

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Departamento de Estruturas

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS  
PONTES DE MADEIRA**

Eng.º NORMAN BARROS LOGSDON



*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 Engenharia de Estruturas.*

COMISSÃO EXAMINADORA:

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

Prof. Dr. Justo Moretti Filho - (ESALQ-USP)

Prof. Dr. Regis Latorraca Ribeiro Lima - (FEL-UNICAMP)

SÃO CARLOS, fevereiro de 1982

D E D I C A T Ó R I A

Às três pessoas que tornaram possível minha formação acadêmica

Meu pai: Norman Ragnar Logsdon (in memoriam)

Meu tio: Svinte de Biase

Meu mestre: João Cesar Hellmeister

## MEUS AGRADECIMENTOS

Ao incansável Prof. João Cesar Hellmeister, pela amizade, interesse e dedicação na orientação deste trabalho.

Ao CNPq e à CAPES pelo apoio moral e ajuda financeira.

A Fundação Universidade Federal de Mato Grosso, pelo incentivo e apoio ao meu aperfeiçoamento profissional e acadêmico.

Aos colegas e funcionários do LaMEM, pela colaboração, pelo intercâmbio de informações, pelo apoio e incentivo.

Aos amigos Francisco Antonio Rocco Lahr, Carlito Calil Jr. , Helmut Forte Daltro, Marco Antonio Araujo Pinto, Jaime Antonio Ubialli e Sidney Fernando Caldeira, pelo apoio e incentivo.

Aos professores da graduação e da pós-graduação da EEBC - USP.

À minha esposa, e à minha filha Lauren, pela dedicação e afeto.

Aos autores que me precederam pela base fornecida.

Enfim agradeço a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho e especialmente a Deus pela força, coragem e espírito de luta.

Ponte, estrutura destinada à passagem sobre um rio ou um braço de mar, um lago ou uma estrada, um precipício ou uma simples depressão do terreno, ou outro qualquer obstáculo.

Enciclopédia Barsa,



## R E S U M O

São apresentados neste trabalho: os dados necessários para o cálculo de pontes de madeira usando postes tratados de Eucalipto Citriodora solidarizados por anéis metálicos, bem como três projetos completos de pontes de madeira seguindo a concepção estrutural apresentada por Hellmeister.

Os projetos são apresentados de forma didática, em um texto técnico que poderá ser usado por engenheiros e estudantes de Engenharia familiarizando-os com as pontes de madeira e seu dimensionamento.

## A B S T R A C T

In the work are presented: the necessary data for the calculation of timber bridges, using post of treated Eucalyptus Citriodora connected by stell split rings, as well as three complete projects of timber bridges following the structural conception presented by Hellmeister.

The projects are presented in didactic form, on a technical text that can be used by engineers and engineering students to familiarize themselves with timber bridges and their calculations.

## PARTE I - SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE MADEIRA

	<u>S U M Á R I O</u>	pág.
1. -	INTRODUÇÃO.....	1-01
1.1 -	Histórico.....	1-01
1.2 -	Generalidades.....	1-02
2. -	SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE MADEIRA.....	1-12
2.1 -	Introdução.....	1-12
2.2 -	Carga Permanente.....	1-13
2.3 -	Carga Móvel.....	1-15
2.4 -	Impacto Vertical.....	1-18
2.5 -	Impacto Lateral.....	1-19
2.6 -	Força Longitudinal.....	1-20
2.7 -	Força Centrífuga.....	1-20
2.8 -	Vento.....	1-21
2.9 -	Esforços No Guarda-Corpo.....	1-24
2.10 -	Esforços no Guarda-Rodas.....	1-24
3. -	DADOS PARA ANTE-PROJETO DE PONTES RODOVIÁRIAS.....	1-25
3.1 -	Introdução.....	1-25
3.2 -	Carga Permanente.....	1-25
3.3 -	Carga Acidental.....	1-26
4. -	TABELAS E FORMULÁRIOS ÚTEIS AO CÁLCULO DE PONTES.....	1-33
4.1 -	Características Geométricas de Seções Planas.....	1-33
4.2 -	Diagramas e Fórmulas para o Cálculo de Vigas.....	1-36

PARTE II - PONTE EM VIGA SIMPLEMENTE APOIADA

S U M Á R I O

pág.

1. - INTRODUÇÃO.....	2-01
1.1 - Características da Ponte.....	2-01
1.2 - Esquemas Estáticos.....	2-02
2. - ANTE PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA SIMPLESMEN- TE APOIADA COM OITO METROS DE VÃO LIVRE - CLASSE 36.....	2-04
2.1 - Carregamentos.....	2-04
2.2 - A Viga Principal.....	2-05
2.3 - O Tabuleiro.....	2-11
3. - PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA SIMPLEMENTE APOIADA COM OITO METROS DE VÃO LIVRE - CLASSE 36.....	2-16
3.1 - Introdução.....	2-16
3.2 - O Tabuleiro.....	2-17
3.3 - O Guarda-Corpo.....	2-61
3.4 - O Guarda-Rodas.....	2-72
3.5 - Ligações do Tabuleiro e do Guarda-Corpo.....	2-73
3.6 - A Viga Principal.....	2-85
3.7 - Verificação do Peso Próprio.....	2-102
3.8 - Detalhamento da Ponte.....	2-103
3.9 - Considerações Finais.....	2-111
4. - COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 e 12.....	2-116
4.1 - Ante-Projeto para Ponte Classe 24.....	2-116
4.2 - Ante-Projeto para Ponte Classe 12.....	2-122
4.3 - Conclusões.....	2-128

PARTE III - PONTE EM VIGA CONTINUA

S U M Á R I O

	<u>pág.</u>
1. - INTRODUÇÃO.....	3-01
1.1 - Características da Ponte.....	3-01
1.2 - Esquemas Estáticos.....	3-02
2. - ANTE-PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA CONTÍNUA DE TRES TRAMOS - CLASSE 36.....	3-04
2.1 - Carregamentos.....	3-04
2.2 - A Viga Principal.....	3-05
2.3 - O Tabuleiro.....	3-11
2.4 - Os Pilares Internos.....	3-15
3. - PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA CONTÍNUA DE TRES TRAMOS; TRAMO CENTRAL DE OITO METROS E TRAMOS LATERAIS DE SEIS METROS - CLASSE 36.....	3-19
3.1 - Introdução.....	3-19
3.2 - O Tabuleiro.....	3-19
3.3 - O Guarda-Corpo.....	3-19
3.4 - O Guarda-Rodas.....	3-19
3.5 - Ligações do Tabuleiro e do Guarda-Corpo.....	3-19
3.6 - A Viga Principal.....	3-21
3.7 - Os Pilares Internos.....	3-58
3.8 - Verificação do Peso Próprio.....	3-61
3.9 - Detalhamento da Ponte.....	3-63
3.10 - Considerações Finais.....	3-72
4. - COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 e 12.....	3-76
4.1 - Ante-Projeto para Ponte Classe 24.....	3-76
4.2 - Ante-Projeto para Ponte Classe 12.....	3-84
4.3 - Conclusões.....	3-91

PARTE IV - PONTE COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO

	<u>S U M Á R I O</u>	pág.
1. -	INTRODUÇÃO.....	4-01
1.1 -	Características da Ponte.....	4-01
1.2 -	Esquemas Estáticos.....	4-02
2. -	ANTE-PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA COM ESTRUTURA PRIN - CIPAL EM PÓRTICO COM VINTE METROS DE VÃO LIVRE - CLASSE 36	4-04
2.1 -	Carregamentos.....	4-04
2.2 -	A Estrutura Principal.....	4-05
2.3 -	O Tabuleiro.....	4-16
3. -	PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO COM VINTE METROS DE VÃO LIVRE - CLASSE 36.....	4-21
3.1 -	Introdução.....	4-21
3.2 -	O Tabuleiro.....	4-21
3.3 -	O Guarda-Corpo.....	4-21
3.4 -	O Guarda-Rodas.....	4-21
3.5 -	Ligações do Tabuleiro e do Guarda-Corpo.....	4-21
3.6 -	A Estrutura Principal.....	4-23
3.7 -	Verificação do Peso Próprio.....	4-71
3.8 -	Detalhamento da Ponte.....	4-73
3.9 -	Considerações Finais.....	4-82
4. -	COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 e 12.....	4-87
4.1 -	Ante-Projeto para Ponte Classe 24.....	4-87
4.2 -	Ante-Projeto para Ponte Classe 12.....	4-95
4.3 -	Conclusões.....	4-103

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS PONTES DE MADEIRA

PARTE I

SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE MADEIRA

## 1 - INTRODUÇÃO

### 1.1 - HISTÓRICO

As primitivas pontes são obras da própria natureza. O tronco caído, o arco formado pela erosão e o galho de árvore cruzando o riacho (equivalentes naturais à ponte em viga, em arco e pênsil) são exemplos disto. Antes da descoberta dos metais (5.000 A.C.), imitando a natureza, o homem havia aprendido a construir pontes em viga, jogando troncos de árvore ligando as margens do rio, e pontes suspensas, representadas por uma corda sustentando uma cesta na qual o passageiro era transportado {(10, 128)}\*

As pontes de madeira tem acompanhado o homem em toda a sua história. Principalmente no início do desenvolvimento de cada região, a solução mais prática na construção das pontes consistiu sempre na utilização da madeira {(15, 18)}. A primeira ponte romana, feita de madeira, foi a "Ponte das Estacas", sobre o rio Tibre, construída em 621 A.C.. Cesar deixou a descrição detalhada de sua famosa ponte de madeira sobre o Reno (55 A.C.). Tornou-se histórica a "Ponte de Trajano", uma série de arcos de madeira sobre bases de pedra, sobre o Danúbio, na Hungria (104 A.C.) {(10, 128/129); (24, 38/39)}\*

Em Lucerna, na Suíça, ainda existe um famoso par de pontes medievais de madeira; a "Ponte da Capela" (1333) e a "Ponte da Dança da Morte" (1408), ambas cobertas, apresentando a primeira solução de proteção da ponte contra a ação deteriorante das intempéries {(10, 129) (15, 18); (24, 68)}.

As pontes de Lucerna serviram de inspiração para dois carpinteiros, os irmãos Grubenmann, aos quais se deve, entre outras a "Ponte Schaffhausen", sobre o Reno (1756-58); a "Ponte de Reichenau", também sobre o Reno (1756-57) e a "Ponte sobre o Limmat", em Wettingen (1764-66) {(10, 130); (15, 19); (24, 112)}. Nos Estados Unidos da América, a primeira ponte de madeira foi a "Ponte de Enoch Hale", sobre o rio Connecticut, em Bellows Falls, Vermont (1758). Timoth Palmer, foi um dos primeiros a proteger as pontes de madeira com cobertura, "Ponte permanente de Filadélfia" (1804-06) {(10, 130); (14, 20)}.

---

\* Os números entre chaves {(a1, b1/c1);...;(an, bn/cn)} representam a citação bibliográfica, onde ai representa o texto, bi/ci representam as páginas inicial e final do trecho do referido texto. Quando aparecer apenas um número {(ai)}, representa o texto.



No Brasil a maioria das pontes de madeira, construídas por carpinteiros, sem nenhum cálculo estrutural, são geralmente muito precárias. Poucas pontes de madeira podem ser citadas como obra de engenharia: a "Ponte de madeira sobre o rio Tamanduatehy" (1906), a "Ponte provisória de madeira na rodovia Cambaratiba-Borborema" (1975) e a "Ponte Pênsil de Madeira", sobre o rio Tiête, em São Miguel Paulista (1977). Nestas duas últimas, de autoria de Hellmeister e outros, foram utilizados os conceitos básicos e atuais que serão considerados neste trabalho.

## 1.2 - GENERALIDADES

Na primeira parte deste trabalho serão estudados e fornecidos os dados para o cálculo de pontes de madeira, de forma genérica.

Nas outras partes serão apresentados projetos de pontes rodoviárias de madeira constituídas por postes tratados de Eucalipto citriodora, solidarizados por anéis metálicos.

Por isso é desejável que se tenha um perfeito conhecimento dos materiais que serão usados: os postes tratados de Eucalipto citriodora e os anéis metálicos.

### a) Postes Tratados de Eucalipto Citriodora

O Eucalipto citriodora, originário da Austrália, tem sido introduzido no Brasil desde 1850. A partir de 1903, tem sido largamente cultivado em áreas de florestamento e de reflorestamento, devido ao fato de possuir excelentes características físicas, mecânicas e crescimento muito rápido, mesmo em terras consideradas pobres para a agricultura convencional. {(15, 31/32)}.

O Eucalipto citriodora pode atingir quarenta e cinco metros de altura, sendo comuns postes retilíneos com mais de vinte metros de comprimento {(15, 32)}. Entretanto os postes tratados de Eucalipto citriodora são encontrados, no comércio, até os vinte e três metros de comprimento, por ser esse o comprimento disponível das auto-claves para tratamento ~~Sobre~~ pressão.

A tabela 1-01 e a figura 1-02, fornecem as dimensões dos postes tratados de Eucalipto citriodora encontrados no comércio {(15, 37/38)}.

A conicidade natural dos postes (c), definida por:  $c = (D-d)/L$ , gira em torno de  $c = 1$  cm/m. Dessa forma os postes de comprimento intermediário aos fornecidos pela tabela 1-01, tem suas dimensões definidas por: {(15, 36)}

Tab. 1-01 - Dimensões Comerciais de Postes Tratados de Eucalipto Citriodora.

<u>Comprimento</u> (m)	<u>Tipo</u>	<u>Diâmetro - Base</u> (cm)	<u>Diâmetro-Topo</u> (cm)	<u>Peso</u> (Kg)
7	XL	15,5	8,5	86
	L	18,5	11,5	133
	M	21,5	14,5	191
	P	24,5	17,5	259
8	XL	16,5	8,5	103
	L	19,5	11,5	164
	M	22,5	14,5	231
	P	25,5	17,5	311
9	XL	17,5	8,5	132
	L	20,5	11,5	197
	M	23,5	14,5	276
	P	26,5	17,5	368
10	XL	18,5	8,5	159
	L	21,5	11,5	234
	M	24,5	14,5	323
	P	27,5	17,5	428
11	XL	19,5	8,5	189
	L	22,5	11,5	274
	M	25,5	14,5	376
	P	28,5	17,5	494
12	L	23,5	11,5	318
	M	26,5	14,5	432
	P	29,5	17,5	564
	XP	32,5	20,5	714
13	L	24,5	11,5	366
	M	27,5	14,5	493
	P	30,5	17,5	639
	XP	33,5	20,5	804
14	L	25,5	11,5	418
	M	28,5	14,5	558
	P	31,5	17,5	719
	XP	34,5	20,5	900
15	M	29,5	14,5	628
	P	32,5	17,5	804
	XP	35,5	20,5	1002
16	M	30,5	14,5	703
	P	33,5	17,5	895
	XP	36,5	20,5	1110
17	M	31,5	14,5	783
	P	34,5	17,5	991
	XP	37,5	20,5	1224
18	M	32,5	14,5	868
	P	35,5	17,5	1093
	XP	38,5	20,5	1345
19	M	33,5	14,5	959
	P	36,5	17,5	1201
	XP	39,5	20,5	1471
20	M	34,5	14,5	1055
	P	37,5	17,5	1315
	XP	40,5	20,5	1604

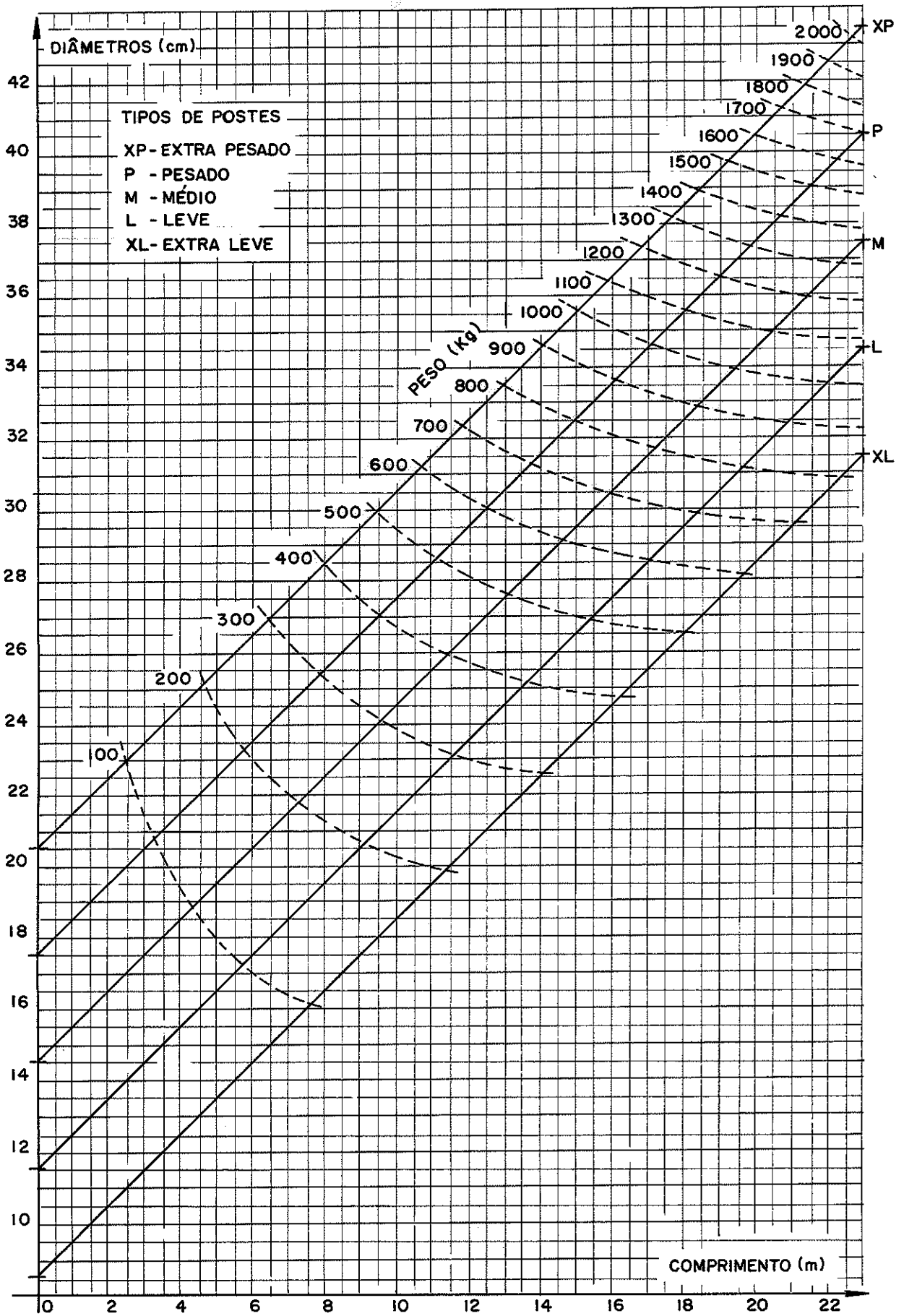


FIG. I-02 - DIMENSÕES COMERCIAIS DE POSTES TRATADOS DE EUCALIPTO CITRIODORA .

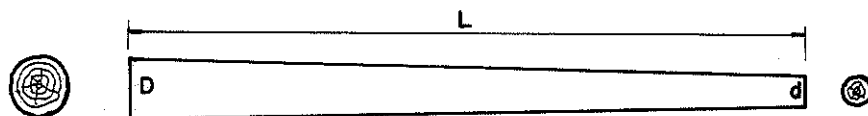


FIG. 1-01

Postes do tipo Extra Leve (XL)

$$\bar{d} = 8,5 \text{ cm} \quad D = 8,5 + L$$

Postes do tipo Leve (L)

$$\bar{d} = 11,5 \text{ cm} \quad D = 11,5 + L$$

Postes do tipo Médio (M)

$$\bar{d} = 14,5 \text{ cm} \quad D = 14,5 + L$$

Postes do tipo Pesado (P)

$$\bar{d} = 17,5 \text{ cm} \quad D = 17,5 + L$$

Postes do tipo Extra Pesado (XP)

$$\bar{d} = 20,5 \text{ cm} \quad D = 20,5 + L$$

Sendo:

$\bar{d}$  = diâmetro no topo do poste (cm)

D = diâmetro na base do poste (cm)

L = comprimento do poste (m)

#### b) Anéis Metálicos

Os estudos dos anéis metálicos para ligação de peças estruturais de madeira vem sendo conduzidos por Hellmeister desde 1971. Os anéis metálicos são apresentados em toda literatura internacional, mas somente agora estão sendo conhecidos e empregados no Brasil {(15,54)}.

Anéis partidos "split rings" são indicados pelo "American Institute of Timber Construction" nas dimensões de 2 1/2 e 4 polegadas de diâmetro. Tem fabricação esmerada e são protegidos por inúmeras patentes {(4, 5-20/5-23); (15, 54)}.

Não desejando importar nem fabricar esses anéis, Hellmeister decidiu-se pela utilização de anéis simples, cortados de canos galvanizados.

zados, com capacidade de carga definida por equação teórica e ampla experimentação realizada no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) {(7); (15,55); (26)}.

As expressões encontradas por Hellmeister para a capacidade de carga dos anéis são: {(15, 56)}



$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau} \quad \text{e} \quad \bar{P}_{\text{anel}} = \frac{h}{2} \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_c$$



Sendo:

FIG. 1-03

$\bar{P}_{\text{anel}}$  = carga admissível de um anel

$\phi$  = diâmetro interno do anel

$\bar{\tau}$  = tensão admissível de cisalhamento da madeira

$h$  = altura do anel encravada na madeira

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela da madeira

A necessidade de vigas econômicas, de comportamento satisfatório e elevada rigidez, levou Hellmeister ao estudo de vigas compostas por postes de Eucalipto citriodora, com compensação de seus diâmetros e solidarização por anéis metálicos {(15, 43/52)}.

Os estudos de Hellmeister levaram-no a propor dois tipos de vigas, a viga bicircular (fig. 1-04) constituída por dois postes e a viga quadricircular (figura 1-06) constituída por quatro postes {(15, 43/52)}.

Embora previstas para grandes cargas, já tem sido usadas em projeto e construção aos pares, constituindo a viga bicircular dupla (figura 1-05) e quadricircular dupla (figura 1-07).

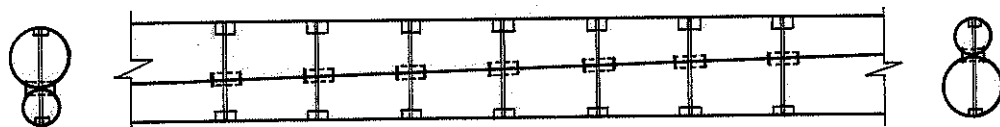


FIG. 1-04 - VIGA BICIRCULAR

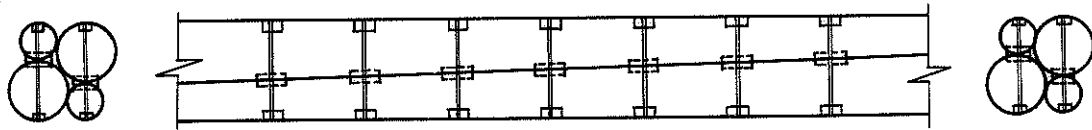


FIG.1-05 - VIGA BICIRCULAR DUPLA

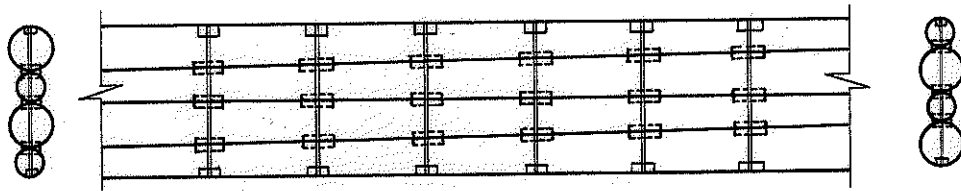


FIG.1-06 - VIGA QUADRICIRCULAR

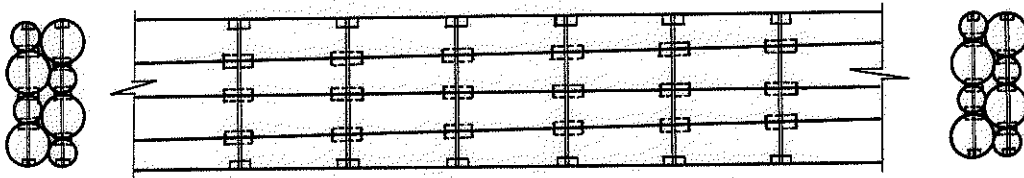
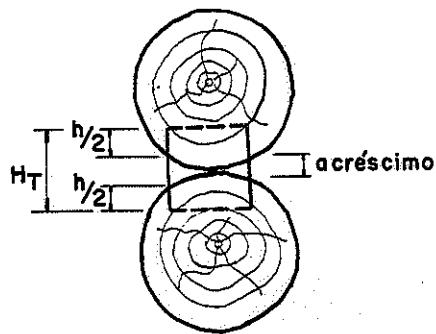


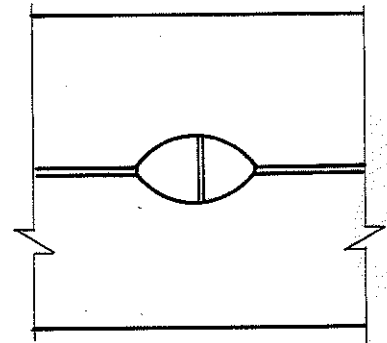
FIG.1-07 - VIGA QUADRICIRCULAR DUPLA

Os estudos destas vigas permitiu a Hellmeister concluir que:

- A altura total do anel (HT) deve sofrer um acréscimo devido a forma geométrica dos postes. {(15, 58)}.



CORTE TRANSVERSAL



VISTA LATERAL DO ANEL

FIG.1-08 - COMPENSAÇÃO DA ALTURA DOS ANÉIS COLOCADOS ENTRE POSTES SIMPLES.

- A colocação dos anéis deve ser feita com a abertura voltada para fora dos postes, uma para cada lado. {(15, 63)}.

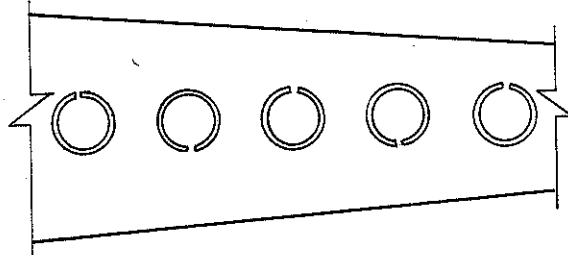


FIG. I-09 - COLOCAÇÃO DOS ANÉIS .

- O espaçamento entre anéis é calculado de forma a resistirem às tensões cisalhantes, oriundas do esforço cortante {(3, item 22 b)}.

A área de cisalhamento do anel é assimilada à área de cisalhamento de um trecho de viga convencional {(15, 57)}.



FIG. I-10

Considerando-se o cisalhamento na flexão, tem-se:

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J}$$

Multiplicando-se por  $b \cdot e$ , tem-se:

$$b \cdot e \cdot \tau = \frac{Q \cdot M_s}{J} \cdot e$$

Para que os anéis resistam às tensões cisalhantes oriundas do esforço cortante, deve-se ter:

$$\bar{P}_{\text{anel}} \geq b \cdot e \cdot \tau = \frac{Q \cdot M_s}{J} \cdot e$$

Donde resulta:

$$e \leq \frac{\bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Sendo:

$e$  = espaçamento entre anéis

$\bar{P}$ anel = carga admissível do anel ( $\bar{P}$ anel =  $\frac{\tau \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}$ )

$J$  = momento de inércia da seção

$M_s$  = momento estático da seção

$Q$  = esforço cortante

Devido a acomodação dos anéis nas vigas bicircular (e bicircular dupla), ocorre uma deformação inicial considerável quando a viga é submetida ao carregamento. Os resultados obtidos em ensaios revelam que, de forma satisfatória, a utilização de 80% do momento de inércia para o cálculo da flecha, resulta numa flecha aproximadamente igual a flecha obtida experimentalmente. Já para a viga quadricircular, a utilização de 40% do momento de inércia para o cálculo da flecha se aproxima melhor do resultado experimental. Estas porcentagens continuam sendo estudadas no LAMEM.

Visando a preparação dos sulcos para a colocação dos anéis, Hellmeister construiu ferramentas para anéis de 2 1/2 a 8 polegadas de diâmetro (figura 1-11 e 1-12). O anel metálico proposto por Hellmeister é esquematizado na figura 1-13.  $\{(15, 59/60)\}$ .

-Recomenda-se que o diâmetro do anel não ultrapasse 80% do menor diâmetro do poste.

$$\phi \leq 0,8 \cdot d$$



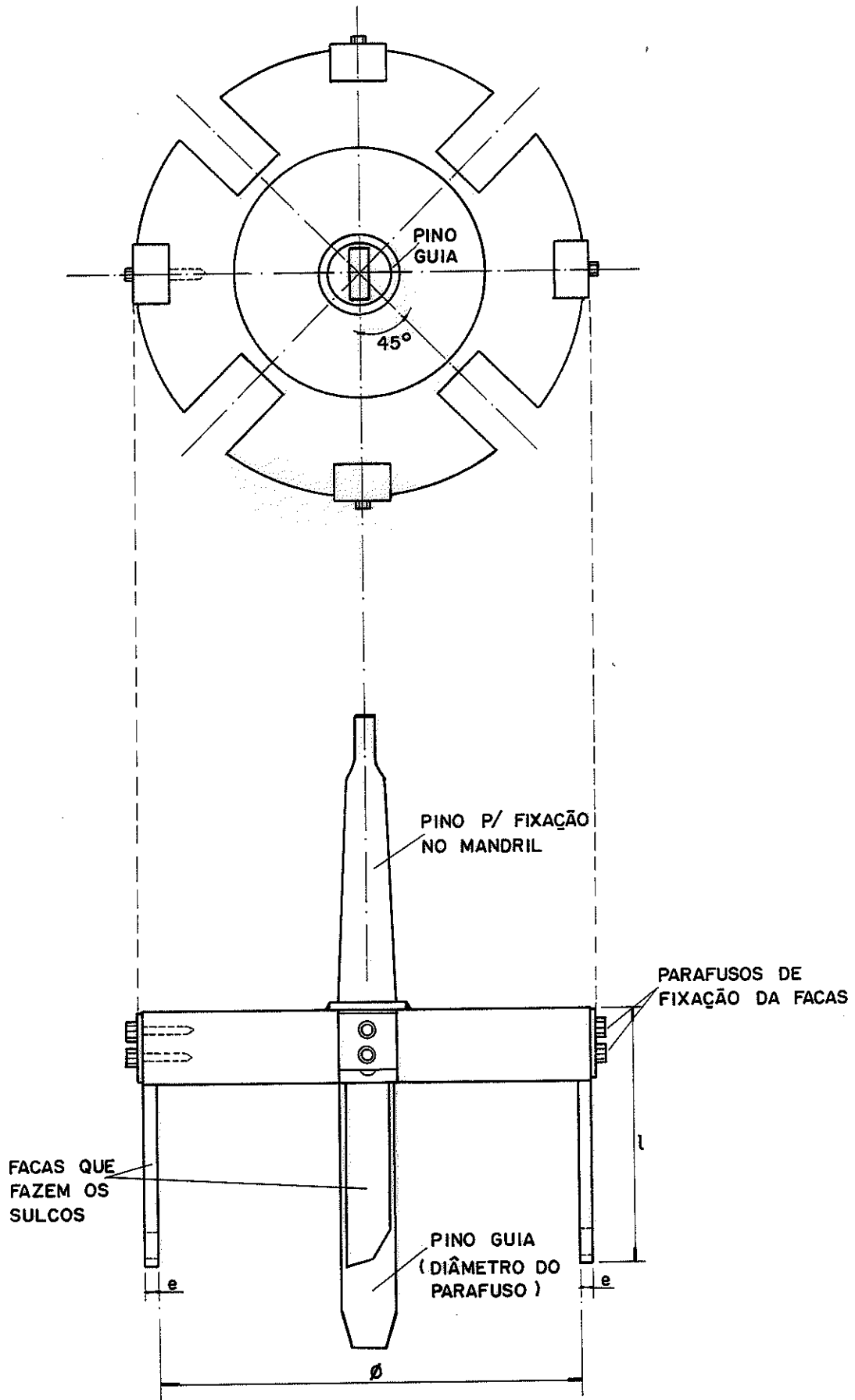


FIG. 1-II - FERRAMENTA PARA PREPARAÇÃO DE SULCOS  
PARA ANÉIS DE 6" E DE 8" .

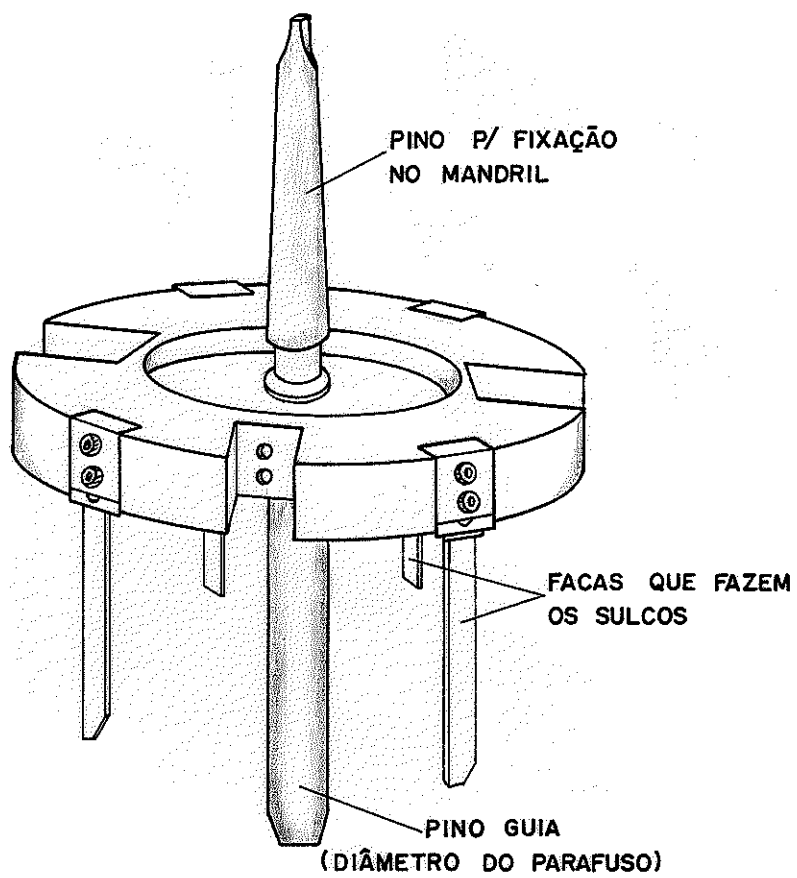


FIG.1-12 - FERRAMENTA PARA PREPARAÇÃO DE SULCOS  
PARA ANÉIS DE 6" E DE 8" -(PERSPECTIVA)

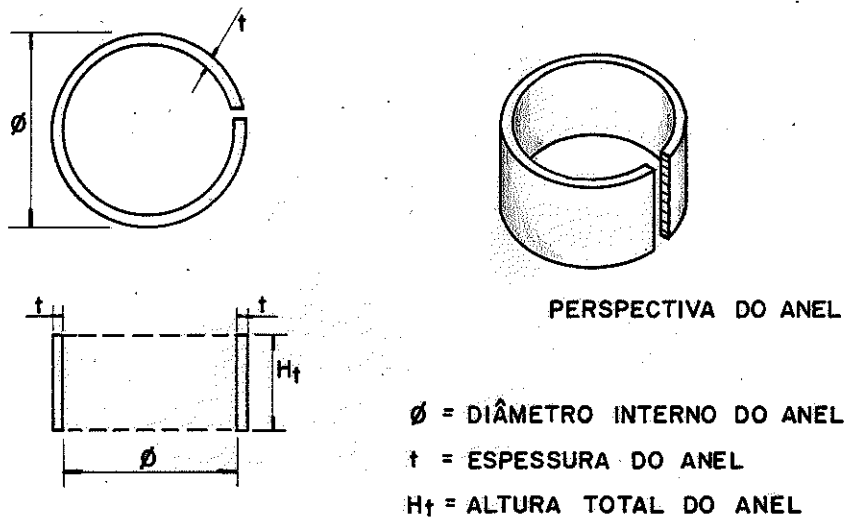


FIG. 1-13

## 2 - SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE MADEIRA

### 2.1 - INTRODUÇÃO

As cargas e demais influências que causam esforços solicitantes nas pontes de madeira podem ser subdivididas em tres classes: as principais, as adicionais e as especiais {(21, 1)}.

#### a) Solicitações principais

Entende-se por solicitações principais aquelas que devem ser consideradas no cálculo de qualquer tipo de estrutura; são elas: {(3, item 7 a); (21, 1)}

- carga permanente ou cargas mortas
- carga móvel, ou carga acidental vertical

#### b) Solicitações adicionais

As solicitações adicionais são aquelas que somente necessitam ser consideradas em certos tipos de estrutura, ou mesmo as que podem ser desprezadas no estudo de estruturas de menor importância, como: {(21, 1)}

- impacto vertical\*
- impacto lateral
- força longitudinal
- força centrífuga
- ventos

\*OBS: Nas pontes de madeira o impacto vertical é uma solicitação adicional, já nas pontes de concreto ou de aço é uma solicitação principal.

#### c) Solicitações especiais

São as que aparecem em projetos de características peculiares, e devem ser estabelecidas em cada caso particular. Como exemplo de solicitações especiais, tem-se {(21, 1)}:

- choque de veículos contra pilares de pontes rodoviárias
- choque de barcos contra as paredes laterais de pontes-canalais

## 2.2 - CARGA PERMANENTE

A carga permanente será constituída pelo peso próprio da estrutura suposta de madeira verde (de 30 a 40% de teor de umidade) e por todas as sobrecargas fixas. No caso de pontes de madeira, o cálculo da carga permanente é feito fixando-se as dimensões em um ante-projeto (pré-dimensionamento).

A seguir, calcula-se a carga permanente a partir do volume de cada elemento e de seu peso específico, numericamente igual à densidade. O peso próprio, depois do dimensionamento definitivo da estrutura, não deve diferir de mais de 10% do peso próprio inicialmente admitido para o cálculo (3, item 5).

Podem ser admitidas as seguintes densidades: (15,26), (21,2)

- aço 7,85 g/cm<sup>3</sup>
- concreto simples 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- concreto armado 2,40 g/cm<sup>3</sup>
- concreto asfáltico 2,00 g/cm<sup>3</sup>
- Madeira verde: varia conforme a espécie

A tabela 1-02 apresenta alguns dados médios relativos a algumas espécies de madeira estudadas no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). (8); (3) Na qual:

- $E_m$  = Módulo de elasticidade da madeira considerada verde
- $E_a$  = Módulo de elasticidade da madeira para cargas acidentais
- $E_p$  = Módulo de elasticidade da madeira para cargas permanentes
- $\bar{\sigma}_n$  = Tensão admissível de compressão normal às fibras
- $\bar{\sigma}_c$  = Tensão admissível de compressão paralela às fibras
- $\lambda_0$  = Índice de esbeltez, acima do qual é aplicável a fórmula de Euler
- $\bar{\sigma}_t$  = Tensão admissível à tração paralela às fibras
- $\bar{\sigma}_f$  = Tensão admissível de flexão
- $\bar{\tau}_f$  = Tensão de cisalhamento admissível na flexão
- $\bar{\tau}_l$  = Tensão de cisalhamento admissível nas ligações
- $D_{15}$  = Densidade da madeira a 15% de umidade
- $D_{35}$  = Densidade da madeira a 35% de umidade (madeira considerada verde), extraída a partir de  $D_{15}$  através do Diagrama de Kollmann.

Tab. 1-02 - Características Admissíveis Médias de Algumas Madeiras Nacionais

NOME VULGAR	ESPÉCIE DE MADEIRA	NOME CIENTÍFICO	E <sub>m</sub> = E <sub>a</sub>	E <sub>p</sub> = 2/3 E <sub>m</sub>	σ <sub>h</sub>	σ <sub>c</sub>	λ <sub>0</sub>	σ <sub>t</sub>	σ <sub>f</sub>	τ <sub>f</sub>	τ <sub>l</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>35</sub>	Kgf/cm <sup>2</sup>	
														σ <sub>h</sub>	σ <sub>c</sub>
ANGELEM ARARÓBA		Vataireopsis araroba	102.100	68.067	20,6	68,8	74	93,9	93,9	6,4	9,6	0,63	0,75	102.100	68.067
ANGELEM ROSA		Platycomus regnellii *	144.300	96.200	30,2	100,6	73	179,7	179,7	13,0	19,5	0,81	0,87	144.300	96.200
ANGICO BRANCO		Piptadenia peregrina *	106.800	71.200	20,7	69,0	76	129,6	129,6	12,7	19,0	0,70	0,76	106.800	71.200
ANGICO PRETO		Piptadenia macrocarpa *	166.800	111.200	42,8	142,6	66	234,9	234,9	19,8	29,7	1,05	1,08	166.800	111.200
ANGICO VERMELHO		Piptadenia rigida	102.467	68.311	25,0	83,5	67	139,7	139,7	14,6	21,9	0,89	0,96	102.467	68.311
AROEIRA DO SERTÃO		Astronium urundeuva	150.000	100.000	45,0	150	61	203,0	203,0	18,9	28,4	1,21	1,25	150.000	100.000
CAMBARÁ		Moquinia polymorpha *	79.000	52.667	19,8	66,0	66	99,0	99,0	—	—	0,75	0,83	79.000	52.667
CANELA		Beotandra sp.	112.800	75.200	21,6	71,9	76	120,2	120,2	10,6	16,0	0,66	0,73	112.800	75.200
GEDRO		Cedrella fissilis	85.020	56.688	17,2	57,3	74	95,9	95,9	7,2	10,8	0,53	0,58	85.020	56.688
GEREJEIRA		Amburana ocarencis *	94.600	63.067	19,7	65,8	73	104,4	104,4	8,7	13,0	0,60	0,66	94.600	63.067
EUCALIPTO CITRIDORA		Eucalyptus citriodora	168.600	112.400	36,7	122,0	71	195,0	195,0	16,1	24,1	0,99	1,06	168.600	112.400
EUCALIPTO TEREICORNIS		Eucalyptus tereticornis	127.700	85.100	30,3	101,0	68	172,0	172,0	12,3	18,5	0,95	1,00	127.700	85.100
IPÊ		Tecoma sp.	147.800	98.500	39,3	132,0	64	211,0	211,0	14,8	22,2	0,96	1,00	147.800	98.500
JACARANDA CAVIUNA		Machaerium scleroxylon	94.067	62.711	25,0	83,5	64	143,4	143,4	13,7	20,6	0,88	0,95	94.067	62.711
JACARANDA PARDO		Machaerium villosum	110.900	73.933	23,9	79,6	72	150,1	150,1	13,5	20,3	0,85	0,93	110.900	73.933
JACARANDA DO BREJO		Plathymiscoum floribundum	130.450	86.967	31,3	104,5	68	158,0	158,0	13,2	19,8	0,89	0,96	130.450	86.967
JACARANDA BRANCO		Jacaranda semiserrata *	57.400	38.267	12,0	40,0	73	68,9	68,9	7,8	11,7	0,57	0,63	57.400	38.267
JACARANDA MIMOSO		Jacaranda acutifolia *	48.500	32.333	12,9	43,2	64	72,0	72,0	8,6	12,9	0,52	0,57	48.500	32.333
JACARANDA DA BAHIA		Dalbergia nigra *	119.500	79.667	27,4	91,4	69	171,1	171,1	13,9	20,8	0,87	0,94	119.500	79.667
JATÓBA		Hymenaea stilbocarpa	151.317	100.878	40,9	136,5	64	201,3	201,3	29,1	43,6	0,96	1,00	151.317	100.878
MACARANDUBA		Manilkara sp. *	183.000	122.000	38,8	129,0	72	224,0	224,0	16,6	24,9	1,16	1,20	183.000	122.000
PERÓBA DE CAMPOS		Paratocoma peroba	105.300	70.200	27,5	92,0	65	148,0	148,0	11,9	17,9	0,72	0,78	105.300	70.200
PERÓBA ROSA		Aspidosperma polyneuron	94.100	62.700	25,5	85,0	64	135,0	135,0	12,1	18,2	0,78	0,84	94.100	62.700
PINEO DO PARANÁ		Araucaria angustifolia	109.300	72.900	16,0	53,5	87	91,0	91,0	6,1	9,1	0,54	0,60	109.300	72.900

\* Apenas uma árvore foi estudada.

### 2.3 - CARGA MÓVEL

Os valores das cargas móveis para pontes são fornecidos pelas Normas Brasileiras, NB-6 e NB-7 (cargas móveis em pontes rodoviárias e cargas móveis em pontes ferroviárias, respectivamente) {(1); (2)}.

#### a) Carga móvel em pontes rodoviárias {(1)}.

Em pontes rodoviárias, a carga móvel (trem-tipo) é constituída por um veículo e por cargas  $p$  e  $p'$  uniformemente distribuídas, conforme a figura 1-14.

A carga  $p$  é aplicada na faixa longitudinal correspondente ao veículo (na parte não ocupada por este), e a carga  $p'$  na parte restante da pista de rolamento e nos passeios (ver figura 1-14). São cargas fictícias, utilizadas para representar a ação de outros veículos e de uma possível multidão.

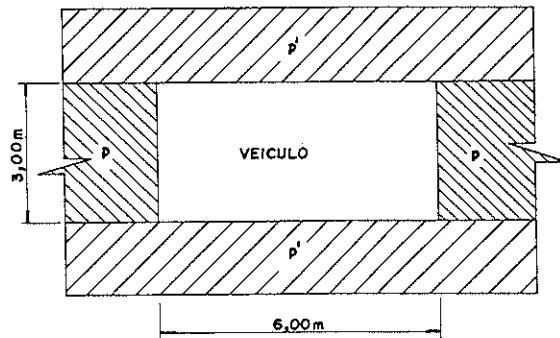


FIG. 1-14 - CARGA MÓVEL EM PONTES RODOVIÁRIAS

De acordo com a classe da rodovia, define-se a classe da ponte e o trem-tipo a ser utilizado, conforme apresentação nas tabelas 1-03, 1-04 e 1-05 e na figura 1-15.

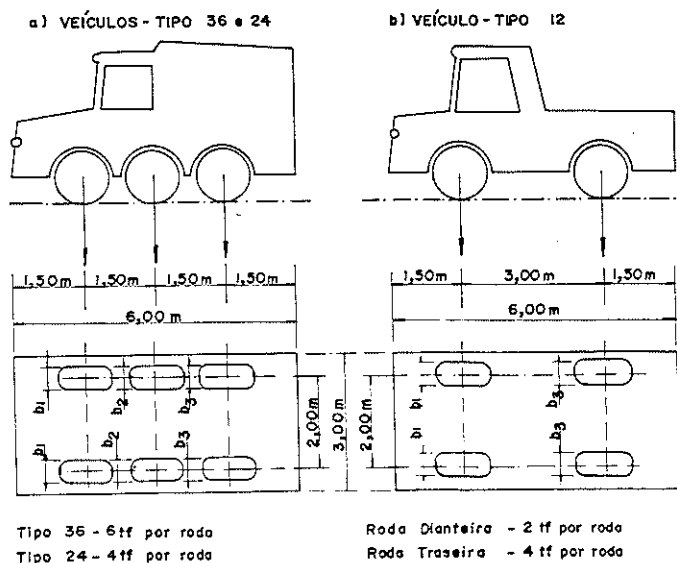


FIG. 1-15 - VEÍCULOS - TIPO PARA PONTES RODOVIÁRIAS

RODOVIA	PONTE	TREM-TIPO
Classe I	Classe 36	36
Classe II	Classe 24	24
Classe III	Classe 12	12

Tab. 1-04

CLASSE DA RODOVIA	CLASSE DA PONTE	VEÍCULO		CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA		
		TIPO	PESO TOTAL (tf)	p (kgf/m <sup>2</sup> )	p' (kgf/m <sup>2</sup> )	DISPOSIÇÃO DA CARGA
Classe I	36	36	36	500	300	Carga p à frente e atrás do veículo. Carga p' no restante da pista e passeios.
Classe II	24	24	24	400	300	
Classe III	12	12	12	300	300	

Tab. 1-05

CARACTERÍSTICAS DO VEÍCULO	UNIDADES	TIPO	TIPO	TIPO
		36	24	12
Quantidade de eixos	Eixos	3	3	2
Peso total do veículo	tf	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	tf	6	4	2
Peso de cada roda traseira	tf	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	tf	6	4	—
Largura de contato $b_1$ de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato $b_3$ de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato $b_2$ de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	—
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m <sup>2</sup>	0,20.b	0,20.b	0,20.b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros das rodas de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

O trem-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, será colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a carga do eixo ou da roda que produza redução de esforços solicitantes (NB-6, item 6) {(1); (21, 3)}

b) Carga móvel em pontes ferroviárias {(2)}

Para pontes ferroviárias, foram estabelecidos quatro trens-tipo, os TB-32, TB-27, TB-20 e TB-16 correspondentes a composições ferroviárias completas esquematizadas numa série de cargas concentradas, seguidas de uma carga uniformemente distribuída. A designação dos trens-tipo é feita pela carga, em toneladas força, dos quatro eixos mais pesados, ou seja, os da locomotiva {(2); (21, 7)}

As figuras 1-16 e 1-17 e as tabelas 1-06 e 1-07, fornecem esquematicamente os vários trens-tipo, bem como as instruções para a aplicação dos diversos TB, em obras novas e em reforço de obras existentes {(2); (21, 7)}

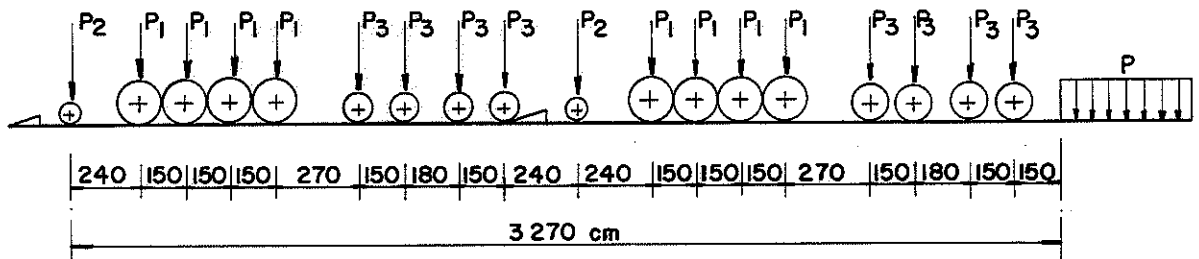


FIG. 1-16

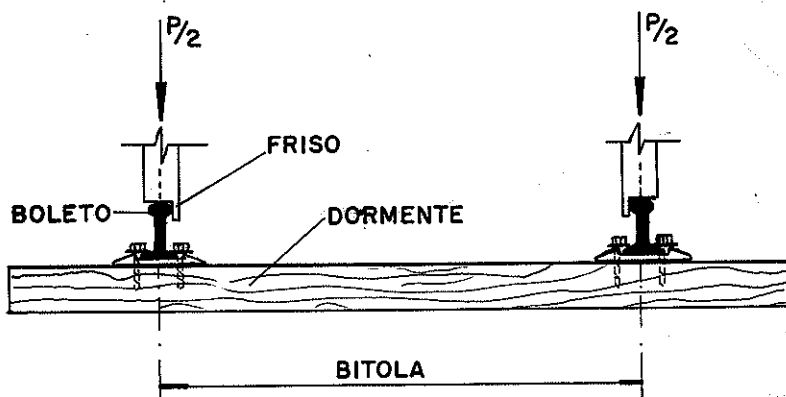


FIG. 1-17



TREM-TIPO	CARGA POR EIXO			CARGA DISTRIBUIDA
	P <sub>1</sub> (tf)	P <sub>2</sub> (tf)	P <sub>3</sub> (tf)	p (tf/m)
TB - 32	32	16	21	10
TB - 27	27	14	18	9
TB - 20	20	10	15	6
TB - 16	16	08	11	5

Tab. 1 - 07

LINHA	LINHAS TRONCOS E LIGAÇÕES PRINCIPAIS		LINHAS SUBSIDIÁRIAS		
			PRINCIPAIS		SECUNDÁRIAS
BITOLA	1,60 m	1,00 m	1,60m	1,00m	QUALQUER
TREM-TIPO DE CÁLCULO	TB-32 ou TB-27*	TB-20 ou TB>1,25 (TB-20)**	TB-27	TB-16	Locomotiva mais pesada efetivamente em tráfego
* Somente para vigas simplesmente apoiadas, de fácil substituição e $l < 15$ m.					
** No caso de tráfego excessivamente pesado (minério, etc.)					
Reforço: Estes mesmos TB, podendo ser reduzidos de até 20%					

#### 2.4 - IMPACTO VERTICAL

Devido ao acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas, o acréscimo de esforços solicitantes devido ao impacto vertical só será considerado no cálculo das peças metálicas das ligações ou tirantes, onde a carga móvel (ou os esforços solicitantes oriundos desta) será multiplicada pelo coeficiente: {(3, item 7)}

$$\phi = 1 + \frac{\alpha}{40 + l}$$

Sendo:  $\alpha = 50$  em pontes ferroviárias

$\alpha = 20$  em pontes rodoviárias com assoalho de madeira.

$\alpha = 12$  em pontes rodoviárias com assoalho revestido de concreto ou asfalto

$\phi$  = coeficiente de impacto

$l$  = vão livre

OBSERVAÇÃO: Em algumas peças metálicas, usadas em pontes de madeira, pode-se desprezar o impacto vertical, como por exemplo nos anéis metálicos, por terem espessura construtiva muito superior a requerida pelo cálculo. Em outras, como nos pendurais das pontes pênséis de madeira, não se deve desprezar o impacto vertical.

## 2.5 - IMPACTO LATERAL

O impacto lateral surge nas pontes ferroviárias como consequência da folga existente entre o friso das rodas e o boleto do trilho {(21, 15)}. Pode ser equiparado a uma força de 6 tf normal ao eixo da linha atuando no topo do trilho como carga móvel concentrada (figura 1-18 a) {(3, item 8a)}. Em pontes curvas, não se somará o efeito do impacto lateral ao da força centrífuga, devendo-se considerar apenas o efeito que produzir maiores solicitações (NB-11, item 8).

Para levar em conta o acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas, serão divididos por dois os esforços solicitantes, nas peças de madeira, devidos ao impacto lateral, conforme figura 1-18 b {(3, item 8 b)}.



FIG. 1-18

## 2.6 - FORÇA LONGITUDINAL

A força longitudinal devido à frenagem ou à aceleração, nas superestrutura de ponte de madeira, com tabuleiro revestido de concreto, pode ser desprezada pois a rigidez conseguida pelo tabuleiro é suficiente para transmitir esses esforços aos elementos da infraestrutura.

A NB-11/1951 (item 9) recomenda a avaliação dessas forças longitudinais como porcentagem da carga móvel, da seguinte forma:

### a) Pontes ferroviárias {(3)}

- Frenagem: 15% da carga móvel

- Aceleração: 25% do peso total sobre os eixos motores

A força longitudinal, em pontes ferroviárias, será considerada aplicada, sem impacto, no centro de gravidade do trem, suposto 1,6 m acima do topo dos trilhos. No caso de via múltipla, considerar-se-á a força longitudinal apenas em uma das linhas.

### b) Pontes rodoviárias {(3)}

- Frenagem: 5% do carregamento total do tabuleiro

- Aceleração: 30% do peso do caminhão-tipo, para cada via de tráfego

A força longitudinal, em pontes rodoviárias, deverá ser aplicada, sem impacto, a 1,2 m acima da superfície de rolamento.

Para levar em conta o acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas, serão divididos por dois os esforços solicitantes, nas peças de madeira, devidos à força longitudinal {(3, item 9 e)}.

## 2.7 - FORÇA CENTRÍFUGA

A força centrífuga surge nas pontes curvas, ou pontes onde o eixo da estrada é curvilíneo {(21, 17)}.

A NB-11/1951, em seu item 10, recomenda a avaliação da força centrífuga como porcentagem da carga móvel, acrescida do impacto vertical, da seguinte forma:

### a) Pontes ferroviárias

A força centrífuga, será considerada atuando no centro de gravidade do trem, suposto a 1,6 m acima do topo dos trilhos {(3, item 10 a)}.

- Bitola larga (1,60 m)

Sendo R o raio da curva, tem-se:

para  $R \leq 1000\text{m}$ : 12% da carga móvel

para  $R > 1000\text{m}$ :  $\frac{12000}{R}$  % da carga móvel

- Bitola métrica (1,00 m)

Sendo R o raio da curva, tem-se:

para  $R \leq 600\text{ m}$ : 8% da carga móvel

para  $R > 600\text{ m}$ :  $\frac{4800}{R}$  % da carga móvel

b) Pontes Rodoviárias {(3, item 10 b)}.

A força centrífuga será considerada atuando no centro de gravidade do caminhão-tipo, suposto a 1,2 m acima da superfície de rolamento, e será avaliada em porcentagem do peso deste veículo, por via de tráfego. Sendo R o raio da curva tem-se:

para  $R \leq 300\text{ m}$ : 20% do peso do caminhão-tipo

para  $R > 300\text{ m}$ :  $\frac{6000}{R}$  % do peso do caminhão-tipo

Para levar em conta o acréscimo da resistência da madeira a cargas rápidas serão divididos por dois os esforços solicitantes, nas peças de madeira, devidos à força centrífuga {(3, item 10 c)}.

## 2.8 - VENTO

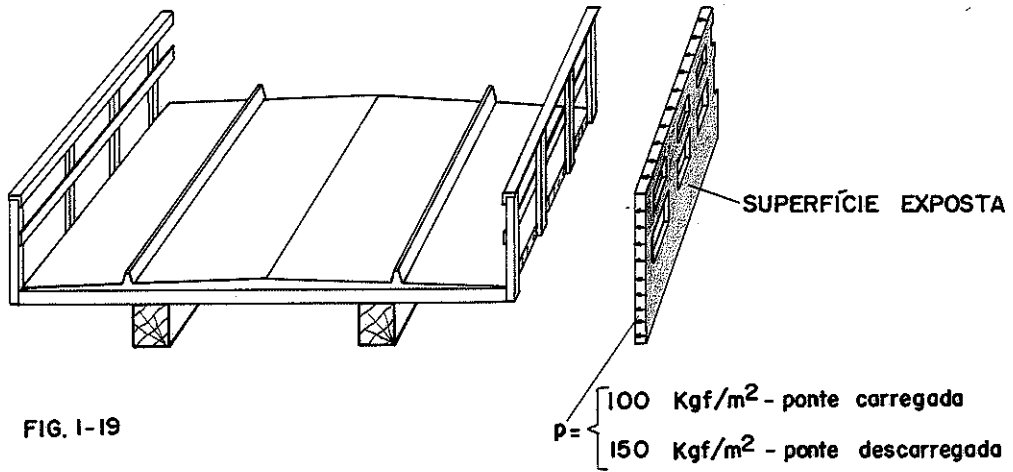
A ação do vento sobre as pontes de madeira é traduzida por carga uniformemente distribuída horizontal normal ao eixo da ponte. {(21, 21)}. Sendo separada em dois casos: {(3)}

- Ponte carregada:  $100\text{ kgf/m}^2$

- Ponte descarregada:  $150\text{ kgf/m}^2$

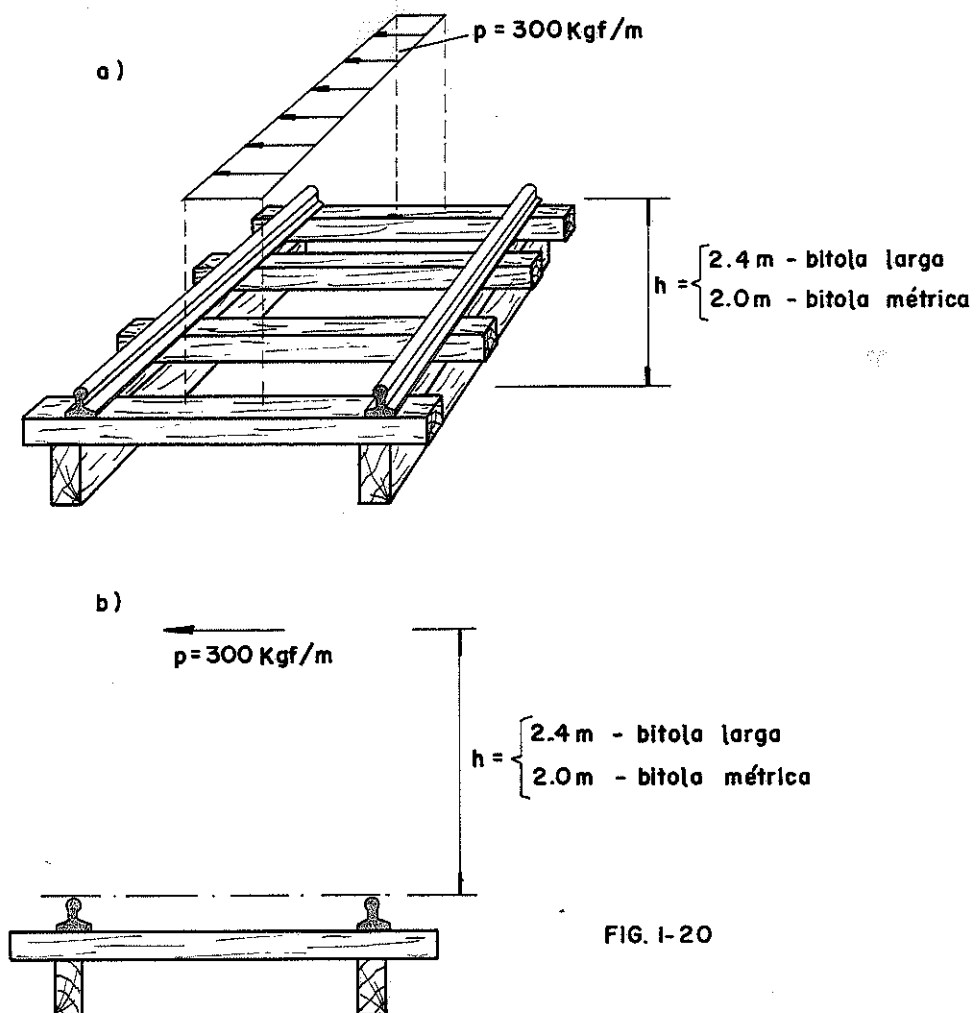
A superfície de incidência a considerar é a projeção das partes expostas da estrutura (figura 1-19) sobre um plano normal à direção do vento (NB-11, item 11) {(3)}.

De acordo com a NB-11/1951, a ação do vento sobre os veículos nas pontes de madeira, pode ser considerada como segue:



a) Pontes ferroviárias { (3, item 11 b) }

Nas pontes ferroviárias, o esforço do vento sobre o trem será fixado em 300 kgf/m, aplicado a 2,4 m acima do topo dos trilhos, no caso de bitola larga (1,60 m), e a 2,0 m acima do topo dos trilhos, no caso de bitola métrica (1,00 m), conforme a figura 1-20.



b) Pontes rodoviárias {(3, item 11 c)}

O esforço do vento sobre Os veículos, nas pontes rodoviárias será fixado em 200 kgf/m aplicado a 1,2 m acima da superfície de rolamento.

Para levar em conta o acréscimo da resistência da madeira a cargas rápidas, serão divididos por dois os esforços solicitantes nas peças de madeira, devidos a ação do vento {(3, item 11 f)}.

Nas superestruturas das pontes de madeira, a ação do vento sobre a ponte é desprezível, visto que as peças do tabuleiro, solidarizadas às vigas principais permitem admitir elevada rigidez transversal para a transmissão dos esforços horizontais.

Em pontes rodoviárias de madeira com tabuleiro revestido de concreto, a ação do vento sobre o veículo pode ser desprezada em relação à carga permanente da ponte, como se pode observar no exemplo:

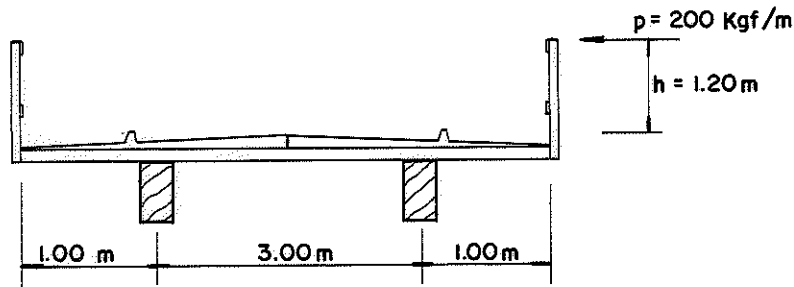


FIG. 1-21

A ação do vento pode ser traduzida como um momento e uma força horizontal. O momento produzirá um decréscimo da carga vertical na roda exposta ao vento, e um acréscimo igual na outra (figura 1-22) {(21, 21)}. A carga horizontal por sua vez, é facilmente resistida devido à rigidez transversal resultante da solidarização das peças do tabuleiro às vigas principais.

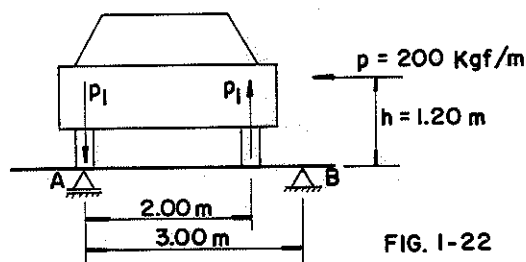


FIG. 1-22

$$P_1 \cdot 2,00 = 200 \cdot 1,20$$

$$P_1 \approx 120 \text{ kgf/m (reação na viga principal A)}$$

Este efeito pode ser dividido por dois devido ao acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas. Dessa forma, o esforço provocado pelo vento sobre o veículo ( $p = 60 \text{ kgf/m}$ ) é desprezível frente à carga permanente, que para este caso será de aproximadamente  $1800 \text{ kgf/m}$ .

### 2.9 - ESFORÇOS NO GUARDA-CORPO

O guarda-corpo das pontes será calculado para resistir a um esforço horizontal de  $80 \text{ kgf/m}$  aplicado no corrimão (figura 1-23) {(3, item 12)}.

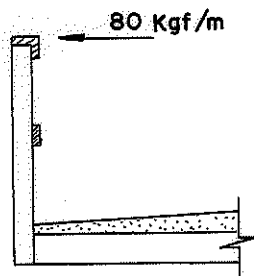


FIG. 1-23

### 2.10 - ESFORÇOS NOS GUARDA-RODAS

O guarda-rodas deverá ser verificado para uma força horizontal concentrada de intensidade igual ao peso da roda do veículo aplicada na sua aresta superior e atuando em uma extensão igual a  $100 \text{ cm}$  (NB-11/1951), conforme a figura 1-24 {(3, item 6)}.

Não se carregarão os guarda-rodas que tenham, no mínimo  $75 \text{ cm}$  de largura útil e,  $25 \text{ cm}$  de altura a partir da borda da pavimentação da pista de rolamento {(3, item 6)}.

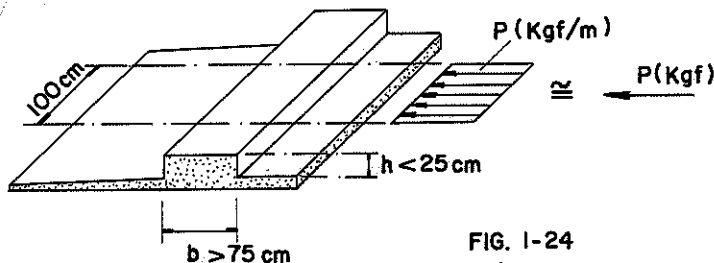


FIG. 1-24

3 - DADOS PARA ANTE-PROJETO DE PONTES RODOVIÁRIAS

3.1 - INTRODUÇÃO

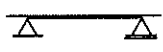


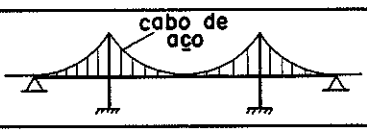

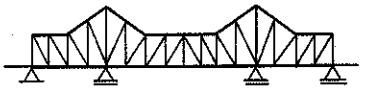

Ao se iniciar um projeto de pontes de madeira deve-se possuir uma estimativa das dimensões e quantidades das peças que constituirão a ponte, a fim de se calcular o peso próprio da mesma. Estas dimensões e quantidades devem ser obtidas em um pré-dimensionamento ou ante-projeto (ver Parte I, item 2.2).

Mesmo em ante-projeto depende-se da pré-determinação da carga permanente e da carga accidental. A carga accidental, deverá ser equivalente ao trem-tipo fornecido pela NB-6, aplicada de maneira a permitir cálculo simplificado mas satisfatório.

3.2 - CARGA PERMANENTE

Com base em trabalhos realizados no LAMEM, pode-se adotar de 700 a 800kgf/m<sup>2</sup> de ponte, para carga permanente em pontes rodoviárias de madeira independentemente de seu esquema estrutural, conforme se observa na tabela 1-08 {(11); (14); (17); (20); (25)}.

TAB. 1-08 - Valores de cargas permanentes a adotar em ante-projeto

TIPO DE PONTE	ESQUEMA ESTÁTICO	CARGA PERMANENTE (Kgf/m <sup>2</sup> de ponte)
PONTE EM VIGA, MACIÇA, SIMPLEMENTE APOIADA.		680 a 780
PONTE EM VIGA, MACIÇA, CONTINUA.		650 a 750
PONTE COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO.		720 a 820
PONTE PÊNSIL, COM VIGA DE RIGIDEZ.		650 a 750
PONTE EM VIGA TRELIÇADA, SIMPLEMENTE APOIADA.		650 a 750
PONTE EM VIGA TRELIÇADA CONTINUA.		630 a 730
PONTE EM VIGA ARMADA.		730 a 830



### 3.3 - CARGA ACIDENTAL

#### a) Sobre a Viga Principal

Pode-se encontrar um carregamento equivalente ao trem-tipo fornecido pela NB-6, de cálculo bem mais simples e rápido, distribuindo-se uniformemente sobre a ponte o trem-tipo. Mostra-se a seguir como isto pode ser feito para uma ponte classe 36, de mais de 6,00 m de comprimento.

Seja, esquematicamente, a ponte da figura 1-25.

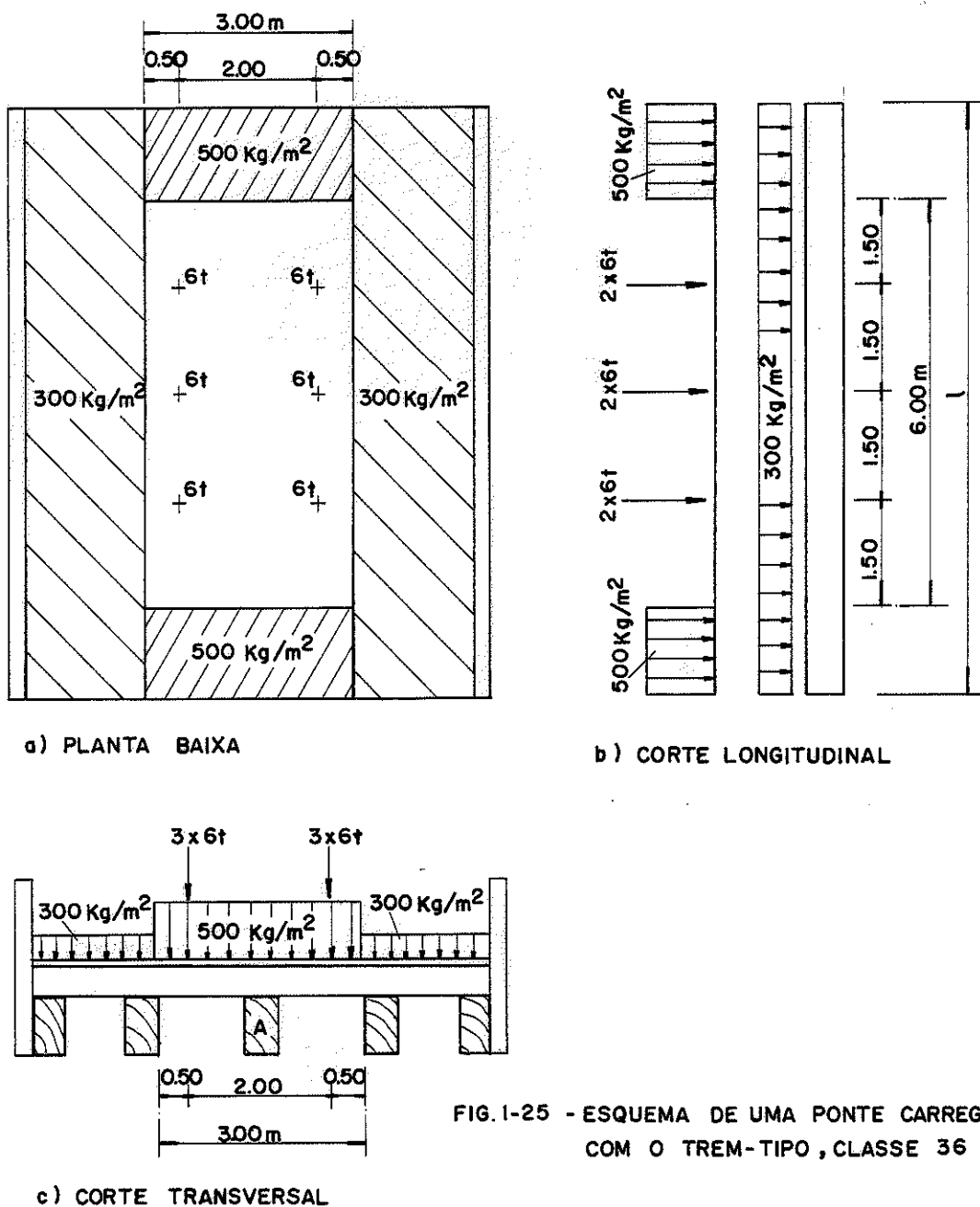


FIG.1-25 - ESQUEMA DE UMA PONTE CARREGADA COM O TREM-TIPO, CLASSE 36 .

Observando-se a figura 1-25, nota-se que eventualmente uma viga pode ter carregamento crítico (viga A na figura 1-25), e portanto a carga equivalente ao trem-tipo deve satisfazer a esse carregamento.

Calculando-se a carga total na faixa ocupada pelo veículo (figura 1-26) obtem-se:

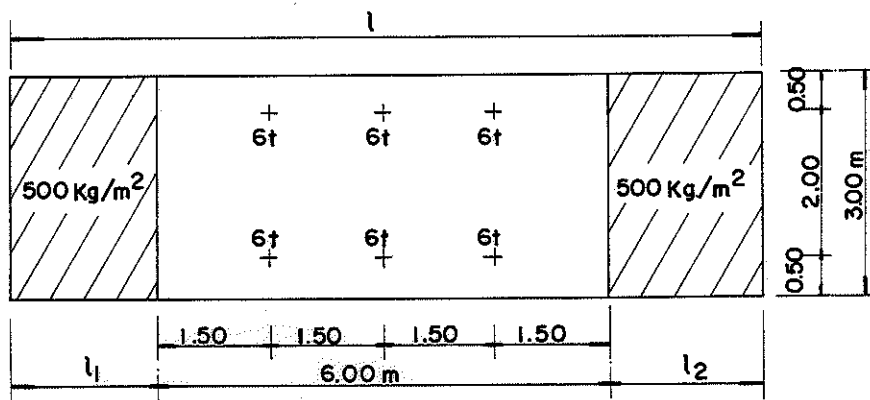


FIG. 1-26

$$P_{\text{total}} = 6 \times 6000 + 500 \times 3 \times (l_1 + l_2)$$

$$l_1 + l_2 = l - 6,00$$

$$P_{\text{total}} = 36000 + 1500 (l - 6,00) = 27000 + 1500 l$$

Distribuindo-se a carga total na área onde ela atua, obtem-se a carga equivalente ao trem-tipo (qeq).

$$S = 3,00 \times l$$

$$qeq = \frac{P_{\text{total}}}{S} = \frac{27000 + 1500 l}{3 \times l} = 500 + \frac{9000}{l}$$

De forma análoga pode-se obter, a carga equivalente ao trem-tipo, para as pontes de outras classes e para vãos menores que seis metros, apresentada na tabela 1-09.

Tab. 1-09 - Valores da Carga Acidental a Adotar em Ante-Projeto das Vigas Principais de Pontes

CAMINHÃO-TIPO	CARGA ACIDENTAL (kgf/m <sup>2</sup> de ponte)	
	$l < 6,00$ m	$l > 6,00$ m
12 tf	$\frac{4000}{l}$	$300 + \frac{3100}{l}$
24 tf	$\frac{8000}{l}$	$400 + \frac{5600}{l}$
36 tf	$\frac{12000}{l}$	$500 + \frac{9000}{l}$

Sendo:  $l$  = comprimento da ponte em metros

É evidente que estes valores são aproximados, sendo mais representativos quanto maior o vão da ponte, para  $l > 15$  m o erro é muito pequeno {(22,499)}.

b) Sobre as transversinas

Em algumas pontes, como as treliçadas, os tabuleiros são longitudinais suportados por transversinas que descarregam na estrutura principal (figura 1-27).

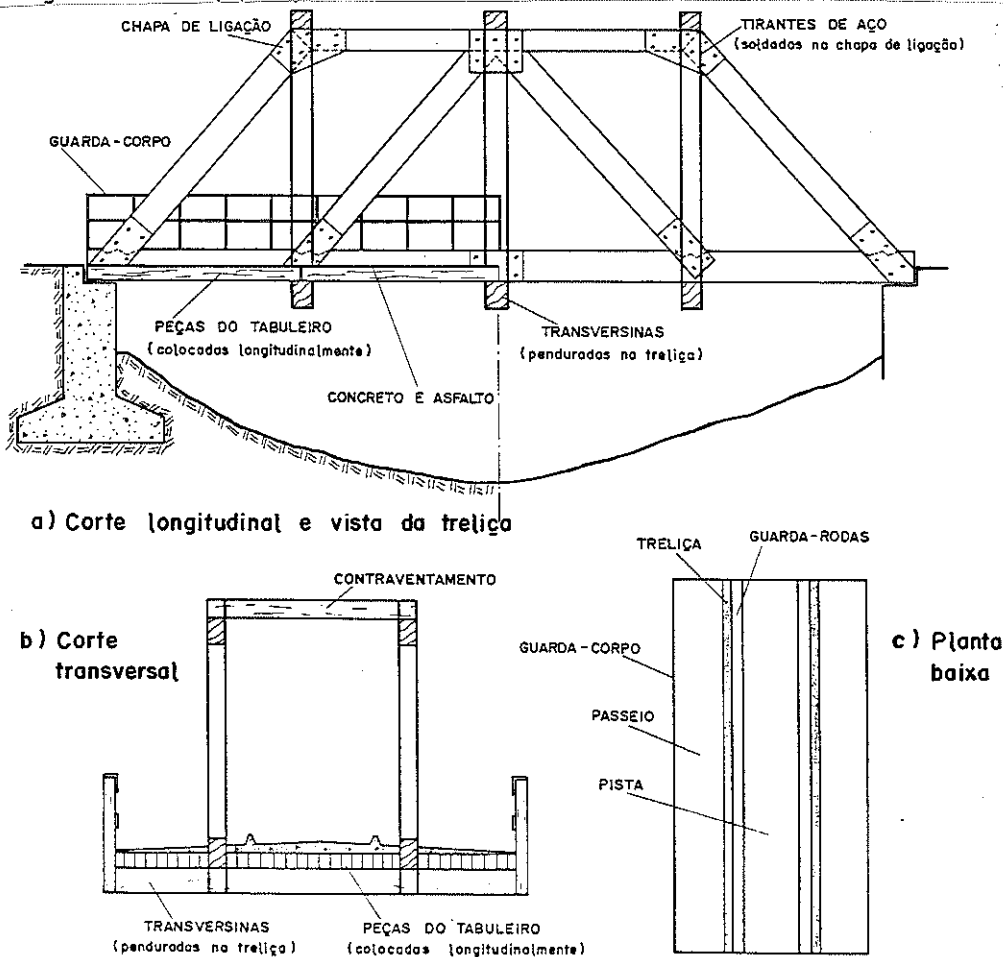


FIG. 1-27 - ESQUEMA DE UMA PONTE TRELIÇADA

De forma análoga ao item anterior pode-se obter o carregamento equivalente ao trem-tipo, fornecido pela NB-6. Mostra-se a seguir como isto pode ser feito para pontes classe 36.

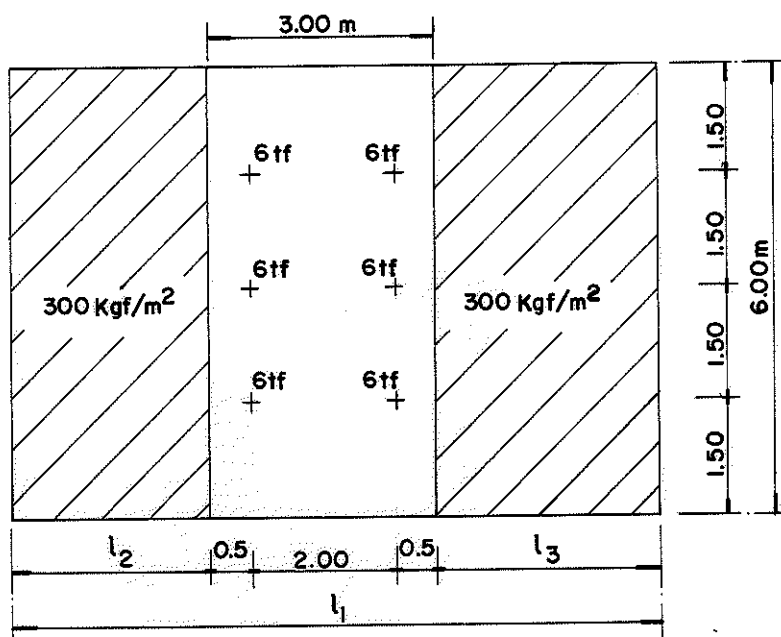


FIG. 1-28

$$P_{\text{total}} = 6 \times 6000 + 300 \times 6 \times (l_2 + l_3)$$

$$l_2 + l_3 = l_1 - 3,00$$

$$S = 6,00 \times l_1$$

$$q_{\text{eq}} = \frac{P_{\text{total}}}{S} = \frac{36000 + 300 \times 6 \times (l_1 - 3,00)}{6 \times l_1} = 300 + \frac{5100}{l_1}$$

Analogamente obtém-se a carga equivalente para pontes de outras classes.

- Para pontes classe 12  $q_{\text{eq}} = 300 + \frac{1100}{l_1}$  (kgf/m<sup>2</sup> de ponte)

- Para pontes classe 24  $q_{\text{eq}} = 300 + \frac{3100}{l_1}$  (kgf/m<sup>2</sup> de ponte)

- Para pontes classe 36  $q_{\text{eq}} = 300 + \frac{5100}{l_1}$  (kgf/m<sup>2</sup> de ponte)

Sendo:

$$l_1 = \text{a largura da ponte em metros}$$

Em geral as transversinas são curtas (apoiadas a cada 3 ou

4 m), assim os efeitos das cargas concentradas são decisivos; pode -se melhorar esses resultados multiplicando-os por dois conforme exemplo que segue:

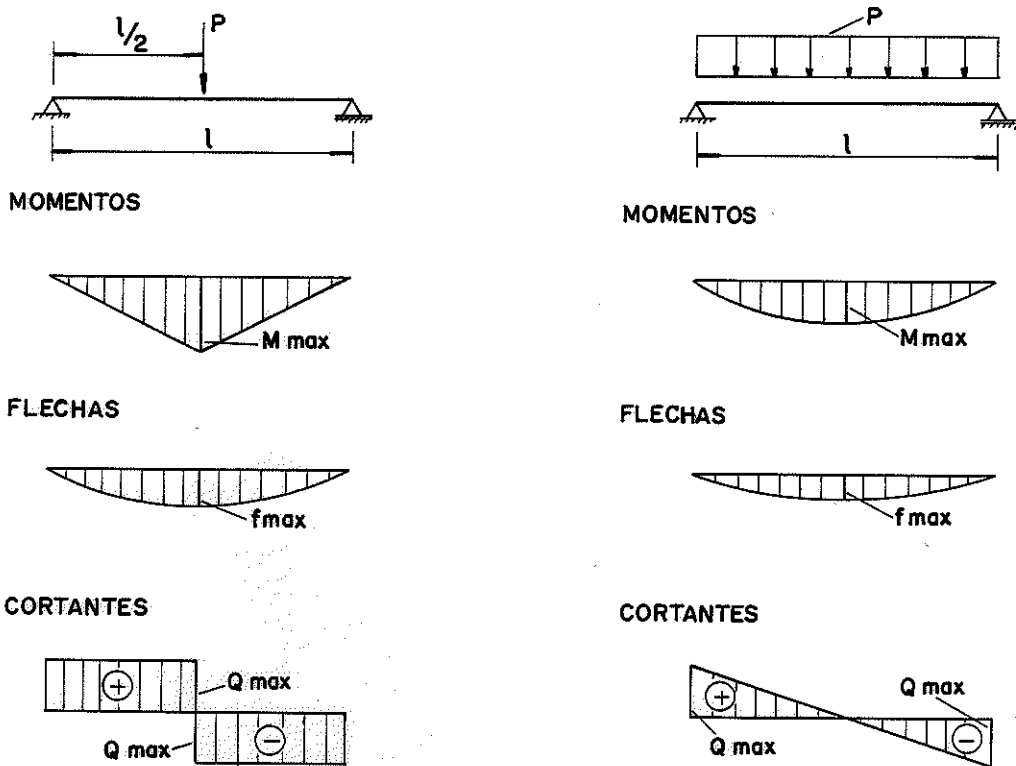


FIG. I-29 - DIAGRAMAS DE ESFORÇOS SOLICITANTES, E FLECHAS.

