

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

"VIGA ARMADA PARA PONTES DE MADEIRA"

Eng^o Paulo Afonso Sampaio Logrado

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



BANCA EXAMINADORA:

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

Prof. Dr. Aluísio Fontana Margarido (EP-USP)

Prof. Dr. Dante Angelo Martinelli (EESC-USP)

- São Carlos -

1981

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. João Cesar Hellmeister, pela sugestão do tema, pelo apoio inestimável, interesse e excepcional orientação.

À Engenheira Soeli Messias Barbosa, colega e amiga, pela afeição, incentivo e frequente colaboração no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Francisco Antonio Rocco Lahr, João Carlos Barreiro, José F. de Carvalho e todos os outros, por suas contribuições e críticas.

Ao Sr. Rui Roberto Casale por seu excelente trabalho de datilografia.

Aos desenhistas, João Batista Rocha e João Batista Dot-
ta pela dedicação na execução dos desenhos.

Aos colegas, bolsistas e funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Engenharia de São Carlos, pela colaboração prestada na montagem e experimentação do modelo.

À U.F.Pa e ao PICD/CAPES, pela ajuda financeira.

Às pessoas que direta ou indiretamente tenham contribuido para a realização deste trabalho.

A B S T R A C T

On a previous study of structural systems, the trussed beam was considered as a good option for wooden bridges design.

This study was developed in three ways: a) Choice and calculus of trussed beam schemes, b) preliminary design of highway bridges, with trussed wooden beams, having one or two lanes, for heavy trucks (Class 36 - ABNT); c) Structural tests on reduce size models.

Computation of forces and Influence Lines were developed through the Method of Forces.

After the choice of the deck system, it was followed by the optimization of the beams distribution.

The preliminary design was done by simplified method of computation. All details were carefully studied. Poles having 30 (thirty) centimeters of medium diameter were used. The span of the beams was calculated as function of this diameter, of the geometrical characteristics of the system and of the Strength of the wood.

Using [Eucalyptus citriodora] gum eucalyptus it was obtained a 20 (twenty) meter span for the single lane bridge and 18 (eighteen) meter span for the double lane bridge.

A reduced model of trussed beam was exhaustively tested and presented agreement between the experimental and theoretical results.

S U M Á R I O

Num estudo preliminar de sistemas de tabuleiro a viga armada foi considerada como uma boa opção para o projeto de pontes de madeira.

Este estudo desenvolveu-se em três etapas: a) escolha e cálculo do esquema da viga armada; b) projeto preliminar de pontes rodoviárias com vigas armadas de madeira, tendo uma ou duas faixas, para caminhões pesados (classe 36 - ABNT); c) experimentação estrutural em modelo tamanho reduzido.

O cálculo dos esforços e das Linhas de Influência foi desenvolvido através do Processo dos Esforços.

Após a escolha do sistema de tabuleiro da ponte, segue-se à otimização da distribuição das vigas.

O anteprojeto foi feito através de um método simplificado de cálculo. Todos os detalhes foram cuidadosamente verificados. Foram usados postes tendo 30cm de diâmetro médio. O vão das vigas foi calculado em função deste diâmetro, das características geométricas do sistema e da resistência da madeira.

Usando [Eucalyptus citriodora] Eucalipto Citriodora obteve-se um vão de 20 (vinte) metros para a ponte de uma faixa e um vão de 18 (dezoito) metros para a ponte de duas faixas de tráfego.

Um modelo reduzido de viga armada foi exaustivamente ensaiado e apresentou boa concordância entre os resultados experimentais e do cálculo teórico.

Í N D I C E

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3. ESTUDO DA LINHA DE INFLUÊNCIA.....	27
4. AS PONTES.....	31
5. CARREGAMENTOS.....	35
6. ANTE-PROJETO.....	69
7. PROJETO.....	89
8. EXPERIMENTAÇÃO.....	219
9. CONCLUSÕES.....	249
10. BIBLIOGRAFIA.....	250

1. INTRODUÇÃO

A utilização da madeira no Brasil é ainda hoje precária. Por falta de conhecimentos tecnológicos acêrca deste material nas construções, em geral, ele é excluído, como elemento arquitetônico tanto como elemento estrutural. Quando utilizada, é muitas vezes de forma inadequada por desconhecimentos de suas propriedades físicas e mecânicas.

No entanto, a madeira é o material de construção usado pelo homem, mesmo antes da idade da pedra. De trabalhabilidade relativamente fácil, com os poucos recursos da época, era transformado em utensílios para os mais diversos usos. Posteriormente usado para construção de moradias, embarcações, móveis, veículos e pontes.

A ponte de madeira constitui uma das mais antigas e mais usuais aplicações deste material. A necessidade de transportar os materiais para regiões íngremes levou o homem primitivo a recorrer a esse material, único ao seu alcance. O desenvolvimento das construções de madeira acompanhou o desenvolvimento da humanidade até o princípio do século XIX. Com o advento da revolução industrial e surgimento do ferro fundido e posteriormente do concreto armado, o emprego da madeira passou a ser bem reduzido, em parte por limitações de suas características físicas e mecânicas em relação aos novos materiais e em parte por sua suposta escassez. Entretanto, o estudo das características físicas e mecânicas da madeira, tendo em vista sua aplicação em estrutura continuou a ser desenvolvido nos EUA, RÚSSIA, CANADÁ, ALEMANHA, ITÁLIA, e outros países europeus. A constante pesquisa sobre o comportamento da madeira tem levado estes países a fazer uso deste material em nível tecnológico cada vez mais avançado. A literatura estrangeira documenta com frequência notáveis construções de madeira.

O Brasil, país possuidor de uma das maiores reservas florestais do mundo e de imenso potencial de reflorestamento, se restringe basicamente a usar a madeira para exportação, como matéria prima. Estruturas notáveis de madeira praticamente inexistem neste país. Eventualmente, e principalmente no sul do país, são encontradas algumas obras notáveis feitas de madeira, na maioria antigas construções, cujas técnicas construtivas não aparecem na literatura nacional sendo provavelmente resultada da influência de migrações.

A falta de literatura nacional é sem dúvida o maior estímulo ao emprego deste material por engenheiros e técnicos.

Desta forma seu emprego tem se resumido apenas às obras de caráter provisório ou como material secundário.

Ciente desta deficiência tecnológica, no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos, o Prof. Dr. João Cesar Hellmeister, a partir de 1972, vem desenvolvendo incansável trabalho de pesquisa teórica e experimental a respeito das madeiras no Brasil e desenvolvendo inúmeros projetos visando criar alternativas para o engenheiro e para o técnico optarem pelo uso da madeira, na construção civil, em todas as regiões brasileiras.

O presente trabalho objetiva dar uma contribuição para o estudo das estruturas em madeira, desenvolvendo a aplicação da viga armada em pontes rodoviárias, classe 36.

A idéia inicial deste trabalho foi tirar proveito do sistema estrutural armado e estudar a viabilidade de seu emprego para pontes de madeira, de pequenos vãos e baixo custo, para atender à demanda nas estradas novas, vicinais, de 2.^a e 3.^a classe.

A preocupação com a facilidade construtiva e baixo custo foi uma constante para o desenvolvimento deste trabalho. Inicialmente foi feita tentativa de uso de troncos de madeira de dimensões comerciais, com a fixação do vão livre em 20 m. A dificuldade nos troncos está na conicidade. Para superá-la a norma brasileira determina a utilização no cálculo do diâmetro distante $l/3$ da base do tronco.

As duas vantagens principais são o custo relativamente baixo e a disponibilidade comercial.

Pensou-se na utilização de peças de madeira serrada mantendo-se o vão inicialmente idealizado, mas, além do aumento de custo estas peças tem comprimento máximo de 6 m, exigindo emendas altamente prejudiciais.

Pensou-se também na possibilidade do uso da madeira laminada. Eliminar-se-ia o inconveniente das emendas, mas, aumentaria ainda mais o custo, tanto de mão de obra como de material.

Com o desenvolvimento do trabalho idealizou-se um sistema de ancoragem, que veio viabilizar principalmente a utilização de troncos de madeira ou de peças equivalentes de madeira laminada, para a viga de rigidez.

O trabalho desenvolvido a seguir visa orientar e dar condições ao engenheiro para dimensionar e construir vigas armadas de madeira para pontes rodoviárias.

Optou-se pela utilização de um sistema de tabuleiro constituído por pequenos postes transversais, fixados por cintas

metálicas às vigas principais e regularizado com concreto simples e asfalto, já usado por Hellmeister, (11, 65). *.

Foi desenvolvido um estudo de otimização na colocação das vigas sob o tabuleiro.

Estudou-se neste trabalho a utilização das vigas armadas em pontes rodoviárias, de uma faixa de tráfego para estradas vicinais e de implantação, e de duas faixas de tráfego, para estradas de 2.^a e 3.^a classe.

Para o sistema de tabuleiro proposto, o dimensionamento das pontes se resumem basicamente em duas variáveis: vão e seção da viga de rigidez. Fixado o vão, determina-se a seção da viga de rigidez ou fixa-se a seção desta e determina-se o vão máximo que pode ser vencido. Trata-se em seguida do dimensionamento final dos cabos, montantes, diagonais, ligações e ancoragem. O detalhamento completa o projeto.

Como exemplo neste trabalho procurou-se dimensionar as vigas armadas com máximo vão possível. Na análise dos materiais para o projeto, destacaram-se como melhor madeira comercial disponível no sul do país os postes de Eucalipto Citriodora com comprimento de 20m e diâmetros variáveis. Como o diâmetro no projeto é função do vão admissível optou-se pela utilização e fixação do máximo diâmetro médio comercial encontrado, no caso 30 cm. Consequentemente o estudo de otimização foi feito em função deste diâmetro para as vigas de rigidez do sistema.

* Os números entre parenteses referem-se ao texto e página indicada na Bibliografia.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Generalidades

O emprego das vigas armadas como elemento estrutural é conhecido há longo tempo. Em 1910, Jorge Higgins, da Universidade de Melburne apresentou soluções para vários tipos de viga armada (03,516).

As vantagens principais que apresentam estes sistemas são:

- a) Os momentos fletores que atuam na viga são consideravelmente inferiores aqueles que ocorreriam se ela fosse simplesmente bi apoiada, sendo esta relação função da disposição e tamanho dos reticulados, que trabalhando ao esforço normal alivia as solicitações de flexão da viga, absorvendo parte da carga.
- b) A flecha, que é o fator limitante de vão, fica também sensivelmente reduzida, uma vez que, com o reticulado, se reduz o vão real da estrutura, permitindo-se vencer um vão que a viga de rigidez isoladamente não poderia vencer (ao menos de forma economicamente viável).

Desta forma, a economia alcançada por estes sistemas estruturais são consideráveis. A viga contínua do sistema, que tem por função enrijecê-lo e receber as cargas, pode trabalhar a flexo-tração, flexo-compressão ou a flexão simples.

A madeira é o material mais usado como viga para estes sistemas construtivos, devido ao seu baixo peso próprio e características de resistência, que associada a montantes, diagonais e cabos; num sistema reticulado formando as vigas armadas, se viabilizam para transpor vãos razoáveis e suportar pesadas cargas.

SISTEMA ARMADO - é todo sistema reticulado enrijecido por viga.

Basicamente, temos dois tipos de sistema armado (06, 196).

- a) Tipo I - Viga de rigidez trabalhando à flexão composta (flexão com esforço normal) para carregamento vertical

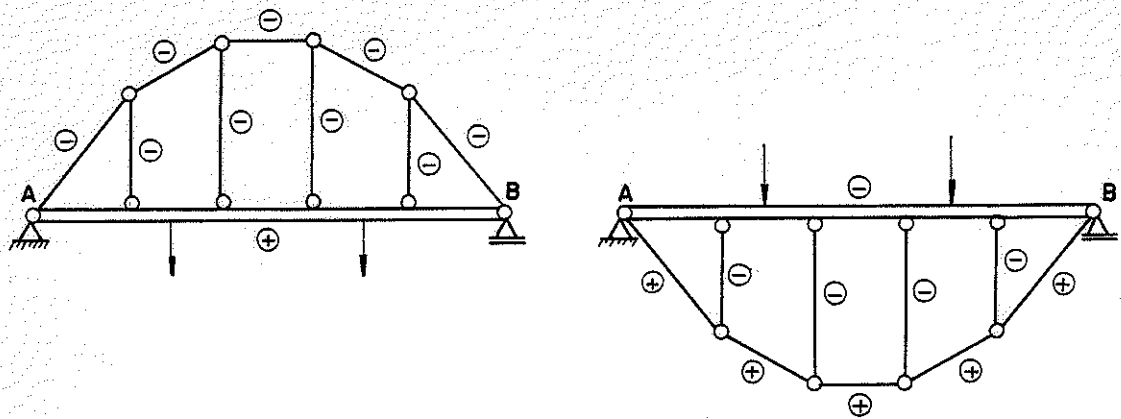


FIG. II.1

b) Tipo II - Viga de rigidez trabalhando à flexão simples (sem esforço normal) para carregamento vertical.

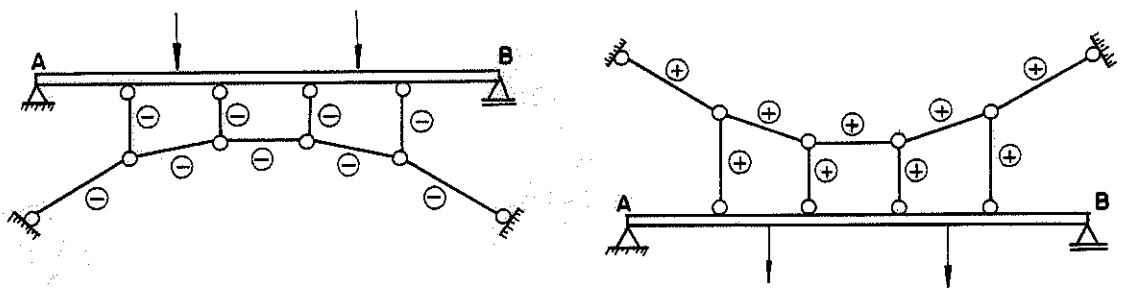


FIG. II.2

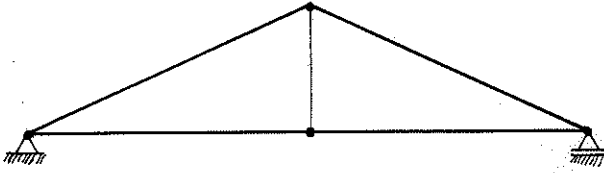
As estruturas do tipo I e II são uma vez hiperestática. Conhecendo-se o esforço normal que atua numa das barras, por equilíbrio de nó, se determinam sucessivamente todos os esforços normais atuantes no reticulado. Os diagramas solicitantes da viga AB resultam dos carregamentos que sobre ela atuam, isto é, carregamentos externos sobre ela aplicada e as forças oriundas dos esforços normais atuantes nas barras do reticulado que convergem para a viga, atuando nos pontos de convergência.

Para o caso usual, que é o de carregamento transversal, de cima para abaixo está indicado nas fig. II.1 e II.2 os sinais dos esforços normais que são despertados nas barras da estrutura.

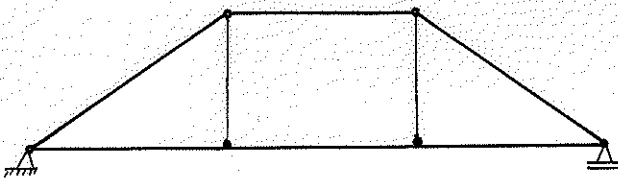
Além da viga de rigidez, montantes e cabos, os sistemas armados podem ter também diagonais, as quais trabalham no sistema tanto a tração como a compressão, dependendo de seu posicionamento no sistema.

Os esquemas construtivos de vigas armadas são inúmeros, se destacando principalmente na literatura os seguintes tipos:

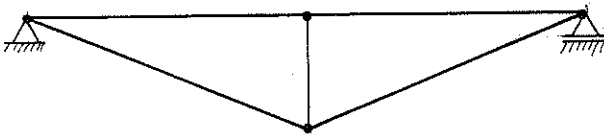
1 - VIGA ARMADA SUSPensa DE UM APOIO



2 - VIGA ARMADA SUSPensa DE DOIS APOIOS



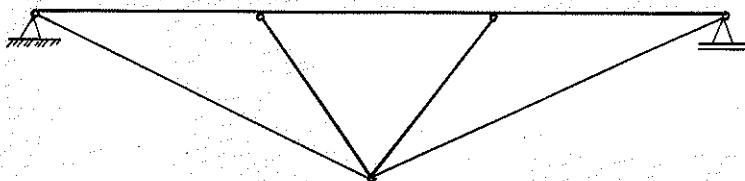
3 - VIGA ARMADA DE UM APOIO



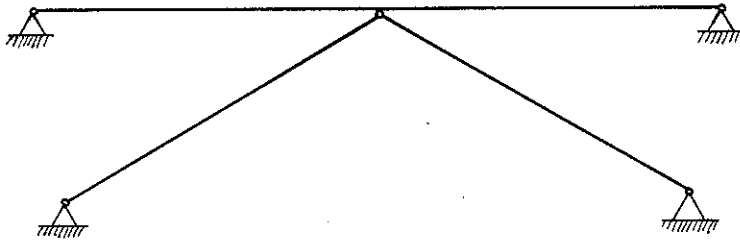
4 - VIGA ARMADA DE DOIS APOIOS



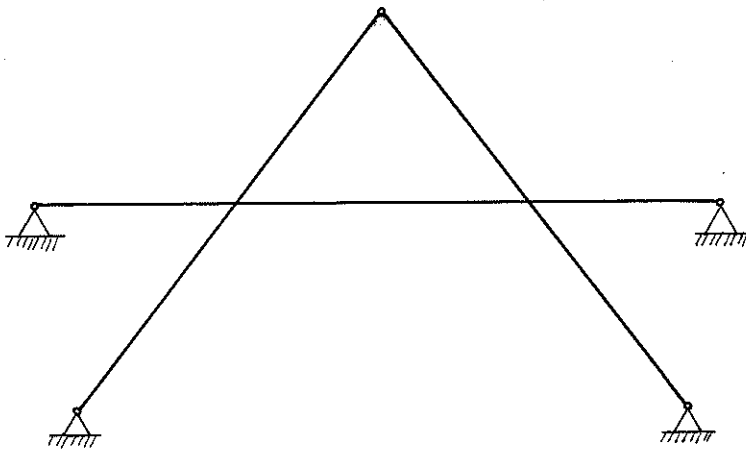
5 - VIGA ARMADA COM APOIO EM V



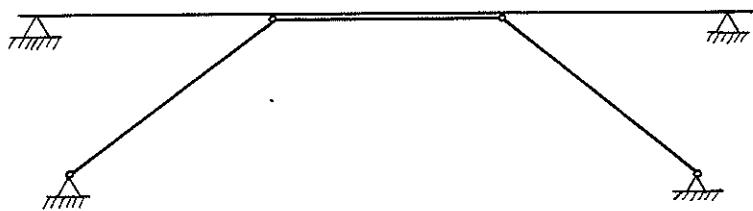
6 - VIGA ARMADA COM DIAGONAIS APOIADAS



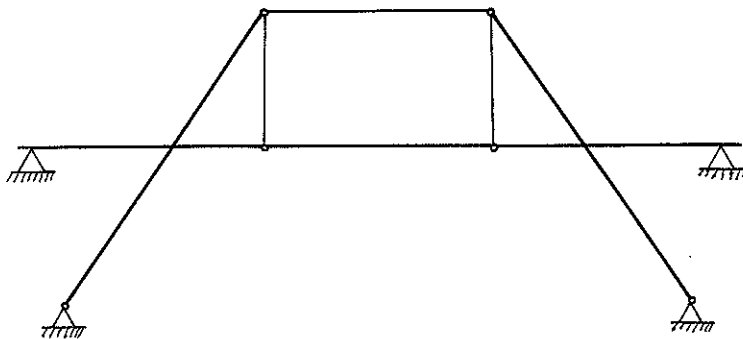
7 - VIGA ARMADA SUSPensa COM DIAGONAIS APOIADAS



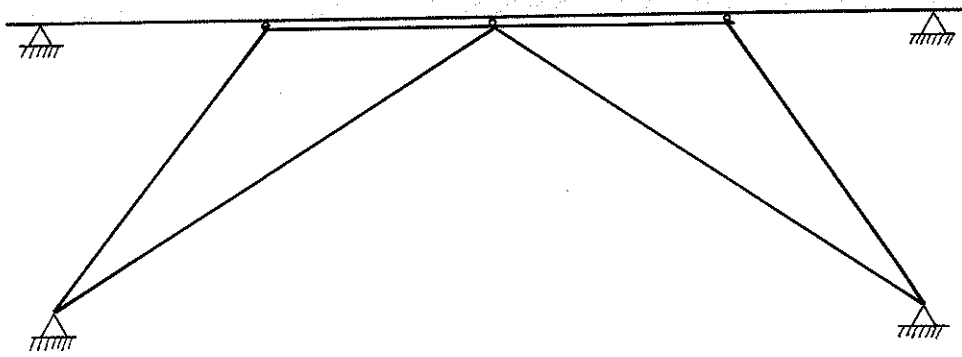
8 - VIGA ARMADA, COM MONTANTE HORIZONTAL E APOIADA EM DUAS DIAGONAIS



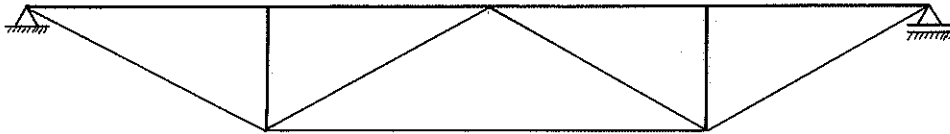
9 - VIGA ARMADA SUSPensa COM DUAS DIAGONAIS



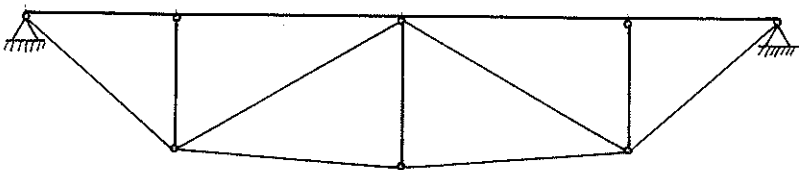
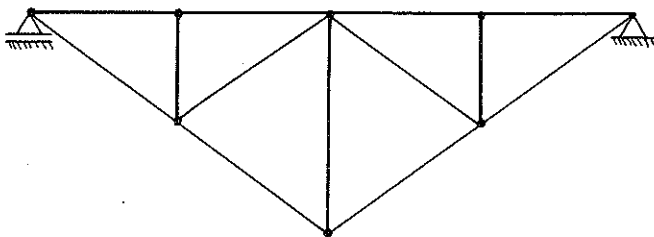
10 - VIGA ARMADA COM QUATRO DIAGONAIS E MONTANTE HORIZONTAL



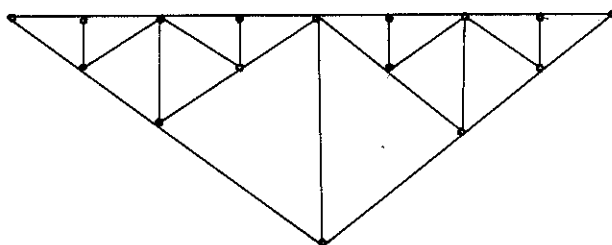
11 - VIGA ARMADA COM APOIO EM W



12 - VIGA ARMADA COM 3 APOIOS



13 - VIGA ARMADA COM VÁRIOS APOIOS



A enumeração de sistemas estruturais é inesgotável, e a aplicação de um ou outro sistema resulta de condicionantes de cada problema específico.

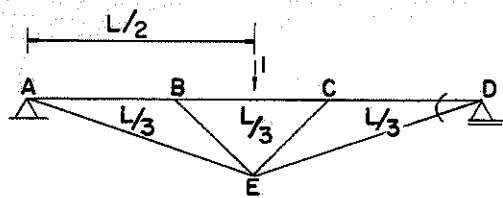
2.2 - Estudo para escolha do sistema estrutural

Como este trabalho objetiva ser de nível tecnológico, a simplicidade estrutural, estabilidade e facilidade construtiva, foram os parâmetros principais para a escolha do sistema estrutural.

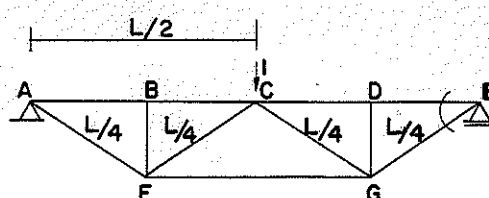
Fazendo uma análise superficial nos sistemas armados citados, do tipo 1 ao tipo 13, procurou-se chegar ao que melhor satisfazia as condições do projeto. Por eliminação excluiu-se aquelas que não atendiam às seguintes condições:

- a) ESTABILIDADE - Como o sistema a ser escolhido deve servir de suporte para o tabuleiro de uma ponte rodoviária, onde o carregamento é móvel e assimétrico, por falta de estabilidade dos montantes, eliminaram-se os sistemas do tipo 3, 4, 12 e 13.
- b) SIMPLICIDADE ESTRUTURAL - Nesta análise foram excluídos os sistemas que não se adequassem às condições do projeto através da simplicidade estrutural e esquemas geométricas. Eliminaram-se os sistemas do tipo 1, 2, 6, 9 e 10.
- c) FACILIDADE CONSTRUTIVA - Além da simplicidade construtiva, excluem-se os sistemas que acarretam custos elevados de infraestrutura. Eliminaram-se os sistemas 7 e 8.

Como estes parâmetros seriam a condição indispensável para o desenvolvimento do projeto, foram escolhidos para estudo os mestrados na fig. II.3.



a) VIGA ARMADA COM APOIO EM V.



b) VIGA ARMADA COM APOIO EM W.

FIG-II.3

Analisando a geometria dos sistemas escolhidos, nota-se que para vencer um mesmo vão, o sistema da fig. II.3-b, é o mais apropriado, uma vez que reduz o vão real (L) para vãos intermediários (l) de apenas $\frac{L}{4}$, contra $\frac{L}{3}$ do sistema da fig. II.3-a. Isto representa um fator significativo, aumentando consideravelmente o valor da flecha admissível.

Com o objetivo de verificar a distribuição de cargas nos sistemas escolhidos, foi usado o PROGRAMA STRESS. Fazendo uma carga unitária atuar na viga de rigidez dos sistemas, a uma distância de $x = \frac{L}{2}$ do ponto A, conforme ilustra a fig. II.3, e mantendo constante a altura h nos dois casos, verificaram-se os quadros de distribuição 01 (pg. 12) e 02 (pg. 13).

Para os sistemas estruturais a serem testados, adotaram-se as seguintes características:

vão (L)

$$L = 20,0\text{m}$$

altura (h)

$$h = 2,0\text{m}$$

a) CARACTERÍSTICAS DA VIGA, MONTANTES E DIAGONAIS

Madeira Utilizada: E. CITRIODORA (tronco com $\phi_m = 0,40\text{m}$)

Seção da viga de rigidez (S_V) = Seção do Montante (S_M) = Seção da diagonal (S_D)

$$S_V = S_M = S_D = \frac{\pi d^2}{4} = 0,1256\text{m}^2$$

Módulo de Elasticidade da Madeira (E_m)

$$E_m = 165.000 \text{ kgf/cm}^2 = 1.650.000 \text{ t/m}^2$$

Peso específico da madeira (γ_m)

$$\gamma_m = 1090 \text{ tf/m}^3$$

Momento de Inércia ($J_V = J_M = J_D$)

$$J_V = J_M = J_D = \frac{\pi \phi_m^4}{64} = 0,001256 \text{ m}^4$$

b) CARACTERÍSTICAS DO AÇO

Peso Específico (γ_a)

$$\gamma_a = 7500 \text{ tf/m}^3$$

Diâmetro do "Cabo" (Vergalhão)

$$\phi_c = 5/8" = 0,015875 \text{ m}$$

Seção do Cabo (S_c)

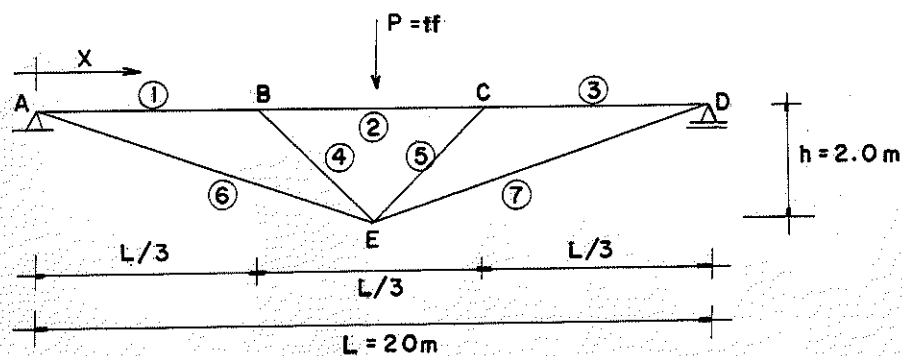
$$S_c = 0,0001979$$

Módulo de Elasticidade ($E_a = 21.000.000 \text{ tf/m}^2$)

Momento de Inércia do Cabo ($J_c = 0,000.000.003.117 \text{ m}^4$)

QUADROS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGA PARA O CARREGAMENTO UNITÁRIO
($P = 1 \text{ tf}$ ATUANDO A UMA DISTÂNCIA DE $x = \frac{L}{2}$ DO PONTO A, NA VIGA
DE RIGIDEZ.

01 - PARA A VIGA ARMADA COM APOIO EM V - VÃO 20m



FIGII.4

ESFORÇOS NAS BARRAS

BARRA	NÓ	FORÇA AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	A	1.863	0.127	0.00
1	B	-1.863	-0.127	0.83
2	B	1.230	0.500	-0.83
2	C	-1.230	0.500	0.83
3	D	1.863	-0.127	-0.00
3	C	-1.863	0.127	-0.83
4	B	0.735	0.000	0.00
4	E	-0.735	-0.000	0.00
5	C	0.734	-0.000	-0.00
5	E	-0.734	0.000	-0.00
6	E	-1.900	-0.000	-0.00
6	A	1.900	0.000	-0.00
7	E	-1.900	0.000	0.00
7	D	1.900	-0.000	0.00

02 - PARA VIGA ARMADA COM APOIO EM W

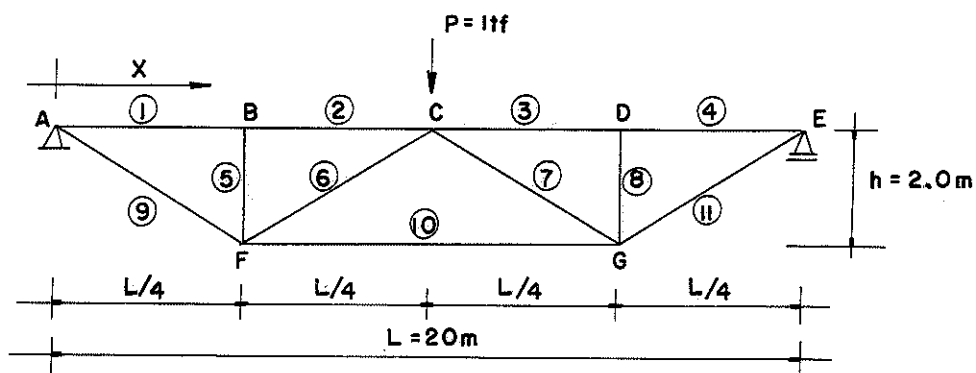


FIG. II.5

ESFORÇOS NAS BARRAS

BARRA	N ^o	FORÇA AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	A	1.139	0.044	-0.00
1	B	-1.139	-0.044	0.22
2	B	1.139	0.213	-0.22
2	C	-1.139	-0.213	1.28
3	C	1.139	-0.213	-1.28
3	D	-1.139	0.213	0.22
4	D	1.139	-0.044	-0.22
4	E	-1.139	0.044	0.00
5	B	0.169	-0.000	0.00
5	F	-0.169	0.000	0.00
6	F	0.770	0.000	0.00
6	C	-0.770	0.000	0.00
7	C	0.770	0.000	0.00
7	G	-0.770	0.000	0.00
8	G	0.169	0.000	0.00
8	D	-0.169	-0.000	0.00
9	A	-1.227	0.000	-0.00
9	F	1.227	-0.000	0.00
10	F	-1.854	-0.000	0.00
10	G	1.854	0.000	-0.00
11	G	-1.227	0.000	0.00
11	E	1.227	-0.000	0.00

Análise dos resultados fornecido pelo PROGRAMA STRESS:

- a) Nota-se no sistema 2 uma distribuição de carga axial mais adequada na estrutura, homogênea na viga de rigidez e máxima no tirante e de intensidade menor que a do sistema 01.
- b) O sistema 1 apresenta valores mais baixos de momento na viga de rigidez. No entanto, no sistema 2 o

momento máximo ocorre num pequeno trecho da viga, podendo ser facilmente combatido. No sistema 1 o momento máximo ocorre ao longo de um trecho equivalente a um terço do seu comprimento.

c) Os esforços cortantes atuantes no sistema 2 são também de menor intensidade.

Somando a vantagem da redução de comprimento dos vãos intermediários e a de distribuição dos esforços, a estrutura escolhida para o desenvolvimento do projeto da ponte em viga armada é a do tipo 2, isto é, "A VIGA ARMADA COM APOIO EM W".

SISTEMA ESTRUTURAL ESCOLHIDO

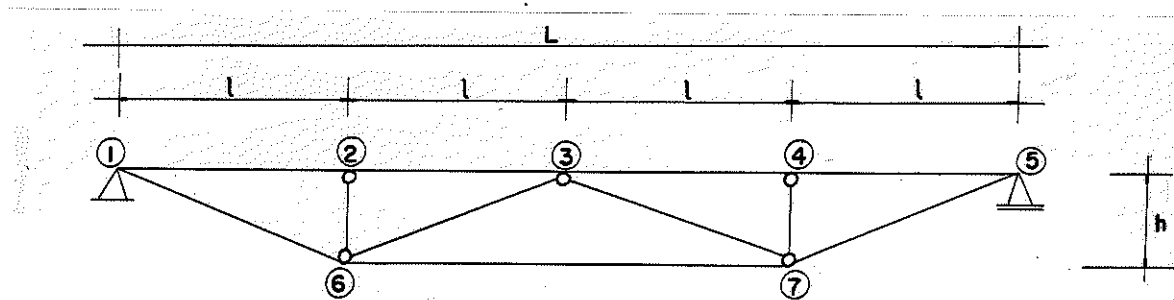


FIG-II.6

- Características

- 1 - A viga de rigidez é contínua
- 2 - O cabo deve ser apenas encostado nos nós (6) e (7)

2.3 - Sistema estrutural

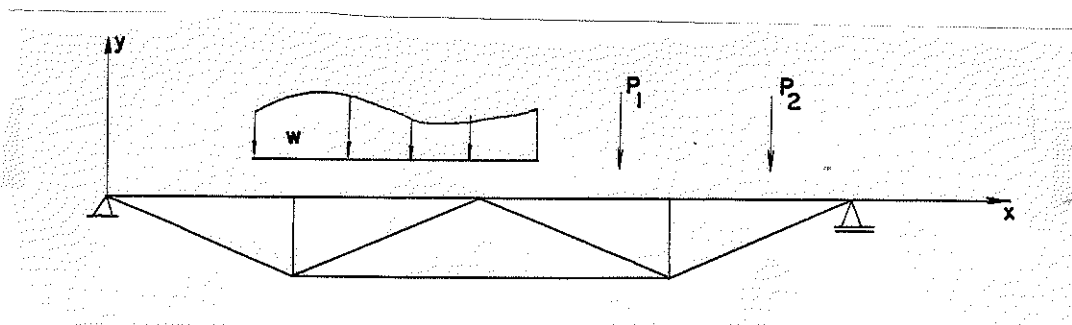


Fig. II.7 - Sistema estrutural com um carregamento genérico

Para a resolução do tipo de estrutura da fig. II.7, pode ser empregado dois processos de cálculo: o APROXIMADO e o HI-

PERESTÁTICO.

2.3.1 - Cálculo aproximado (07, 169)

O cálculo aproximado consiste em supor as escoras intermediárias como indeslocáveis, obtendo-se cargas F nelas, como reações de apoio da viga superior contínua. Os esforços T , de tração no tirante, e H , de compressão na viga e D das diagonais, são calculados por composição de forças, como é indicado nas fig. II.8

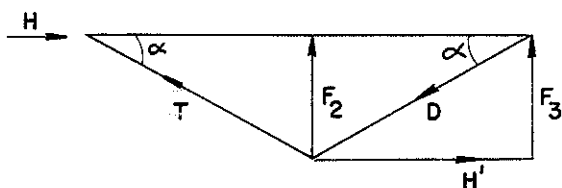
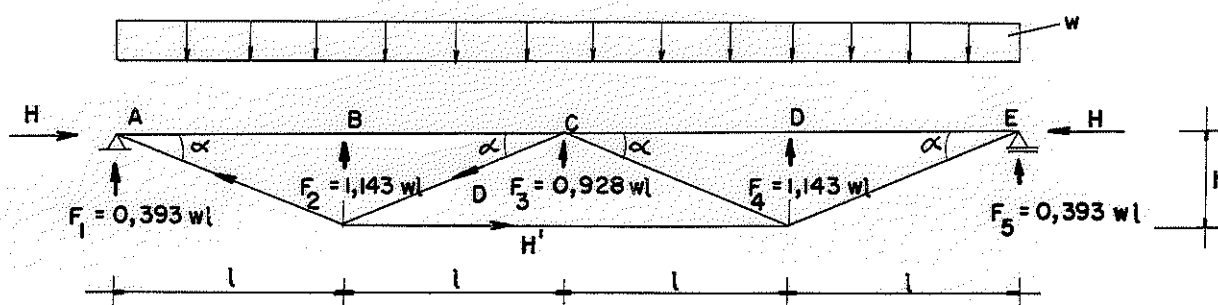


Fig. II.8 - Cálculo aproximado da viga armada com apoio em W.

$$F_3 = 0,928\omega l$$

$$D = \frac{F_3}{2\text{sen}\alpha} = 0,464 \frac{\omega l}{h} \cdot \sqrt{h^2 + l^2}$$

$$T = \frac{F_2 - D\text{sen}\alpha}{\text{sen}\alpha} \quad \therefore \quad T = \frac{0,928\omega l h}{\sqrt{h^2 + l^2}} - 0,464\omega l$$

$$H' = - \text{cos}\alpha (T+D)$$

$$H = T\text{cos}\alpha = D\text{cos}\alpha$$

Os esforços internos F , T , H e D assim obtidos são maiores que os reais, pois são calculados, supondo-se apoios intermediários rígidos, quando na verdade recalcam elasticamente.

A viga superior é dimensionada para os momentos fletores da viga contínua e a compressão H.

Os esforços F, T, H e D, da viga armada podem ser obtidos graficamente através do método de Cremona (08,342)

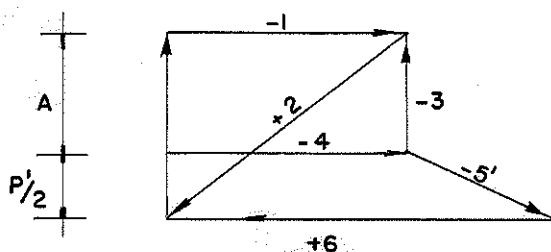
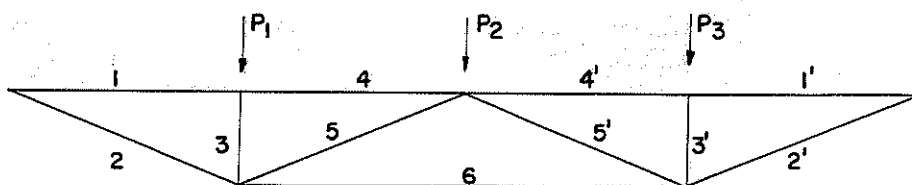


Fig. II.9 - Cálculo aproximado da viga armada com apoio em W (utilizando cremona).

2.3.2 - Cálculo hiperestático

O cálculo hiperestático é feito usando as idéias já conhecidas do método das forças.

Para a utilização do método das forças na estrutura em estudo, foi considerada a seguinte hipótese:

ATRITO NULO ENTRE O CABO E A CHAPA METÁLICA (nos apoios do cabo sobre os montantes e diagonais)

JUSTIFICATIVA - No modelo estrutural, por conveniências construtivas, não se pode fixar o cabo nos nós 6 e 7 e nem utilizar um sistema mais eficiente para diminuir o atrito (por exemplo: roldanas). Isto acarretaria dificuldades construtivas devido, aos elevados esforços solicitantes atuantes. Optou-se pela utilização de uma chapa metálica, pregada no montante e diagonal segundo uma curva circular de concordância, com ranhuras circulares, para receber os cabos. As ranhuras circulares evitam o esmagamento do cabo e distribuem as tensões provocadas pelos esforços de compressão atuante nos nós 6 e 7 para a chapa metálica, que por

sua vez as transferem para o montante e diagonal (Fig. II.10).

Desta forma, indefiniu-se o modelo estrutural, pois é evidente a existência de atrito, para este tipo de ligação, entre o cabo e a chapa metálica. O sistema estrutural em estudo, ficou portanto indefinido quanto ao grau de hiperestaticidade. Se fosse fixado o cabo na chapa de aço, a estrutura seria três vezes hiperestática. Se fosse utilizado um sistema de apoio do cabo sem atrito, a estrutura seria uma vez hiperestática.

O sistema de apoio usado deixa o sistema estrutural numa situação intermediária entre os idealizados. Para se definir a tendência de comportamento do sistema estrutural adotado, utilizou-se um modelo, no qual, foram feitos alguns carregamentos, concentrados e simétricos, medindo-se os deslocamentos relativos do cabo à direita e à esquerda dos nós 6 e 7, através de extensômetros elétricos (Fig. II.11 e II.12).

As tabelas do Quadro II.1 e II.2, ilustram os valores dos carregamentos aplicados e as deformações encontradas.

Estes ensaios evidenciaram a existência de atrito, para o sistema adotado, nos nós 6 e 7. Este atrito no entanto, ocorreram sem muita regularidade de direção. Diante disso desenvolveu-se um estudo estatístico com os valores obtidos experimentalmente nos ensaios 01 e 02. O modelo usado foi uma regressão de deformação em função da carga, para cada ponto. (D, E e G). Por análise de resíduos as deformações não diferiram entre os pontos, para qualquer carga, evidenciando que a hipótese de atrito nulo é a que melhor traduz o comportamento da estrutura (17).

Desenvolveu-se a seguir, baseado na hipótese de atrito nulo, o roteiro de cálculo de anteprojeto e projeto das vigas para pontes rodoviárias, de uma e duas faixas de tráfego.

A viga armada em estudo é um sistema externamente isostático e internamente hiperestático de primeira ordem. Cortando-se o cabo em qualquer ponto, obtém-se, como sistema principal, a própria viga simplesmente apoiada. O esforço no tirante X_1 é a incógnita hiperestática.

ENSAIO 01 - Carga P aplicada em $x = \frac{1}{2}$, n.º 3

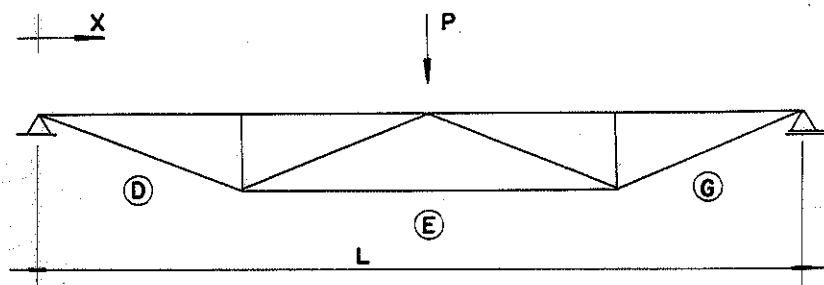


FIG-III.11

QUADRO II.1 - Valores dos carregamentos e deslocamentos relativos lidos nos extensômetros D, E e G

CARGA kgf	Iº CARREGAMENTO			IIº CARREGAMENTO		
	EXT. D	EXT. E	EXT. G	EXT. D	EXT. E	EXT. G
	DESL.(10 ⁻⁶ cm)	DESL.(10 ⁻⁶ cm)	DESL.(10 ⁻⁶ cm)	DESL.(10 ⁻⁶ cm)	DESL.(10 ⁻⁶ cm)	DESL.(10 ⁻⁶ cm)
47,5	35	25	-45	15	120	-50
95,0	55	45	-15	50	- 60	- 5
142,5	55	40	35	55	35	15
190,0	40	35	40	70	- 5	50
237,5	60	50	50	35	85	45
285,0	70	50	55	55	45	50
332,5	55	50	45	50	50	50
380,0	45	50	50	75	45	50
427,5	45	40	40	85	45	40
475,0	50	35	50	40	40	50
522,5	65	55	45	60	40	45
570,0	30	55	40	40	45	40
617,5	65	25	45	110	45	35
665,0	50	50	40	65	30	45
712,5	30	45	0	25	50	40
760,0	65	30	40	30	45	45

ENSAIO 02 - Carga P aplicada simultaneamente e $x = \frac{1}{4}$ e $x = \frac{3}{4} l$,
nós 2 e 4.

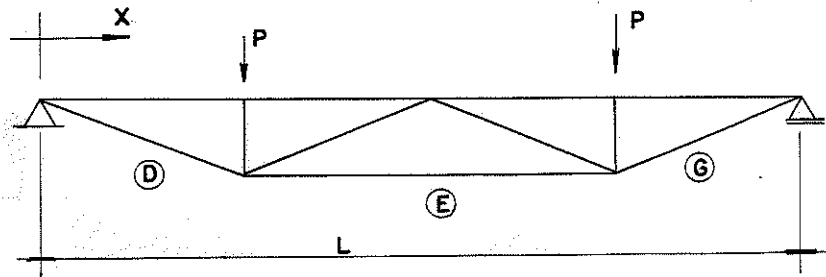
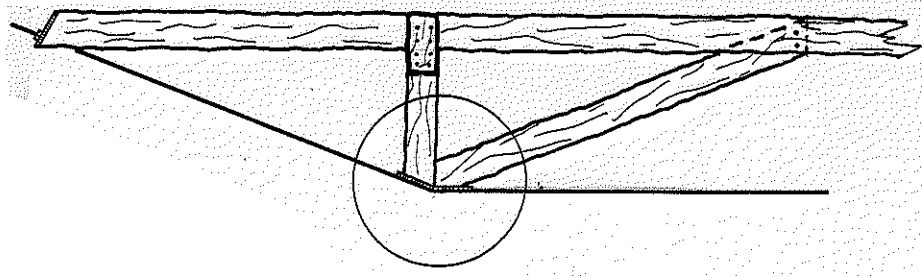


FIG II.12

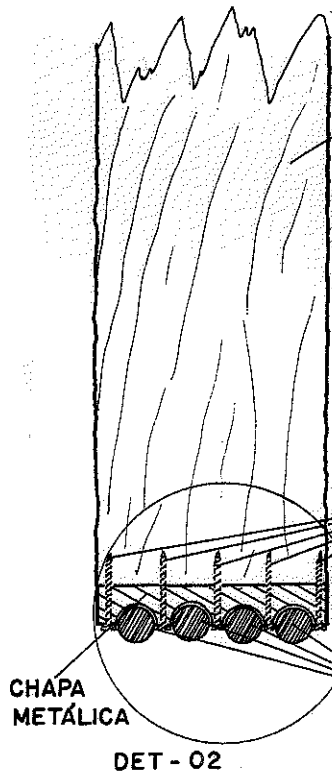
QUADRO II.2 - Valores dos carregamentos e deslocamentos relativos lidos nos extensômetros D, E e G

CARGA kgf	CARREGAMENTO		
	EXT. D	EXT. E	EXT. F
	DESL. (10 ⁻⁶ cm)	DESL. (10 ⁻⁶ cm)	DESL. (10 ⁻⁶ cm)
47,5	65	40	-30
95,0	90	55	30
142,5	65	50	70
190,0	80	60	60
237,5	75	50	75
285	75	60	80
332,5	75	55	65
380,0	85	55	60
427,5	60	50	80
475	80	65	65
522,5	55	50	65
570	60	50	60
617,5	65	55	65
665,0	60	55	60
712,5	60	50	70
760	70	60	45



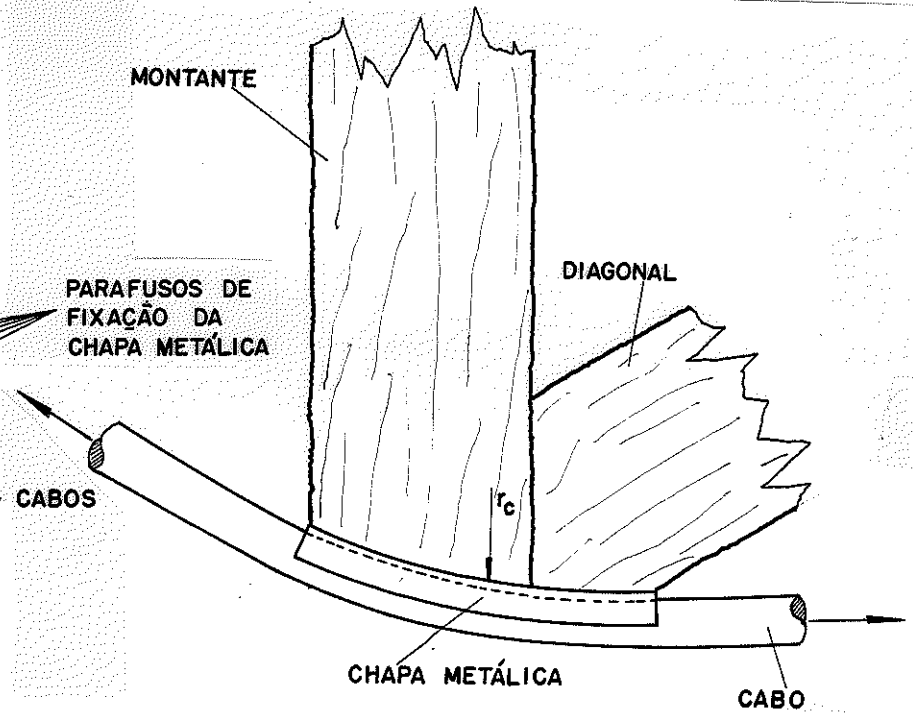
DET-01

a) VISTA LATERAL DO SISTEMA ESTRUTURAL.



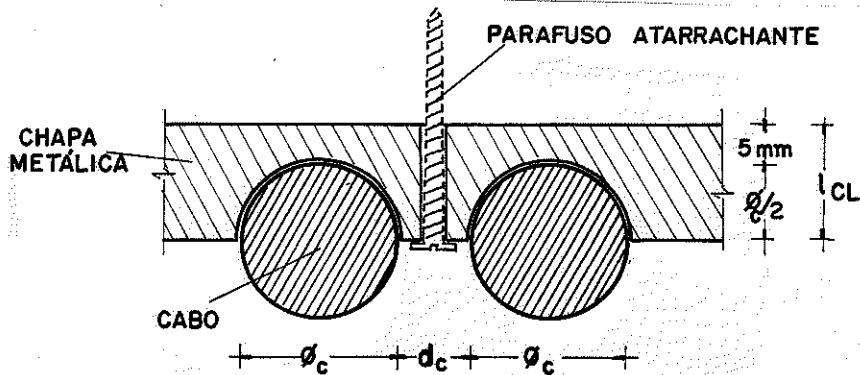
DET-02

b.1 - VISTA DE TOPO



b.2 - VISTA LATERAL.

b) DETALHE 01-ENCONTRO DO CABO COM O MONTANTE E A DIAGONAL.



c) DET-02

FIG. II.10

O esforço no tirante é dado pela conhecida expressão do método das forças.

$$X_1 = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (\text{II.1}),$$

deduzida a seguir, em função do ângulo α entre a viga de rigidez e os cabos laterais, e das características geométricas e mecânicas dos materiais empregados, para um carregamento distribuído e constante ao longo do vão.

a) Sistema principal e hiperestático

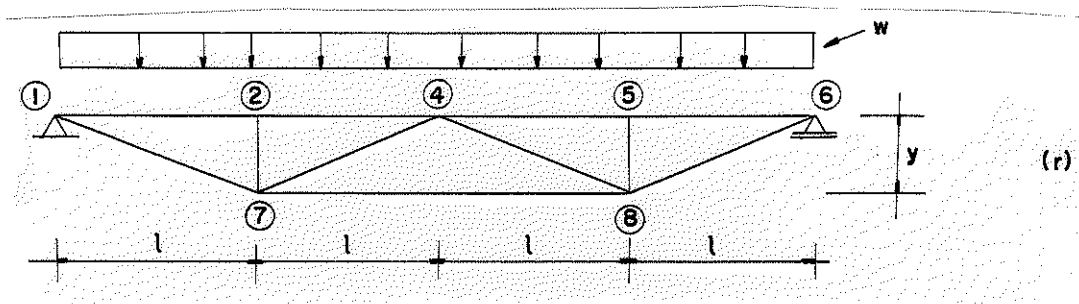


Fig. II.13 - Viga armada carregada com carga distribuída

- sendo:
- E_m = módulo de elasticidade da madeira
 - J_m = momento de inércia da viga de madeira
 - S_c = área do cabo
 - E_c = módulo de elasticidade do cabo

Rompendo-se, por exemplo, a barra 7-8 do reticulado, obtem-se o sistema principal indicado na Fig. II.14,

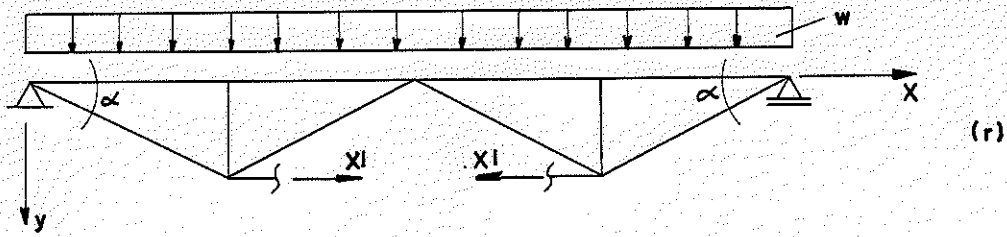


FIG II.14

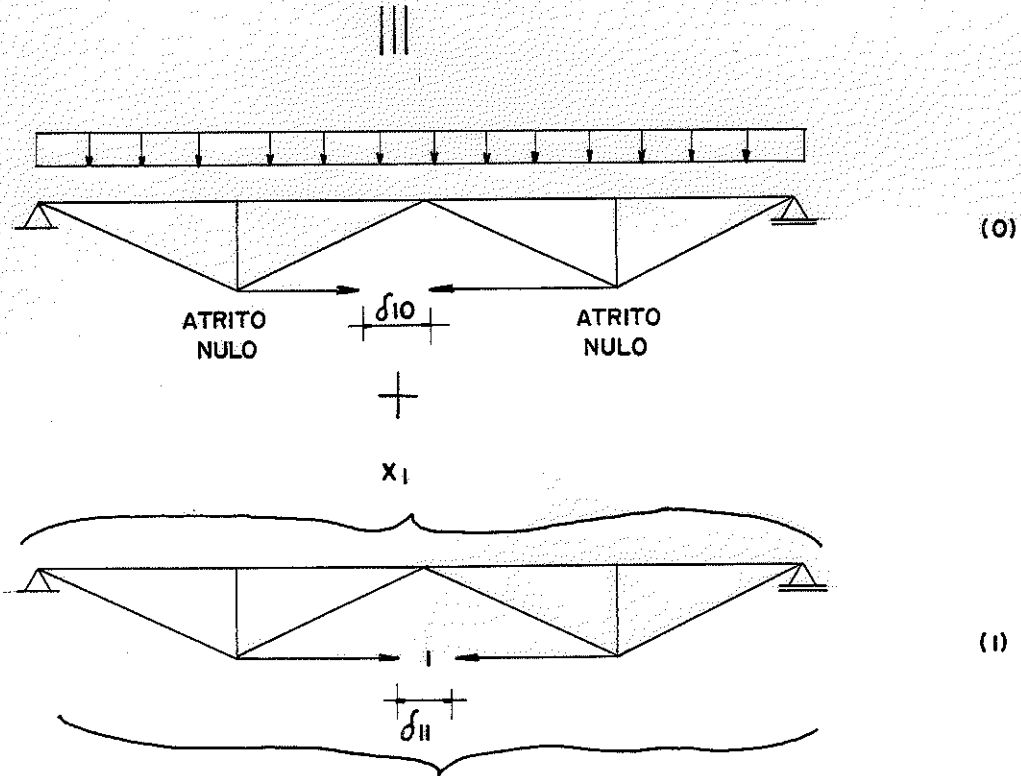


FIG II.15

Portanto

$$(r) = (o) + X_1(i) \quad (II.2)$$

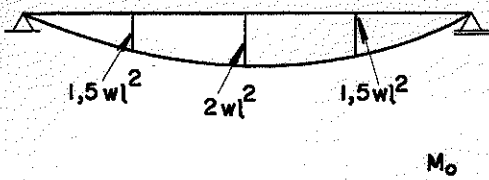
A expressão (II.2) é válida para qualquer efeito. Para o deslocamento na direção de X_1 , temos:

$$\delta_{1r} = \delta_{10} + X_1 \delta_{11} = 0$$

$$X_1 = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

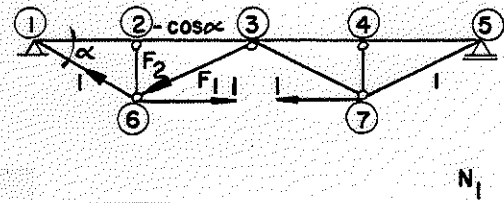
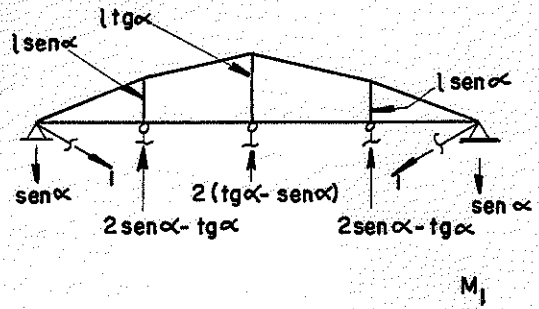
b) Diagramas no sistema principal

a) M_0, N_0



$N_0 = 0$

b) M_1, N_1



Por equilíbrio de $n\bar{o}$:

$$F_1 = \frac{1}{\cos \alpha} - 1 \quad ; \quad F_2 = 2 \text{sen} \alpha - \text{tg} \alpha$$

Fig. II.16 - Diagramas de M_0, M_1, N_0 e N_1 do sistema principal

c) Cálculo dos comprimentos fictícios (l') para o sistema estrutural

c.1) Comprimentos reais (L)

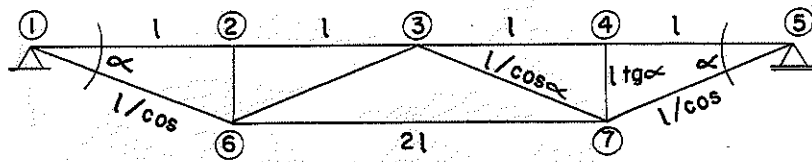


Fig. II.17 - Comprimentos reais do sistema principal

c.2) Comprimentos fictícios (ℓ')

$$\ell' = L \frac{E J_c}{E J} \text{ (p/ momento)} \quad \ell' = L \frac{E J_c}{E S} \text{ (p/ normal)}$$

$$E_a = 2100000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = E_m = 165000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$J_c = J_{\text{viga}} = 39760 \text{ cm}^4$$

$$S_{26} = S_{47} = S_{36} = S_{37} = \text{secção dos montantes e diagonais}$$

$$S_{16} = S_{67} = S_{75} = \text{secção do cabo}$$

$$\ell'_{\text{viga}} = L_{\text{viga}} = 4\ell^*$$

$$\ell'_{\text{viga}} = L \frac{E_m J_v}{E_m S_v} = L \frac{J_v}{S_v} = 4\ell \frac{J_v}{S_v}^{**}$$

$$\ell'_{26} = \ell'_{47} = L \frac{E_m J_v}{E_m S_M} = L \frac{J_v}{S_M} = \ell \operatorname{tg} \alpha \frac{J_v}{S_M}^{**}$$

$$\ell'_{36} = \ell'_{37} = L \frac{E_m J_v}{E_m S_D} = L \frac{J_v}{S_D} = \frac{\ell}{\cos \alpha} \frac{J_v}{S_D}^{**}$$

$$\ell'_{16} = \ell'_{75} = L \frac{E_m J_v}{E_a S_c} = \frac{\ell}{\cos \alpha} \frac{E_m J_v}{E_a S_c}^{**}$$

$$\ell'_{67} = L \frac{E_m J_v}{E_a S_c} = 2\ell \frac{E_m J_v}{E_a S_c}^{**}$$

d) Cálculo dos EJ δ

Devemos levar em conta o trabalho da estrutura à flexão e ao esforço normal.

* comprimento fictício para diagrama de momento

** comprimento fictício para diagrama de esforço normal

Adotando: $E_m = E_c$; $J_v = J_c$, tem-se:

$$\begin{aligned}
 E_c J_c \delta_{10} &= (\text{combinação de } M_1 \text{ com } M_0) + \frac{E_c J_c}{ES} (\text{combinação de } N_1 \text{ com } N_0) - \\
 &= - \left\{ \left[2 \left(\frac{5}{12} \cdot l \cdot l \cdot \text{sen} \alpha \cdot 1,5 \omega l^2 \right) \right] + 2 \left[\frac{1}{2} l (l \text{sen} \alpha + l \text{tg} \alpha) 1,5 \omega l^2 + \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \frac{1}{12} l (3 \cdot l \text{sen} \alpha + 5 l \text{tg} \alpha) 0,5 \omega l^2 \right] \right\} + \{0\} \\
 &= -l^4 \omega \text{tg} \alpha (3 \cos \alpha + 1,92) \tag{II.3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_c J_c \delta_{11} &= (\text{combinação de } M_1 \text{ com } M_1) + \frac{E_c J_c}{ES} (\text{combinação de } N_1 \text{ com } N_1) \\
 &= 2 \left(\frac{1}{3} \cdot l \cdot l \cdot \text{sen} \alpha \cdot l \text{sen} \alpha \right) + 2 \left\{ \frac{1}{6} l \left[l \text{sen} \alpha (2l \cdot \text{sen} \alpha + l \text{tg} \alpha) + \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + l \text{tg} \alpha (2l \text{tg} \alpha + l \text{sen} \alpha) \right] \right\} + \left\{ 4l \frac{J_v}{S_v} \cos \alpha \cdot \cos \alpha + \right. \\
 &\quad \left. + 2 \left[\frac{l}{\cos \alpha} \frac{J_v}{S_D} \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right)^2 \right] + 2 \left[l \text{tg} \alpha \frac{J_v}{S_M} (2 \text{sen} \alpha - \text{tg} \alpha)^2 \right] + \right. \\
 &\quad \left. + 2 \left(\frac{l}{\cos \alpha} \frac{E_m}{E_a} \frac{J_v}{S_c} \right) + 2l \frac{E_m}{E_a} \frac{J_v}{S_a} \right\} \\
 &= \frac{2}{3} l^3 \text{tg}^2 \alpha (2 \cos^2 \alpha + \cos \alpha + 1) + 4l \cos^2 \alpha \frac{J_v}{S_v} + \\
 &\quad + 2 \frac{l}{\cos^3 \alpha} (1 - \cos \alpha)^2 \frac{J_v}{S_D} + 2l \text{tg}^3 \alpha (2 \cos \alpha - 1)^2 \frac{J_v}{S_M} + \\
 &\quad + \frac{E_m}{E_a} \frac{J_v}{S_a} \frac{2l}{\cos \alpha} (1 + \cos \alpha) \tag{II.4}
 \end{aligned}$$

e) Equação de compatibilidade

$$\delta_{10} + \delta_{11} X_1 = 0$$

f) Hiperestático

$$X_1 = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

$$\delta_{10} = -l^4 \omega \operatorname{tg} \alpha (3 \cos \alpha + 1, 92)$$

$$\begin{aligned} \delta_{11} = & \frac{2}{3} l^3 \operatorname{tg}^2 \alpha (2 \cos^2 \alpha + \cos \alpha + 1) + 4l \cos^2 \alpha \frac{J_v}{S_v} + \frac{2l}{\cos^3 \alpha} (1 - \cos \alpha)^2 \frac{J_v}{S_D} + \\ & + 2l \operatorname{tg}^3 \alpha (2 \cos \alpha - 1) \frac{J_v}{S_M} + \frac{2l}{\cos \alpha} (1 + \cos \alpha) \frac{E_m}{E_a} \cdot \frac{J_v}{S_a} \end{aligned} \quad (\text{II.5})$$

g) Efeitos finais

A partir da expressão $E = E_0 + X_1 E_1$, obtem-se os esforços finais atuantes na viga armada.

3. ESTUDO DE LINHA DE INFLUÊNCIA

Seja a estrutura uma vez hiperestática da Fig. III.1

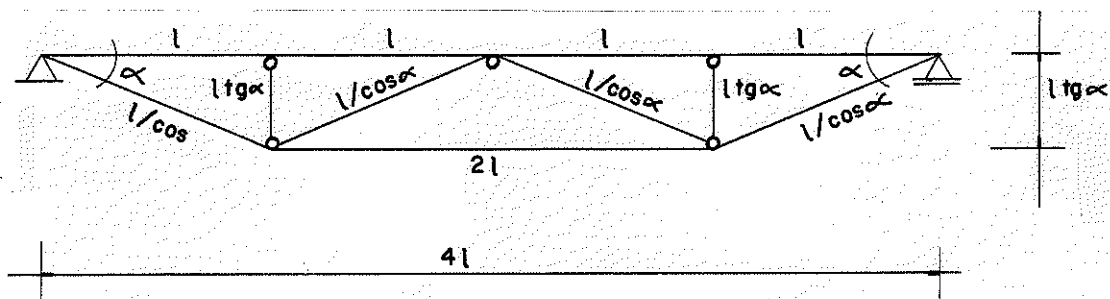


Fig. III.1 - Estrutura hiperestática

Pelo processo dos esforços, para o carregamento genérico da Fig. III.2-a, tem-se:

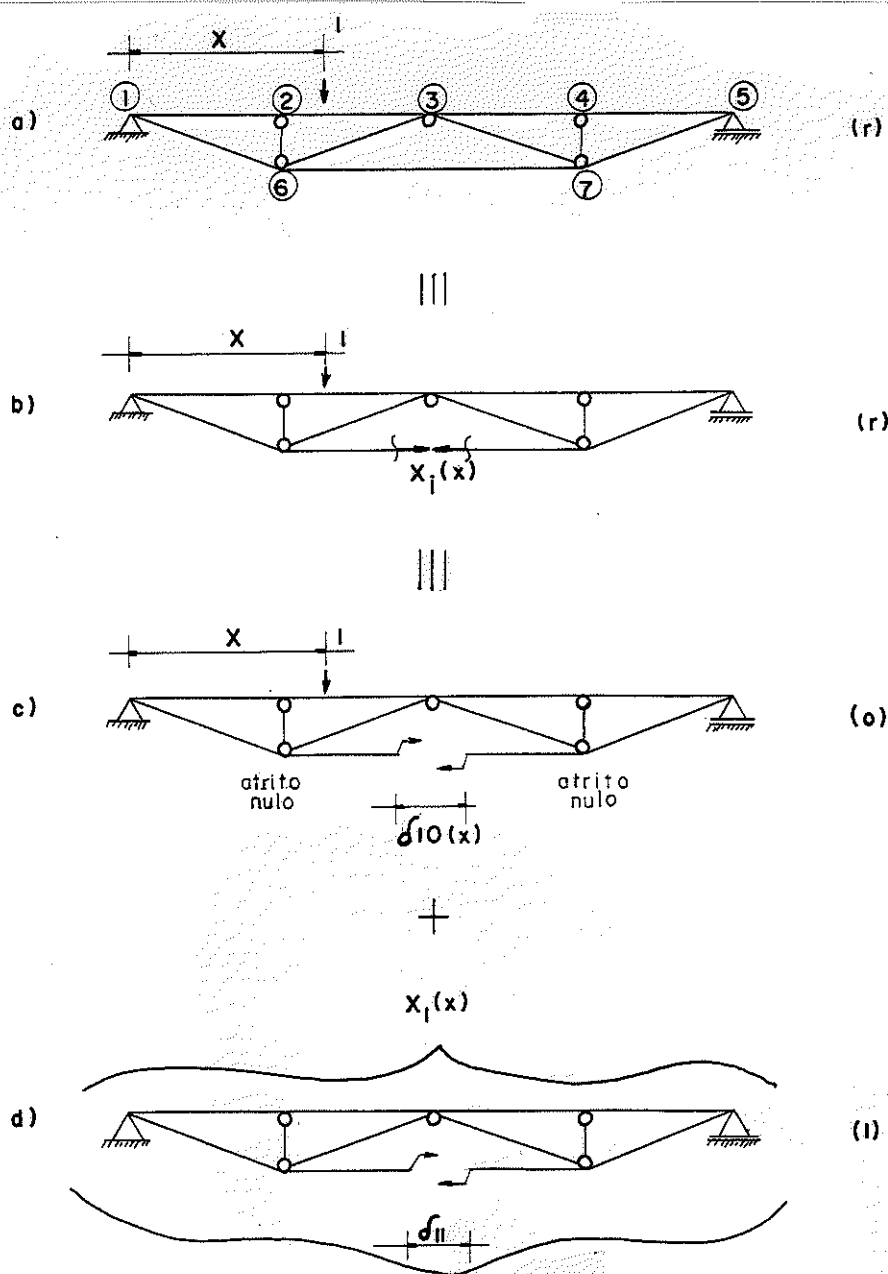


FIG. III.2

Equacionando:

$$(r) = (0) + X_1(x).(1) \quad (\text{III.1})$$

Em particular para o esforço

$$P = P(x) = \eta(x)$$

$$\eta = \eta_0(x) + X_1(x).P_1$$

η_0 = Linha de influência de P no problema (0)

P_1 = Esforço P no problema (1)

$X_1(x)$ = L.I. da incôgnita hiperestática determinável

Impondo a condição de compatibilidade de deslocamento, tem-se:

$$\delta_{1r} = 0$$

da expressão III.1, sabe-se:

$$\begin{aligned} \delta_{1r} &= \delta_{10}(x) + X_1(x).\delta_{11} = 0 \\ \therefore X_1(x) &= - \frac{\delta_{10}(x)}{\delta_{11}} \end{aligned} \quad (\text{III.2})$$

δ_{11} - é a deformação na direção do hiperestático X_1 devido a aplicação de $X_1 = 1$.

$\delta_{10}(x)$ - deformação na direção do hiperestático X_1 , no sistema principal, devido ao carregamento externo $P = 1$ que percorre a estrutura.

Como δ_{11} depende somente da atuação do hiperestático X_1 devido a aplicação de $X_1 = 1$, para o estudo das L.I. é válido a mesma expressão II.5.

Por conseguinte, para achar o hiperestático que define a L.I. da estrutura, basta encontrar os δ_{10} de cada trecho, isto é, entre os pontos de descontinuidade da elástica,

Como a estrutura é simétrica, é necessário apenas que se defina o δ_{10} para os trechos $0 \leq x \leq \ell$ e $\ell \leq x \leq 2\ell$.

3.1 - Diagrama no sistema principal para os trechos

$$0 \leq x_1 \leq l \quad \text{e} \quad 3l \leq x_4 \leq 4l$$

$$M_o, N_o \qquad N_o = 0$$

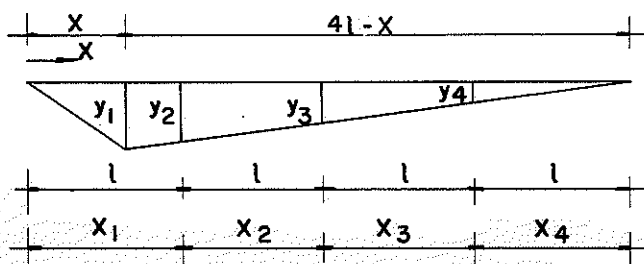


Fig. III.3 - Diagrama de M_o para os trechos x_1 e x_4 ($0 \leq x \leq l$)

$$y_1 = \frac{4l-x}{4l} x ; y_2 = \frac{3x}{4} ; y_3 = \frac{x}{2} ; y_4 = \frac{x}{4}$$

3.2 - Cálculo de $E_c J_c \delta_{10}(x_1, x_4)$

Utilizando a tabela: Integrais de produtos de 2 funções e combinando os diagramas M_o (Fig. III.3) e M_1 (Fig. II.16); tem-se:

$$E_c J_c \delta_{10}(x_1, x_4) = C_1 x^3 - C_2 x \qquad \text{(III.3)}$$

para: $C_1 = \frac{\text{sen} \alpha}{6}$

$$C_2 = \frac{\text{sen} \alpha l^2}{2} \left(2 + \frac{1}{\text{cos} \alpha} \right)$$

3.3 - Diagrama no sistema principal para os trechos

$$l \leq x_2 \leq 2l \quad \text{e} \quad 2l \leq x_3 \leq 3l$$

$$M_o, N_o \qquad N_o = 0$$

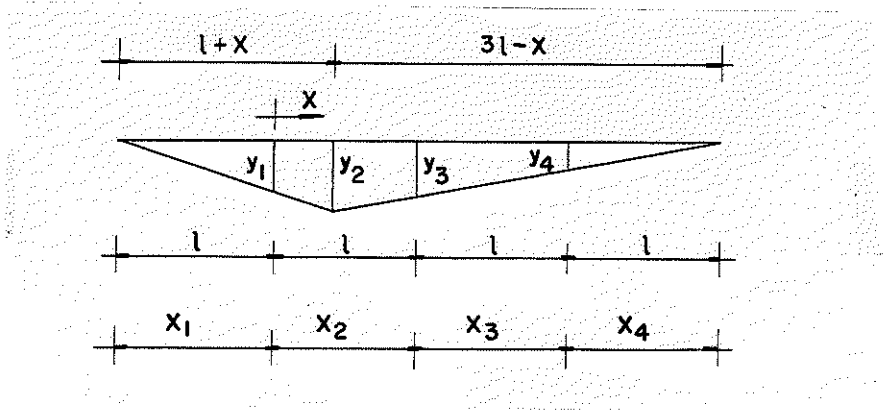


Fig. III.4 - Diagrama de M_0 para os trechos x_2 e x_3 ($0 \leq x \leq l$)

$$y_1 = \frac{3l-x}{4} ; \quad y_2 = \frac{(3l-x)(l+x)}{4l} ; \quad y_3 = \frac{l+x}{2} ; \quad y_4 = \frac{l+x}{4}$$

3.4 - Cálculo de $E_c J_c \delta_{10}(x_2, x_3)$

Combinando os diagramas M_0 (Fig. III.4) e M_1 (Fig. II.16), tem-se:

$$E_c J_c \delta_{10}(x_2, x_3) = -C_1 x^3 + C_2 x^2 - C_3 x - C_4 \quad (\text{III.4})$$

sendo: $C_1 = \frac{\text{sen} \alpha}{6} \left(1 - \frac{1}{\text{cos} \alpha} \right)$

$$C_2 = \frac{\text{sen} \alpha}{2} l$$

$$C_3 = \frac{\text{sen} \alpha}{2} l^2 \left(1 + \frac{1}{\text{cos} \alpha} \right)$$

$$C_4 = \frac{\text{sen} \alpha}{6} l^3 \left(5 + \frac{3}{\text{cos} \alpha} \right)$$

4. AS PONTES

As pontes propostas, utilizando o sistema estrutural armado, são rodoviárias, classe 36, com vão total L.

O sistema estrutural é simplesmente apoiado e constituído por uma viga de rigidez, montantes, diagonais e cabos.

