do Modelo

Com todos os deslocamentos horizontais e verticais anotados de uma a cinco vezes a carga de serviço do modelo experimental, será apresentado a seguir uma representação gráfica, tentando visualizar os movimentos do modelo quando solicitado.

Legenda

- Ⓐ - 21 Kg
- Ⓑ - 42 Kg
- Ⓒ - 63 Kg
- Ⓓ - 84 Kg
- Ⓔ - 105 Kg

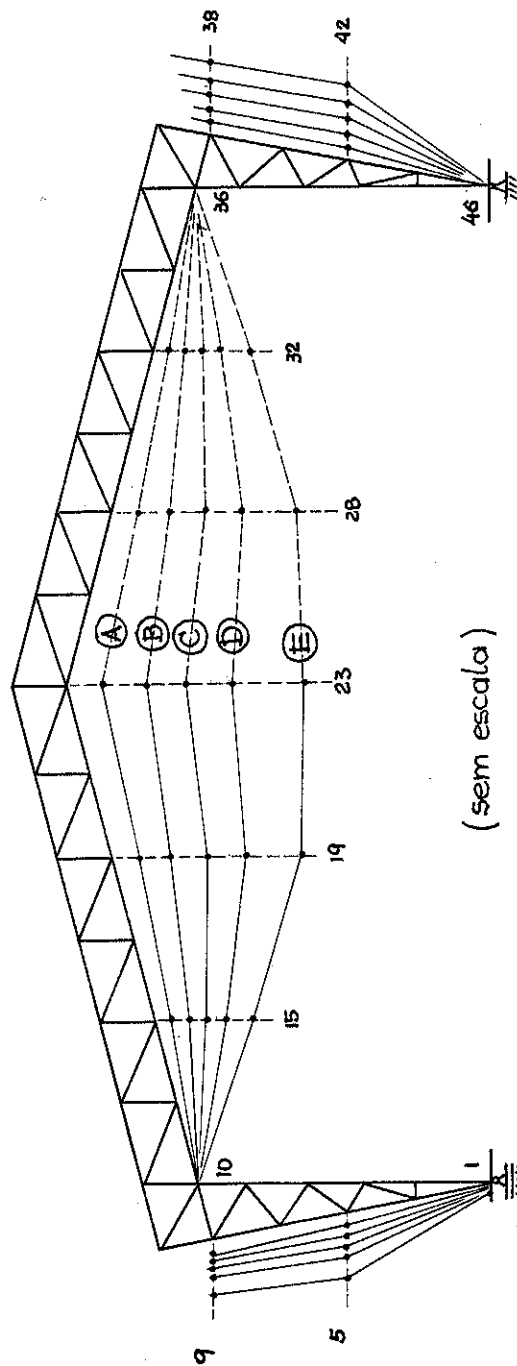


FIGURA 7-30 - Representação Gráfica para Visualização dos Deslocamentos Horizontais dos Nós do Modelo

7.7 - Esforço Horizontal de Ensaio no Apoio

Nas fases de ensaios experimentais, foram anotados os esforços horizontais nos apoios da estrutura, através de um anel de carga com constante 1,85 kg/divisão ligado a dois tirantes que impediam o deslocamento dos apoios. Foi possível anotar estes esforços, com a liberação dos deslocamentos horizontais de um dos apoios e anotados quando a estrutura estava sendo submetida a carregamento

de uma a cinco vezes a carga de serviço (21 kg por n \bar{o}) e na ruptura, \bar{a} 158 kg/n \bar{o} .

TABELA 7-5 - Esforços Horizontais nos Apoios do Modelo

CARGA POR N \bar{O} (Kg)	21	42	63	73,5	84	105	158 (ruptura)
ANEL DE CARGA (divisões)	- 19,5	- 36	- 55	- 68	- 78	- 105	- 124
ESFORÇO HORIZONTAL (Kg)	36	70	107	126	144	191	230

Os tirantes neste caso funcionam como uma barra ligando o n \bar{o} 1 ao 46. Deste modo, quando a estrutura estava carregada de 21 kg/n \bar{o} , o tirante estava sendo solicitado \bar{a} tração de 36 kg.

Como os esforços nas barras variam com o fator de escala de tensão (β), tem-se que:

$$\frac{N_e}{N_r} = \frac{1}{\beta \cdot \alpha_L} = \frac{1}{27}$$

$$N_r = 27 N_e \therefore N_r = 27 \times 36 \therefore N_r = 972 \text{ kg}$$

O esforço nos tirantes, previsto para o modelo real atrvés do modelo experimental \bar{e} de 972 kg. Como o esforço calculado no modelo real \bar{e} de 1065 kg, a variação entre o calculado e o experimental \bar{e} aproximadamente 10%

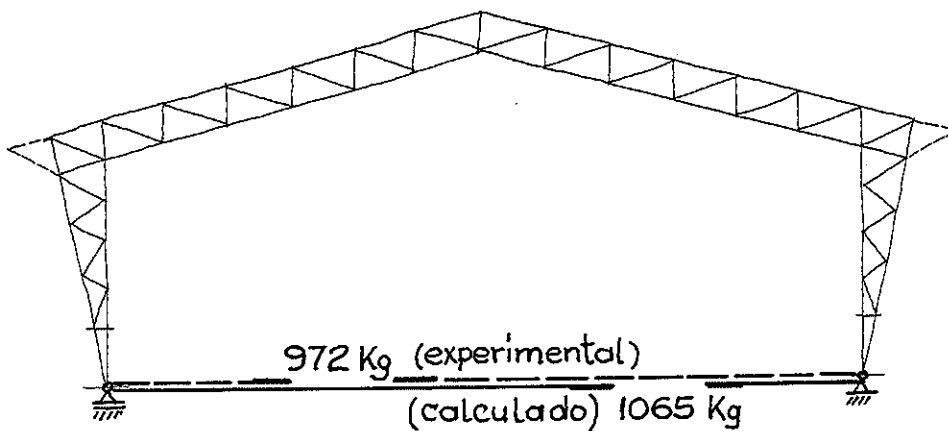


FIGURA 7-31 - Esforços no Tirante - Experimental e Calculado

7.8 - Conclusão

Os ensaios foram desenvolvidos quando o modelo experimental apresentava dificuldades de estabilidade nas barras e no conjunto, sendo introduzidas soluções previstas no dimensionamento da estrutura. Em seguida, quando o modelo apresentava sua forma adequada

de trabalho, foi novamente ensaiada e anotadas as observações que permitiram concluir o seguinte:

1)- A estrutura dentro do limite previsto de trabalho de uma a duas vezes e meia a carga de serviço, não apresentou grandes dificuldades, com excessão dos banzos superiores ligados ao n^o de cumeeira que possuíam carregamento dobrado durante os ensaios. Este detalhe sendo consequência da distribuição de carga, que teve caráter proposital, possibilitando verificar as opções aceitáveis do n^o de cumeeira, tais como, abertura para ventilação com elevação da cumeeira propriamente dita, ou cumeeira normal com lanternim (cumeeira elevada).

2)- As ligações e entalhes, não apresentaram dificuldades em nenhuma fase de ensaio, sendo até reduzido o número de parafusos do n^o 10, em virtude dos reforços adicionais, sem que esta redução tenha afetado a segurança do citado n^o.

3)- O uso de tirante na fundação ou mesmo na chapa de apoio do p^ortico, dará completa estabilidade ao conjunto.

4)- A distribuição aleatória do material permitiu verificar que, durante a construção em localidades de pouco recurso te^orico, a classificação do material poderá ser feita da maneira mais simples possível, sem comprometer a segurança de trabalho. E, em caso de construção por elementos especializados, uma classificação pouco mais rigorosa e o uso adequado do melhor material em posições mais solicitadas, aumentaria o coeficiente de segurança da estrutura.

5)- A variação entre as tensões calculadas e as tensões experimentais variam em média de 4,7%, valor este perfeitamente aceitável.

6)- O coeficiente de segurança da estrutura verificado de duas maneiras, demonstrou a resistência de 7,7 para carga acidental e 2,5 para carga de trabalho.

7)- A flecha atuante da estrutura quando solicitada a carga de serviço, foi verificada durante os ensaios inferior à flecha admissível.

8 - CONCLUSÕES FINAIS

A estrutura estudada, teve sua forma geométrica idealizada sob a influência predominante das condições climáticas da região amazônica.

Em ante projeto foram determinados valores e esforços principais aproximados que permitiram definir a forma adequada resultante dos estudos iniciais, assim como algumas recomendações de espaçamentos e distâncias.

Com um estudo das situações mais críticas de ação dos ventos, incluído em projeto, foram determinados todos os esforços da estrutura através do Método Gráfico do Cremona.

Verificado o comportamento de cada peça e conjunto de peças sob os diversos carregamentos, foi possível notar que todos os dados característicos da estrutura, determinados em ante projeto e calculados em projeto estavam dimensionados dentro dos limites de solicitação.

A construção da estrutura será dedicado um item no anexo, como orientação na montagem em função das dificuldades de composição das peças e arranjos ideais.

Para os ensaios experimentais foi feito estudo através das Leis de Semelhança e teoria da Análise Dimensional, sendo construído um modelo experimental reduzido na escala 1:3, obedecendo rigorosamente sua forma geométrica, tendo suas solicitações previstas pela teoria estudada.

Durante os ensaios experimentais, partindo da forma idealizada até a forma calculada, com todos os incrementos previstos, foi possível fazer uma avaliação pormenorizada das necessidades reais de trabalho, limite de resistência de cada peça ou conjunto de peças e eventuais deficiências de sustentação da estrutura, tendo alcançado limites de resistência até 2.5 vezes para cargas de trabalho e 7.7 vezes para carga acidental.

A veracidade das hipóteses admitidas e previstas foi comprovada pela pequena porcentagem de diferença entre os dados calculados e os dados experimentais anotados durante os ensaios.

A estrutura, objeto deste trabalho, possui uma forma original idealizada pelo autor, apresentando diversas opções arquitetônicas, para ventilação, posicionamento das paredes laterais, proteção de insolação crítica e chuvas normais através do beiral bastante alongado. A economia da construção é destacada pelo uso uniforme

de peças esbeltas, serradas e ligeiramente aplainadas (desengrosso) com dimensão constante, promovendo um consumo de 1,9 metros cúbicos por pórtico, além de facilitar as ligações nos nós e emendas.

Sua utilização, embora ampla, é recomendada para galpões industriais, depósitos, oficinas e armazéns a nível de fazenda, sendo esta a destinação principal considerada pelo autor.

143

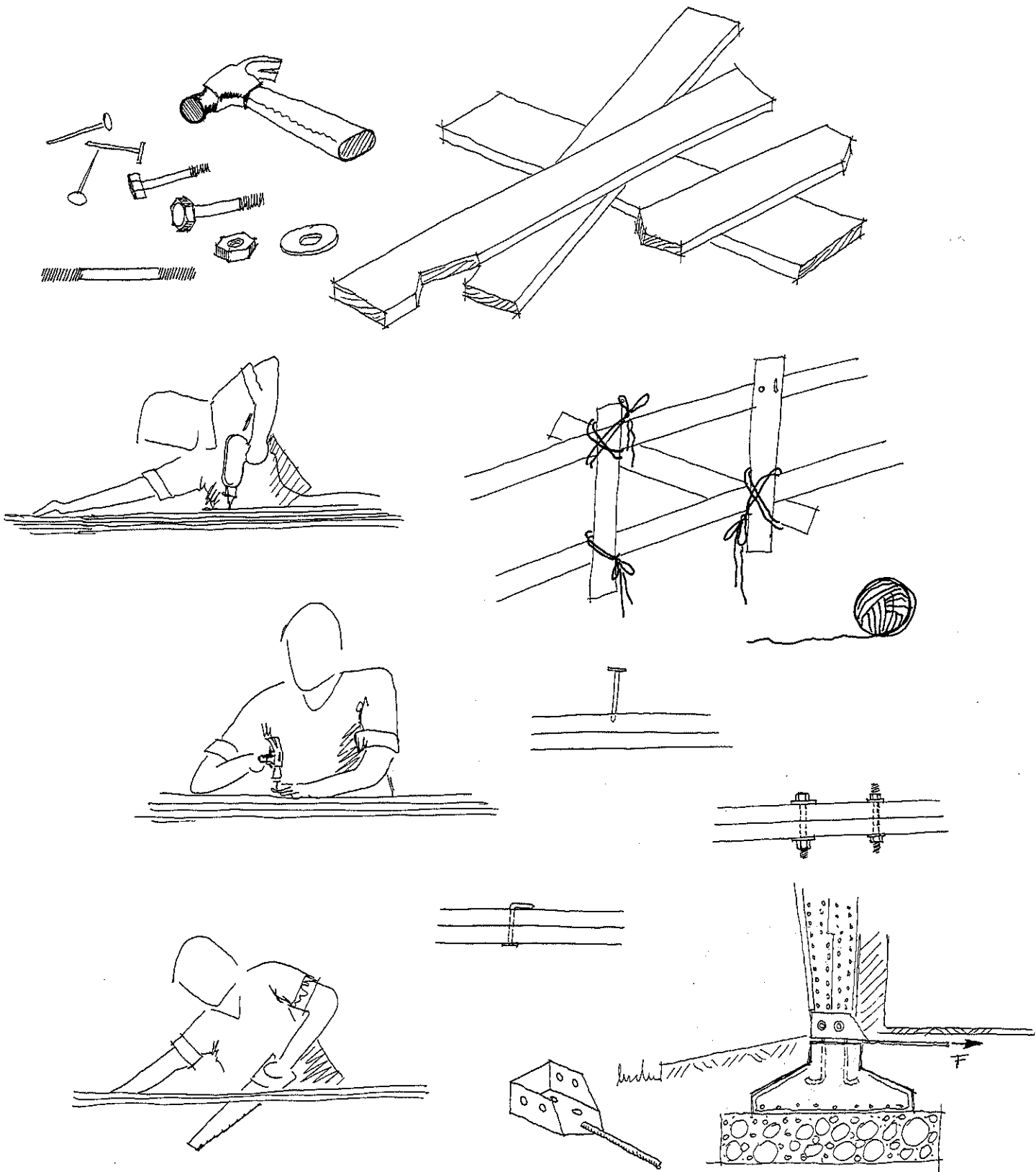
9 - BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de madeira (NB-11). Rio de Janeiro, 1951.
- CORDOVIL, F.A.B. & HELLMEISTER, J.C. - Pórtico plano de madeira: estudos técnico e experimental. São Carlos, EESC-USP, 1976. Tese (Mestre-Engenheiro).
- DRUYFUS, Jaques- Le confort dans L'Habitat en pays tropical. Paris, Eyrolles, 1960.
- GOLDENHORN, S.- Calculista de estructuras. 8.ed. Buenos Aires, 1956.
- HELLMEISTER, J. C.- Sobre a determinação das características físicas e mecânicas da madeira. São Carlos, EESC-USP, 1973. Tese (Doutor-Engenheiro).
- HEMPEL, G.- Freigespannte holzbinder. Karlsruhe, Bruderverlag, Berlim, 1959.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS- Madeiras nacionais: tabela de resultados de ensaios físicos e mecânicos. São Paulo, IPT, 1956.
- LAHR, F.A.R. & HELLMEISTER, J.C.- Arco treliçado de madeira. São Carlos, EESC-USP, 1978. Tese (Mestre-Engenheiro).
- LUCHESE, J. A. & STAMATO, M.C.- Ligações de peças de peroba rosa com parafusos de aço. São Carlos, EESC-USP, 1967. (Publicação, 147).
- POLLILO, A.- Dimensionamento de concreto armado. 1979.
- PREECE, B.W. & DAVIES, J.D.- Laws to similitude. In: Models for structural concret. London, C.R. Books, 1964. p. 21-32.
- ROCHA, A.M.- Curso de concreto armado. Rio de Janeiro, Científica, 1957. 2.v.
- ROCHA, A.M.- Hiperestática plana geral. Rio de Janeiro, Científica, 1957. 3.v.
- SCHIEL, F.- Resistência dos materiais. São Carlos, EESC-USP, 1970.
- STAMATO, M. C.- Deslocamentos em estruturas lineares. São Carlos, EESC-USP, 1970. (Publicação, 162).

- STARCK, R.N.S - Conforto - Ventilação - Insolação. Notas de aula, 1979.
- YÁZIGI, E.- Um urbanismo tropical para a Amazônia. C.J. ARQUITECTURA, Rio de Janeiro, 20: 60-104, 1978. Resumo de Tese de Doutorado defendida na Université de Paris III - Sorbonne. Nouvelle - "Étude préliminaires en vue d'un urbanisme tropical pour l'Amazonia Brésilienne, 1972. 302p.

10 - ANEXO

Neste capítulo estarão contidos vários assuntos de importância, como complemento às informações apresentadas no texto, tendo em vista oferecer melhores condições para o projeto e construção do pórtico treliçado de madeira.



10.1 - Leis de Semelhança

10.1.1 - Introdução

Para o ensaio de modelo sôbre qualquer estrutura, é necessário construir e carregar este modelo de acôrdo com algumas exigências definitivas, sendo também necessário converter os resultados alcançados em ensaio de modelo para poder prē-estabelecer o comportamento de uma estrutura no modelo real.

A partir daqui, serã referido sempre, modelo experimental ou modelo reduzido e protôtipo ou modelo real, com índices e e r , denominando as quantidades do modelo experimental e modelo real respectivamente. Aos fatores de escala α serão dados índices para identificar as quantidades particulares que estarão sendo relacionadas. Estes fatores de escala poderão ser obtidos através de leis de semelhança.

Uma das maneiras de se determinar as semelhanças é o estudo de análise dimensional que se aplica de maneira bastante geral para incluir qualquer fenômeno exigido, inclusive efeitos dinâmicos, que dependam do componente tempo.

10.1.2 - Análise Dimensional

O método de análise dimensional possibilita a solução parcial de um problema de maneira bastante rápida após a formulação de um conjunto de variáveis que gerem um problema. Uma solução completa para o problema, geralmente não é alcançada, sô acontecendo em alguns casos. Entretanto, este método facilita a obtenção das leis de semelhança para o comportamento estrutural em qualquer problema que envolve um considerável número de variáveis.

10.1.3 - Dimensões

As dimensões físicas de qualquer variável podem ser colocadas, sempre em termos de potências de certas dimensões independentes. Dimensões independentes e alternativas podem ser escolhidas desde que permita a expressão da variável na sua potência e que sejam verdadeiramente, ou seja, qualquer uma das dimensões não poderá

ser formada com as potencias de qualquer uma ou de todas as dimensões.

10.1.4 - Variáveis em comportamento estrutural

Uma análise dimensional pode ser executada em cada problema particular, afim de levar em consideração cada uma das variáveis que são consideráveis no efeito do problema. A formulação das variáveis que afetam o comportamento de qualquer estrutura, e a parte mais difícil no procedimento da análise dimensional.

10.1.5 - Exigências de semelhança

Cada expressão envolvida na análise dimensional é um produto adimensional e seu valor numérico não é alterado pela mudança nas unidades de medida, ou seja, considerando o estudo de suas estruturas, o modelo experimental e real. O modelo experimental deverá ser construído e carregado de tal maneira que os valores numéricos para cada produto adimensional no conjunto sejam iguais para ambas as estruturas, sendo revelado aí, as Leis de Semelhança Estrutural:

a)- As deformações específicas no modelo real e experimental devem ser iguais:

$$\epsilon_r = \epsilon_e$$

b)- O coeficiente de Poisson para o modelo real e experimental devem ser iguais:

$$\nu_r = \nu_e$$

c)- O modelo real e experimental devem ser geometricamente similares, isto é, o fator de escala para comprimento (α) deve ser o mesmo em todas as direções:

$$\frac{x_r}{L_r} = \frac{x_e}{L_e} \quad ; \quad \frac{y_r}{L_r} = \frac{y_e}{L_e} \quad ; \quad \frac{z_r}{L_r} = \frac{z_e}{L_e}$$

sendo:

$$L_r = \alpha_L \cdot L_e$$

d)- O fator de escala de deformação (ou translação) é igual ao fator de escala de comprimento:

$$\mu_r = \alpha_L \cdot \mu_e$$

e)- Os materiais para o modelo real e experimental podem ser diferentes, sendo que o módulo de elasticidade (E) será o gradiente da curva de tensão/deformação e as deformações no modelo experimental e real devem ser iguais. Isto leva à tensão vezes o fator de escala (β):

$$\frac{\sigma_r}{E_r} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma_r}{E_e} = \frac{\sigma_e}{E_r}$$

$$\sigma_r = \beta \cdot \sigma_e$$

$$E_r = \beta \cdot E_e$$

f)- A relação das forças no modelo experimental e real, dependem do fator de escala de comprimento (α_L) e do fator de escala de tensão (β):

$$E_r \cdot \frac{L_r^2}{P_r} = E_e \cdot \frac{L_e^2}{P_e}$$

$$\frac{P_r}{P_e} = \frac{E_r}{E_e} \cdot \frac{L_r^2}{L_e^2} = \beta \cdot \alpha_L^2$$

$$P_r = \beta \cdot \alpha_L^2 \cdot P_e$$

g)- Para força aplicada, é igual à condição anterior, com P_r e p_e substituindo E_r e E_e respectivamente, isto é, a relação da força aplicada entre modelo real e experimental é dado pelo fator de escala de tensão (β). Sendo natural que as dimensões do módulo de elasticidade serão idênticas às dimensões de força:

$$P_r \cdot \frac{L_r^2}{P_r} = P_e \cdot \frac{L_e^2}{P_e} \quad \therefore \quad P_r = \beta \cdot P_e$$

h)- A relação das densidades do material do modelo real e experimental é dada pelos valores do fator de escala para comprimento e tensão:

$$\gamma_r \cdot g \frac{L_r}{E_r} = \gamma_e \cdot g \frac{L_e}{E_e}$$

$$\frac{\gamma_r}{\gamma_e} = \frac{L_e}{L_r} \cdot \frac{E_r}{E_e} \quad \gamma_r = \frac{1}{\alpha_L} \beta \cdot \gamma_e$$

Além das condições de semelhança especificadas, existem também as exigências que dizem respeito à igualdade das relações que determinam as dimensões e a linha de ação das forças aplicadas. Essas condições, garantem que existe semelhança de força (carga) entre modelo real e experimental.

10.1.6 - Alternativas

As leis de Semelhança podem ser alcançadas por Análise Dimensional ou pelas leis da Mecânica Estrutural.

Como segunda alternativa, algumas condições de semelhança serão obtidas a seguir:

10.1.6.1 - Fator da escala de comprimento

A condição necessária para garantir a semelhança completa de comportamento do modelo real e experimental é que o modelo experimental tenha sido construído geometricamente similar, garantindo assim que as formas do modelo real e experimental são idênticas. Os pontos localizados em posições idênticas no modelo real e experimental são denominados de pontos homólogos e qualquer número de pontos homólogos em partes homólogas.

A escala de comprimento α_L governará a diferença em tamanho das peças homólogas, ou seja, $L_r = \alpha_L \cdot L_e$. Da mesma maneira, a relação das áreas e dos volumes das seções correspondentes do modelo real e experimental são determinadas pelas forças do fator de escala do comprimento.

$$A_r = \alpha_L^2 \cdot A_e \quad V_r = \alpha_L^3 \cdot V_e$$

Essas condições, são as condições obtidas pela análise dimensional, sendo que, as deformações são simplesmente deslocamentos devendo ser determinado pelo fator de escala do comprimento (α_L).

$$\mu_r = \alpha_L \cdot \mu_e$$

10.1.6.2 - Fator de escala de deformação

Se o fator de escala de deformação é α_ϵ , as deformações no modelo real e experimental são relacionadas pelo:

$$\epsilon_r = \alpha_\epsilon \cdot \epsilon_e$$

Sendo que, em um curto comprimento do modelo real e experimental, a deformação μ poderá ser conseguida, desta forma:

$$\mu_r = \epsilon_r \cdot L_r \quad \text{ou} \quad \epsilon_r = \frac{\mu_r}{L_r} \quad \epsilon_r = \frac{\Delta l_r}{l_r}$$

e simultaneamente:

$$\epsilon_r = \frac{\mu_e}{L_e}$$

em consequência:

$$\frac{\mu_p}{L_r} = \alpha_\epsilon \frac{\mu_e}{L_e} \quad \text{ou} \quad \alpha_\epsilon = \frac{L_e}{L_r} \cdot \frac{\mu_r}{\mu_e} = \frac{1}{\alpha_L} \cdot \frac{\sigma_L}{1} = 1$$

isto é, o fator de escala para deformação deve ser a unidade.

Pela análise dimensional, podemos afirmar, que a deformação específica (ϵ) sendo um valor dimensional, deverá ter o mesmo valor numérico tanto para o modelo real e experimental, dando resultados idênticos.

Igualmente, raciocínio semelhante poderá ser aplicado a qualquer quantidade adimensional ou não dimensional, tais como o coeficiente de Poisson e rotações.

10.1.6.3 - Fator de escala de tensão

Sendo o fator de escala de tensão β , a relação entre tensões do modelo real e experimental será $\sigma_r = \beta \cdot \sigma_e$.

Quando se considera as dimensões do fator de escala para deformação, usa-se algumas quantidades do modelo real e experimental que poderam ser obtidas daquele fator e mais independentemente, do fator de escala para comprimento. Semelhantemente não pode ser usado para o fator da escala de tensão, sendo que não ocorre quantidades comuns.

O fator de escala de tensão (β) pode assumir qualquer valor. Considera-se várias quantidades que podem ser obtidas usando dois fatores de escala independentes, β e α_L :

a)- Força: Força = tensão x área

$$P_r = \sigma_r \cdot A_r$$

$$P_r = \beta \sigma_e \cdot \alpha_L^2 A_e$$

$$P_e = \sigma_e \cdot A_e \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_e} = \beta \cdot \alpha_L^2$$

b)- Momento: Momento = força x distância

$$M_r = P_r \cdot L_r$$

$$M_r = \beta \sigma_e \alpha_L^2 A_e \cdot \alpha_L \cdot L_e$$

$$M_e = P_e \cdot L_e$$

$$M_e = \sigma_e \cdot A_e \cdot L_e \quad \therefore \quad \frac{M_r}{M_e} = \beta \cdot \alpha_L^3$$

c)- Pressão: Pressão = força ÷ área (que tem dimensão de tensão).

$$\therefore \quad \frac{P_r}{P_e} = \beta$$

d)- Carregamento linear: Carregamento linear = Força/Comprimento.

$$w_r = P_r \div L_r = \frac{\beta \sigma_e \cdot \alpha_L^2 A_e}{\alpha_L L_e}$$

$$w_r = \beta \cdot \alpha_L \sigma_e \frac{A_e}{L_e}$$

$$w_e = P_e \div A_e = \sigma_e \cdot \frac{A_e}{L_e} \rightarrow \beta \cdot \alpha_L \rightarrow w_e = \beta \cdot \alpha_L$$

e) Densidade: Densidade = peso/Volume

$$\gamma_r = \frac{P_r}{V_r} = \frac{\beta \cdot \sigma_e \cdot \alpha_L^2 \cdot A_e}{\alpha_L^3 \cdot V_e}$$

$$\gamma_e = \frac{P_e}{V_e} = \frac{\sigma_e \cdot A_e}{V_e}$$

$$\therefore \frac{\gamma_r}{\gamma_e} = \frac{\beta}{\alpha_L}$$

10.1.7 - Conclusão

Deste modo, qualquer quantidade exigida no modelo experimental pode ser relacionada para a quantidade correspondente no modelo real.

Pela análise dimensional, é possível determinar que qualquer variável incluída no início, poderá dar um acesso mais abrangente, tornando possível a comparação do comportamento dinâmico e afeitos de concordâncias.

10.2 - Ensaio Realizados

Dada a necessidade de se conhecer o módulo de elasticidade (E) das barras que compõem a estrutura em estudo, foram realizados ensaios à flexão, não destrutivos em todas as peças de madeira que seriam utilizadas na montagem da estrutura.

Embora, para o cálculo estrutural e dimensionamento do projeto tenha sido usado o módulo de elasticidade médio característico da espécie, cada peça de madeira pode apresentar módulo de elasticidade significativamente diferente.

Para estabelecer o módulo de elasticidade real de cada peça, foram realizados ensaios não destrutivos à flexão estática.

10.2.1 - Ensaio à flexão

O MB-26 item 11, recomenda que para ensaios de flexão estática, seja aplicado o carregamento na razão de 100 kg/cm² por minuto, para possibilitar a efetiva comparação de resultados. O E para cada peça foi obtido através da fórmula da equação.

$$E = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot f \cdot J}$$

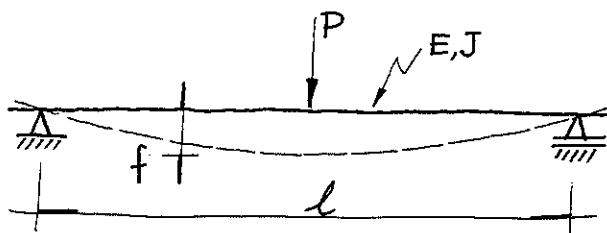


FIGURA 10.2-1 - Ensaio à Flexão Estática

Dada a variação dos comprimentos das peças, as mesmas foram divididas em grupos de peças sendo ensaiadas com aplicação da carga em tempo diferentes (duração da carga).

TABELA 10.2-1 - Duração da Carga

l (cm)	σ (kg/cm ²)	Tempo (seg)
44	19,12	12
60	26,07	16
70	30,42	18
100	43,45	26
140	60,83	37

10.2.2 - Material ensaiado

O material ensaiado, é composto de peças de 0,83 x 5,00 cm, em vários comprimentos, para construção do modelo experimental. Estas peças após o desdobraimento, foram deixadas ao ar livre, no período de aproximadamente 20 dias, para que houvesse um certo equilíbrio no teor de umidade entre as peças desdobradas. Em seguida, foram realizados ensaios não destrutivos à flexão estática, e identificado o módulo de elasticidade de cada peça. A identificação facilitará a utilização das peças em localização conveniente, escolhida pelo autor na construção do modelo experimental.

As peças identificadas poderão ser utilizadas, para distribuição aleatória das peças na construção do modelo, e em seguida calculado o módulo de elasticidade médio de cada barra através do módulo das peças que a compõe. Ou, obedecendo o critério de distribuição racional, onde peças em grupo de peças (barras) com maior módulo de elasticidade, utilizadas em localizações mais solicitadas (maiores esforços) e vice versa, acarretando um considerável aumento no coeficiente de segurança da estrutura.

TABELA 10.2-2 - Módulo de Elasticidade Médio das barras e Emendas do Módulo Experimental

	BARRA	Em (kg/cm ²)		BARRA	Em (kg/cm ²)
bs	11 - 12	129473	mv	13 - 14	185707
	12 - 14	129473		15 - 16	225014
	14 - 16*	139225		17 - 18	182016
	16 - 18	149577		19 - 20	174598
	18 - 20*	160171		20 - 22	170261
	20 - 22	170765		23 - 24	206701
	22 - 24	170765		25 - 26	198480
	24 - 25	134542		27 - 28	161339
	25 - 27	134542		29 - 30	195560
	27 - 29*	150079		31 - 32	162262
29 - 31	165616	33 - 34	191606		
31 - 33*	165921				
33 - 35	166227				
35 - 37	166227				
b1	9 - 10	172324	cep	1 - 3*	159660
	10 - 13	172324		3 - 5	159632
	13 - 15*	165861		5 - 7	159605
	15 - 17	159398		7 - 8	169805
	17 - 19*	161552		9 - 11	159605
	19 - 21	163706		37 - 38	169314
	21 - 23	163706		38 - 40	168314
	23 - 26	164455		40 - 42	168314
	26 - 28	164455		42 - 44*	167126
	28 - 30*	167372		44 - 46	165938
dv	12 - 13	157431	csp	1 - 2	132987
	14 - 15	147104		2 - 4	132867
	16 - 17	177365		4 - 6	132967
	18 - 19	138562		6 - 8	132967
	20 - 21	184161		8 - 10*	150661
	22 - 23	187818		10 - 12	160355
	23 - 25	213459		35 - 36	180355
	26 - 27	188014		36 - 39*	160024
	28 - 29	110706		39 - 41	139693
	30 - 31	138231		41 - 43	139693
32 - 33	205743	43 - 45	139693		
34 - 35	181465	45 - 46	139693		
dpv	10 - 11	162472	dp	3 - 4	154561
	36 - 37	180002		5 - 6	151720
* Módulo de Elasticidade Médio das Peças de Emenda das Barras.			mp	7 - 8	166779
				39 - 40	186170
				41 - 42	127213
				43 - 41	124565
				2 - 3	-----
				4 - 5	167468
				6 - 7	164540
				8 - 9	152014
		38 - 39	166986		
		40 - 41	165091		
		42 - 43	173241		
		44 - 45	-----		

Foram ensaiadas também, 4 peças de madeira com 0,83 x 5,00 cm, pelo mesmo método, sendo determinado o módulo de elasticidade de cada peça, conforme tabela 10.2-3.

TABELA 10.2-3 - Módulos de Elasticidade da Terça

Peça	Dimensões cm x cm	E (kg/cm ²)
1	0,83 x 5,00	135.436
2	0,83 x 5,00	181.116
3	0,83 x 5,00	136.340
4	0,83 x 5,00	127.918

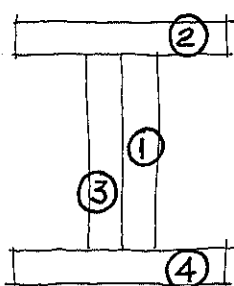
10.2.3 - Ensaio da terça

Para melhor identificar o comportamento da terça, foi construída uma terça em modelo reduzido na escala 1:3, composta de 4 peças de 0,83 x 5,0 cm, pregadas, com espaçamento de 10 em 10 cm. O diâmetro (1,1 mm) e o comprimento (26 mm) dos pregos também reduzidos na mesma proporção. A forma geométrica, espaçamento entre apoios (167 cm) e carregamento distribuído ($q = 0,311$ kg/cm) todos equivalentes na escala desejada (1:3).

As quatro peças foram ensaiadas à flexão simples e através da equação da flecha, determinado o módulo de elasticidade de cada uma, pela fórmula:

$$f = \frac{P \ell^4}{48 EJ} ; \text{ ou } E = \frac{P \ell}{48 f \cdot J}$$

Os módulos são:



- 1) 135,436 kg/cm² 2) 181,116 kg/cm²
 3) 136,340 kg/cm² 4) 127,918 kg/cm²

sendo o módulo de elasticidade usado, o de norma 94.100 kg/cm².

FIGURA 10.2-2 - Seção da Terça

As peças de maior módulo foram colocadas onde seriam mais solicitadas, ou seja, na mesa superior, mesa inferior, alma, conforme a figura.

A carga concentrada de 17 kg nos daria uma carga distri -

buída de 0,106 kg/cm e uma flecha igual a 0,13 cm, menor que a admissível (0,477 cm).

Em seis tentativas, com carga de 17 kg concentrada para 0,106 kg/cm distribuída, foi obtida flecha de 0,105 cm, menor que a admissível de 0,477 cm. Com a redução do momento de inércia em 70% ($88,3 \times 0,7 = 61,81 \text{ cm}^4$), obteve-se ainda uma flecha atuante calculada de 0,18 cm também menor que a admissível.

A carga de ruptura foi de 440 kg, concentrada, para 2,75 kg/cm distribuída, estando perfeitamente compatível.

10.3 - Construção

A natureza do material madeira oferece particularidades na execução da estrutura, as quais de acordo com a espécie utilizada podem variar bastante.

O pórtico em estudo foi idealizado e projetado para ser executado em tábuas ligeiramente aplainadas de Peroba Rosa, pregadas ou parafusadas.

A escolha da peroba foi propositada tendo em vista que a utilização principal do pórtico seria na composição de um armazém a nível de fazenda para a região amazônica, onde há disponibilidade de diversas espécies comerciais com características físicas inferiores e características mecânicas superiores aos valores da espécie admitida em projeto, pelo boletim nº 31 do IPT - tabela de resultados de ensaios físicos e mecânicos, madeiras nacionais, tem-se para a Peroba Rosa os seguintes dados:

- Peso específico aparente (15% umidade) = $0,92 \text{ g/cm}^2$
- Limite de resistência à compressão (madeira verde) = 425 kg/cm^2 .
- Módulo de elasticidade à flexão estática = 94.100 kg/cm^2

Além de madeiras ensaiadas e divulgadas pelos Boletins do IPT - São Paulo, é divulgado pelo CREA da 20ª Região uma tabela fornecida pelo Centro Tecnológico Madeireiro de Santarém, Estado do Pará, que estudou algumas madeiras para caracterização e utilização

TABELA 10.3-1 - Características Mecânicas de Algumas Madeiras da Amazônia

NOMENCLATURA Nome Vulgar	Peso Específico Aparente Umíd. 15%	Limite de Resistência à Compressão		Módulo de Elasticidade - Flexão Estática kg/cm ²
		Mad. Verde	Umíd. 15%	
Cupiúba	0,61	492	669	130.700
Tatajuba	0,60	574	674	115.000
Sucupira Preta	0,77	566	665	114.000
Itaúba	0,95	594	685	150.800
Massaranduba	0,89	591	641	120.000
Piquiá	0,93	563	682	143.900
Jatobá	0,95	700	850	150.000
Louro Jamele	0,72	363	505	102.300
Louro Inhamuf	0,66	359	539	108.700
Pau Amarelo	0,68	418	711	94.000
Jacaraúba	0,62	326	495	94.600

As ligações nos nós já foram verificadas em itens anteriores, sendo sempre recomendada sua execução, a de projeto ou mais semelhante possível. As dimensões das tábua foram escolhidas de acordo com bitola comercial, com emendas previstas de acordo com a estimativa de resistência das seções.

No caso da coluna interna do pilar serão necessárias tábuas de 5,50 metros de comprimento, mas ainda dentro do padrão comercial.

O pórtico terá como seções para os banzos, superior e inferior 3 peças de 2,5 x 15 cm, as colunas interna e externa terão 4 peças de 2,5 x 15 cm. Em algumas barras da coluna serão adicionadas peças de dimensões iguais no espaço entre as peças tornando-se mais resistentes.

Em algumas barras do banzo inferior próximos da emenda com a coluna, na coluna interna, próximo da viga e no apoio, deve haver enchimento.

Na diagonal viga/pilar (d_{vp}), dado o elevado esforço atuante ao invés de peças múltiplas é recomendado o uso de uma peça maciça de 17,5 x 15 cm, sendo reforçada por 2 peças externas de 2,5 x 15 cm.