Quando a carga é concentrada no meio do vão tem-se:

Momento máximo (no centro do vão)	$M_{max} = \frac{P \cdot l}{4}$
Flecha máxima (no centro do vão)	$f_{max} = \frac{P \cdot l^3}{48 E J}$
Cortante máxima (constante)	$Q_{max} = \frac{P}{2}$

Quando a carga é uniformemente distribuída tem-se: {(23, 51 e 137)}

Momento máximo (no centro do vão)	$M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$
Flecha máxima (no centro do vão)	$f_{max} = \frac{5 p \cdot l^4}{384 E J}$
Cortante máxima (nos apoios)	$Q_{max} = \frac{p \cdot l}{2}$

Igualando-se os efeitos pode-se obter a carga uniformemente distribuída ( $p$ ) equivalente à concentrada ( $P$ ).

Para os momentos máximos serem iguais:

$$\frac{P \cdot l}{4} = p \cdot \frac{l^2}{8} \quad p = 2 \frac{P}{l}$$

Para as flechas máximas serem iguais:

$$\frac{P \ell^3}{48 EJ} = \frac{5 p \ell^4}{384 EJ} \quad p = 1,6 \frac{P}{\ell}$$

Para as cortantes máximas serem iguais:

$$\frac{P}{2} = p \frac{\ell}{2} \quad p = \frac{P}{\ell}$$

Dessa forma fazendo-se  $p = 2 (P/\ell)$  tem-se momentos iguais ao do esquema com carga concentrada, flechas um pouco maiores e cortantes bem maiores (sendo  $P$  uma carga móvel, quando ela estiver muito próxima do apoio, as cortantes serão iguais). E portanto a adoção  $p = 2 (P/\ell)$  leva a resultados a favor da segurança, o que é desejável em ante-projeto. A tabela 1-10 mostra os valores das cargas acidentais a serem adotadas em ante-projeto das transversinas.

Tab. 1-10 - Valores da Carga Acidental a serem adotados em Ante-Projeto das Transversinas de Pontes.

CAMINHÃO - TIPO	CARGA ACIDENTAL (kgf/m <sup>2</sup> de ponte)
12 tf	$600 + \frac{2200}{\ell_1}$
24 tf	$600 + \frac{6200}{\ell_1}$
36 tf	$600 + \frac{10200}{\ell_1}$
Sendo: $\ell_1$ = largura da ponte em metros	

c) Sobre o tabuleiro

As peças do tabuleiro além de serem, em geral, peças curtas recebem a carga da roda em áreas bastante pequenas (figura 1-30), e portanto a carga equivalente nestas peças deve ser multiplicada por dois (efeito da carga concentrada) e dividida pelo comprimento de contato da roda ou largura da roda, conforme o tabuleiro seja colocado transversal ou longitudinalmente (efeito da aplicação da carga em pequena área).

A tabela 1-11 mostra os valores das cargas acidentais a serem adotados em ante-projeto do tabuleiro.

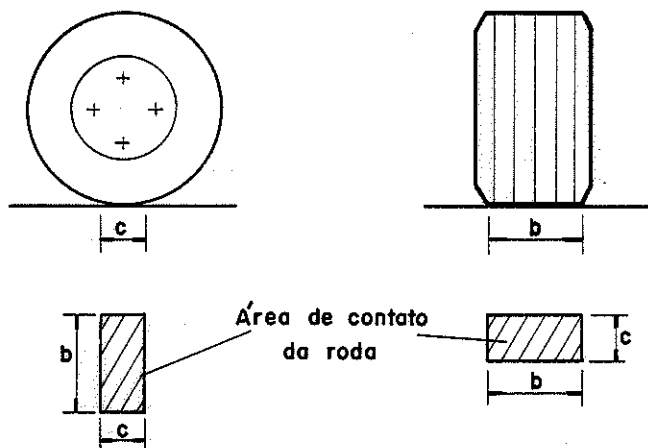


FIG. 1-30

c = comprimento de contato da roda (0,20 m para todas as classes)

b = largura de contato da roda (0,30 m; 0,35 m; 0,45 m; para as classes 12, 24 e 36 respectivamente)

Tab. 1-11 - Valores da Carga Acidental a Serem Adotados em Ante-Projetos dos Tabuleiros de Ponte.

CAMINHÃO - TIPO	CARGA ACIDENTAL (kgf/m <sup>2</sup> de ponte)		
	TABULEIRO TRANSVERSAL	TABULEIRO LONGITUDINAL	
		$l < 6,00$ m	$l > 6,00$ m
12 tf	$3000 + \frac{11000}{l_1}$	$\frac{26667}{l}$	$2000 + \frac{20667}{l}$
24 tf	$3000 + \frac{31000}{l_1}$	$\frac{45715}{l}$	$2286 + \frac{32000}{l}$
36 tf	$3000 + \frac{51000}{l_1}$	$\frac{53334}{l}$	$2223 + \frac{40000}{l}$
Sendo: $l_1$ = largura da ponte em metros $l$ = comprimento da ponte em metros			

4 - TABELAS E FORMULÁRIOS ÚTEIS AO CÁLCULO DE PONTES

4.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE SEÇÕES PLANAS

As características geométricas de uma seção, conhecidas como área da seção transversal, momento estático, momento de inércia e raio de giração, são definidas por: {(23, 100/136)}

- Área da seção transversal

$$S = \int_S ds$$

- Momento estático

$$M_S = \int_Y^{Y_1} y \cdot ds$$

- Momento de inércia

$$J = \int_S y^2 \cdot ds$$

- Raio de giração

$$i = \sqrt{\frac{J}{S}}$$

A seguir são apresentados os valores das características geométricas, para as seções mais comuns {(23, 110)}.



a) - Seção retangular

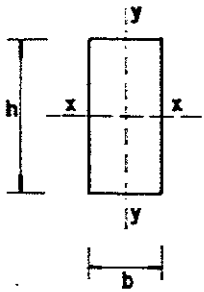


FIG. I-31

$$S = b \cdot h$$

$$M_{S_{x-x}} = \frac{b \cdot h^2}{8} \quad M_{S_{y-y}} = \frac{h \cdot b^2}{8}$$

$$J_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad J_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$$i_{x-x} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad i_{y-y} = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad i_{\min} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

b) - Seção quadrada

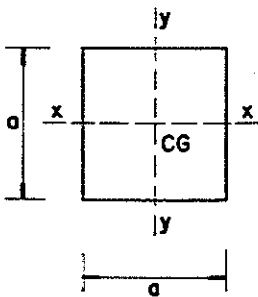


FIG. I-32

$$S = a^2$$

$$M_{S_{x-x}} = M_{S_{y-y}} = \frac{a^3}{8}$$

$$J_{x-x} = J_{y-y} = \frac{a^4}{12}$$

$$i_{x-x} = i_{y-y} = i_{\min} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

c) - Seção circular

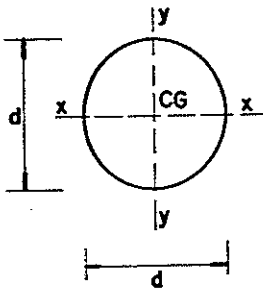


FIG. I-33

$$S = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$M_{S_{x-x}} = M_{S_{y-y}} = \frac{d^3}{12}$$

$$J_{x-x} = J_{y-y} = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$i_{x-x} = i_{y-y} = \frac{d}{4}$$

d) - Seção triangular

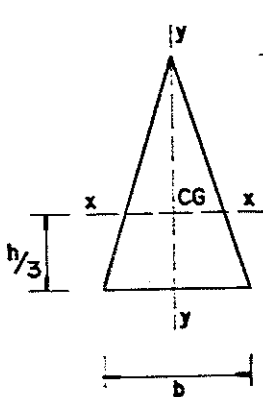


FIG. I-34

$$S = \frac{b \cdot h}{2}$$

$$M_{S_{x-x}} = \frac{4}{81} \cdot b \cdot h^2$$

$$J_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{36}$$

$$i_{x-x} = \frac{\sqrt{2} \cdot h}{6} = 0,236 \cdot h$$

$$M_{S_{y-y}} = \frac{h \cdot b^2}{24}$$

$$J_{y-y} = \frac{b^3 \cdot h}{48}$$

$$i_{y-y} = \frac{\sqrt{6}}{12} \cdot b = 0,204 \cdot b$$

e) - Seção semi-circulo

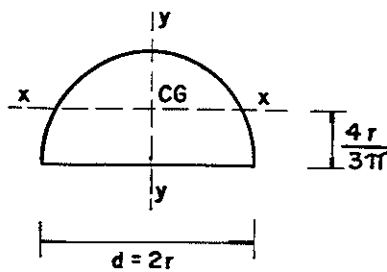


FIG. 1-35

$$S = \frac{\pi d^2}{8}$$

$$M_{S_{x-x}} \cong 0,00858 \cdot d^3 \quad M_{S_{y-y}} = \frac{d^3}{24}$$

$$J_{x-x} = \left( \frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right) \cdot r^4 \quad J_{y-y} = \frac{\pi}{8} \cdot r^4$$

$$i_{x-x} = i_{\min} \cong 0,2643 \cdot r \quad i_{y-y} = \frac{d}{4}$$

f) - Seção: Setor circular

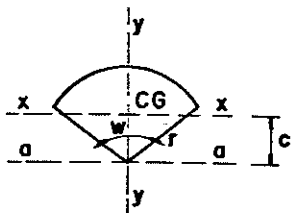


FIG. 1-36

$$c = \frac{2}{3} \cdot r \cdot \frac{\text{sen } w/2}{w/2}$$

$$S = \frac{w}{2} \cdot r^2$$

$$J_{x-x} = \frac{8}{9} \cdot \frac{r^4}{w} \text{sen}^2 \frac{w}{2} \quad J_{y-y} = \frac{r^4}{8} \cdot (w - \text{sen } w)$$

$$J_{a-a} = \frac{r^4}{8} \cdot (w + \text{sen } w)$$

$$M_{S_{a-a}} = \frac{2}{3} \cdot r^3 \cdot \text{sen } w/2$$

g) - Seção composta

Inicialmente calcula-se a posição do centro de gravidade da peça composta.

$$x_g = \frac{\sum x_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

$$y_g = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

Em seguida calculam-se os outros elementos:

$$S = \sum S_i$$

$$M_{S_{x-x}} = \sum \Delta y_i \cdot S_i \quad (\text{meia seção}) \quad M_{S_{y-y}} = \sum \Delta x_i \cdot S_i \quad (\text{meia seção})$$

$$J_{x-x} = \sum J_{i_{x-x}} + \sum \Delta y_i^2 \cdot S_i \quad J_{y-y} = \sum J_{i_{y-y}} + \sum \Delta x_i^2 \cdot S_i$$

$$i_{x-x} = \sqrt{\frac{J_{x-x}}{S}}$$

$$i_{y-y} = \sqrt{\frac{J_{y-y}}{S}}$$

Onde:

$\Delta x_i$  ,  $\Delta y_i$  = distâncias entre os centros de gravidade da peça composta e do elemento, sobre os eixos x-x e y-y respectivamente.

4.2 - DIAGRAMAS E FÓRMULAS PARA O CÁLCULO DE VIGAS {(4,6-21/6-30); (22, 495/502)}.

a) - Viga simplesmente apoiada - Carga uniformemente distribuída.

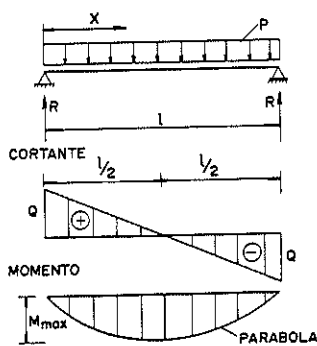


FIG. I-37

$$R = Q = \frac{p \cdot l}{2}$$

$$Q_x = p \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right)$$

$$M_{\max} \text{ (no centro)} = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$M_x = \frac{p \cdot x}{2} \cdot (l-x)$$

$$f_{\max} \text{ (no centro)} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

$$f_x = \frac{p \cdot x}{24 \cdot E \cdot J} \cdot (\frac{l^3}{2} - 2 \cdot l \cdot x^2 + x^3)$$

b) - Viga simplesmente apoiada - Carga concentrada no centro.

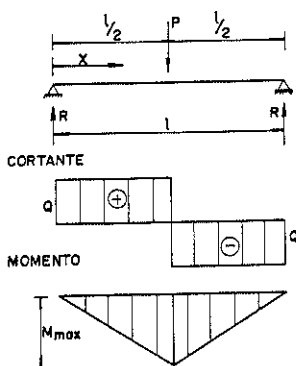


FIG. I-38

$$R = Q = \frac{P}{2}$$

$$M_{\max} \text{ (no centro)} = \frac{P \cdot l}{4}$$

$$M_x \text{ (para } x < l/2) = \frac{P \cdot x}{2}$$

$$M_x \text{ (para } x > l/2) = \frac{P}{2} \cdot (l-x)$$

$$f_{\max} \text{ (no centro)} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J}$$

$$f_x \text{ (para } x < l/2) = \frac{P \cdot x}{48 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot x^2)$$

$$f_x \text{ (para } x > l/2) = \frac{P \cdot (l-x)}{48 \cdot E \cdot J} \cdot [3 \cdot l^2 - 4 \cdot (l-x)^2]$$

c) - Viga simplesmente apoiada - Carga concentrada em qualquer ponto.

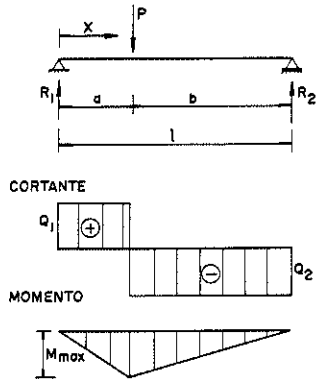


FIG. I-39

$$R_1 = Q_1 \text{ (m\u00e1ximo se } a < b) = \frac{P \cdot b}{l}$$

$$R_2 = Q_2 \text{ (m\u00e1ximo se } a > b) = \frac{P \cdot a}{l}$$

$$M_{\max} \text{ (no ponto da carga)} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = \frac{P \cdot b \cdot x}{l}$$

$$f_{\max} \text{ (em } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ se } a > b) = \frac{P \cdot a \cdot b \cdot (a+2b) \sqrt{3 \cdot a(a+2b)}}{27 \cdot E \cdot J \cdot l}$$

$$f_a \text{ (no ponto da carga)} = \frac{P \cdot a^2 \cdot b^2}{3 \cdot E \cdot J \cdot l}$$

$$f_x \text{ (para } x < a) = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} (l^2 - b^2 - x^2)$$

$$f_x \text{ (para } x > a) = \frac{P \cdot a \cdot (l-x)}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (2lx - x^2 - a^2)$$

d) - Viga simplesmente apoiada - Carga uniforme parcialmente distribuida.

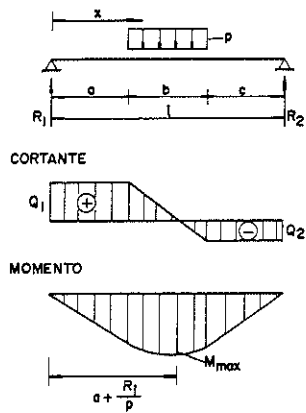


FIG. I-40

$$R_1 = Q_1 \text{ (m\u00e1ximo se } a < c) = \frac{P \cdot b}{2l} \cdot (2c+b)$$

$$R_2 = Q_2 \text{ (m\u00e1ximo se } a > c) = \frac{P \cdot b}{2l} \cdot (2a+b)$$

$$Q_x \text{ (para } a < x < (a+b)) = R_1 - p \cdot (x-a)$$

$$M_{\max} \text{ (em } x = a + \frac{R_1}{p}) = R_1 \cdot (a + \frac{R_1}{2p})$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = R_1 \cdot x$$

$$M_x \text{ (para } a < x < (a+b)) = R_1 \cdot x - \frac{p}{2} (x-a)^2$$

$$M_x \text{ (para } x > (a+b)) = R_2 \cdot (l-x)$$

e) - Viga simplesmente apoiada - Carga uniforme parcialmente distribuída em um extremo.

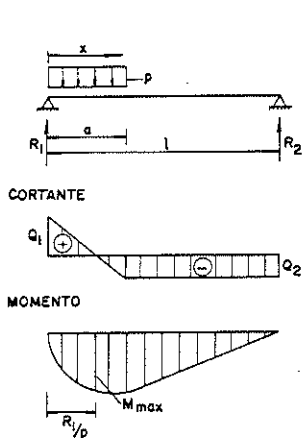


FIG. 1-41

$$R_1 = Q_1 \text{ (máximo)} = \frac{p \cdot a}{2l} (2l-a)$$

$$R_2 = Q_2 = \frac{p \cdot a^2}{2l}$$

$$Q_x \text{ (para } x < a) = R_1 - p \cdot x$$

$$M_{\max} \text{ (em } x = \frac{R_1}{p}) = \frac{R_1^2}{2p}$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = R_1 \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_x \text{ (para } x > a) = R_2 \cdot (l-x)$$

$$f_x \text{ (para } x < a) = \frac{p \cdot x}{24 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot [a^2 \cdot (2l-a)^2 - 2ax^2(2l-a) + lx^3]$$

$$f_x \text{ (para } x > a) = \frac{p \cdot a^2 \cdot (l-x)}{24 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (4xl - 2x^2 - a^2)$$

f) - Viga simplesmente apoiada - Carga uniforme parcialmente distribuída nos dois extremos.

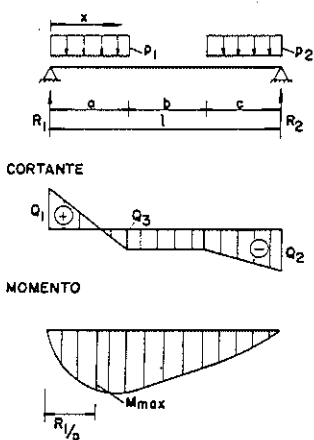


FIG. 1-42

$$R_1 = Q_1 = \frac{p_1 \cdot a (2l-a) + p_2 \cdot c^2}{2l}$$

$$R_2 = Q_2 = \frac{p_2 \cdot c \cdot (2l-c) + p_1 \cdot a^2}{2l}$$

$$Q_3 = Q_x \text{ (para } a < x < (a+b)) = R_1 - R_2$$

$$Q_x \text{ (para } x < a) = R_1 - p_1 \cdot x$$

$$Q_x \text{ (para } x > (a+b)) = R_2 - p_2 \cdot (l-x)$$

$$M_{\max} \text{ (em } x = \frac{R_1}{p_1} \text{ se } R_1 < p_1 \cdot a) = \frac{R_1^2}{2p_1}$$

$$M_{\max} \text{ (em } x = l - \frac{R_2}{p_2} \text{ se } R_2 < p_2 \cdot c) = \frac{R_2^2}{2p_2}$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = R_1 \cdot x - \frac{p_1 \cdot x^2}{2}$$

$$M_x \text{ (para } a < x < (a+b)) = R_1 \cdot x - \frac{p_1 \cdot a}{2} \cdot (2x - a)$$

$$M_x \text{ (para } x > (a+b)) = R_2 \cdot (l-x) - \frac{p_2 \cdot (l-x)^2}{2}$$

g) - Viga simplesmente apoiada - duas cargas concentra-  
das iguais e simetricamente localizadas.

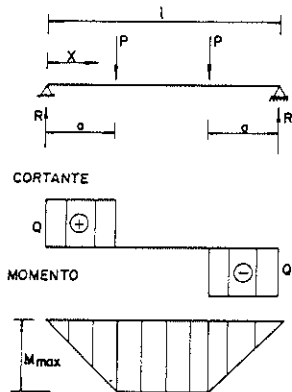


FIG. 1-43

$$R = Q = P$$

$$M_{\max} \text{ (entre as cargas) } = P \cdot a$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = P \cdot x$$

$$M_x \text{ (para } x > l - a) = P \cdot (l - x)$$

$$M_x \text{ (entre as cargas) } = \text{constante} = P \cdot a$$

$$f_{\max} \text{ (no centro) } = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$f_x \text{ (para } x < a) = \frac{P \cdot x}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l \cdot a - 3 \cdot a^2 - x^2)$$

$$f_x \text{ (para } a < x < (l - a)) = \frac{P \cdot a}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l \cdot x - 3 \cdot x^2 - a^2)$$

h) - Viga simplesmente apoiada - duas cargas concentra-  
das iguais em qualquer posição.

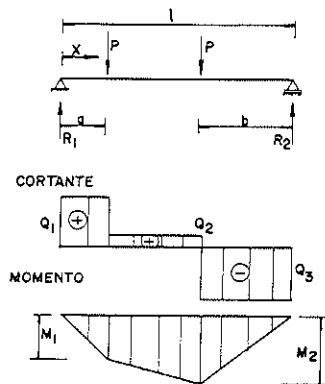


FIG. 1-44

$$R_1 = Q_1 \text{ (máximo se } a < b) = \frac{P}{l} \cdot (l - a + b)$$

$$R_2 = Q_3 \text{ (máximo se } a > b) = \frac{P}{l} \cdot (l - b + a)$$

$$Q_2 = R_1 - P = \frac{P}{l} \cdot (b - a)$$

$$M_1 \text{ (máximo se } a > b) = R_1 \cdot a$$

$$M_2 \text{ (máximo se } a < b) = R_2 \cdot b$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = R_1 \cdot x$$

$$M_x \text{ (para } a < x < (l - b)) = R_1 \cdot x - P \cdot (x - a)$$

i) - Viga engastada - Carga uniformemente distribu-  
da.

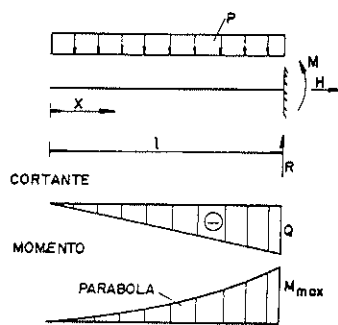


FIG. 1-45

$$R = Q = p \cdot l$$

$$H = 0 \text{ (zero)}$$

$$Q_x = p \cdot x$$

$$M = M_{\max} \text{ (no extremo fixo) } = \frac{p \cdot l^2}{2}$$

$$M_x = \frac{p \cdot x^2}{2}$$

$$f_{\max} \text{ (no extremo livre) } = \frac{p \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot J}$$

$$f_x = \frac{p}{24 \cdot E \cdot J} \cdot (x^4 - 4 \cdot l^3 \cdot x + 3 \cdot l^4)$$

j) - Viga Engastada - Carga concentrada no extremo livre.

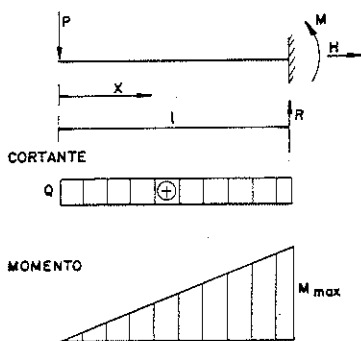


FIG. 1-46

$$R = Q = P$$

$$H = 0 \text{ (zero)}$$

$$Q_x = \text{constante} = P$$

$$M = M_{\text{max}} \text{ (no extremo fixo)} = P \cdot l$$

$$M_x = P \cdot x$$

$$f_{\text{max}} \text{ (no extremo livre)} = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

$$f_x = \frac{P}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (2 \cdot l^3 - 3 \cdot l^2 \cdot x + x^3)$$

k) - Viga engastada - Carga concentrada em qualquer ponto.

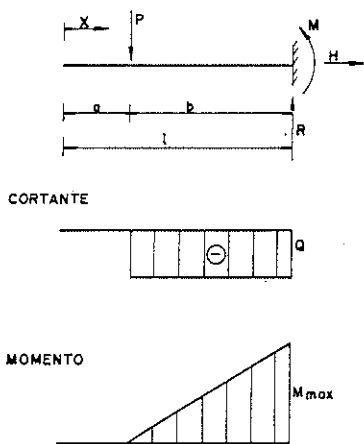


FIG. 1-47

$$R = Q = P$$

$$Q_x \text{ (para } x < a) = 0 \text{ (zero)}$$

$$Q_x \text{ (para } x > a) = P$$

$$M = M_{\text{max}} \text{ (no extremo fixo)} = P \cdot b$$

$$M_x \text{ (para } x < a) = 0 \text{ (zero)}$$

$$M_x \text{ (para } x > a) = P \cdot (x - a)$$

$$f_{\text{max}} \text{ (no extremo livre)} = \frac{P \cdot b^2}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l - b)$$

$$f_a \text{ (no ponto da carga)} = \frac{P \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

$$f_x \text{ (para } x < a) = \frac{P \cdot b^2}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot l - 3 \cdot x - b)$$

$$f_x \text{ (para } x > a) = \frac{P \cdot (l - x)^2}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (3 \cdot b - l + x)$$

l) - Viga simplesmente apoiada com um balanço - Carga concentrada no extremo do balanço.

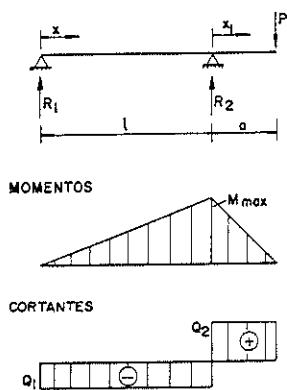


FIG. 1-48

$$R_1 = Q_1 = \frac{P \cdot a}{l}$$

$$R_2 = Q_1 + Q_2 = \frac{P}{l} \cdot (l + a)$$

$$Q_2 = P$$

$$M_{\text{max}} \text{ (em } x = l, x_1 = 0) = P \cdot a$$

$$M_x \text{ (entre os apoios)} = \frac{P \cdot a \cdot x}{l}$$

$$M_{x_1} \text{ (no balanço)} = P \cdot (a - x_1)$$

$$f_{\text{max}} \text{ (entre os apoios em } x = \frac{l}{\sqrt{3}}) = \frac{P \cdot a \cdot l^2}{9 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot J} = 0,06415 \cdot \frac{P \cdot a \cdot l^2}{E \cdot J}$$

$$f_{\text{max}} \text{ (no balanço em } x_1 = a) = \frac{P \cdot a^2}{3 \cdot E \cdot J} \cdot (l + a)$$

$$f_x \text{ (entre os apoios)} = \frac{P \cdot a \cdot x}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (l^2 - x^2)$$

$$f_{x_1} \text{ (no balanço)} = \frac{P \cdot x_1}{6 \cdot E \cdot J} \cdot (2al + 3ax_1 - x_1^2)$$

NOTAÇÕES

H	= reação de apoio (horizontal)
R	= reação de apoio (vertical)
Q	= esforço cortante
P	= cargas uniformemente distribuídas
M	= momento fletor
P	= carga concentrada
f	= deslocamento vertical (flecha)
$Z_x$	= esforço solicitante (M, N, Q ou f) a uma distância genérica x
$Z_{max}$	= esforço solicitante (M, N, Q ou f) máximo
a, b, c e l	= distâncias cotadas no desenho
E	= módulo de elasticidade do material
J	= momento de inércia, em relação à linha neutra , da seção da viga



CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS PONTES DE MADEIRA

PARTE II

PONTE EM VIGA SIMPLEMENTE APOIADA

## 1 - INTRODUÇÃO

Nesta parte do trabalho serão abordados, o ante-projeto, o dimensionamento e o detalhamento de uma ponte rodoviária de madeira, classe 36, em viga simplesmente apoiada de oito metros de vão livre. Em ante-projeto serão obtidas as dimensões e quantidade das peças que constituirão a ponte. Estas peças serão verificadas no dimensionamento e finalmente serão apresentados os desenhos que possibilitarão a montagem da ponte (detalhamento).

### 1.1 - CARACTERÍSTICAS DAS PONTES

A ponte terá duas pistas de tráfego, será de classe 36, sendo revestida de concreto e asfalto melhorando assim as condições de tráfego.

As vigas principais serão dispostas sob o tabuleiro (ponte com tabuleiro superior), por apresentar uma série de vantagens, a saber: {(19, 451)}\*

- acomodar o número mais conveniente de vigas
- contraventamento mais simples
- proteger as vigas contra a ação direta das intempéries

Estas vigas serão constituídas por quatro postes de Eucalipto citriodora, formando vigas bicirculares duplas. As peças que formarão o tabuleiro serão postes de Eucalipto citriodora, simplesmente apoiados nas vigas principais, com compensação de seus diâmetros. A fixação destes postes na viga principal será conseguida através de tiras de aço parafusadas alternadamente na viga principal e no poste do tabuleiro (figura 2-01) {(15, 64/65)}.\*

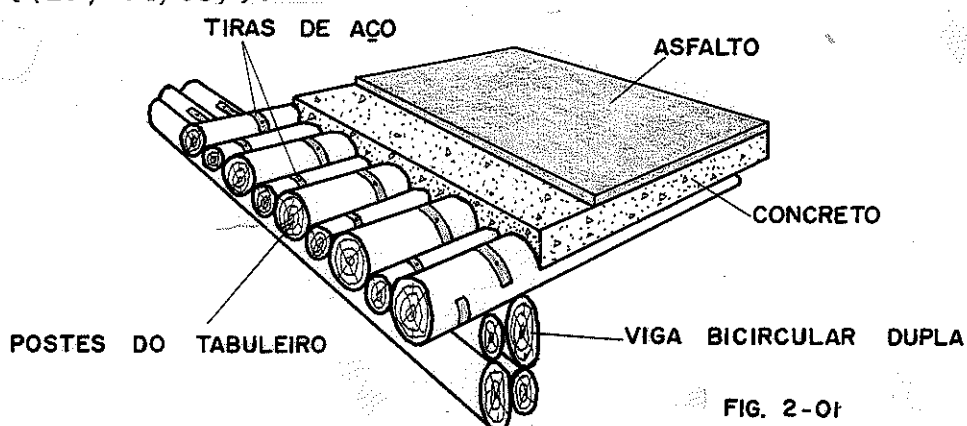


FIG. 2-01

\* Os números entre chaves {(a1, b1/c1);...;(an, bn/cn)} representam a citação bibliográfica, onde ai representa o texto, bi/ci; representam as páginas inicial e final do trecho do referido texto. Quando aparecer apenas um número {(ai)}, representa o texto.

O guarda-corpo será formado por peças de Peroba rosa, de dimensões comerciais (fig. 2-02) e o guarda-rodas será de concreto armado moldado "in loco" (figura 2-03).

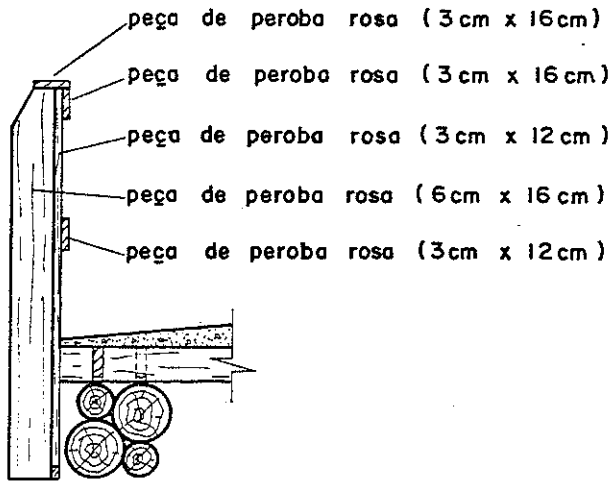


FIG. 2-02 - GUARDA - CORPO

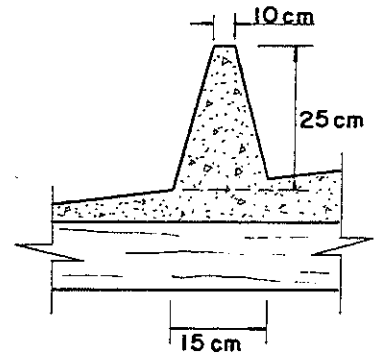


FIG. 2-03 - GUARDA - RODAS

### 1.2 - ESQUEMAS ESTÁTICOS

Seja, esquematicamente, a ponte da figura 2-04.

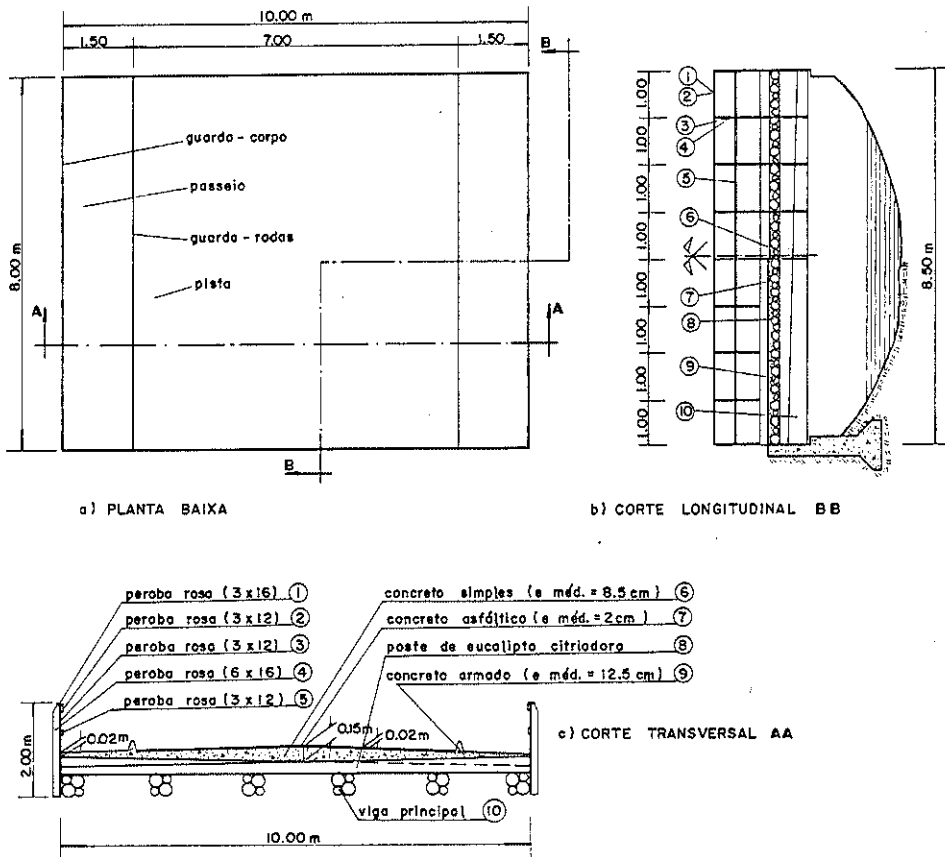


FIG. 2-04 - ESQUEMA DA PONTE

Sabendo-se que a NB-11/1951 não permite a consideração da continuidade em vigas secundárias, {(3, item 17)} e admitindo que existam "n" vigas principais sob o tabuleiro, o esquema estático deste será o da figura 2-05. A viga principal tem o esquema estático da fig. 2-06.

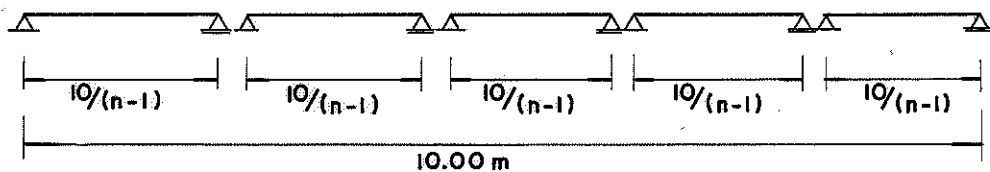


FIG. 2-05 - ESQUEMA ESTÁTICO NO TABULEIRO

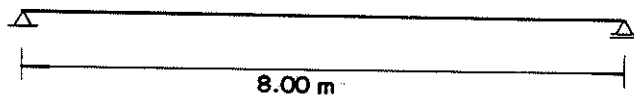


FIG. 2-06 - ESQUEMA ESTÁTICO DA VIGA PRINCIPAL

2 - ANTE-PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA SIMPLEMENTE APOIADA COM OITO METROS DE VÃO LIVRE - CLASSE 36

As vigas principais de uma ponte devem ter grande resistência. Quando constituída por postes, deve-se utilizar postes comerciais de forma a se obter vigas de grande rigidez a fim de reduzir o número de vigas principais. É comum adotar-se as dimensões das vigas, e determinar o número de vigas necessárias.

Adotando-se, para cada viga principal, quatro postes de Eucalipto citriodora do tipo pesado com 8,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios), diâmetro da base  $D = 36,00$  cm e diâmetro do topo  $d = 27,50$  cm, formando vigas bicirculares duplas, calcula-se o número necessário destas vigas.

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial que satisfaça.

2.1 - CARREGAMENTOS

Conforme se viu anteriormente (Parte I, item 3.3) pode-se adotar em ante-projeto os seguintes carregamentos:

a) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 750 kgf por  $m^2$  de ponte.

a.1) Carga Permanente Sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetro médio  $D_m$ , o carregamento permanente sobre um poste será:

$$P_p = 750 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m para } D_m \text{ em m})$$

a.2) Carga Permanente Sobre a Viga Principal

Estando as vigas principais afastadas entre si de  $10/(n-1)$  metros, o carregamento permanente sobre uma viga principal será:

$$P_p = 750 \cdot \frac{10}{n-1} \quad (\text{kgf/m onde } n \text{ é o número de vigas})$$

b) Carga Acidental

b.1) Carga Acidental Sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes colocados transversalmente (figura 2-01), a carga acidental sobre ele é dada por: (Parte I, item 3.3)

$$q_{eq} = 3000 + \frac{51000}{l_1} = 3000 + \frac{51000}{10} = 8100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetro médio " $D_m$ ", a carga acidental sobre uma viga do tabuleiro será:

$$p_a = 8100 \cdot D_m \text{ (kgf/m para } D_m \text{ em m)}$$

### b.2) Carga Acidental Sobre a Viga Principal

A carga acidental sobre a viga principal é dada por: (Parte I item 3.3).

$$q_{eq} = 500 + \frac{9000}{l} = 500 + \frac{9000}{8} = 1625 \text{ (kgf/m}^2 \text{ de ponte)}$$

Sendo as vigas principais afastadas entre si de  $10/(n-1)$  metros, a carga acidental sobre a viga principal será:

$$p_a = 1625 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kgf/m, onde } n = \text{número de vigas)}$$

## 2.2 - A VIGA PRINCIPAL

### a) Características Geométricas da Seção da Viga Principal

O diâmetro médio dos postes que constituirão a viga principal é de  $D_m = 31,75$  cm. As características geométricas da seção central da viga principal (figura 2-07) serão:

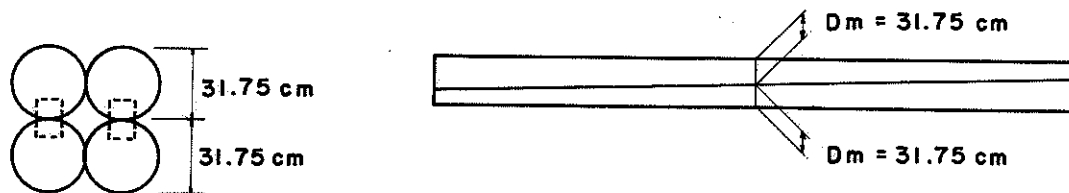


FIG. 2-07 - SEÇÃO CENTRAL DA VIGA PRINCIPAL

+ Distância da linha neutra às bordas,  $y$

$$y = 31,75 \text{ cm}$$

+ Área da seção transversal,  $S$

$$S = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} = \pi \cdot D_m^2 = \pi \cdot 31,75^2 \approx 3167 \text{ cm}^2$$

+ Momento estático em relação à linha neutra,  $M_s$

$$M_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot D_m^2}{4} \cdot \frac{D_m}{2} = \frac{\pi \cdot D_m^3}{4} = \frac{\pi \cdot 31,75^3}{4} \approx 25137 \text{ cm}^3$$

+ Momento de inércia,  $J$

Conforme foi visto anteriormente (Parte I, item 1.2 b), o momento de inércia deve ser reduzido de 20%.

$$J = 0,80 \cdot \left\{ 4 \cdot \left[ \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} + \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot \left( \frac{D_m}{2} \right)^2 \right] \right\} \approx 16 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$

$$J = 798114 \text{ cm}^4$$

#### b) Esforços Solicitantes

Sendo o esquema estático da viga principal e seus carregamentos, os apresentados na figura 2-08, obtêm-se os seguintes esforços solicitantes.

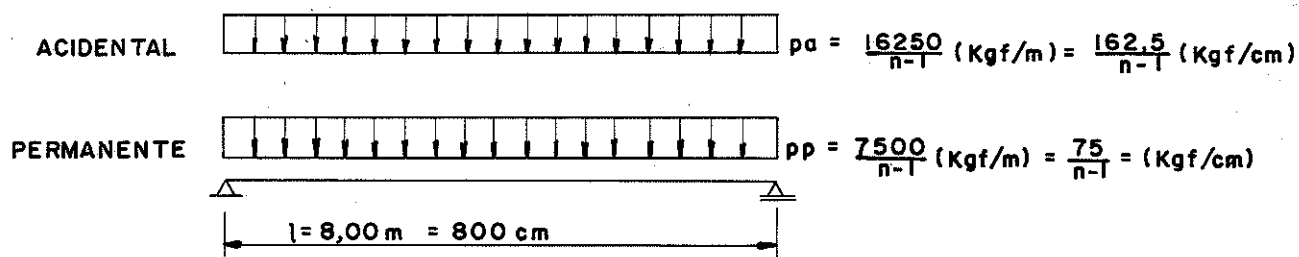


FIG. 2-08 - ESQUEMA ESTÁTICO E CARREGAMENTOS DA VIGA PRINCIPAL

#### b.1) Momentos Fletores

Para a carga permanente obtêm-se:

$$M_p \text{ max} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{\left[ \frac{75}{(n-1)} \right] \cdot 800^2}{8} = \frac{6.000.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Para a carga acidental obtêm-se:

$$M_a \text{ max} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{\left[ \frac{162,5}{(n-1)} \right] \cdot 800^2}{8} = \frac{13.000.000}{n-1} \text{ (kgfcm)}$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_t \text{ max} = M_p \text{ max} + M_a \text{ max} = \frac{19000000}{n-1} \quad (\text{kgf/cm})$$

Sendo:

$M_p \text{ max}$  = momento fletor máximo permanente

$M_a \text{ max}$  = momento fletor máximo accidental

$M_t \text{ max}$  = momento fletor máximo total

### b.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_p \text{ max} = \frac{p_p \cdot l}{2} = \frac{[75/(n-1)] \cdot 800}{2} = \frac{30000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Para a carga accidental obtem-se:

$$Q_a \text{ max} = \frac{p_a \cdot l}{2} = \frac{[162,5/(n-1)] \cdot 800}{2} = \frac{65000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Assim a cortante total máxima será:

$$Q_t \text{ max} = Q_p \text{ max} + Q_a \text{ max} = \frac{95000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Sendo:

$Q_p \text{ max}$  = esforço cortante máximo permanente

$Q_a \text{ max}$  = esforço cortante máximo accidental

$Q_t \text{ max}$  = esforço cortante máximo total

### b.3) Flechas

Para a carga permanente obtem-se:

$$f_p \text{ max} = \frac{5 p_p l^4}{384 E_p J} = \frac{5 \cdot [75/(n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 798114} \approx \frac{4,46}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Para a carga accidental obtem-se:



$$f_{a \max} = \frac{5 \cdot p_a \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot J} = \frac{5 \cdot [162,5 / (n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 798114} \approx \frac{6,44}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será:

$$f_{t \max} = f_{p \max} = f_{a \max} = \frac{10,90}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Sendo:

$f_{p \max}$  = flecha máxima permanente

$f_{a \max}$  = flecha máxima accidental

$f_{t \max}$  = flecha máxima total

$E_p$  = módulo de elasticidade da madeira para cargas permanentes

$E_a$  = módulo de elasticidade da madeira para cargas accidentais

### c) Verificações - Cálculo do Número de Vigas "n"

#### c.1) Tensão de Flexão

A verificação da tensão de flexão deve ser feita pela seguinte expressão: {(16, 32); (23, 103)}

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

Sendo:

$\sigma_f$  = tensão atuante na flexão

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

M = momento fletor máximo

$$\sigma_f = \frac{[19000000 / (n-1)]}{798114} \cdot 31,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n - 1 \geq 3,9$$

$$n \geq 4,9$$

Devido a tensão de flexão devem ser adotadas cinco vigas principais.

### c.2) Tensão de Cisalhamento - Espaçamento Entre Anéis

A verificação da tensão de cisalhamento, deve ser feita de forma indireta verificando se é possível executar a solidarização dos postes, ou seja, se o espaçamento entre os anéis é maior que seu diâmetro.

Adotando-se anéis de 8" (20,32 cm) pode-se fazer a verificação do espaçamento entre anéis por: (Parte I, capítulo 1).

$$e \leq \frac{\bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

Sendo:

e = espaçamento entre os anéis

$\bar{P}_{anel}$  = carga admissível do anel ( $\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_l$ )

Q = esforço cortante máximo

$\phi$  = diâmetro interno do anel

$\bar{\tau}_l$  = tensão admissível de cisalhamento nas ligações

Como existem dois anéis na seção da viga bicircular dupla (figura 2-07) a expressão acima, para este caso, será:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

$$\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_l = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \approx 7815 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815}{\left[ \frac{95000}{(n-1)} \right]} \cdot \frac{798114}{25137} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

$$n - 1 > 3,9$$

$$n > 4,9$$

Devido a tensão de cisalhamento, resistida pelos anéis, devem ser adotadas cinco vigas principais.

### c.3) Verificação da Flecha

A verificação da flecha deve ser feita pela seguinte expressão: {(16, 32/38)}

$$f_{t,max} = f_{p,max} + f_{a,max} \leq \bar{f} = l/350$$

Sendo:

$\bar{f}$  = flecha admissível

$l$  = vão livre da viga

$$f_{t,max} = \frac{10,900}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n - 1 \geq 4,7$$

$$n \geq 5,7$$

Devido a flecha devem ser adotadas seis vigas principais.

d) Conclusão

O número de vigas necessárias será seis, ficando-se com:

+ Tensão da flexão

$$\sigma_f = \frac{\left[ \frac{19000000}{(6-1)} \right] \cdot 31,75}{798114} \cong 151,1 \text{ kgf/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

+ Espaçamento entre anéis

$$e = \frac{27815}{\left[ \frac{95000}{(6-1)} \right]} \cdot \frac{798114}{25137} \cong 26,2 \text{ cm} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t,max} = \frac{10,900}{(6-1)} \cong 2,2 \text{ cm} < \bar{f} = 2,3 \text{ cm}$$

Como as vigas externas recebem parcela menor de carga, pode-se melhorar a distribuição das vigas sob o tabuleiro, ficando-se com a distribuição da figura 2-09.

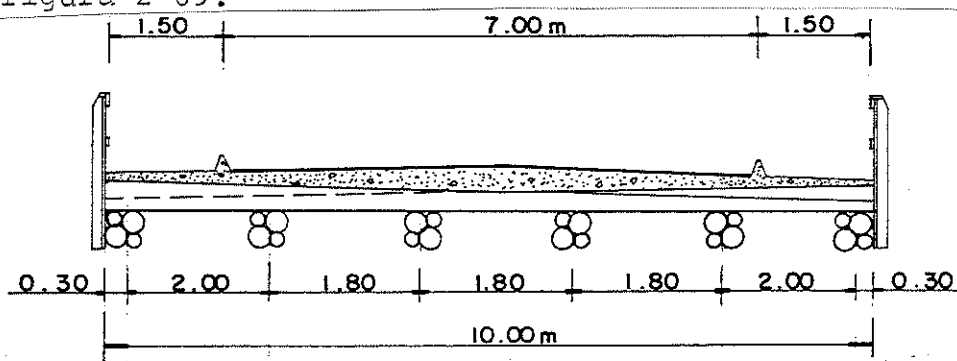


FIG. 2-09 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

### 2.3 - O TABULEIRO

#### a) Características Geométricas das Vigas do Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por vários postes, colocados um ao lado do outro, com compensação de seus diâmetros (figura 2-01), é válido admitir-se que uma viga do tabuleiro tenha seção constante igual à seção central do poste (figura 2-10). Assim as características geométricas desta seção serão:



FIG. 2-10- SEÇÃO CENTRAL DA VIGA DO TABULEIRO

+ Largura da seção na linha neutra, b

$$b = D_m$$

+ Distância da linha neutra à borda mais afastada, y

$$y = \frac{D_m}{2}$$

+ Área da seção transversal, S

$$S = \frac{\pi \cdot D_m^2}{4}$$

+ Momento estático em relação à linha neutra,  $M_s$

$$M_s = \frac{D_m^3}{12}$$

+ Momento de inércia em relação à linha neutra, J

$$J = \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$

#### b) Esforços Solicitantes

Sendo o esquema estático da viga do tabuleiro e seus carregamentos os da figura 2-11. Obtem-se os seguintes esforços solicitantes.

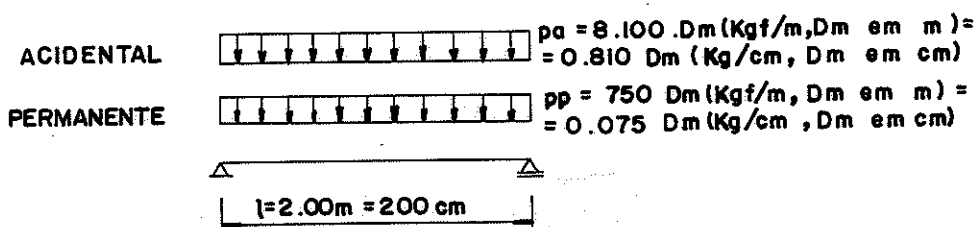


FIG. 2-11 - ESQUEMA ESTÁTICO E CARREGAMENTOS DA VIGA DO TABULEIRO

b.1) Momentos Fletores

Para a carga permanente obtem-se:

$$M_{p \max} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 375 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$M_{a \max} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 4050 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_t \max = M_p \max + M_a \max = 4425 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

b.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_p \max = \frac{p_p \cdot l}{2} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 7,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$Q_a \max = \frac{p_a \cdot l}{2} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 81,0 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Assim a cortante total máxima será:

$$Q_t \max = Q_p \max + Q_a \max = 88,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

b.3) Flechas

Para a carga permanente obtem-se:

$$f_p \max = \frac{5 \cdot p_p \cdot l^4}{384 \cdot E_p \cdot J} = \frac{5 \cdot (0,075 \cdot D_m) \cdot 200^4}{384 \cdot 112400 \cdot \left(\frac{D_m^4}{64}\right)} = \frac{283,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$f_a \max = \frac{5 \cdot p_a \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot J} = \frac{5 \cdot (0,810 \cdot D_m) \cdot 200^4}{384 \cdot 168600 \cdot \left(\frac{D_m^4}{64}\right)} = \frac{2039,0}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será:

$$f_{t,max} = f_{p,max} + f_{a,max} = \frac{2322,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

c) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

c.1) Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{4425 \cdot D_m}{\left(\frac{D_m^4}{64}\right)} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 15,2 \text{ cm}$$

Devido à tensão de flexão devem ser adotados, para o tabuleiro, postes de diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,2 cm.

c.2) Tensão de Cisalhamento

A verificação da tensão de cisalhamento deve ser feita pela seguinte expressão: {(16, 33)}

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

Sendo:

Q = esforço cortante máximo

M<sub>s</sub> = momento estático em relação à linha neutra

J = momento de inércia em relação à linha neutra

b = largura da seção na linha neutra

τ<sub>f</sub> = tensão de cisalhamento, máxima, atuante

τ̄<sub>f</sub> = tensão admissível de cisalhamento na flexão

$$\tau_f = \frac{(885 \cdot D_m) \cdot \left(\frac{D_m^3}{12}\right)}{(D_m) \cdot \left(\frac{D_m^4}{64}\right)} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,3 \text{ cm}$$

Devido a tensão de cisalhamento devem ser adotados para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 9,3 cm.

c.3) Flechas

$$f_{t,max} = f_{p,max} + f_{a,max} \leq \bar{F} = l/350$$

$$f_{t,max} = \frac{2322,2}{D_m^3} \leq \bar{F} = \frac{200}{350} = 0,6 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 15,7 \text{ cm}$$

Devido à flecha devem ser adotados para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,7 cm.

d) - Conclusão

Das verificações acima, o diâmetro medido dos postes do tabuleiro deve ser maior ou igual a 15,7 cm.

Na prática, entretanto, a largura da seção resistente deve conter dois postes para se ter uma seção praticamente uniforme.

A largura da seção resistente, segundo a NB-11, item 15, é dada por:

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

sendo:

b = largura da seção resistente

a'' = 10 cm (NB-11, item 15)

e' = espessura do revestimento, no centro, visto que utiliza-se o diâmetro médio = 17 cm (fig. 2-04).

d = altura da viga do tabuleiro (diâmetro médio do poste)

Para  $D_m = 15,7$  cm tem-se:

$$b \leq 10 + 2 \cdot 17 + 15,7 = 59,7 \text{ cm}$$

Assim em ante-projeto, admitiu-se que o número de postes que trabalham na seção resistente é de:

$$n = \frac{b}{D_m} = \frac{59,7}{15,7} \approx 4 \text{ postes}$$

Como na prática s3o dois postes comp3oem a se33o resistente, o momento de in3er3ia desta se33o deve ser equivalente ao produzido pelos 4 postes obtidos anteriormente.

$$n \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \overline{D}_m^4}{64}$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{n}{2}\right)^{1/4} \cdot D_m$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{4}{2}\right)^{1/4} \cdot 15,7 \approx 18,7 \text{ cm}$$

Escolhendo-se o poste comercial imediatamente superior ( $D_m \geq 18,7 \text{ cm}$ ), adotam-se para o tabuleiro postes de di33metro m3dio  $D_m = 22,5 \text{ cm}$ , isto 3, postes do tipo pesado com 10 m de comprimento, di33metro na base  $D = 27,5 \text{ cm}$  e no topo  $d = 17,5 \text{ cm}$ .



3 - PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA SIMPLEMENTE APOIADA COM OITO METROS DE VÃO LIVRE-CLASSE 36

3.1 - INTRODUÇÃO

Abordar-se-ão neste capítulo o cálculo, o dimensionamento e o detalhamento de uma ponte rodoviária classe 36, com viga principal simplesmente apoiada, com 8,00 m de vão livre.

No ante-projeto (item 2) obtiveram-se as dimensões comerciais das peças que constituirão a ponte, bem como a quantidade delas, necessária para o cálculo da carga permanente. A figura 2-12 mostra o esquema da ponte, com a designação e dimensões de seus componentes fixadas através do ante-projeto.

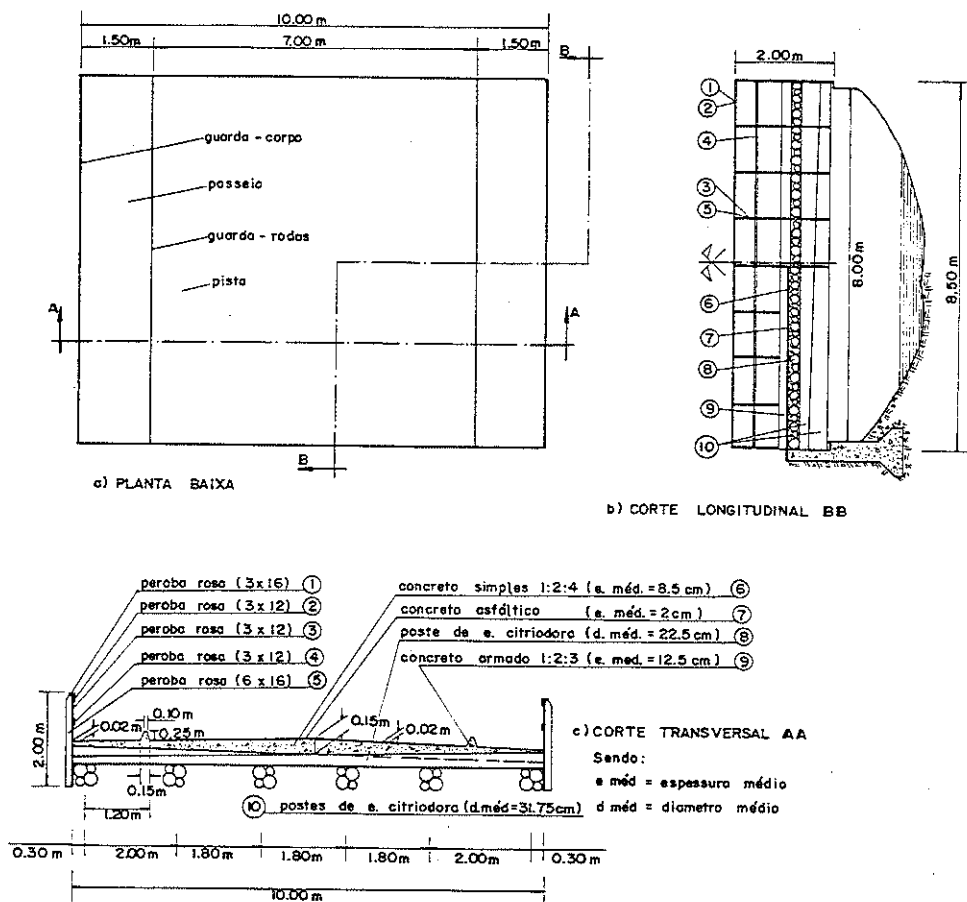


FIG. 2-12 - ESQUEMA DA PONTE

### 3.2 - O TABULEIRO

Sendo o tabuleiro formado por postes de Eucalipto Citriodora apoiados sobre as vigas principais, e considerando-se a NB-11/1951, as vigas secundárias, longitudinais ou transversais, devem ser calculadas como simplesmente apoiadas, não sendo permitida a consideração de qualquer influência favorável de continuidade. O esquema estático a ser adotado para o tabuleiro, será o de vigas simplesmente apoiadas, nas vigas principais, conforme a figura 2-12a.

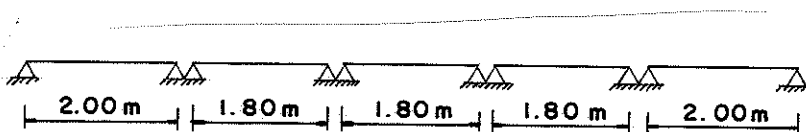


FIG. 2-12a ESQUEMA ESTÁTICO DO TABULEIRO

#### a) Carga Permanente

Como já foi visto na parte I, item 2.2, o cálculo da carga permanente deve ser feito a partir do volume e o peso específico de cada elemento. Com as dimensões dos elementos fixados em 3.1 e admitindo-se que a carga permanente seja uniformemente distribuída sobre o tabuleiro, esta carga é facilmente determinada.

Tomando-se uma faixa unitária da ponte (no sentido transversal), conforme a figura 2-13, pode-se calcular o peso próprio desta faixa; dividindo-o pela largura do tabuleiro, encontra-se a carga permanente do tabuleiro em  $\text{kgf/m}^2$ , conforme segue:

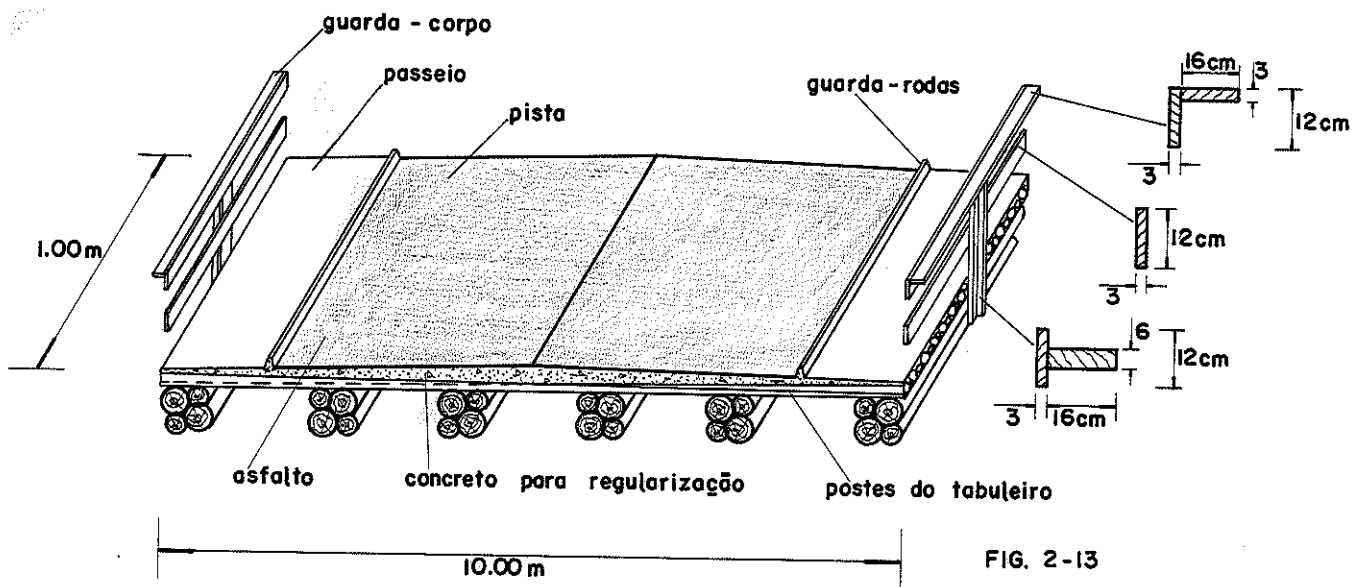


FIG. 2-13

- Guarda-Corpo

- 2 peças de Peroba rosa (6x16) com 200cm  $\therefore 2 \cdot 6 \cdot 16 \cdot 200 \cdot 0,84 \cdot 10^{-3} \approx 32,26 \text{kgf}$
- 2 peças de Peroba rosa (3x12) com 200cm  $\therefore 2 \cdot 3 \cdot 12 \cdot 200 \cdot 0,84 \cdot 10^{-3} \approx 12,10 \text{kgf}$
- 4 peças de Peroba rosa (3x12) com 100cm  $\therefore 4 \cdot 3 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 0,84 \cdot 10^{-3} \approx 12,10 \text{kgf}$
- 2 peças de Peroba rosa (3x16) com 100cm  $\therefore 2 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 100 \cdot 0,84 \cdot 10^{-3} \approx 8,06 \text{kgf}$

- Asfalto (espessura média 2 cm)

700 x 100cm de concreto asfáltico com  $e=2\text{cm}$   $\therefore 2 \cdot 700 \cdot 100 \cdot 2,00 \cdot 10^{-3} \approx 280,00 \text{kgf}$

- Concreto para regularização (espessura média 8,5 cm)

Com o auxílio da figura 2-14, pode-se obter o volume de concreto e assim pode-se determinar o seu peso.

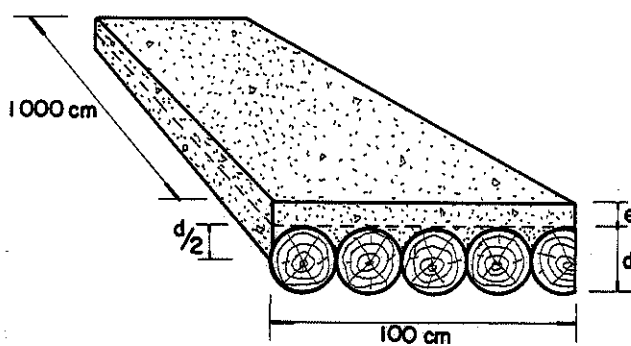


FIG. 2-14

Número de postes em 100 cm =  $n = \frac{100}{22,5} = 4,44$  postes

Volume de concreto =  $V = \left[ \left( \frac{d}{2} + e \right) \cdot 100 - n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right] \cdot 1000$

$V = \left[ \left( \frac{22,5}{2} + 8,5 \right) \cdot 100 - 4,44 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 22,5^2}{4} \right] \cdot 1000 \approx 1092311 \text{cm}^3$

Dessa forma a carga permanente fornecida pelo concreto em um metro de ponte seria:

$$\text{concreto simples } (e_{\text{méd}} = 8,5\text{cm}) \therefore 1092311 \cdot 2,2 \cdot 10^{-3} \approx 2403,08 \text{ kgf}$$

- Guarda-Rodas (espessura média 12,5 cm)

2 peças de concreto armado ( $e = 12,5$  cm) com 100 cm  $\therefore$

$$2 \cdot 12,5 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 2,4 \cdot 10^{-3} \approx 150,00 \text{ kgf}$$

- Postes do Tabuleiro (Diâmetro médio 21,30 cm)

$$\text{número de postes por metro} = \frac{100}{d} = \frac{100}{22,5} \approx 4,44 \text{ postes}$$

peso por metro de ponte, dos postes do tabuleiro  $\therefore$

$$4,44 \cdot \frac{\pi \cdot 22,5^2}{4} \cdot 1000 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} \approx 1873,17 \text{ kgf}$$

- Total Parcial  $\therefore$  4770,77 kgf

- Peças de Ligação e Eventuais (5 a 10% do total)

peças de ligação e eventuais (10%)  $\therefore$  477,08 kgf

- Total  $\therefore$   $P \approx 5247,85$  kgf/m de ponte

- Carga Permanente Sobre o Tabuleiro (kgf/m<sup>2</sup>)

Distribuindo-se o peso do tabuleiro sobre o mesmo tem-se:

$$p = \frac{5247,85}{10,00} \approx 525 \text{ kgf/m}^2$$

#### b) Carga Acidental

Conforme se viu na parte I, item 2.3, o trem-tipo para pontes classe 36 (trem-tipo 36) pode ser representado conforme a figura 2-15.

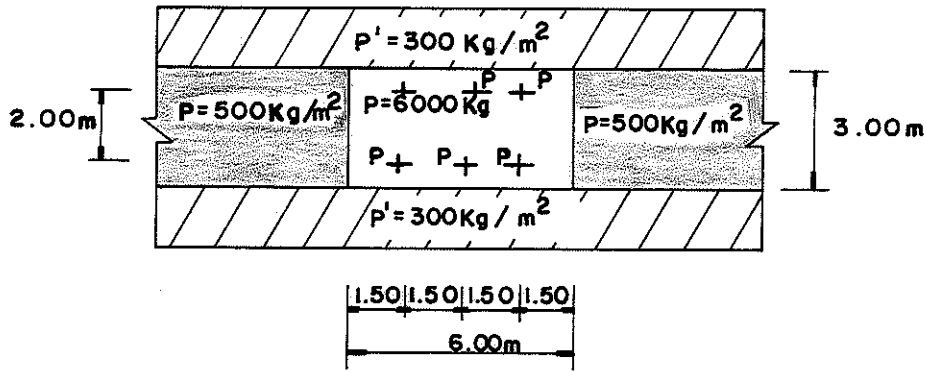


FIG. 2-15

O tabuleiro pode ser dimensionado como uma série de vigas simplesmente apoiadas. É necessário entretanto se conhecer em quantos postes a carga de uma roda se distribui, e, dessa forma, definir a seção resistente do tabuleiro. A seção resistente pode ser determinada segundo as recomendações da NB-11/1951 que diz em seu item 15:

A largura de assoalho que suporta as cargas concentradas ou parcialmente distribuídas é de, no máximo (ver figura 2-16): {(3, item 15)}

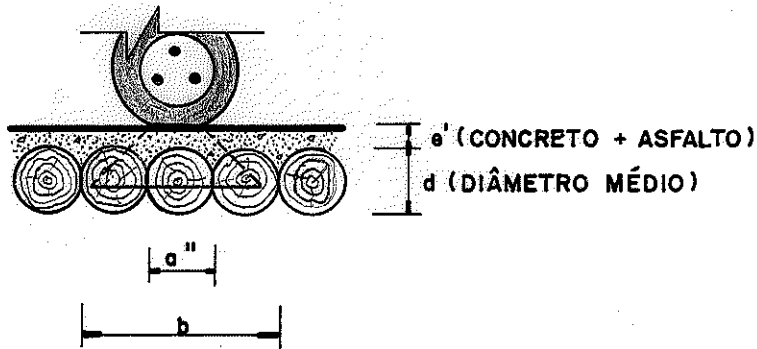


FIG. 2-16

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

Onde:

b = largura de assoalho que suporta as cargas concentradas ou parcialmente distribuídas

e' = espessura média do revestimento

d = altura média das vigas do tabuleiro

a'' = valor fornecido pela NB-11, item 3, assim considerado:

- Pontes rodoviárias, na direção longitudinal do veículo: a'' = 10 cm.
- Pontes rodoviárias, na direção transversal do veículo: a'' = largura da roda, Tab. 1-05 parte I.
- Pontes ferroviárias, na direção longitudinal do tráfego: a'' = 25 cm medidos na face inferior do dormente.

- Pontes ferroviárias, na direção transversal do tráfego:  $a'' = 60$  cm medidos na face inferior do dormente.

No caso em estudo, tem-se:

$$a'' = 10 \text{ cm}$$

$$e' = 2 + 8,5 = 10,50 \text{ cm}$$

$$d = 22,50 \text{ cm}$$

$$b \leq 10 + 2 (10,50) + 22,50 = 53,50 \text{ cm}$$

Desta forma, pode-se admitir (a favor da segurança) que a seção resistente do tabuleiro seja de largura  $b \approx 45$  cm, isto é, dois postes, ficando o carregamento sobre ela devido às cargas móveis, conforme a figura 2.17:

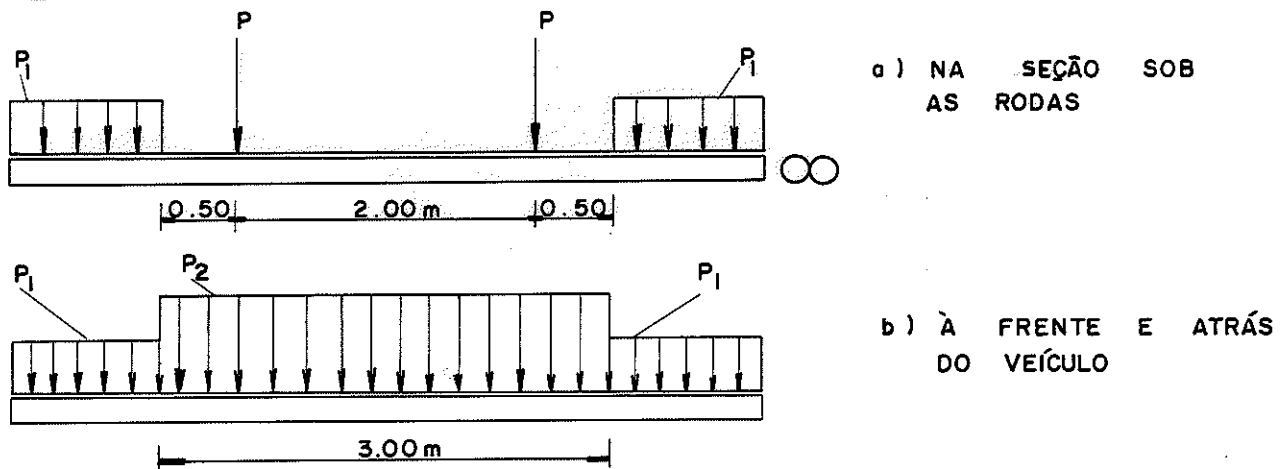


FIG. 2-17

Onde:

$$P = 6000 \text{ kgf}$$

$$p_1 = p' \cdot b = 300 \cdot 0,45 \approx 135 \text{ kgf/m}$$

$$p_2 = p \cdot b = 500 \cdot 0,45 \approx 225 \text{ kgf/m}$$

OBS: Estudos em desenvolvimento no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) tem mostrado que é possível se obter na prática, um tabuleiro cujo comportamento se assemelhe ao de uma laje, aumentando a largura da seção resistente e conseqüentemente permitindo diminuir o diâmetro dos postes.

### c) Seção Resistente do Tabuleiro

A seção resistente do tabuleiro, será composta por dois pos-

tes de Eucalipto Citriodora, com 22,50 cm de diâmetro médio. No comércio, tais postes são conhecidos como sendo de 10,00 m de comprimento, tipo pesado, diâmetro da base  $D = 27,50$  cm e diâmetro do topo  $d = 15,50$  cm (figura 2-18).

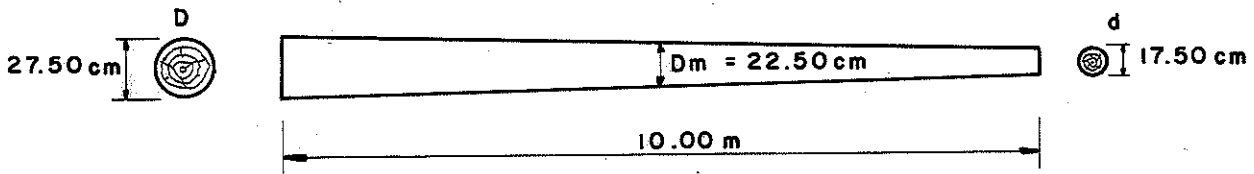


FIG. 2-18

Justapondo-se os postes de forma a se ter uma seção resistente equilibrada (fig. 2-19), nota-se que a viga terá seção variável. Que valores devem ser utilizados para o momento de inércia ( $J$ ), para o momento estático ( $M_s$ ), para a altura da linha neutra ( $y$ ) e para a área da seção transversal ( $S$ ) ?

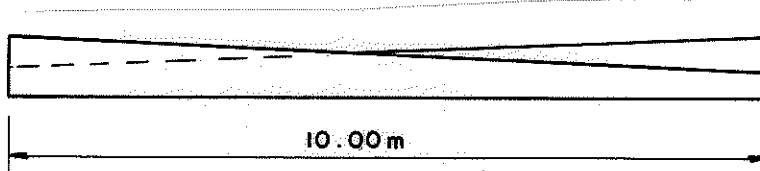


FIG. 2-19

Pode-se responder a esta pergunta, calculando-se estes valores para várias seções. Para o cálculo destes valores é necessário o conhecimento dos diâmetros nas várias seções, obtidos através da conicidade do poste (fig. 2-20). A tabela 2-01 fornece os diâmetros nas várias seções.

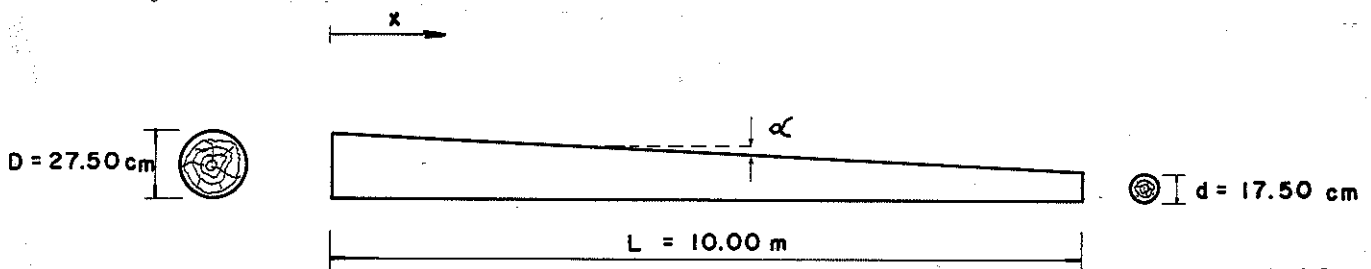


FIG. 2-20

$$\text{Conicidade} = c = t_g \quad \alpha = \frac{D - d}{L} = \frac{27,50 - 17,50}{10,00} = 0,01 \text{ cm/cm}$$

Tab. 2-01

Seção em x(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diâmetro (cm)	27,50	26,50	25,50	24,50	23,50	22,50	21,50	20,50	19,50	18,50	17,50

Sabendo-se que as várias seções serão como as da figura 2-21, pode-se calcular os valores de  $y$ ,  $S$ ,  $M_s$  e  $J$ , através do roteiro dado a

seguir e montar a tabela 2-02 com estes valores.

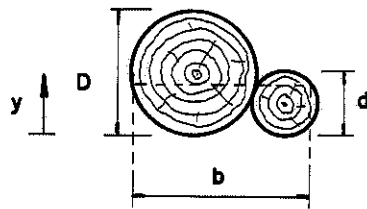


FIG. 2-21

- Distância da Linha Neutra à Borda Tracionada (y)

$$y = \frac{\frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{D}{2} + \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{d}{2}}{\frac{\pi D^2}{4} + \frac{\pi d^2}{4}} \quad \therefore \quad y = \frac{D^3 + d^3}{2(D^2 + d^2)}$$

- Área da Seção Transversal (S)

$$S = \frac{\pi D^2}{4} + \frac{\pi d^2}{4} \quad \therefore \quad S = \frac{\pi}{4} (D^2 + d^2)$$

- Momento Estático em Relação à Linha Neutra ( $M_s$ )

O cálculo de  $M_s$  é algébricamente mais simples. Com o formulário dado na Parte I, item 4.1, seria assim calculado:

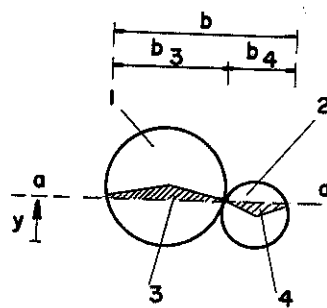


FIG. 2-22

- Cálculo do momento estático do setor circular 1, sobre o eixo a-a:  $M_{s1}$
- Cálculo do momento estático do setor circular 2, sobre o eixo a-a:  $M_{s2}$
- Cálculo do momento estático do triângulo 3, sobre o eixo a-a:  $M_{s3}$
- Cálculo do momento estático do triângulo 4, sobre o eixo a-a:  $M_{s4}$

Ficando o momento estático da seção em relação à linha neutra a-a:  $M_s = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} - M_{s4}$ .

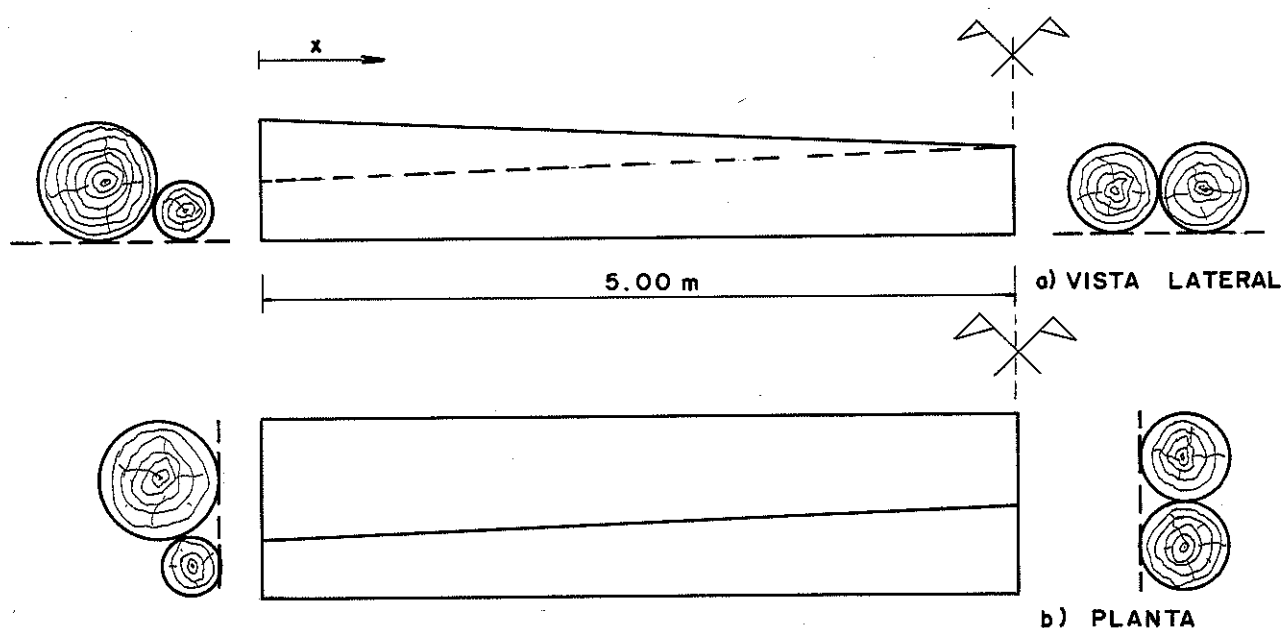
- Momento de Inércia em Relação à Linha Neutra (J)

$$J = \frac{\pi D^4}{64} + \frac{\pi d^4}{64} \quad \therefore \quad J = \frac{\pi}{64} (D^4 + d^4)$$

Calculando-se y, b, S,  $M_s$  e J obtêm-se os valores apresentados na tabela 2-02.

A figura 2-23 representa meia viga do tabuleiro.





Tab. 2-02

FIG. 2-23

x (m)	0	1	2	3	4	5
D (cm)	27,50	26,50	25,50	24,50	23,50	22,50
d (cm)	17,50	18,50	19,50	20,50	21,50	22,50
y (cm)	12,31	11,94	11,64	11,43	11,29	11,25
b (cm)	43,34	44,05	44,53	44,81	44,96	45,00
S (cm <sup>2</sup> )	834	820	809	802	797	795
M <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> )	2.250	2.156	2.029	1.954	1.915	1.898
J (cm <sup>4</sup> )	32.678	29.958	27.853	26.356	25.459	25.161

Escolhem-se os valores de y, b, S, M<sub>s</sub> e J a serem adotados para o cálculo, lembrando-se que: {(16)}

Tensão de compressão  $\sigma_c = \frac{P}{S}$

Tensão de cisalhamento  $\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J}$

Tensão na flexão  $\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y$

Flechas  $f = \frac{l}{E \cdot J} \cdot f(c)$

Onde:

P = carga de compressão atuante na barra

S = área da seção transversal

Q = esforço cortante

$M_s$  = momento estático em relação à linha neutra

b = largura da seção na linha neutra

J = momento de inércia em relação à linha neutra

M = momento fletor

y = distância das fibras externas, tracionadas, à linha neutra

E = módulo de elasticidade da madeira verde

f(c) = função do carregamento

Adotando-se a seção cujos valores de  $1/S$ ,  $M_s/b.J$ ,  $y/J$  e  $1/J$ , sejam maiores, garante-se um funcionamento da estrutura a favor da segurança. Calculando-se estes valores, obtém-se os resultados apresentados na tabela 2-03.