A viga de rigidez, de tronco de madeira, é armada pelos montantes, diagonais e cabos, formando quatro vãos intermediários de comprimento l .

Os montantes e diagonais são de madeira maciça e os cabos de aço.

Os cabos são ancorados nas extremidades da viga de rigidez e apoiados no topo inferior dos montantes e diagonais.

O tabuleiro é formado de postes cónicos, de madeira descascada e tratada, regularizado com uma camada de concreto simples, auto-trincado, com acabamento em revestimento asfáltico.

As pontes tem suas pistas de rolamento limitadas por guarda-rodas, dois passeios laterais e guarda-corpos nas extremidades do tabuleiro.

PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS PONTES:

a) Geométricas

$$\alpha = 20^{\circ}$$

vão total: L(m)

vãos intermediários: l (m)

altura da viga: $ltg\alpha$

b) Materiais empregados

vigas de rigidez

montantes, diagonais

postes do tabuleiro

} Postes de E. Citriodora

guarda corpos - Peroba Rosa

cabos - vergalhões, cabos de aço ou cordoalhas

c) Regularização do tabuleiro

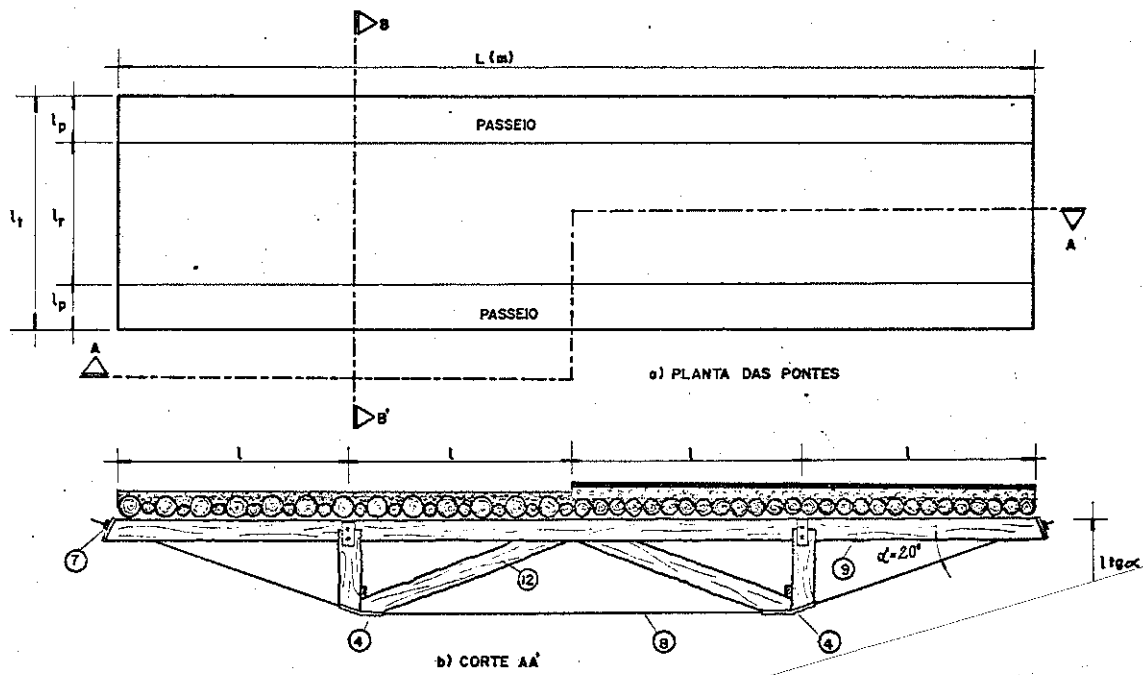
concreto simples

d) Acabamento

asfalto

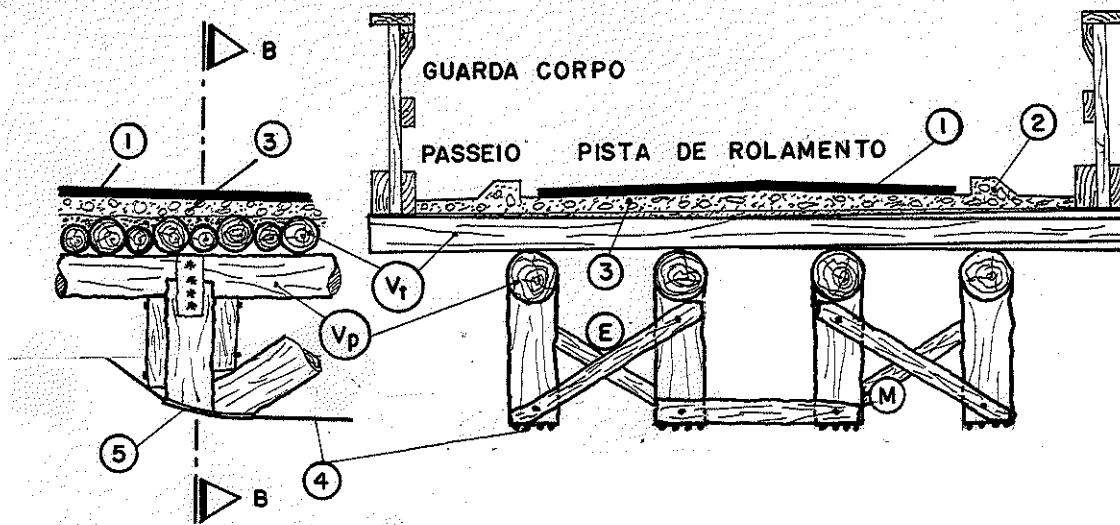
e) Classe
36
rodoviária

f) Detalhes (Fig. IV.1 e IV.2)



- l_p - largura do passeio
- l_r - largura da pista de rolamento
- l_t - largura total da ponte
- L - comprimento total da ponte
- l - comprimento intermediário ou de flambagem da viga principal

Fig. IV.1



1) Asfalto ; 2) Guarda roda ; 3) Concreto de nivelamento ; 4) Cabos ou vergalhões ; 5) Chapa metálica ; V_p = Viga principal ou de rigidez da ponte ; V_t = Viga do tabuleiro ; M - Montante ; D - Diagonal ; E - contraventamento.

OBS.: a posição das vigas principais sob o tabuleiro (x), deve ser definida após um estudo de otimização dos carregamentos atuantes

Fig. IV.2 - Corte BB'

4.1 - Ponte rodoviária com viga armada de uma faixa de tráfego

a) Objetivo - O desenvolvimento do projeto para ponte de uma única faixa de tráfego é motivado pela preocupação de atender-se com isso um setor altamente carente de tecnologia de pontes simples e de baixo custo, que são as estradas vicinais, onde o volume diário médio (VDM) de veículos é tão baixo que seria inviável economicamente a construção de uma ponte de maior proporção.

b) Características

- largura do tabuleiro (l_t) = 5,0m

- largura da faixa de rolamento (l_r) = 3,0m

4.2 - Ponte rodoviária com viga armada de duas faixas de tráfego

a) Características

- largura do tabuleiro (l_t) = 9,0m
- largura de rolamento (l_r) = 6,0m

5. CARREGAMENTOS

5.1 - Carga permanente

A carga permanente é constituída pelo peso de todos os elementos da ponte (Fig. IV.1-b e IV.2).

a) Peso próprio da viga armada (P_V)

A viga armada é constituída de viga de rigidez, montantes, diagonais e cabos.

a.1) Viga de rigidez, montantes e diagonais (tronco de E. Citriodora)

Diâmetro médio (ϕ_m): 0,30m

Peso específico (γ): 1000 kgf/m³

Distribui-se no comprimento da viga o peso dos montantes e diagonais.

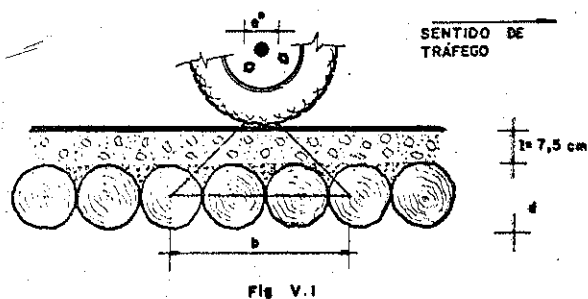
Peso total (suposto) = 125 kgf/m

a.2) Cabos

Peso total (suposto) = 30kgf/m

a.3) Peso próprio da viga

Peso total (suposto) = 155kgf/m



b) Peso próprio do tabuleiro (P_t)

b.1) Secção resistente (b)

A largura b , da secção resistente do tabuleiro (Fig. V.1) representa o comprimento de influência de uma carga que age sobre o tabuleiro, ao longo da ponte.

A NB-11, item 15b, estabelece o seguinte critério para o cálculo deste comprimento.

$$b \leq a'' + 2e' + d$$

$a'' = 10\text{cm}$ para pontes rodoviárias longitudinalmente ao veículo.

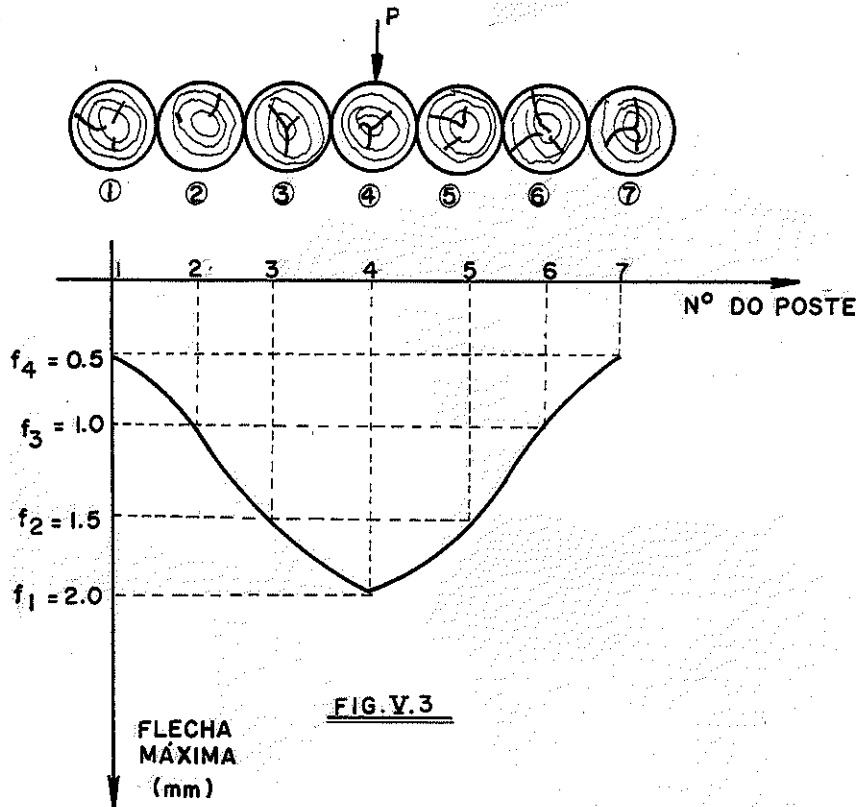
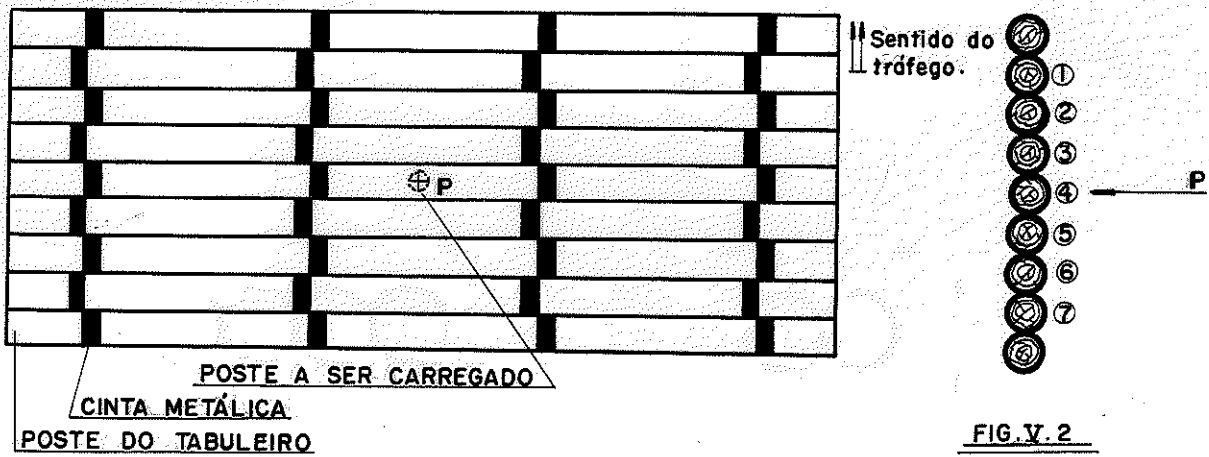
$a'' = 45\text{cm}$ para pontes rodoviárias transversalmente ao veículo.

e' = espessura média do concreto de rolamento

d = diâmetro médio do poste do tabuleiro

b = secção resistente

Adotando-se a utilização de "Tabuleiro em Laje", isto é, fazendo a interligação transversal dos postes do tabuleiro por cintas metálicas, envolvendo-os no sentido longitudinal da ponte (Fig. V.2), indicado por Hellmeister (11, 66), obtém-se uma secção resistente maior. Ensaaios experimentais desenvolvidos por Hellmeister (11, 66) e Hortegal (12, 52) evidenciaram a distribuição da carga sobre um único poste, para sete postes interligados, sendo absorvido pelo poste carregado apenas 25% da carga.



Chamando de f_i a flecha lida sob cada poste com a aplicação de um carregamento P e β_i a taxa de carga que vai para cada poste.

Feitos vários ensaios, constatou-se que a taxa de carga foi sempre, aproximadamente, 25% da carga para o poste carregado.

Portanto, podemos trabalhar tanto com um quarto da carga, para dimensionamento da secção de um poste do tabuleiro, ou com a carga total e a secção resistente de 4 postes. Para efeito de pré-dimensionamento adotou-se o diâmetro médio igual a 20cm.

b.1.1 - Aplicando o critério da NB (Fig. V.4-a)

$$b \leq 45\text{cm}, \text{ adota-se } b = 40\text{cm}$$

b.1.2 - Utilizando "Tabuleiro em laje" com cintas metálicas (Fig. V.4-b)

$$b = 80\text{cm}$$

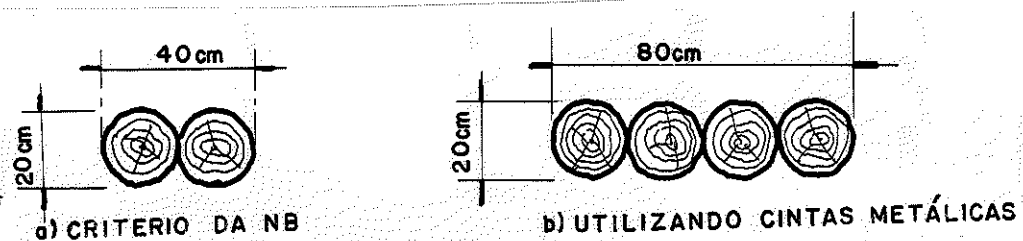


Fig V.4

b.2 - Peso próprio das vigas do Tabuleiro (P_{vt})

diâmetro adotado = 0,20m

número de postes por metro de ponte = 5

peso específico do E. Citriodora = 1000kgf/m^3

largura do tabuleiro = 5,00m

$$P_{vt} = 5 \cdot \frac{\pi(0,20)^2}{4} \cdot 5,00 \cdot 1000 = 785,4\text{kgf/m}$$

b.3) Peso do concreto nivelamento (P_{cn})

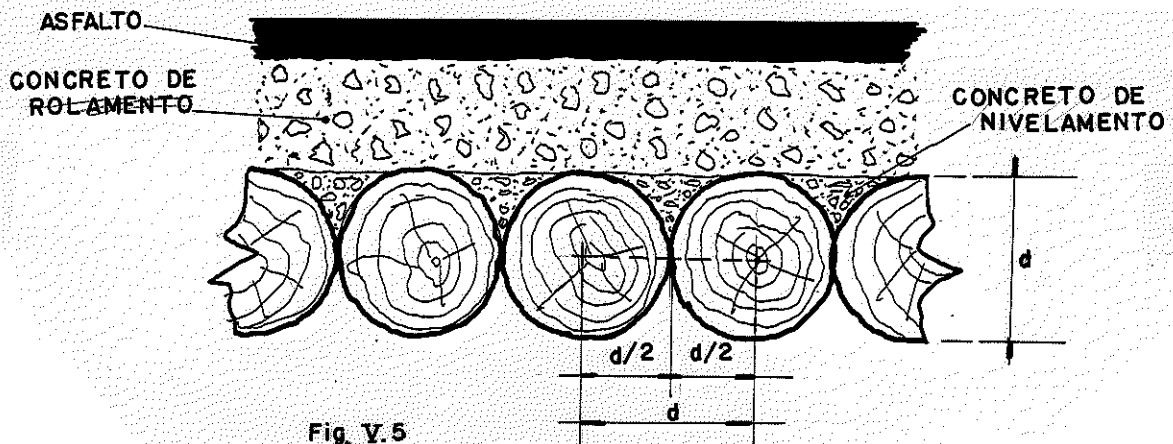


Fig. V.5

Secção do concreto de nivelamento (S_{cn}) sobre 1 poste.

$$S_{cn} = \frac{d^2 - 2(1/2 \frac{\pi d^2}{4})}{2} = 0,0043m^2$$

número de postes por metro de ponte = 5
peso específico do concreto = $2000kgf/m^3$
largura do tabuleiro = 5,00m

$$P_{cn} = 0,0043.5,00.2000.5 = 215kgf/m$$

b.4) Peso do concreto de rolamento (P_{cr})

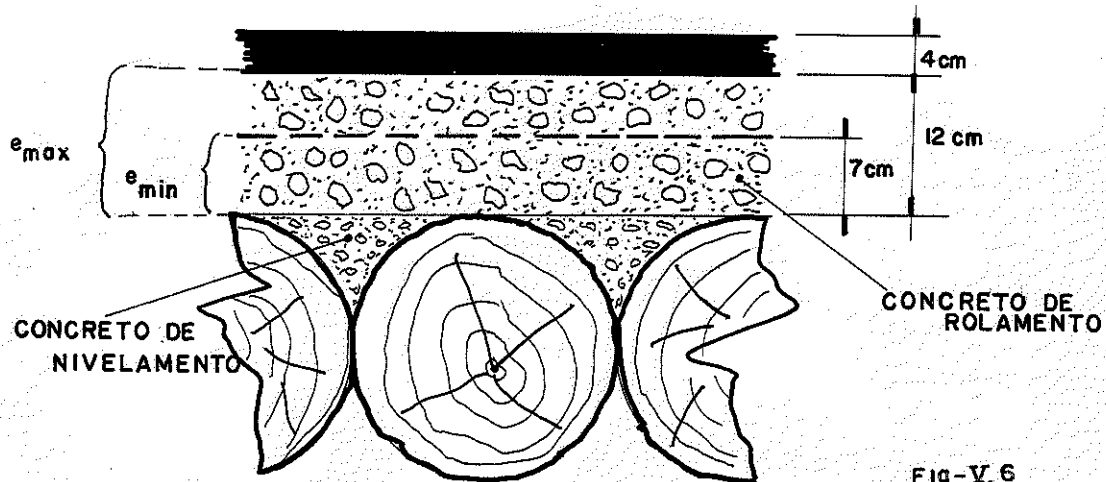


Fig-V.6

espessura média = 0,08m
largura do tabuleiro = 5,00m
peso específico do concreto = $2400 kgf/m^3$

$$P_{cr} = 0,08.5,00.2400.1,0 = 960kgf/m$$

b.5) Peso do asfalto (P_a)

espessura = 0,04m

largura = 3,00m

peso específico do asfalto = 2000kgf/m^3

$$P_a = 0,04 \cdot 3,00 \cdot 2000 \cdot 1,0 = 240\text{kgf/m}$$

b.6) Peso do guarda rodas (P_{gr})

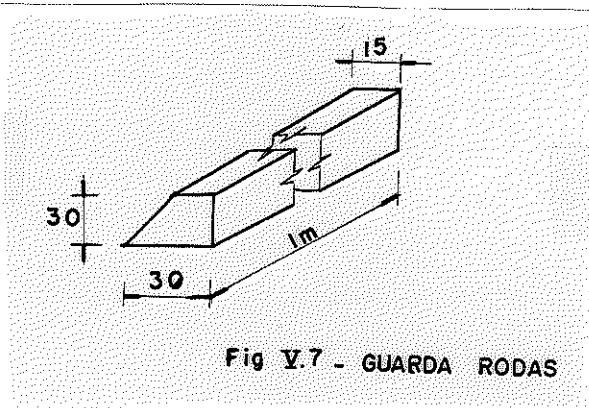


Fig V.7 - GUARDA RODAS

número de guarda-rodas = 2

volume de um guarda roda = $0,0675\text{m}^3$

peso específico do concreto = 2400kgf/m^3

$$P_{gr} = 2(0,0675)2400 = 324\text{kgf/m}$$

b.7) Peso do guarda corpo (P_{gc})

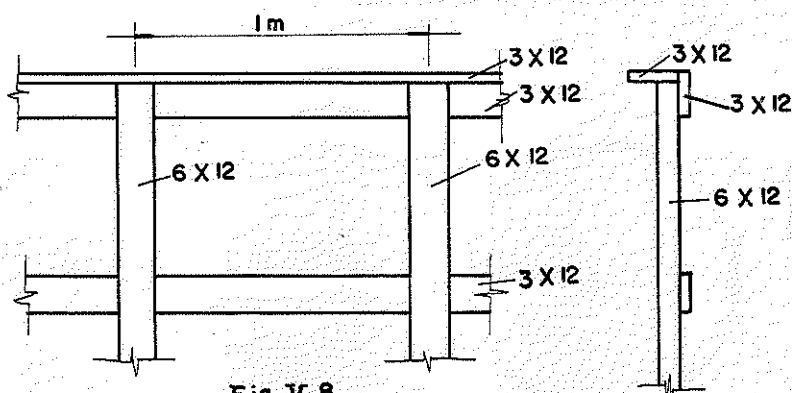


Fig V.8

número de guarda-corpos = 2

peças: $3(3 \times 12) + 1(6 \times 12)$

volume de madeira = $0,0195\text{m}^3/\text{m}$

peso específico da Peroba Rosa = 900kgf/m^3

$$P_{gc} = 2 \cdot 0,0195 \cdot 900 = 35\text{kgf/m}$$

b.8) Carga total do tabuleiro (P_t)

$$\Sigma P = P_{vt} + P_{cn} + P_{cr} + P_a + P_{gr} + P_{gc} \cong 2560 \text{kgf/m}$$

Para $L = 1\text{m}$

$$P_t = 2560 \cdot 1 = 2560 \text{kgf}$$

b.9) Carga por metro quadrado do tabuleiro

$$\text{Área do tabuleiro} = 5\text{m}^2$$

$$P_t = 512 \text{kgf/m}^2$$

b.10) Distribuição da carga na seção resistente do tabuleiro

Adotando a utilização de cintas metálicas, sabe-se que a seção resistente (b) é de 4 postes.

para $d = 0,20\text{m}$

$$P = 4 \times 512 \times 0,20 = 410 \text{kgf/m de tabuleiro}$$

5.2 - Carga móvel

As cargas móveis a serem usadas, são as determinadas pela NB-6, para pontes rodoviárias.

a) Sobre o tabuleiro

O trem-tipo determinado pela NB-6, para ponte rodoviária de classe 36 é o indicado na Fig. V.9.

Para se estudar a ação da carga móvel sobre o tabuleiro, deve-se colocar este trem-tipo, orientado sempre na direção do tráfego, e em posições que tornem os esforços solicitantes máximos (NB-6, item 6).

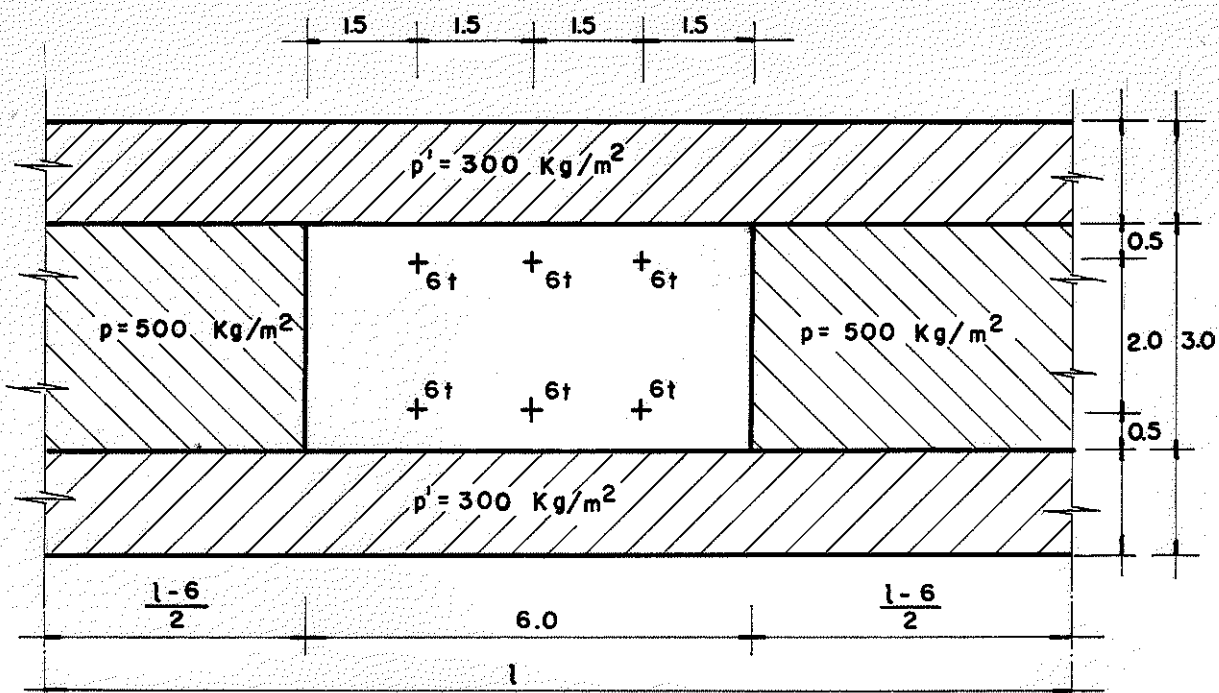


Fig. V.9 - Trem-tipo para pontes classe 36

5.3 - Estudo de otimização na distribuição das vigas sob o tabuleiro

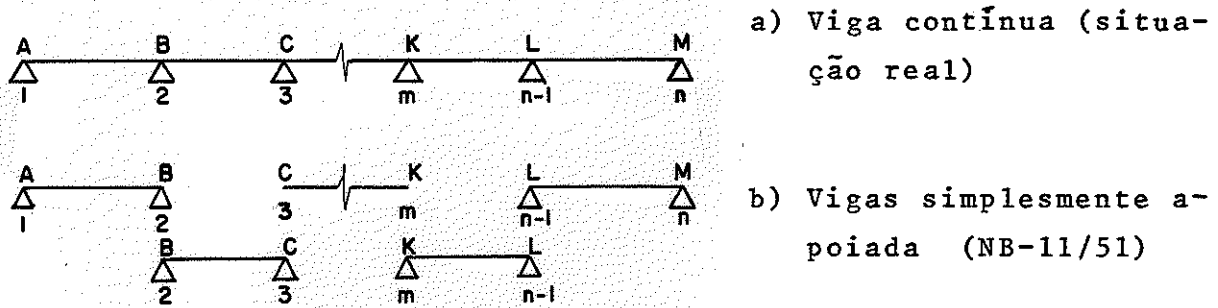
A viga de uma ponte (Fig. IV.2) suporta, além do seu peso próprio, uma parcela do peso próprio do tabuleiro e outra parcela de cargas do trem tipo normalizado (Fig. V.9), que deve ser colocado no tabuleiro, nas posições mais desfavoráveis de carregamento da viga.

O ideal numa ponte seria se todas as suas vigas fossem solicitadas aos mesmos esforços, quando se fizesse a composição crítica dos carregamentos, provocados pelo tabuleiro e trem tipo. No entanto, nem sempre é possível esta idealização. Como a racionalidade de dimensionamento só é conseguida para o caso ideal, deve-se procurar aproximar-se ao máximo dele. Com isso, pode-se uniformizar as dimensões de todas as vigas, sem prejuízos econômicos.

O estudo de otimização na colocação das vigas sob o tabuleiro fica relativamente simples quando se adota a consideração feita pela NB-11/51, isto é:

"As vigas secundárias devem ser calculadas como simplesmente apoiadas, sem se considerar a influência provável de continuidade".

Nas pontes em estudo, as vigas do tabuleiro são secundárias. Portanto, mesmo que estas tenham mais de dois apoios sobre as vigas principais, elas serão sempre consideradas como simplesmente apoiadas (Fig. V.10).



1, 2, 3, m, n-1, n = vigas principais

\overline{AM} = viga contínua do tabuleiro

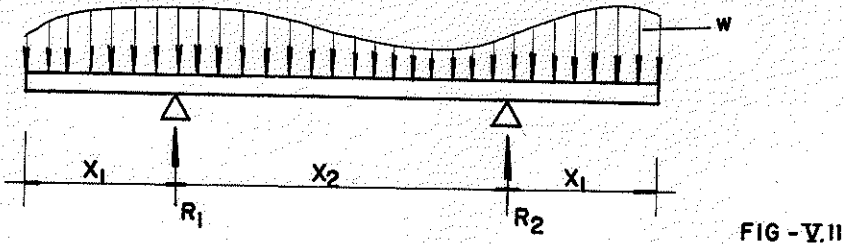
AB, BC, CK, KL, LM = vigas simplesmente apoiadas do tabuleiro

Fig. V.10 - Consideração para vigas secundárias (NB-11/51)

Assim, adotando-se a consideração da NB-11/51, e aplicando os conceitos de linha de influência, definiram-se as distâncias ideais entre as vigas principais, sob o tabuleiro, para se obter-se a máxima uniformidade possível dos esforços atuantes.

5.3.1 - Equacionamento da otimização

a) Para $N_V = 2$ ($N_V = n^\circ$ de vigas principais da ponte)



Os esforços atuantes (R_1 e R_2) nas vigas principais estarão otimizados quando $R_1 = R_2$, para um sistema de carregamento qualquer.

Portanto,

$$R_1 = \omega_1 x_1 + \omega_2 \frac{x_2}{2} = R_2$$

sendo ω_n = carregamento qualquer atuante no tramo x_n

b) Para $NV = 3$

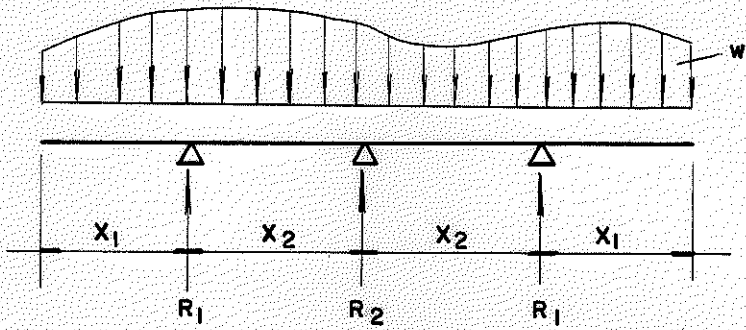


FIG-V-12

$$R_1 = \omega_1 x_1 + \omega_2 \frac{x_2}{2}$$

$$R_2 = 2 \cdot \omega_2 \cdot \frac{x_2}{2}$$

Otimizando:

$$R_1 = R_2$$

c) Para $NV = 4$

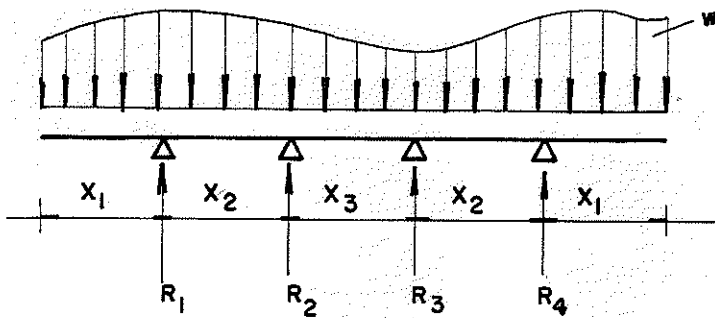


FIG-V-13

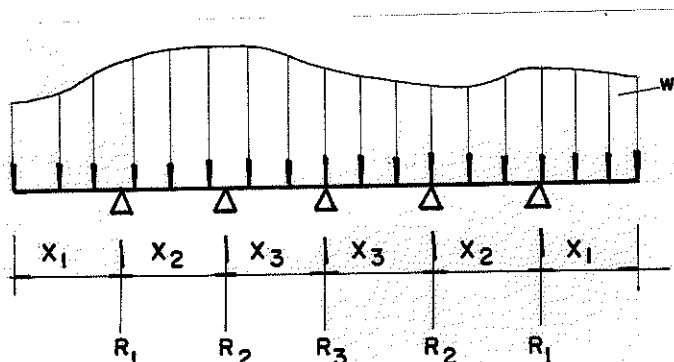
$$R_1 = \omega_1 x_1 + \omega_2 \frac{x_2}{2}$$

$$R_2 = \omega_2 \frac{x_2}{2} + \omega_3 \frac{x_3}{2}$$

Otimizando:

$$R_1 = R_2$$

d) Para $NV = 5$



$$R_1 = \omega_1 x_1 + \omega_2 \frac{x_2}{2}$$

$$R_2 = \omega_2 \frac{x_2}{2} + \omega_3 \frac{x_3}{2}$$

$$R_3 = \omega_3 \frac{x_3}{2} + \frac{x_2}{2} \cdot \omega_2$$

FIG-V-14

Otimizando:

$$R_1 = R_2 = R_3$$

5.3.2 - Distribuição otimizada das vigas sob o tabuleiro para ponte de uma faixa de tráfego

Considerações:

- largura da ponte: 5,00m
- nº de vigas: 4
- largura da faixa de tráfego sobre a ponte: 3,00m

Para a ponte de uma faixa de tráfego foi desenvolvido o estudo de otimização na colocação das vigas sob o tabuleiro para 2, 3 e 4 vigas. O nº de vigas mais racional e que deverá ser usado para esta ponte é de 4. Com 2 vigas, embora se consiga igualdade de carregamento, o trem tipo final atuante na viga resulta muito pesado, sendo por isso não aconselhável (Fig. V.11). Com 3 vigas é inviável por sobrecarregar muito a viga central e resultar em carregamento desiguais atuantes nas vigas extremas e central (Fig. V.12).

Com 4 vigas, obteve-se carregamento mais racional. Com a otimização, as vigas extremas e as centrais (Fig. V.13) ficaram sujeitas a esforços solicitantes iguais. Será mostrado a seguir o desenvolvimento deste estudo. Com mais de 4 vigas não é possí-

vel, uma distribuição que reduza a intensidade dos carregamentos solicitantes na viga principal, devido a largura do tabuleiro.

5.3.2.1 - Carregamentos para otimização

A roda do veículo tipo de classe 36 é o carregamento que contribui com a maior carga nas vigas principais. O carregamento do tabuleiro, uma vez suposto distribuído contribui proporcionalmente à área de influência das reações de apoio sobre a viga.

Conseqüentemente, para a otimização, trabalhou-se com a carga permanente do tabuleiro e o carregamento numa secção sob as rodas do veículo do trem-tipo (Fig. V.9).

Assim, procurando colocar as vigas à máxima distância possível da direção do carregamento da roda do veículo, consegue-se a mínima influência das rodas nas vigas. A otimização ocorre quando esta máxima distância produz o mesmo carregamento nas vigas.

Para a secção transversal da ponte em estudo (Fig.V.15) temos

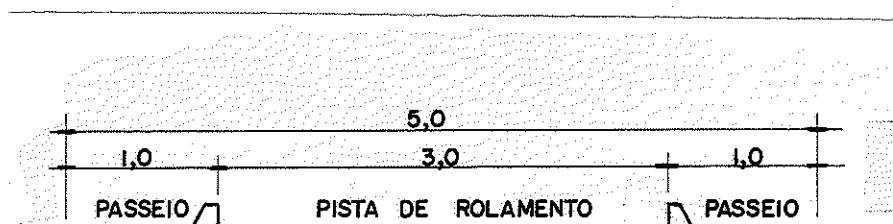


FIG V.15

5.3.2.1.1 - Posições críticas I e II das rodas do trem-tipo

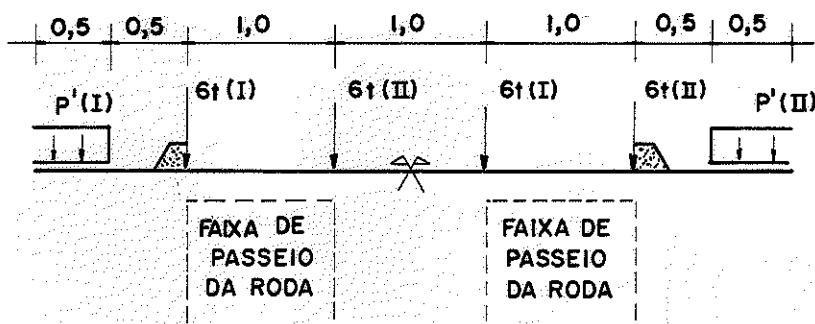


Fig. V.16 - Trem-tipo nas posições críticas I e II

Uma análise superficial, procurando colocar as vigas à máxima distância da direção de carregamento das rodas, indica a colocação de uma viga em cada extremo e duas no centro (Fig.V.17)

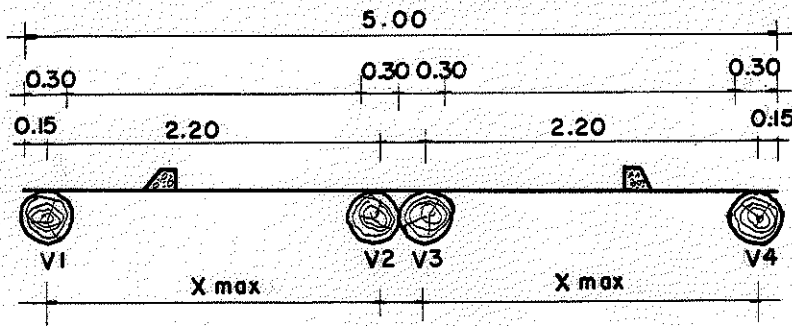


FIG-V.17

Devido a simetria do sistema, a análise resume-se à de terminação do espaçamento (x) entre as vigas V2 e V1 que é o mesmo entre as vigas V3 e V4.

O espaçamento de x_{max} (Fig. V.17) não representa necessariamente o ideal. Para o desenvolvimento da otimização adotou-se um espaçamento genérico x (Fig. V.18)

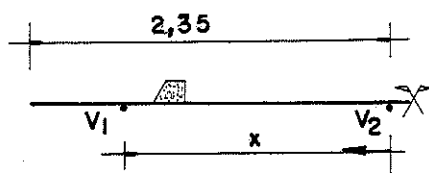


Fig. V.18 - Vigas V1 e V2 com espaçamento genérico x

5.3.1.1.2 - Carregamentos por largura de secção resistente, b , (Fig. V.4-b) do tabuleiro

a) Carga permanente (pg. 40, b:10)

$$P = 0,41tf/m \text{ de tabuleiro}$$

b) Carga acidental (Fig. V.9)

$$P_o = p' \cdot b = 0,300 \cdot 0,80 = 0,24tf/m \text{ de tab.}$$

$$P_c = 6t$$

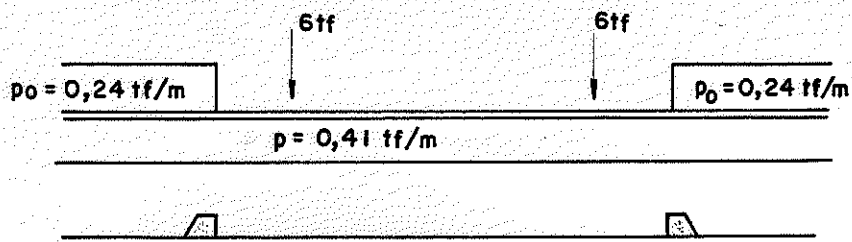


Fig. V.19 - Carregamento a ser usado para otimização

5.3.2.2 - Linhas de influência de reações do tabuleiro com os carregamentos nas posições críticas I e II

5.3.2.2.1 - Carga na posição crítica I, para V_1

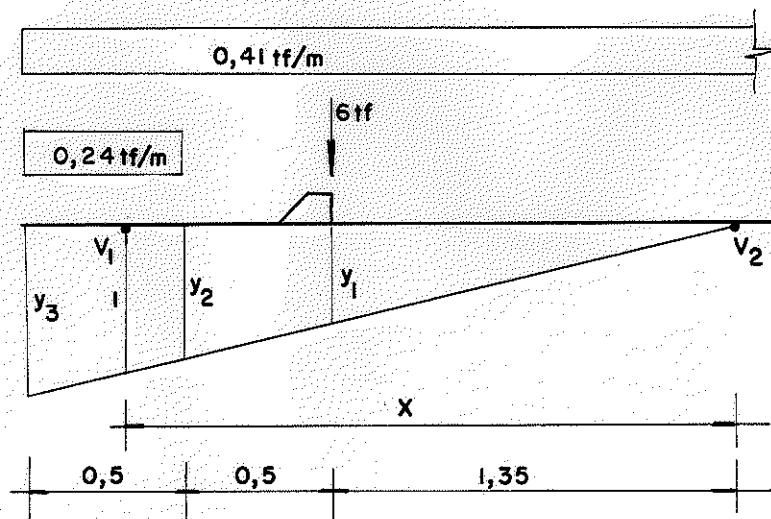


FIG-V.20

$$y_1 = \frac{1,35}{x} ; y_2 = \frac{1,85}{x} ; y_3 = \frac{2,35}{x}$$

Equação da reação $R_1(I)$ na V_1

$$R_1(I) = 6 \cdot y_1 + 0,41 \cdot 2,35 \cdot \frac{y_3}{2} + 0,24 \left(\frac{y_2 + y_3}{2} \right) \cdot 0,5$$

$$R_1(I) = \frac{9,484}{x}$$

5.3.2.2.2 - Carga na posição crítica I, para V_2

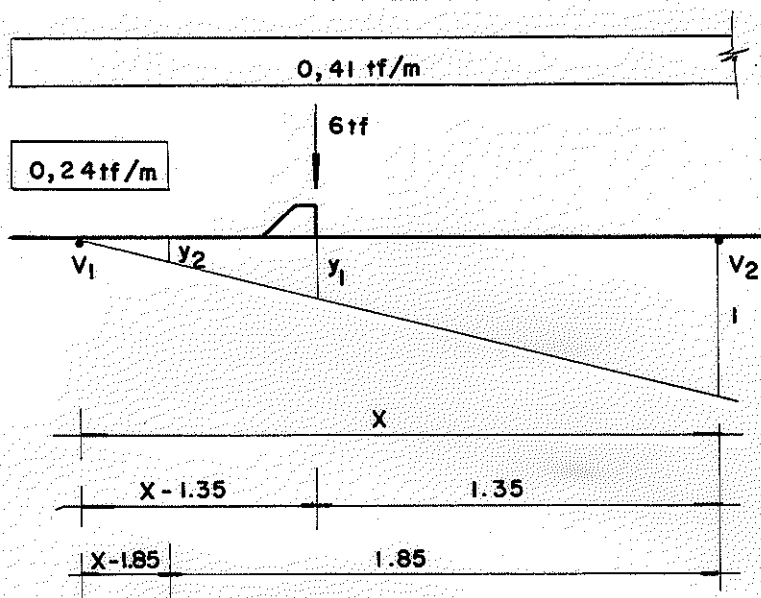


FIG-V-21

$$y_1 = \frac{x-1,35}{x} \quad ; \quad y_2 = \frac{x-1,85}{x}$$

a) Equação da reação $R_2(I)$ na V_2

$$R_2(I) = 6y_1 + 0,41 \frac{x}{2} \cdot 1 + 0,24(x-1,85) \frac{y_2}{2}$$

$$R_2(I) = \frac{0,325x^2 + 5,556x - 7,69}{x}$$

5.3.2.2.3 - Carga na posição crítica II, para V_1

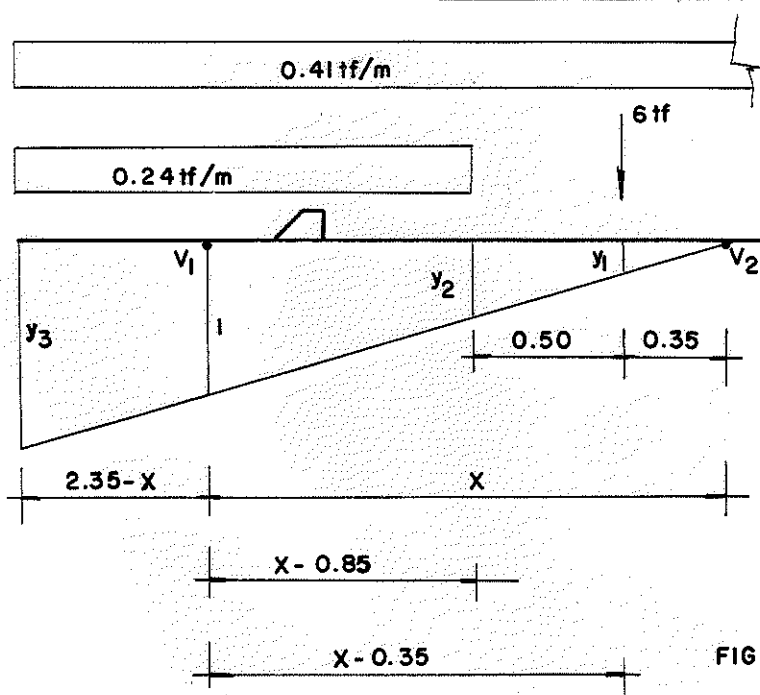


FIG-V-22

$$y_1 = \frac{0,35}{x} ; y_2 = \frac{0,85}{x} ; y_3 = \frac{2,35}{x}$$

a) Equação da reação $R_1(II)$ em V_1

$$R_1(II) = 6y_1 + \frac{0,41}{2}(2,35)y_3 + \frac{0,24}{2}(y_2+y_3)1,65$$

$$R_1(II) = \frac{3,8657}{x}$$

5.3.2.2.4 - Carga no posição crítica II, para V_2

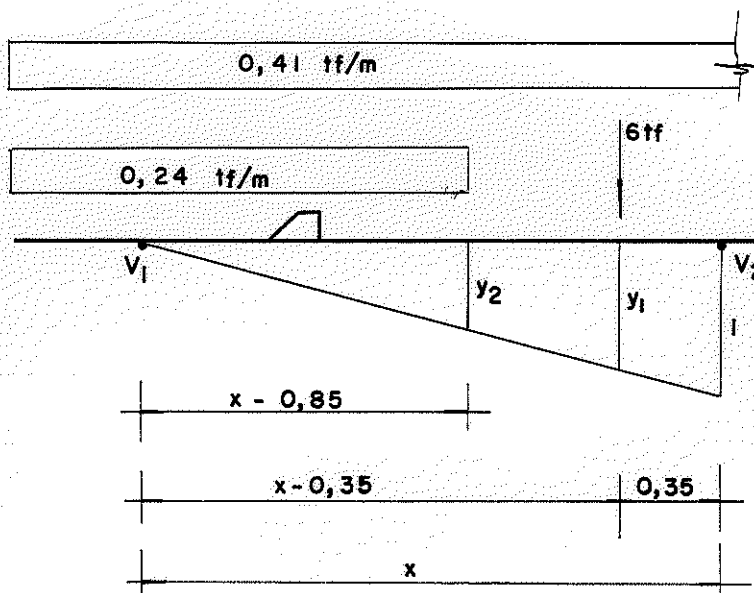


FIG-V-23

$$y_1 = \frac{x-0,35}{x} ; y_2 = \frac{x-0,85}{x}$$

a) Equação da reação $R_2(II)$ em V_2

$$R_2(II) = 6y_1 + \frac{0,41}{2}x + \frac{0,24}{2}(x-0,85)y_2$$

$$R_2(II) = \frac{0,325x^2 + 5,796x - 2,013}{x}$$

5.3.2.3 - Determinação da distância ideal (x_i)

Igualando $R_1(I)$ e $R_2(II)$, tem-se:

$$x_i = 1,80m$$

para $x = 1,80\text{ m}$

$$R_1(I) = 5,26$$

$$R_2(I) = 1,86$$

$$R_1(II) = 2,14$$

$$R_2(II) = 5,26$$

As reações $R_1(I)$ ou $R_2(II)$, encontradas para a distância ideal, $x = 1,80\text{m}$, representam o "trem-tipo sobre a viga" por largura de secção resistente, provocada pelas cargas; permanentes do tabuleiro e acidental na secção sob as rodas do veículo-tipo normalizado.

5.3.2.4 - Trem-tipo da viga principal

É formado pelas reações, provocadas pelos carregamentos: acidental (Fig. V.9) e permanentes atuantes no tabuleiro e viga principal, que atuam na viga principal (Fig. V.24)

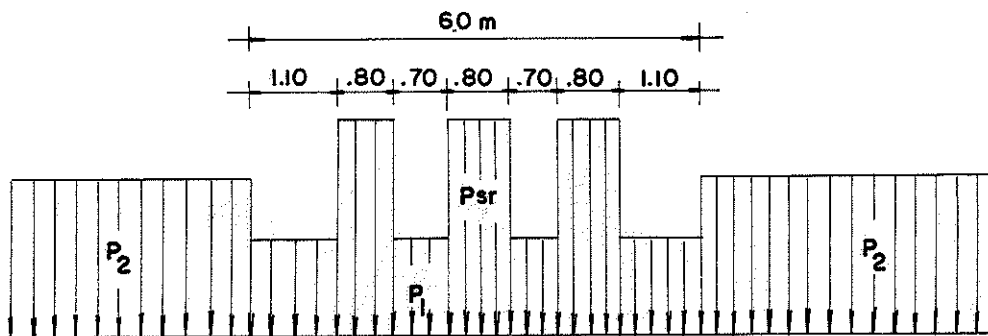


Fig. V.24 - Trem-tipo da viga principal

Simplificando:

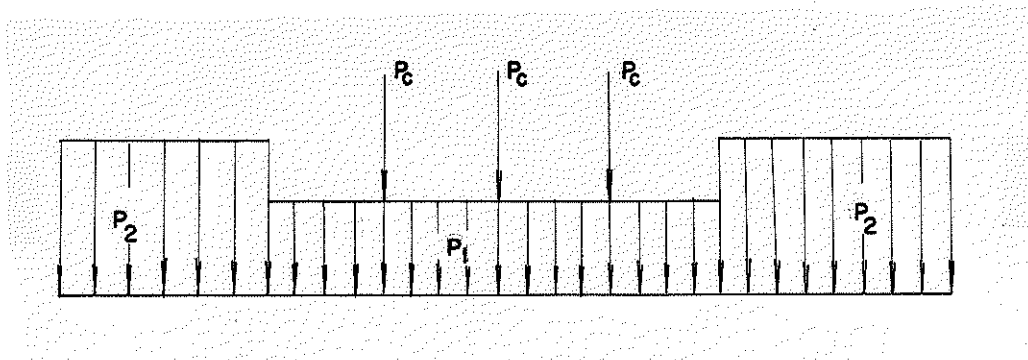


Fig. V.25 - Trem-tipo simplificado da viga principal

Sendo:

- P_{sr} - Carregamento atuante na viga por seção resistente, devido a carga acidental (seção sob as rodas) e permanente: do tabuleiro e viga principal.
- P_1 - Carregamento atuante por metro de viga principal, devido a carga acidental de multidão P' (seção entre rodas) e carga permanente: do tabuleiro e viga principal.
- P_c - Carregamento atuante na viga por seção resistente, suposto concentrado, devido a carga acidental da roda.
- P_2 - Carregamento atuante por metro de viga principal, devido a carga acidental de multidão P (seção atrás e na frente do veículo) e carga permanente: do tabuleiro e viga principal.

5.3.4.1 - Cálculo dos carregamentos

a) Cálculo de P_{sr}

$$P_{sr} = R_1(I) + P'_V$$

$R_1(I) = R_2(II)$ - reações em V_1 ou V_2 por largura de seção resistente (item 5.3.2.3).

$N_1 = 4$ - nº de vigas da seção resistente

$N_2 = 5$ - nº de vigas do tabuleiro por metro de viga principal

P_V = peso próprio da viga por metro (item 5.1)

P'_V = peso próprio da viga por seção resistente

$$P'_V = P_V \div N_2 \cdot N_1 = 0,155 \div 5,4 = 0,124 \text{tf/seção resistente}$$

$$P_{sr} = R_1(I) + P'_V = 5,26 + 0,124$$

$$P_{sr} = 5,384 \text{tf/seção resistente}$$

b) Cálculo de P_1 (tf/m)

Eliminando a carga concentrada (6tf) das equações dos itens 5.3.2.2.1 e 5.3.2.2.4 e adotando a que produz carregamento maior para $x = 1,80\text{m}$ (espaçamento entre vigas), por seção resistente, tem-se:

$$P'_1 = R'_1(I) + P'_V$$

P'_1 = Carregamento P_1 por seção resistente

$R'_1(I)$ = Carregamento devido as reações do tabuleiro na viga V_1 , para a posição crítica I (item 5.3.2.2.1, Fig. V.20), sem a carga concentrada (6tf) por seção resistente.

$$R'_1(I) = 0,41 \cdot 2,35 \frac{y_3}{2} + 0,24 \left(\frac{y_2 + y_3}{2} \right) \cdot 0,5$$

$$y_2 = \frac{1,85}{x} \quad ; \quad y_3 = \frac{2,35}{x}$$

$$R'_1(I) = 0,769 \text{tf/seção resistente}$$

$$P'_1 = 0,769 + 0,124 = 0,893 \text{tf/seção resistente}$$

$$P_1 = P'_1 \div N_1 \cdot N_2 = 0,893 \div 4,5$$

$$P_1 \cong 1,20 \text{tf/m de viga}$$

c) Cálculo de P_c

$$P_c = 0,8 P'_c$$

$$P'_c = P_{sr} - P'_1$$

P'_c = carregamento P_c por secção resistente

$$P'_c = 5,384 - 0,893 = 4,491 \text{ tf/segção resistente}$$

O carregamento P'_c por metro de viga principal, \bar{e} :

$$P'_c = 4,491 \div 4 \times 5 = 5,613 \text{ tf/m}$$

A carga concentrada P_c , vale:

$$P_c = 5,613 \times 0,8 \approx 4,5 \text{ tf}$$

d) Cálculo de P_2

d.1) Reação (R_2) em V_2

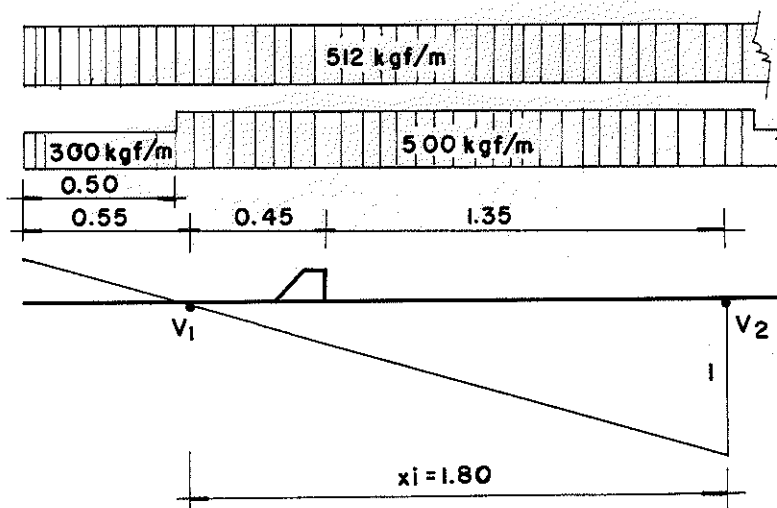


FIG-V-26

Desprezando a carga que provoca alívio, temos:

$$R_2 = (0,512 + 0,5) \frac{1,8}{2} \therefore R_2 = 1,012 \text{ tf/m de viga principal}$$

d.2) Reação (R_1) em V_1

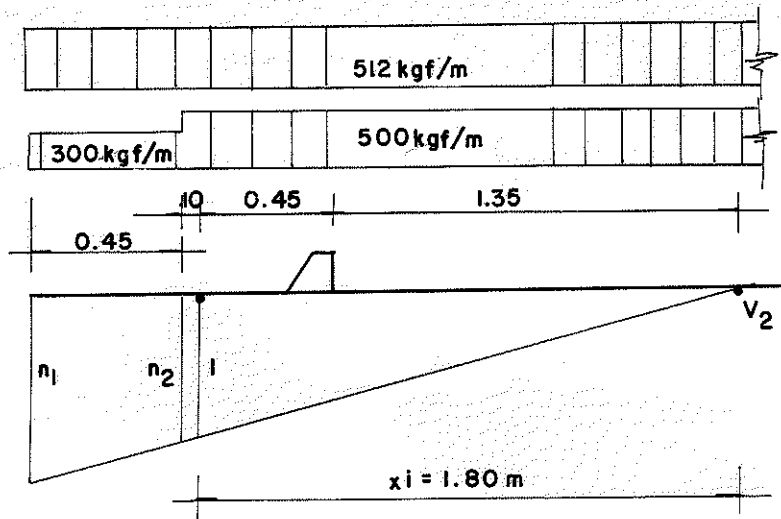


FIG-V.27

$$\eta_1 = 1,306 \quad ; \quad \eta_2 = 1,055$$

$$R_1 = (0,5+0,512) \frac{(\eta_2 \cdot 1,90)}{2} + (0,3+0,512) \frac{(\eta_1 + \eta_2)}{2} \cdot 0,45$$

$$R_1 = 1,445 \text{ tf/m de viga principal}$$

Adotando R_1 (Fig. V.27), por produzir o maior carregamento, tem-se:

$$P_2 = R_1 + P_V = 1,445 + 0,155$$

$$P_2 = 1,6 \text{ tf/m de viga}$$

Logo, o "trem-tipo da viga", será:

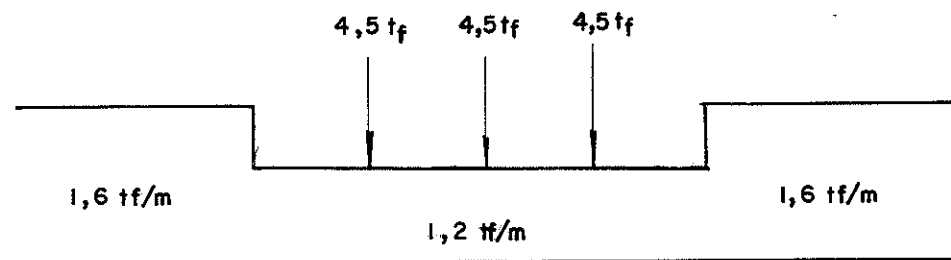
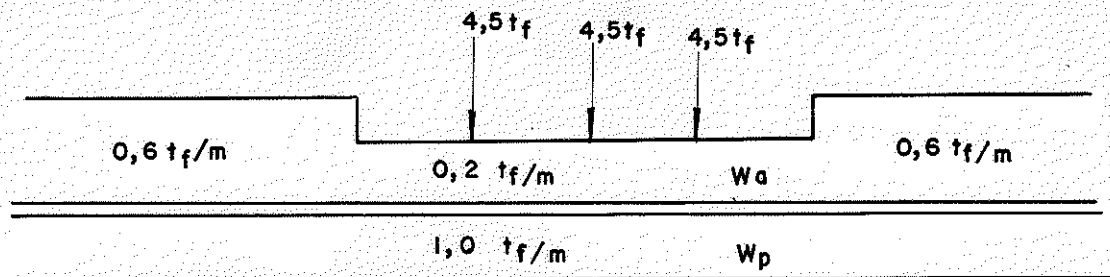


Fig. V.28 - Trem-tipo que vai ser usado para o dimensionamento das vigas principais para pontes de uma faixa de tráfego.

Separando a carga permanente (w_p) e a carga acidental (w_a),



através das equações de $R_1(I)$ e $R_1(II)$, que fornece o máximo valor para a carga permanente.

5.3.2.5 - Verificação da flecha do tabuleiro

a) Flecha atuante

a.1) Devido à carga permanente (f_p)

Usando o carregamento do item (5.1-b.10), deve-se computar a carga permanente, também, no balanço.

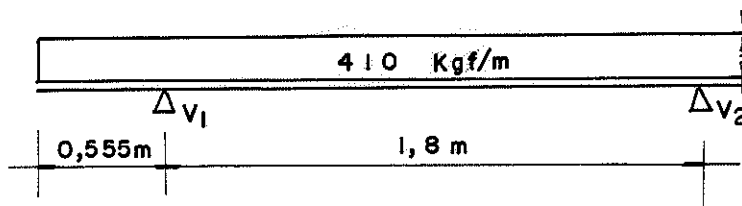


FIG-Y-29

$E_p = 110.000 \text{ kgf/cm}^2$ - módulo de elasticidade do E. Citriodora para carga permanente.

$$J = \frac{4 \cdot \pi \cdot 20^4}{64} = 31416 \text{ cm}^4 \text{ (momento de inércia da secção resistente)}$$

Por superposição de efeito, tem-se

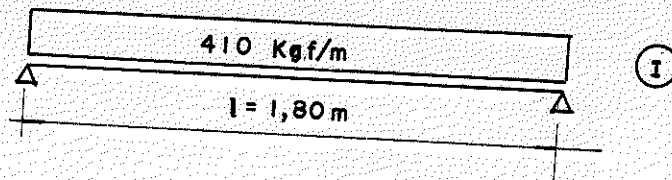
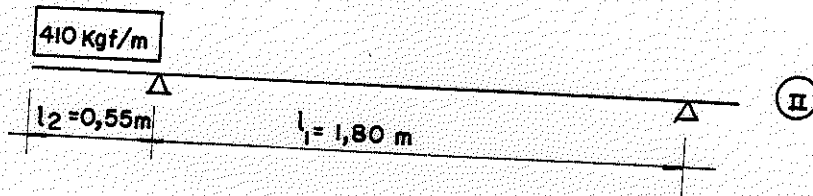


FIG-V-30



Da resistência dos materiais tem-se:

$$f_I = \frac{5\omega l_1^4}{384 E_p J}$$

$$f_{II} = \frac{\omega l_2^2 x}{12 E_p J l_1} (l_1^2 - x^2) \quad \text{se } x = \frac{l_1}{2}$$

$$f_{II} = \frac{\omega l_2^2 l_1^2}{8 E_p J}$$

Substituindo os valores em kgf e cm

$$f_I = \frac{5 \cdot 4,10 \cdot 180^4}{384 \cdot 110000 \cdot 31416} = 0,016 \text{ cm}$$

$$f_{II} = \frac{4 \cdot 10 \cdot 180^2 \cdot 55^2}{8 \cdot 110000 \cdot 31416} = 0,014 \text{ cm}$$

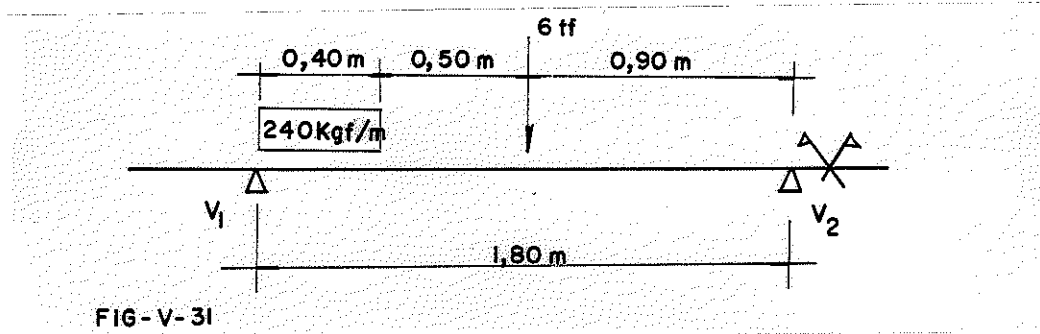
$$f_p = f_I - f_{II}$$

Substituindo os valores

$$f_p = 0,002 \text{ cm} \quad (\text{desprezível})$$

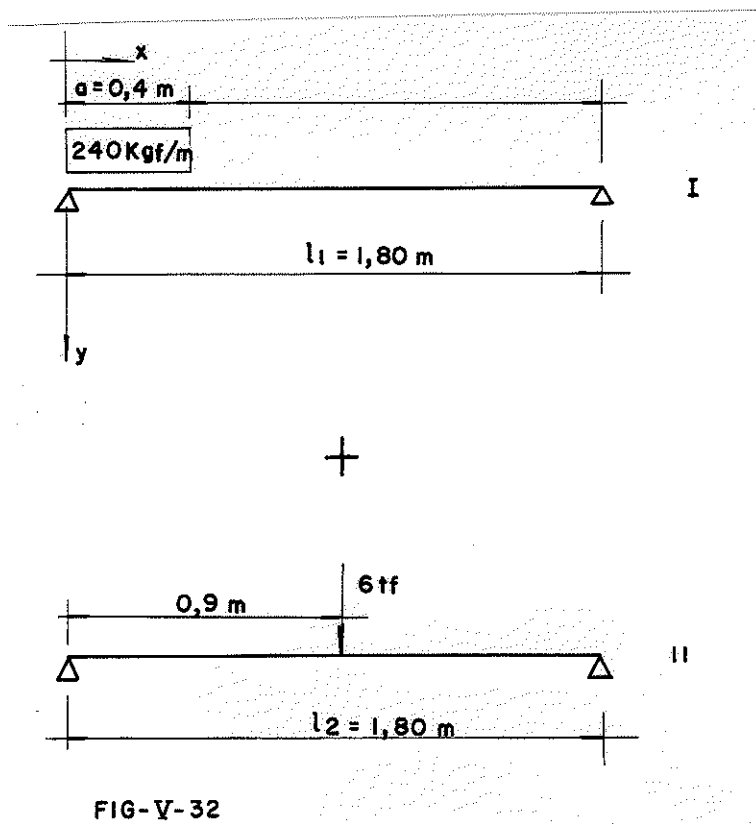
a.2) Devido a carga acidental (f_a)

Colocando a carga móvel na posição mais crítica para a flecha e desprezando o carregamento no balanço (Fig. V.30), tem-se:



$E_a = 165000 \text{ kgf/cm}^2$ (módulo de elasticidade do E. Citriodora para carga acidental).

Por superposição de efeito, tem-se



Da resistência dos materiais:

$$f'_I = \frac{\omega_a^2 (\ell_1 - x)}{24 E_a J \ell_1} (4x\ell_1 - 2x^2 - a^2)$$

$$f'_{II} = \frac{Pl_2^3}{48E_a J}$$

Substituindo os valores em kgf e cm

$$f'_I = \frac{2,4 \cdot 40^2 \cdot (180-90)}{24 \cdot 165000 \cdot 180 \cdot 31416} (4 \cdot 90 \cdot 180 - 2 \cdot 90^2 - 40^2)$$

$$f'_I = 0,0007 \text{ cm (desprezível)}$$

$$f'_{II} = \frac{6000 \cdot 180^3}{48 \cdot 165000 \cdot 31416} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_a = f'_I + f'_{II}$$

Substituindo os valores

$$f_a = 0,14 \text{ cm}$$

a.3) Flecha admissível pela NB-11 (\bar{f})

$$\bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{180}{350} = 0,514 \text{ cm}$$

Portanto, $f < \bar{f}$, indicando que o diâmetro adotado excedeu ao necessário. Poderia ter sido usado um diâmetro menor. Considerando que a única flecha considerável é a provocada pela carga acidental concentrada, pode-se a partir dela, determinar o diâmetro mínimo necessário.

a.4) Cálculo do diâmetro necessário

$$\text{Fazendo: } \bar{f} = f'_{II} = \frac{6000 \cdot 180^3}{48 \cdot 165000 \cdot J} = 0,514 \text{ cm}$$

Obtem-se:

$$J = 8595,68 \text{ cm}^4$$

Sabe-se que

$$4 \frac{\pi d^4}{64} = 8595,68$$

$$d^4 = 43777 \text{ cm}^4$$

$$d_{\min} = 14,46 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Portanto, para o diâmetro adotado, $d = 20 \text{ cm}$, o erro é relativamente pequeno, e como está a favor da segurança, será mantido o diâmetro adotado.

5.3.3 - Distribuição otimizada das vigas sob o tabuleiro para ponte de duas faixas de tráfego.

Considerações:

- largura da ponte (L): 9,0m
- nº de vigas: $(L \div x_i)$
- largura da faixa de tráfego: 6,0m

Seja a secção transversal da ponte de duas faixas de tráfego (Fig. V.33)

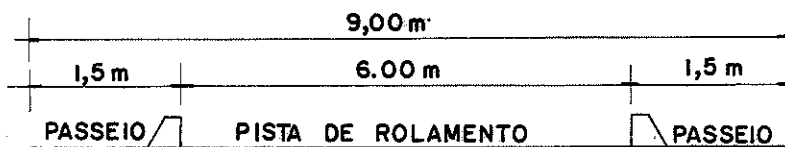


FIG - V-33

Para uma secção sob as rodas do veículo do trem-tipo, tem-se o seguinte carregamento acidental e permanente (Fig.V.34).

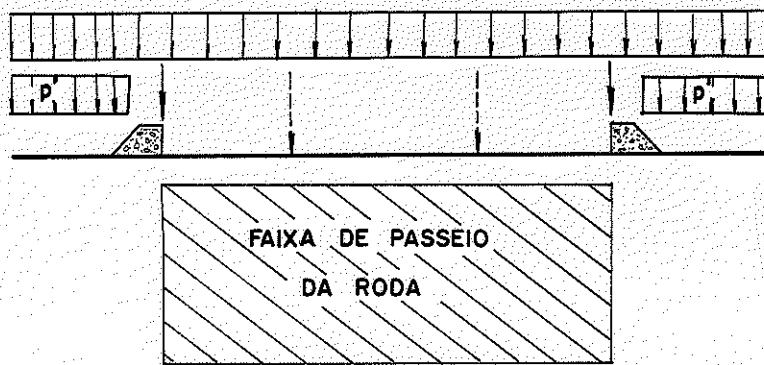


FIG-V-34

A roda do veículo-tipo passeia em toda largura da pista de rolamento.

Para as vigas sob a pista de rolamento, tem-se a influência máxima ($\eta=1$), das rodas do veículo-tipo sobre ela.

A carga permanente do tabuleiro (item 5.1-b.10) por ser constante; para uma distância fixa entre vigas, produzirá os mesmos esforços em todas elas.

Portanto, qualquer distância fixa entre vigas, situadas sob a pista de rolamento, é uma distância ótima. No entanto, a fixação de uma distância qualquer, pode acarretar a atuação de esforços solicitantes de intensidade muito elevadas e conseqüentemente exigir grande secções de viga de rigidez e de cabos para vencer um determinado vão, o que também inviabilizaria o uso de pontes armadas, por razões econômicas.

Esta otimização tem por objetivo definir a distribuição das vigas principais sob o tabuleiro, da ponte de duas faixas de tráfego, para que as mesmas fiquem solicitadas a carregamentos de intensidade bem próximo aos definidos para o "TREM-TIPO DA VIGA PRINCIPAL", otimizado, da ponte de uma faixa de tráfego, que é o ideal.

É evidente portanto que necessariamente a distância entre as vigas principais sob o tabuleiro terá que ser reduzida, para se reduzir a área de influência das reações de apoio sobre a viga e conseqüentemente se alcançar valores menores de contribuição da carga permanente.

De acordo com o item 5.3.2.5-a.4, pode-se reduzir o diâmetro dos postes do tabuleiro, pois a distância entre as vigas para esta nova distribuição terá que ser menor que 1,80m. Conseqüentemente deve-se definir novamente o peso próprio do tabuleiro para a ponte de duas faixas de tráfego.

5.3.3.1 - Peso próprio do tabuleiro para a ponte de duas faixas de tráfego (P'_t)

a) Secção resistente (b)

Adotando a utilização de "Tabuleiro em Laje" e fixando o diâmetro médio de 15cm, a secção resistente será de 60cm (Fig. V.35)

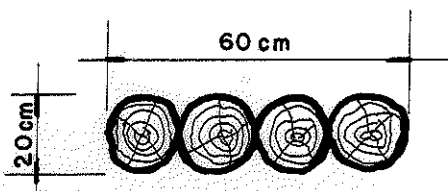


Fig. V.35 - Secção resistente para ponte de duas faixas de tráfego.

b) Peso próprio das vigas do tabuleiro (P_{vt})

diâmetro adotado = 0,15m

nº de postes por metro de ponte = 6,66

peso específico do E. Citriodora = 1000kgf/m³

largura do tabuleiro = 9,00m

$$P_{vt} = 6,66 \cdot \frac{\pi(0,15)^2}{4} \cdot 9,00 \cdot 1000 = 1059 \text{kgf/m}$$

c) Peso do concreto de nivelamento (P_{cn})

Conforme item 5.1-b.3 e Fig. V.5, temos:

Secção do concreto de nivelamento (S_{cn}) sobre um poste S_{cn} = 0,0024m²

número de poste por metro de ponte = 6,66

peso específico do concreto = 2000kgf/m³

largura do tabuleiro = 9,00m

$$P_{cn} = 0,0024 \cdot 10,00 \cdot 2000 \cdot 6,66 = 287 \text{kgf/m}$$

d) Peso do concreto de rolamento (P_{cr})

Para manter a declividade transversal da pista de rolamento igual a 2% (Fig. V.6), e_{min} = 0,04 e e_{max} = 0,13

espessura média = 0,085m

largura do tabuleiro = 9,00m

peso específico do concreto (armado) = 2400kgf/m³

$$P_{cr} = 0,085.9,00.2400.1,00 = 1836\text{kgf/m}$$

e) Peso do asfalto (P_a)

$$\text{espessura} = 0,04\text{m}$$

$$\text{largura} = 6,00\text{m}$$

$$\text{peso específico do asfalto} = 2000\text{kgf/m}^3$$

$$P_a = 0,04.6,00.2000.1,0 = 480\text{kgf/m}$$

f) Peso do guarda rodas (P_{gr})

Conforme item 5.1-b.6 e Fig. V.7

$$P_{gr} = 324\text{kgf/m}$$

g) Peso do guarda corpo (P_{gc})

Conforme item 5.1-b.7 e Fig. V.8

$$P_{gc} = 35\text{kgf/m}$$

h) Carga total do tabuleiro (P_t)

$$\Sigma P = 4021\text{kgf/m}$$

Para $L = 1\text{m}$

$$P_t = 4021 \times 1 = 4021\text{kgf}$$

i) Carga por metro quadrado de tabuleiro

$$\text{Área do tabuleiro} = 9\text{m}^2$$

$$P_t = 447\text{kgf/m}^2$$

j) Distribuição da carga na secção resistente do tabuleiro

A secção resistente do tabuleiro e de 4 postes

$$P'_t = 4.447.0,15 = 268\text{kgf/m de tabuleiro}$$

5.3.3.2 - Carregamentos por largura de secção resistente, b (Fig. V.35) do tabuleiro

a) Carga permanente (pg. 62 item 5.3.3.1-j)

$$P'_t = 0,268\text{tf/m}$$

b) Carga acidental (Fig. V.9)

$$P_o = p' \cdot b = 0,300 \cdot 0,6 = 0,18 \text{ tf/m}$$

$$P_c = 6 \text{ tf}$$

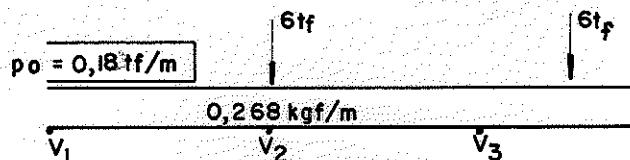


Fig. V.36 - Carregamento atuante nas vigas sob a pista de rolamento.