10.3.1 - Escolha da seção transversal das tábuas

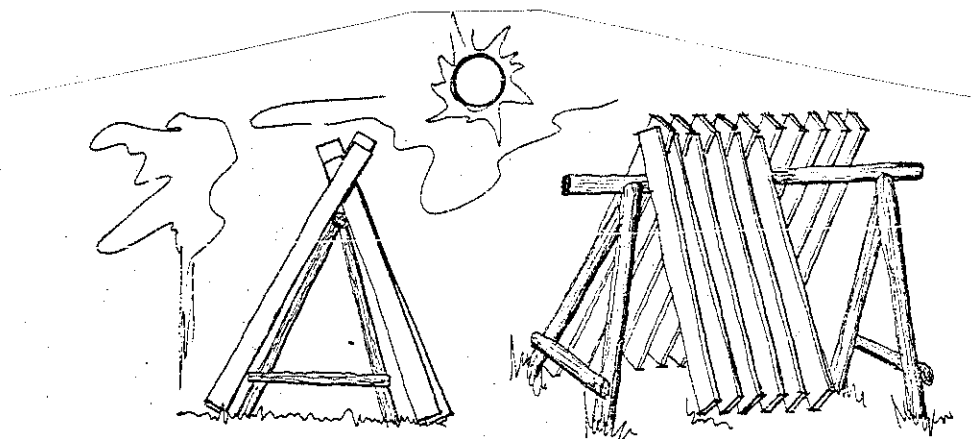
As dimensões comerciais de tábuas mais comuns são: 2,5 cm de espessura por 20 e 30 cm de largura, encontrando sempre em mercado o que se chama de sarrafos com dimensões transversais 2 x 10, 3 x 13, 3 x 16 e 2,5 x 15 cm.

A opção feita pelo autor, se prende ao fato de que em localidades interioranas é mais comum o uso de máquinas no desdobre das tábuas, que são disponíveis em maior quantidade.

Além disso é requerido menor intervalo de tempo para secagem ao ar livre.

É comum a maneira simples de secagem de tábuas em exposição ao ar livre.

FIGURA 10.3-2
Secagem ao ar
Livre



10.3.2 - Opções da forma estrutural

A utilização da estrutura calculada para os fins propostos no ítem 1.5, capítulo 1, será possível através do prolongamento de algumas barras de geometria propícia que facilitem beirais e ou cumeeiras adequadas, partindo da forma estrutural calculada.

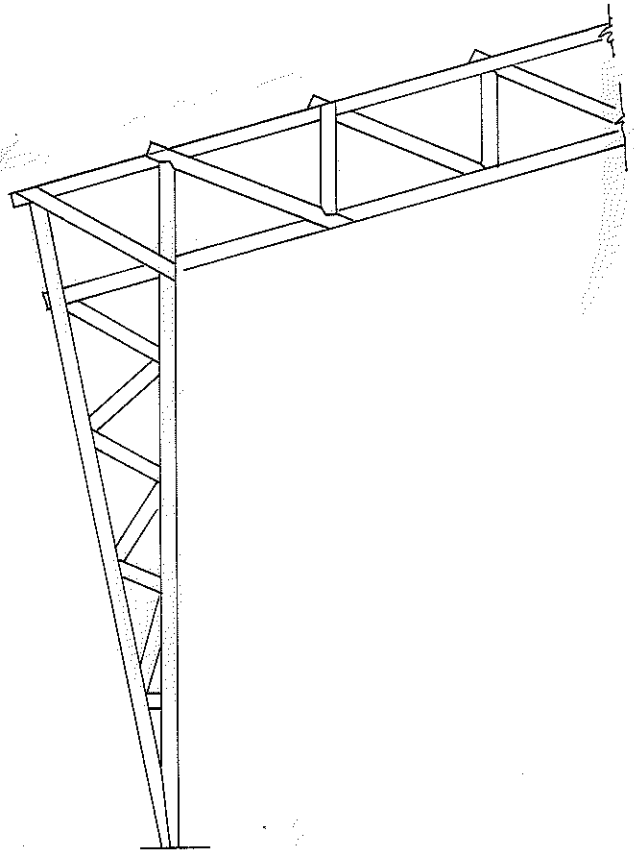


FIGURA 10.3-3 - Forma Original
Calculada

10.3.2.1 - Beiral

Partindo da forma estrutural projetada (fig. 10.3.2) tem-se as seguintes opções de beiral:

a)- Beiral de 1,35 metros, com abertura sem proteção.

É executado com cobertura e vedação lateral na forma estrutural calculada.

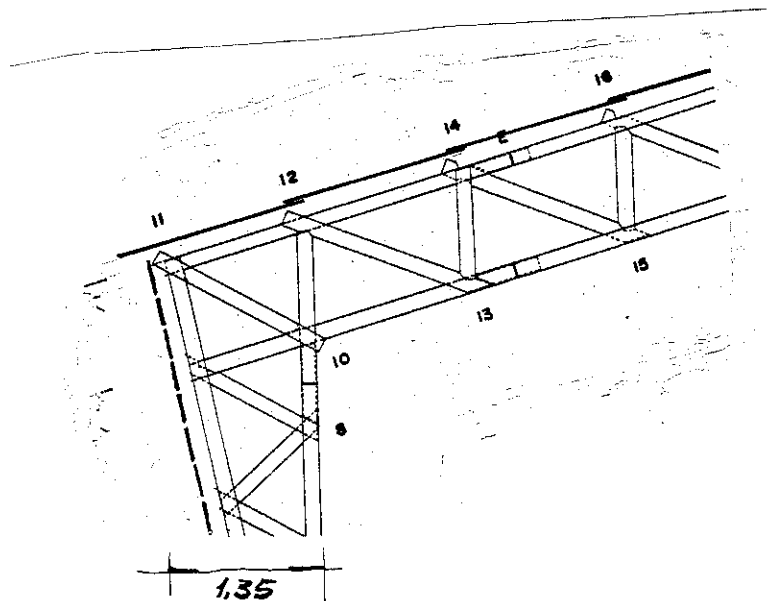


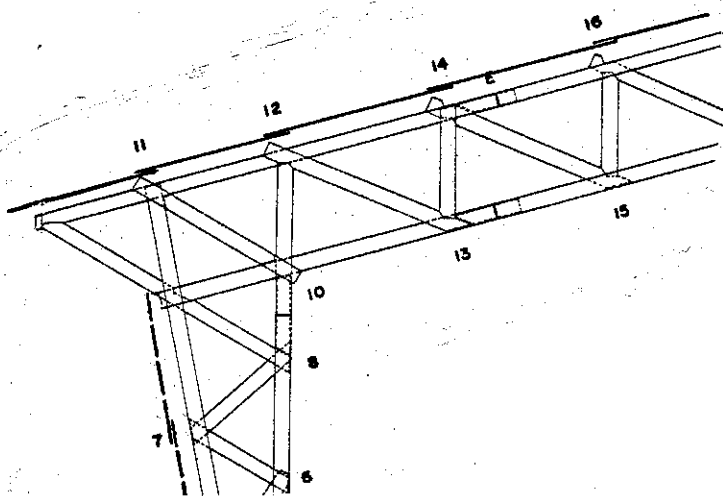
FIGURA 10.3-4 - Beiral com
1,35 m

b)- Beiral de 2,5 metros com abertura protegida

É executado através do prolongamento do banzo superior da viga e do montante do pilar.

Este beiral permite o uso de telhas translúcidas na vedação lateral sem sol incidindo diretamente, para latitudes de até $26,5^{\circ}$, e abertura telada na parte inclinada que proporciona boa ventilação superior.

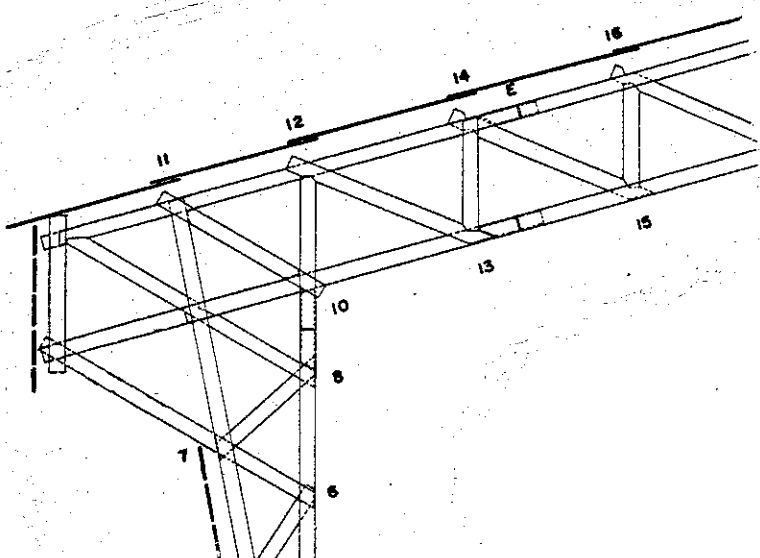
FIGURA 10.3-5 - Beiral com Abertura Direta



c)- Beiral de 2,50m com abertura indireta protegida

É executado através do prolongamento dos banzos superior e inferior, de duas diagonais do pilar e a adição de um montante para manter a rigidez do conjunto.

FIGURA 10.3-6 - Beiral com 2,50 m, com Abertura Indireta



Este beiral além de permitir o uso de telhas translúcidas em toda a vedação lateral permite uma maior abertura para ventilação e é aceitável até a latitude de $\pm 33^{\circ}$.

10.3.2.2 - Cumeeira

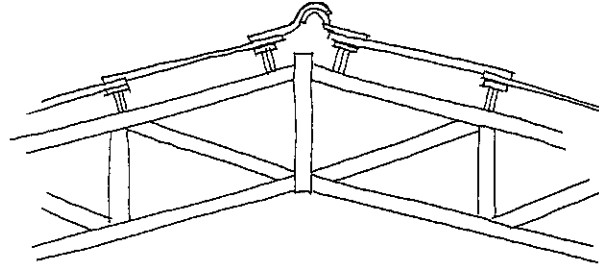
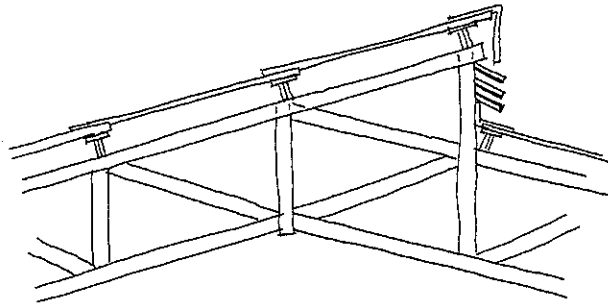


FIGURA 10.3.7 - Cumeeira Simples

Partindo da forma estrutural calculada conforme figura (acima), tem-se as seguintes opções de cumeeira:

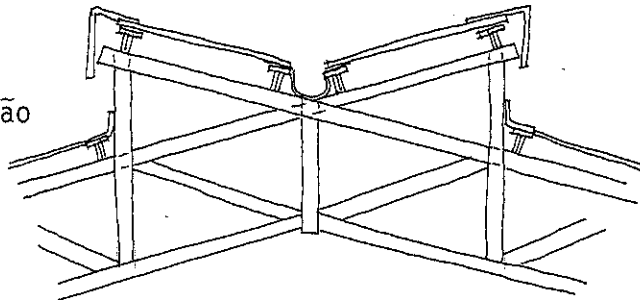
a)- Sheed (ã direita ou esquerda)

FIGURA 10.3-8 - Cumeeira em Sheed com Ventilação



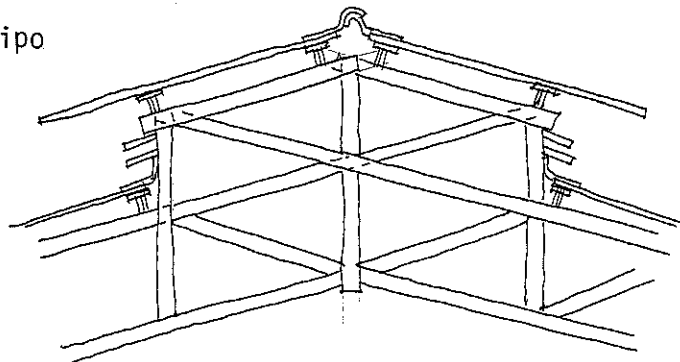
b)- Sheed duplo

FIGURA 10.3-9 - Cumeeira Tipo Sheed Duplo com Ventilação



c)- Lanternim

FIGURA 10.3-10 - Cumeeira Tipo Lanternim Estrutural com Ventilação



10.3.4 - Gabarito

O primeira passo para a construção do pōrtico ē o desenho de um gabarito em tamanho real, com āngulos e dimensōes exatas. O desenho poderā ser iniciado partindo de um ponto escolhido como o cēntro do conjunto, visualizando as larguras e alturas que serāo em pregadas.

Com o ponto central fixado e de posse de um compasso po - de-se iniciar a marcaçāo dos pontos bāsicōs do gabarito.

Nāo possuindo compasso pode-se utilizar uma ripa com 2 pregos fixos (fig.10.3.11), para definir as perpendiculares em āngulos retos.

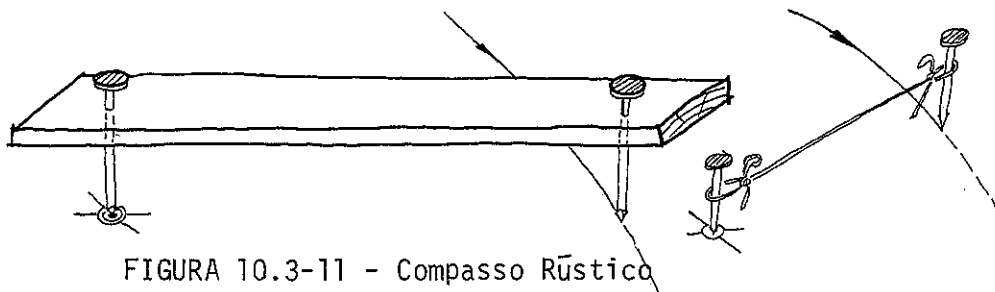


FIGURA 10.3-11 - Compasso Rústico

A sequēncia dos desenhos orienta a confecçāo do gabarito, o qual deverā ser usado em solo uniformizado ou cimentado liso.

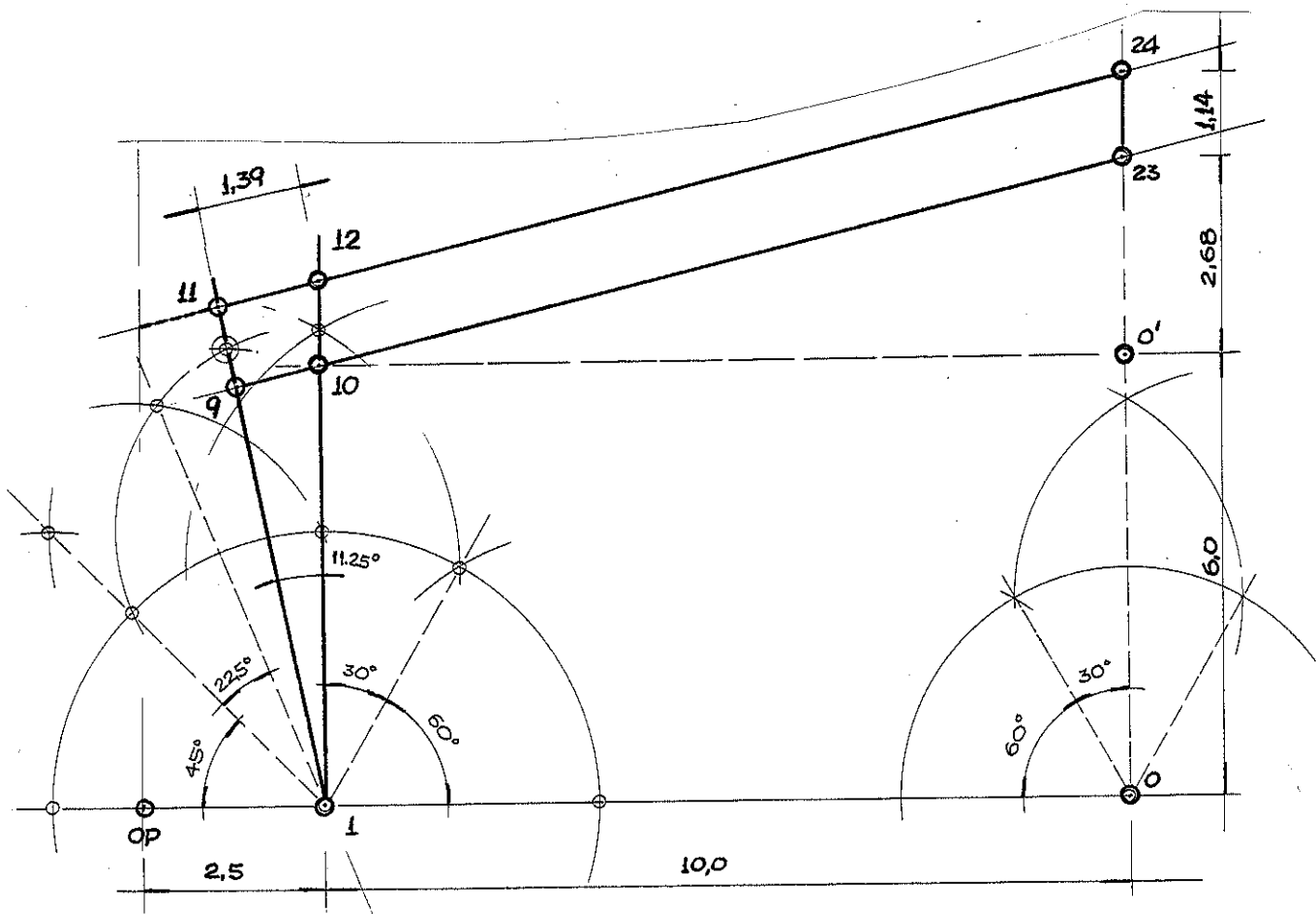


FIGURA 10.3-12 - Determinação da Força Geométrica

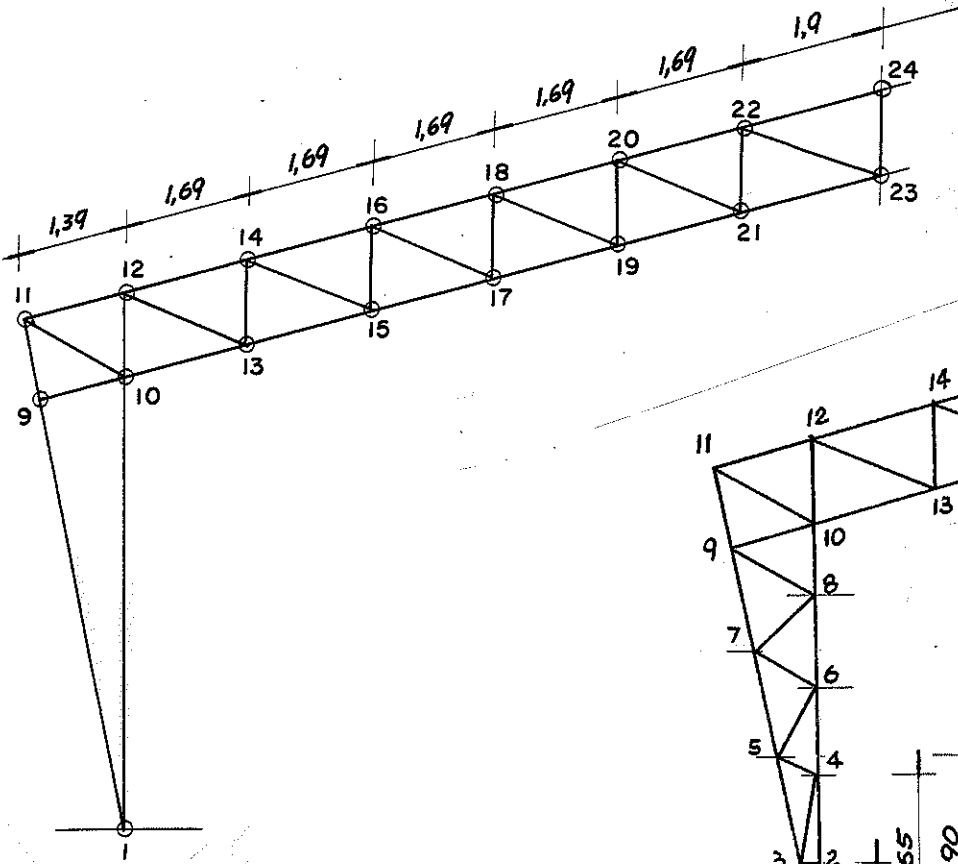


FIGURA 10.3.13 - Dimensões da Viga

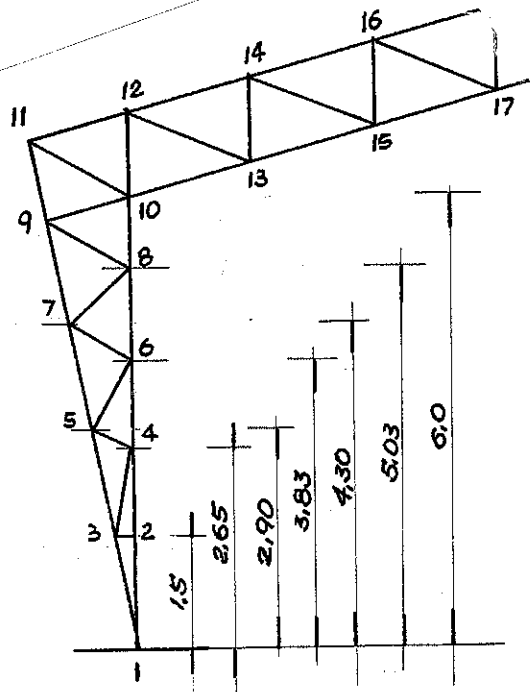


FIGURA 10.3.14 - Dimensões do Pilar

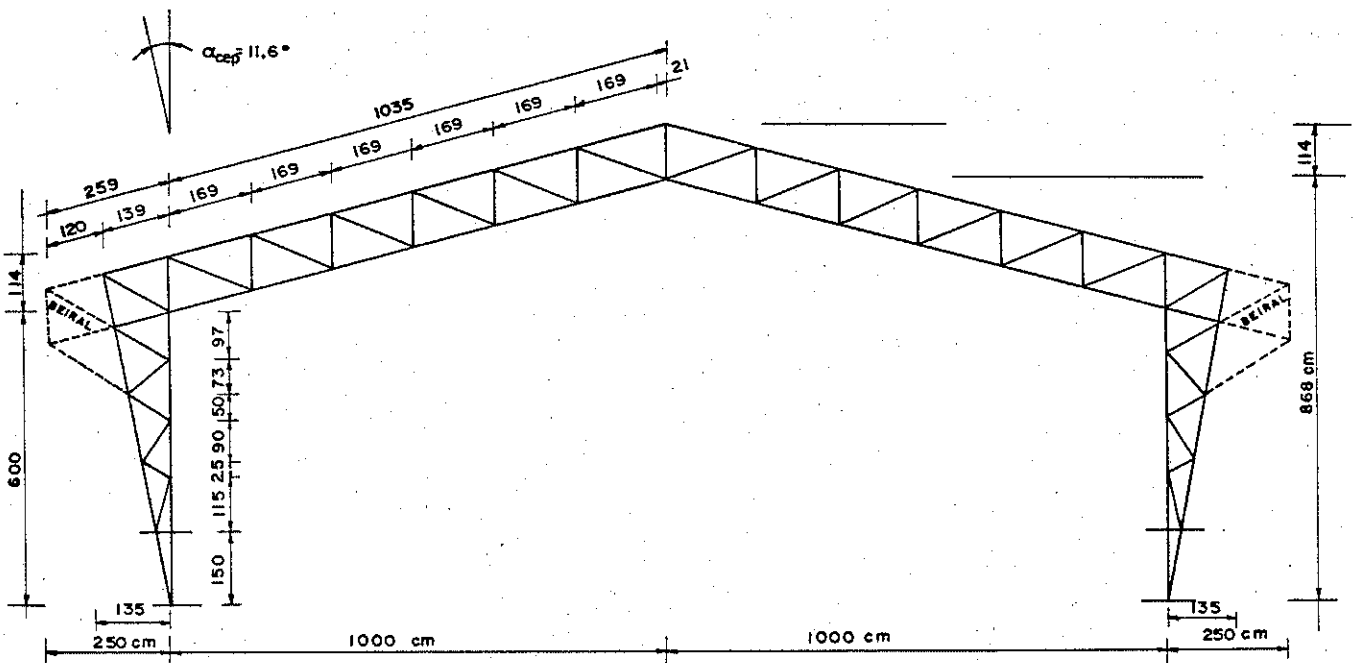


FIGURA 10.3.15 - Dimensões Totais do Pórtico

10.3.5 - Corte das peças

As peças recomendadas para corte inicial deverão ser os montantes da viga, seguidos das diagonais que devem ter encaixes adequados com os montantes, deixando uma sobra para encaixe da terça.

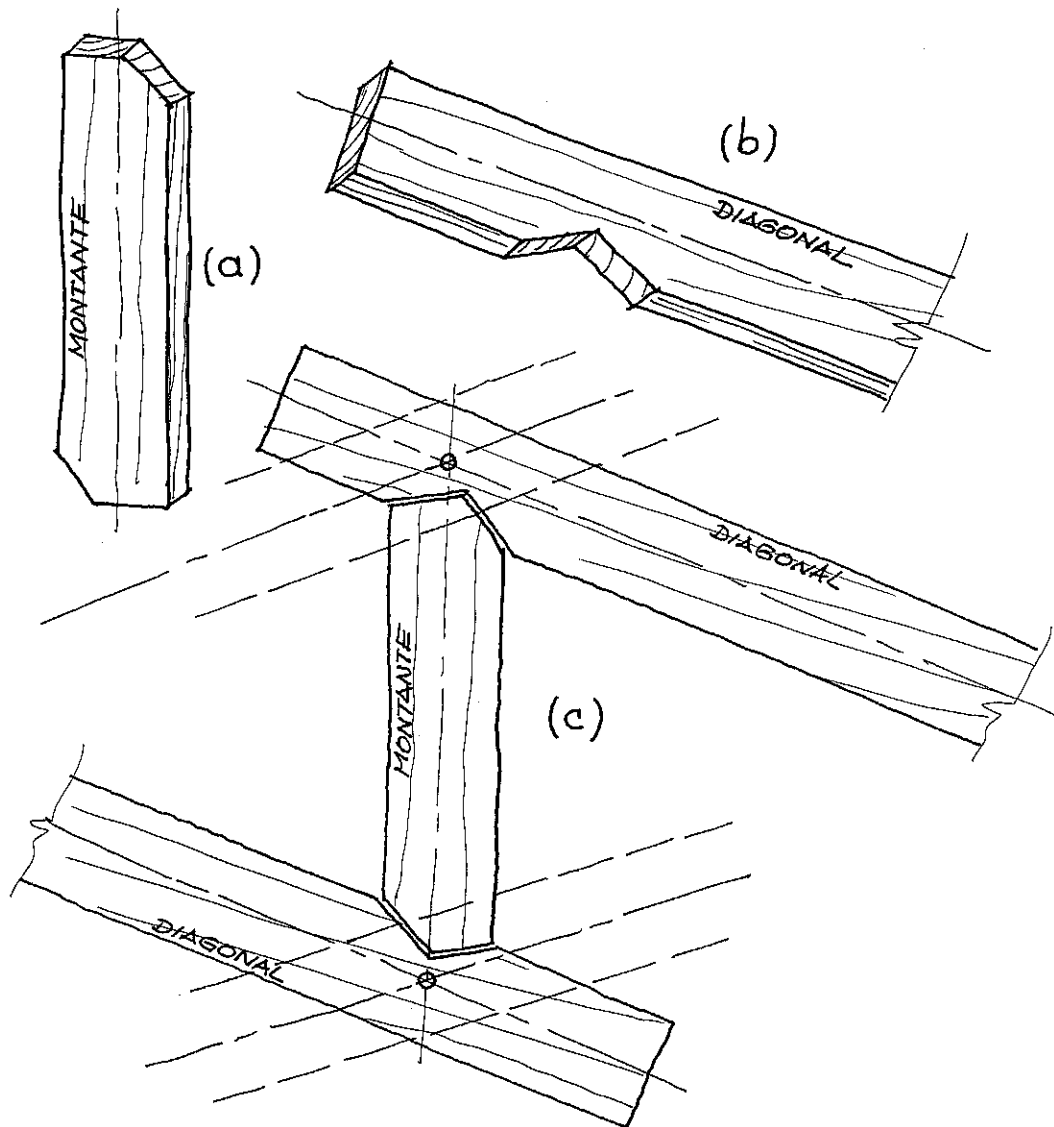


FIGURA 10.3-16 - Corte das Peças do Pórtico

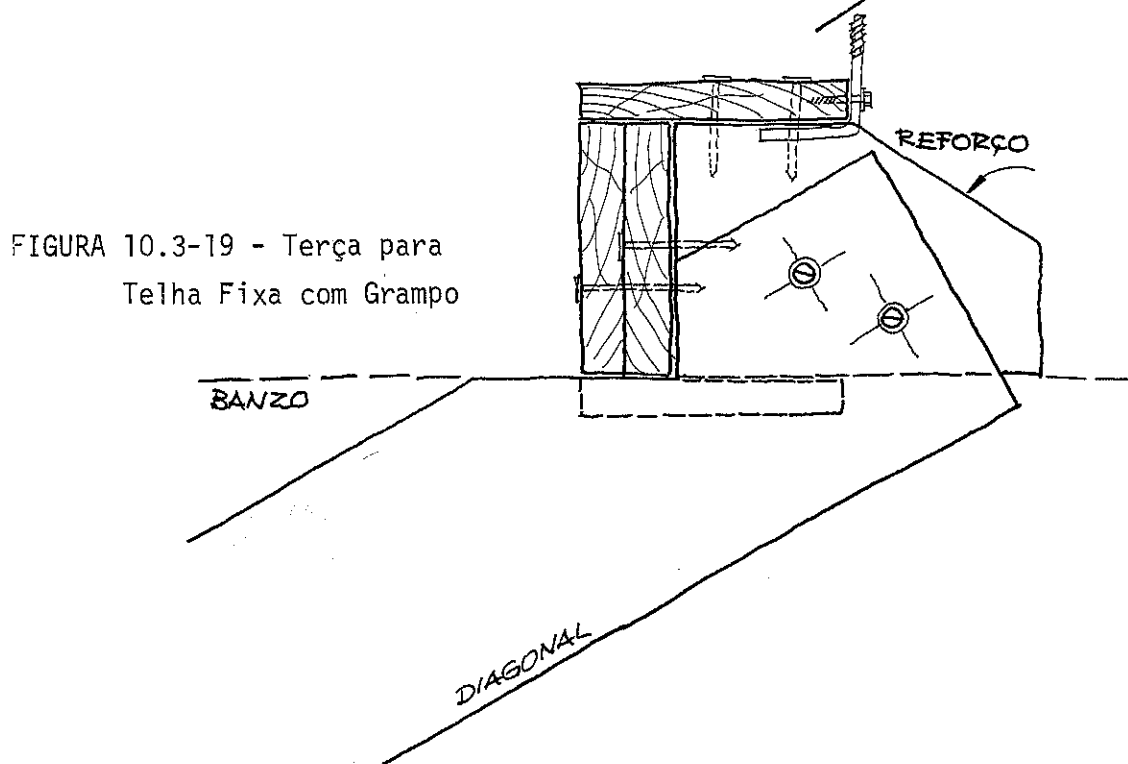
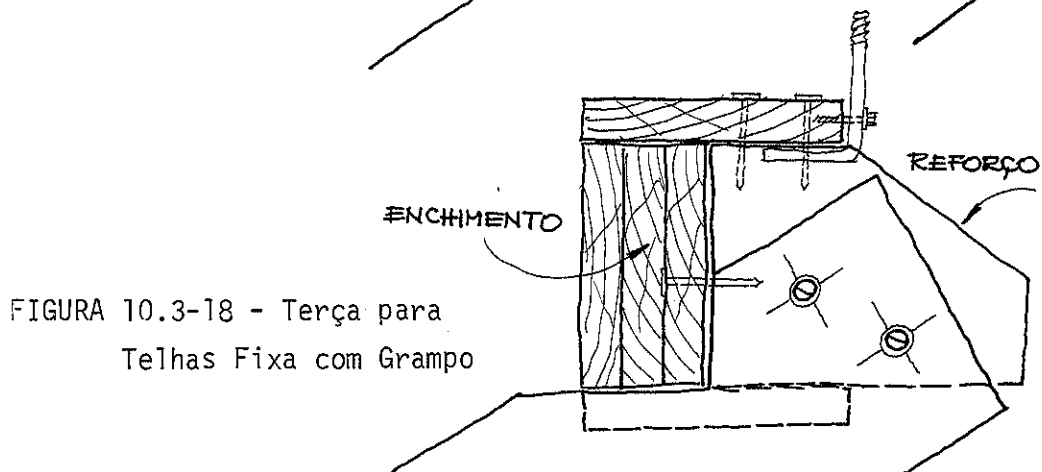
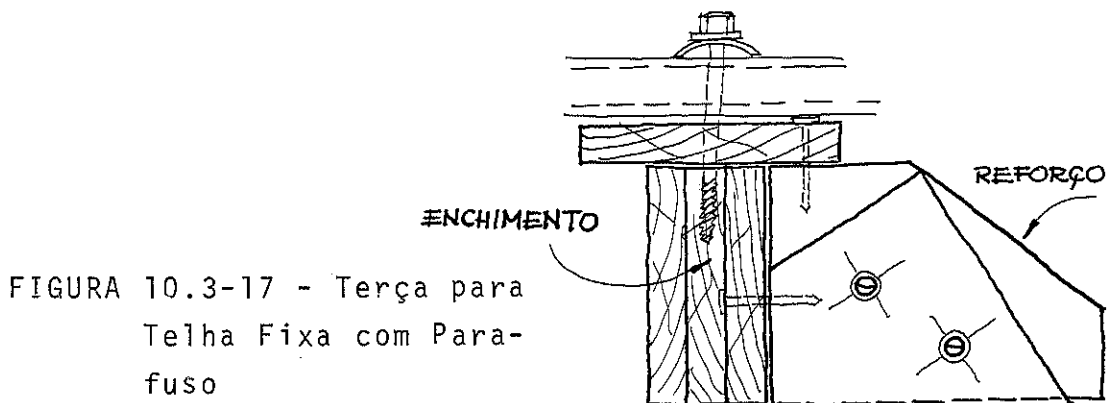
É recomendada cortar uma única peça para conferência com o gabarito.

Ao cortar uma peça de um lado do pórtico, é conveniente cortar igualmente para a outra metade. Em caso de vários pórticos, cortar iguais todas as peças para cada posição.

O encaixe da terça será executado depois de montado o pórtico totalmente.

10 3.6 - Encaixe das terças

As terças terão apoio em peças que facilitarão uma ligação com as diagonais da viga ou pilar.



10.4 - Materiais

10.4.1 - Madeira

O cálculo do consumo de madeira é feito pelas dimensões de cada peça que compõe o pórtico.

TABELA 10.4-1 - Seção, Comprimento e Volume das Peças do Pórtico

BARRA	QUANT	SEÇÃO (m x m)	COMPR. (m)	VOLUME m ³
Banzo superior.....	6	0,025x0,15	14,00	0,315
Banzo inferior.....	6	0,025x0,15	12,00	0,270
Coluna interna do pilar	8	0,025x0,15	7,50	0,225
Coluna externa do pilar	8	0,025x0,15	7,50	0,225
Diagonal viga/pilar...	4	0,025x0,15	2,00	0,030
Diagonal viga/pilar...	2	0,175x0,15	1,50	0,039
Diagonal do pilar.....	4	0,025x0,15	5,90	0,089
Montante do pilar.....	2	0,025x0,15	4,60	0,035
Montante da viga.....	24	0,025x0,15	1,20	0,108
Montante da viga.....	2	0,025x0,15	1,50	0,012
Diagonal da viga.....	28	0,025x0,15	2,25	0,236
Diagonal da viga.....	4	0,025x0,15	1,00	0,015
Emendas.....	28	0,025x0,15	0,80	0,084
Emendas.....	28	0,025x0,15	0,60	0,009
Terça/cobertura.....	72	0,025x0,15	5,00	1,350
Terça/lateral.....	40	0,025x0,15	5,00	0,750
Contrav. das terças...	32	0,025x0,15	2,00	0,024

O consumo em madeira para construção do pórtico acrescido de 10%, é de 1,86 m³.

Incluído as terças para cobertura e para vedação lateral, o consumo acrescido de 10%, será de 4,43 m³.

Desta forma, a utilização de 4,43 m³ de madeira para um módulo de 100 m² (5 x 20), define o consumo básico de 0,0443 m³/m².

10.4.2 - Ferragem

Os parafusos usados na estrutura real serão de 3/8" (0,96 cm). Se usados parafusos com rêsca nas duas pontas, feitos de verga lhão na própria obra, ter-se-ão as seguintes quantidades da tabela seguinte.



FIGURA 10.4-1 - Parafuso com Rôscas nas Duas Extremidades

TABELA 10.4-2 - Comprimentos e Quantidades de Parafusos com Rôscas Nas duas Extremidades

COMPRIMENTOS		PORCAS	ARRUELAS	PARAFUSOS 3/8"
POLEGADAS	CM			
		160	160	80
		650	650	325
		650	650	325
		400	400	200

O comprimento de vergalhão acrescido de 10% será de 170 metros para o consumo total.

Usando parafusos com cabeça reduz-se à metade o número de porcas e 1/2" no comprimento de cada grupo de parafusos sendo uma economia considerável no consumo de ferro simples.

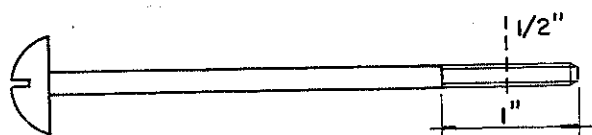


FIGURA 10.4-2 - Parafuso com Rôscas e Cabeça

TABELA 10.4-3 - Comprimentos e Quantidades de Parafusos com Rôscas e Cabeça

COMPRIMENTOS		PORCAS	ARRUELAS	PARAFUSOS φ 3/8"
POLEGADA	[cm]			
9 1/2"	23,75	80	160	80
7 1/2"	18,75	325	650	325
5 1/2"	13,75	325	650	325
3 1/2"	8,75	200	400	200

10.4.3 - Peso calculado

O peso da estrutura é composto do peso total dos materiais componentes:

TABELA 10.4-4 - Peso dos Materiais do Pórtico

MATERIAL	VOLUME	PESO ESPECÍFICO (g/cm ²)	PESO kg
Madeira (2,5 x 15)			
- Pórtico	1.860.000	0,92	1.772,0
- Terças	2.580.000	0,92	2.374,0
Ferro φ 3/8" - (0,96 cm)			
170 m - Vergalhão 3/8"	12.113.500	7,84	95,0
1860 Porcas 5/16"	-	-	9,0
1860 Arruelas 11/32"	-	-	9,0
850 Pregos 19 x 33 - 76m	-	-	7,0

O peso do pórtico totalmente montado é de 1885 kg.