Tab. 2-03

x (m)	0	1	2	3	4	5
$1/S (10^{-3} \text{ cm}^{-2})$	1,199	1,220	1,236	1,247	1,255	1,258
$M_s/b.J (10^{-3} \text{ cm}^{-2})$	1,589	1,634	1,636	1,655	1,673	1,676
$y/J (10^{-4} \text{ cm}^{-3})$	3,767	3,986	4,179	4,337	4,435	4,471
$1/J (10^{-5} \text{ cm}^{-4})$	3,060	3,338	3,590	3,794	3,928	3,974

Observando-se os resultados da tabela 2-03, nota-se que a seção central (x=5 m) fornece os maiores valores para  $1/S$ ,  $M_s/b.J$ ,  $y/J$  e  $1/J$ . Adotando tal seção como constante ao longo da viga, obtém-se um dimensionamento a favor da segurança. Nota-se ainda que esta seção fornece os valores de y, b, S,  $M_s$  e J de modo mais simples:

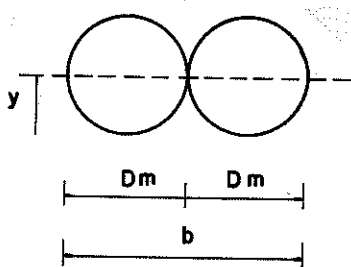


FIG. 2-24

$$y = D_m/2$$

$$b = 2 \cdot D_m$$

$$S = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} = \frac{\pi \cdot D_m^2}{2}$$

$$M_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{8} \cdot \frac{4 \cdot D_m}{6 \cdot \pi} = D_m^3/6$$

$$J = 2 \cdot \frac{I \cdot D_m^4}{64} = \frac{I \cdot D_m^4}{32}$$

Obtendo-se para o caso em questão:

$$D_m = 22,50 \text{ cm}, y = 11,25 \text{ cm}, b = 45,00 \text{ cm}, S = 795 \text{ cm}^2,$$

$$M_s = 1.898 \text{ cm}^3, J = 25.161 \text{ cm}^4$$

d) Esforços Solicitantes Nas Vigas do Tabuleiro

O esquema estático do tabuleiro será o da figura 2-25. (3, item 17)

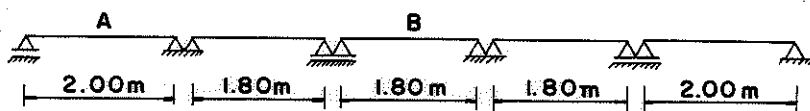


FIG. 2-25

Como os vários tramos tem a mesma seção resistente, e estão sujeitos ao mesmo carregamento, pode-se calcular os esforços solicitantes apenas para os tramos de vãos diferentes (tramos A e B da figura 2-25).

d.1) Carga Permanente

A carga permanente é  $p \cong 525 \text{ kgf/m}^2$ . Sendo a largura da seção  $b \cong 0,45 \text{ m}$ , a carga permanente sobre uma viga do tabuleiro será:

$$p = 525 \cdot 0,45 \cong 237 \text{ kgf/m}$$

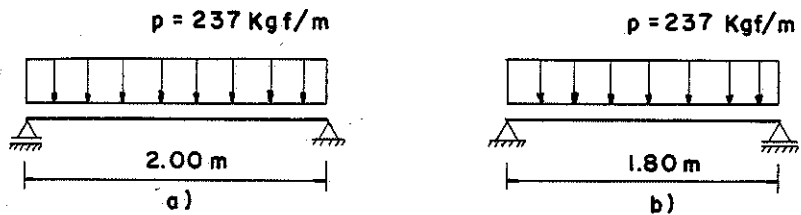


FIG. 2-26

- Diagrama de Momentos Fletores Devidos ao Carregamento Permanente ( $M_p$ )

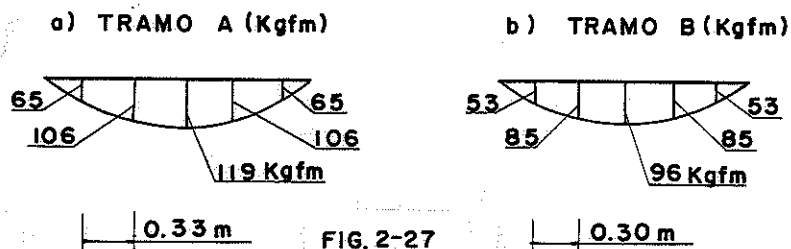


FIG. 2-27

- Diagrama de Esforços Cortantes Devidos ao Carregamento Permanente ( $Q_p$ )

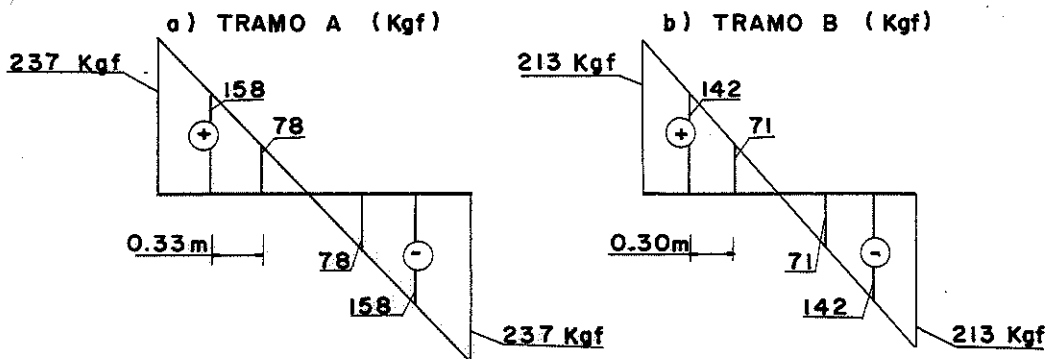


FIG. 2-28

- Diagramas de Flechas Devidas ao Carregamento Permanentes ( $f_p$ )

Segundo a NB-11/1951, para levar em conta a "deformação lenta", no cálculo das flechas devidas a carga permanente, considerar-se-á um módulo de elasticidade ( $E_p$ ) igual a 2/3 do módulo de elasticidade da madeira verde ( $E_m$ ).

$$E_m = 168.600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Eucalipto citriodora)}$$

$$E_p = 2/3 E_m = 112.400 \text{ kgf/cm}^2$$

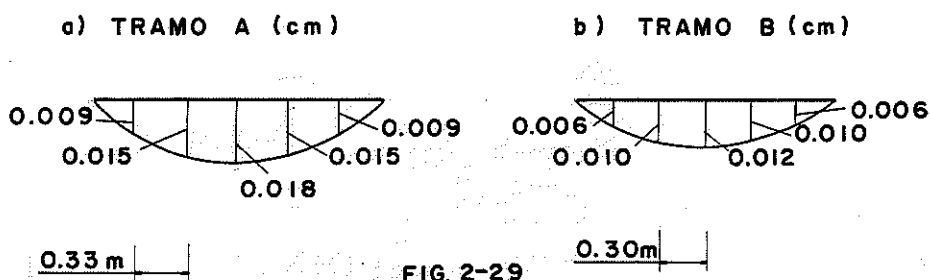


FIG. 2-29

d.2) Cargas Móveis

Podendo o carregamento se deslocar ao longo da estrutura, é necessário que sejam avaliados os esforços, seção por seção. Para isto podem ser usadas as linhas de influência.

Linha de influência é um diagrama que representa a variação de um parâmetro particular (momento em uma determinada seção, por exemplo), quando uma carga unitária  $P = 1$ , se desloca ao longo da estrutura. {(9, 36)}

Em outras palavras: "Linha de influência de um efeito  $E_c$  em uma seção C de uma estrutura, para cargas com direção e sentido defini-

dos em cada ponto percorrendo uma determinada linha  $S$  associada à estrutura, é o valor da ordenada  $\eta(s)$ , igual a  $E_C$  correspondente a uma carga unitária, com a direção e o sentido previstos, aplicada na posição definida pela coordenada curvilínea  $s$  sobre a linha  $S$ " {(6, 6-01)}.

O traçado de linhas de influência, pode ser feito com relativa facilidade, graças ao Teorema de Müller-Breslau, que afirma:

"A linha de influência de um esforço  $E_C$ , numa seção  $C$ , para carga unitária com direção e sentido especificados em cada ponto de uma linha  $S$  a ser percorrida pela carga  $\hat{E}$ , em cada ponto de  $S$ , definida pela coordenada  $s$ , o valor do deslocamento  $\delta(s)$  medido no sentido da carga em  $s$  quando se impõe um deslocamento unitário (com geometria de deslocamentos linearizados, ou infinitesimais) em sentido contrário a  $E_C$ , na estrutura obtida da real pela retirada do vínculo que transmite  $E_C$ ". {(6, 6-03)}

Com o auxílio do teorema de Müller-Breslau as linhas de influência de uma viga simplesmente apoiada para momentos e cortantes em dada seção  $C$ , bem como as de reação nos apoios, ficarão como as da figura 2-30 {(9, 36/47)}.

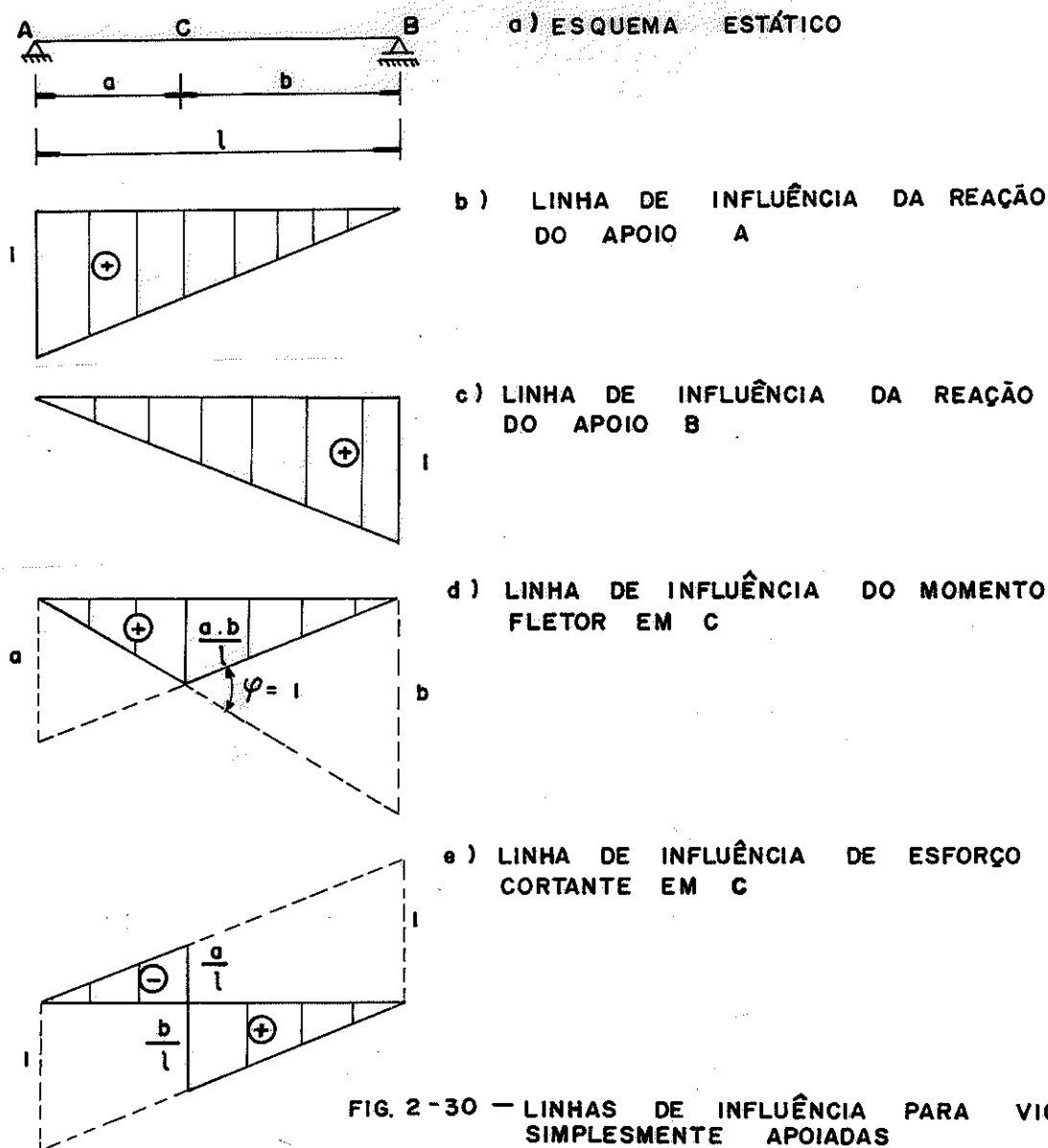
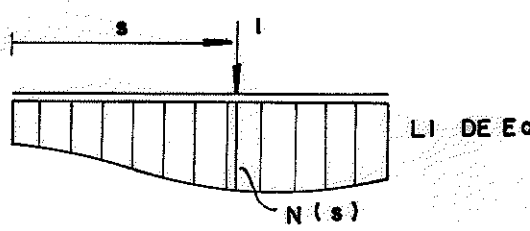
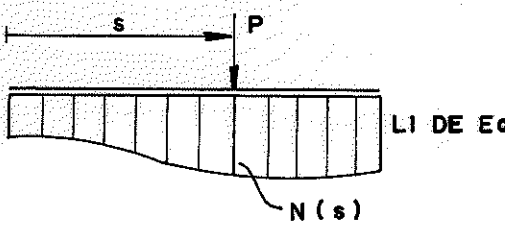
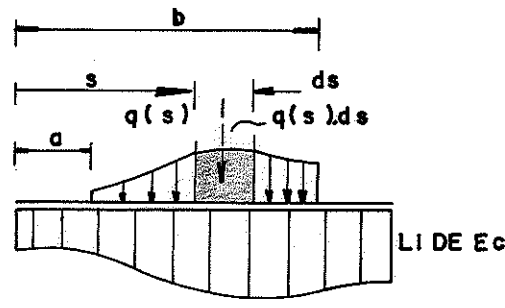
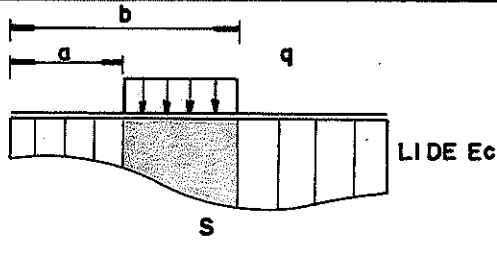


FIG. 2-30 - LINHAS DE INFLUÊNCIA PARA VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS

O cálculo dos esforços pode ser feito através das linhas de influência, com uma simples aplicação do princípio da superposição de efeitos. A tabela 2-04 apresenta a forma pela qual se calculariam os esforços para alguns tipos de carregamentos. {(6, 6-02/6-03)}

Tab. 2-04

VALOR DO ESFORÇO $E_c$	LINHA DE INFLUÊNCIA E CARREGAMENTO
$E_c = N(s)$	
$E_c = P \cdot N(s)$	
$E_c = \int_a^b q(s) N(s) ds$	
$E_c = q \cdot \int_a^b N(s) ds$ OU SEJA $E_c = q \cdot S$	

- Diagrama de Máximos Momentos Fletores Devidos ao Carregamento Acidental

Calculando-se os momentos acidentais máximos em algumas seções (neste caso foram adotadas cinco seções, conforme a fig. 2-31), pode-se traçar o diagrama de máximos momentos devidos ao carregamento acidental, como segue:

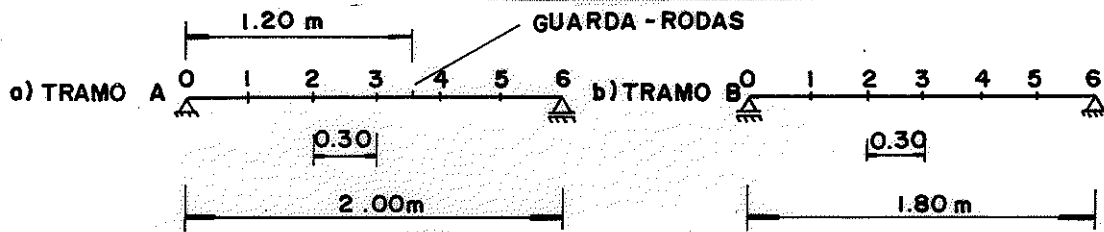


FIG. 2-31

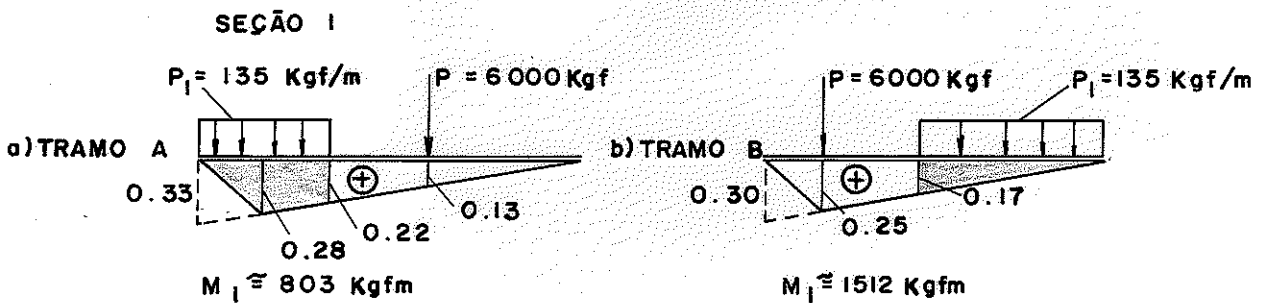


FIG. 2-32

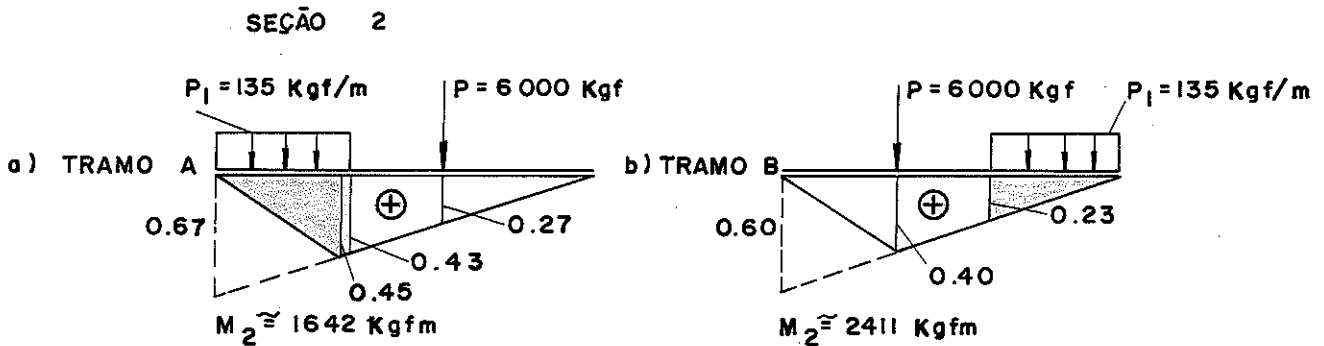


FIG. 2-33

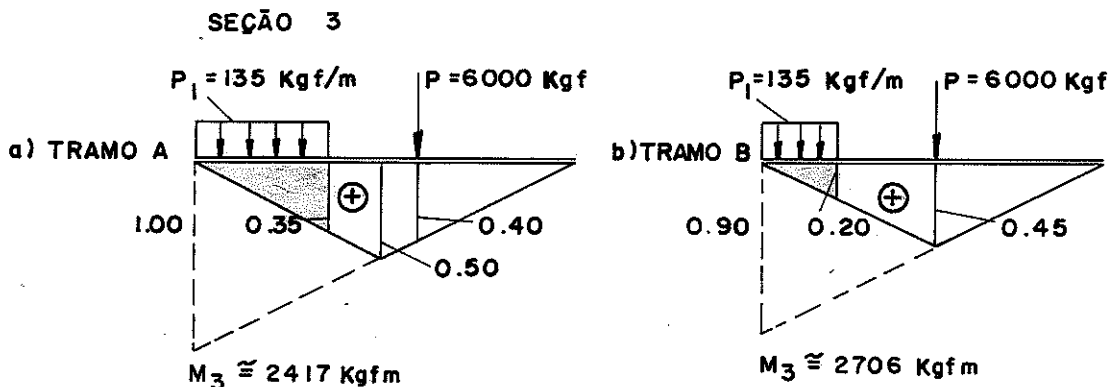


FIG. 2-34

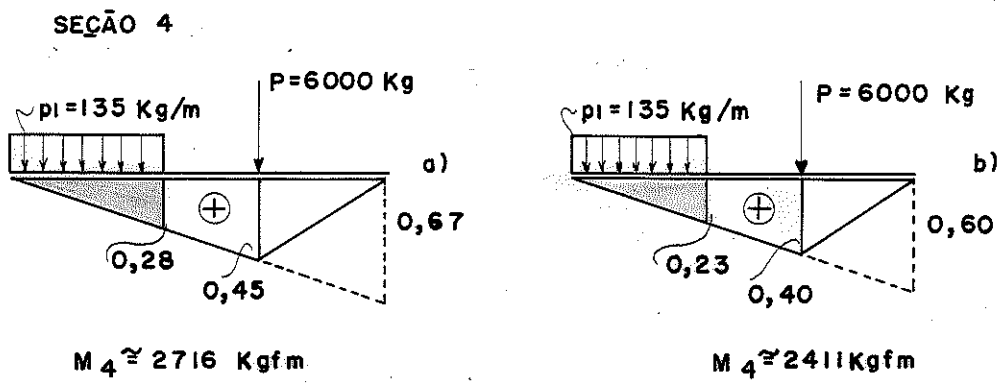


FIG. 2-35

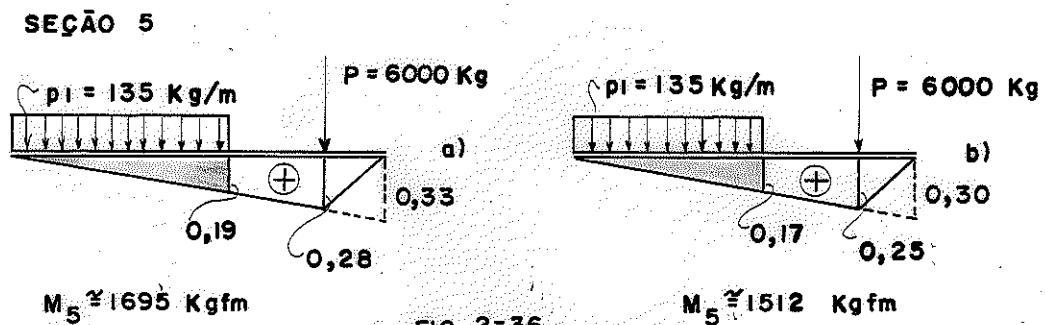


FIG. 2-36

Com os momentos máximos devidos ao carregamento acidental, nas seções adotadas, traça-se o diagrama de máximos momentos fletores devidos à carga móvel (figura 2-37).

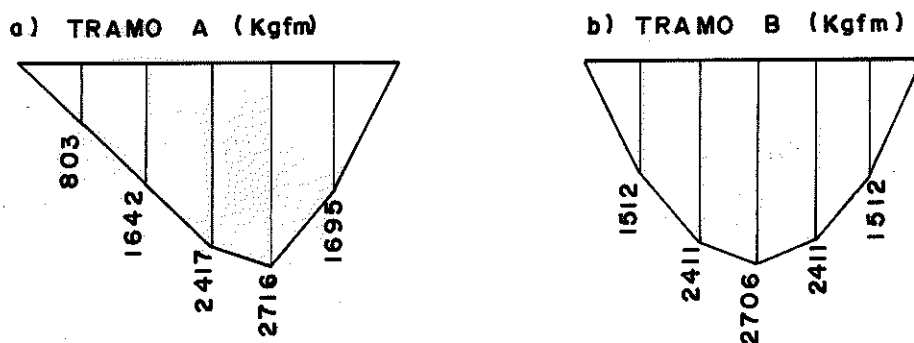


FIG. 2-37 — DIAGRAMA DE MÁXIMOS MOMENTOS FLETORES DEVIDOS AO CARREGAMENTO ACIDENTAL



- Diagrama de Máximos Esforços Cortantes Devidos ao Carregamento Acidental

Calculando-se os esforços cortantes devidos ao carregamento acidental, máximos positivos e negativos, em algumas seções (neste caso sete seções, ver figura 2-31), pode-se traçar o diagrama de máximos esforços cortantes acidentais.

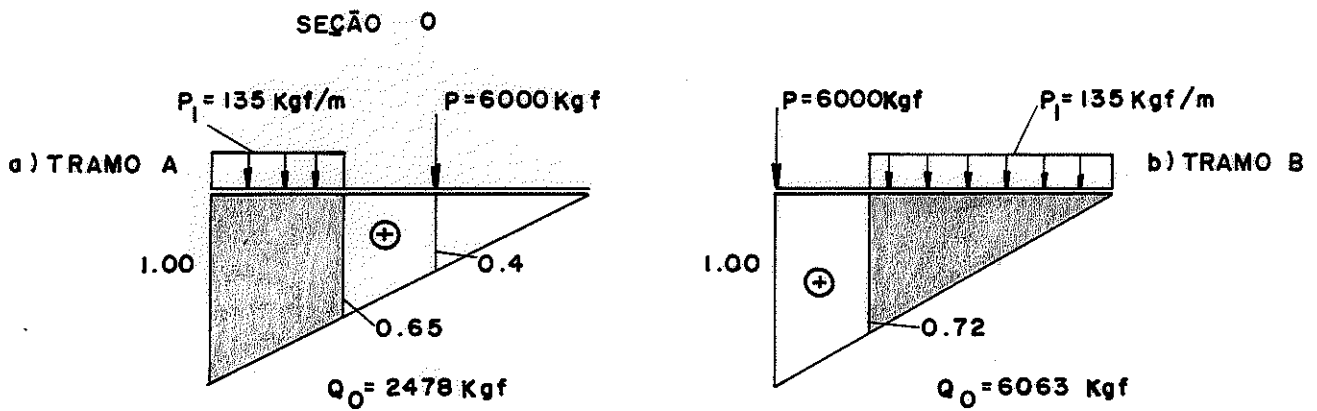


FIG. 2-38

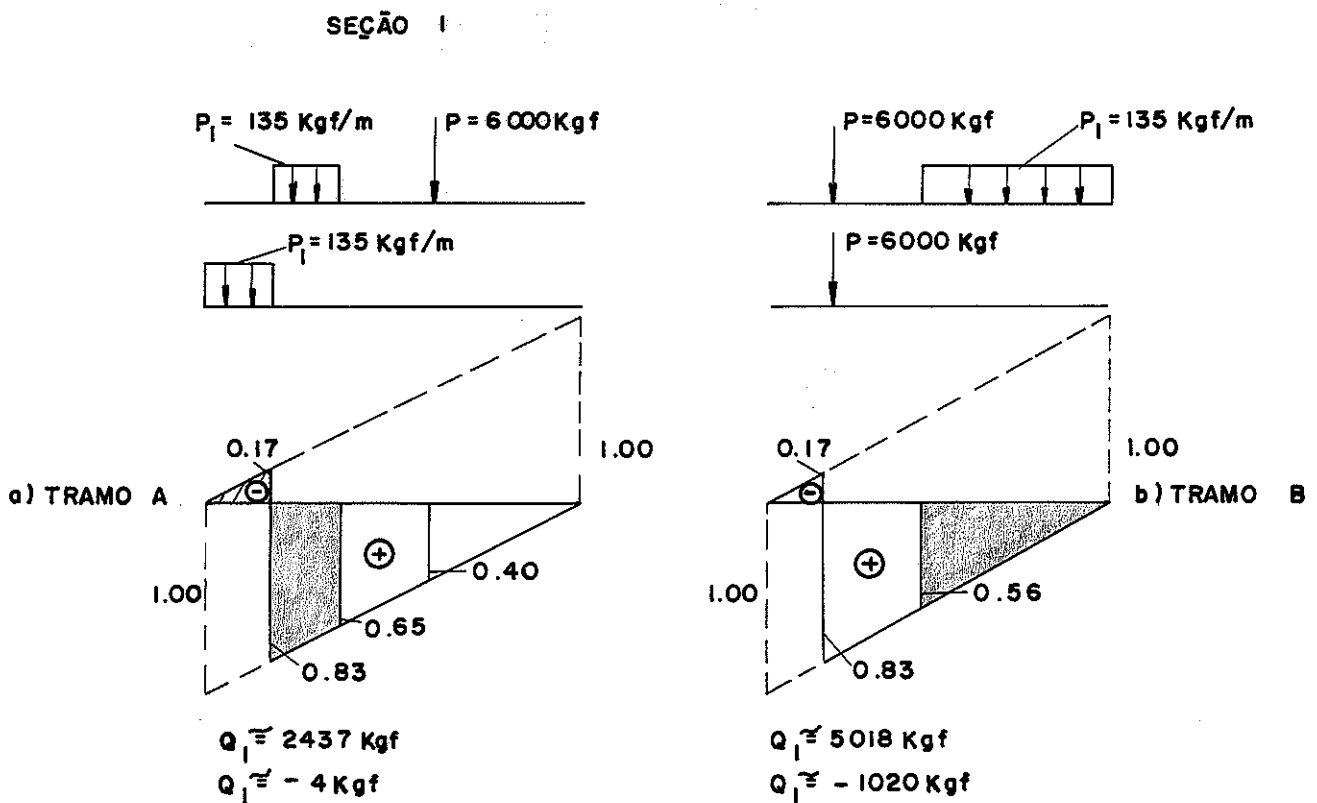


FIG. 2-39

SEÇÃO 2

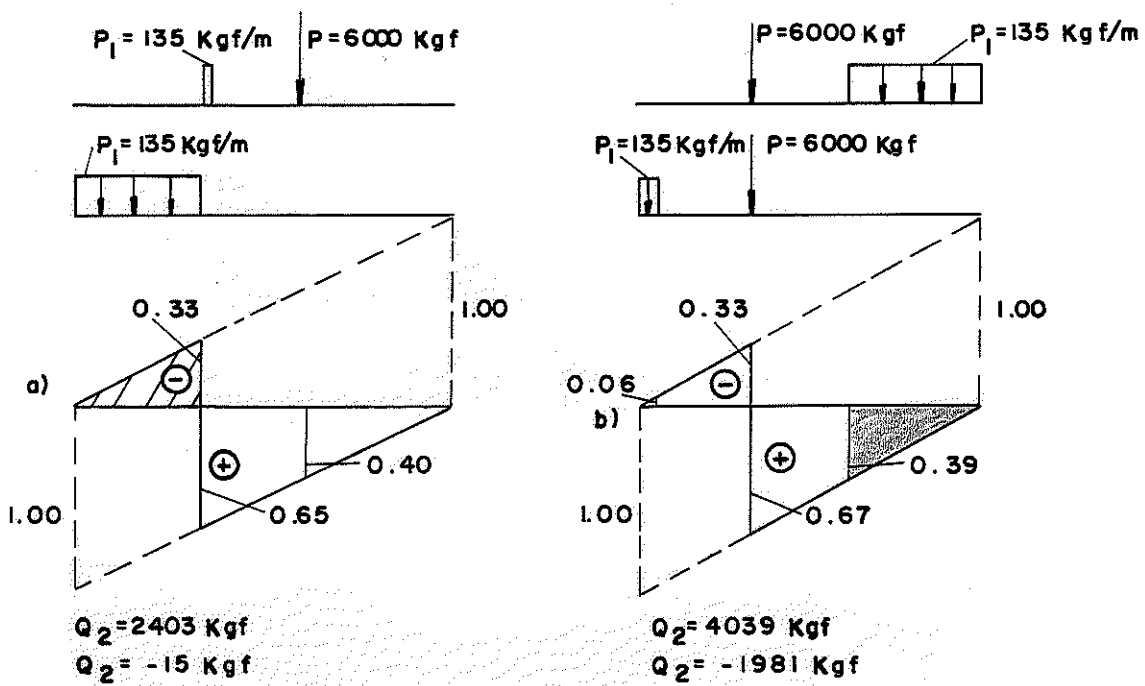


FIG. 2-40

SEÇÃO 3

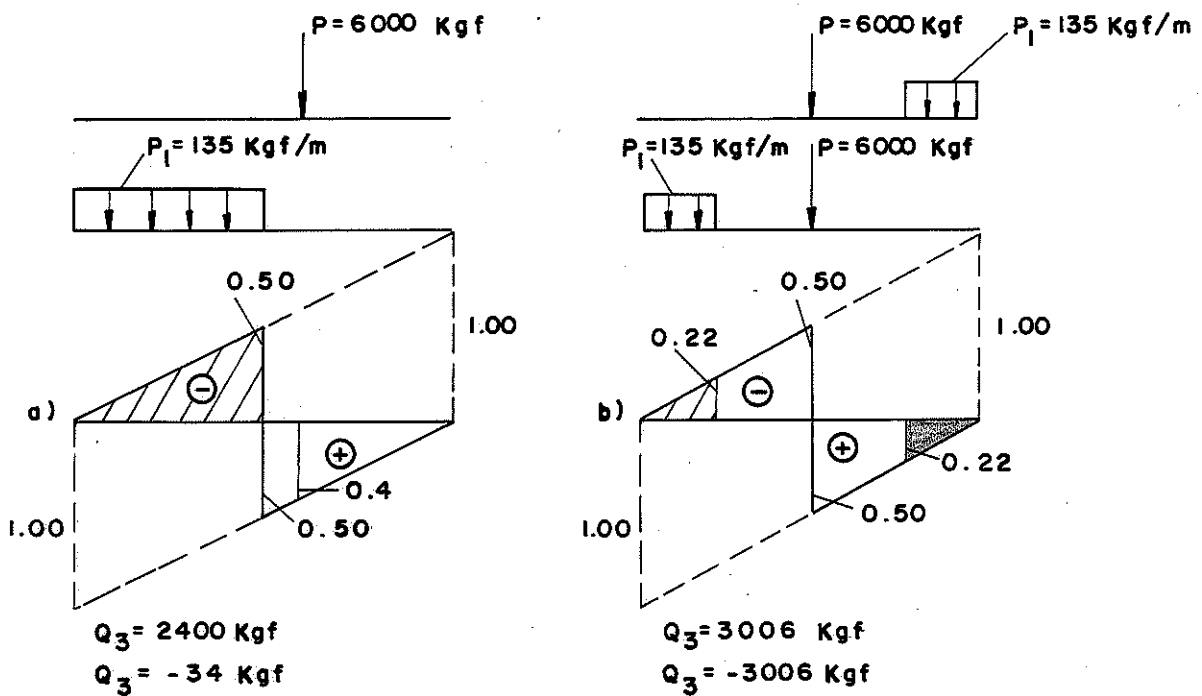


FIG. 2-41

SEÇÃO 4

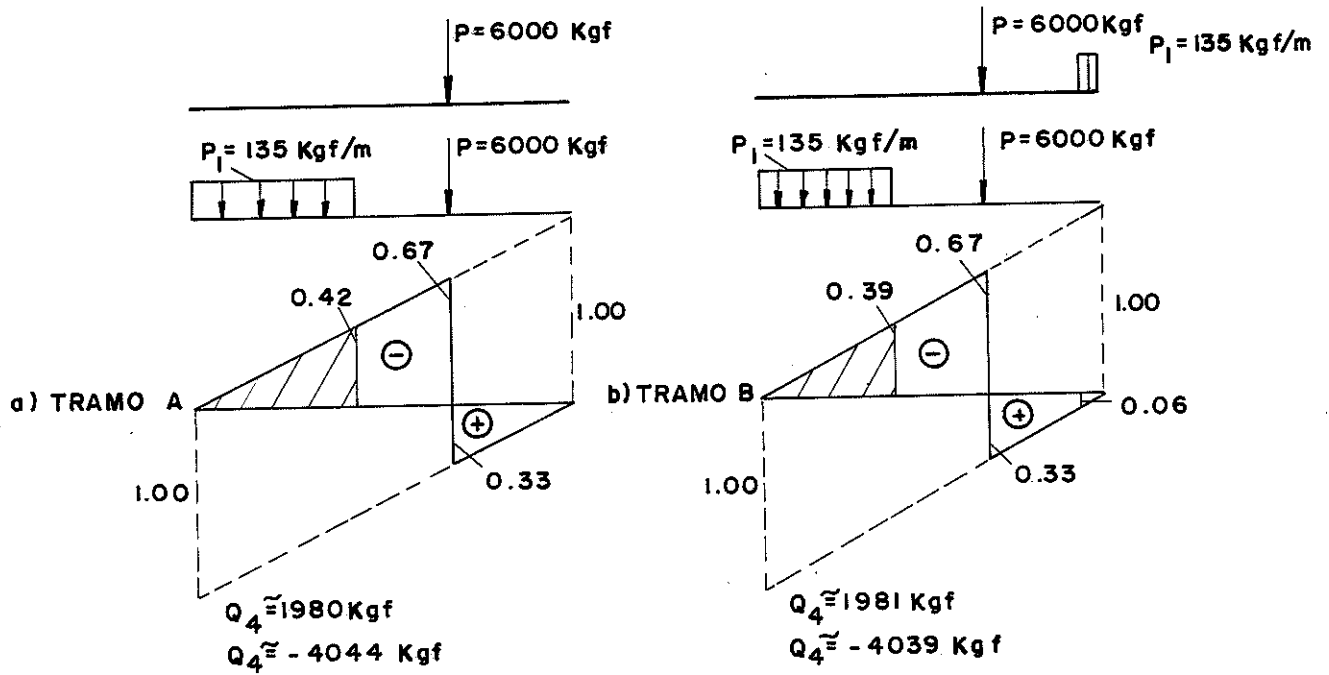


FIG. 2 - 42

SEÇÃO 5

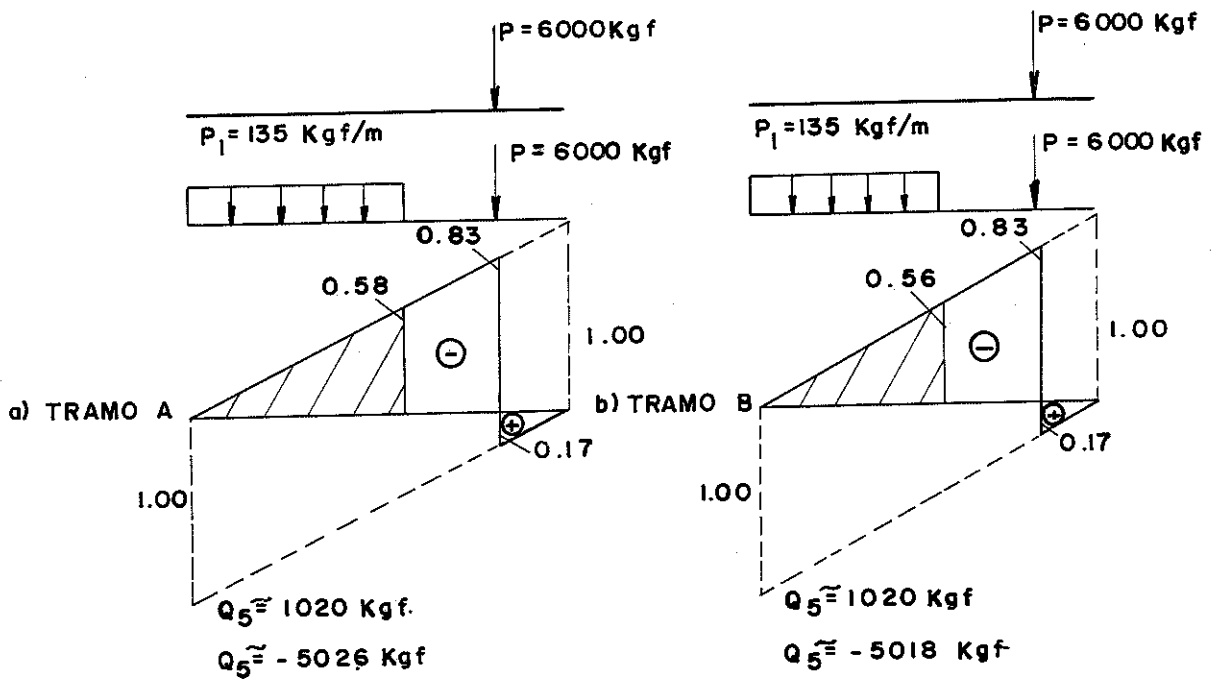


FIG. 2 - 43

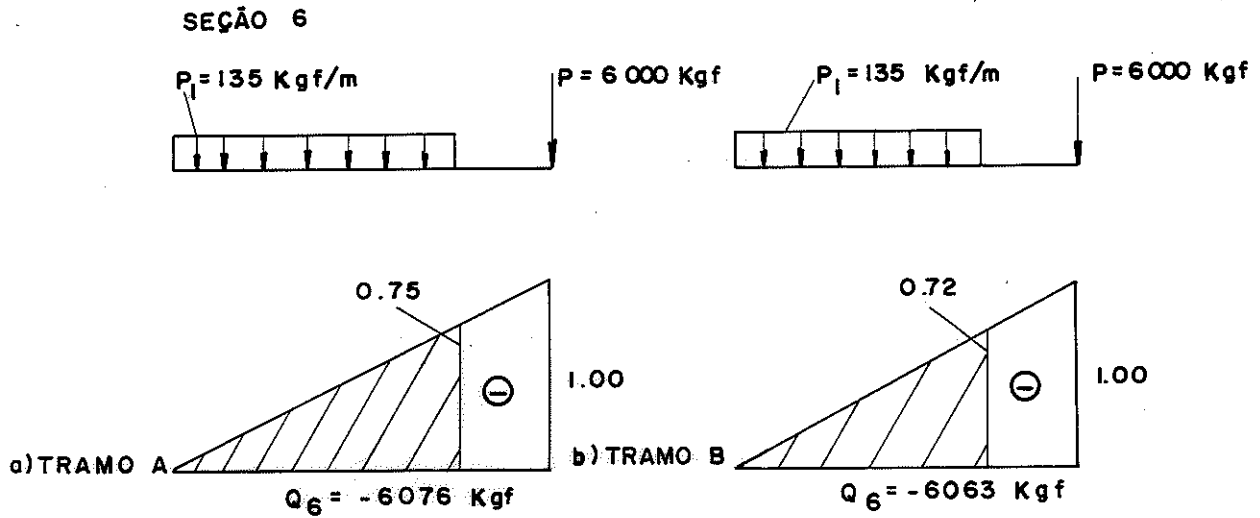


FIG. 2-44

Obtidos os esforços cortantes máximos, devidos ao carregamento acidental nas sete seções adotadas, traça-se o diagrama de máximos esforços cortantes devidos às cargas móveis (figura 2-45).

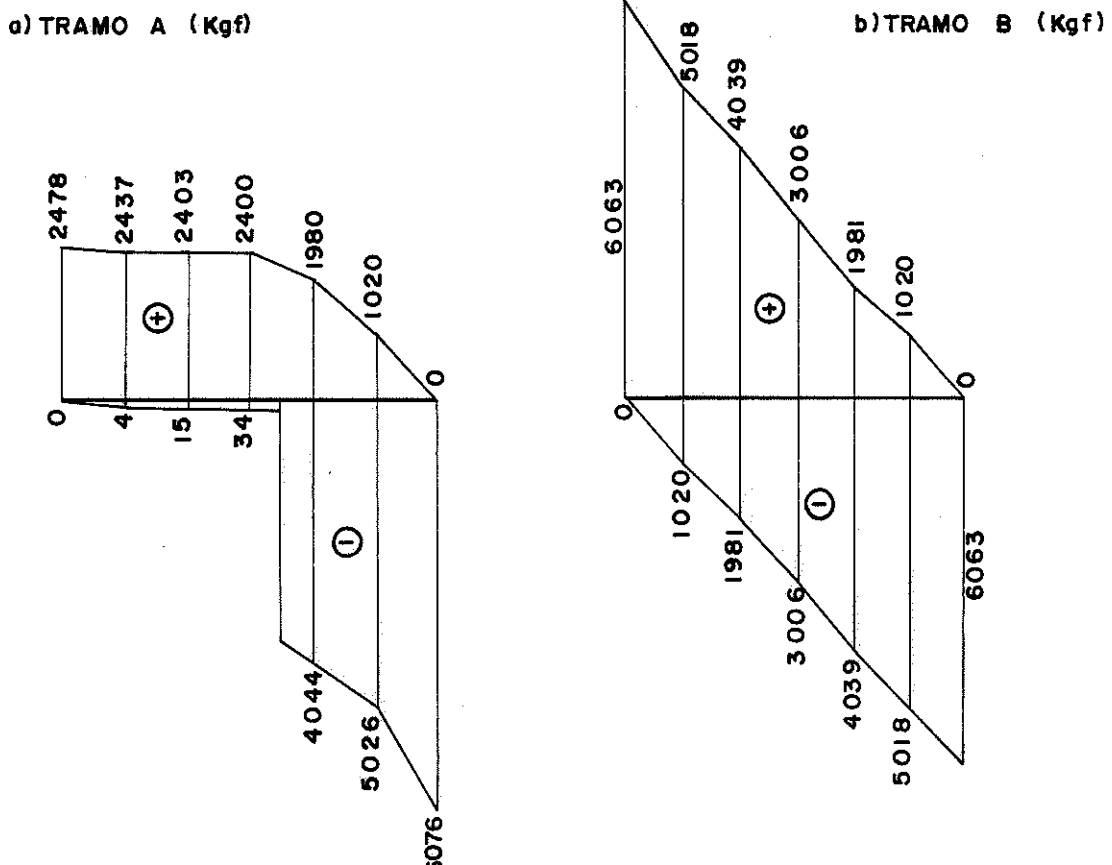


FIG. 2-45 — DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES DEVIDOS AO CARREGAMENTO ACIDENTAL ( $Q_a$ )

- Diagrama de Máximas Flechas Devidas ao Carregamento Acidental

O cálculo de linhas de influência de deslocamentos pode ser transformado no cálculo de linhas elásticas, de acordo com o TEOREMA DUAL DE MÜLLER-BRESLAU, que afirma:

"A linha de influência de um deslocamento  $\Delta_c$  numa seção  $c$  para carga unitária com direção e sentido especificados em cada ponto de uma linha  $S$  a ser percorrida pela carga, é, em cada ponto de  $S$  definido pela coordenada  $s$ , o valor do deslocamento  $\delta(s)$  medido no sentido da carga em  $s$ , correspondente a carregar a estrutura com uma carga unitária na direção e sentido do deslocamento  $\Delta_c$ ." {(6,6-05)}

Ou seja, a linha de influência de um deslocamento  $\Delta_c$ , numa seção  $c$ , é a linha elástica da estrutura sob carga unitária aplicada na seção  $c$ , com o sentido e direção do deslocamento.

Desta forma, traçando-se as linhas de influência de flechas em algumas seções (cinco no caso, fig. 2-31) e calculando-se os valores das flechas máximas devidas ao carregamento acidental pode-se traçar o correspondente diagrama de máximas flechas.

A linha elástica de uma viga simplesmente apoiada, com uma carga concentrada "P" distante "a" do apoio esquerdo (fig. 2-46), tem as seguintes expressões (ver Parte I, item 4.2):

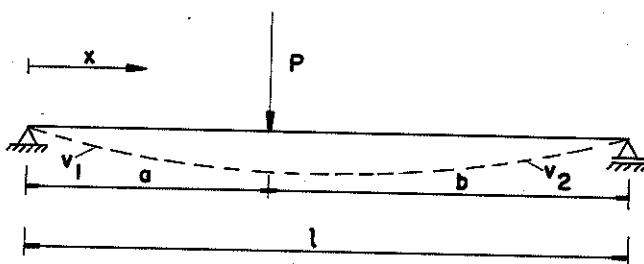


FIG. 2-46

Para  $x \leq a$

$$v_1 = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (l^2 - b^2 - x^2)$$

Para  $x \geq a$

$$v_2 = \frac{P \cdot a \cdot (l-x)}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (2lx - x^2 - a^2)$$

Com estas expressões podem ser calculadas as linhas de influência de deslocamentos em várias seções (com a variação de  $a$ ), obtendo-se algumas de suas ordenadas (variação de  $x$ ), conforme segue nas tabelas 2-05 e 2-06.

- Tramo A

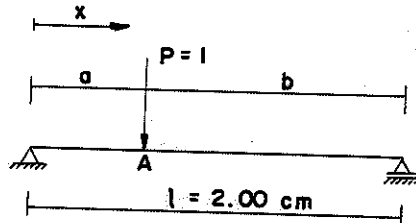


FIG. 2-47

$E = 168.600 \text{ kgf/cm}^2$  (Eucalipto citriodora)  
 $J = 25.161 \text{ cm}^4$  (ver item 3.2, c)

Tab. 2-05

LINHAS DE INFLUÊNCIA DE DESLOCAMENTOS ( $10^{-5}$ ) NO PONTO a	x (cm) \ a (cm)	0	33	67	100	133	167	200
	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
33	0,00	1,20	1,83	1,87	1,49	0,81	0,00	0,00
67	0,00	1,83	3,12	3,36	2,74	1,49	0,00	0,00
100	0,00	1,87	3,36	3,93	3,36	1,87	0,00	0,00
133	0,00	1,49	2,74	3,36	3,12	1,83	0,00	0,00
167	0,00	0,81	1,49	1,87	1,83	1,20	0,00	0,00
200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Tramo B

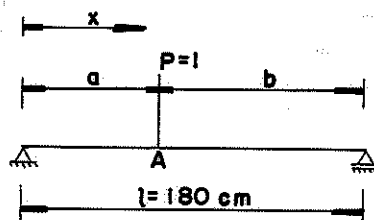


FIG. 2-48

$E = 168.600 \text{ kgf/cm}^2$  (Eucalipto citriodora)

$J = 25.161 \text{ cm}^4$  (ver item 3.2, c)

Tab. 2-06

LINHAS DE INFLUÊNCIA DE DESLOCAMENTO ( $10^{-5}$ ) NO PONTO a	x (cm)	0	30	60	90	120	150	180
	a (cm)							
0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30		0,00	0,88	1,35	1,38	1,10	0,60	0,00
60		0,00	1,35	2,27	2,44	1,98	1,10	0,00
90		0,00	1,38	2,44	2,86	2,44	1,38	0,00
120		0,00	1,10	1,98	2,44	2,27	1,35	0,00
150		0,00	0,60	1,10	1,38	1,35	0,88	0,00
180		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Calculando-se as flechas máximas devidas ao carregamento acidental, em algumas seções (cinco seções no caso, ver figura 2-31), pode-se traçar o correspondente diagrama de máximas flechas.

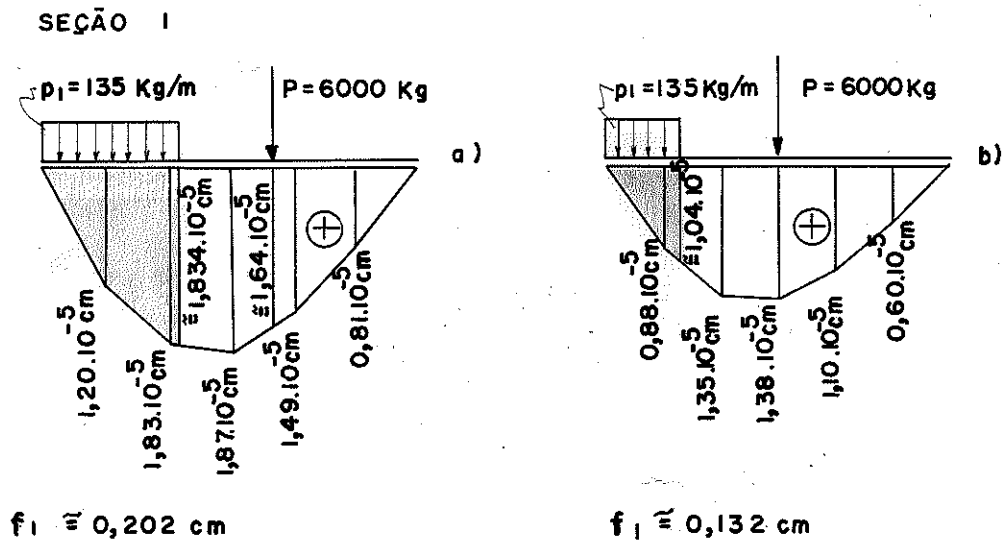


FIG. 2-49

SEÇÃO 2

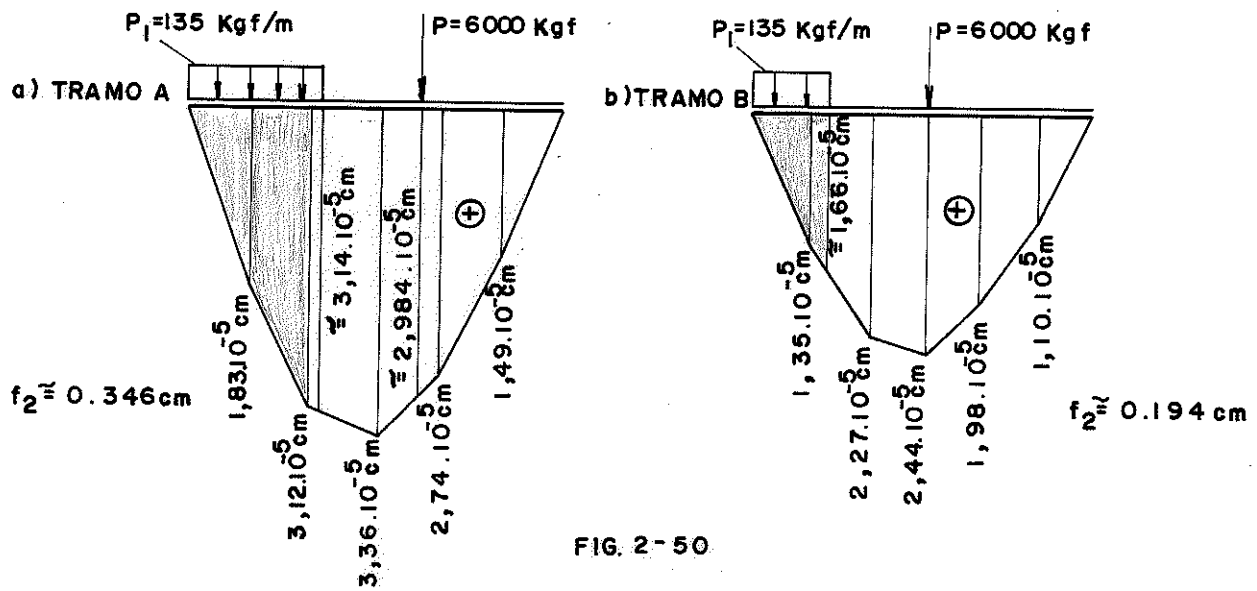


FIG. 2-50

SEÇÃO 3

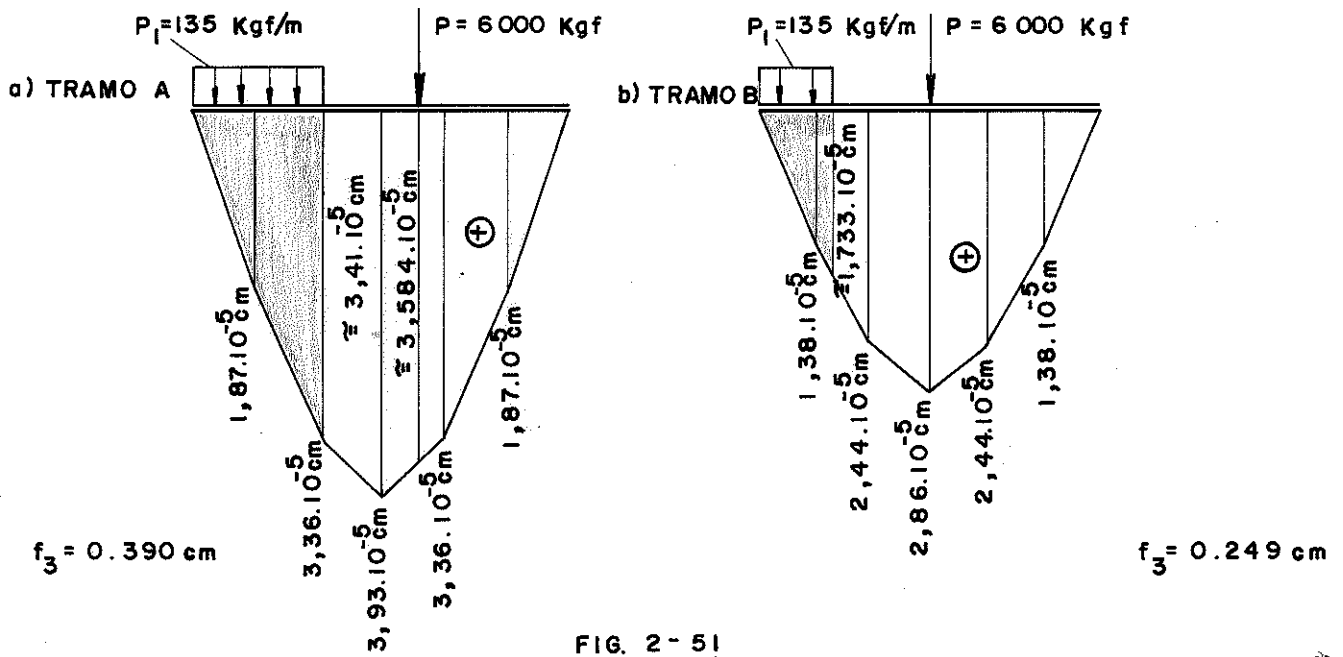


FIG. 2-51



SEÇÃO 4

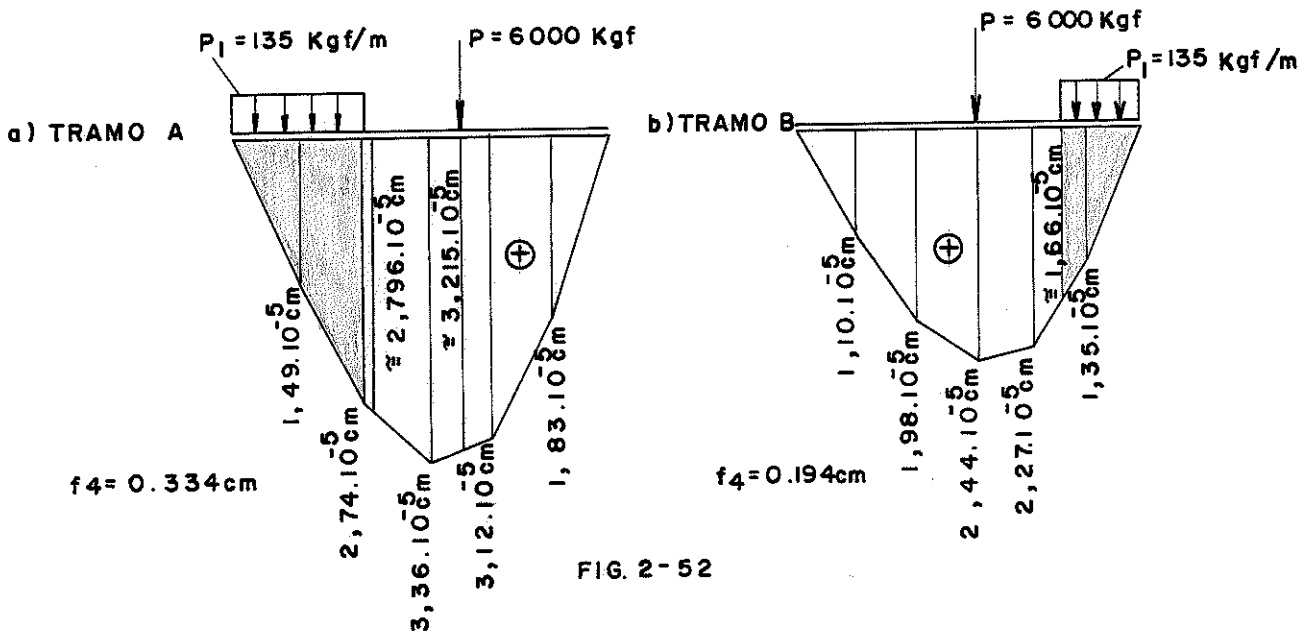


FIG. 2-52

SEÇÃO 5

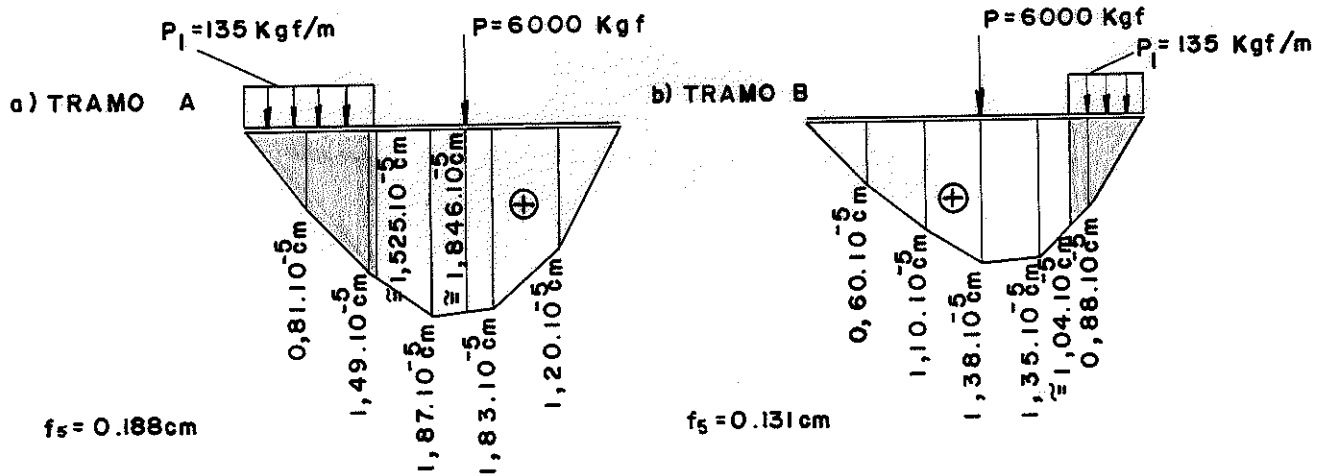


FIG. 2-53

Obtidas as flechas máximas, devidas ao carregamento acidental, pode-se traçar o diagrama correspondente (figura 2-54).

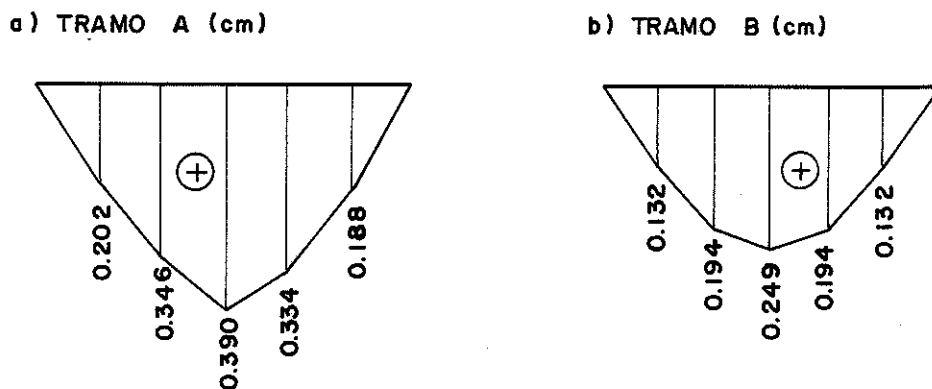


FIG. 2-54 - DIAGRAMA DE MÁXIMAS FLECHAS DEVIDAS AO CARREGAMENTO ACIDENTAL ( $f_a$ )

e) Dimensionamento das Peças do Tabuleiro

As peças do tabuleiro podem ser analisadas como vigas fletidas, não havendo problema de perda de estabilidade lateral e nem esforço normal. Devem ser verificadas: tensão de flexão ( $\sigma_f$ ), a tensão de cisalhamento na flexão ( $\tau_f$ ) e a flecha (f).

e.1) Verificação da Tensão de Flexão ( $\sigma_f$ )

A verificação da tensão de flexão é feita através da seguinte expressão:  $\{(16, 32/38)\}$

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

Sendô:

$\sigma_f$  = tensão atuante máxima na flexão

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

M = momento fletor máximo atuante

J = momento de inércia da seção em relação à linha neutra

y = distâncias da linha neutra (centro de gravidade) às fibras mais tracionadas.

Determina-se o momento fletor máximo, M, pelo traçado do diagrama de máximos momentos, obtido da superposição dos diagramas de máximos momentos fletores devidos aos carregamentos permanentes (fig. 2-27) e acidental (figura 2-37). Este diagrama é representado na figura 2-55.

Conhecidos y e J, item 3.2 c, e o máximo momento fletor M (figura 2-55), pode-se verificar a tensão de flexão como segue:

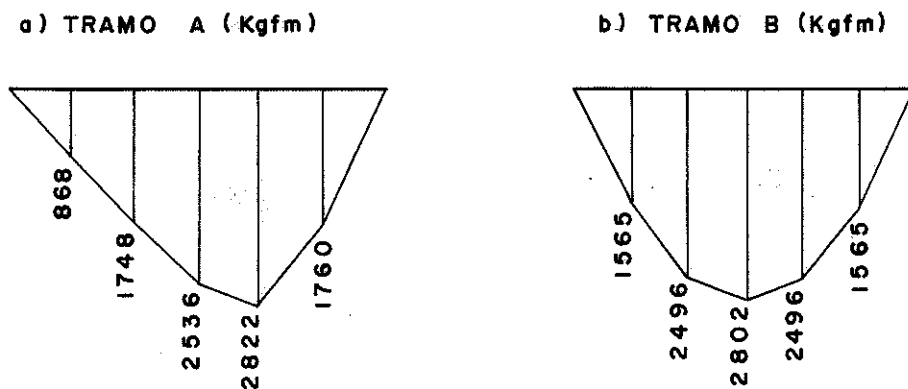


FIG. 2-55 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS MOMENTOS FLETORES  
( $M = M_p + M_a$ )

Tendo-se:

$$J = 25.161 \text{ cm}^4 \text{ (item 3.2 c)}$$

$$y = 11,25 \text{ cm (item 3.2 c)}$$

$$\bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Parte I, item 2.2, tab. 1-02, Euca lipto citriodora)}$$

$$M = 282200 \text{ kgf.cm (figura 2-55)}$$

Resulta:

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{282200}{25161} \cdot 11,25 \approx 126,18 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto, a seção adotada para as peças do tabuleiro é suficiente para a tensão de flexão.

#### e.2) Verificação da Tensão de Cisalhamento ( $\tau_f$ )

A verificação da tensão de cisalhamento na flexão é feita através das seguintes expressões:  $\{(16, 32/38)\}$

- Nas Seções Próximas dos Apoios ( $x \leq 3d$ ):

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3d} \leq \bar{\tau}_f$$

Obs: a redução de  $x/3d$  em  $\tau_f$ , é recomendada pela NB-11 nas proximidades dos apoios ( $x \leq 3d$ ), devido ao efeito de compressão normal existente nesta região.

- Em Outras Seções:

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

Sendo:

Q = esforço cortante máximo na seção considerada

$M_s$  = momento estático da seção em relação à linha neutra

b = largura da seção na altura da linha neutra

J = momento de inércia da seção em relação à linha neutra

$x$  = distância da seção considerada até o apoio

$d$  = altura da viga

$\tau_{th}$  = tensão de cisalhamento máxima atuante

$\tau_{th}^I$  = tensão admissível de cisalhamento na flexão

Superpondo-se o diagrama de máximos esforços cortantes devidos ao carregamento acidental (figura 2-45), com o diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento permanente (figura 2-28), obtém-se o diagrama de máximos esforços cortantes representado na figura 2-56.

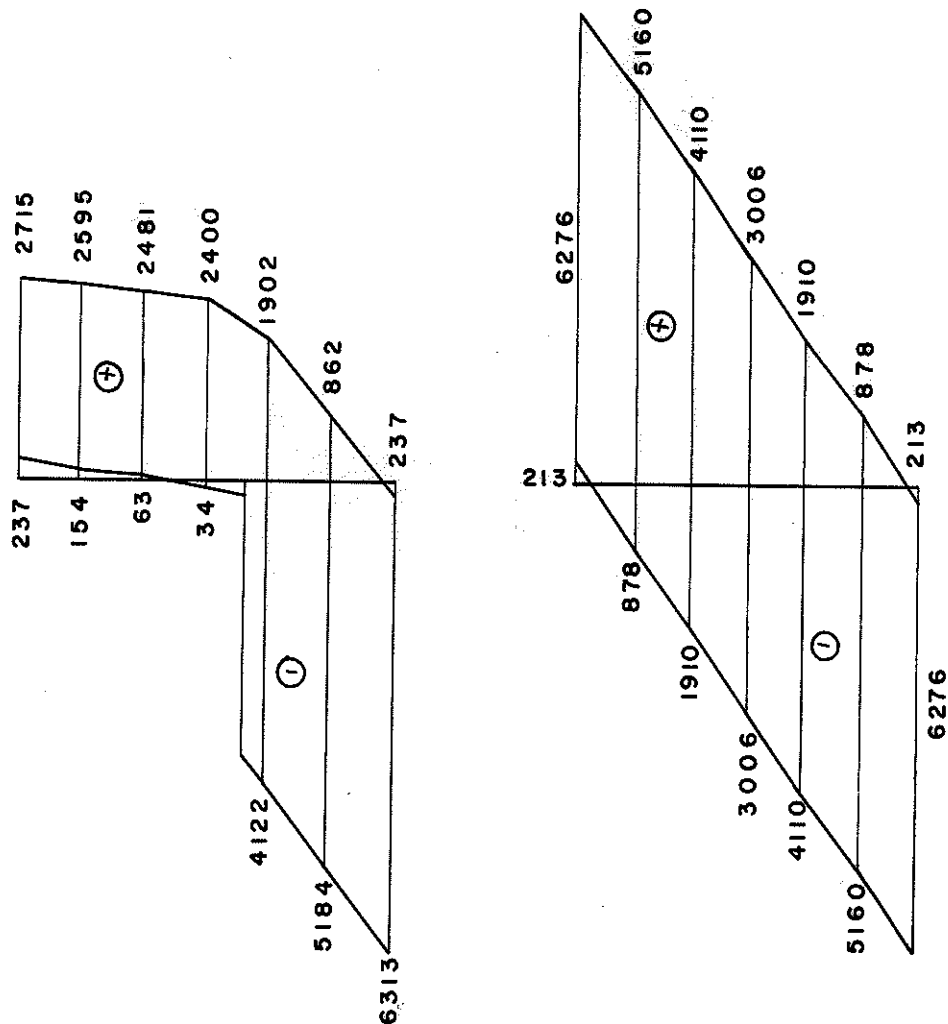


FIG. 2-56 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES ( $Q = Q_p + Q_a$ )

Tendo-se:

$b = 45,00 \text{ cm}$  (item 3.2c)

$d = 22,50 \text{ cm}$  (item 3.2c)

$M_s = 1898 \text{ cm}^3$  (item 3.2c)

$J = 25161 \text{ cm}^4$  (item 3.2c)

$$\bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Parte I, item 2.2, tab. 1-02, Eucalipto ci-} \\ \text{triođora)}$$

É possível traçar o diagrama de máximas tensões de cisalhamento e verificar se em alguma seção foi ultrapassado o valor da tensão admissível de cisalhamento.

- Seções Próximas dos Apoios ( $x \leq 3d$ )

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3d} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{Q \cdot 1898}{45,00 \cdot 25161} \cdot \frac{x}{3 \cdot 22,50}$$

$$\tau_f \cong \frac{Q \cdot x}{40267}$$

- Em Outras Seções

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{Q \cdot 1898}{45,00 \cdot 25161}$$

$$\tau_f \cong \frac{Q}{597}$$

Sendo  $Q$  o valor do esforço cortante máximo na seção considerada, dado na figura 2-56, o diagrama de máximas tensões de cisalhamento é o da figura 2-57.

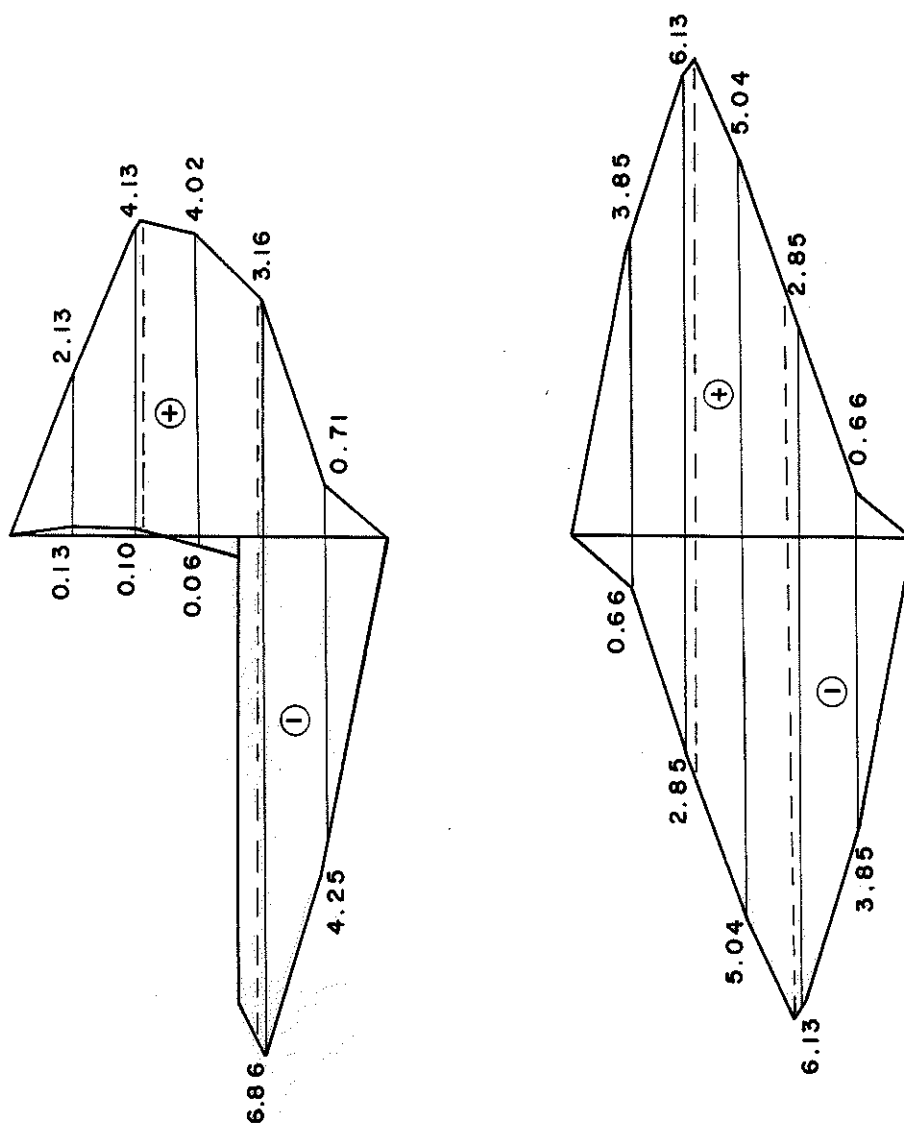


FIG. 2-57 - DIAGRAMAS DE MÁXIMAS TENSÕES DE CISALHAMENTO ( $Q_p$ )

Como a tensão máxima de cisalhamento  $\tau_f \approx 6,86 \text{ kgf/cm}^2$  é menor que a tensão admissível de cisalhamento na flexão  $\tau_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$  a seção adotada para as peças do tabuleiro é suficiente para tal solicitação.

### e.3) Verificação da Flecha (f)

A verificação da flecha é feita através da seguinte expressão:  
 {(16, 32/38)}

$$f = f_p + f_a \leq \bar{f} = \frac{l}{350}$$

Sendo:

$f$  = flecha total máxima

$f_p$  = flecha devida ao carregamento permanente na seção considerada

$f_a$  = flecha máxima devida ao carregamento acidental na seção considerada

$\bar{f}$  = flecha admissível

$l$  = vão livre da viga

Superpondo-se o diagrama de flechas acidentais máximas (figura 2-54) ao diagrama de flechas permanentes (figura 2-29) obtém-se o diagrama de flechas máximas da figura 2-58.

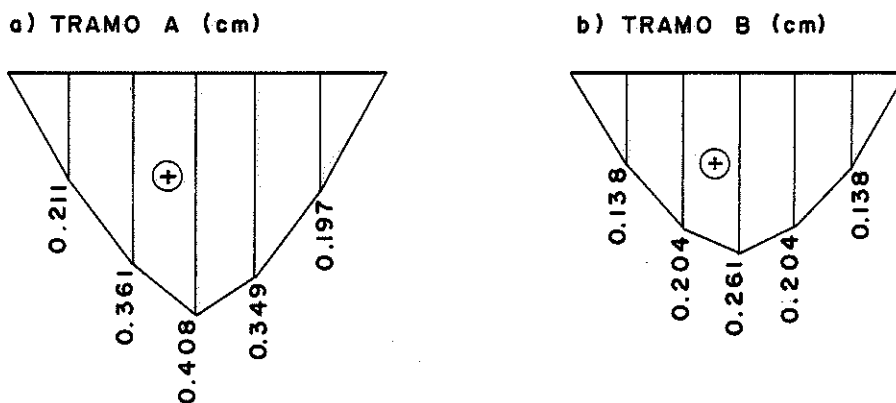


FIG. 2-58 - DIAGRAMA DE FLECHAS MÁXIMAS ( $f = f_p + f_a$ )

Verificando-se para os tramos tem-se:

Tramo A ( $l = 200$  cm)

$$f = 0,408 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{200}{350} = 0,571 \text{ cm}$$

Tramo B ( $l = 180$  cm)

$$f = 0,261 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{180}{350} = 0,514 \text{ cm}$$

Portanto, a seção adotada para as peças do tabuleiro é suficiente.

#### e.4) Conclusão

Com as verificações feitas, nota-se que os postes de Eucalipto citriodora para o tabuleiro podem ter diâmetro médio  $D_m = 22,50$  cm. Assim, adota-se para o tabuleiro, postes comerciais de Eucalipto citriodora com 10,00 m de comprimento, do tipo pesado, com diâmetros na base  $D = 27,50$  cm e no topo  $d = 17,50$  cm.

f) Distribuição das Cargas do Tabuleiro para as Vigas Principais

O carregamento em uma ponte situa-se sobre o tabuleiro. Para se fazer o cálculo das vigas principais, é necessário distribuir-se este carregamento sobre elas. Desejando-se o carregamento máximo sobre a viga principal pode-se fazer uso da linha de influência da reação de apoio sobre o tabuleiro, obtendo-se a posição crítica do carregamento sobre o tabuleiro a qual possibilitará o cálculo do carregamento máximo sobre a viga principal.

A adoção, para o cálculo, do sistema de vigas independentes, (tabuleiro simplesmente apoiado) como recomenda a NB-11 item 17, acarreta erros da ordem de 6% (a favor da segurança) nos esforços da viga principal, não se justificando, portanto, a utilização de sistemas mais complexos de cálculo, visto que a variação no custo, da viga principal, é desprezível em relação ao custo da ponte.

Mostra-se a seguir, de forma aproximada, como variam os esforços na viga principal de 8,00 m de vão livre, quando consideradas independentes ou não.

Considerando-se as vigas como independentes, obtem-se os carregamentos representados na figura 2-59, que produzem os seguintes efeitos:

+ Momentos Fletores Máximos, no Centro do Vão

Para o carregamento permanente	$M_{pl} = 10.252,20$	kgfm
Para o carregamento acidental	$M_{al} = 28.460,75$	kgfm
Ficando o momento total	$M_{tl} = 38.712,95$	kgfm

+ Esforços Cortantes Máximos, nos Apoios

Para o carregamento permanente	$Q_{pl} = 5.126$	kgf
Para o carregamento acidental	$Q_{al} = 15.699$	kgf
Ficando a cortante total	$Q_{tl} = 20.825$	kgf

+ Flechas Máximas, no Centro do Vão

Para o carregamento permanente	$f_{pl} = 0,76$	cm
Para o carregamento acidental	$f_{al} = 1,33$	cm
Ficando a flecha total	$f_{tl} = 2,09$	cm

Considerando-se as vigas como dependentes, obtem-se os carregamentos da figura 2-60, que produzem os seguintes efeitos:



+ Momentos Fletores Máximos, no Centro do Vão

Para o carregamento permanente	$M_{p2}$	=	8.689,80	kgfm
Para o carregamento acidental	$M_{a2}$	=	28.341,45	kgfm
Ficando o momento total	$M_{t2}$	=	37.031,25	kgfm

+ Esforços Cortantes Máximos, nos Apoios

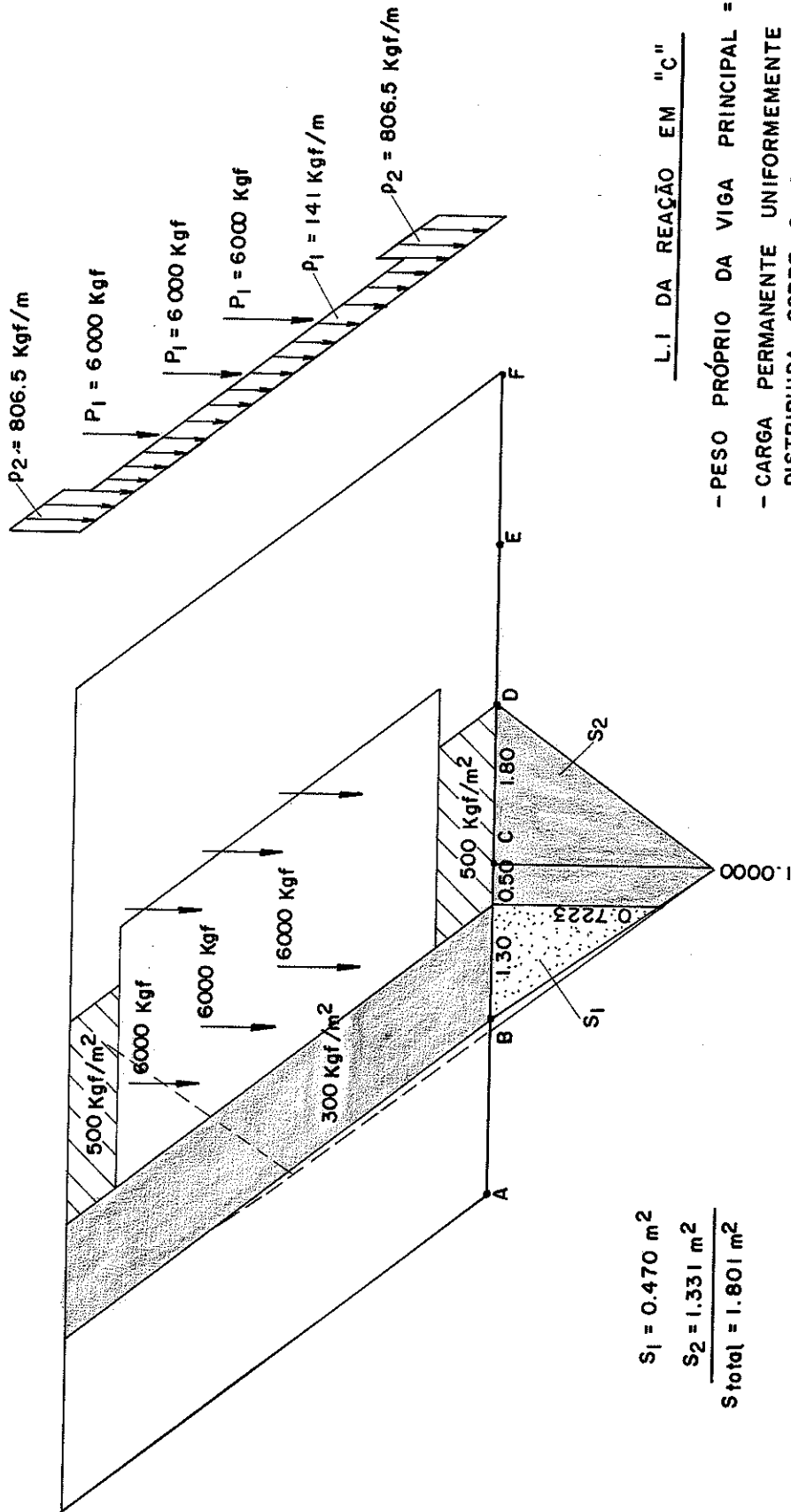
Para o carregamento permanente	$Q_{p2}$	=	4.345	kgf
Para o carregamento acidental	$Q_{a2}$	=	15.657	kgf
Ficando a cortante total	$Q_{t2}$	=	20.002	kgf

+ Flechas Máximas, no Centro do Vão

Para o carregamento permanente	$f_{p2}$	=	0,65	cm
Para o carregamento acidental	$f_{a2}$	=	1,32	cm
Ficando a flecha total	$f_{t2}$	=	1,97	cm

Examinando-se as diferenças existentes entre as duas hipóteses de cálculo, pode-se montar a tabela 2-07.

FIG. 2-59 - CARREGAMENTOS QUE PRODUZEM MÁXIMA REAÇÃO NA VIGA "C" - TABULEIRO CONSIDERADO SIMPLEMENTE APOIADO



$$S_1 = 0.470 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.331 \text{ m}^2$$

$$\hline S_{\text{total}} = 1.801 \text{ m}^2$$

L.I DA REAÇÃO EM "C"

- PESO PRÓPRIO DA VIGA PRINCIPAL = 336 Kgf/m
  - CARGA PERMANENTE UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA SOBRE O TABULEIRO = 525 Kgf/m<sup>2</sup>
  - CARGA PERMANENTE SOBRE A VIGA PRINCIPAL
- $$P_p = 336 + 525 \times 1.801 = 1281.525 \text{ Kgf/m}$$



Tab. 207 - Diferenças entre os Resultados das duas Hipóteses de Cálculo

EFEITO (1)	CARREGAMENTO (2)	SISTEMA DE VIGAS CONSIDERADO		DIFERENÇA (%) $(5) = \frac{(3) - (4)}{(4)} \cdot 100\%$ (4)
		INDEPENDENTE (3)	DEPENDENTE (4)	
MOMENTOS (kgfm)	permanente	10.252,20	8.689,80	17,98
	acidental	28.460,75	28.341,45	0,42
	total	38.712,95	37.031,25	4,54
CORTANTES (kgf)	permanente	5.126	4.345	17,97
	acidental	15.699	15.657	0,27
	total	20.825	20.002	4,11
FLECHAS (cm)	permanente	0,76	0,65	17,92
	acidental	1,33	1,32	0,76
	total	2,09	1,97	6,09

Adotando-se, para o cálculo, o sistema de vigas independentes, o esquema estático das peças do tabuleiro será o da figura 2-61. Deve-se, portanto, calcular os carregamentos máximos nas vigas correspondentes aos apoios A (ou F), B (ou E) e C (ou D), escolhendo-se o maior delas para o dimensionamento das vigas principais.