5.3.3.3 - Linha de influência de reações do tabuleiro para o carregamento crítico e determinação da distância ideal (x_i)

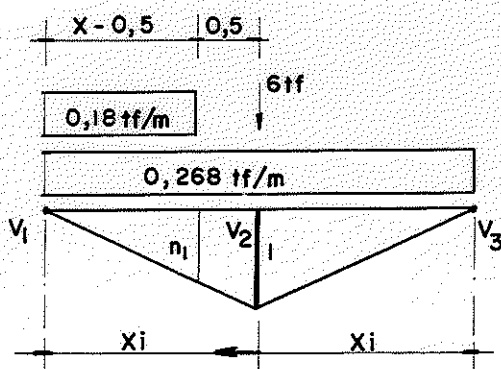


FIG-V-37

$$n_1 = \frac{x-0,5}{x}$$

O "trem-tipo sobre a viga", por largura de secção resistente, provocado pelas cargas: permanente do tabuleiro e acidental na secção sob as rodas do veículo-tipo, será:

$$R = R_2 = 6 + 0,268 \cdot x + \frac{0,18}{x} (x-0,5)^2$$

Desta forma, deve-se fixar o mínimo valor de x que compatibilize com as necessidades construtivas e de projeto.

Comparação de $R_1(I)$ (Reação na viga principal por secção resistente, para ponte de uma faixa de tráfego) com R .

Tabela de valores de R e $R_1(I)$, para variação de x_i (distância entre vigas principais sob o tabuleiro, para secção sob as rodas do veículo do trem-tipo).

x (m)	R (tf/secção resist.)	$R_1(I)$ (tf/secção resist.)	n (nº de vigas necessárias)
0,5	6,134	-	19
1,0	6,313	-	10
1,5	6,522	-	7
1,8	6,651	5,260	6

Foi escolhido para a ponte de duas faixas de tráfego em estudo a distância de distribuição (x_i) de 1,80m. Desta forma é feito o aproveitamento total da capacidade de carga das peças do tabuleiro.

5.3.3.4 - Trem-tipo da viga principal para ponte de duas faixas de tráfego.

Adotando as mesmas considerações do item 5.3.2.4-a, tem-se:

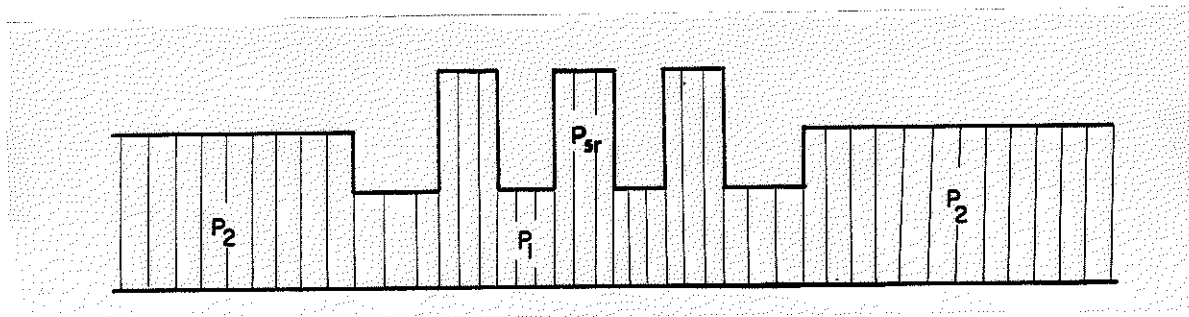


Fig. V.38 - Trem-tipo real

Simplificando:

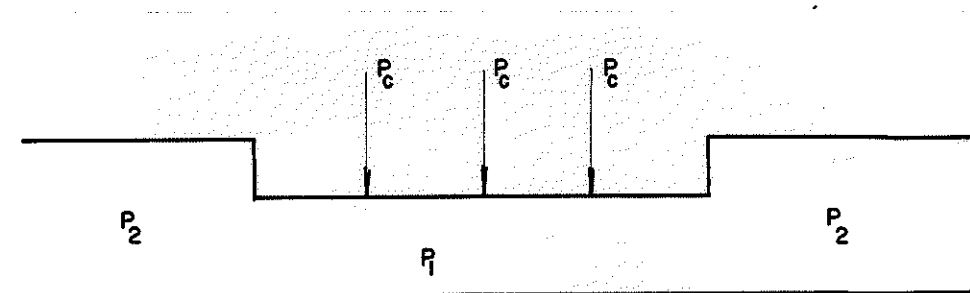


Fig. V.39 - Trem-tipo simplificado

5.5.4.1 - Cálculo dos carregamentos

a) Cálculo de P_{sr}

$$P_{sr} = R + P'_V$$

$R = R_2$ (reações em V_2 por largura de seção resistente (item 5.5.3))

$$N_1 = 4$$

$$N_2 = 6,66$$

$$P_V = 0,155\text{tf/m}$$

$$P'_V = P_V \div N_2 \cdot N_1 = 0,155 \div 6,66 \cdot 4 = 0,093\text{tf/sec.resist.}$$

$$P_{sr} = R + P'_V = 6,651 + 0,093$$

$$P_{sr} = 6,744\text{tf/seção resist.}$$

b) Cálculo de P_1

Eliminando a carga concentrada (6tf) da equação do item 5.5.3 e fazendo $x = 1,80\text{m}$ (espaçamento entre vigas), por seção resistente tem-se:

$$P'_1 = R + P'_V$$

P'_1 = carregamento P_1 por seção resistente

R = carregamento devido as reações do tabuleiro na viga, para o trem-tipo na posição crítica de máximo carregamento, sem a carga concentrada (6tf), por seção resistente.

$$R = 0,268 \cdot x + \frac{0,18}{x} (x-0,5)^2$$

para $x = 1,80\text{m}$

$$R = 0,651\text{tf/seção resistente}$$

$$P'_1 = 0,651 + 0,124 = 0,775\text{tf/seção resistente}$$

$$P_1 = P'_1 \div N_1 \cdot N_2 = 0,775 \div 4 \cdot 6,66$$

$$P_1 \approx 1,3\text{tf/m de viga}$$

c) Cálculo de P_c

$$P_c = 0,8 P'_c$$

$$P'_c = P_{sr} - P'_1$$

P'_c = carregamento P_c por secção resistente

$$P'_c = 6,744 - 0,775 = 6,0 \text{tf/segção resistente}$$

O carregamento P'_c por metro de viga principal, é:

$$P'_c = 6 \div 4.6,66 = 9,99 \text{tf/m}$$

A carga concentrada P_c , vale:

$$P_c = 9,99 \cdot 0,6 \approx 6,0 \text{tf}$$

d) Cálculo de P_2

d.1) Reação (R_3) em V_3

a) Carregamento crítico

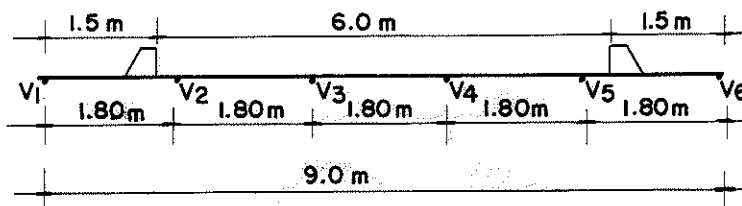


FIG-V-40

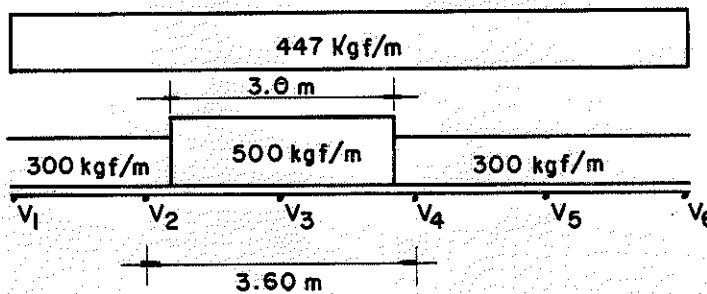


FIG-Y-41

b) Linha de influência e cálculo da reação:

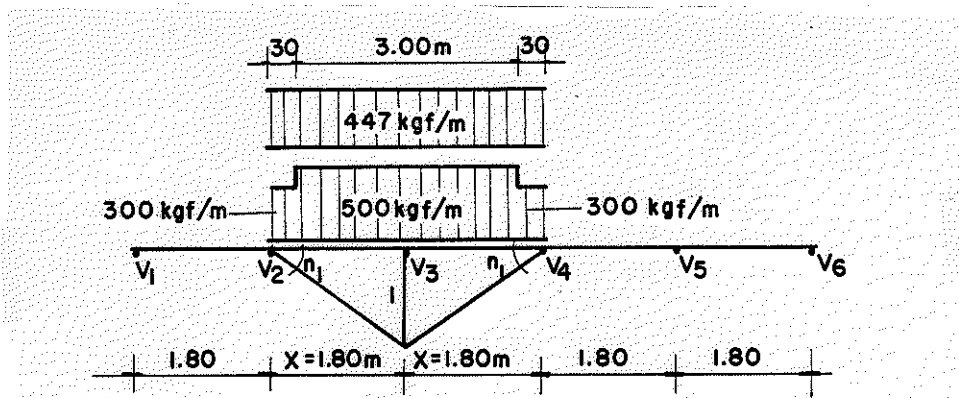


FIG-V-42

$$n_1 = 0,167$$

$$R_3 = (0,5 + 0,447)1,80 - 0,2(n_1 \cdot 0,30)$$

$$R_3 = 1,748 \text{ tf/m de viga principal}$$

logo $P_2 = R_3 + P_v = 1,748 + 0,155$

$P_2 \cong 1,90 \text{ tf/m de viga principal e o "trem-tipo da viga",}$
será:

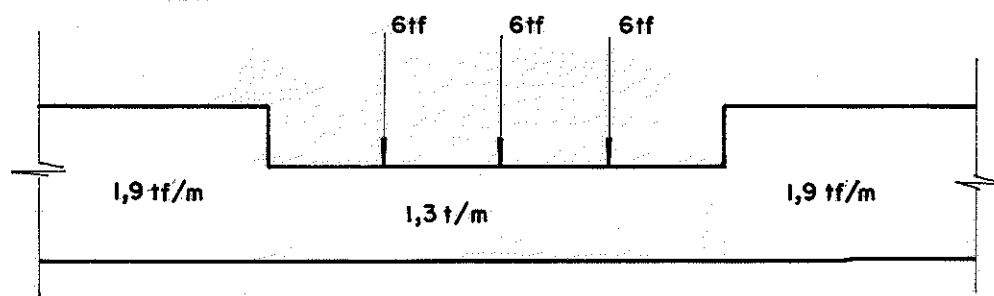
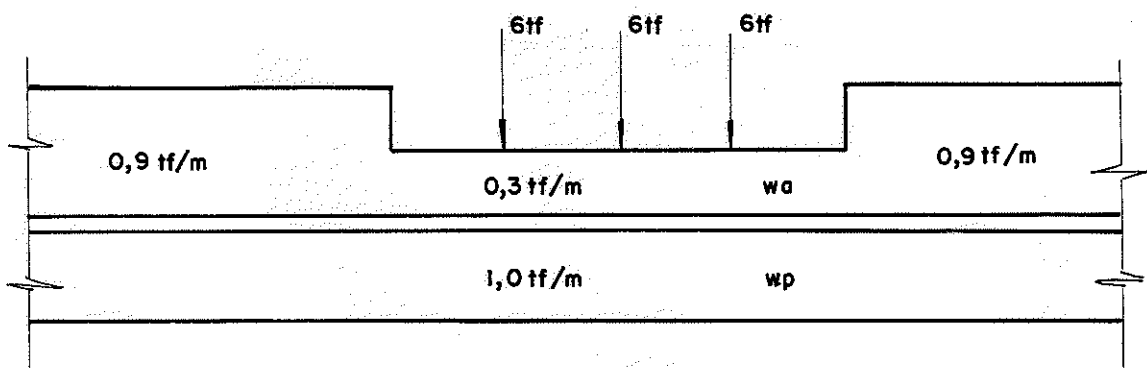


Fig. V.43 - Trem-tipo que vai ser usado para o dimensionamento das vigas principais para pontes de duas faixas de tráfego.

ou, separando a carga permanente (w_p) e a acidental (w_a),



através das equações de R e R_3 , que fornece a intensidade da carga permanente.

6. ANTE-PROJETO

OBJETIVO - Definir aproximadamente o máximo diâmetro ou vão que poderá ser usado nas vigas das pontes. Estes parâmetros serão função dos carregamentos encontrados.

O cálculo aproximado do comprimento ou diâmetro, máximos, será feito utilizando o método das forças.

Nesta etapa, para simplificar os cálculos, o "trem-tipo da viga principal", formado de cargas concentradas e distribuída, deve ser "transformado" em um carregamento uniformemente distribuído. Assim, pode-se proceder o pré-dimensionamento sem o emprego das linhas de influência.

O roteiro de cálculo é o mesmo já demonstrado no item 2.3.2.

6.1 - Trem-tipo para pré-dimensionamento

Para a determinação do novo trem-tipo da viga, sugere-se distribuir as cargas concentradas no comprimento do veículo tipo e somar com P_1 , considerando como carregamento uniforme final (ω) a média aritmética entre esta somatória e P_2 , Fig. VI.1, VI.2 e VI.3.

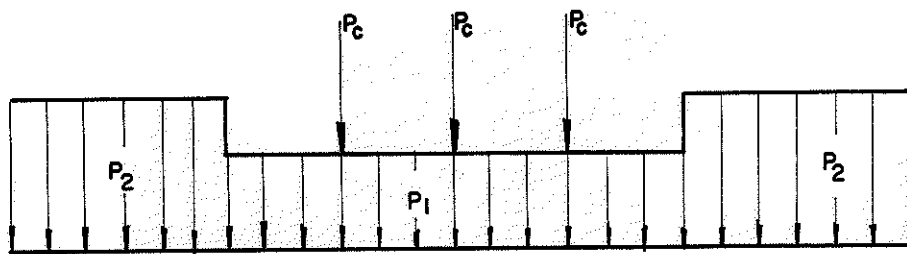


Fig. VI.1 - Trem-tipo atuante

Transformando as cargas concentradas (P_c) em carregamento distribuído (P_{cd})

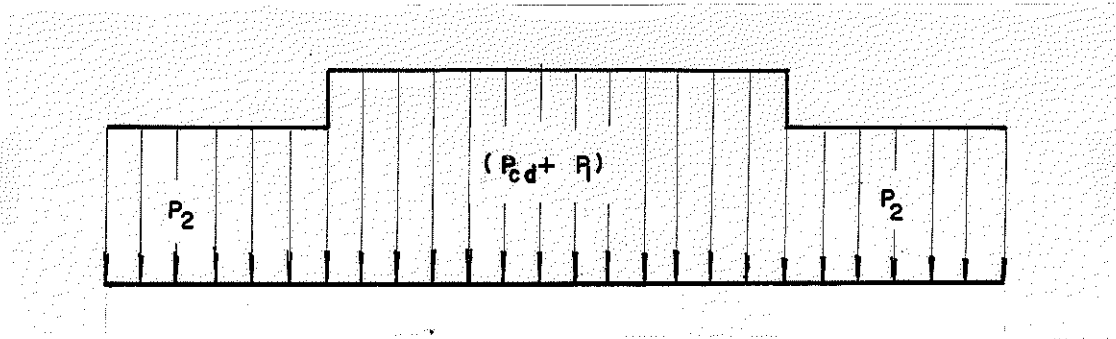


Fig. VI.2 - Trem-tipo com cargas concentradas distribuídas (P_{cd}) no comprimento do veículo.

Adotando o trem-tipo final para pré-dimensionamento

$$\omega = \frac{(P_{cd} + P_1) + P_2}{2} \quad (VI.1)$$

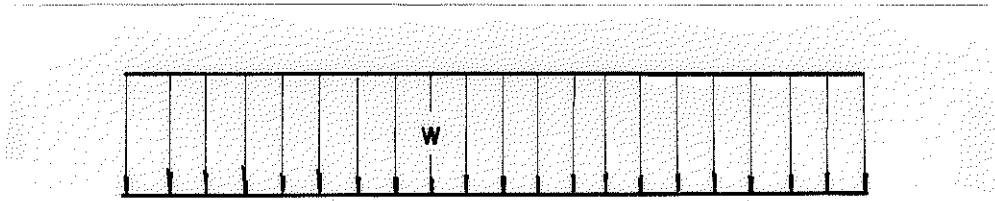


Fig. VI.3 - Trem-tipo para pré-dimensionamento

6.2 - Determinação do carregamento distribuído (ω)

6.2.1 - Para a ponte de uma faixa de tráfego

$$\omega = \frac{(P_{cd} + P_1) + P_2}{2} = \frac{3P_c \div 6 + P_1 + P_2}{2}$$

$$\omega = \frac{(3 \cdot 4,5 \div 6 + 1,2) + 1,6}{2}$$

$$\omega = 2,53 \text{tf/m}$$

6.2.2 - Para a ponte de duas faixas de tráfego

$$\omega = \frac{(3 \cdot 6 \div 6 + 1,3) + 1,9}{2}$$

$$\omega = 3,10 \text{tf/m}$$

6.3 - Elementos adotados no pré-dimensionamento

a) Viga de rigidez, Montantes e Diagonais (tronco de madeira comercial de Eucalipto Citriodora.

- Características

diâmetro médio (ϕ_m): 0,30m

área (S_m): 0,0706m²

Momento de inércia (J): 0,0003976m⁴

Módulo de elasticidade (E): 1.650.000tf/m²

b) Cabos

- Características

diâmetro (ϕ_c) = 2" = 0,0508m

área total (S_c) = 3(0,002m²) = 0,006m²

Momento de inércia total (J_t) = 0,00000098 m⁴

E_a = 21.000.000 tf/m² (aço comum)

c) Outros

ângulo entre cabo e viga de rigidez (α) = 20°

sen α = 0,342

cos α = 0,939

tg α = 0,363

6.4 - Determinação do hiperestático (X_1)

Utilizando o estudo desenvolvido no item 2.3.2 para carga distribuída ao longo do vão, pode-se definir o vão máximo, definindo-se o hiperestático X_1 , ou seja:

Da expressão II.1

$$X_1 = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

As expressões II.3 e II.4, do item 2.3.2, fornecem:

$$E_c J_c \delta_{10} = -l^4 \omega \text{tg} \alpha (3 \cos \alpha + 1,92)$$

$$E_c J_c \delta_{11} = \frac{2}{3} l^3 \text{tg}^2 \alpha (2 \cos^2 \alpha + \cos \alpha + 1) + 4l \cos \alpha \frac{J_v}{S_v} + \\ + \frac{2 \cdot l}{\cos^3 \alpha} (1 - \cos \alpha)^2 \frac{J_v}{S_D} + 2l \text{tg}^3 \alpha (2 \cos \alpha - 1)^2 \frac{J_v}{S_M} +$$

$$+ \frac{E_m}{E_a} \frac{J_v}{S_c} \frac{2l}{\cos\alpha} (1+\cos\alpha)$$

Substituindo os elementos, tem-se

$$\delta_{10} = -1,719\omega l^4 \quad (\text{VI.2})$$

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= 0,32524l^3 + 0,02115l + 0,00004l + 0,00041l + 0,01433l \\ &= 0,32524l^3 + 0,03593l \end{aligned} \quad (\text{VI.3})$$

Como l assume valores menor que 10, pode-se desprezar o segundo termo da expressão (VI.3), pois não tem influência (considerável) no cálculo do hiperestático,

Assim: $\delta_{11} = 0,32524l^3 \quad (\text{VI.4})$

Substituindo em II.1, tem-se

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{-(-1,719\omega l^4)}{0,32524l^3} \\ X_1 &= 5,287\omega l \quad (t_f) \end{aligned}$$

6.5 - Esforços solicitantes finais

6.5.1 - Momentos fletores (M) na viga

(Nos pontos A, B, C, D, E)

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = M_D = M_o + X_1(-M_1) = 1,5\omega l^2 + 5,287\omega l(-l \text{sen}\alpha)$$

$$M_B = M_D = -0,308\omega l^2$$

$$M_C = M_o + X_1(-M_1) = 2\omega l^2 + 5,287\omega l(-l \text{tg}\alpha)$$

$$M_C = 0,075\omega l^2$$

Diagrama de Momentos atuantes na viga de rigidez

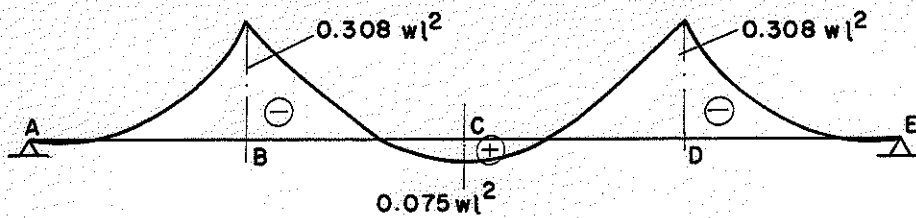


FIG-VI-4

6.5.2 - Esforços de compressão

a) Na viga de rigidez

$$\begin{aligned} E_V &= E_0 + X_1 E_1 \\ &= 0 + 5,287\omega l(-\cos\alpha) \end{aligned}$$

$$E_V = -4,968\omega l$$

b) Nas diagonais

$$\begin{aligned} E_D &= E_0 + X_1 E_1 \\ &= 0 + 5,287\omega l - \left(\frac{1}{\cos\alpha} - 1\right) \end{aligned}$$

$$E_D = -0,340\omega l$$

c) Nos montantes

$$\begin{aligned} E_M &= E_0 + X_1 E_1 \\ &= 0 + 5,287\omega l - (2\operatorname{sen}\alpha - \operatorname{tg}\alpha) \end{aligned}$$

$$E_M = -1,692\omega l$$

6.5.3 - Esforços de tração no cabo

$$\begin{aligned} E_C &= E_0 + X_1 E_1 \\ &= 0 + 5,287\omega l(1) \end{aligned}$$

$$E_C = 5,287\omega l$$

6.6 - Determinação do comprimento máximo da viga de rigidez das pontes

A viga de rigidez esta submetida aos esforços: (flexo-compressão)

$$M = -0,308\omega l^2 \text{ (máximo)}$$

$$N = -4,968\omega l$$

Pela NB-11/51 - art. 57, pode-se definir o comprimento da viga, considerando-a como: peça curta, intermediária ou longa.

Cálculo de ε

$$\varepsilon = \frac{\sigma_f}{\sigma_{fc}} \quad (\text{VI.5})$$

$$\sigma_f = \frac{|M|}{W} = \frac{0,308\omega l^2}{0,4076} = 0,755\omega l^2 \quad (\text{VI.6})$$

$$\sigma_{fc} = \frac{|M|}{W} + \frac{|N|}{S} = 0,755\omega l^2 + \frac{4,968\omega l}{0,0706}$$

$$\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l \quad (\text{VI.7})$$

W e S - módulo de resistência e área da secção transversal da viga de rigidez

Substituindo σ_f e σ_{fc} na expressão (VI.5) e simplificando:

$$\varepsilon = \frac{l}{l+93,2} \quad (\text{VI.8})$$

6.6.1 - Viga como peça curta ($\lambda = \frac{l_{fl}}{i} < 40$)

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i} ; i = \sqrt{\frac{J}{S}} ; l_{fl} = l$$

J , S e ℓ - Momento de inércia, área da secção transversal e comprimento de flambagem da viga de rigidez.

$$\lambda = 13,325\ell \quad (\text{VI.9})$$

A tensão na borda comprimida não deverá ultrapassar o valor:

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_c)\epsilon \quad (\text{VI.10})$$

Substituindo ϵ e simplificando

$$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{\bar{\sigma}_f \cdot \ell + 93,2\bar{\sigma}_c}{\ell + 93,2} \quad (\text{VI.11})$$

$\bar{\sigma}_f$ e $\bar{\sigma}_c$ - Tensão de flexão e tensão de compressão, admissíveis, da madeira *E. Citriodora*, tabelados.

$$\bar{\sigma}_f = 2050 \text{tf/m}^2 ; \quad \bar{\sigma}_c = 1330 \text{tf/m}^2$$

ℓ (m) - comprimento de flambagem

Condição de verificação

$$\sigma_{fc} \leq \bar{\sigma}_{fc}$$

Adotando valores de ℓ e substituindo em VI.7 e VI.11, tal que satisfaça a condição de verificação, determina-se o máximo comprimento quando

$$\sigma_{fc} = \bar{\sigma}_{fc}$$

A variação de ℓ , para que a viga de rigidez seja peça curta, será:

$$\lambda = 13,325\ell \leq 40 \quad \therefore \ell \leq 3\text{m}$$

6.6.2 - Viga como peça intermediária ($40 \leq \lambda < \lambda_0$)

A tensão na borda comprimida não deverá ultrapassar o valor

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_{f\ell} + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_{f\ell})\epsilon \quad (\text{VI.12})$$

para

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right) \quad (\text{VI.13})$$

λ_0 - índice de esbeltez além do qual é aplicável a fórmula de Euler (NB-11/51 item 52).

$\bar{\sigma}_{f\ell}$ e $\bar{\sigma}_c$ - tensão admissível de flambagem do E. Citriodora.

$$\lambda_0 = 68 \text{ (E. Citriodora)} ; \lambda = 13,325\ell$$

Substituindo e simplificando

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = 1963 - 211\ell \quad (\text{VI.14})$$

Substituindo (VI.14) em (VI.12), tem-se

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{fc} &= (1963 - 211\ell) + \left[2050 - (1963 - 211\ell)\right] \frac{\ell}{\ell + 93,2} \\ \bar{\sigma}_{fc} &= \frac{182951,6 - 17665,2\ell}{\ell + 93,2} \quad (\text{VI.15}) \end{aligned}$$

Condição de verificação

$$\sigma_{fc} \leq \bar{\sigma}_{fc}$$

Adotando valores de ℓ e substituindo em (VI.7) e (VI.15), tem-se o máximo comprimento quando

$$\sigma_{fc} = \bar{\sigma}_{fc}$$

A variação de ℓ , para que a viga de rigidez seja peça intermediária, será: $3,0\text{m} \leq \ell < 5,1\text{m}$ para $40 \leq \lambda = 13,325\ell < \lambda_0$

6.6.3 - Viga como peça longa ($\lambda_0 < \lambda = \frac{\ell_{f\ell}}{i} < 140$)

Neste caso, a NB-11 aconselha o uso do seguinte critério:

Cálculo de ϵ_0

$$\epsilon_0 = 1 - \left(\frac{\lambda_0}{\lambda}\right)^2 = 1 - \left(\frac{68}{13,325\ell}\right)^2$$

$$\epsilon_0 = \frac{\ell^2 - 26,04}{\ell^2} \quad (\text{VI.16})$$

$$\epsilon = \frac{\ell}{\ell + 93,2}$$

A variação de ℓ para que a viga seja peça longa, será:

$$5,10 < \ell \leq 10,50$$

Para $68 < \lambda = 13,325\ell \leq 140$

Para $\epsilon = \epsilon_0$

$$\frac{\ell^2 - 26,04}{\ell^2} = \frac{\ell}{\ell + 93,2} \quad \therefore \ell = 5,24\text{m}$$

Se $5,10 \leq \ell < 5,24 \rightarrow \epsilon > \epsilon_0$

$5,24 < \ell \leq 10,5 \rightarrow \epsilon < \epsilon_0$

Quando $\epsilon < \epsilon_0$, calcular-se-á a peça como esbelta solicitada apenas pela força axial de compressão (item 52, NB-11)

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c \left(\frac{\lambda_0}{\lambda}\right)^2 \quad (\text{VI.17})$$

Substituindo λ_0 , $\bar{\sigma}_c$ e λ , tem-se

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \frac{23091}{\ell^2} \quad (\text{VI.18})$$

Condição de verificação

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

Sendo $\sigma_c = \frac{N}{S} = - \frac{4,968\omega\ell}{0,0706}$

$$\sigma_c = 70,368\omega\ell \quad (\text{VI.19})$$

Adotando valores de ℓ e substituindo em (VI.18) e (VI.19), tem-se o máximo comprimento quando

$$\sigma_c = \bar{\sigma}_{f\ell}$$

Quando $\varepsilon > \varepsilon_o$, a tensão na borda comprimida não deverá ultrapassar o valor:

$$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c)(\varepsilon - \varepsilon_o) \quad (\text{VI.20})$$

Substituindo

$$\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_f, \varepsilon \text{ e } \varepsilon_o, \text{ tem-se}$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = 886,67 + 1163,33(\varepsilon - \varepsilon_o) \quad (\text{VI.21})$$

Condição de verificação

$$\sigma_{fc} < \bar{\sigma}_{fc}$$

Adotando valores de ℓ e substituindo em (VI.7 e (VI.21), tem-se o máximo comprimento de flambagem (ℓ), quando

$$\sigma_{fc} = \bar{\sigma}_{fc}$$

6.7 - Pré-dimensionamento da viga para ponte de uma faixa de tráfego

a) Trem-tipo

$$\omega = 2,53 \text{tf/m}$$

b) Hiperestático (X_1)

$$X_1 = 5,287\omega l = 5,287 \cdot 2,53 l$$

$$X_1 = 13,38l$$

c) Esforços solicitantes finais

c.1) Momentos fletores na viga

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = M_D = -0,308\omega l^2 = -0,308 \cdot 2,53 l^2$$

$$M_B = M_D = -0,80 l^2$$

$$M_C = 0,075\omega l^2 = 0,075 \cdot 2,53 l^2 = 0,19 l^2$$

Diagrama de Momentos atuantes na viga de rigidez

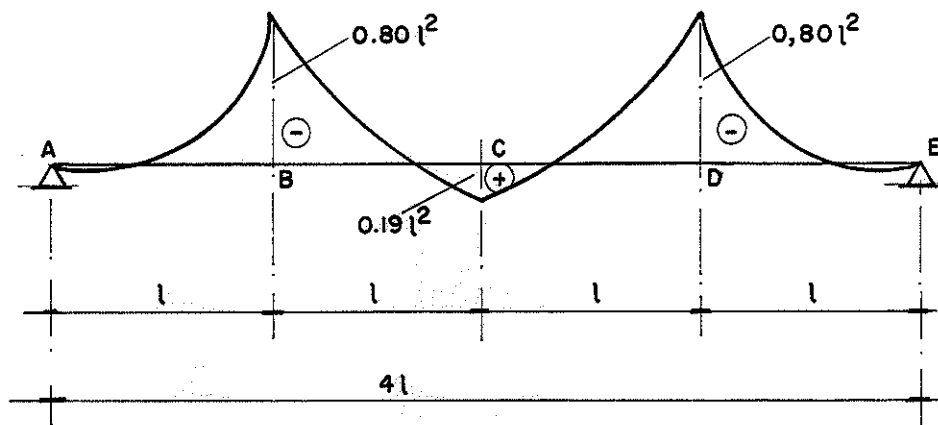


FIG-VI-5

c.2) Esforços de compressão

c.2.1) Na viga de rigidez

$$E_V = -4,968\omega l = -4,968.2,53l = -12,57l$$

c.2.2) Nas diagonais

$$E_D = -0,340\omega l = -0,340.2,53l = -0,86l$$

c.2.3) Nos montantes

$$E_M = -1,692\omega l = -1,692.2,53l = -4,28l$$

c.3) Esforços de tração nos cabos

$$E_C = 5,287\omega l = 5,287.2,53l = 13,38l$$

d) Determinação do comprimento máximo da viga de rigidez

Esforços atuantes:

$$M = -0,80l^2 \text{ (máximo)}$$

$$N = -13,38l$$

Utilizando as fórmulas da Tabela VI.1 determina-se o comprimento máximo.

Comentários

As vigas de Eucalipto Citriodora com diâmetro médio de 30cm, ângulo (α) entre cabo e viga de 20° , utilizando o sistema de tabuleiro proposto, para uma faixa de tráfego, podem ser usadas com o comprimento de flambagem (ℓ) de até 5,0m.

Comprimento máximo da ponte:

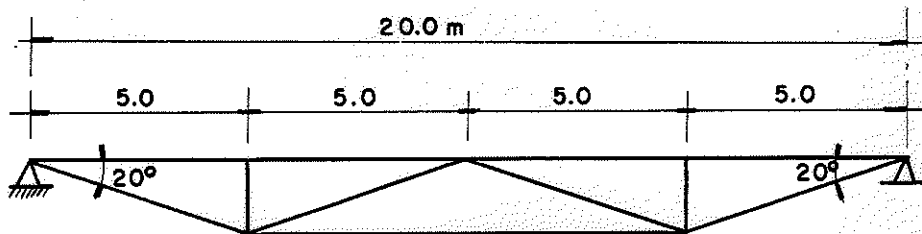


FIG-VI-6

O comprimento adotado para dimensionamento será o mesmo encontrado no pré-dimensionamento, Fig. VI.6.

e) Determinação da tensão atuante nos montantes

- Esforço de compressão atuante (E_M)

$$E_M = -4,28\ell = 4,28(5,0) = -21,4\text{tf}$$

- Comprimento dos montantes (ℓ_M)

$$\ell_M = \ell \text{tg}\alpha = 5,0 \text{tg } 20^\circ = 1,819\text{m}$$

- Esbeltez dos montantes (λ)

$$\lambda = \frac{\ell_{f1}}{i} ; \quad i = \sqrt{J/S} ; \quad \ell_{f1} = \ell_M$$

$$\lambda = \frac{1,819}{0,075} = 24,26$$

$$\lambda < 40 \rightarrow \text{(peça curta)}$$

Tensão de compressão atuante

$$\sigma_c = \frac{E_M}{S} = \frac{21400}{706} = 30\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{(satisfaz)}$$

f) Determinação da tensão atuante nas diagonais

- Esforço de compressão atuante

$$E_D = -0,86\ell = -0,86 (5,0) = -4,3\text{tf}$$

- Comprimento das diagonais (ℓ_D)

$$\ell_D = \frac{\ell}{\cos\alpha} = \frac{5}{\cos 20} = 5,32\text{m}$$

- Esbeltez das diagonais (λ)

$$\lambda = \frac{5,32}{0,075} = 70,94$$

- Peça com $\lambda \geq \lambda_o$ - PEÇA LONGA - NB-11 - art. 52b

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = \frac{\pi^2 E_m}{4\lambda^2} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c \left(\frac{\lambda_o}{\lambda}\right)^2$$

$$\text{sendo } \lambda_o = \sqrt{\frac{3\pi^2 \cdot E_m}{8\bar{\sigma}_c}}$$

E_m = módulo de elasticidade da madeira verde

$$\lambda_o = 68$$

- Tensão admissível máxima ($\bar{\sigma}_{f\ell}$)

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = 81,47\text{kgf/cm}^2$$

- Tensão atuante (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{P}{S} = \frac{4300}{706} = 6,1\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_{f\ell} \quad (\text{satisfaz})$$

g) Determinação do esforço no cabo

$$E_c = 13,38\ell = 13,38(5,0) = 67\text{tf}$$

O esforço de tração atuante nos cabos, tanto nos trechos inclinados como no trecho horizontal, é considerado o mesmo e de 67tf de tração.

O nº de cabos a ser usado será função da resistência destes cabos e das limitações de espaço disponível na ancoragem, nos topos do tronco de madeira.

O valor do esforço encontrado no pré-dimensionamento, sugere a utilização das seguintes soluções:

1a. Solução

- Cabos de vergalhões de construção, aço carbono (comum), sendo a emenda destes vergalhões, feita através de tensores, que tem também a função de nivelar ou produzir contra flechas na estrutura, após a montagem.

2a. Solução

- Cabos de aço ou cordoalhas - devido a flexibilidade, facilidade de manuseio e disponibilidade de uma variada gama de bitolas no mercado, são os elementos mais indicados para uso nos sistemas armados. Os cabos ou cordoalhas são fixados em tensores através de estribos protetores e grampos.

No dimensionamento serão detalhados os sistemas propostos

6.8 - Pré-dimensionamento da viga para ponte de duas faixas de tráfego

a) Trem-tipo

$$\omega = 3,1t/m$$

b) Hiperestático (X_1)

$$X_1 = 5,287\omega l = 5,287.3,1l$$

$$X_1 = 16,39l$$

c) Esforços solicitantes finais

c.1) Momentos fletores na viga

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = M_D = -0,308\omega l^2 = -0,308.3,1l^2$$

$$M_B = M_D = 0,955l^2$$

$$M_C = 0,075\omega l^2 = 0,075.3,1l^2 = 0,232l^2$$

Diagrama de Momentos atuantes na viga de rigidez

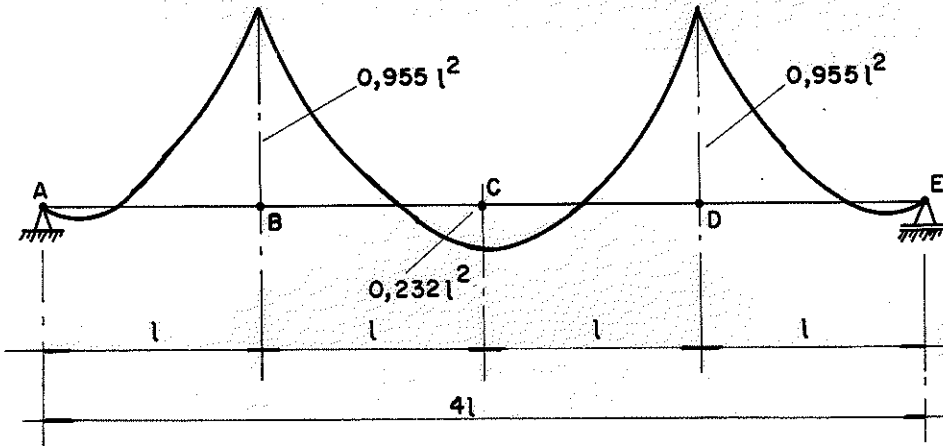


FIG-VI-7

c.2) Esforços de compressão

c.2.1) Na viga de rigidez

$$E_V = -4,968\omega l = -4,968.3,1l = -15,4l$$

c.2.2) Nas diagonais

$$E_D = -0,340\omega l = -0,340.3,1l = -1,054l$$

c.2.3) Nos montantes

$$E_M = -1,692\omega l = -1,692.3,1l = -5,24l$$

c.3) Esforço de tração no cabo:

$$E_C = 5,287\omega l = 5,287.3,1l = 16,39l$$

d) Determinação do comprimento máximo da viga de rigidez

Esforços atuantes:

$$M = 0,955l^2 \quad (\text{máximo})$$
$$N = -15,4l$$

Utilizando as fórmulas da Tabela VI.2, determina-se o comprimento máximo.

Comentários

As vigas de Eucalipto Citriodora com diâmetro médio de 30cm, ângulo (α) entre cabo e viga de 20° , utilizando o sistema de tabuleiro proposto, para duas faixas de tráfego, podem ser usadas com comprimento de flambagem (l) de até 4,5m

Comprimento máximo da ponte

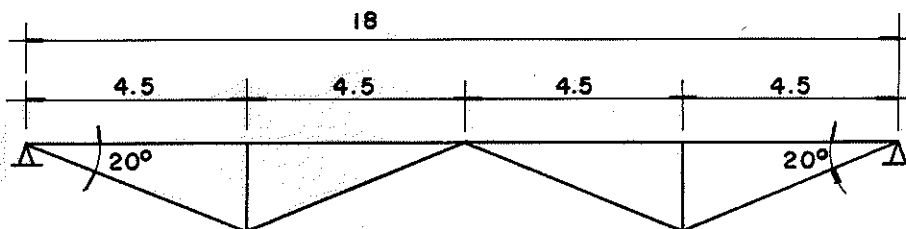


FIG-VI-8

O comprimento adotado para o dimensionamento será o mesmo encontrado no pré-dimensionamento, Fig. VI.11.

e) Determinação da tensão atuante nos montantes

- Esforço de compressão atuante (E_M)

$$E_M = -5,24l = -5,24(4,5) = -23,58\text{tf}$$

- Comprimento dos montantes (l_M)

$$l_M = l \text{tg} \alpha = 4,5 \cdot \text{tg} 20^\circ = 1,637\text{m}$$

- Esbeltez dos montantes

$$\lambda = \frac{1,637}{0,075} = 21,84$$

$40 > \lambda \rightarrow$ Peça curta

- Tensão de compressão atuante

$$\sigma_a = \frac{E_M}{S_M} = \frac{23580}{706} = 33,4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_c \quad (\text{satisfaz})$$

f) Determinação da tensão atuante nas diagonais

- Esforço de compressão atuante (E_D)

$$E_D = -1,054\ell = -1,054(4,5) = -4,743 \text{ tf}$$

- Comprimento das diagonais (ℓ_D)

$$\ell_D = \frac{\ell}{\cos \alpha} = \frac{4,5}{\cos 20^\circ} = 4,788$$

- Esbeltez das diagonais

$$\lambda = \frac{4,788}{0,075} = 63,85$$

- Peças com $40 < \lambda < \lambda_0$ - PEÇA INTERMEDIÁRIA - NB-11 - art.52b

- Tensão atuante

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = 133 \left[1 - \frac{1}{3} \frac{63,85-40}{68-40} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{f\ell} = 95 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{E_D}{S} = \frac{4743}{706} = 6,71 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_{f\ell} \quad (\text{satisfaz})$$

g) Determinação do esforço no cabo

$$E_C = 16,39\ell = 16,39(4,5) = 73,755 \text{ tf}$$

Para combater este esforço solicitante sugere-se a utilização das soluções propostas na pg. 82 - item 6.7-g.

TABELA VI.1 - PARA O ANTE PROJETO - VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM (l) DA VIGA DE RIGIDEZ PARA O $\phi = 30\text{cm}$ (PEÇA CURTA, INTERMEDIÁRIA E LONGA)

CARACTERÍSTICA DA VIGA		l (m)	σ_c (tf/m ²)	$\bar{\sigma}_{fl}$ (tf/m ²)	σ_{fc} (tf/m ²)	$\bar{\sigma}_{fc}$ (tf/m ²)	FORMULÁRIO
PEÇA CURTA	$\lambda < 40$	0,5			90	1334	$\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l$ $\bar{\sigma}_{fc} = \frac{\bar{\sigma}_f \cdot l + 93,2\bar{\sigma}_c}{l + 93,2}$
		1,0			180	1338	
		1,5			272	1341	
		2,0			364	1345	
		2,5			457	1349	
		3,0			551	1352	
PEÇA INTERMEDIÁRIA	$40 < \lambda < \lambda_0$	3,1			570	1331	$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{182951,6 - 17665,2\lambda}{\lambda + 93,2}$
		3,5			646	1252	
		4,0			742	1155	
		4,5			840	1058	
		5,0			938	963	
		5,1			958	944	
PEÇA LONGA ($\lambda_0 < \lambda < 140$)	$\epsilon \geq \epsilon_0$	5,15			968	926	$\epsilon = \frac{l}{l + 93,2}$ $\epsilon_0 = \frac{l^2 - 26,04}{l^2}$ p/ $\epsilon < \epsilon_0$ $\bar{\sigma}_{fl} = \frac{23091}{l^2}$ $\sigma_c = 70,368\omega l$ p/ $\epsilon > \epsilon_0$ $\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l$ $\bar{\sigma}_{fc} = 886,67 + 1163,33(\epsilon - \epsilon_0)$
		5,20			978	905	
	$\epsilon < \epsilon_0$	5,25	935	837			
		5,5	979	763			
		6,0	1068	641			
		6,5	1157	546			
		7,0	1246	471			
		7,5	1335	410			
		8,0	1424	361			
		8,5	1513	319			
		9,0	1602	285			
		9,5	1691	256			
		10,0	1780	231			
		10,5	1869	209			
DETERMINAÇÃO DE l MÁXIMO							
INTERVALO	5,02			942	959	DADOS $\omega = 2,53\text{tf/m}$ $\bar{\sigma}_f = 2050\text{tf/m}^2$ $\bar{\sigma}_c = 1330\text{tf/m}^2$	
	5,04			945	956		
	5,06			949	952		
	5,08			953	948		
l MÁXIMO = 5,06m							

TABELA VI.2 - PARA O ANTE PROJETO - VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM (l) DA VIGA DE RIGIDEZ PARA O $\phi = 30\text{cm}$ (PEÇA CURTA, INTERMEDIÁRIA E LONGA)

CARACTERÍSTICA DA VIGA		l (m)	σ_c (tf/m ²)	$\bar{\sigma}_{fl}$ (tf/m ²)	σ_{fc} (tf/m ²)	$\bar{\sigma}_{fc}$ (tf/m ²)	FORMULÁRIO
PEÇA CURTA	l < 40	0,5			110	1334	$\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l$ $\bar{\sigma}_{fc} = \frac{\bar{\sigma}_f \cdot l + 93,2\bar{\sigma}_c}{l + 93,2}$
		1,0			220	1337	
		1,5			332	1341	
		2,0			446	1345	
		2,5			560	1349	
		3,0			675	1352	
PEÇA INTERMEDIÁRIA	40 < l < 40	3,1			699	1331	$\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l$ $\bar{\sigma}_{fc} = \frac{182951,6 - 17665,2l}{l + 93,2}$
		3,5			792	1252	
		4,0			910	1155	
		4,5			1029	1058	
		5,0			1149	963	
		5,1			1173	944	
PEÇA LONGA (40 < l < 140)	$\epsilon > \epsilon_0$	5,15			1185	926	$\epsilon = \frac{l}{l + 93,2}$ $\epsilon_0 = \frac{l^2 - 26,04}{l^2}$ p/ $\epsilon < \epsilon_0$ $\bar{\sigma}_{fl} = \frac{23091}{l^2}$ $\sigma_c = 70,368\omega l$ p/ $\epsilon > \epsilon_0$ $\sigma_{fc} = 0,755\omega l^2 + 70,368\omega l$ $\bar{\sigma}_{fc} = 886,67 + 1163,33(\Delta\epsilon)$
		5,20			1197	905	
	$\epsilon < \epsilon_0$	5,25	1145	837			
		5,5	1200	763			
		6,0	1309	641			
		6,5	1418	546			
		7,0	1527	471			
		7,5	1636	410			
		8,0	1745	361			
		8,5	1854	319			
		9,0	1963	285			
		9,5	2072	256			
		10,0	2181	231			
		10,5	2290	209			
DETERMINAÇÃO DE l MÁXIMO							
INTERVALO	4,1			934	1135	$\omega = 3,1\text{tf/m}$ $\bar{\sigma}_f = 2050\text{tf/m}^2$ $\bar{\sigma}_c = 1330\text{tf/m}^2$	
	4,2			957	1116		
	4,3			981	1097		
	4,4			1005	1078		
l MÁXIMO = 4,5m							

7. PROJETO

Definidas as dimensões de ante-projeto, procede-se o desenvolvimento do estudo de linha de influência, conforme capítulo 3, definindo-se as seções em que ocorrem as máximas solicitações nas peças que compõem o sistema. Para estas seções críticas, utilizando-se o "trem-tipo da viga principal" como carregamento, deve-se fazer a verificação das dimensões adotadas no ante-projeto e no projeto.

7.1 - Ponte de uma faixa de tráfego

7.1.1 - Viga de rigidez

a) Características

$L = 20\text{m}$ (comprimento total)

$\ell = 5\text{m}$ (comprimento de flambagem)

$\alpha = 20^\circ$

$\phi_m = 30\text{cm}$

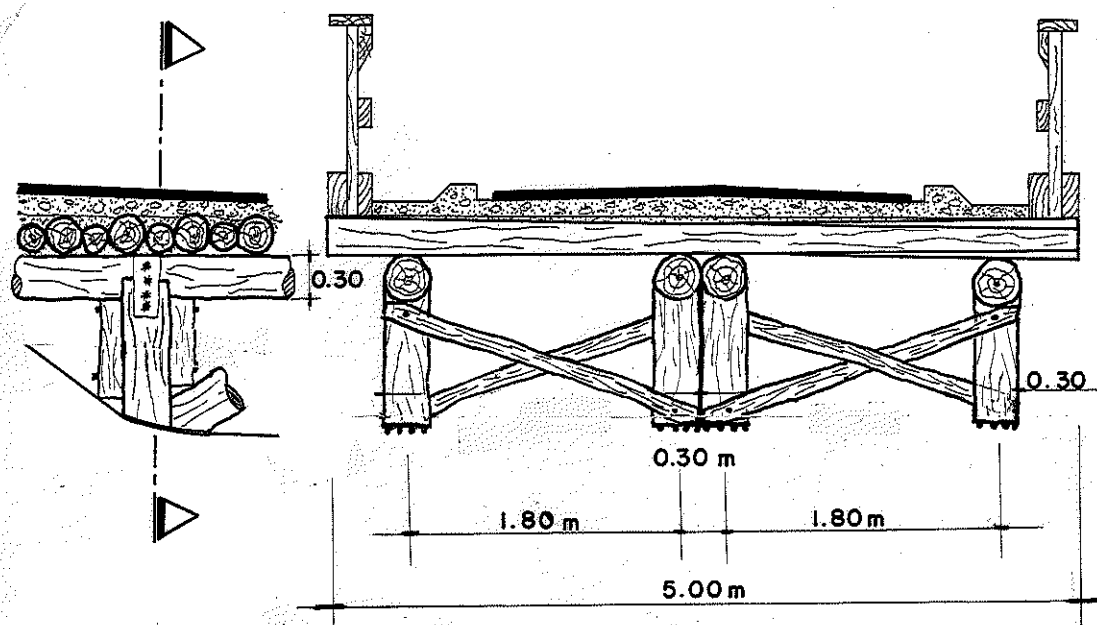
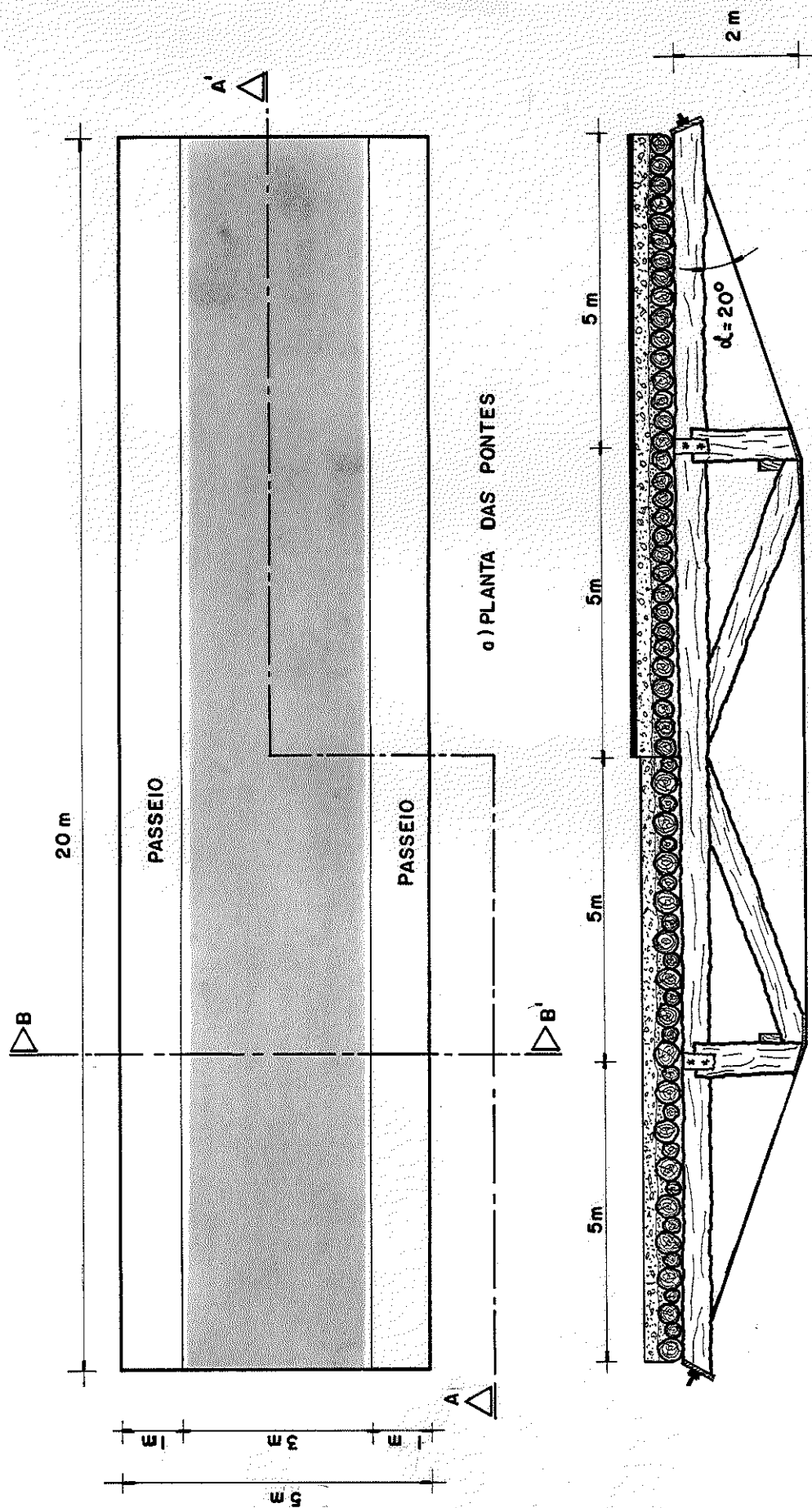


FIG.VII.1



b) CORTE A A'

FIG. VII.1'

b) Determinação das linhas de influência

b.1) $LI(M)_i$

b.1.1) LIX_1 (Hiperestático)

Substituindo ℓ e α nas equações III.3 e III.4 e aplicando a equação, III.2, tem-se:

$$(X_1)_i = - \left[\frac{0,057x^3 - 13,1x}{40,90958} \right] \quad (VII.1),$$

nos trechos AB e ED, sendo i a seção em estudo para um determinado valor de x .

$$(X_1)_i = - \left[\frac{-(-0,00365)x^3 + 0,85505x^2 - 8,82487x - 58,37523}{40,90958} \right] \quad (VII.2),$$

nos trechos BC e DC, sendo i a seção em estudo para um determinado valor de x .

Quadro VII.1 - Valores de $LI(X_1)_i$ para i variando de 1 a 10 nos trechos

SEÇÕES (x) _i		LI(X ₁) _i	SEÇÕES (x) _i		LI(X ₁) _i
TRECHO AB/ED	00	0	TRECHO BC/DC	00	1,42693
	01	0,15994		01	1,52955
	02	0,31883		02	1,62166
	03	0,47563		03	1,70318
	04	0,62929		04	1,77405
	05	0,77878		05	1,83420
	06	0,92304		06	1,88356
	07	1,06103		07	1,92208
	08	1,19170		08	1,94967
	09	1,31402		09	1,96628
	10	1,42693		10	1,97184

b.1.2) $LI(M_0)_i$

- Equacionamento

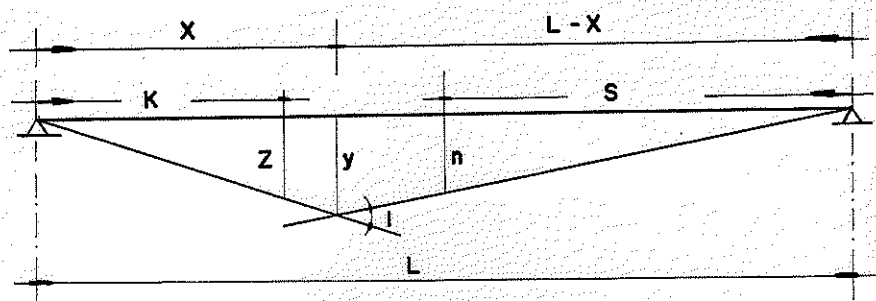


FIG. VIII.2

Para o momento unitário na posição x , tem-se:

$$y = \frac{x}{L} (L-x) \quad (VII.3)$$

- Equação da $LI(M_0)_i$ para $K \leq x$, sendo $K = i.0,50$

$$z = \frac{K}{L} (L-x) \quad (VII.4)$$

- Equação do $LI(M_0)_i$ para $s \leq L-x$

$$n = \frac{s \cdot x}{L} \quad (VII.5)$$

b.1.3) $(M_1)_i$

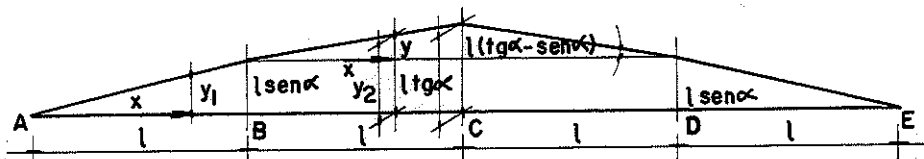


FIG. VII.3

- Equação da $LI(M_1)_i$ para os trechos AB e ED

$$\therefore y_1 = x \operatorname{sen} \alpha \quad (VII.6)$$

- Equação da $LI(M_1)_i$ para os trechos BC e DC

$$y = x(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{sen}\alpha) \quad (\text{VII.7})$$

logo

$$y_2 = l\operatorname{sen}\alpha + x(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{sen}\alpha) \quad (\text{VII.8})$$

Quadro VII.2 - Valores de $(M_1)_i$, para i variando de 0 a 10 nos trechos

SEÇÕES (x_i)		$(M_1)_i$	SEÇÕES (x_i)		$(M_1)_i$
TRECHO AB/ED	00	0	TRECHO BC/DC	00	1,71010
	01	0,17101		01	1,72108
	02	0,34202		02	1,73205
	03	0,51303		03	1,74303
	04	0,68404		04	1,75400
	05	0,85505		05	1,76498
	06	1,02606		06	1,77595
	07	1,19707		07	1,78693
	08	1,36808		08	1,79790
	09	1,53909		09	1,80888
	10	1,71010		10	1,81985

Sabe-se que:

$$LI(M)_j = LI(M_0)_i + (M_1)_j LI(X_1)_i \quad (\text{VII.9})$$

$$0 \leq j \leq 40 \text{ (seção em estudo)}$$

$$0 \leq i \leq 40 \text{ (para cada seção em estudo)}$$

Para este sistema estrutural, a $LI(M)_j$ é função da soma algébrica de valores $LI(M_0)_i$ (positivos) e $(M_1)_j LI(X_1)_i$ (negativos), variáveis em módulo para cada seção (i). Desta forma, só é possível prever em que seções ocorrem os máximos valores (posi-

tivo e negativo), desenvolvendo-se o estudo para todas as seções do tramo. Desenvolveu-se para o vão (L = 20,0m) o estudo de LI(M) para 20 seções, devido a simetria da estrutura.

b.1.4 - Diagramas de LI(M)_j para as seções em que ocorrem os máximos momentos (positivo e negativo)

Para este sistema estrutural, verificou-se:

$$M_{\max}^+ \text{ (seção 07)}$$

$$M_{\max}^- \text{ (seção 10)}$$

Os quadros VII.3 e VII.4 e diagramas das Fig. VII.6 e VII.7 contêm os valores das ordenadas das L.I. para as seções em estudo.

Quadro VII.3 - Valores da LI(M)₇, representada na Fig. VII.6

l = 5m

SEÇÃO(x _i)	LI(M _o) ₇	-1,19707 LI X ₁	LI(M) ₇
00	0	0	0
TRECHO AB	01	0,41250	0,22105
	02	0,82500	0,44334
	03	1,23750	0,66814
	04	1,65000	0,89670
	05	2,06250	1,13025
	06	2,47500	1,37006
	07	2,88750	1,61738
	08	2,80000	1,37345
	09	2,71250	1,13953
	10	2,62500	0,91687
TRECHO BC	11	2,53750	0,70652
	12	2,45000	0,50876
	13	2,36250	0,32368
	14	2,27500	0,15134
	15	2,18750	-0,00815
	16	2,10000	-0,17476
	17	2,01250	-0,28836
	18	1,92500	-0,40890
	19	1,83750	-0,51628
	20	1,75000	-0,61043
TRECHO CD	21	1,66250	-0,69128
	22	1,57500	-0,75890
	23	1,48750	-0,81336
	24	1,40000	-0,85976
	25	1,31250	-0,88316
	26	1,22500	-0,89666
	27	1,13750	-0,90132
	28	1,05000	-0,89124
	29	0,96250	-0,86348
	30	0,87500	-0,83313
TRECHO DE	31	0,78750	-0,78547
	32	0,70000	-0,72655
	33	0,61250	-0,65762
	34	0,52500	-0,57994
	35	0,43750	-0,49475
	36	0,35000	-0,40330
	37	0,26250	-0,30686
	38	0,17500	-0,20666
	39	0,08750	-0,10395
	40	0	0

Quadro VII.4 - Valores de $LI(M)_{10}$, representada na Fig. VII.7

$l = 5m$

SEÇÃO (x_i)		$LI(M_o)_{10}$	$-1,71010 LI X_1$	$LI(M)_{10}$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,37500	-0,27350	0,10150
	02	0,75000	-0,54522	0,20478
	03	1,12500	-0,81337	0,31163
	04	1,50000	-1,07615	0,42385
	05	1,87500	-1,33178	0,54322
	06	2,25000	-1,57848	0,67152
	07	2,62500	-1,81446	0,81054
	08	3,00000	-2,03793	0,96207
	09	3,37500	-2,24710	1,12790
	10	3,75000	-2,44020	1,30980
TRECHO BC	11	3,62500	-2,61569	1,00931
	12	3,50000	-2,77320	0,72680
	13	3,37500	-2,91261	0,46239
	14	3,25000	-3,03380	0,21620
	15	3,12500	-3,13666	-0,01166
	16	3,00000	-3,22108	-0,22108
	17	2,87500	-3,28695	-0,41195
	18	2,75000	-3,33414	-0,58414
	19	2,62500	-3,36254	-0,73754
	20	2,50000	-3,37204	-0,87204
TRECHO CD	21	2,37500	-3,36254	-0,98754
	22	2,25000	-3,33414	-1,08414
	23	2,12500	-3,28695	-1,16195
	24	2,00000	-3,22108	-1,22108
	25	1,87500	-3,13666	-1,26166
	26	1,75000	-3,03380	-1,28380
	27	1,62500	-2,91261	-1,28761
	28	1,50000	-2,77320	-1,27320
	29	1,37500	-2,61569	-1,24069
	30	1,25000	-2,44020	-1,19020
TRECHO DE	31	1,12500	-2,24710	-1,12210
	32	1,00000	-2,03793	-1,03793
	33	0,87500	-1,81446	-0,93946
	34	0,75000	-1,57848	-0,82848
	35	0,62500	-1,33178	-0,70678
	36	0,50000	-1,07615	-0,57615
	37	0,37500	-0,81337	-0,43837
	38	0,25000	-0,54522	-0,29522
	39	0,12500	-0,27350	-0,14850
	40	0	0	0

b.2) $LI(N)_j$

$$LI(N)_j = LI(N_0)_i + (N_1)_j LI(X_1)_i \quad (VII.10)$$

Conhece-se $(X_1)_i$ e sabe-se que

$$(N_0)_i = 0, \text{ donde:}$$

$$LI(N)_j = (N_1)_j LI(X_1)_i$$

Da Fig. II.12, tem-se que $(N_1)_j$ é constante para todas as seções da viga de rigidez. O quadro VII.1 contém a variação de $LI(X_1)_i$.

b.2.1) Diagrama de $LI(N)_j$

O quadro VII.5 e diagrama da Fig. VII.8 contém os valores dos ordenadas das LI para qualquer seção da viga.

Quadro VII.5 - Valores da $LI(N)_v$, representada na Fig. VII.8

$l = 5m$

SEÇÃO(x_i)	$LI(N)_v$	SEÇÃO(x_i)	$LI(N)_v$
00	0	21	-1,84770
01	-0,15029	22	-1,83209
02	-0,29960	23	-1,80616
03	-0,44694	24	-1,76997
04	-0,59134	25	-1,72359
05	-0,73181	26	-1,66706
06	-0,86737	27	-1,60047
07	-0,99704	28	-1,52385
08	-1,11983	29	-1,43731
09	-1,23477	30	-1,34087
10	-1,34087	31	-1,23477
11	-1,43731	32	-1,11983
12	-1,52385	33	-0,99704
13	-1,60047	34	-0,86737
14	-1,66706	35	-0,73181
15	-1,72358	36	-0,59134
16	-1,76997	37	-0,44694
17	-1,80616	38	-0,29960
18	-1,83209	39	-0,15029
19	-1,84770	40	0
20	-1,85292		

b.3) $LI(Q)_j$

$$LI(Q)_j = LI(Q_o)_i + (Q_1)_j LI(X_1)_i \quad (VII.11)$$

b.3.1) $LI(Q_o)_j$

- Equacionamento

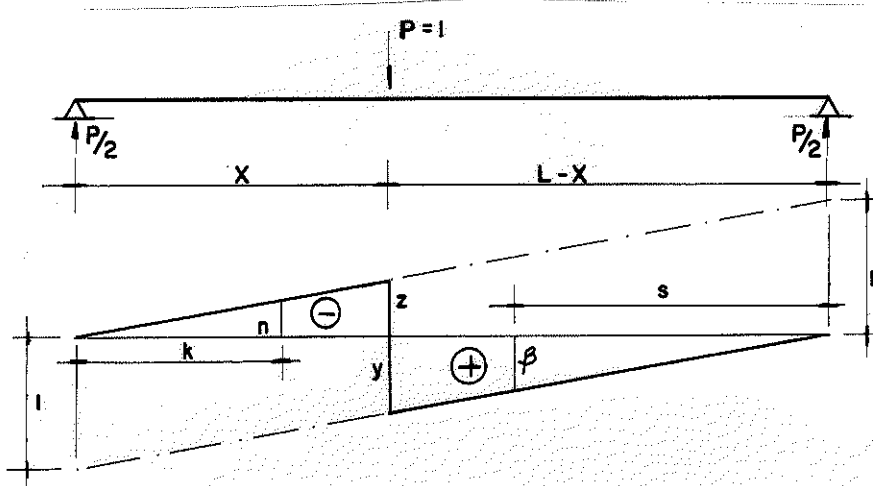


FIG - VII.4

Para a cortante unitária na posição x, temos:

$$y + z = l \quad , \quad e$$

$$y = \frac{L-x}{L} \quad (VII.12)$$

$$z = \frac{x}{L} \quad (VII.13)$$

- Equação da $LI(Q_o)_i$ para $K \leq x$, sendo $K = i.0,43$ e i variando de 0 a 10

$$\eta = - \frac{K}{L} \quad (VII.14)$$

- Equação da $LI(Q_o)_i$ para $s \leq L-x$

$$\beta = \frac{s}{L} \quad (VII.15)$$

b.3.2) $(Q_1)_j$

As reações na viga de rigidez provocadas pelos apoios e reticulado, Fig. VII.5-a, definem o diagrama da Fig. VII.5-b, da cortante provocada pelo Hiperestático.

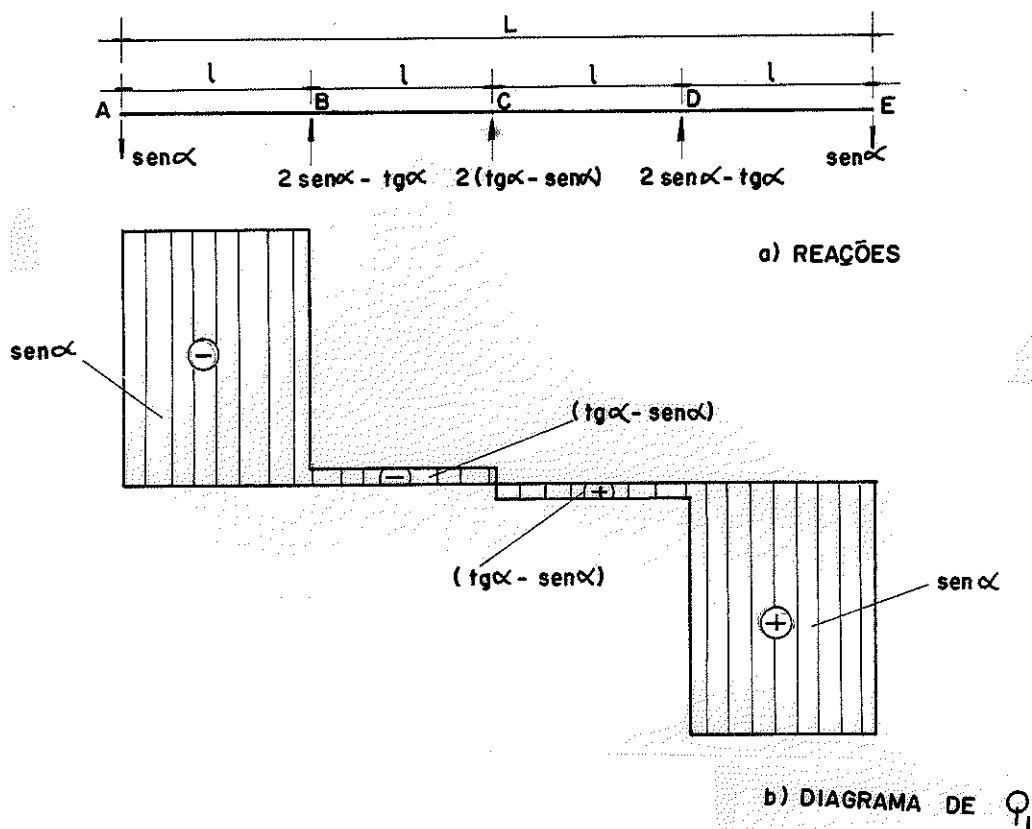


FIG-VII.5

Da Fig. VII.5-b, tem-se que o valor de $(Q_1)_j$ é constante e de mesma intensidade, porém de sinal oposto, para os trechos AB/DE e BC/CD (devido a simetria da estrutura).

A composição entre $LI(Q_0)_i$, $(Q_1)_j$ e $LI(X_1)_i$, numa análise superficial, indica as seções 02, 10 (Esq. e Dir.) e 20 (E e D), como as que poderão dar os maiores valores de cortantes (positiva e negativa).

b.3.3) Diagramas de $LI(Q)_j$ para as seções em que ocorrem as máximas cortantes (positiva e negativa)

A análise das seções 02, 10 (E, D) e 20 (E, D), indicou:

$$Q_{\max}^- = 10 E$$

$$Q_{\max}^+ = 10 D$$

Os quadros VII.6 e VII.7 e diagramas das Fig. VII.9 e VII.10 contêm os valores das ordenadas das L.I. para as seções em estudo.