O modelo reduzido 1:3, do pórtico pesará $1885/3^3 = 70$ kg.

O peso total de um módulo da estrutura, é de aproximadamente 4266 kg.

10.4-4 - Pregos (Tabelas)

TABELA 10.4-1 - Tabela de Pregos

Nº COMERCIAL	δ mm	ℓ mm	Nº de pregos em 1 Kg	δ 3/2	F = 4,5 δ ^{3/2} Kg	F = 7,5 δ ^{3/2} Kg
17 x 21	3.0	48	305	5.20	23.4	39.0
17 x 24	3.0	55	285	5.20	23.4	39.0
17 x 27	3.0	62	226	5.20	23.4	39.0
18 x 24	3.4	55	211	6.27	28.2	47.0
18 x 27	3.4	62	187	6.27	28.2	47.0
18 x 30	3.4	69	175	6.27	28.2	47.0
19 x 27	3.9	62	152	7.70	34.5	57.8
19 x 30	3.9	69	133	7.70	34.5	57.8
19 x 33	3.9	76	122	7.70	34.5	57.8
19 x 36	3.9	83	109	7.70	34.5	57.8
20 x 30	4.4	69	99	9.23	41.5	69.3
20 x 36	4.4	83	91	9.23	41.5	69.3
20 x 42	4.4	96	76	9.23	41.5	69.3
21 x 33	4.9	76	80	10.85	48.8	81.4
21 x 36	4.9	83	70	10.85	48.8	81.4
21 x 45	4.9	103	56	10.85	48.8	81.4
22 x 42	5.4	96	51	12.55	56.5	94.2
22 x 45	5.4	103	49	12.55	56.5	94.2
22 x 48	5.4	110	45	12.55	56.5	94.2
23 x 54	5.9	124	34	14.35	64.5	107.5
24 x 60	6.4	138	27	15.50	87.7	146.0
25 x 72	7.6	165	16	21.00	94.5	157.5

TABELA 10.4-2 Tabela para o Dimensionamento de Ligações Pregadas de Pinho (Leitner) *

Pos.	Diametros dos pregos mm	Utilizavel para espessuras d ₁ de madeira mm	Comprimentos dos pregos recomendáveis mm		Relação λ = ℓ/d	Cargas adm. Kg.		Área de contacto necessária para 1 prego cm ²	Vabres auxiliares mm					
			Ligação com 1 junta	Ligação com 2 juntas		Ligação com uma Junta N.1	Ligação com duas Juntas N.2		4d	5d	6d	10d	12d	15d
1	27	20	57.2	57.2	7.4	37.5	75.0	3.65	10.8	13.5	16.2	27	32.5	40.5
		22	57.2	—	8.2	37.5	—							
		24	57.2	—	8.9	37.5	—							
2	30	20	57.2	63.5	6.7	40.0	80.0	4.50	12.0	15.0	18.0	30	36.0	45.0
		22	63.5	63.5	7.3	40.0	80.0							
		25	63.5	—	8.3	40.0	—							
3	34	22	63.5	69.8	6.5	47.5	95.0	5.80	13.6	17.0	20.4	34	40.8	51.0
		25	69.8	76.2	7.4	47.5	95.0							
		28	69.8	—	8.2	47.5	—							
		30	76.2	—	8.8	47.5	—							
4	39	26	76.2	76.2	6.6	55.0	110.0	7.65	15.6	19.5	23.4	39	46.8	58.5
		28	76.2	82.6	7.2	55.0	110.0							
		30	82.6	88.9	7.6	55.0	110.0							
		33	82.6	—	8.4	55.0	—							
5	44	30	82.6	88.9	6.8	65.0	130.0	11.70	17.6	22.0	26.4	44	52.8	66.0
		34	88.9	95.2	7.7	65.0	130.0							
		38	95.2	101.6	8.6	65.0	130.0							
6	49	35	95.2	101.6	7.1	77.5	155.0	14.50	19.6	24.5	29.4	49	58.8	73.5
		40	101.6	—	8.1	77.5	—							
		43	101.6	—	8.7	77.5	—							
7	54	40	107.9	114.3	7.4	92.5	185.0	14.50	21.6	27.0	32.4	54	64.8	81.0
		45	114.3	—	8.3	92.5	—							
		50	114.3	—	9.2	92.5	—							
8	59	50	127.0	139.7	8.5	110.0	220.0	17.50	23.6	29.5	35.4	59	70.3	88.5
		60	139.7	—	10.1	110.0	—							
		68	139.7	—	11.5	110.0	—							
9	64	60	140.0	165.1	9.3	127.5	255.0	20.50	25.6	32.0	38.4	64	76.8	96.0
		70	152.4	—	10.9	127.5	—							
		75	165.1	—	11.7	127.5	—							
10	70	65	173.6	173.6	9.3	150.0	300.0	24.50	28.0	35.0	42.0	70	84.0	105.0
		75	173.6	194.7	10.7	150.0	300.0							
		80	173.6	215.9	11.4	150.0	300.0							
11	76	70	177.8	194.6	9.2	172.5	345.0	29.00	30.4	38.0	45.6	76	91.2	114.0
		75	177.8	200.5	9.9	172.5	345.0							
		80	194.6	228.6	10.5	172.5	345.0							

*LEITNER, R.J. - As ligações em estruturas de madeira e, em especial, as ligações pregadas de peças estruturais de madeira de pinho - Curitiba-1952

10.5 - Assessórios

Os esforços que o pórtico impõe à fundação, são de 6450 kg (horizontal) e 6330 kg (vertical) conforme item 4.6, do cap. 4.

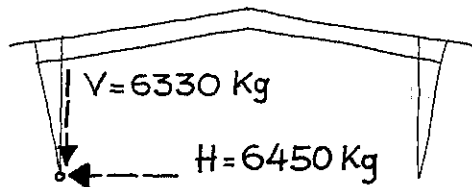


FIGURA 10.5-1 - Esforços Horizontais e Verticais do Pórtico

O esforço horizontal aliado ao vertical, exigirá um estudo pormenorizado para a fundação. Entretanto, optou-se pela orientação de Albiero (*), que recomenda, "o uso de um tirante de aço ou concreto, ligando os pilares de cada pórtico, ou um tirante fixando as placas de apoio, ou ainda uma cinta de concreto armado fixando a fundação, para absolver o esforço horizontal". Desta forma o esforço seria basicamente vertical, favorecendo as opções mais econômicas.

10.5.1 - Placa de apoio

A placa de apoio é uma peça que recebe os esforços oriundos de estruturas e os transmite a fundação, facilitando a montagem do conjunto.

Algumas placas de apoio recomendadas para o uso na estruturas, são apresentadas abaixo:

a) - chapa dobrada e soldada.

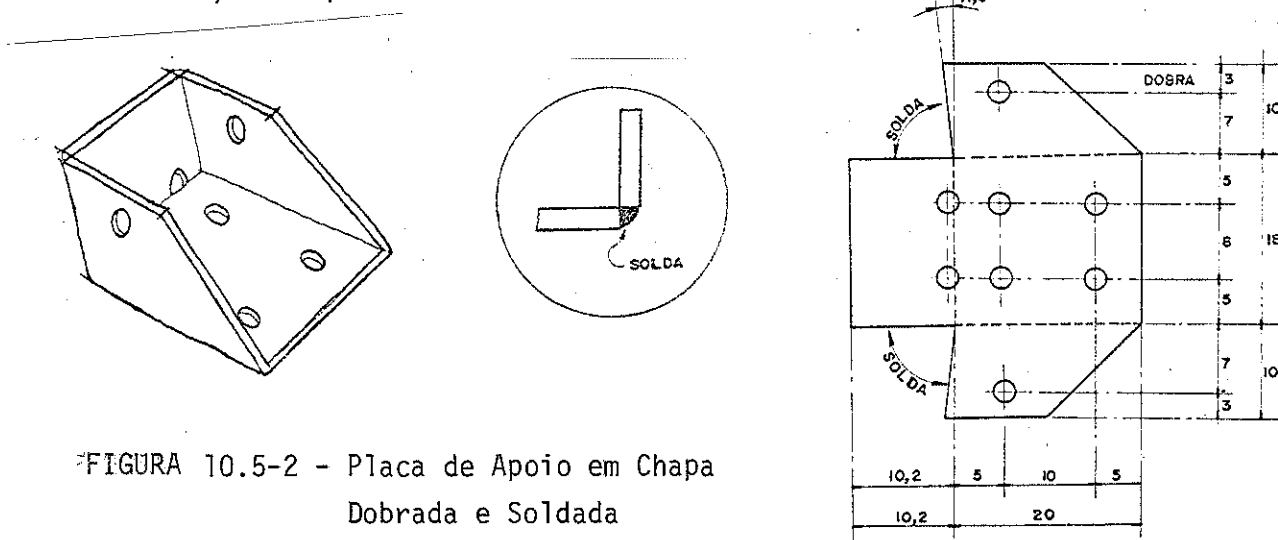


FIGURA 10.5-2 - Placa de Apoio em Chapa Dobrada e Soldada

(*) - ALBIERO, José Henrique - Professor Doutor - Departamento de Geotecnia - Escola de Engenharia de São Carlos-USP.

b)- Placa de apoio em chapa cortada e soldada

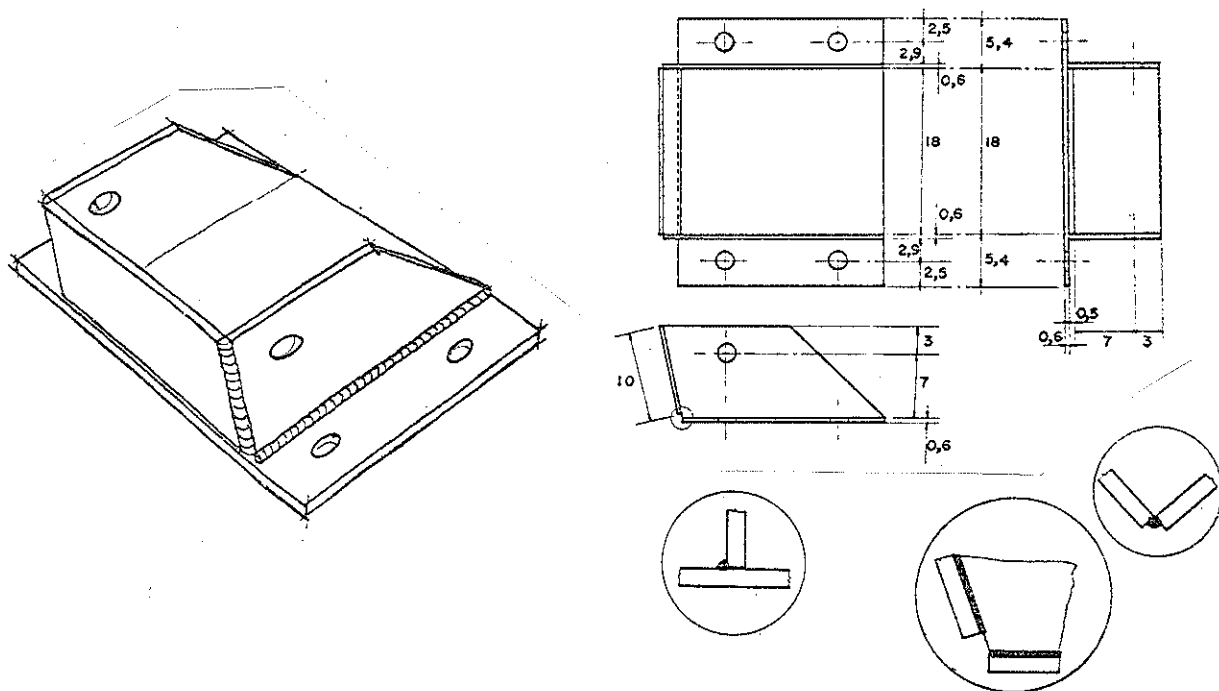


FIGURA 10.5-3 - Placa de Apoio em Chapa Cortada e Soldada

c)- Placa de apoio em chapa dobrada

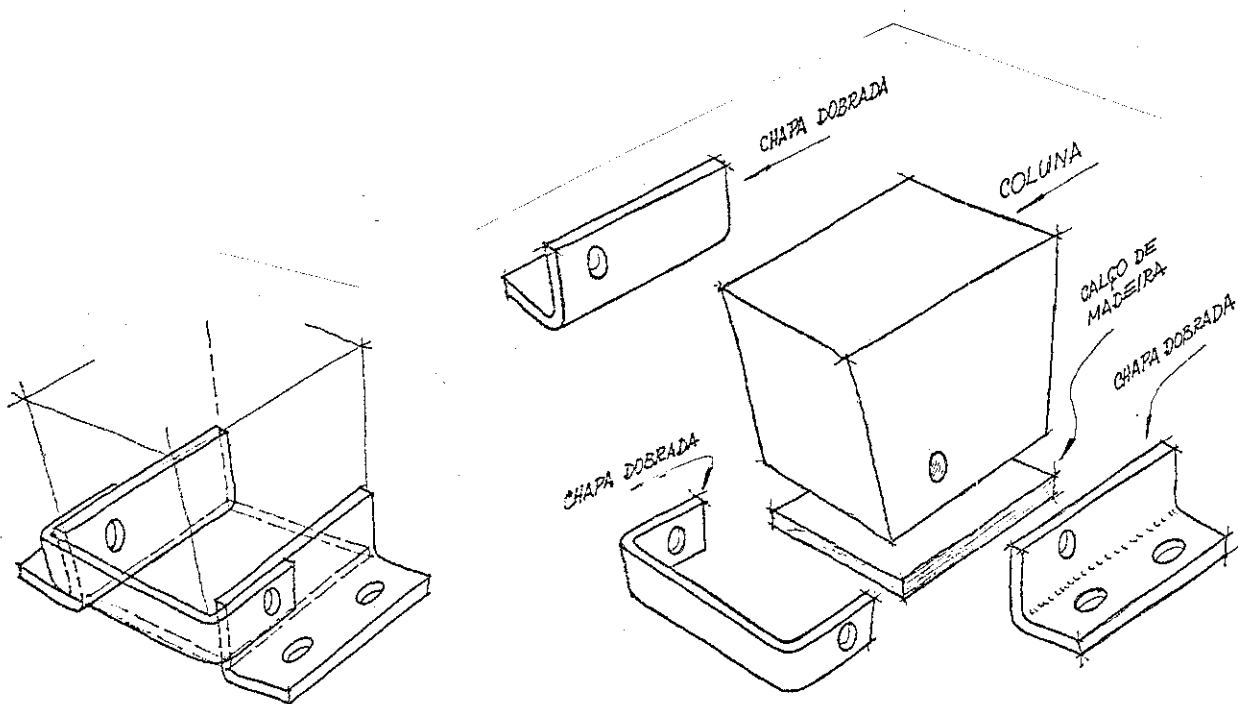


FIGURA 10.5-4 - Placa de Apoio em Chapa Dobrada

d)- Placa de apoio em chapa dobrada, soldada, com tirante

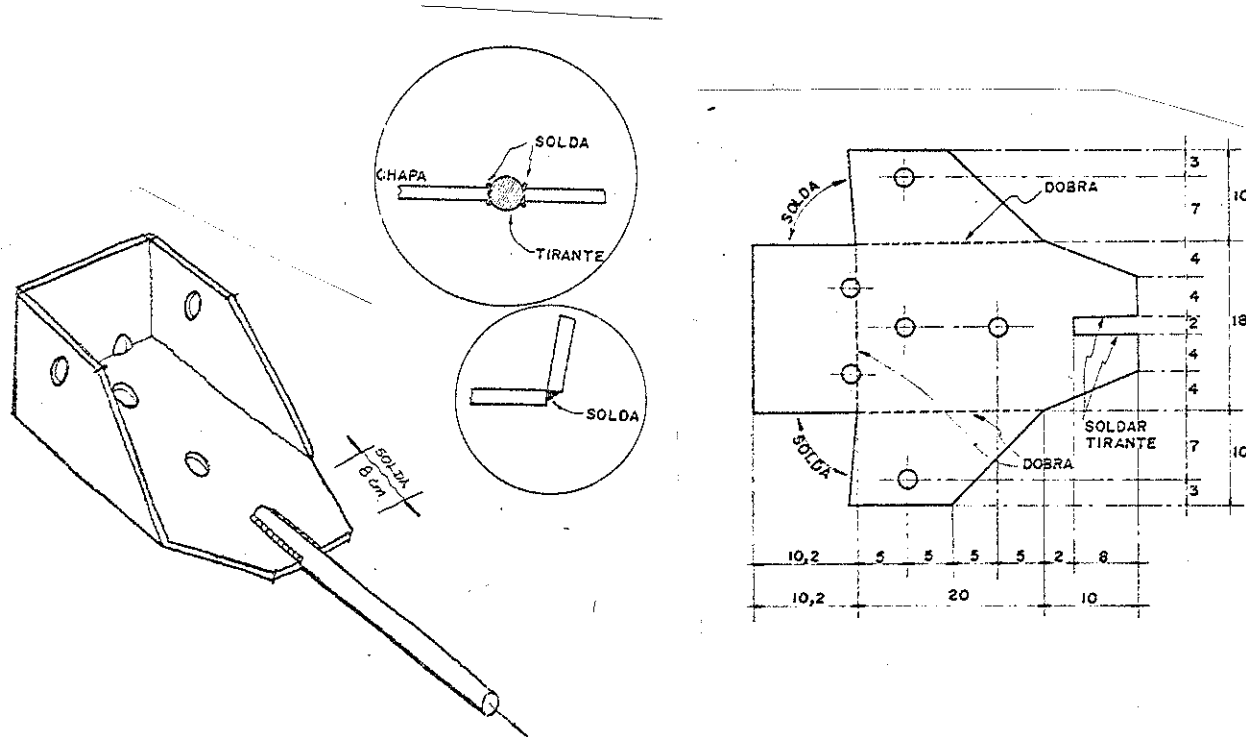


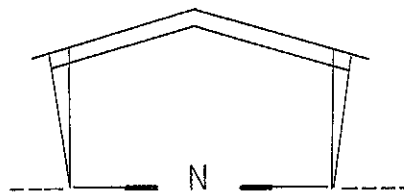
FIGURA 10.5-5 - Placa de Apoio em Chapa Dobrada, Soldada com Tirante

10.5.2 - Tirante.

O tirante se constitui uma opção econômica para resistir os esforços horizontais do pórtico evitando o uso de fundação profunda.

O tirante pode ser de aço ou de concreto armado em forma de cinta, de modo que impossibilite o deslocamento dos pilares. Algumas opções de tirante, são apresentadas abaixo:

a)- Tirante de aço - calculado conforme Polillo (9).



A carga de tração $N = 6450 \text{ kg}$
O aço a ser usado será CA-50 - liso

- Dimensionamento:

$$\sigma_c = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{\sigma_c}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4348 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \therefore S_u = \frac{6450}{4348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$S_u = \frac{\pi \phi_u^2}{4} = 1,48 \therefore \phi_u = 1,37 \text{ cm} \quad (1 \phi \ 5/8")$$

Usando o ferro CA-50 liso $\phi \ 5/8"$, tem-se diâmetro nominal de 1,5875 cm, que é 16% superior ao diâmetro resistente de 1,37 cm e a nova área útil (S_u) será 1,98 cm².

A tensão será:

$$\sigma_{at} = \frac{6450}{1,98} = 3258 \text{ kg/cm}^2$$

- Verificação das tensões

A tensão atuante deverá ser inferior à tensão de escoamento.

$$\sigma_{at} = 3258 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 4348 \text{ kg/cm}^2$$

O tirante necessário para absorver o esforço horizontal de 6450 kg, pode ser:

1 $\phi \ 5/8"$ (CA-50 liso)

2 $\phi \ 7/16"$ (CA-50 liso)

Recomenda-se adotar para tirante $\phi \ 1/16"$ a mais que o valor teórico (corrosão).

A melhor opção será de 2 tirantes de 1/2" por pórtico.

b)- Tirante de aço na placa de apoio.

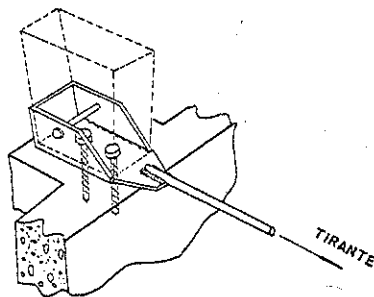


FIGURA 10.5-6 - Tirante de Aço Soldado na Placa de Apoio

c)- Tirante de aço na fundação:

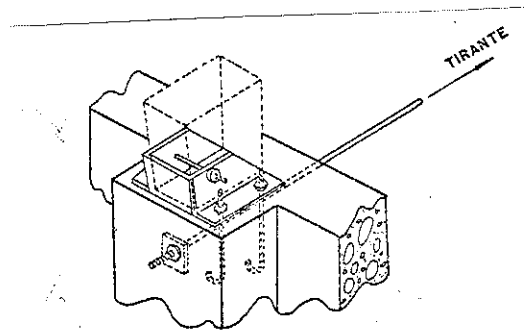


FIGURA 10.5 -7 - Tirante de Aço Fixado na Fundação

d)- Tirante de concreto armado

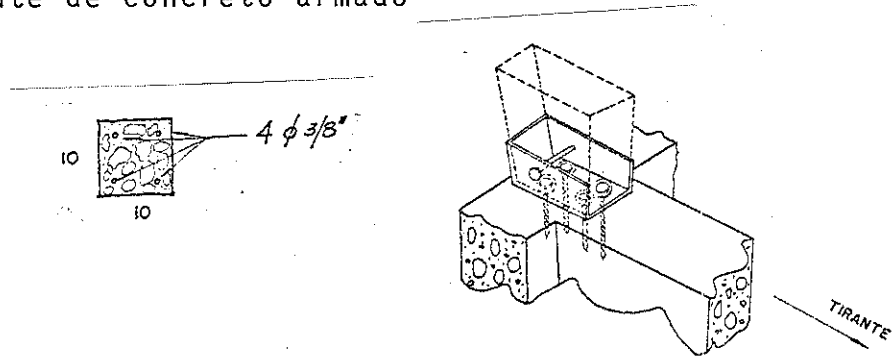


FIGURA 10.5-8 - Tirante de Concreto Armado Detalhe

10.5.2.1 - Tirante de aço localizado no piso

O tirante de aço quando fixado por solda na placa de apoio, estará próximo do nível do piso interno, sendo necessário localizar uma junta de dilatação das placas de concreto do piso, na linha de eixo dos pilares, de modo que o tirante não interfira no piso, sendo protegido pela junta de madeira.

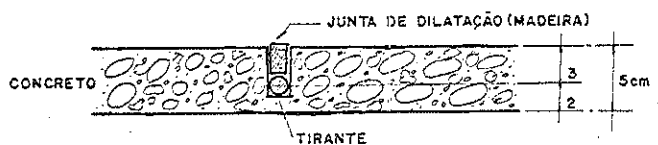


FIGURA 10.5-9 - Localização do Tirante no Piso

10.5.2.2 - Tirante de aço localizado na fundação

Quando o tirante de aço for fixado na fundação, é necessário ter o cuidado de colocar uma placa de aço (guia) no local de entrada do tirante para que possa ser ajustado pela porca e transmitir o esforço para o conjunto de fundação, uma área maior que a da arruela, conforme fig. 10.5-10.

Também é recomendado fixar o tirante 5 cm da parte expos-

ta da fundação que receberá a chapa de amarração, conforme figura 10.5-11.

FIGURA 10.5-10 - Localização do Tirante na Fundação

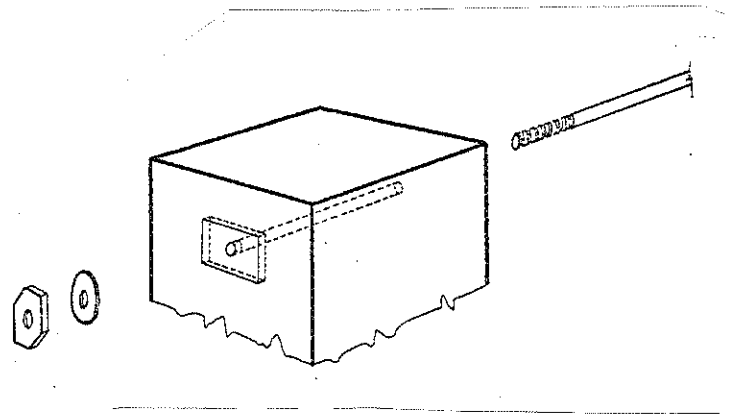
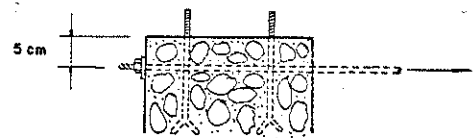
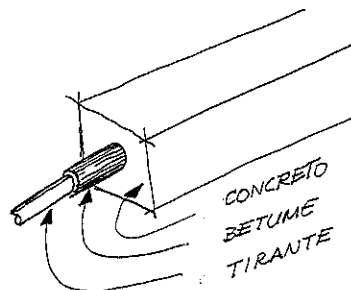
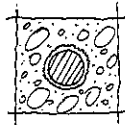
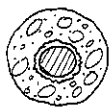


FIGURA 10.5-11 - Altura recomendada do Tirante na Fundação



10.5.2.3 - Conservação do tirante

Para melhor conservação do tirante, deve-se evitar a ferrugem, pintando-o com tinta anti-ferruginosa ou anti-corrosiva, usar betume e uma camada de concreto.



10.5.3 - Fundação

A fundação de uma edificação, garante sua fixação no solo, impedindo os deslocamentos que venham a interferir na estabilidade de mesma.

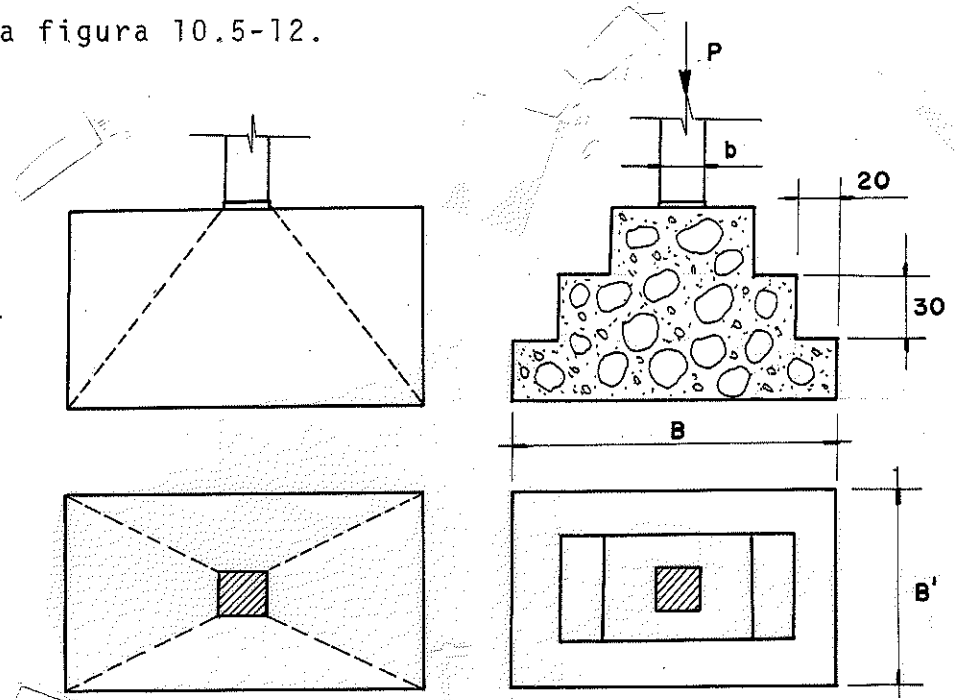
Algumas opções de fundação simples para absorver o esforço vertical do pórtico, são apresentadas a seguir:

a)- Fundações em bloco

Os blocos são fundações de concreto simples com grande altura. Praticamente, na construção de edifícios comuns, os blocos têm uso corrente para pequenas cargas (até 50 ton). São executados com concreto fraco 1:3:8 ou 1:5:8 envolvendo pedra de mão. O bloco

tem seu consumo de material reduzido, se feito em escalonamento tipo escada, como na figura 10.5-12.

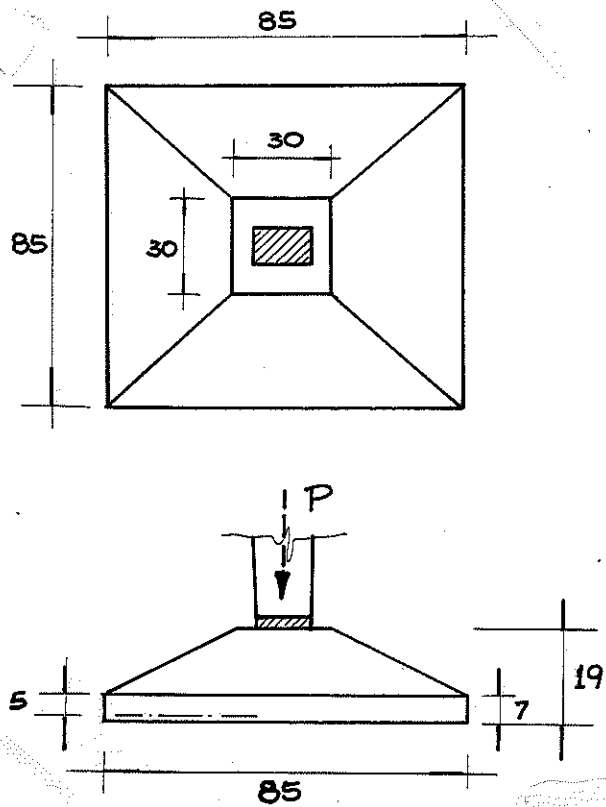
FIGURA 10.5-12 - Fundação em Bloco



b)- Fundação em sapata retangular

As sapatas de concreto armado, são elementos de fundação com pequena altura em relação à base.

FIGURA 10.5-13 - Fundação em Sapata Retangular



c)- Fundação em sapata e bloco

A sapata quando apoiada em bloco, é projetada para transmitir no bloco uma pressão baixa (10 e 15 kg/cm^2).

O bloco é calculado de modo que a pressão do terreno seja inferior à pressão admissível.

É usual o emprego de sapata apoiada em bloco com fins de economizar concreto armado, sendo este substituído por um concreto magro e pedra em blocos.

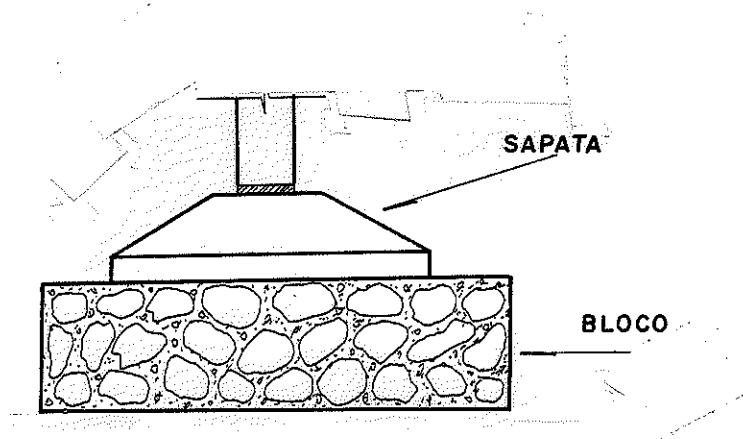


FIGURA 10.5-14 - Fundação em Sapata e Bloco

10.6 - Recomendações para construção

Deve-se observar alguns detalhes na construção, conforme recomendações abaixo:

10.6.1 - Pilar

Por ser de forma muito esbelta as peças que compõem as colunas do pilar e para evitar a possibilidade de que qualquer acidente venha afetar a segurança da estrutura, recomenda-se o travamento, com uma tábua de 2,5 x 20 cm, pregada no espaçamento de 28 em 28 cm fixando cada peça, na face interna da coluna interna do pilar, e na face externa da coluna externa do pilar, somente na parte exposta ao tempo.

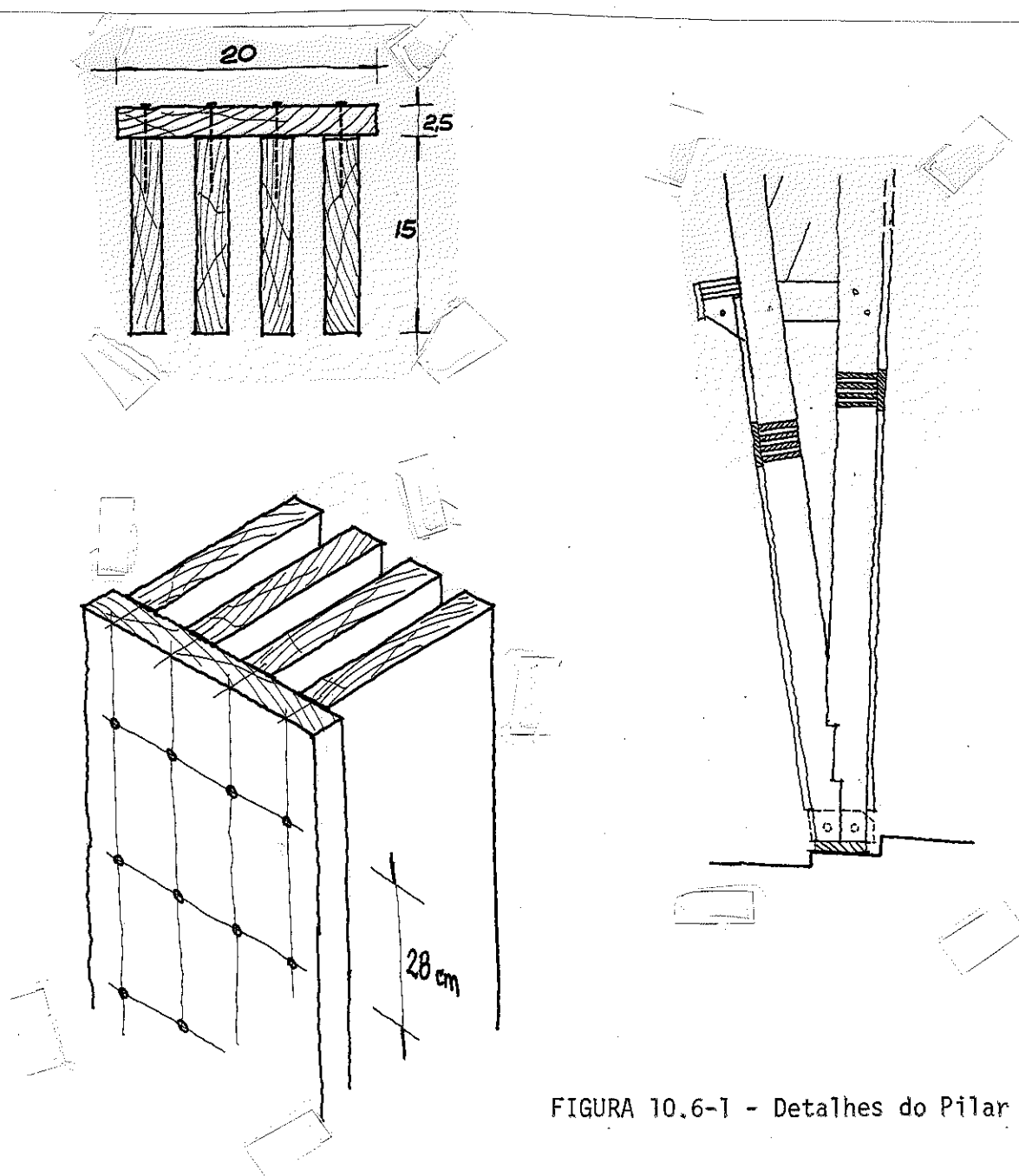


FIGURA 10.6-1 - Detalhes do Pilar

O contraventamento entre pilares deverá ser executado nos n^{os} 2, 6, 10 e 36, 41, 45; sendo composto de duas peças de madeira ou tirante de aço ϕ 1/4", cruzados em módulos alternados e nos módulos intermediários uma peça de madeira horizontal ligando os n^{os}.