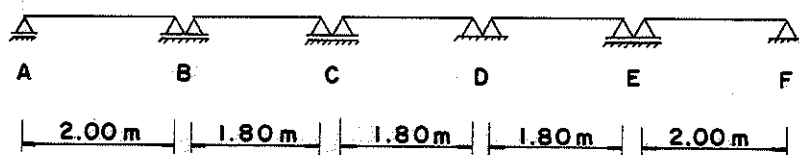


FIG. 2-61 - ESQUEMA ESTÁTICO DO TABULEIRO

f.1) Distribuição de Cargas Para a Viga A (ou F)

Com o uso da linha de influência da reação no apoio A, calculam-se os carregamentos devidos à carga permanente e à carga móvel sobre a viga principal A.

- Carga Permanente

A carga permanente atuante na viga principal será constituída de duas parcelas: o seu peso próprio e a ação da carga permanente do tabuleiro sobre ela.

Neste item será calculada a parcela devida à ação da carga permanente do tabuleiro sobre a viga principal.

Tomando-se uma faixa unitária de ponte, com o auxílio da linha de influência da reação no apoio A, calcula-se o efeito da ação da carga do tabuleiro sobre a viga principal. Assim obtém-se a parcela da carga permanente sobre a viga principal, por unidade de comprimento, devido ao carregamento permanente do tabuleiro.

O cálculo desta parcela é visualizado com maior facilidade através das figuras 2-62 e 2-63.

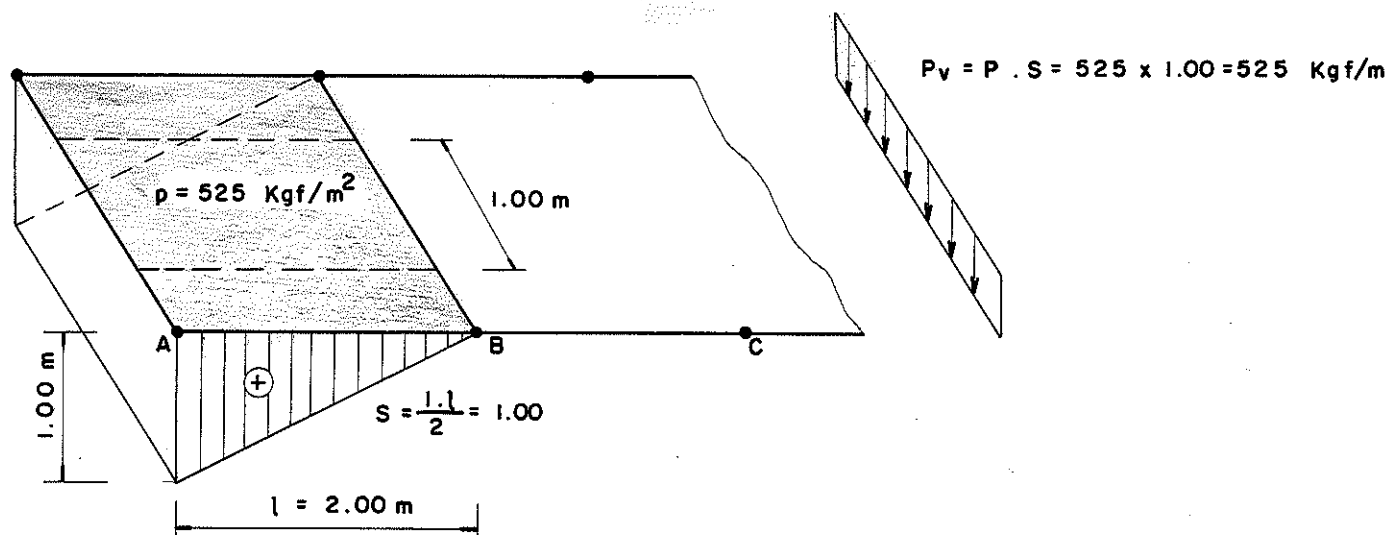


FIG. 2-62

Sendo:

$p$  = carga permanente uniformemente distribuída sobre o tabuleiro (ver item 3.2 a)

$S$  = área da linha de influência sob a carga

$p_v$  = carga permanente devida ao carregamento do tabuleiro, uniformemente distribuída sobre a viga.

De forma plana tem-se:

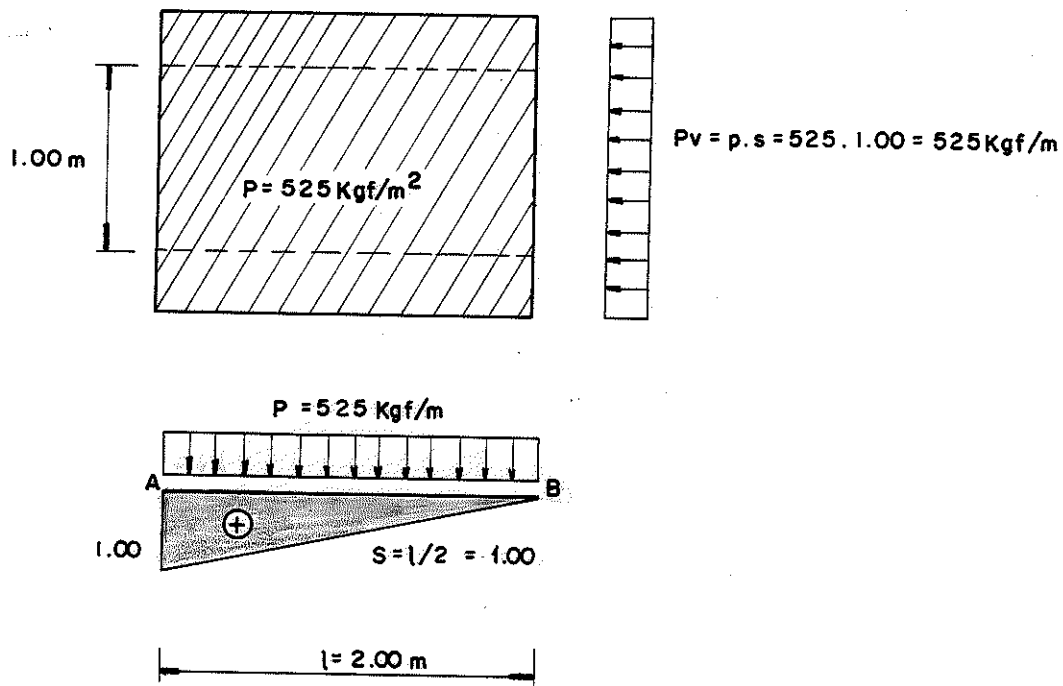


FIG. 2-63

- Carga Móvel

Posicionando-se o trem-tipo na posição mais desfavorável, ou seja, a que resulte em maior reação no apoio A, calcula-se o carregamento devido à carga móvel sobre a viga de forma análoga à anterior. (figuras 2-64 e 2-65)

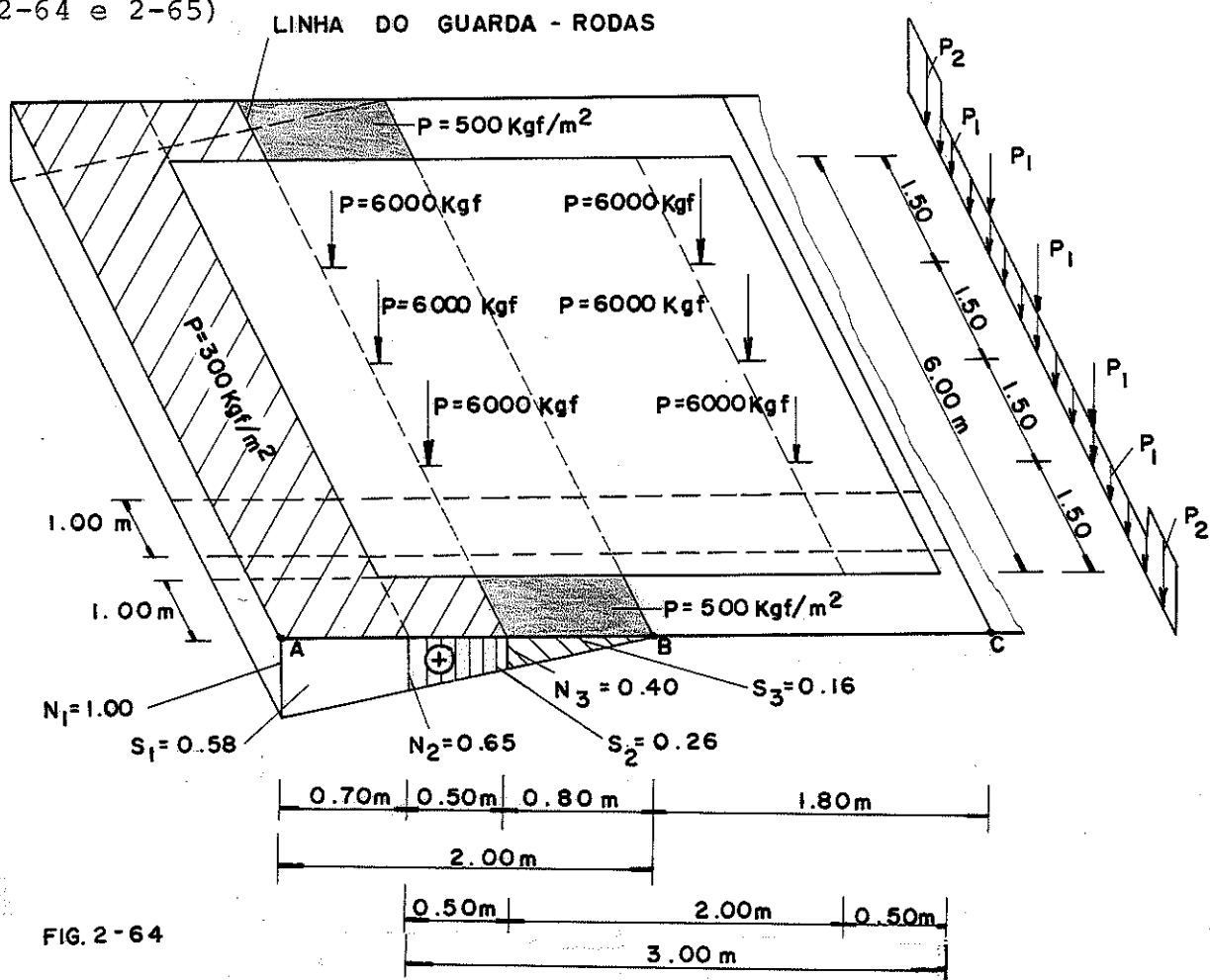


FIG. 2-64

$$P_1 = P \cdot \eta_3 = 6000 \cdot 0,40 \cong 2400 \text{ kgf}$$

$$p_1 = p' \cdot S_1 = 300 \cdot 0,58 \cong 174 \text{ kgf/m}$$

$$p_2 = p' \cdot (S_1 + S_2) + p \cdot S_3 = 300 \cdot (0,58 + 0,26) + 500 \cdot 0,16 \cong 332 \text{ kgf/m}$$

Sendo:

$p, p', P$  são dados do trem-tipo (Parte I, item 2.3)

$p_1$  = carga uniformemente distribuída na viga, sob o veículo-tipo

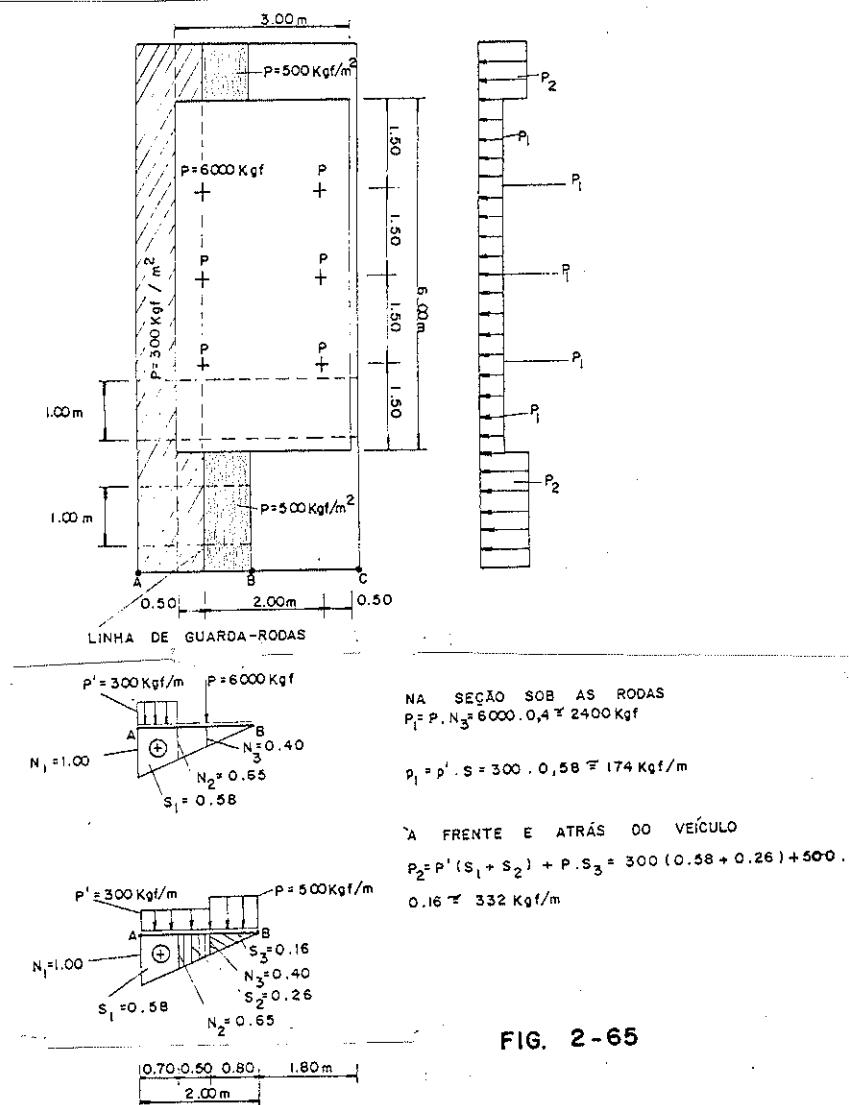
$p_2$  = carga uniformemente distribuída na viga, à frente e atrás do veículo-tipo

$P_1$  = carga concentrada atuante na viga, devido às rodas do veículo-tipo

$\eta_i$  = ordenadas da linha de influência de reação do apoio A

$S_i$  = áreas da linha de influência de reação do apoio A

De forma plana tem-se:



f.2) Distribuição de Cargas para as Vigas B (ou E)

De forma análoga à do item anterior, usando-se a linha de influência de reação no apoio B, determinam-se os carregamentos devidos a carga permanente e a carga móvel sobre a viga principal B.

- Carga Permanente

O cálculo da parcela de carga permanente na viga principal B, devida à carga do tabuleiro, é visualizado através das figuras 2-66 e 2-67.

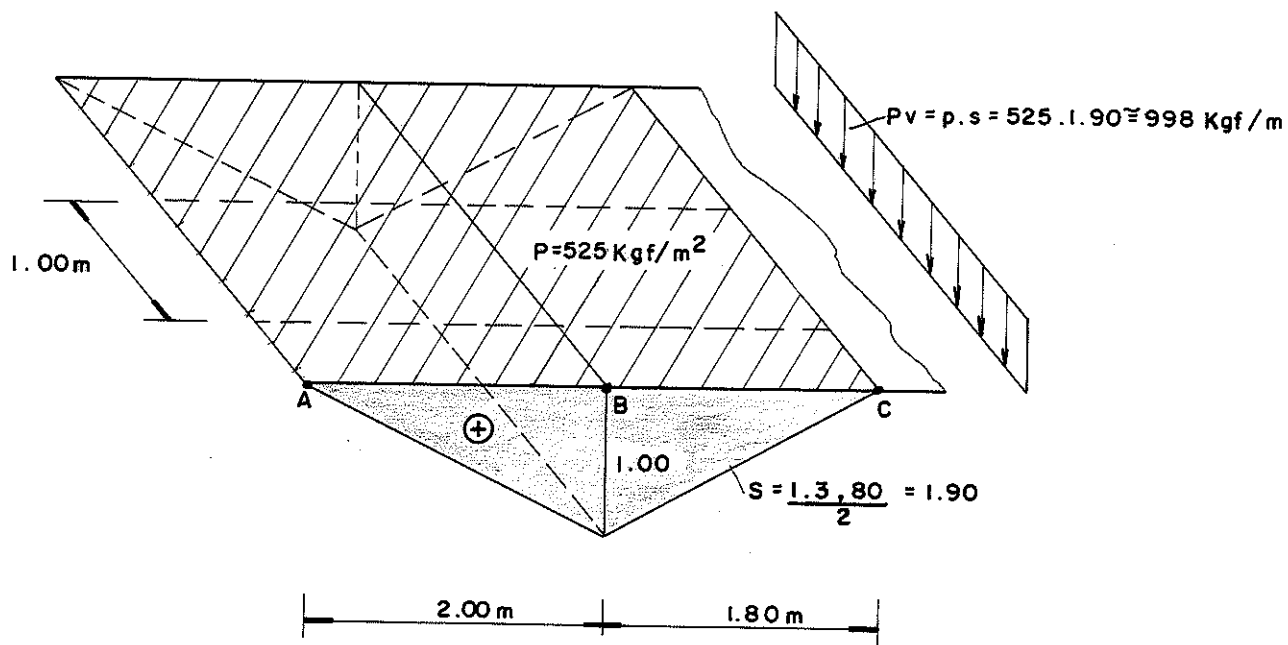


FIG. 2-66



De forma plana tem-se:

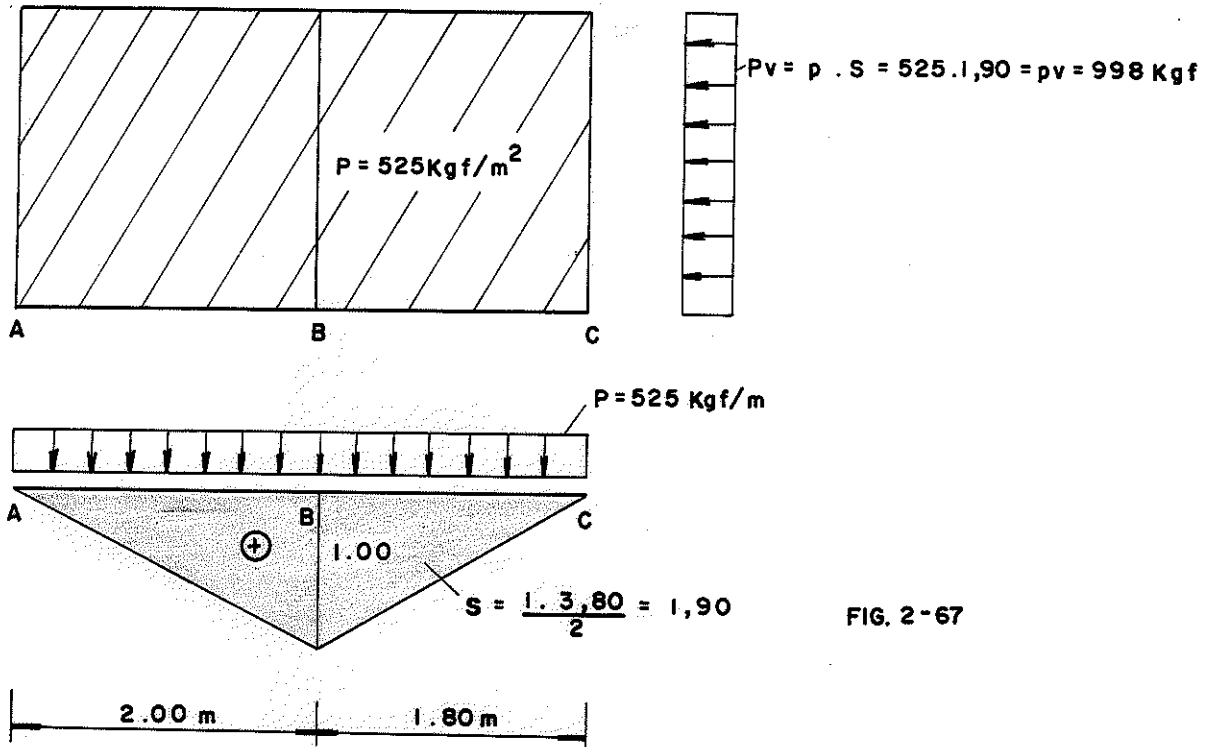


FIG. 2-67

- Carga Móvel

Com o trem-tipo na posição mais desfavorável, determina-se o carregamento devido à carga móvel, conforme representação nas figuras 2-68 e 2-69.

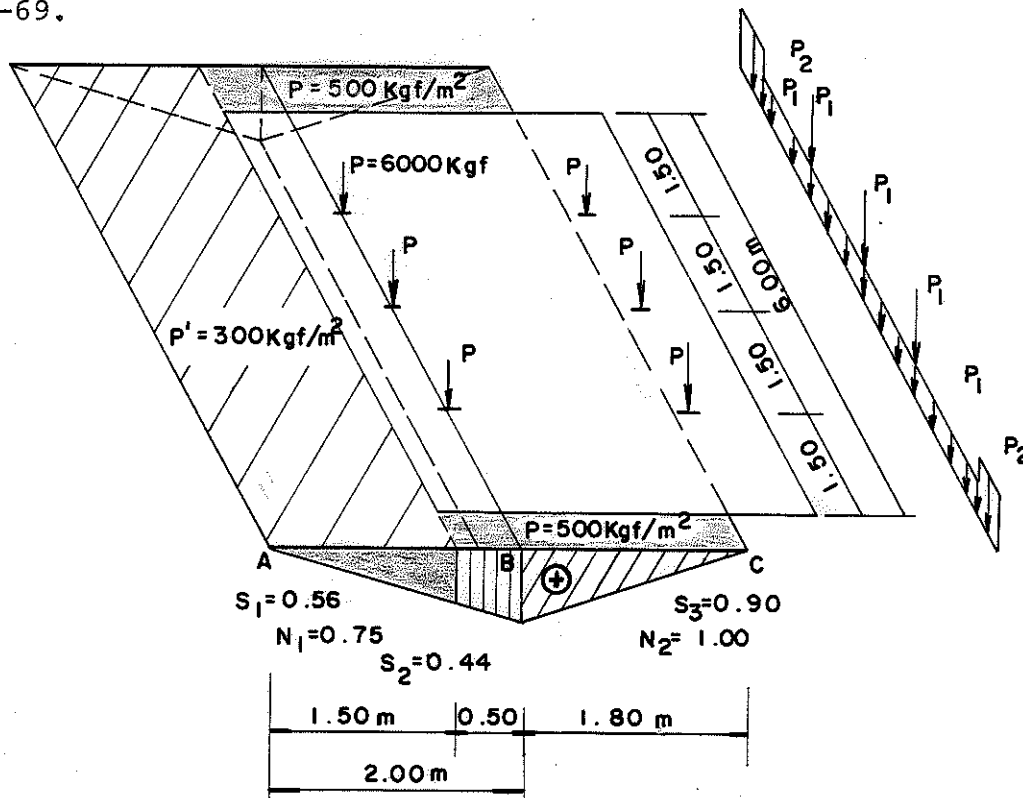


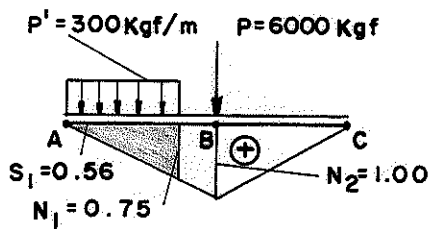
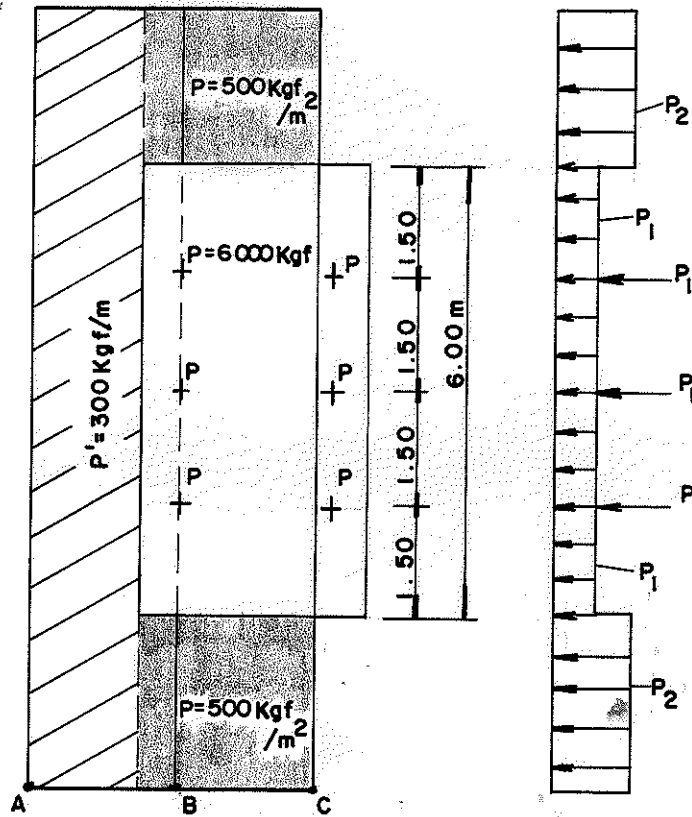
FIG. 2-68

$$P_1 = P \cdot \eta_2 = 6000 \cdot 1,00 \cong 6000 \text{ kgf}$$

$$p_1 = p' \cdot S_1 = 300 \cdot 0,56 \cong 168 \text{ kgf/m}$$

$$p_2 = p' \cdot S_1 + p \cdot (S_2 + S_3) = 300 \cdot 0,56 + 500 \cdot (0,44 + 0,90) \cong 838 \text{ kgf/m}$$

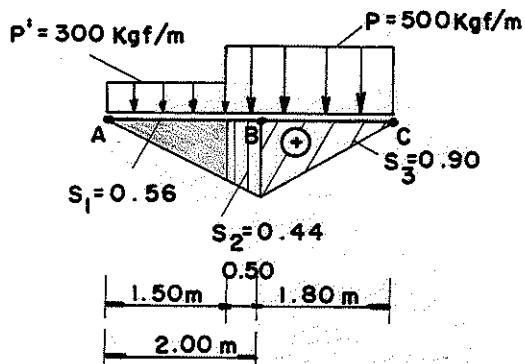
De forma plana tem-se:



NA SEÇÃO SOB AS RODAS

$$P_1 = P \cdot N_2 = 6000 \cdot 1,00 \cong 6000 \text{ Kgf}$$

$$p_1 = P' \cdot S_1 = 300 \cdot 0,56 \cong 168 \text{ Kgf/m}$$



À FRENTE E ATRÁS DO VEÍCULO

$$P_2 = P' \cdot S_1 + P \cdot (S_2 + S_3) = 300 \cdot 0,56 + 500 \cdot (0,44 + 0,90) \cong 838 \text{ Kgf/m}$$

FIG. 2-69

f.3) Distribuição de Cargas para as Vigas C (ou D)

De forma análoga, usando-se a linha de influência de reação no apoio C, calculam-se os carregamentos devidos à carga permanente e à carga móvel sobre a viga principal C.

- Carga Permanente

O cálculo da parcela de carga permanente na viga principal c devida à carga do tabuleiro, é visualizado através das figuras 2-70 e 2-71.

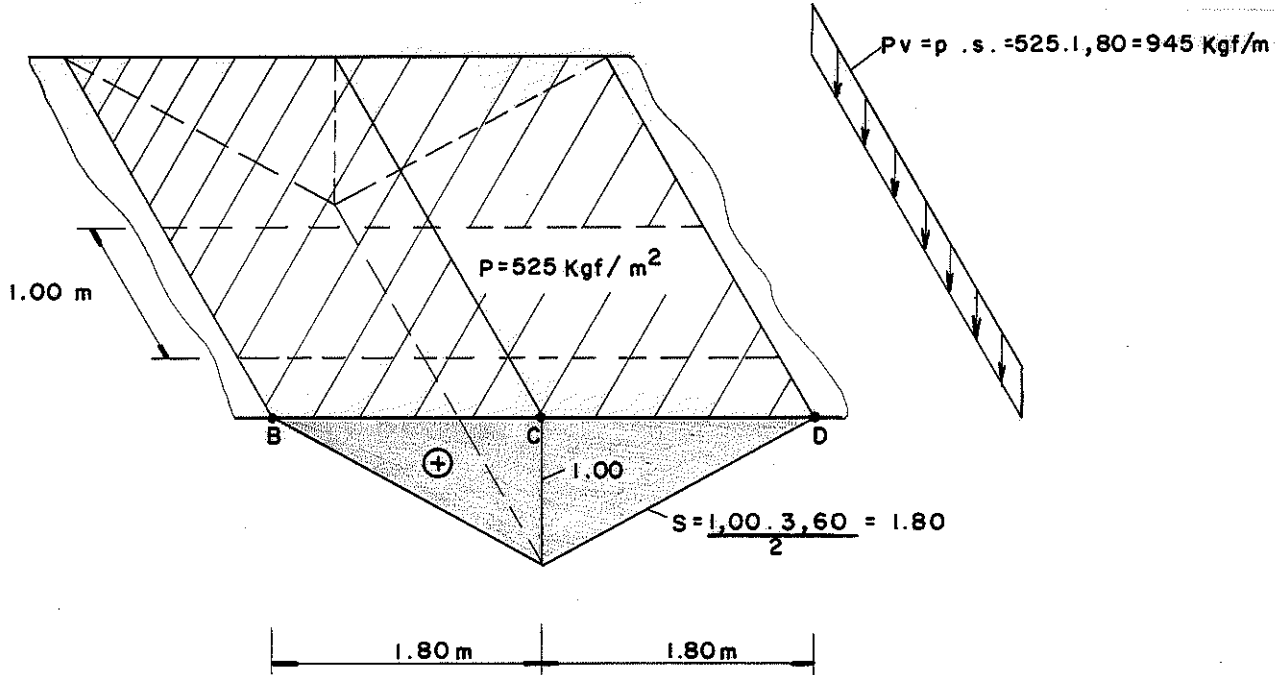


FIG. 2 - 70

De forma plana tem-se:

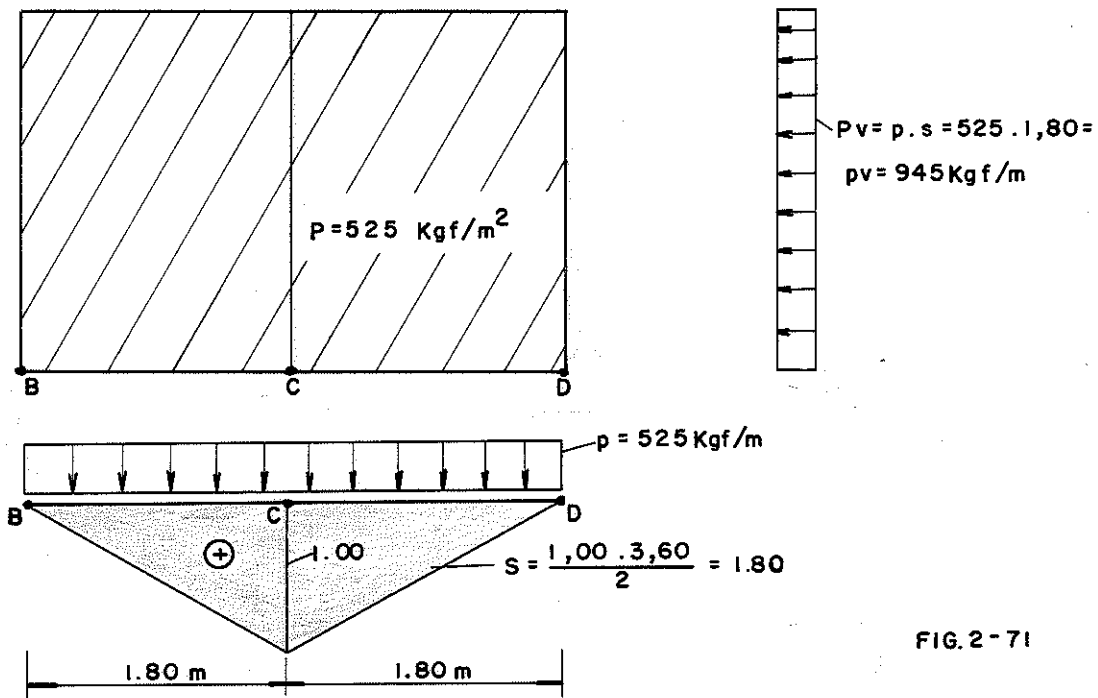


FIG. 2 - 71



f.4) Conclusão

Os carregamentos a adotar para o dimensionamento da viga principal serão os máximos entre os obtidos (figuras 2-74 e 2-75).

+ Carga Permanente

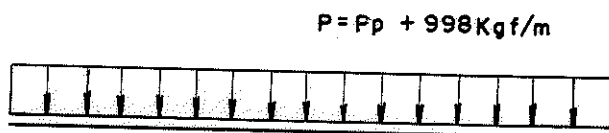


FIG.2- 74 - CARGA PERMANENTE SOBRE A VIGA PRINCIPAL

Sendo:

$p_p$  = peso próprio da viga (será visto adiante)

$p$  = carga permanente sobre a viga principal

+ Carga Móvel

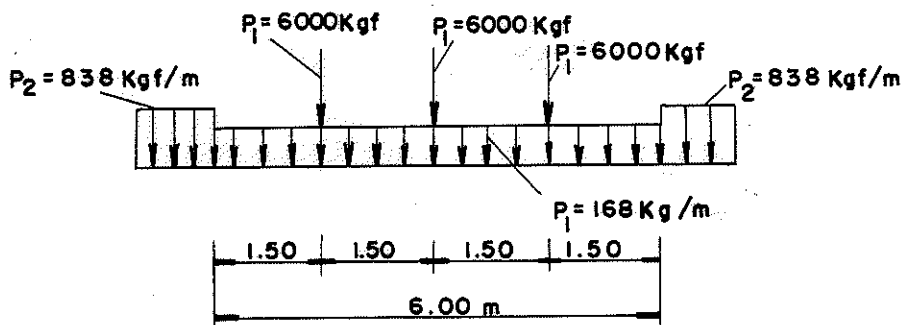


FIG.2-75 - CARGA ACIDENTAL SOBRE A VIGA PRINCIPAL

### 3.3 - O GUARDA CORPO

O guarda corpo é formado por peças de peroba rosa (figura 2-76), cujo dimensionamento é descrito a seguir:

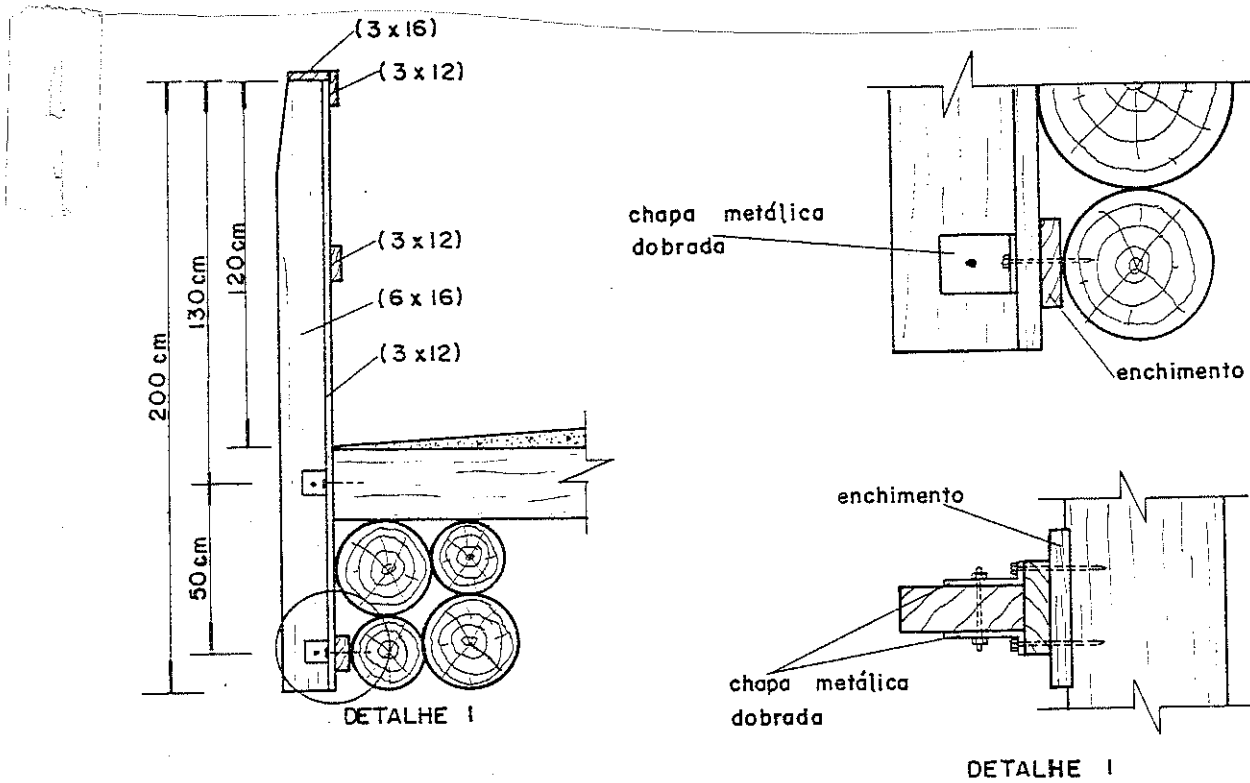


FIG. 2-76 - O GUARDA - CORPO

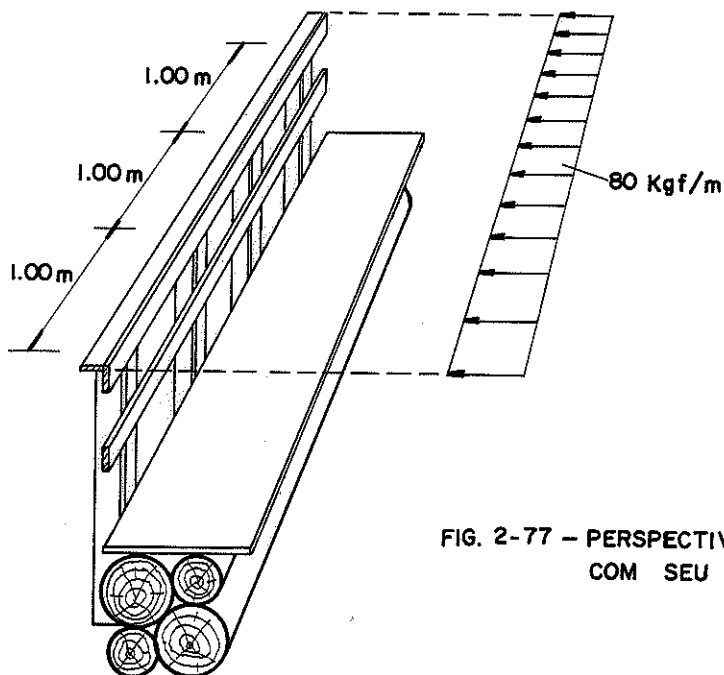


FIG. 2-77 - PERSPECTIVA DO GUARDA-CORPO COM SEU CARREGAMENTO

a) Dimensionamento do Corrimão

Segundo a NB-11, as vigas secundárias devem ser calculadas como simplesmente apoiadas, não se considerando a influência favorável da continuidade. Desta forma as peças do corrimão devem ser verificadas à flexão simples sendo o esquema estático dado na figura 2-78.

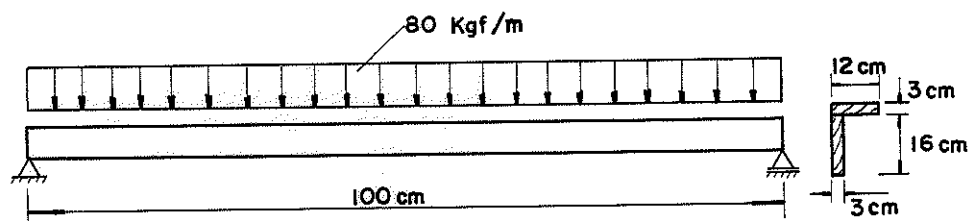


FIG. 2-78 - ESQUEMA ESTÁTICO DO CORRIMÃO

a.1) Seção Resistente

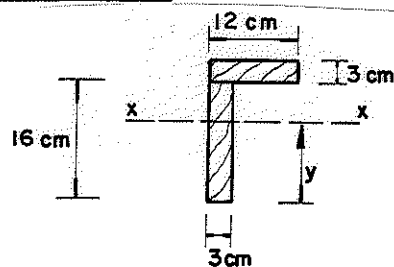


FIG. 2-79

$$y = \frac{48 \cdot 8 + 36 \cdot 17,5}{84} = 12,07 \text{ cm}$$

$b = 3 \text{ cm}$  (largura da peça na altura da linha neutra)

$d = 19 \text{ cm}$  (altura da viga)

$S = 84 \text{ cm}^2$

$$M_s = \frac{3 \cdot 12,07^2}{2} \approx 218,5 \text{ cm}^3$$

Segundo a NB-11 de 1951, as vigas compostas por dois elementos serão calculadas com um momento de inércia  $J' = 0,85 \cdot J$  [(3, item 22)].

$$J' = 0,85 \cdot J = 0,85 \cdot \left[ \frac{3 \cdot 16^3}{12} + \frac{12 \cdot 3^3}{12} + 36 \cdot (17,5 - 12,07)^2 + 48 \cdot (12,07 - 8)^2 \right] \approx 2471 \text{ cm}^4$$

a.2) Esforços Solicitantes

+ Diagrama de Momentos Fletores

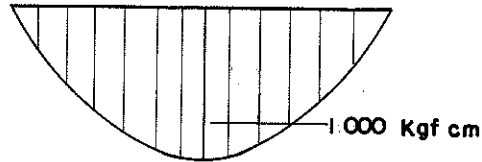


FIG. 2-80

$$M_{\text{máx}} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{0,8 \cdot 100^2}{8} = 1000 \text{ Kgf cm}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{0,8 \cdot 100^2}{8} = 1000 \text{ kgf.cm}$$

+ Diagrama de Esforços Cortantes

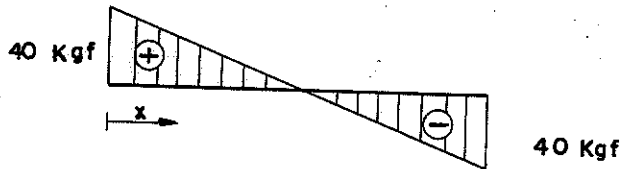


FIG. 2-81

$$Q_{\text{max}} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{0,8 \cdot 100}{2} = 40 \text{ kgf}$$

+ Diagrama de Flechas

Sendo as peças do corrimão de peroba rosa, têm-se o módulo de elasticidade  $E_m = 94.100 \text{ kgf/cm}^2$ , e o diagrama de flechas será:

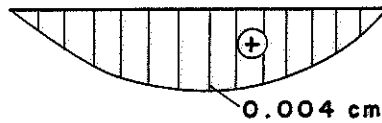


FIG. 2-82

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{5 \cdot 0,8 \cdot 100^4}{384 \cdot 94100 \cdot 2471} \cong 0,004 \text{ cm}$$

a.3) Verificação da Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{1000}{2471} \cdot 12,07 \cong 4,88 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 135 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (peroba rosa)}$$

Portanto a seção adotada é suficiente para a tensão de flexão.

a.4) Verificação da Tensão de Cisalhamento



+ Seções Próximas dos Apoios ( $x \leq 3d$ ):

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3d} \leq \bar{\tau}_f$$

+ Em Outras Seções

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

Sendo linear o diagrama de esforços cortantes, conforme a figura 2-81, pode-se encontrar com relativa facilidade o ponto onde ocorre a máxima tensão de cisalhamento, fazendo-se:

$$Q_c = Q \cdot \frac{x}{3d} \text{ nas seções próximas dos apoios}$$

$$Q_c = Q_c \text{ nas outras seções}$$

Dessa forma nas proximidades dos apoios ter-se-á uma tensão de cisalhamento dada pela seguinte expressão:

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3d} = \frac{Q_c \cdot M_s}{b \cdot J}$$

Como  $M_s/b \cdot J$  é constante,  $\tau_f$  será máximo no ponto onde  $Q_c$  for máximo. Sendo a equação do esforço cortante dada pela expressão abaixo:

$$Q = Q_{\max} - \frac{Q_{\max} \cdot x}{l/2}$$

$$Q_c = Q \cdot \frac{x}{3d} = \frac{Q_{\max} \cdot x}{3d} - \frac{2 \cdot Q_{\max} \cdot x^2}{3d \cdot l}$$

E, portanto,  $Q_c$  terá um ponto máximo onde a primeira derivada de  $Q_c$  em relação a  $x$  se anule ( $\frac{d Q_c}{d x} = 0$ ).

$$\frac{d Q_c}{d x} = \frac{Q_{\max}}{3d} - \frac{4 \cdot Q_{\max} \cdot x}{3d \cdot l} = 0$$

$$1 - \frac{4x}{l} = 0 \rightarrow 4x = l \rightarrow x = \frac{l}{4}$$

O valor de  $Q_c$  será máximo no ponto  $x = l/4$  se  $x \leq 3.d$ , isto é:

$$x = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 3.d = 3.19 = 57 \text{ cm}$$

A máxima tensão de cisalhamento ocorrerá no ponto  $x = 25$  cm. Neste ponto o esforço cortante será:

$$Q = Q_{\max} - \frac{Q_{\max} \cdot x}{l/2}$$

$$Q_{x=25} = 40 - \frac{40}{50} \cdot 25 = 20 \text{ kgf}$$

e, portanto:

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3d} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{20 \cdot 218,5}{3 \cdot 2471} \cdot \frac{25}{3 \cdot 19} \cong 0,26 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 12,1 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Peroba rosa)}$$

Assim a seção adotada também é suficiente para a tensão de cisalhamento na flexão.

Na prática esta verificação é feita sobre o apoio, sem a redução recomendada pela NB-11. Caso a tensão ultrapasse o valor admissível usa-se a redução acima mencionada.

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{40 \cdot 218,5}{3 \cdot 2471} \cong 1,18 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 12,1 \text{ kgf/cm}^2$$

#### a.5) Verificação da Flecha

$$f = f_p + f_a \leq \bar{f} = l/350$$

$$f_p = 0 \text{ cm} , f_a = 0,004 \text{ cm} , l = 100 \text{ cm}$$

$$f = 0 + 0,004 = 0,004 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{100}{350} \cong 0,28 \text{ cm}$$

E portanto a seção adotada é suficiente também para a flecha.

a.6) Verificação da Estabilidade Lateral

Segundo a NB-11 a verificação da estabilidade lateral pode ser feita conforme o roteiro: {(3, item 56)}

+ Cálculo dos Parâmetros Definidos pela NB-11 (item 56)

$$\lambda' = \frac{\ell_1}{b}$$

$$\lambda'_0 = \frac{0,39 \cdot E_m}{K \cdot \bar{\sigma}_f}$$

Sendo:

$\ell_1$  = distância entre os apoios laterais da viga; no caso, o vão livre  $\ell_1 = 100$  cm

b = largura da viga na linha neutra no caso b = 3 cm

$E_m$  = módulo de elasticidade da madeira verde, no caso  $E_m = 94100$  kgf/cm<sup>2</sup> (Peroba rosa)

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão, no caso  $\bar{\sigma}_f = 135$ kgf/cm<sup>2</sup> (Peroba rosa)

k = é um valor em função da relação d/b, onde d é a altura da viga e b sua largura; o valor de k é fornecido pela NB-11, conforme a Tabela 2-08. {(3, item 56)}

Tab. 2-08

d/b	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K	2,12	3,31	4,53	5,78	7,05	8,34	9,65	10,97	12,30	13,65
d/b	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
K	15,00	15,30	17,70	19,10	20,50	21,90	23,30	24,70	26,10	27,60

+ Comparar  $\lambda'$  com  $\lambda'_0$  e calcular a tensão de estabilidade lateral ( $\sigma'_f$ ) a fim de compará-la com a tensão admissível de flexão.

Se  $\lambda' \leq \lambda'_0$  tem-se:

$$\sigma'_f = \frac{4}{3} \cdot \sigma_f \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda'}{\lambda'_0}\right) \leq \bar{\sigma}_f$$

Se  $\lambda' > \lambda'_0$  tem-se:

$$\sigma'_f = \frac{0,26 \cdot E_m}{K \cdot \lambda'} \leq \bar{\sigma}_f$$

Sendo:

$\sigma'_f$  = tensão de estabilidade lateral

$\sigma_f$  = tensão de flexão máxima atuante

$E_m$  = módulo de elasticidade da madeira verde

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

Desta forma, para o caso em questão, tem-se:

$$\lambda' = \frac{\ell_1}{b} = \frac{100}{3} = 33,33$$

$$d/b = \frac{19}{3} \cong 6 \text{ portanto, da tabela 2-08 } \rightarrow K = 8,34$$

$$\lambda'_0 = \frac{0,39 \cdot E_m}{K \cdot \bar{\sigma}_f} = \frac{0,39 \cdot 94100}{834 \cdot 135} \cong 32,59$$

Como  $\lambda' = 33,33 > \lambda'_0 = 32,59$ , tem-se:

$$\sigma'_f = \frac{0,26 \cdot E_m}{K \lambda'} \leq \bar{\sigma}_f$$

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

$$K = 8,34$$

$$\lambda' = 33,33$$

$$\sigma'_f = \frac{0,26 \cdot 94100}{8,34 \cdot 33,33} = 88,02 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

A seção adotada não terá problema de perda de estabilidade lateral.

#### b) Dimensionamento dos Pilaretes do Guarda-Corpo

Sendo os pilaretes fixados na estrutura em dois pontos afastados entre si de 50 cm, conforme a figura 2-76, seu esquema estático será o da figura 2-83.

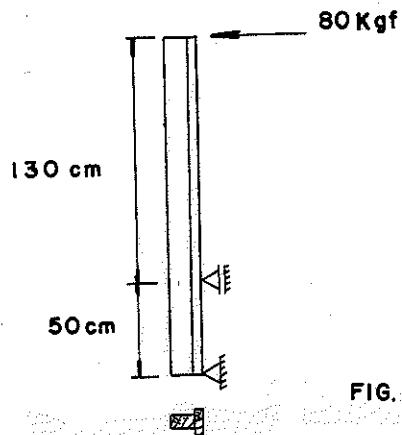


FIG. 2-83

b.1) Seção Resistente

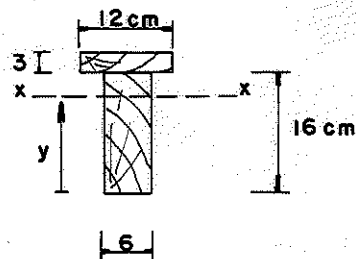


FIG. 2-84

$$y = \frac{96 \cdot 8 + 36 \cdot 17,5}{132} \approx 10,59 \text{ cm}$$

$$b = 6 \text{ cm}$$

$$S = 132 \text{ cm}^2$$

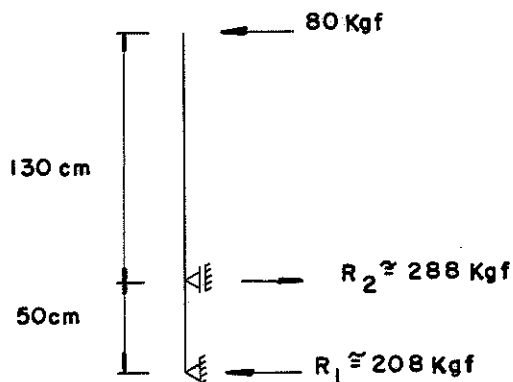
$$M_s = \frac{6 \cdot 10,59^2}{2} \approx 336 \text{ cm}^3$$

Seguindo a NB-11 de 1951, deve-se utilizar para o cálculo um momento de inércia  $J' = 0,85 \cdot J$  {(3, item 22)}.

$$J' = 0,85 \cdot J = 0,85 \cdot \left[ \frac{6 \cdot 16^3}{12} + \frac{12 \cdot 3^3}{12} + 36 \cdot (17,5 - 10,59)^2 + 96 \cdot (10,59 - 8)^2 \right] \approx 3772 \text{ cm}^4$$

b.2) Esforços Solicitantes

+ Reação de Apoio



$$R_1 = \frac{80 \cdot 130}{50} \approx 208 \text{ Kgf}$$

$$R_2 = \frac{80 \cdot 180}{50} \approx 288 \text{ Kgf}$$

FIG. 2-85

+ Diagrama de Momentos Fletores

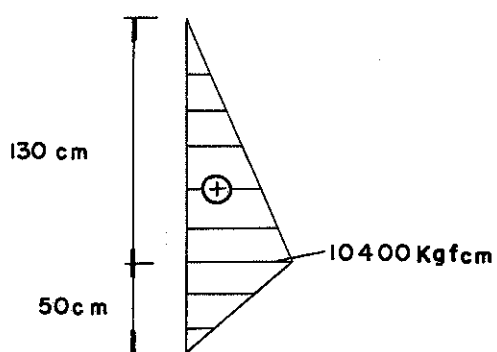


FIG. 2-86

+ Diagrama de Esforços Cortantes

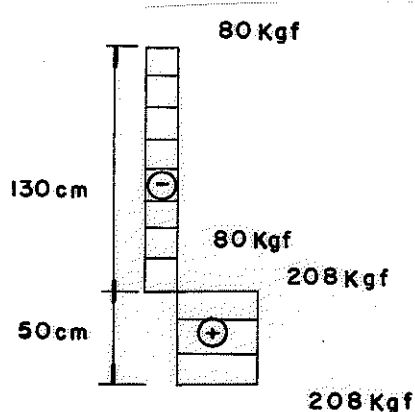


FIG. 2-87

+ Diagrama de Flechas

Do item 4.2 da Parte I, tem-se que as expressões para o cálculo das flechas máximas são:

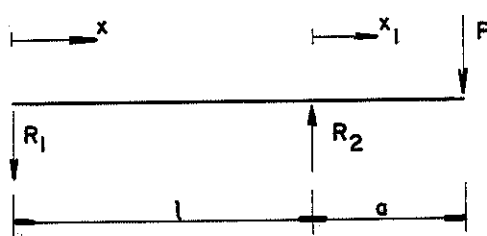


FIG. 2-88

$$f_{\max} \text{ (entre os apoios em } x = \frac{l}{\sqrt{3}} \text{)} = 0,06415 \cdot \frac{P \cdot a \cdot l^2}{E \cdot J}$$

$$f_{\max} \text{ (no balanço em } x_1 = a \text{)} = \frac{P \cdot a^2}{3 \cdot E \cdot J} \cdot (l + a)$$

Para este caso tem-se:

$$P = 80 \text{ kgf}$$

$$a = 130 \text{ cm}$$

$$l = 50 \text{ cm}$$

$$E = E_m = 94100 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Peroba rosa)}$$

$$J = 3772 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} \text{ (entre os apoios em } x = \frac{50}{\sqrt{3}} \approx 28,87 \text{ cm)} = 0,06415 \cdot \frac{80 \cdot 130 \cdot 50^2}{94100 \cdot 3772} \approx 0,005 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \text{ (no balanço em } x_1 = 130 \text{ cm)} = \frac{8 \cdot 130^2}{3 \cdot 94100 \cdot 3772} (50 + 130) \approx 0,228 \text{ cm}$$

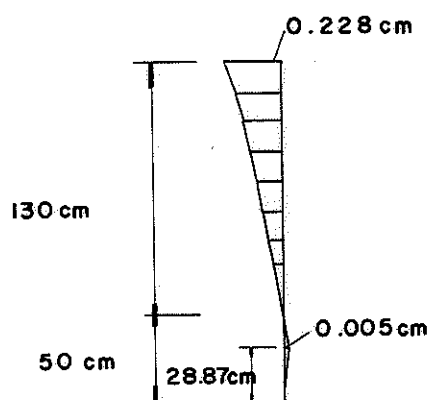


FIG. 2 - 89

### b.3) Verificação da Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{10400}{3772} \cdot 10,59 \approx 29,20 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 135 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Peroba rosa)}$$

A seção adotada é suficiente para a tensão de flexão.

### b.4) Verificação da Tensão de Cisalhamento

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{208 \cdot 336}{6 \cdot 3772} \approx 3,09 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 12,1 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Peroba rosa)}$$

A seção adotada também é suficiente para a tensão de cisalhamento na flexão.

**b.5) Verificação da Flecha**

$$f = f_p + f_a \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350}$$

+ Flecha Entre os Apoios

$$f_p = 0 \text{ cm} , f_{a \text{ max}} = 0,005 \text{ cm} , \ell = 50 \text{ cm}$$

$$f = 0 + 0,005 = 0,005 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{50}{350} = 0,143 \text{ cm}$$

+ Flecha no Balanço

$$f_p = 0 \text{ cm} , f_{a \text{ max}} = 0,228 \text{ cm} , \ell = 130 \text{ cm}$$

$$f = 0 + 0,228 = 0,228 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{130}{350} = 0,371 \text{ cm}$$

Assim, a seção adotada também é suficiente para as flechas.

**b.6) Verificação da Estabilidade Lateral**

$$\lambda' = \frac{\ell_1}{b} = \frac{130}{6} \cong 21,67$$

$$d/b = 19/6 \cong 3 \text{ da tabela 2-08} \rightarrow K = 4,53$$

$$\lambda'_0 = \frac{0,39 \cdot E_m}{K \bar{\sigma}_f} \cong \frac{0,39 \cdot 94100}{4,53 \cdot 135} \cong 60,01$$

Como  $\lambda' = 21,67 < \lambda'_0 = 60,01$ , tem-se: {(3, item 56)}

$$\sigma'_f = \frac{4}{3} \cdot \sigma_f \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda'}{\lambda'_0}\right) \leq \bar{\sigma}_f$$

A tensão  $\sigma_f$  na borda mais comprimida será:

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y = \frac{10400}{3772} \cdot (19 - 10,59) \cong 23,19 \text{ kgf/cm}^2$$

Obtendo-se a tensão de estabilidade lateral ( $\sigma_f$ ):

$$\sigma'_f = \frac{4}{3} \cdot 23,19 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{21,67}{60,01}\right) \cong 25,34 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 135 \text{ kgf/cm}^2$$



E portanto a seção adotada não terá problema de perda de estabilidade lateral.

c) Conclusão

O corrimão pode ser constituído de peças de peroba rosa formando a seção composta da figura 2-90, ao passo que os pilaretes podem ser de peroba rosa formando a seção composta da figura 2-91.

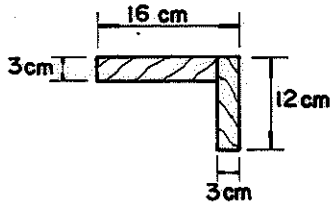


FIG. 2-90 - CORRIMÃO

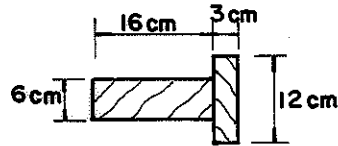


FIG. 2-91 - PILARETES

3.4 - O GUARDA-RODAS

As dimensões do guarda-rodas são dadas na figura 2-92. O carregamento neste guarda-roda, aplicado na aresta superior, será a carga de uma roda atuando em 100 cm resultando a armadura apresentada na figura 2-92.

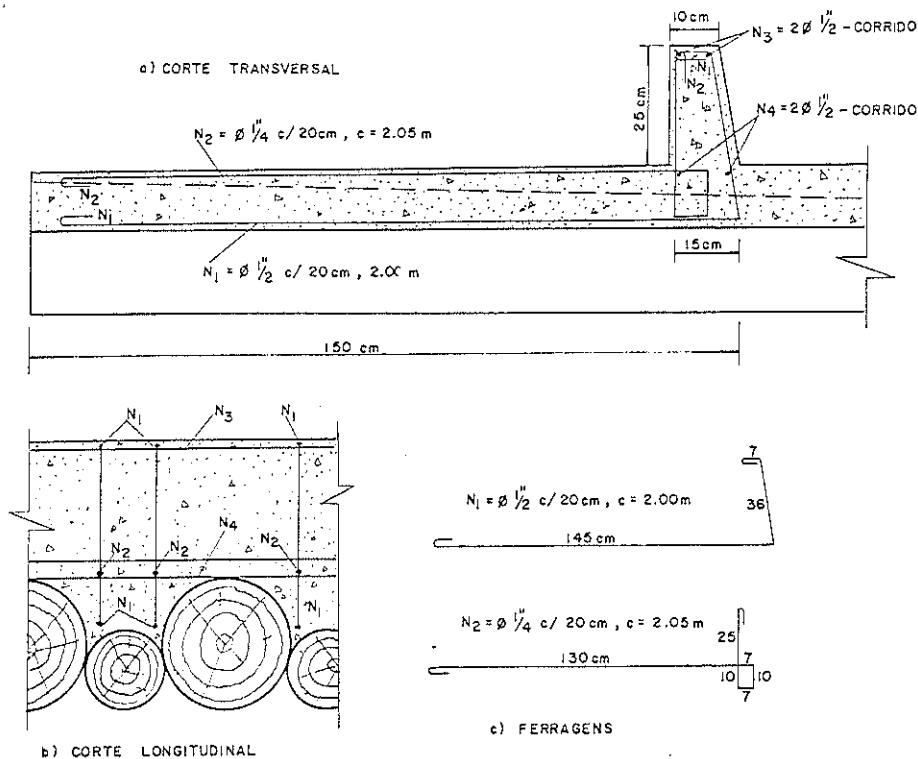


FIG. 2-92 - O GUARDA - RODAS , DIMENSÕES E FERRAGENS

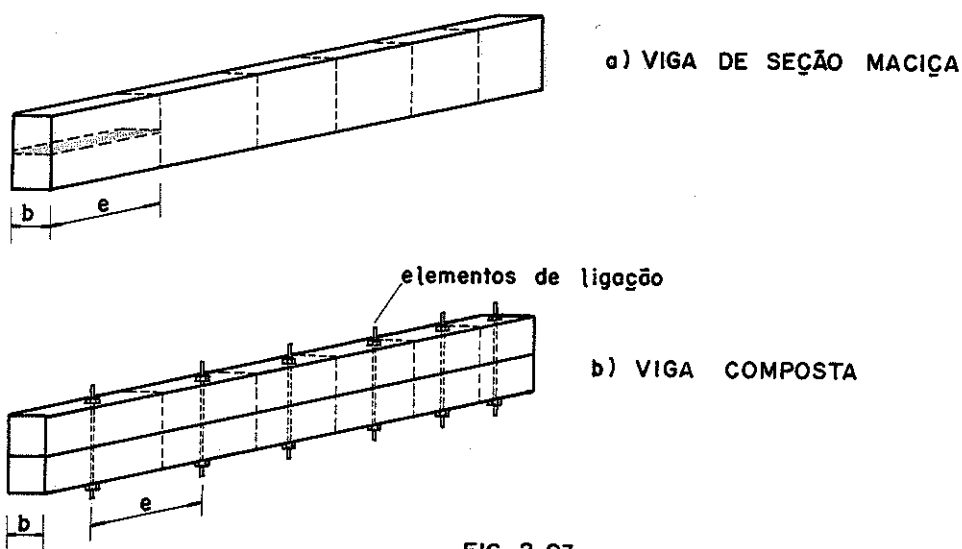
### 3.5 - LIGAÇÕES DO TABULEIRO E DO GUARDA-CORPO

O corrimão e os pilaretes, do guarda corpo, são considerados peças compostas. Assim as ligações entre seus elementos devem ser calculadas de modo a garantir seu funcionamento como peça única. Devem ser estudadas, também as ligações: corrimão-pilaretes, pilaretes-tabuleiro e tabuleiro-vigas principais.

#### a) Solidarização das Peças Compostas

Segundo a NB-11/1951, vigas compostas sujeitas à flexão terão suas ligações calculadas para resistir a todos os esforços oriundos de cisalhamento. A força tangencial atuando sobre os elementos de ligação poderá ser considerada igual a resultante das tensões de cisalhamento, no plano de separação dos elementos calculados como se a viga fosse maciça {(3, item 22)}.

Assim sendo pode-se calcular o espaçamento entre os elementos de ligação, de forma que resistam à força tangencial oriunda do cisalhamento.



Na peça maciça da figura 2-93.a, a força tangencial ( $F_t$ ) resistida pela área  $b.e$ , se o esforço cortante ( $Q$ ) for constante, será:

$$F_t = b \cdot e \cdot \tau$$

$$\text{Sendo } \tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot e, \text{ tem-se: } F_t = \frac{Q \cdot M_s}{J} \cdot e$$

No caso de se substituir essa peça maciça por uma composta, como a da figura 2-93.b, os elementos de ligação devem resistir à for-

ça tangencial  $F_t$ . Portanto:

$$F_t \leq \bar{F}_{E.L}$$

$$\bar{F}_{E.L} \geq \frac{Q \cdot M_s \cdot e}{J}$$

$$e \leq \frac{\bar{F}_{E.L} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Onde:

$e$  = espaçamento entre os elementos de ligação

$\bar{F}_{E.L}$  = força admissível no elemento de ligação

$J$  = momento de inércia da peça composta em relação à linha neutra

$Q$  = esforço cortante máximo no intervalo de comprimento  $e$

$M_s$  = momento estático no plano de separação dos elementos em relação à linha neutra

$b$  = largura do plano de separação dos elementos

$\tau$  = tensão de cisalhamento atuante no plano de separação dos elementos

$F_t$  = força tangencial atuante no plano de separação dos elementos

#### a.1) Solidarização dos Pilaretes

As peças que compõem a seção dos pilaretes são solidarizadas através de pregos. Adotando-se o prego 20 x 42 (classificação comercial), tem-se um diâmetro  $\delta = 44$  mm e um comprimento  $\ell = 96$  mm. {(16, 55)}

Pela NB-11 a carga admissível deste prego é: {(3, item 68)}

$$\bar{F} = K \cdot \delta^{3/2}$$

Onde:

$K = 4,5$  para madeiras de densidade a 15% de umidade  $\leq 0,65$  g/cm<sup>3</sup>

$k = 7,5$  para madeiras de densidade a 15% de umidade  $> 0,65$  g/cm<sup>3</sup>

$\delta$  = diâmetro do prego em mm

$\bar{F}$  = carga admissível do prego em kg

E portanto tem-se:

madeira = Peroba rosa, de densidade  $D_{15} = 0,78 \text{ g/cm}^3$

$$\delta = 4,4 \text{ mm}$$

$$\bar{F} = 7,5 \cdot (4,4)^{3/2} \approx 69,3 \text{ kgf}$$

Pelo diagrama de esforços cortantes da figura 2-87 tem-se:

$$Q \text{ (entre os apoios)} = 208 \text{ kgf}$$

$$Q \text{ (no balanço)} = 80 \text{ kgf}$$

Tendo em vista a figura 2-94, pode-se calcular o momento estático no plano de separação dos elementos em relação à linha neutra.

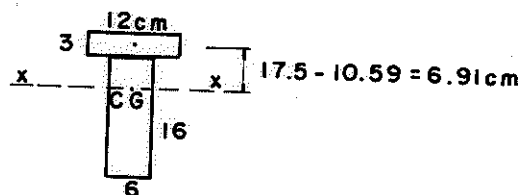


FIG. 2 - 94

$$M_s = 36 \cdot 6,91 \approx 249 \text{ cm}^3$$

$$J = 3772 \text{ cm}^4 \text{ (reduzido de 15\%, segundo NB-11)}$$

+ Cálculo do Espaçamento dos Pregos no Pilarete

$$e \leq \frac{\bar{F} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Entre os apoios:

$$e \leq \frac{69,3 \cdot 3772}{208 \cdot 249} \approx 5 \text{ cm}$$

No balanço:

$$e \leq \frac{69,3 \cdot 3772}{80 \cdot 249} \approx 13 \text{ cm}$$

Os pilaretes serão solidarizados no canteiro de obras e transportados até sua posição de fixação na ponte. Construtivamente, adota-se um espaçamento constante de 5 cm (figura 2-95).

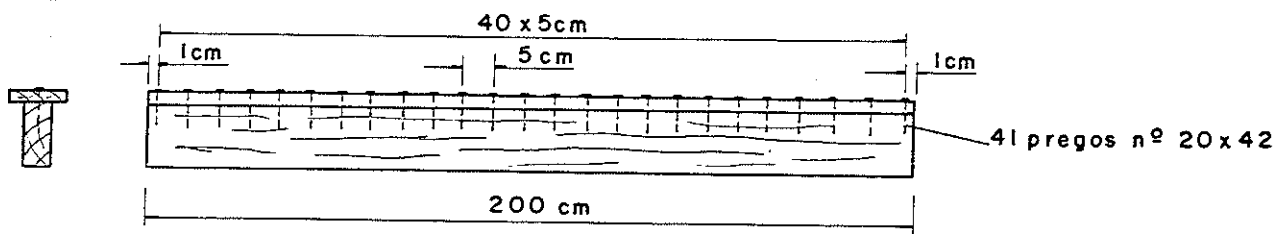


FIG. 2-95

a.2) Solidarização do Corrimão

As peças que compõem a seção do corrimão são solidarizadas através de pregos. Adotando-se o prego 20 x 42, com a seção do corrimão dada na figura 2-79 e com o diagrama de esforços cortantes da figura 2-81 (alterado, a favor da segurança, para o da figura 2-96), calcula-se o espaçamento entre pregos.

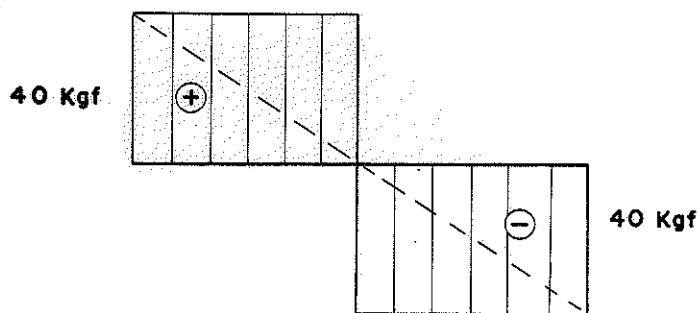


FIG. 2-96

Da figura 2-97 calcula-se o momento estático no plano de separação dos elementos em relação à linha neutra.

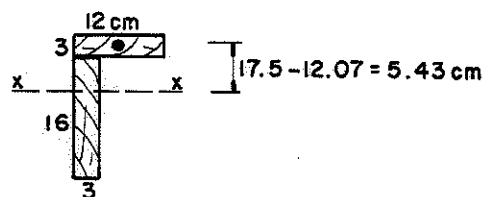


FIG. 2-97

$$M_s = 36 \cdot 5,43 \cong 195,5 \text{ cm}^3$$

$$J = 2471 \text{ cm}^4 \text{ (reduzido de 15\%, segundo NB-11)}$$

Sabendo-se que o espaçamento entre os elementos de ligação é

dato por:

$$e \leq \frac{\bar{F}_{E.L} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

tem-se:

$$\bar{F}_{E.L} = \bar{F} = 69,3 \text{ kgf}$$

$$J = 2471 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 195,5 \text{ cm}^3$$

$$Q = 40,0 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{69,3 \cdot 2471}{40 \cdot 195,5} \cong 21,90 \text{ cm}$$

Dessa forma, as peças do corrimão, podem ser solidarizadas por pregos comerciais nº 20 x 42 espaçados de 20 cm, conforme mostra a figura 2-98.

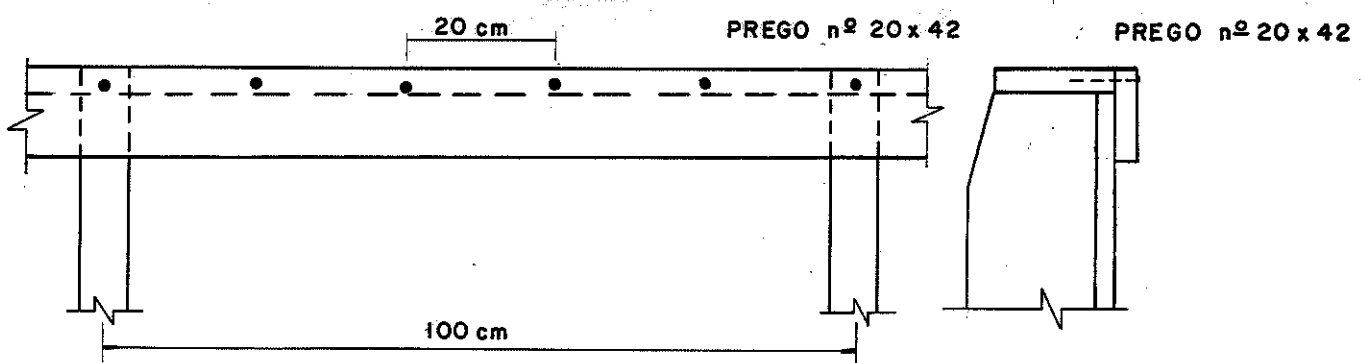


FIG. 2-98

## b) Ligação Entre os Elementos

### b.1) Ligação Entre o Corrimão e os Pilaretes

Esta ligação será pregada, de topo e deverá transmitir aos pilaretes os 80 kgf/m descarregados pelo corrimão.

Segundo a NB-11, nas ligações de topo deve-se reduzir a carga admissível dos pregos em 40%. Assim, usando pregos 20 x 42 tem-se: {(3, item 68)}

$$\bar{F}_t = 0,60 \cdot \bar{F}$$

Sendo:

$\bar{F}_t$  = força admissível do prego em ligações de topo

$\bar{F}$  = força admissível do prego

$$\bar{F}_t = 0,60 \cdot 69,3 \approx 41 \text{ kgf}$$

Desta forma, o número de pregos desta ligação será:

$$n_p = \frac{P}{\bar{F}_t} = \frac{80}{41} \approx 2 \text{ pregos}$$

A figura 2-99 mostra esta ligação.

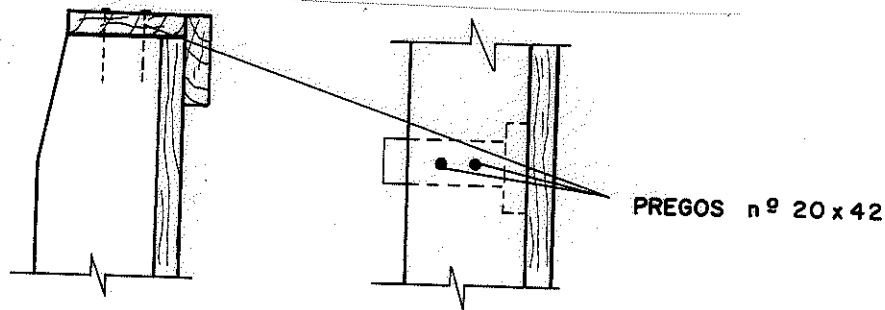


FIG. 2-99

#### b.2) Fixação dos Pilaretes (do Guarda-Corpo) na Ponte

Os pilaretes são fixados à ponte por meio de parafusos (esquema da figura 2-76), que estarão sujeitos ao arrancamento. Todavia este tipo de ligação não está previsto nas normas brasileiras.

A literatura internacional fornece a seguinte fórmula, empírica, para a carga admissível de parafusos solicitados ao arrancamento lateral às fibras:  $\{(4, 5-56)\}$

$$\bar{P} = 1800 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$$

Sendo:

$\bar{P}$  = carga admissível do Parafuso ao arrancamento lateral em libras por polegada de penetração da rosca.

$D_{15}$  = densidade da madeira a 15% de umidade

$\delta$  = diâmetro nominal do parafuso em polegadas

Para o caso de parafusos solicitados ao arrancamento de topo, esta literatura sugere uma redução de 25% da carga fornecida pela expressão acima. {(4, 5-48)}

$$\bar{P}_t = 1350 D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$$

Sendo:

$\bar{P}_t$  = carga admissível do parafuso ao arrancamento de topo em libras por polegadas de penetração de rosca

Alterando-se essas expressões para unidades usuais em nosso país, e alterando o coeficiente de segurança de 2,73 (dos E.E.U.U) {(4)} para 5,00 usado no Brasil {(3, item 66)} tem-se:

+ Arrancamento de Parafusos Lateralmente às Fibras:

$$\bar{P} = 87 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$$

+ Arrancamento de Parafusos de Topo:

$$\bar{P}_t = 65 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$$

Sendo:

$\bar{P}$  = carga admissível de arrancamento lateral do parafuso, em quilogramas força por centímetro de penetração da rosca

$\bar{P}_t$  = carga admissível de arrancamento de topo do parafuso, em quilogramas força por centímetro de penetração da rosca

$D_{15}$  = densidade da madeira a 15% de teor de umidade, em gramas por centímetro cúbico

$\delta$  = diâmetro nominal do parafuso em centímetros

Para se verificar a compatibilidade destas expressões para a espécie de madeira utilizada neste trabalho, realizou-se uma série de ensaios de arrancamento de parafusos em peças de Eucalipto citriodora, cujas dimensões são dadas na figura 2-100.



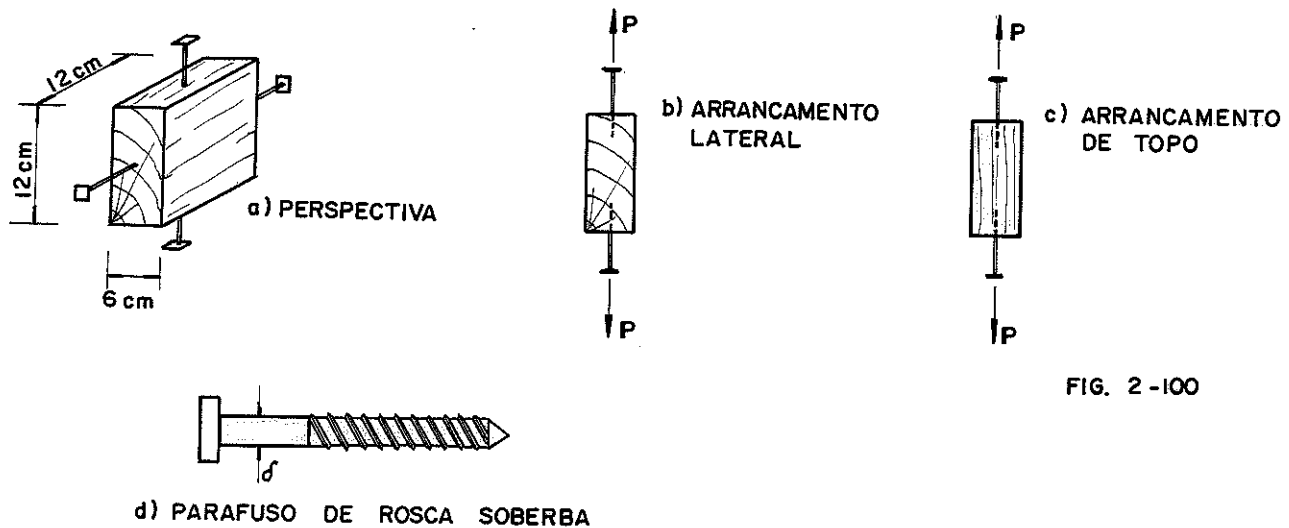


FIG. 2-100

Após os ensaios de arrancamento, foram retirados dos corpos de provas, amostras para a determinação de umidade, densidade, tensão de compressão paralela e tensão de cisalhamento paralelo, obtendo-se valores característicos do corpo de prova. A tabela 2-09 apresenta os resultados destes ensaios.

Tab. 2-09

CORPO DE PROVA	DIÂMETRO DO PARAFUSO	PENETRAÇÃO DA ROSCA	CARGA DE ARRANCAMENTO						DENSIDADE DO CORPO DE PROVA	UMIDADE DO CORPO DE PROVA	DENSIDADE A 15% DE UMIDADE	TENSÃO DE RUPTURA À COMPRESSÃO PARALELA	TENSÃO DE RUPTURA AO CISALHAMENTO
			EXPERIMENTAL				TEÓRICA						
			RUPTURA		ADMISSÍVEL		ADMISSÍVEL						
			LATERAL	DE TOPO	LATERAL	DE TOPO	LATERAL *	DE TOPO **					
c.p.	δ	ℓ	P <sub>RL</sub>	P <sub>RT</sub>	P̄ <sub>EL</sub>	P̄ <sub>ET</sub>	P̄ <sub>L</sub>	P̄ <sub>T</sub>	D <sub>u</sub>	μ	D <sub>15</sub>	σ <sub>c</sub>	τ
	cm	cm	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	g/cm <sup>3</sup>	%	g/cm <sup>3</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>
1	0,70	3,00	1170	710	234	142	194	145	0,97	9,98	0,98	582	213
2	0,70	3,00	1390	565	278	113	215	161	1,06	9,80	1,05	692	238
3	0,70	4,00	1160	710	232	142	212	159	0,84	11,78	0,86	727	164
4	0,70	4,00	940	575	188	115	250	187	0,95	12,07	0,96	790	206
5	0,97	3,00	1140	590	228	118	247	185	0,97	9,98	0,98	582	213
6	0,97	3,00	1315	710	263	142	274	205	1,06	9,80	1,05	682	238
7	0,97	4,00	1280	595	256	119	271	203	0,84	11,78	0,86	727	164
8	0,97	4,00	1290	600	258	120	320	239	0,95	12,07	0,96	790	206
9	1,27	3,00	1020	130	204	26	303	226	0,97	9,98	0,98	582	213
10	1,27	3,00	1395	235	279	47	303	226	0,97	9,98	0,98	582	213
11	1,27	3,00	1040	90	208	18	336	251	1,06	9,80	1,05	682	238
12	1,27	4,00	1595	475	319	95	332	248	0,84	11,78	0,86	727	164
13	1,27	4,00	1450	340	290	68	391	292	0,95	12,07	0,96	790	206

\*  $\bar{P}_L = 87 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$

\*\*  $\bar{P}_T = 65 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4}$

Comparando-se os valores obtidos nos ensaios, com os valores das cargas admissíveis de arrancamento, obtidas da expressão teórica, nota-se uma relativa validade da expressão para os parafusos de menor diâmetro (1/4" e 3/8") e praticamente nenhuma validade para os parafusos de maior diâmetro (1/2").

Admitindo-se que a expressão seja válida para as madeiras nacionais, para parafusos de 1/4", pode-se calcular a ligação do guarda-corpo na ponte como segue.

Do dimensionamento dos pilaretes do guarda-corpo obtem-se as forças atuantes nos parafusos, isto é, as reações do pilarete (figura 2-85). Nota-se que os parafusos estão sujeitos ao arrancamento de topo nos postes do tabuleiro, com uma carga total de  $R_2 = 288$  kgf e ao arrancamento lateral, na viga principal, quando o carregamento é em sentido contrário, com uma carga total de  $R_1 = 208$  kgf.