Quadro VII.6 - Valores de $LI(Q)_{10E}$, representada na Fig. VII.9

$$l = 5m$$

SEÇÃO (x_i)	$LI(Q_o)_{10}$	$-\text{sen} \alpha LI X_1$	$LI(Q)_{10ESQU.}$
00	0	0	0
01	-0,025	-0,05470	-0,07970
02	-0,050	-0,10904	-0,15904
03	-0,075	-0,16267	-0,23767
04	-0,100	-0,21523	-0,31523
05	-0,125	-0,26636	-0,39136
06	-0,150	-0,31570	-0,46570
07	-0,175	-0,36289	-0,53789
08	-0,200	-0,40759	-0,60759
09	-0,225	-0,44942	-0,67442
10	-0,250/0,750	-0,48804/-0,48804	-0,73804/0,26196
11	0,725	-0,52314	0,20186
12	0,700	-0,55464	0,14536
13	0,675	-0,58252	0,09248
14	0,650	-0,60676	0,04324
15	0,625	-0,62733	-0,00233
16	0,600	-0,64422	-0,04422
17	0,575	-0,65739	-0,08239
18	0,550	-0,66693	-0,11693
19	0,525	-0,67251	-0,14751
20	0,500	-0,67441	-0,17441
21	0,475	-0,67251	-0,19751
22	0,450	-0,66693	-0,21693
23	0,425	-0,65739	-0,23239
24	0,400	-0,64422	-0,24442
25	0,375	-0,62733	-0,25233
26	0,350	-0,60676	-0,25676
27	0,325	-0,58252	-0,25752
28	0,300	-0,55464	-0,25464
29	0,275	-0,52314	-0,24814
30	0,250	-0,48804	-0,23804
31	0,225	-0,44942	-0,22442
32	0,200	-0,40759	-0,20759
33	0,175	-0,36289	-0,18789
34	0,150	-0,31570	-0,16577
35	0,125	-0,26636	-0,14136
36	0,100	-0,21523	-0,11523
37	0,075	-0,16267	-0,08767
38	0,050	-0,10904	-0,05904
39	0,025	-0,05470	-0,02970
40	0	0	0

Quadro VII.7 - Valores da $LI(Q)_{10D}$, representada na Fig. VII.10

$\lambda = 5m$

SEÇÃO(x_i)	$LI(Q_o)_{10}$	$-(tg\alpha-sen\alpha)LI X_1$	$LI(Q)_{10dir.}$
00	0	0	0
01	-0,025	-0,00351	-0,02851
02	-0,050	-0,00700	-0,05700
03	-0,075	-0,01044	-0,08544
04	-0,100	-0,01381	-0,11381
05	-0,125	-0,01709	-0,14209
06	-0,150	-0,02026	-0,17026
07	-0,175	-0,02329	-0,19829
08	-0,200	-0,02616	-0,22616
09	-0,225	-0,02884	-0,25384
10	-0,250/0,750	-0,03132/-0,03132	-0,28132/0,71868
11	0,725	-0,03357	0,69143
12	0,700	-0,03560	0,66440
13	0,675	-0,03738	0,63762
14	0,650	-0,03894	0,61106
15	0,625	-0,04026	0,58474
16	0,600	-0,04134	0,55866
17	0,575	-0,04219	0,53281
18	0,550	-0,04280	0,50720
19	0,525	-0,04316	0,48184
20	0,500	-0,04328	0,45672
21	0,475	-0,04316	0,43184
22	0,450	-0,04280	0,40720
23	0,425	-0,04219	0,38281
24	0,400	-0,04134	0,35866
25	0,375	-0,04026	0,33474
26	0,350	-0,03894	0,31106
27	0,325	-0,03738	0,28762
28	0,300	-0,03560	0,26440
29	0,275	-0,03357	0,24143
30	0,250	-0,03132	0,21868
31	0,225	-0,02884	0,19616
32	0,200	-0,02616	0,17384
33	0,175	-0,02329	0,15171
34	0,150	-0,02026	0,12974
35	0,125	-0,01709	0,10791
36	0,100	-0,01381	0,08619
37	0,075	-0,01044	0,06456
38	0,050	-0,00700	0,04300
39	0,025	-0,00351	0,02149
40	0	0	0

L1(M)7
L = 20m

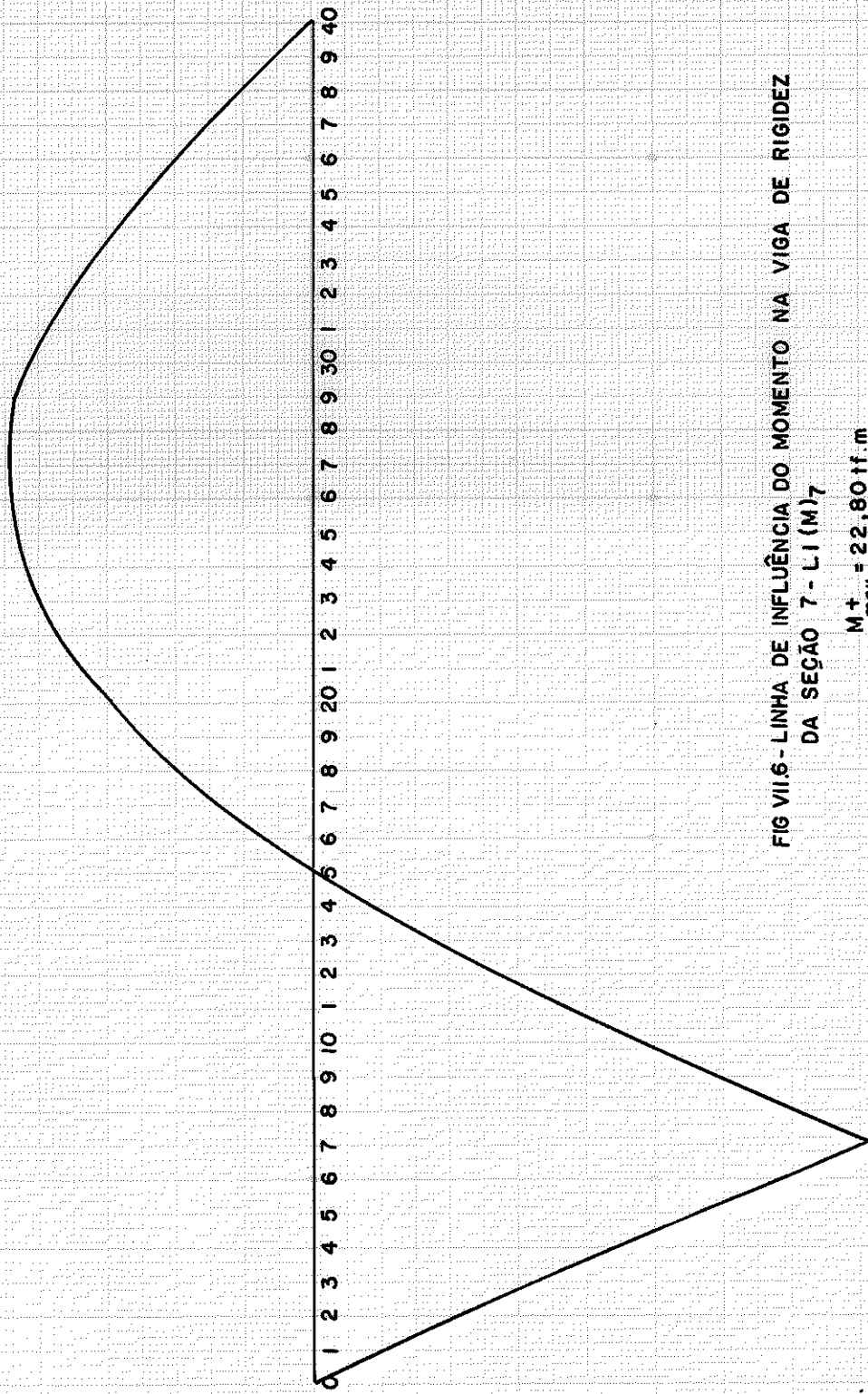
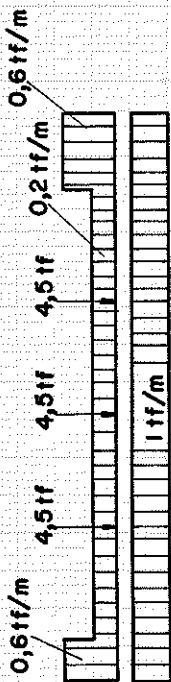


FIG VII.6 - LINHA DE INFLUÊNCIA DO MOMENTO NA VIGA DE RIGIDEZ DA SEÇÃO 7 - L1 (M)7

$M_{max}^+ = 22,80 \text{ tf.m}$

ESCALAS :

HORIZONTAL : 1:100

VERTICAL : 1:20

ESCALAS :
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

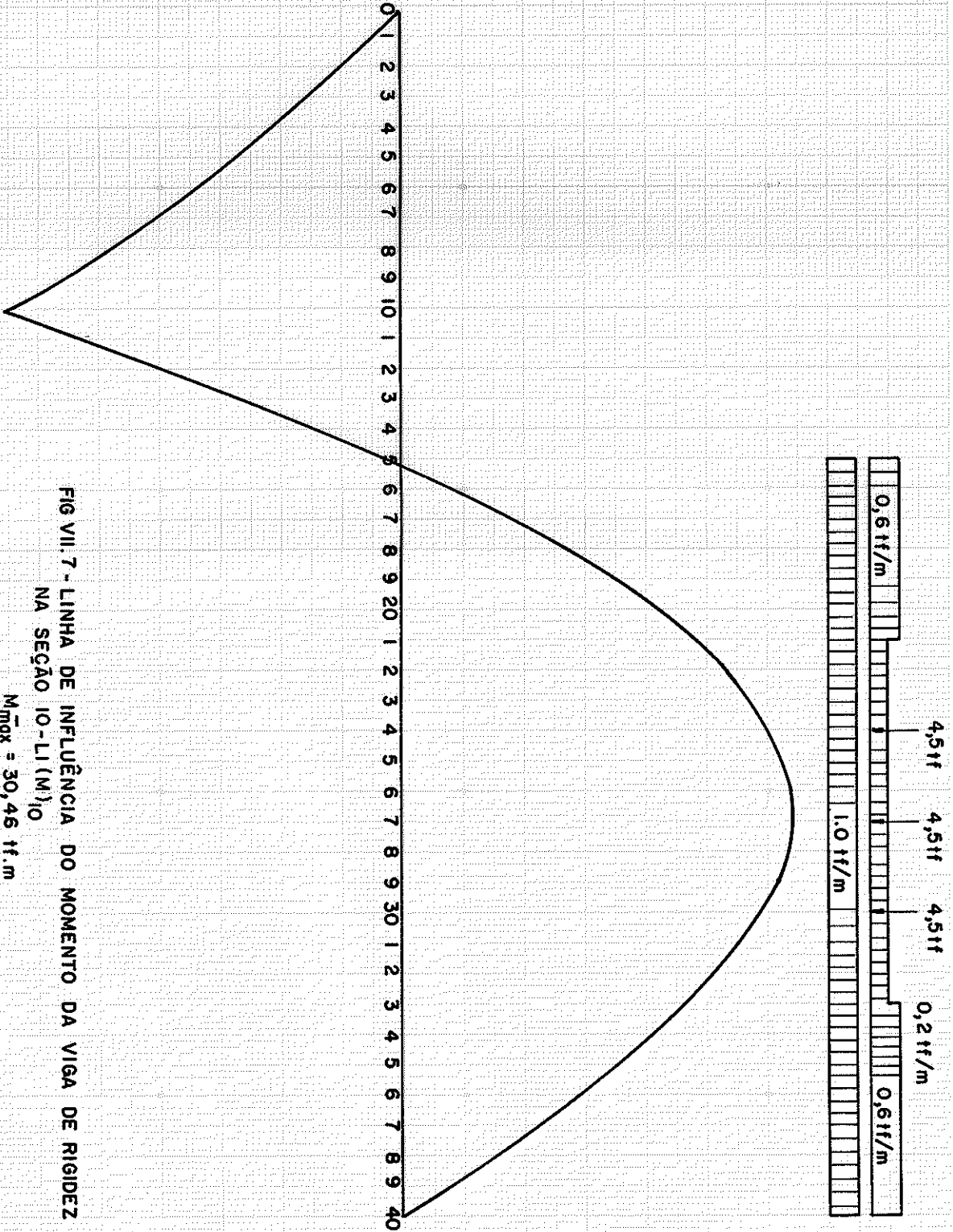
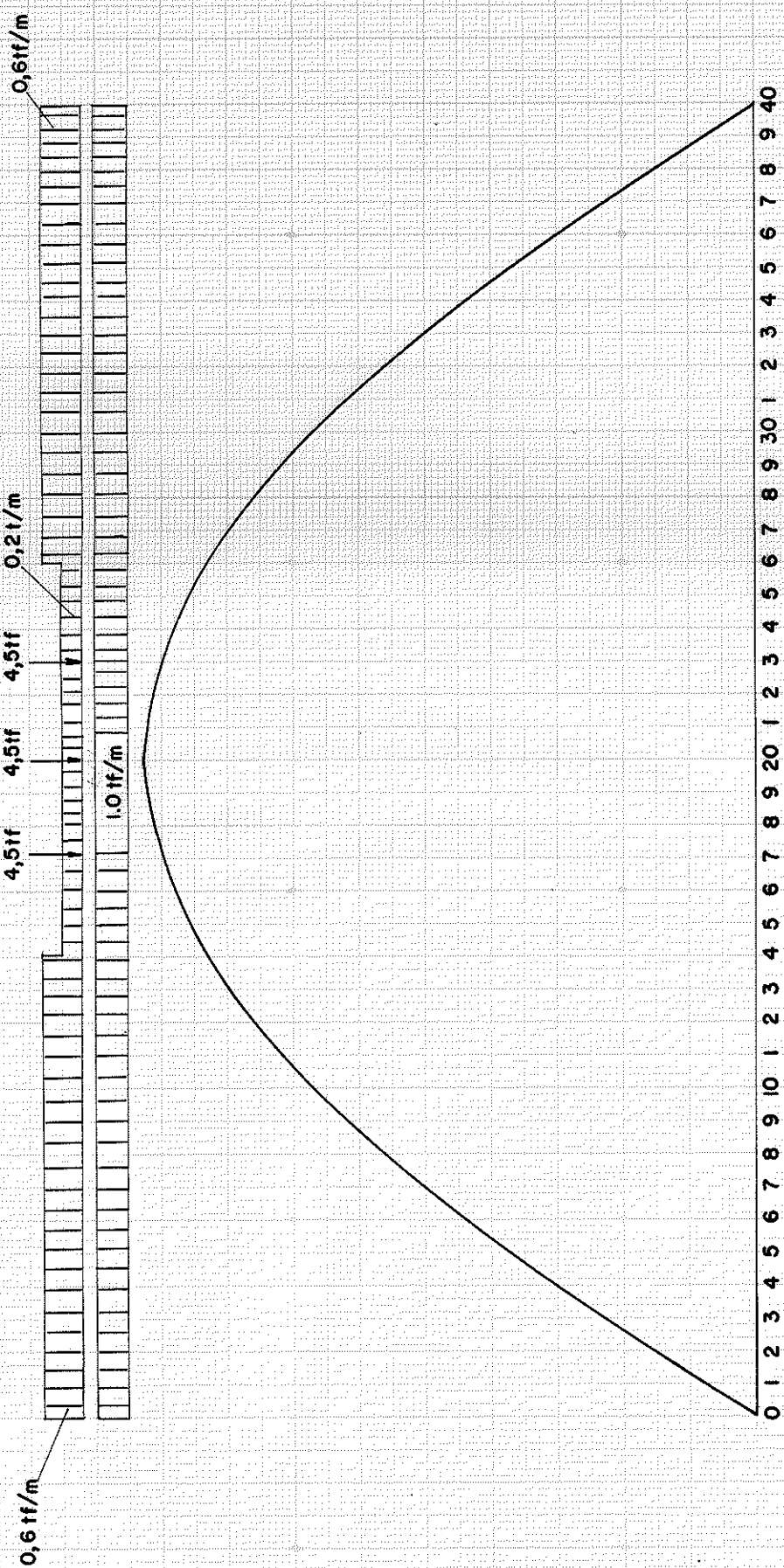


FIG VII.7 - LINHA DE INFLUÊNCIA DO MOMENTO DA VIGA DE RIGIDEZ
NA SEÇÃO 10-L1 (M)₁₀

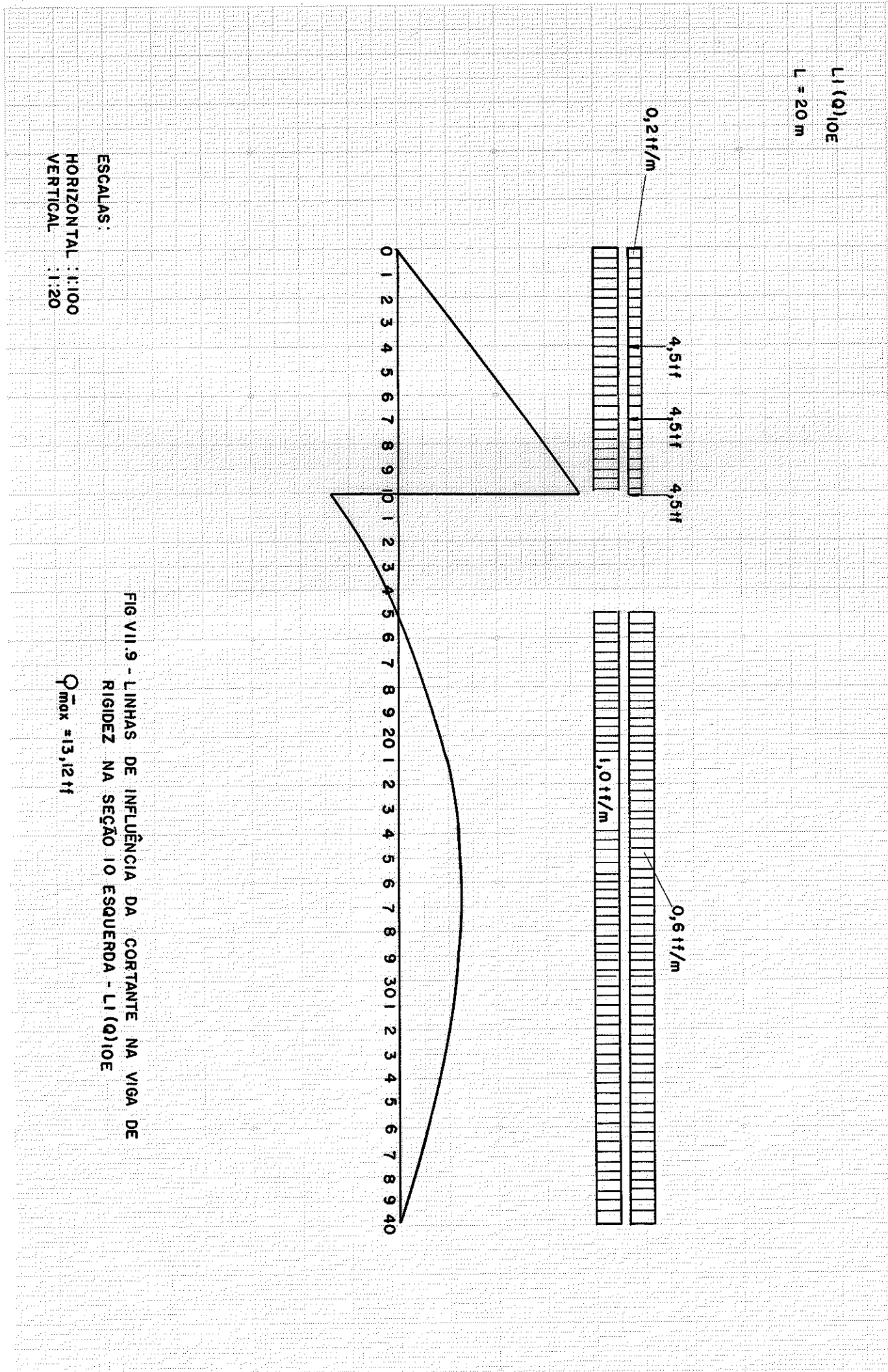
$M_{\text{mox}} = 30,46\text{ tf.m}$

LI (N) V
L = 20 m



ESCALAS
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

FIG VII.8 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA NORMAL NA VIGA DE RIGIDEZ LI (N) $NV_{\text{max}} = 58,50\text{ tf}$



FECHER & BARRER
ENGENHEIROS
P. 2. Rua 252.

$L1(Q)_{10D}$
 $L = 20m$

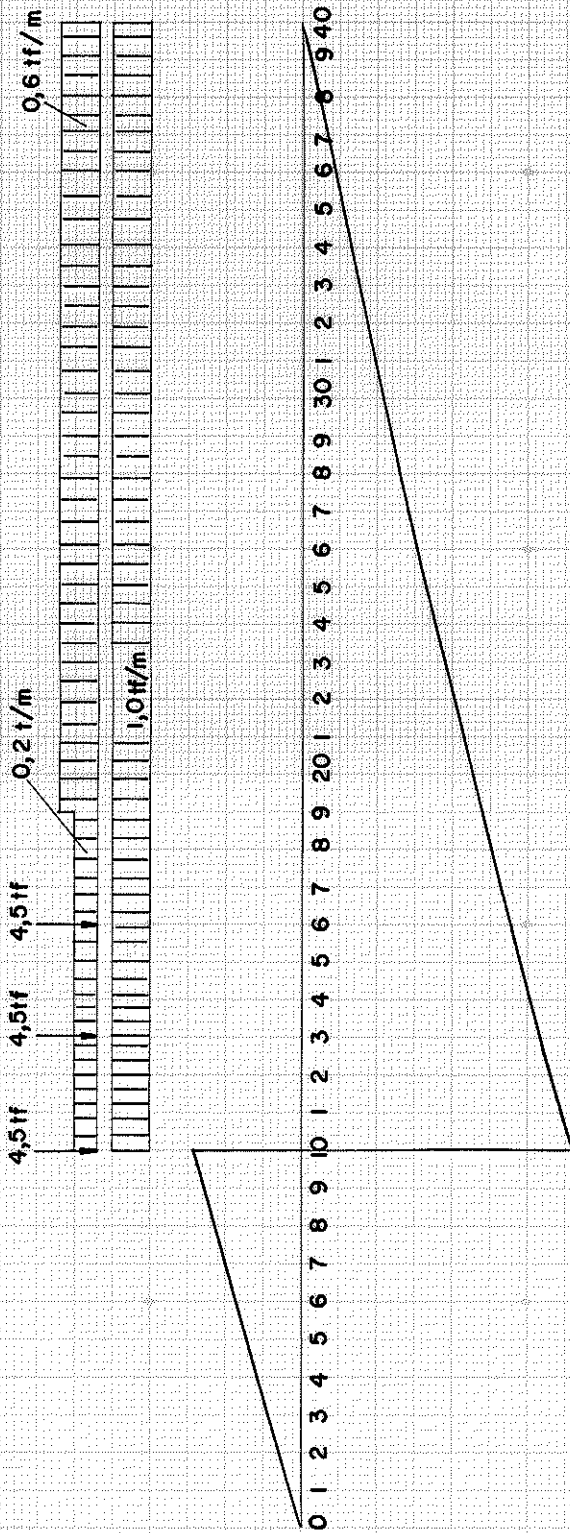


FIG VII.10 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA CORTANTE NA VIGA DE RIGIDEZ NA SEÇÃO 10 DIREITA - $L1(Q)_{10D}$

ESCALAS :
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

$Q_{\text{máx}} = 15,90 \text{ tf}$

c) Carregamentos

Para se obter o máximo valor dos esforços solicitantes na viga deve-se lançar o "trem-tipo da viga principal", Fig.V.28, sobre a LI dos esforços, nas posições mais desfavoráveis. Para se ter o máximo carregamento, elimina-se o carregamento do trem-tipo nos trechos que produzem alívio.

As Figs. VII.6 a VII.10 ilustram estes carregamentos.

d) Esforços solicitantes

Quadro VII.8 - Valores de seções e máximos esforços solicitantes da viga de rigidez de vão $L = 20m$

SEÇÃO \ ESFORÇOS	Momento Máximo (kgf.m)		Cortante Máxima (kgf)	
	+	-	+	-
07	22800			
10E				13200
10		30460		
10D			15900	
Normal Máxima (kgf) = 58500				

e) Verificações

e.1) Quanto ao cisalhamento (τ)

$$\tau = \frac{QM_s}{b \cdot J} < \bar{\tau}$$

$$b = \phi_m = 30 \text{ cm}$$

$$M_s = \frac{\pi \phi_m^3}{24} = 1125 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{\pi \phi_m^4}{64} = 39760 \text{ cm}^4 \quad (\text{VII.16})$$

Substituindo, tem-se:

$$\tau_{\text{máx}} = 15 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau} = 16,6 \text{ kgf/cm}^2$$

e.2) Quanto à flexo-compressão

$$\sigma_{fc} = \frac{|M|}{\omega} + \frac{|N|}{S} \quad (\text{VII.17})$$

$$M = 30460 \text{kgf.m}$$

$$N = 58500 \text{kgf}$$

$$\omega = \frac{J}{y} = 2650 \text{cm}^3$$

$$S = \frac{\pi \phi^2}{4} = 706,85 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{fc} = 94,25 \text{kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fc} = 96,3 \text{kgf/cm}^2 \quad (\text{tabela pg. 113})$$

e.3) Quanto à flecha

Aplicando-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais, tem-se que:

$$f_i = \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx + \sum \frac{N_o \bar{N}}{ES} l + \sum \frac{N_o \bar{N}}{E_c S_c} l_c \quad (\text{VII.18})$$

como $N_o = 0$

$$f_i = \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx \quad (\text{VII.19})$$

A viga de rigidez das pontes com este sistema estrutural apresenta dois tipos de flecha a verificar:

e.3.1) Flecha no sistema

A flecha máxima do sistema ocorrerá para o carregamento da Fig. VII.12.

e.3.1.1 - Determinação de $M_o(i)$

Aplicando uma carga unitária ($P = 1$), numa seção qualquer, do sistema isostático, tem-se:

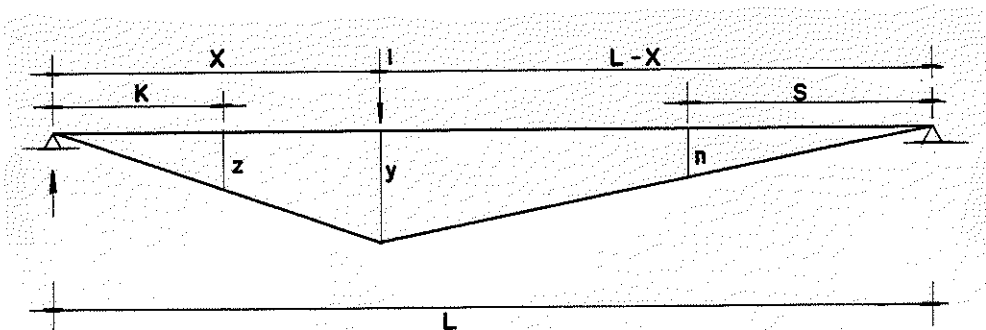


FIG - VII.II

Equacionamento de M_o

- Momento (y) na seção x

$$y = \frac{x}{L} (L-x) \quad (VII.20)$$

- Momento (Z) numa seção qualquer à esquerda de x

$$Z = \frac{K}{L} (L-x) \quad (VII.21)$$

- Momento (η) numa seção qualquer a direita de x

$$\eta = \frac{S \cdot x}{L} \quad (VII.22)$$

e.3.1.2 - Determinação de $(\bar{M})_i$

Para o carregamento da Fig. VII.12, que produz a máxima flecha na estrutura, procede-se da seguinte forma para determinação dos $(\bar{M})_i$.

01 - Momentos na seção 10, 14 e 20 para o carregamento de máxima flecha (Quadro VII.4 - Fig. VII.13; Quadro VII.9 - Fig. VII.14; Quadro VII.10 - Fig. VII.15).

Nestas seções obtêm-se os pontos de inflexão da elástica do Momento para este carregamento.

02 - Define-se pelo processo Geométrico os momentos (\bar{M}) , para todas as seções da estrutura.

03 - Aplicando-se o PTV, define-se o deslocamento atuante, através da equação:

$$f_i = \int_{VIGA} \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx \quad (VII.23)$$

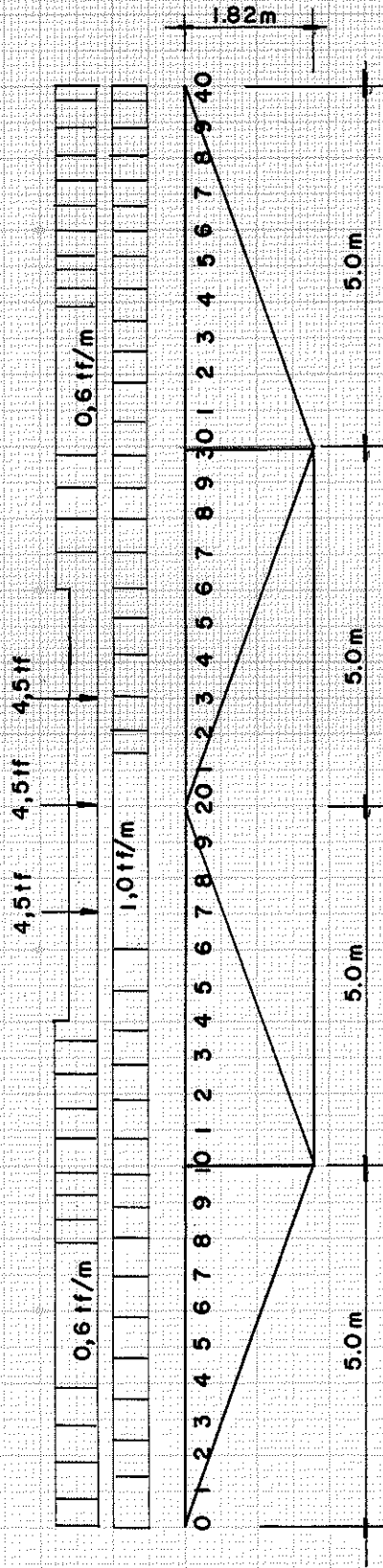


FIG VII.12 - CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA.

L(M)₁₀
L = 20m



ESCALAS
 HORIZONTAL : 1:100
 VERTICAL : 1:20

FIG VII.13-L(M)₁₀
 M₁₀ = 18.44 ft.m

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 20 1 2 3 4 5 6 7 8 9 30 1 2 3 4 5 6 7 8 9 40

MEMOIRE DE COURS

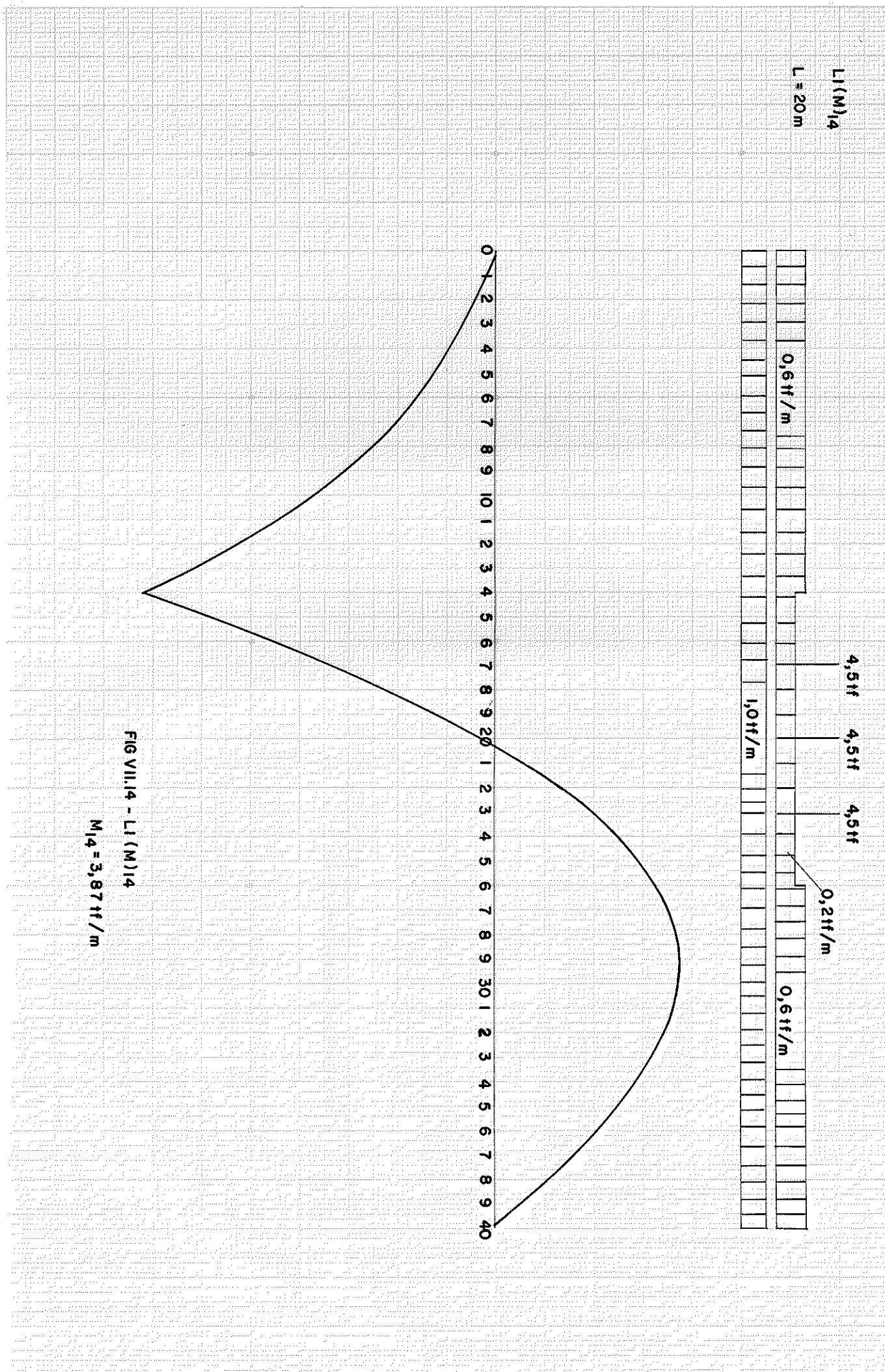
1983

MEMOIRE DE COURS

Quadro VII.9 - Valores da $LI(M)_{14}$, representada na Fig. VII.14

$l = 5m$

SEÇÃO (x_i)		$LI(M_o)_{14}$	$-1,75400 LI X_1$	$LI(M)_{14}$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,32500	-0,28053	0,04447
	02	0,65000	-0,55922	0,09078
	03	0,97500	-0,83425	0,14075
	04	1,30000	-1,10378	0,19622
	05	1,62500	-1,36597	0,25903
	06	1,95000	-1,61900	0,33100
	07	2,27500	-1,86104	0,41396
	08	2,60000	-2,09024	0,50976
	09	2,92500	-2,30479	0,62021
TRECHO BC	10	3,25000	-2,50284	0,79716
	11	3,57500	-2,68284	0,89216
	12	3,90000	-2,84439	1,05561
	13	4,22500	-2,98738	1,23762
	14	4,55000	-3,11168	1,43832
	15	4,37500	-3,21719	1,15781
	16	4,20000	-3,30377	0,89623
	17	4,02500	-3,37133	0,65367
	18	3,85000	-3,41973	0,43027
	19	3,67500	-3,44886	0,22614
TRECHO CD	20	3,50000	-3,45860	0,04140
	21	3,32500	-3,44886	-0,12386
	22	3,15000	-3,41973	-0,26973
	23	2,97500	-3,37133	-0,39633
	24	2,80000	-3,30377	-0,50377
	25	2,62500	-3,21719	-0,59219
	26	2,45000	-3,11168	-0,66168
	27	2,27500	-2,98738	-0,71238
	28	2,10000	-2,84439	-0,74439
	29	1,92500	-2,68284	-0,75784
TRECHO DE	30	1,75000	-2,50284	-0,75284
	31	1,57500	-2,30479	-0,72979
	32	1,40000	-2,09024	-0,69024
	33	1,22500	-1,86104	-0,63604
	34	1,05000	-1,61900	-0,56900
	35	0,87500	-1,36597	-0,49097
	36	0,70000	-1,10378	-0,40378
	37	0,52500	-0,83425	-0,30925
	38	0,35000	-0,55922	-0,20922
	39	0,17500	-0,28053	-0,10553
	40	0	0	0



Quadro VII.10 - Valores da $LI(M)_{20}$, representada na Fig. VII.15

$l = 5m$

SEÇÃO (x_i)		$LI(M)_{20}$	$-1,81985 LI X_1$	$LI(M)_{20}$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,25	-0,29106	-0,04106
	02	0,50	-0,58021	-0,08021
	03	0,75	-0,86556	-0,11557
	04	1,00	-1,14521	-0,14521
	05	1,25	-1,41725	-0,16725
	06	1,50	-1,67979	-0,17979
	07	1,75	-1,93091	-0,18091
	08	2,00	-2,16872	-0,16872
	09	2,25	-2,39131	-0,14131
TRECHO BC	10	2,50	-2,59680	-0,09680
	11	2,75	-2,78356	-0,03356
	12	3,00	-2,95118	0,04882
	13	3,25	-3,09953	0,15047
	14	3,50	-3,22850	0,27150
	15	3,75	-3,33797	0,41203
	16	4,00	-3,42781	0,57219
	17	4,25	-3,49789	0,75211
	18	4,50	-3,54811	0,95189
	19	4,75	-3,57834	1,17166
TRECHO CD	20	5,00	-3,58845	1,41155
	21	4,75	-3,57834	1,17166
	22	4,50	-3,54811	0,95189
	23	4,25	-3,49789	0,75211
	24	4,00	-3,42781	0,57219
	25	3,75	-3,33797	0,41203
	26	3,50	-3,22850	0,27150
	27	3,25	-3,09953	0,15047
	28	3,00	-2,95118	0,04882
	29	2,75	-2,78356	-0,03356
TRECHO DE	30	2,50	-2,59680	-0,09680
	31	2,25	-2,39131	-0,14131
	32	2,00	-2,16872	-0,16872
	33	1,75	-1,93091	-0,18091
	34	1,50	-1,67979	-0,17979
	35	1,25	-1,41725	-0,16725
	36	1,00	-1,14521	-0,14521
	37	0,75	-0,86556	-0,11557
	38	0,50	-0,58021	-0,08021
	39	0,25	-0,29106	-0,04106
	40	0	0	0

L1 (M) 20
L = 20m

ESCALAS :
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

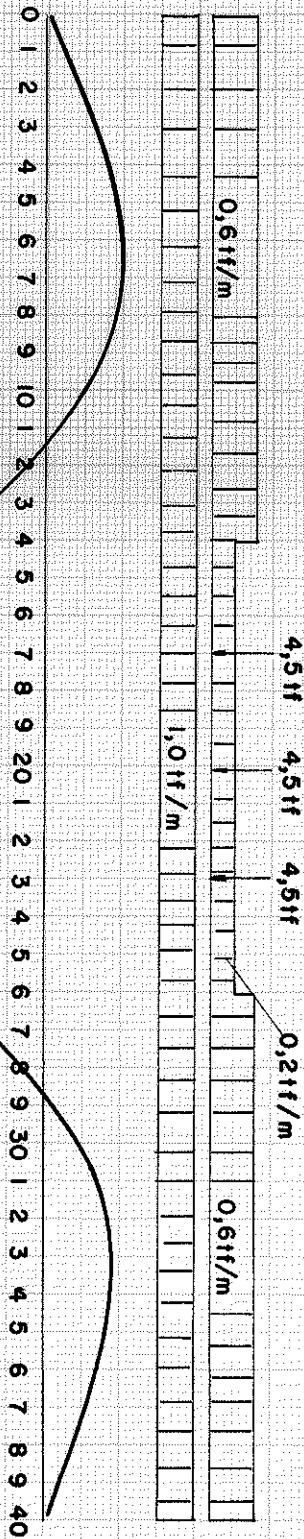


FIG VII.15 - L1 (M) 20
 $M_{20} = 17,35 \text{ tf/m}$

ESTRUTURA DO TIPO
S

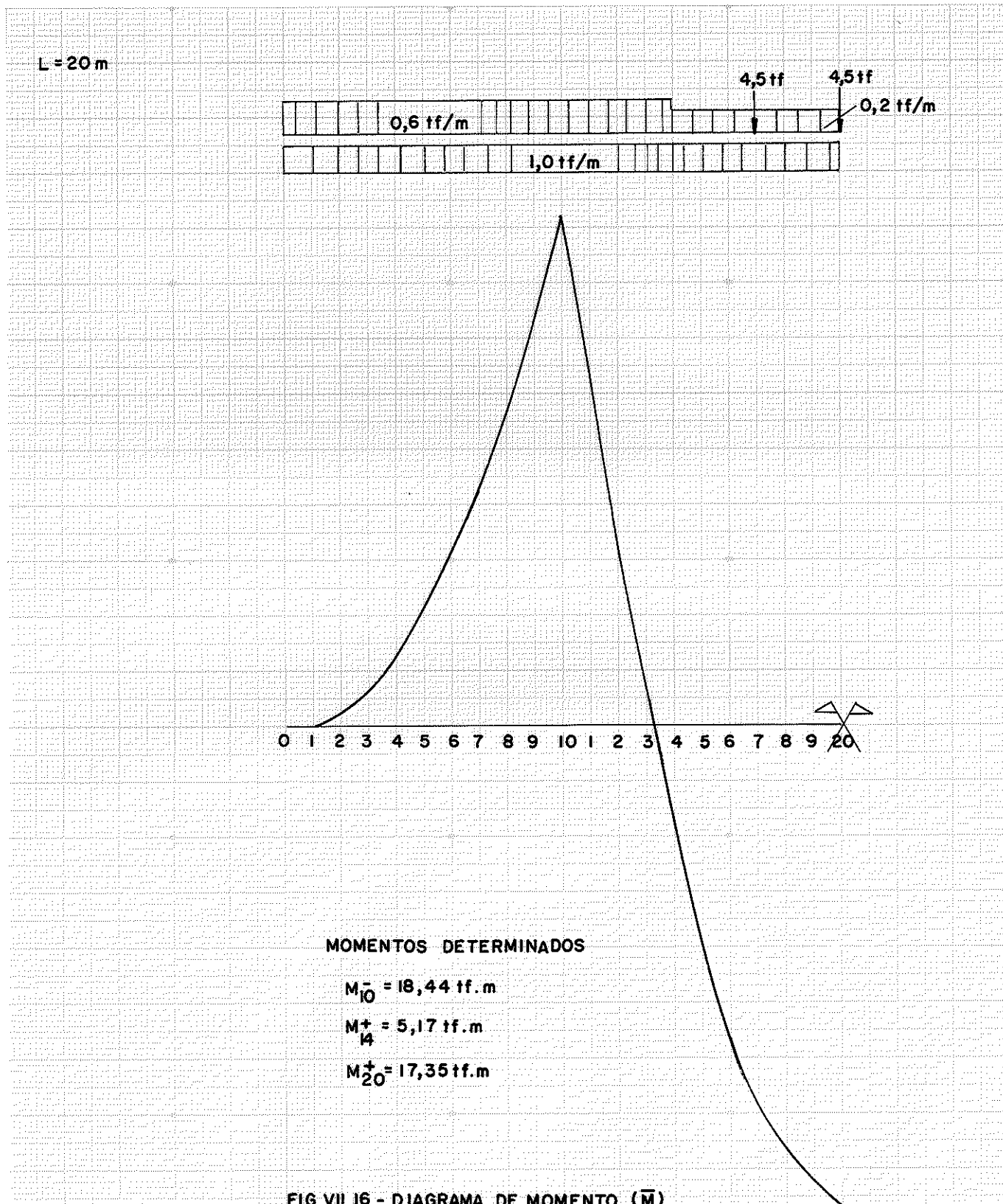


FIG VII.16 - DIAGRAMA DE MOMENTO (\bar{M})
(P/CARREGAMENTO DE MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA)

ESCALAS:
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:0,2

(A) ENT

PRINT 100 x 100 - 1000 x 1000

Quadro VII.11 - Valores de $(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$, (para cálculo de máxima flecha na estrutura) devido a carga permanente e acidental.

$l = 5m$

SEÇÃO (x_i)		$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,25	- 0,05	- 0,075
	02	0,50	- 0,50	- 1,500
	03	0,75	- 1,30	- 5,850
	04	1,00	- 2,50	- 15,000
	05	1,25	- 4,20	- 31,50
	06	1,50	- 6,30	- 56,70
	07	1,75	- 8,70	-100,05
	08	2,00	-11,50	-138,00
	09	2,25	-14,60	-197,10
TRECHO BC	10	2,50	-18,44	-276,60
	11	2,75	-12,00	-198,00
	12	3,00	- 6,5	-117,00
	13	3,25	- 1,3	- 25,35
	14	3,50	5,17	108,57
	15	3,75	8,0	180,00
	16	4,00	11,3	271,20
	17	4,25	14,0	357,00
	18	4,50	15,5	418,50
	19	4,75	16,5	470,25
TRECHO CD	20	5,00	17,35	255,91
	21	$\Sigma = 898,705$		
	22	$2\Sigma = 1797,41 \text{ tfm}^2$		
	23			
	24			
	25			
	26			
	27			
	28			
	29	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i = a_i(b_{i-1} + 4b_i + b_{i+1})$		
	30			
TRECHO DE	31	$a = \bar{M} ; b = LI(M_o)_{20} ; i \rightarrow \text{seção}$		
	32			
	33			
	34			
	35			
	36	$M_o \bar{M} dx = \frac{1}{6} \int_{i=0}^{40} (LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i dx$		
	37			
	38			
	39			
	40			

e.3.1.3 - Flecha máxima no sistema

Pelo quadro VII.11, combinando os diagramas de $(M_o)_{20}$ e \bar{M} , tem-se:

$$\int M_o \bar{M} dx = 149,78 \text{ tf.m}^3$$

Substituindo na equação (VII.23), tem-se:

$$f_{20}^{(p+a)} = \int_{\text{VIGA}} \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{149780000000}{110000 \cdot 39760} = 34 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{2000}{350} = 5,71 \text{ cm}$$

$$f_{20}^{(p+a)} > \bar{f}$$

Flecha devido a carga permanente

Pelo quadro VII.12, combinando os diagramas de $(M_o)_{20}$ e \bar{M} , tem-se:

$$\int M_o \bar{M} dx = 38,326 \text{ tf.m}^3$$

Substituindo na equação (VII.23), tem-se:

$$f_{20}^p = \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{38326000000}{110000 \cdot 39760} = 8,76 \text{ cm}$$

ESCALAS
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

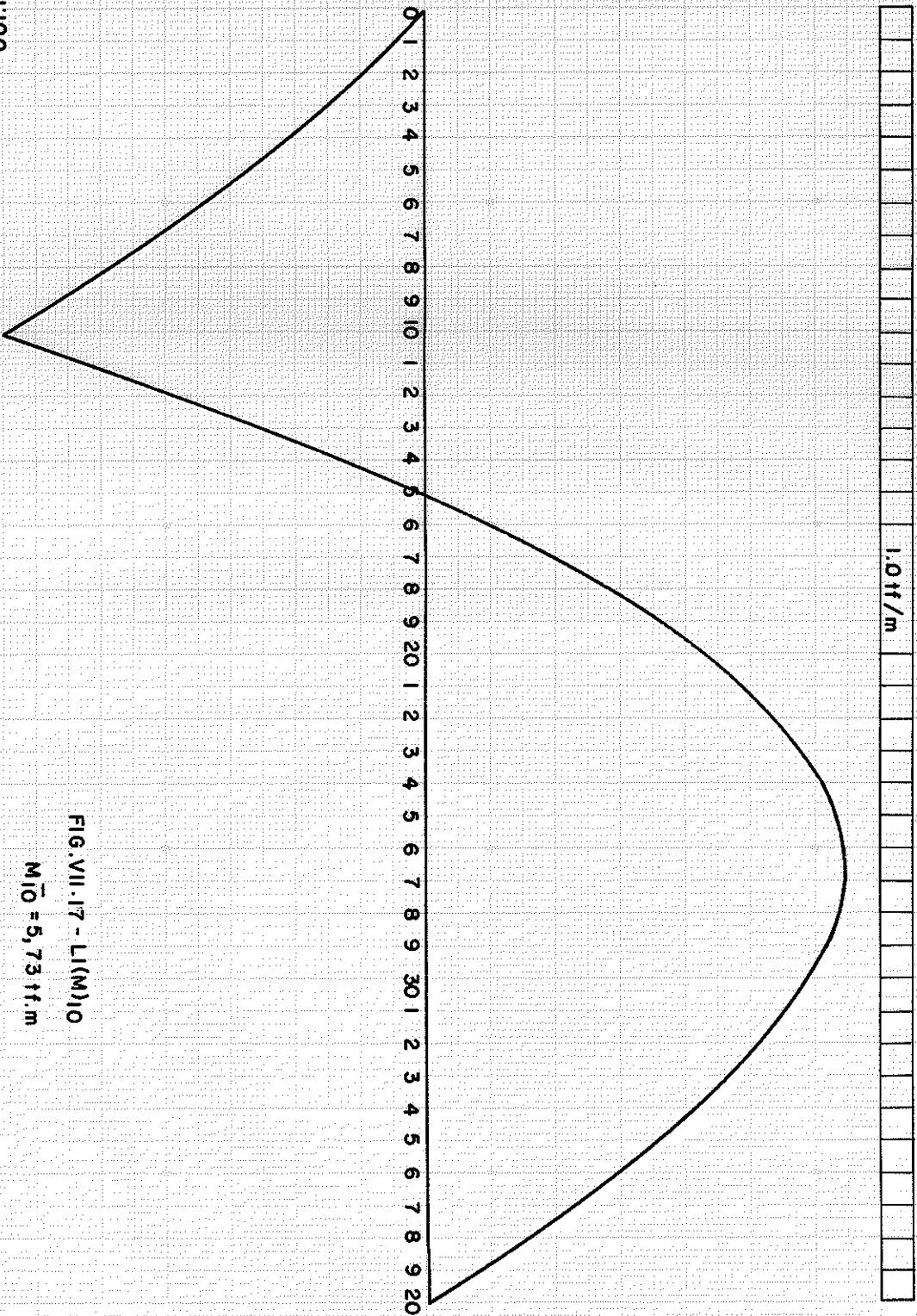


FIG. VII. 17 - L(M) 10
 $M\bar{I}O = 5,73 \text{ ft.m}$

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

ASCA 18/09/07 xD
9.2.0109 082

LI (M)20
L = 20m

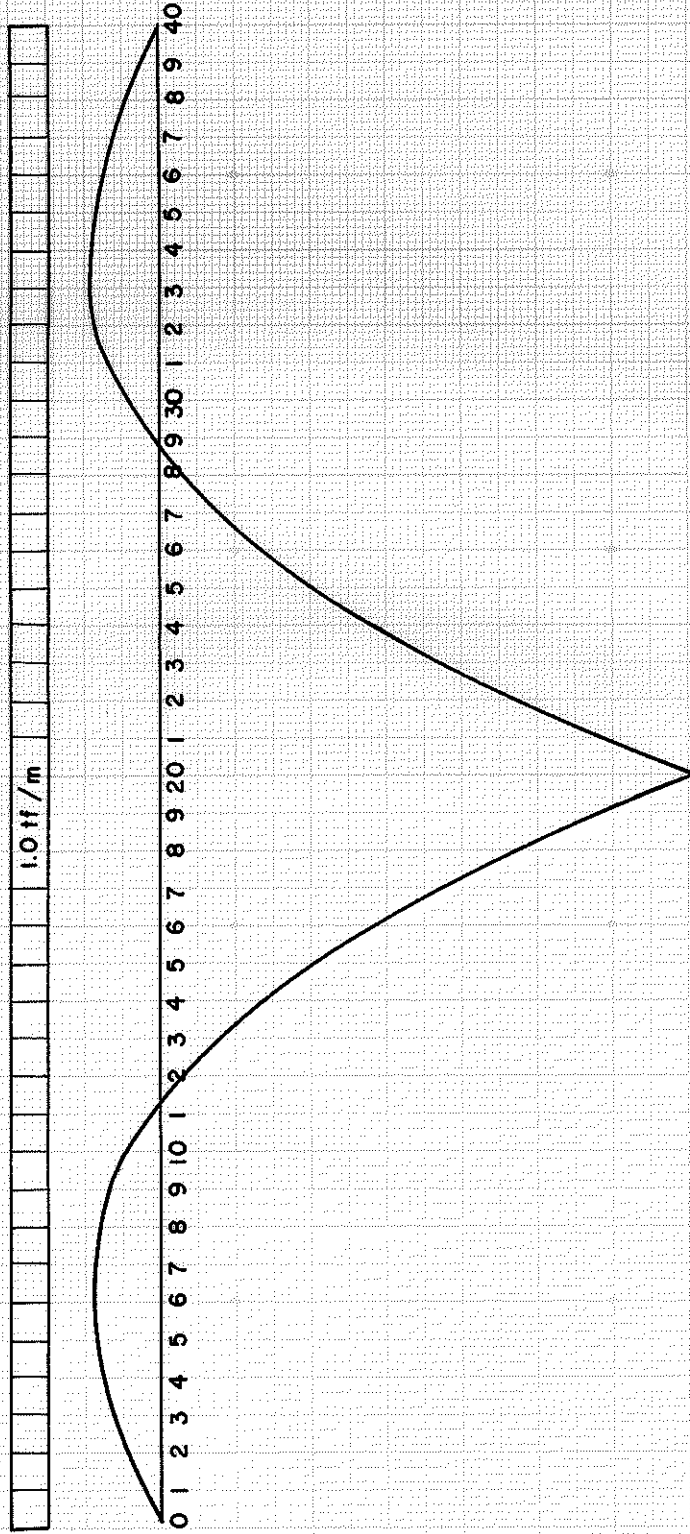
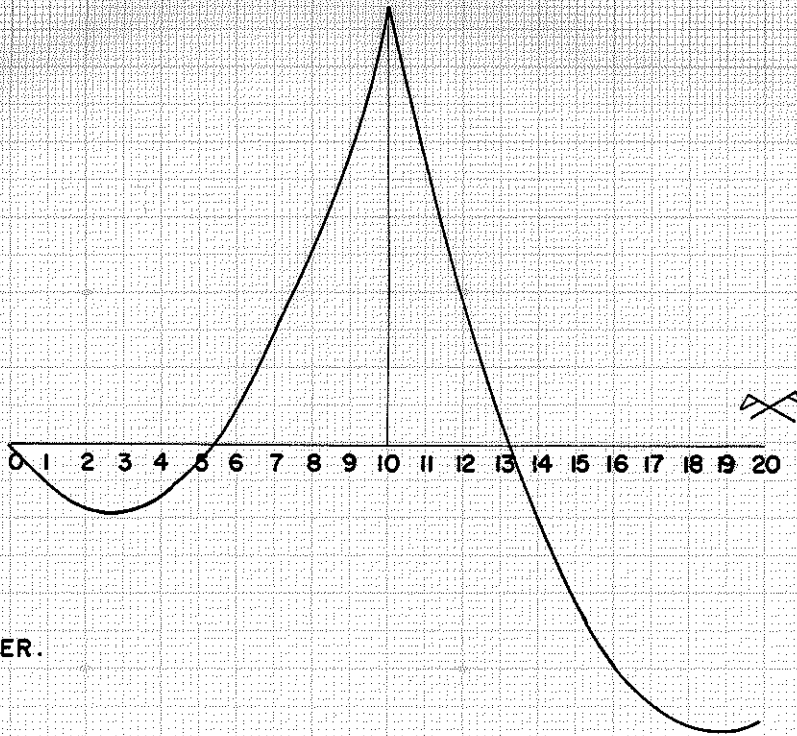


FIG VII.18 - LI (M)20

$M_{20} = 3.66 \text{ tf.m}$

ESCALAS
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

L = 20m



MOMENTOS DETER.

$M_{10}^- = 5,73 \text{ tfm}$

$M_{20}^+ = 3,66 \text{ tfm}$

FIG VII.19 - DIAGRAMA DE MOMENTO (\bar{M})
(P/ DETERMINAÇÃO DA FLECHA DEVIDO A CARGA PERMANENTE)

ESCALAS:

HORIZONTAL : 1:100

VERTICAL : 1:1

L. 10.000 de 1.000; 810 x 581 mm

L. 10.000 de 1.000; 810 x 581 mm

Quadro VII.12 - Valores da $(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$, devido a carga permanente

$l = 5m$

SEÇÃO (x_i)		$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,25	0,5	0,75
	02	0,50	0,85	2,55
	03	0,75	0,90	4,05
	04	1,00	0,80	4,80
	05	1,25	0,25	1,875
	06	1,50	-0,45	-4,05
	07	1,75	-1,40	-14,70
	08	2,00	-2,50	-30,00
	09	2,25	-4,00	-54,00
TRECHO BC	10	2,50	-5,73	-85,95
	11	2,75	-3,50	-57,75
	12	3,00	-1,85	-33,30
	13	3,25	-0,2	-3,85
	14	3,50	1,1	23,1
	15	3,75	2,2	49,5
	16	4,00	3,0	72,0
	17	4,25	3,5	89,25
	18	4,50	3,8	102,60
	19	4,75	3,85	109,725
TRECHO CD	20	5,00	3,66	53,98
	21	$\Sigma = 299,96$		
	22	$2\Sigma = 459,92$		
	23	$2\Sigma = 459,92$		
	24	$2\Sigma = 459,92$		
	25	$2\Sigma = 459,92$		
	26	$2\Sigma = 459,92$		
	27	$2\Sigma = 459,92$		
	28	$2\Sigma = 459,92$		
	29	$2\Sigma = 459,92$		
TRECHO DE	30	$2\Sigma = 459,92$		
	31	$2\Sigma = 459,92$		
	32	$2\Sigma = 459,92$		
	33	$2\Sigma = 459,92$		
	34	$2\Sigma = 459,92$		
	35	$2\Sigma = 459,92$		
	36	$2\Sigma = 459,92$		
	37	$2\Sigma = 459,92$		
	38	$2\Sigma = 459,92$		
	39	$2\Sigma = 459,92$		
40	$2\Sigma = 459,92$			

$$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i = a_i (b_{i-1} + 4b_i + b_{i+1})$$

$$a = \bar{M} ; b = LI(M_o)_{20} ; i \rightarrow \text{seção}$$

$$M_o \bar{M} dx = \frac{1}{6} \sum_{i=0}^{40} (LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i dx$$

Flecha devido a carga accidental

$$f_{20}^a = f_{20}^{(p+a)} - f_{20}^p = 34 - 8,76 = 25,24 \text{ cm}$$

- Flecha máxima corrigida

Corrigindo o módulo de elasticidade adotado para carga accidental

$$f_{20}^a = \frac{25,24 \cdot 110000}{165000} = 16,82 \text{ cm}$$

e.3.2.2 - Contra-flechas (f')

a) Para combater a carga permanente $f_{20}^{(p)}$

$$f_{20}^{(p)} = 8,76 \text{ cm}$$

b) Para combater parte da carga accidental ($f_{20}^a - \bar{f}$)

$$f_{20}^a = 16,82 - 5,71 = 11,11 \text{ cm}$$

c) Contra-flecha total

$$f_t' = 11,11 + 8,76 = 19,87 \text{ cm}$$

7.1.2 - Cabos

a) Características

Desenvolveu-se para o sistema estrutural o emprego de dois tipos de cabo:

- Vergalhões de aço carbono
- Cabos de aço ou cordoalhas

A utilização de vergalhões, cabos de aço ou cordoalhas deve ser definida em função das características específicas de cada projeto (importância da obra, custo construtivo, etc.).

a.1) Vergalhões de aço carbono

Peso específico $\gamma = 7,85\text{gf/cm}^3$, módulo de elasticidade $E = 2.100.000\text{kgf/cm}^2$. Os vergalhões de aço carbono que poderão ser empregados, função dos esforços solicitantes, são: CA-24, CA-40A, CA-50-A. O limitado comprimento dos vergalhões de aço carbono comercializado é aumentado através de tensores.

a.1.1 - Tensores (8, 22)

Os tensores são formados por tubo roscado interiormente em duas metades, com roscas à direita e à esquerda respectivamente, de modo que ao girar afroem ou apertem os cabos, com extremidades roscadas em sentido contrário.

Os tensores devem ser utilizados na mínima quantidade possível e situar-se de preferência no ponto médio dos trechos inclinados e horizontal do tirante (Fig. VII.20), tendo as seguintes funções:

- a) De esticadores - Para nivelar ou aplicar contra flecha na estrutura.
- b) De emenda - Para aumentar o comprimento do cabo

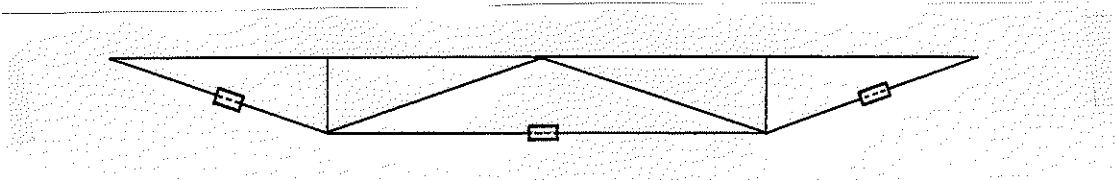


Fig. VII.20 - Localização dos tensores

Antes de iniciar a aplicação de tensões, os cabos devem ser introduzidos no tensor, de um comprimento roscado igual a seu diâmetro.

O tensor é perfurado em seu ponto médio por uma seção transversal de 2,0cm para passar a barra de manobra (Fig. VII.21).

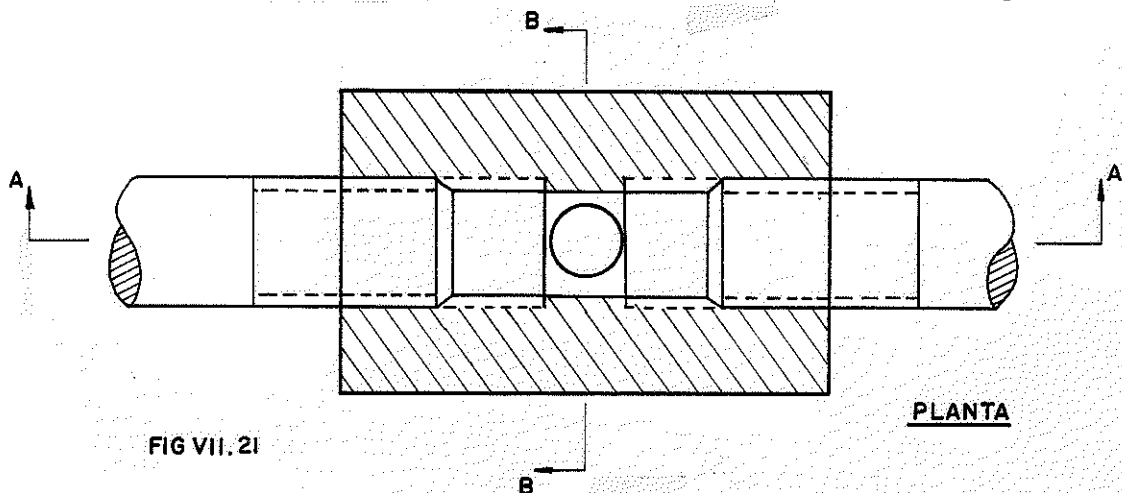


FIG VII.21

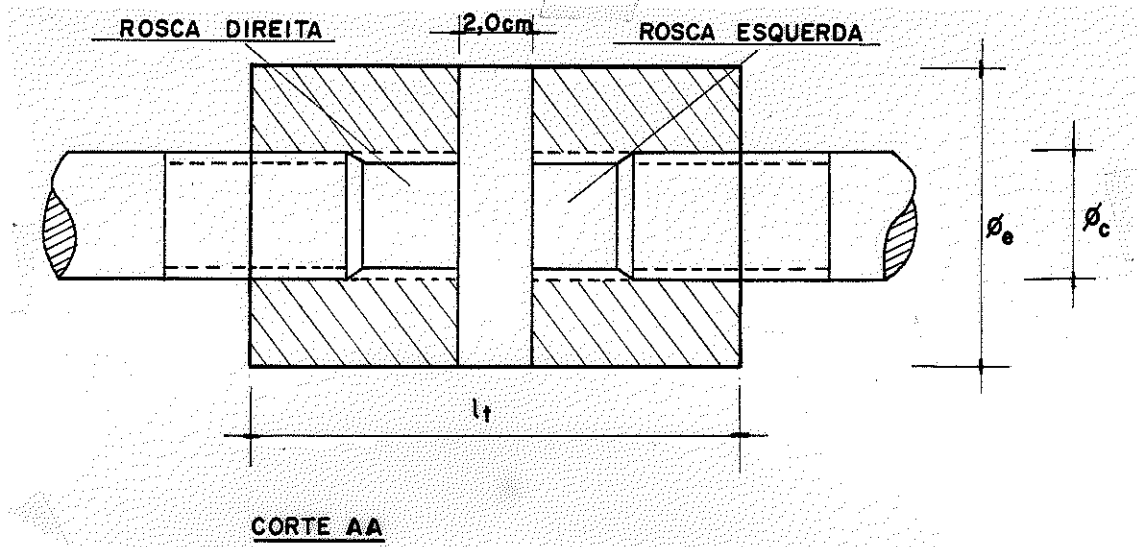


Fig. VII.21a- Seção longitudinal do tensor

- Determinação do comprimento dos tensores (l_t)

Toma-se aproximadamente como comprimento dos tensores, cinco vezes o diâmetro do cabo (ϕ_c)

isto é,

$$l_t = 5\phi_c$$

- Cálculo do diâmetro externo do tensor (ϕ_e)

$$S_t = \frac{\pi(\phi_e)^2}{4} = \text{seção do tensor}$$

E_c = Esforço de tração atuante no cabo

$$S_c = \frac{\pi(\phi_c)^2}{4} = \text{seção do cabo}$$

Numa seção transversal central do tensor (Fig. VII.22),
tem-se:

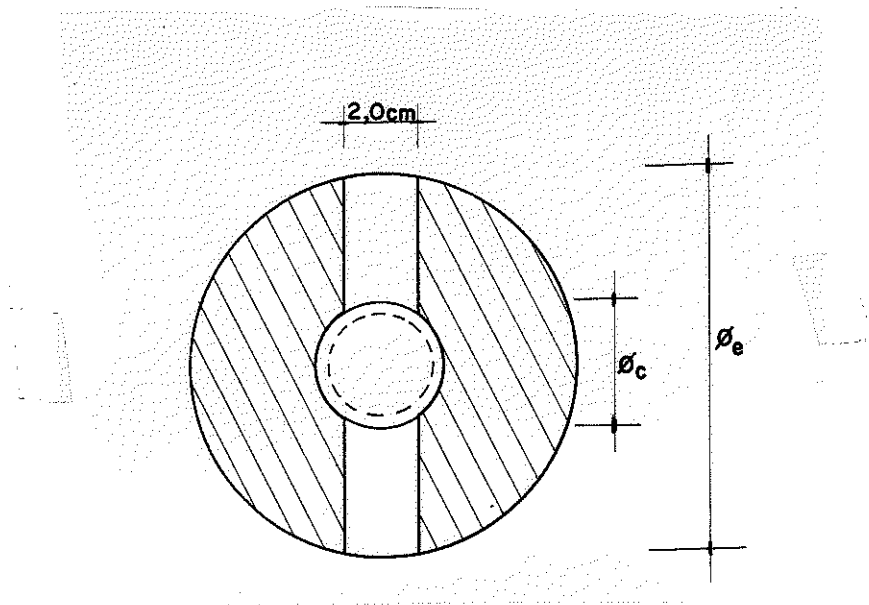


Fig. VII.22 - Seção transversal central do tensor

Admitindo-se que o aço do tensor suporte a mesma tensão de trabalho do cabo, tem-se:

$$\frac{E_c}{\sigma_t} = S = S_t - S_c - 2,0 (\phi_e - \phi_c)$$

$$\frac{P_c}{\sigma_t} = \frac{\pi}{4} (\phi_e)^2 - \frac{\pi}{4} (\phi_c)^2 - 2,0 (\phi_e - \phi_c) \quad (\text{VII.23a})$$

$$\phi_c \rightarrow (\text{cm})$$

$$S_c \rightarrow (\text{cm}^2)$$

$$P_c \rightarrow (\text{kgf})$$

$$\sigma_t \rightarrow (\text{kgf/cm}^2)$$

Principais Vantagens e Desvantagens da utilização dos Vergalhões:

Desvantagens:

- Emendas (tensores)
- A flexibilidade é inversamente proporcional ao diâmetro

Vantagens:

- Baixo custo
- Sistema de ancoragem simples

a.2 - Cabos de aço ou cordoalhas

O peso específico, módulo de elasticidade, carga nominal de ruptura e outros dados característicos são fornecidos pelos fabricantes.

Principais vantagens e desvantagens da utilização de ca bos de aço ou cordoalhas:

Vantagens:

- Maior flexibilidade
- Evita emenda
- Facilidade construtiva
- Alta capacidade de carga

Desvantagens:

- Custo elevado

O tipo de cabo ou cordoalha a ser usado, assim como o sistema de ancoragem deve ser função dos esforços solicitantes.

b) Determinação da LI

b.1) $LI(N)_c$

$$LI(N)_j = (N_1)_j LI(X_1)_i$$

O quadro VII.13 e diagrama da fig. VII.23, contém os valores das ordenadas das LI.

c) Carregamento

Posicionando o trem-tipo da viga principal sobre as LI do cabo (Fig. VII.23), na posição mais desfavorável, obtêm-se a máxima solicitação (N_{c2}).

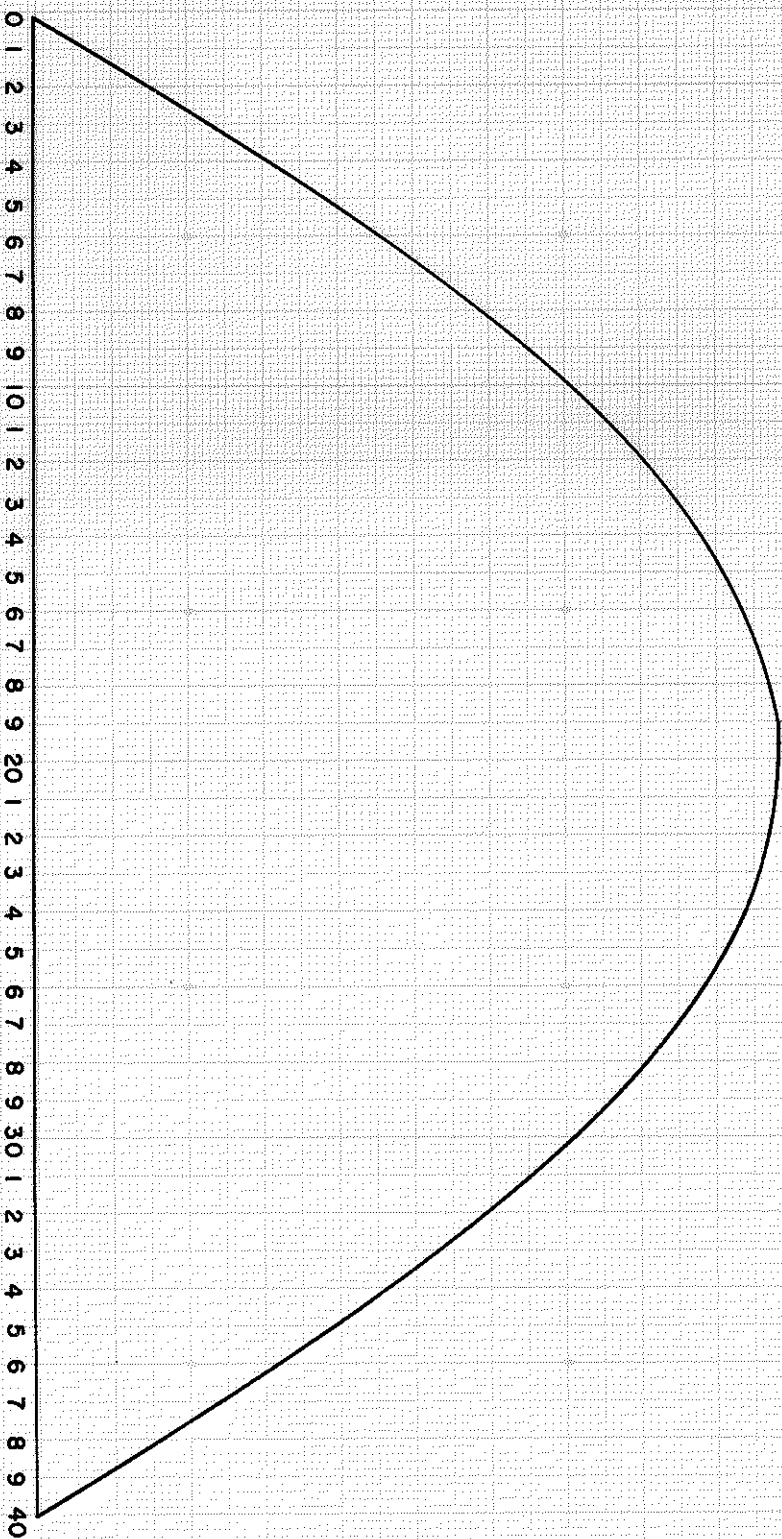
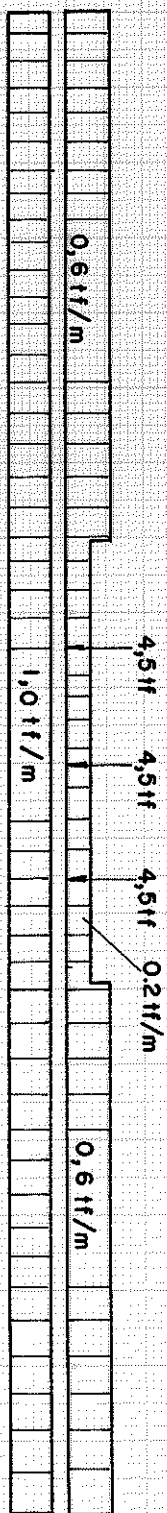
$$N_{c2} = 62,26tf$$

Quadro VII.13 - Valores da $LI(N)_c$, representada na Fig. VII.16

$$l = 5m$$

SEÇÃO(x_i)	$LI(N)_c$	SEÇÃO(x_i)	$LI(N)_c$
00	0	21	1,96628
01	0,15993	22	1,94997
02	0,31882	23	1,92208
03	0,47562	24	1,88356
04	0,62929	25	1,83420
05	0,77878	26	1,77404
06	0,92304	27	1,70318
07	1,06103	28	1,62165
08	1,19171	29	1,52955
09	1,31403	30	1,42694
10	1,42694	31	1,31403
11	1,52995	32	1,19171
12	1,62165	33	1,06103
13	1,70318	34	0,92304
14	1,77404	35	0,77878
15	1,83420	36	0,62929
16	1,88356	37	0,47562
17	1,92208	38	0,31882
18	1,94997	39	0,15993
19	1,96628	40	0
20	1,97184		

LI (N)_C
L = 20m



ESCALAS :
HORIZONTAL : 1:100
VERTICAL : 1:20

FIG - VIII.23 - NORMAL NO CABO PROVOCADA PELO TREM - TIPO

$N_C^D = 25.40 \text{ tf}$
 $N_C^0 = 36.801 \text{ tf}$

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de tração (N_{c1}) para obtenção da contra flecha (f')

$$N_{c1} = N_{c1}^P + N_{c1}^a$$

sendo: N_{c1}^P - Esforço a ser aplicado no cabo para gerar a contra-flecha provocada pela carga permanente (f'_{20}^P).

N_{c1}^a - Esforço a ser aplicado no cabo para gerar a contra-flecha provocada por parte da carga acidental ($f'_{20}^a - \bar{f}'$).

- Cálculo de N_{c1}^P

$$f'_{20}^P = -f'_{20} = 8,76 \text{ cm}$$

$$f'_{20}^P = N_{c1}^P \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = -8,76 \text{ cm}$$

$$E = E_m$$

$$J = J_v$$

M_o e \bar{M} - (Quadro VII.14, Fig. VII.2 e Fig. VII.19)

Do quadro VII.14, tem-se:

$$\int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{80860000}{E_m J_v} = -0,01849 \frac{\text{cm}}{\text{kgf}}$$

donde: $N_{c1}^P = \frac{-8,76}{-0,01849} = 474 \text{ kgf}$

- Cálculo de N_{c1}^a

$$(f'_{20}^a - \bar{f}') = -11,11 \text{ cm}$$

$$(f'_{20}^a - \bar{f}') = N_{c1}^a \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = -11,11 \text{ cm}$$

M_o e \bar{M} - (Quadro VII.11, Fig. VII.2 e Fig. VII.16)

Portanto,

$$N_{c1}^a = \frac{-11,11}{-0,01849} = 601\text{kgf}$$

logo

$$N_{c1} = 474 + 601 = 1075\text{kgf}$$

d.2) Esforço normal de tração (N_{c2}) provocado pelo trem-tipo
(Fig. VII.23)

$$N_{c2} = 62,26\text{tf}$$

Quadro VII.14 - Valores da $(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$ para determinação da flecha devido a carga permanente.

$l = 5m$

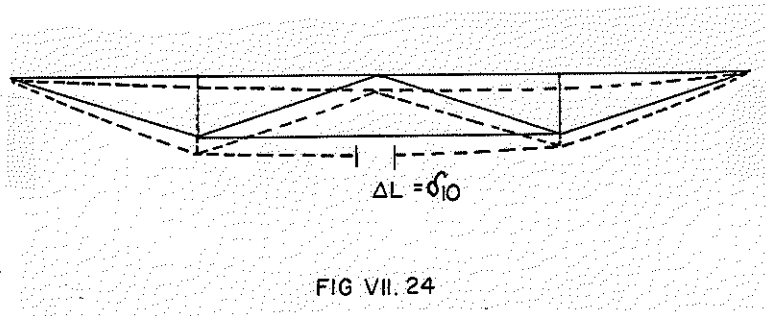
SEÇÃO (x_i)		$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,25	-0,17101	- 0,25652
	02	0,50	-0,34202	- 1,02606
	03	0,75	-0,51303	- 2,30864
	04	1,00	-0,68404	- 4,10424
	05	1,25	-0,85505	- 6,41288
	06	1,50	-1,02606	- 9,23454
	07	1,75	-1,19707	-13,76631
	08	2,00	-1,36808	16,41696
	09	2,25	-1,53909	-20,77772
TRECHO BC	10	2,50	-1,71010	-25,65150
	11	2,75	-1,72108	-28,39782
	12	3,00	-1,73205	-31,17690
	13	3,25	-1,74303	-33,98909
	14	3,50	-1,75400	-36,83400
	15	3,75	-1,76498	-39,71205
	16	4,00	-1,77595	-42,62280
	17	4,25	-1,78693	-45,56672
	18	4,50	-1,79790	-48,54330
	19	4,75	-1,80888	-51,55308
TRECHO CD	20	5,00	-1,81985	-53,68558
	21			$\Sigma = 485,193$
	22			
	23			
	24			
	25			$2\Sigma = 970,387$
	26			
	27			
	28			
	29			
TRECHO DE	30			
	31			
	32			
	33			
	34			
	35			
	36			
	37			
	38			
	39			
40				

$$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i = a_i(b_{i-1} + 4b_i + b_{i+1})$$

$a = \bar{M}$; $b = LI(M_o)_{20}$; $i \rightarrow$ seção

$$M_o \bar{M} dx = \frac{1}{6} \sum_{i=0}^{40} (LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i dx$$

d.3) Esforço normal de tração (N_{c3}) para combater a variação de temperatura (Fig. VII.24)



Aplicando o PTV, tem-se:

$$\delta_{10} = \Delta L = L_c \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (\text{VII.24})$$

sendo: $\alpha = 10^{-5}$ (coef. de dilatação térmica do aço)

$$\Delta t = 30^\circ \text{C}$$

$$L_c = 2\left(\ell + \frac{\ell}{\cos\alpha}\right) \rightarrow \text{comprimento do cabo}$$

Substituindo em (VII.24), tem-se:

$$\delta_{10} = \Delta L = 6,19 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Da expressão (II.1),

$$X_1 = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = N_{c3}$$

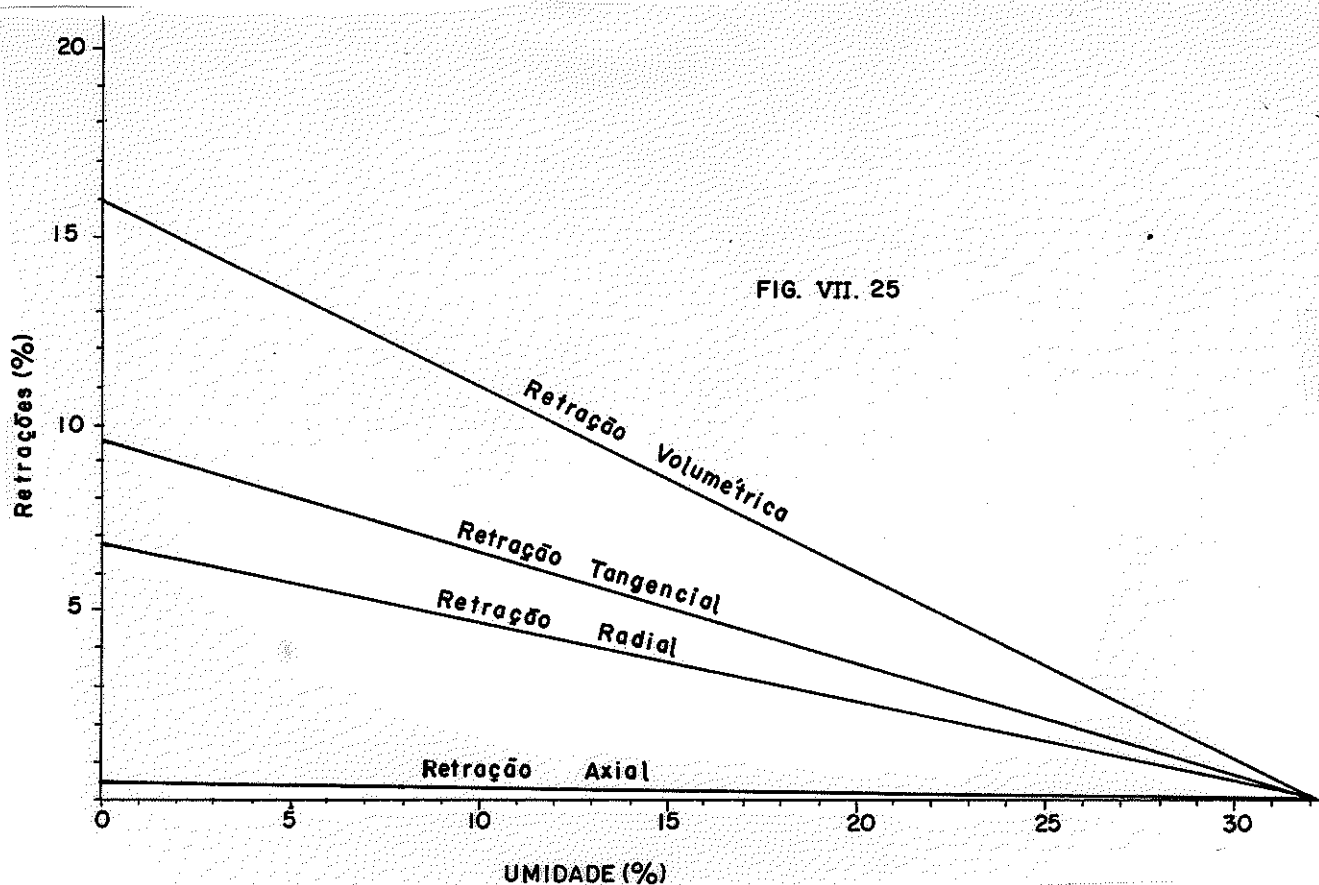
$$\delta_{11} = 62,48 \times 10^{-3} \text{ m (da expressão II.4)}$$

$$\therefore N_{c3} = 0,1 \text{ tf}$$

d.4) Esforço normal de tração (N_{c4}) para combater a retração da madeira

Devido às condições de formação da madeira, sua estrutura celular e anatômica resultante, ocorrem retrações, diferentemente, segundo as direções radial, tangencial e axial da peça por perda de unidade (18, 16 e 19,36).