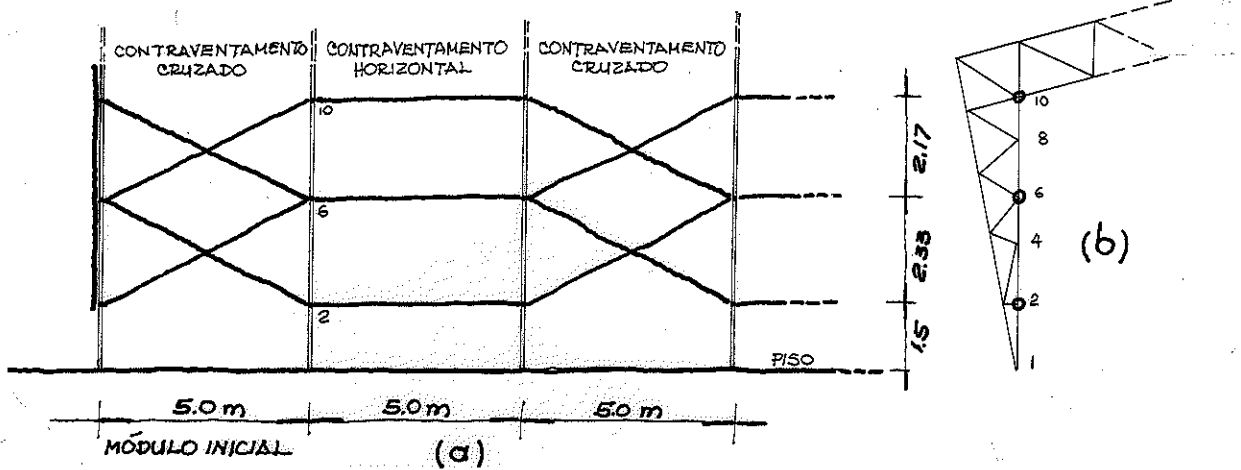


FIGURA 10.6-2 - Contraventamento Entre Pilares

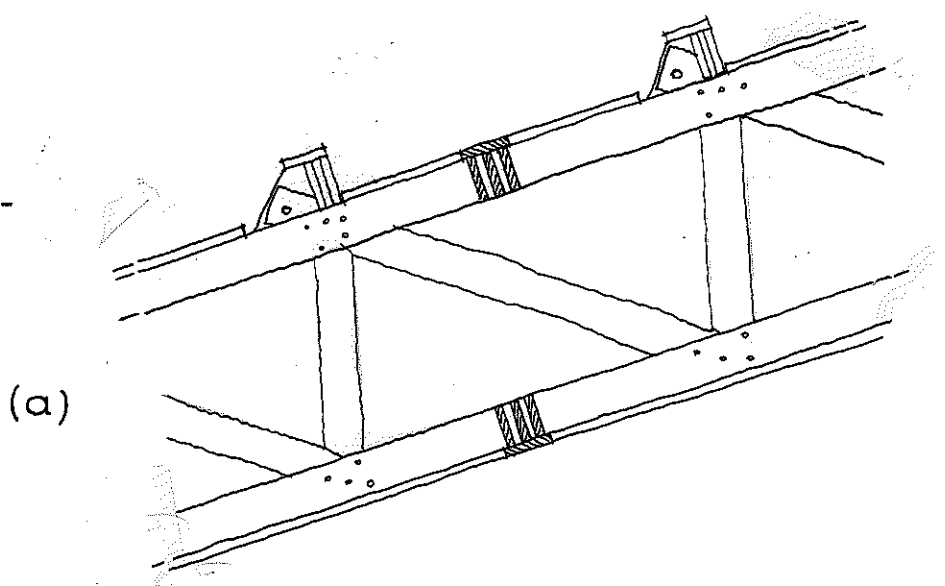
A emenda da coluna interna do pilar deve ser prolongada, de modo a enrijecer a barra 8-10 e 36-39, tornando-as maciças para resistir o esforço vertical do n^o 10, transmitido pela diagonal da viga/pilar (barra 10-11 e 36-37).

Nos montantes do pilar é recomendado o enchimento e travamento parafusado das peças de 50 em 50 cm.

10.6.2 - Viga

Para as barras comprimidas da viga, recomenda-se o travamento com uma tábua de 2,5 x 15 cm, pregada no espaçamento de 30 em 30 cm, fixando cada peça na face externa do banzo superior, entre as terças e no banzo inferior, com uma peça única do n^o 10 ao 17 e do n^o 30 ao 36.

FIGURA 10.6-3 - Contraventamento dos Banzos



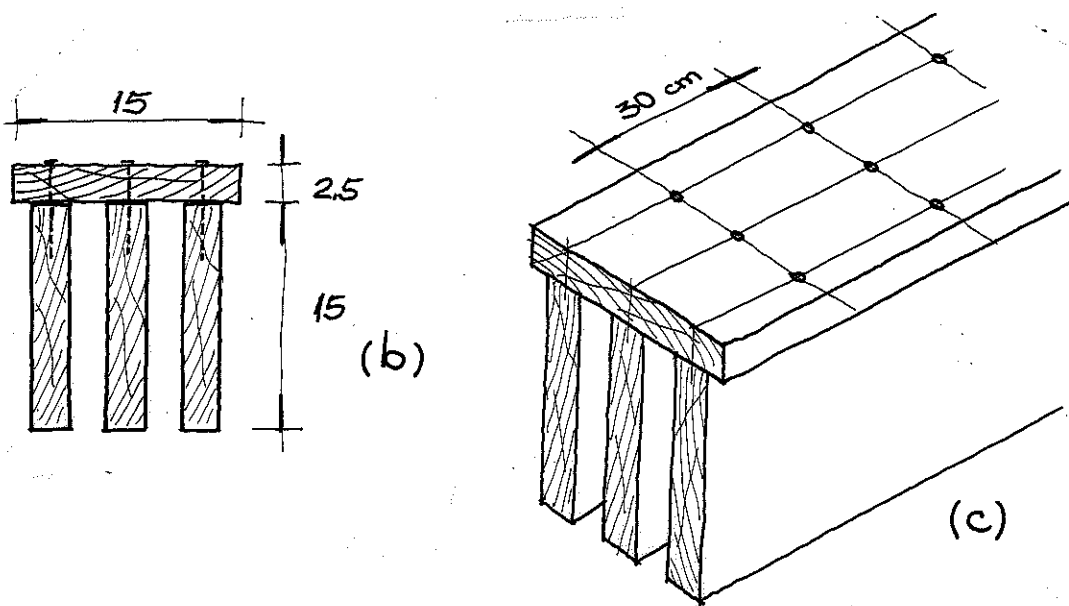


FIGURA 10.6-4 - Contraventamento dos Banzos

O contraventamento dos banzos superiores, admite-se feito pelas terças simplesmente. No banzo inferior deverá ser usado terça de contraventamento e um reforço horizontal no módulo inicial e final ou um travamento cruzado nos nós 13 (34), 15 (32) e 17(36), com tirante de aço $\phi 1/4''$.

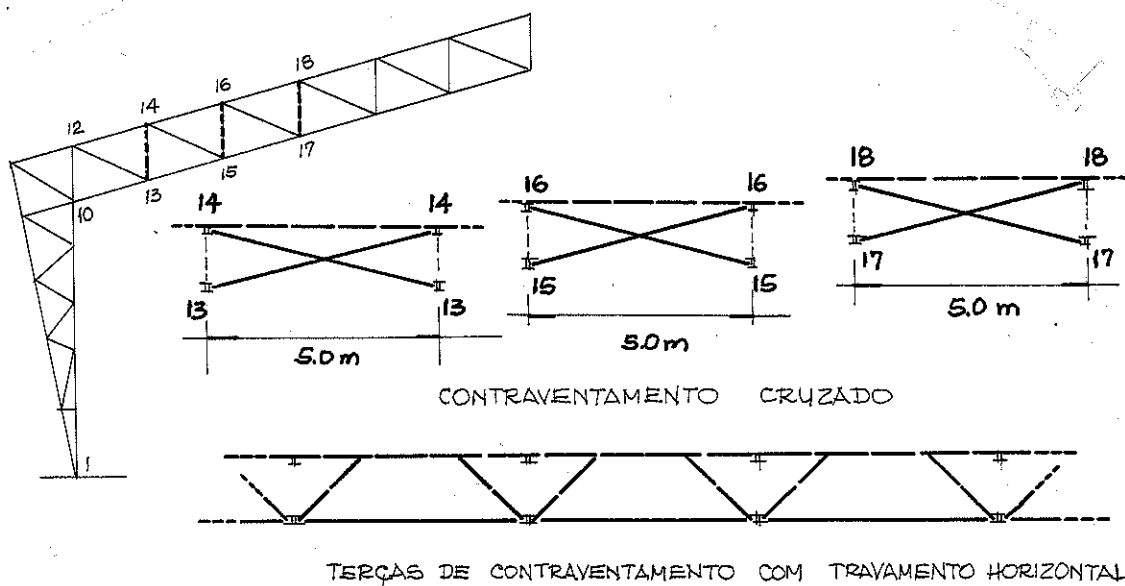


FIGURA 10.6-5 - Contraventamento da Viga

O contraventamento dos banzos no n^o de cumeeira deverá ser feito cruzado em todos os m^odulos, com peças de madeira ou tirante de aço ϕ 1/4".

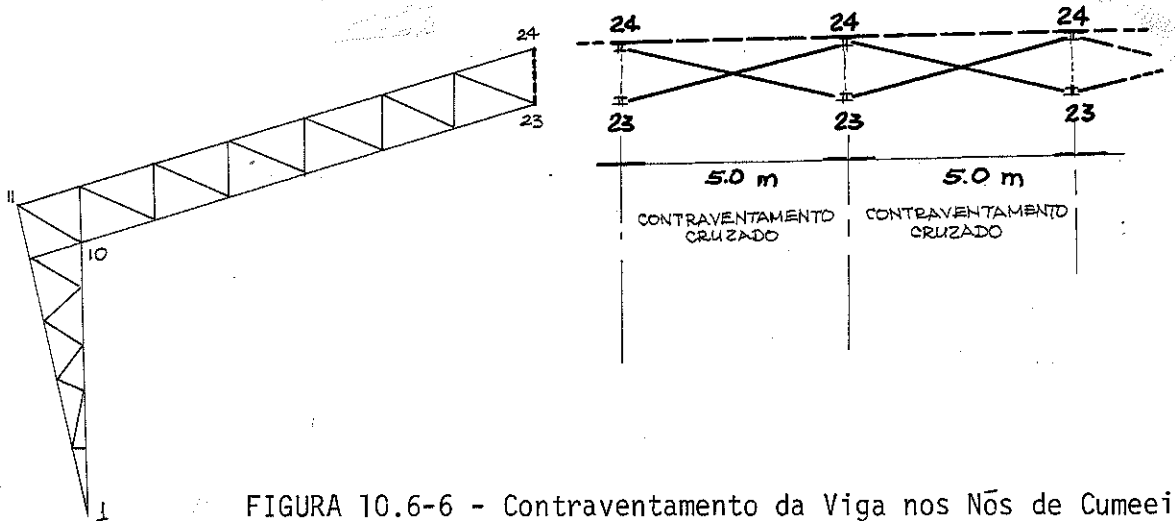


FIGURA 10.6-6 - Contraventamento da Viga nos N^{os} de Cumeeira

As barras 10, 13, 14 e 36 devem ter enchimento em toda extensão da barra e parafusada de 30 em 30 cm, tornando-a mais resistente de modo a absorver e resistir o esforço do n^o 10, ocasionado pela diagonal da viga/pilar (10 - 11).

As emendas das barras 14-16 e 13-15 devem ter quatro peças de junção no local da emenda.

Os montantes e diagonais da viga submetidas a esforço de compressão é recomendado o travamento parafusado das peças com enchimento na distância calculado no item 5.1.2 do capítulo 5.

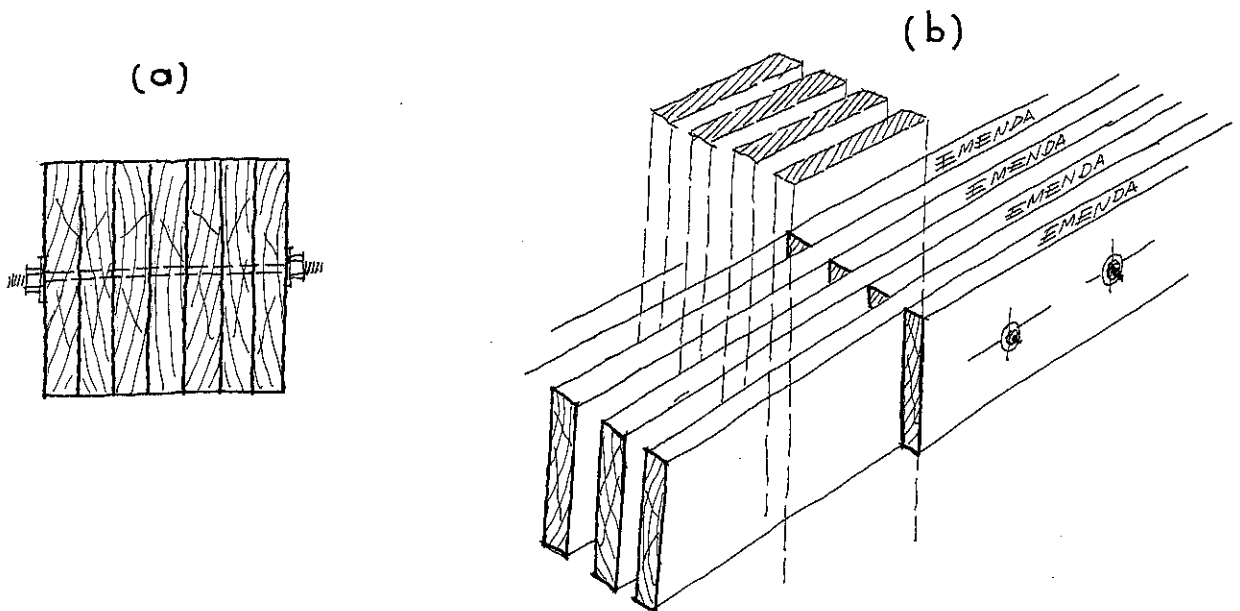


FIGURA 10.6-7 - Travamento Parafusado com Enchimento

10.6.3 - Terça

A terça calculada darã opções de uso com algumas alterações de forma, de acôrdo com a conveniência.

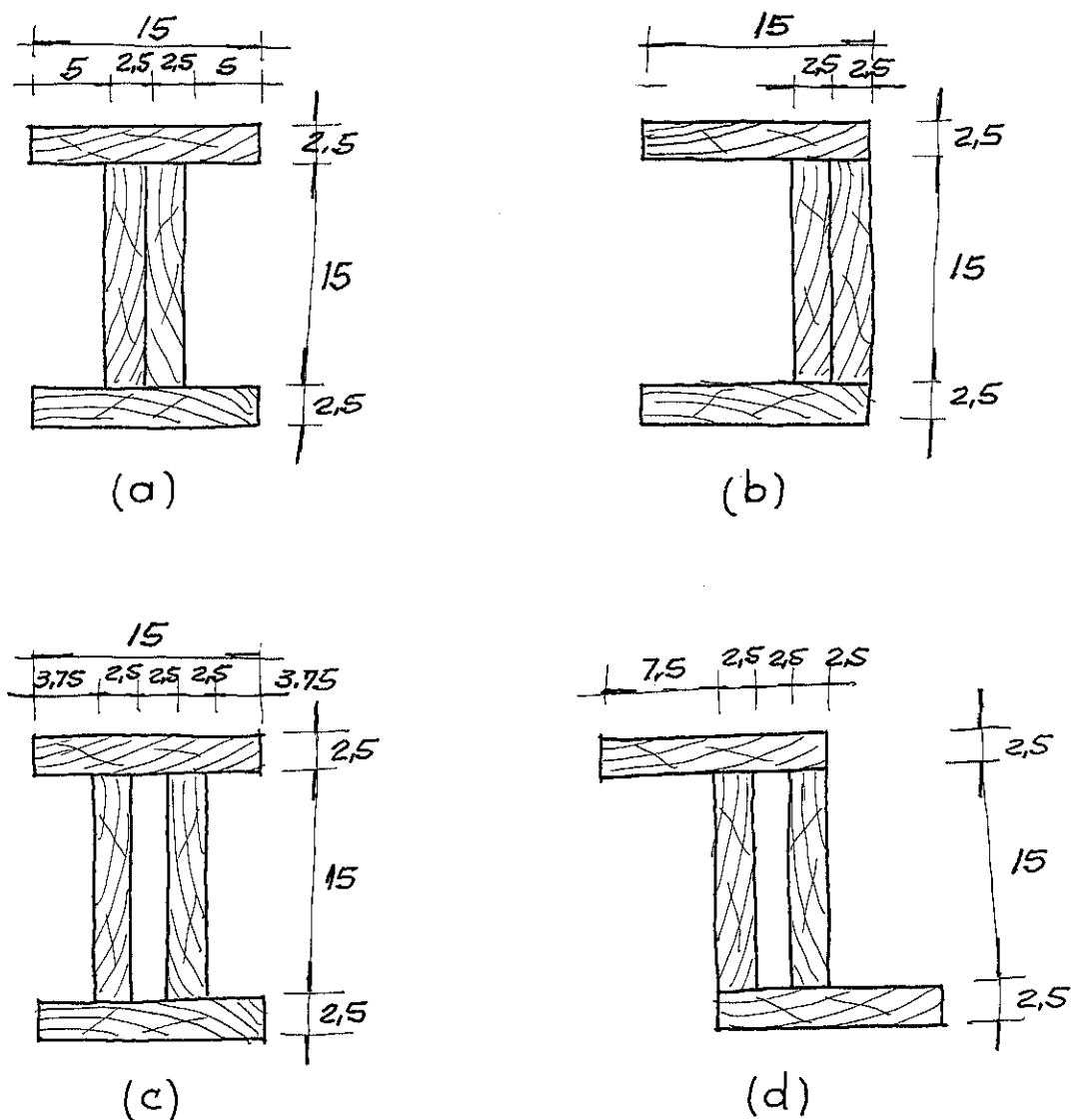


FIGURA 10.6-8 - Opções de Terças

10.6.4 - Contraventamento das terças

O contraventamento das terças se faz necessário pelo vão de 5 metros entre pòrtico, sendo recomendado o uso de um tirante de aço ϕ 1/4" ou barras de madeira ligando as terças paralelamente à superfície das telhas.

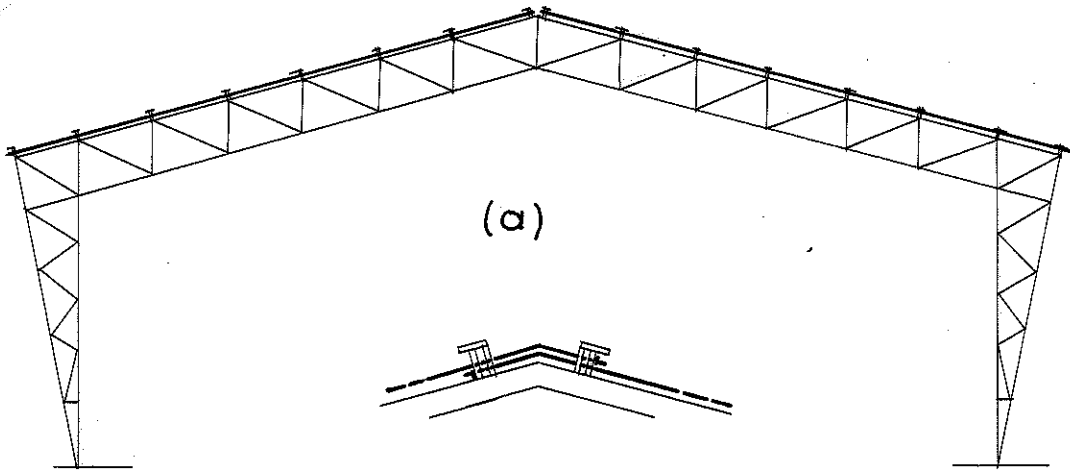
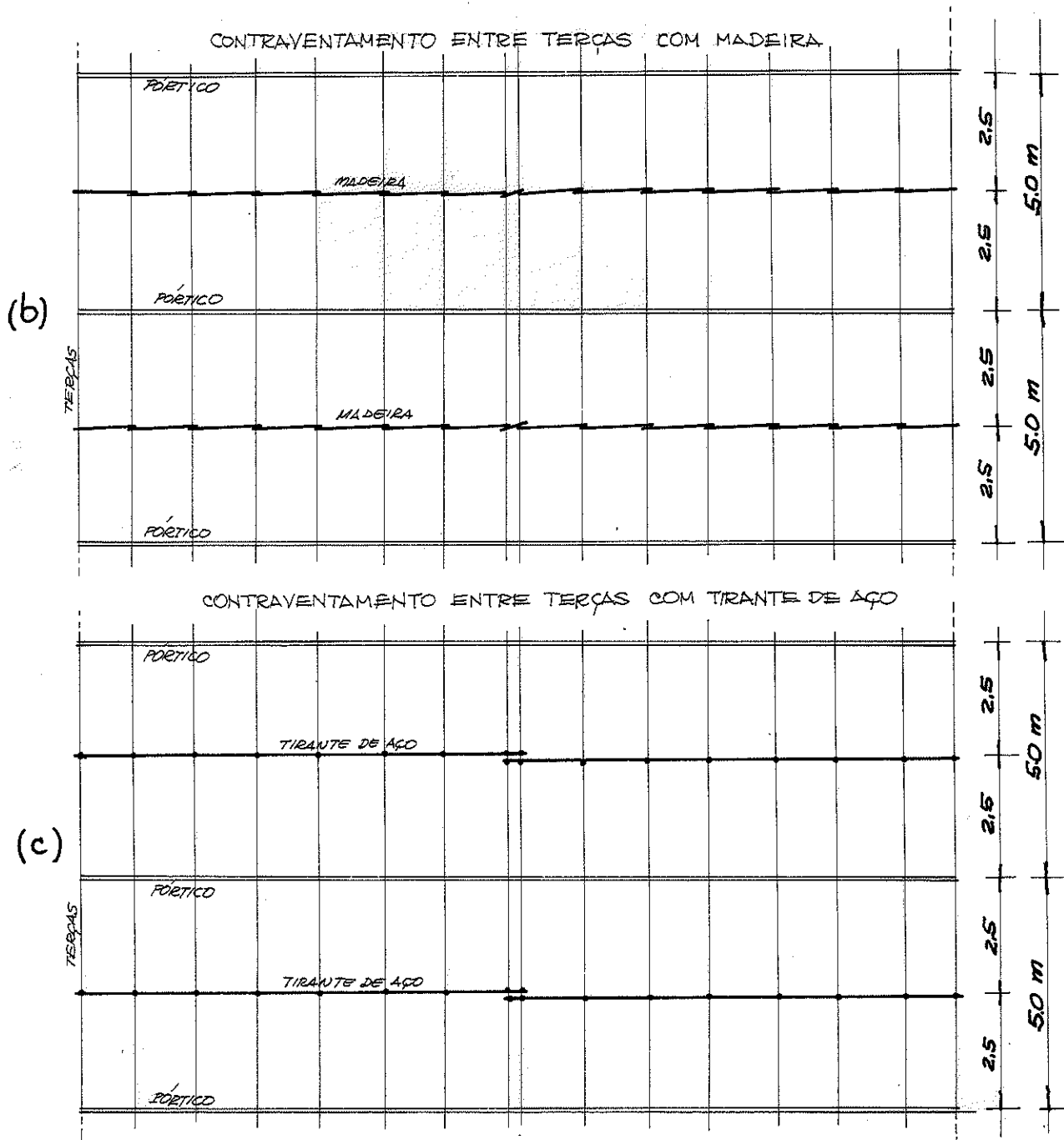


FIGURA 10.6.9 - Contraventamento entre Terças



10.7 - Montagem da Estrutura

Neste item, serão apresentadas recomendações e opções que deverão auxiliar durante as fases de montagem do pòrtico.

10.7.1 - Recomendação para montagem

Na construção de vários pòrticos para uso em galpões diversos, é recomendado a confecção de uma bancada de madeira com revestimento superior plano (madeira compensada), onde possa ser desenhado o gabarito com os eixos e larguras das peças fixados os guias para auxílio na montagem. Esta bancada deverá ter 0,80 m de altura e facilitarã o trabalho do operãrio, que executarã a montagem em pè, posição menos cansativa.

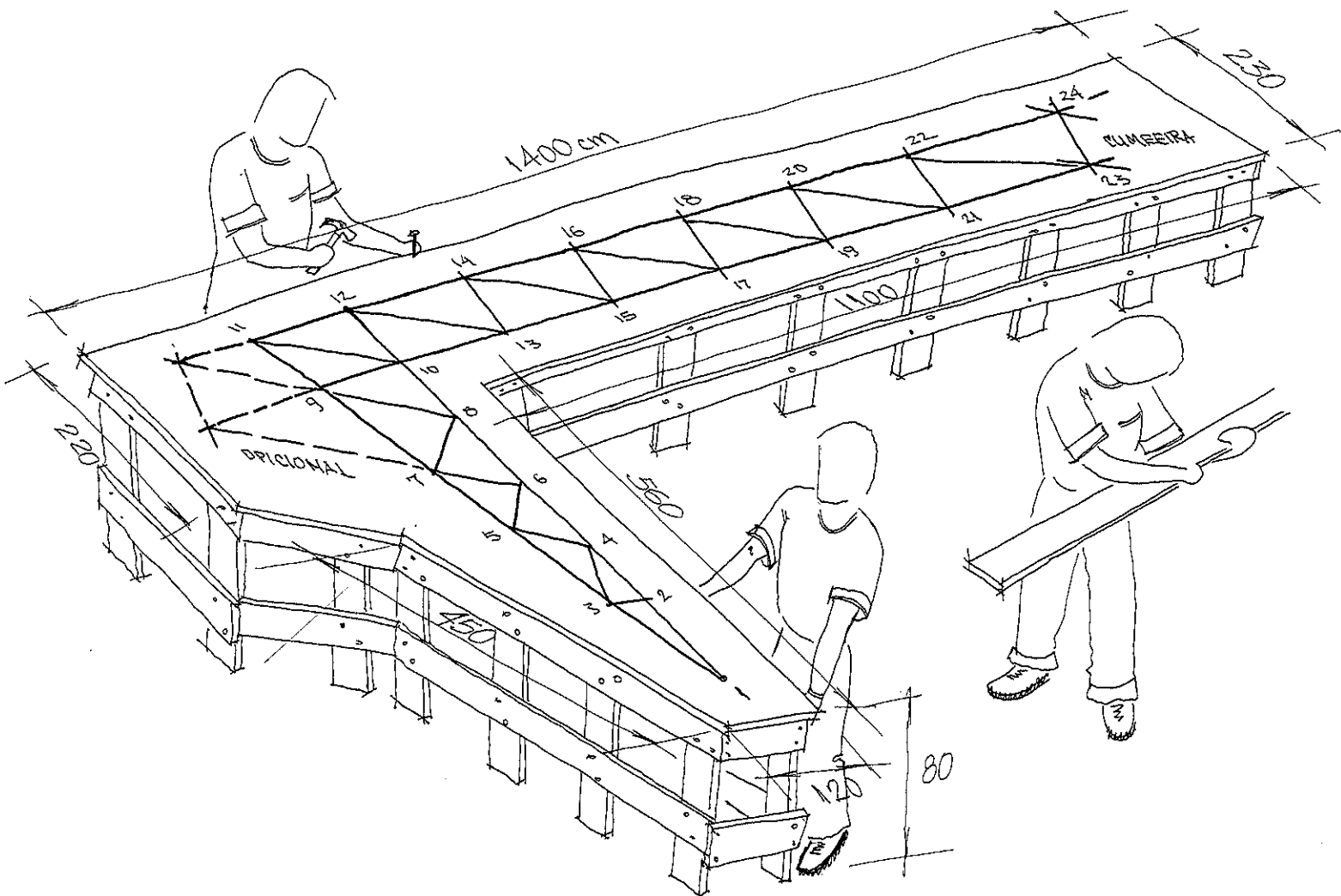


FIGURA 10.7-1 - Bancada de Montagem

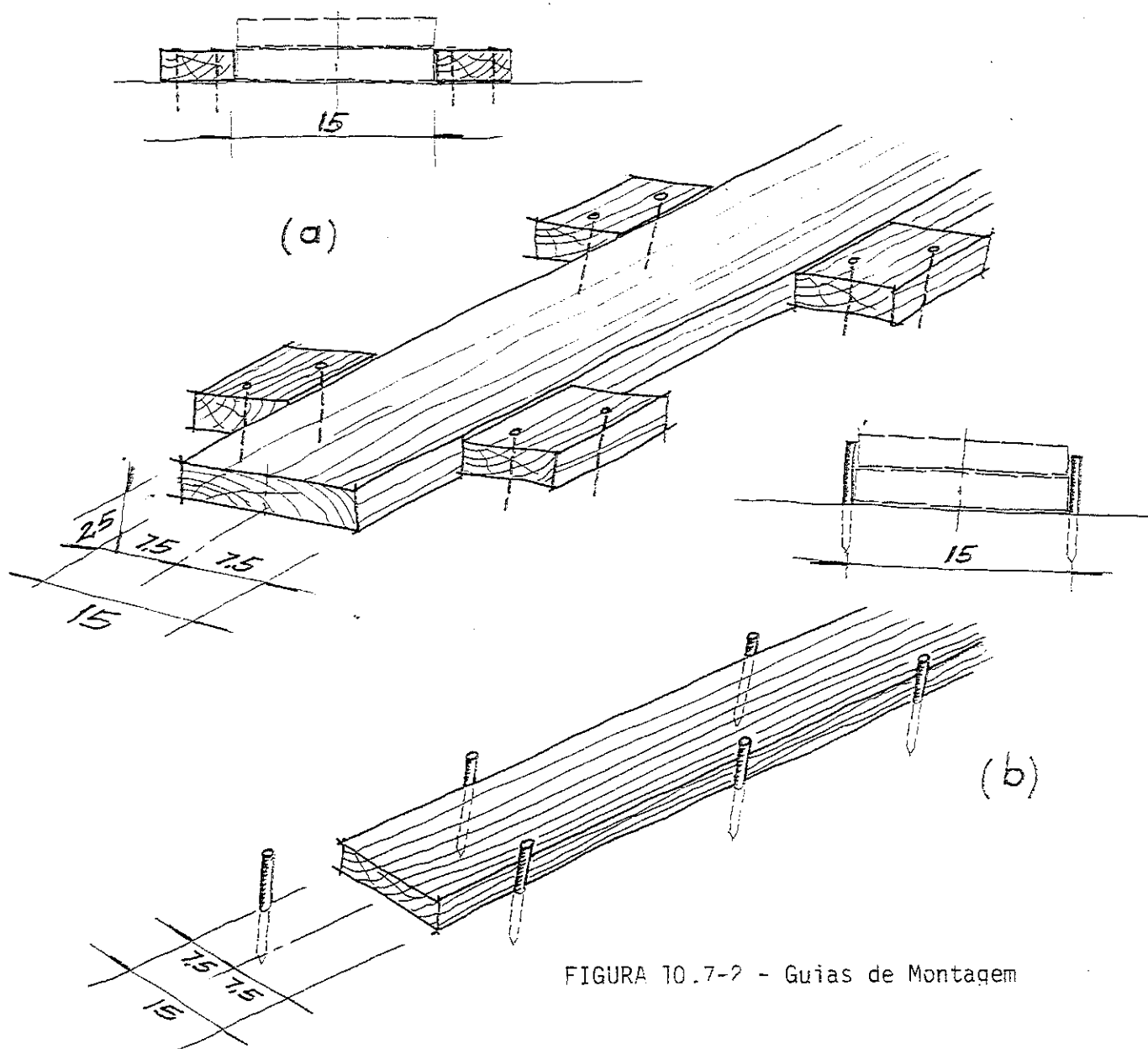


FIGURA 10.7-2 - Guias de Montagem

10.7.2 - Montagem das peças

A montagem das peças deve ser iniciada sempre pelo n^o de apoio, particularmente, pela primeira camada de coluna interna e externa que compõem o pilar e concluir no montante da cumeeira (23-24) onde são montados dois enchimentos de emenda, que são comuns para as duas metades do pórtico.

Compondo no gabarito a primeira camada é seguida da segunda camada que são diagonais da coluna e emendas, etc. Assim, é feita a montagem de peças que nos dará uma sequência de montagem considerada satisfatória. Na camada dos montantes da viga, estes terão medidas e ângulos exatos de encaixe, sendo recomendado recortar somente depois de confirmar medidas no local e cortar em número suficiente para a composição da peça simétrica. As peças após cortadas adequadamente, deverão ser fixadas com um prego fino sem cabeça, pregado em local onde provavelmente não haja furo para parafuso,

simplesmente fixo até a hora de furar as peças. Este local é o eixo de cada peça e quando não, no encontro dos eixos de cada peça que compõem o nó.

O cuidado principal deve ser para a peça diagonal da viga e pilar, que por ser maciça e trabalhar à compressão, deve ser colocada no local antes de ser iniciada a montagem.

A função do prego é fixar as peças duas a duas e impedir qualquer deslocamento durante a furação.

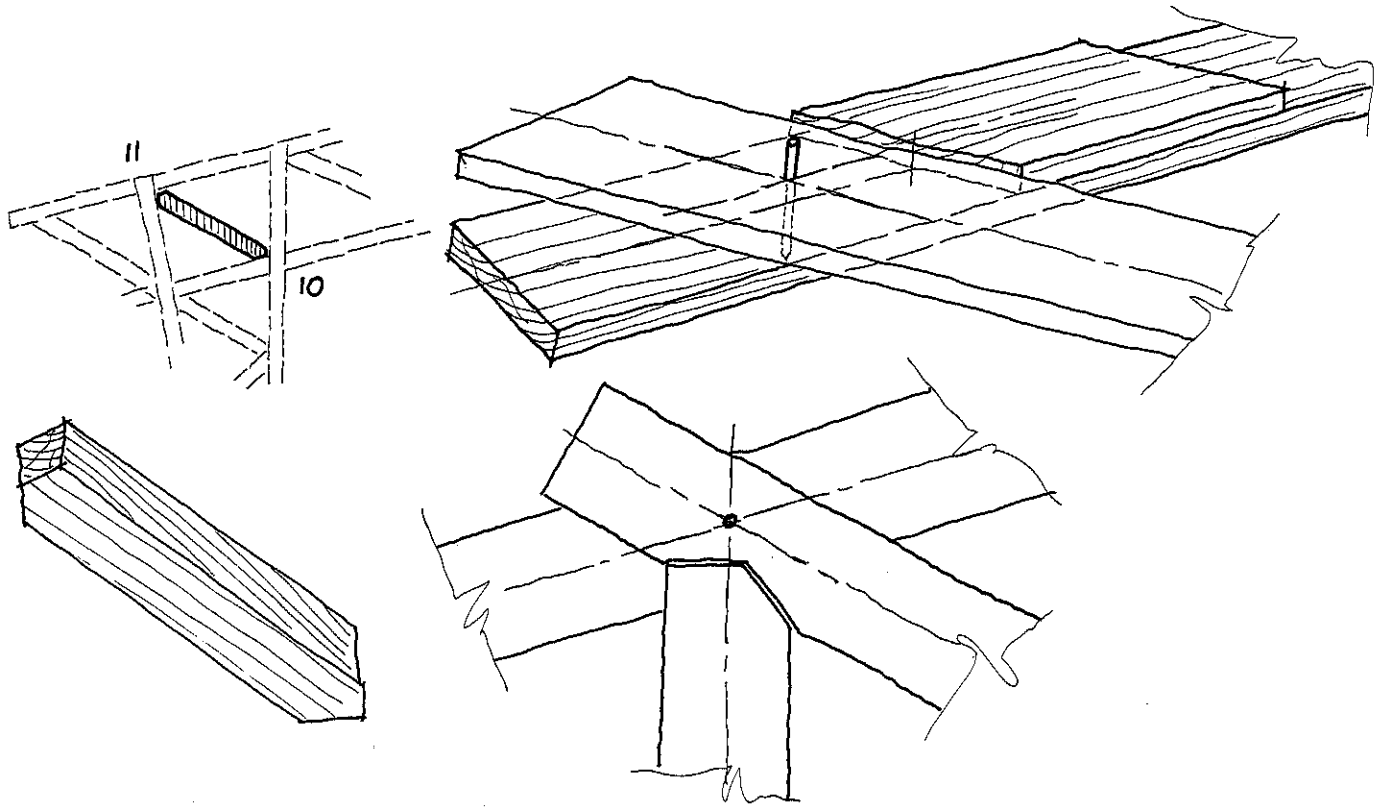
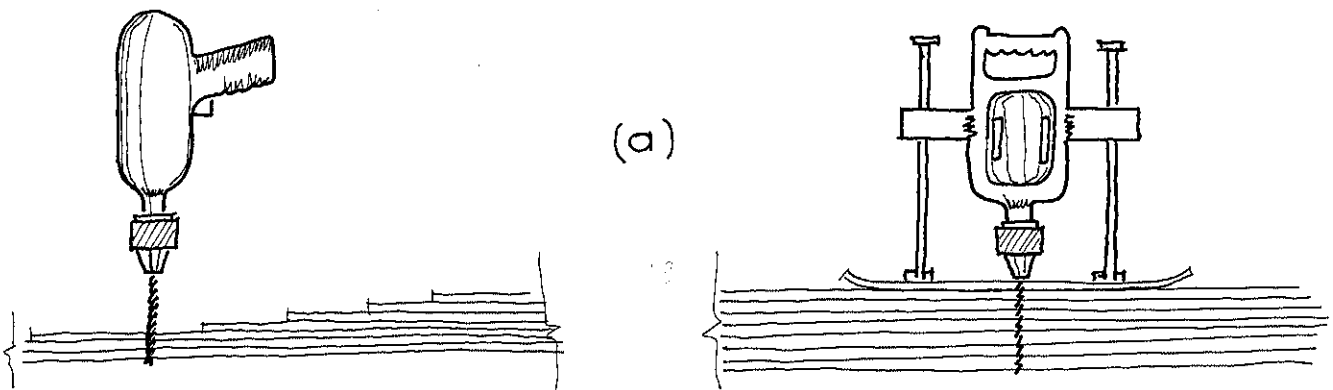
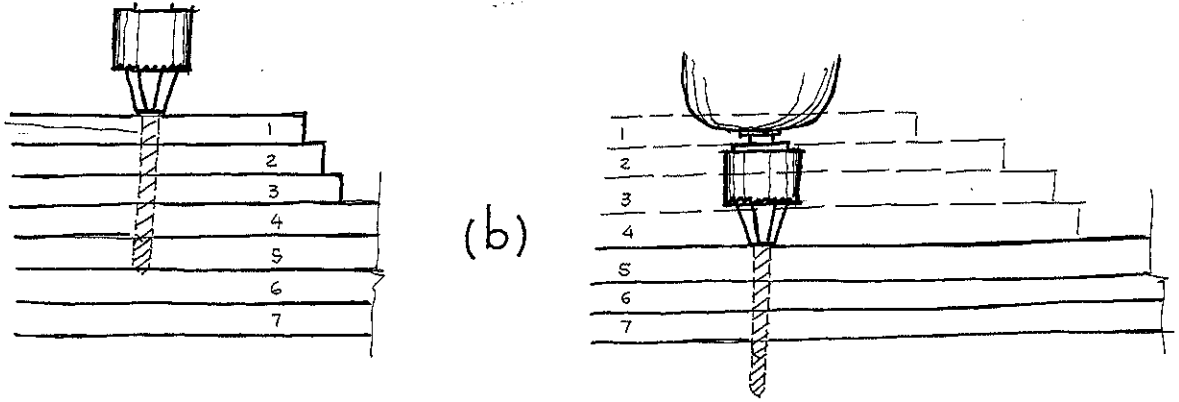


FIGURA 10.7-5 - Fixação Provisória das Peças
10.7.3 - Furos para parafusos

Após a montagem do pórtico no gabarito, deverá ser iniciado os furos dos parafusos. Este furo deverá atravessar todas as peças com o cuidado de estar sempre na vertical, quando da impossibilidade de um besouro com mesa de fixação horizontal e movimento vertical.