Sendo os parafusos de rosca soberba, com 1/4"  $\approx 0,64$  cm de diâmetro, 4"  $\approx 10$  cm de comprimento e com uma penetração mínima de rosca de 3 cm, tem-se:

$$\bar{P}_L = 87 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4} \cdot \ell = 87 \cdot (0,99)^{3/2} \cdot (0,64)^{3/4} \cdot 3 \approx 184 \text{ kgf}$$

$$\bar{P}_t = 65 \cdot D_{15}^{3/2} \cdot \delta^{3/4} \cdot \ell = 65 \cdot (0,99)^{3/2} \cdot (0,64)^{3/4} \cdot 3 \approx 137 \text{ kgf}$$

Assim, o número de parafusos necessários será:

+ Ao Arrancamento Lateral

$$n\phi = \frac{R_1}{\bar{P}_L} = \frac{208}{184} \approx 2 \text{ parafusos}$$

+ Ao Arrancamento de Topo

$$n\phi = \frac{R_2}{\bar{P}_t} = \frac{288}{137} \approx 2 \text{ parafusos (a penetração mínima de rosca é muito maior do que 3 cm)}$$

O parafuso de ferro redondo para fixação das cantoneiras de aço na peça de (6 x 16) cm<sup>2</sup> do pilarete pode ser dimensionado à compressão normal às fibras. No caso da Peroba Rosa, a carga admissível do parafuso à compressão normal é dada pelo menor dos seguintes valores: {(16, 49)}

$$\bar{F}_n = 37 \cdot \eta \cdot b \cdot \delta$$

ou

$$\bar{F}_n = 270 \cdot \eta \cdot \delta^2$$

Sendo:

$\bar{F}_n$  = a carga admissível do parafuso, sujeito a corte duplo, à compressão normal às fibras, dada em kgf

$\eta$  = fator de diâmetro, que visa majorar a área de aplicação da carga devido ao efeito da compressão normal (dado em função do diâmetro na tabela 2-10). {(3)}

$\delta$  = diâmetro do parafuso em cm

$b$  = espessura da peça central de madeira em cm

Tab. 2-10

$\delta$ (cm)	0,64	0,94	1,27	1,59	1,90	2,22	2,54	3,18	3,81	4,44	5,08	5,72	7,62
$\eta$	2,50	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07	1,03	1,00
$\eta\delta$ (cm)	1,60	1,81	2,13	2,42	2,68	2,95	3,23	3,78	4,34	4,88	5,44	5,89	7,62
$\eta\delta^2$ (cm <sup>2</sup> )	1,02	1,69	2,71	3,84	5,09	6,55	8,19	12,03	16,55	21,68	27,61	33,70	58,06

Adotando-se parafusos de ferro redondo, com 1/4"  $\approx$  0,64 cm de diâmetro e 11 cm de comprimento, tem-se:

$$\bar{F}_n = 37 \cdot b \cdot \eta \cdot \delta = 37 \cdot 6 \cdot 1,60 \approx 355 \text{ kgf} \quad \text{ou}$$

$$\bar{F}_n = 270 \cdot \eta \cdot \delta^2 = 270 \cdot 1,02 \approx 275 \text{ kgf}$$

A carga admissível por parafuso será:

$$\bar{F}_n = 275 \text{ kgf}$$

O número de parafusos será:

$$n_2 = \frac{R_2}{\bar{F}_n} = \frac{288}{275} \approx 2 \text{ parafusos}$$

$$n_1 = \frac{R_1}{\bar{F}_n} = \frac{208}{275} \approx 2 \text{ parafusos}$$

Ficando a ligação dos pilaretes na ponte conforme a figura 2-101.

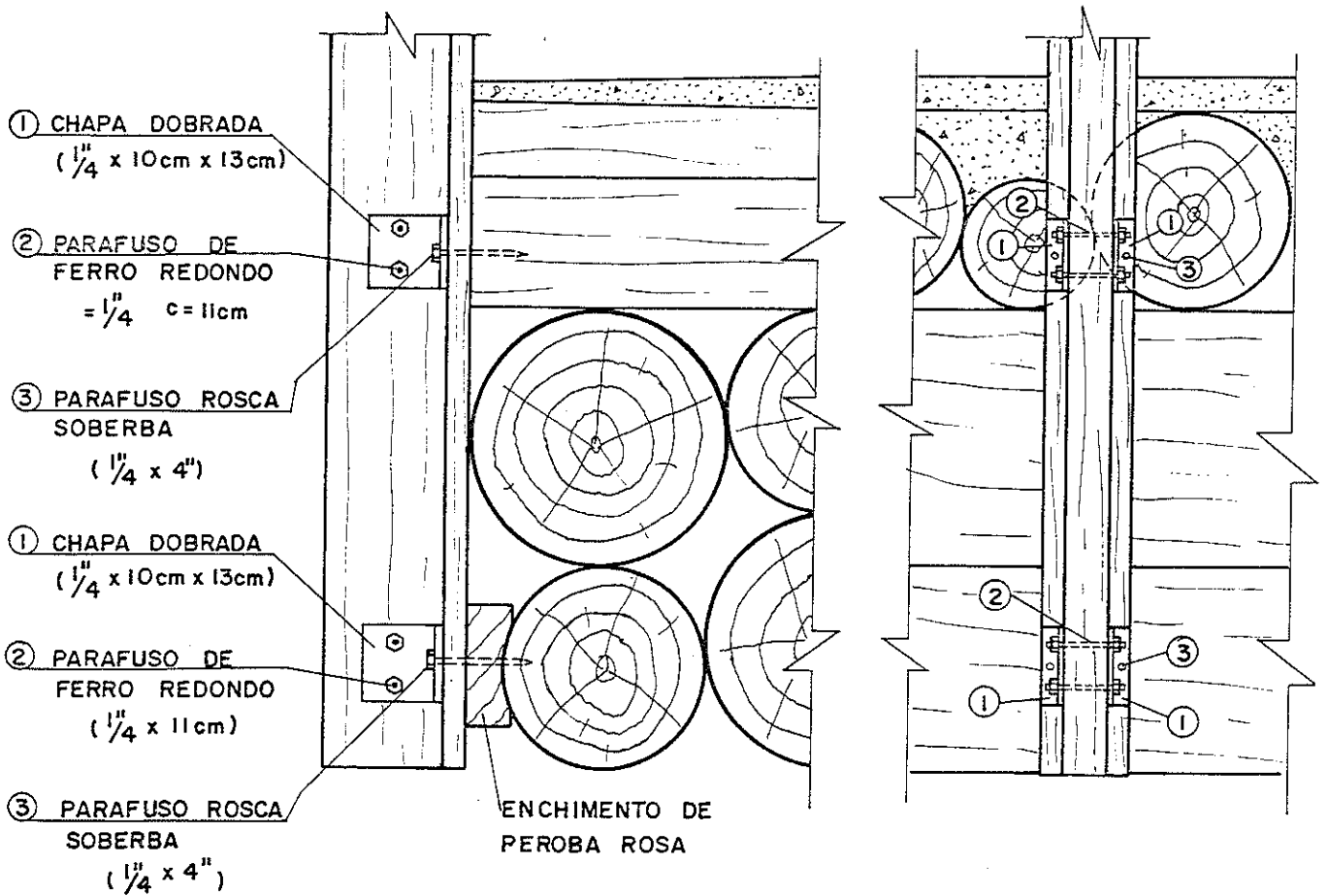
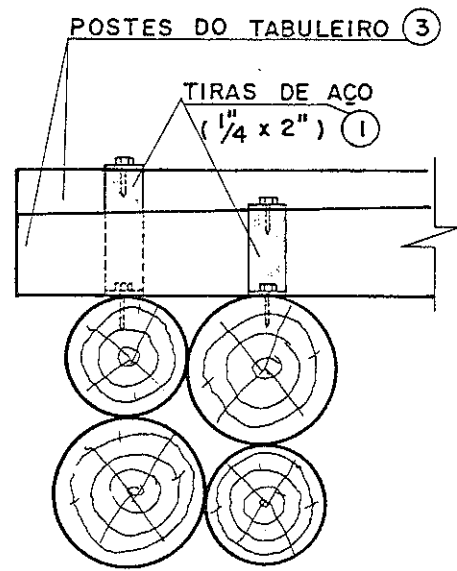
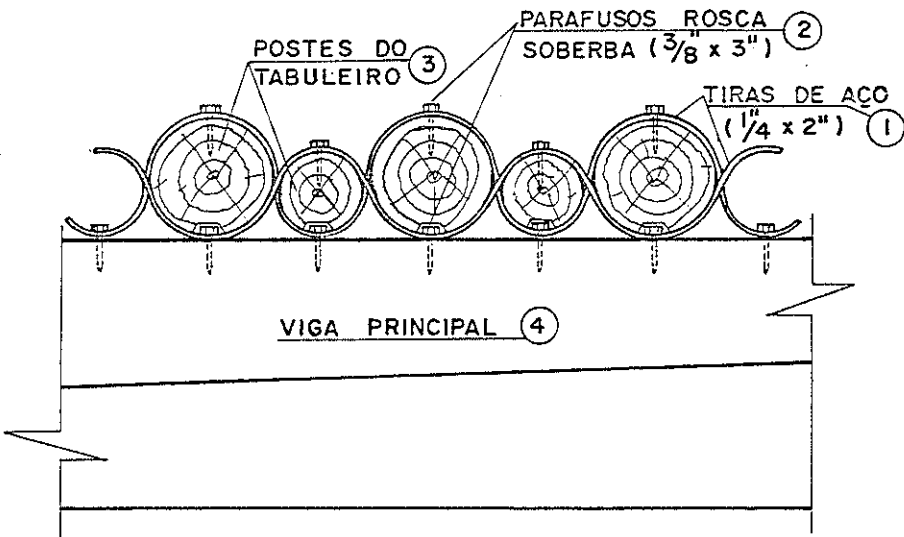


FIG. 2-101 - LIGAÇÃO DOS PILARETES NA PONTE

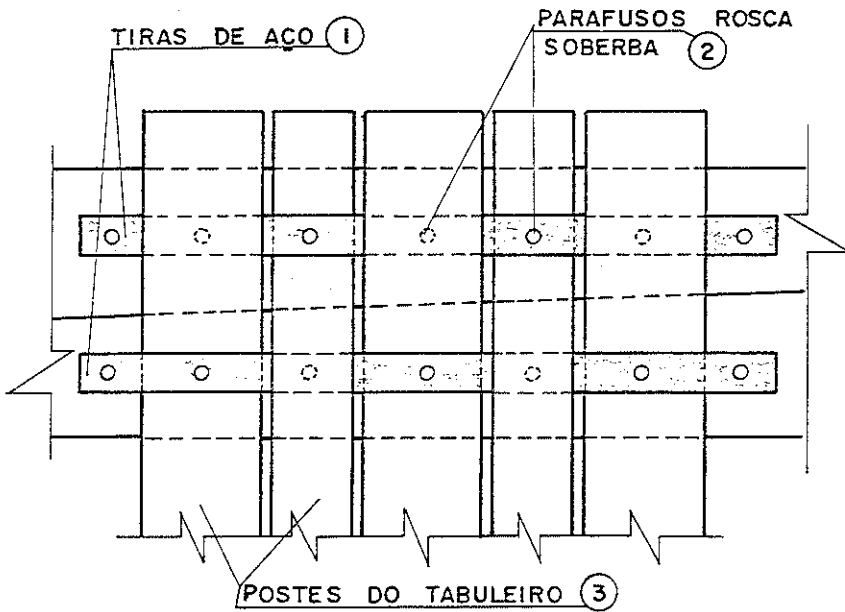
### b.3) Fixação dos Postes do Tabuleiro nas Vigas Principais

A ligação dos postes do tabuleiro nas vigas principais pode ser feita, utilizando-se tiras de aço, conforme mostra a figura 2-102. Apesar de não se ter conhecimento do modelo de cálculo desta ligação, algumas pontes de madeira foram construídas, pelo Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, com esta ligação não apresentando problemas para a ponte em serviço.

a) CORTE LONGITUDINAL



c) CORTE TRANSVERSAL



b) VISTA SUPERIOR

d) PERSPECTIVA

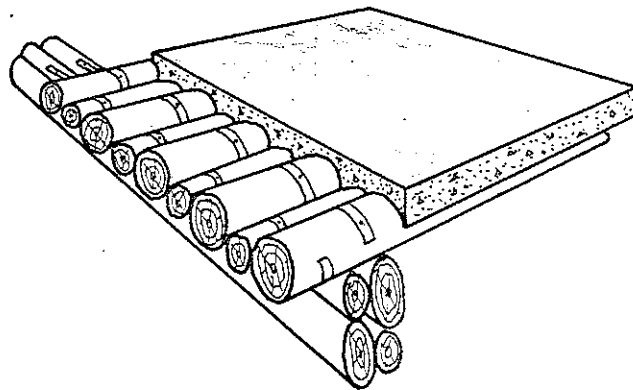


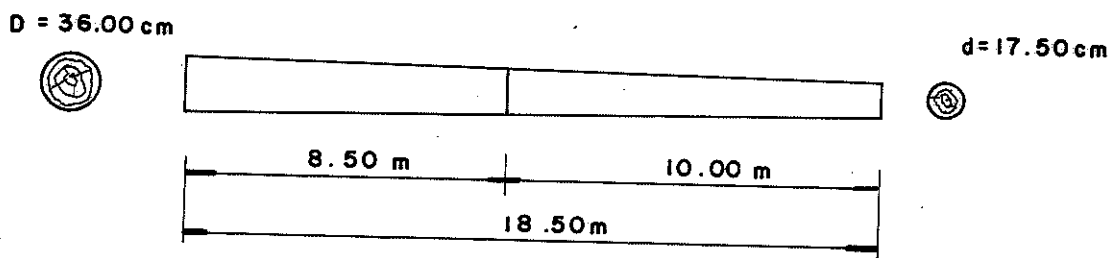
FIG. 2-102 - LIGAÇÃO DOS POSTES DO TABULEIRO NA VIGA PRINCIPAL

### 3.6) A VIGA PRINCIPAL

A viga principal pode ser formada por quatro postes de Eucalipto Citriodora com 18,50 m, do tipo pesado, cortados a 8,50 m da base. O restante de cada poste pode ser aproveitado no tabuleiro.

A figura 2-103 mostra de que forma podem ser partidos e aproveitados os postes.

#### a) POSTE COMERCIAL DE 18.50 m DO TIPO PESADO



#### b) APROVEITAMENTO DO POSTE

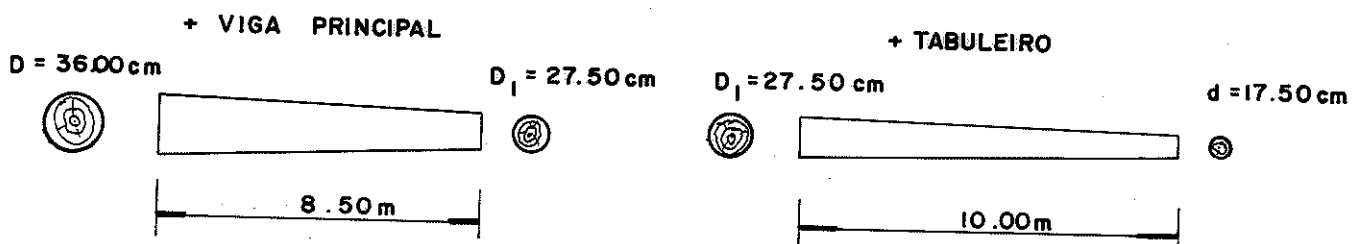


FIG. 2 -103

#### a) Carga Permanente

Sendo a viga principal composta de quatro postes de 8,50 m de comprimento e com diâmetro médio  $D_{méd} \approx 31,75$  cm (diâmetros da base  $D = 36,00$  cm e do topo  $d = 27,50$  cm), seu peso próprio será:

$$p_p = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot 100 \cdot D_{35} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 31,75^2}{4} \cdot 100 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} \approx 336 \text{ kgf/m}$$

Conforme (3.2, f.4), a carga permanente sobre a viga principal será:

$$p = p_p + 998 \text{ kgf/m} = 336 + 998 = 1334 \text{ kgf/m}$$

b) Carga Móvel

Conforme foi visto em (3.2, f.4), a carga móvel a ser considerada para o cálculo da viga principal será a da figura 2-104.

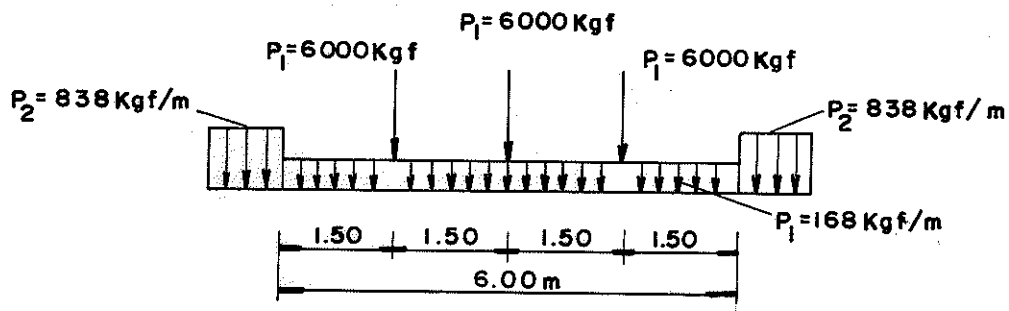


FIG.2-104 - CARGA MÓVEL SOBRE A VIGA PRINCIPAL

c) Seção Resistente da Viga Principal

A figura 2-105 representa um dos postes da viga principal. A partir da conicidade do poste pode-se calcular os diâmetros em várias seções, conforme mostra a tabela 2-11.

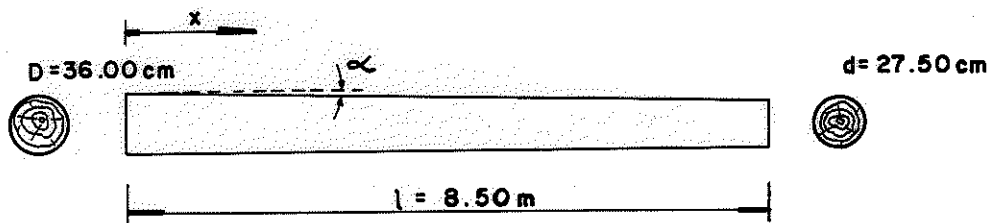


FIG.2-105

$$\text{conicidade} = \text{tg } \alpha = \frac{D - d}{l} = \frac{36,0 - 27,5}{8,5} = 1 \text{ cm/m}$$

Tab. 2-11

Seção em x(m)	0	0,85	1,70	2,55	3,40	4,25	5,10	5,95	6,80	7,65	8,50
Diâmetro (cm)	36,00	35,15	34,30	33,45	32,60	31,75	30,90	30,05	29,20	28,35	27,50

+ Cálculo dos Valores de  $y$ ,  $S$ ,  $M_s$  e  $J$

Sendo os postes ligados entre si de forma a tornar a viga de seção resistente praticamente uniforme (conforme a figura 2-106), calculam-se os valores de  $y$ ,  $S$ ,  $M_s$  e  $J$  para cada seção e, em seguida, escolhem-se os valores a serem utilizados para o dimensionamento.

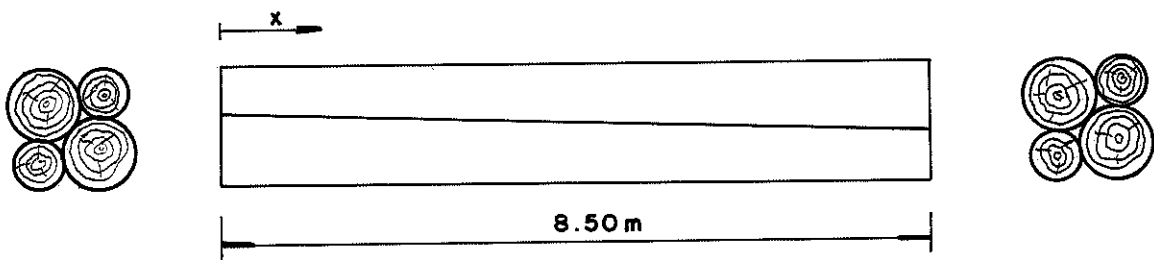


FIG. 2 - 106

Sendo as várias seções da viga conforme a figura 2-107 tem-se:

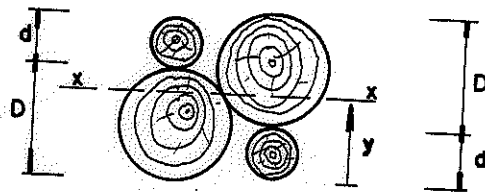


FIG. 2 - 107

$$y = \frac{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot (D + \frac{d}{2}) + \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{d}{2} + \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (d + \frac{D}{2}) + \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{D}{2}}{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 + d^2)} \therefore y = \frac{D+d}{2}$$

$$S = \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot (D^2 + d^2) \quad \therefore S = \frac{\pi}{2} \cdot (D^2 + d^2)$$

O cálculo de  $M_s$ , é mais simples algébricamente usando o formulário fornecido na Parte I, item 4.1. O roteiro para seu cálculo é:

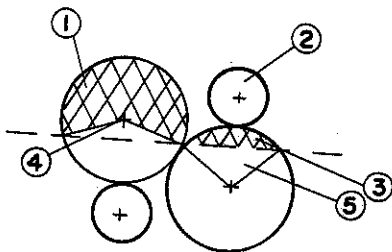


FIG. 2 - 108

- + cálculo do momento estático do setor circular 1, em relação à linha neutra,  $M_{s1}$
- + cálculo do momento estático do círculo 2, em relação à linha neutra,  $M_{s2}$
- + cálculo do momento estático do setor circular 3, em relação à linha neutra,  $M_{s3}$
- + cálculo do momento estático do triângulo 4, em relação à linha neutra,  $M_{s4}$
- + cálculo do momento estático do triângulo 5, em relação à linha neutra,  $M_{s5}$
- + cálculo do momento estático da seção total, em relação à linha neutra,  $M_s = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} - M_{s5}$



O momento de inércia deve ser reduzido de 20%, conforme foi visto no item 1.2 b da Parte I.

$$J = 0,80 \cdot \left\{ \frac{2 \cdot \pi}{64} \cdot (D^4 + d^4) + \frac{\pi \cdot D^2 \cdot d^2}{8} + \frac{\pi \cdot D^2 \cdot d^2}{8} \right\}$$

$$J = \frac{\pi}{40} \cdot (D^4 + d^4) + \frac{\pi}{5} \cdot D^2 \cdot d^2$$

Calculando-se  $y$ ,  $S$ ,  $M_s$  e  $J$  obtem-se os valores apresentados na tabela 2-12.

Tab. 2-12

x (m)	0	0,85	1,70	2,55	3,40	4,25
D (cm)	36,00	35,15	34,30	33,45	32,60	31,75
d (cm)	27,50	28,35	29,20	30,05	30,90	31,75
y (cm)	31,75	31,75	31,75	31,75	31,75	31,75
S (cm <sup>2</sup> )	3.224	3.203	3.187	3.176	3.169	3.167
M <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> )	24.687	24.850	24.975	25.065	25.119	25.138
J (cm <sup>4</sup> )	792.650	794.558	796.088	797.205	797.885	798.114

Adotando-se a seção cujos valores de  $1/S$ ,  $M_s/J$ ,  $y/J$  e  $1/J$  sejam maiores, garante-se um funcionamento a favor da segurança (ver item 3.2 c). Calculando-se estes valores obtem-se os resultados da tabela 2-13. Tab. 2-13

x (m)	0	0,85	1,70	2,55	3,40	4,25
$1/S (10^{-4} \text{ cm}^{-2})$	3,102	3,122	3,138	3,149	3,156	3,158
$M_s/J (10^{-2} \text{ cm}^{-1})$	3,115	3,128	3,138	3,144	3,149	3,150
$y/J (10^{-5} \text{ cm}^{-3})$	4,005	3,996	3,989	3,983	3,979	3,979
$1/J (10^{-6} \text{ cm}^{-4})$	1,261	1,259	1,256	1,255	1,254	1,253

Observando-se a tabela 2-13, nota-se que os valores de  $S$  e  $M_s$  da seção central acarretam resultados a favor da segurança. Os valores de  $y$  e  $J$  da seção para  $x = 0$  m, acarretam resultados a favor da segurança, entretanto como a variação de  $y/J$  e  $1/J$  é muito pequena (aproximadamente 0,7%), o erro cometido quando se admite seção constante para a

viga (equivalente à seção central) é mínimo. O cálculo das características geométricas desta seção fica sendo o seguinte:

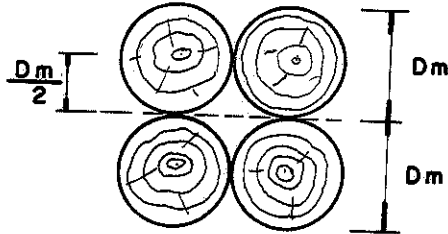


FIG. 2-109

$$y = D_m$$

$$S = \frac{4 \cdot \pi \cdot D_m^2}{4} = \pi \cdot D_m^2$$

$$M_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot \frac{D_m}{2} = \frac{\pi \cdot D_m^3}{4}$$

$$J = 0,80 \cdot \left\{ 4 \cdot \left[ \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} + \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot \left( \frac{D_m}{2} \right)^2 \right] \right\}$$

$$J = 16 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$

$$D_m = 31,75 \text{ cm} , y = 31,75 \text{ cm} , S = 3167 \text{ cm}^2 , M_s = 25137 \text{ cm}^3$$

$$J = 798114 \text{ cm}^4$$

d) Esforços Solicitantes Na Viga Principal

A viga principal é simplesmente apoiada com 8,00 m de vão livre, conforme esquema estático da figura 2-110.

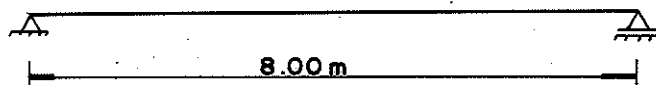


FIG. 2-110 - ESQUEMA ESTÁTICO DA VIGA PRINCIPAL

d.1) Carga Permanente

Sendo a carga permanente sobre a viga principal  $p = 1334 \text{ kgf/m}$  (3.6 a) tem-se:

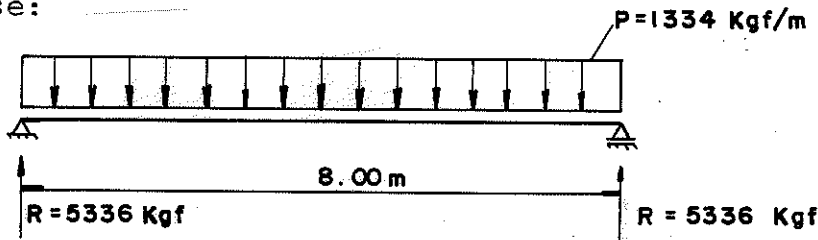


FIG. 2 - III

+ Diagrama de Momentos Fletores, Devidos ao Carregamento Permanente ( $M_p$ )

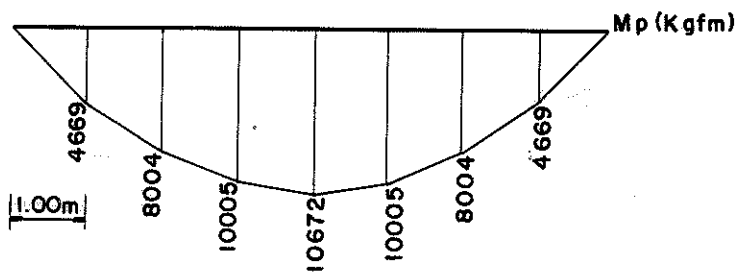


FIG. 2-112

+ Diagrama de Esforços Cortantes, Devidos ao Carregamento Permanente ( $Q_p$ )

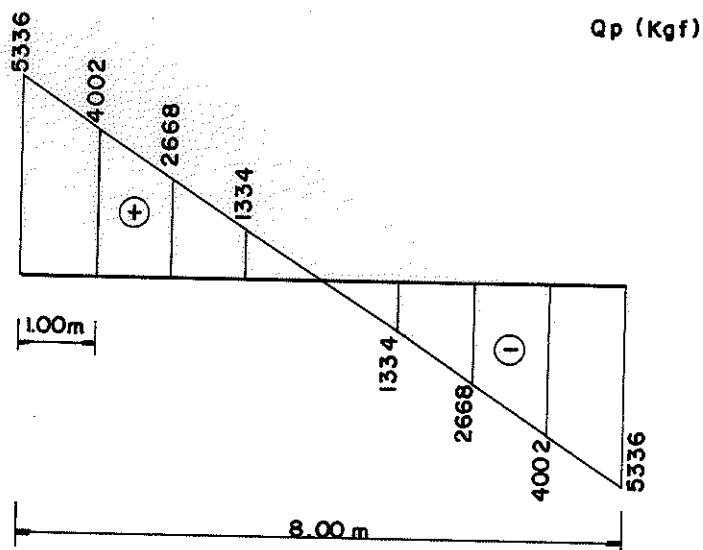


FIG. 2-113

+ Diagrama de Flechas, Devidas ao Carregamento Permanente ( $f_p$ )

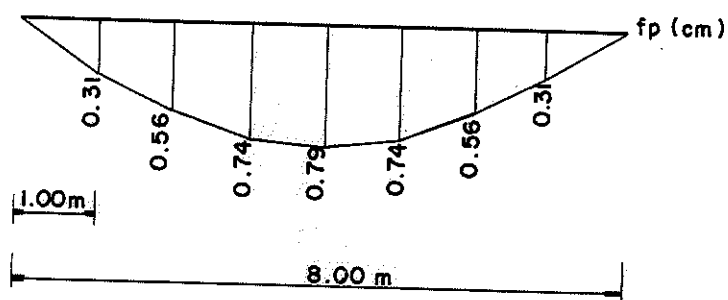


FIG. 2-114

d.2) Carga Móvel

De forma análoga ao item 3.2, d.2, utilizando-se as linhas de influência e o carregamento móvel da figura 2-104 obtém-se os diagramas de máximos.

+ Diagramas de Máximos Momentos Fletores, Devidos ao Carregamento Acidental ( $M_a$ )

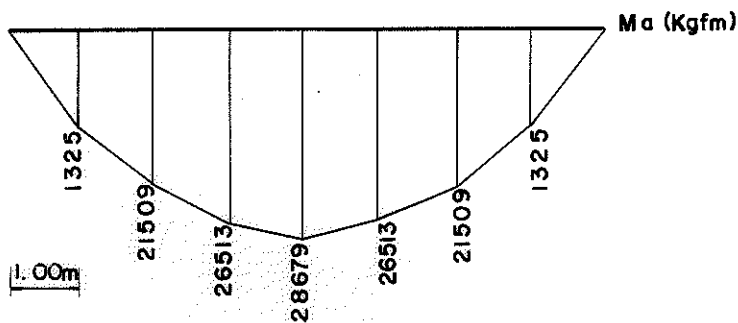


FIG. 2-115

+ Diagrama de Máximos Esforços Cortantes, Devidos ao Carregamento Acidental ( $Q_a$ )

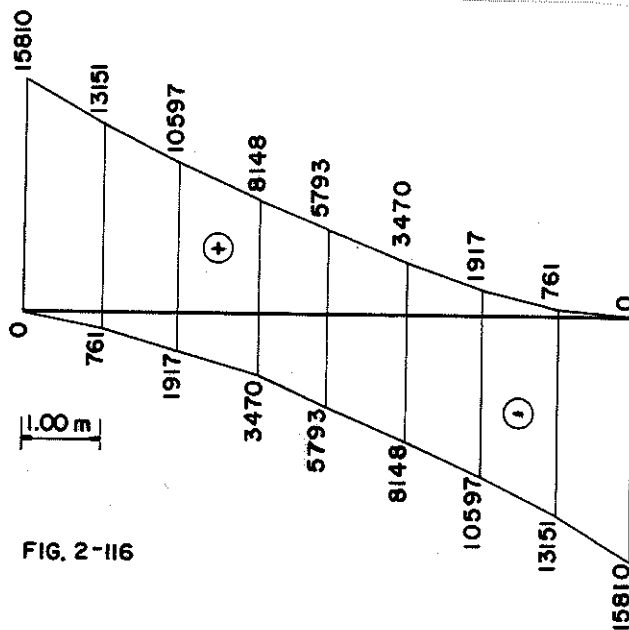


FIG. 2-116

+ Diagrama de Máximas Flechas, Devidas ao Carregamento Acidental ( $f_a$ )

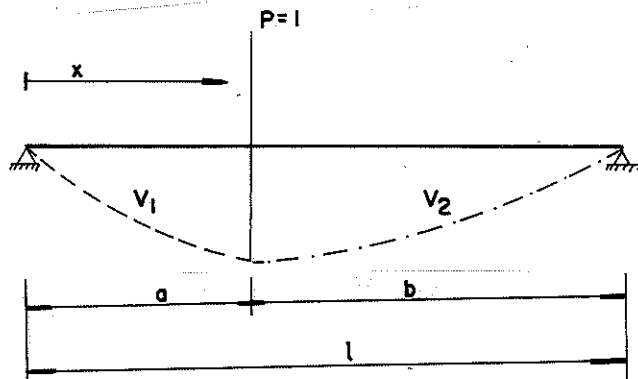


FIG. 2-117

Para  $x \leq a$

$$v_1 = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (\ell^2 - b^2 - x^2) \quad (\text{ver Parte I, item 4.2})$$

Para  $x \geq a$

$$v_2 = \frac{P \cdot a \cdot (\ell - x)}{6 \cdot E \cdot J \cdot l} \cdot (2\ell x - x^2 - a^2) \quad (\text{ver Parte I, item 4.2})$$

Com estas expressões pode-se calcular as linhas de influência de deslocamentos em várias seções (como a variação de  $a$ ), obtendo-se algumas de suas ordenadas (variação de  $x$ ), conforme resultados apresentados na tabela 2-14.

$$J = 798114 \text{ cm}^4 \quad (\text{item 3.6, c})$$

$$E = E_a = 168600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Parte I, item 2.2, tabela 1-02})$$

Tab. 2-14 - Linhas de Influência de Deslocamentos

		x (cm)									
		a (cm)	0	100	200	300	400	500	600	700	800
LINHA DE INFLUÊNCIA DE DESLOCAMENTO (10 <sup>-5</sup> ) NO PONTO a	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	100	0,00	1,51	2,51	2,94	2,91	2,51	1,83	0,96	0,00	
	200	0,00	2,51	4,46	5,43	5,45	4,74	3,46	1,83	0,00	
	300	0,00	2,94	5,43	6,96	7,25	6,41	4,74	2,51	0,00	
	400	0,00	2,91	5,45	7,25	7,93	7,25	5,45	2,91	0,00	
	500	0,00	2,51	4,74	6,41	7,25	6,96	5,43	2,94	0,00	
	600	0,00	1,83	3,46	4,74	5,45	5,43	4,46	2,51	0,00	
	700	0,00	0,96	1,83	2,51	2,91	2,94	2,51	1,51	0,00	
	800	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Carregando cada uma destas linhas de influência (tabela 2-14), obtem-se o diagrama de máximas flechas devidas ao carregamento acidental (figura 2-118).

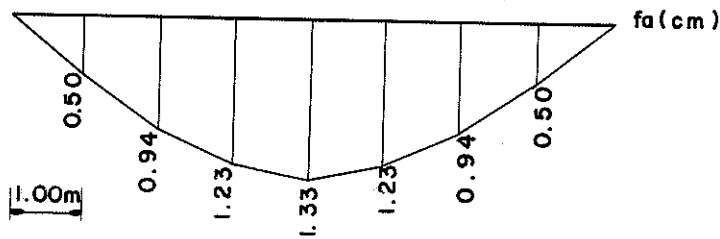


FIG.2-118

e) Dimensionamento da Viga Principal

A viga principal deve ser dimensionada à flexão simples, pois não existe esforço normal atuante (é desprezado) e graças à fixação do tabuleiro, a viga principal não perde estabilidade lateralmente.

Obs: O esforço normal é desprezado, pois o seu efeito sobre a tensão na viga principal é muito pequeno (aproximadamente 0,3% da tensão admissível) como pode ser observado no seguinte exemplo:

+ Força longitudinal (ver parte I, item 2.6)

No caso de frenagem, a força longitudinal ( $F_1$ ) será:

$$F_1 = 5\% \cdot [6 \cdot 6000 + (8-6) \cdot 3 \cdot 500 + (10-3) \cdot 8 \cdot 300] = 2790 \text{ kgf}$$

No caso de aceleração, a força longitudinal ( $F_2$ ) será:

$$F_2 = 30\% \cdot [36000] = 10800 \text{ kgf}$$

Deve-se usar a maior delas para o cálculo, no caso:

$$F = 10800 \text{ kgf}$$

Esta força pode ser reduzida à metade devido ao acréscimo de resistência da madeira às cargas rápidas.

$$F = 5400 \text{ kgf}$$

+ Esforço Normal (N) em Uma Viga Principal

$$N = \frac{F}{n} = \frac{5400}{3} = 1800 \text{ kgf}$$

n = número de vigas por faixa

+ Acréscimo de Tensão Devido à Força Longitudinal

$$\Delta\sigma = \frac{N}{S} = \frac{1800}{3167} \approx 0,57 \text{ kgf/cm}^2$$

$$+ \text{ Porcentagem da Tensão Admissível} = \frac{\Delta\sigma}{\bar{\sigma}_F} \cdot 100\% = \frac{0,57}{195} \cdot 100\% \approx 0,29\%$$

e.1) Verificação da Tensão de Flexão ( $\sigma_f$ )

Superpondo-se os diagramas de máximos momentos fletores, devidos ao carregamento acidental (figura 2-115), com o de momentos fletores, devidos ao carregamento permanente (figura 2-112), obtém-se o diagrama de máximos momentos fletores (figura 2-119).

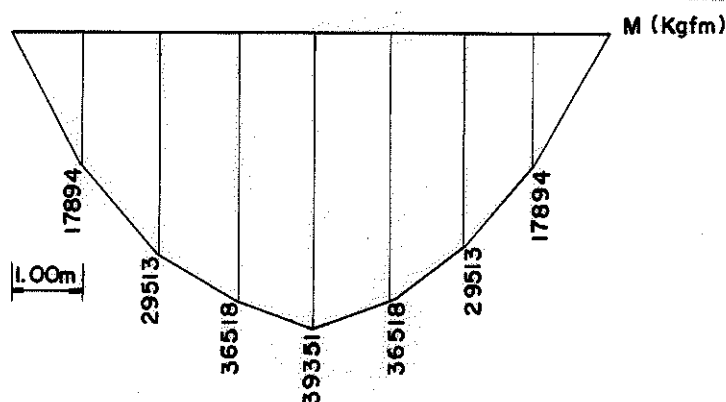


FIG. 2-119 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS MOMENTOS FLETORES ( $M = M_p + M_a$ )

NOTA: É interessante lembrar que no caso de estruturas simples não é necessário o cálculo do momento fletor em vários pontos, pois em geral se conhece a posição crítica. Em vigas simplesmente apoiadas, os máximos momentos, e as flechas máximas, ocorrem no centro do vão e as cortantes máximas nos apoios.

Verificando-se a tensão de flexão obtém-se:

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{3935100}{798114} \cdot 31,75 \approx 156,6 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ Kgf/cm}^2$$

Portanto a seção adotada para a viga principal é suficiente.

e.2) Verificação do Cisalhamento (espaçamento entre anéis)

A verificação da tensão de cisalhamento é feita indiretamente ao se impor a solidarização dos postes da viga principal. Sendo possí-

vel esta solidarização (espaçamento entre anéis maior que o diâmetro do anel) estará verificada a tensão do cisalhamento.

Superpondo-se os diagramas de máximos esforços cortantes, devidos ao carregamento acidental (figura 2-116), com o diagrama de esforços cortantes, devidos ao carregamento permanente (figura 2-113), obtém-se o diagrama de máximos esforços cortantes da figura 2-120.

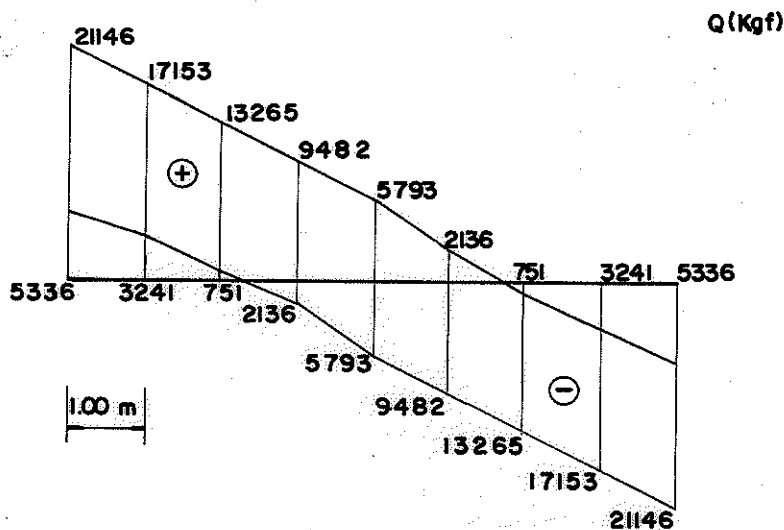


FIG. 2-120 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES (Q = Qp + Qa)

Como a expressão, para cálculo, do espaçamento entre anéis  $e \leq \frac{\bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s}$  (ver Parte I, item 1.2 b), foi deduzida para intervalos nos quais os esforços cortantes permanecem constantes, o diagrama da figura 2-120 deve ser alterado.

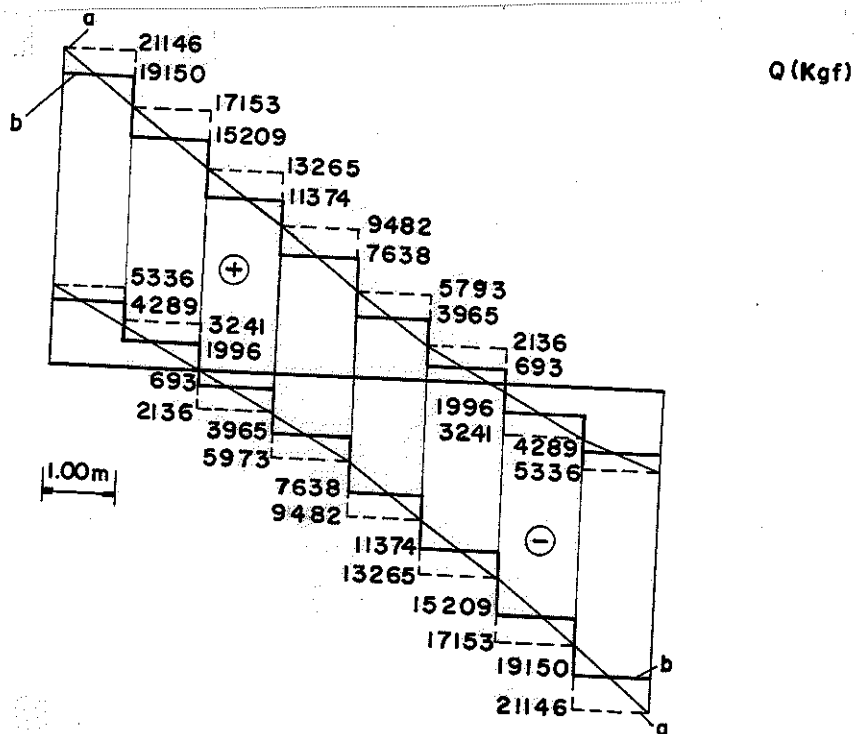


FIG. 2-121

A alteração do diagrama de máximos esforços cortantes, pode ser feita de duas maneiras: utilizando a cortante máxima do intervalo (figura 2-121, curva a), exageradamente a favor da segurança e anti-eco



nômica; ou utilizando a cortante média do intervalo (figura 2-121, curva b), mais econômica e também segura, principalmente por distribuir melhor os esforços nos anéis.

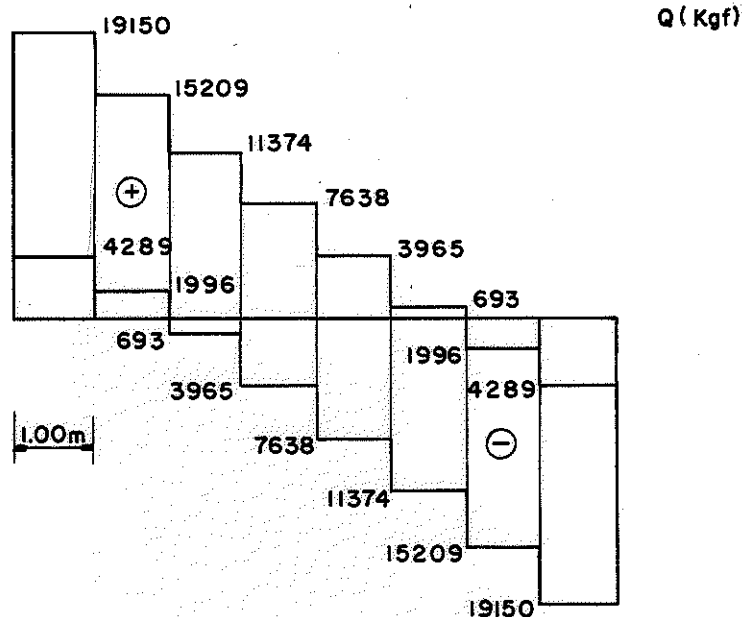


FIG. 2-122 — DIAGRAMA ADOTADO PARA OS MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES Q (Kgf)

Como existem dois anéis em uma seção da viga principal, o cálculo do espaçamento dos anéis é dado por:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Sendo:

$e$  = espaçamento entre os anéis

$\bar{P}_{\text{anel}}$  = carga admissível do anel ( $\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\eta \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell$  ou  $\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{h}{2} \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_c$ )

$\phi$  = diâmetro interno do anel

$h$  = altura do anel embutida na madeira

$\bar{\tau}_\ell$  = tensão admissível de cisalhamento nas ligações

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela às fibras

+ Cálculo da Carga Admissível do Anel ( $\bar{P}_{\text{anel}}$ )

Adotando-se os anéis de 8" (20,32 cm) de diâmetro, tem-se:

$\tau_\ell = 24,10 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_c = 122 \text{ kgf/cm}^2$  (Parte I, item 2.2, tabela 1-02)

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815 \text{ kgf}$$

+ Cálculo da Altura do Anel Embutida na Madeira (h)

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{h}{2} \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_c \rightarrow h = \frac{2 \bar{P}_{\text{anel}}}{\phi \bar{\sigma}_c}$$

$$h = \frac{2 \cdot 7815}{20,32 \cdot 122} \cong 6,30 \text{ cm}$$

Calculando-se os espaçamentos entre os anéis, nos diversos intervalos adotados, obtem-se os resultados apresentados na tabela 2-15.

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 798114}{25137 \cdot Q} \cong \frac{496261,36}{Q}$$

Tab. 2-15 - Espaçamento entre Anéis

INTERVALO (CM)	0 < x < 100	100 < x < 200	200 < x < 300	300 < x < 400	400 < x < 500	500 < x < 600	600 < x < 700	700 < x < 800
Esforço cortante (kgf)	19150	15209	11374	7638	7638	11374	15209	19150
Espaçamento, máximo, entre os anéis (cm)	25,91	32,63	43,64	64,97	64,97	43,64	32,63	25,91
Espaçamento adotado, entre os anéis (cm)	25,00	32,00	43,00	64,00	64,00	43,00	32,00	25,00

Em função destes espaçamentos a colocação dos anéis na viga principal é indicado na figura 2-123.

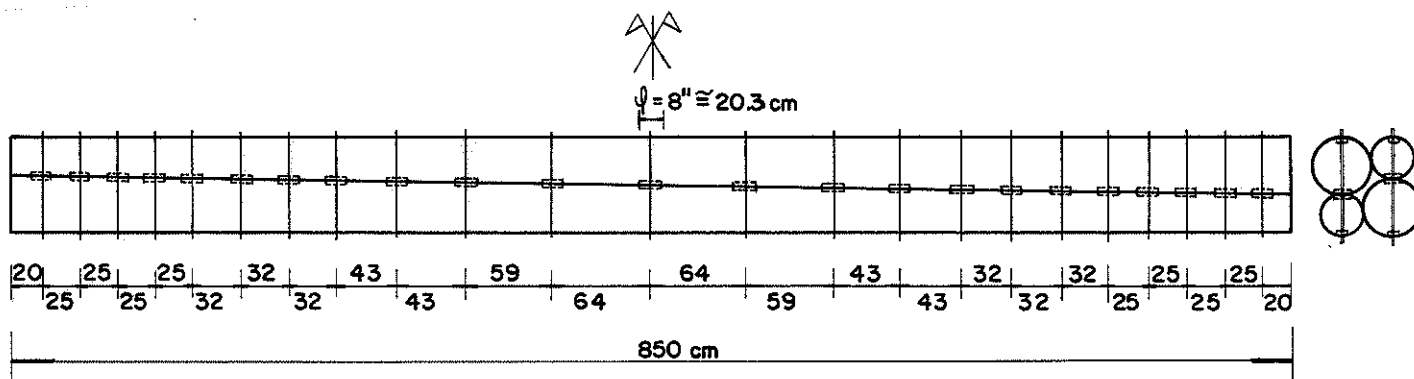
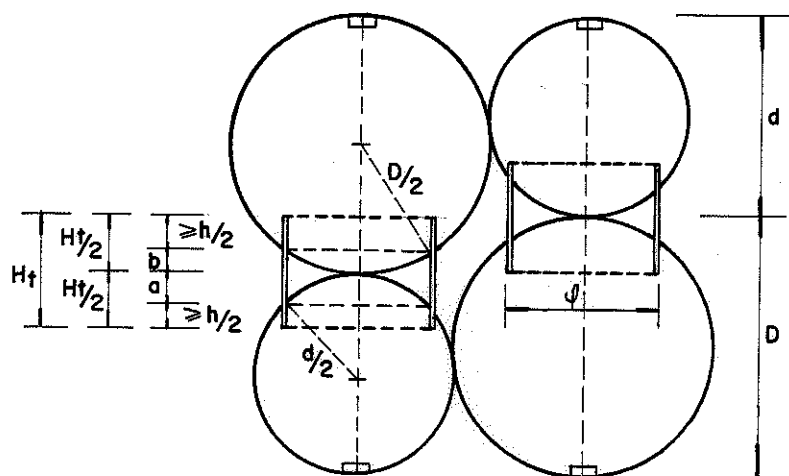


FIG. 2-123 - ESPAÇAMENTO ENTRE OS ANÉIS

Devido à forma da seção transversal (figura 2-124), a altura do anel (h), calculada anteriormente, deve ser acrescida (ver Parte I, item 1.2 b)



h = altura do anel; embutida na madeira

H<sub>t</sub> = altura total do anel, para montagem da viga

FIG. 2 - 124

As alturas "a" e "b" podem ser obtidas por:

$$(d/2)^2 = \left(\frac{d}{2} - a\right)^2 + \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \rightarrow a = \frac{d - \sqrt{d^2 - \phi^2}}{2}$$

$$(D/2)^2 = \left(\frac{D}{2} - b\right)^2 + \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \rightarrow b = \frac{D - \sqrt{D^2 - \phi^2}}{2}$$

A semi-altura do anel (H<sub>t</sub>/2) é facilmente obtida somando-se a h/2 o maior entre os valores de a ou b, a tabela 2-16 mostra estes valores:

Tab. 2-16

x (m)	0	0,85	1,70	2,55	3,40	4,25
D (cm)	36,00	35,15	34,30	33,45	32,60	31,75
d (cm)	27,50	28,35	29,20	30,05	30,90	31,75
a (cm)	4,49	4,29	4,12	3,96	3,81	3,68
b (cm)	3,14	3,23	3,33	3,44	3,55	3,68
h/2 (cm)	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
H <sub>t</sub> /2 (cm)	7,64	7,44	7,27	7,11	6,96	6,83

Construtivamente é aconselhável que os anéis, em todas as seções, tenham a mesma altura; adotando-se anéis de altura total

$H_t = 15,50 \text{ cm}$  ( $H_t/2 = 7,75 \text{ cm} > 7,64 \text{ cm}$ ) é possível a solidarização da viga.

Portanto a seção adotada para a viga principal pode ser usada se os postes forem solidarizados entre si por anéis metálicos, de diâmetro  $\phi = 8''$  (20,32 cm), altura total  $H_t = 15,50 \text{ cm}$  e com os espaçamentos representados na figura 2-123.

Para melhorar a fixação dos anéis e vencer eventuais esforços de separação dos postes, usa-se, para cada anel, um parafuso de 1/2" com 70 cm de comprimento.

### e.3) Verificação da Flecha

Superpondo-se os diagramas de máximas flechas, devidas ao carregamento acidental (figura 2-118) com o de flechas, devidas ao carregamento permanente (figura 2-114), obtem-se o diagrama de máximas flechas da figura 2-125.

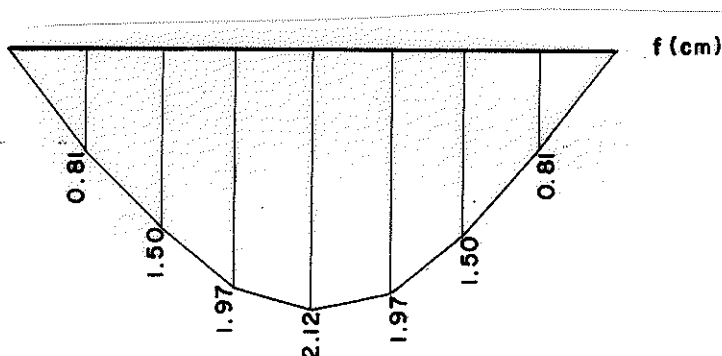


FIG.2-125 - DIAGRAMA DE MÁXIMAS FLECHAS ( $f=f_p+f_a$ )

Verificando-se a flecha obtem-se:

$$f = 2,12 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{800}{350} = 2,29 \text{ cm}$$

Desta forma, a seção adotada para a viga principal é suficiente para a flecha.

### e.4) Conclusão

Tendo em vista as verificações feitas anteriormente, as vigas principais podem ser formadas por quatro postes de Eucalipto Citriodora com diâmetro médio de 31,75 cm e 8,50 m de comprimento.

Utilizam-se postes do tipo pesado, com 18,50 m de comprimento (cortados a 8,50 m da base e usando os 10,00 m restantes no tabuleiro),

36,00 cm de diâmetro na base e 17,50 cm de diâmetro no topo (27,50 cm de diâmetro a 8,50 m da base).

A viga deve ser solidarizada por anéis metálicos com 8" (20,32 cm) de diâmetro, 0,80 cm de espessura e 15,50 cm de altura, usando - se ainda um parafuso de ferro redondo de 1/2" (1,27 cm) de diâmetro com 70 cm de comprimento em conjunto com cada anel. A figura 2-126 representa uma viga principal, mostrando os espaçamentos entre anéis.

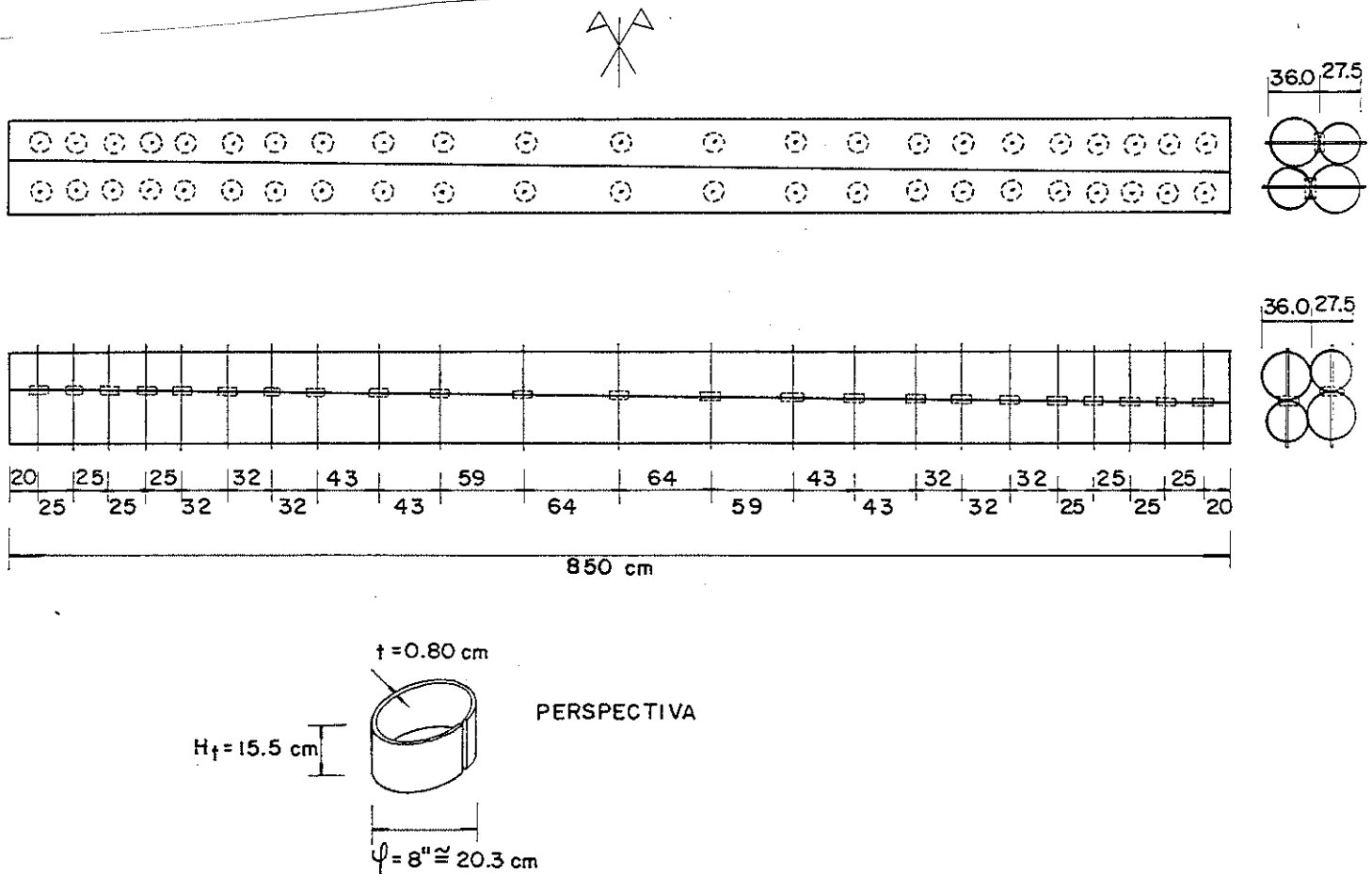


FIG. 2-126 - ESPAÇAMENTO ENTRE ANÉIS

f) Cálculo da Área Necessária de Apoio

A madeira na região dos apoios é sujeita à uma carga bastante elevada de compressão normal, oriunda da reação do apoio. Assim, dimensiona-se a área necessária de distribuição desta carga, para a madeira não ser esmagada devido à compressão normal.

f.1) Cálculo da Reação Máxima do Apoio

A reação no apoio da viga devida à carga permanente é dada no item 3.6, d.1, e vale:

$$R_p = 5.336 \text{ kgf}$$

Já a reação, devida ao carregamento acidental, pode ser encontrada através da sua linha de influência e do trem-tipo atuante na viga como segue:

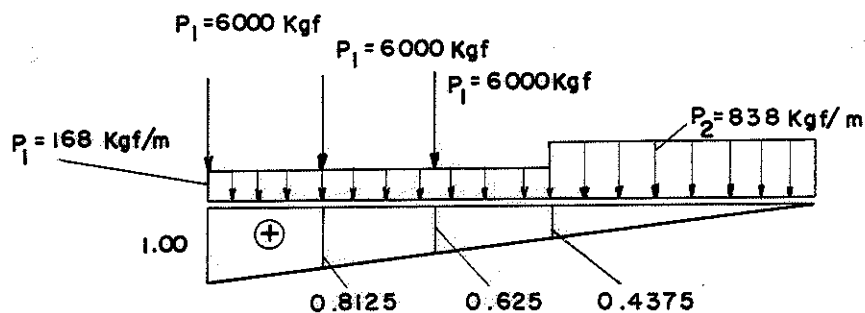


FIG. 2-127

$$R_a = 6000 \cdot (1,00 + 0,8125 + 0,625) + 168 \cdot \left( \frac{1,00 + 0,4375}{2} \cdot 4,50 \right) + 838 \cdot \left( \frac{0,4375 \cdot 3,50}{2} \right)$$

$$R_a \approx 15.810 \text{ kgf}$$

Ficando a reação máxima:

$$R_{\max} = R_p + R_a = 5336 + 15810 = 21.146 \text{ kgf}$$

#### f.2) Cálculo da Área de Apoio

Para não ocorrer esmagamento da madeira na região do apoio de ve-se ter:

$$\frac{R_{\max}}{S} \leq \bar{\sigma}_n$$

Sendo:

$R_{\max}$  = reação máxima no apoio

$S$  = área de distribuição das cargas no apoio

$\bar{\sigma}_n$  = tensão admissível de compressão normal

No caso:

$$R_{\max} = 21.146 \text{ kgf}, \bar{\sigma}_n = 36,7 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Parte I, item 1.2, tabela 1-02})$$

$$\frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_n} \leq S \quad \therefore \frac{21146}{36,7} \leq S \quad \therefore S \geq 576,18 \text{ cm}^2$$

Sendo, neste caso, a ligação do apoio executada pelo simples embutimento em um bloco de concreto, conforme mostra a figura 2-128, tem-se:

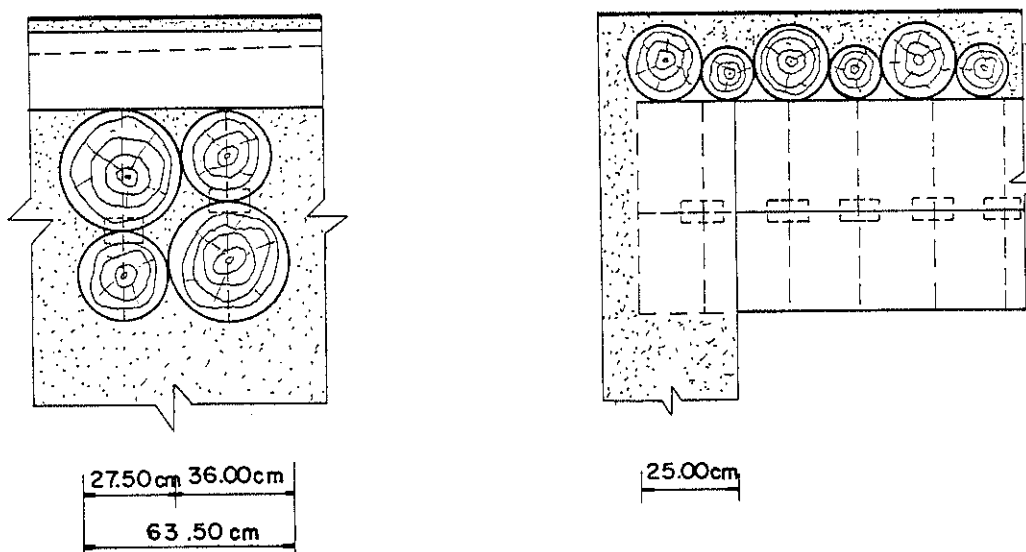


FIG. 2-128 - ESQUEMA DO APOIO

$$S = 63,50 \cdot 25 = 1.587,5 \text{ cm}^2 > 576,18 \text{ cm}^2$$

Portanto, o apoio pode ser executado desta forma.

### 3.7 - VERIFICAÇÃO DO PESO PRÓPRIO

Segundo a NB-11 de 1951, o peso próprio avaliado não deve diferir do peso próprio definitivo de mais de 10% - {(3, item 5)}. Desta forma, após o detalhamento da estrutura deve-se calcular o peso próprio definitivo, listando-se todos os componentes da ponte, e compará-lo com o peso próprio avaliado.

#### a) Peso Próprio Avaliado

Este peso será calculado a partir da carga permanente sobre o tabuleiro (3.2, a) e do peso próprio de cada viga principal. (3.6, a).

$$+ \text{Carga Permanente Sobre o Tabuleiro } p \cong 525 \text{ kgf/m}^2$$

$$+ \text{Peso Próprio da Viga Principal } p_p \cong 336 \text{ kgf/m}$$

Desta forma, o peso próprio avaliado ( $p_p$  avaliado) será:

$$P_p \text{ avaliado} \cong 525 \cdot 8,00 \cdot 10,00 + 6 \cdot 336 \cdot 8,00 \cong 58128 \text{ kgf}$$

$$P_p \text{ avaliado} \cong 58128 \text{ kgf}$$

### b) Peso Próprio Definitivo

Para cálculo do peso próprio definitivo é comum usar-se uma tabela conhecida como "lista de material", contendo todos os elementos usados e suas quantidades. Acrescentam-se à esta tabela os seus pesos, cuja somatória será o peso próprio definitivo da ponte.

Na tabela 2-17 são listados os diversos materiais e pesos correspondentes, simplificando os cálculos.

A tabela 2-17, fornece o peso próprio definitivo ( $P_p$  definitivo) que será:

$$P_p \text{ definitivo} \cong 59509 \text{ kgf}$$

Como o peso próprio definitivo não difere em 10% do avaliado, conclui-se que o projeto não necessita alterações.

$$0,90 \cdot P_p \text{ avaliado} \leq P_p \text{ definitivo} \leq 1,10 \cdot P_p \text{ avaliado}$$
$$52315,2 \text{ kgf} < 59509 \text{ kgf} < 63940,8 \text{ kgf}$$

NOTA: Distribuindo-se o peso próprio definitivo na área da ponte, obtém-se o peso próprio da ponte em  $\text{kgf/m}^2$ , dado importante para execução de ante-projeto.

$$p = \frac{59509}{8 \cdot 10} = 743,9 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

### 3.8 - DETALHAMENTO DA PONTE

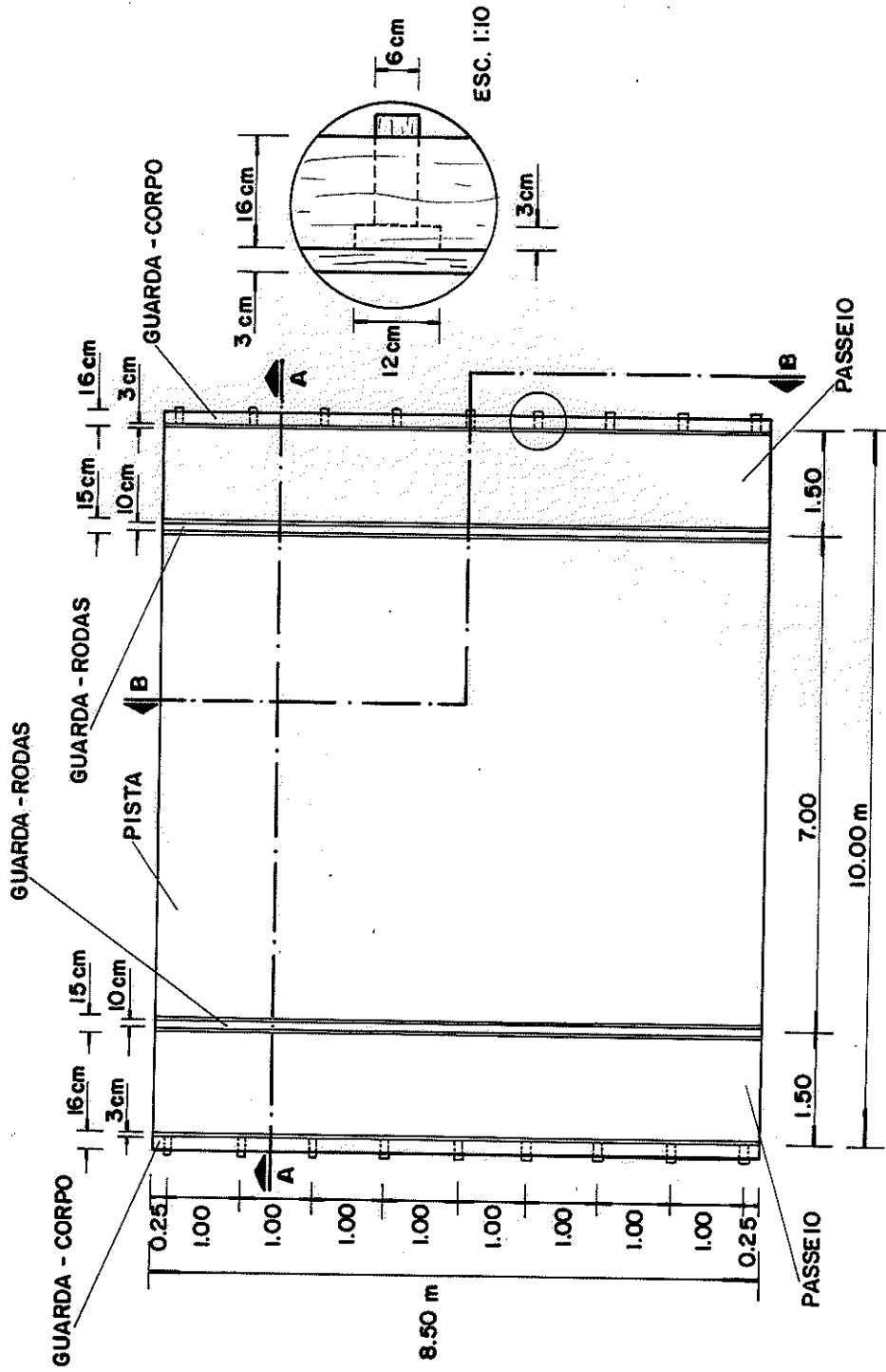
A seguir são apresentados os desenhos necessários à perfeita visualização da ponte, tornando possível a sua construção.



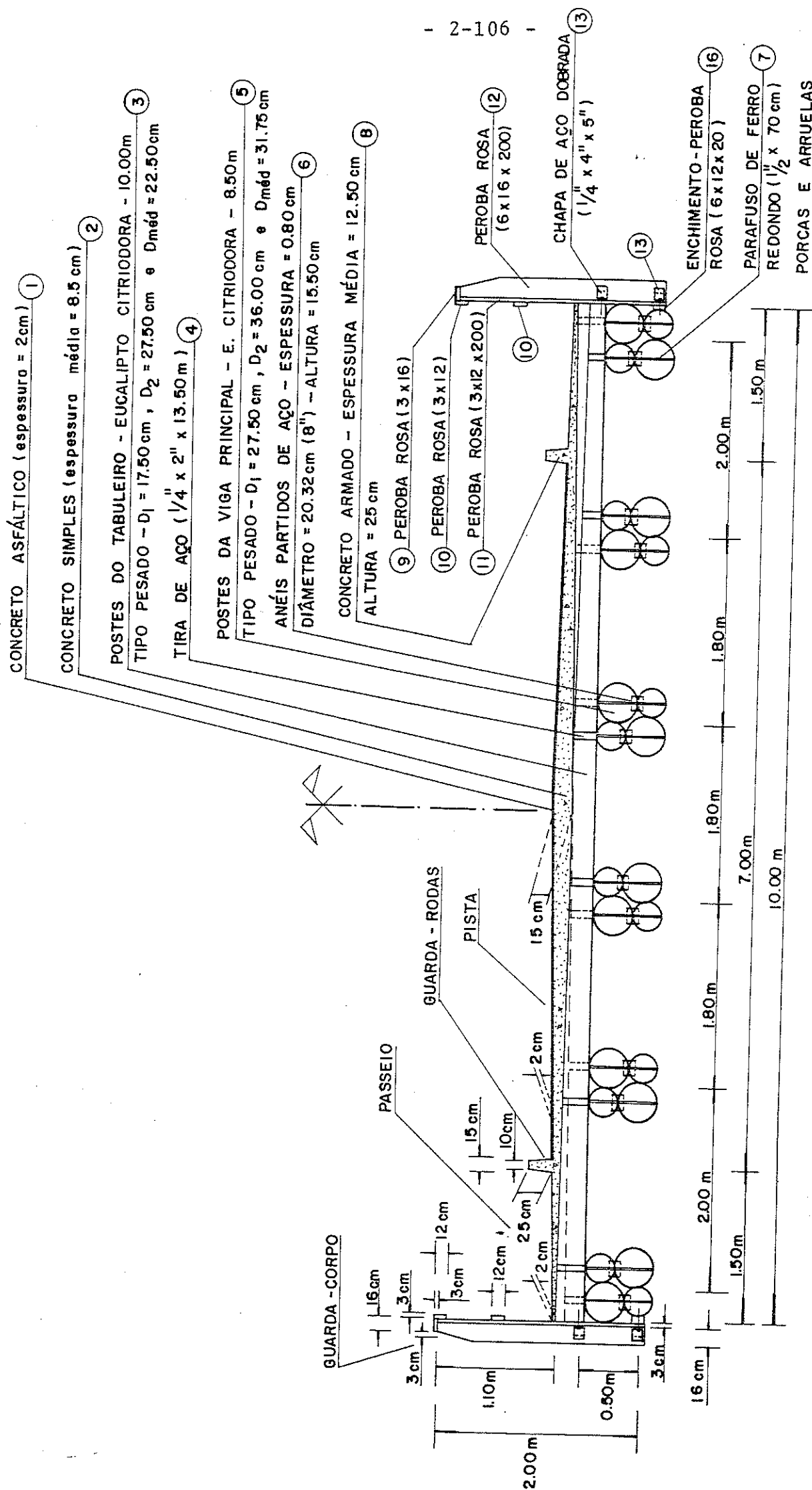
Tab. 2-17

Nº	MATERIAL	ESPECIFICAÇÕES	DIMENSÕES	LOCALIZAÇÃO	VOLUME UNITÁRIO	DENSIDADE	PESO UNITÁRIO	QUANTIDADE	PESOS
01	ASFALTO	CONCRETO ASFÁLTICO	ESPESURA = 2 cm	PISTA	20.000 cm <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	2,00 g/cm <sup>3</sup>	40 kgf/m <sup>2</sup>	59,5 m <sup>2</sup>	2.380 kgf
02	CONCRETO	CONCRETO SIMPLES	E. MÉDIA = 8,5 cm	SOBRE O TABULEIRO	1.092.311 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup>	2403 kgf/m	8,5 m	20.426 kgf
03	E. CITRIODORA	POSTE-TIPO PESADO	D. MÉD = 22,5 cm, L = 10 m	TABULEIRO	397.608 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	421,5 kgf	38 postes	16.017 kgf
04	AÇO	TIRAS PARA FIXAÇÃO	1/4" x 2" x 13,5 m	TABULEIRO	4.219 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	33,1 kgf	12 tiras	397 kgf
05	E. CITRIODORA	POSTE-TIPO PESADO	D. MÉD = 31,75 cm, L = 8,5 m	VIGAS PRINCIPAIS	672.971 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	713,4 kgf	24 postes	17.122 kgf
06	AÇO	ANÉIS PARTIDOS	8" x 0,8 cm x 15,5 cm	VIGAS PRINCIPAIS	388 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	3,0 kgf	276 anéis	828 kgf
07	AÇO	PARAFUSO COM PORCAS	1/2" x 70 cm	COM ANÉIS	98 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	770 gf	276 paraf.o/porcas	213 kgf
08	CONCRETO	CONCRETO ARMADO	12,5 cm x 25 cm	GUARDA-RODAS	31.250 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup>	68,8 kgf/m	17 m	1.170 kgf
09	PEROBA ROSA	TÁBUA	3 cm x 16 cm	CORRIMÃO (GUARDA-CORPO)	4.800 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	4 kgf/m	17 m	68 kgf
10	PEROBA ROSA	TÁBUA	3 cm x 12 cm	CORRIMÃO (GUARDA-CORPO)	3.600 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	3 kgf/m	34 m	102 kgf
11	PEROBA ROSA	TÁBUA	3 cm x 12 cm x 200 cm	CORRIMÃO (GUARDA-CORPO)	7.200 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	6 kgf	18 pilaretes	108 kgf
12	PEROBA ROSA	VIGOTA	6 cm x 16 cm x 200 cm	PILARETE (GUARDA-CORPO)	19.200 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	16,1 kgf	18 pilaretes	290 kgf
13	AÇO	CHAPA DOBRADA	1/4" x 4" x 5"	FIXAÇÃO PILARETES	78 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	613 gf	72 chapas	44 kgf
14	AÇO	PARF. ROSCA SOBERBA	1/4" x 4"	FIXAÇÃO PILARETES	7 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	55 gf	72 parafusos	4 kgf
15	AÇO	PARAFUSO COM PORCAS	1/4" x 11 cm	FIXAÇÃO PILARETES	8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	63 gf	72 parafusos	5 kgf
16	PEROBA ROSA	ENCHIMENTO	6 cm x 12 cm x 20 cm	FIXAÇÃO PILARETES	1.440 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	1,2 kgf	18 peças	22 kgf
17	PREGO	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	SOLIDARIZAÇÃO PILARETES	---	76pregos/kg	---	738 pregos	10 kgf
18	PREGO	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	SOLIDARIZAÇÃO CORRIMÃO	---	76pregos/kg	---	85 pregos	2 kgf
19	PREGO	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	FIXAÇÃO CORRIMÃO	---	76pregos/kg	---	72 pregos	1 kgf
20	AÇO	FERRO REDONDO	Ø 1/2" o = 2,00 m	GUARDA-RODAS (N <sub>1</sub> )	---	0,99 kg/m	1,98 kgf	86 unidades	170 kgf
21	AÇO	FERRO REDONDO	Ø 1/2" o = 8,50 m	GUARDA-RODAS (N <sub>3</sub> e N <sub>4</sub> )	---	0,99 kg/m	8,42 kgf	8 unidades	67 kgf
22	AÇO	FERRO REDONDO	Ø 1/4" o = 2,05 m	GUARDA-RODAS (N <sub>2</sub> )	---	0,25 kg/m	0,52 kgf	86 unidades	45 kgf
23	AÇO	PARF. ROSCA SOBERBA	3/8" x 3"	TIRAS PARA FIXAÇÃO	5,8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	46 gf	456 parafusos	21 kgf
								TOTAL	59.512 kgf

\* A ferragem foi considerada à parte (Nº 20, 21 e 22)

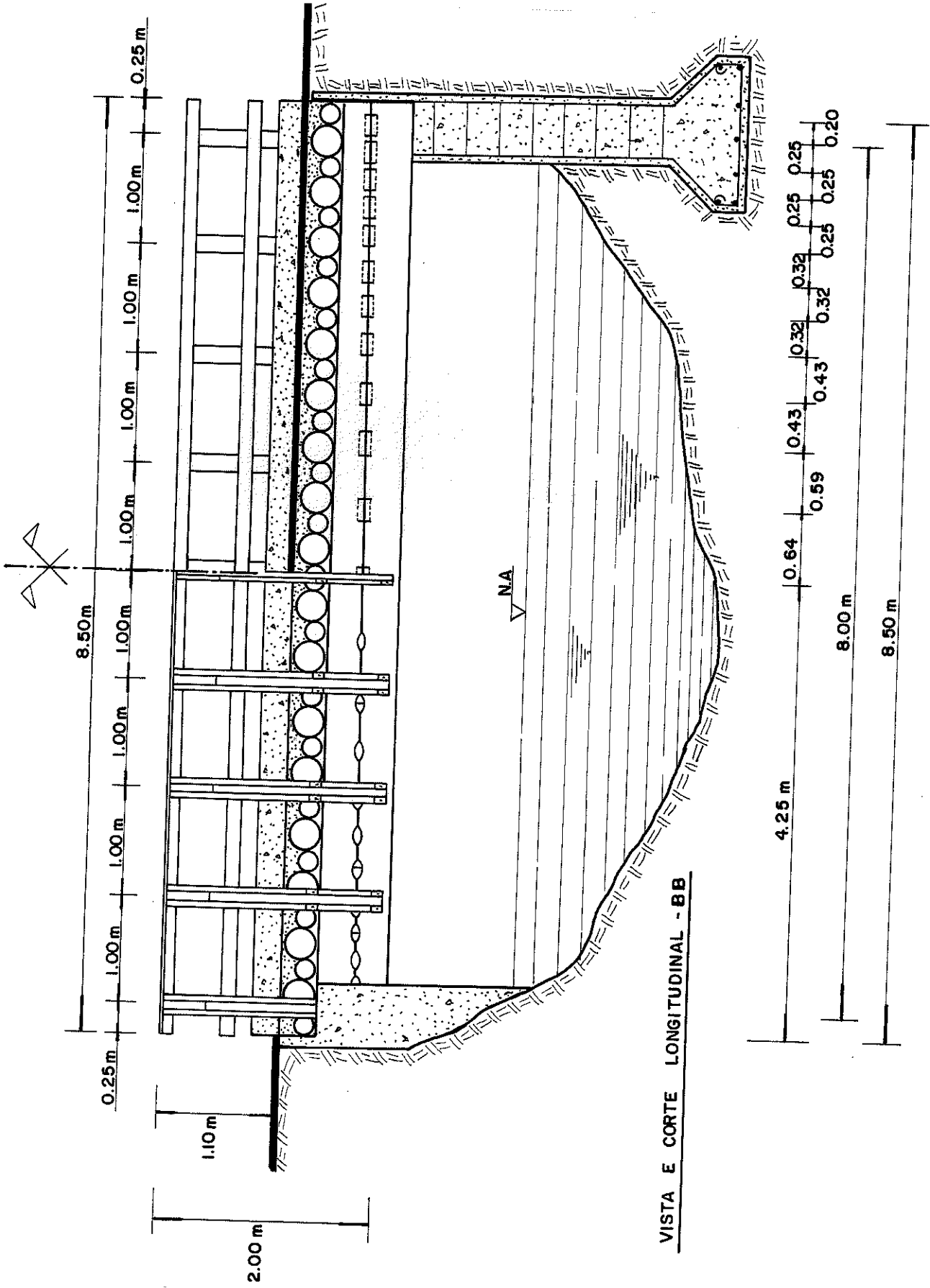


PLANTA



CORTE TRANSVERSAL - A/A

CORTE TRANSVERSAL



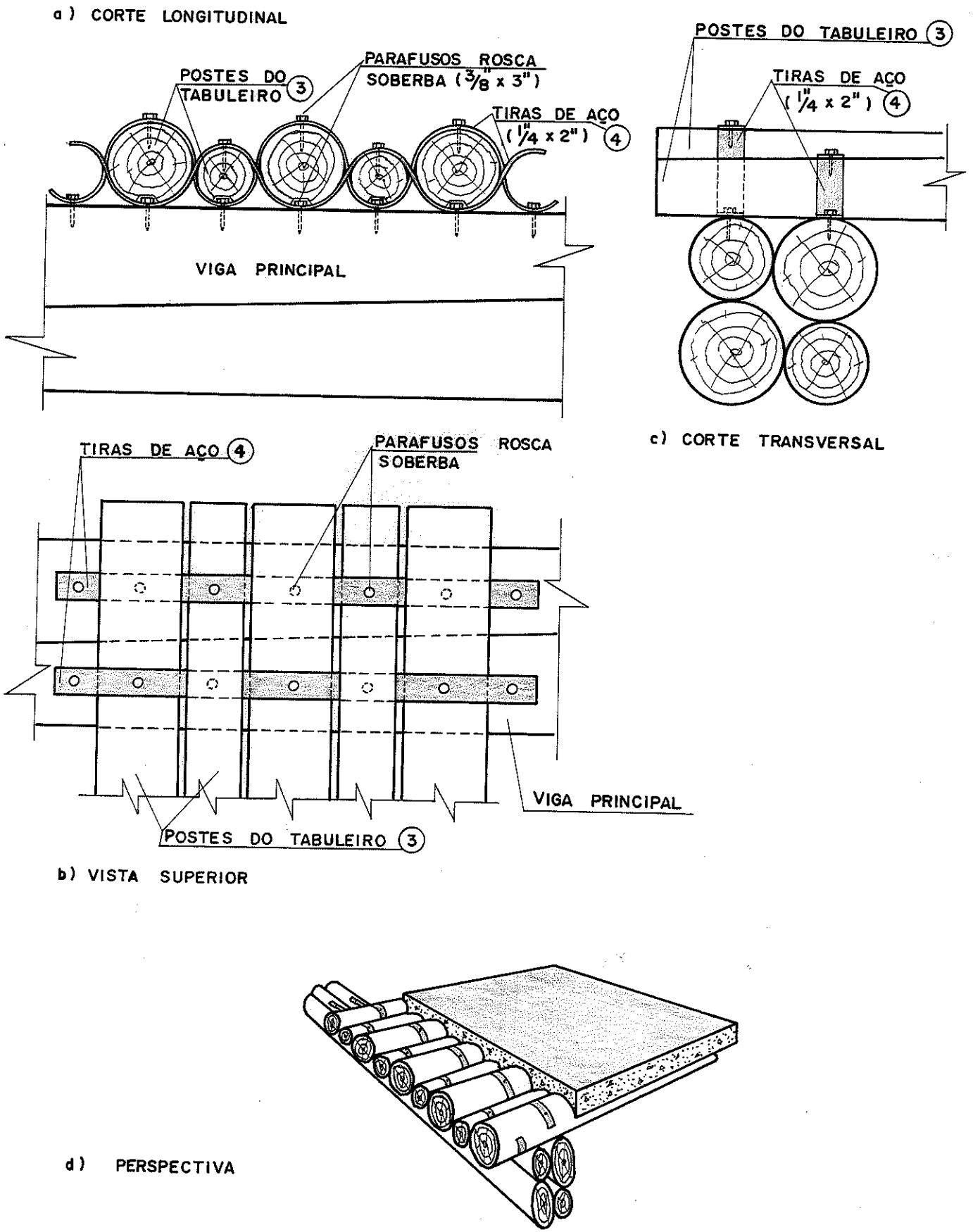


FIG. 2-132 - DETALHE DE FIXAÇÃO DO TABULEIRO

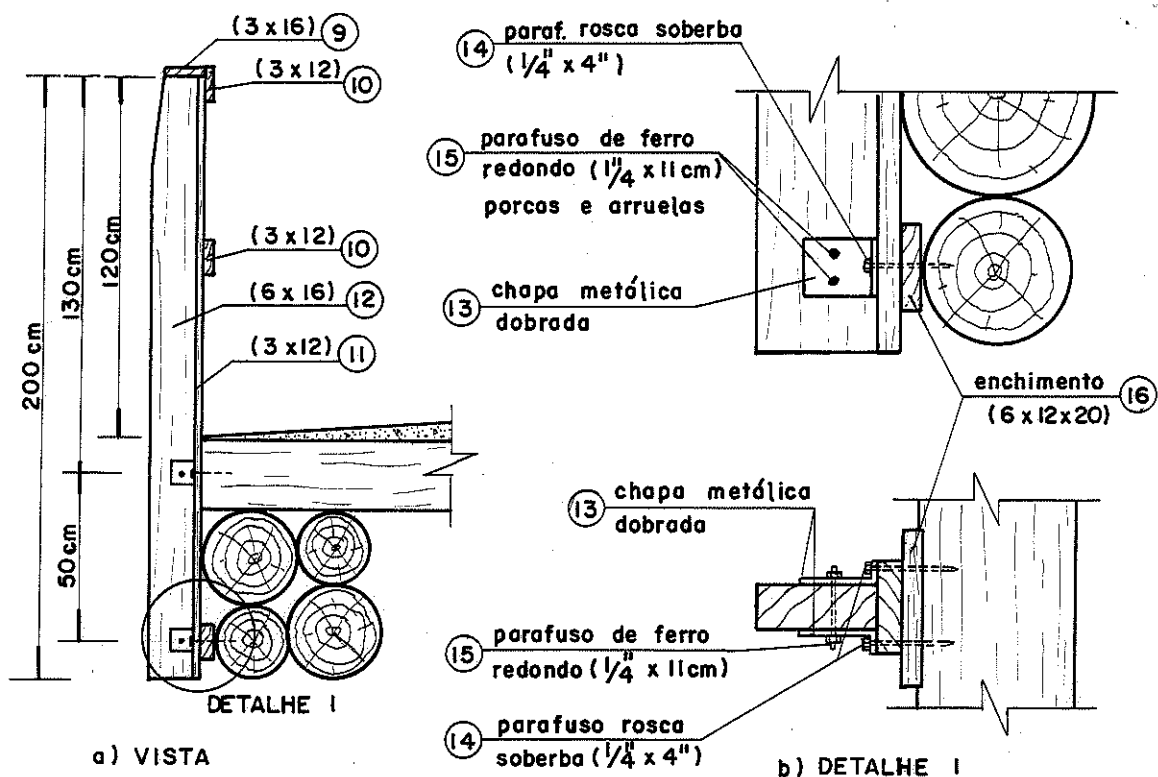


FIG. 2-133 - DETALHE DO GUARDA-CORPO E SUA FIXAÇÃO

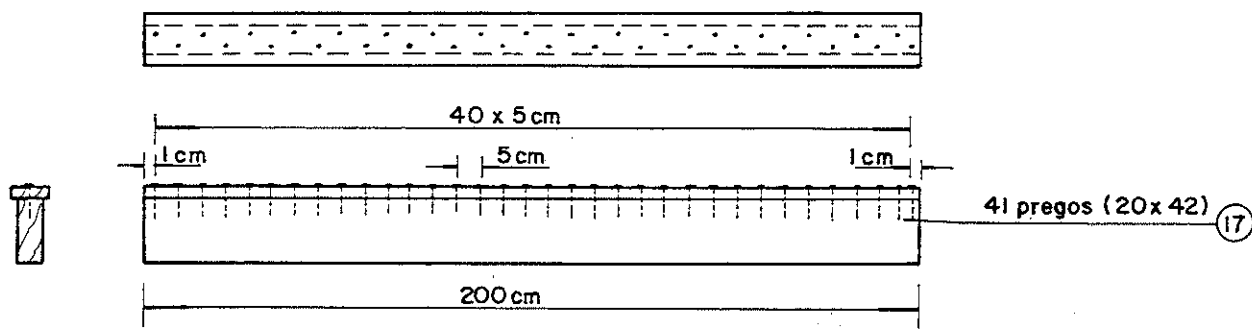


FIG. 2-134 - SOLIDARIZAÇÃO DOS PILARETES DO GUARDA-CORPO

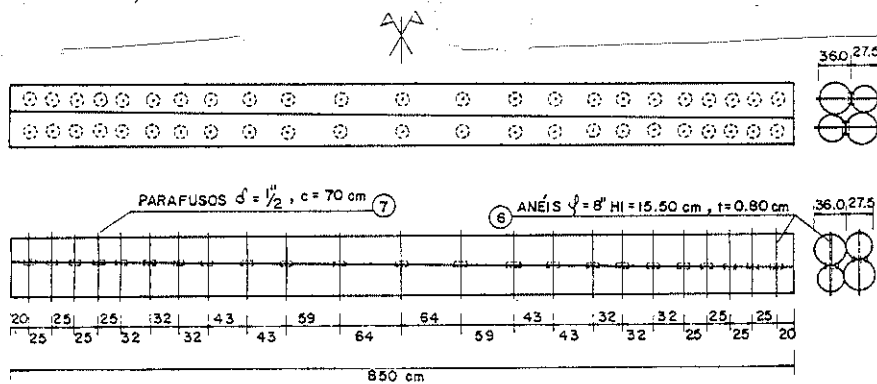


FIG. 2-135 - ESPAÇAMENTO DOS ANÉIS NA VIGA PRINCIPAL

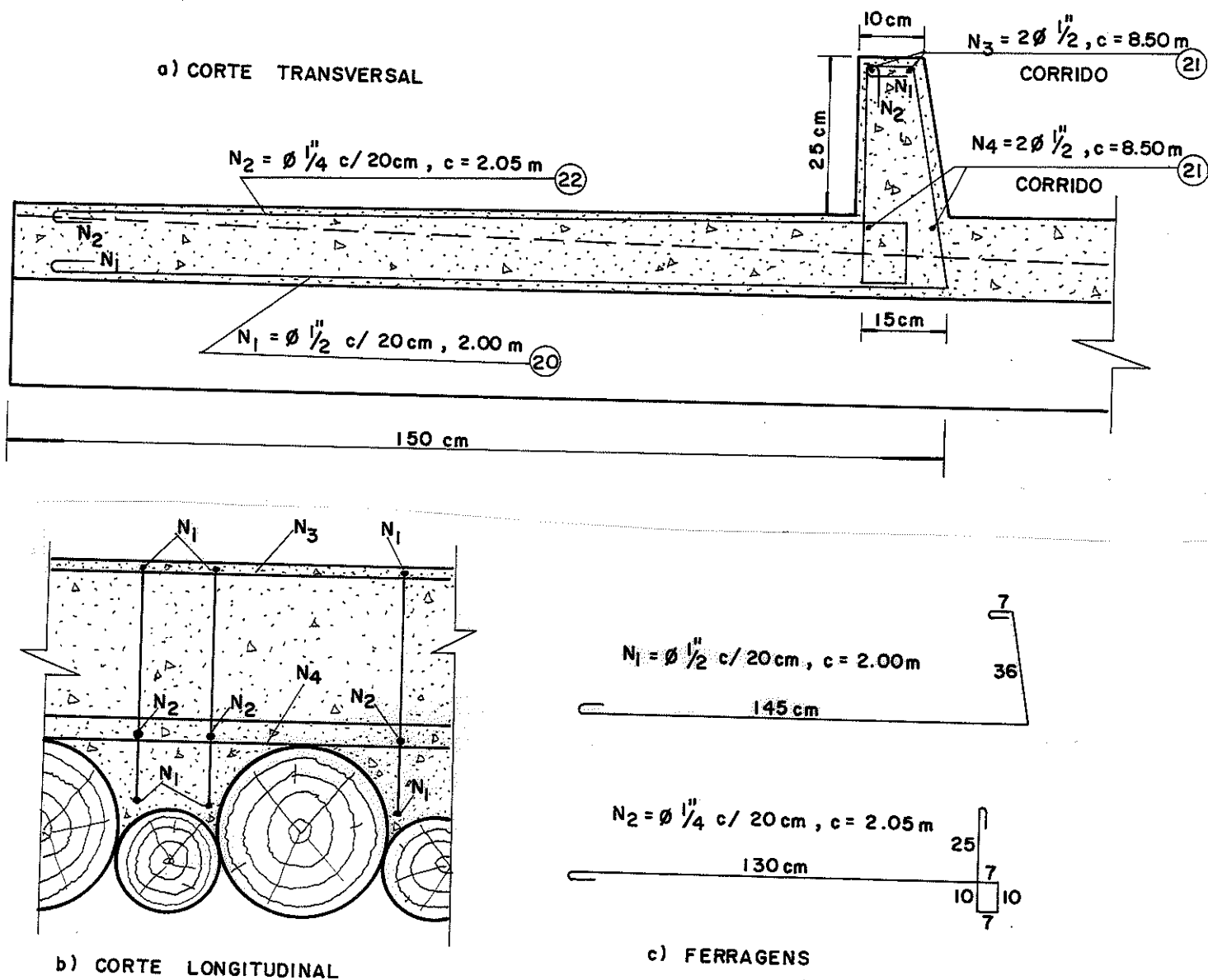


FIG. 2-136 - O GUARDA-RODAS, DIMENSÕES E FERRAGENS

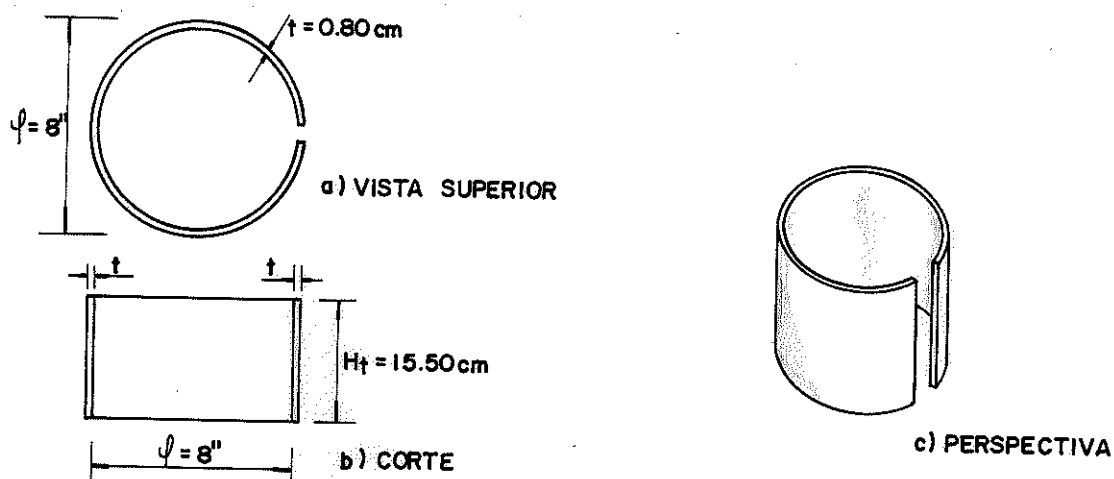


FIG. 2-137 - DETALHE DO ANEL METÁLICO

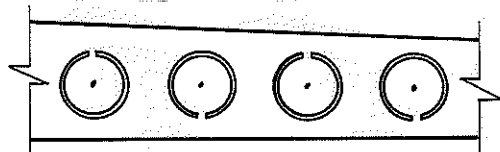


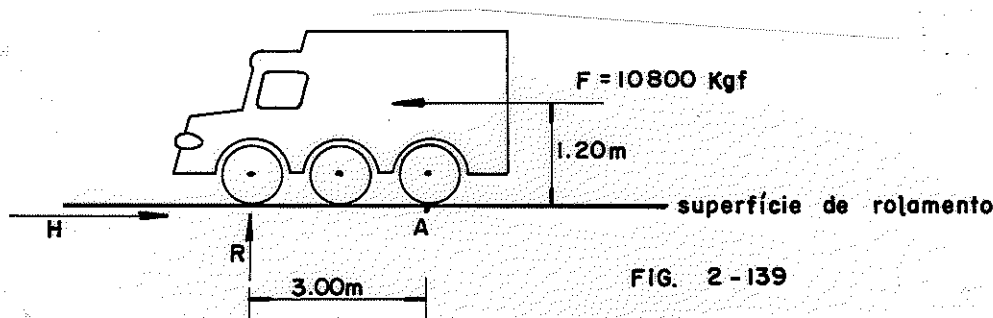
FIG. 2-138 - DETALHE DE COLOCAÇÃO DO ANÉIS

### 3.9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos itens anteriores, durante o projeto da ponte, não foram considerados os seguintes efeitos:

- Força longitudinal
- Ação do vento

A força longitudinal, segundo os critérios da NB-11 de 1951, teria uma magnitude de 10800 kgf, em cada via de tráfego (ver Parte I, item 26), aplicada a 1,20 m da superfície de rolamento. Esta força pode ser traduzida por uma reação horizontal e uma vertical, conforme a figura 2-139.