Para o Eucalipto Citriodora, tem-se os seguintes valores de RETRAÇÃO X UMIDADE, Fig. VII.25. (19,36).



Deve-se notar, Fig. VII.25, que variações de umidade acima do ponto de saturação acima de 33%, não acarretam retrações nas peças (19, 37). Só a variação de umidade abaixo do ponto de saturação promove variação nas dimensões das peças. A madeira, após o corte e em contato com o ar atmosférico, tende a chegar a uma umidade estável, chamada de umidade de equilíbrio, que é a umidade da madeira seca ao ar. A umidade de equilíbrio é função da temperatura ambiente e da umidade relativa do ar. No Brasil a umidade de equilíbrio da madeira seca ao ar varia entre 12 a 15%, dependendo da região considerada (19, 26).

Imediatamente após o corte da árvore inicia-se um processo vagaroso de perda de umidade na madeira, até a umidade de equilíbrio, a qual, às vezes, não chega a ser atingida, mesmo após muitos anos de espera, nas peças de grandes dimensões. Vê-se pela Fig. VII.25, que no caso do Eucalipto Citriodora, para uma viga de 20m de comprimento, perdendo umidade do ponto de saturação até o equilíbrio à 15% de umidade, pode ocorrer no máximo uma retração axial da ordem de 4cm.

Por esta razão, não se considerou o efeito da retração por perda de umidade. O elevado esforço necessário no cabo, para combater o encurtamento da viga devido a este fenômeno, elevaria consideravelmente as seções dos cabos, encarecendo a obra.

Entretanto, ocorrendo a retração axial, mesmo após alguns anos, ocorrerá redução de tensões nos cabos de aço, com surgimento de flecha não prevista nos cálculos. O reajuste da estru-

tura para a posição original pode ser feito pelo reajustamento dos dispositivos de regulagem (tensores, sistema de ancoragem).

d.5) Esforço normal de tração total (N_c)

$$N_c = N_{c1} + N_{c2} + N_{c3} = 1,075 + 62,26 + 0,1$$

$$N_c = 63,435 \text{tf}$$

e) Dimensionamento

O esforço de tração (E_c) atuante no cabo, tanto nos trechos inclinados como no trecho horizontal é considerado o mesmo, e vale:

$$E_c = 63.435 \text{kgf} \quad (\text{máxima tração})$$

e.1) Utilizando vergalhões de aço carbono CA-50A

e.1.1) Verificação da fadiga no cabo (21, 85)

O coeficiente de diminuição (γ_f) da tensão limite para levar em consideração a influência prejudicial da alteração sistemática dos esforços no vergalhão, pode ser determinada através da fórmula:

$$\gamma_f = \frac{1}{a-b \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \leq 1 \quad (\text{VII.25})$$

sendo: σ_{\min} = tensão mínima atuante no cabo

σ_{\max} = tensão máxima atuante no cabo

$a = 1,2$ e $b = 0,6$ - tabelados (21, 86)

A verificação da tensão no caso de alteração dos esforços deve ser feita através da expressão:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{\gamma_f S} \leq \sigma_{\text{lim}}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 3500 \text{kgf/cm}^2 \quad (\text{Aço CA-50A})$$

- Cálculo de $\sigma_{\text{mín}}$

Da Fig. VII.16, tem-se: $N_{c1}^p = 25,4\text{tf}$

$$N_{\text{cmín}} = N_{c1}^p + N_{c3} = 25,4 + 0,1 = 25,5\text{tf}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N_{\text{cmín}}}{S}$$

S = área do vergalhão

- Cálculo de $N_{\text{cmáx}}$

Da Fig. VII.16, tem-se: $N_{c1}^a = 36,8\text{tf}$

$$N_{\text{cmáx}} = N_{\text{cmín}} + N_{c1}^a = 25,5 + 36,8 = 62,3\text{tf}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N_{\text{cmáx}}}{S}$$

- Cálculo de γ_f

Substituindo os valores de $\sigma_{\text{máx}}$, $\sigma_{\text{mín}}$, a e b na equação (VII.25), tem-se:

$$\gamma_f = 1,04 > 1$$

Portanto a tensão limite não deve ser diminuída devido o efeito da fadiga no vergalhão do sistema. Esta consideração também é válida para o caso de utilização de cabos ou cordoalhas no sistema.

e.1.2) Critério de segurança (21, 6), (24, 63)

Adotou-se como coeficiente de segurança (γ_s) o fator de majoração de 1,5 a ser usado nas solicitações devidas às cargas permanentes e acidentais que integram a carga máxima de tração atuante no cabo (E_c)

$$\gamma_s = 1,5 \quad (\text{coeficiente de segurança})$$

e.1.3) Solicitações e dimensões

- Esforço de ruptura mínima efetiva (E_{rup})

$$E_{rup} = 1,5 E_c = 1,5 (63435) = 95153\text{kgf}$$

Utilizando rosca métrica conforme tabelas 10.1, 10.2 e 10.13 (13, 167), e tabela VII.15, determina-se o número e dimensões dos vergalhões e as características das respectivas porcas. A Fig. VII.26 ilustra estas características.

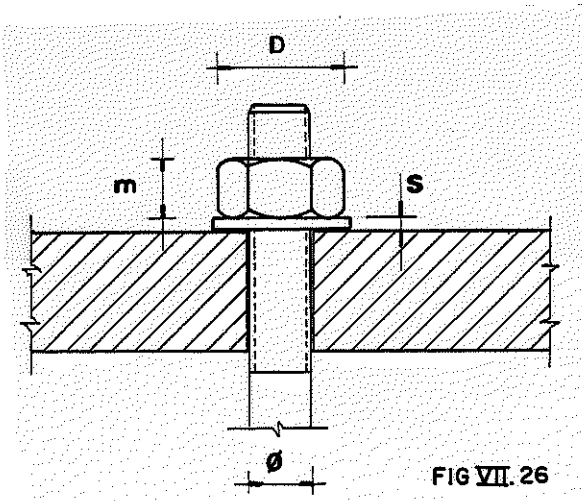


FIG VII.26

D = diâmetro circunscrito

m = altura da porca

S = espessura da arruela de apoio

φ = diâmetro nominal do vergalhão

TABELA VII.15 - DIMENSÕES E CARACTERÍSTICAS DOS VERGALHÕES COM RESPECTIVAS PORCAS .

Vergalhões				Porcas		
n	Esforço efetivo em cada vergalhão E_{ϕ} (kgf)	ϕ		D (mm)	m (mm)	S (mm)
		do núcleo ϕ_n (mm)	efetivo ϕ_{ef} (in)			
5	19030	26,30	1 1/4	57,7	25	5
4	23788	29,41	1 1/2	69,3	30	6
3	31717	33,96	1 1/2	69,3	30	6
2	47577	41,60	1 3/4	80,8	35	7

- Diâmetro adotado do cabo (ϕ_{ef})

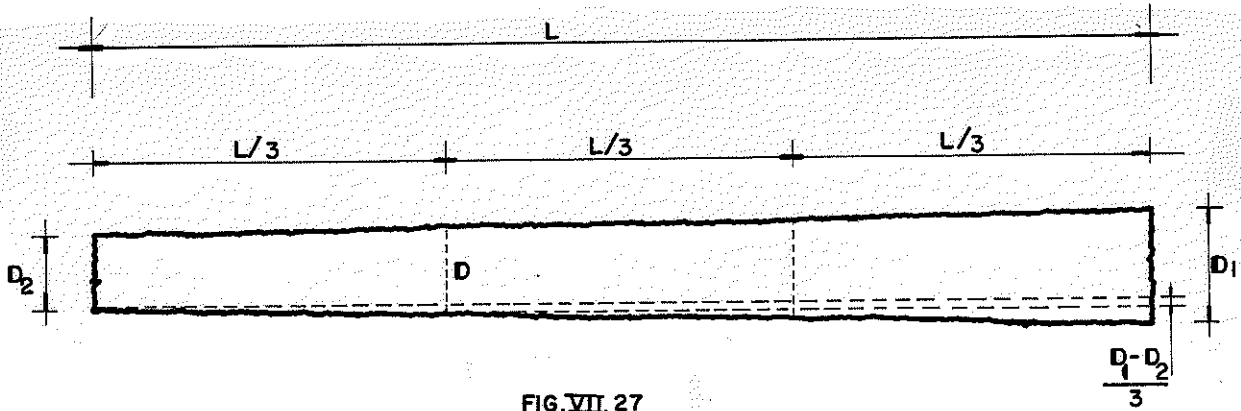
O diâmetro nas seções de topo do tronco utilizado como viga de rigidez e o diâmetro circunscrito das porcas dos vergalhões são fatores limitantes na fixação do nº de vergalhões a serem utilizados. O cálculo das seções de topo é feito pelo critério da NB-11 art. 26, Fig. VII.27.

$$D = D_2 + \frac{D_1 - D_2}{3} \quad (\text{VII.26})$$

sendo: D = diâmetro médio

D_1 = diâmetro de topo máximo

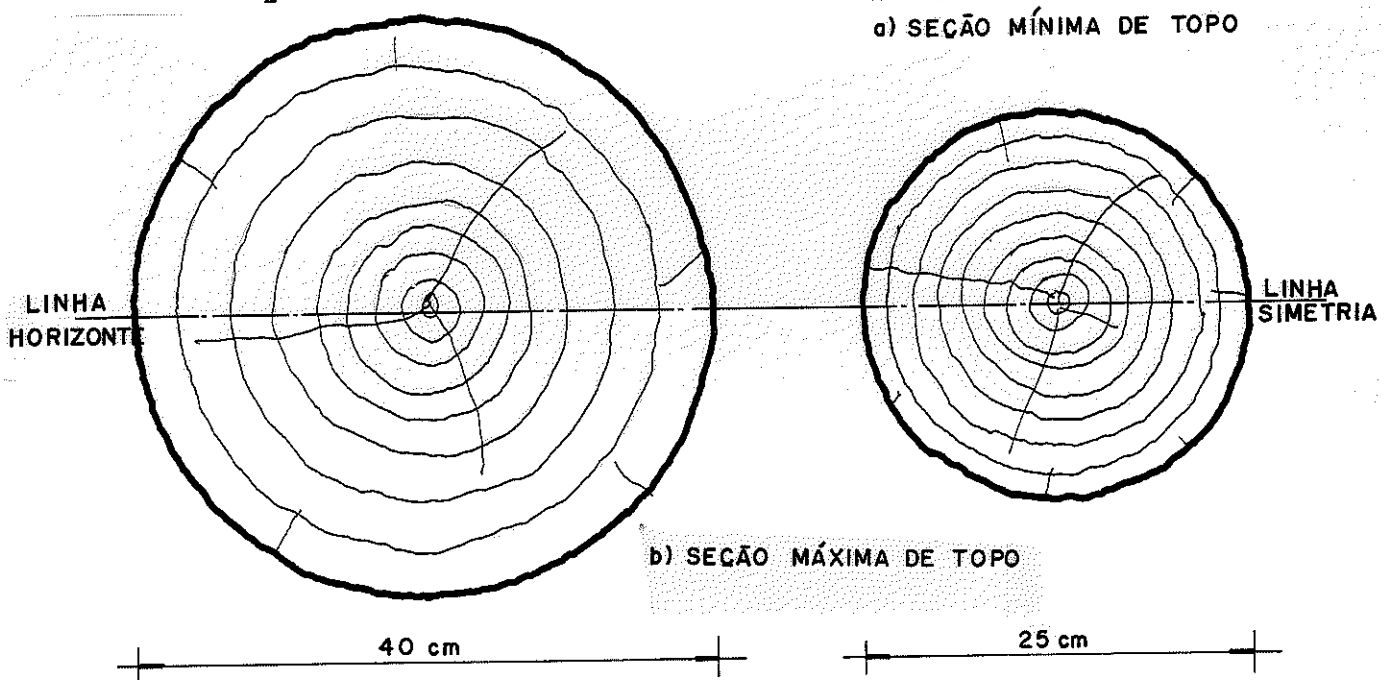
D_2 = diâmetro de topo mínimo



Para o Eucalipto Citriodora, com $D = 30\text{cm}$, adotou-se:

$$D_1 = 40\text{cm}$$

$$D_2 = 25\text{cm}$$



Distribuindo-se os vergalhões na linha horizontal de simetria das seções, Fig. VII.28, tem-se como dimensão limitante o diâmetro de topo mínimo ($D_2 = 25\text{cm}$), o qual conduz, de acordo com a tabela VII.15, à utilização de um nº máximo de 3 vergalhões de diâmetro efetivo de 1 1/2".

e.1.4) Tensores

Substituindo E_ϕ , $\bar{\sigma}_t$, ϕ_{ef} da tabela VII. 15 ,eq.VII.23.a, define-se seu diâmetro externo (ϕ_{ex}) e comprimento (l_t)

- Comprimento (l_t)

$$l_t = 20 \text{ cm}$$

- Diâmetro externo (ϕ_{ex})

$$\phi_{ex} = 6 \text{ cm}$$

- Esforço a ser aplicado na barra de manobra dos tensores (N_m)

$$N_m = \frac{M_t}{b} = \frac{P \cdot r \cdot \text{tg}(\alpha + \phi')}{b} \quad (\text{VII.27})$$

sendo: M_t = Momento torçor atuante com a aplicação do esforço N_m (13,165).

P = Esforço axial em cada vergalhão para produzir a contra-flecha.

r = Raio do vergalhão ($r = 1,9 \text{ cm}$)

$\alpha \cong 2,5^\circ$ - ângulo da hélice de rosca

$\phi' \cong 6^\circ$ - ângulo de atrito (para rosca métrica)

b = comprimento da barra de manobra adotado igual a 30cm

O esforço axial P é função do nº de vergalhões utilizados. Este esforço pode ser aplicado nos tensores ou nas roscas dos sistemas de ancoragem, nas extremidades da viga de rigidez, ver tabela VII.15.

$$P = \frac{N'}{n} \quad (\text{VII.28})$$

sendo: N' = Esforço total, necessário, para produzir contra-flechas.

$$N' = N_{c1}^p + N_{c1}^a + N_{c3} = 474 + 601 + 100 = 1175 \text{ kgf}$$

$n = 3$ (nº de vergalhões)

$$P = \frac{1175}{3} \cong 400 \text{ kgf}$$

Da equação (VII.27), tem-se:

$$N_m = \frac{400 \cdot 1,9}{30} \cdot \text{tg}(2,5^\circ + 6^\circ) = 4 \text{ kgf}$$

e.1.5) Verificação da tensão atuante no trecho curvo do vergalhão

- Cálculo do raio de curvatura do cabo no encontro com montante e diagonal

Utilizando para a concordância uma curva circular (22, 59), tem-se:

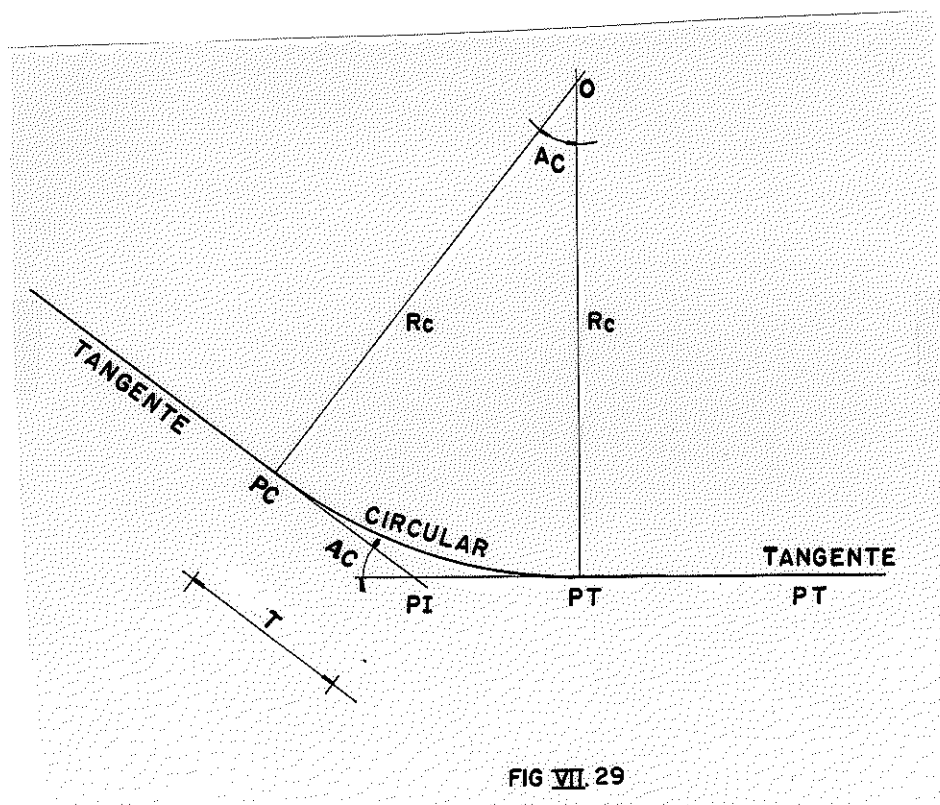


FIG VII.29

PI - ponto de intersecção das tangentes

PC - ponto de início da curva

PT - ponto de fim da curva

RC - raio de curvatura

AC - ângulo de deflexão das tangentes = ângulo central da curva

T - tangente da curva

O - centro da curva

$$T = R_c \text{ tg } \frac{AC}{2} \quad (\text{VII.29})$$

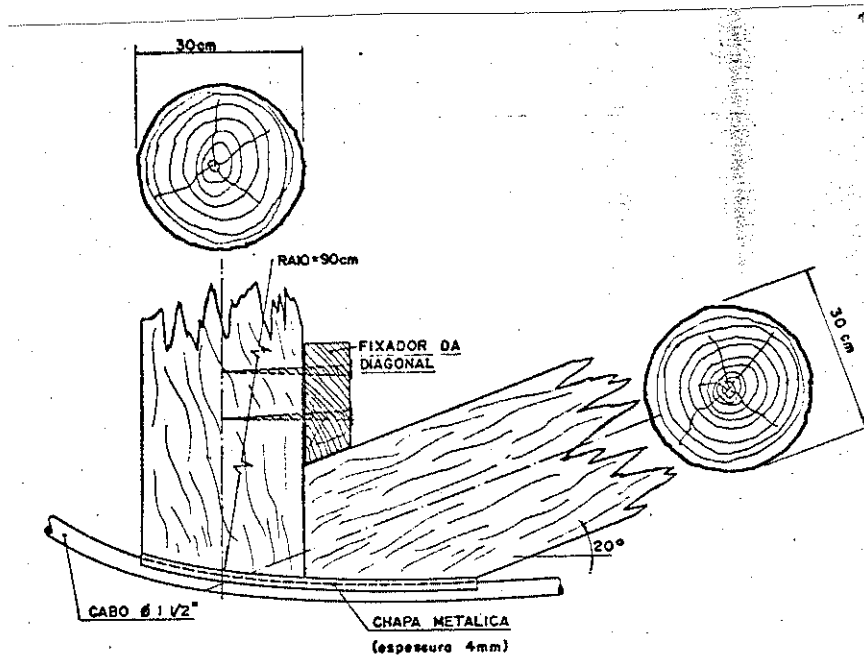


FIG VII.30

$$AC = \alpha = 20^\circ$$

$$T = \frac{\phi_m}{2 \cos \alpha} = \frac{30}{2 \cos 20^\circ} = 15,76 \text{ cm}$$

$$R_c = \frac{15,96}{\text{tg } \frac{20^\circ}{2}} = 90,5 \text{ cm}$$

- Tensões atuantes

Para o vergalhão de aço carbono, CA-50A, utilizado, sabe-se: $\phi_{ef} = 1 \frac{1}{2}$ "

$$\sigma_e = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_R = 5500 \text{ kgf/cm}^2$$

Caso não se conheça a curva experimental, a NB-1/1978 permite a utilização do diagrama simplificado, Fig. VII.31.

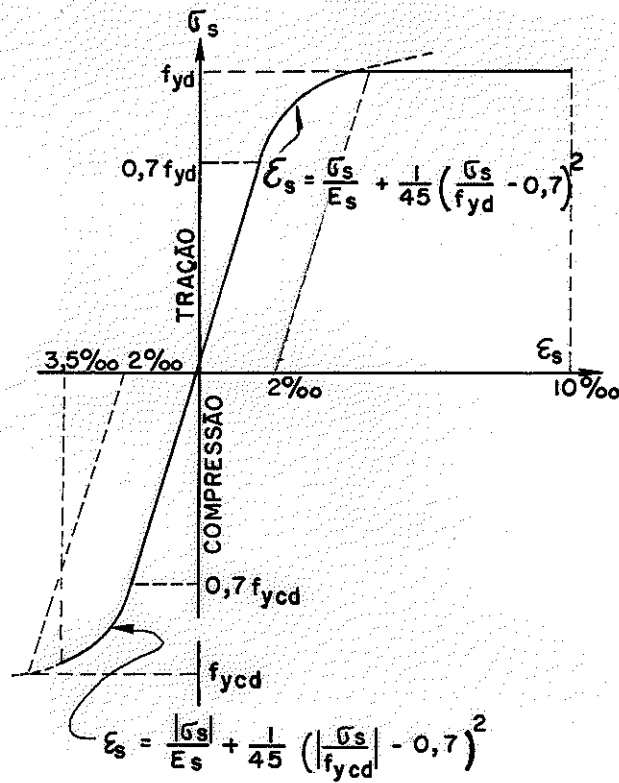


Fig. VII.31 - Diagrama simplificado

No regime elástico, a deformação ϵ vale:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{3500}{2100000} 100\% = 0,166\%$$

Com a adaptação do vergalhão na curvatura, a deformação $\epsilon_{\text{máx}}$ é dada pela equação:

$$\epsilon_{\text{máx}} = \frac{y_{\text{máx}}}{R'_c} \quad , \quad (23, 15)$$

$$R'_c = R_c + y_{\text{máx}} = 905 + 19,05 = 924\text{mm}$$

sendo: R_c = raio de curvatura de concordância

$$y_{\text{máx}} = \text{raio do vergalhão} = \frac{\phi_{ef}}{2}$$

$$\therefore \epsilon_{\text{máx}} = \frac{19,05}{905 + 19,05} = 2,05\% > \epsilon$$

Portanto, após a montagem, o vergalhão permanece deformado no trecho curvo.

Para $\varepsilon_{\text{máx}} = 2,05\%$, pelo diagrama simplificado, determina-se a tensão máxima atuante no cabo ($\sigma_{\text{máx}}$), à distância máxima do C.G. do cabo ($y_{\text{máx}}$)

$$\sigma_{\text{máx}} = 5500 \text{kgf/cm}^2$$

Para distâncias menores ou iguais a y , Fig. VII.32, o material trabalha no regime elástico. Para $\sigma = 3500 \text{kgf/cm}^2$, o valor de y será:

$$y = \varepsilon \cdot R_c = 0,00166 \cdot 905 = 1,53 \text{mm}$$

Com estes parâmetros, define-se a distribuição de tensões para o trecho curvo do cabo, Fig. VII.32.

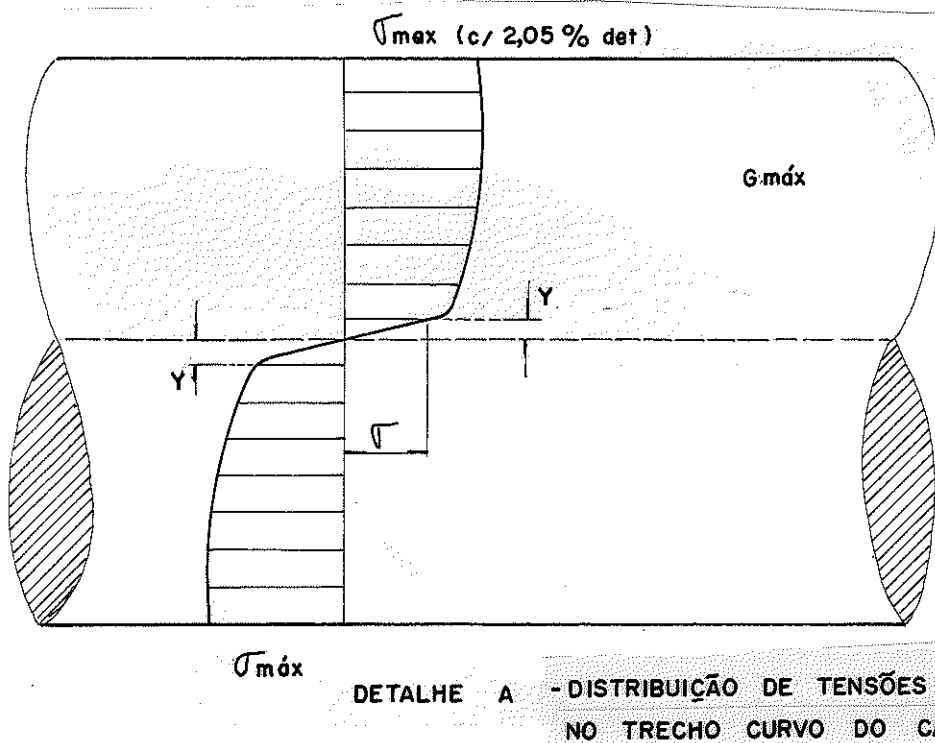
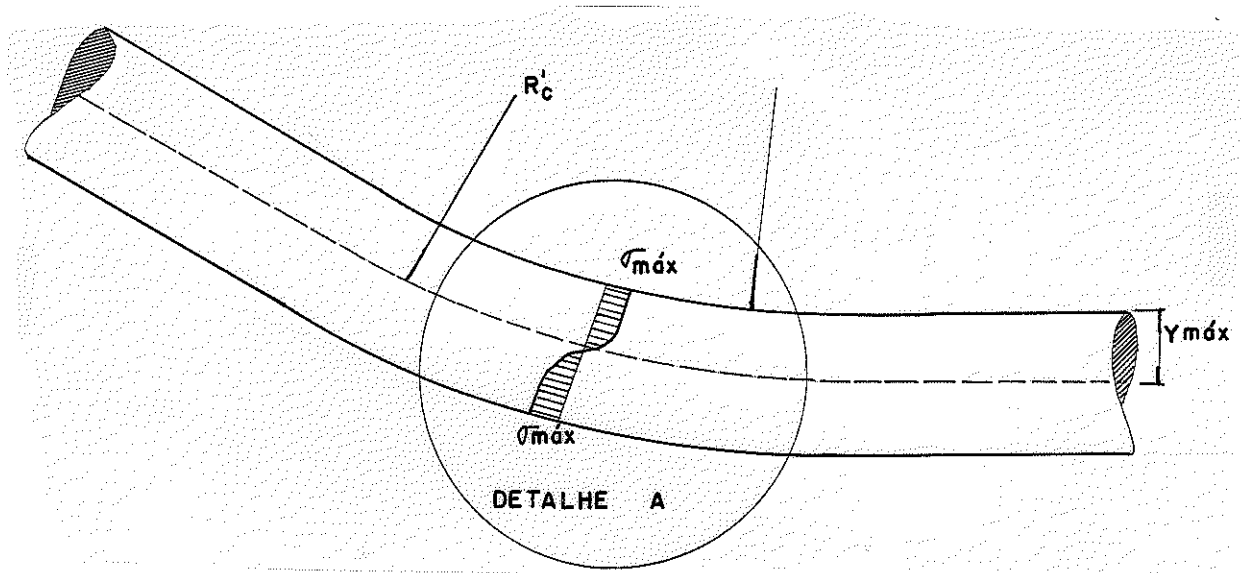


Fig. VII.32 - Vergalhão no trecho curvo

Desta forma, no trecho curvo, tem-se o seguinte comportamento do vergalhão:

- 1) Na região central, a uma distância y do centro de gravidade do vergalhão.

$$\sigma = 3500\text{kgf/cm}^2 < 5000\text{kgf/cm}^2$$

2) Na região a uma distância superior a y do C.G. do vergalhão.

Devido a deformação provocada pelo dobramento, o "novo" material terá "nova" σ_e , Fig. VII.33.

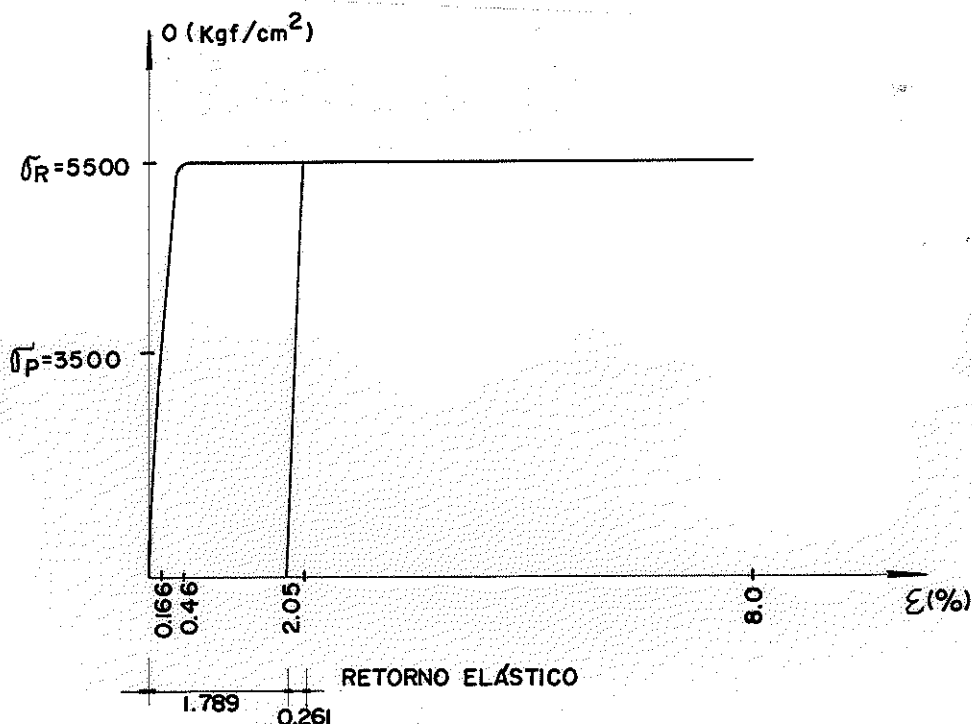


Fig. VII.33 - Diagrama TENSÃO X DEFORMAÇÃO para as fibras externas do vergalhão.

O diagrama da Fig. VII.33 é válido somente para as fibras mais externas do vergalhão.

Porém esta condição só é válida na região de entrada da curvatura, pois na região mais central há influência do atrito entre chapa do apoio (Fig. VII.30) e vergalhão, o que alivia a tensão de trabalho do aço.

O retorno elástico do "novo" material, será:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{5500}{2100000} \cdot 100 = 0,261$$

Portanto, usando-se para dimensionamento; $\sigma_t = 3500$ kgf/cm² e $\gamma_s = 1,5$ (coeficiente de segurança - item 7.1.2 - e.1.2), assegura-se a trabalhabilidade do vergalhão dentro do regime elástico, para o trecho reto ou curvo, quando solicitado pelos carregamentos, permanente e acidental.

e.1.6 - Especificação

Quantidade:

na viga: 3

na ponte: 12

Tipo: Aço Carbono CA-50A

$$\sigma_e = 50\text{kgf/mm}^2$$

Diâmetro: 1 1/2"

e.2) Utilizando cabos de aço ou cordoalhas

A escolha do número de cabos ou cordoalhas é feita em função do esforço de tração máximo efetivo de ruptura atuante.

Adotando-se $\gamma = 1,5$, conforme item e.1.2, Cap. VII, tem-se

$$E_{rup} = 95153 \text{kgf}$$

e.2.1) Escolha do tipo e nº de cabos

De acordo com indicação do fabricante (25, 105), pode-se utilizar os seguintes cabos: 6 x 7, alma de aço (AA de 19 fios), pré-esticados e de torção regular ou 6 x 25 Filler, alma de aço (AA de 37 fios), pré-esticado, torção regular.

Escolheu-se o cabo de aço 6 x 7, alma de aço (AA de 19 fios), pré-esticado e de torção regular.

Pelo catálogo do fabricante (25, 53), escolhendo-se cabos com diâmetro $\phi = 1 \frac{1}{4}"$, tem-se:

$$E_{rup}^{1 \frac{1}{4}"} = (55300 + 4148) \cdot 0,8$$

(4148 é o acréscimo da tabela devido a alma ser de aço).

(0,8 é a redução devido a utilização de clips para a fixação do cabo.

$$E_{rup}^{1 \frac{1}{4}"} = 47558 \text{kgf} \quad (\text{carga de ruptura de um cabo de } 1 \frac{1}{4}')$$

determina-se o nº de cabos (n)

$$n = \frac{E_{rup}}{E_{rup}^{1 \frac{1}{4}''}} = \frac{95153}{47558} = 2,00$$

portanto:

$$n = 2$$

Desta forma o coeficiente de segurança (γ) se mantém o valor:

$$\gamma = 1,50$$

- Especificação

Quantidade:

na viga: 2

na ponte: 8

Tipo: (6x7)+AA ; Improved Plow Steel 180-200kgf/mm²

Diâmetro: 1 1/4"

e.2.2 - Escolha do tipo e nº de cordoalhas

Pelo catálogo do fabricante (25, 52), escolhendo-se cordoalhas com diâmetro nominal de 1 1/8", tem-se:

$$E_{rup}^{1\ 1/8"} = (70760)0.8$$

(0.8 é a redução devido a utilização de clips para a fixação da cordoalha)

$$E_{rup}^{1\ 1/8"} = 56608\text{kgf (carga de ruptura de uma cordoalha de } 1\ 1/8")$$

determina-se o nº de cordoalhas (n)

$$n = \frac{E_{rup}}{E_{rup}^{1\ 1/8"}} = \frac{95153}{56608} = 1,68$$

portanto:

$$n = 2$$

Desta forma o coeficiente de segurança (γ), assume o novo valor de:

$$\gamma_s = 1,78$$

- Especificação

Quantidade:

na viga: 2

na ponte: 8

Tipo: Cordoalhas de 19 ou 37 fios galvanizados para
tirantes e fins estruturais (25, 52)

Diâmetro: 1 1/8"

f) Ancoragem

O sistema de ancoragem a ser empregado é função do tipo de material do cabo. No estudo do dimensionamento empregaram-se 3 tipos de materiais: vergalhões, cabos e cordoalhas.

f.1) Ancoragem de vergalhões

Sugere-se utilizar ancoragem com roscas e porcas (14, 103).

Alguns sistemas usuais de ancoragem com roscas e porcas, já bastante conhecidos no uso de protensão do concreto armado, se adaptam na ponte em questão.

Os vergalhões são ancorados com roscas torneadas, porcas e placas de ancoragem.

O efeito da construção da rosca no torno ou manualmente, a frio, melhora a qualidade do aço na região da rosca (14, 102), (13, 170).

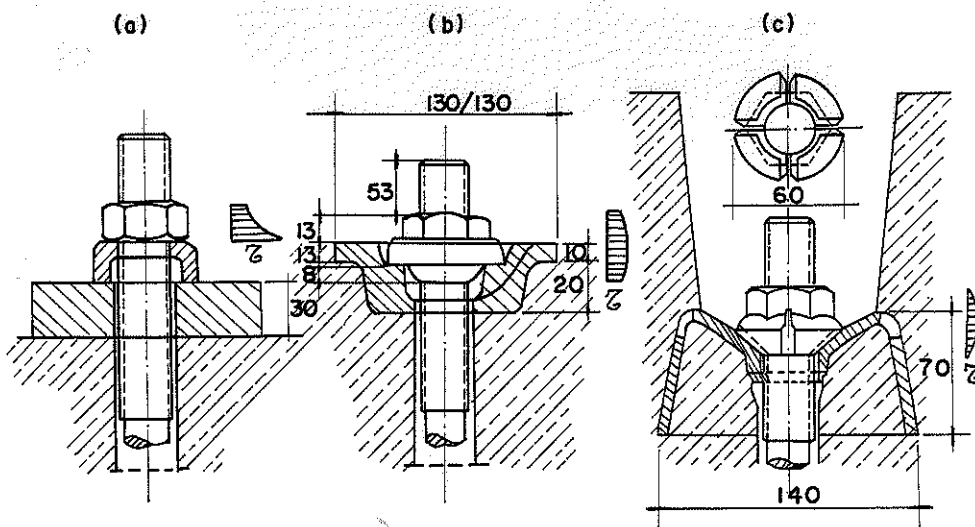


Fig. VII.34 - Ancoragem de barra de aço

- a) porca simples sobre base lisa
- b) porca especial sobre placa de ancoragem
- c) porca "cunha" em "sine" de ancoragem

Utilizou-se na ponte em questão o sistema de porca simples sobre base lisa (Fig. VII.34a).

O detalhamento deste sistema de ancoragem está ilustrado nas Fig. VII.35, VII.36 e VII.37.

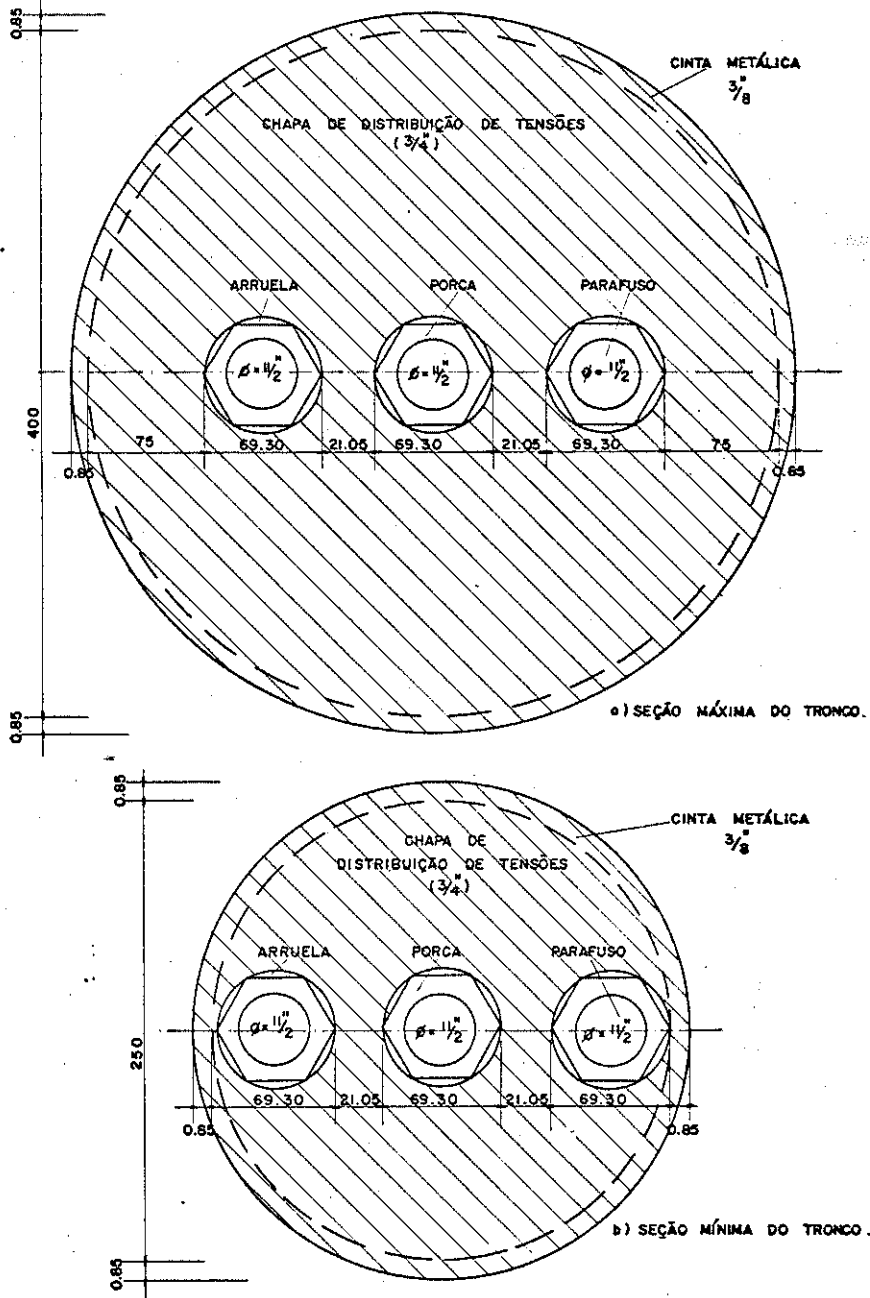


FIG. VII.35- DISTRIBUIÇÃO DOS VERGALHÕES NAS SEÇÕES MÁXIMA E MÍNIMA DO TRONCO.

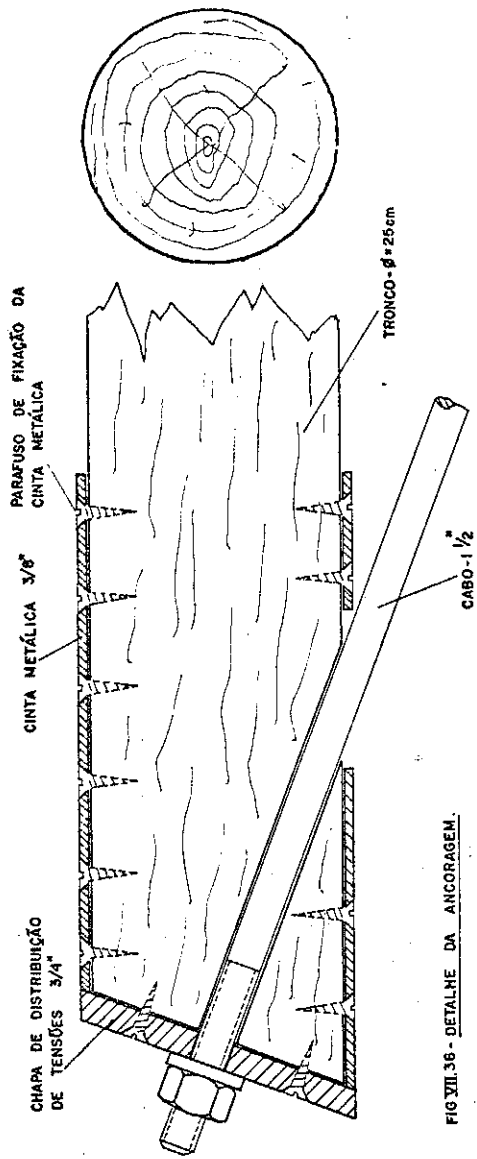
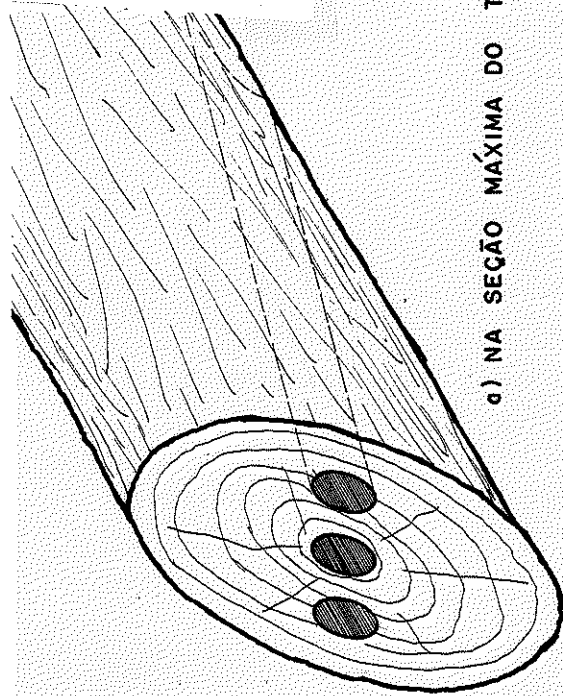
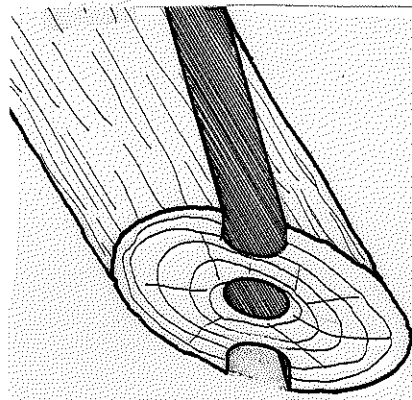
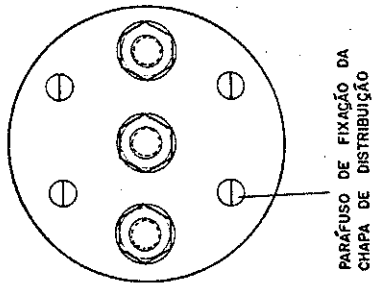


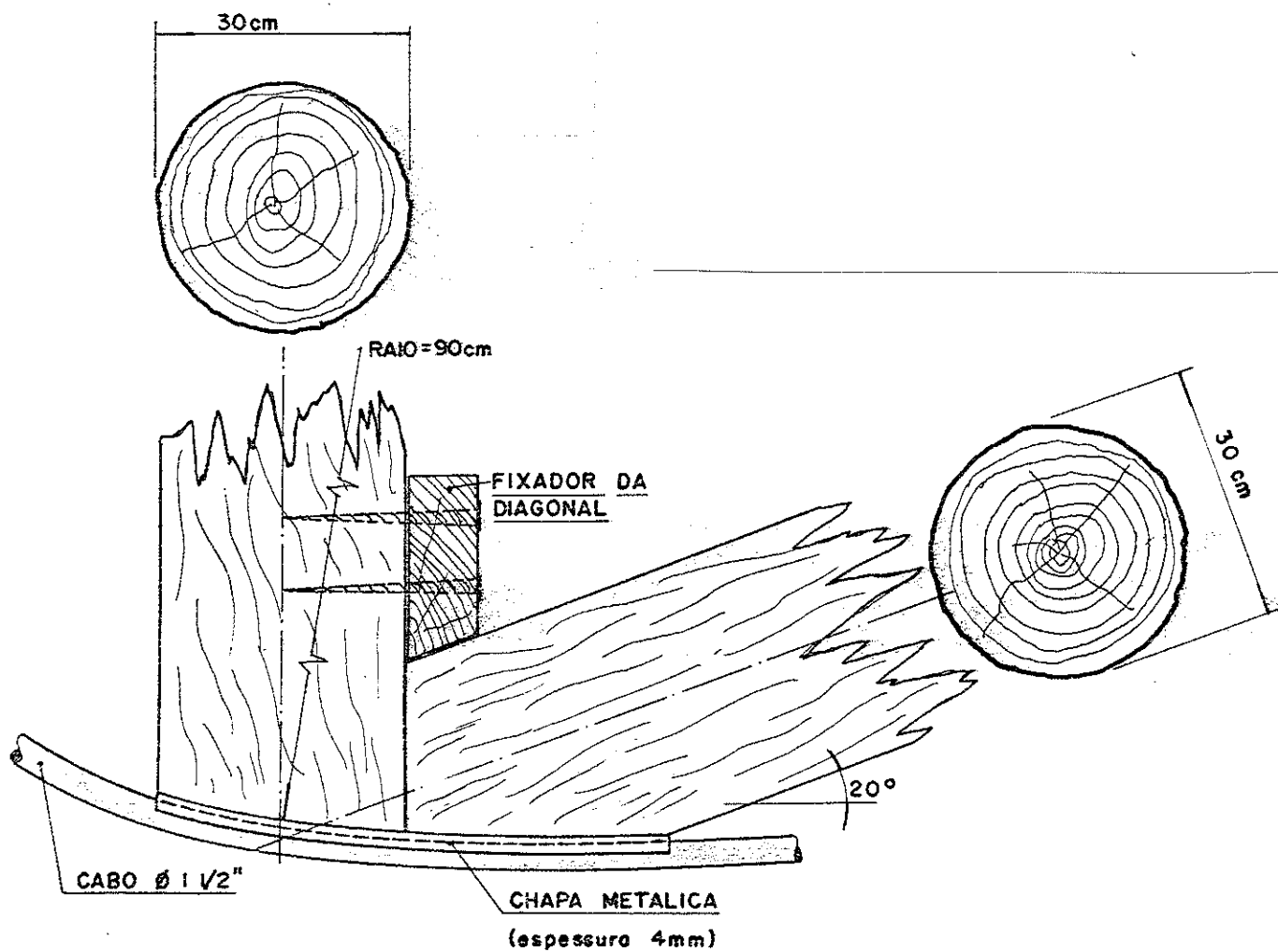
FIG. VII.36 - DETALHE DA ANCORAGEM.



b) NA SEÇÃO MÍNIMA DO TRONCO

a) NA SEÇÃO MÁXIMA DO TRONCO

FIG. VII.37 - FUROS NO TRONCO PARA PASSAGEM DOS VERGALHÕES.



b) VISTA LATERAL

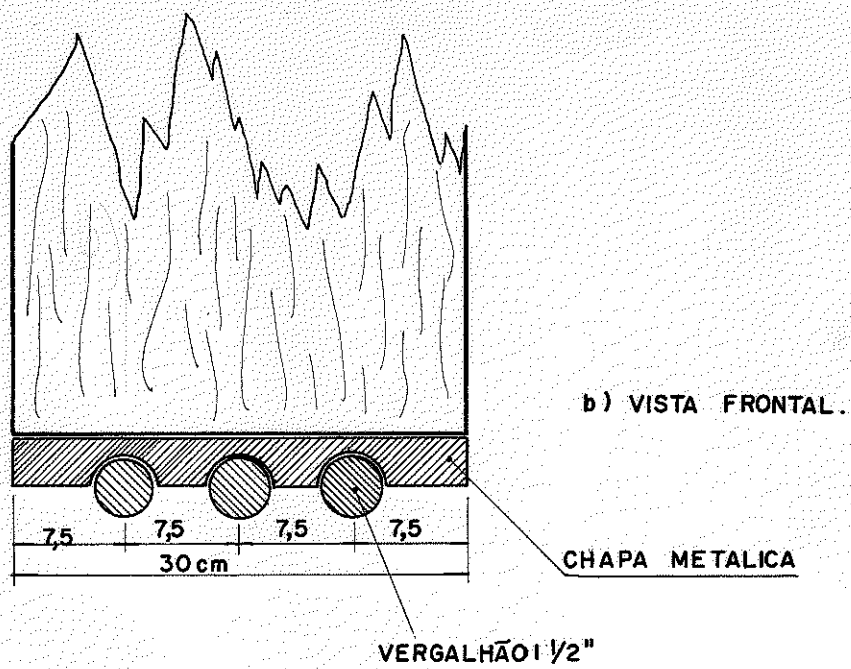


FIG VII.38 - PASSAGEM DOS VERGALHÕES NO PONTO DE APOIO DO MONTANTE E DIAGONAL.

f.2) Ancoragem de cabos ou cordoalhas

Sugere-se na utilização de cabos ou cordoalhas, o uso de um sistema de ancoragem com roscas funcionando como sistema de ancoragem propriamente dito e como esticadores, ilustrado nas Fig. VII.35, VII.39, VII.40 e VII.41.

Os cabos ou cordoalhas são fixados no sistema de ancoragem por meio de grampos (28, 36).

Na região de ancoragem a seção da viga fica enfraquecida. Um reforço torna-se necessário para combater o esforço de compressão. Sugere-se a utilização de uma cinta metálica, envolvendo o tronco. O uso da cinta metálica é necessária também para evitar prováveis ocorrências de rachaduras na seção de topo, devido ao fenômeno da retração.

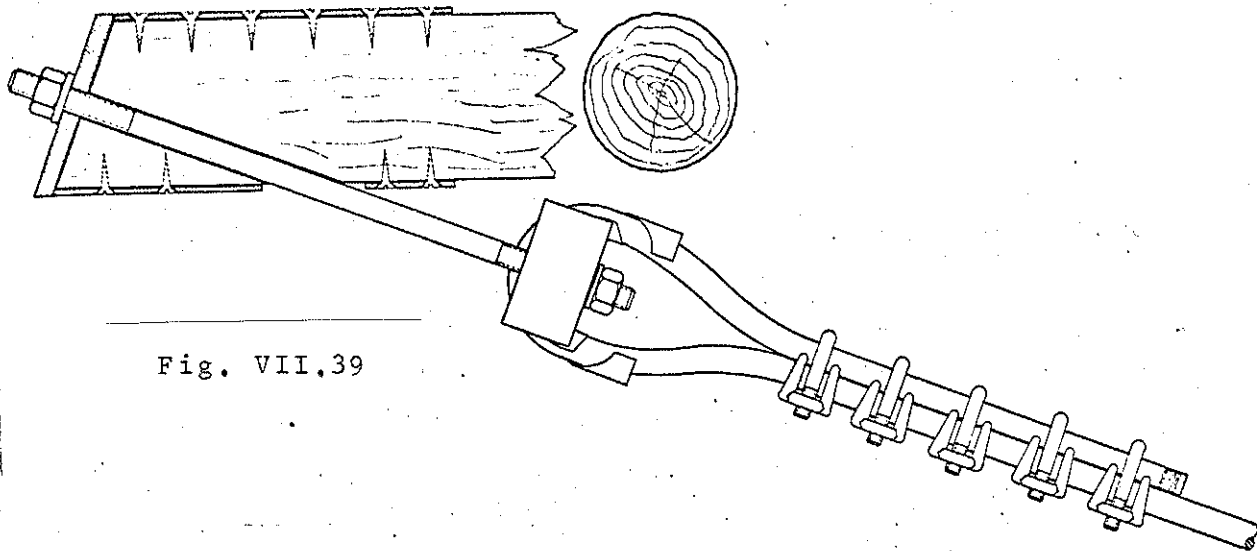


Fig. VII.39

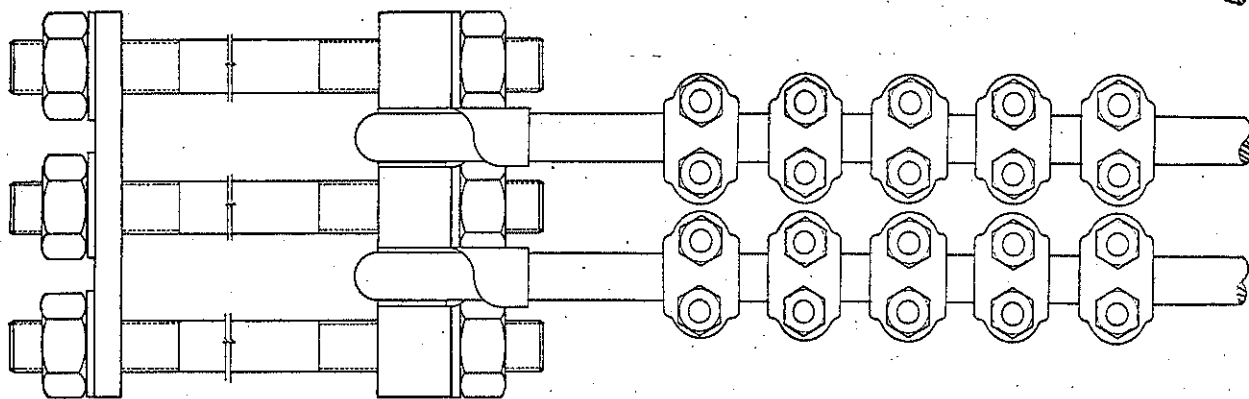


Fig. VII.40

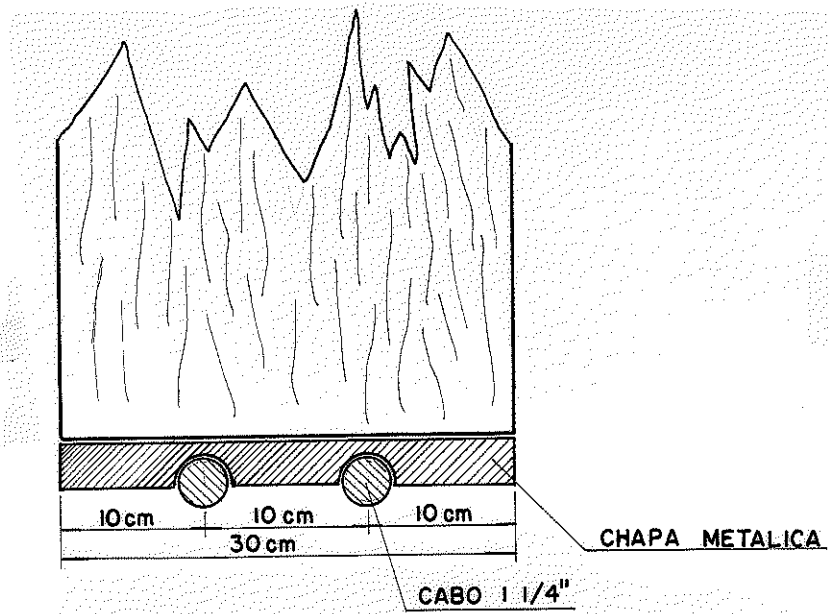


FIG 40 - VISTA FRONTAL

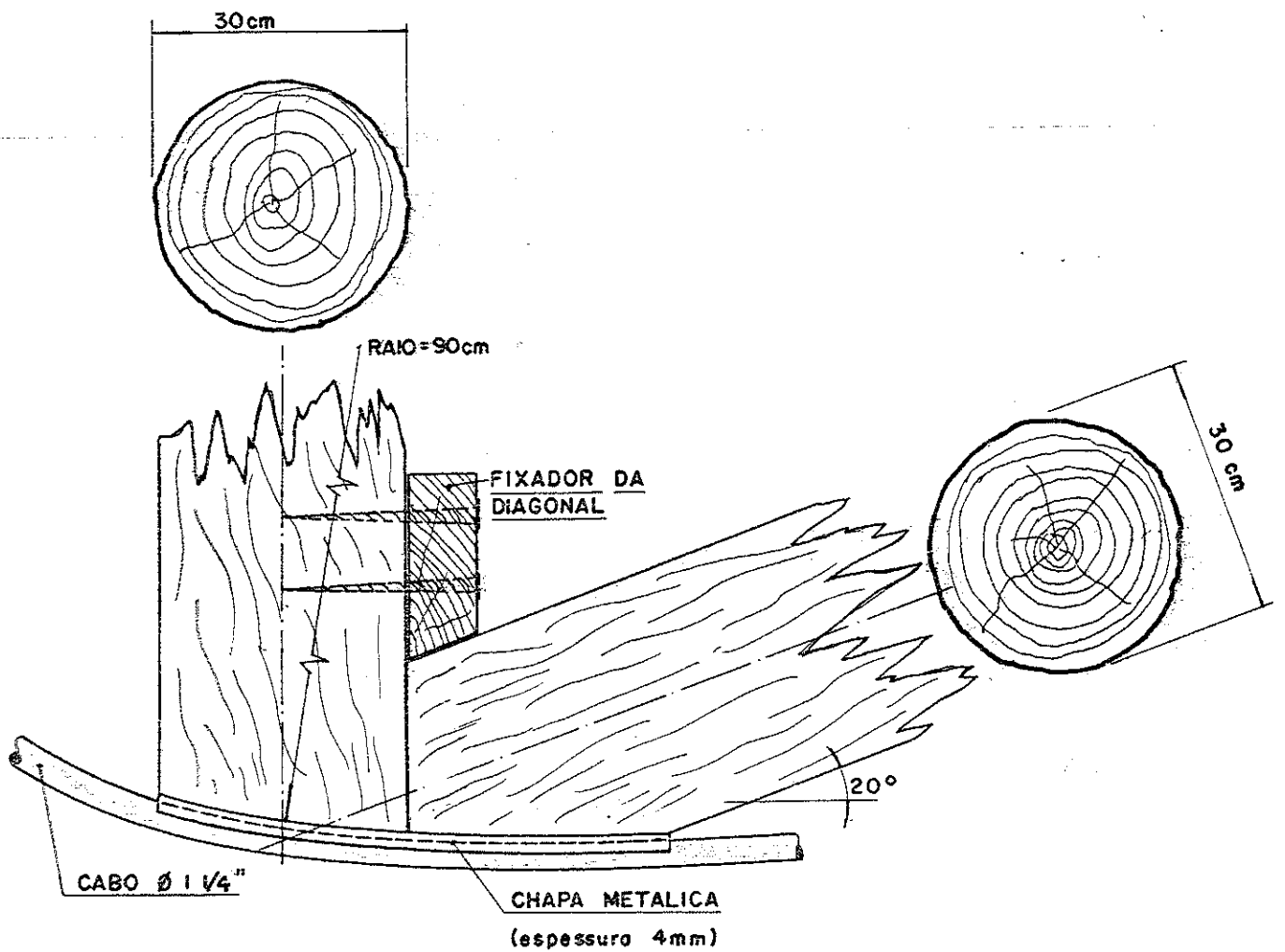


FIG VII. 41-CABOS NO APOIO COM MONTANTE E DIAGONAL

7.1.3 - Montantes

a) Características

A seção do montante foi adotada igual a seção da viga, Fig. VII.1, assim:

$$\phi_m = 30 \text{ cm}$$

$$S_M = 706 \text{ cm}^2$$

$$J_M = 39760 \text{ cm}^4$$

$$l_M = l \text{tg} \alpha = 182 \text{ cm}$$

b) Determinação da LI

b.1) LI (N)_M

$$LI (N)_j = (N_1)_j LI (X_1)_i$$

O quadro VII.16 e diagrama da Fig. VII.44, contém os valores das ordenadas da LI.

c) Carregamentos

A Fig. VII.44 ilustra o carregamento para determinação do máximo esforço solicitante no montante.

Quadro VII.16 - Valores da $LI(N)_M$, representada na Fig. VII.44.

$$l = 5m$$

SEÇÃO(x_i)		$LI(N)_M$	SEÇÃO(x_i)		$LI(N)_M$
TRECHO AB	00	0	TRECHO CD	21	-0,62935
	01	-0,05119		22	-0,62413
	02	-0,10204		23	-0,61519
	03	-0,15223		24	-0,60287
	04	-0,20142		25	-0,58707
	05	-0,24926		26	-0,56782
	06	-0,29544		27	-0,54514
	07	-0,33960		28	-0,51904
	08	-0,38143		29	-0,48956
	09	-0,42058		30	-0,45672
		10	-0,45672	TRECHO DE	31
TRECHO BC	11	-0,48956	32		-0,38143
	12	-0,51904	33		-0,33960
	13	-0,54514	34		-0,29544
	14	-0,56782	35		-0,24926
	15	-0,58707	36		-0,20142
	16	-0,60287	37		-0,15223
	17	-0,61519	38		-0,10204
	18	-0,62413	39		-0,05119
	19	-0,62935	40		0
	20	-0,63113			

ESCALAS:
 HORIZONTAL : 1:100
 VERTICAL : 1:20

L1 (N)
 M
 L = 20m

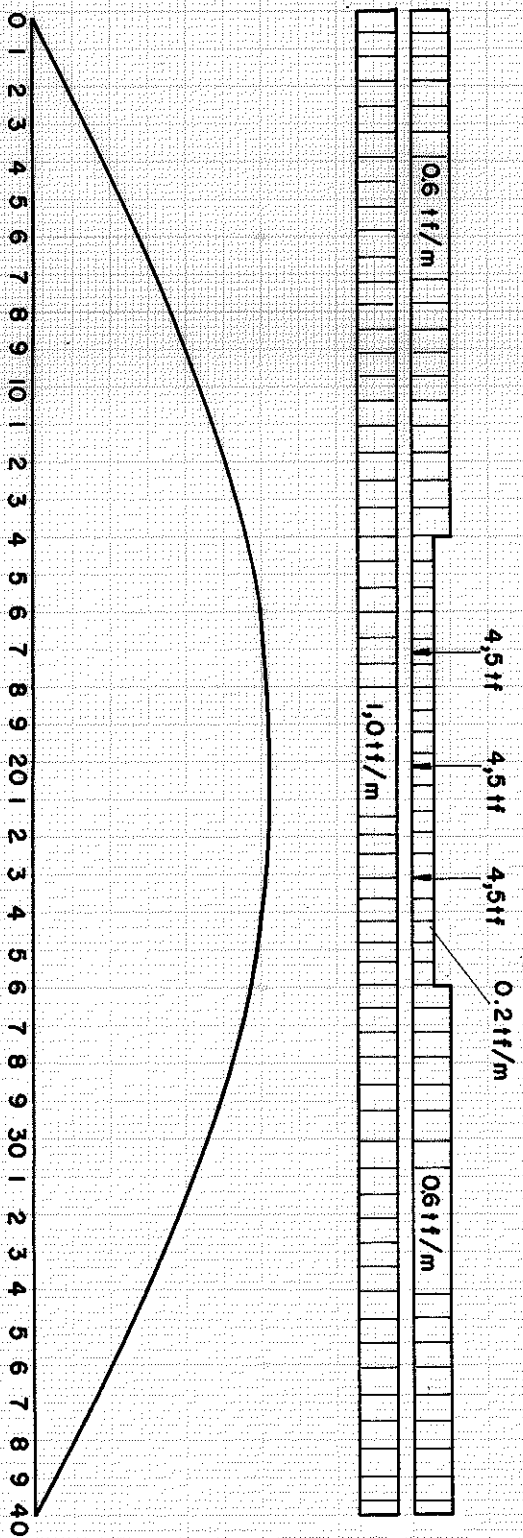


FIG.VIII. 44- MÁXIMA NORMAL NO MONTANTE

$N_{Mmax} = 19,93 \text{ tf}$

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de compressão N_M

$$N_M = 19,93tf$$

e) Verificação

Tensão de compressão atuante (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{19930}{706} = 28\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad (\text{satisfaz})$$

7.1.4 - Diagonais

a) Características

Adotando-se seção da diagonal igual a da viga, Fig.VII.1, tem-se:

$$\phi_m = 30\text{cm}$$

$$S_D = 706\text{cm}^2$$

$$J_D = 39760\text{cm}^4$$

$$l_D = \frac{l}{\cos\alpha} = 532\text{cm}$$

b) Determinação da LI

b.1) $LI(N)_D$

$$LI(N)_j = (N_1)_j \quad LI(X_1)_i$$

O quadro VII.17 e o diagrama da Fig. VII.45, contém os valores das ordenadas da L.I.

c) Carregamento

Quadro VII.17 - Valores da $LI(N)_D$, representada na Fig. VII.45

$$l = 5m$$

SEÇÃO (x_i)		$LI(N)_D$	SEÇÃO (x_i)		$LI(N)_D$
TRECHO AB	00	0	TRECHO CD	21	-0,12619
	01	-0,01026		22	-0,12514
	02	-0,02046		23	-0,12335
	03	-0,03052		24	-0,12088
	04	-0,04039		25	-0,11771
	05	-0,04998		26	-0,11385
	06	-0,05924		27	-0,10931
	07	-0,06809		28	-0,10407
	08	-0,07648		29	-0,09816
	09	-0,08433		30	-0,09158
	10	-0,09158		TRECHO DE	31
TRECHO BC	11	-0,09816	32		-0,07648
	12	-0,10407	33		-0,06809
	13	-0,10931	34		-0,05924
	14	-0,11385	35		-0,04998
	15	-0,11771	36		-0,04039
	16	-0,12088	37		-0,03052
	17	-0,12335	38		-0,02046
	18	-0,12514	39		-0,01026
	19	-0,12619	40		0
	20	-0,12655			

$L_1(N/D)$

$L = 20\text{ m}$

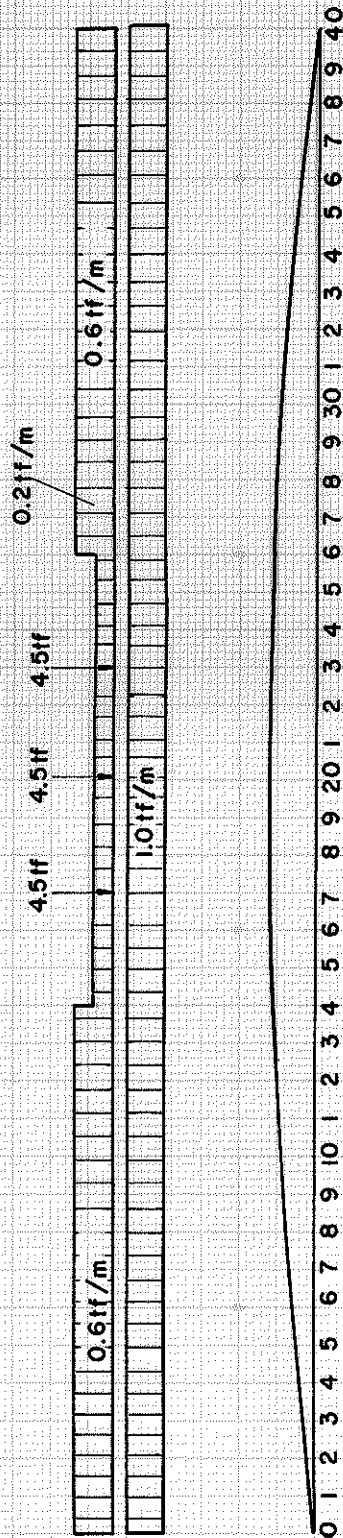


FIG VII. 45- MÁXIMA NORMAL NA DIAGONAL

$N_{D\max} = 4,0\text{ tf}$

ESCALAS :

HORIZONTAL : 1:100

VERTICAL : 1:20

O quadro VII.17 e diagrama da fig. VII.45, contêm os valores das ordenadas da LI.

c) Carregamento

A Fig. VII.45 ilustra o carregamento para determinação do máximo esforço na diagonal.