10.7-4 - Orientaçãõ para Furaçãõ

Se o comprimento da broca for interior à espessura da peça deverá ser furado o máximo possível de peças com todo o conjunto montado e retirando-se camadas já furadas, prolonga-se o furo até ter conseguido toda a perfuração.

Devido à utilização aceitável de até quatro furos por seção transversal, o cuidado para não inclinar o furo deverá ser bem maior, para não comprometer a resistência do parafuso ou da madeira.

10.7.4 - Opçãõ de montagem na obra

Com as peças no lugar, furadas e devidamente parafusadas, é recomendado fazer a junção dos dois lados do pórtico, através da montagem, perfuração e parafusamento das peças que compõem o nã de cumeeira. No local deverá haver um gabarito que corrigirá fugas na junção das partes. O gabarito do chão deve ter as medidas básicas.

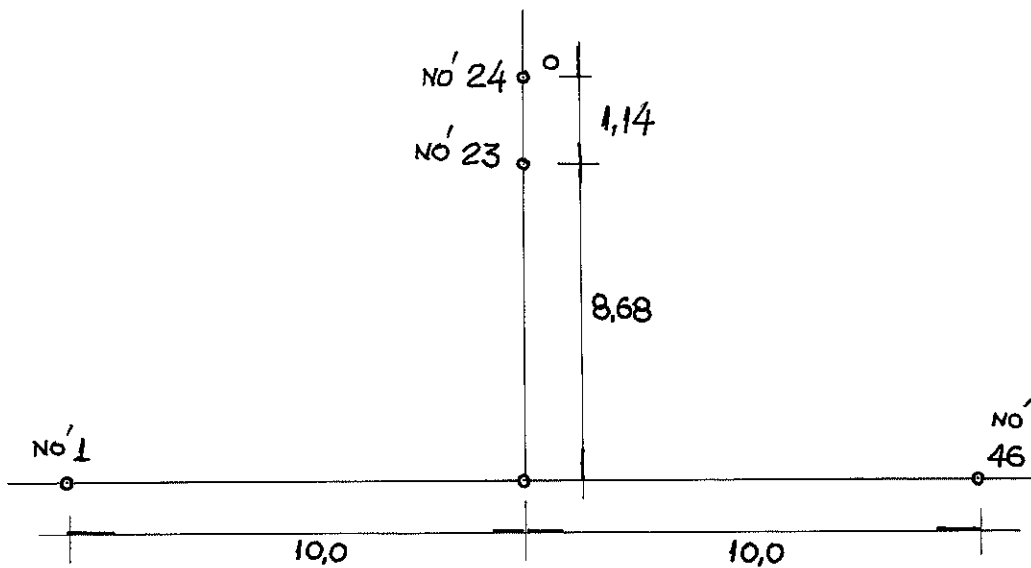


FIGURA 10.7-5 - Gabarito Simples

Após montado, é recomendado o deslocamento do pórtico para montagem no local de uso, dividido em 3 partes, reduzindo o peso de cada parte. Os locais recomendados para divisão da viga são:

- a) - Nas emendas das barras, 13-15, 14-16, 31-33 e 32-34.

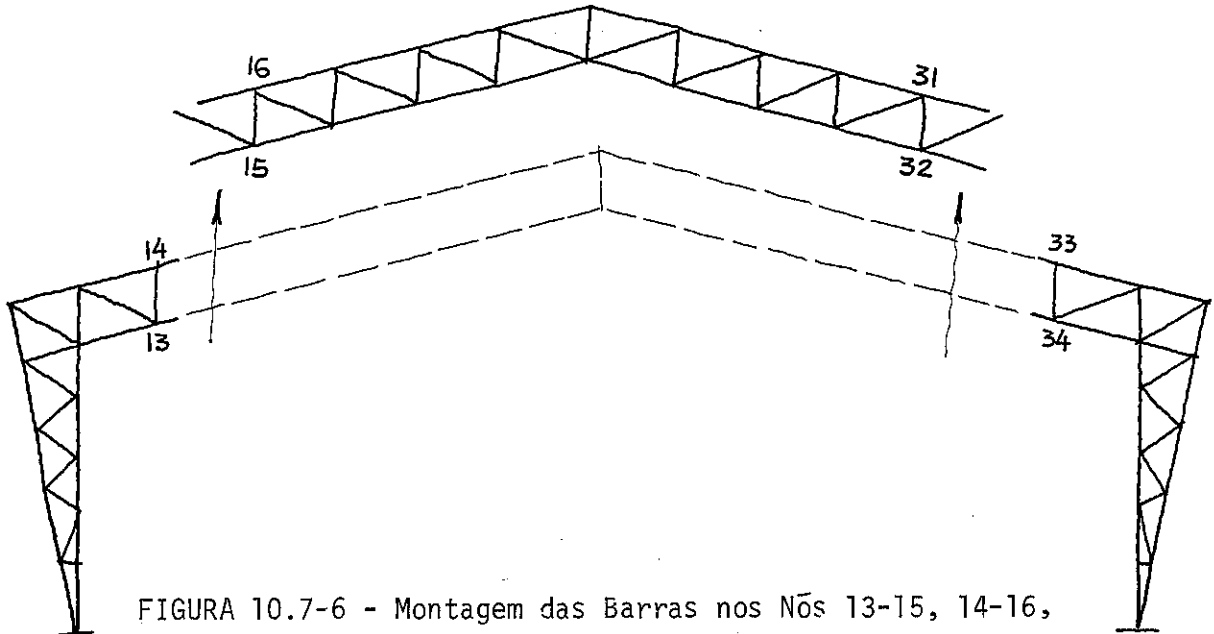


FIGURA 10.7-6 - Montagem das Barras nos Nós 13-15, 14-16, 31-33 e 32-34

- b) - Nas emendas das barras 18-20, 17-19, 27-29 e 28-30.

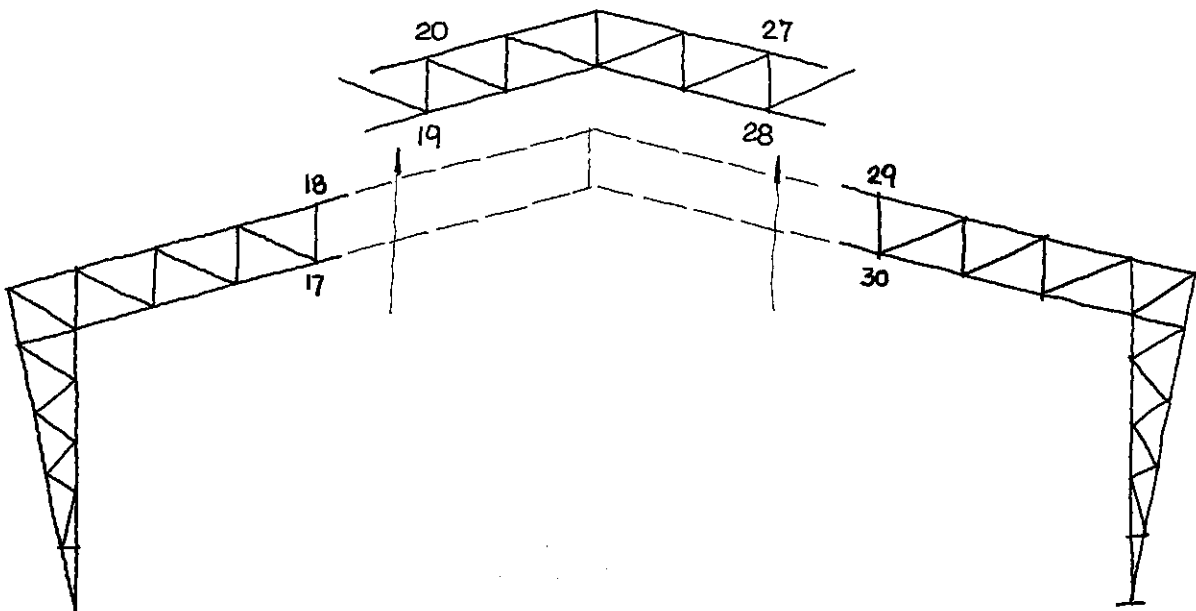


FIGURA 10.7-7 - Montagem das Barras nos Nós 18-20, 17-19, 27-29 e 28-30

10.7.6 - Detalhes construtivos

Os detalhes construtivos apresentados a seguir, em desenhos com escala adequada, representando as posições corretas dos parafusos, afastamentos e quantidades, assim como, ângulos de cortes, comprimentos das emendas e pormenores que fazem destas, vînculos teoricamente perfeitos.

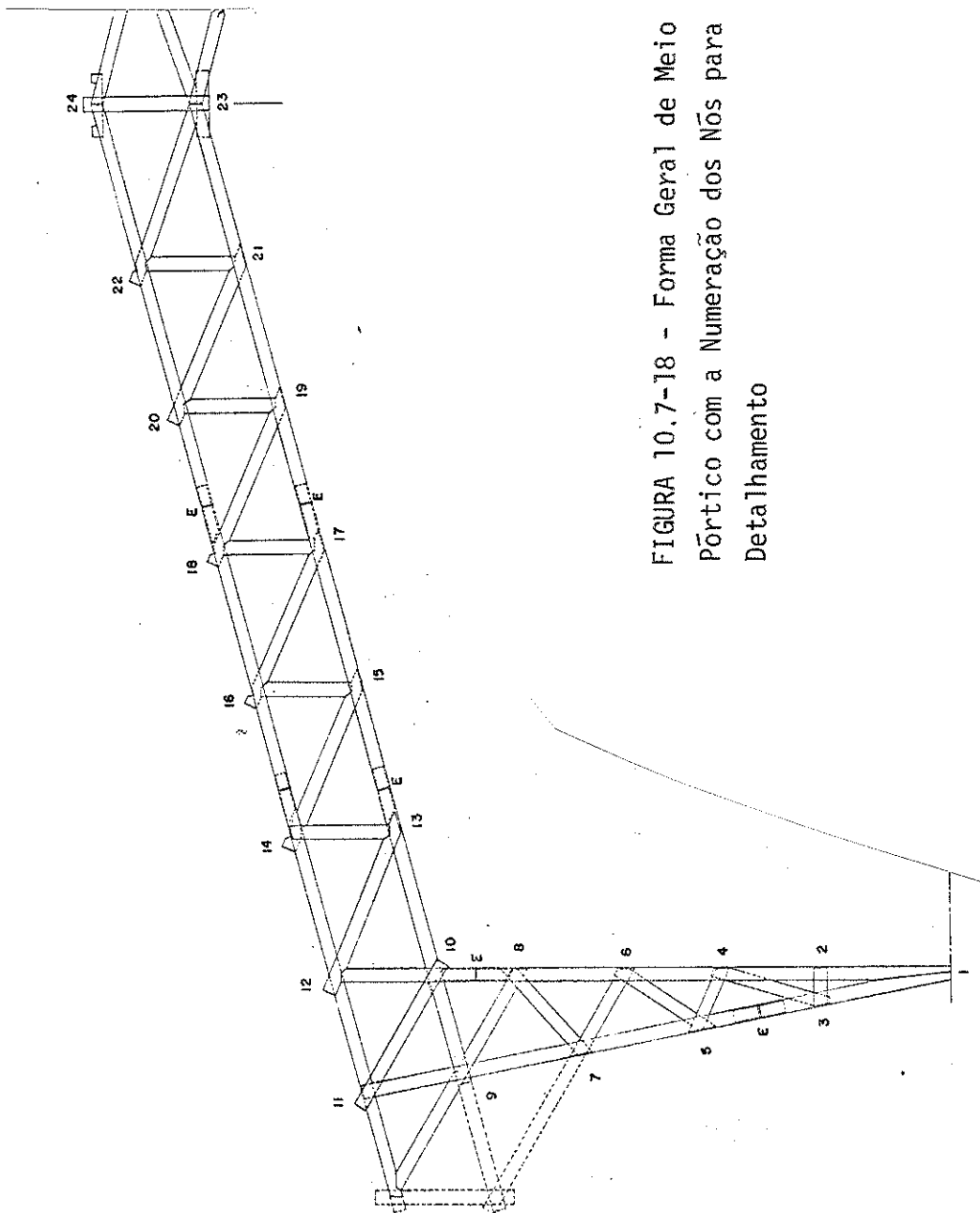
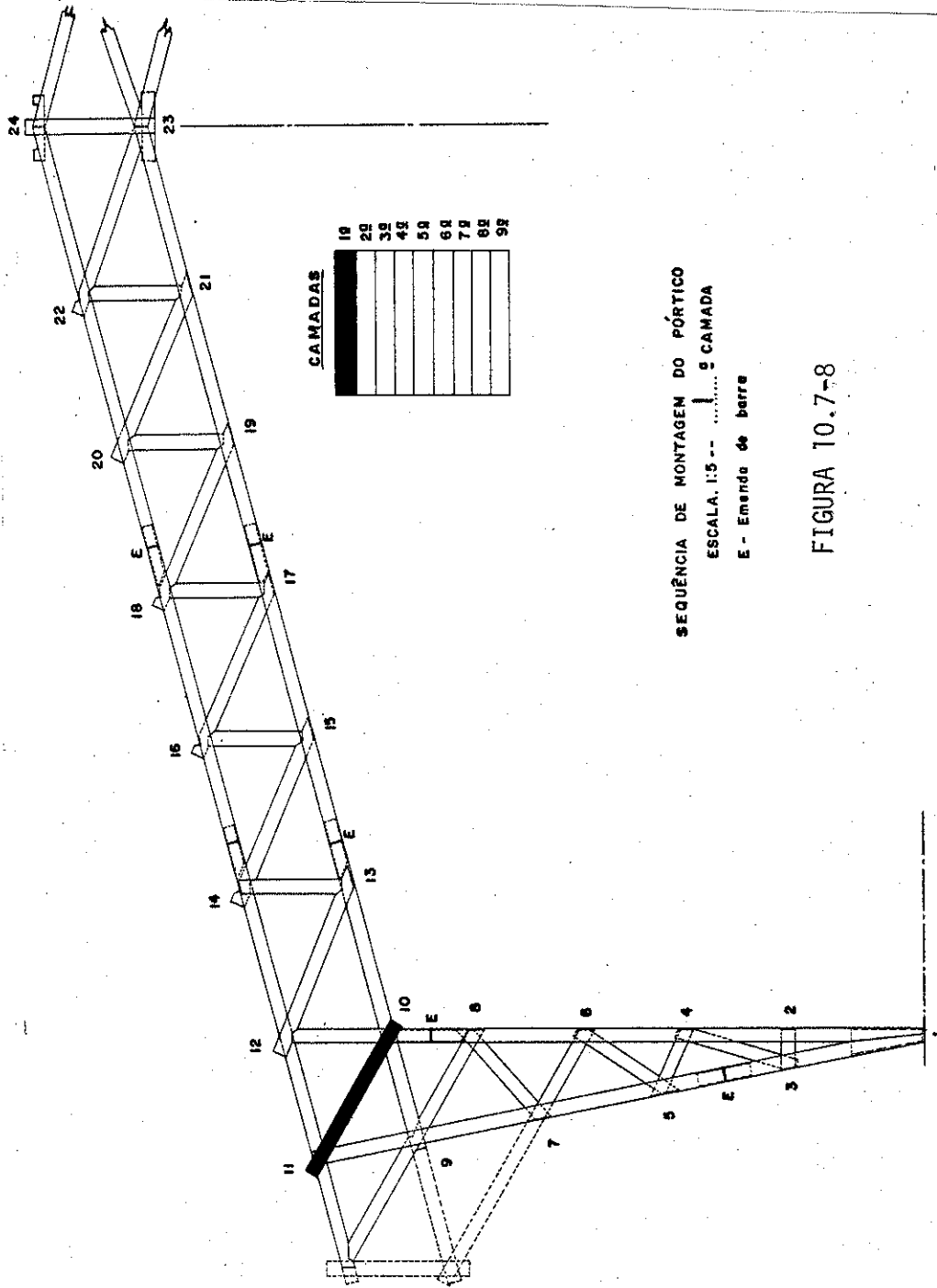


FIGURA 10.7-18 - Forma Geral de Meio Pórtico com a Numeração dos Nós para Detalhamento

10.7.5 - Sequência de montagem do pórtico

A sequência de montagem das peças de madeira que compõem o pórtico, para melhor orientação durante a construção estarão a seguir.



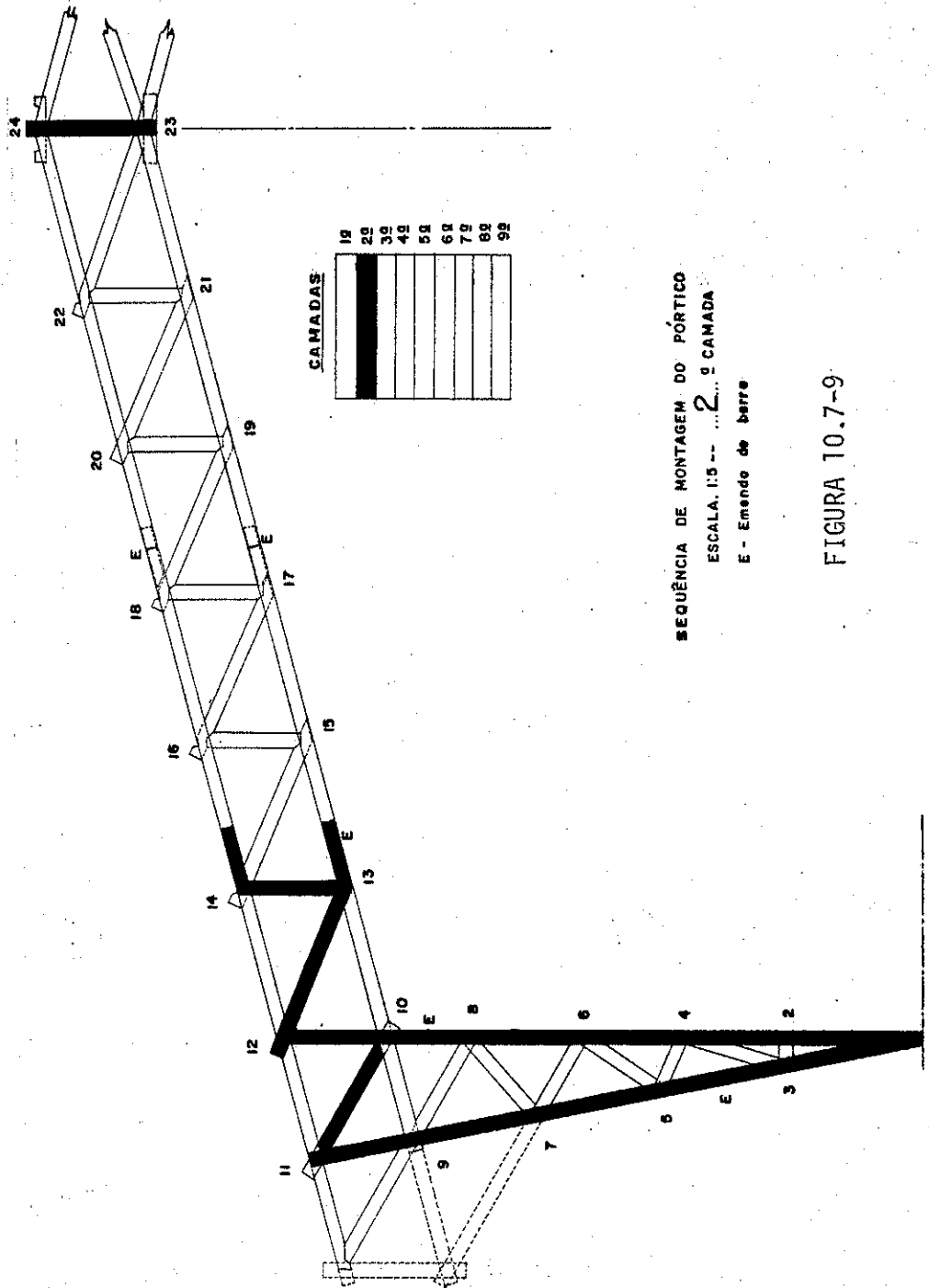
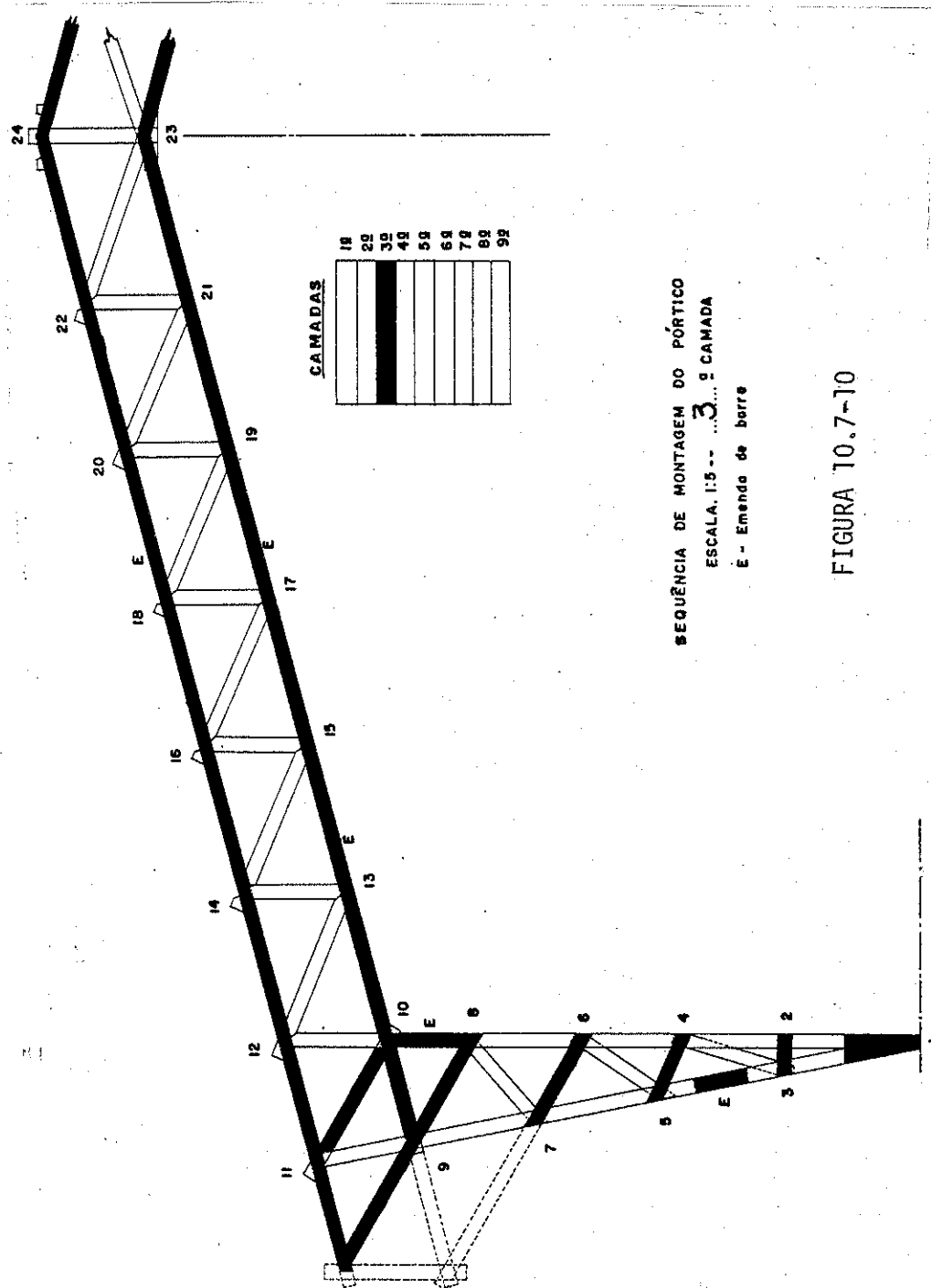
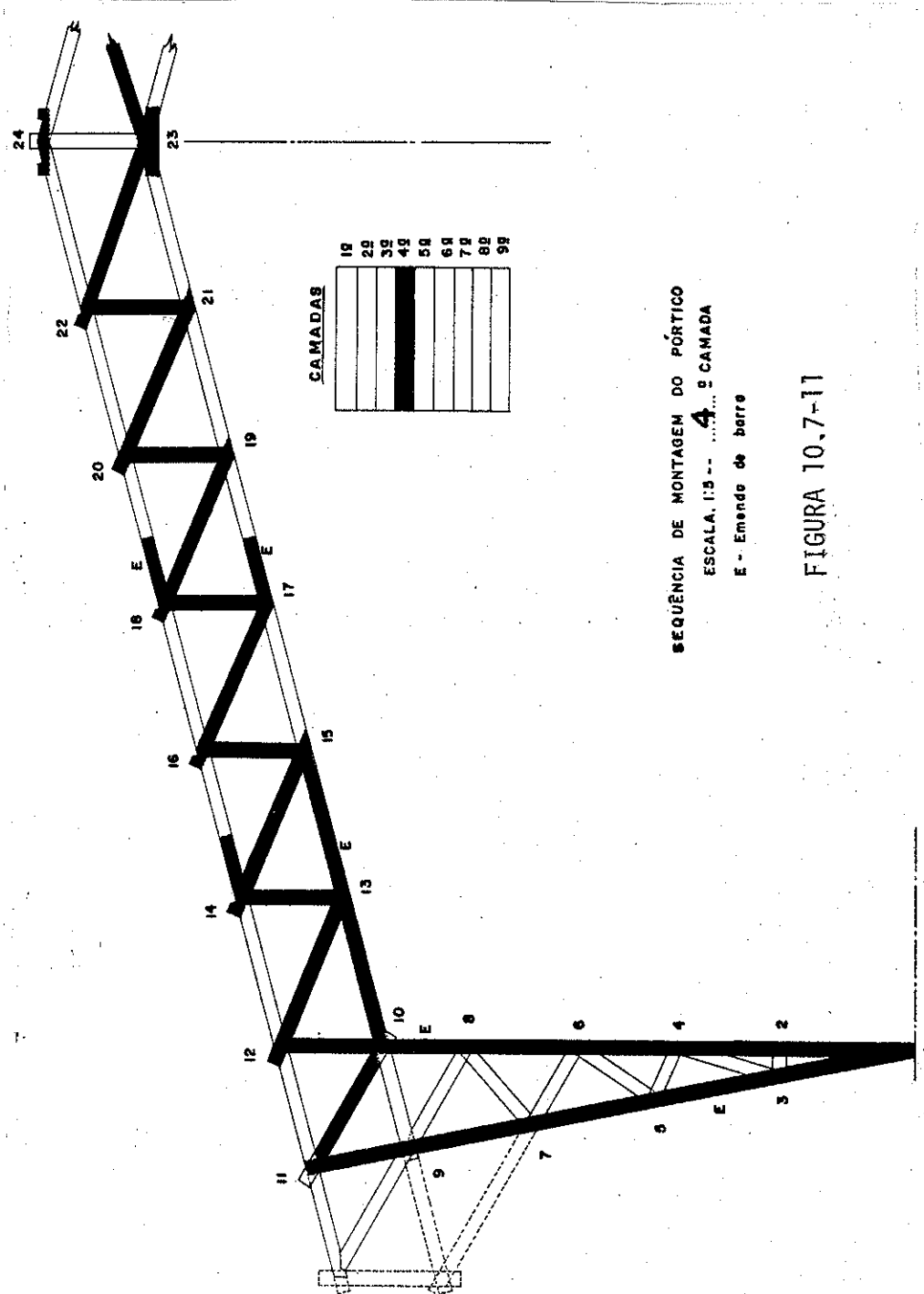


FIGURA 10.7-9



SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:5 -- ...3... 2 CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-10



SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:3 -- 4 CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-11

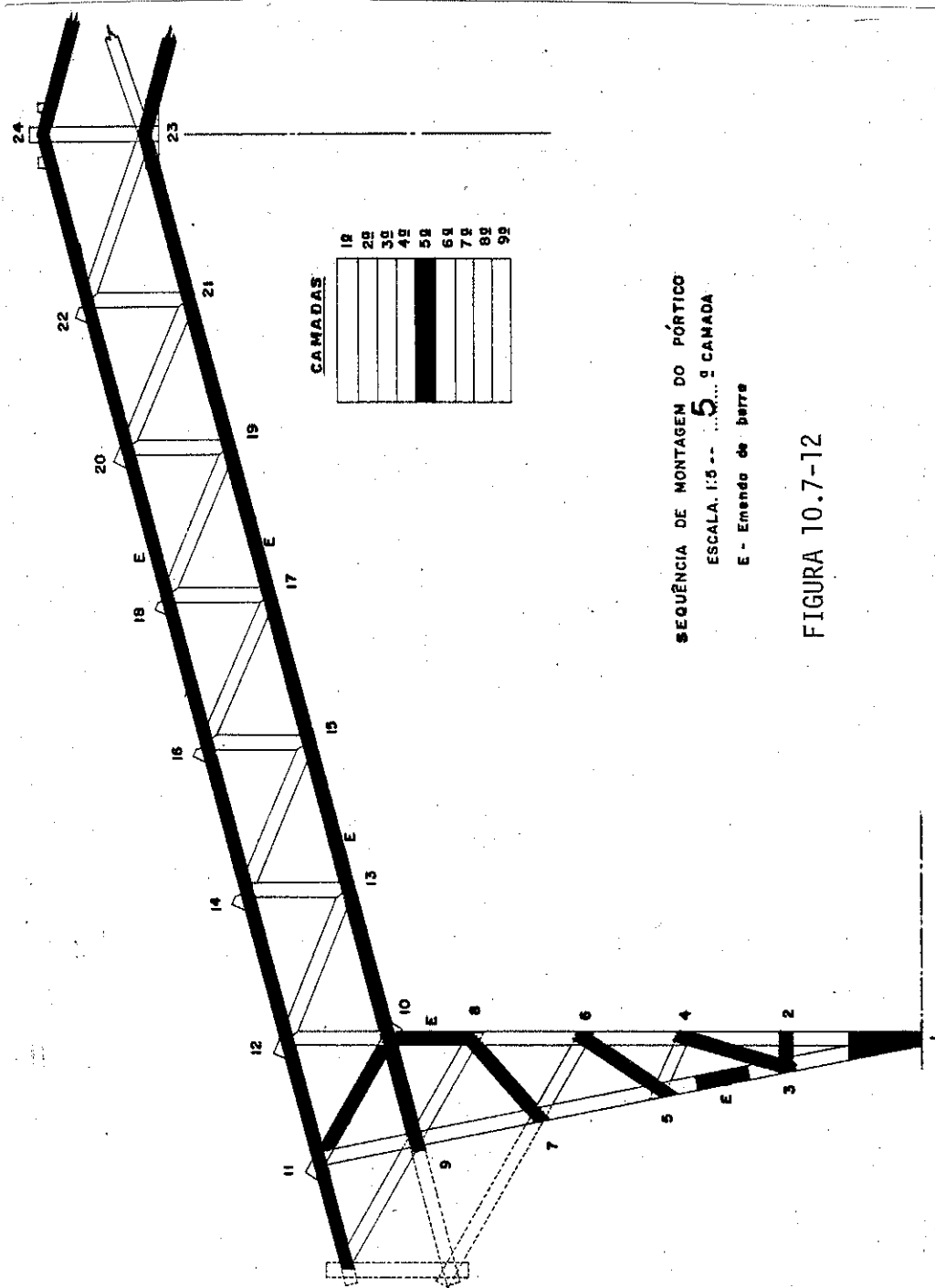
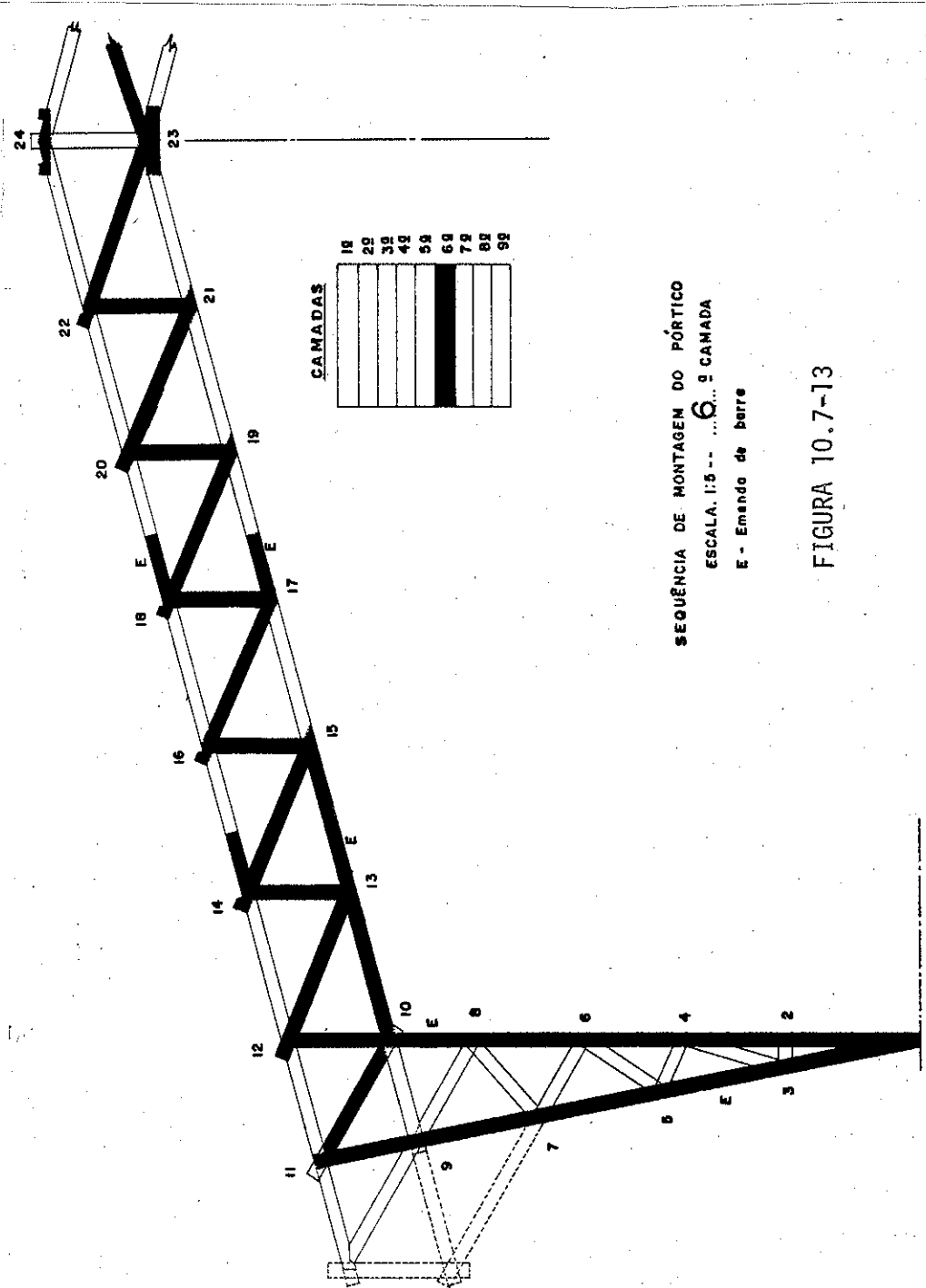


FIGURA 10.7-12



SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:5 -- ... 6.ª CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-13