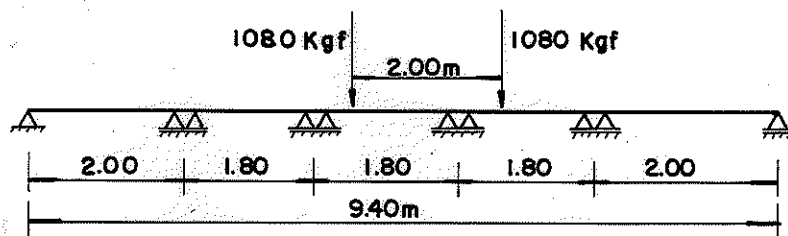
Equilibrando momentos no ponto A (figura 2-139) tem-se:

$$R \cdot 3,00 = 10800 \cdot 1,20$$

$$R = 4320 \text{ kgf atuando em um eixo (2160 kgf em uma roda)}$$

$$H = 10800 \text{ kgf atuando em tres vigas principais (uma via de trás fego)}$$

Estas reações devem ser reduzidas à metade, devido ao acréscimo de resistência da madeira a cargas rápidas. {3} A reação horizontal acarreta esforço normal nas vigas principais e a reação vertical é móvel sendo aplicada sobre o tabuleiro conforme a figura 2-140.



A força longitudinal, quando considerada, acarreta os seguintes efeitos máximos:



- Sobre o Tabuleiro

Momento fletor  $M_{t_1} = 48.600 \text{ kgfcm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{t_1} = 724 \text{ kgf}$  (ponto de máxima tensão cisalhante)

Flecha  $f_{t_1} = 0,04 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a Viga Principal

A distribuição deste carregamento, para as vigas principais, provoca uma reação horizontal de 5400 kgf (a distribuir em tres vigas) e uma vertical de 1080 kgf, cujos efeitos máximos serão:

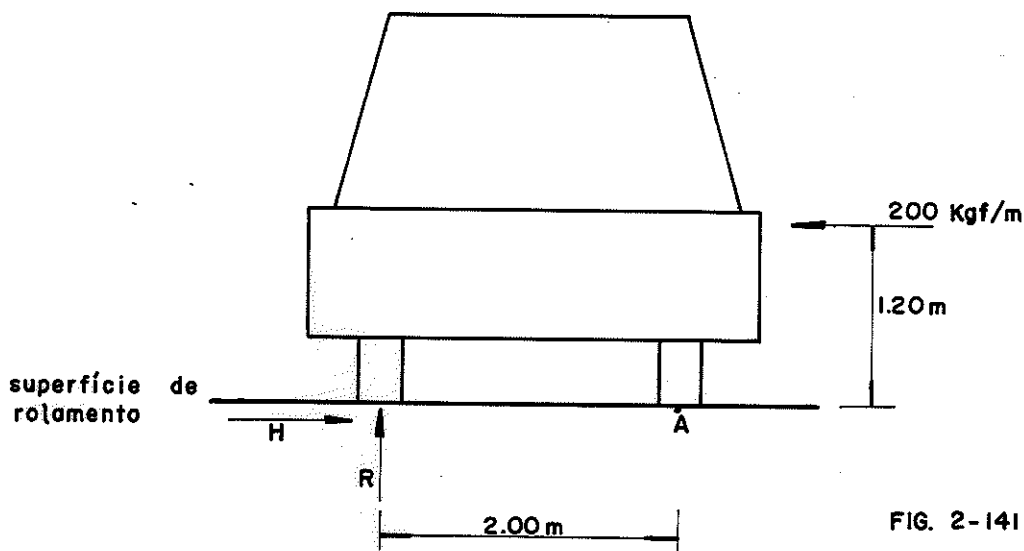
Momento fletor  $M_{v_1} = 216000 \text{ kgfcm}$  (no centro do vão)

Esforço cortante  $Q_{v_1} = 1080 \text{ kgf}$  (nos apoios)

Esforço normal  $N_{v_1} = 1800 \text{ kgf}$

Flecha  $f_{v_1} = 0,09 \text{ cm}$  (no centro do vão)

A ação do vento sobre a ponte pode ser desprezada, visto que as peças do tabuleiro solidarizadas às vigas principais, permitem admitir elevada rigidez transversal para a transmissão dos esforços horizontais. Já a ação do vento sobre o veículo (200 kgf/m aplicado a 1,20 m da superfície de rolamento) fornecerá uma reação vertical e uma horizontal, conforme a figura 2-141.



Equilibrando momentos no ponto A (figura 2-141) tem-se:

$$R \cdot 2,00 = 200 \cdot 1,20$$

$$R = 120 \text{ kgf/m}$$

$$H = 200 \text{ kgf/m}$$

Devido ao acréscimo de resistência da madeira a cargas rãpi - das, pode-se reduzir ã metade estas reações. {(3)} Devido à elevada ri gidez transversal, a componente horizontal pode ser desprezada.

A ação do vento, quando considerada, acarreta os seguintes efeitos máximos:

- Sobre o Tabuleiro

Considerando a seção resistente do tabuleiro, a reação verti - cal será de 27 kgf, causando os seguintes efeitos máximos:

$$\text{Momento fletor } M_{t2} = 1215 \text{ kgfcm (ponto de máximo momento total)}$$

$$\text{Esforço cortante } Q_{t2} = 18 \text{ kgf (ponto de máxima tensão cisa - lhante)}$$

$$\text{Flecha } f_{t2} = 0,001 \text{ cm (ponto de máxima flecha total)}$$

- Sobre a Viga Principal

A distribuição deste esforço sobre a viga principal, resulta em uma carga vertical de 0,60 kgf/cm, cujos efeitos máximos serão:

$$\text{Momento fletor } M_{v2} = 48000 \text{ kgf.cm (no centro do vão)}$$

$$\text{Esforço cortante } Q_{v2} = 240 \text{ kgf (nos apoios)}$$

$$\text{Flecha } f_{v2} = 0,02 \text{ cm (no centro do vão)}$$

Os efeitos desprezados, foram de:

- Para o Tabuleiro

Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y = \frac{49815}{25161} \cdot 11,25 = 22,3 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (11,4\% da tensão admissível)}$$

Tensão de cisalhamento

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} = \frac{742 \cdot 1898}{45 \cdot 25161} = 1,2 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (7,5\% da tensão admissível)}$$

Flecha

$$f = 0,04 \text{ cm (7,0\% da flecha admissível)}$$

Caso não fossem desprezados estes efeitos, na verificação final das peças do tabuleiro, ter-se-ia:

$$\sigma_f = 22,3 + 126,2 \cong 148,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_f = 1,2 + 6,9 \cong 8,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,04 + 0,41 \cong 0,45 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{200}{350} = 0,57 \text{ cm}$$

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final do tabuleiro

+ Para a Viga Principal

Tensão de flexão (calculado aproximado)

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y + \frac{N}{S} = \frac{26400}{798114} \cdot 31,75 + \frac{1800}{3167} \cong 11,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5,7\% da tensão admissível)}$$

Flecha

$$f = 0,11 \text{ cm (4,8\% da flecha admissível)}$$

Variação no espaçamento entre os anéis

$$\Delta_e = \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{M_s} \cdot \left( \frac{1}{Q} - \frac{1}{Q+\Delta Q} \right) \cong 496261,36 \cdot \left( \frac{1}{19150} - \frac{1}{19150 + 1320} \right)$$

$$\Delta_e \cong 1,67 \text{ cm (6,7\% do espaçamento adotado nos apoios)}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final das vigas principais, ter-se-ia:

$$\sigma_f = 11,1 + 156,6 \cong 167,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,11 + 2,12 \cong 2,23 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,29 \text{ cm}$$

$$e = 25,91 - 1,67 \cong 24,24 \text{ cm}$$

O espaçamento entre anéis, apesar de um pouco menor que o adotado (25 cm), não torna necessária a alteração do espaçamento dos anéis, principalmente pelo grande coeficiente de segurança desta ligação.

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final da viga principal.

#### 4 - COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 E 12

A classe da ponte depende, basicamente, da classe da rodovia (Parte I, item 2.3, tabela 1-03). No item 3, foi apresentado um projeto de ponte classe 36, para rodovias classe I. Se a rodovia for de outra classe, a classe da ponte se altera, seu carregamento é menor e portanto a ponte é mais leve. A fim de comparar estas pontes serão feitos os ante-projetos de ponte classe 24 e 12, comparando-se estes resultados com os da ponte classe 36 apresentados no item 3.

##### 4.1 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 24

Neste item estudar-se-á o ante-projeto da ponte apresentada no item 1; porém de classe 24.

Adotando-se a viga principal descrita em 2.2, pode-se obter o número necessário de vigas sob a ponte.

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado.

##### a) Carregamentos

##### a.1) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte, pode-se adotar um valor de 700 a 800 kg/m<sup>2</sup> de ponte (Parte I, item 3.3); adotando-se para esta ponte um valor de 730 kgf/m<sup>2</sup> de ponte, obtem-se os seguintes carregamentos:

+ Carga Permanente Sobre o Tabuleiro

$$P_p = 730 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga Permanente Sobre a Viga Principal

$$P_p = 730 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kgf/m)}$$

Sendo:

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

$n$  = número de vigas sob a ponte

##### a.2) Carga Acidental

+ Carga Acidental Sobre o Tabuleiro

$$q_{eq} = 3000 + \frac{31000}{\ell_1} = 3000 + \frac{31000}{10} \cong 6100 \text{ kgf/cm}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 6100 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga Acidental sobre a Viga Principal

$$q_{eq} = 400 + \frac{5600}{\ell} = 400 + \frac{5600}{8} = 1100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 1100 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kgf/m)}$$

b) A Viga Principal

b.1) Características Geométricas da Seção da Viga Principal

Conforme o item 2.2, tem-se:

$$y = 31,75 \text{ cm}$$

$$S = 3.166,9 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 25137,4 \text{ cm}^3$$

$$J = 798113,8 \text{ cm}^4$$

b.2) Esforços Solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = \left(\frac{73}{n-1}\right) \cdot \frac{800^2}{8} = \frac{5840000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = \left(\frac{110}{n-1}\right) \cdot \frac{800^2}{8} = \frac{8800000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} \cong \frac{14640000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

+ Esforços Cortantes

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = p_p \cdot \frac{\ell}{2} = \left(\frac{73}{n-1}\right) \cdot \frac{800}{2} = \frac{29200}{n-1} \text{ kgf}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = p_a \cdot \frac{\ell}{2} = \left(\frac{110}{n-1}\right) \cdot \frac{800}{2} = \frac{44000}{n-1} \text{ kgf}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{t \text{ max}} = \frac{73200}{n-1} \text{ (kgf)}$$

+ Flechas

$$f = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 E \cdot J_f}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p \text{ max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{73}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 798113,8} = \frac{4,340}{n-1} \text{ (cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a \text{ max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{110}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 798113,8} = \frac{4,360}{n-1} \text{ (cm)}$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t \text{ max}} = \frac{8,700}{n-1} \text{ (cm)}$$

b.3) Verificações - Cálculo do Número "n" De Vigas

+ Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{14640000}{(n-1) \cdot 798113,8} \cdot 31,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 4,0$$

Devido a tensão de flexão podem ser adotadas 4 vigas principais.

+ Tensão de cisalhamento - espaçamento entre anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi \quad \phi = 20,32 \text{ cm (anéis de 8")}$$

$$\bar{P}_{anel} = \frac{q \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_l = \frac{q \cdot 20,32}{4} \cdot 24,10 \cong 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 798113,8}{\left(\frac{73200}{n-1}\right) \cdot 25137,4} > \phi = 20,32$$

$$n > 4,0$$

Devido à tensão de cisalhamento podem ser adotadas 4 vigas principais.

+ Flechas

$$f_t = \frac{8,700}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{l}{350} \approx 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 4,8$$

Devido a flecha podem ser adotadas 5 vigas principais

+ Conclusão

O número de vigas principais será cinco, ficando-se com:

$$\sigma_f = \frac{14640000}{4 \cdot 798113,8} \cdot 31,75 \approx 145,6 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e = \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 798113,8}{\left(\frac{73200}{4}\right) \cdot 25137,4}$$

$$f = \frac{8,700}{4} \approx 2,2 \text{ cm} < \bar{f} = 2,3 \text{ cm}$$

Como as vigas externas recebem parcela menor de carga, pode-se melhorar a distribuição das vigas sob o tabuleiro, ficando-se com: (figura 2-142).

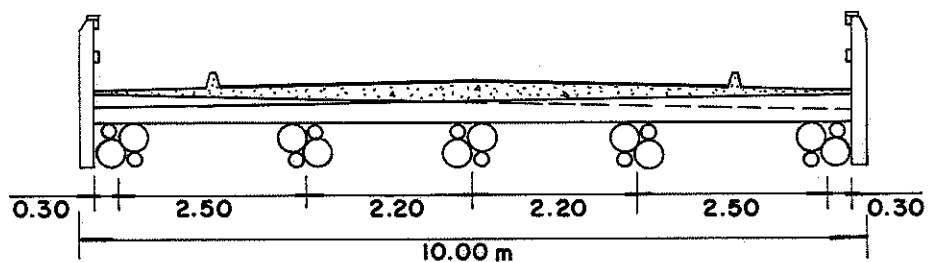


FIG. 2-142 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

### c) O Tabuleiro

#### c.1) Características Geométricas da Seção da Viga do Tabuleiro

Sendo os postes do tabuleiro de diâmetro médio  $D_m$ , tem-se:



$$b = D_m$$

$$y = D_m/2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D_m^3}{4}$$

$$M_s = D_m^3/12$$

$$J = \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$

### c.2) Esforços Solicitantes

#### + Momentos Fletores

$$M_{\max} = p \cdot \frac{\ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p \max} = \frac{p_p \cdot \ell^2}{8} = \frac{(0,073 \cdot D_m) \cdot 250^2}{8} \cong 570,3 D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a \max} = \frac{p_a \cdot \ell^2}{8} = \frac{(0,610 \cdot D_m) \cdot 250^2}{8} \cong 4765,6 D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_t \max = 5335,9 \cdot D_m \text{ (kgfcm)}$$

#### + Esforços Cortantes

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p \max} = \frac{p_p \cdot \ell}{2} = \frac{(0,073 \cdot D_m) \cdot 250}{2} \cong 9,13 D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a \max} = \frac{p_a \cdot \ell}{2} = \frac{(0,610 \cdot D_m) \cdot 250}{2} \cong 76,25 D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Ficando a cortante máxima } Q_t \max = 85,38 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

#### + Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot EJ}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p \max} = \frac{5 \cdot (0,073 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 112400 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}} \cong \frac{672,95}{D_m^3}$$

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetro na base  $D = 17,50\text{cm}$  e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,50\text{ m}$  superior ao necessário.

#### 4.2 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 12

Neste item estudar-se-á o ante-projeto da ponte apresentada no item 1., porém de classe 12.

Adotando-se a viga principal descrita no item 2.2, pode-se obter o número necessário de vigas sob a ponte.

Quanto ao poste do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado.

##### a) Carregamentos

##### a.1) Carga Permanente

Adotando-se para esta ponte um valor de  $710\text{ kgf/m}^2$  (ver Parte I, item 3.3) obtem-se os seguintes carregamentos:

+ Carga Permanente Sobre o Tabuleiro

$$p_p = 710 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga Permanente Sobre a Viga Principal

$$p_p = 710 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kgf/m)}$$

Sendo:

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

$n$  = número de vigas sob a ponte

##### a.2) Carga Acidental

+ Carga Acidental Sobre o Tabuleiro

$$q_{eq} = 3000 + \frac{11000}{l_1} = 3000 + \frac{11000}{10} = 4100\text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 4100 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga Acidental Sobre a Viga Principal

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a \max} = \frac{5 \cdot (0,610 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 168600 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}} \approx \frac{3748,88}{D_m^3} \text{ (cm)}$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t \max} = \frac{4421,83}{D_m^3} \text{ (cm)}$$

### c.3) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

#### + Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{(5335,9 \cdot D_m)}{\left(\frac{\pi \cdot D_m^4}{64}\right)} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 16,7 \text{ cm}$$

#### + Tensão de Cisalhamento

$$\tau_f = \frac{Q M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{(85,38 \cdot D_m) \cdot (D_m^3/12)}{(D_m) \cdot (\pi \cdot D_m^4/64)} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,0 \text{ cm}$$

#### + Flecha

$$f_{t \max} = f_{p \max} + f_{a \max} \leq \bar{f} = l/350$$

$$f_{t \max} = \frac{4421,83}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{250}{350} \approx 0,7 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 18,5 \text{ cm}$$

#### + Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 18,5 cm.

$$q_{eq} = 300 + \frac{3100}{l} = 300 + \frac{3100}{8} \approx 688 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$P_a = 688 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kg/m)}$$

b) A Viga Principal

b.1) Características Geométricas da Seção da Viga Principal

Conforme o item 2.2, tem-se:

$$y = 31,75 \text{ cm}$$

$$S = 3166,9 \text{ cm}^3$$

$$M_s = 25137,4 \text{ cm}^3$$

$$J = 798113,8 \text{ cm}^4$$

b.2) Esforços Solicitantes

+ Momentos Fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p \max} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{\left(\frac{71}{n-1}\right) \cdot 800^2}{8} \approx \frac{5680.000}{n-1} \text{ (kgfcm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a \max} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{(68,8)}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \approx \frac{5504.000}{n-1} \text{ (kgfcm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_t \max = \frac{11184.000}{n-1} \text{ (kgfcm)}$$

+ Esforços Cortantes

$$Q_{\max} = \frac{p \cdot l}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p \max} = \left(\frac{71}{n-1}\right) \cdot \frac{800}{2} \approx \frac{28 \cdot 400}{n-1} \text{ (kgf)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a \max} = \frac{(68,8)}{n-1} \cdot \frac{800}{2} \approx \frac{27.520}{n-1} \text{ (kgf)}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_t \max = \frac{55920}{n-1} \text{ (kgf)}$$

+ Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot EJ}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p \max} = \frac{5 \cdot \left(\frac{71}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 798113,8} \cong \frac{4,221}{n-1} \text{ (cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a \max} = \frac{5 \cdot \left(\frac{68,8}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 798113,8} \cong \frac{2,727}{n-1} \text{ (cm)}$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t \max} = \frac{6,948}{n-1} \text{ (cm)}$$

b.3) Verificações - Cálculo do Número "n" De Vigas

+ Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{11184000}{(n-1) \cdot 798113,8} \cdot 31,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 3,3$$

+ Tensão de Cisalhamento - Espaçamento Entre Anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi \quad \phi = 20,3 \text{ cm (anéis de 8")}$$

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau} l \cong \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 798113,8}{\left(\frac{55920}{n-1}\right) \cdot 25137,4} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

$$n > 3,3$$

+ Flechas

$$f_{t \max} = f_{p \max} + f_{a \max} \leq \bar{f} = l/350$$

$$f_{t \max} = \frac{6,948}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{800}{350} = 2,3 \text{ cm}$$

$$n > 4,0$$

+ Conclusão

O número de vigas principais será quatro, ficando-se com:

$$\sigma_{\bar{f}} = \frac{11184000}{(4-1)798113,8} \cdot 31,75 \cong 148,3 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\bar{f}} = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e = \frac{27815,5 \cdot 798113,8}{\left(\frac{55920}{4-1}\right) \cdot 25137,4} \cong 148,3 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\bar{f}} = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e = \frac{27815,5 \cdot 798113,8}{\left(\frac{55920}{4-1}\right) \cdot 25137,4} \cong 26,6 \text{ cm} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

$$f = \frac{6,948}{(4-1)} \cong 2,3 \text{ cm} \cong \bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

A flecha atuante, aproximadamente igual à flecha admissível recomendada pela NB-11 ( $\bar{f} = l/350$ ), e mesmo um pouco menor, não implica em aumentar o número de vigas principais.

Melhorando-se a distribuição das vigas sob o tabuleiro (figura 2-143) tem-se:

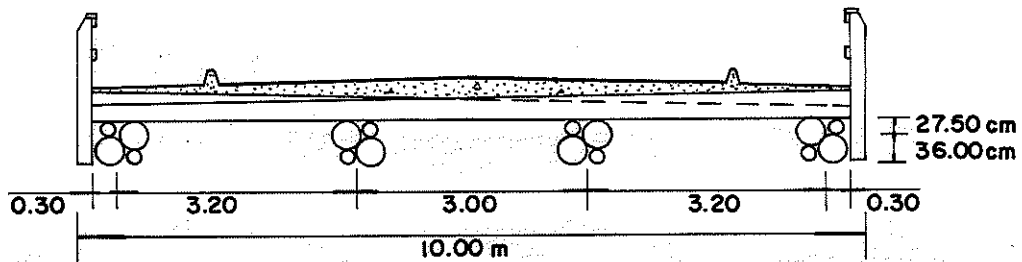


FIG. 2-143 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS SOB A PONTE

c) O Tabuleiro

c.1) Características Geométricas da Seção da Viga do Tabuleiro

Sendo o tabuleiro constituído por postes de diâmetro médio  $D_m$  as características geométricas, desta seção, serão:

$$\begin{aligned} b &= D_m & S &= \pi \cdot D_m^2 / 4 & J &= \pi \cdot D_m^4 / 64 \\ y &= D_m / 2 & M_s &= D_m^3 / 12 \end{aligned}$$

c.2) Esforços Solicitantes

+ Momentos Fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p \max} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{(0,07 \cdot D_m) \cdot 320^2}{8} \cong 908,8 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a \max} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{(0,41 \cdot D_m) \cdot 320^2}{8} = 5248,0 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Ficando o momento máximo } M_{t \max} = 6156,8 \cdot D_m \text{ (kgfcm)}$$

+ Esforços Cortantes

$$Q_{\max} = \frac{p \cdot l}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p \max} = \frac{p_p \cdot l}{2} = (0,071 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 11,36 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a \max} = \frac{p_a \cdot l}{2} = (0,41 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 65,60 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{t \max} = 76,96 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

+ Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p \max} = \frac{5 \cdot (0,071 \cdot D_m) \cdot 320^4}{384 \cdot 112400 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}} \cong \frac{1756,96}{D_m^3} \text{ (cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a \max} = \frac{5 \cdot (0,41 \cdot D_m) \cdot 320^4}{384 \cdot 168600 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}} \cong \frac{6763,87}{D_m^3} \text{ (cm)}$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t \max} = \frac{8520,83}{D_m^3} \text{ (cm)}$$

c.3) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

+ Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{6156,8 \cdot D_m}{\left(\frac{\pi \cdot D_m^4}{64}\right)} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 17,9 \text{ cm}$$

+ Tensão de Cisalhamento

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau_f = \frac{(76,96 \cdot D_m) \cdot (D_m^3/12)}{D_m \cdot (\pi \cdot D_m^4/64)} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 8,1 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t \text{ max}} = f_{p \text{ max}} + f_{a \text{ max}} \leq \bar{f} = l/350$$

$$f_{t \text{ max}} = \frac{8520,83}{D_m^3} \leq \bar{f} \frac{l}{350} = \frac{320}{350} \cong 0,9 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 21,2 \text{ cm}$$

+ Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 21,2 cm.

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetro na base  $D = 27,50 \text{ cm}$  e no topo de  $d = 17,50 \text{ cm}$ , e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,5 \text{ cm}$  superior ao necessário.



#### 4.3 - CONCLUSÕES

Geralmente os resultados obtidos em ante-projeto, não diferem muito dos resultados de projeto (executado conforme o roteiro apresentado no item 3.). Pode-se concluir que a mudança da classe da ponte altera significativamente o número de vigas principais, entretanto, devido à alteração no espaçamento entre as vigas, as dimensões dos postes do tabuleiro não se alteram (apesar de alterados os carregamentos).

A tabela 2-18 representa de forma sucinta os resultados obtidos.

Tab. 2-18 - Comparação de Efeitos entre as Tres Classes de Pontes

PEÇA	EFEITO OBSERVADO	CLASSE DA PONTE		
		36	24	12
VIGAS PRINCIPAIS	Número de vigas principais sob a ponte.....	6	5	4
	Diâmetro médio dos postes, que compõem a viga.	31,8 cm	31,8 cm	31,8 cm
	Tensão de flexão atuante.....	165,6 kgf/cm <sup>2</sup>	145,6 kgf/cm <sup>2</sup>	148,3 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão....	80%	75%	76%
	Espaçamento mínimo entre anéis de 8".....	25,9 cm	27,1 cm	26,6 cm
	Flecha.....	2,1 cm	2,2 cm	2,3 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	91%	96%	100%
VIGAS DO TABULEIRO	Diâmetro médio dos postes.....	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm
	Tensão de flexão atuante.....	126,2 kgf/cm <sup>2</sup>	107,4 kgf/cm <sup>2</sup>	123,9 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão....	65%	55%	64%
	Tensão de cisalhamento atuante.....	6,9 kgf/cm <sup>2</sup>	6,5 kgf/cm <sup>2</sup>	5,8 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão de cisalhamento admissível.....	43%	40%	36%
	Flecha.....	0,4 cm	0,4 cm	0,7 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	70%	56%	77%
Peso próprio, estimado da ponte.....		59.510 kgf	56.510 kgf	53.320 kgf
Peso próprio por metro quadrado de ponte.....		744 kgf/m <sup>2</sup>	705 kgf/m <sup>2</sup>	667 kgf/m <sup>2</sup>

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS PONTES DE MADEIRA

PARTE III

PONTE EM VIGA CONTÍNUA

## 1 - INTRODUÇÃO

Nesta parte do trabalho serão abordados, o ante-projeto, o dimensionamento e o detalhamento de uma ponte rodoviária de madeira, classe 36, em viga contínua de tres tramos sendo de oito metros o tramo central e de seis metros os tramos laterais. Em ante-projeto serão obtidas as dimensões e quantidade das peças que constituirão a ponte. Estas peças serão reavaliadas no dimensionamento e finalmente serão apresentados os desenhos que possibilitarão a montagem da ponte (detalhamento).

### 1.1 - CARACTERÍSTICAS DA PONTE

A ponte terá duas pistas de tráfego, será de classe 36, sendo revestida de concreto e asfalto melhorando assim as condições de tráfego.

As vigas principais serão dispostas sob o tabuleiro (ponte com tabuleiro superior). Estas vigas serão constituídas por quatro postes de Eucalipto citriodora, formando vigas bicirculares duplas. As peças que formarão o tabuleiro serão postes de Eucalipto citriodora, simplesmente apoiados nas vigas principais, com compensação de seus diâmetros. A fixação destes postes na viga principal será conseguida através de tiras de aço parafusadas alternadamente na viga principal e no poste do tabuleiro.

O guarda-corpo será formado por peças de Peroba rosa, de dimensões comerciais (figura 3-01) e o guarda rodas será de concreto armado moldado "in loco" (figura 3-02).

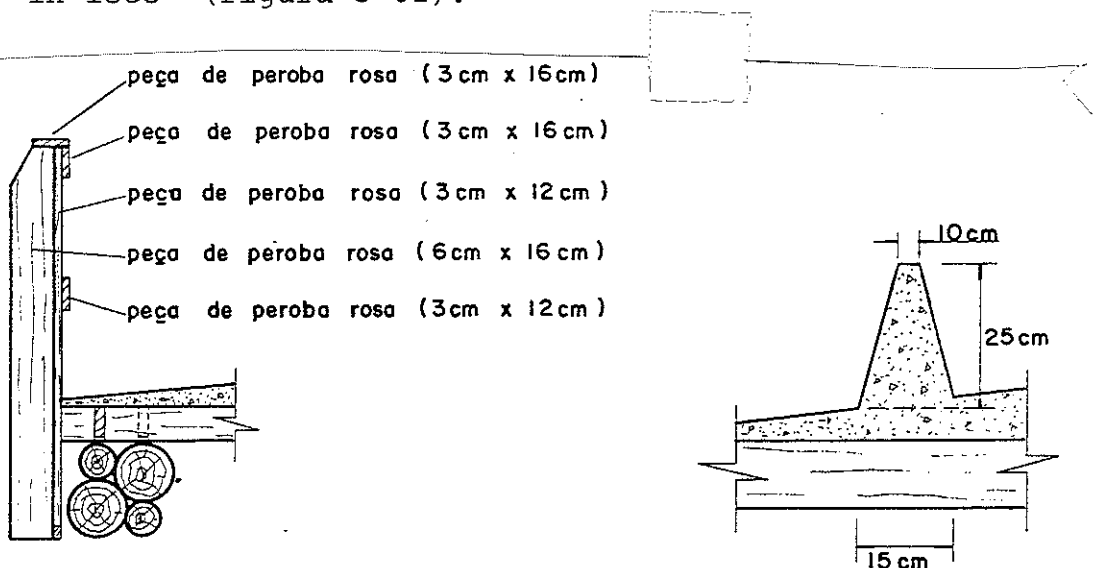
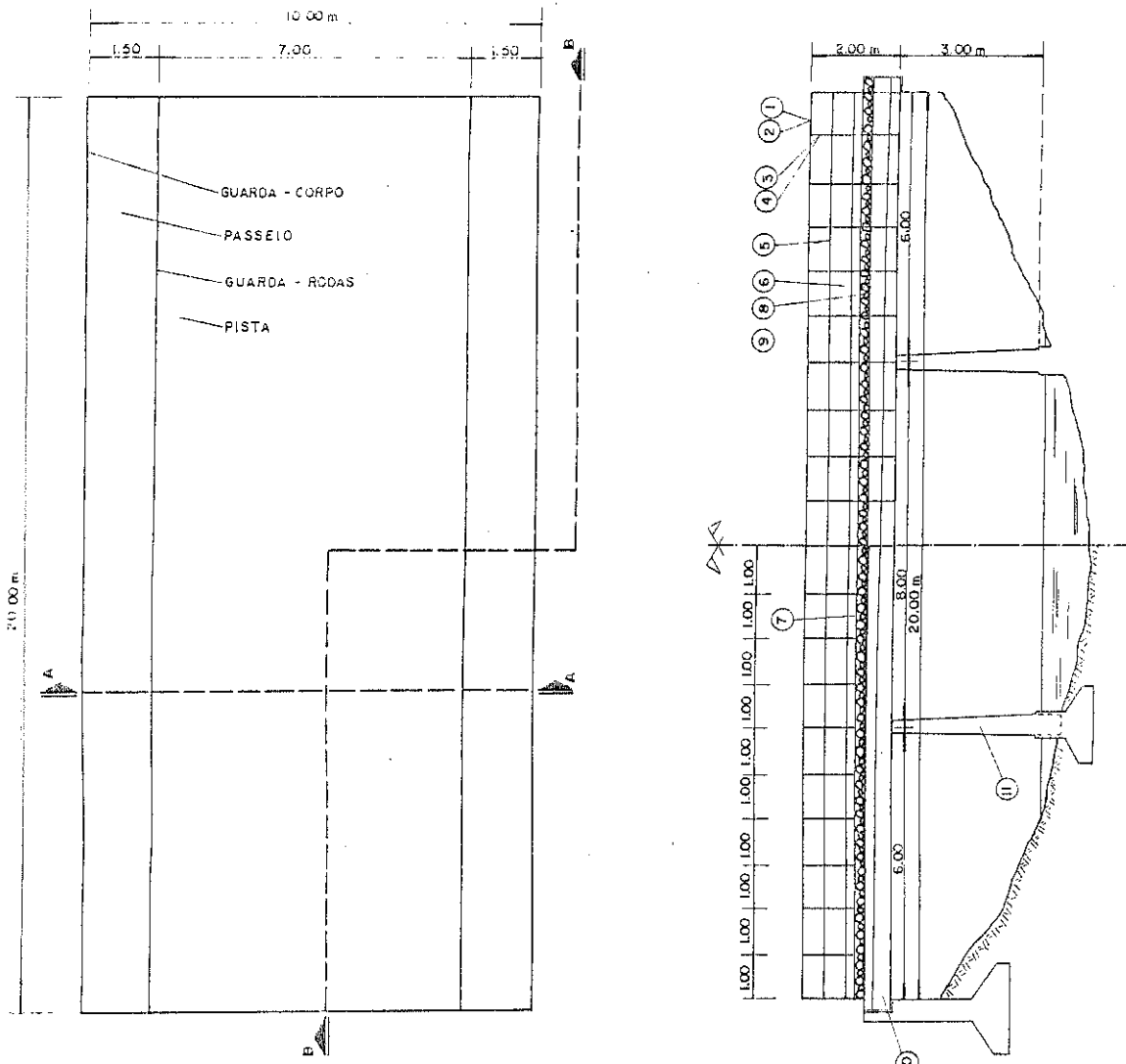


FIG. 3-01 - GUARDA - CORPO

FIG. 3-02 - GUARDA - RODAS

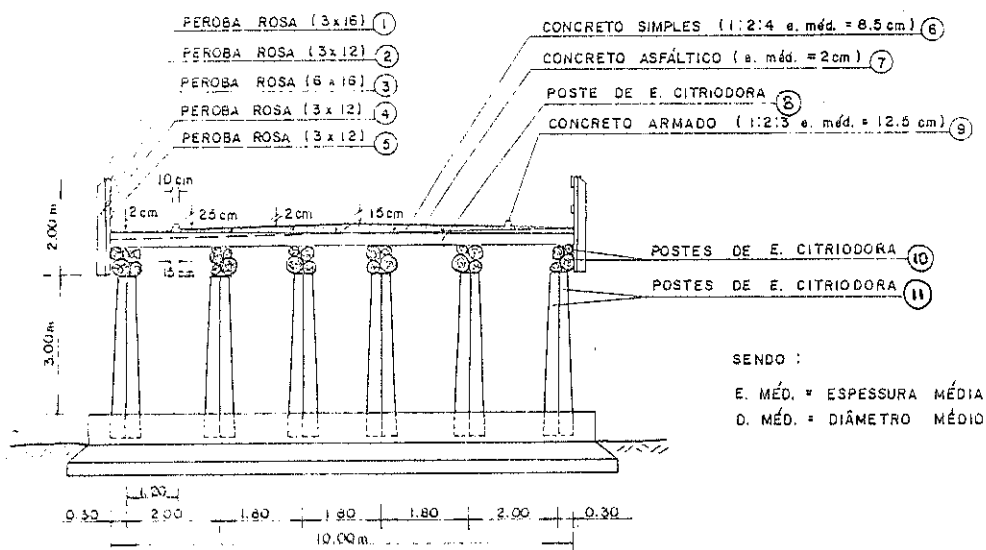
1.2 - ESQUEMAS ESTÁTICOS

Seja, esquematicamente, a ponte da figura 3-03.



a) PLANTA BAIXA

b) CORTE LONGITUDINAL BB



c) CORTE TRANSVERSAL AA

FIG. 3-03 - ESQUEMA DA PONTE

Sabendo-se que a NB-11/1951 não permite a consideração da continuidade em vigas secundárias {(3, item 17)}\* e admitindo que existam "n" vigas principais sob o tabuleiro, o esquema estático deste será o da figura 3-04. A viga principal tem o esquema estático da figura 3-05, e os pilares o da figura 3-06.

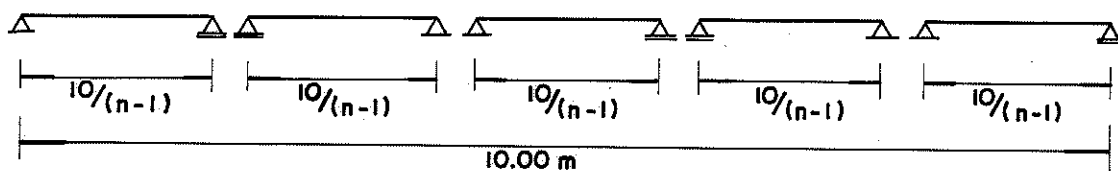


FIG. 3-04 - ESQUEMA ESTÁTICO DO TABULEIRO

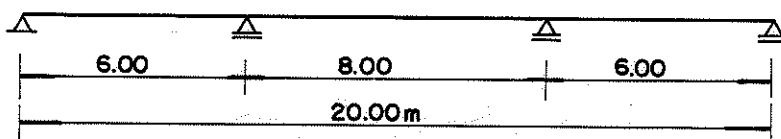


FIG. 3-05 - ESQUEMA ESTÁTICO DA VIGA PRINCIPAL

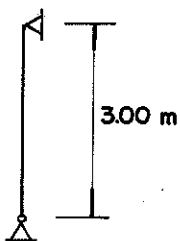


FIG. 3-06 - ESQUEMA ESTÁTICO DOS PILARES

---

\* Os números entre chaves  $\{(a_1, b_1/c_1); \dots; (a_n, b_n/c_n)\}$  representam a citação bibliográfica, onde  $a_i$  representa o texto,  $b_i/c_i$  representam as páginas inicial e final do trecho do referido texto. Quando aparecer apenas um número  $\{(a_i)\}$ , representa o texto.

2 - ANTE-PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA CONTÍNUA DE TRES TRAMOS - CLASSE 36.

Adotando-se, para cada viga principal, quatro postes de Eucalipto citriodora do tipo extra pesado com 20,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios externos), diâmetro da base  $D = 41,00$  cm e diâmetro do topo  $d = 20,50$  cm, formando vigas bi-circulares duplas, calcula-se em ante-projeto o número necessário destas vigas.

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado. O mesmo pode ser feito nos pilares.

2.1 - CARREGAMENTOS

Conforme se viu anteriormente (Parte I, item 3.3) pode-se adotar em ante-projeto os seguintes carregamentos:

a) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 750 kgf por  $m^2$  de ponte.

a.1) Carga Permanente sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetro médio " $D_m$ ", o carregamento permanente sobre um poste será:

$$p_p = 750 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m para } D_m \text{ em m}).$$

a.2) Carga Permanente sobre a Viga Principal

Estando as vigas principais afastadas entre si de  $10/(n-1)$  metros, o carregamento permanente sobre uma viga principal será:

$$p_p = 750 \cdot \frac{10}{n-1} \quad (\text{kgf/m onde } n \text{ é o número de vigas})$$

a.3) Carga Permanente sobre os Pilares

O esforço aplicado ao pilar é a reação da viga principal em um dos apoios internos, e portanto:

$$P_p = \left(\frac{6+8}{2}\right) \cdot 750 \cdot \frac{10}{n-1} \approx \frac{52.500}{n-1} \quad (\text{kgf onde } n \text{ é o número de vigas}).$$

b) Carga Acidental

b.1) Carga Acidental sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes colocados transversalmente a carga acidental sobre ele é dada por: (Parte I, item 3.3).

$$q_{eq} = 300 + \frac{51.000}{\ell} = 3.000 + \frac{51.000}{10} = 8.100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetro médio " $D_m$ ", a carga acidental sobre uma viga do tabuleiro será:

$$p_a = 8100 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m para } D_m \text{ em m})$$

b.2) Carga Acidental sobre a Viga Principal

A carga acidental sobre a viga principal é dada por: Parte I, item 3.3).

$$q_{eq} = 500 + \frac{9000}{\ell} = 500 + \frac{9000}{20} = 950 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

Estando as vigas principais afastadas entre si de  $10/(n-1)$  metros, a carga acidental sobre uma viga principal será:

$$p_a = 950 \cdot \frac{10}{n-1} \quad (\text{kgf/m onde } n \text{ é o número de vigas})$$

b.3) Carga Acidental sobre os Pilares

O esforço aplicado ao pilar é a reação da viga principal em um dos apoios internos, e portanto:

$$P_a = \frac{(6 + 8)}{2} \cdot 950 \cdot \frac{10}{n-1} \cong \frac{66500}{n-1} \quad (\text{kgf onde } n \text{ é o número de vigas}).$$

2.2 - A VIGA PRINCIPAL

a) Simplificação do Esquema Estático

É desejável ter ante-projeto simples e conseqüentemente cálculo rápido, desta forma é comum simplificar-se o esquema estático.

No caso de uma viga contínua, pode-se simplificar o esquema estático para várias vigas simplesmente apoiadas, conforme figura 3-07.



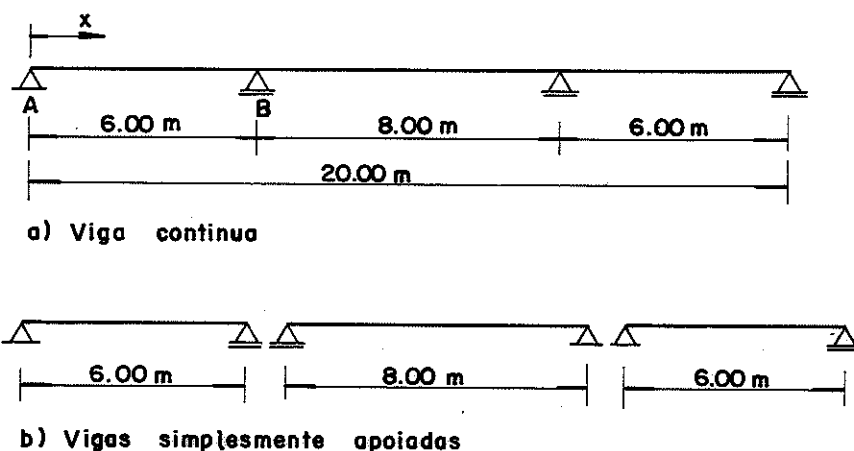


FIG. 3-07 - SIMPLIFICAÇÃO DO ESQUEMA ESTÁTICO

Com a simplificação adotada para o esquema estático, o problema se reduz à uma viga simplesmente apoiada com oito metros de vão livre.

b) Características Geométricas da Seção da Viga Principal

O diâmetro médio dos postes que constituirão a viga principal é de  $D_m = 30,75$  cm. As características geométricas da seção central da viga principal (figura 3-08) serão:

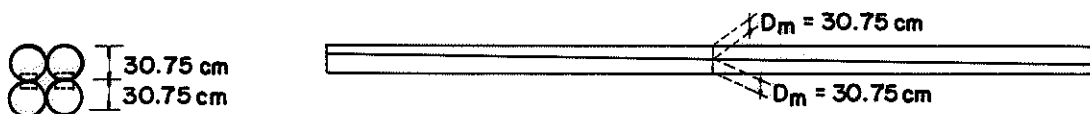


FIG. 3-08 - SEÇÃO CENTRAL DA VIGA PRINCIPAL

Distância da linha neutra às bordas,  $y$

$$y = D_m = 30,75 \text{ cm}$$

+ Área da seção transversal,  $S$

$$S = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} = \pi \cdot D_m^2 \approx 2.971 \text{ cm}^2$$

+ Momento estático em relação a linha neutra,  $M_s$

$$M_s = 2 \cdot \frac{\pi D_m^2}{4} \cdot \frac{D_m}{2} = \frac{\pi D_m^3}{4} \approx 22.836 \text{ cm}^3$$

+ Momento de inércia,  $J$

Conforme se viu anteriormente (Parte I, item 1.2.b), o momento de inércia deve ser reduzido de 20%.

$$J = 0,80 \cdot \frac{20\pi \cdot D_m^4}{64} = \frac{16\pi \cdot D_m^4}{64} \approx 702.216 \text{ cm}^4$$

c) Esforços Solicitantes

Sendo o esquema estático, simplificado, da viga principal e seus carregamentos, os apresentados na figura 3-09. Obtem-se os seguintes esforços solicitantes:

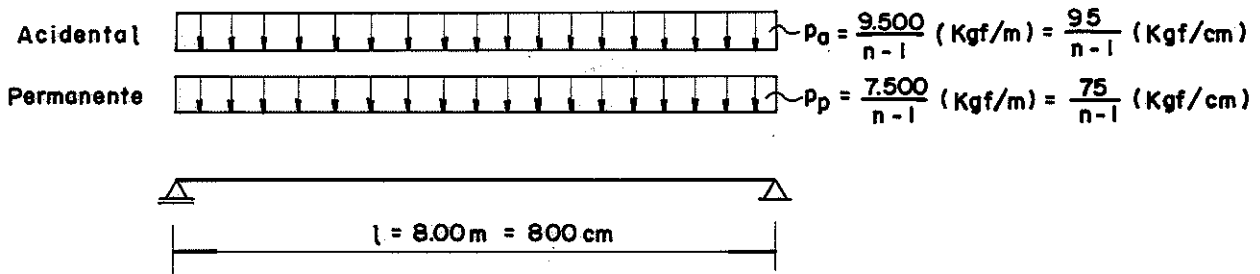


FIG. 3-09 - ESQUEMA ESTÁTICO, SIMPLIFICADO, E CARREGAMENTOS DA VIGA PRINCIPAL

c.1) Momentos Fletores

Para a carga permanente obtem-se:

$$M_{p_{\max}} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{[75/(n-1)] \cdot 800^2}{8} \approx \frac{6.000.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$M_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{[95/(n-1)] \cdot 800^2}{8} \approx \frac{7.600.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_{t_{\max}} = M_{p_{\max}} + M_{a_{\max}} \approx \frac{13.600.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

sendo:

$M_{p_{\max}}$  = momento fletor máximo permanente

$M_{a_{\max}}$  = momento fletor máximo acidental

$M_{t_{\max}}$  = momento fletor máximo total

c.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_{p_{\max}} = \frac{p_p \cdot l}{2} = \frac{[75/(n-1)] \cdot 800}{2} \approx \frac{30.000}{n-1} \text{ (kgf)}$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$Q_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l}{2} = \frac{[95/(n-1)] \cdot 800}{2} \approx \frac{38.000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Assim o esforço cortante total máximo será

$$Q_{t_{\max}} = Q_{p_{\max}} + Q_{a_{\max}} \approx \frac{68.000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Sendo:

$Q_{p_{\max}}$  = esforço cortante máximo permanente.

$Q_{a_{\max}}$  = esforço cortante máximo acidental.

$Q_{t_{\max}}$  = esforço cortante máximo total

### c.3) Flechas

Para a carga permanente obtem-se:

$$f_{p_{\max}} = \frac{5 p_p l^4}{384 E_p J} = \frac{5 \cdot [75/(n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 702216} \approx \frac{5,07}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$f_{a_{\max}} = \frac{5 p_a l^4}{384 E_a J} = \frac{5 \cdot [95/(n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 702216} \approx \frac{4,28}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} \approx \frac{9,35}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Sendo:

$f_{p_{\max}}$  = flecha máxima permanente

$f_{a_{\max}}$  = flecha máxima acidental

$f_{t_{\max}}$  = flecha máxima total

$E_p$  = módulo de elasticidade para cargas permanentes

$E_a$  = módulo de elasticidade para cargas acidentais

d) Verificações - Cálculo do Número de Vigas "n"

d.1) Tensão de Flexão

A verificação da tensão de flexão deve ser feita pela seguinte expressão: {(16,32); (23,103)}

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_f$$

Sendo:

$\sigma_f$  = tensão atuante na flexão

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

M = momento fletor máximo

$$\sigma_f = \frac{[13.600.000/(n-1)] \cdot 30,75}{702216} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n-1 \geq 3,1$$

$$n \geq 4,1$$

Devido à tensão de flexão devem ser adotadas cinco vigas principais.

d.2) Tensão de Cisalhamento - Espaçamento entre Anéis

A verificação da tensão de cisalhamento, deve ser feita de forma indireta verificando se é possível executar a solidarização dos postes, ou seja, se o espaçamento entre os anéis é maior que seu diâmetro.

Adotando-se anéis de 8" (20,32 cm) pode-se fazer a verificação dos anéis por: (Parte I, capítulo 1).

$$e \leq \frac{\bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

Sendo:

e = espaçamento entre os anéis

$\bar{P}_{\text{anel}}$  = carga admissível do anel ( $\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_l$ )

Q = esforço cortante máximo

$\phi$  = diâmetro interno do anel

$\bar{\tau}_l$  = tensão admissível de cisalhamento nas ligações

Como existem dois anéis na seção da viga bicircular dupla (figura 3-08) a expressão acima, para este caso será:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \tau \cdot \ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702216}{[68000/(n-1)] \cdot 22836} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$n-1 \geq 2,9$$

$$n > 3,9$$

Devido à tensão de cisalhamento, resistida pelos anéis, devem ser adotadas quatro vigas principais.

### d.3) Verificação da Flecha

A verificação da flecha deve ser feita pela seguinte expressão  $\{(16,32/38)\}$ .

$$f_{t_{\text{max}}} = f_{p_{\text{max}}} + f_{a_{\text{max}}} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350}$$

Sendo:

$\bar{f}$  = flecha admissível

$\ell$  = vão livre da viga

$$f_{t_{\text{max}}} = \frac{9,35}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n-1 \geq 4,1$$

$$n \geq 5,1$$

Devido a flecha devem ser adotadas seis vigas principais.

### e) Conclusão

O número de vigas necessárias será seis, ficando-se com:

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{[13.600.000/(6-1)] \cdot 30,75}{702216} \cong 119,1 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

+ Espaçamento entre anéis

$$e = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702216}{[68000/(6-1)] \cdot 22836} = 35,3 \text{ cm} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t_{\max}} = \frac{9,35}{n-1} = 1,9 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2,3 \text{ cm}$$

Como as vigas externas recebem parcela menor de carga, pode-se melhorar a distribuição das vigas sob o tabuleiro, ficando-se com a distribuição da figura 3-10.

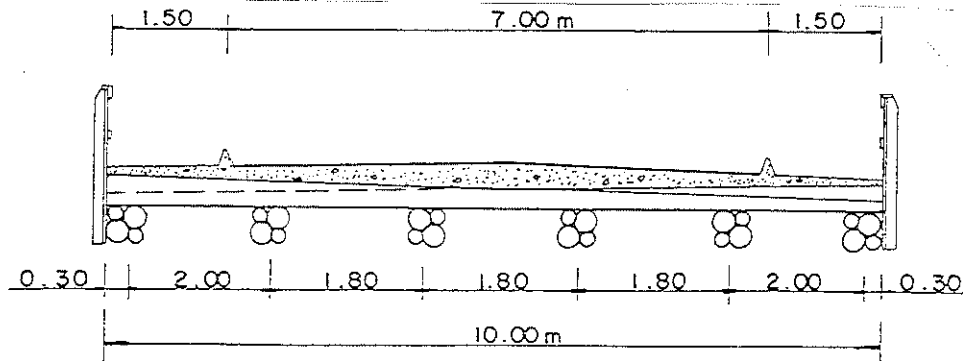


FIG. 3-10 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

### 2.3 - O TABULEIRO

#### a) Características Geométricas das Vigas do Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por vários postes, colocados um ao lado do outro, com compensação de seus diâmetros, é válido admitir - se que uma viga do tabuleiro tenha seção constante igual à seção central do poste (figura 3-11). Assim as características geométricas desta seção serão:



FIG. 3-11 - SEÇÃO CENTRAL DA VIGA DO TABULEIRO

+ Largura da seção na linha neutra,  $b$

$$b = D_m$$

+ Distância da linha neutra às bordas,  $y$

$$y = D_m/2$$

+ Área da seção transversal,  $S$

$$S = \frac{\pi \cdot D_m^2}{4}$$

+ Momento estático em relação à linha neutra,  $M_s$

$$M_s = \frac{D_m^3}{12}$$

+ Momento de inércia em relação à linha neutra, J

$$J = \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$

b) Esforços Solicitantes

Sendo o esquema estático da viga do tabuleiro e seus carregamentos da figura 3-12. Obtem-se os seguintes esforços solicitantes:

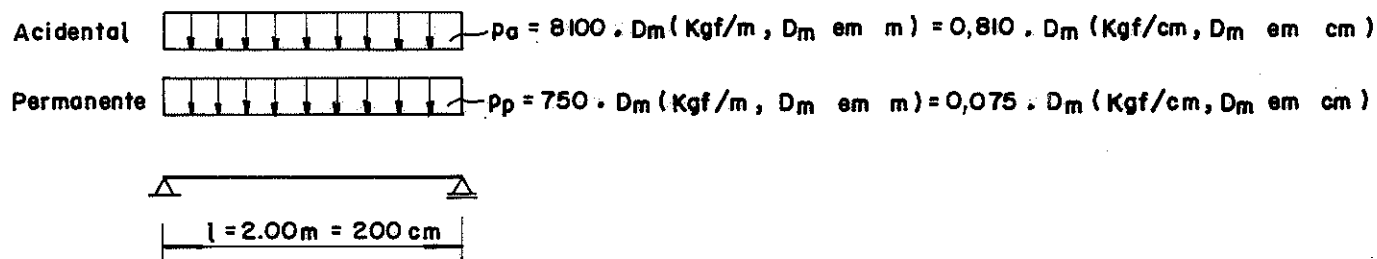


FIG. 3-12 - ESQUEMA ESTÁTICO E CARREGAMENTOS DA VIGA DO TABULEIRO

b.1) Momento Fletores

Para a carga permanente obtem-se:

$$M_{p_{\max}} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 375 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$M_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 4050 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_{t_{\max}} = M_{p_{\max}} + M_{a_{\max}} = 4425 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

b.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_{p_{\max}} = \frac{p_p \cdot l}{2} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 7,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$Q_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l}{2} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 81 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Assim o esforço cortante total máximo será:

$$Q_{t_{\max}} = Q_{p_{\max}} + Q_{a_{\max}} = 88,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

b.3) Flechas

Para a carga permanentes obtem-se:

$$f_{p_{\max}} = \frac{5 \cdot p_p \cdot l^4}{384 \cdot E_p \cdot J} = \frac{5 \cdot 0,075 \cdot D_m \cdot 200^4}{384 \cdot 112400 \cdot (\pi \cdot D_m^4 / 64)} \approx \frac{283,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot p_a \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot J} = \frac{5 \cdot 0,810 \cdot D_m \cdot 200^4}{384 \cdot 168600 \cdot (\pi \cdot D_m^4 / 64)} \approx \frac{2039,0}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será:

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} = \frac{2322,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

c) Verificações - Cálculo do Diâmetro necessário "D<sub>m</sub>"

c.1) Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{4425 \cdot D_m}{\pi D_m^4 / 64} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 15,2 \text{ cm}$$

Devido à tensão de flexão devem ser adotados, para o tabuleiro, postes de diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,2 cm.

c.2) Tensão de Cisalhamento

A verificação da tensão de cisalhamento deve ser feita pela seguinte expressão: {(16,33)}.

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

Sendo:

Q = esforço cortante máximo

M<sub>s</sub> = momento estático em relação à linha neutra

J = momento de inércia em relação à linha neutra

τ<sub>f</sub> = tensão de cisalhamento, máximo, atuante



$\bar{\tau}_f$  = tensão admissível de cisalhamento na flexão

$$\tau_f = \frac{(88,5 \cdot D_m) \cdot (D_m^3/12)}{D_m (\pi \cdot D_m^4/64)} \leq \bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,3 \text{ cm}$$

Devido à tensão de cisalhamento devem ser adotados, para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 9,3 cm.

### c.3) Flechas

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} \leq \bar{f} = l/350$$

$$f_{t_{\max}} = \frac{2322,2}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{200}{350} \approx 0,6 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 15,7 \text{ cm}$$

Devido à flecha, devem ser adotados, para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,7 cm.

### d) - Conclusão

Das verificações acima o diâmetro médio dos postes do tabuleiro deve ser maior ou igual a 15,7 cm.

Na prática, entretanto, a largura da seção resistente deve conter dois postes para se ter uma seção praticamente uniforme.

A largura da seção resistente, segundo a NB-11, item 15, é dada por:

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

sendo:

b = largura da seção resistente

a'' = 10 cm (NB-11, item 15)

e' = espessura do revestimento, no centro visto que utiliza-se o diâmetro médio = 17 cm (fig. 2-04).

d = altura da viga do tabuleiro (diâmetro médio do poste)

Para  $D_m = 15,7$  cm tem-se:

$$b \leq 10 + 2 \cdot 17 + 15,7 = 59,7 \text{ cm}$$

Assim em ante-projeto, admitiu-se que o número de postes que trabalham na seção resistente é de:

$$n = \frac{b}{D_m} = \frac{59,7}{15,7} \approx 4 \text{ postes}$$

Como na prática sō dois postes compõem a seção resistente, o momento de inércia desta seção deve ser equivalente ao produzido pelos 4 postes obtidos anteriormente.

$$n \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \overline{D}_m^4}{64}$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{n}{2}\right)^{1/4} \cdot D_m$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{4}{2}\right)^{1/4} \cdot 15,7 \approx 18,7 \text{ cm}$$

Escolhendo-se o poste comercial imediatamente superior ( $D_m \geq 18,7 \text{ cm}$ ), adotam-se para o tabuleiro postes de diâmetro médio  $D_m = 22,5 \text{ cm}$ , isto é, postes do tipo pesado com 10 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 27,5 \text{ cm}$  e no topo  $d = 17,5 \text{ cm}$ .

#### 2.4 - OS PILARES INTERNOS

##### a) Características Geométricas da Seção do Pilar

Adotando-se para o pilar dois postes de Eucalipto citriodora, conforme figura 3-13, tem-se duas alternativas para montagem do pilar. O cálculo é feito, admitindo-se peças cilíndricas, usando o diâmetro medido no caso da alternativa "a" e o diâmetro a um terço do comprimento a partir do topo, no caso da alternativa "b" {(3, item 26)}.

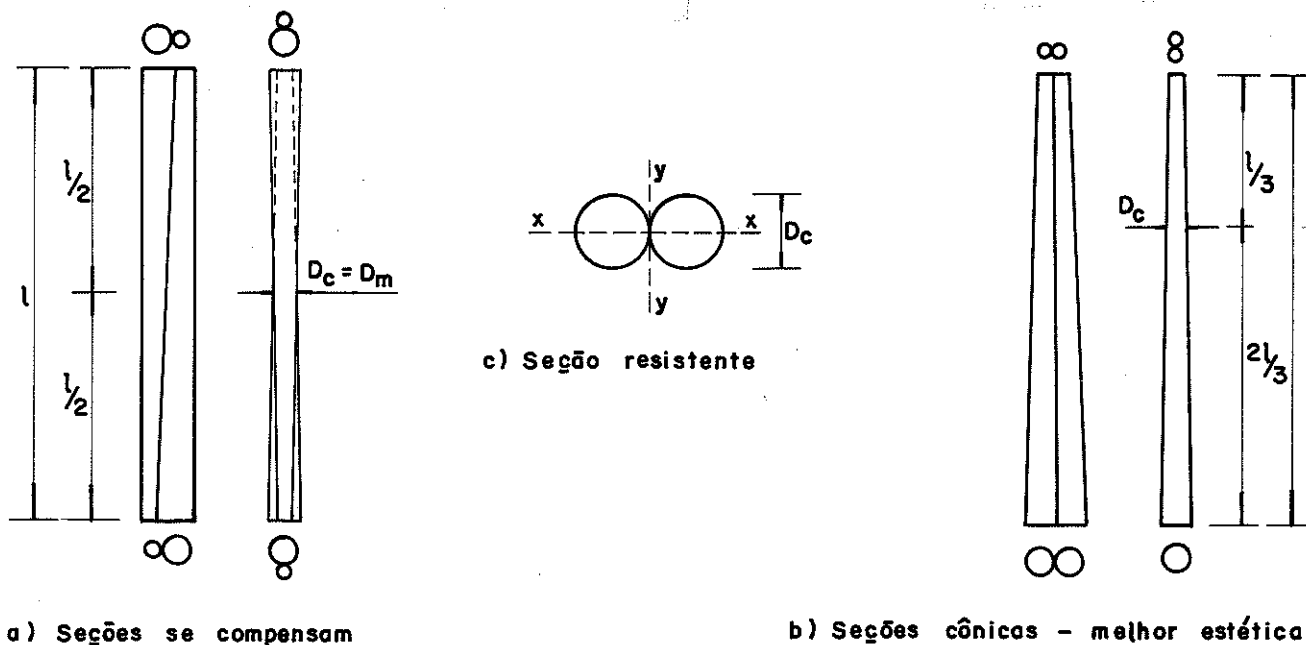


FIG. 3-13 - ESQUEMAS DE MONTAGEM DO PILAR

+ Área da seção transversal

$$S = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_c^2}{4} = \frac{\pi \cdot D_c^2}{2}$$

+ Raio de giração mínimo

$$i_{\min} = \frac{D_c}{4}$$

+ Comprimento de flambagem

Sendo o esquema estático do pilar o da figura 3-06, o comprimento de flambagem será:

$$l_{fl} = l = 3,00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

+ Índice de esbeltez máximo

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{300}{D_c/4} = \frac{1200}{D_c}$$

b) Esforço Normal Aplicado ao Pilar

Segundo o item 2.1 desta Parte, tem-se:

$$P_p = \frac{52.500}{n-1} \quad (\text{kgf, onde } n \text{ é o número de vigas})$$

$$P_a = \frac{66.500}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Sendo o número de vigas  $n = 6$ , conforme item 2.2e, tem-se:

$$P_p = 10.500 \text{ kgf}$$

$$P_a = 13.300 \text{ kgf}$$

$$P_t = 23.800 \text{ kgf}$$

Sendo:

$P_p$  = esforço normal permanente

$P_a$  = esforço normal acidental

$P_t$  = esforço normal total

c) Verificação - Cálculo do Diâmetro Necessário " $D_c$ "

A verificação de peças comprimidas deve ser feita segundo as seguintes expressões:  $\{(16,6/12)\}$

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

onde

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \text{ para peças curtas, } \lambda \leq 40$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right) \text{ para peças intermediárias, } 40 < \lambda \leq \lambda_0$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} \text{ para peças longas, } \lambda_0 < \lambda \leq 140$$

Sendo:

$\sigma_c$  = tensão atuante de compressão

$P_t$  = esforço normal total

$S$  = área da seção transversal

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela às fibras

$\lambda$  = índice de esbeltez

$\lambda_0$  = índice de esbeltez acima do qual é aplicável a fórmula de "Euler"

$E$  = Módulo de elasticidade da madeira

Admitindo que a peça é longa, tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} = \pi^2 \cdot \frac{168600}{4 \cdot (1200/D_c)^2} \approx 0,289 \cdot D_c^2 \quad (\text{kgf/cm}^2 \text{ para } D_c \text{ em cm})$$

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} = \frac{23.800}{(\pi D_c^2/2)} \approx \frac{15.152}{D_c^2} \quad (\text{kgf/cm}^2 \text{ para } D_c \text{ em cm})$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

$$\frac{15.152}{D_c^2} \leq 0,289 \cdot D_c^2$$

$$D_c \geq 15,1 \text{ cm}$$

Verificando a validade de se admitir peça longa ( $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ )

obtem-se:

$$\lambda = \frac{1200}{D_c} \cong \frac{1200}{15,1} \cong 79,5$$

Como, para o Eucalipto citriodora,  $\lambda_0 = 71$  a peça é considerada longa, pois  $\lambda_0 = 71 < \lambda = 79,5 < 140$ . E portanto, devem ser adotados, para os pilares, pares de postes com  $D_c \geq 15,1$  cm (diâmetro médio no caso da alternativa "a", ou diâmetro a um terço do comprimento a partir da seção mais delgada no caso da alternativa "b").

d) Conclusão

Adotando-se a alternativa "b", o diâmetro a um terço do comprimento a partir da seção mais delgada, dos postes a serem usados no pilar, deverá ser maior ou igual a  $D_c = 15,1$  cm. Na prática, porém, é conveniente a adoção de um diâmetro maior, com o intuito de melhorar as condições de apoio, facilitar a ligação com a viga principal e regularizar a estética da ponte.

Adotando-se postes de 3,50 m de comprimento (0,50 m embutidos no bloco de concreto) com diâmetros; no topo de  $d = 24,5$  cm e na base de  $D = 28,0$  cm. A ligação poderá ser executada conforme esquema da figura 3-14.

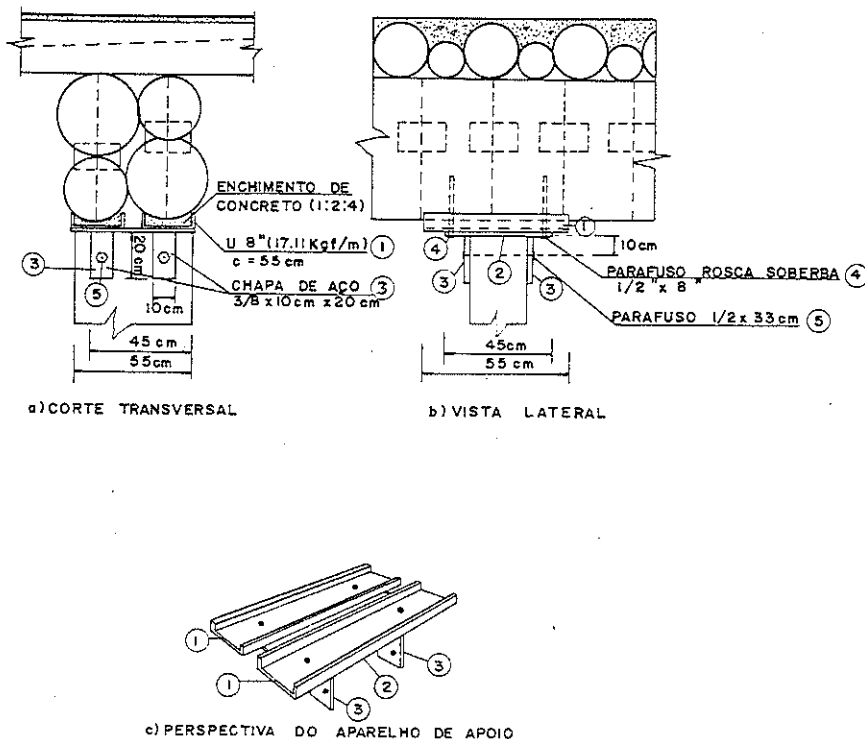


FIG. 3-14 - ESQUEMA DA LIGAÇÃO DE APOIO

3 - PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM VIGA CONTINUA DE TRES TRAMOS, TRAMO CENTRAL DE OITO METROS E TRAMOS LATERAIS DE SEIS METROS - CLASSE 36

3.1 - INTRODUÇÃO

Abordar-se-ão neste capítulo o cálculo, o dimensionamento e o detalhamento de uma ponte rodoviária classe 36, com viga principal contínua de tres tramos, sendo o tramo central de 8,00 m e os laterais de 6,00 m.

No ante-projeto (item 2) obtiveram-se dimensões comerciais das peças que constituirão a ponte, bem como a quantidade delas, necessária para o cálculo da carga permanente. A figura 3-15 mostra o esquema da ponte, com a designação e dimensões de seus componentes fixadas através do ante-projeto.

3.2 - O TABULEIRO

Os esforços nas peças do tabuleiro dependem do espaçamento entre as vigas e do carregamento sobre ele. Sendo o espaçamento entre as vigas e o carregamento sobre o tabuleiro os mesmos obtidos na Parte II deste trabalho, o dimensionamento do tabuleiro é idêntico ao apresentado no item 3.2 da Parte II.

3.3 - O GUARDA - CORPO

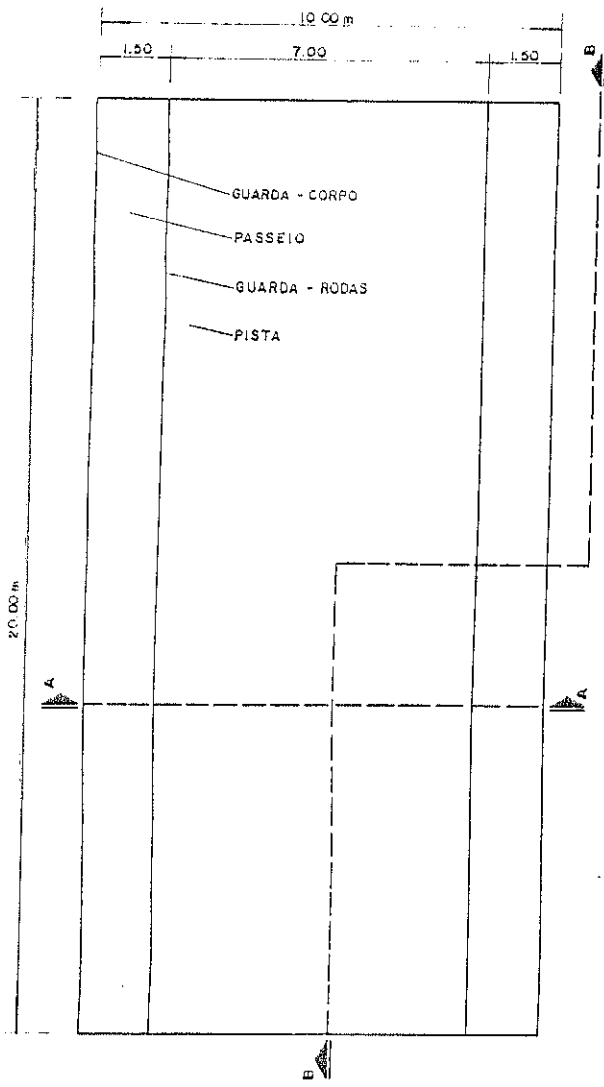
Ver item 3.3 da Parte II

3.4 - O GUARDA - RODAS

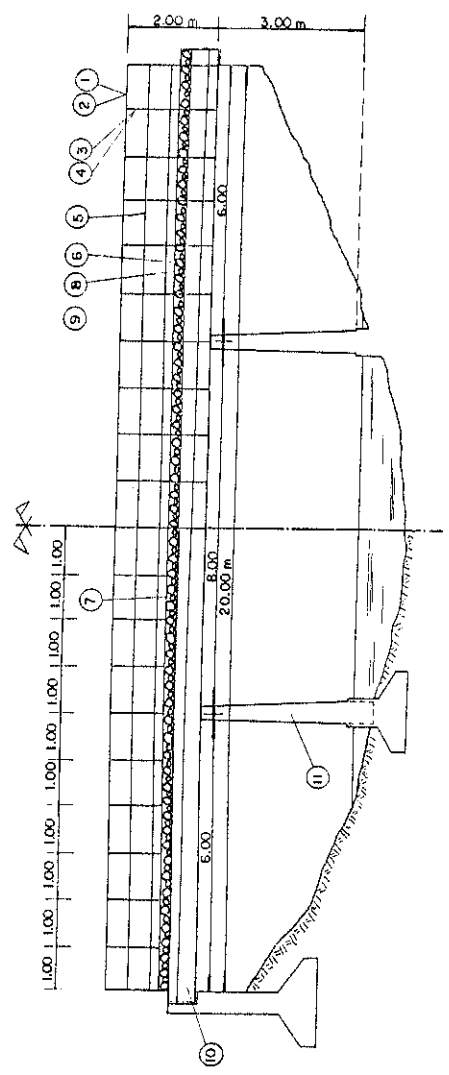
Ver item 3.4 da Parte II

3.5 - LIGAÇÕES DO TABULEIRO E DO GUARDA - CORPO

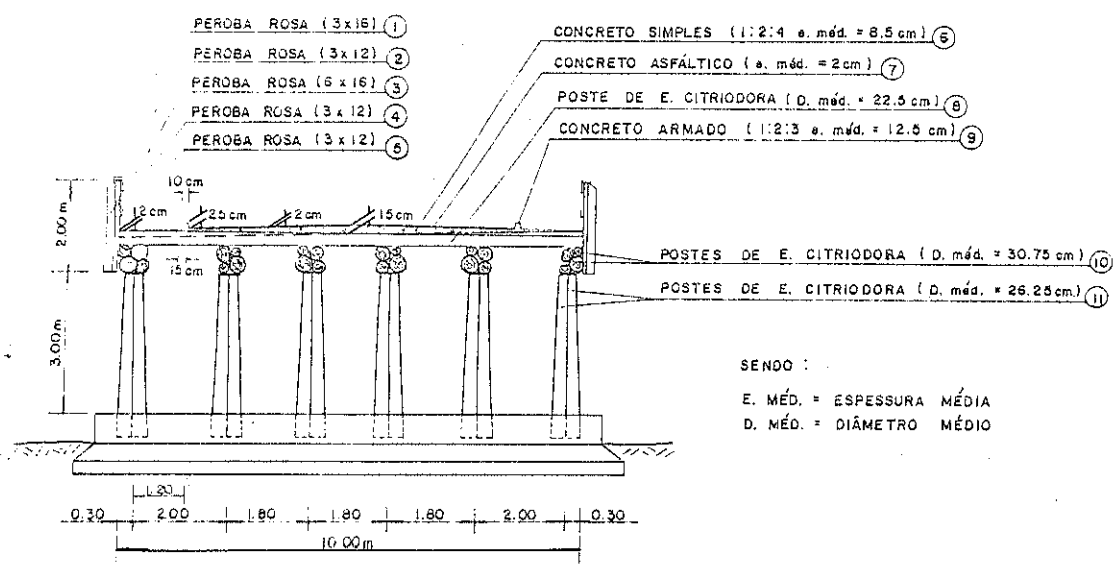
Ver item 3.5 da Parte II



e) PLANTA BAIXA



d) CORTE LONGITUDINAL BB



c) CORTE TRANSVERSAL AA

SENDO :  
 E. MÉD. = ESPESSURA MÉDIA  
 D. MÉD. = DIÂMETRO MÉDIO

FIG. 3-15 - ESQUEMA DA PONTE

### 3.6 - A VIGA PRINCIPAL

A viga principal pode ser uma viga bicircular dupla, formada por quatro postes de Eucalipto citriodora com 20,50 m de comprimento, do tipo extra pesado, com diâmetros no topo  $d = 20,50$  e na base  $D = 41,00$  cm.