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de compressão, N_D

$$N_D = 4,0tf$$

e) Verificação

Tensão de compressão atuante (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{4000}{706} = 5,67kgf/cm^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_{f\ell} \text{ (satisfaz)}$$

7.2 - Ponte de duas faixas de tráfego

7.2.1 - Viga de rigidez

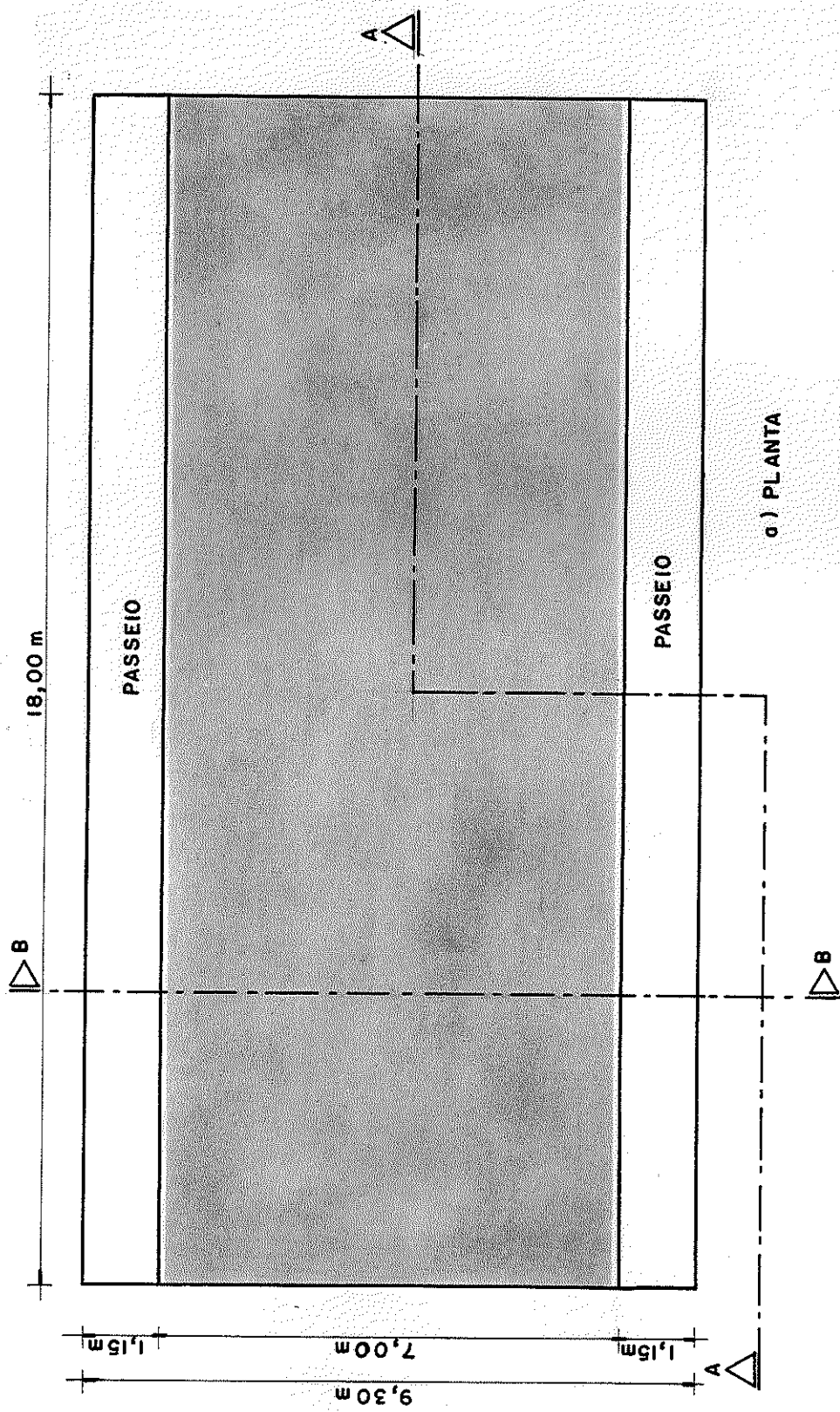
a) Características

$$L = 18cm \text{ (comprimento total)}$$

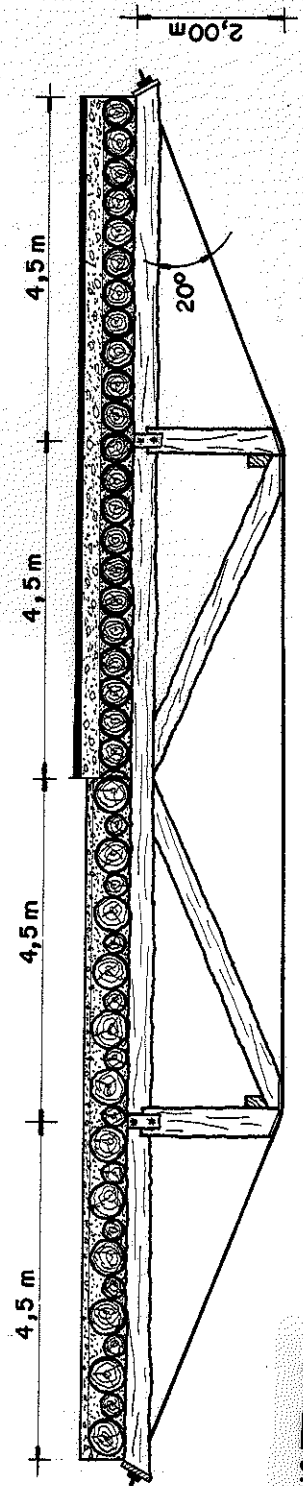
$$\ell = 4,5m \text{ (comprimento de flambagem)}$$

$$\alpha = 20^\circ$$

$$\phi_m = 30cm$$



a) PLANTA



b) CORTE AA

FIG. VII. 46

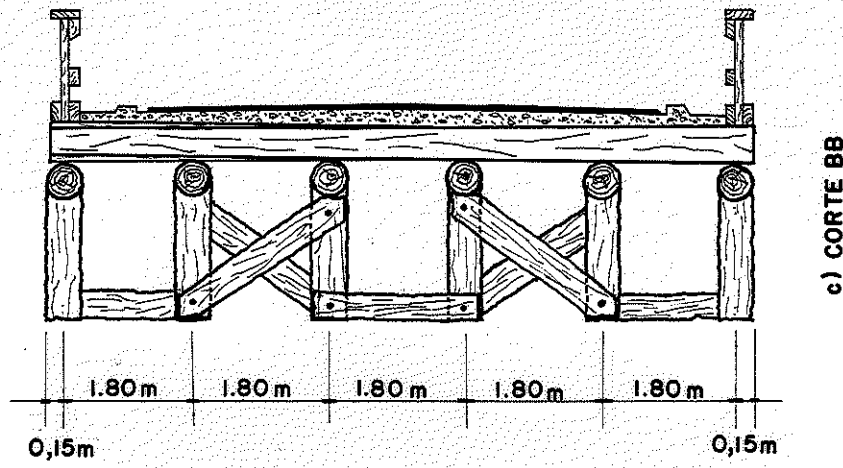


FIG VII.47 - CORTE BB

b) Determinação das linhas de influência

b.1) $LI(M)_i$

b.1.1) $LI(X_1)$ Hiperestático

Substituindo ℓ e α nas equações III.3 e III.4 e aplicando a equação III.2, tem-se:

$$(X_1)_i = - \left[\frac{0,057x^3 - 10,611x}{30,205} \right] \quad (VII.30)$$

nos trechos AB e ED, sendo i a seção em estudo para um determinado valor de x .

$$(X_1)_i = - \left[\frac{-(-0,00365)x^3 + 0,76954x^2 - 7,14815x - 42,55554}{30,205} \right] \quad (VII.31)$$

nos trechos BC e DC, sendo i a seção em estudo para um determinado valor de x .

Quadro VII.18 - Valores de $LI(X_1)_i$ para i variando de 1 a 10 nos trechos

$$l = 4,5m$$

SEÇÕES (x_i)		$LI(X_1)_i$	SEÇÕES (x_i)		$LI(X_1)_i$
TRECHO AB/ED	00	0	TRECHO BC/DC	00	1,40889
	01	0,15791		01	1,51021
	02	0,31479		02	1,60115
	03	0,46961		03	1,68164
	04	0,62133		04	1,75162
	05	0,76893		05	1,81101
	06	0,91136		06	1,85975
	07	1,04761		07	1,89778
	08	1,17663		08	1,92502
	09	1,29740		09	1,94142
	10	1,40889		10	1,94691

b.1.2) $LI(M_0)_i$

Obtem-se através das equações (VII.4) e (VII.5).

b.1.3) $(M_1)_i$

Aplicando as equações (VII.6) e (VII.8), obtêm-se o quadro VII.19

Quadro VII.19 - Valores de $(M_1)_i$, para i variando de 0 a 10 nos trechos

$$l = 4,5m$$

SEÇÕES (x_i)		$(M_1)_i$	SEÇÕES (x_i)		$(M_1)_i$
TRECHO AB/ED	00	0	TRECHO BC/DC	00	-1,53909
	01	-0,15391		01	-1,54897
	02	-0,30782		02	-1,55835
	03	-0,46173		03	-1,56872
	04	-0,61564		04	-1,57860
	05	-0,76955		05	-1,58848
	06	-0,92345		06	-1,59836
	07	-1,07736		07	-1,60823
	08	-1,23127		08	-1,61811
	09	-1,38518		09	-1,62799
	10	-1,53909		10	-1,63787

b.1.4) Diagramas de $LI(M)_j$ para as seções em que ocorrem os máximos momentos (positivo e negativo)

Tem-se que

$$M_{\max}^+ \quad (\text{Seção } 07)$$

$$M_{\max}^- \quad (\text{Seção } 10)$$

Os quadros VII.20 e VII.21 e diagramas das Fig. VII.48 e VII.49 contêm os valores das ordenadas das LI para as seções em estudo, obtidos através da equação (VII.9).

b.2) $LI(N)_j$

Obtêm-se através da equação (VII.10)

b.2.1) Diagrama de $LI(N)_j$

O quadro VII.22 e diagrama da Fig. VII.50 contêm os valores das ordenadas das LI para qualquer seção da viga.

b.3) $LI(Q)_j$

Obtêm-se através da equação (VII.11).

b.3.1) $LI(Q_o)_j$

É determinado de acordo com a Fig. VII.4 e equações (VII.14) e (VII.15).

b.3.2) $(Q_1)_j$

Ver Fig. VII.5a e diagrama da Fig. VII.5b.

b.3.3) Diagramas de $LI(Q)_j$ para as seções que ocorrem as máximas cortantes

Q_{\max}^- : 10 Esq.

Q_{\max}^+ : 10 Dir.

Os quadros VII.23 e VII.24 e diagramas das Fig. VII.51 e VII.52 contêm os valores das ordenadas das LI para as seções em estudo.

c) Carregamentos

Fazendo o lançamento do "trem tipo" da viga principal", Fig. V.43, sobre as ordenadas dos diagramas de LI dos esforços, nas posições mais desfavoráveis, obtêm-se os máximos valores dos esforços solicitantes na viga.

As Fig. VII.48 a VII.52 ilustram estes carregamentos.

Quadro VII.20 - Valores da $LI(M)_7$, representada na Fig. VII.48

$$l = 4,5m$$

SEÇÃO(x_i)	$LI(M)_7$	$-1,07736 LIX_1$	$LI(M)_7$
00	0	0	0
01	0,37125	-0,17013	0,20112
02	0,74250	-0,33915	0,40335
03	1,11375	-0,50594	0,60781
04	1,48500	-0,66940	0,81560
05	1,85625	-0,82841	1,02784
06	2,22750	-0,98187	1,24563
07	2,59875	-1,12865	1,47010
08	2,97000	-1,26766	1,25234
09	2,44125	-1,39777	1,04348
10	2,36250	-1,51788	0,84462
11	2,28375	-1,62705	0,65670
12	2,20500	-1,72502	0,47998
13	2,12625	-1,81174	0,31451
14	2,04750	-1,88712	0,16038
15	1,96875	-1,95111	0,01764
16	1,89000	-2,00362	-0,11362
17	1,81125	-2,04459	-0,23334
18	1,73250	-2,07394	-0,34144
19	1,65375	-2,09161	-0,43786
20	1,57500	-2,09752	-0,52252
21	1,49625	-2,09161	-0,59536
22	1,41750	-2,07394	-0,65644
23	1,33875	-2,04459	-0,70584
24	1,26000	-2,00362	-0,74362
25	1,18125	-1,95111	-0,76986
26	1,10250	-1,88712	-0,78462
27	1,02375	-1,81174	-0,78799
28	0,94500	-1,72502	-0,78002
29	0,86625	-1,62705	-0,76080
30	0,78750	-1,51788	-0,73038
31	0,70875	-1,39777	-0,68902
32	0,63000	-1,26766	-0,63766
33	0,55125	-1,12865	-0,57740
34	0,47250	-0,98187	-0,50937
35	0,39375	-0,82841	-0,43466
36	0,31500	-0,66940	-0,35440
37	0,23625	-0,50594	-0,26969
38	0,15750	-0,33915	-0,18165
39	0,07875	-0,17013	-0,09138
40	0	0	0

Quadro VII.21 - Valores da $LI(M)_{10}$, representada na Fig. VII.49

$$\lambda = 4,5m$$

SEÇÃO (x_i)		$LI(M_o)_{10}$	$-1,53909LIX_1$	$LI(M)_{10}$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,33750	-0,24304	0,09446
	02	0,67500	-0,48450	0,19050
	03	1,01250	-0,72277	0,28973
	04	1,35000	-0,95629	0,39371
	05	1,68750	-1,18345	0,50405
	06	2,02500	-1,40267	0,62233
	07	2,36250	-1,61237	0,75013
	08	2,70000	-1,81094	0,88906
	09	3,03750	-1,99682	1,04068
	10	3,37500	-2,16841	1,20660
TRECHO BC	11	3,26250	-2,32436	0,93814
	12	3,15000	-2,46432	0,68568
	13	3,03750	-2,58820	0,44930
	14	2,92500	-2,69590	0,22910
	15	2,81250	-2,78730	0,02520
	16	2,70000	-2,86232	-0,16232
	17	2,58750	-2,92085	-0,33335
	18	2,47500	-2,96279	-0,48779
	19	2,36250	-2,98803	-0,62553
	20	2,25000	-2,99647	-0,74647
	21	2,13750	-2,98803	-0,85053
TRECHO CD	22	2,02500	-2,96279	-0,93779
	23	1,91250	-2,92085	-1,00835
	24	1,80000	-2,86232	-1,06232
	25	1,68750	-2,78730	-1,09980
	26	1,57500	-2,69590	-1,12090
	27	1,46250	-2,58820	-1,12570
	28	1,35000	-2,46432	-1,11432
	29	1,23750	-2,32436	-1,08686
	30	1,12500	-2,16841	-1,04341
	31	1,01250	-1,99682	-0,98432
TRECHO DE	32	0,90000	-1,81094	-0,91094
	33	0,78750	-1,61237	-0,82487
	34	0,67500	-1,40267	-0,72767
	35	0,56250	-1,18345	-0,62095
	36	0,45000	-0,95629	-0,50629
	37	0,33750	-0,72277	-0,38527
	38	0,22500	-0,48450	-0,25950
	39	0,11250	-0,24304	-0,13054
	40	0	0	0

Quadro VII.22 - Valores da $LI(N)_V$, representada na Fig. VII.50

$\lambda = 4,5m$

SEÇÃO(x_i)		$LI(N)_V$	SEÇÃO(x_i)		$LI(N)_V$
TRECHO AB	00	0	TRECHO CD	21	-1,82434
	01	-0,14839		22	-1,80893
	02	-0,29751		23	-1,78332
	03	-0,44129		24	-1,74759
	04	-0,58386		25	-1,70179
	05	-0,72255		26	-1,64598
	06	-0,85640		27	-1,58022
	07	-0,98443		28	-1,50459
	08	-1,10567		29	-1,41913
	09	-1,21916		30	-1,32392
TRECHO BC	10	-1,32392	TRECHO DE	31	-1,21916
	11	-1,41913		32	-1,10567
	12	-1,50459		33	-0,98443
	13	-1,58022		34	-0,85640
	14	-1,64598		35	-0,72255
	15	-1,70179		36	-0,58386
	16	-1,74759		37	-0,44129
	17	-1,78332		38	-0,29751
	18	-1,80893		39	-0,14839
	19	-1,82434		40	0
20	-1,82949				

Quadro VII.23 - Valores da $LI(Q)_{10Esq.}$, representada na Fig. VII.51

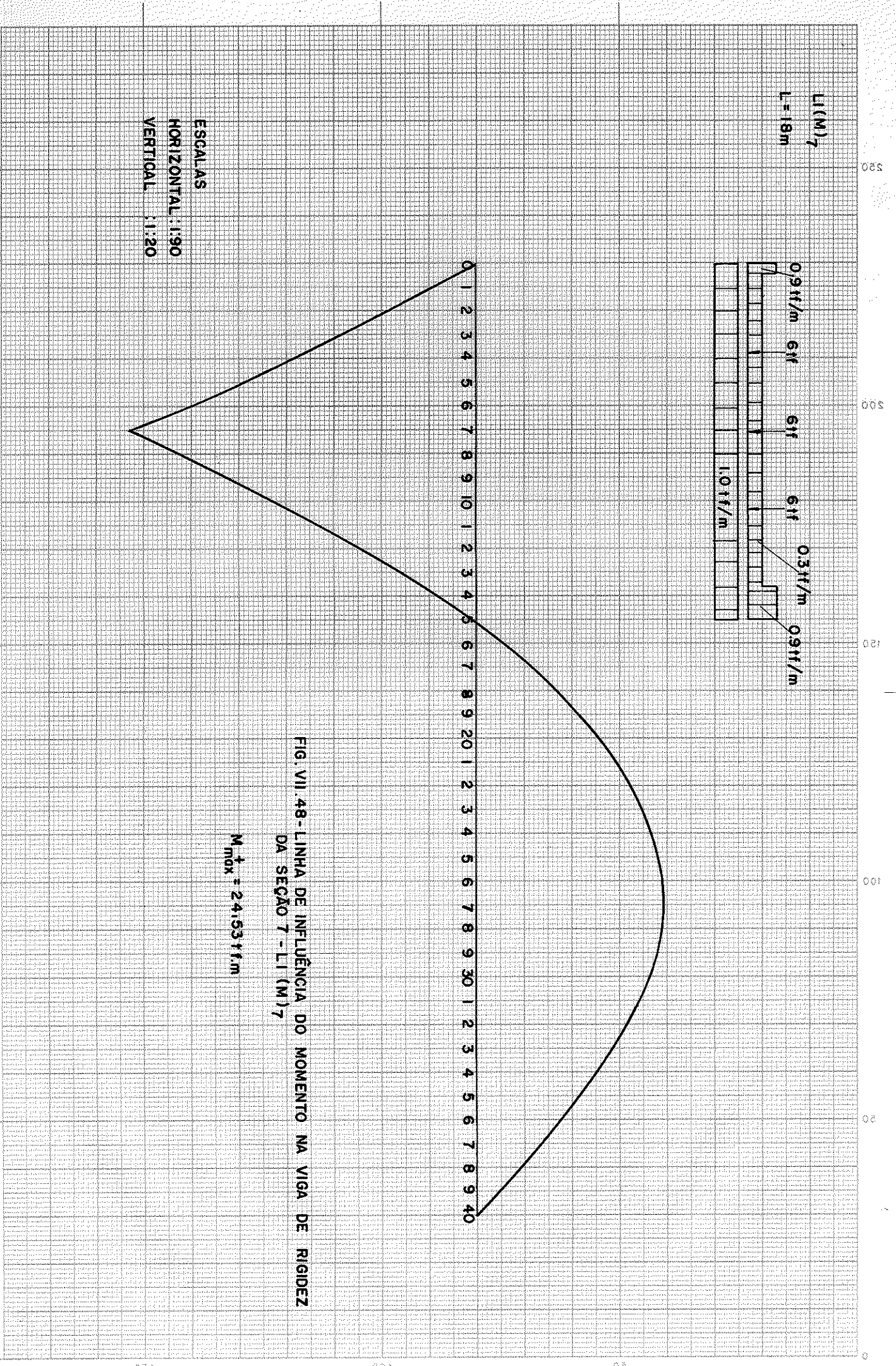
$\lambda = 4,5m$

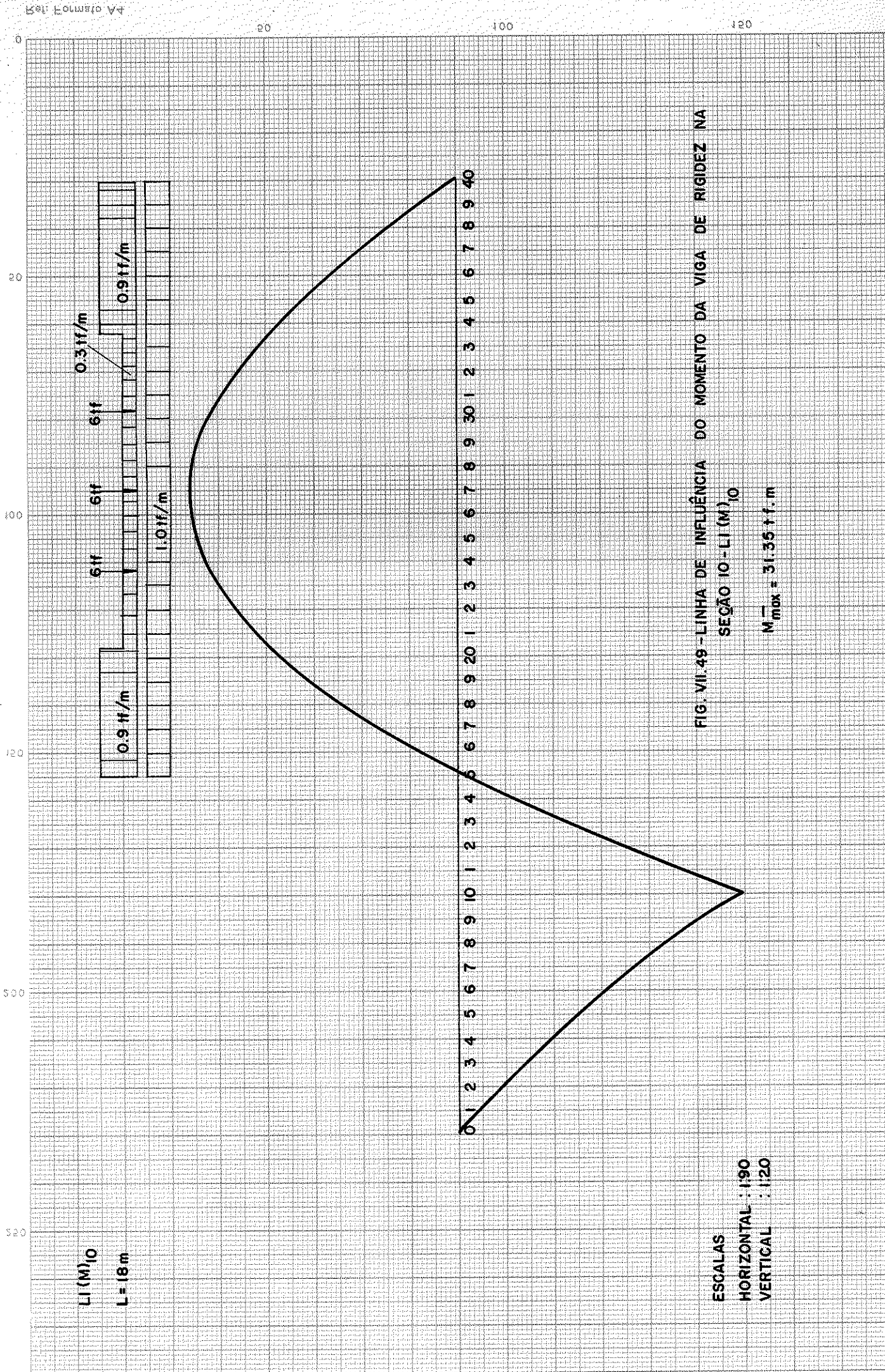
SEÇÃO(x_i)		$LI(Q)_{10Esq.}$	$-\text{sen} \alpha LIX_1$	$LI(Q)$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	-0,025	-0,05400	-0,07900
	02	-0,050	-0,10766	-0,15766
	03	-0,075	-0,16061	-0,23561
	04	-0,100	-0,21250	-0,31250
	05	-0,125	-0,26298	-0,38798
	06	-0,150	-0,31170	-0,46170
	07	-0,175	-0,35830	-0,53330
	08	-0,200	-0,40243	-0,60243
	09	-0,225	-0,44373	-0,66873
TRECHO BC	10	-0,250/0,750	-0,48186/-0,48186	-0,73186/0,26814
	11	0,725	-0,51652	0,20848
	12	0,700	-0,54762	0,15238
	13	0,675	-0,57515	0,09985
	14	0,650	-0,59908	0,05092
	15	0,625	-0,61940	0,00560
	16	0,600	-0,63607	-0,03607
	17	0,575	-0,64907	-0,07407
	18	0,550	-0,65839	-0,10839
	19	0,525	-0,66400	-0,13900
TRECHO CD	20	0,500	-0,66588	-0,16588
	21	0,475	-0,66400	-0,18900
	22	0,450	-0,65839	-0,20839
	23	0,425	-0,64907	-0,22407
	24	0,400	-0,63607	-0,23607
	25	0,375	-0,61940	-0,24440
	26	0,350	-0,59908	-0,24908
	27	0,325	-0,57515	-0,25015
	28	0,300	-0,54762	-0,24762
	29	0,275	-0,51652	-0,24152
TRECHO DE	30	0,250	-0,48186	-0,23186
	31	0,225	-0,44373	-0,21873
	32	0,200	-0,40243	-0,20243
	33	0,175	-0,35830	-0,18330
	34	0,150	-0,31170	-0,16170
	35	0,125	-0,26298	-0,13798
	36	0,100	-0,21250	-0,11250
	37	0,075	-0,16061	-0,08561
	38	0,050	-0,10766	-0,05766
	39	0,025	-0,05400	-0,02900
40	0	0	0	

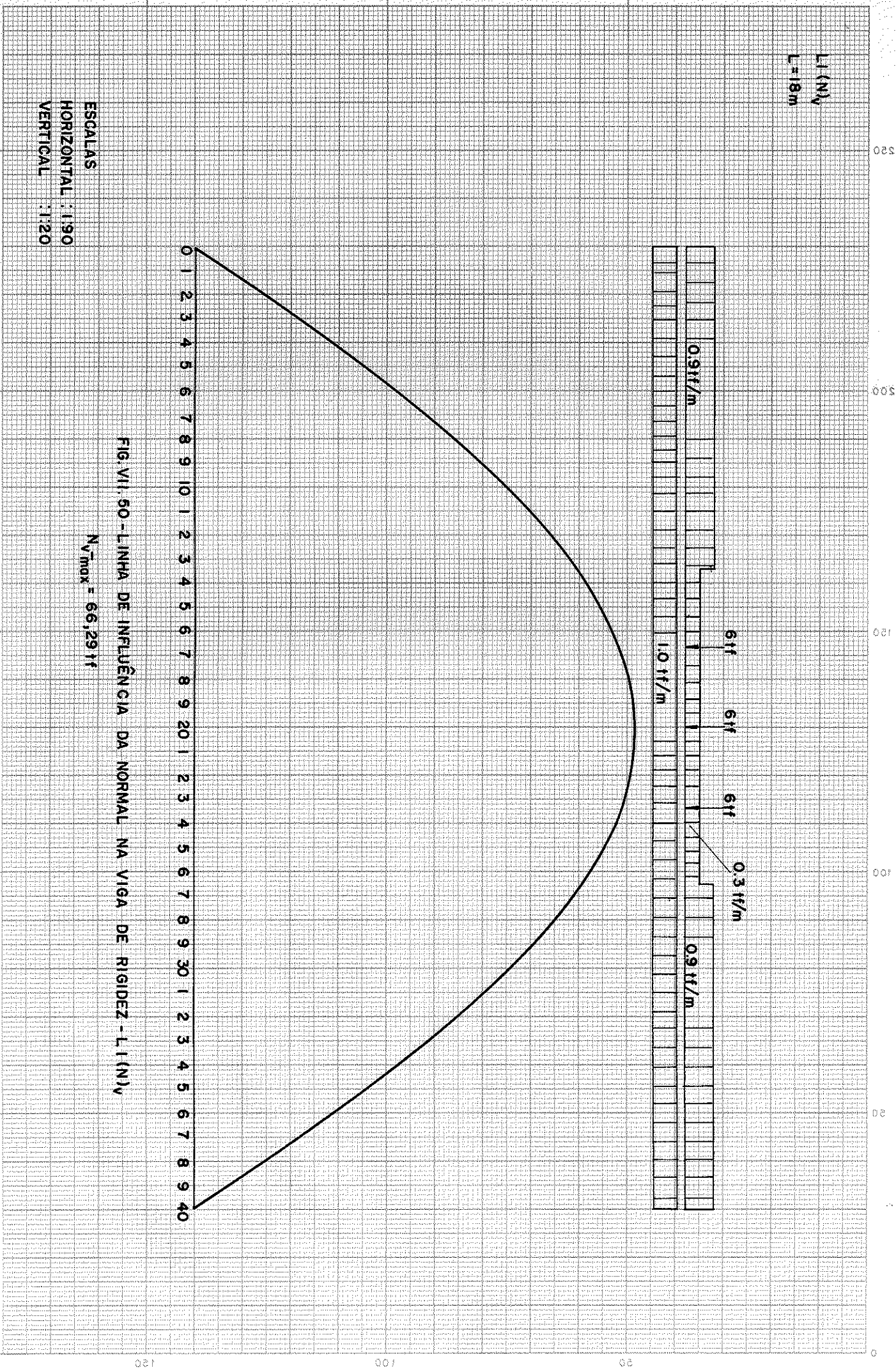
Quadro VII.24 - Valores da $LI(Q)_{10Dir.}$, representada na Fig.VII.52

$$l = 4,5m$$

SEÇÃO (x_i)	$LI(Q_o)_{10Dir.}$	$-(tg\alpha - sen\alpha)LIX_1$	$LI(Q)$
00	0	0	0
01	-0,025	-0,00346	-0,02846
02	-0,050	-0,00691	-0,05691
03	-0,075	-0,01030	-0,08530
04	-0,100	-0,01363	-0,11363
05	-0,125	-0,01687	-0,14187
06	-0,150	-0,02000	-0,17000
07	-0,175	-0,02299	-0,19799
08	-0,200	-0,02582	-0,22582
09	-0,225	-0,02848	-0,25348
10	-0,250/0,750	-0,03092/-0,03092	-0,28092/0,71908
11	0,725	-0,03314	0,69185
12	0,700	-0,03514	0,66485
13	0,675	-0,03691	0,63808
14	0,650	-0,03844	0,61155
15	0,625	-0,03975	0,58524
16	0,600	-0,04082	0,55917
17	0,575	-0,04165	0,53334
18	0,550	-0,04225	0,50775
19	0,525	-0,04261	0,48239
20	0,500	-0,04273	0,45727
21	0,475	-0,04261	0,43239
22	0,450	-0,04225	0,40775
23	0,425	-0,04165	0,38334
24	0,400	-0,04082	0,35917
25	0,375	-0,03975	0,33525
26	0,350	-0,03844	0,31155
27	0,325	-0,03691	0,28808
28	0,300	-0,03514	0,26485
29	0,275	-0,03314	0,24185
30	0,250	-0,03092	0,21908
31	0,225	-0,02848	0,19652
32	0,200	-0,02582	0,17417
33	0,175	-0,02299	0,15201
34	0,150	-0,00200	0,12999
35	0,125	-0,01687	0,10812
36	0,100	-0,01363	0,08636
37	0,075	-0,01030	0,06469
38	0,050	-0,00691	0,04309
39	0,025	-0,00346	0,02153
40	0	0	0







PROJ. ENG. CIVIL

$L1(Q)/OESQ.$

$L = 18\text{ m}$

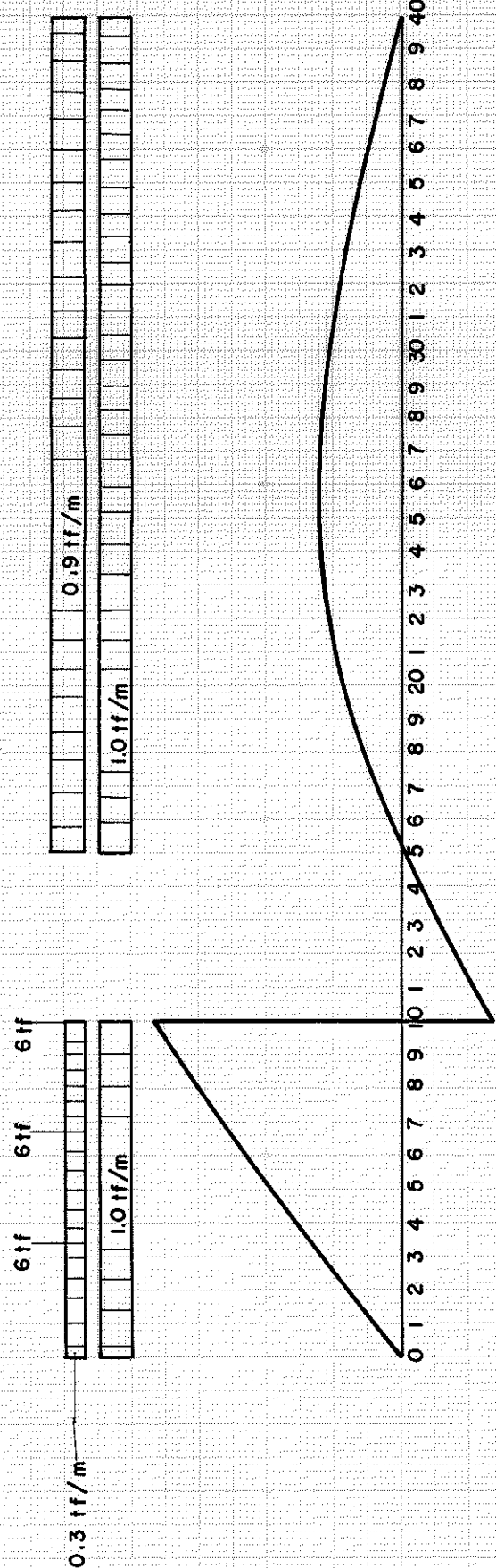
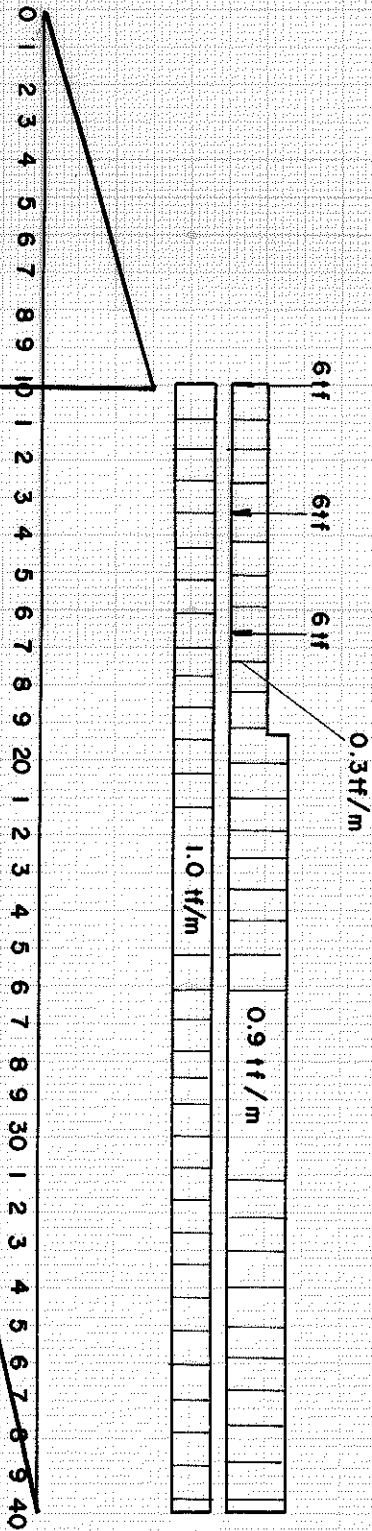


FIG VII.51 - LINHA DE INFLUÊNCIA NA VIGA DE RIGIDEZ A ESQUERDA DA SEÇÃO 10 - L1(Q) OESQ.

$Q_{MAX} = 14.66\text{ tf}$

ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

L1 (Q)10 DIR.
L = 18m



ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

FIG VII.52 - LINHA DE INFLUÊNCIA NA VIGA DE RIGIDEZ À DIREITA
DA SEÇÃO 10 - L1 (Q)10 DIR.
 $Q_{max} = 18.76 \text{ tf}$

d) Esforços solicitantes

Quadro VII.25 - Valores de seções e máximos esforços solicitantes na viga de rigidez de vão L = 18m

Esforço Seção	Momento Máximo (kgf.m)		Cortante Máxima (kgf)	
	+	-	+	-
07	24530			
10E				14660
10		31350		
10D			18760	
Normal Máxima (kgf) = 66290				

e) Verificações

e.1) Quanto ao cisalhamento (τ)

Pela equação (VII.16), para $Q = 18760\text{kgf}$, tem-se:

$$\tau_{\text{máx}} = 17,69\text{kgf/cm}^2 \approx \bar{\tau} = 16,6\text{kgf/cm}^2$$

e.2) Quanto à flexo-compressão

Pela equação (VII.17), para $M = 31350\text{kgf.m}$ e $N = 66290\text{kgf}$, tem-se

$$\sigma_{fc} = 105,6\text{kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fc} = 105,8\text{kgf/cm}^2 \text{ (tabela VI.2, pg. 88)}$$

e.3) Quanto à flecha

Aplicando a equação (VII.19), verifica-se:

e.3.1) Flecha no sistema

A flecha máxima no sistema ocorrerá para o carregamento da Fig. VII.53.

e.3.1.1 - Determinação de $(M_o)_i$

Ver Fig. VII.11 e equações (VII.21) e (VII.22).

e.3.1.2 - Determinação de $(M)_i$

Procedimento para determinação de $(\bar{M})_i$, para o carregamento da Fig. VII.53, que produz a máxima flecha na estrutura.

01 - Momentos nas seções: 10; 13,4; 20; para o carregamento de máxima flecha (Quadro VII.21 - Fig. VII.54; Quadro VII.26 - Fig. VII.55; Quadro VII.27 - Fig. VII.56).

Define-se nestas seções os pontos de inflexão da elástica do Momento para este carregamento.

02 - Define-se pelo Processo Geométrico os momentos (\bar{M}) , para todas as seções da estrutura.

03 - Aplica-se o PTV, definindo-se o deslocamento atuante, através de equação (VII.23), ou seja:

$$f_i = \int_{\text{viga}} \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx$$

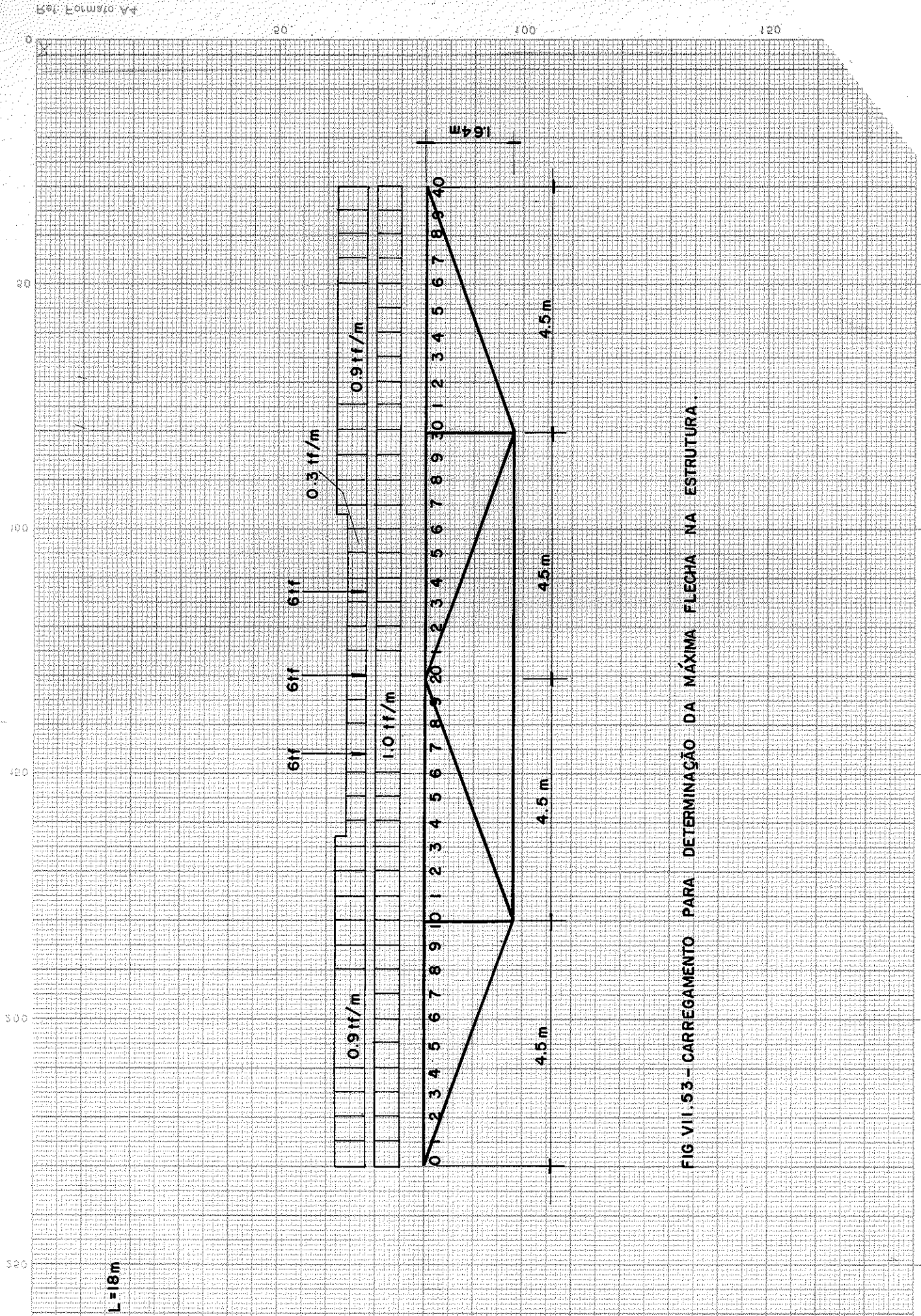
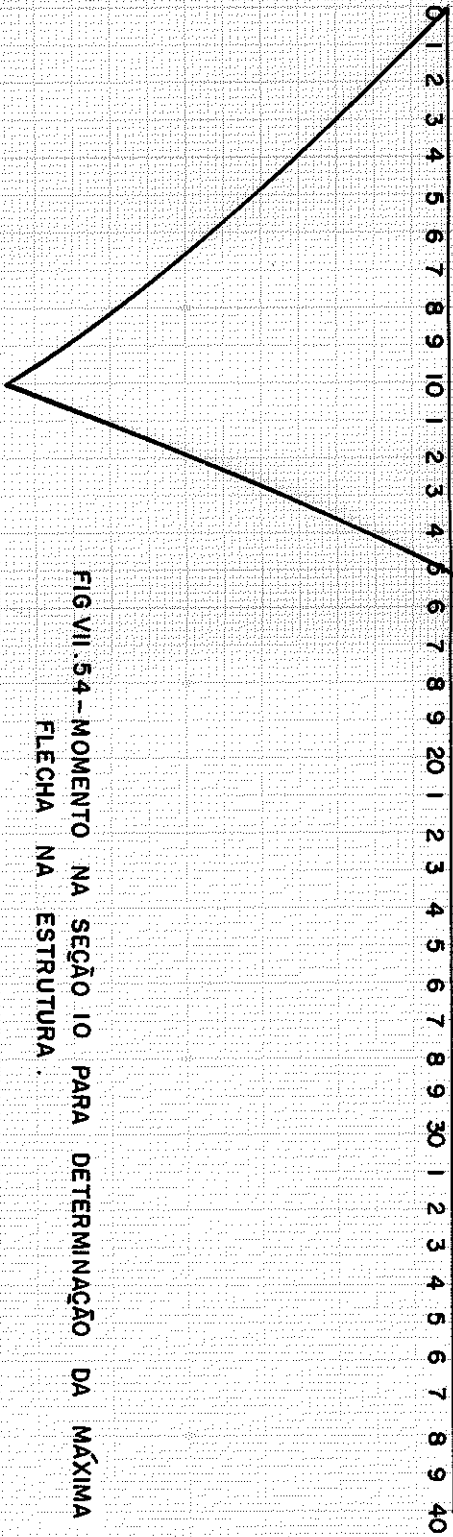
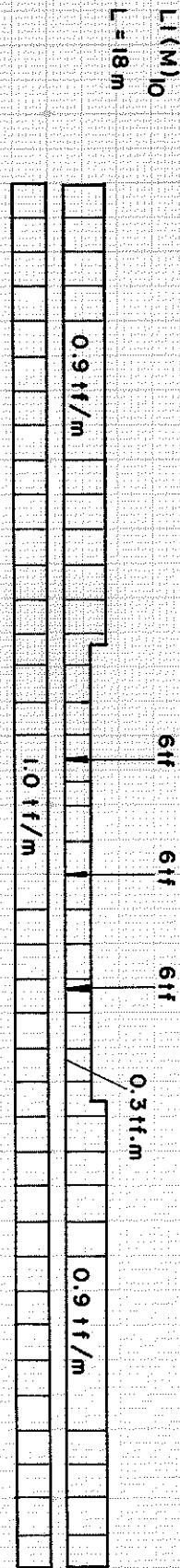


FIG VII. 53 - CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA.



ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

$M_{I0} = 17.85 \text{ tf.m}$

FIG VII. 54 - MOMENTO NA SEÇÃO I0 PARA DETERMINAÇÃO DA MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA.

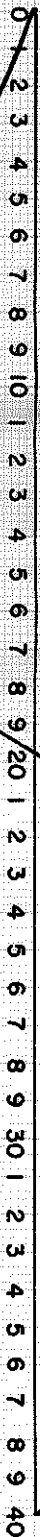
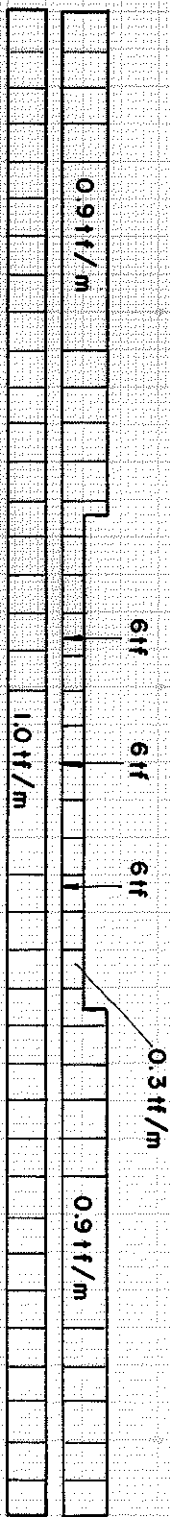
Quadro VII.26 - Valores da $LI(M)_{13,4}$, representada na Fig.VII.55

$\lambda = 4,5m$

SEÇÃO(x_i)	$LI(M_o)_{13,4}$	$-1,57267 LIX_1$	$LI(M)_{13,4}$
00	0	0	0
01	0,29925	-0,24835	0,05090
02	0,59850	-0,49507	0,10343
03	0,89775	-0,73855	0,15920
04	1,19700	-0,97715	0,21985
05	1,49625	-1,20927	0,28698
06	1,79550	-1,43328	0,36222
07	2,09475	-1,64755	0,44720
08	2,39400	-1,85046	0,54354
09	2,69325	-2,04039	0,65286
10	2,99250	-2,21572	0,77678
11	3,29175	-2,37508	0,91667
12	3,59100	-2,51809	1,07291
13	3,89025	-2,64468	1,24557
13,4	4,00995	-2,69069	1,31926
14	3,91950	-2,75472	1,16478
15	3,76875	-2,84812	0,92063
16	3,61800	-2,92478	0,69322
17	3,46725	-2,98458	0,48267
18	3,31650	-3,02743	0,28907
19	3,16575	-3,05323	0,11252
20	3,01500	-3,06185	-0,04685
21	2,86425	-3,05323	-0,18898
22	2,71350	-3,02743	-0,31393
23	2,56275	-2,98458	-0,42183
24	2,41200	-2,92478	-0,51278
25	2,26125	-2,84812	-0,58687
26	2,11050	-2,75472	-0,64422
27	1,95975	-2,64468	-0,68493
28	1,80900	-2,51809	-0,70909
29	1,65825	-2,37508	-0,71683
30	1,50750	-2,21572	-0,70822
31	1,35675	-2,04039	-0,68364
32	1,20600	-1,85046	-0,64446
33	1,05525	-1,64755	-0,59230
34	0,90450	-1,43328	-0,52878
35	0,75375	-1,20927	-0,45552
36	0,60300	-0,97715	-0,37415
37	0,45225	-0,73855	-0,28630
38	0,30150	-0,49507	-0,19357
39	0,15075	-0,24835	-0,09760
40	0	0	0

L1(M)13,4

L = 18 m



ESCALAS
 HORIZONTAL : 1:90
 VERTICAL : 1:20

FIG VII.55 - L1(M)13,4 E CARGAMENTO QUE PRODUZ A MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA.

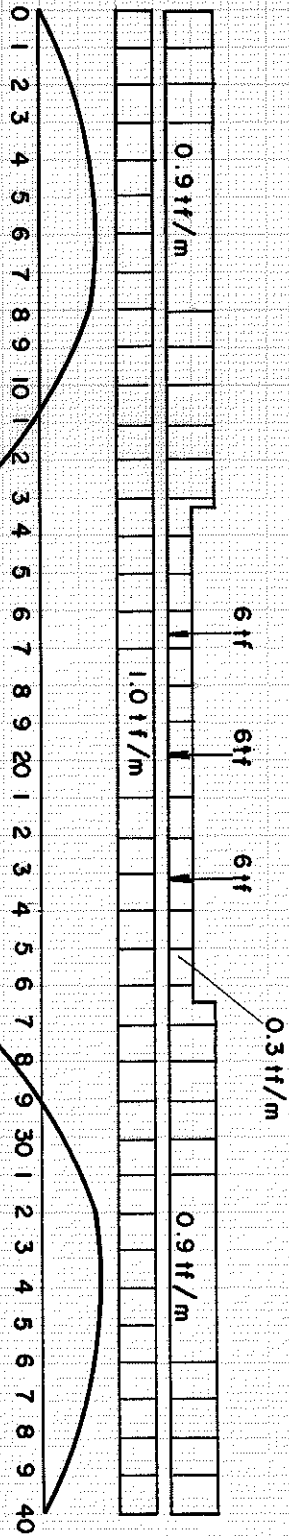
$M^+_{13,4} = 1.27 \text{ tf.m}$

Quadro VII.27 - Valores da $LI(M)_{20}$, representada na Fig. VII.56

$\lambda = 4,5m$

SEÇÃO (x_i)		$LI(M_o)_{20}$	$-1,63787 LIX_1$	$LI(M)_{20}$
TRECHO AB	00	0	0	0
	01	0,22500	-0,25864	-0,03364
	02	0,45000	-0,51559	-0,06559
	03	0,67500	-0,76916	-0,09416
	04	0,90000	-1,01766	-0,11766
	05	1,12500	-1,25940	-0,13440
	06	1,35000	-1,49270	-0,14270
	07	1,57500	-1,71585	-0,14085
	08	1,80000	-1,92717	-0,12717
	09	2,02500	-2,12498	-0,09998
TRECHO BC	10	2,25000	-2,30758	-0,05758
	11	2,47500	-2,47354	-0,00146
	12	2,70000	-2,62248	0,07752
	13	2,92500	-2,75432	0,17068
	14	3,15000	-2,86892	0,28108
	15	3,37500	-2,96620	0,40880
	16	3,60000	-3,04603	0,55397
	17	3,82500	-3,10831	0,71669
	18	4,05000	-3,15294	0,89706
	19	4,27500	-3,17980	1,09520
TRECHO CD	20	4,50000	-3,18879	1,31121
	21	4,27500	-3,17980	1,09520
	22	4,05000	-3,15294	0,89706
	23	3,82500	-3,10831	0,71669
	24	3,60000	-3,04603	0,55397
	25	3,37500	-2,96620	0,40880
	26	3,15000	-2,86892	0,28108
	27	2,92500	-2,75432	0,17068
	28	2,70000	-2,62248	0,07752
	29	2,47500	-2,47354	-0,00146
TRECHO DE	30	2,25000	-2,30758	-0,05758
	31	2,02500	-2,12498	-0,09998
	32	1,80000	-1,92717	-0,12717
	33	1,57500	-1,71585	-0,14085
	34	1,35000	-1,49270	-0,14270
	35	1,12500	-1,25940	-0,13440
	36	0,90000	-1,01766	-0,11766
	37	0,67500	-0,76916	-0,09416
	38	0,45000	-0,51559	-0,06559
	39	0,22500	-0,25864	-0,03364
	40	0	0	0

L1 (M) 20
L = 18 m

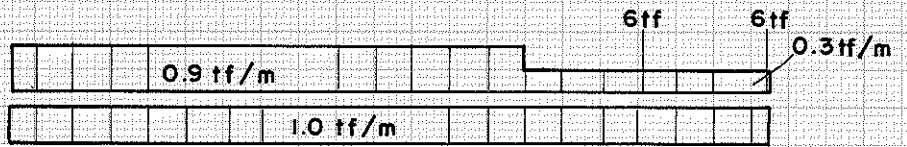


ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

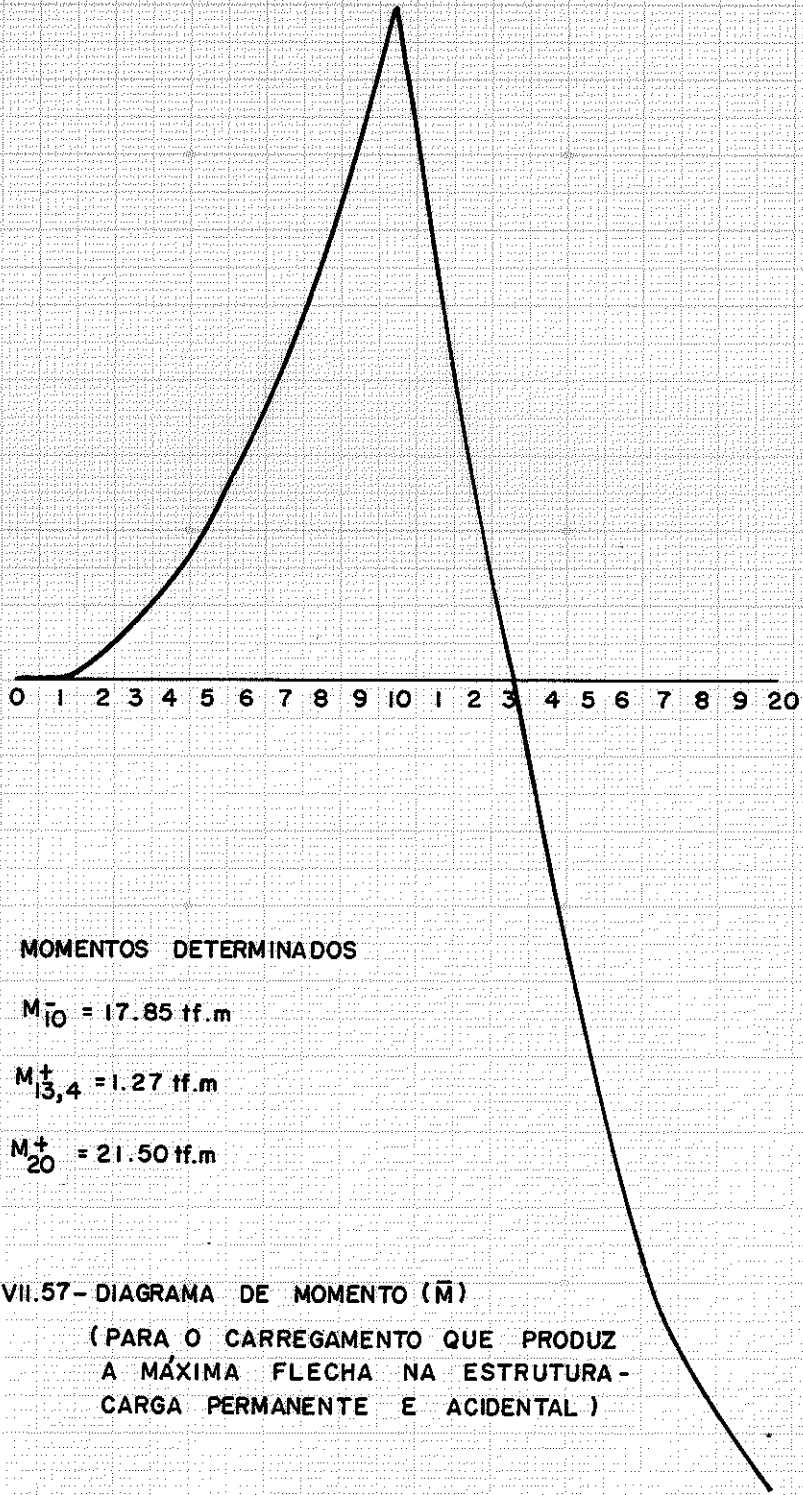
FIG VII.56-L1(M)₂₀ E CARGAMENTO QUE PRODUZ A MÁXIMA FLECHA.
 $M_{20}^+ = 21.50 \text{ tf}\cdot\text{m}$

INSTITUTO BRASILEIRO DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO BRASILEIRO DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO

L = 18m



MOMENTOS (M) _{p+10} (tf.m)	
SEÇÃO	M
0	0
1	-0.05
2	-0.40
3	-1.20
4	-2.40
5	-4.00
6	-5.90
7	-8.20
8	-11.00
9	-14.00
10	-17.85
11	-11.60
12	-5.80
13	-0.80
14	3.80
15	8.80
16	13.00
17	16.50
18	18.40
19	20.00
20	21.50



MOMENTOS DETERMINADOS

$M_{10}^- = 17.85 \text{ tf.m}$

$M_{13,4}^+ = 1.27 \text{ tf.m}$

$M_{20}^+ = 21.50 \text{ tf.m}$

FIG VII.57- DIAGRAMA DE MOMENTO (M)

(PARA O CARREGAMENTO QUE PRODUZ A MÁXIMA FLECHA NA ESTRUTURA - CARGA PERMANENTE E ACIDENTAL)

ESCALAS

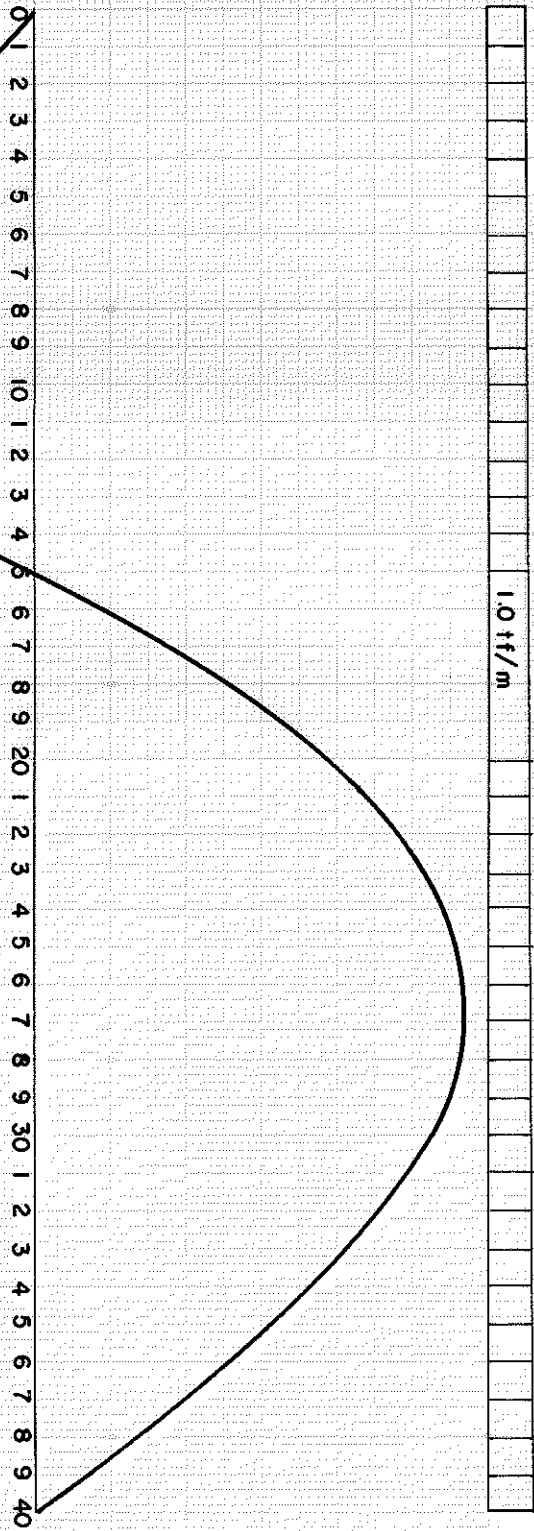
HORIZONTAL : 1:90

VERTICAL : 1:2

ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

FIG VII.58 - $L_1(M)_{10}$ E CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA FLECHA DEVIDO A CARGA PERMANENTE.

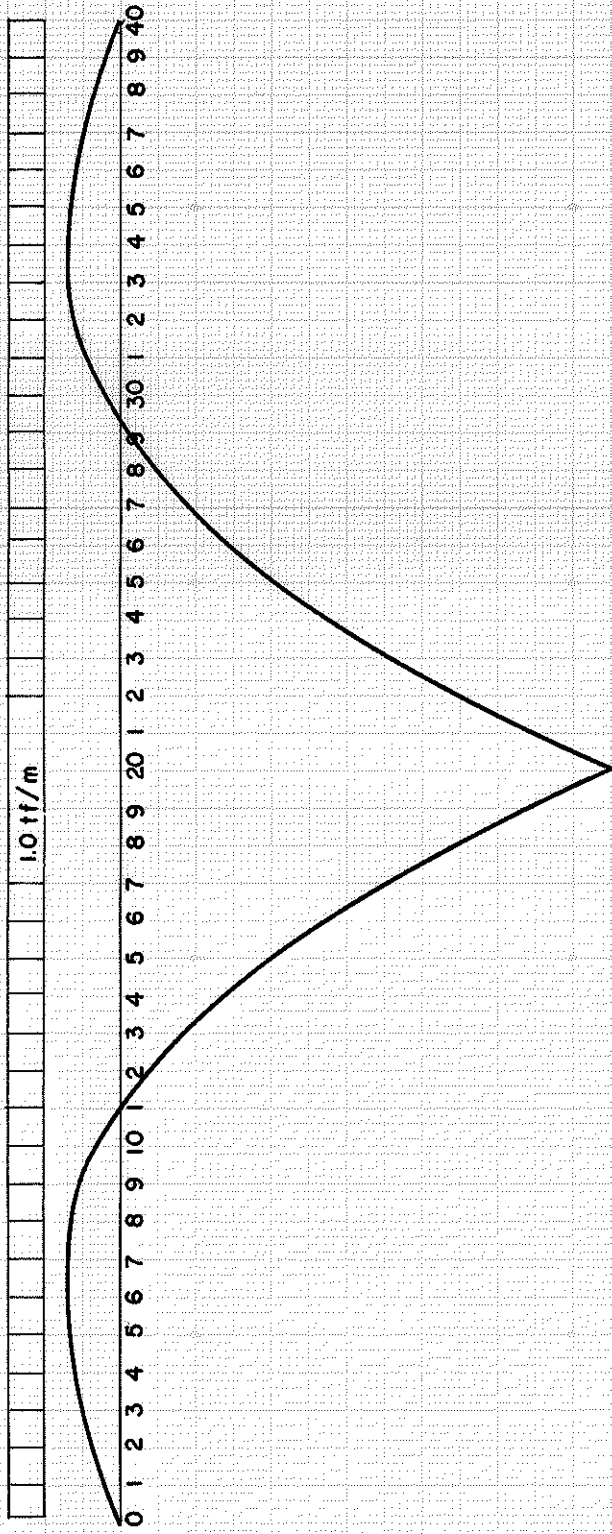
$M_{10} = 4.39 \text{ tf}\cdot\text{m}$



$L_1(M)_{10}$
 $L = 18 \text{ m}$

10 tf/m

LI (M)
L = 18m



ESCALAS

HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

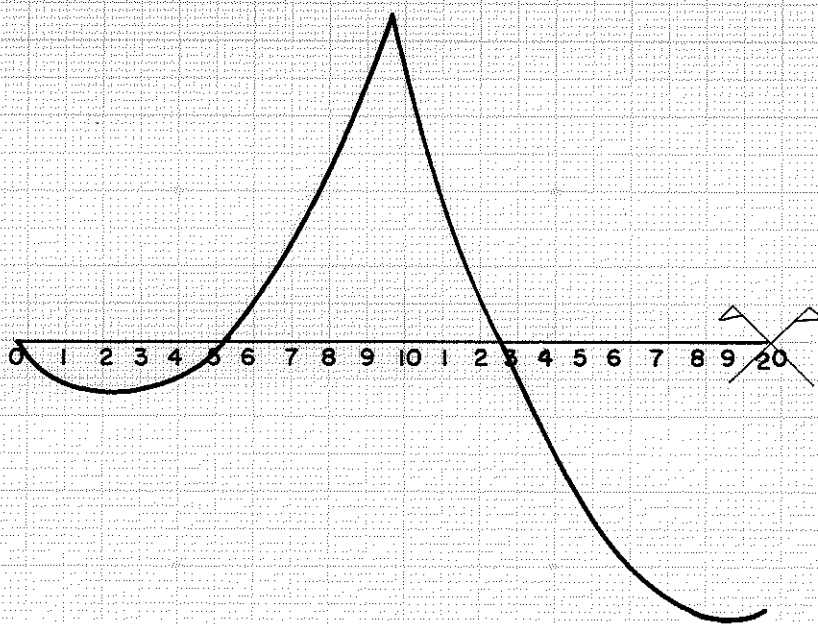
FIG VII.59 - LI (M)₂₀ E CARREGAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA FLECHA DEVIDO A CARGA PERMANENTE.

$M_{20}^{\dagger} = 3.58\text{ tf.m}$

ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
 2ª Ed. 1983 - 25.
 07. 10834 4534

(A) 0411

MOMENTOS (\bar{M}) _p (Kgf.m)	
SEÇÃO	\bar{M}
0	0
1	0.50
2	0.75
3	0.80
4	0.65
5	0.35
6	-0.20
7	-0.95
8	-1.85
9	-3.10
10	-4.39
11	-2.70
12	-1.15
13	0.15
14	1.20
15	2.20
16	2.80
17	3.30
18	3.60
19	3.70
20	3.58



MOMENTOS DETERMINADOS

$M_{10}^- = 4.39 \text{ tf.m}$

$M_{20}^+ = 3.58 \text{ tf.m}$

FIG VII.60-DIAGRAMA DE MOMENTO (\bar{M})
 (PARA A DETERMINAÇÃO DA FLECHA
 DEVIDO A CARGA PERMANENTE)

ESCALAS
 HORIZONTAL : 1:90
 VERTICAL : 1:1

ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

e.3.1.3 - Flecha máxima no sistema

Pelo quadro VII.28, combinando os diagramas de $(M_o)_{20}$ e $(\bar{M})_{a+p}$ (Fig. VII.57), tem-se::

$$\int M_o \bar{M} dx = 176,78 \text{tf.m}^3$$

Por (VII.23), tem-se:

$$\begin{aligned} \int_{20}^{(p+a)} &= \int_{\text{VIGA}} \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{17678000000}{110000 \cdot 39760} \\ &= 40,41 \text{cm} \end{aligned}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{1800}{350} = 5,14 \text{cm}$$

$$f_{20}^{(p+a)} > \bar{f}$$

Quadro VII.28 - Valores de $(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$ para determinação da máxima flecha na estrutura, devido a carga permanente e acidental.

SEÇÃO(x_i)	$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$
0	0	0	0
1	0,225	- 0,05	- 0,0675
2	0,450	- 0,40	- 1,0800
3	0,675	- 1,20	- 4,86
4	0,900	- 2,40	- 12,96
5	1,125	- 4,00	- 27
6	1,350	- 5,90	- 47,71
7	1,575	- 8,20	- 77,49
8	1,800	-11,00	-118,8
9	2,020	-14,00	-170,1
10	2,250	-17,85	-240,975
11	2,475	-11,60	-172,26
12	2,700	- 5,80	- 93,96
13	2,925	- 0,80	- 14,04
14	3,150	3,80	71,80
15	3,375	8,80	178,2
16	3,600	13,00	280,8
17	3,825	16,50	378,675
18	4,050	18,40	447,12
19	4,275	20,00	513
20	4,500	21,50	290,25

Quadro VII.29 - Valores de $(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$ para determinação da flecha devido a carga permanente.

$\Sigma = 1178,54$
 $2 \Sigma = 2357,08$

SEÇÃO(x_i)	$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i$
0	0	0	0
1	0,225	0,50	0,675
2	0,450	0,75	2,025
3	0,675	0,80	3,24
4	0,900	0,65	3,51
5	1,125	0,35	2,3626
6	1,350	-0,20	- 1,62
7	1,575	-0,95	- 8,9776
8	1,800	-1,85	-19,98
9	2,020	-3,10	-37,665
10	2,250	-4,39	-59,265
11	2,475	-2,70	-40,095
12	2,700	-1,15	-18,63
13	2,925	0,15	2,6325
14	3,150	1,20	22,68
15	3,375	2,20	44,55
16	3,600	2,80	60,48
17	3,825	3,30	75,736
18	4,050	3,60	87,48
19	4,275	3,70	94,906
20	4,500	3,58	48,33

$\Sigma = 262,37$

$2 \Sigma = 524,74$

$$(LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i = a_i(b_{i-1} + 4b_i + b_{i+1})$$

$$a = \bar{M} ; b = LI(M_o)_{20} ; i = \text{seção}$$

$$\int M_o \bar{M} dx = \frac{1}{6} \Sigma_{i=0}^{40} (LI(M_o)_{20}(\bar{M}))_i dx$$

Flecha devido a carga permanente

Pelo quadro VII.29, combinando os diagonais de $(M_o)_{20}$ e $(\bar{M})_p$, tem-se:

$$\int M_o \bar{M} dx = 39,35 \text{tf.m}^3$$

Por (VII.23), tem-se:

$$\int f_{20}^P = \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{39350000000}{110000 \cdot 39760} = 9,0 \text{cm}$$

Flecha devido a carga acidental

$$f_{20}^a = f_{20}^{P+a} - f_{20}^P = 40,41 - 9,0 = 31,41 \text{cm}$$

Flecha máxima corrigida

Corrigindo o módulo de elasticidade adotado para carga acidental

$$f_{20}^a = \frac{31,41 \cdot 110000}{165000} = 20,94 \text{cm}$$

e.3.2 - Contra-flechas (f')

a) Para combater a carga permanente (f_{20}^P)

$$f_{20}'^P = 9,0 \text{cm}$$

b) Para combater parte da carga acidental ($f_{20}^a - \bar{f}$)

$$f_{20}'^a = 20,94 - 5,14 = 15,8 \text{cm}$$

c) Contra-flecha total (f'_t)

$$f'_t = 15,8 + 9 = 24,8 \text{cm}$$

7.2.2) Cabos

a) Características

De acordo com o item 7.1.2(a, a.1 e a.2), e as características específicas de cada projeto, define-se o tipo de cabo a ser empregado.

b) Determinação da LI

b.1) $LI(N)_c$

$$LI(N)_j = (N_1)_j LI(X_1)_i$$

O quadro VII.30 e diagrama da Fig. VII.61, contém os valores das ordenadas das LI.

c) Carregamento

Posicionando o trem tipo da viga principal sobre as $LI(N)_c$, Fig. VII.61, na posição mais desfavorável, obtém-se a máxima solicitação (N_{c2})

$$N_{c2} = 70,79tf$$

Quadro VII.30 - Valores de $LI(N)_c$, representada na Fig. VII.61

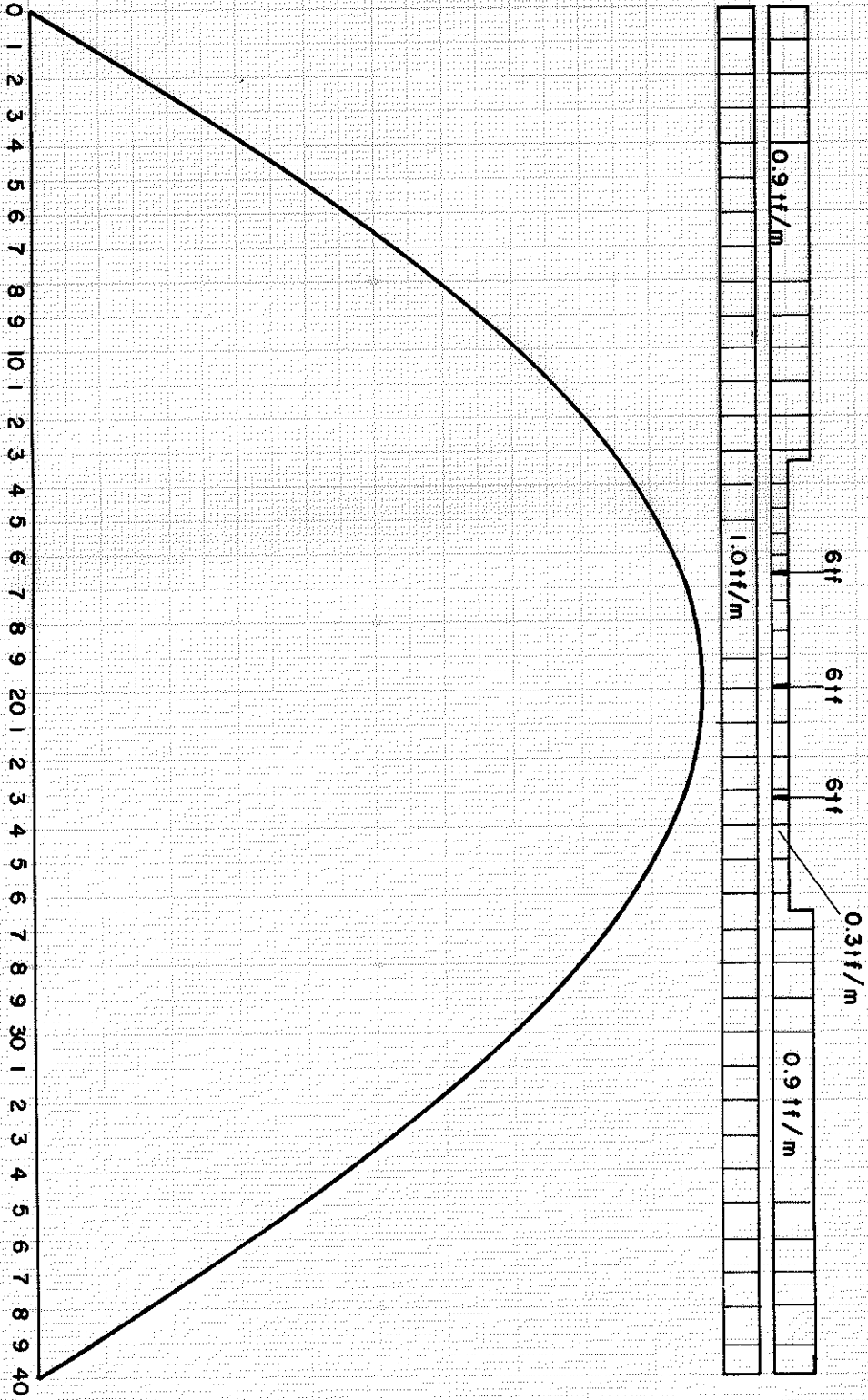
$$l = 4,5m$$

SEÇÃO (x_i)		$LI(N)_c$	SEÇÃO (x_i)		$LI(N)_c$
TRECHO AB	00	0	TRECHO CD	21	-1,94142
	01	-0,15791		22	-1,92502
	02	-0,31479		23	-1,89778
	03	-0,46961		24	-1,85975
	04	-0,62133		25	-1,81101
	05	-0,76893		26	-1,75162
	06	-0,91136		27	-1,68164
	07	-1,04761		28	-1,60115
	08	-1,17663		29	-1,51021
	09	-1,29740		30	-1,40889
	10	-1,40889		TRECHO DE	31
TRECHO BC	11	-1,51021	32		-1,17663
	12	-1,60115	33		-1,04761
	13	-1,68164	34		-0,91136
	14	-1,75162	35		-0,76893
	15	-1,81101	36		-0,62133
	16	-1,85975	37		-0,46961
	17	-1,89778	38		-0,31479
	18	-1,92502	39		-0,15791
	19	-1,94142	40		0
	20	-1,94691			

ESCALAS
 HORIZONTAL : 1:90
 VERTICAL : 1:20

$N_{c1}^D = 22.58 \text{ tf}$
 $N_{c1}^O = 48.21 \text{ tf}$

FIG VIII.61 - NORMAL NO CABO PROVOCADA PELO TREM-TIPO



$L(N_c)$

$L = 18 \text{ m}$

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de tração (N_{cl}) para obtenção da contra flecha (f')

$$N_{cl} = N_{cl}^P + N_{cl}^a$$

- Cálculo de N_{cl}^P

$$f_{20}^P = f'_{20}^P = -9,0 \text{ cm}$$

$$f'_{20}^P = N_{cl}^P \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = -9,0 \text{ cm}$$

$$E = E_m$$

$$J = J_v$$

$$M_o \text{ e } M_1 - (\text{Quadro VII.31})$$

Do quadro VII.31, tem-se:

$$\int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = \frac{-62176000}{110000.39760} = -0,01421 \text{ cm/kgf}$$

donde:
$$N_{cl}^P = \frac{-9,0}{-0,01421} = 633 \text{ kgf}$$

- Cálculo de N_{cl}^a

$$f_{20}^a = (f_{20}^a - \bar{f}) = -15,8 \text{ cm}$$

$$(f_{20}^a - \bar{f}) = N_{cl}^a \int \frac{M_o \bar{M}}{EJ} dx = -15,8 \text{ cm}$$

Portanto

$$N_{cl}^a = \frac{-15,8}{-0,01421} = 1112 \text{ kgf}$$

logo

$$N_{cl} = 633 + 1112 = 1745 \text{ kgf}$$

d.2) Esforço normal de tração (N_{c2}) provocado pelo trem-tipo (Fig. VII.61)

$$N_{c2} = 70,79 \text{tf}$$

Quadro VII.31 - Valores de $(LI(M_o)_{20}(\bar{M})_1)_i$ para um esforço unitário ($N=1$) no cabo

$$l = 4,5 \text{m}$$

SEÇÃO (x_i)	$(LI(M_o)_{20})_i$	$(\bar{M})_1)_i$	$(LI(M_o)_{20}(\bar{M})_1)_i$
0	0	0	
1	0,225	-0,15391	- 0,20777
2	0,450	-0,30782	- 0,83111
3	0,675	-0,46173	- 1,87000
4	0,900	-0,61564	- 3,32445
5	1,125	-0,76955	- 5,19446
6	1,350	-0,92345	- 7,47994
7	1,575	-1,07736	-10,18105
8	1,800	-1,23127	-13,29771
9	2,020	-1,38518	-16,82993
10	2,250	-1,53909	-20,77771
11	2,475	-1,54897	-23,00220
12	2,700	-1,55835	-25,24527
13	2,925	-1,56872	-27,53103
14	3,150	-1,57860	-29,83554
15	3,375	-1,58848	-32,16672
16	3,600	-1,59836	-34,52457
17	3,825	-1,60823	-36,90887
18	4,050	-1,61811	-39,32007
19	4,275	-1,62799	-41,75794
20	4,500	-1,63787	-44,22249

$$\Sigma = 414,50883$$

$$2\Sigma = 829,01$$

$$(LI(M_o)_{20}(\bar{M})_1)_i = a_i (b_{i-1} + 4b_i + b_{i+1})$$

$$a = \bar{M} ; b = LI(M_o)_{20} ; i \rightarrow \text{seção}$$

$$M_o \bar{M} dx = \frac{1}{6} \sum_{i=0}^{40} (LI(M_o)_{20}(\bar{M})_1)_i dx$$

d.3) Esforço normal de tração (N_{c3}) para combater a variação de temperatura

Aplicando as equações (VII.24) e (II.4), conforme item 7.2.2 - d.3 do cap. VII, tem-se

$$N_{c3} = 0,09tf$$

d.4) Esforço normal de tração total (N_c)

$$N_c = N_{c1} + N_{c2} + N_{c3} = 1,745 + 70,79 + 0,09$$

$$N_c = 72,625tf$$

e) Dimensionamento

Em qualquer ponto do cabo, o esforço de tração atuante (E_c) é considerado o mesmo, e vale:

$$E_c = 72,625tf \quad (\text{máxima tração})$$

e.1) Utilizando vergalhões de aço carbono CA-50A

e.1.1) Verificação da fadiga no cabo

- Cálculo de $\sigma_{\text{mín}}$

$$\text{Da Fig. VII.61, tem-se: } N_{c1}^p = 22,58tf$$

$$N_{c\text{mín}} = 22,58 + 0,09 = 22,67tf$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N_{c\text{mín}}}{S}$$

- Cálculo de $N_{c\text{máx}}$

$$\text{Da Fig. VII.61, tem-se: } N_{c1}^a = 48,21tf$$

$$N_{c\text{máx}} = N_{c\text{mín}} + N_{c1}^a = 70,88tf$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N_{c\text{máx}}}{S}$$

- Cálculo de γ_f

Substituindo os valores de $\sigma_{\text{máx}}$, $\sigma_{\text{mín}}$, a e b na equação (VII.25), tem-se:

$$\gamma_f = 1,0$$

Portanto não ocorrerá influência prejudicial da fadiga no cabo e $\sigma_{\text{lim}} = \sigma = 3500 \text{kgf/cm}^2$.

e.1.2) Critério de segurança

Será adotado o mesmo critério já descrito (item 7.1.2 - e.1.2).

$$\gamma_s = 1,5 \quad (\text{coeficiente de segurança})$$

e.1.3) Solicitações e dimensões

- Esforço de ruptura mínimo efetivo (E_{rup})

$$E_{\text{rup}} = 1,5 E_c = 1,5 (72,625) = 108940 \text{kgf}$$

Pelo Quadro VII.32 e Fig. VII.26, utilizando-se rosca métrica, determina-se o nº e dimensões mais convenientes para os vergalhões e as características das respectivas porcas.