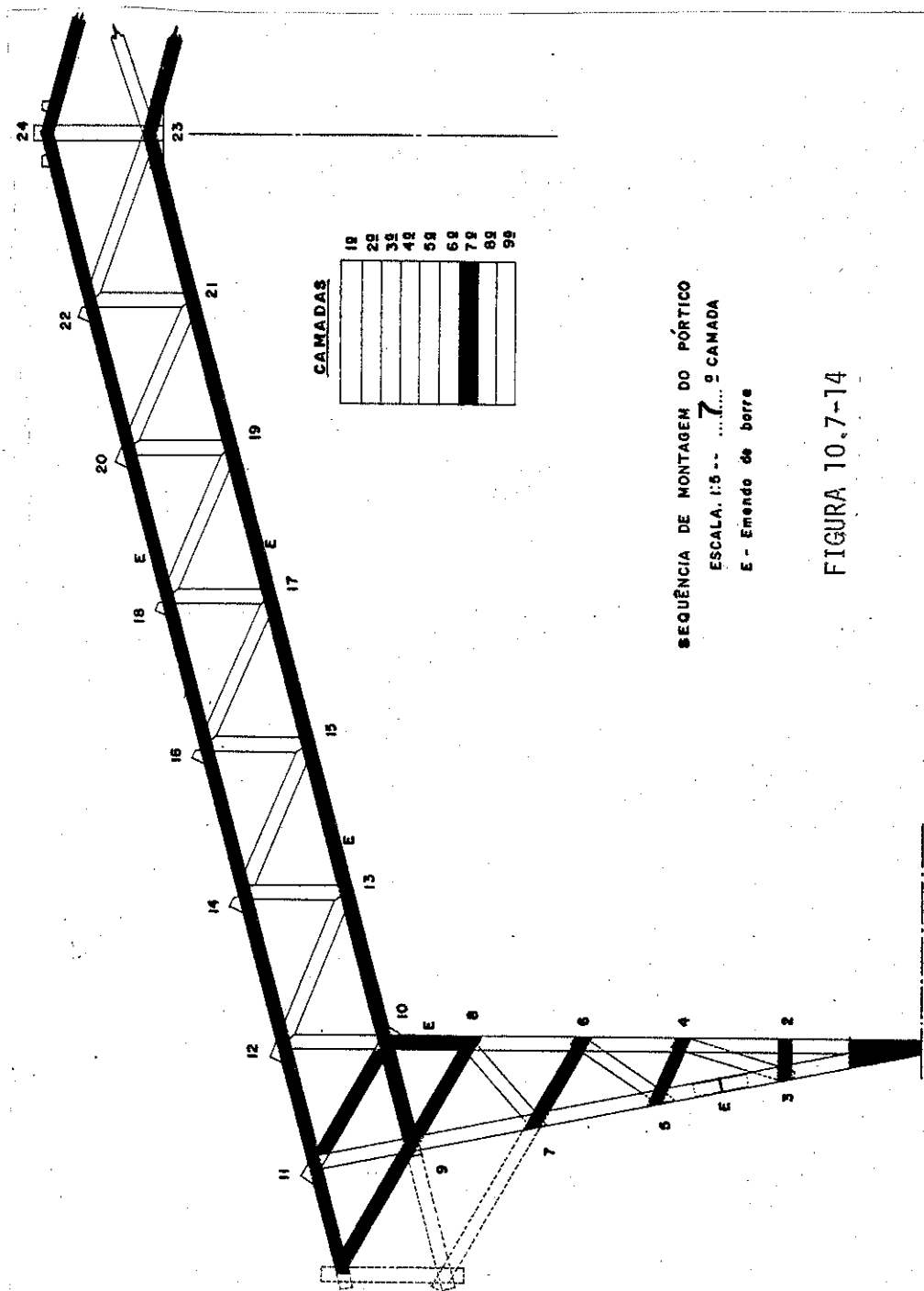
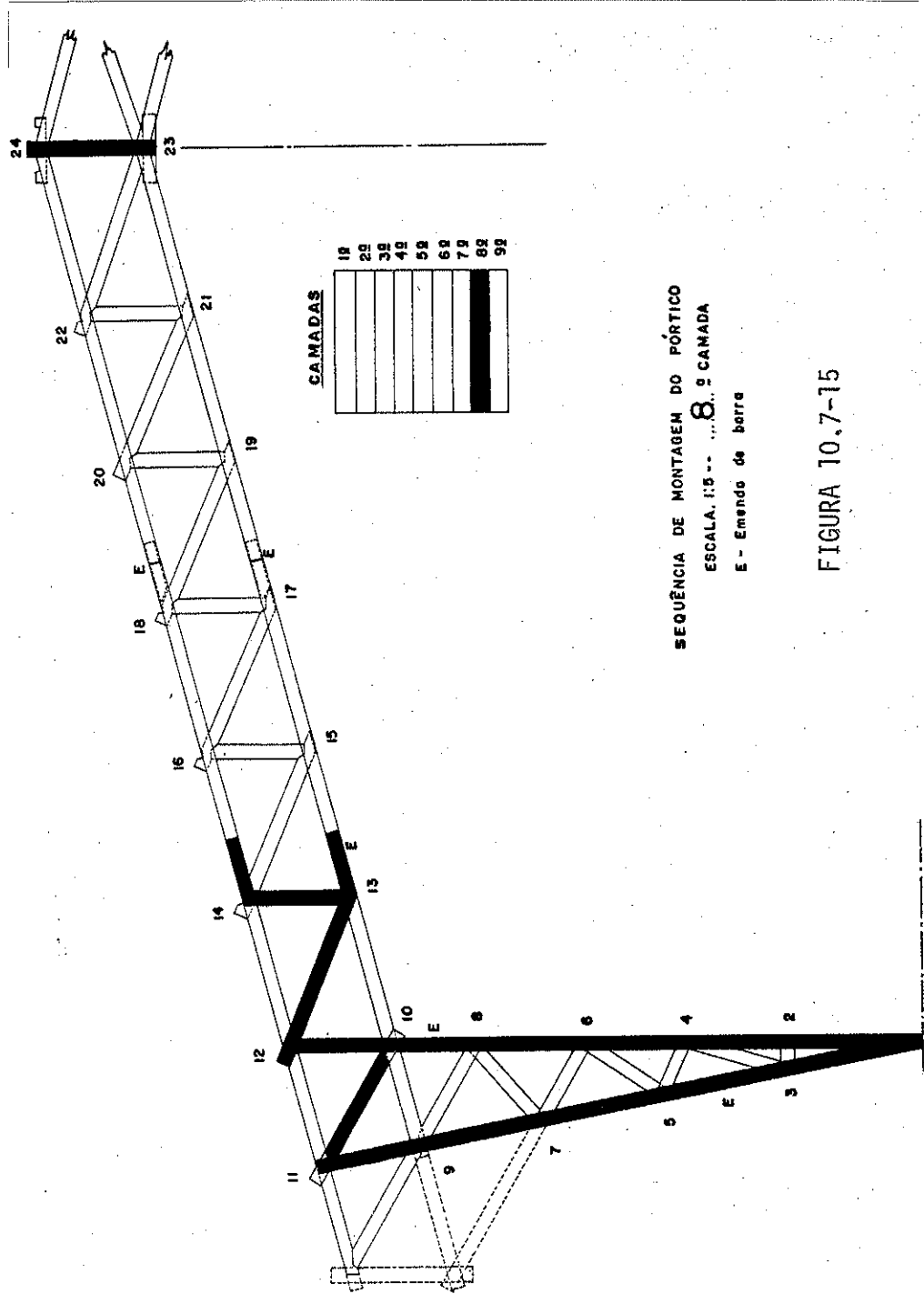
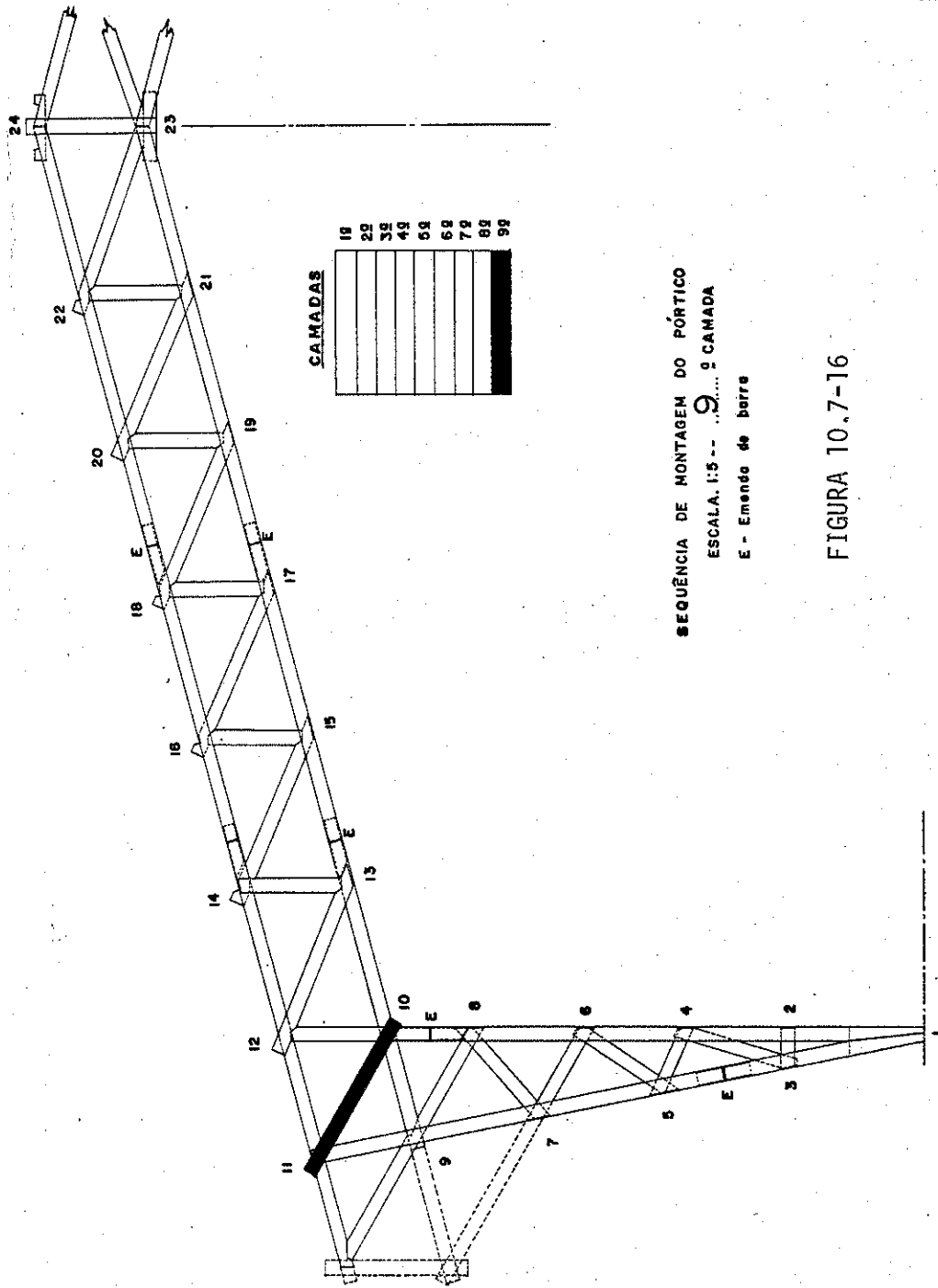


FIGURA 10.7-14



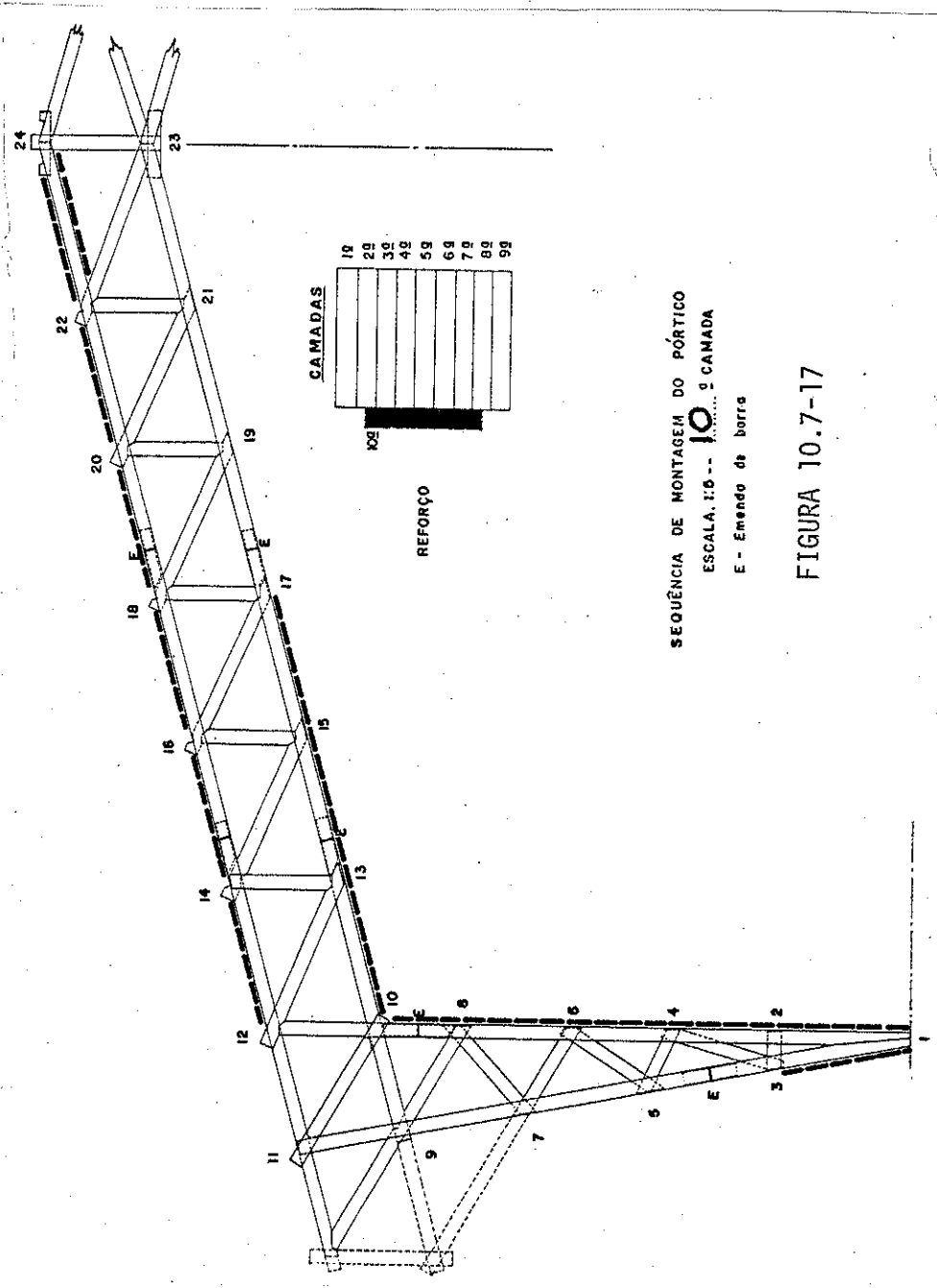
SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:5 ... 8... 9 CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-15



SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:5 -- 9... 9 CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-16



SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO PÓRTICO
ESCALA: 1:5 -- 10 CAMADA
E - Emenda de barra