#### a) Carga Permanente

Sendo o diâmetro médio dos postes que compõem a viga principal  $D_m = 30,75$  cm, seu peso próprio será:

$$p_p = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot 100 \cdot D_{35} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 30,75^2}{4} \cdot 100 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} = 315 \text{ kgf/m}$$

Conforme o item 3.2 da Parte II a carga permanente sobre a viga principal será:

$$p = p_p + 998 \text{ kgf/m} \approx 315 + 998 \approx 1313 \text{ kgf/m}$$

#### b) Carga Móvel

Conforme o item 3.2 da Parte II a carga móvel a ser considerada para o cálculo da viga principal será a representada na figura 3-16.

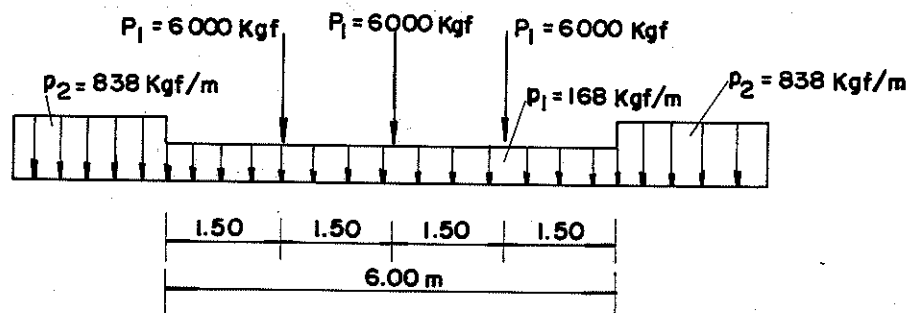


FIG. 3-16 - CARGA MÓVEL SOBRE A VIGA PRINCIPAL

#### c) Seção Resistente da Viga Principal

Conforme se viu no item 3.6 da Parte II, pode-se admitir que a viga principal tenha seção constante igual à seção central (figura 3-17).

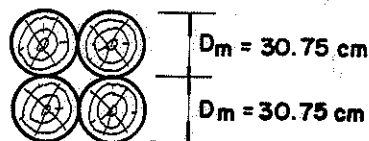


FIG. 3-17 - SEÇÃO RESISTENTE DA VIGA PRINCIPAL



As características geométricas desta seção serão:

- Distância das bordas à linha neutra

$$y = D_m = 30,75 \text{ cm}$$

- Área da seção transversal

$$S = \pi \cdot D_m^2 = 2.971 \text{ cm}^2$$

- Momento estático em relação à linha neutra

$$M_s = \pi \cdot D_m^3 / 4 \cong 22.836 \text{ cm}^3$$

- Momento de inércia em relação à linha neutra

$$J = 16 \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} \cong 702.215 \text{ cm}^4$$

#### d) Esforços Solicitantes na Viga Principal

Os esforços solicitantes na viga principal serão obtidos através das linhas de influência, com os carregamentos descritos nos itens 3.6 e 3.6b.

As linhas de influência foram obtidas através do programa STRESS {(12)}.

##### d.1) Momentos Fletores

As figuras 3-18 a 3-27 representam as linhas de influência para momentos fletores, da viga contínua em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores dos momentos fletores para cada um destes carregamentos, bem como os momentos fletores máximos e mínimos.

A notação utilizada nestas figuras foi:

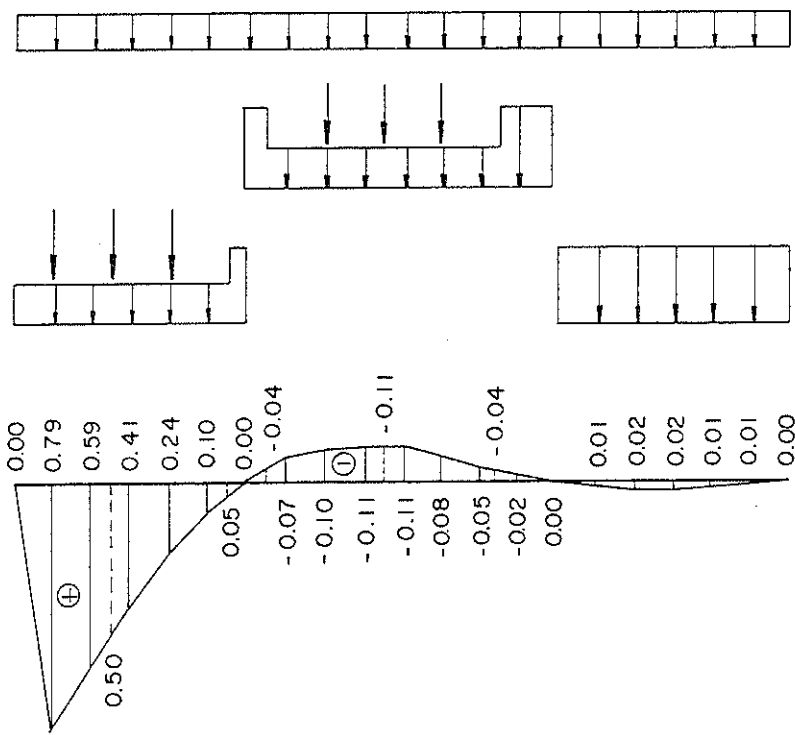
$M_p$  = momento fletor devido ao carregamento permanente

$M_{a_n}$  = máximo momento fletor negativo, devido ao carregamento acidental

$M_{a_p}$  = máximo momento fletor positivo, devido ao carregamento acidental

$M_{\min}$  = Momento fletor mínimo na seção ( $M_{\min} = M_p + M_{a_n}$ )

$M_{\max}$  = momento fletor máximo na seção ( $M_{\max} = M_p + M_{a_p}$ )



$M_p = 2179,58 \text{ kgf.m}$

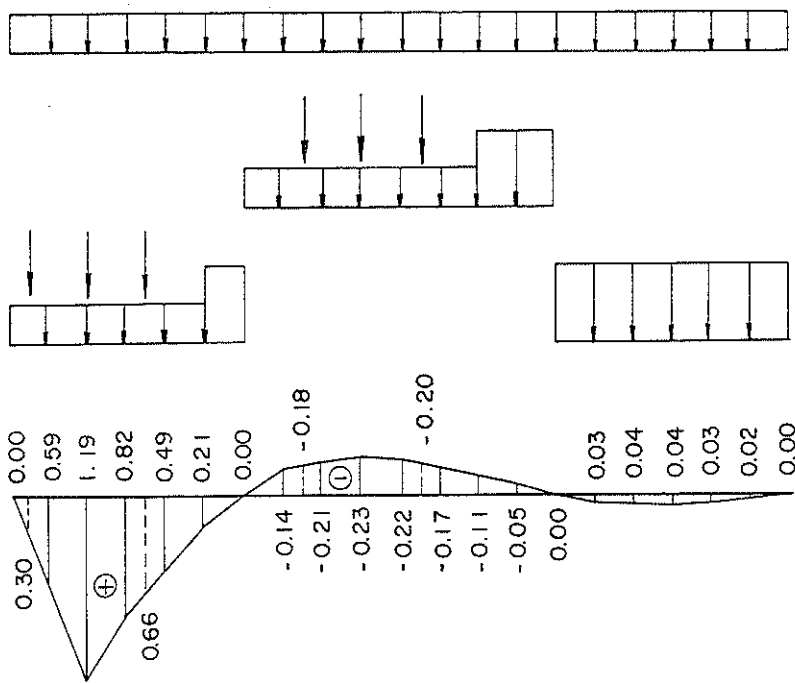
$M_{an} = -1855,01 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 9604,88 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = 324,57 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 11784,46 \text{ kgf.m}$

FIG. 3-18 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 1.00$  m



$M_p = 3059,29 \text{ kgf.m}$

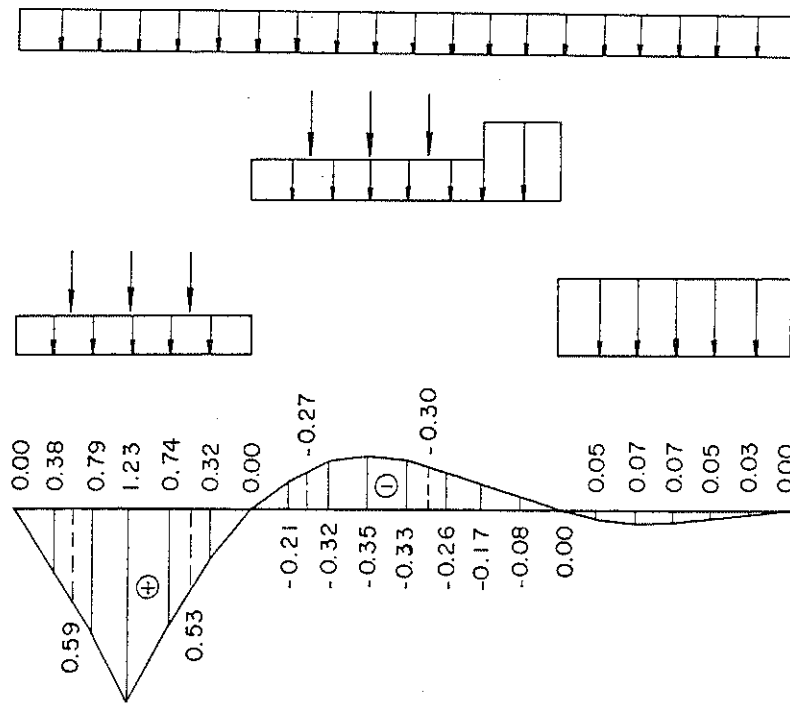
$M_{an} = -3920,19 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 12900,00 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = -860,90 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 15959,29 \text{ kgf.m}$

FIG. 3-19 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 2.00$  m



$M_p = 2639,13 \text{ kgf.m}$

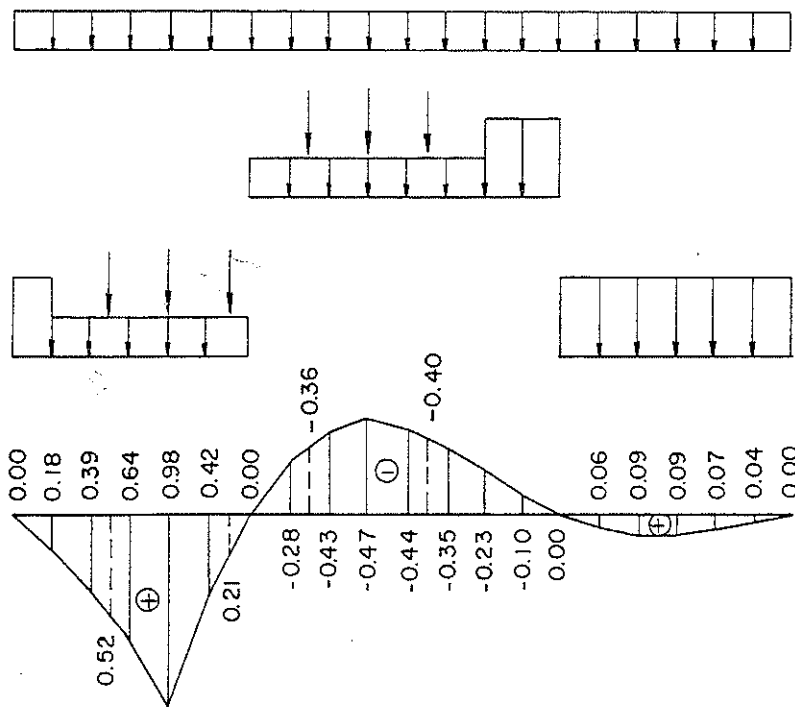
$M_{an} = - 5919,51 \text{ kgf.m}$

$M_{op} = 14907,54 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 3280,38 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 17546,67 \text{ kgf.m}$

FIG. 3-20 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 3.00 \text{ m}$



$M_p = 866,58 \text{ kgf.m}$

$M_{an} = - 7910,45 \text{ kgf.m}$

$M_{op} = 11052,08 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 7043,87 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 11918,66 \text{ kgf.m}$

FIG. 3-21 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 4.00 \text{ m}$

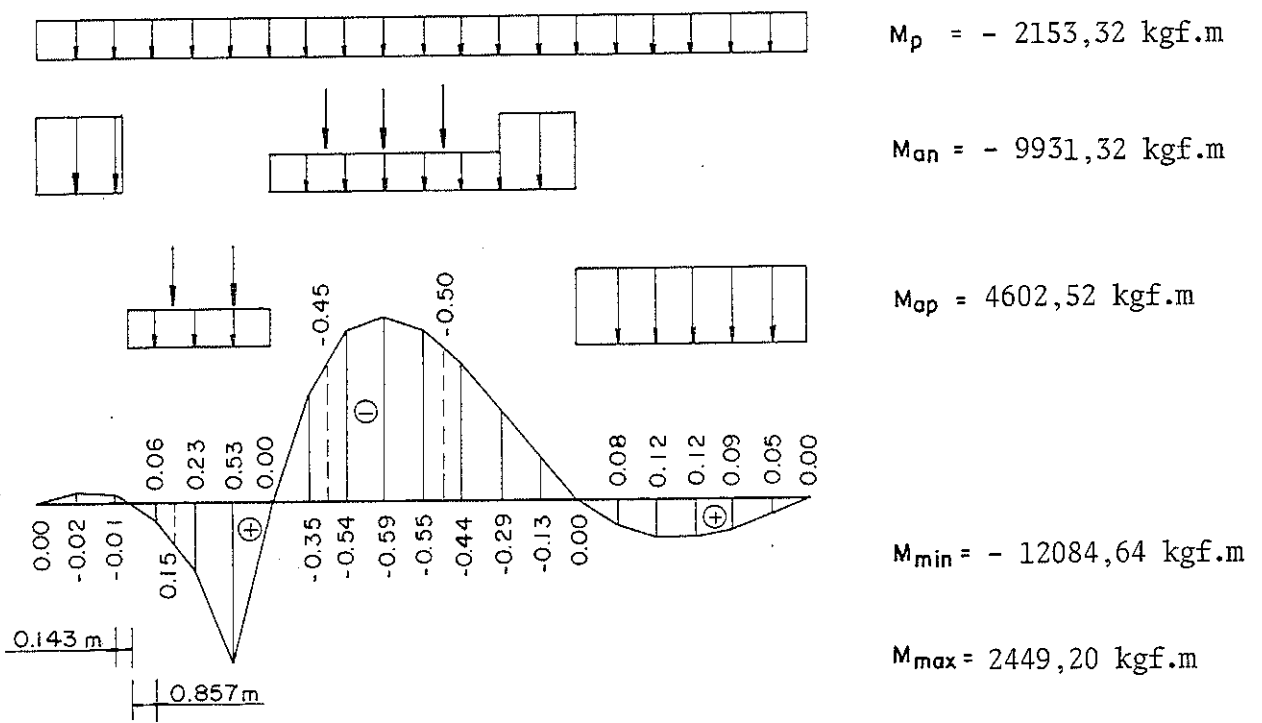


FIG. 3-22 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 5.00 \text{ m}$

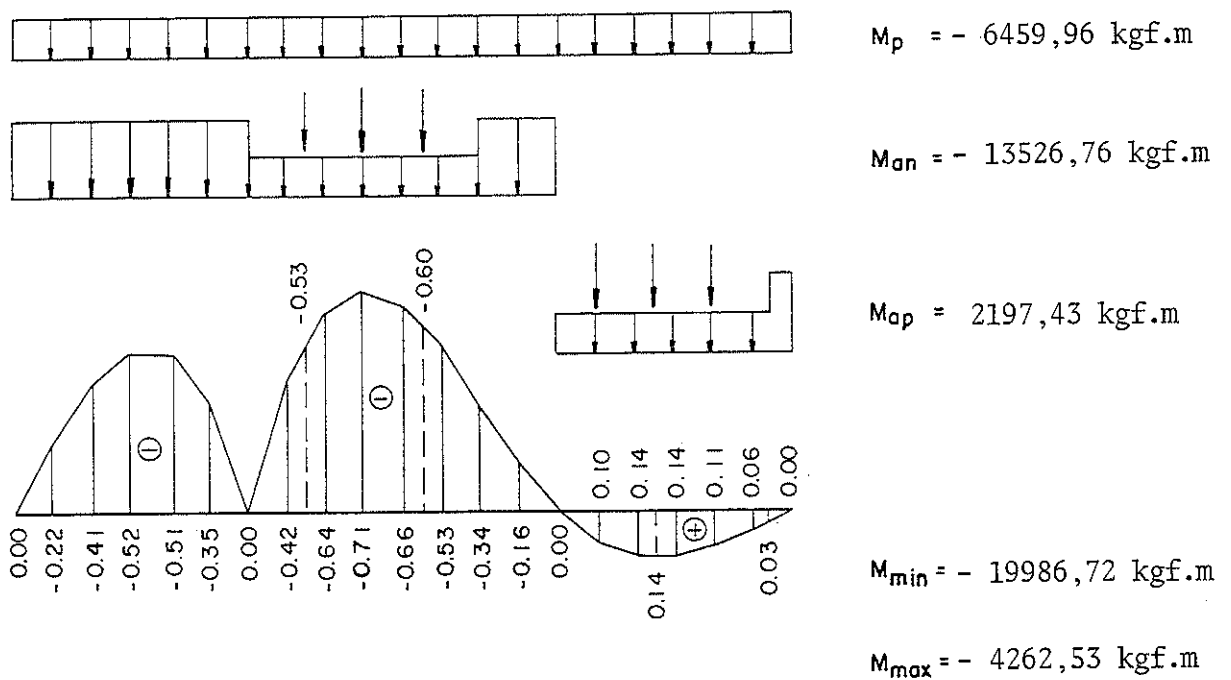


FIG. 3-23 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 6.00 \text{ m}$

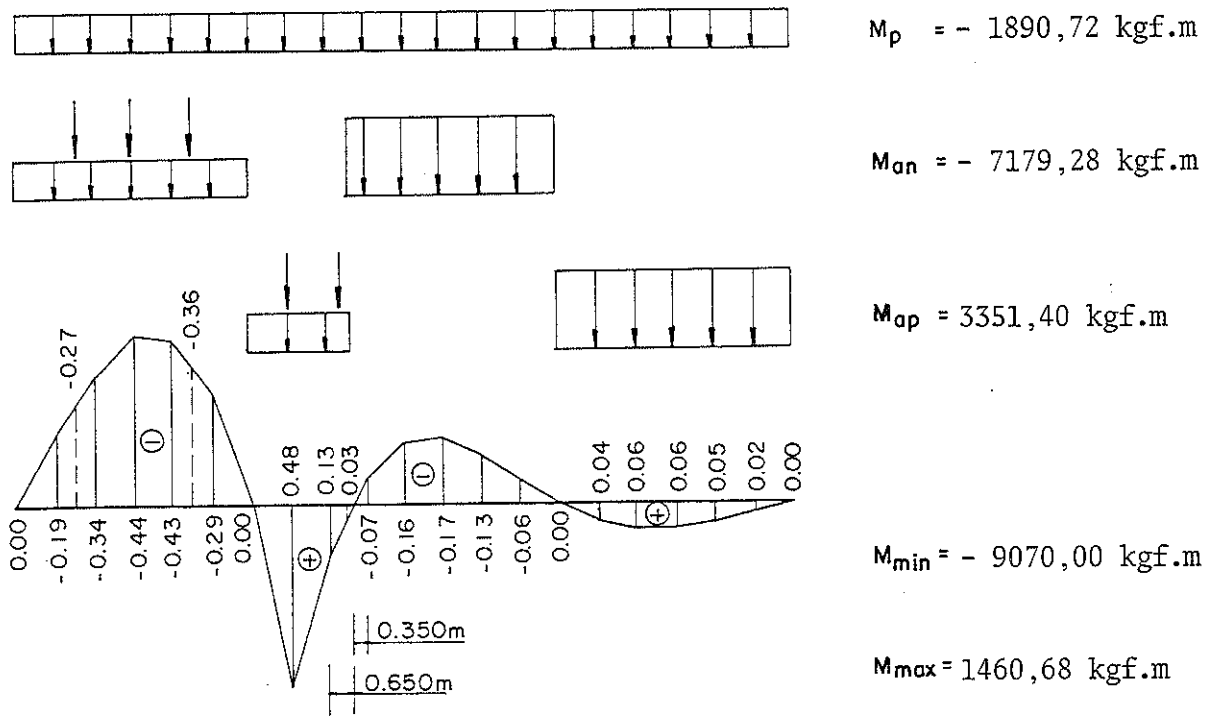


FIG. 3-24 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 7.00 \text{ m}$

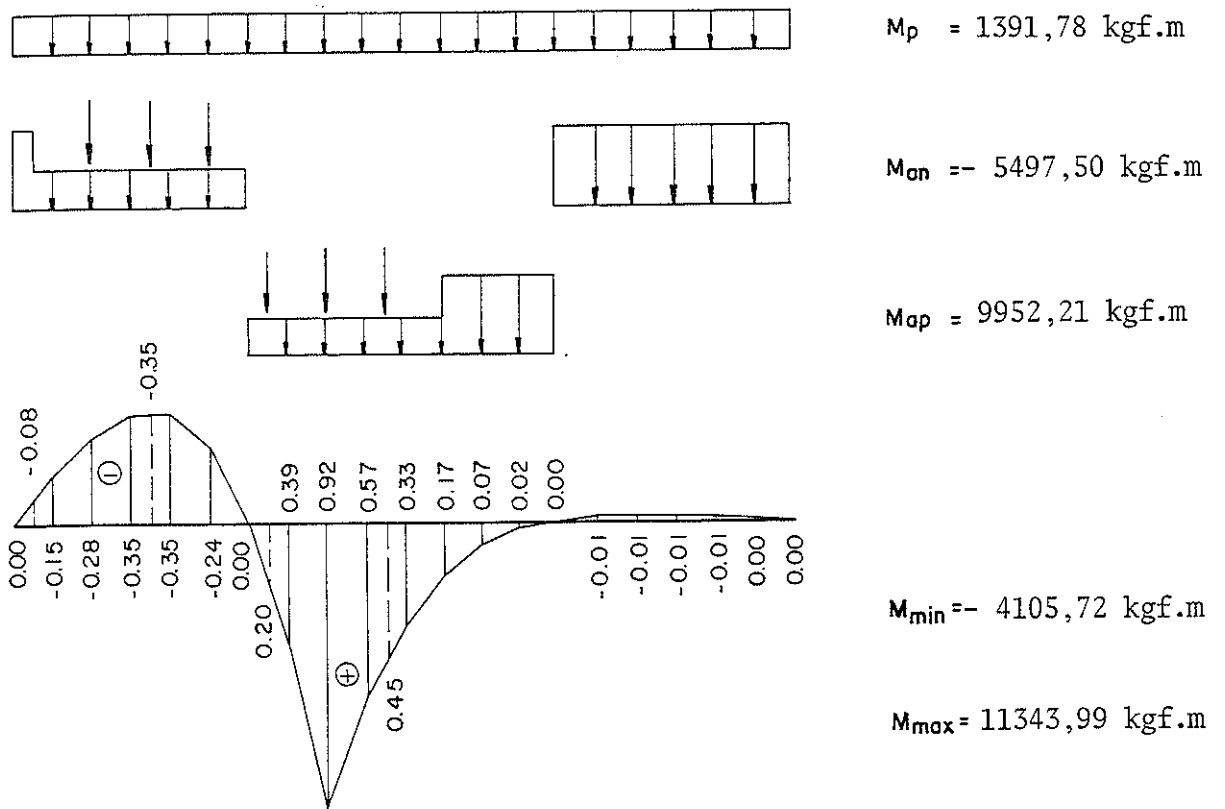


FIG. 3-25 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 8.00 \text{ m}$

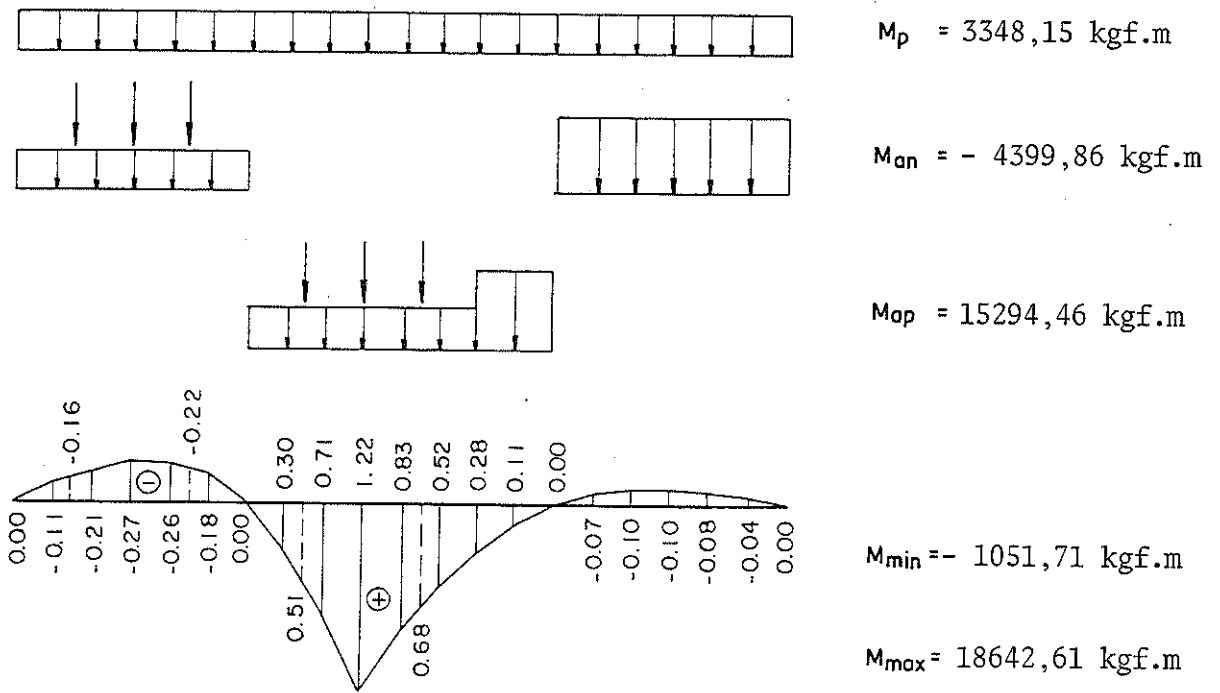


FIG. 3-26 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 9.00 \text{ m}$

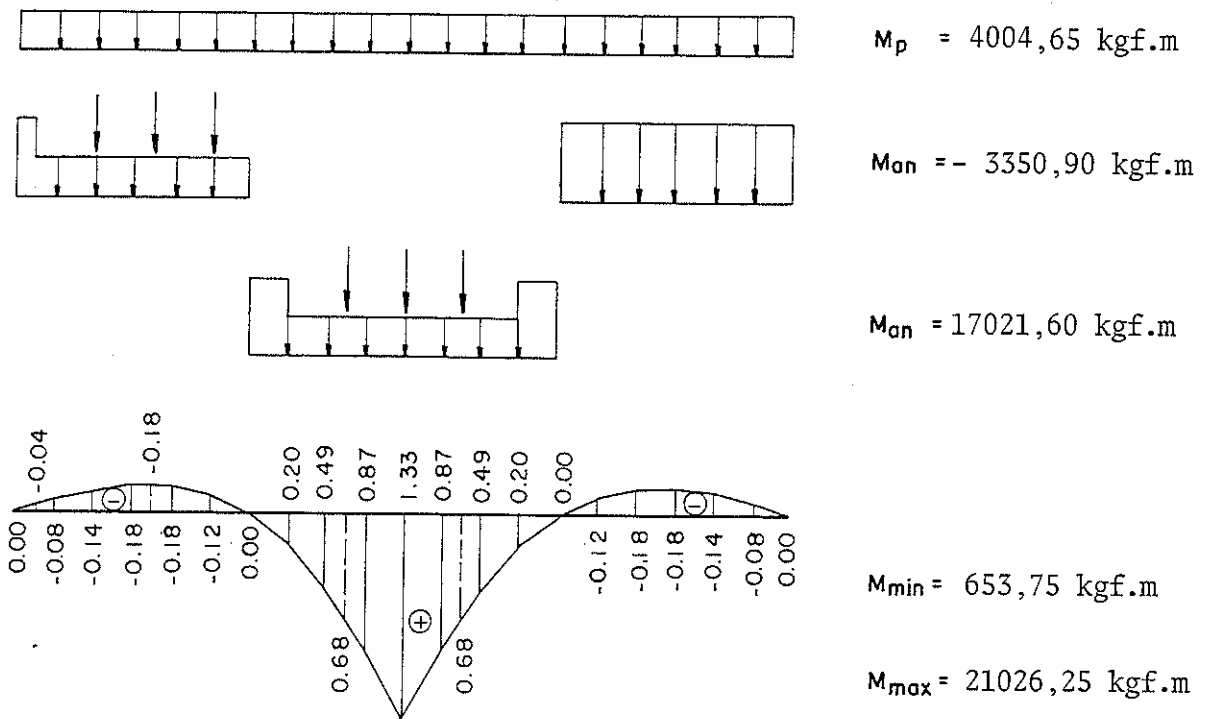


FIG. 3-27 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 10.00 \text{ m}$

d.2) Esforços Cortantes

As figuras 3-38 a 3-39 representam as linhas de influência para esforços cortantes da viga contínua em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores dos esforços cortantes para cada um destes carregamentos, bem como os esforços cortantes máximos e mínimos.

A notação utilizada nestas figuras foi:

$Q_p$  = esforço cortante devido ao carregamento permanente

$Q_{a_n}$  = máximo esforço cortante negativo, devido ao carregamento acidental

$Q_{a_p}$  = máximo esforço cortante positivo, devido ao carregamento acidental

$Q_{\min}$  = esforço cortante mínimo na seção ( $Q_{\min} = Q_p + Q_{a_n}$ )

$Q_{\max}$  = esforços cortante máximo na seção ( $Q_{\max} = Q_p + Q_{a_p}$ )

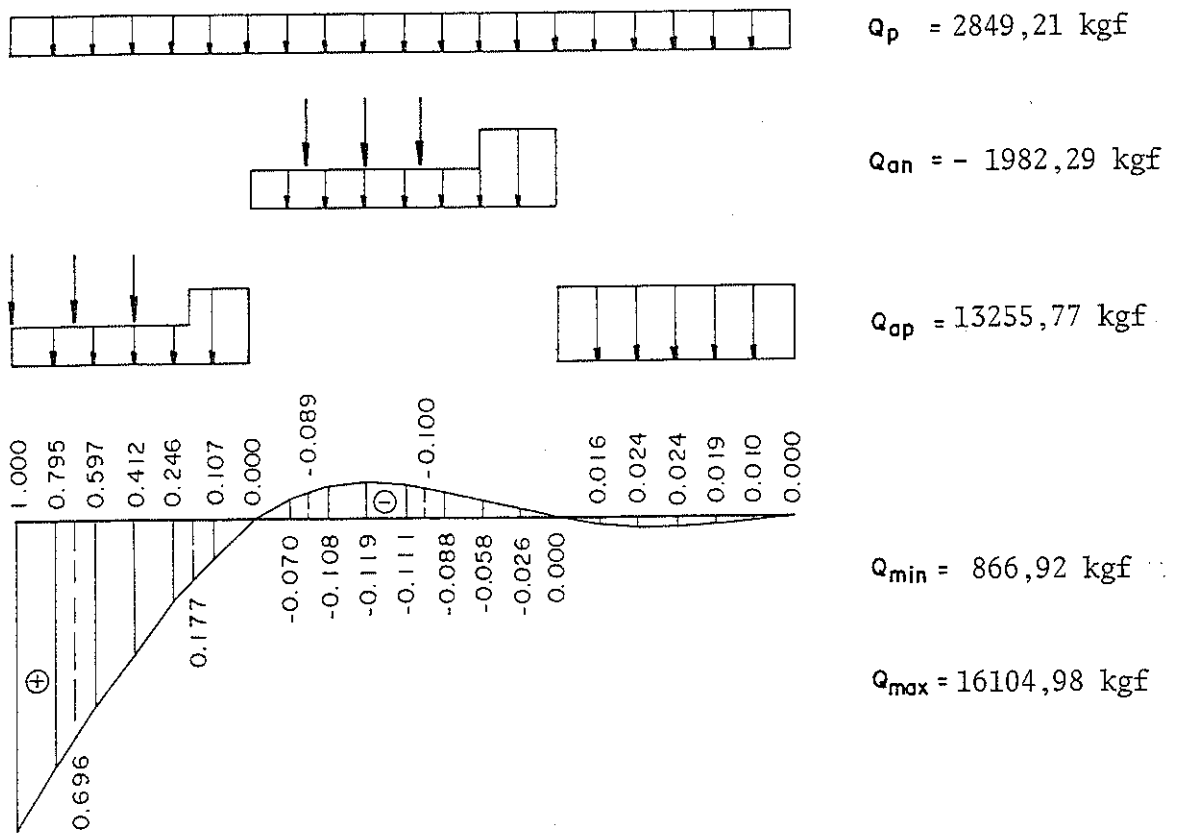


FIG. 3-28 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE A DIREITA DE  $x = 0.00 \text{ m}$

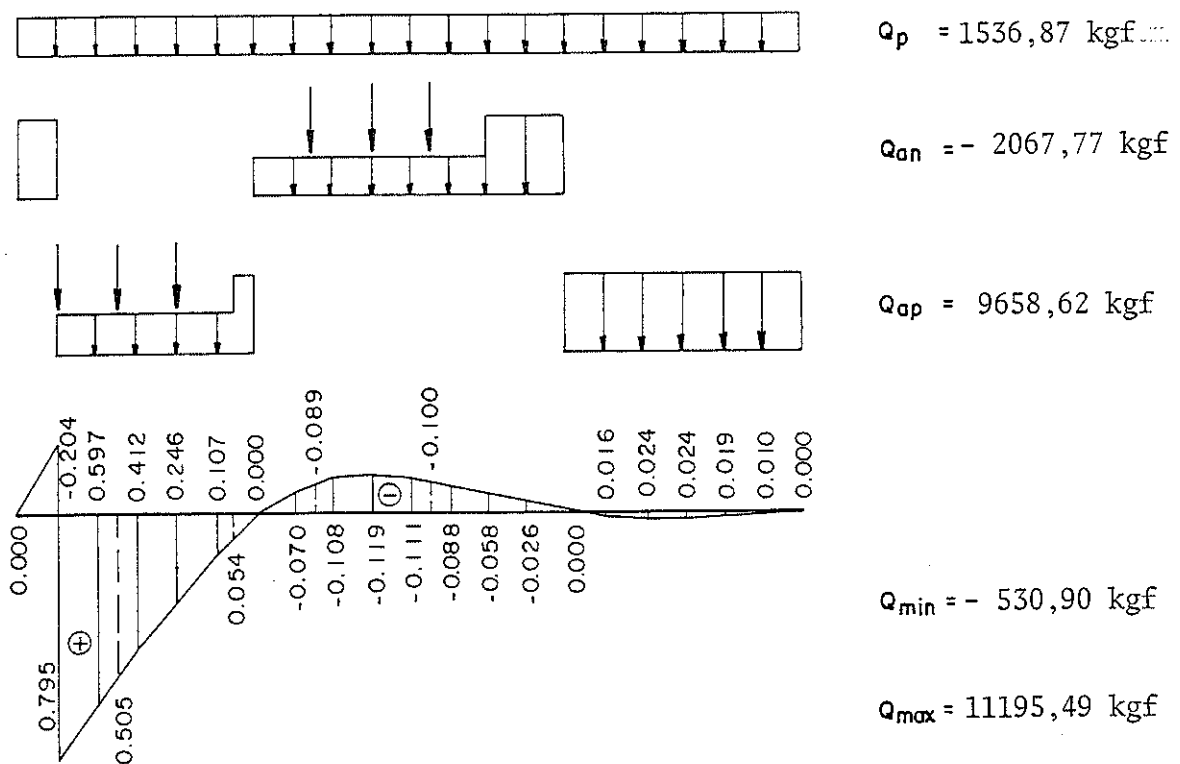


FIG. 3-29 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 1.00 \text{ m}$



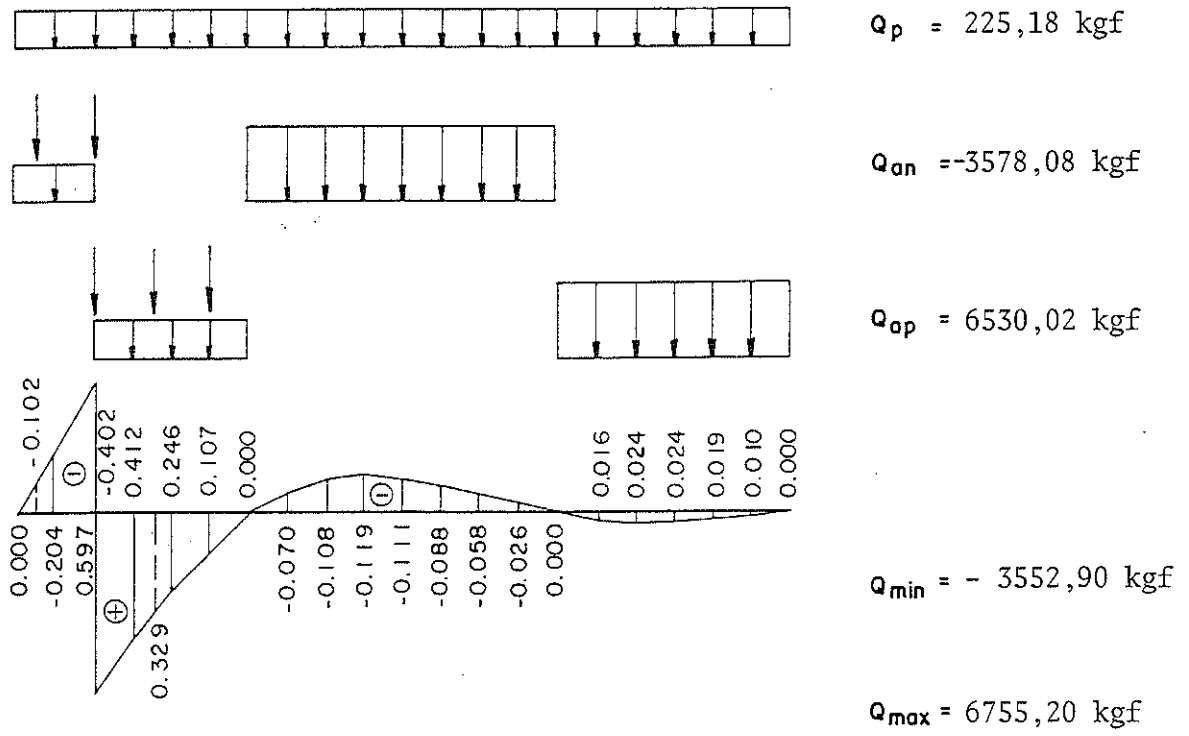


FIG. 3-30 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 2.00 \text{ m}$

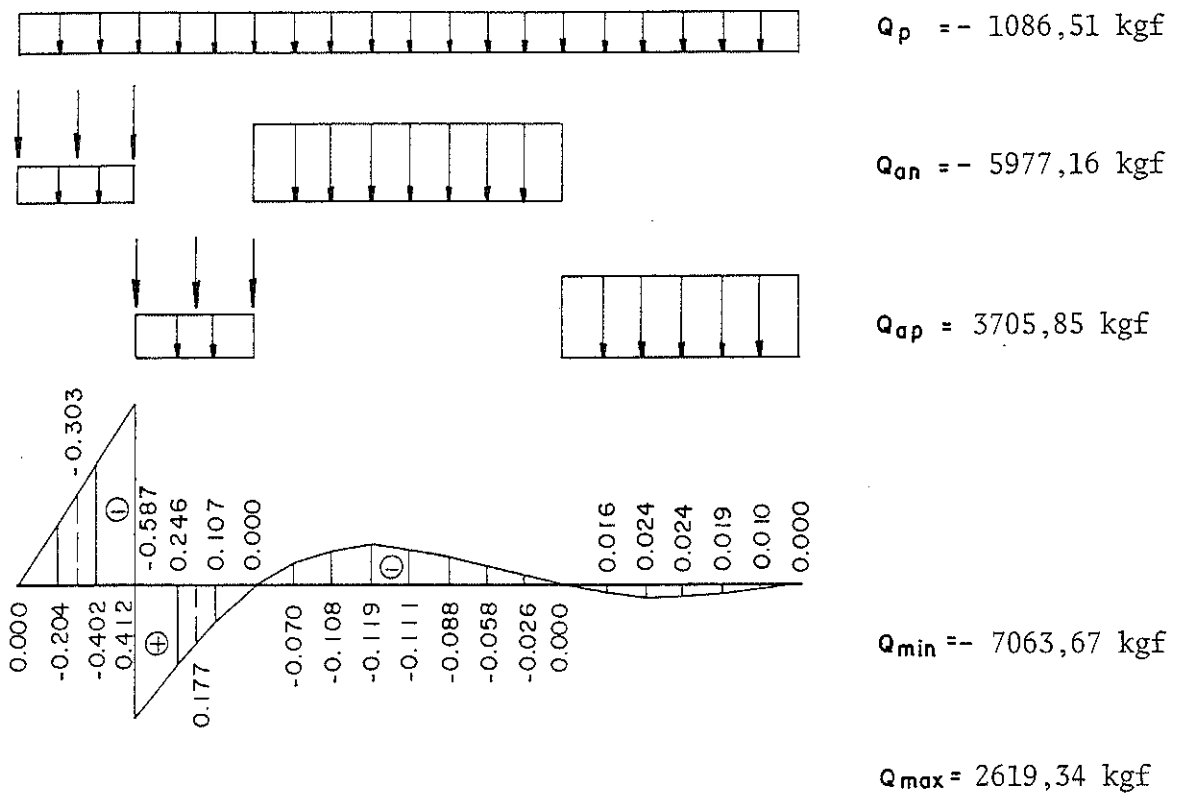


FIG. 3-31 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE  $x = 3.00 \text{ m}$

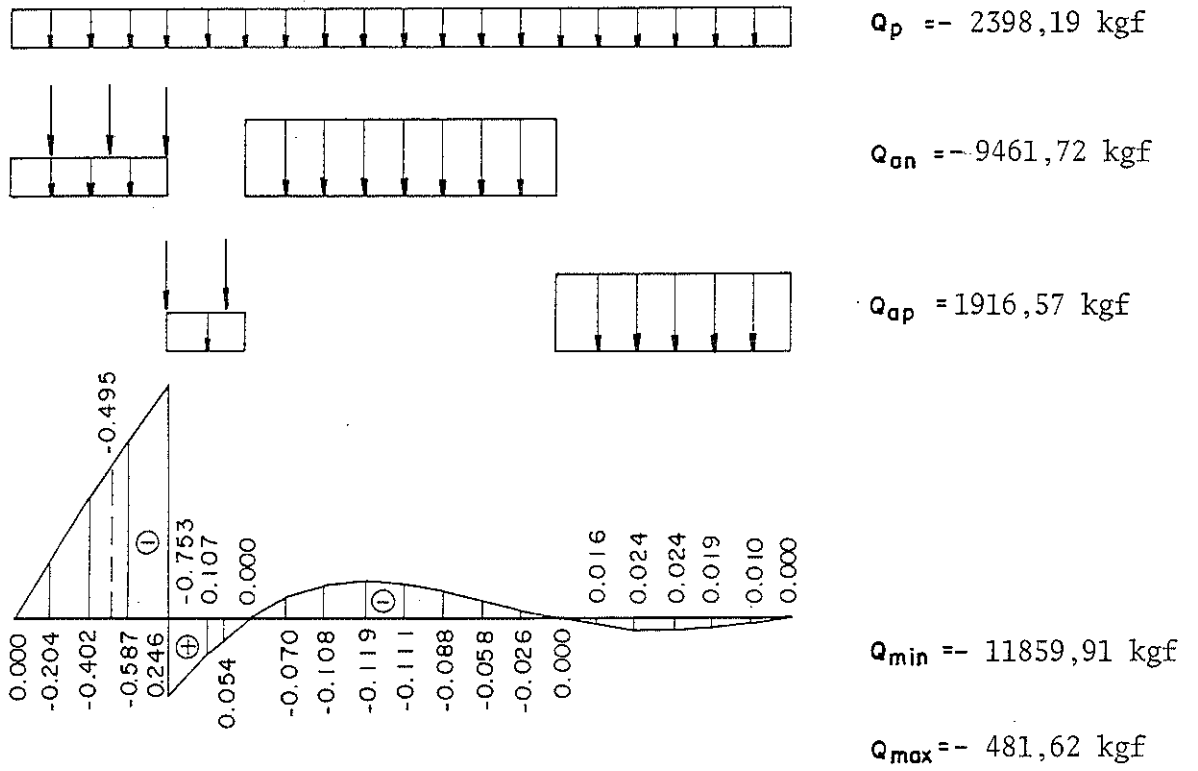


FIG. 3-32 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 4.00 \text{ m}$

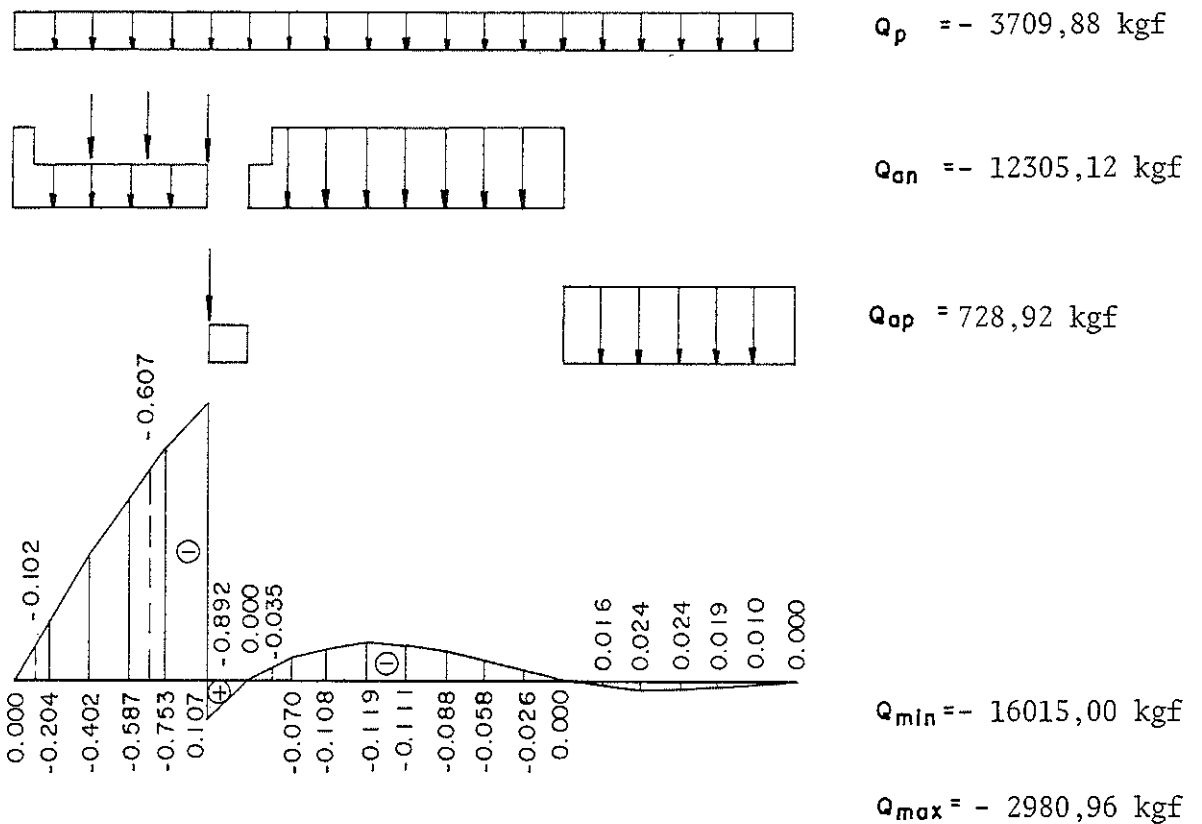


FIG. 3-33 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 5.00 \text{ m}$

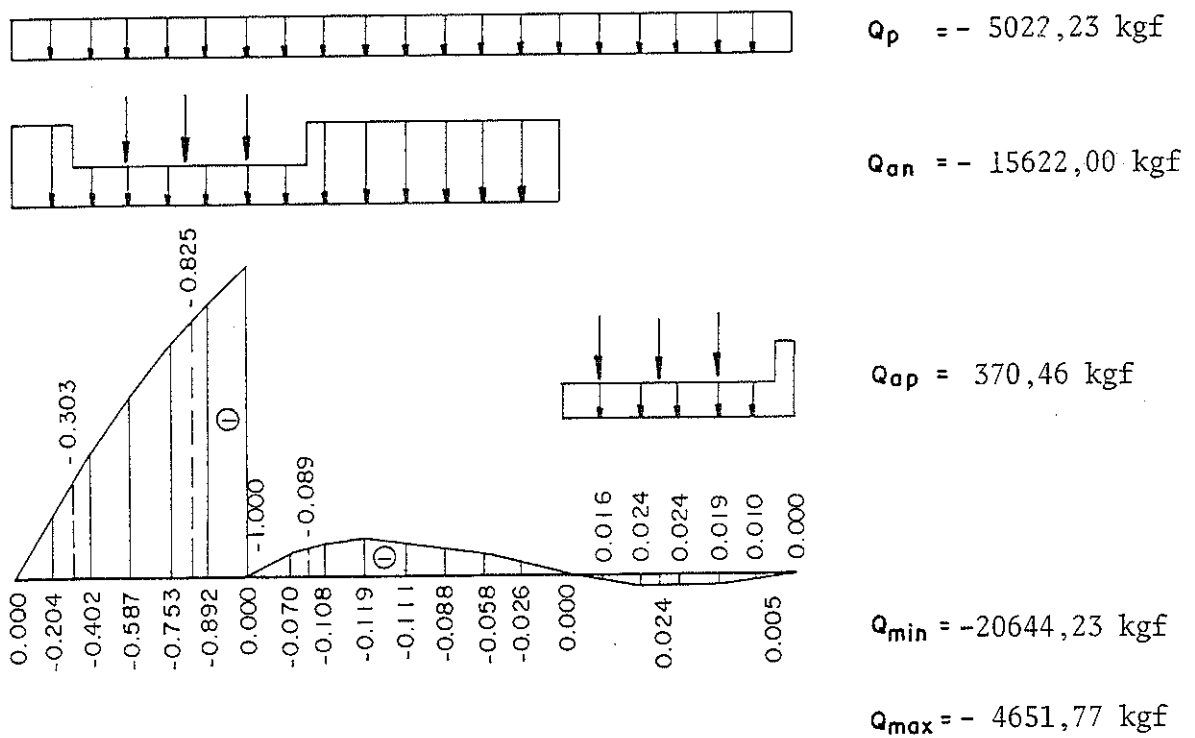


FIG. 3-34 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE A ESQUERDA DE  $x=6.00\text{m}$

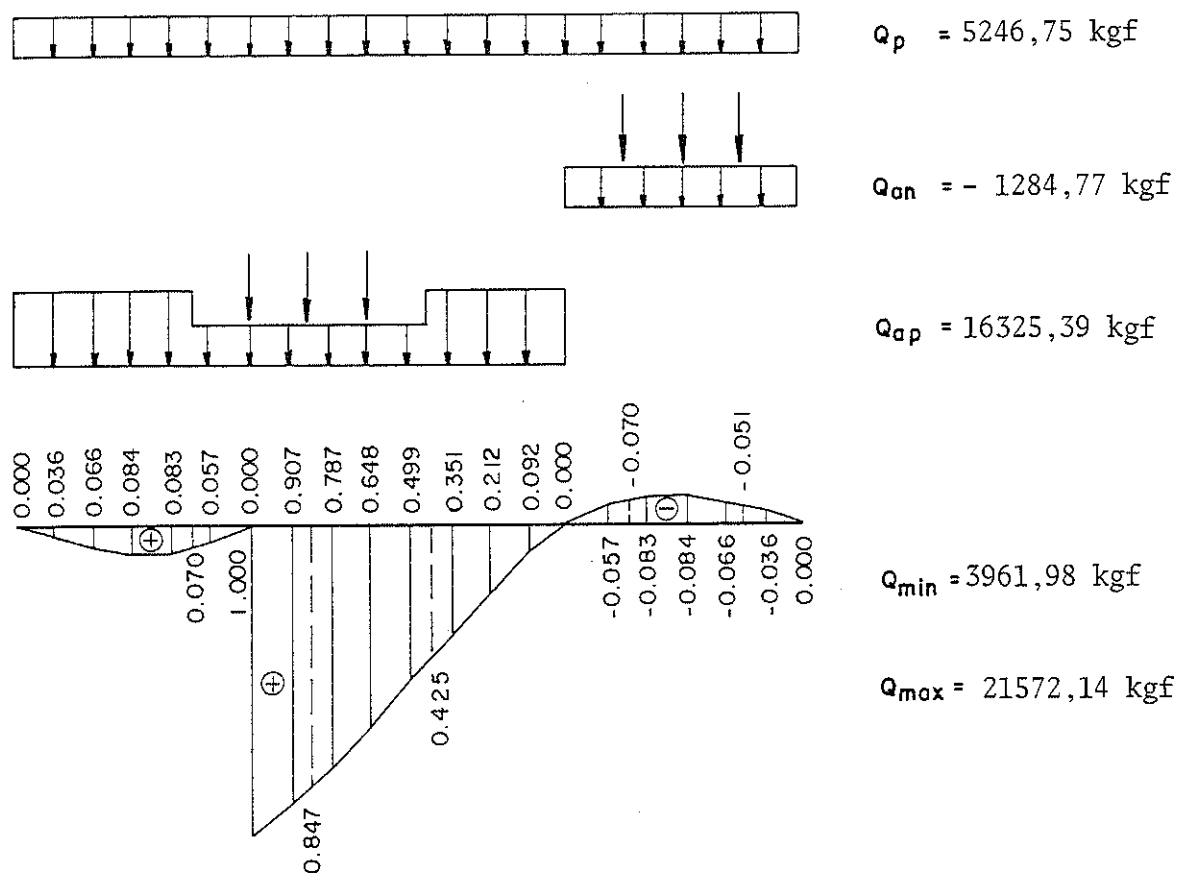


FIG. 3-35 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇOS CORTANTES A DIREITA DE  $x = 6.00\text{m}$

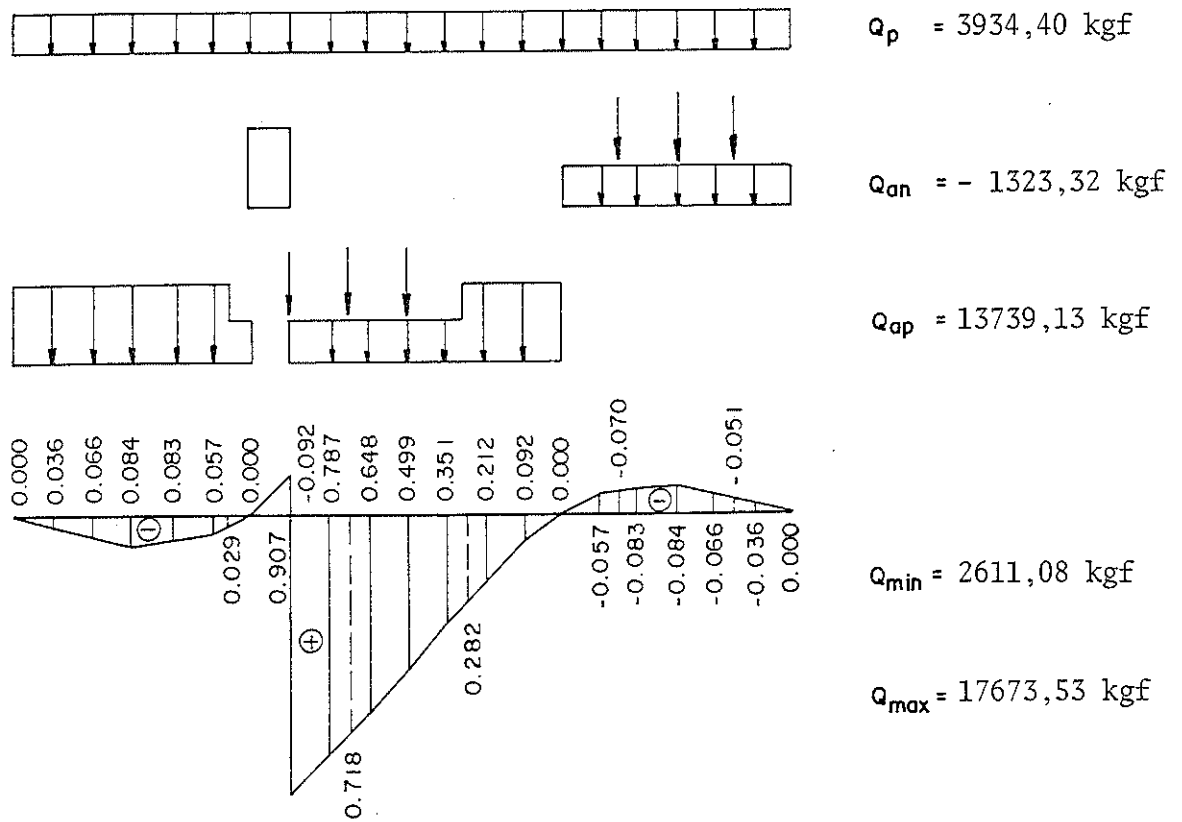


FIG. 3 -36 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 7.00 \text{ m}$

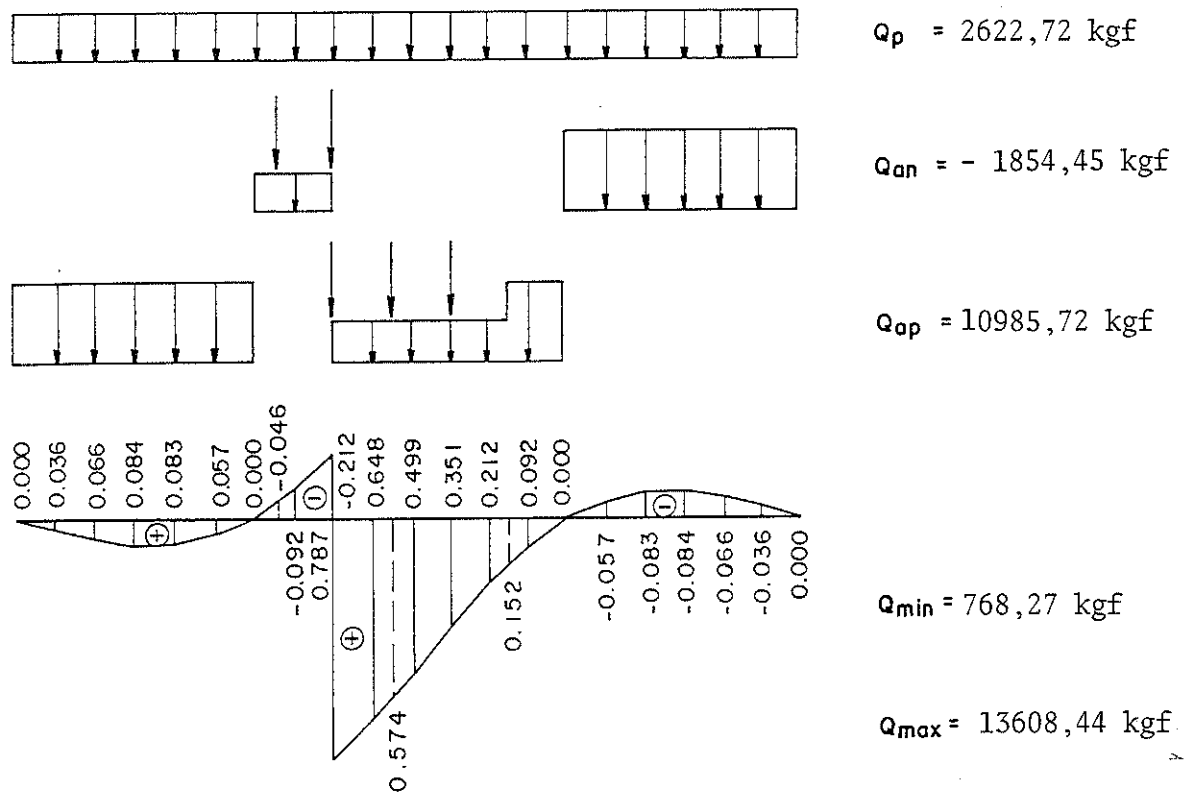


FIG. 3- 37 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 8.00 \text{ m}$

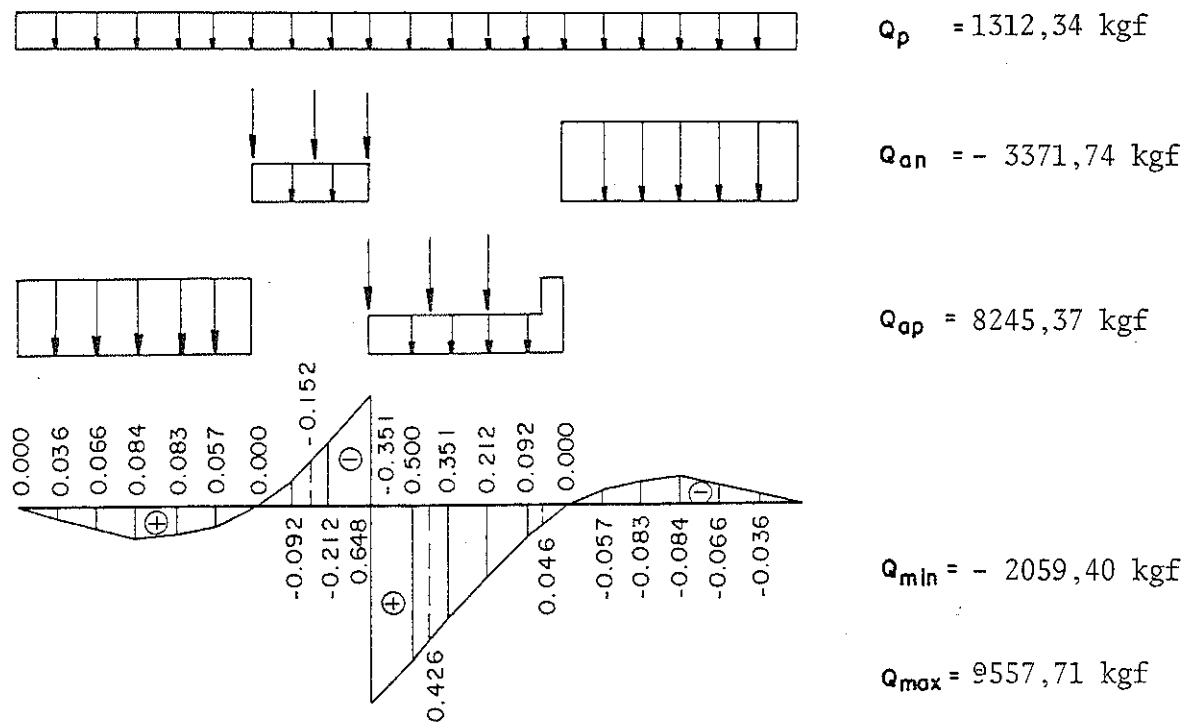


FIG. 3 -38 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 9.00 \text{ m}$

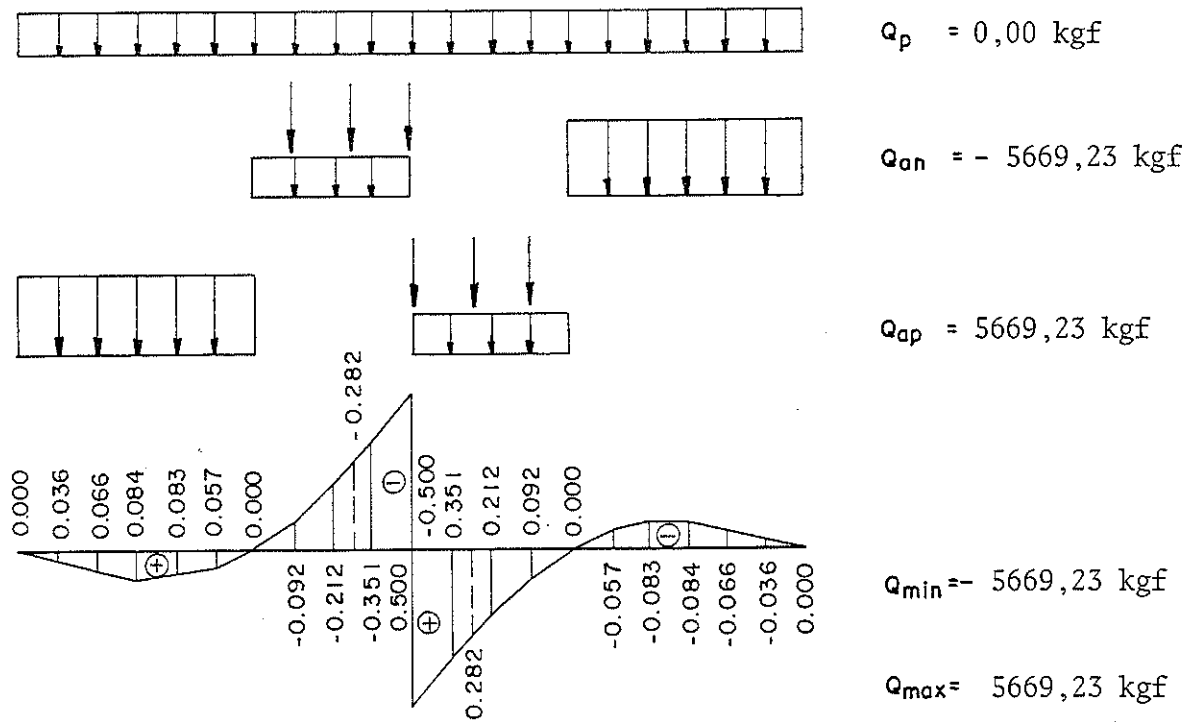


FIG. 3 -39 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 10.00 \text{ m}$

d.3) Flechas

As figuras 3-40 a 3-48 representam as linhas de influência para flechas (deslocamentos verticais) da viga contínua em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores das flechas para cada um destes carregamentos, bem como as flechas máximas e mínimas.

Os carregamentos, para o cálculo das flechas, devem ser em  $t_f$  e  $t_f/m$  obtendo-se flechas em  $10^{-4}$ m. As flechas permanentes assim calculadas, devem ser multiplicadas por 1,5 a fim de se considerar a deformação lenta.

A notação utilizada nestas figuras foi:

$f_p$  = flecha devido ao carregamento permanente.

$f_{a_n}$  = máxima flecha negativa, devida ao carregamento acidental.

$f_{a_p}$  = máxima flecha positiva, devida ao carregamento acidental.

$f_{\min}$  = flecha mínima na seção ( $f_{\min} = f_p + f_{a_n}$ )

$f_{\max}$  = flecha máxima na seção ( $f_{\max} = f_p + f_{a_p}$ )

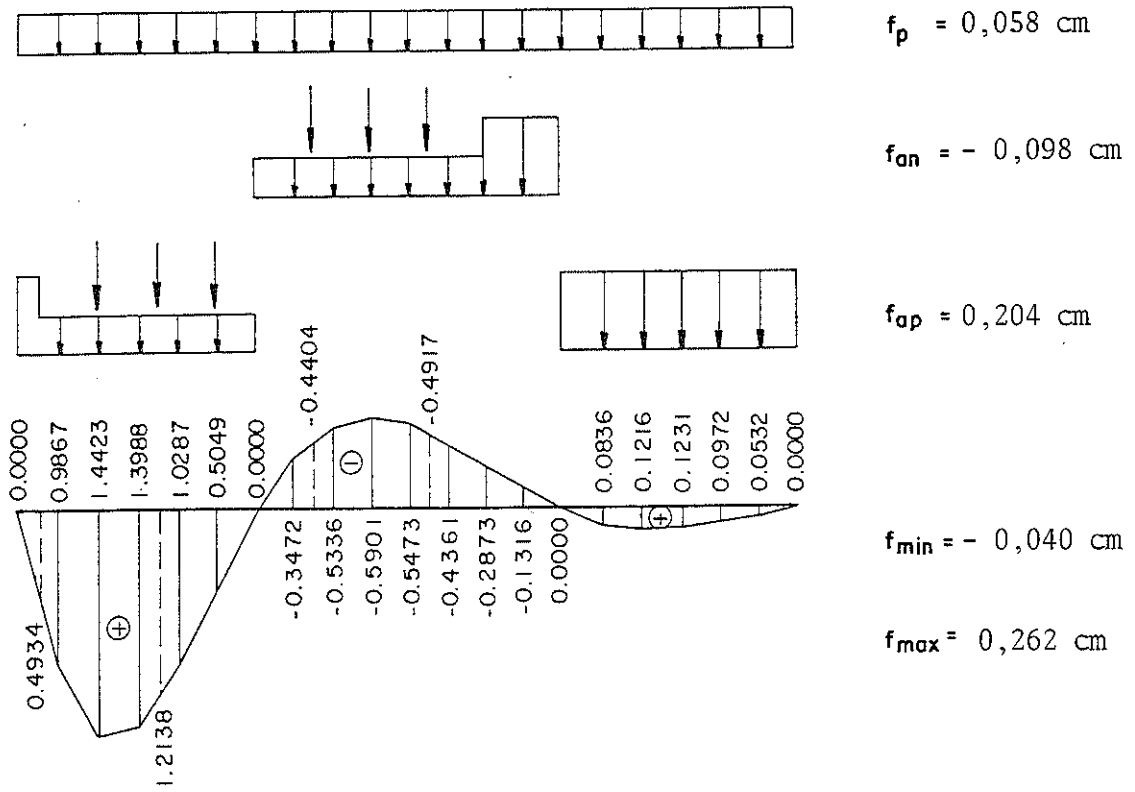


FIG. 3-40 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 1.00 \text{ m}$

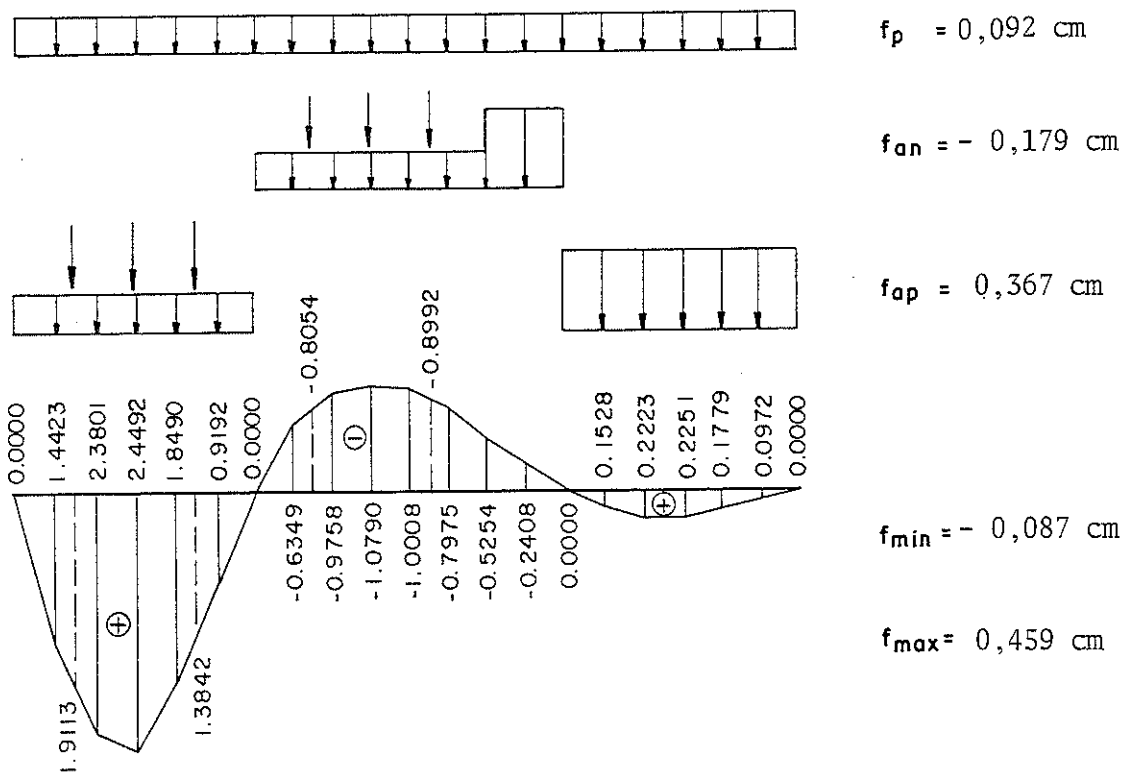


FIG. 3-41 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 2.00 \text{ m}$

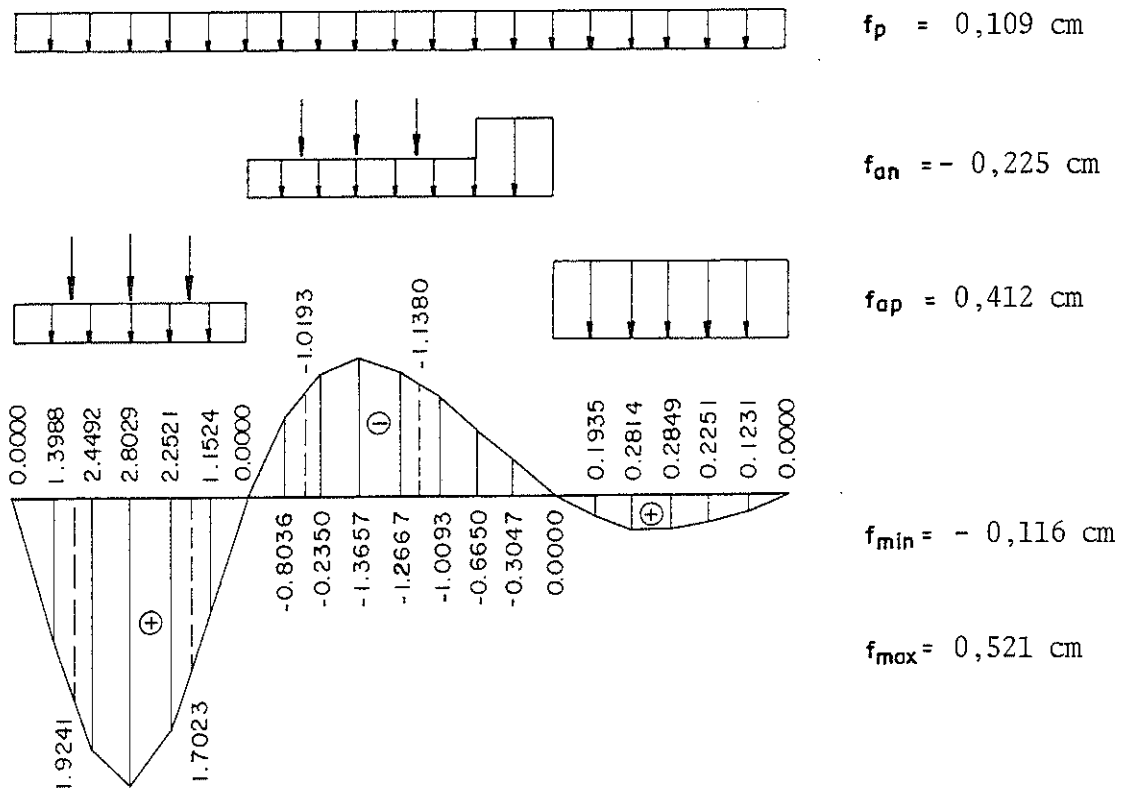


FIG. 3-42 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 3.00 \text{ m}$

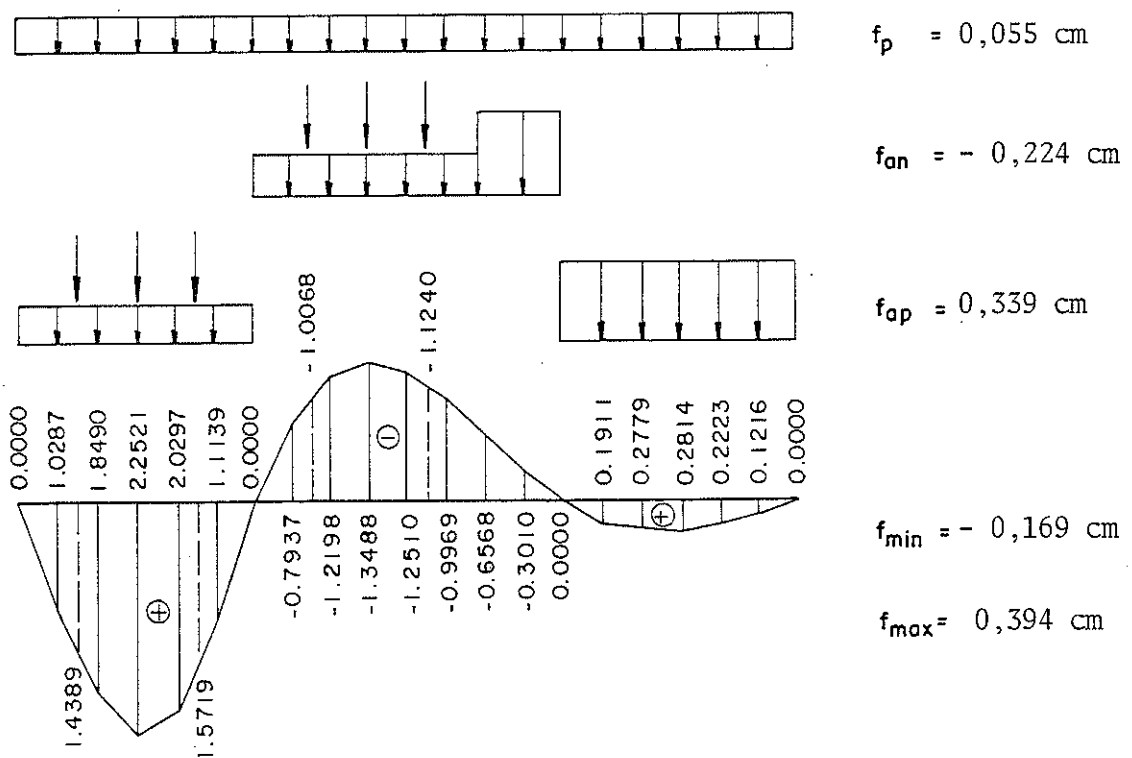


FIG. 3-43 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 4.00 \text{ m}$



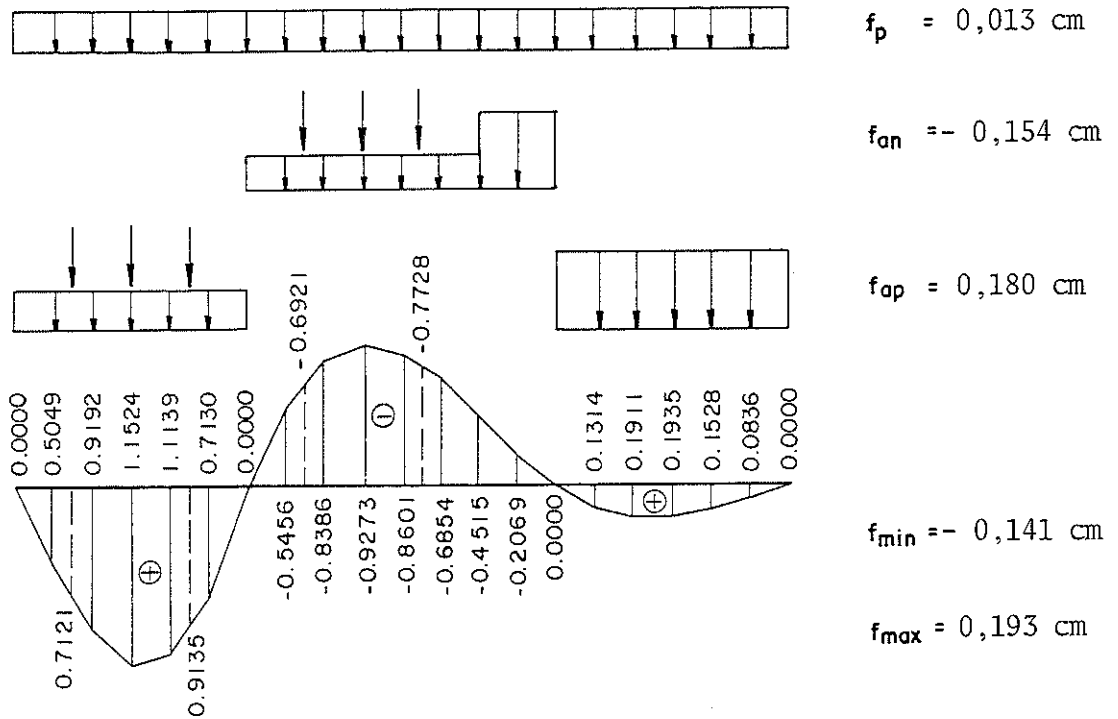


FIG. 3-44 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 5.00 \text{ m}$

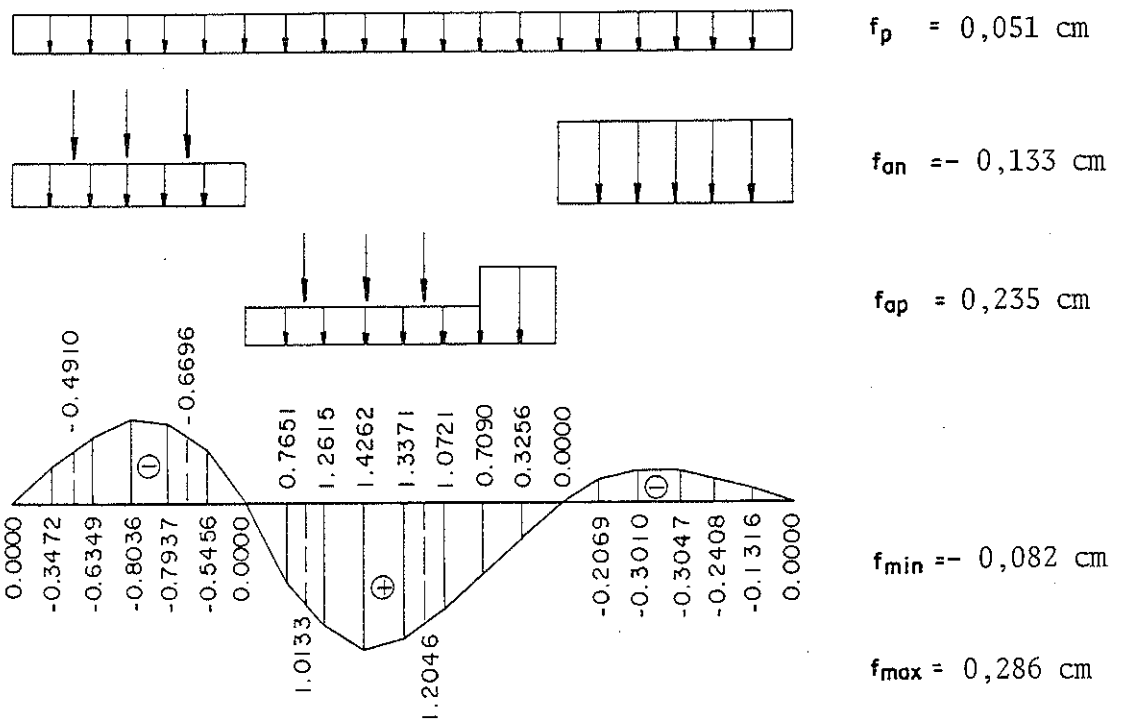


FIG. 3-45 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 7.00 \text{ m}$

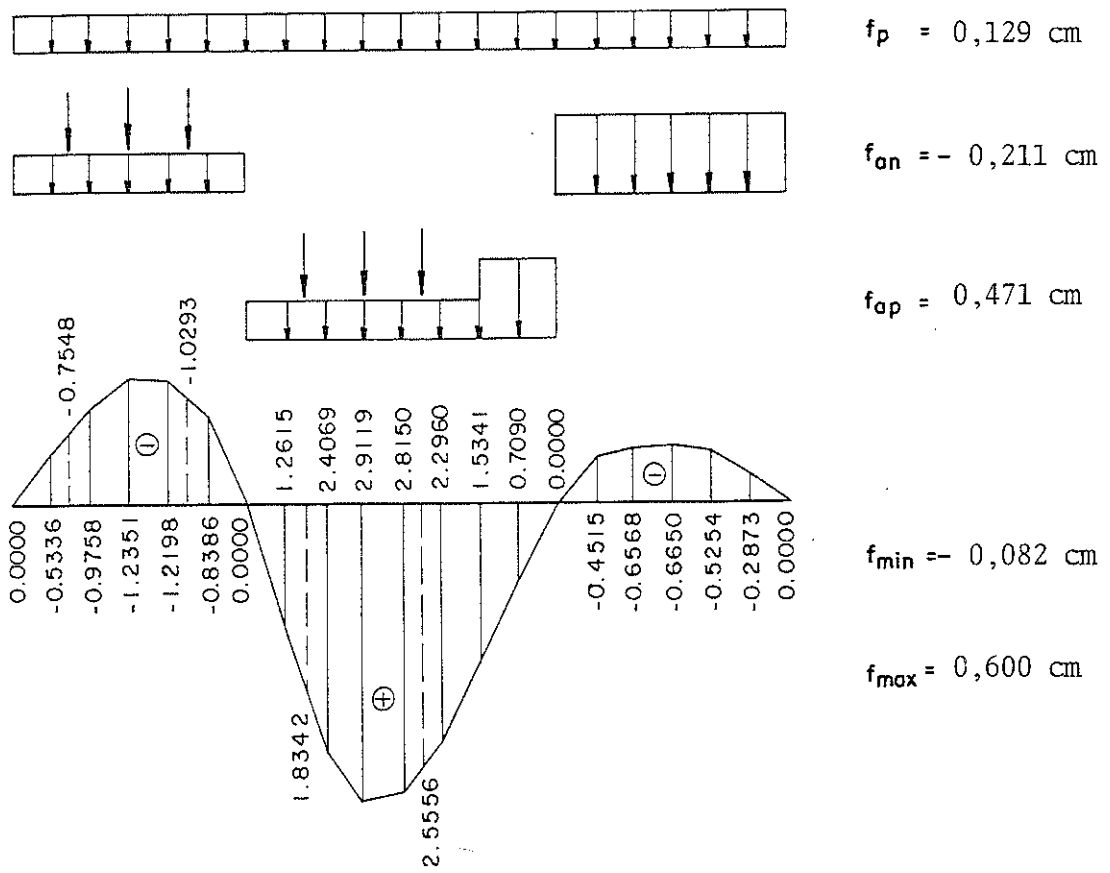


FIG. 3-46 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 8.00 \text{ m}$

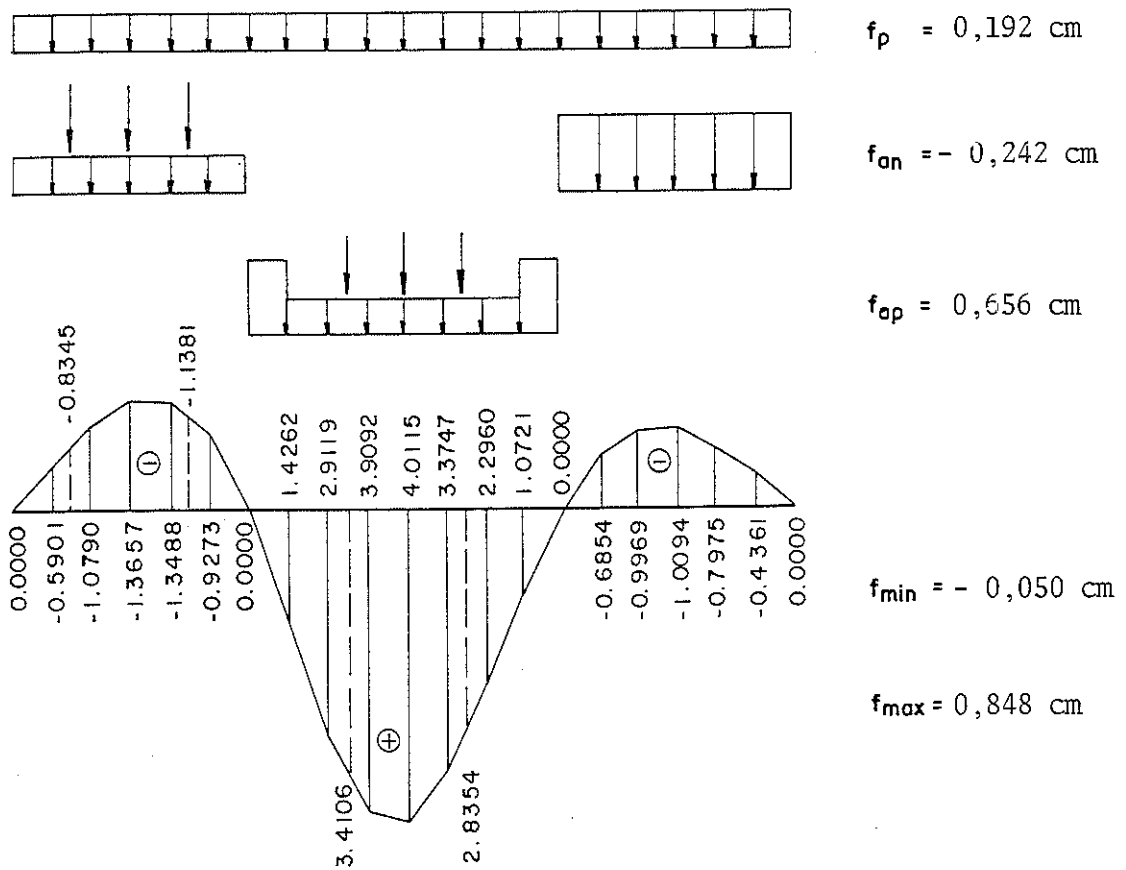


FIG. 3-47 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 9.00 \text{ m}$

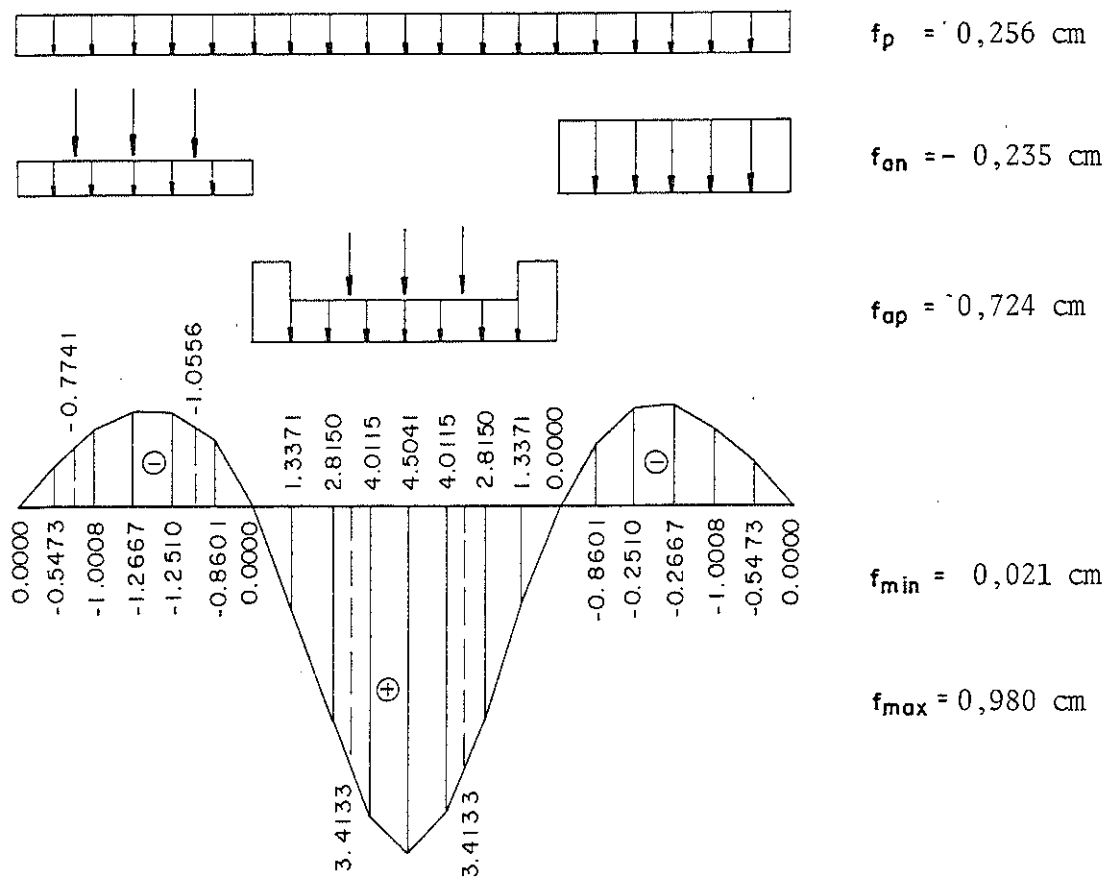


FIG. 3-48 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA FLECHA EM  $x = 10.00$  m

d.4) Reações de Apoio

As figuras 3-49 e 3-50 representam as linhas de influência para reações de apoio da viga contínua em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores das reações para cada um destes carregamentos, bem como as reações de apoio máximas e mínimas.