Quadro VII.32 - Dimensões e características dos vergalhões com respectivas porcas

VERGALHÕES				PORCAS		
n	ESFORÇO EFETIVO EM CADA VERGALHÃO $E\phi$ (kgf)	ϕ		D (mm)	m (mm)	S
		DO NÚCLEO ϕ_n (mm)	efetivo ϕ_{ef} (in)			
5	21788	28,15	1 1/2	69,3	30	6
4	27235	31,47	1 1/2	69,3	30	6
3	36313	36,34	1 3/4	80,8	35	7

- Diâmetro adotado do cabo (ϕ_{ef})

Pelo Quadro VII.32 observa-se que utilizando-se 4 ϕ 1 1/2", o diâmetro mínimo necessário na seção de topo mínima para ancoragem é de $69,3 \times 4 = 277,2\text{mm}$. Portanto, para que seja possível a utilização de vergalhões é necessário aumentar o diâmetro médio do tronco.

Para um diâmetro de topo mínimo do tronco (D_2) igual a 35cm, a utilização de vergalhões torna-se viável, para o sistema de ancoragem sugerido.

Observação: O aumento do diâmetro do tronco na ponte de 2 faixas de tráfego, não acarretará nenhuma alteração no estudo da otimização, desenvolvido no cap. 5, ítem 5.3.3, uma vez que a distância ideal (x_i), entre eixos das vigas, se mantem.

e.1.4) Tensores

Substituindo E_ϕ , $\bar{\sigma}_t$ e ϕ_{ef} do Quadro VII.32 na equação VII.23a, tem-se:

- Comprimento (l_t)

$$l_t = 5\phi_{ef} = 20\text{cm}$$

- Diâmetro externo (ϕ_e)

$$\phi_e = 5,5\text{cm}$$

- Esforço a ser aplicado na barra de manobra dos tensores

$$N' = Nc_1^p + Nc_1^a + Nc_3 = 1835\text{kgf}$$

$$n = 4 \text{ (nº de vergalhões)}$$

Substituindo N' e n nas equações VII.28 e VII.27, tem-se:

$$P = 458,75\text{kgf}$$

$$N_m = 5\text{kgf}$$

e.1.5) Especificação

Quantidade:

na viga: 4

na ponte: 24

Tipo: Aço carbono CA-50A

$$\sigma_e = 5000 \text{kgf/cm}^2$$

Diâmetro: 1 1/2"

e.2) Utilizando cabo de aço ou cordoalhas

$$E_{rup} = 108940 \text{kgf}$$

e.2.1) Escolha do tipo e nº de cabos

Pelo catálogo do fabricante (25, 53), escolhendo-se cabos com $\phi = 1 \frac{3}{8}$ ", tem-se:

$$E_{rup}^{1 \frac{3}{8}} = (66300 + 4972,5) \cdot 0,8$$

(4972,5 é o acréscimo da tabela devido a alma ser de aço).

(0,8 é a redução devido a utilização de grampos (clips) na fixação do cabo).

$$E_{rup}^{1 \frac{3}{8}} = 57018 \text{kgf}$$

Determina-se o nº de cabos (n)

$$n = \frac{E_{rup}}{E_{rup}^{1 \frac{3}{8}}} = \frac{108940}{57018} = 1,91$$

Portanto $n = 2$

Desta forma o coeficiente de segurança (γ_s) assume novo valor

$$\gamma_s = 1,57$$

- Especificação

Quantidade:

na viga: 2

na ponte: 12

Tipo: (6x7) + AA ; Improved Plow Steel. 180-200kgf/mm²

Diâmetro: 1 3/8"

e.2.2 - Escolha do tipo e nº de cordoalhas

Pelo catálogo do fabricante (25, 52), escolhendo-se cordoalhas com $\phi = 1 \frac{1}{8}$ ", tem-se:

$$E_{rup}^{1 \frac{1}{8}} = (70760)0,8$$

(0,8 é a redução devido a utilização de clips na fixação da cordoalha).

$$E_{rup}^{1 \frac{1}{8}} = 56608 \text{kgf}$$

determina-se o nº de cordoalhas (n)

$$n = \frac{E_{rup}}{E_{rup}^{1 \frac{1}{8}}} = \frac{108940}{56608} = 1,924$$

Portanto $n = 2$

Desta forma o coeficiente de segurança (γ_s) assume novo valor

$$\gamma_s = 1,56$$

- Especificação

Quantidade:

na viga: 2

na ponte: 12

Tipo: Cordoalhas de 19 ou 37 fios galvanizados para tirantes e fins estruturais 160/180kgf/mm² (25, 52)

Diâmetro: 1 1/8"

f) Ancoragem

Sugere-se como sistemas de ancoragem, os mesmos descritos no desenvolvimento do projeto da ponte de uma faixa de tráfego, item 7.1.2.f.

7.2.3 - Montantes

a) Características

A seção do montante foi adotada igual a seção da viga, Fig. VII.1, assim:

$$\phi_m = 30 \text{ cm}$$

$$S_M = 706 \text{ cm}^2$$

$$J_M = 39760 \text{ cm}^4$$

$$l_M = l_{tg} = 182 \text{ cm}$$

b) Determinação da LI

b.1) $LI(N)_M$

$$LI(N)_j = (N_1)_j LI(X_1)_i$$

O Quadro VII.33 e Fig. VII.62, contém os valores das ordenadas da LI.

c) Carregamento Fig. VII.62 ilustra o carregamento para determinação do máximo esforço solicitante no montante.

Quadro VII.33 - Valores da $LI(N)_M$, representada na Fig. VII.62

$$l = 4,5m$$

SEÇÃO (x_i)	$LI(N)_M$	SEÇÃO (x_i)	$LI(N)_M$
00	0	21	-0,62139
01	-0,05054	22	-0,61614
02	-0,10076	23	-0,60742
03	-0,15031	24	-0,59525
04	-0,19887	25	-0,57965
05	-0,24611	26	-0,56064
06	-0,29170	27	-0,53824
07	-0,33531	28	-0,51248
08	-0,37661	29	-0,48337
09	-0,41526	30	-0,45094
10	-0,45094	31	-0,41526
11	-0,48337	32	-0,37661
12	-0,51248	33	-0,33531
13	-0,53824	34	-0,29170
14	-0,56064	35	-0,24611
15	-0,57965	36	-0,19887
16	-0,59525	37	-0,15031
17	-0,60742	38	-0,10078
18	-0,61614	39	-0,05054
19	-0,62139	40	0
20	-0,62315		

L(N) M
L = 18 m

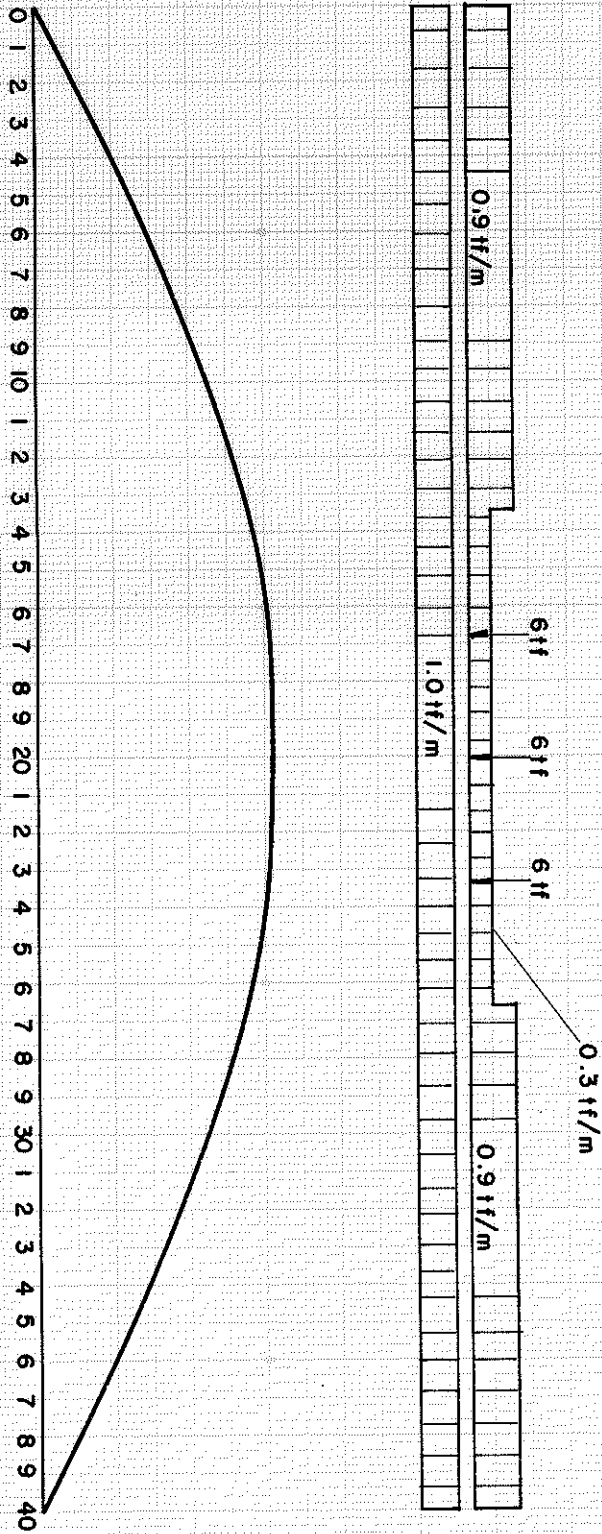


FIG VII.62 - MÁXIMA NORMAL NO MONTANTE

$M_{\max} = 22.84 \text{ tf}$

ESCALAS

HORIZONTAL : 1:100

VERTICAL : 1:20

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de compressão, N_M

$$N_M = 22,84 \text{tf}$$

e) Verificação

Tensão de compressão atuante (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{22840}{706} = 32,35 \text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad (\text{satisfaz})$$

7.2.4 - Diagonais

a) Características

Adotando-se seção da diagonal igual a da viga, Fig. VII.1, tem-se:

$$\phi_m = 30 \text{cm}$$

$$S_D = 706 \text{cm}^2$$

$$J_D = 39760 \text{cm}^4$$

$$l_D = \frac{l}{\cos \alpha} = 532 \text{cm}$$

b) Determinação da LI

b.1) $LI(N)_D$

$$LI(N)_j = (N_1)_j \quad LI(X_1)_i$$

O quadro VII.34 e diagrama da Fig. VII.63, contêm os valores das ordenadas da LI.

c) Carregamento

—A Fig. VII.63 ilustra o carregamento para determinação do máximo esforço solicitante na diagonal.

d) Esforços solicitantes

d.1) Esforço de compressão, N_D

$$N_D = 4,5tf$$

e) Verificação

Tensão de compressão atuante (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{4500}{706} = 6,37kgf/cm^2$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_{f\ell} \text{ (satisfaz)}$$

Quadro VII.34 - Valores da $LI(N)_D$, representada na Fig. VII.63

$$l = 4,5m$$

SEÇÃO (x_i)	$LI(N)_D$	SEÇÃO (x_i)	$LI(N)_D$
00	0	21	-0,12460
01	-0,01013	22	-0,12355
02	-0,02020	23	-0,12180
03	-0,03014	24	-0,11936
04	-0,03988	25	-0,11623
05	-0,04935	26	-0,11242
06	-0,05849	27	-0,10793
07	-0,06724	28	-0,10276
08	-0,07552	29	-0,09693
09	-0,08327	30	-0,09042
10	-0,09042	31	-0,08327
11	-0,09693	32	-0,07552
12	-0,10276	33	-0,06724
13	-0,10793	34	-0,05849
14	-0,11242	35	-0,04935
15	-0,11623	36	-0,03988
16	-0,11936	37	-0,03014
17	-0,12180	38	-0,02020
18	-0,12355	39	-0,01013
19	-0,12460	40	0
20	-0,12495		

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
C.A. PUNTO FICHA
E-2 - 01587 - 052

$L I (N)_D$
 $L = 18 m$

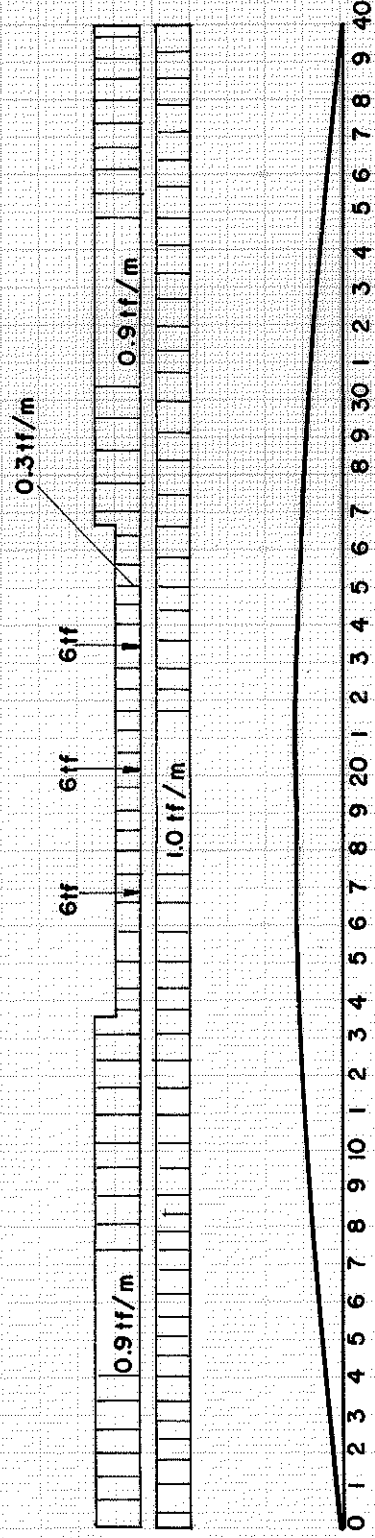


FIG VII. 63 — MÁXIMA NORMAL NA DIAGONAL

$N_{D \max} = 4.51f$

ESCALAS
HORIZONTAL : 1:90
VERTICAL : 1:20

7.3 - ANEXO

I. CÁLCULO DOS ESFORÇO SOLICITANTES NO CABO SUPONDO A HIPÓTESE DO CABO FIXO (TOTAL ATRITO) OU DE 3 GRAUS DE HIPERESTATICIDADE

a) Determinação do esforço máximo no cabo

a.1) Para o carregamento da Fig. VII.46 (PONTE DE UMA FAIXA DE TRÁFEGO)

Dados: $E_a J_a$ (módulo de elasticidade e momento de inércia do cabo)

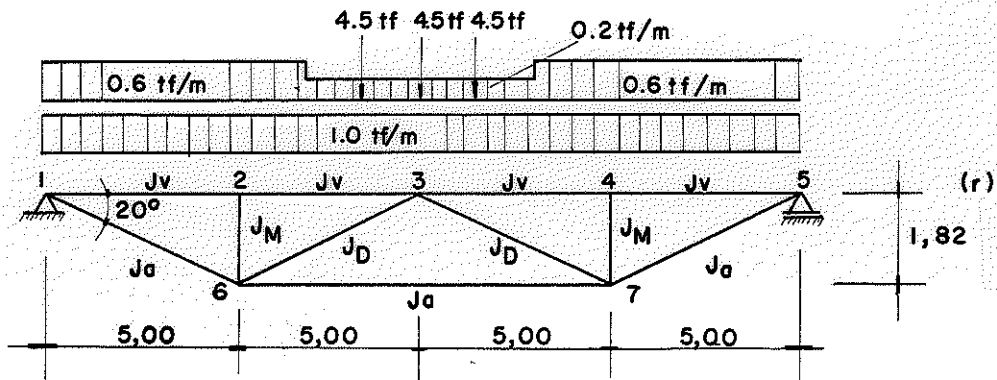
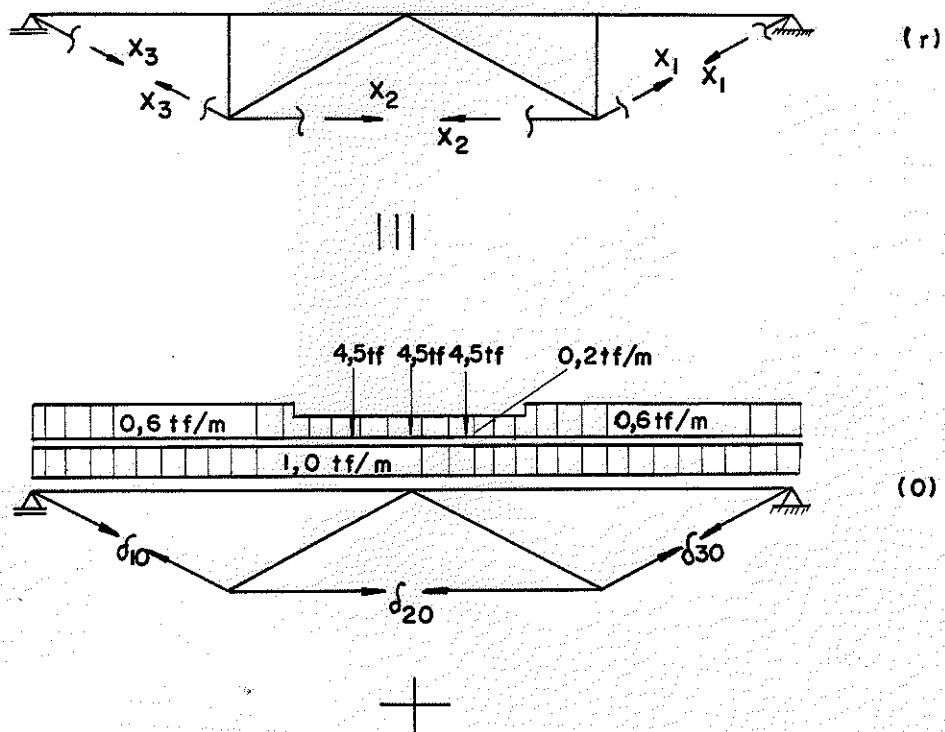


FIG VII 64

$E_m J_v = E_m J_M = E_m J_D$ (E_m = módulo de elasticidade da madeira; J_v , J_M , J_D - Momento de inércia da viga, montante e diagonal).

1) Sistema principal e hiperestáticos



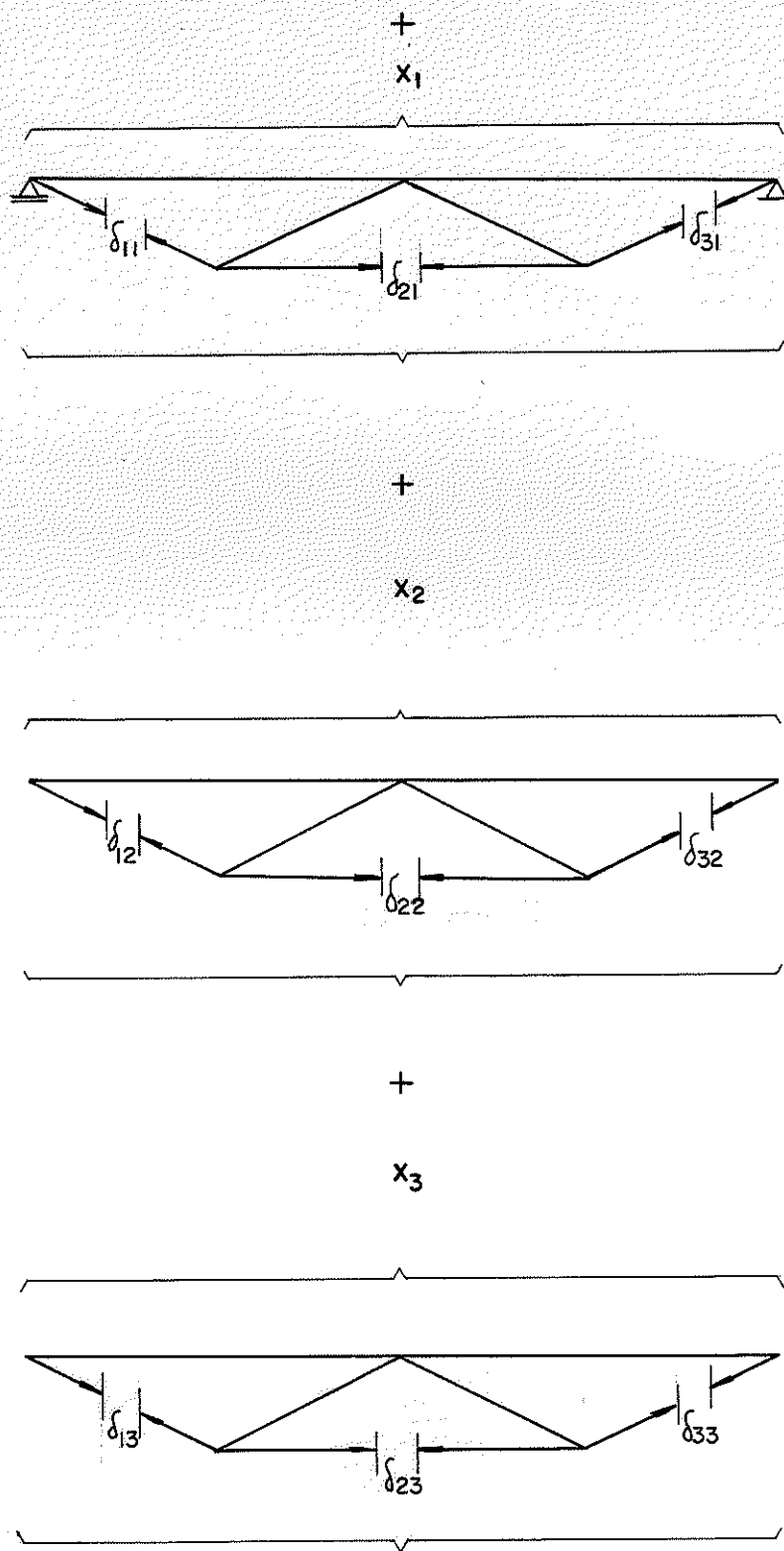


FIG. VII.65

Escrevendo o sistema de equações que resolve o problema, sob forma matricial, temos:

$$\begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Sob forma mais compacta, vem

$$\{\delta_o\} + [\delta] \{X\} = \{0\}$$

Sendo

$\{\delta_o\}$ = influência do carregamento externo (vetor dos termos de carga)

$[\delta]$ = matriz de flexibilidade da estrutura, independente da sollicitação externa, sendo função do sistema principal adotado.

$\{X\}$ = vetor dos hiperestáticos

$$\{X\} = -[\delta]^{-1} \{\delta_o\}$$

Os esforços finais na estrutura hiperestática são obtidos empregando-se o princípio da superposição de efeitos, ou seja

$$E = E_o + \sum E_i X_i$$

E_o = esforço no sistema principal, provocado pelo agente sollicitante externo.

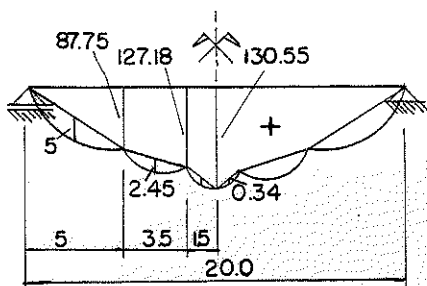
E_i = esforço no sistema principal provocado pela aplicação do hiperestático X_i com o valor inicialmente arbitrado.

X_i = valor obtido para o hiperestático, a partir da resolução direta do sistema de equações de compatibilidade elástica ou da equação matricial.

2) Diagramas no sistema principal

Aplicando no sistema principal, respectivamente, o carregamento externo e cada um dos hiperestáticos, tomados iguais a 1, obtêm-se os diagramas da Fig. VII.66 (a, b, c, d, e, f, g e h).

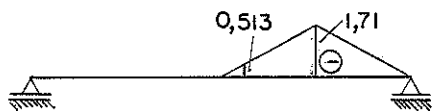
PROBLEMA (0)



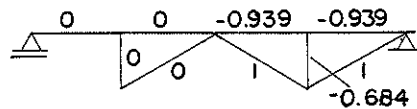
a) M_0

b) $N_0 = 0$

PROBLEMA (1)

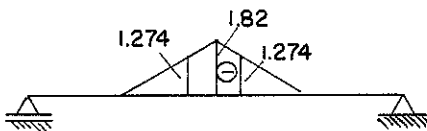


c) M_1

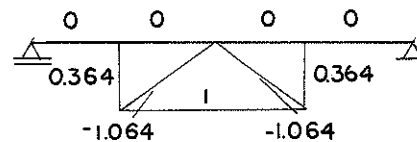


d) N_1

PROBLEMA (2)

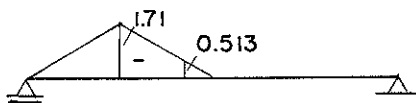


e) M_2

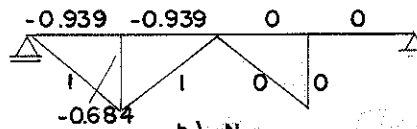


f) N_2

PROBLEMA (3)



g) M_3



h) N_3

FIG. VII. 66

3. Cálculo dos $E_c J_c \delta_{ij}$ - combinando os diagramas da Fig. VII.66 (a, b, c, d, e, f, g, h), tem-se:

$$E_c J_c \delta_{10} = -723,65 \quad E_c J_c \delta_{21} = 2.593$$

$$E_c J_c \delta_{20} = -1115,35 \quad E_c J_c \delta_{22} = 11,49$$

$$E_c J_c \delta_{30} = -723,65 \quad E_c J_c \delta_{23} = 2.593$$

$$E_c J_c \delta_{11} = 10,08 \quad E_c J_c \delta_{31} = 0$$

$$E_c J_c \delta_{12} = 2.593 \quad E_c J_c \delta_{32} = 2.593$$

$$E_c J_c \delta_{13} = 0 \quad E_c J_c \delta_{33} = 10,08$$

4. Equações de compatibilidade

$$\begin{bmatrix} -723,65 \\ -1115,35 \\ -723,65 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 10,08 & 2.593 & 0 \\ 2,593 & 11,49 & 2,593 \\ 0 & 2.593 & 10,08 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

5. Hiperestáticos

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 53 \\ 73 \\ 53 \end{bmatrix}$$

6. Esforços finais

6.1 - No cabo

$$N_c^{1-6} = 53\text{tf} = N_c^{7-5}$$

$$N_c^{6-7} = 73\text{tf}$$

- b) Para o carregamento da Fig. VII.67 (PONTE DE UMA FAIXA DE TRÁFEGO)

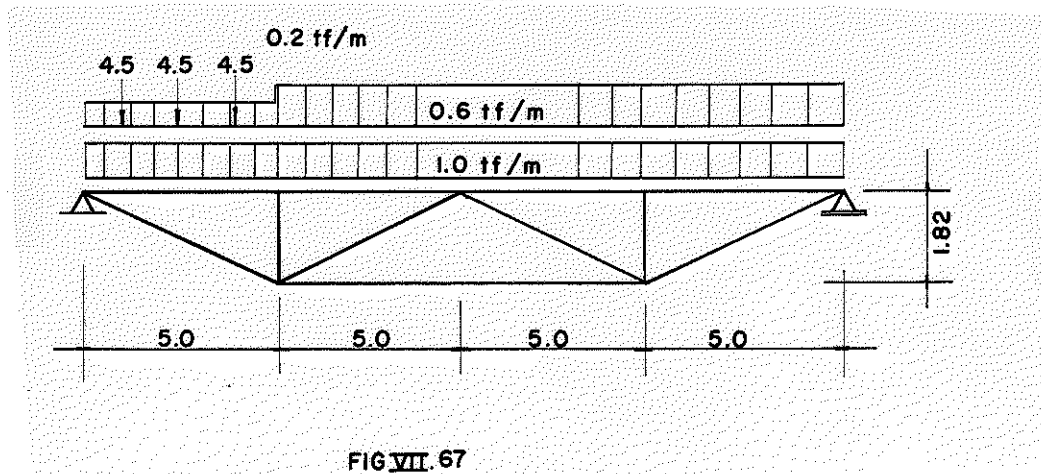
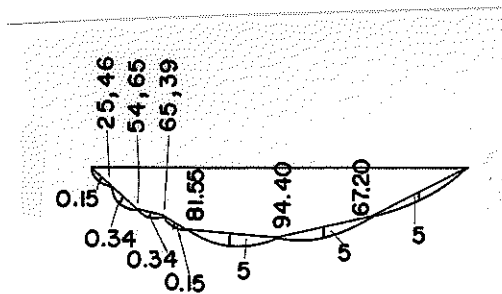


FIG VII.67

- 1) Sistema principal e hiperestáticos (Fig. VII.65)
- 2) Diagramas no sistema principal

Problema (0)



a) M_o

b) $N_o = 0$

Fig. VII.67.a

- 3) Cálculo dos $E_c J_c \delta$ - combinando os diagramas da Fig. VII.67 (a, b) e Fig. VII.66 (c, d, e, f, g, h), tem-se:

$$E_c J_c \delta_{10} = -534,66$$

$$E_c J_c \delta_{20} = -828,63$$

$$E_c J_c \delta_{30} = -651,71$$

- 4) Equações de compatibilidade

$$\begin{Bmatrix} -534,66 \\ -828,63 \\ -651,71 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 10,08 & 2,593 & 0 \\ 2,593 & 11,493 & 2,593 \\ 0 & 2,593 & 10,08 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

5) Hiperestáticos

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 40 \\ 52 \\ 52 \end{Bmatrix}$$

6) Esforços finais

6.1) No cabo

$$N_c^{1-6} = 40 \text{ tf}$$

$$N_c^{6-7} = 52 \text{ tf}$$

$$N_c^{7-5} = 52 \text{ tf}$$

c) Para o carregamento da Fig. VII.68

(PONTE DE DUAS FAIXAS DE TRÁFEGO)

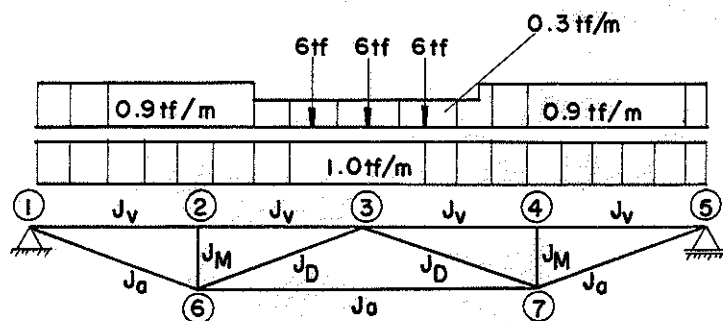


FIG VII.68

Dados: $E_a J_a$ - módulo de elasticidade e momento de inércia do cabo.

E_m - módulo de elasticidade da madeira

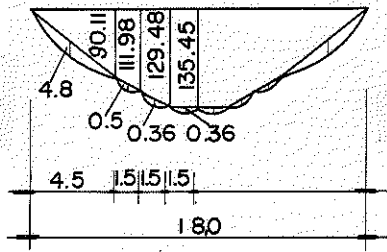
J_V, J_M, J_D - momento de inércia da viga, montante e diagonal.

1) Sistema principal e hiperestático

(Ver Fig. VII.65)

2) Diagrama no sistema principal

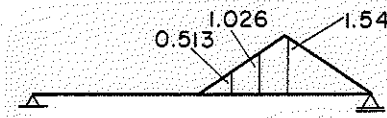
Problema (0)



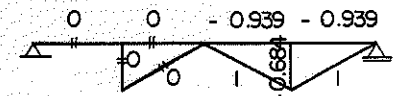
a) M_0

b) $N_0 = 0$

Problema (1)

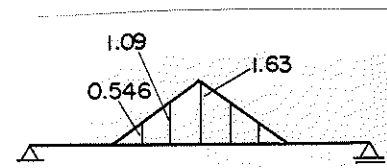


c) M_1

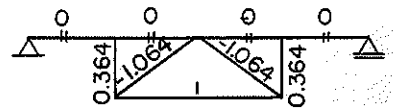


d) N_1

Problema (2)

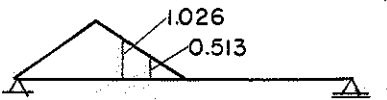


e) M_2

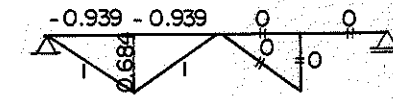


f) N_2

Problema (3)



g) M_3



h) N_3

Fig. VII.69

3) Cálculo das $E_c J_c$

Combinando os diagramas da Fig. VII.69 (a, b, c, d, e, f, g, h), tem-se:

$$E_c J_c \delta_{10} = -568,20 \quad E_c J_c \delta_{21} = 1,86$$

$$E_c J_c \delta_{20} = -927,49 \quad E_c J_c \delta_{22} = 9,22$$

$$E_c J_c \delta_{30} = -568,20 \quad E_c J_c \delta_{23} = 1,86$$

$$E_c J_c \delta_{11} = 7,82 \quad E_c J_c \delta_{31} = 0$$

$$E_c J_c \delta_{12} = 1,86 \quad E_c J_c \delta_{32} = 1,86$$

$$E_c J_c \delta_{13} = 0 \quad E_c J_c \delta_{33} = 7,82$$

4) Equação de compatibilidade

$$\begin{Bmatrix} -568,20 \\ -927,49 \\ -568,20 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 7,82 & 1,86 & 0 \\ 1,86 & 9,22 & 1,86 \\ 0 & 1,86 & 7,82 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

5) Hiperestáticos

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 54 \\ 79 \\ 54 \end{Bmatrix}$$

6) Esforços finais

6.1) No cabo

$$N_c^{1-6} = 54 \text{tf} = N_c^{7-5}$$

$$N_c^{6-7} = 79 \text{tf}$$

d) Para o carregamento da Fig. VII.70

(PONTE DE DUAS FAIXAS DE TRÁFEGO)

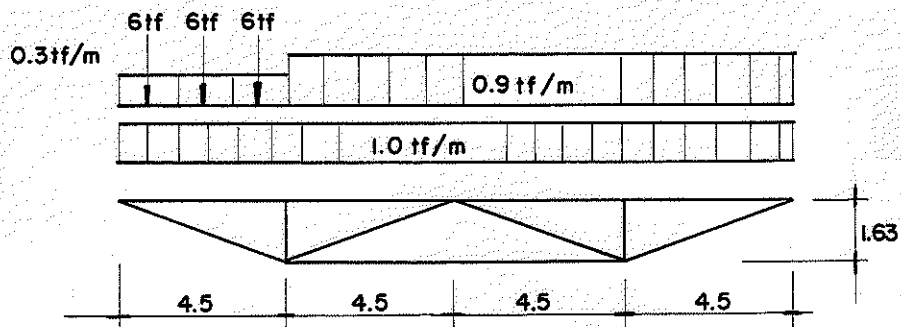


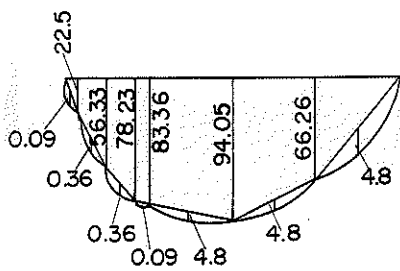
FIG VII.70

1) Sistema principal e hiperestático

(Fig. VII.65)

2) Diagramas no sistema principal

Problema (0)



a) M_o

b) $N_o = 0$

Fig. VII.71

3) Cálculo dos $E_c J_c \delta_c$

Combinando os diagramas da Fig. VII.69 (c, d, e, f, g, h) e Fig. VII.71, tem-se:

$$E_c J_c \delta_{c10} = -469$$

$$E_c J_c \delta_{c20} = -666,28$$

$$E_c J_c \delta_{c30} = -537,29$$

4) Equação de compatibilidade

$$\begin{Bmatrix} -469 \\ -666,28 \\ -537,29 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 7,82 & 1,86 & 0 \\ 1,86 & 9,22 & 1,86 \\ 0 & 1,86 & 7,82 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

5) Hiperestáticos

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 48 \\ 51 \\ 56 \end{Bmatrix}$$

6) Esforços finais

6.1) No cabo

$$N_c^{1-6} = 56\text{tf}$$

$$N_c^{6-7} = 51\text{tf}$$

$$N_c^{7-5} = 48\text{tf}$$

OBSERVAÇÃO

A diferença entre os esforços atuantes nos cabos quando se adota a hipótese de atrito nulo (entre cabos e sistema) ou atrito total (cabo fixo no sistema) é da ordem de apenas 15% para a ponte de uma faixa de tráfego e de 10% para a ponte de duas faixas de tráfego (Anexo I, item a, b, c, d). Como o sistema funciona num regime intermediário entre os extremos adotados, presume-se que na realidade esta diferença tende a diminuir. Entretanto, no dimensionamento dos cabos, quando os mesmos são calculados supondo-se a hipótese de atrito nulo, deve-se acrescentar-lhes a parcela de carga correspondente a esta diferença.

8. EXPERIMENTAÇÃO

8.1 - Objetivos

- a) Verificação do comportamento do sistema estrutural quando solicitado por qualquer carregamento.
- b) Apreciação da viabilidade de emprego deste sistema estrutural.
- c) Comparação dos valores experimentais de solicitações (σ_E) com os valores teóricos, calculados a partir das seguintes suposições:
 - UM GRAU DE HIPERESTATICIDADE (σ_*) - atrito nulo (cabo solto).
 - TRÊS GRAUS DE HIPERESTATICIDADE (σ_{***}) - atrito total (cabo fixo).

8.1.1 - Estrutura teste

Com estes objetivos, construiu-se uma estrutura teste, de viga de rigidez com seção retangular dupla, montantes e diagonais com seção retangular simples e cabo de vergalhão de aço carbono CA-24.

A limitação de espaço e materiais disponíveis definiram a utilização dos comprimentos e seções indicados nas fig. VIII.1, VIII.2 e VIII.3.

- Madeira Utilizada: Peroba Rosa
- Detalhes e Dimensões (cm)

a) Sistema estrutural

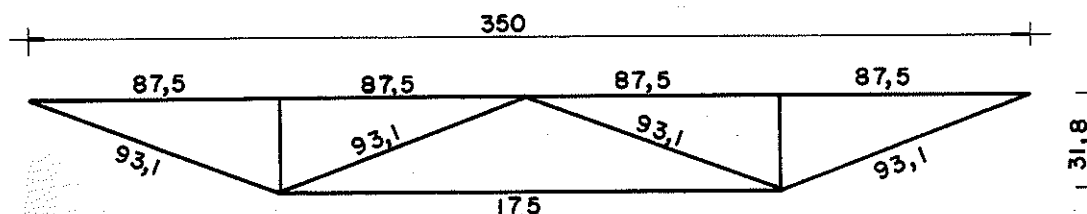


FIG VIII.1

b) Viga de rigidez

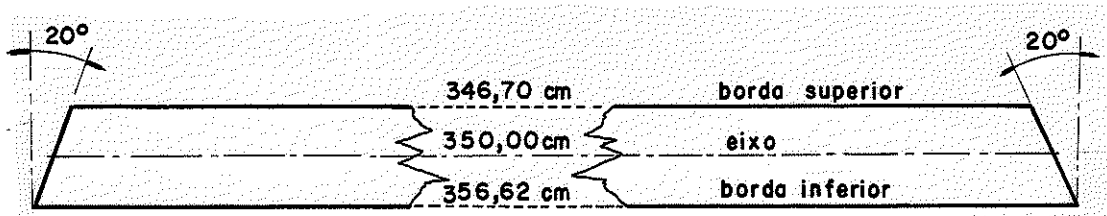


FIG VIII.2

b.1) Ancoragem

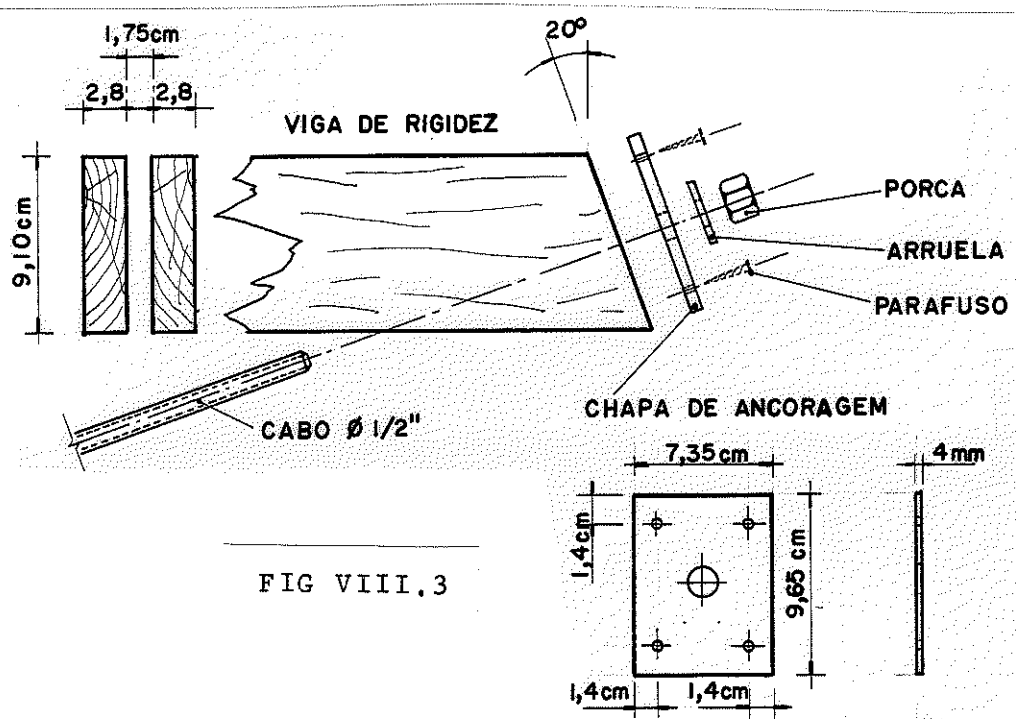


FIG VIII.3

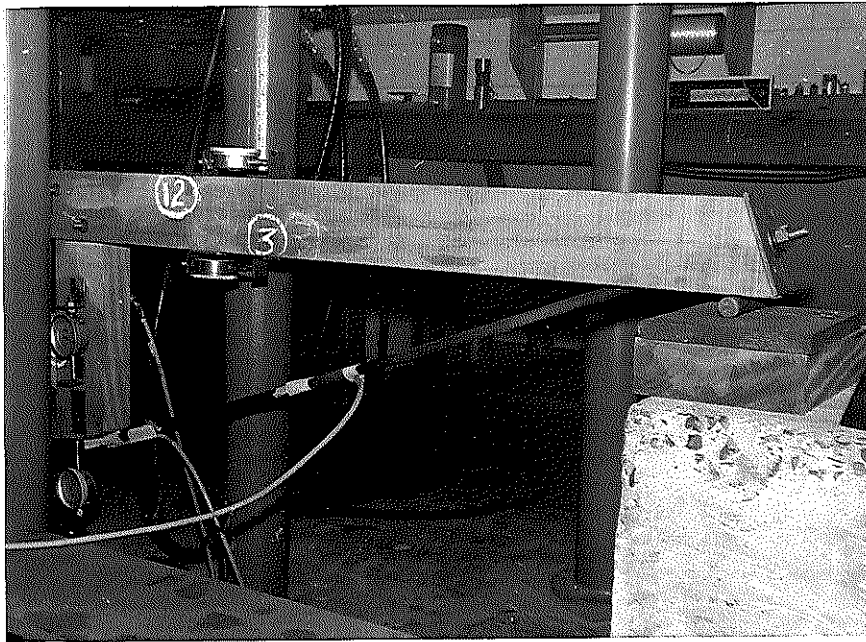
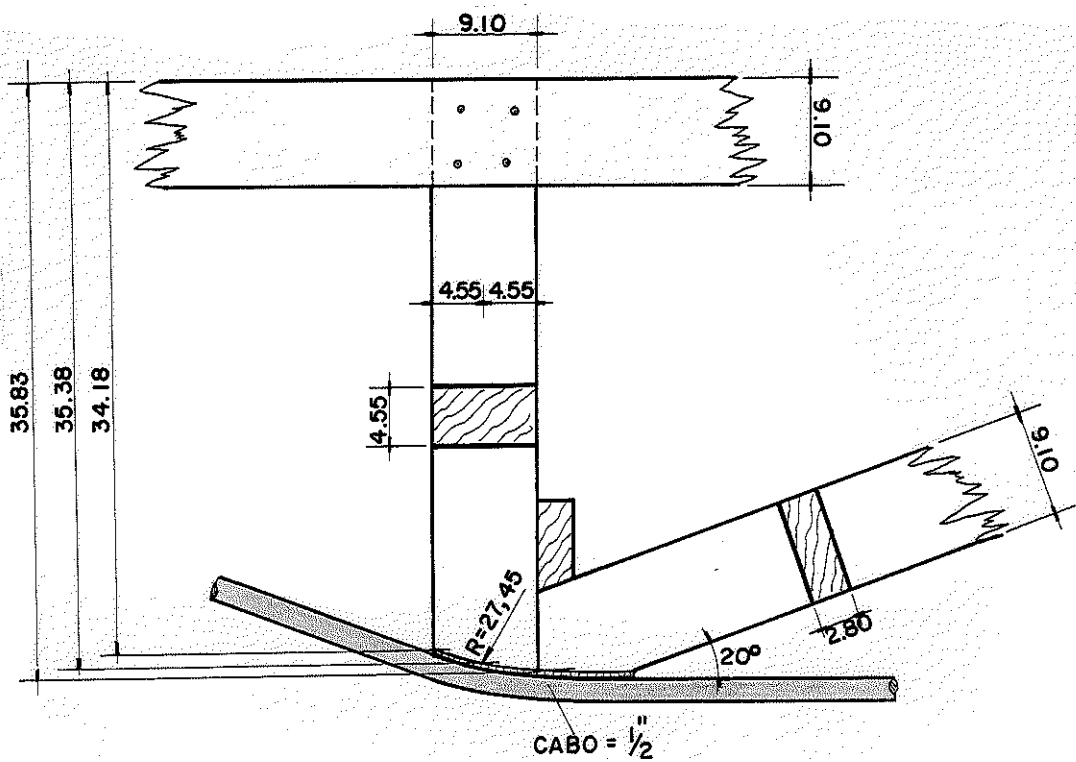


FIG VIII.4. ANCORAGEM

c) Montantes



UNIDADE - cm

FIG VIII.5 - VISTA LATERAL

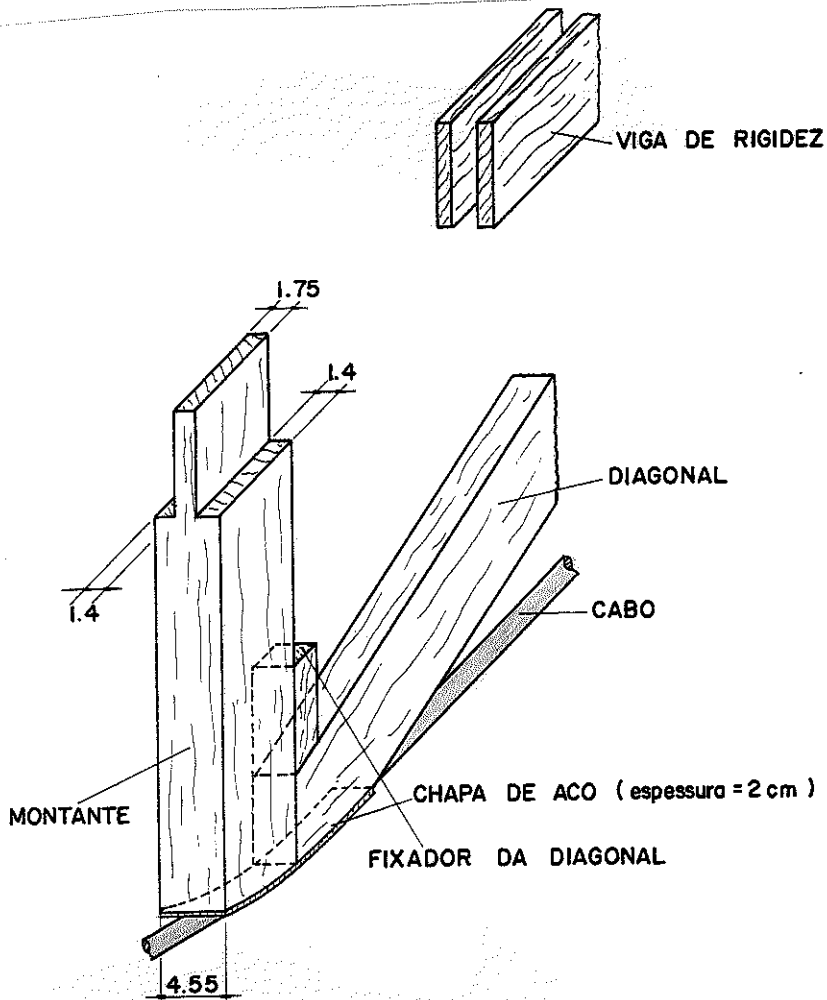


FIG VIII.6 - PERSPECTIVA

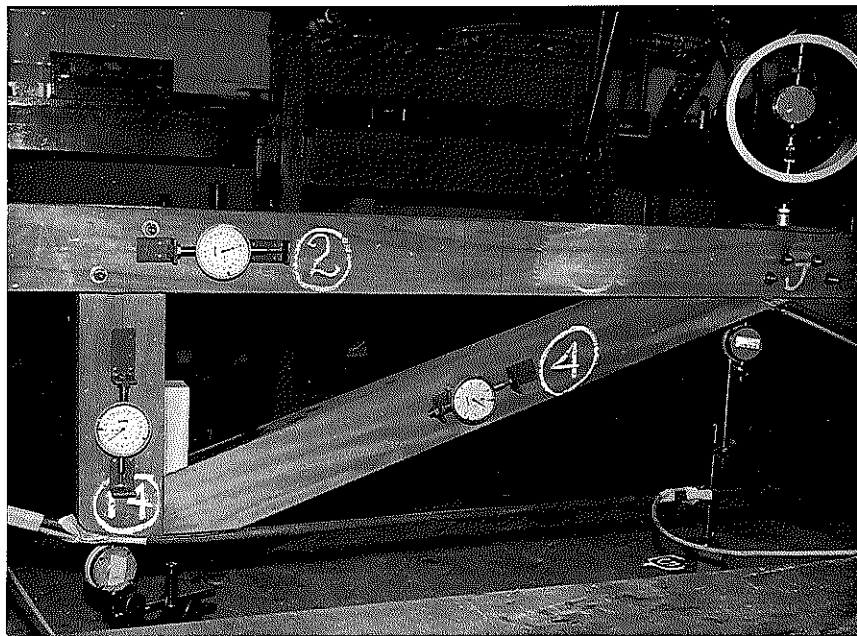
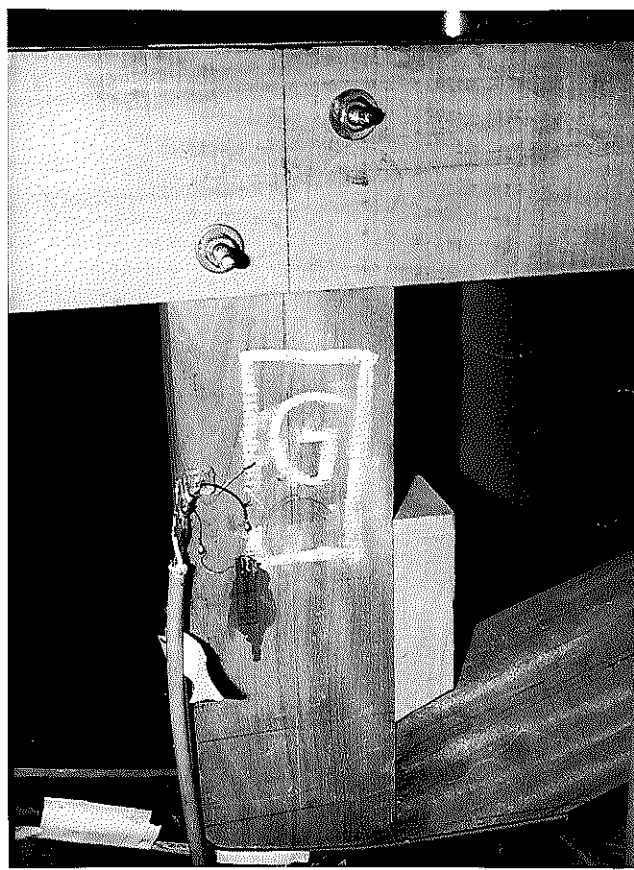


Fig. VIII.7

d) Diagonais

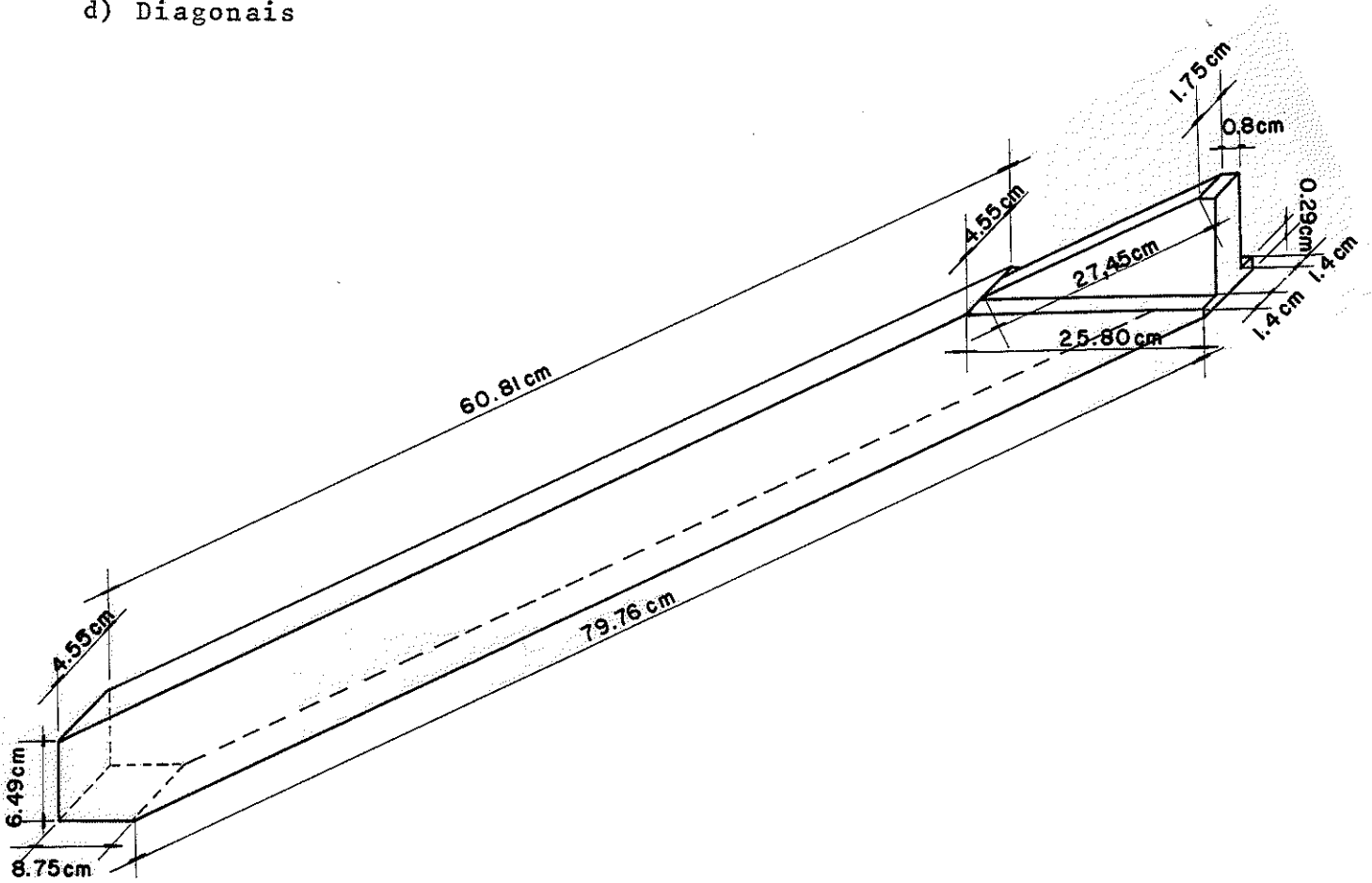


Fig. VIII.8 - Perspectiva

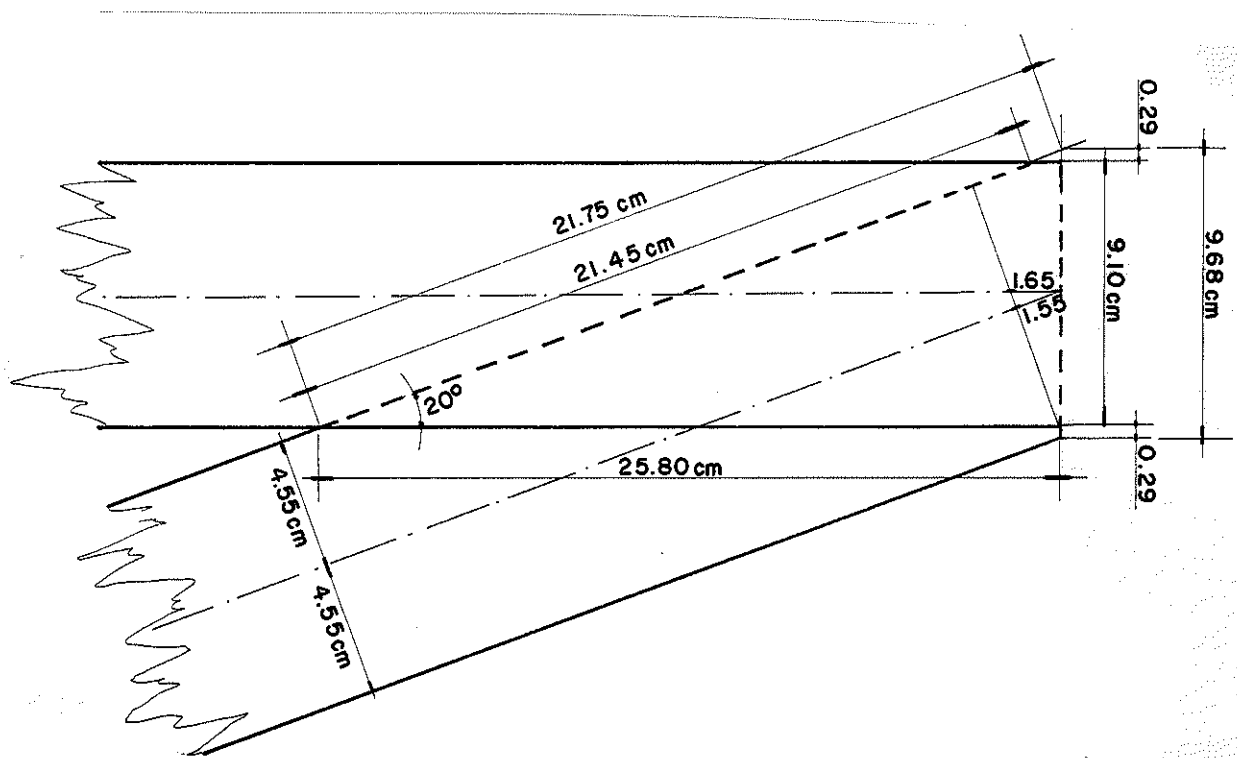


Fig. VIII.9 - Encontro central

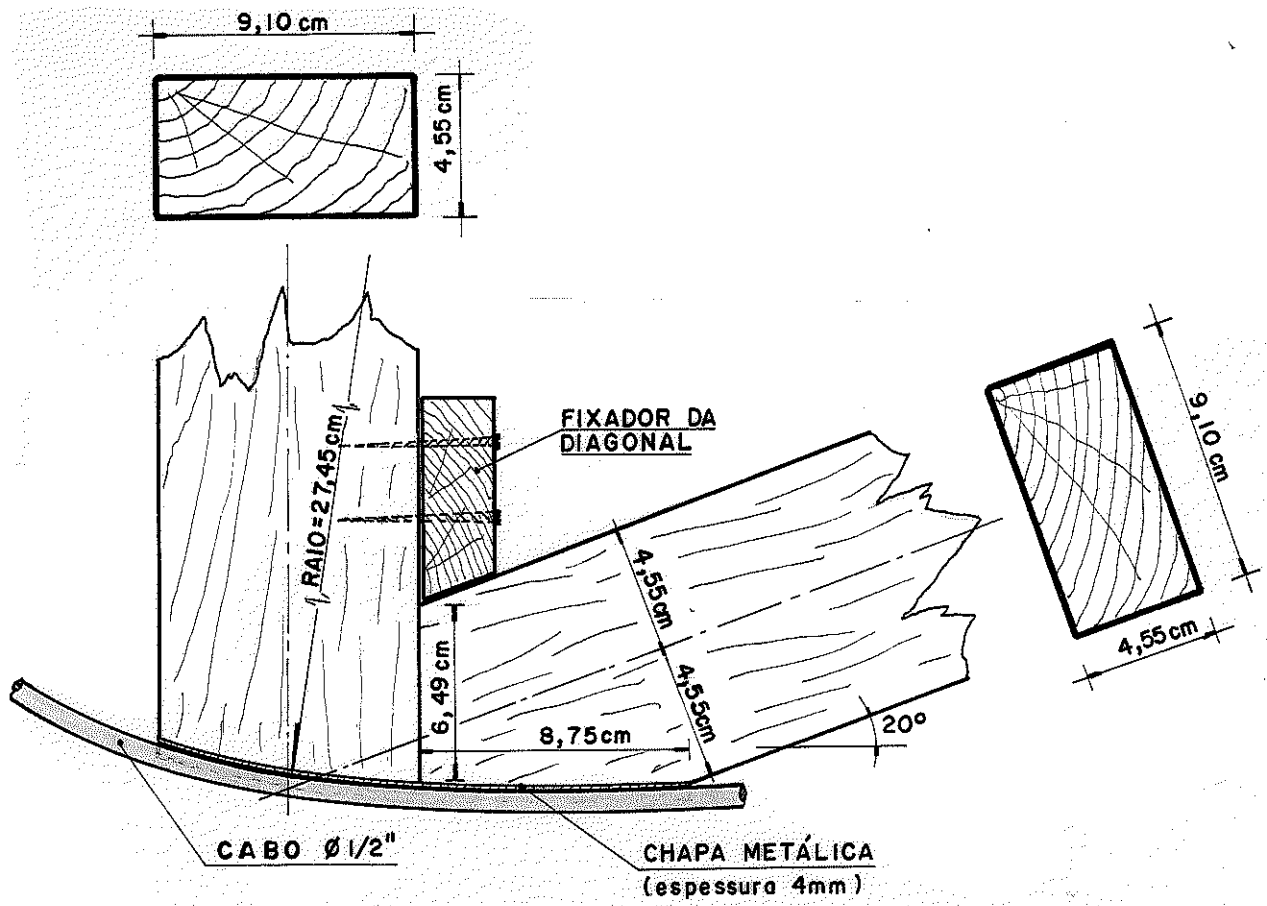


FIG. VIII.10

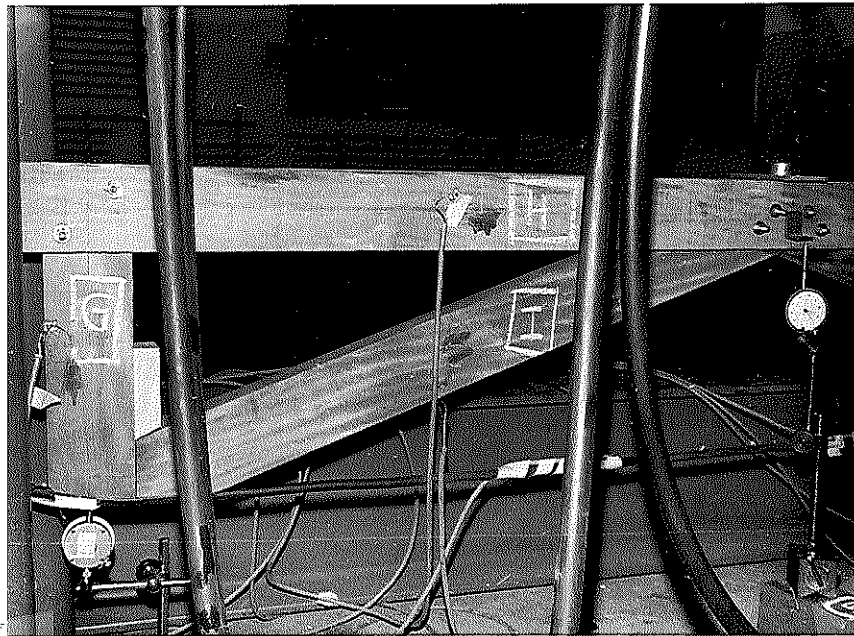


FIG VIII.11

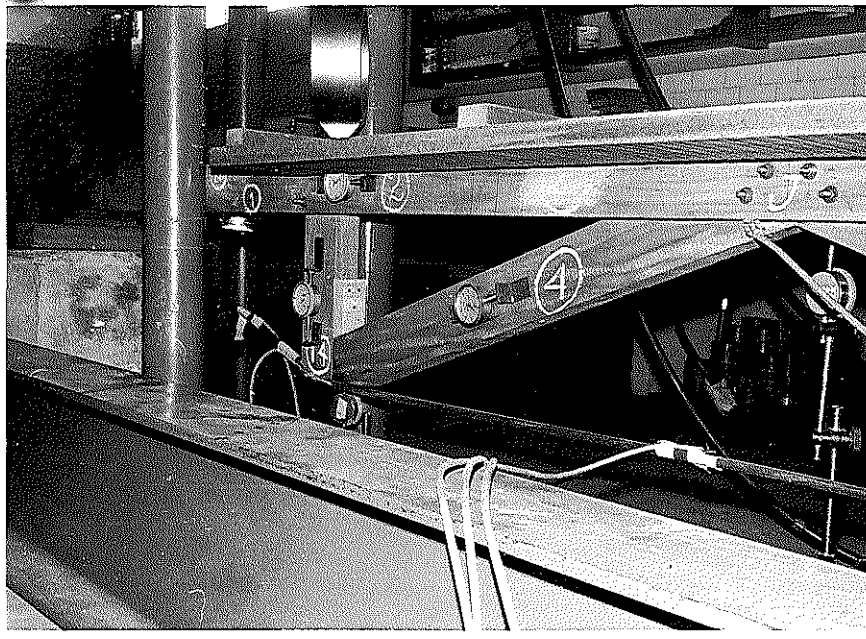


Fig. VIII.12 - Perspectiva da diagonal no sistema

e) Cabo

Cabo utilizado: Vergalhão de aço carbono, CA-24 de diâmetro nominal (ϕ) de 1/2", $\sigma_e = 2400 \text{kgf/cm}^2$.

$$S_\phi = 1,266 \text{cm}^2$$

$$\sigma_t = 0,7\sigma_e \quad (\text{Regime elástico - Recomendado pelo CEB})$$

O esforço solicitante admissível (E_ϕ), no vergalhão, vale:

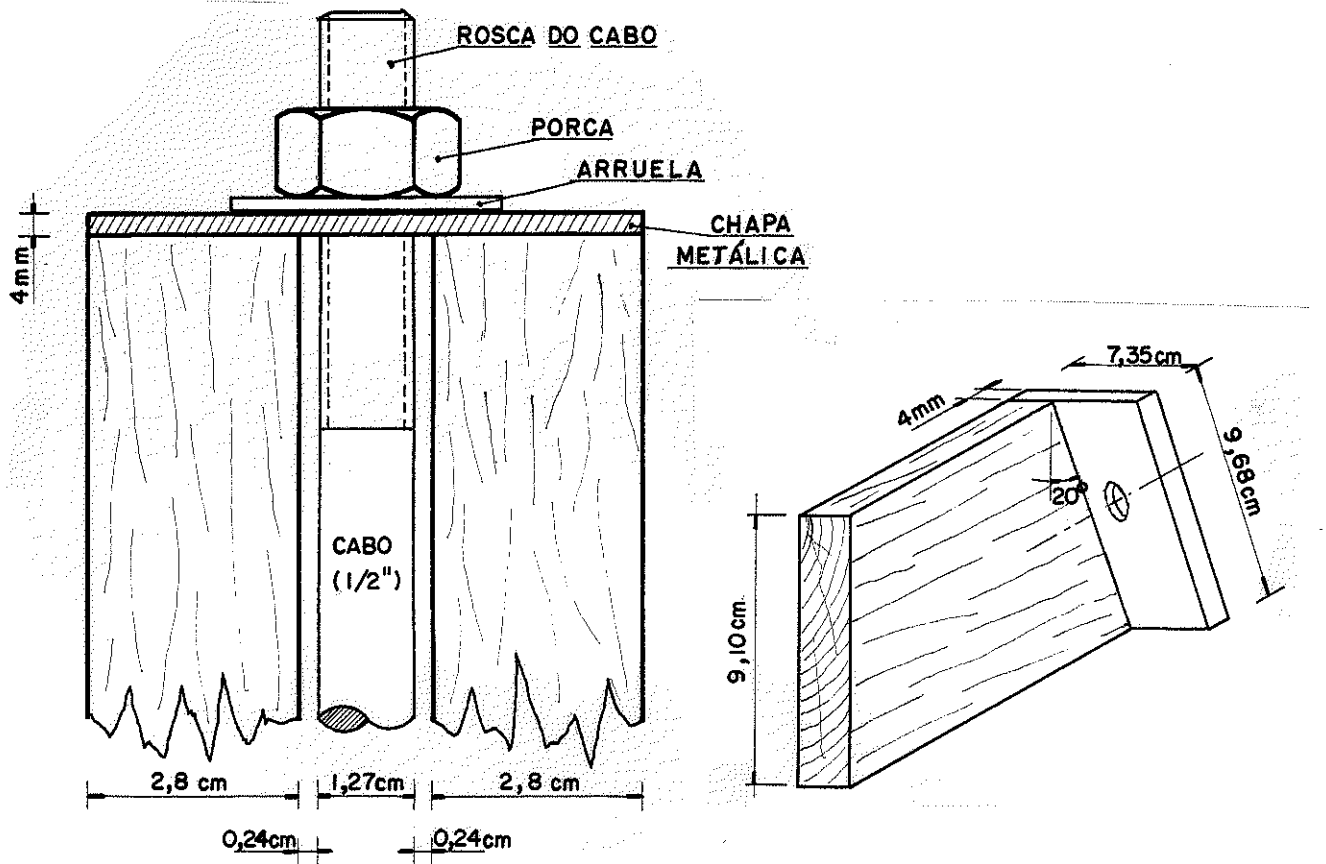
$$E_\phi = \sigma_t \cdot S_\phi = 0,7 \cdot 2400 \cdot 1,266 \approx 2000 \text{kgf}$$

- Comprimento do vergalhão (l_ϕ)

$$l_\phi = 2\left(\frac{l}{\cos\alpha} + l\right) + 2l_r = 2\left(\frac{87,5}{\cos 20^\circ} + 87,5\right) + 2(10) \approx 382 \text{cm}$$

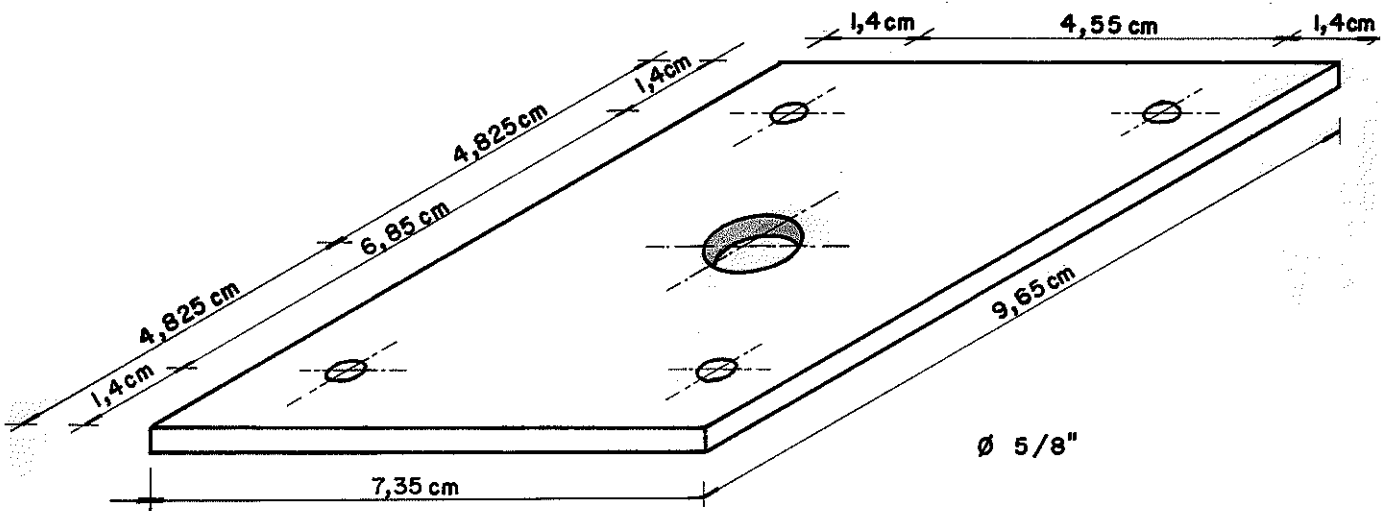
f) Chapas

f.1) De ancoragem



a) VISTA SUPERIOR DA ANCORAGEM

b) VISTA EM PERSPECTIVA DA ANCORAGEM



b) CHAPA METÁLICA DA ANCORAGEM

FIG VII.13

Cálculo da espessura da chapa

$$\tau = \frac{P}{S}$$

$$\tau = 0,75\sigma = 0,75 \cdot 1500 = 1125 \text{kgf/cm}^2$$

$$E_c \cong 2000 \text{kgf}$$

$$S = \frac{P}{\tau} = \frac{2000}{1125} = (e \cdot 9,68)^2$$

$$\therefore e \cong 0,1 \text{cm} \quad e = 1 \text{mm}$$

f.2) Da ligação montante/diagonal

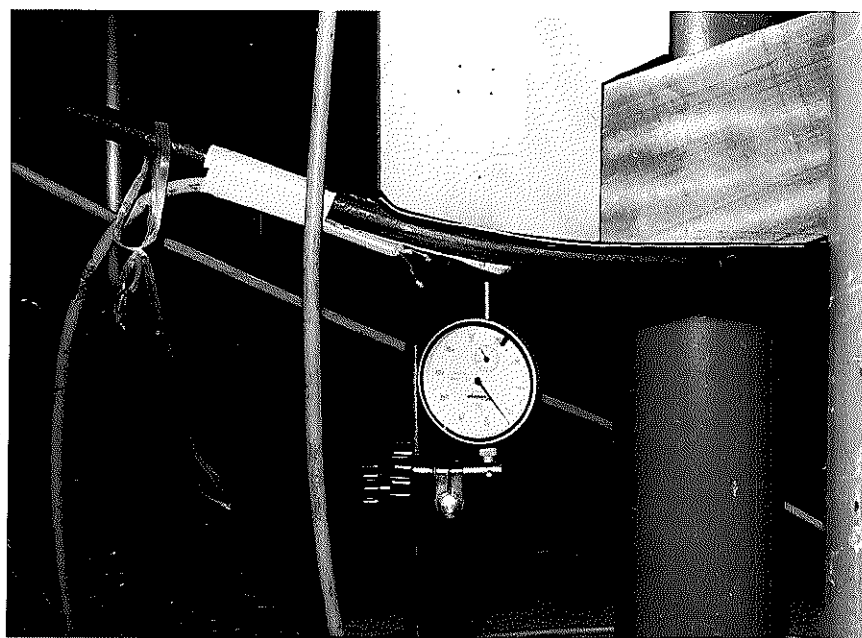


Fig. VIII.14 - Vista lateral

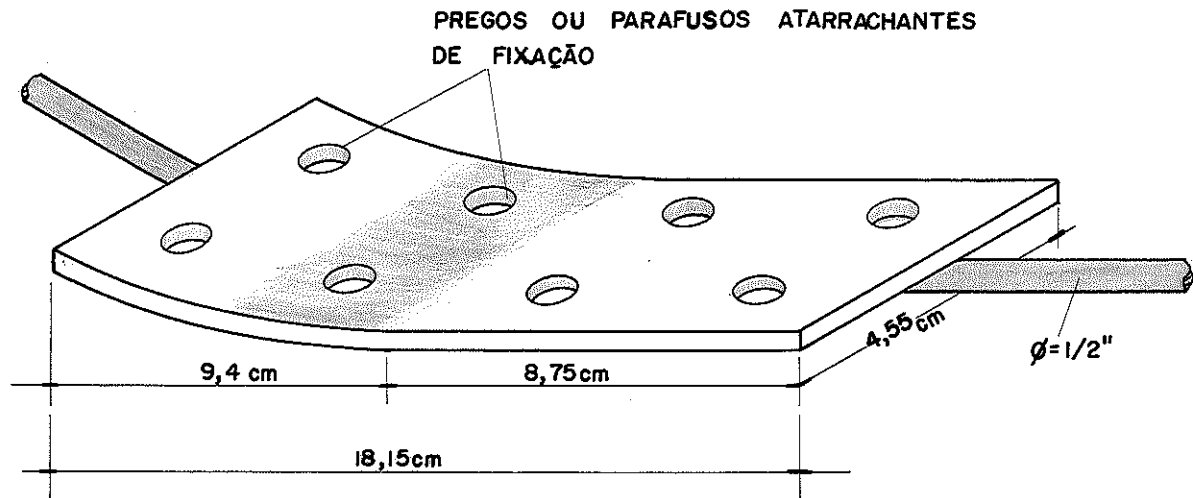


Fig. VIII.15 - Chapa de ancoragem na ligação montante/diagonal

8.2 - Desenvolvimento

Com o estudo desenvolvido de L.I. para o sistema estrutural (capítulos 03 e 7.1.1.b), escolheram-se convenientemente algumas posições para aplicação da carga na estrutura teste, Quadro VIII.1 a VIII.4,

Deste estudo resultou também a fixação de algumas posições para a leitura das deformações no sistema, onde foram fixados relógios comparadores e extensômetros elétricos. Outras posições de leitura de deformações foram escolhidas ao acaso. Para analisar a funcionalidade do sistema foram feitos outros carregamentos, Quadro VIII.5 a VIII.7.