FIGURA 10.7-17

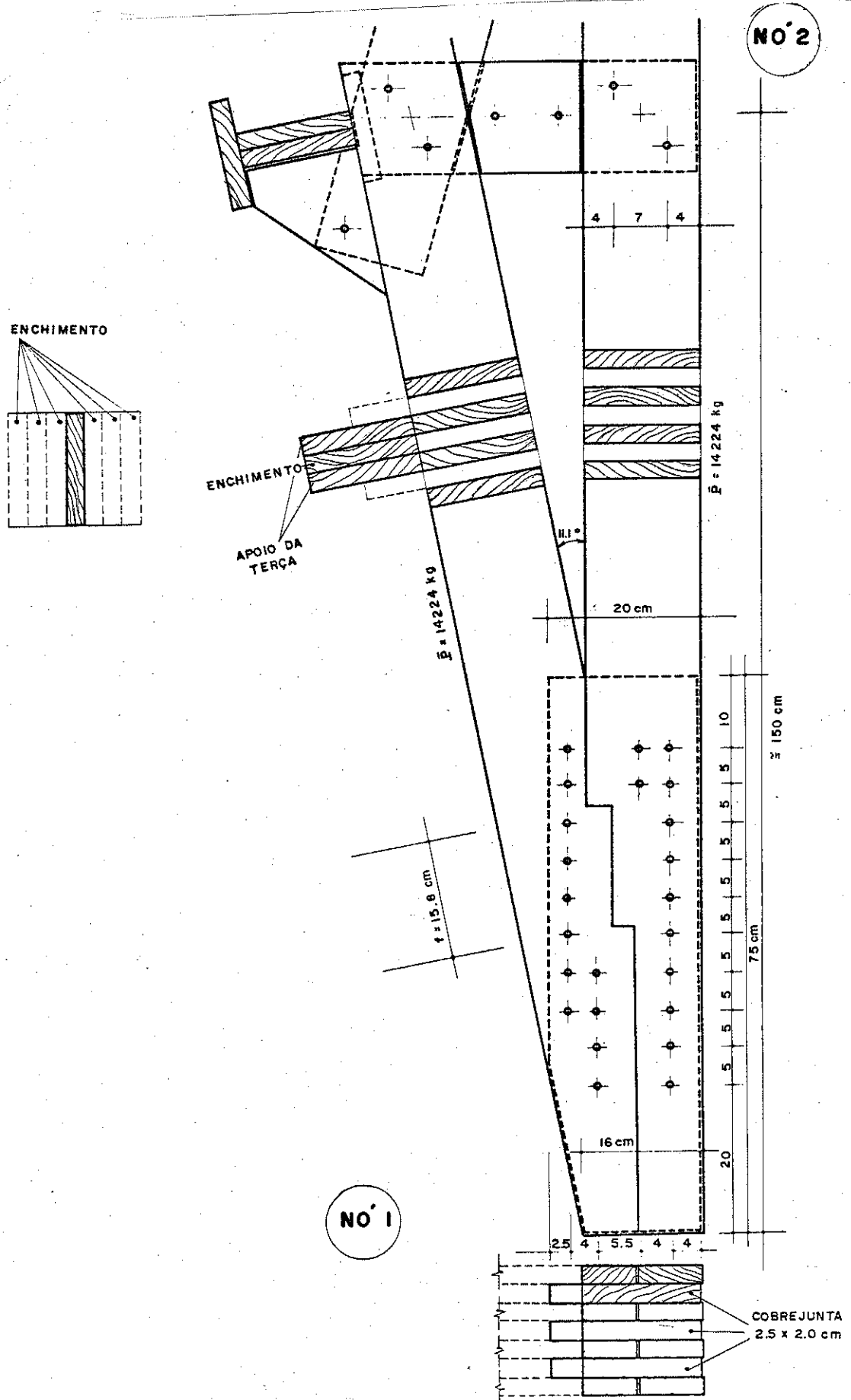


FIGURA 10.7-19

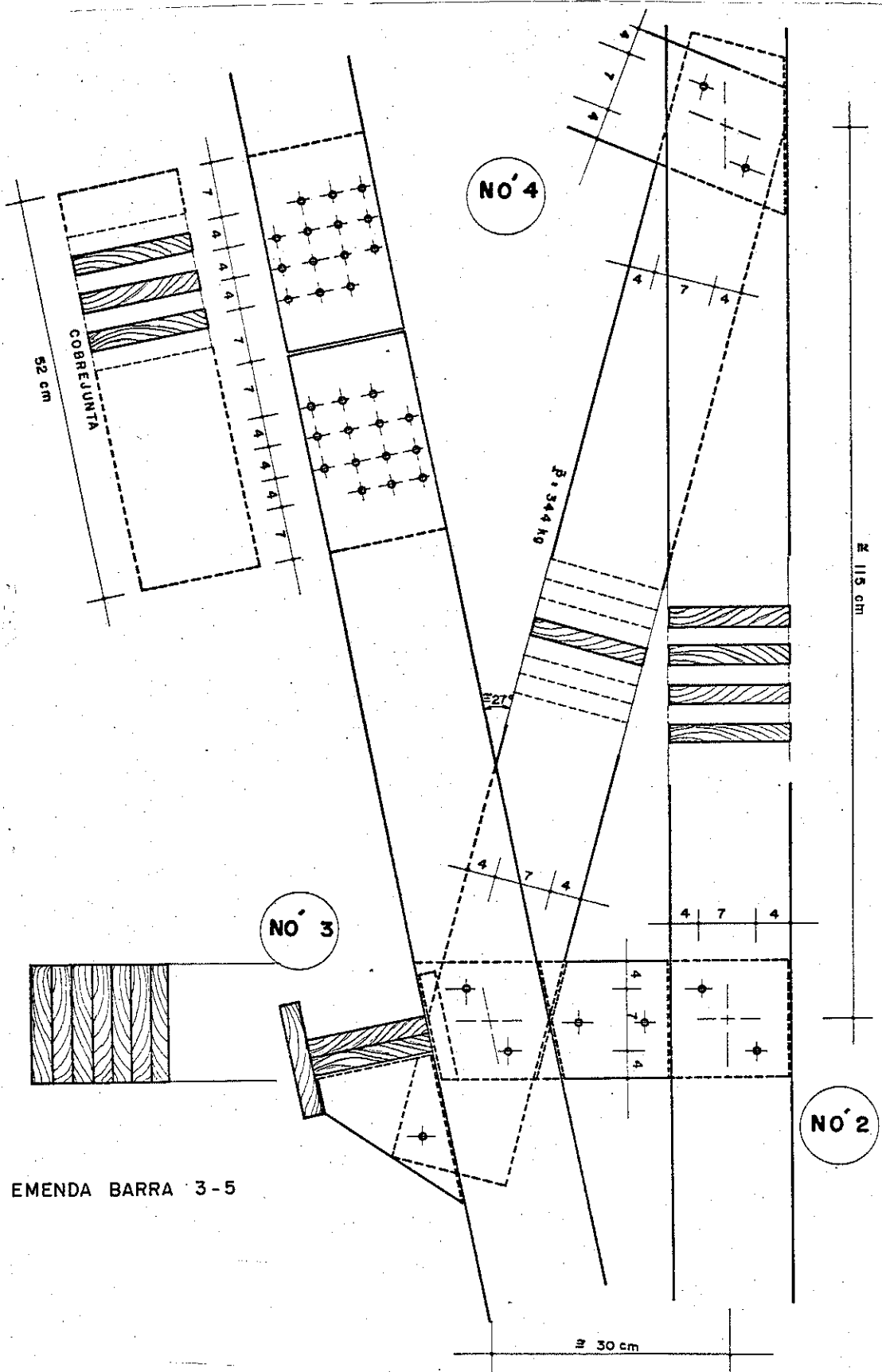


FIGURA 10.7-20

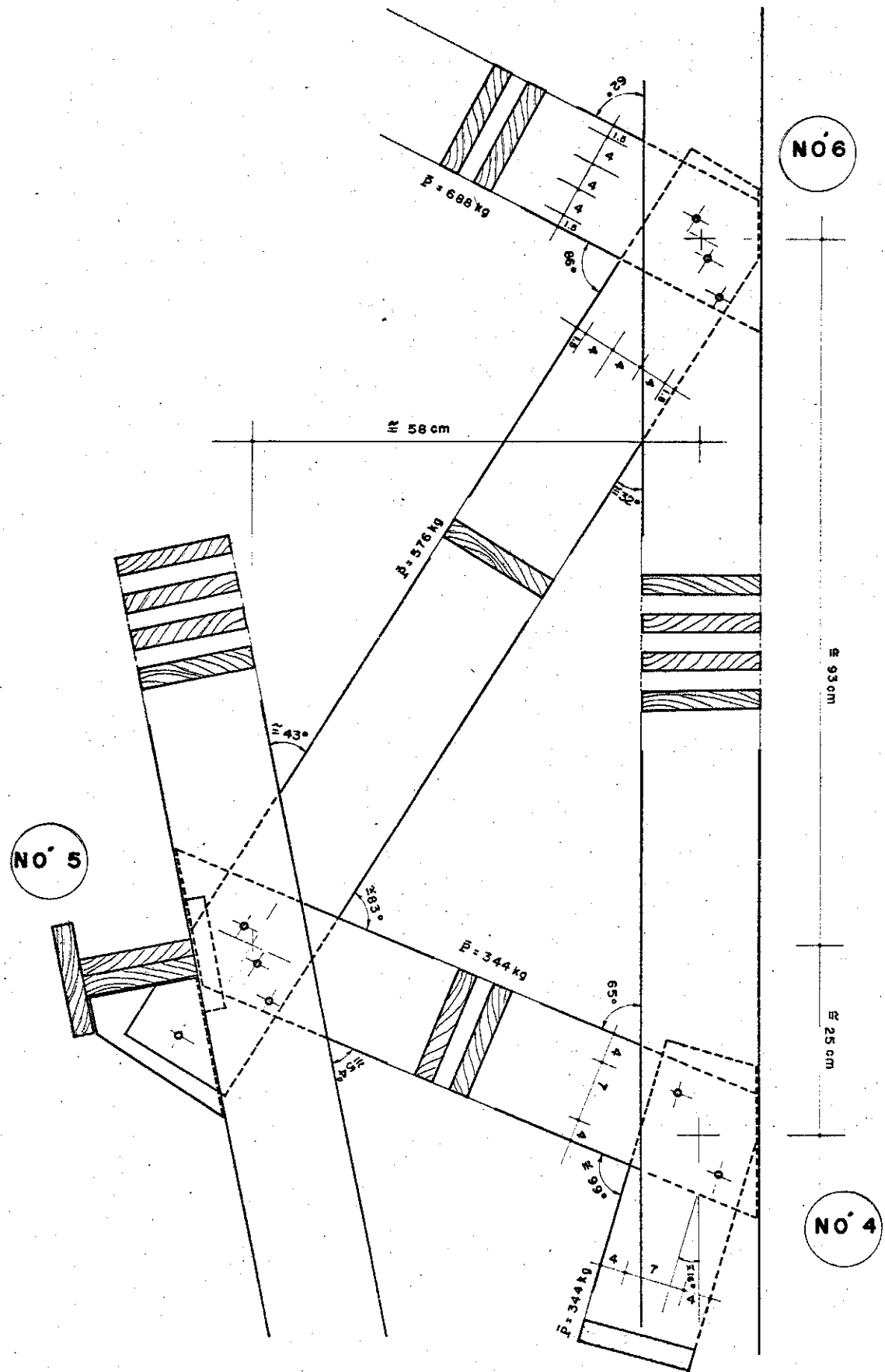


FIGURA 10:7-21

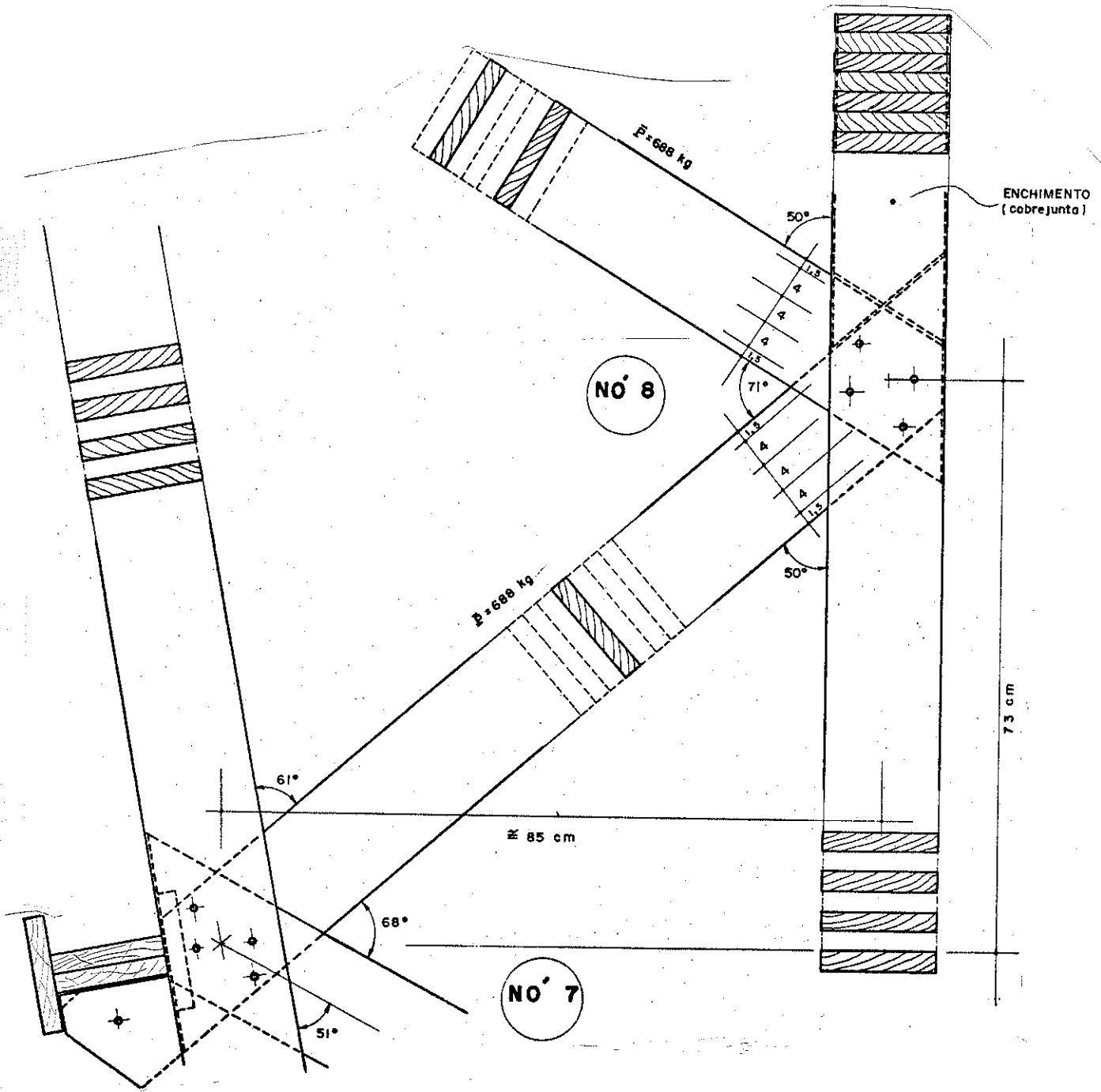


FIGURA 10.7-22

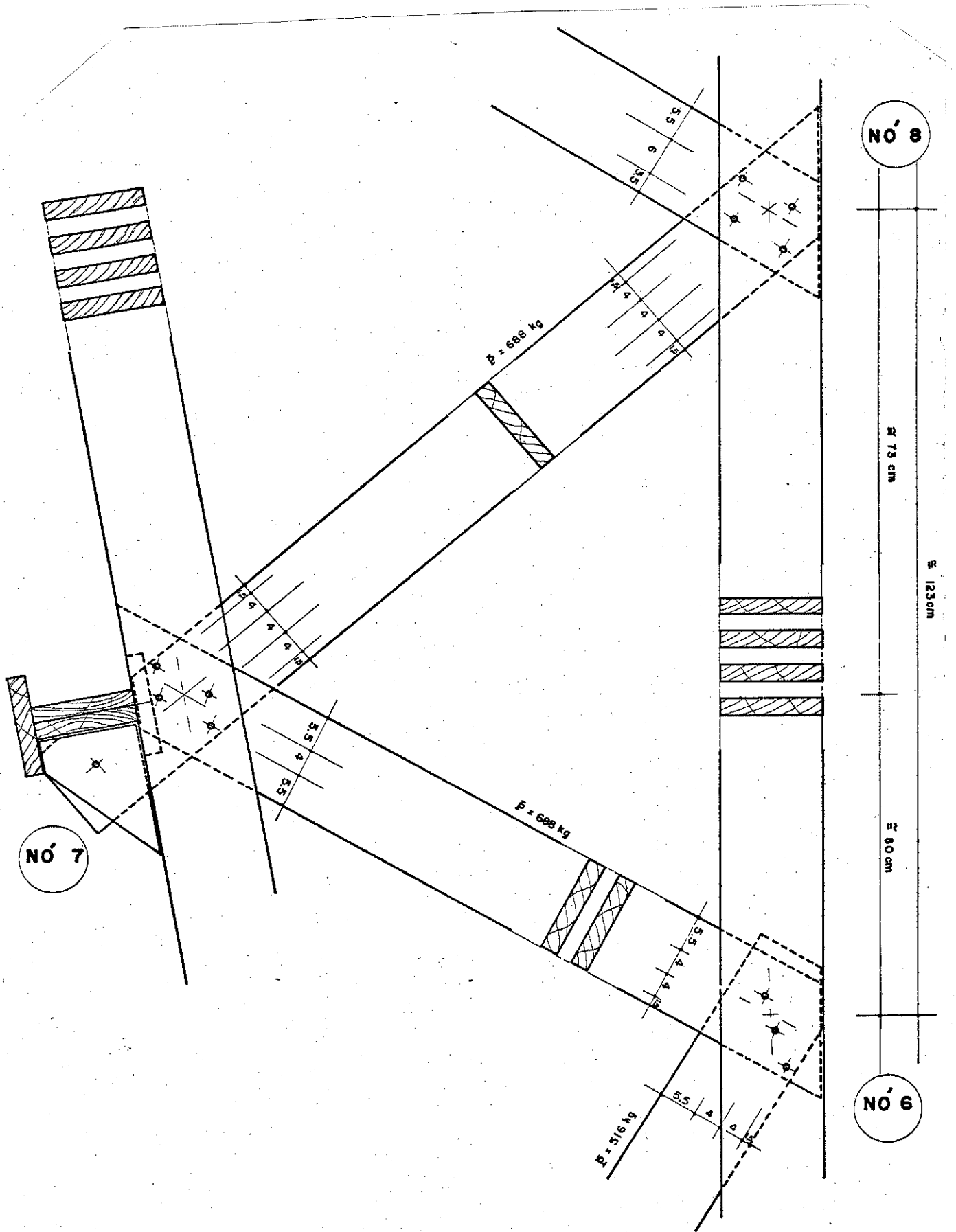


FIGURA 10.7-23

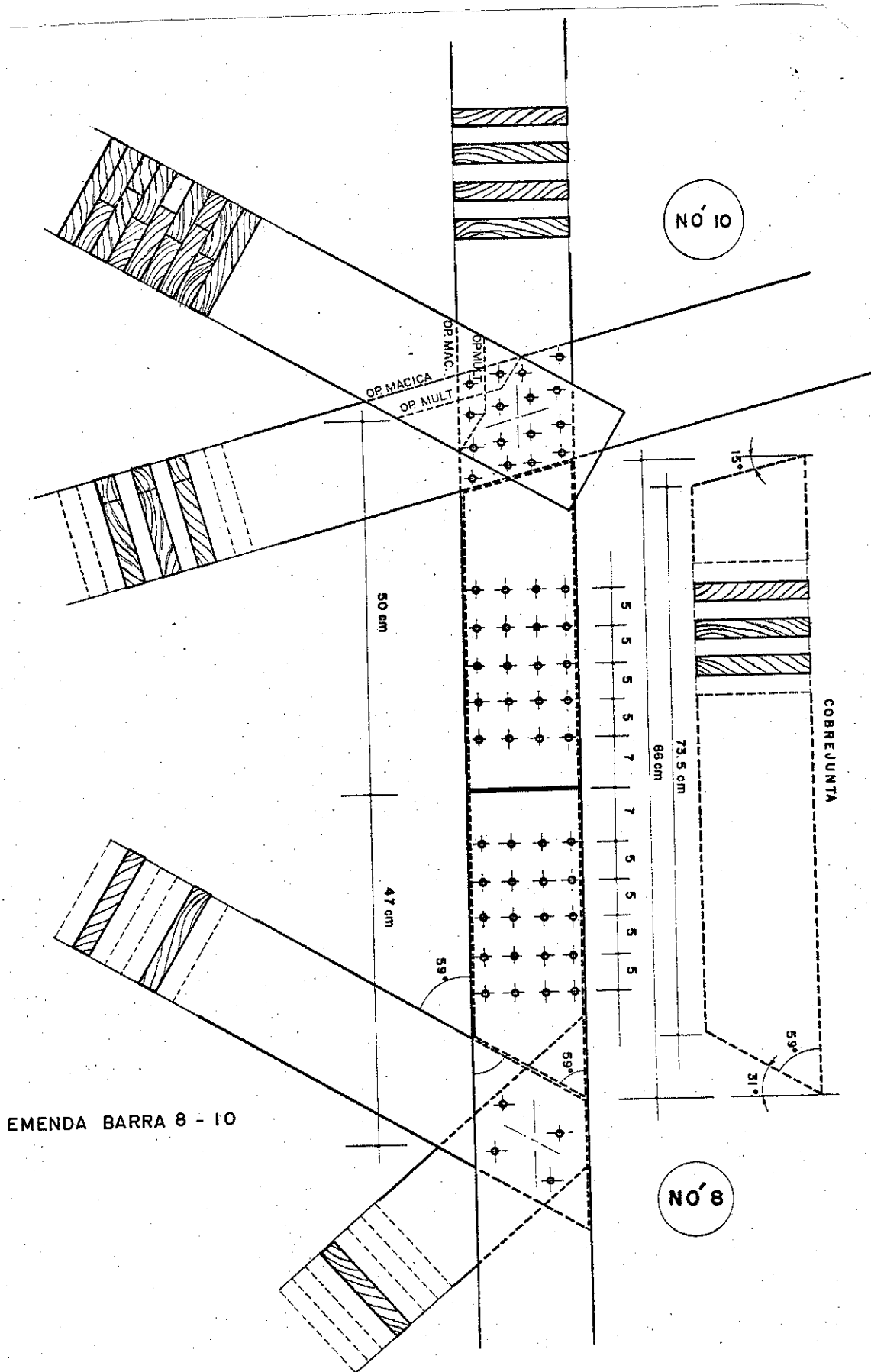


FIGURA 10.7-24

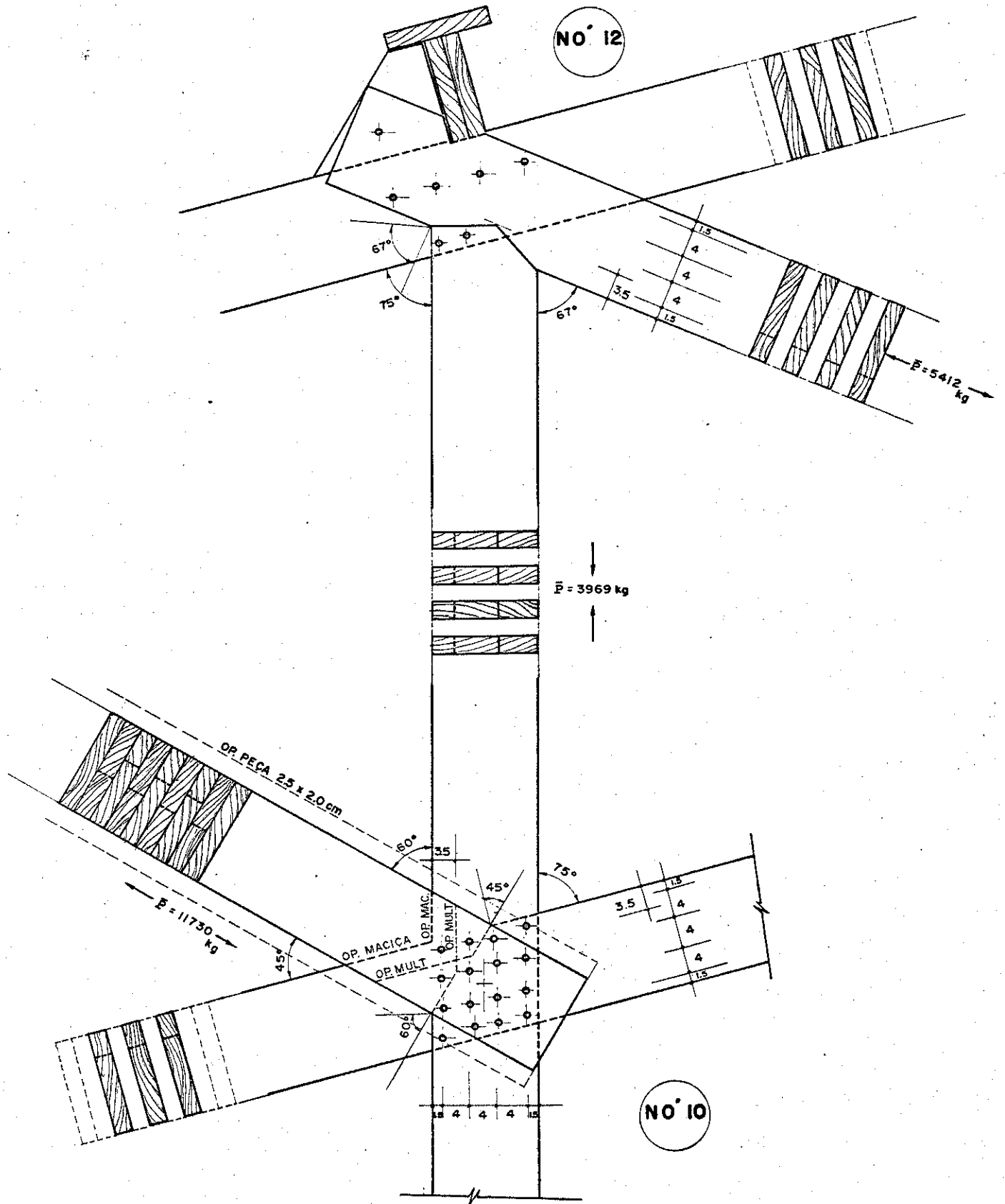


FIGURA 10.7-25

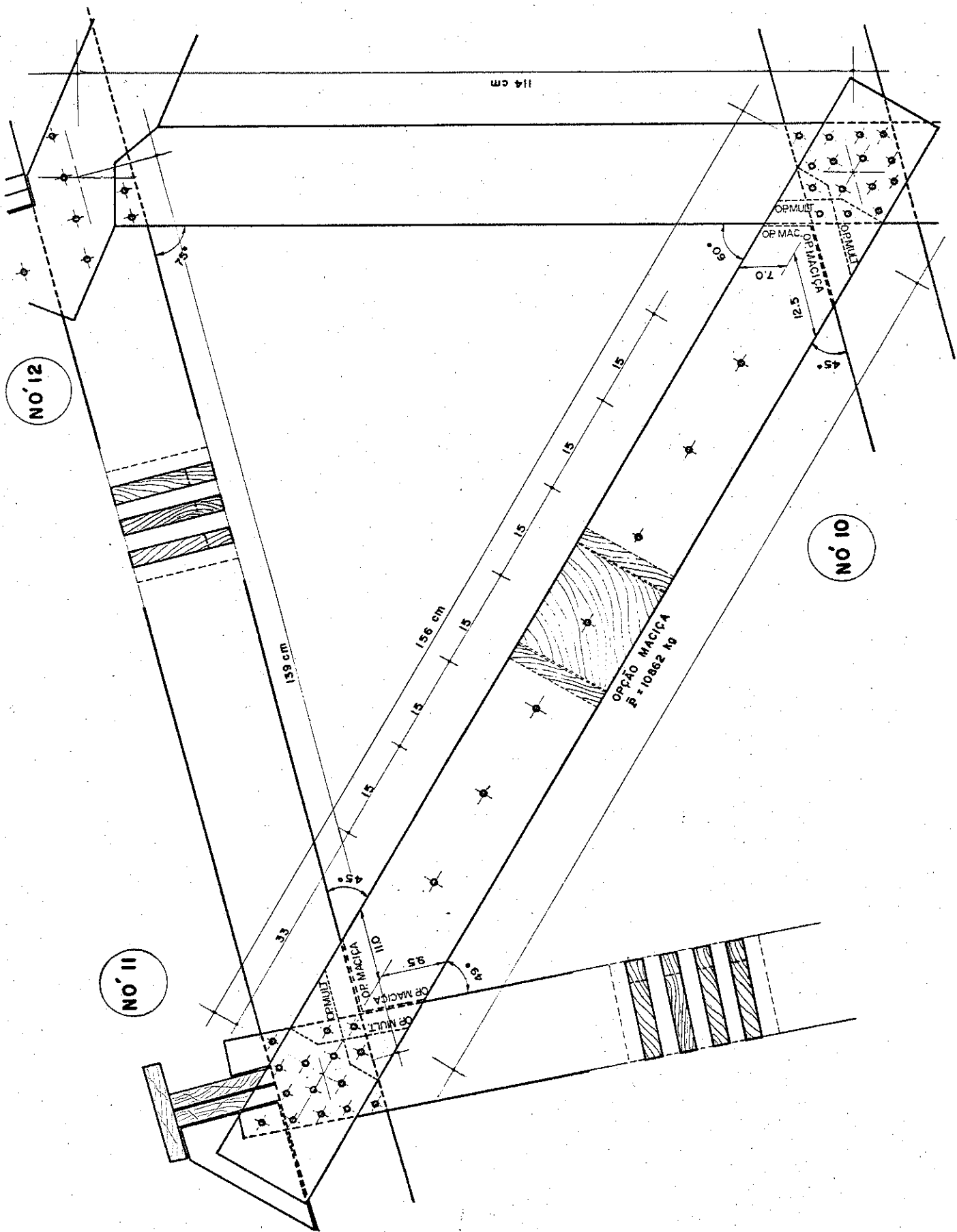


FIGURA 10.7-26

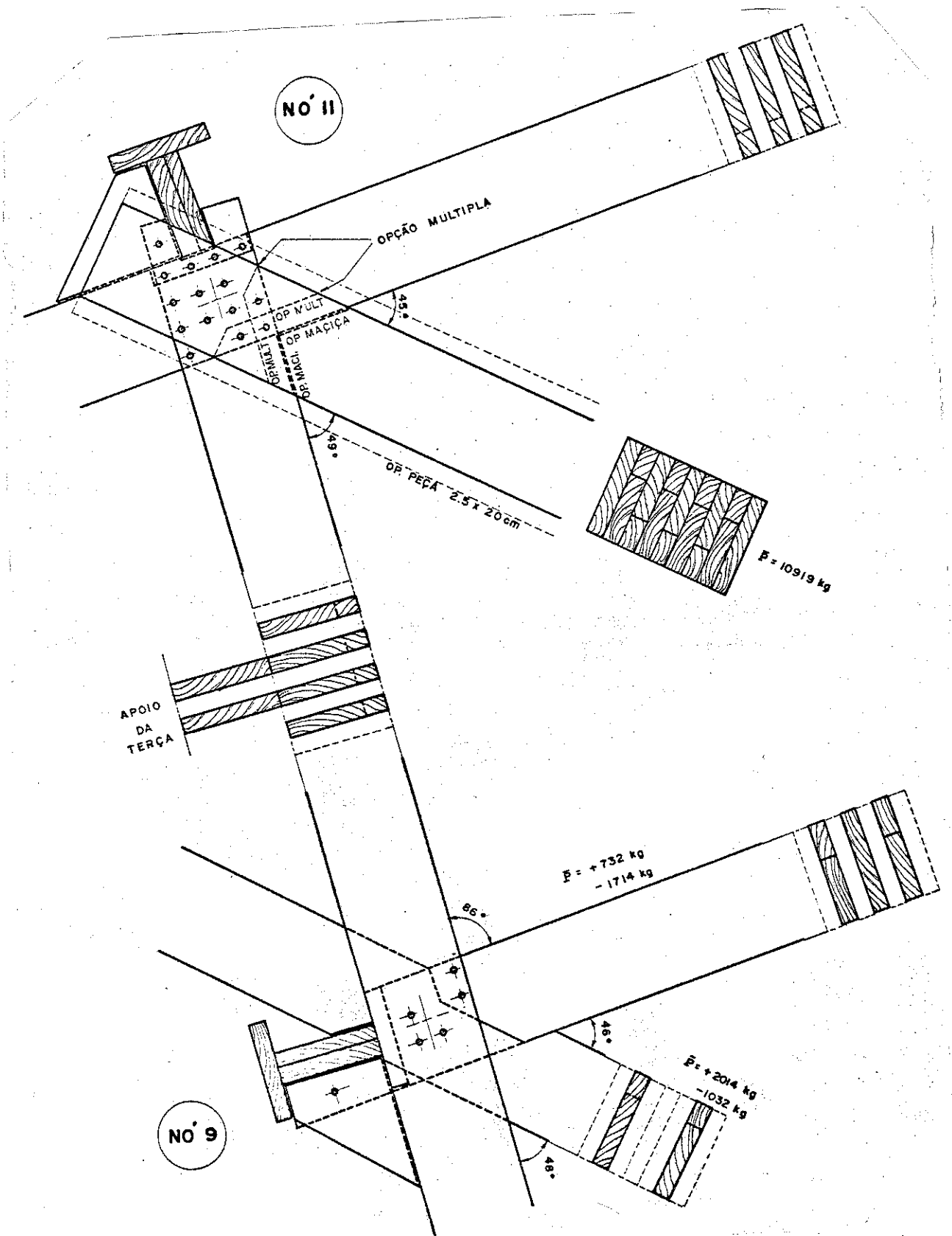


FIGURA 10.7-27

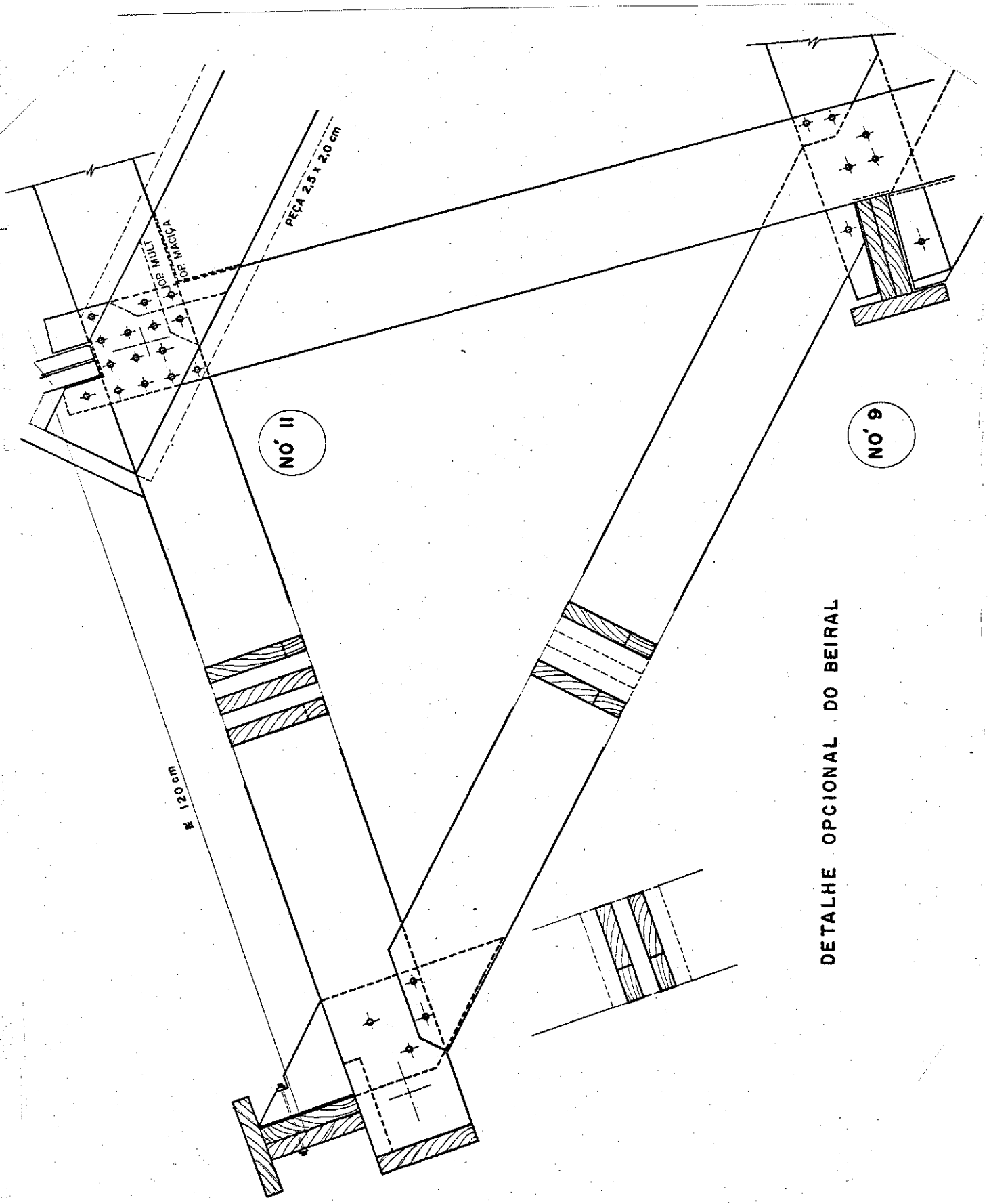


FIGURA 10.7-28

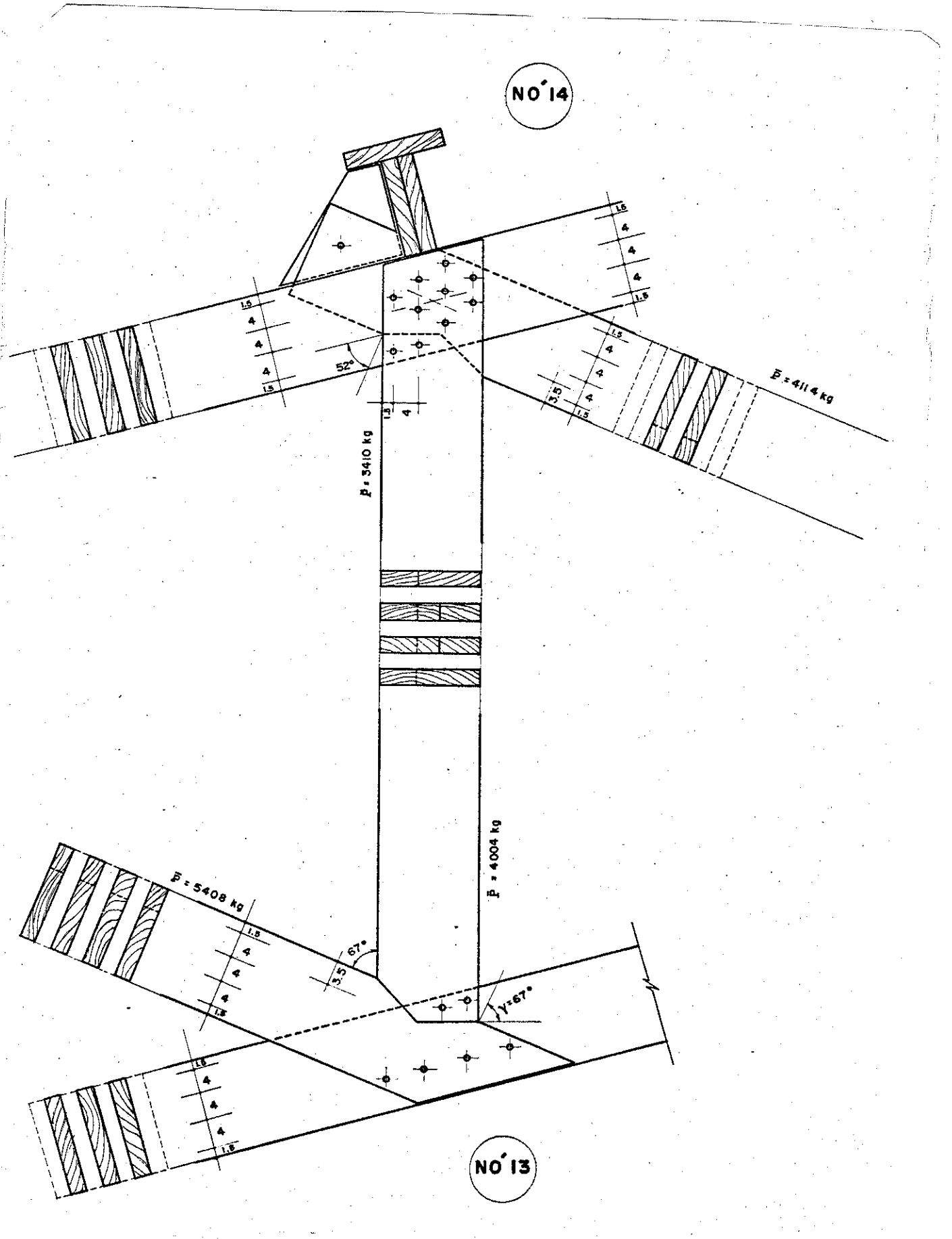


FIGURA 10.7-29

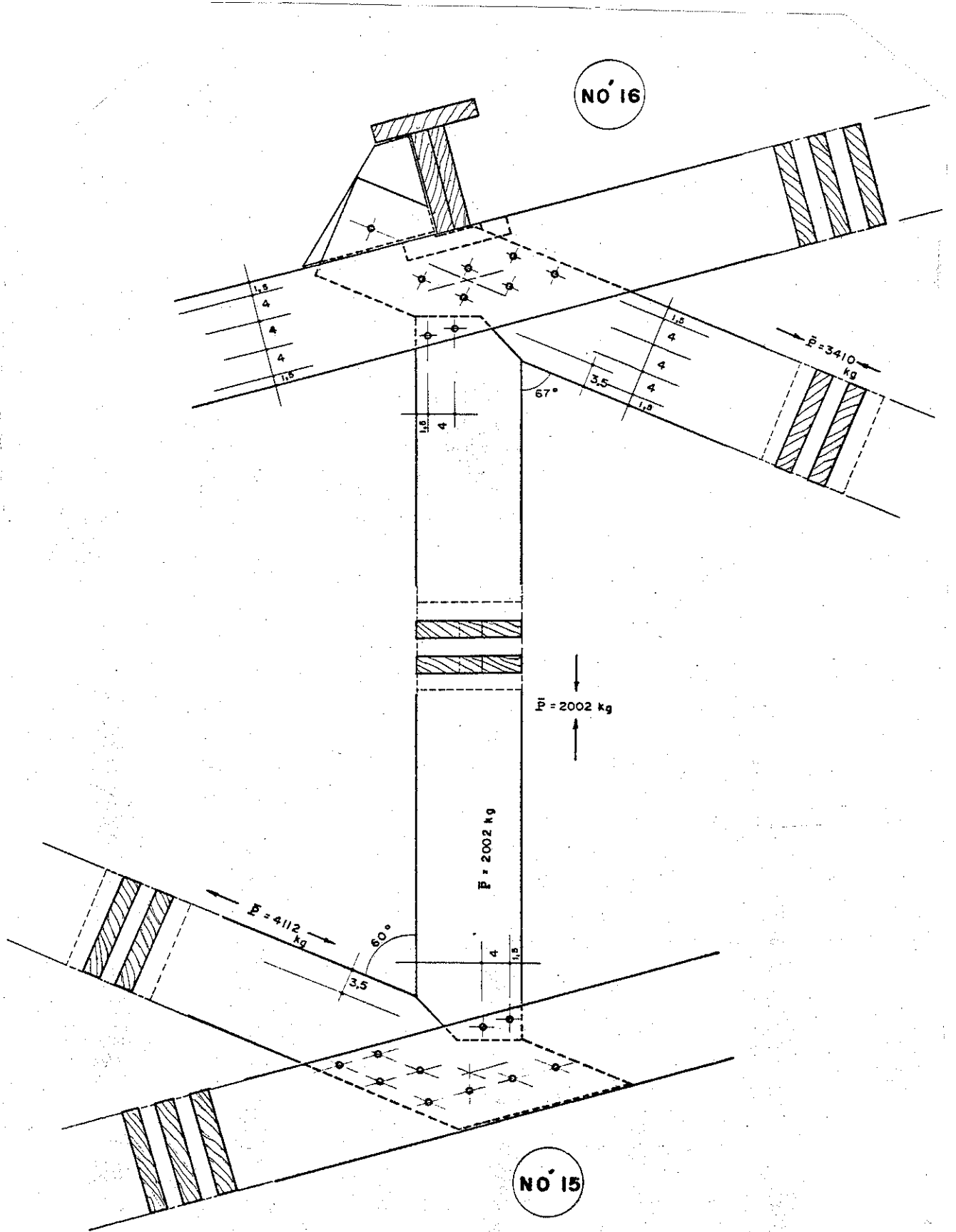
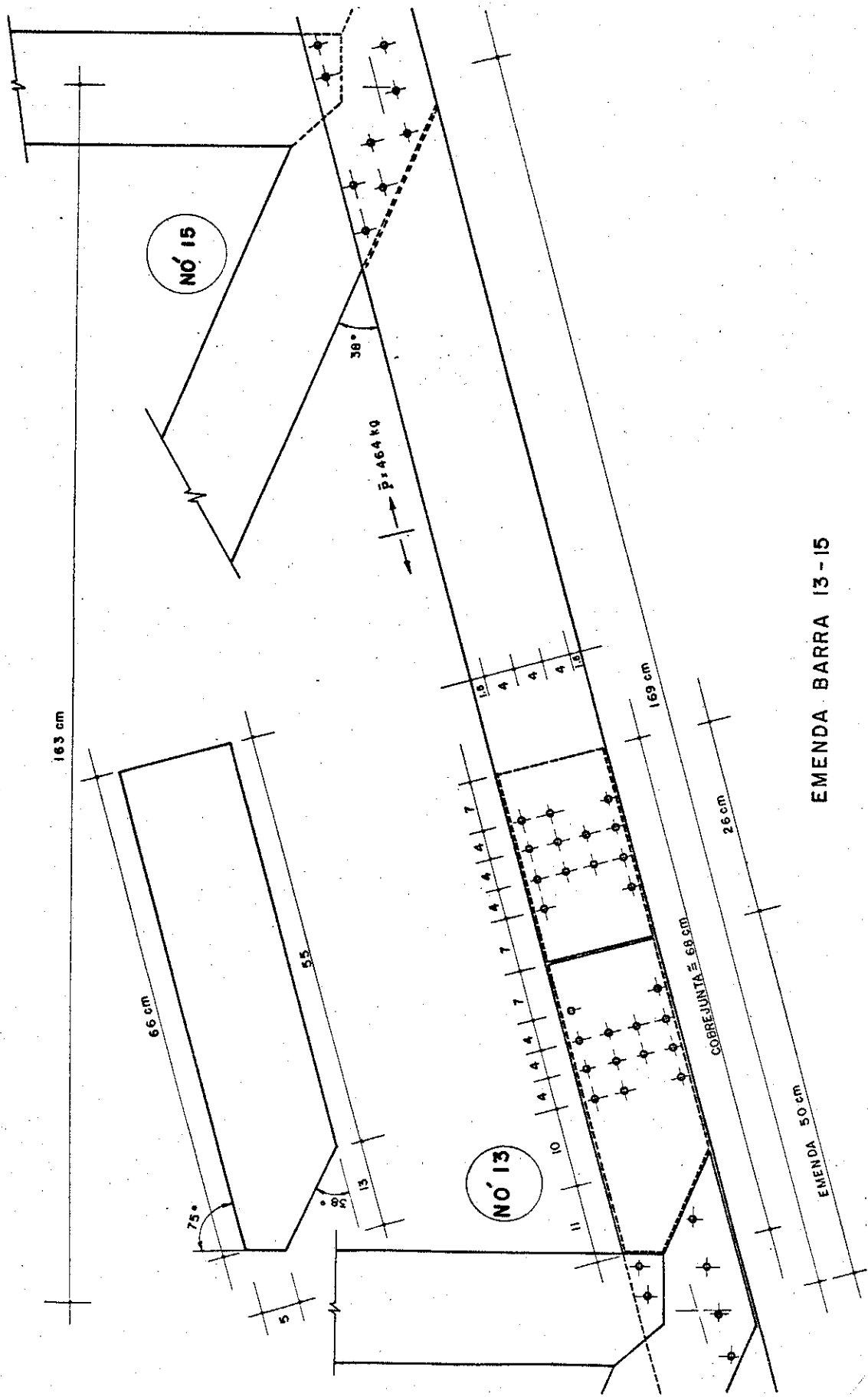
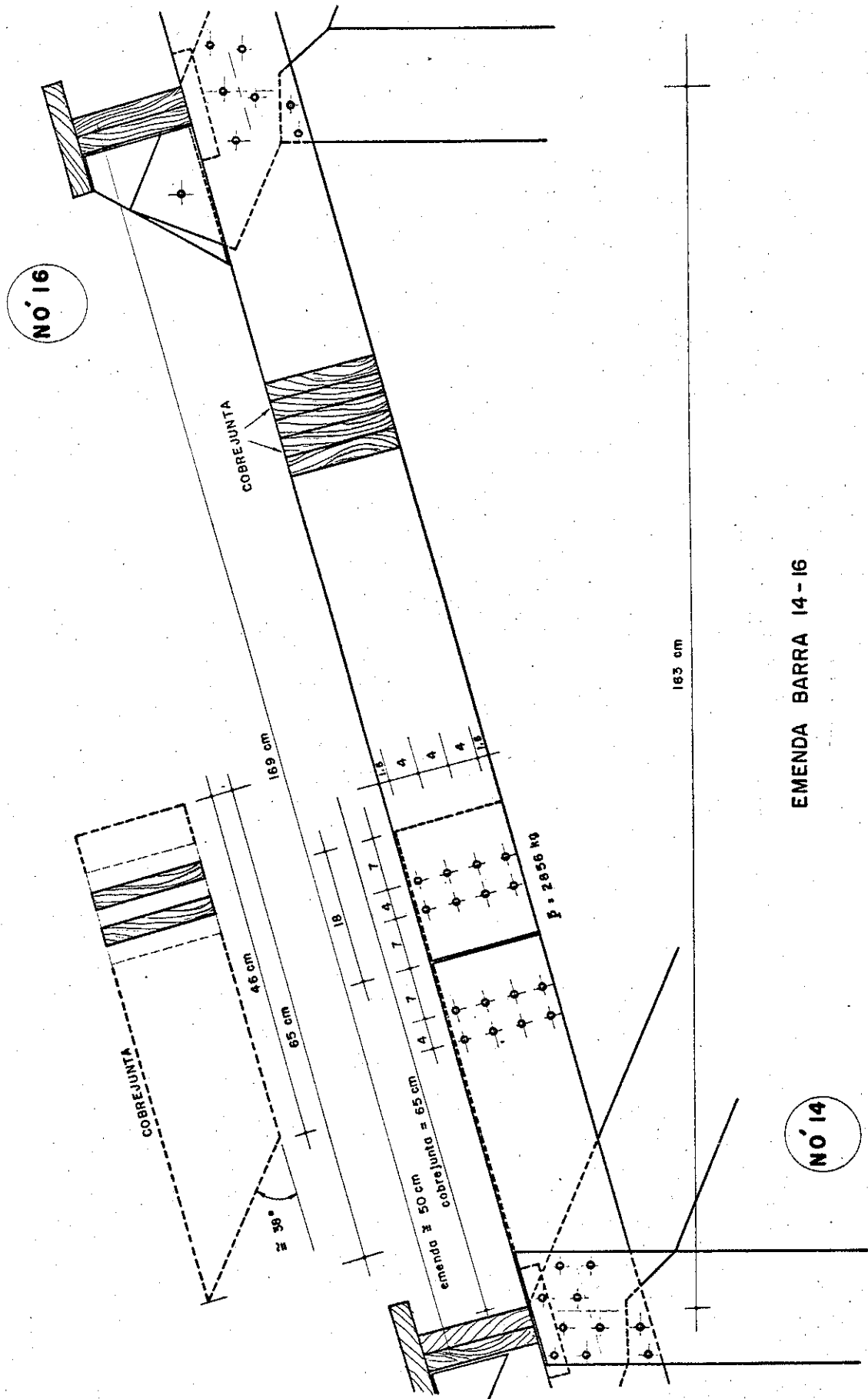


FIGURA 10.7-30



EMENDA BARRA 13 - 15

FIGURA 10.7-31



EMENDA BARRA 14-16

FIGURA 10.7-32

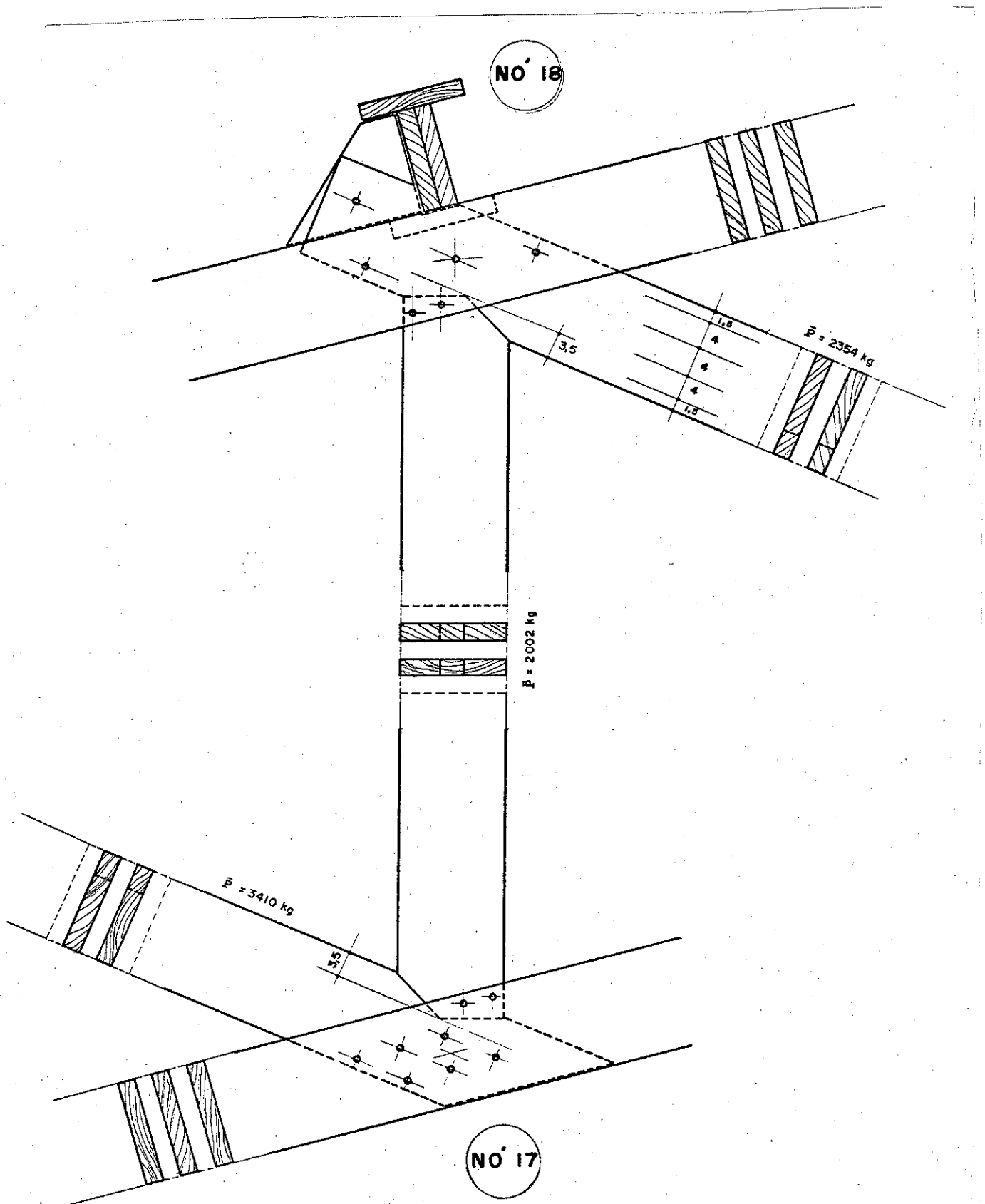


FIGURA 10.7-33

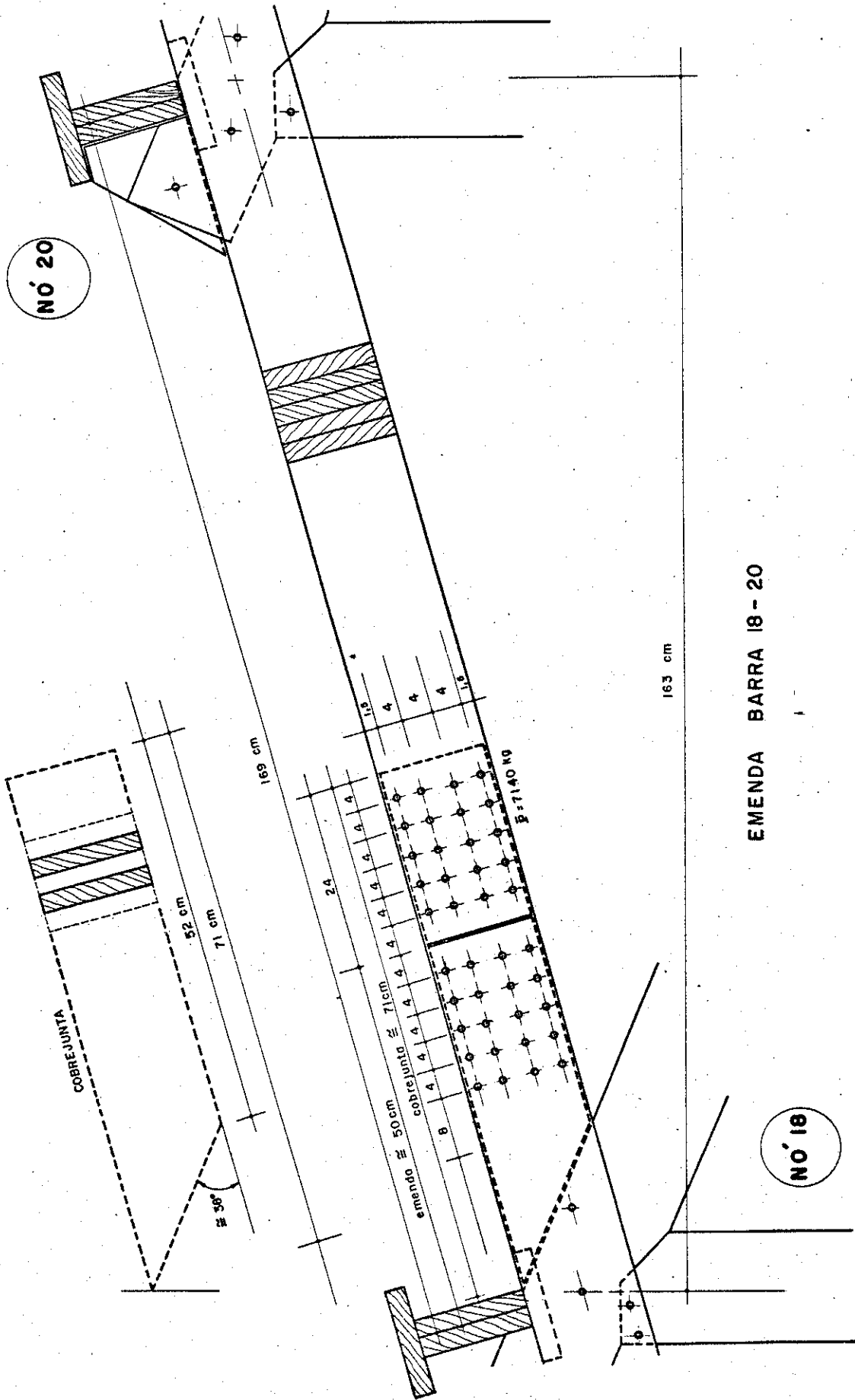


FIGURA 10.7-34

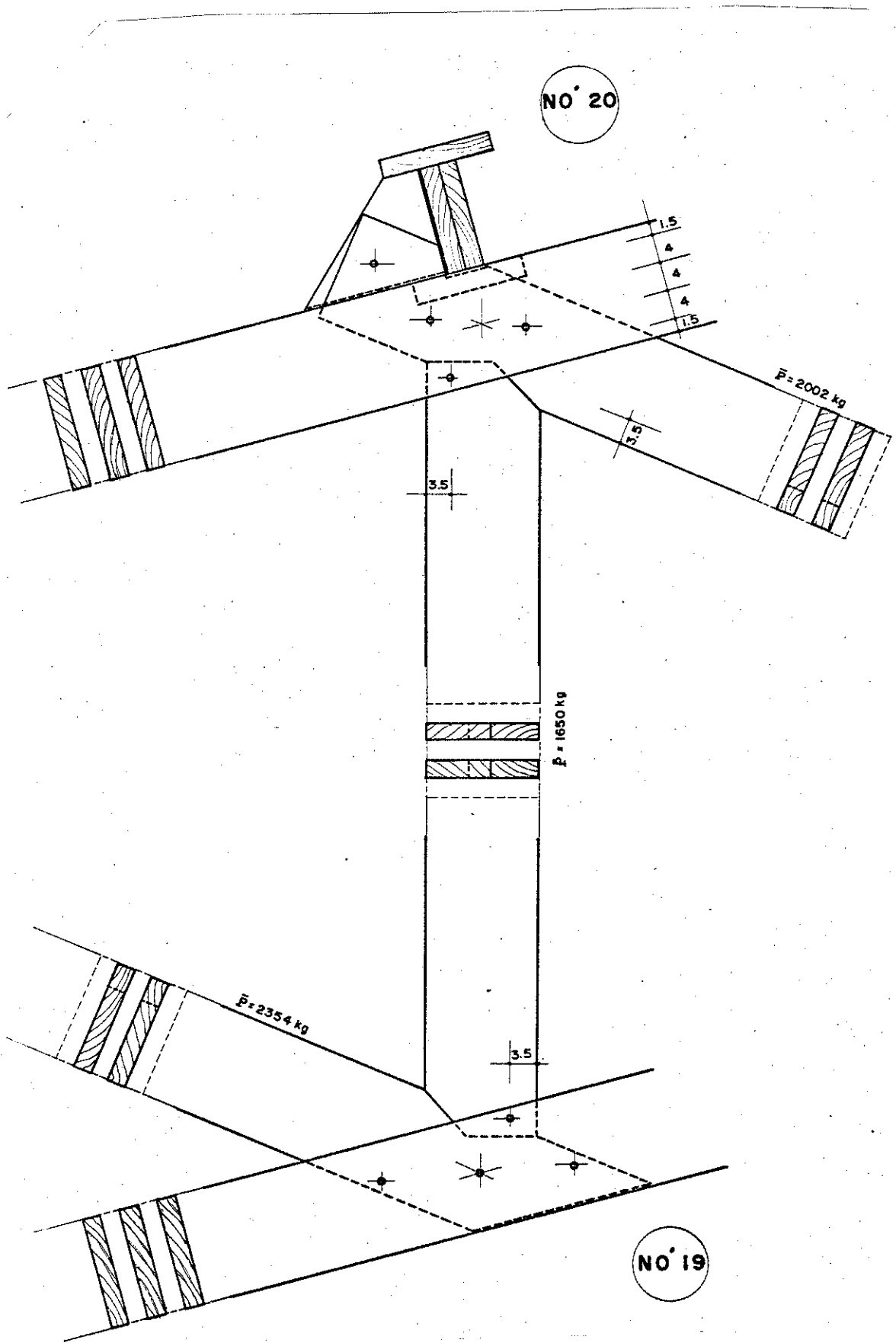


FIGURA 10,7-35

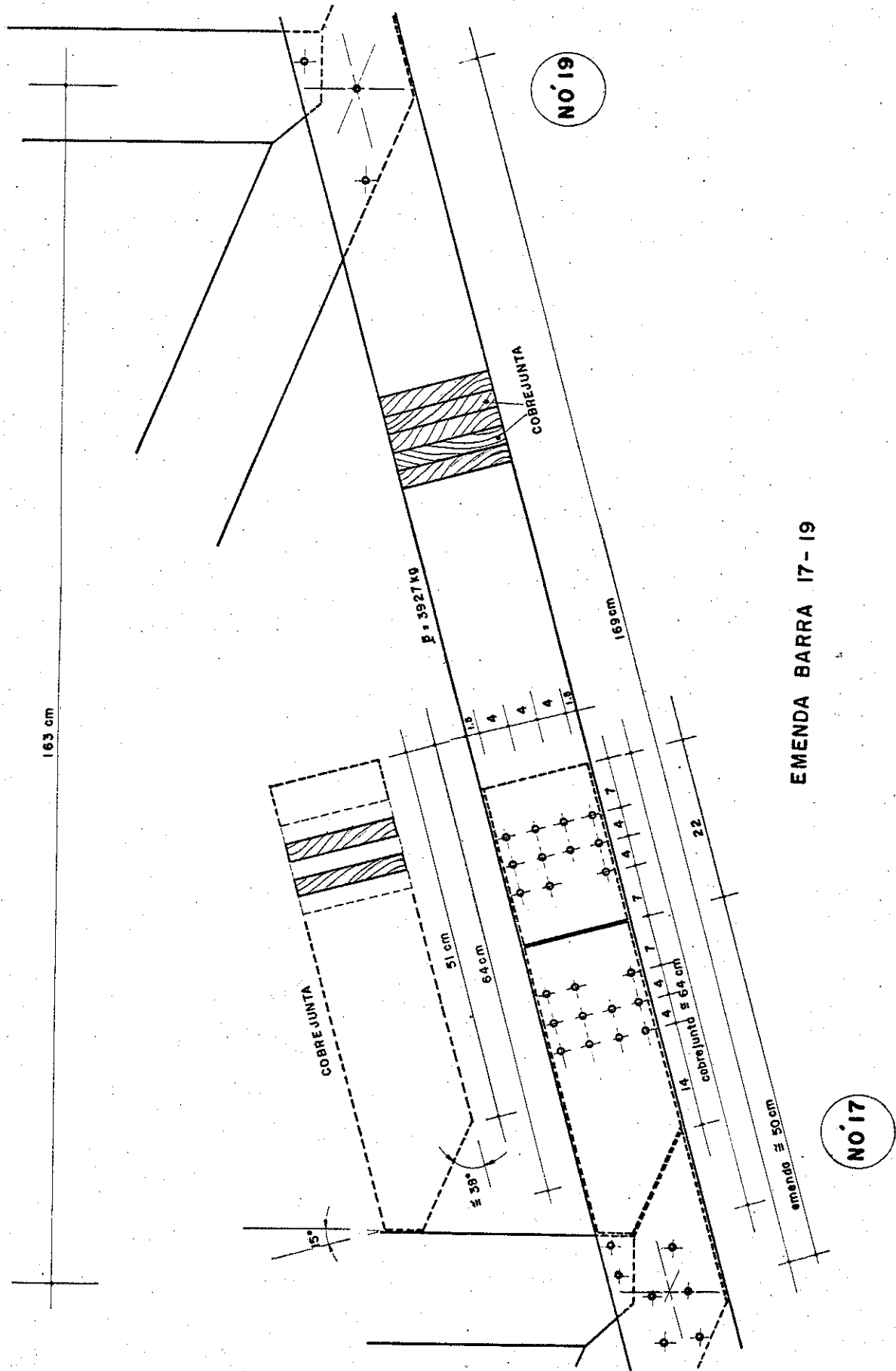


FIGURA 10.7-36

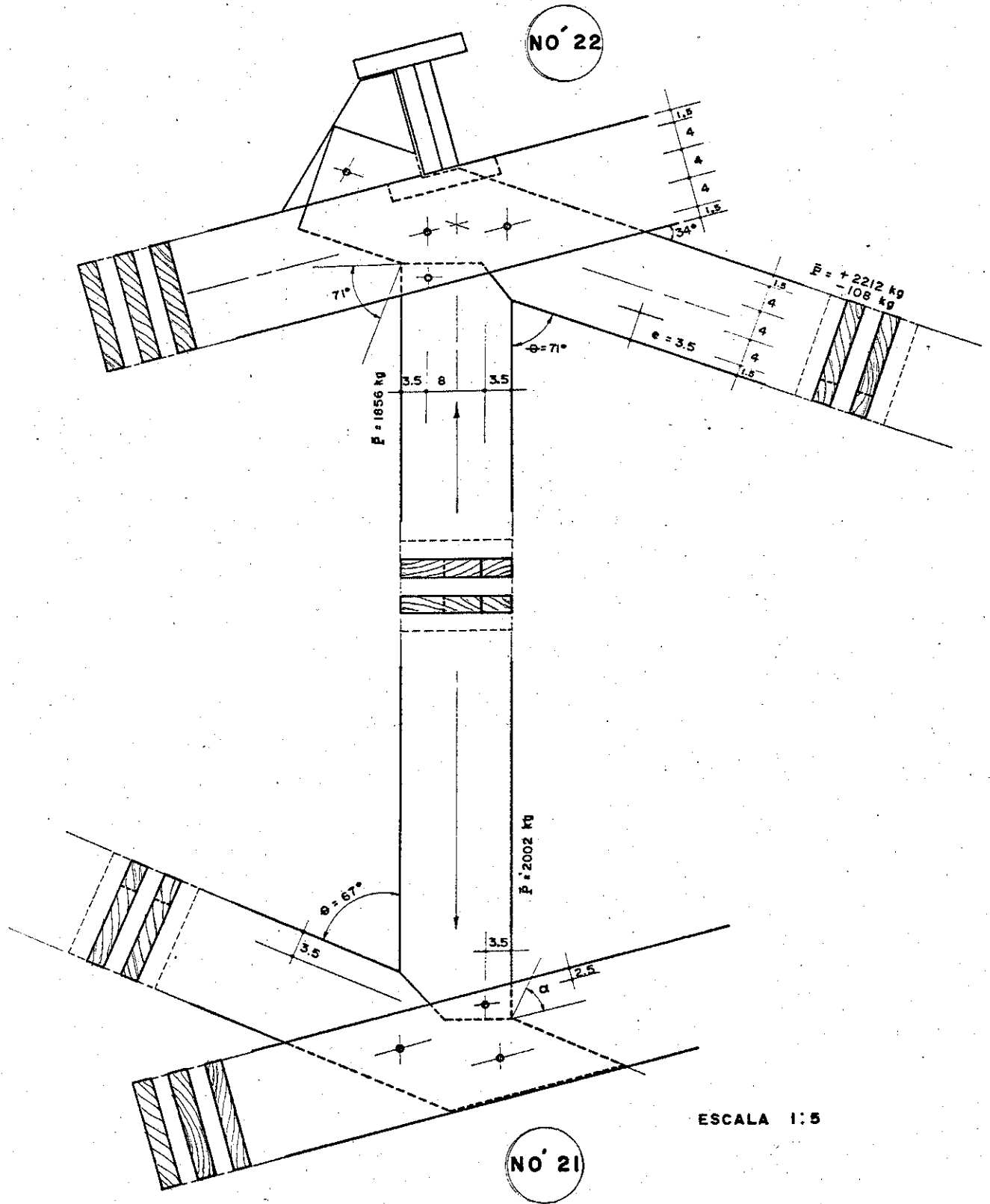


FIGURA 10.7-37

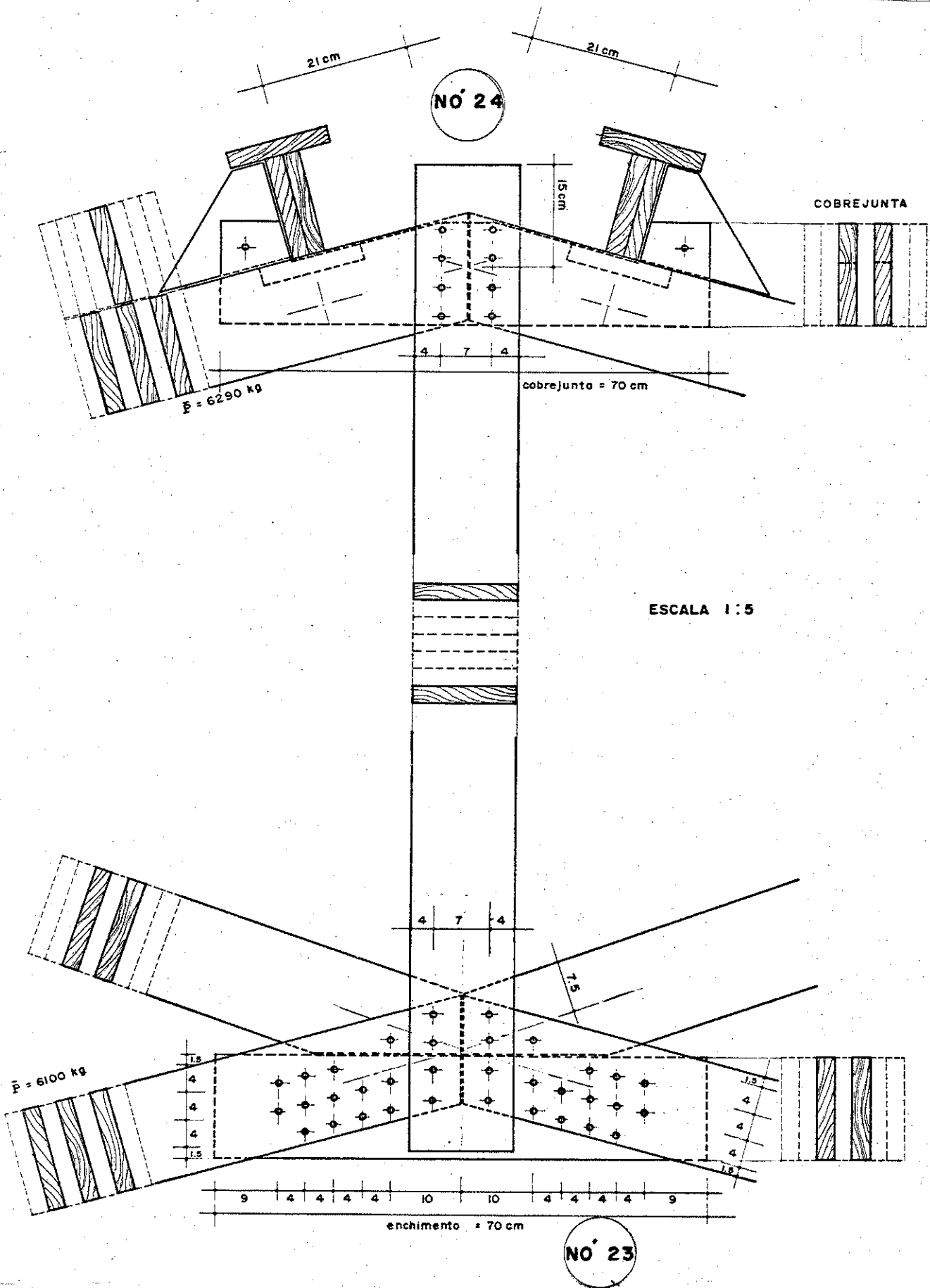
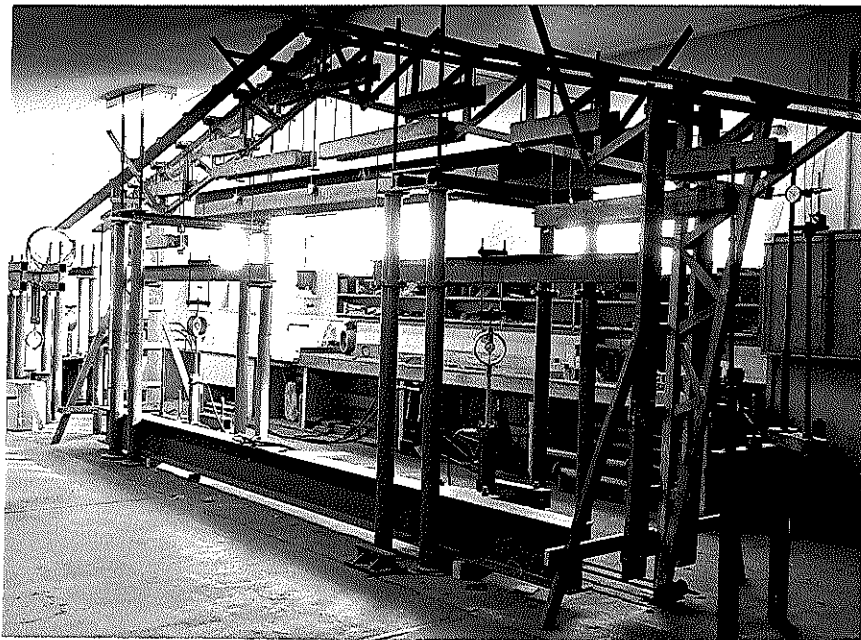
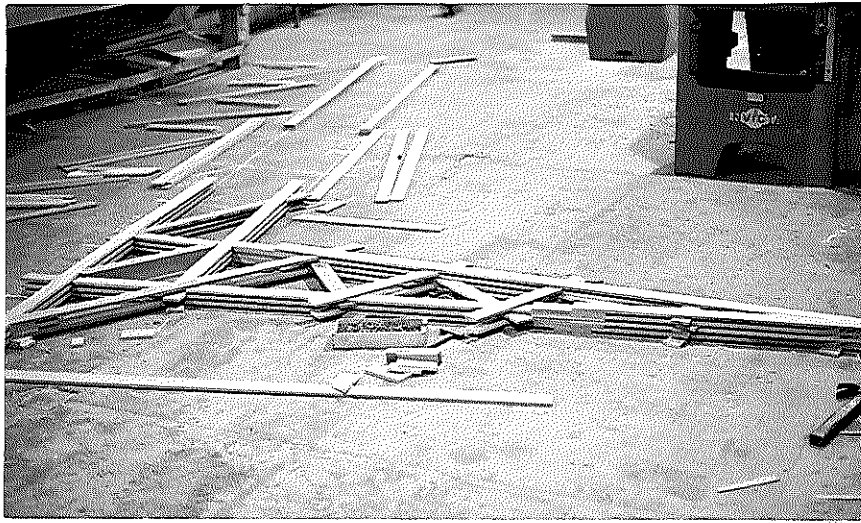
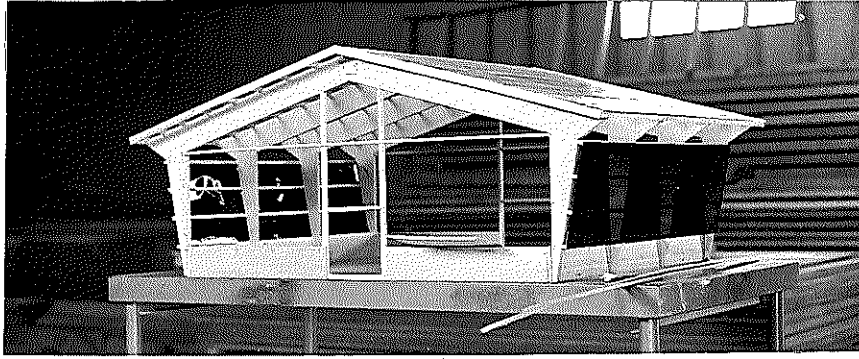
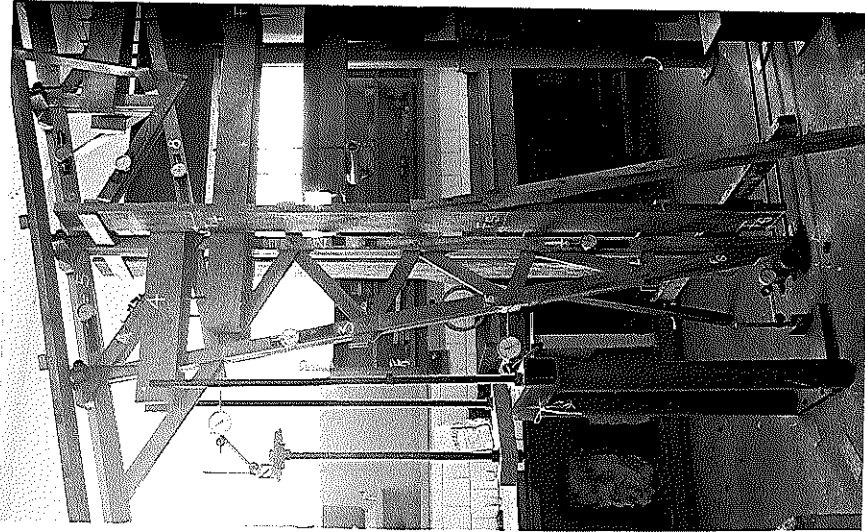


FIGURA 10.7-38

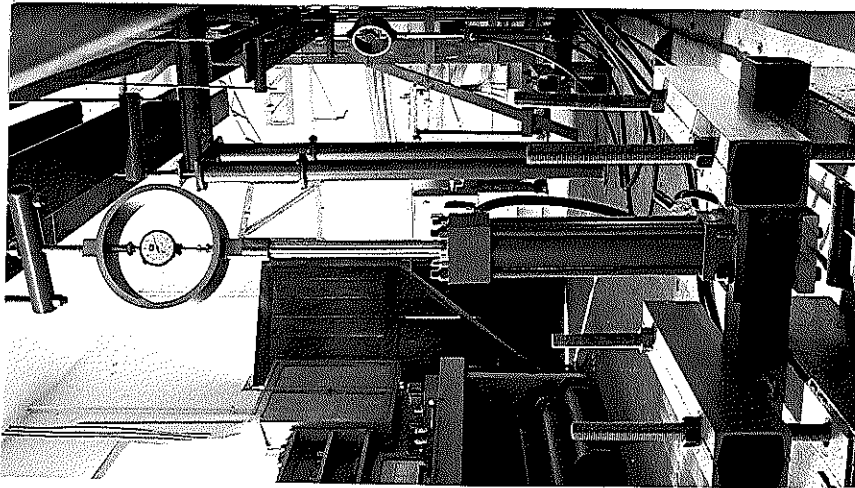
10.7.7 - Fotografias

- FOTO 1 - Utilização do Pórtico em Armazens, modelo feito na esca
la 1:25.
- FOTO 2 - Montagem do Modelo Experimental.
- FOTO 3 - Modelo Experimental com todos os Equipamentos para Ensaio
- FOTO 4 - Vista do Pilar, com os Extensômetros Mecânicos instalados
para medir deformações e deslocamentos.
- FOTO 5 - Macaco Hidráulico para tração e Anel metálico com Extensô
metro Mecânico.
- FOTO 6 - Apoio Móvel, vinculação do tirante e extensômetro mecâni-
co para medir deslocamentos.
- FOTO 7 - Vista das Barras 24-25 e 25-27 no Ensaio 10.
- FOTO 8 - Vista Parcial dos Banzos no Ensaio 10.
- FOTO 9 - Vista dos Banzos no Carregamento Inicial, extensômetros
mecânicos para medir deformações e deslocamentos no nó de
cumeeira.
- FOTO 10 - Vista da Barra 25-27 no Ensaio 10.
- FOTO 11 - Vista das Barras 24-25 e 25-27 no instante de ruptura.
- FOTO 12 - Vista das Barras 24-25 e 25-27 no instante da ruptura.
- FOTO 13 - Vista da Barra 6-8 durante o Ensaio 10.
- FOTO 14 - Vista da Barra 6-8 no instante da ruptura.
- FOTO 15 - Vista da Barra 39-41 no instante da ruptura.
- FOTO 16 - Vista da Barra 39-41 no Ensaio 10.
- FOTO 17 - Vista da Barra 6-8 no instante da ruptura.
- FOTO 18 - Vista da Barra 39-41 no instante da ruptura.

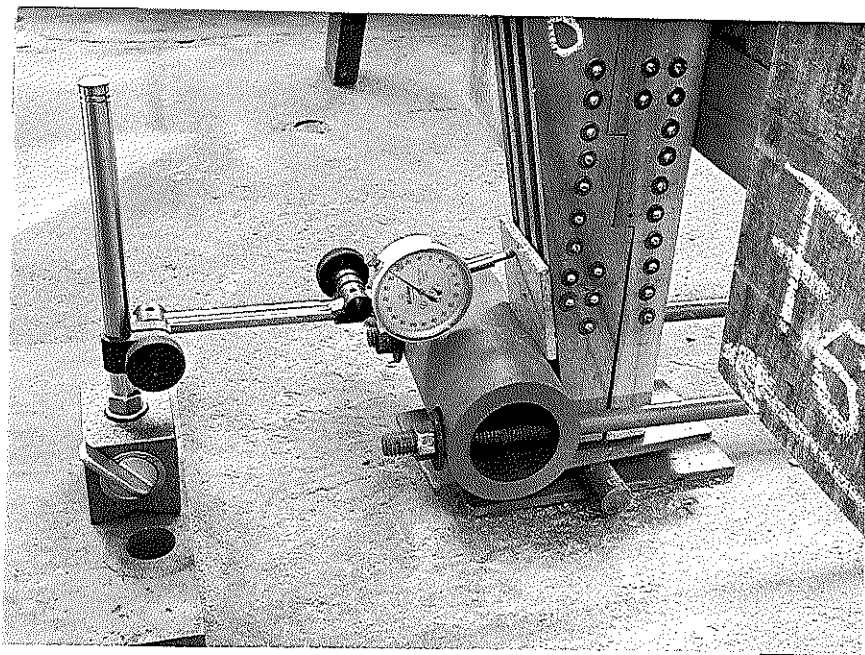




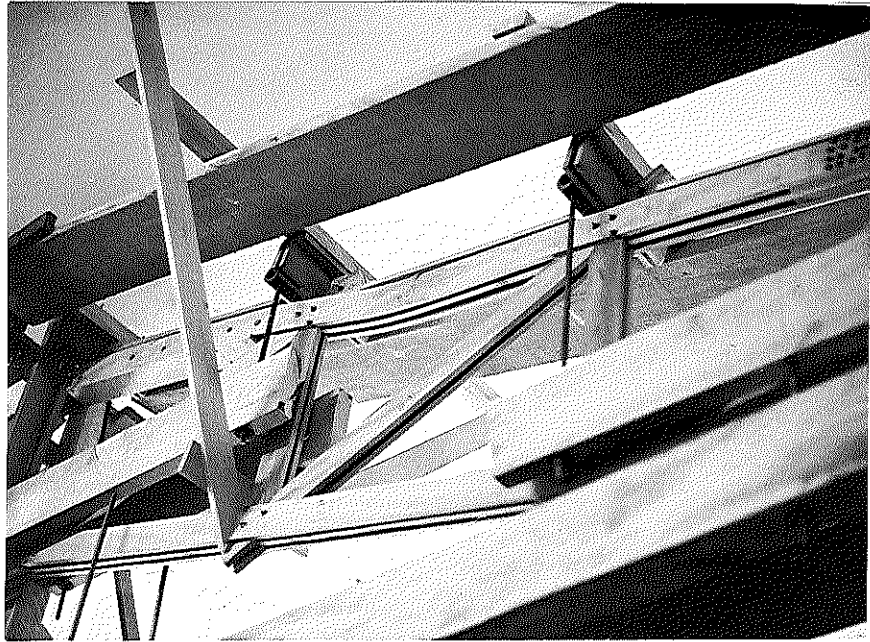
4



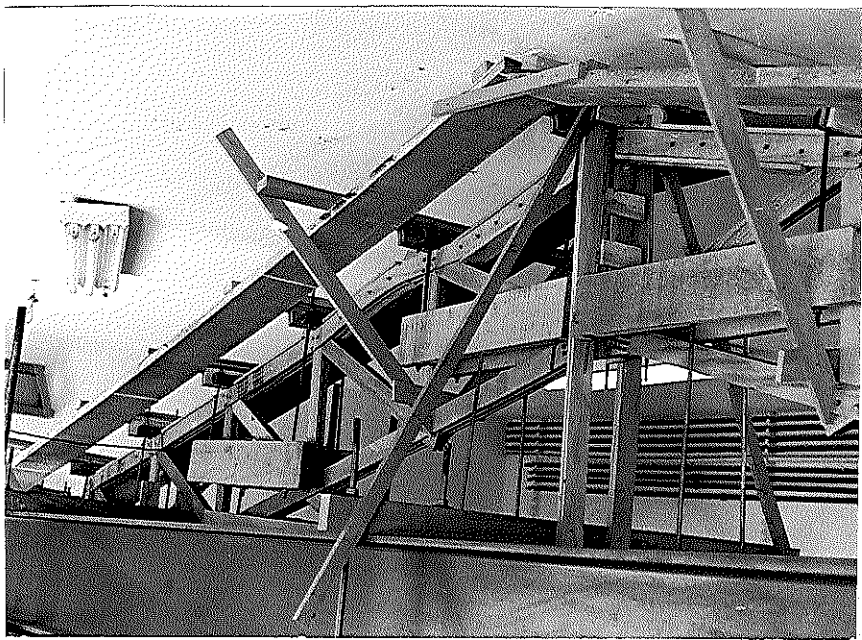
5



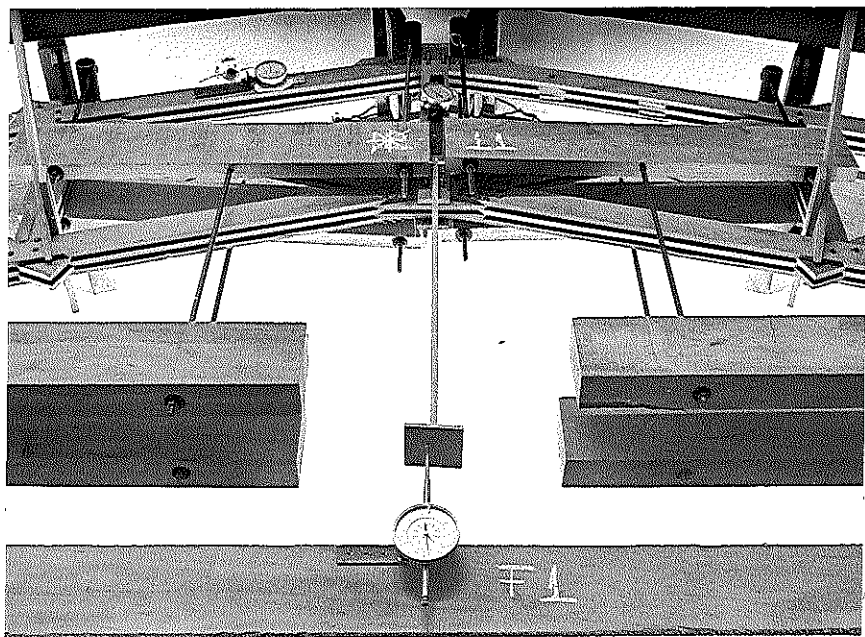
6



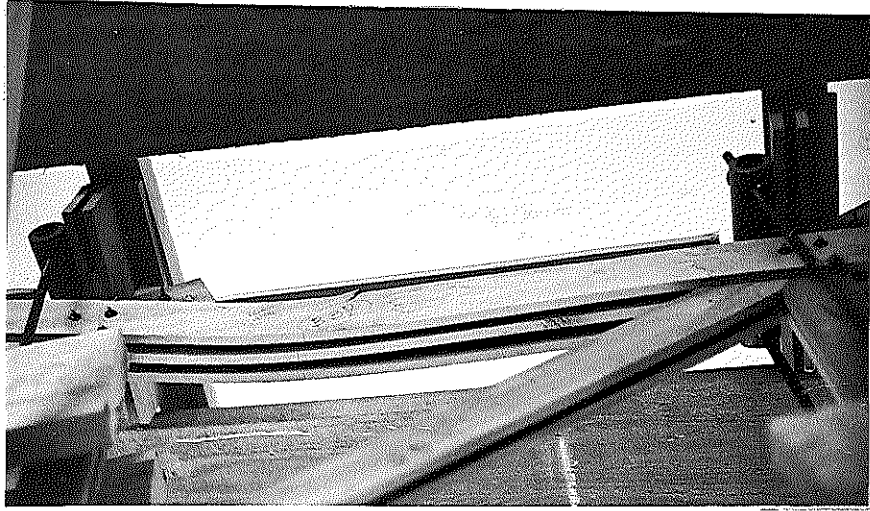
7



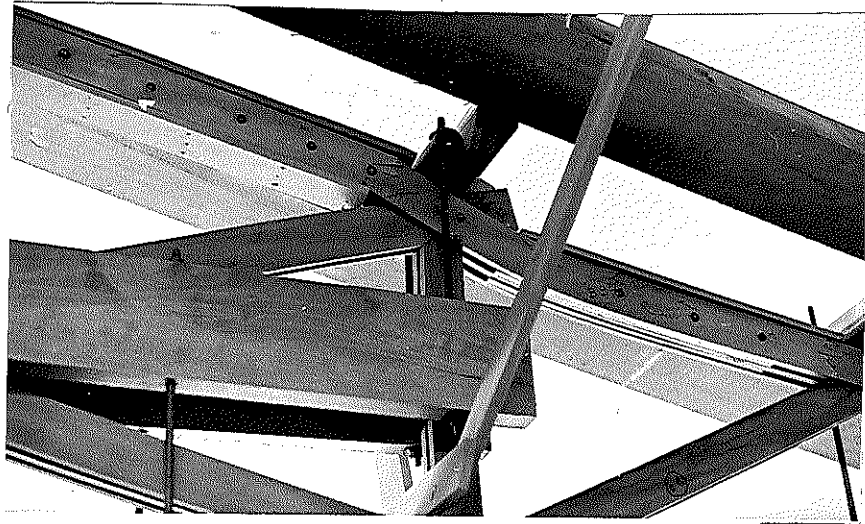
8



9



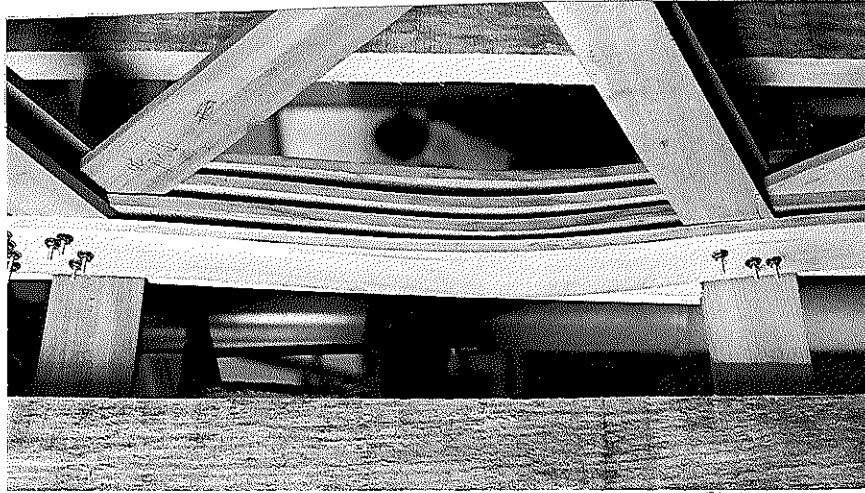
10



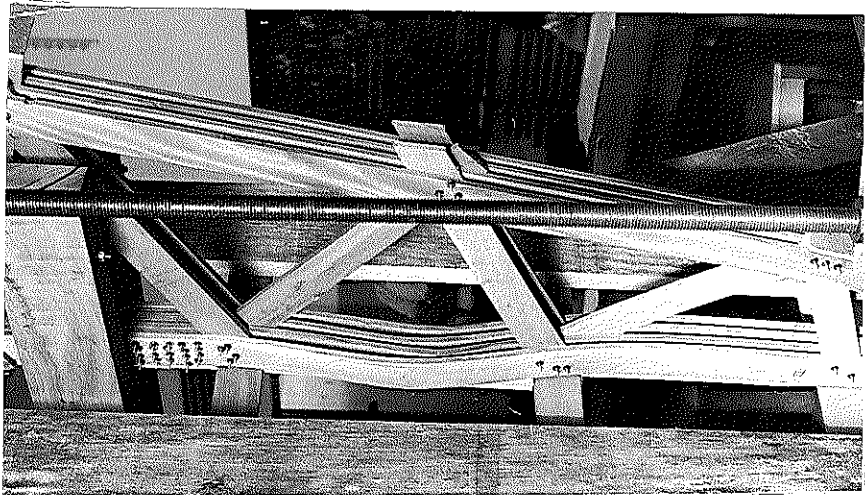
11



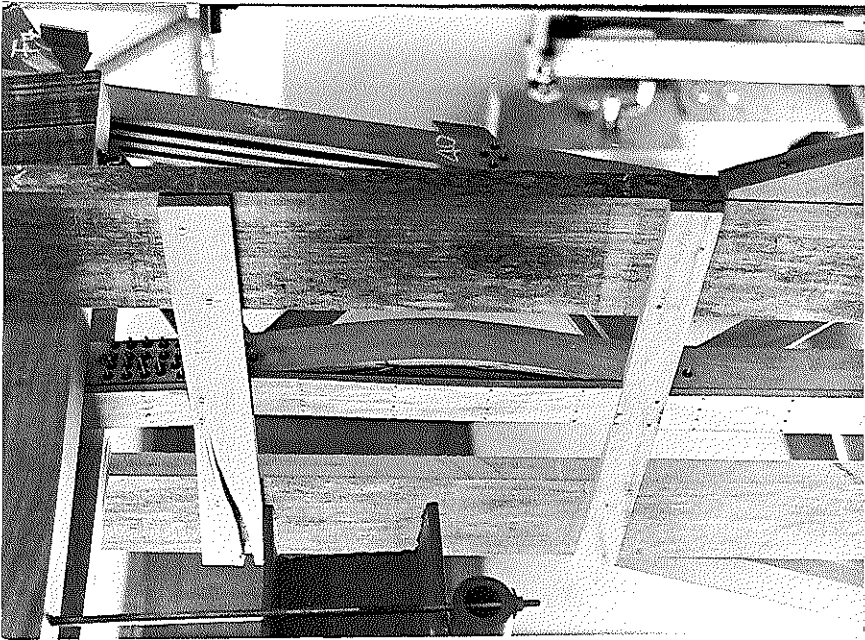
12



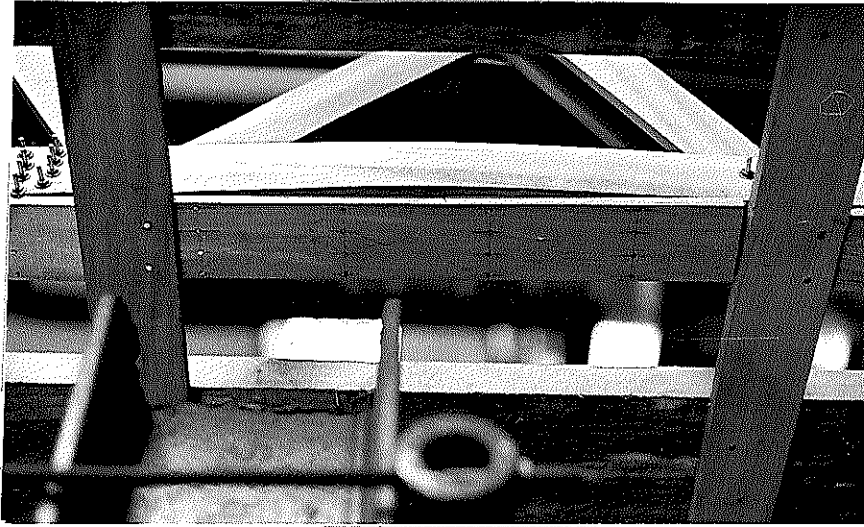
13



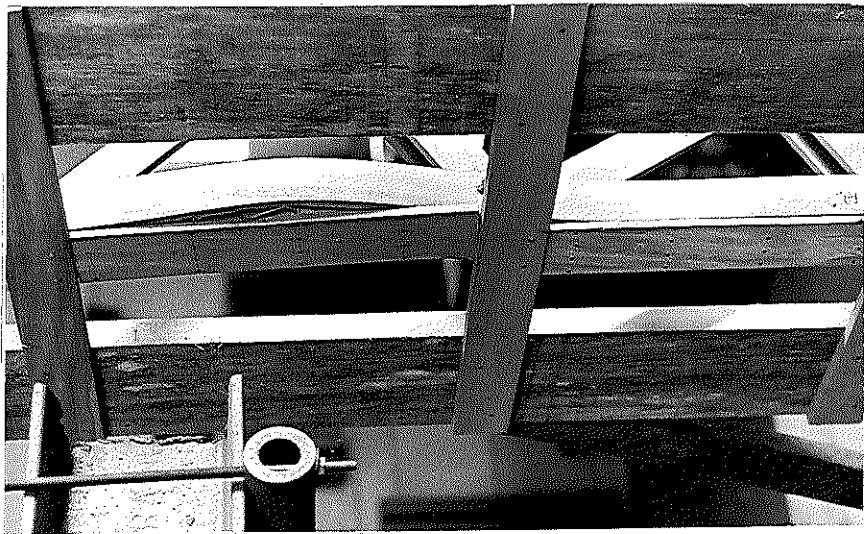
14



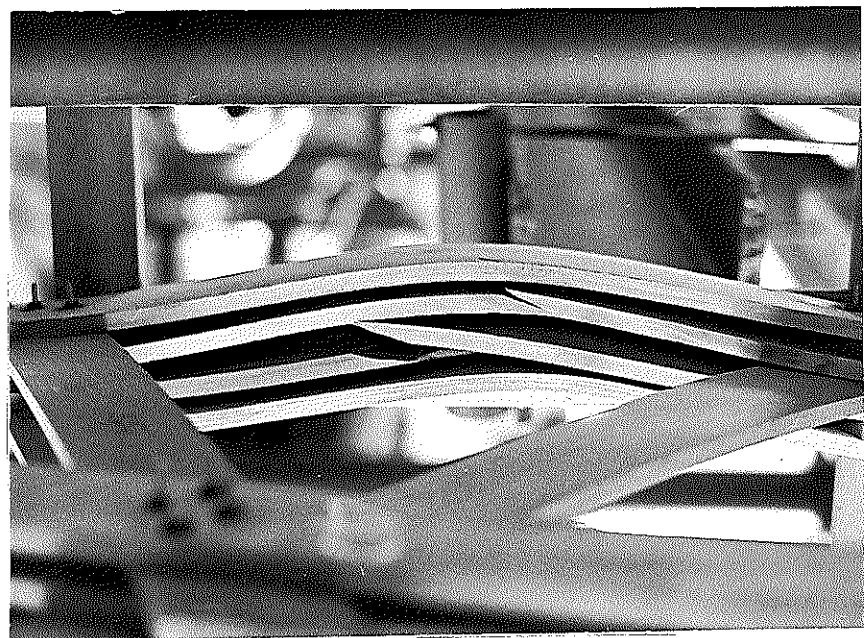
15



16



17



18