Escolhido o sistema de carregamento a ser aplicado em cada ensaio e supondo a estrutura com um grau de hiperestaticidade, definiu-se a intensidade máxima da carga (\bar{P}_i) a ser aplicada, em função da tensão de compressão admissível ($\bar{\sigma}_c$) da viga de rigidez.

Desta forma, para uma seção qualquer, sob o ponto de aplicação da carga, tem-se:

$$\sigma_{fc} = \frac{M}{W} + \frac{N}{S} < \bar{\sigma}_c \quad (\text{VIII.1})$$

$$M = M_o + X_1 M_1$$

$$N = N_o + X_1 N_1$$

$$\bar{\sigma}_c = 850 \text{tf/m}^2 \quad (\text{Peroba Rosa})$$

M_o = Variável para cada sistema de carregamento (quadro VIII.1 a VIII.7)

N_o = 0 (para o sistema estrutural)

M_1 = Momento provocado pela atuação da carga unitária ($X_1=1$) na estrutura (Quadros VIII.1 a VIII.7).

N_1 = Esforços normais provocados pela atuação da carga unitária ($X_1=1$) na estrutura (Quadros VIII.1 a VIII.7).

Substituindo-se os valores de M , W , N , S e $\bar{\sigma}_c$ na expressão VIII.1, determina-se o valor de \bar{P}_i para cada sistema de carregamento.

Os ensaios experimentais foram feitos aplicando-se a carga \bar{P}_i na estrutura teste, para o sistema de carregamento estabelecido. Após a aplicação da carga \bar{P}_i , leu-se os deslocamentos causados nos relógios comparadores e extensômetros elétricos com estes deslocamentos, definiu-se as tensões experimentais (σ_E).

Os quadros VIII.1 a VIII.7 ilustram os valores das tensões e flechas teóricas (σ_* , σ_{***} e f_* , f_{***}) e experimentais (σ_E e f_E), respectivamente.

8.2.1 - Esforços solicitantes e deslocamentos, teóricos e experimentais provocados pelos carregamentos \bar{P}_i

a) Teóricos

a.1) Estrutura uma vez hiperestática

Para qualquer carregamento, o esforço solicitante é dado por

$$E = E_0 + X_1 E_1 \quad (\text{VIII.2})$$

sendo

$$X_1 = - [\delta_{11}]^{-1} \{\delta_{10}\}$$

Substituindo na equação II.4 os valores de E, J e S de cada elemento, α e ℓ do sistema, define-se o valor de $E_c J_c \delta_{11}$.

Nos quadros VIII.1 a VIII.7 estão ilustrados os diagramas de M_0 para cada carregamento aplicado. Para o sistema tem-se que: $N_0 = 0$. Portanto o valor de $E_c J_c \delta_{10}$ para cada carregamento será dado pela combinação dos diagramas de M_0 e M_1 .

a.2) Estrutura três vezes hiperestática

Da mesma forma, para qualquer carregamento, o esforço solicitante vale:

$$E = E_0 + X_1 E_1 + X_2 E_2 + X_3 E_3 \quad (\text{VIII.3})$$

sendo

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \end{Bmatrix}$$

ou

$$X = - [\delta]^{-1} \{\delta_0\}$$

A matriz de flexibilidade do sistema $[\delta]^{-1}$ é determinada através da combinação dos diagramas de M_i com M_j e N_i com N_j , para i e j variando de 1 a 3, fornecidos nos quadros VIII.1

a VIII.7. Nestes quadros também estão ilustrados os diagramas de M_o para cada carregamento aplicado. Para o sistema tem-se que $N_o = 0$. Portanto, os valores dos $\{\delta_o\}$, para cada carregamento, serão dados pela combinação dos diagramas de M_o e M_i .

As tensões solicitantes teóricas (σ_* , σ_{***}), são obtidas através das equações:

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad (\text{Na linha neutra da viga de rigidez e nas peças solicitadas apenas a esforços axiais})$$

$$\sigma = \frac{|M|}{J} \cdot y + \frac{|N|}{S} \quad (\text{Para uma seção qualquer a uma distância } y \text{ da linha neutra, na viga de rigidez}).$$

Os esforços solicitantes (M e N) são obtidos das equações (VIII.2) ou (VIII.3) de acordo com a hipótese adotada.

As flechas teóricas (f_* , f_{***}), são obtidas pelo PTV (princípio dos trabalhos virtuais), (16, 391).

b) Experimentais

As tensões solicitantes experimentais, σ_E , são obtidas, através da equação:

$$\sigma_E = \epsilon E = \frac{\Delta L}{L} \cdot E \quad (\text{para relógios comparadores})$$

$$\sigma_E = \frac{2,0}{K_s} \cdot \epsilon_o \cdot E \quad (\text{para extensômetros elétricos - strain-gages})$$

ΔL = deformação lida pelos relógios comparadores

L = comprimento de fixação dos relógios comparadores

E = módulo de elasticidade do elemento em estudo

ϵ_o = deformação do strain-gage, lida no comutador

K_s = constante do extensômetro

2,0 = constante fixada no comutador

Os deslocamentos experimentais, f_E , são obtidos diretamente da leitura dos relógios comparadores.

OBSERVAÇÃO:

O módulo de elasticidade utilizado na determinação das tensões foi obtido através de ensaios de compressão e flexão, com corpos de prova retirados da viga, montante e diagonal.

Para o cálculo foi adotado o valor médio (E) destes ensaios.

$$E = 106600 \text{kgf/cm}^2$$

8.2.2 - Ensaio

Os carregamentos considerados admissíveis (\bar{P}_i), aplicados em cada ensaio (Quadro VIII.1 a VIII.7), assim como o carregamento do ensaio à ruptura (Quadro VIII.8), foram definidos supondo-se a estrutura com um grau de hiperstaticidade.

A aplicação da carga admissível na seção 7 (\bar{P}_7), Fig. VIII.17, foi o primeiro ensaio a ser feito, observando-se boa trabalhabilidade da viga, montantes e cabo. A diagonal apresentou um escorregamento em relação ao montante, proporcional a carga.

Para eliminar este inconveniente adaptou-se um pedaço de madeira, fixado no montante, para impedir este escorregamento. Este pedaço de madeira será referido como fixador da diagonal, Fig. VIII.6. Novamente aplicou-se o carregamento na seção 7 (\bar{P}_7), observando-se boa trabalhabilidade para todo o sistema. Assim, o fixador foi integrado como parte necessária na estrutura.

8.2.3 - Localização dos relógios comparadores, extensômetros elétricos e carregamentos aplicados

Distribuição

a) Para carregamentos na seção 07

a.1) Esquemática

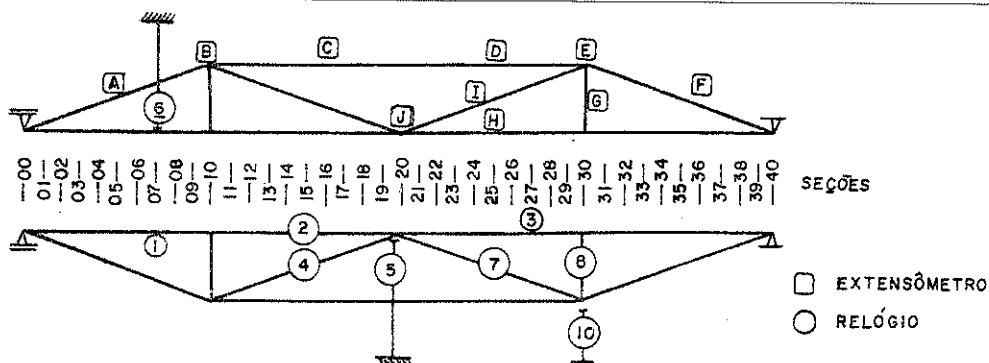


Fig. VIII.16

a.2) Fotografias

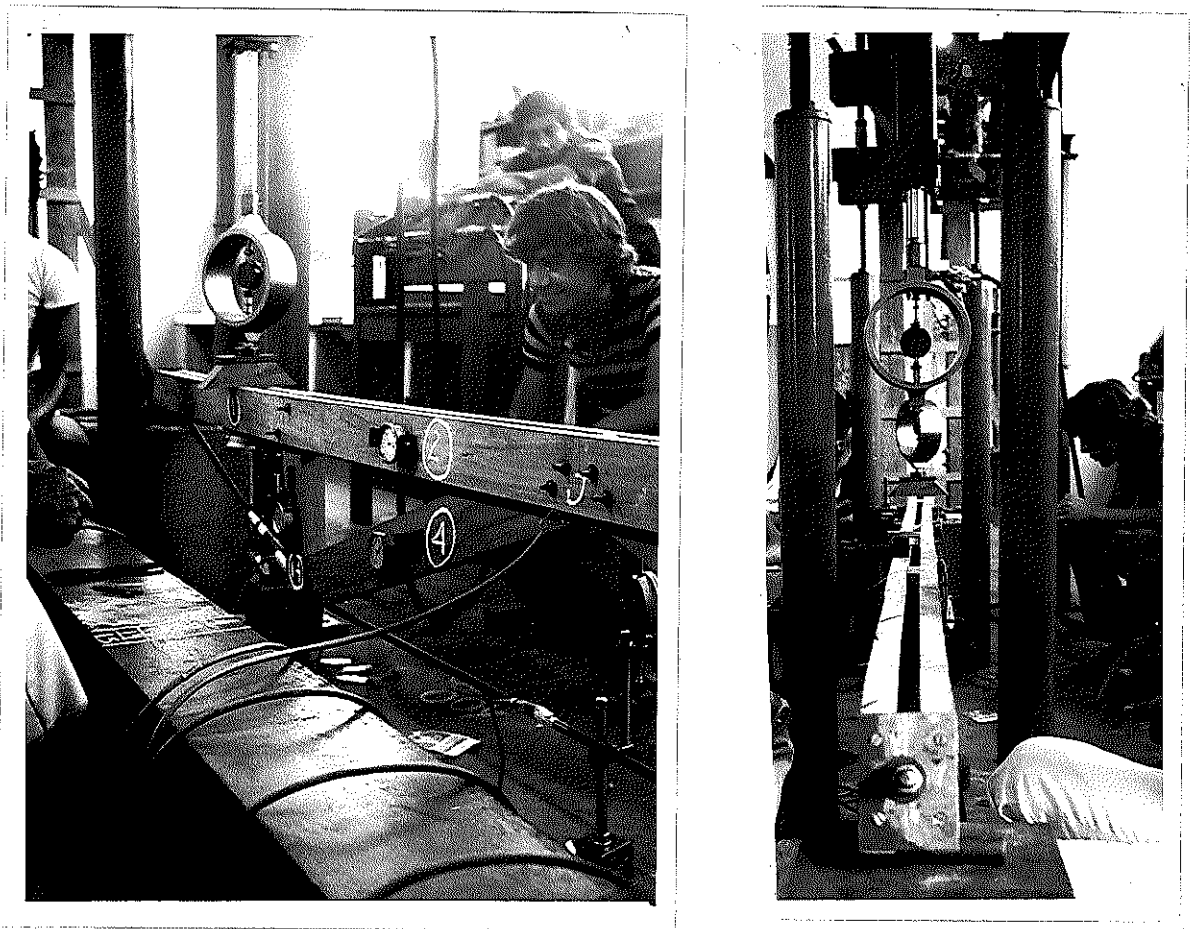


Fig. VIII.17 - Carregamento

Fig. VIII.17 - Carregamento na seção 7, vista lateral e de topo - Diagonal sem fixador.

b) Para carregamentos nas seções 10 e 15

b.1) Esquemáticação

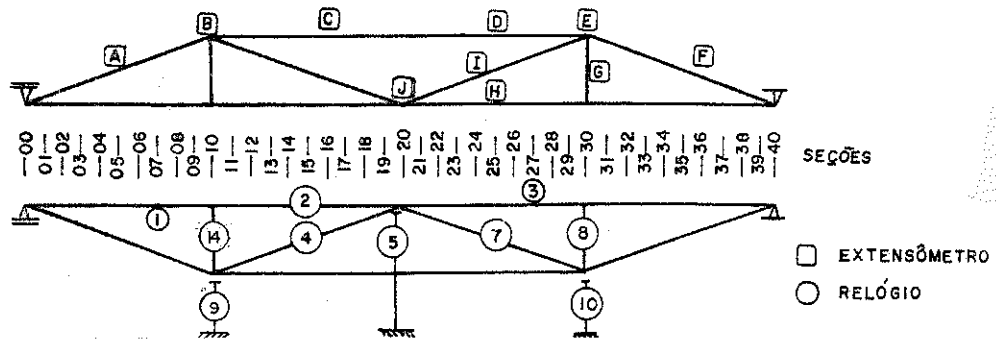


Fig. VIII.18

b.2) Fotografias

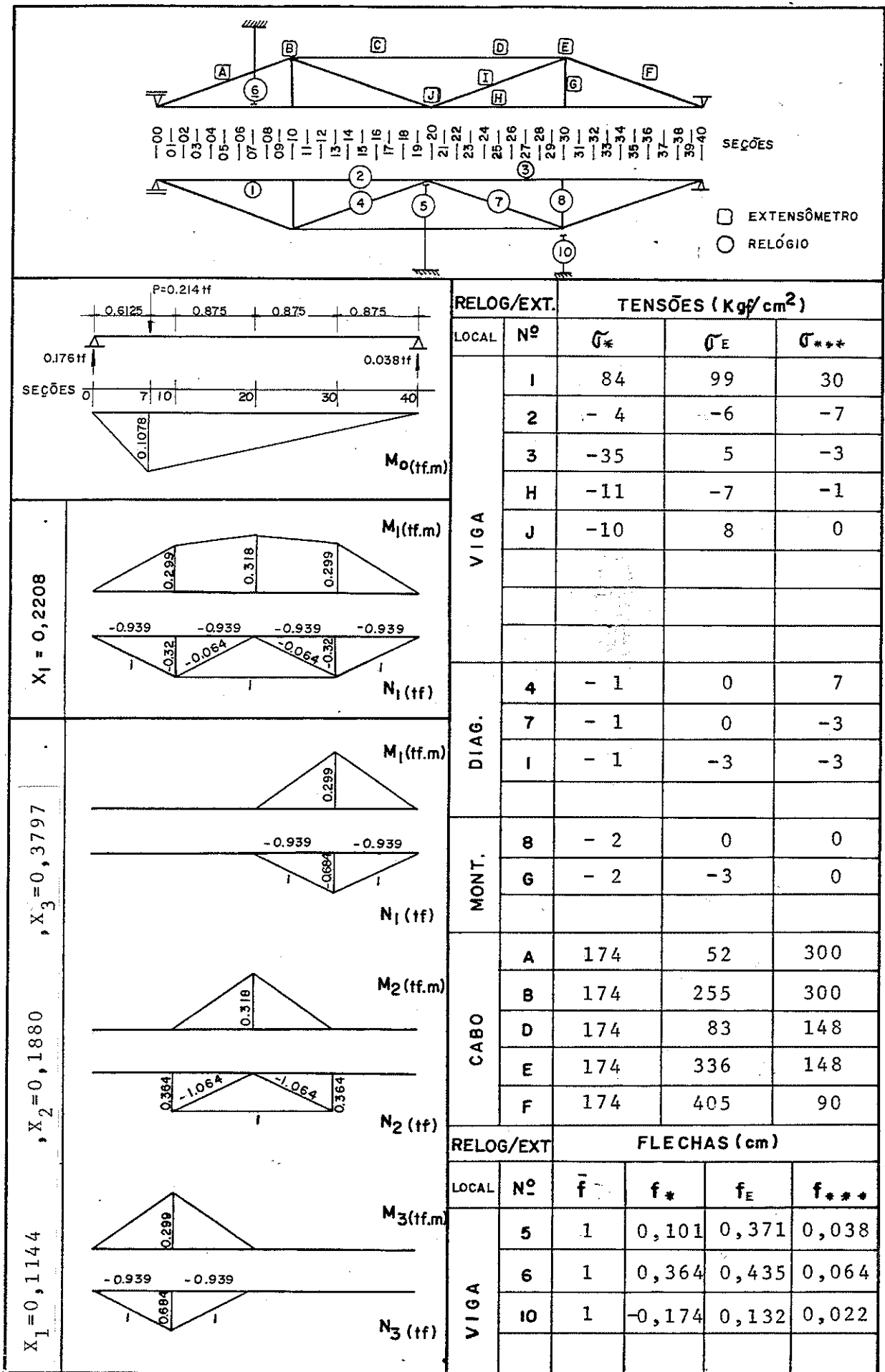


Fig. VIII.18 - Carregamento na seção 10, vista lateral diagonal com fixador.

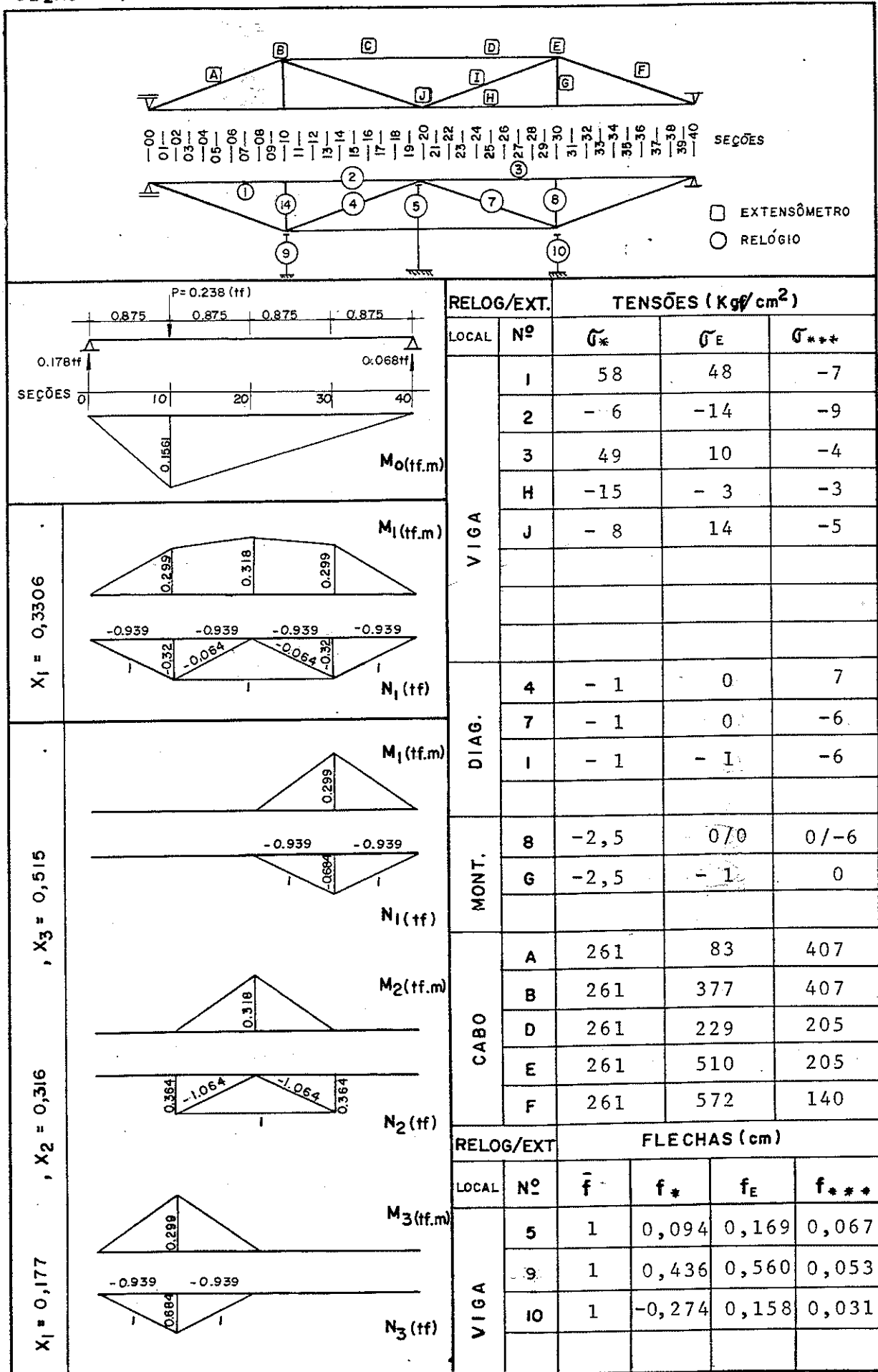


Fig. VIII.19 - Carregamento na seção 15, vista lateral

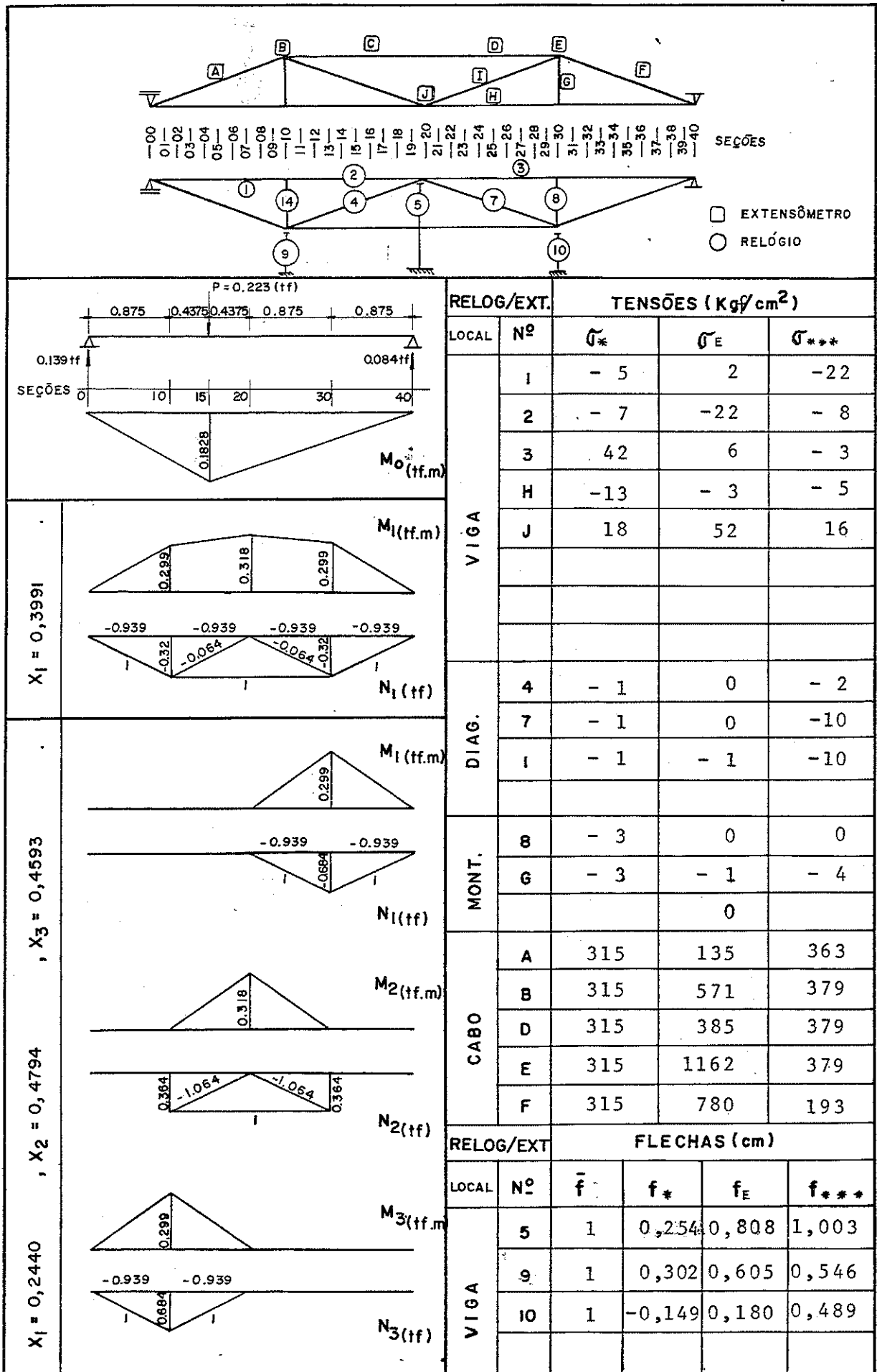
QUADRO VIII. I - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 07.



QUADRO VIII.2 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 10.



QUADRO VIII.3 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 15.



c) Para carregamentos nas seções 20; 10 e 30; 10, 20, 30 com cargas iguais e com cargas diferentes

c.1) Esquematisação

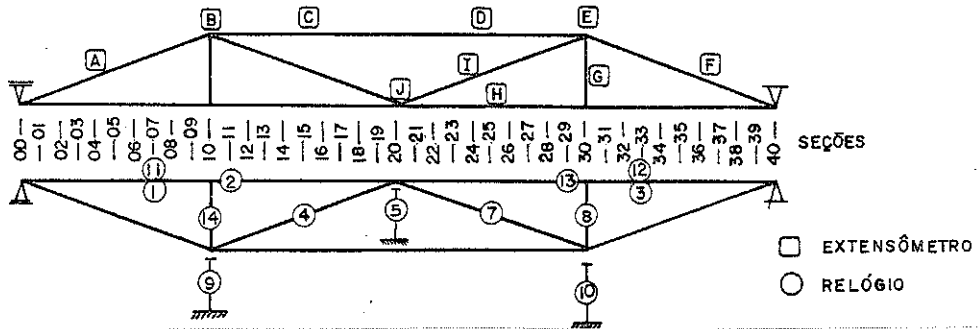


Fig. VIII.20

c.2) Fotografias

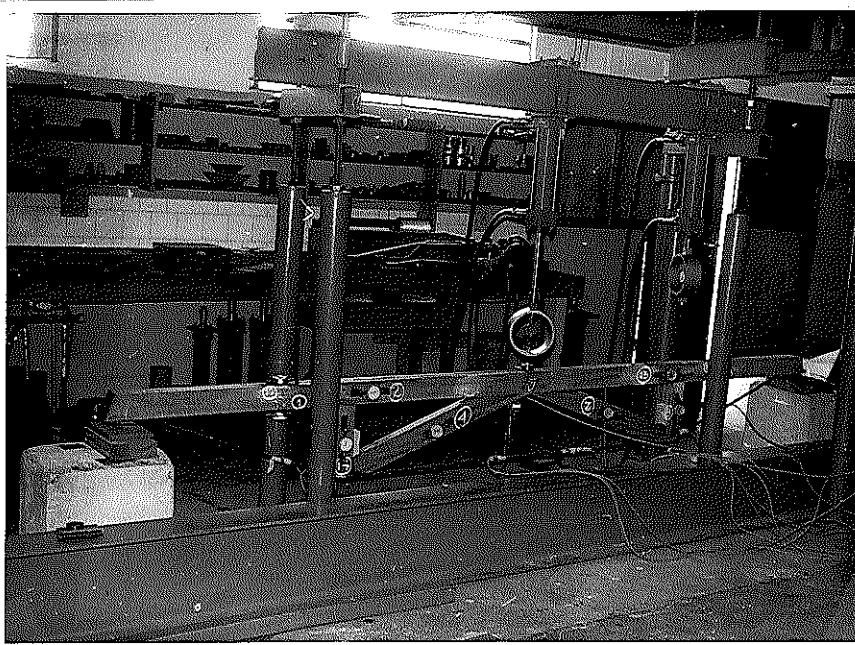


Fig. VIII.21 - Carregamento na seção 20, vista lateral

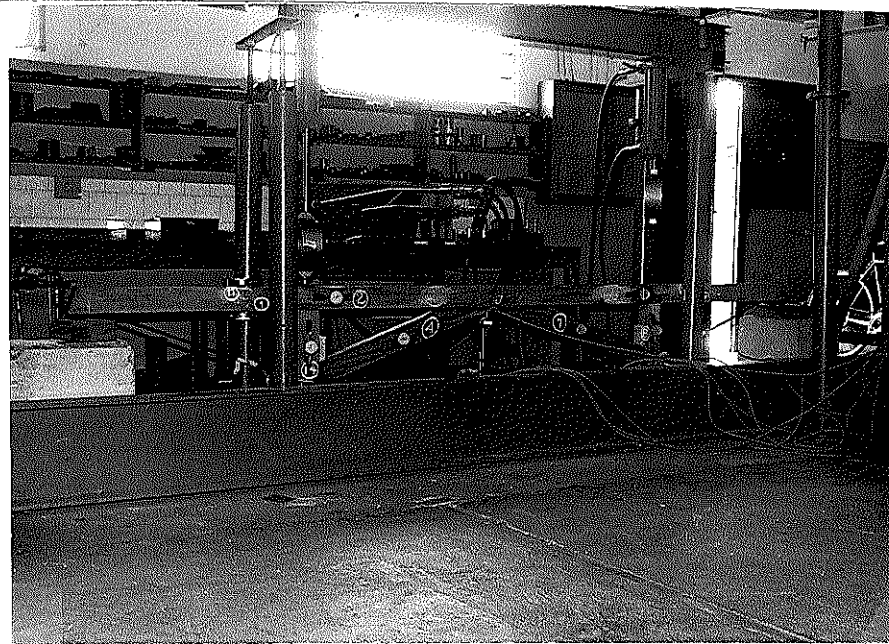


Fig. VIII.22 - Carregamento nas seções 10 e 30, vista lateral

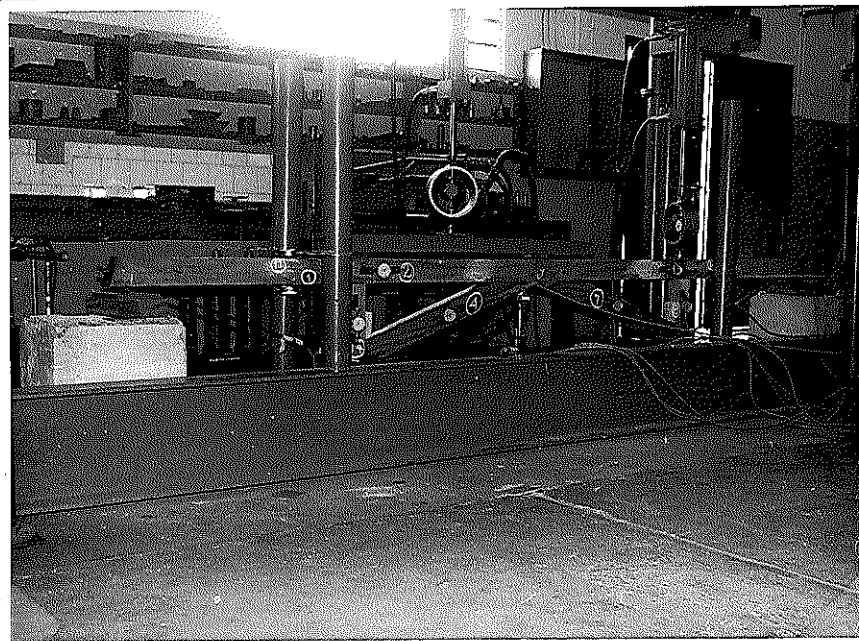
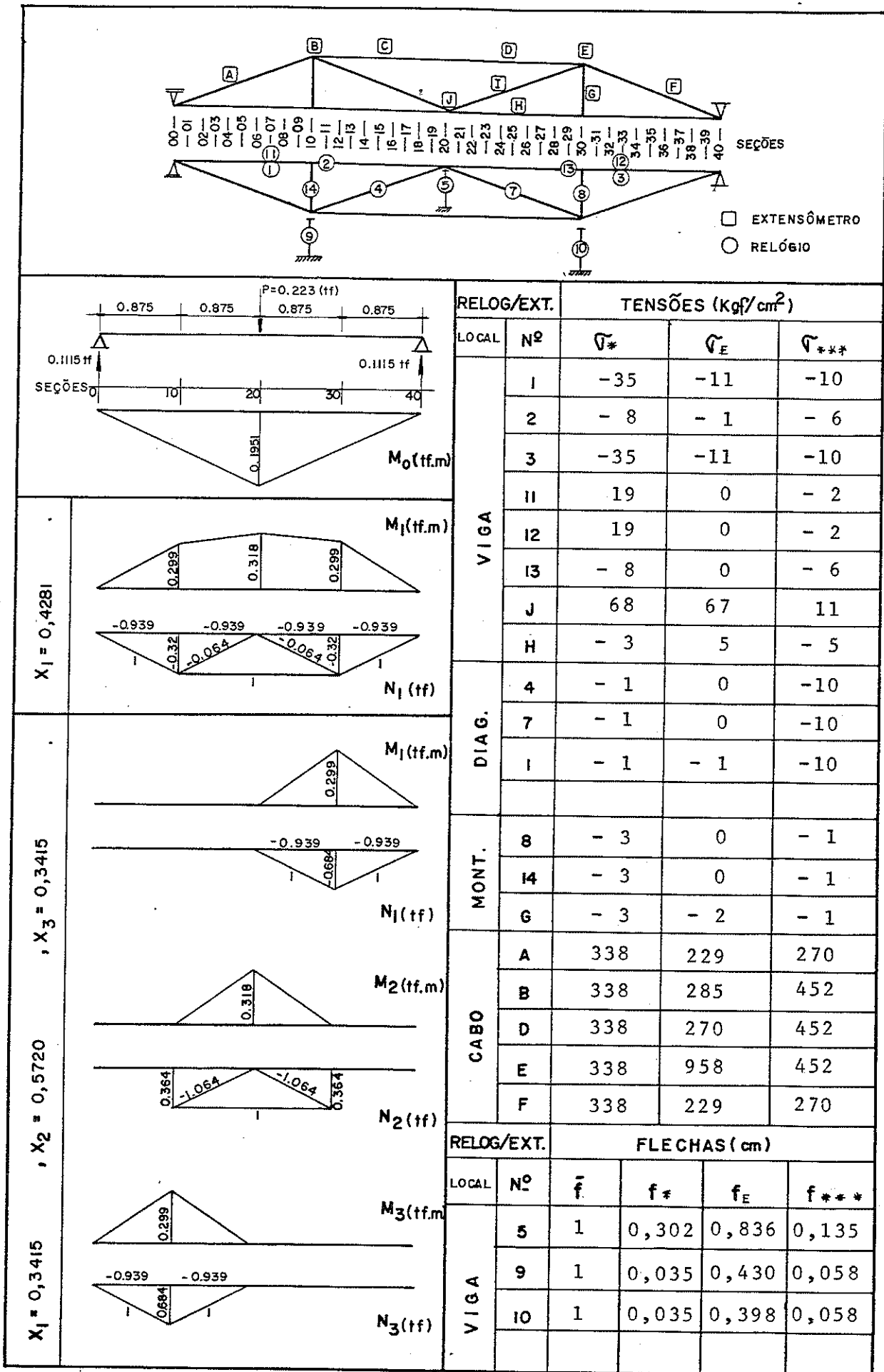
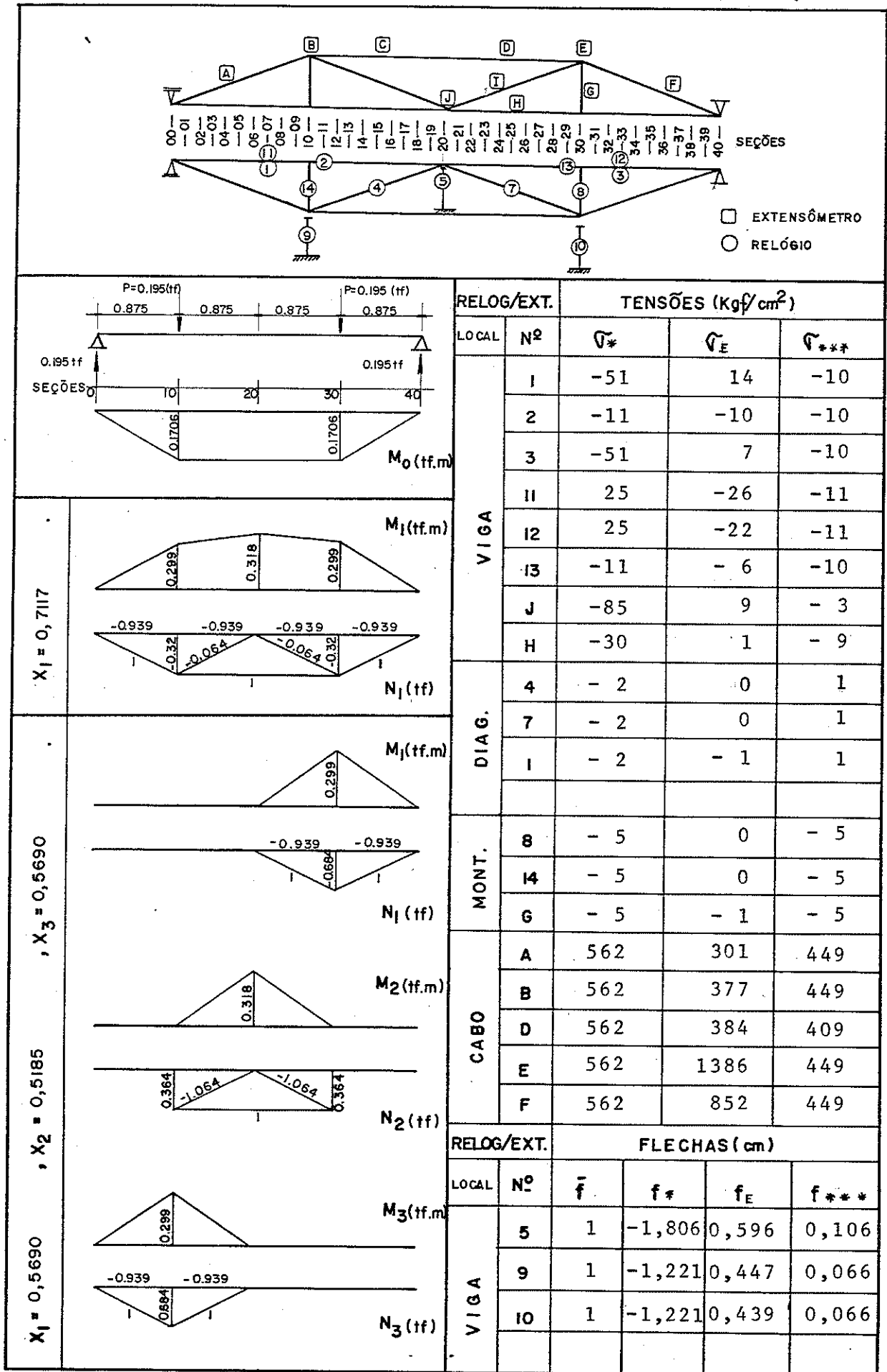


Fig. VIII.23 - Carregamento nas seções 10, 20, 30 com cargas iguais e com cargas diferentes.

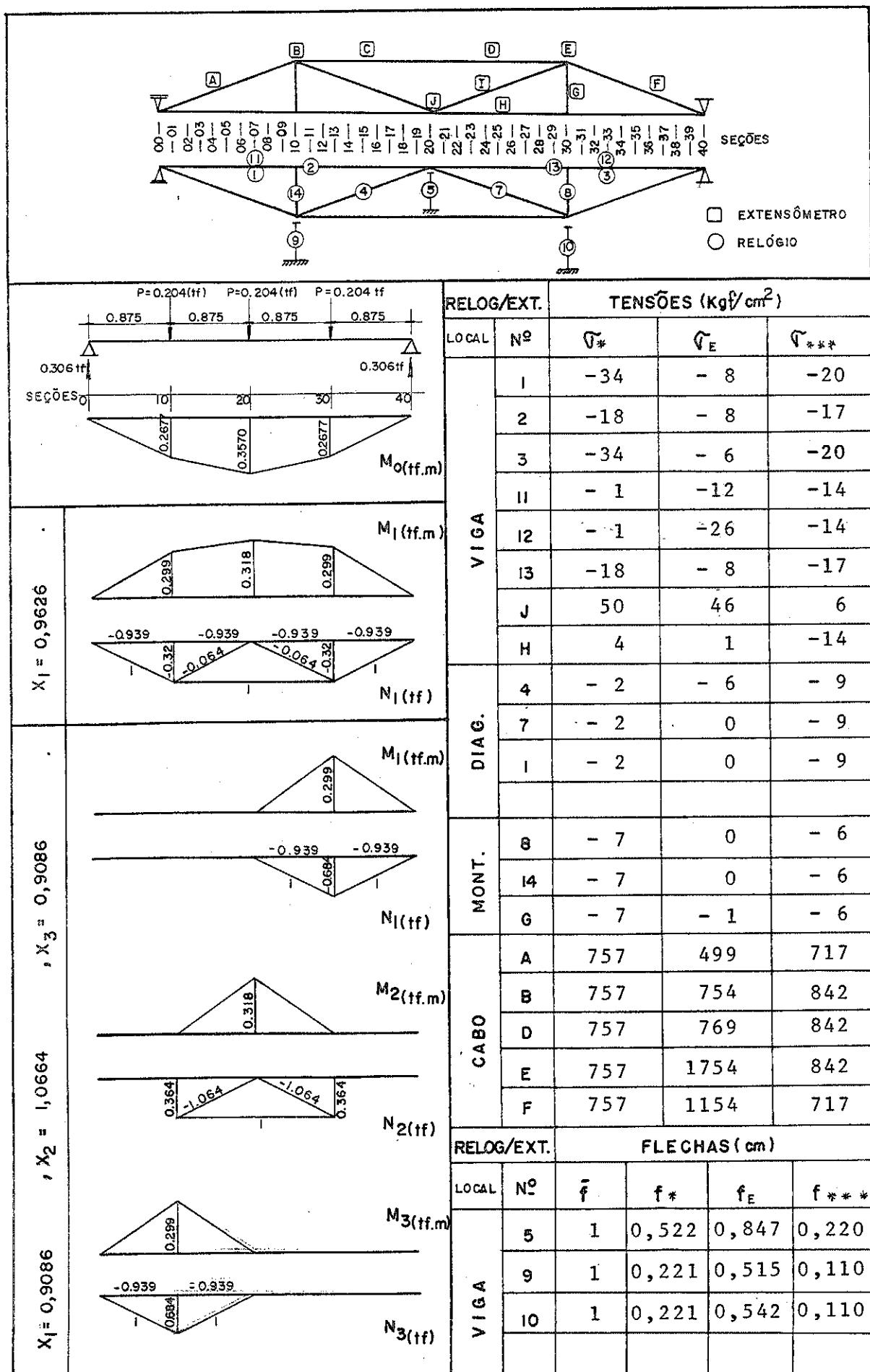
QUADRO VIII.4 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 20 .



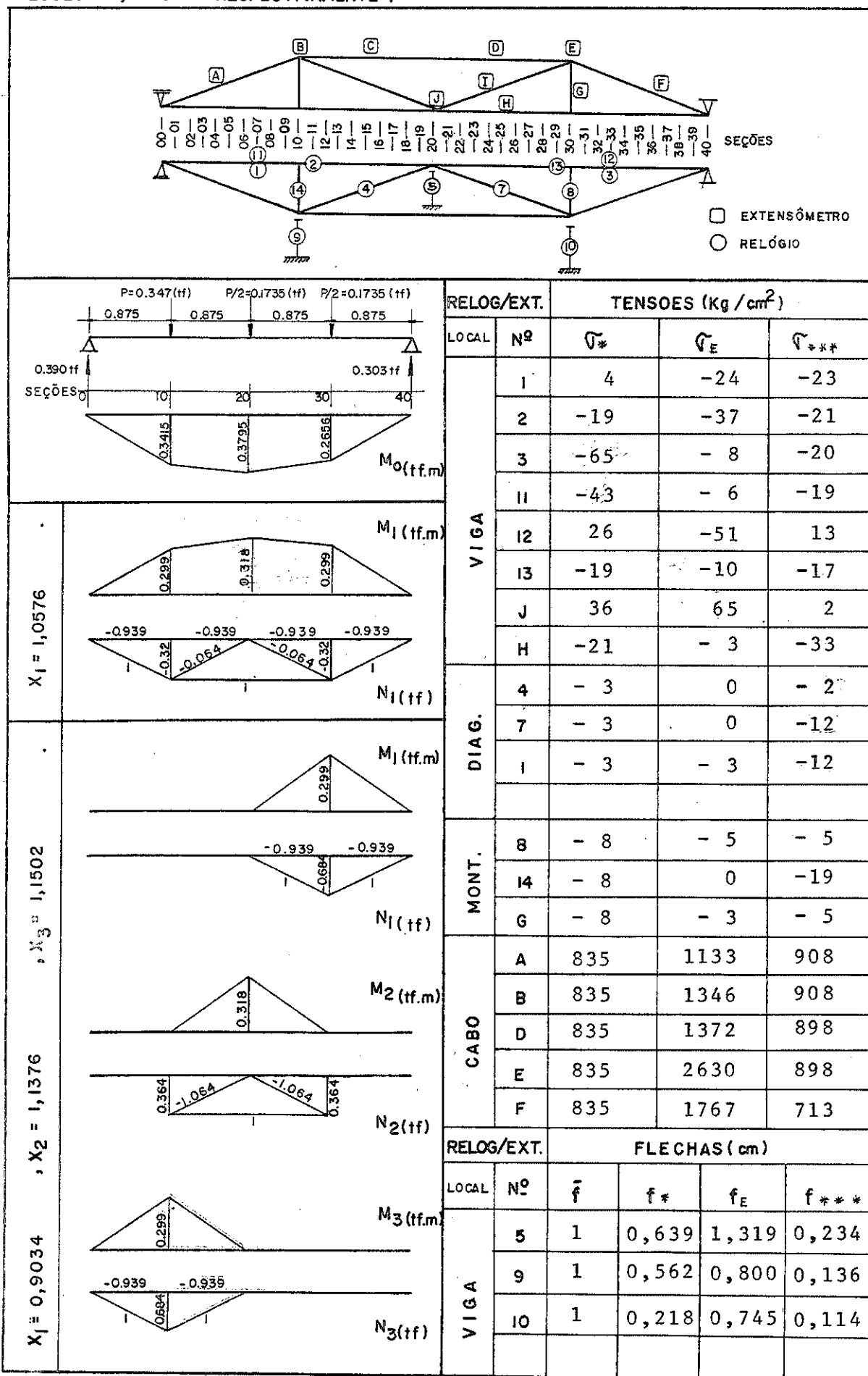
QUADRO VIII.5 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 10 e 30



QUADRO VIII.6 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P NA SEÇÃO 10, 20, 30.



QUADRO VIII.7 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA UM CARREGAMENTO P, P/2 e P/2, NAS SECOES 10, 20 e 30 RESPECTIVAMENTE.



8.2.3 - Ensaio de ruptura da estrutura

- Sistema de carregamento

Para o ensaio de ruptura, adotou-se a aplicação de apenas uma carga no centro da viga.

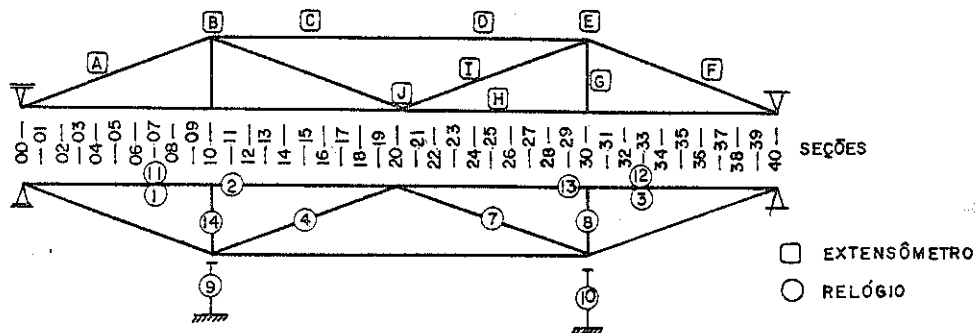


FIG VIII.24

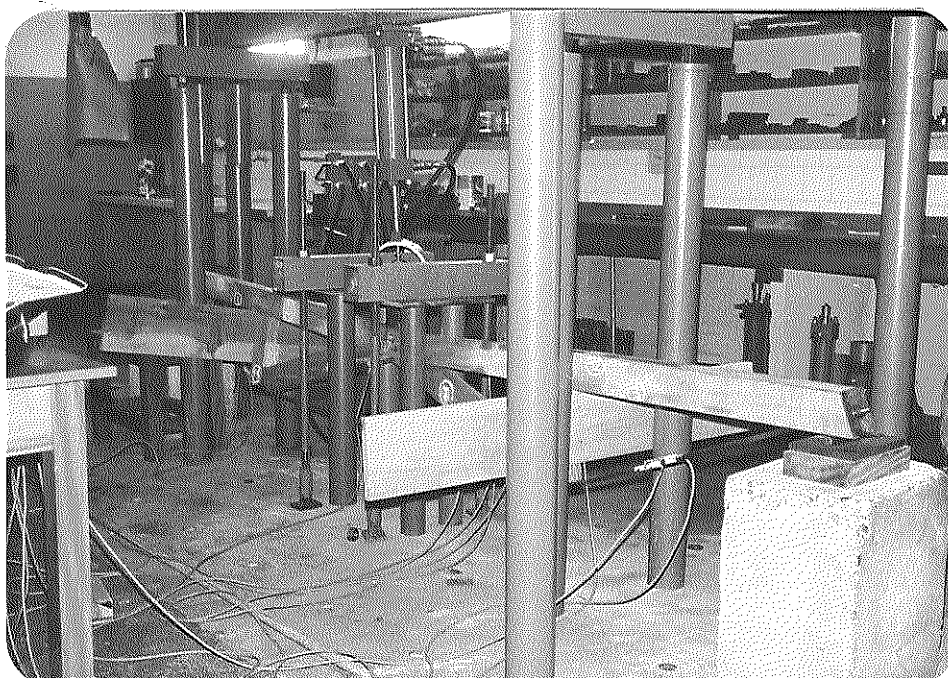
De acordo com as equações VIII.1 e VIII.2 definiu-se a carga de ruptura (P_r)

$$P_r = 1125\text{kgf}$$

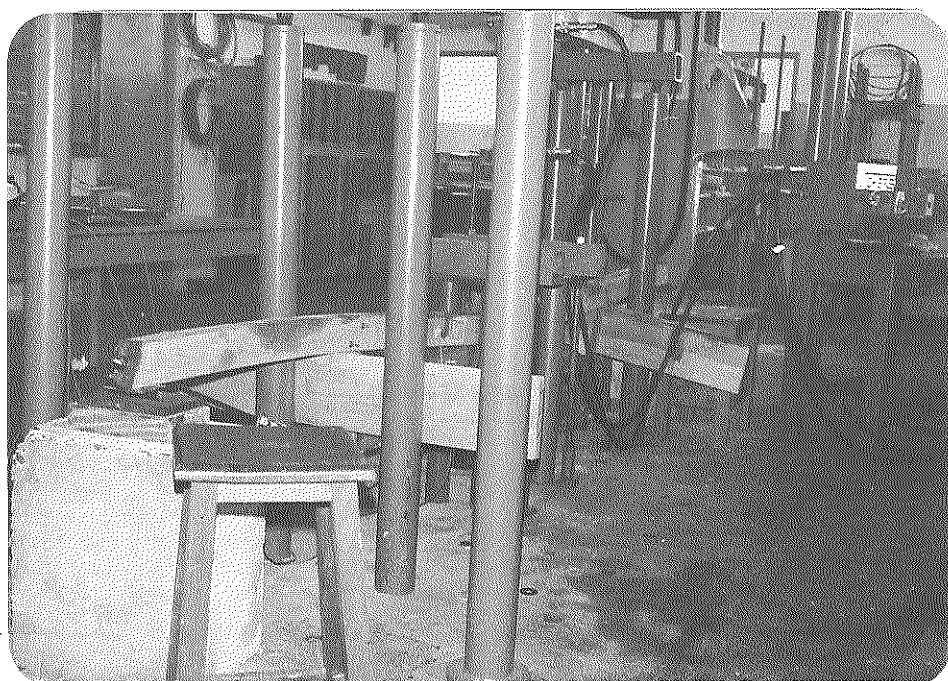
Procedeu-se a aplicação de carga. Entretanto, ao atingir a intensidade de 1090kgf ocorreu perda de estabilidade lateral do sistema. Evidências visuais de ruptura não foram verificadas.

Retomando-se o ensaio após o contraventamento da viga fazendo-se o seu carregamento lenta e gradualmente, Fig. VIII.25 e VIII.26, ocorreu a ruptura ao ser atingida a carga de 1140 kgf.

O quadro VIII.8 ilustra os valores de tensões e flechas, teóricas e experimentais, para a carga de ruptura aplicada no sistema. Para este carregamento os relógios comparadores foram retirados, mantendo-se apenas os extensômetros elétricos.

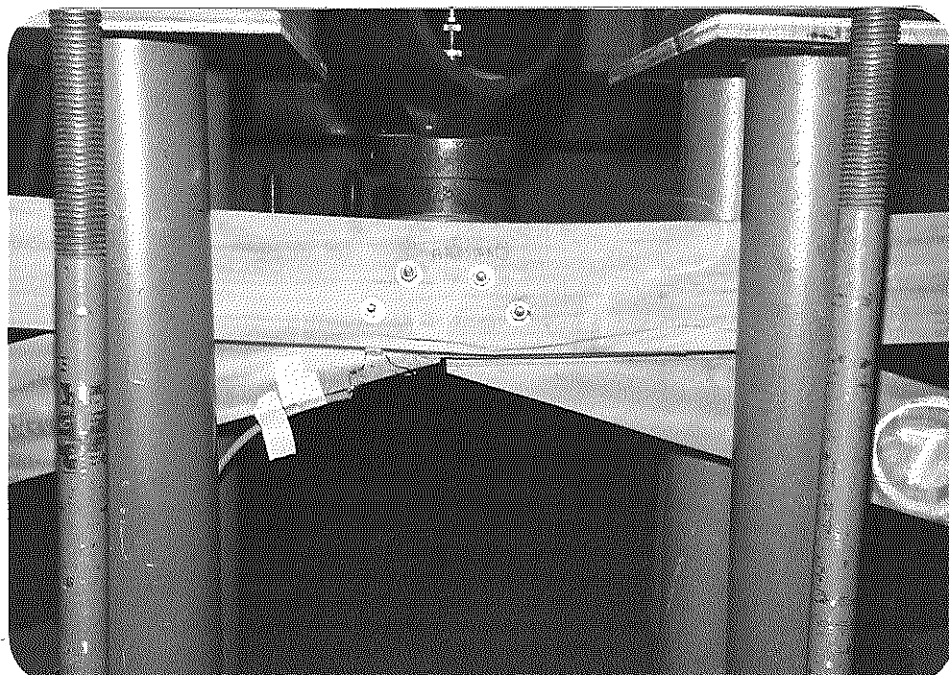


a) Lado 1

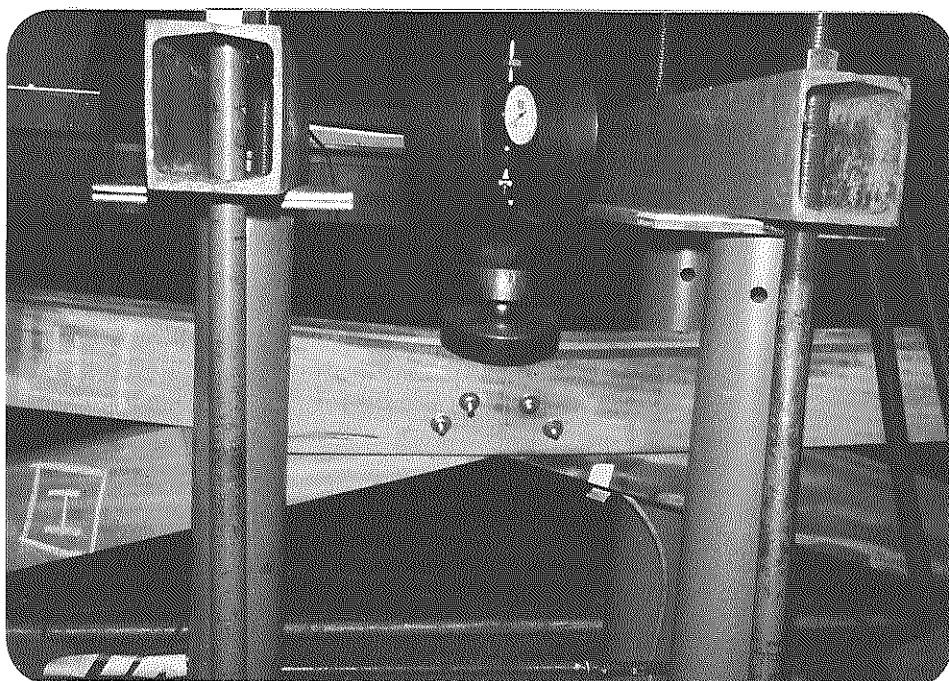


b) Lado 2

Fig. VIII.25 - Vista geral da estrutura em colapso e sistema de contraventamento utilizado.



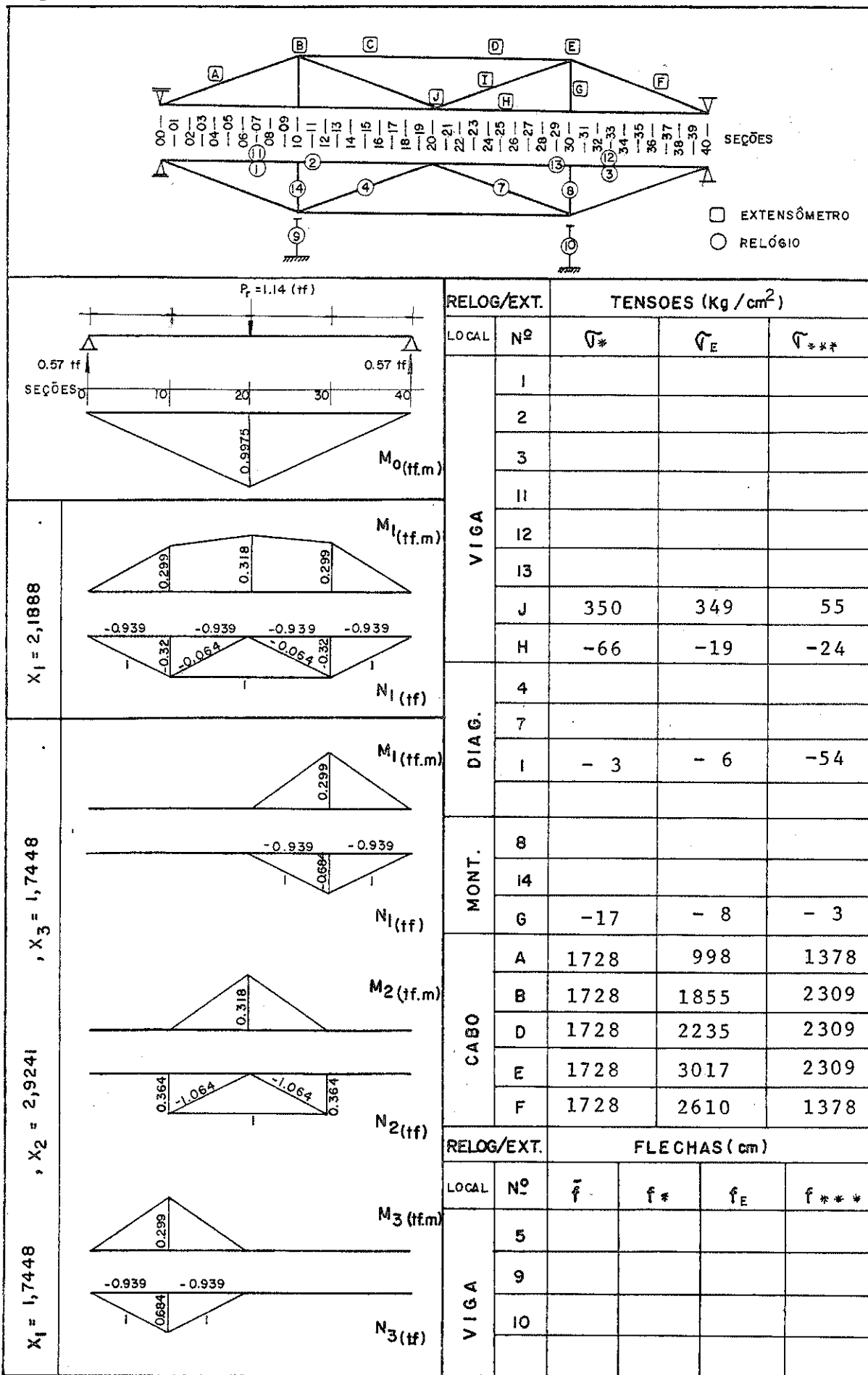
a) Lado 1



b) Lado 2

Fig. VIII.26 - Detalhe da ruptura

QUADRO VIII.8 - COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DE SOLICITAÇÕES NO SISTEMA PARA O CARREGAMENTO DE RUPTURA (P_r) NA SEÇÃO 20 .



$X_1 = 2,1888$

$X_3 = 1,7448$

$X_2 = 2,9241$

$X_1 = 1,7448$

8.3 - Análise Experimental

Fazendo-se a comparação entre as tensões solicitantes σ_* e σ_{***} com a tensão experimental σ_E , entre as flechas solicitantes e admissíveis f_* , f_{***} , \bar{f} e a flecha experimental f_E , contidos nos quadros VIII.1 até VIII.8, para os carregamentos aplicados, tem-se:

a) Quadro VIII.1 - a carga P, concentrada, está aplicada na seção 7 da viga de rigidez. Esta carga produz a máxima solicitação de tração, na borda inferior da viga e a máxima flecha na seção 7. As deformações e as flechas experimentais na seção 7 foram lidas através dos relógios comparadores nº 1 e nº 6 respectivamente.

Os valores teóricos das tensões σ_* e σ_{***} foram consideravelmente discordantes. Neste quadro verifica-se claramente a forte tendência de aproximação de σ_* com σ_E e f_* com f_E .

b) Quadro VIII.2 - para a carga P, concentrada, na seção 10, observa-se nos pontos de máxima solicitação, novamente a clara tendência de aproximação de σ_* com σ_E e f_* com f_E , obtidos através das leituras dos relógios comparadores nº 1 e nº 9 respectivamente.

c) Quadro VIII.3 - para a carga P, concentrada, na seção 15, as tensões σ_* e σ_{***} se aproximam, nos pontos críticos, onde se localizam o relógio comparador nº 2 e o extensômetro elétrico J. Entretanto os valores das tensões experimentais σ_E variam consideravelmente, evidenciando incompatibilidade entre o comportamento da estrutura e as hipóteses adotadas para o cálculo.

d) Quadro VIII.4 - para a carga P, concentrada, na seção 20,0 extensômetro elétrico J indica novamente compatibilidade entre σ_* e σ_E . O relógio comparador nº 5 denuncia ligeira compatibilidade entre f_* e f_E .

e) Quadro VIII.5 - para as cargas P, concentradas nas seções 10 e 30, nota-se através dos relógios comparadores nºs 2, 11, 12 e 13 boa compatibilidade entre σ_{***} e σ_E .

f) Quadro VIII.6 - para as cargas P, concentradas nas seções 10, 20 e 30, através dos extensômetros elétricos J e H, nos pontos

críticos de solicitação destaca-se novamente a compatibilidade entre σ_* e σ_E . Os relógios comparadores nºs 5, 9 e 10 indicam compatibilização entre f_* e f_E .

g) Quadro VIII.7 - para as cargas P, P/2 e P/2 nas seções 10, 20 e 30 respectivamente, através dos relógios comparadores nºs 1, 2, 3, 11 e 13, nota-se compatibilidade entre σ_{***} e σ_E . Entretanto, os extensômetro J, que registra a máxima deformação na estrutura, para este carregamento indica compatibilização entre σ_* e σ_E . Os relógios comparadores nºs 5, 9 e 10 indicam tendência de compatibilização entre f_* e f_E .

h) Quadro VIII.8 - para o carregamento de ruptura, Pr, na seção 20, novamente repete-se a compatibilização entre σ_* e σ_E , já denunciada no quadro VIII.4.

Nos quadros VIII.1 a VIII.7, os valores das flechas experimentais, f_E , embora não tenham uma compatibilidade constante com os valores das flechas teóricas, f_* ou f_{***} , apresentam boa característica de segurança, pois são sempre inferiores à flecha admissível, \bar{f} .

Em todos os quadros observa-se para os montantes e diagonais que as tensões experimentais σ_E e teóricas σ_* e σ_{***} alcançaram valores muito próximos, mas inferiores aos admissíveis, confirmando superdimensionamento destas peças.

Com relação às solicitações no cabo, utilizado na estrutura experimental, as tensões σ_E se aproximaram de σ_* (quadro VIII.4, VIII.6), de σ_{***} (quadro VIII.1, VIII.5) mas se afastaram de ambos em outros casos (quadro VIII.2, VIII.3, VIII.7).

Os carregamentos aplicados na estrutura teste, conforme quadros VIII.1 a VIII.8, evidenciaram um comportamento intermediário entre as hipóteses adotadas, relativas ao grau de hiperestaticidade. Entretanto, os valores experimentais de solicitações na viga, para as seções sob e próximas do ponto de aplicação das cargas, se aproximaram mais dos valores de solicitações

teóricas supondo a hipótese de apenas um grau de hiperestaticidade.

9 - CONCLUSÕES

Do estudo de otimização, para racionalizar o número de vigas a serem utilizadas em cada ponte, conclui-se que a distância ideal (x_1) entre vigas, em ambas as pontes, deve ser de 1,8 m (item 5.3.2.3 e item 5.3.3.3).

A viabilidade do emprego do sistema estrutural armado (fig. II.6), para aplicação em pontes de madeira, se confirmou ao término do desenvolvimento teórico e experimental evidenciando ser de boa eficiência (item 2.2), leveza, baixo custo (cap. 4) e simplicidade de cálculo (Tabelas VI.1 e VI.2, itens 7.1 e 7.2 e item 8.3)

Para o sistema de tabuleiro adotado (fig. V.2 e V.5) e seção transversal da viga, de rigidez constituída por postes de 30 cm de diâmetro médio, o vão fica limitado aos 20 m para pontes de uma faixa de tráfego e aos 18 m para pontes de duas faixas de tráfego.

BIBLIOGRAFIA

- (1) Rudolf Saliger , Dr. Ing. Friedrich V. Baravalle e Joaquim Gay - Estática Aplicada al Cálculo de Estructuras y al Hormogón Armado.
- (2) Shiel, F. - Introdução à resistência dos materiais. 7 ed. - São Carlos EESC/USP, 1977.
- (3) Artur Morley, D. Sc., M.I. Mech. E. - Teoria de las Estructuras - Rio de Janeiro. Editorial Labor.
- (4) Nachtergal C. - Estructuras Metálicas - Cálculos y construcción - Espanha - Editorial Blume - 1969.
- (5) Timoshenko S.P. - Resistência dos materiais - Rio de Janeiro. Ao Livro Técnico, 1972. 1 V.
- (6) Sussekind, J.C. - Curso de análise estrutural: deformações em estruturas, Método das Forças - Porto Alegre, Globo, V2 - 1979.
- (7) Pfeil, Walter - Estructuras de madeira - Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1978.
- (8) Manuel Company - Cálculo de construcción.
- (9) Karlsen, G.G. - Wooden structures - Moscow, MIR, 1967.
- (10) Oberg, F.R. - Heavy timber construction. USA, ATS, 1963.
- (11) Hellmeister, J.C. - Pontes de Eucalipto Citriodora - Tese a presentada à EESC para realização do concurso de Professor Livre Docente. São Carlos, EESC/USP - 1978.
- (12) HORTEGAL, I.R. - Contribuição ao estudo das Pontes Pênséis de Madeira - São Carlos, EESC/USP, 1979 - Dissertação de Mestrado.
- (13) Niemann, G. - Elementos de máquinas. São Paulo, E. Blücher/Ed. USP, 1971.
- (14) Montanari, I. - Concreto protendido - São Carlos EESC/USP, Notas de aulas - 1976.
- (15) Antunes, H.M.C. Carmo & Souza, J.C.A. - Estática das Estructuras (Temas complementares - EESC/USP - São Carlos - 1976.
- (16) Costa, J.P.P. & Bacellar, Rui Honorio - Manual do Engenheiro Globo - Mecânica Aplicada, Globo - Porto Alegre.

- (17) Relatório de Análise Estatística para um modelo em Viga Armada. Título: Comparação de deformações em diferentes pontos do cabo para carregamentos simétricos - (José F. de Carvalho, Irineu Giamotti - Laboratório de Estatística Aplicada - UFSC.
- (18) Hellmeister, J.C. - Compressão, Flexão e Cisalhamento em peças de Madeira - São Carlos - EESC-USP - Notas de aula - 1971.
- (19) Hellmeister, J.C. - Sobre a determinação das características físicas da madeira - EESC-USP - São Carlos, 1973.
- (20) Findlay, W.P.K. - Timber: properties and uses. London, Crosby Lockwood Staples, 1975.
- (21) H. Schulte e T. Yagui - Estruturas de aço - Elementos Básicos - EESC-USP - São Carlos - 1977.
- (22) Senço, Wlastermiler de - Estradas de rodagem - Projeto. São Paulo, Escola Politécnica da USP.
- (23) Ferrarezi, Dino - Dobramento e curvatura de chapas - Notas de aula - EESC/USP.
- (24) Rocha, Aderson Moreira da - Comentários sobre as recomendações do CEB - Rio de Janeiro - Científica.
- (25) CIMAF - Cabos de aço - Catálogo C-5 - Jan. 1976.
- (26) Brasil. Convênio IBDF - IPT - APPM - Boletim Técnico - 1973.
- (27) Bohaman, Billy - Prestressed Laminated Wood Beams. Forest Products Laboratory.
- (28) CIMAF - Superlaços - Laços e Acessórios. Catálogo L-1. Fev. 1977.
- (29) Time - Dependent Characteristics of Prestressed Woods Beams - Forest Products Laboratory - 1974.
- (30) Martinelli, D.A.O. - A observação da cobertura pensil da exposição Internacional de Indústria e Comércio - Rev. Engenharia, dezembro de 1960.