A notação utilizada nestas figuras foi:

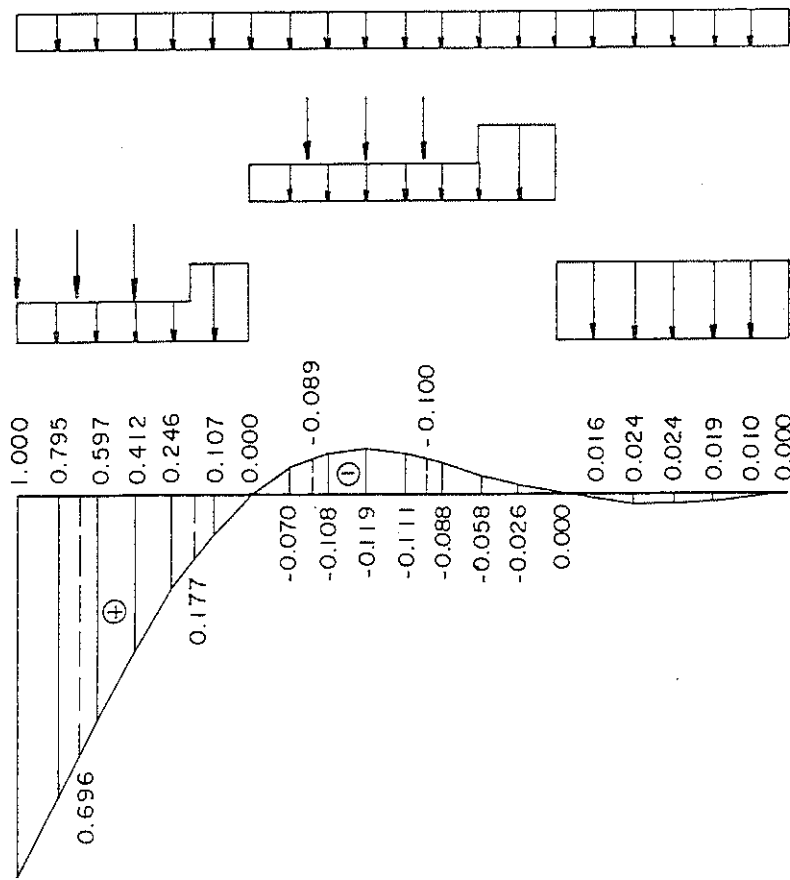
$R_p$  = reação de apoio devido ao carregamento permanente.

$R_{a_n}$  = máxima reação de apoio negativa, devido ao carregamento acidental

$R_{a_p}$  = máxima reação de apoio positiva, devido ao carregamento acidental

$R_{\min}$  = reação de apoio mínima ( $R_{\min} = R_p + R_{a_n}$ )

$R_{\max}$  = reação de apoio máxima ( $R_{\max} = R_p + R_{a_p}$ )



$R_p = 2849,21 \text{ kgf}$

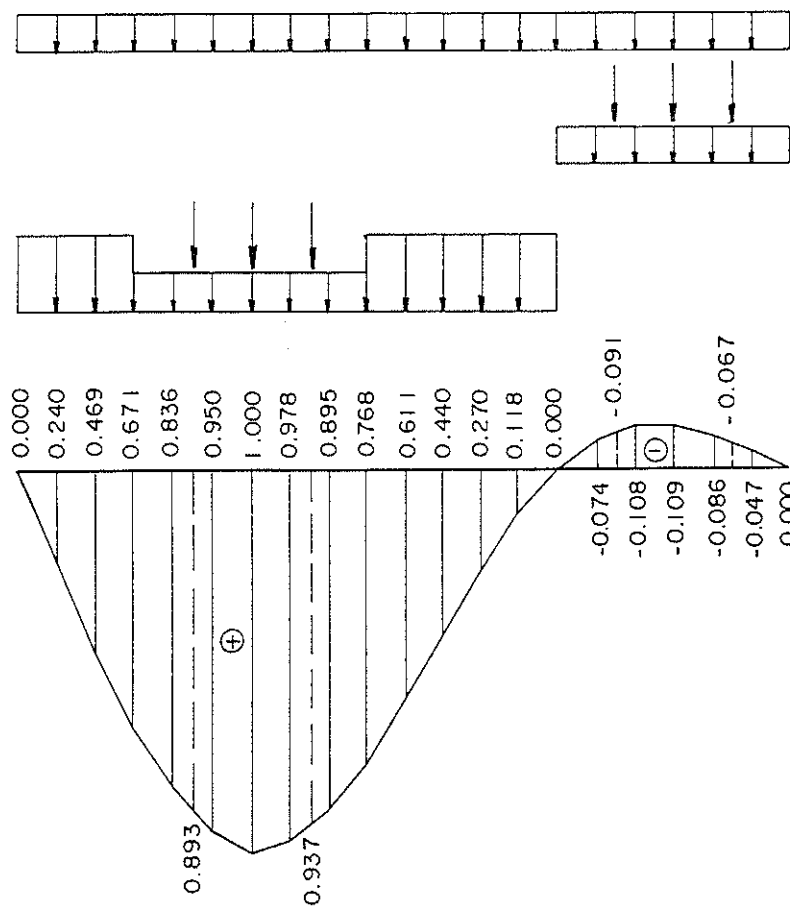
$R_{an} = -1982,29 \text{ kgf}$

$R_{ap} = 13255,77 \text{ kgf}$

$R_{min} = 866,92 \text{ kgf}$

$R_{max} = 16104,98 \text{ kgf}$

FIG. 3-49 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA REAÇÃO NO APOIO A EM  $x = 0.00 \text{ m}$



$R_p = 10270,29 \text{ kgf}$

$R_{an} = -1673,23 \text{ kgf}$

$R_{ap} = 20.286,55 \text{ kgf}$

$R_{min} = 8597,06 \text{ kgf}$

$R_{max} = 30556,84 \text{ kgf}$

FIG. 3-50 - LINHA DE INFLUÊNCIA DA REAÇÃO NO APOIO B EM  $x = 6.00 \text{ m}$

e) Dimensionamento da Viga Principal

A viga principal deve ser dimensionada à flexão simples, pois o esforço normal, oriundo da força longitudinal, é desprezível e a viga não perde estabilidade lateral devido à fixação das peças constituintes do tabuleiro.

Obs: A força longitudinal, devido à frenagem ou aceleração, acarreta na viga principal, um esforço normal de efeito muito pequeno (aproximadamente 0,3% da tensão admissível) como pode ser observado no seguinte exemplo:

- Força longitudinal (ver Parte I, item 2.6)

No caso de frenagem, a força longitudinal ( $F_1$ ) será:

$$F_1 = 5\% \cdot [6 \cdot 6000 + (20 - 6) \cdot 3 \cdot 500 + (10 - 3) \cdot 20 \cdot 300] \cong 4.950 \text{ kgf}$$

No caso de aceleração, a força longitudinal ( $F_2$ ) será:

$$F_2 = 30\% \cdot [36000] \cong 10.800 \text{ kgf}$$

Deve-se usar a maior delas para o cálculo, no caso:

$$F = 10.800 \text{ kgf}$$

Esta força pode ser reduzida à metade devido à melhor resistência da madeira às cargas rápidas  $\{(3)\}$ .

$$F = 5400 \text{ kgf}$$

- Esforço normal (N) em uma viga principal será:

$$N = \frac{F}{n} \quad \text{ou} \quad \frac{5400}{3} \quad \text{ou} \quad 1800 \text{ kgf}$$

Sendo  $n$  = número de vigas por faixa de tráfego.

- Acréscimo de tensão devido a força longitudinal:

$$\Delta\sigma = \frac{N}{S} = \frac{1800}{2971} \cong 0,61 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{- Porcentagem da tensão admissível} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_f} \cdot 100\% = \frac{0,61}{195} \cdot 100\% \cong 0,31\%$$

e.1) Verificação da Tensão de Flexão

Com os resultados obtidos através das linhas de influência pode-se traçar o diagrama de máximos momentos fletores (envoltória de momentos), apresentado na figura 3-51.

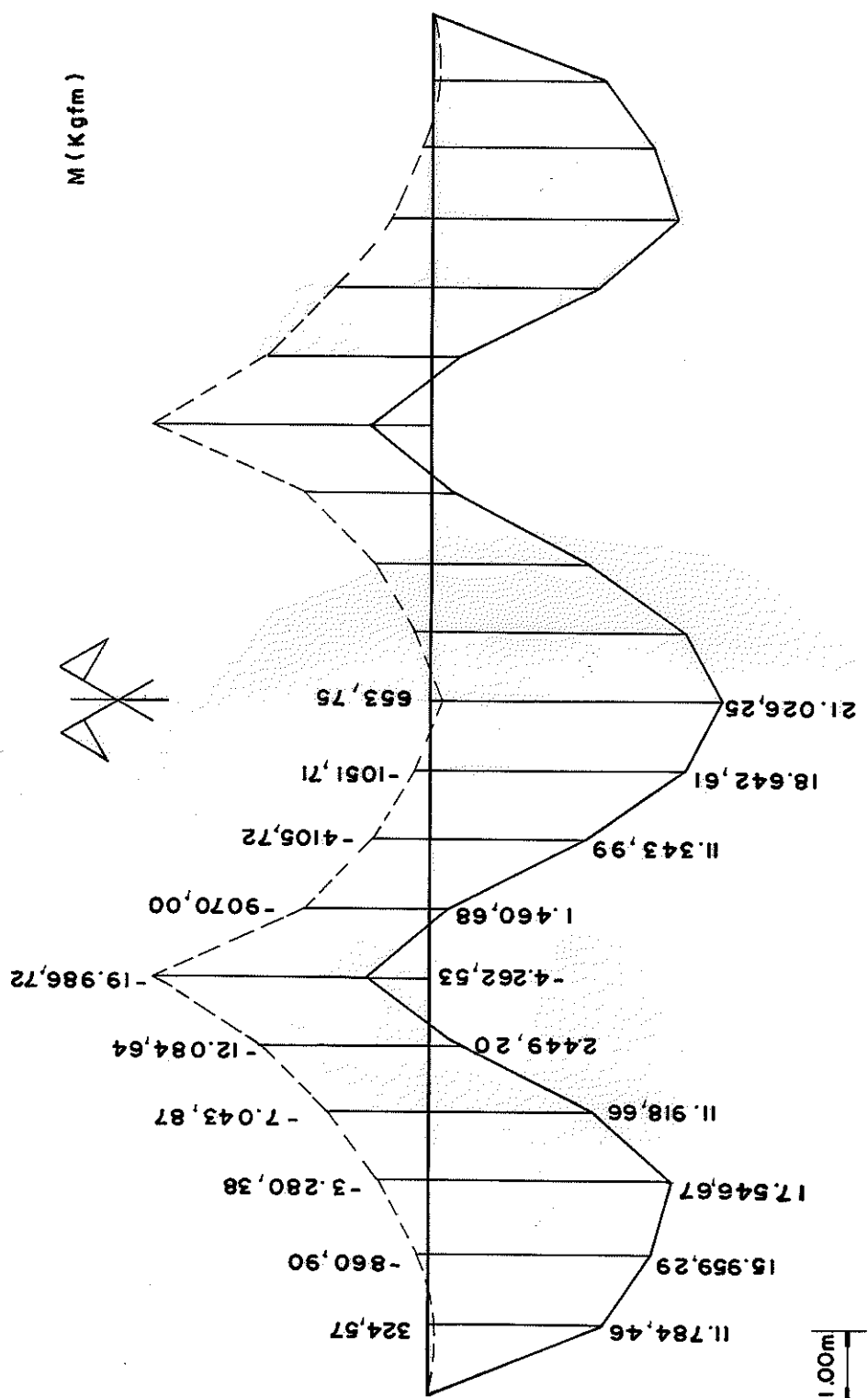


FIG. 3-51 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS MOMENTOS FLETORES ( M )

Verificando-se a tensão de flexão, obtem-se:

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{2.102.625}{702.215} \cdot 30,75 \cong 92,1 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a seção adotada é suficiente para a tensão de flexão.

#### e.2) Verificação do Cisalhamento (espaçamento entre anéis)

A verificação da tensão de cisalhamento é feita indiretamente ao se impor a solidarização da viga principal. Sendo possível, esta solidarização (espaçamento entre anéis maior que o diâmetro do anel) estará verificada a tensão de cisalhamento.

Com os resultados obtidos através das linhas de influência pode-se traçar o diagrama de máximos esforços cortantes (envoltória de cortantes), apresentado na figura 3-52.

Como a expressão, para cálculo, do espaçamento entre anéis  $e \leq \frac{\bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s}$  (ver Parte I, item 1-2.b), foi deduzida para intervalos onde os esforços cortantes permanecem constantes, o diagrama da figura 3-52 deve ser alterado para o da figura 3.53 (utilizando o esforço cortante médio do intervalo).



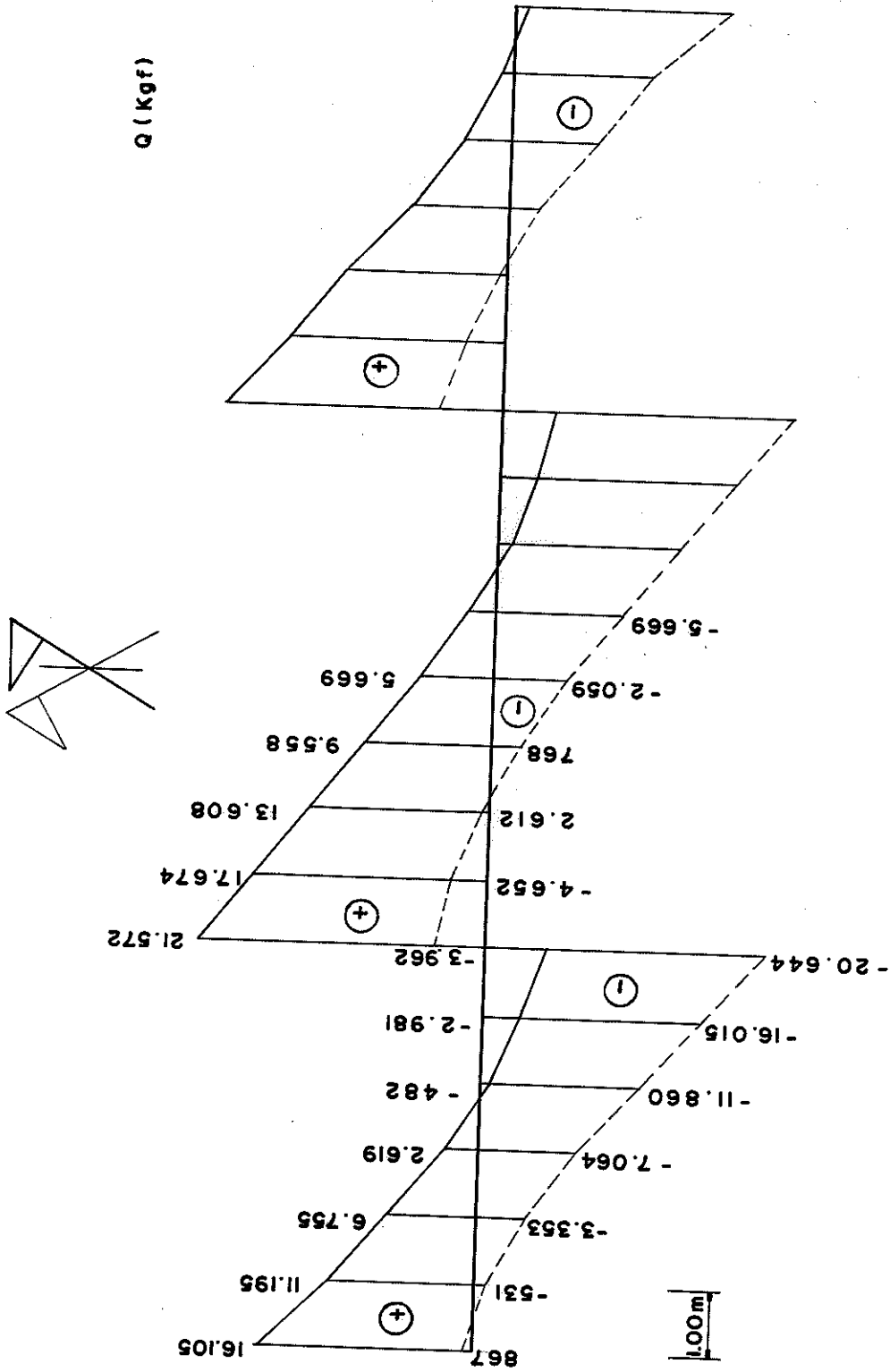


FIG. 3-52 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES (Q)

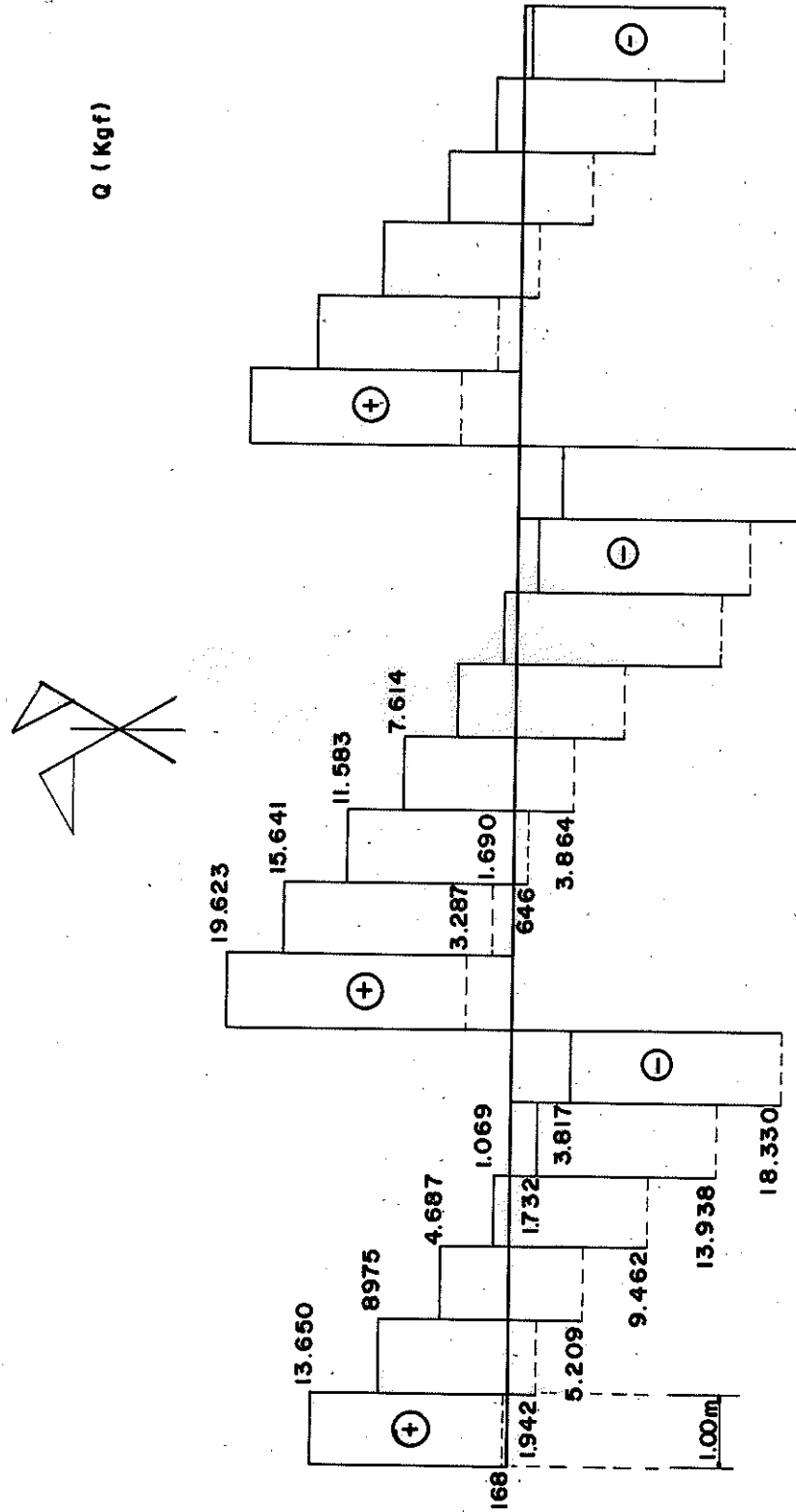


FIG. 3-53 -- DIAGRAMA ADOTADO DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES

Como existem dois anéis em uma seção da viga principal, o cálculo do espaçamento dos anéis é dado por:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Conforme recomendação apresentada na Parte I, item 1-2.b, o diâmetro do anel deve ser menor ou igual a 80% do menor diâmetro do poste, por este motivo deve-se usar anéis de 6" (15,24 cm) de diâmetro nas partes extremas da viga (os primeiros 5,00 m) e anéis de 8" (20,32 cm) de diâmetro na parte interna da viga.

- Anéis de 6" (15,24 cm) de diâmetro

$$P_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 15,24^2}{4} \cdot 24,1 \cong 4.396 \text{ kgf}$$

$$h = \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}}}{\phi \cdot \bar{\sigma}_c} = \frac{2 \cdot 4396}{15,24 \cdot 122} \cong 4,7 \text{ cm}$$

- Anéis de 8" (20,32 cm) de diâmetro

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,1 \cong 7.815 \text{ kgf}$$

$$h = \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}}}{\phi \cdot \bar{\sigma}_c} = \frac{2 \cdot 7815}{20,32 \cdot 122} \cong 6,3 \text{ cm}$$

Calculando-se os espaçamentos entre os anéis, nos diversos intervalos adotados, obtem-se os resultados apresentados na tabela 3-01.

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Para anéis de 6" de diâmetro:

$$e \leq \frac{2 \cdot 4396 \cdot 702215}{Q \cdot 22,836} \cong \frac{270.357}{Q}$$

Para anéis de 8" de diâmetro:

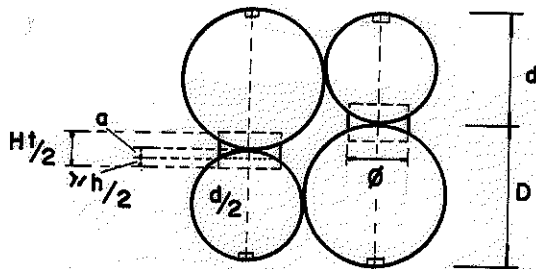
$$e \leq \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702215}{Q \cdot 22,836} \cong \frac{480.628}{Q}$$

Tab. 3-01 - Espaçamento entre Anéis

	0 ≤ x < 100	100 ≤ x < 200	200 ≤ x < 300	300 ≤ x < 400	400 ≤ x < 500
INTERVALO (cm).....	6"	6"	6"	6"	6"
Diâmetro do Anel.....	13,560	8,975	5,209	9,462	13,938
Esforço cortante (kgf).....	19,94	30,12	51,90	28,57	19,40
Espaçamento máximo entre os anéis cm	19,00	30,00	50,00	28,00	19,00
INTERVALO (cm).....	500 ≤ x < 600	600 ≤ x < 700	700 ≤ x < 800	800 ≤ x < 900	900 ≤ x < 1000
Diâmetro do Anel.....	8"	8"	8"	8"	8"
Esforço cortante (kgf).....	18,330	19,623	15,641	11,583	7,614
Espaçamento máximo entre os anéis cm..	22,22	24,49	30,73	41,49	63,12
Espaçamento adotado entre os anéis cm.	26,00	24,00	30,00	40,00	60,00
INTERVALO (cm).....	1000 ≤ x < 1100	1100 ≤ x < 1200	1200 ≤ x < 1300	1300 ≤ x < 1400	1400 ≤ x < 1500
Diâmetro do anel.....	8"	8"	8"	8"	8"
Esforço cortante (kgf).....	7,614	11,583	15,641	19,623	18,330
Espaçamento máximo entre os anéis cm..	63,12	41,49	30,73	24,49	26,22
Espaçamento adotado entre os anéis cm	60,00	40,00	30,00	24,00	26,00
INTERVALO (cm).....	1500 ≤ x < 1600	1600 ≤ x < 1700	1700 ≤ x < 1800	1800 ≤ x < 1900	1900 ≤ x < 2000
Diâmetro do anel.....	6"	6"	6"	6"	6"
Esforço cortante (kgf).....	13,938	9,462	5,209	8,975	13,560
Espaçamento máximo entre os anéis cm..	19,40	28,57	51,90	30,12	19,94
Espaçamento adotado entre os anéis cm	19,00	28,00	50,00	30,00	19,00

Dessa forma as vigas principais devem ser solidarizadas como mostra a figura 3-54.

Devido à forma da seção transversal (figura 3-55), a altura do anel ( $h$ ), calculada anteriormente, deve ser aumentada, conforme Parte I, item 1.2b.



$h$  = ALTURA DO ANEL  
ENCRAVADA NA MADEIRA  
 $H_f$  = ALTURA TOTAL DO ANEL  
PARA MONTAGEM DA VIGA

FIG. 3-55



A altura total do anel é dada por:

$$\frac{H_t}{2} = \frac{h}{2} + a \quad \text{onde} \quad a = \frac{d - \sqrt{d^2 - \phi^2}}{2}$$

Sendo:

$H_t$  = altura total do anel

$h$  = altura do anel efetivamente encravada na madeira

$a$  = metade da parte do anel exposta

$d$  = menor diâmetro da seção

$\phi$  = diâmetro do anel

Para anéis de 6", o menor diâmetro, na situação mais desfavorável é  $d = 20,5$  cm, a altura do anel é  $h = 4,7$  cm

$$a = \frac{20,5 - \sqrt{20,5^2 - 15,24^2}}{2} \approx 3,4 \text{ cm}$$

$$\frac{H_t}{2} = \frac{h}{2} + a = \frac{4,7}{2} + 3,4 \approx 6 \text{ cm}$$

$$H_t = 12 \text{ cm}$$

Para anéis de 8", o menor diâmetro, na situação mais desfavorável (em  $x = 5,35$  m) é dado por:

$$d = 20,5 + 5,35 \cdot c = 20,5 + 5,35 \cdot 1 \approx 25,85 \text{ cm}$$

$$h = 6,3 \text{ cm}$$

$$a = \frac{25,85 - \sqrt{25,85^2 - 20,32^2}}{2} \approx 5 \text{ cm}$$

$$\frac{H_t}{2} = \frac{6,3}{2} + 5 \approx 8,2 \text{ cm}$$

$$H_t \approx 16,5 \text{ cm}$$

Portanto a seção adotada, para a viga principal, pode ser usada, se os postes forem solidarizados entre si por anéis metálicos, de diâmetro  $\phi = 6''$  (15,24 cm) e altura total  $H_t = 12$  cm, nos primeiros 5,35 m da viga, e por anéis de  $\phi = 8''$  (20,32 cm) com altura total  $H_t = 16,5$  cm, na parte interna da viga. Em ambos os casos mantendo-se os espaçamentos representados na figura 3-54. A espessura dos anéis de 6" e 8" é de 0,80 cm.

Para melhorar a fixação dos anéis e garantir a transmissão de eventuais esforços axiais aos anéis, usa-se, para cada anel, um parafuso de 1/2" com 68 cm de comprimento.

e.3) Verificação da Flecha

Com os resultados obtidos através das linhas de influência, pode-se traçar o diagrama de máximas flechas (envoltória de flechas) , apresentado na figura 3-56.

- Verificação dos tramos laterais ( $l = 6,00$  m)

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{350}$$

$$f = 0,521 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{600}{350} \cong 1,714 \text{ cm}$$

- Verificação do tramo central ( $l = 8,00$ m)

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{350}$$

$$f = 0,980 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,286 \text{ cm}$$

Dessa forma, a seção adotada para a viga principal é suficiente para a flecha.



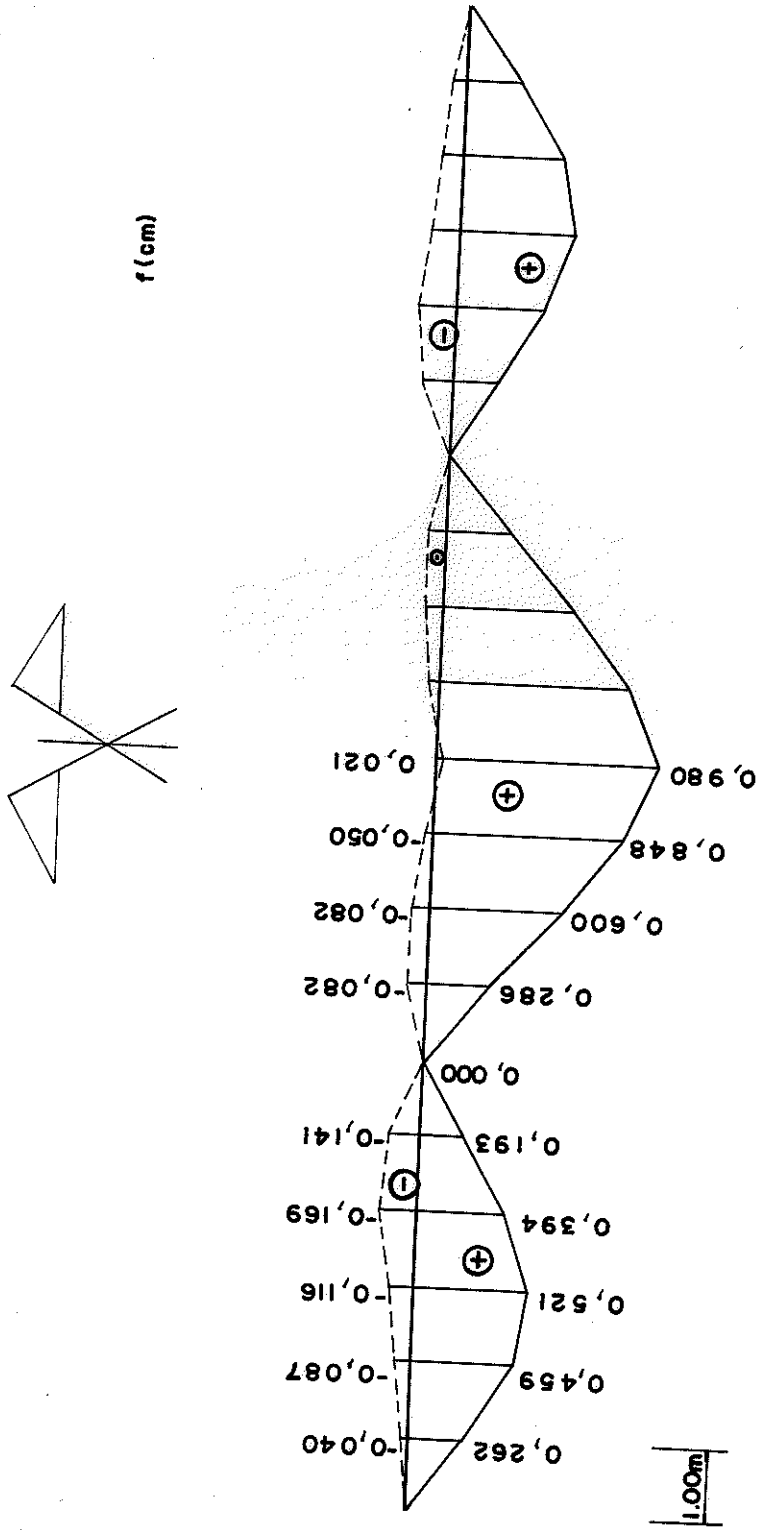


FIG. 3 - 56 - DIAGRAMA DE MÁXIMAS FLECHAS ( f )

e.4) Conclusão

Das verificações acima, nota-se que as vigas principais podem ser formadas por quatro postes de Eucalipto citriodora, com diâmetro médio de 30,75 cm e 20,50 m de comprimento.

Utilizam-se postes do tipo extra pesado, com 20,50 m de comprimento, 41,00 cm de diâmetro na base e 20,50 cm de diâmetro no topo.

A viga deve ser solidarizada por anéis metálicos com 6" (15,24cm) de diâmetro, 0,80 cm de espessura e 12,00 cm de altura, nos primeiros 5,35 m das partes laterais e por anéis metálicos com 8" (20,32 cm) de diâmetro, 0,80 cm de espessura e 16,50 cm de altura na parte interna, com os espaçamentos, entre anéis, representados na figura 3-54. Em conjunto com cada anel deve ser usado, ainda, um parafuso de 1/2" (1,27cm) de diâmetro, com 68 cm de comprimento.

f) Cálculo das Áreas Necessárias de Apoio

A madeira na região dos apoios é sujeita à uma carga bastante elevada de compressão normal, oriunda da reação do apoio. Assim, dimensiona-se a área necessária de distribuição desta carga, para a madeira não ser esmagada à compressão normal.

f.1) Cálculo da Área no Apoio A em x = 0,00 m

Para não ocorrer esmagamento da madeira na região do apoio deve-se ter:

$$\frac{R_{\max}}{S} \leq \bar{\sigma}_n$$

Sendo:

$R_{\max}$  = reação máxima no apoio

S = área de distribuição de cargas no apoio

$\bar{\sigma}_n$  = tensão admissível de compressão normal

No caso:

$R_{\max} = 16104,98 \text{ kgf}$  (ver figura 3-49).

$\bar{\sigma}_n = 36,7 \text{ kgf/cm}^2$  (Parte I, item 1.2, tabela 1-02)

$$\frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_n} \leq S \therefore S \geq \frac{16104,98}{36,7} \approx 439 \text{ cm}^2$$

Sendo, neste caso, a ligação do apoio executado pelo simples embutimento em um bloco de concreto, conforme mostra a figura 3-57, tem-se:

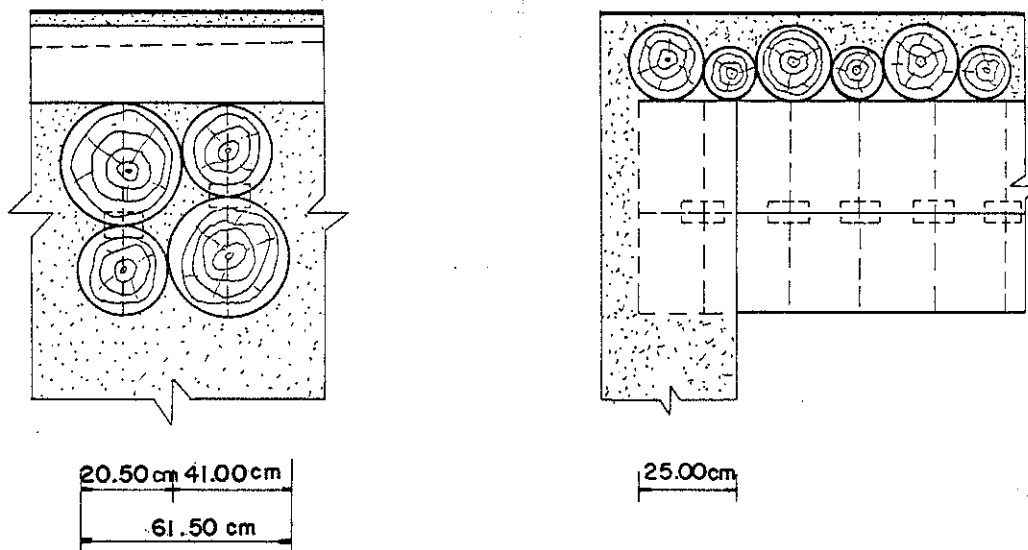


FIG. 3-57 - ESQUEMA DO APOIO

$$S = (41,00 + 20,50) \cdot 25,00 = 1.537,5 \text{ cm}^2 > 439 \text{ cm}^2$$

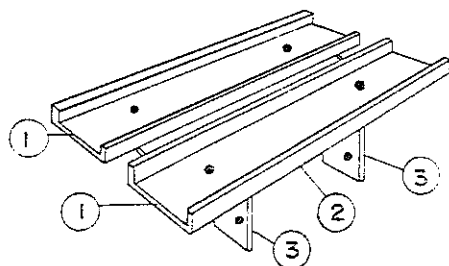
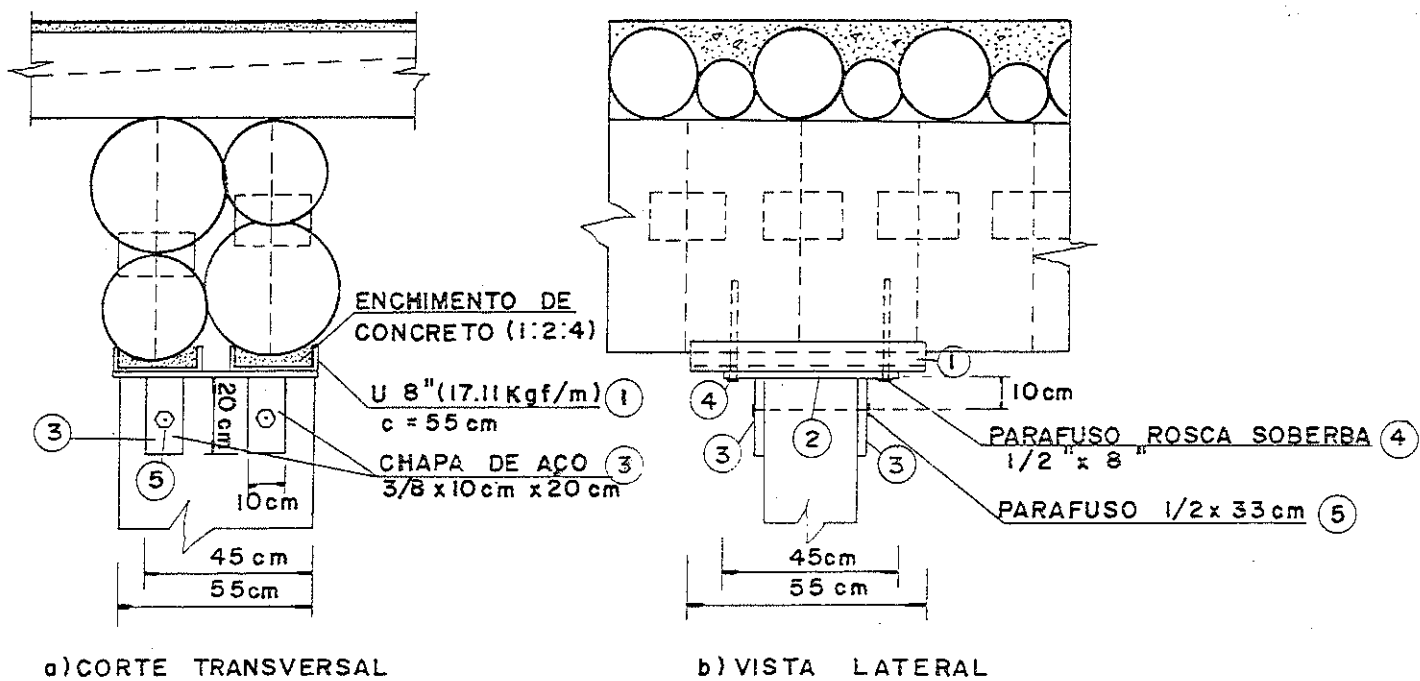
Portanto o apoio A, em  $x = 0,00 \text{ m}$ , pode ser executado desta forma.

f.2) Cálculo da Área necessária no apoio B em  $x = 6,00 \text{ m}$

A reação máxima neste apoio é de 30.556,84 kgf (ver figura 3-50), sendo a tensão admissível, do Eucalipto citriodora, a compressão normal de  $\bar{\sigma}_n = 36,7 \text{ kgf/cm}^2$ , a área necessária ao apoio será de:

$$\frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_n} \leq S \quad \therefore \quad S \geq \frac{30.556,84}{36,7} \cong 833 \text{ cm}^2$$

Executando-se este apoio, por motivos construtivos, conforme representação da figura 3-58, tem-se:



c) PERSPECTIVA DO APARELHO DE APOIO

FIG. 3-58 — ESQUEMA DA LIGAÇÃO DE APOIO

$$S = 2 \cdot (8 \cdot 2,54) \cdot 55 \approx 2235 \text{ cm}^2 > 833 \text{ cm}^2$$

Portanto, o apoio B, em  $x = 6,00 \text{ m}$ , pode ser executado desta forma.

### 3.7 - OS PILARES INTERNOS

Os pilares internos podem ser montados, utilizando-se dois postes de Eucalipto citriodora do tipo pesado, com 3,50 m de comprimento, diâmetro do topo  $d = 24,5$  cm e da base  $D = 28,0$  cm.

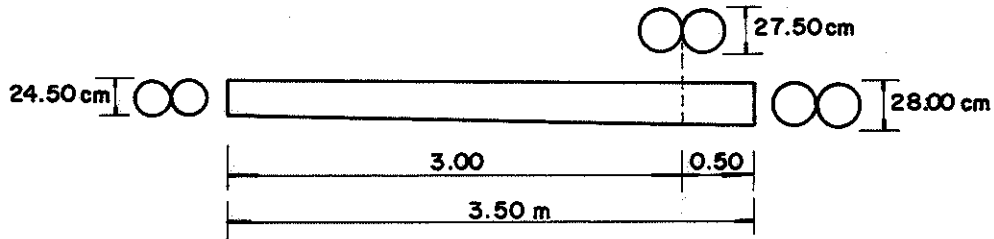


FIG. 3-59 - POSTES QUE FORMARÃO OS PILARES

#### a) Dimensionamento do Pilar

O esquema estático do pilar é o da figura 3-60. Segundo a NB-11 de 1951 (item 26) o diâmetro a ser utilizado no cálculo será o diâmetro situado a  $1/3$  do comprimento a partir da parte mais delgada.

$$D_c = d + \frac{D - d}{3} = 24,50 + \frac{(27,50 - 24,50)}{3}$$

$$D_c = 25,50 \text{ cm}$$

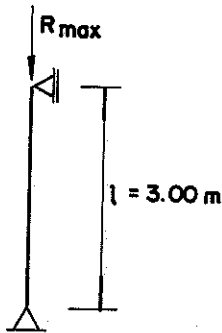


FIG. 3-60 - ESQUEMA ESTÁTICO DO PILAR.

O cálculo de peças comprimidas deve ser feito segundo o seguinte roteiro:  $\{(31)\}$ .

- Comprimento de flambagem ( $l_{fl}$ )

O comprimento de flambagem é igual à distância entre os pontos fixos, exceto no caso de peças simplesmente engastada onde  $l_{fl} = 2l$ .

$$l_{fl} = l = 300 \text{ cm}$$

- Cálculo de índice de esbeltez ( $\lambda$ )

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}}$$

sendo:

$i_{\min}$  = raio de giração mínimo

No caso, tem-se:

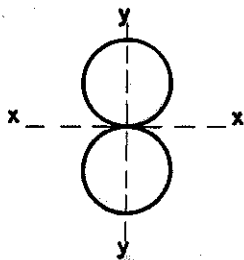


FIG. 3-61

$$S = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_C^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot (25,50)^2}{4} \cong 1.021 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = \frac{D_C}{4} = \frac{25,50}{4} \cong 6,4 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{300}{6,4} \cong 47$$

- Cálculo da tensão admissível de flambagem {(3); (16,12)}

Peça curta,  $\lambda \leq 40$ , sofre ruptura por compressão não ocorrendo a flambagem.

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c$$

Peça intermediária,  $40 < \lambda \leq \lambda_0$  (Parte I, tabela 1-02), ocorre a flambagem no regime plástico.

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

Peça longa,  $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ , ocorre a flambagem no regime elástico, sendo aplicável a expressão de Euler.

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2}$$

Sendo:

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível a compressão paralela

$\lambda$  = índice de esbeltez da peça

$\lambda_0$  = índice de esbeltez acima do qual é aplicável a expressão de Euler

E = módulo de elasticidade da madeira

No caso tem-se:

$$\lambda \cong 47, \quad \lambda_0 = 71, \quad \bar{\sigma}_c = 122 \text{ kgf/cm}^2, \quad E = 168600 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right) \cong 122 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{47 - 40}{71 - 40}\right) \cong 112,8 \text{ kgf/cm}^2$$

- Verificação da tensão atuante

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

Sendo:

$\sigma_c$  = tensão atuante de compressão

P = carga de compressão atuante

S = área da seção transversal

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

No caso:

$$P = R_{\max} = 30.556,84 \text{ kgf} \quad (\text{ver figura 3-50})$$

$$S = 1021 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{30.556,84}{1021} \cong 29,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fl} = 112,8 \text{ kgf/cm}^2$$

E portanto o pilar pode ser formado por dois postes de Eucalipto citriodora, com 3,50 m de comprimento, diâmetro no topo  $d = 24,50$  cm e na base  $D = 28,00$  cm.

#### b) Ligação Pilar-Viga Principal

Como a ligação estará sempre comprimida, pois não ocorrem esforços de tração no pilar (ver figura 3-50), esta ligação pode ser executada conforme a figura 3-58.

### 3.8 - VERIFICAÇÃO DO PESO PRÓPRIO

Segundo a NB-11 de 1951, o peso próprio avaliado não deve diferir do peso próprio definitivo em mais de 10%. Dessa forma após o detalhamento da estrutura deve-se calcular o peso próprio definitivo, listando-se todos os componentes da ponte, e compará-lo com o peso próprio avaliado.

#### a) Peso Próprio Avaliado

Será calculado a partir da carga permanente sobre o tabuleiro (Parte II, item 3.2) e do peso próprio da viga principal (item 3-6.a).

- carga permanente sobre o tabuleiro  $p \cong 525 \text{ kgf/m}^2$

- peso próprio da viga principal  $p \cong 315 \text{ kgf/m}$

Desta forma, o peso próprio avaliado ( $P_p$  avaliado) será:

$$P_{p \text{ avaliado}} = 525 \cdot 10 \cdot 20 + 6 \cdot 20 \cdot 315 \cong 142.800 \text{ kgf}$$

$$P_{p \text{ avaliado}} \cong 142.800 \text{ kgf}$$

Obs: O peso próprio dos pilares foi desprezado no cálculo dos pilares, e portanto não contribui para o peso próprio avaliado.

#### b) Peso Próprio Definitivo

A partir da tabela 3-02, que lista os diversos componentes da ponte com seus pesos, pode-se encontrar o peso próprio definitivo ( $P_{p \text{ definitivo}}$ ).

$$- P_{p \text{ definitivo}} = 148.668 \text{ kgf (ver tabela 3-02)}$$

Desta forma o peso próprio definitivo não difere em mais de 10% do avaliado, concluindo-se que o projeto não necessita alterações.

$$0,90 P_{p \text{ avaliado}} \leq P_{p \text{ definitivo}} \leq 1,10 P_{p \text{ avaliado}}$$

$$128.520 \text{ kgf} < 148.668 \text{ kgf} < 157.080 \text{ kgf}$$

NOTA: Distribuindo-se o peso próprio definitivo na área da ponte, obtem-se o peso próprio da ponte em  $\text{kgf/m}^2$ , dado importante para a execução de ante-projeto.

$$p = \frac{148.668}{20 \cdot 10} \cong 743,3 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$



Tab. 3-02

Nº	MATERIAL	ESPECIFICAÇÃO	DIMENSÕES	LOCALIZAÇÃO	VOLUME UNITÁRIO	DENSIDADE	PESO UNITÁRIO	QUANTIDADE	PESOS
01	Concreto	Concreto Arm. (1:2:3)	12,5cm x 25cm	Guarda-rodas	31250 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup> *	68,8 kgf/m	41,0 m	2821 kgf
02	Asfalto	Concreto-Asfáltico	Espessura = 2cm	Pista	20.000 cm <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	2,00 g/cm <sup>3</sup>	40,0 kgf/m <sup>2</sup>	143,5 m <sup>2</sup>	5740 kgf
03	Concreto	Concreto Simp. (1:2:4)	Es. Média = 8,5 cm	Sobe o Tabuleiro	1.092.311 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup>	2403,1 kgf/m	20,5 m	49.264 kgf
04	E. Citriodora	Poste - Tipo Pesado	Dméd=22,5cm, L=10m	Tabuleiro	397.808 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	421,5 kgf/poste	92 postes	38.778 kgf
05	Aço	Tiras para Fixação	1/4" x 2" x 32,52m	Tabuleiro	10.490 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	82,4 kgf/tira	12 tiras	989 kgf
06	E. Citriodora	Poste - Extra Pesado	Dméd=30,75cm, L=20,5m	Vigas Principais	1.522.418 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	1613,8 kgf/poste	24 postes	38.731 kgf
07	Aço	Anéis Partidos	6" x 0,8cm x 12cm	Vigas Principais	460 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	3,6 kgf/anel	504 anéis	1814 kgf
08	Aço	Anéis Partidos	8"x0,8cmx16,5cm	Vigas Principais	843 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	6,6 kgf/anel	348 anéis	2297 kgf
09	Aço	Parafuso com Porcas	1/2" x 68 cm	com Anéis	95 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	746 gf/parafuso	852 parafusos	636 kgf
10	Peroba Rosa	Tabua	3 cm x 16 cm	Corrimão(guarda-corpo)	4800 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	4,0 kgf/m	41,0 m	164 kgf
11	Peroba Rosa	Tabua	3 cm x 12 cm	Corrimão(guarda-corpo)	3600 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	3,0 kgf/m	82,0 m	242 kgf
12	Peroba Rosa	Tabua	3cm x 12cm x 200cm	Plarète(guarda-corpo)	7200 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	6,0 kgf/peça	42 peças	252 kgf
13	Peroba Rosa	Vigota	6 cm x 16cm x 200cm	Plarète(guarda-corpo)	19.000 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	16,1 kgf/peça	42 peças	676 kgf
14	Aço	Chapa Dobrada	1/4" x 4" x 5"	Fixação Pilaretes	82 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	643,7 gf/chapa	168 chapas	108 kgf
15	Aço	Paraf. Rosca Soberba	1/4" x 4"	Fixação Pilaretes	314 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	26,7 gf/paraf.	168 parafusos	5 kgf
16	Aço	Parafuso com Porcas	1/4" x 11cm	Fixação Pilaretes	3,8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	29,9 gf/paraf.	168 parafusos	5 kgf
17	Peroba Rosa	Enchimento	6cm x 12cm x 20cm	Fixação Pilaretes	1440 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	1,2 kgf/peça	42 peças	50 kgf
18	Aço	Paraf. Rosca Soberba	1/4" x 3"	Tiras para Fixação	5,8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	45,5 gf/paraf.	1104 parafusos	50 kgf
19	Prego	nº 20 x 42	4,4mm x 96mm	Solidarização Pilar.	-	76pregos/kg	-	1722 pregos	23 kgf
20	Prego	nº 20 x 42	4,4mm x 96mm	Solidariz. Corrimão	-	76pregos/kg	-	206 pregos	3 kgf
21	Prego	nº 20 x 42	4,4mm x 96mm	Fixação Corrimão	-	76pregos/kg	-	168 pregos	2 kgf
22	Aço	Perfil U 8"(17,11kgf/m)	compr. = 55cm	Apoio Viga-Pilar	-	17,11 kg/m	9,4 kgf/perfil	24 perfis	226 kgf
23	Aço	Paraf. Rosca Soberba	1/2" x 8"	Apoio Viga-Pilar	28,3 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	222,2 gf/paraf.	48 parafusos	11 kgf
24	Aço	Chapa de Aço	3/8" x 45cm x 50cm	Apoio Viga-Pilar	2143 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	16,8 kgf/chapa	12 chapas	202 kgf
25	Aço	Chapa de Aço	3/8" x 10cm x 20cm	Apoio Viga-Pilar	190,5 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	1,5 kgf/chapa	48 chapas	72 kgf
26	Aço	Parafuso com Porcas	1/2" x 33cm	Apoio Viga-Pilar	46,0 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	361,1 gf/paraf.	24 parafusos	9 kgf
27	E. Citriodora	Poste-Tipo Pesado	Dméd=26,25cmxL=35cm	Pilar	189416 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	200,8 kgf/poste	24 postes	4819 kgf
28	Aço	Ferro Redondo	φ 1/2" - Corrido	Guarda-Rodas	-	0,99 kg/m	0,99 kgf/m	170 m	168 kgf
29	Aço	Ferro Redondo	φ 1/2", C = 2,00m	Guarda-Rodas	-	0,99 kg/m	1,98 kgf/unid.	206 unidades	408 kgf
30	Aço	Ferro Redondo	φ 1/2", C = 2,00m	Guarda-Rodas	-	0,25 kg/m	0,50 kgf/unid.	206 unidades	103 kgf
								TOTAL	148.668 kgf

\*A armadura foi listada em separado (Nºs 28, 29, 30)

3.9 -> DETALHAMENTO DA PONTE

A seguir são apresentados os desenhos necessários à perfeita visualização da ponte, tornando possível a sua construção.

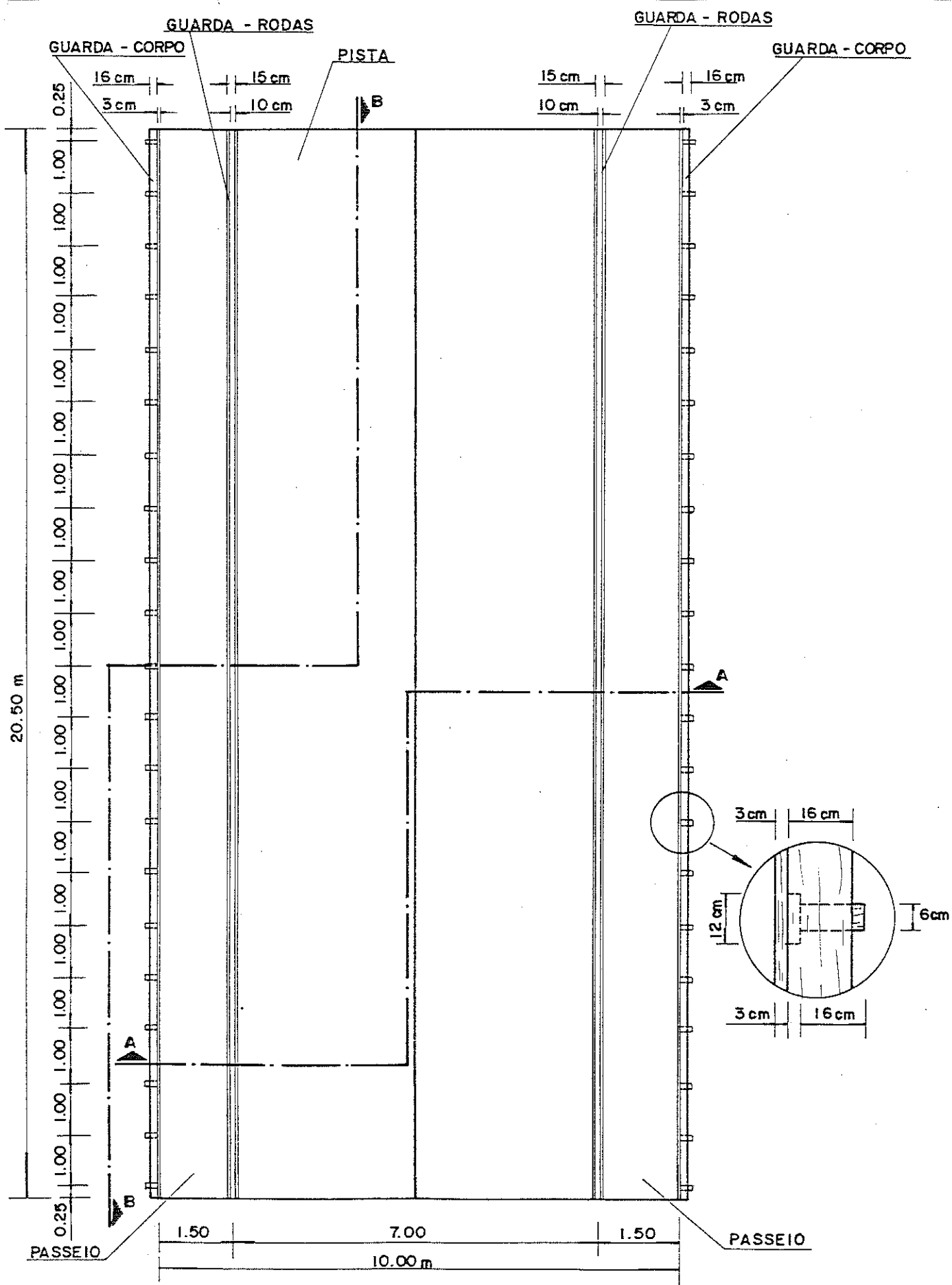


FIG. 3-62 - PLANTA BAIXA

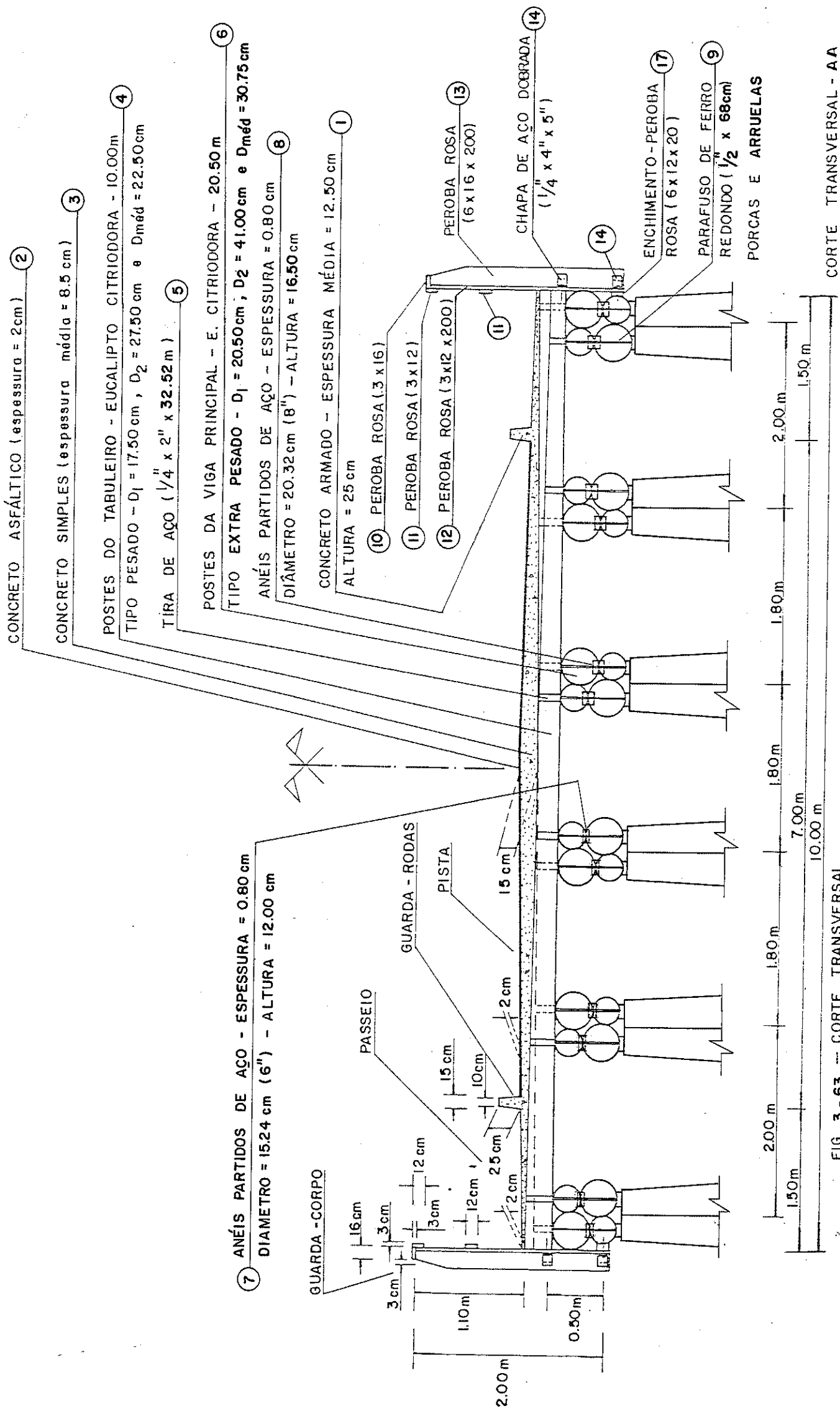


FIG. 3 - 63 -- CORTE TRANSVERSAL



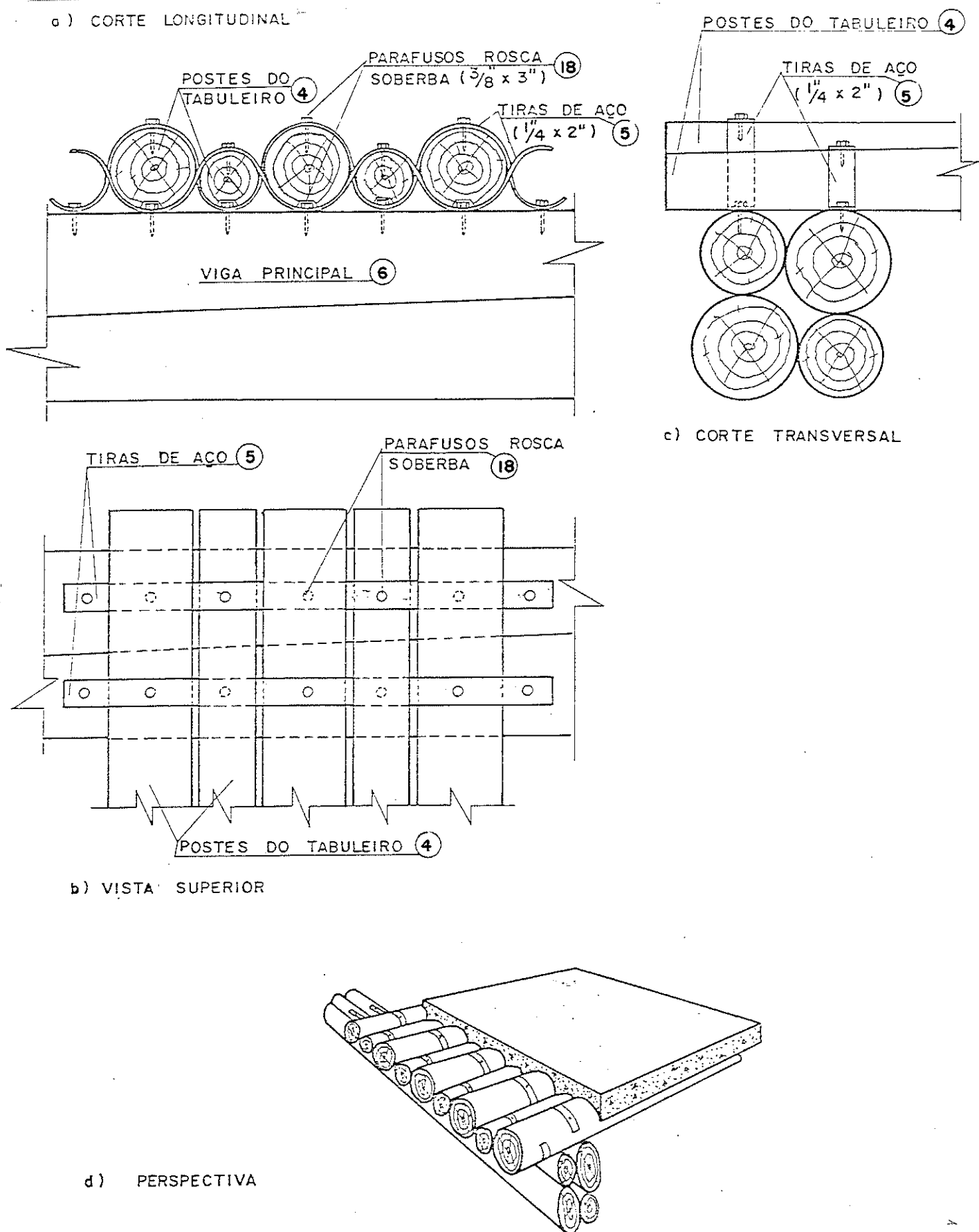


FIG. 3-65 - LIGAÇÃO DOS POSTES DO TABULEIRO NA VIGA PRINCIPAL

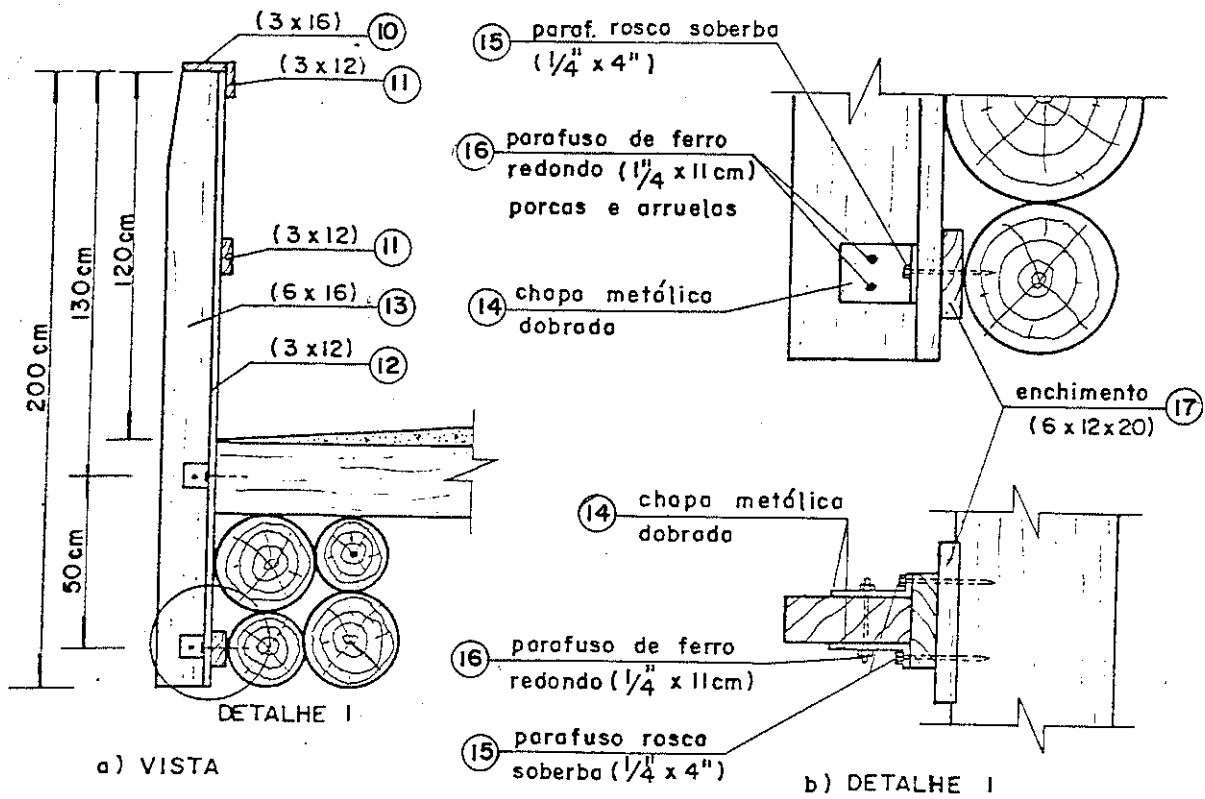


FIG. 3-66 - DETALHE DO GUARDA-CORPO E SUA FIXAÇÃO

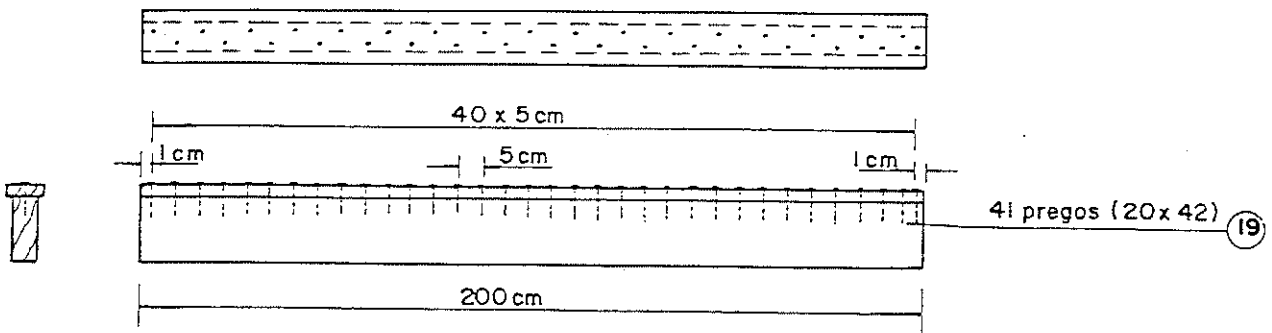


FIG. 3-67 - SOLIDARIZAÇÃO DOS PILARETES DO GUARDA-CORPO

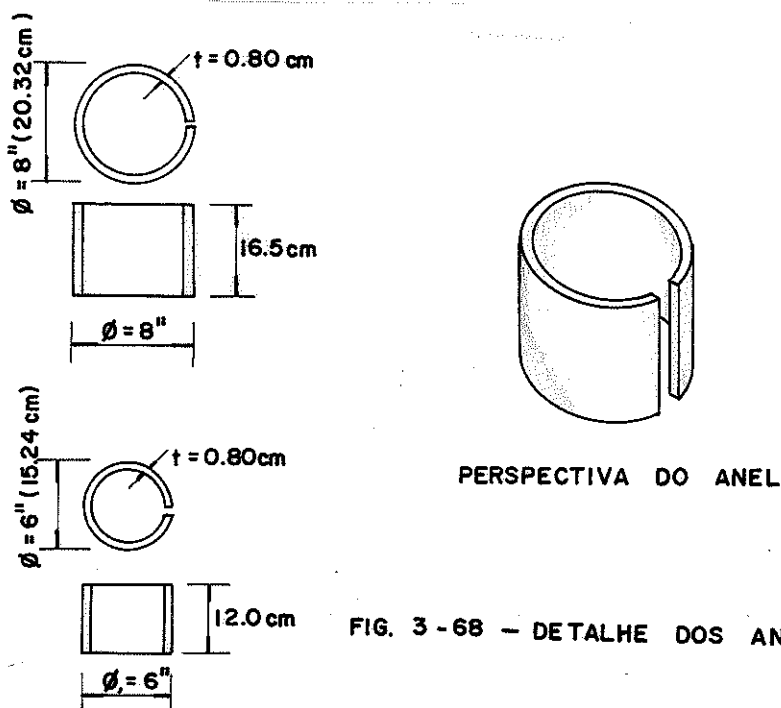


FIG. 3-68 - DETALHE DOS ANÉIS





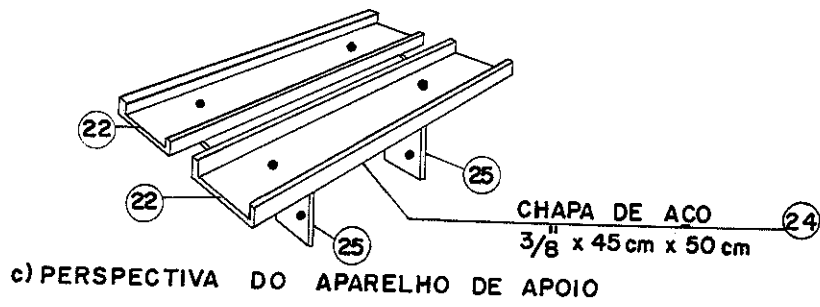
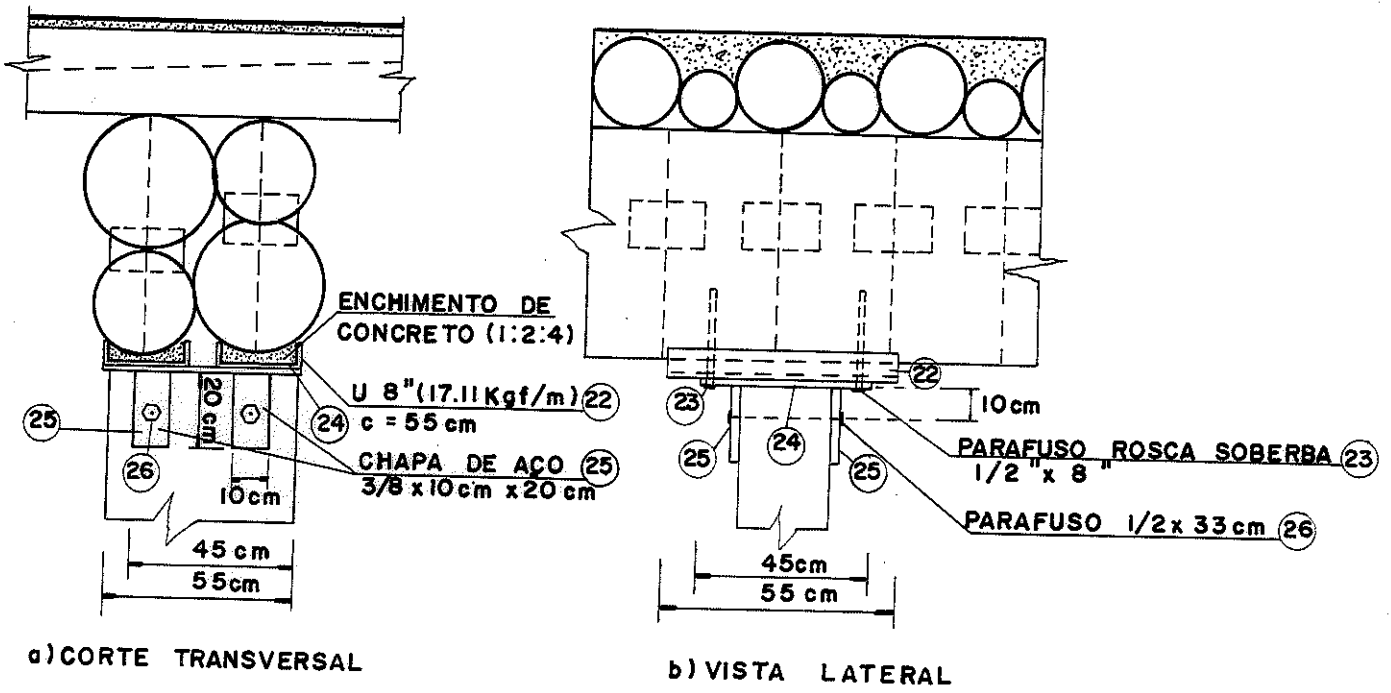


FIG. 3-73 — ESQUEMA DA LIGAÇÃO DE APOIO

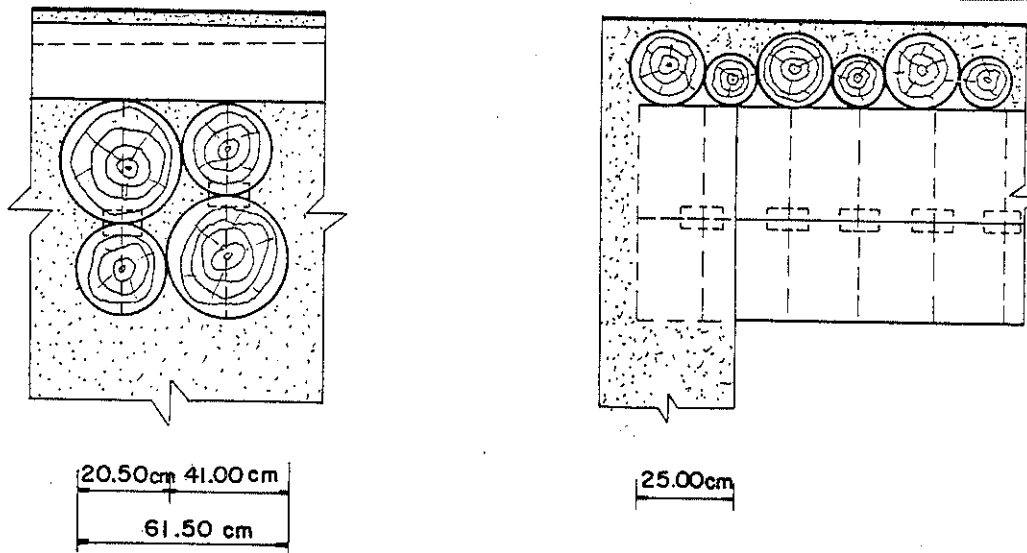


FIG. 3-74 — ESQUEMA DO APOIO A EM x=0.00 m

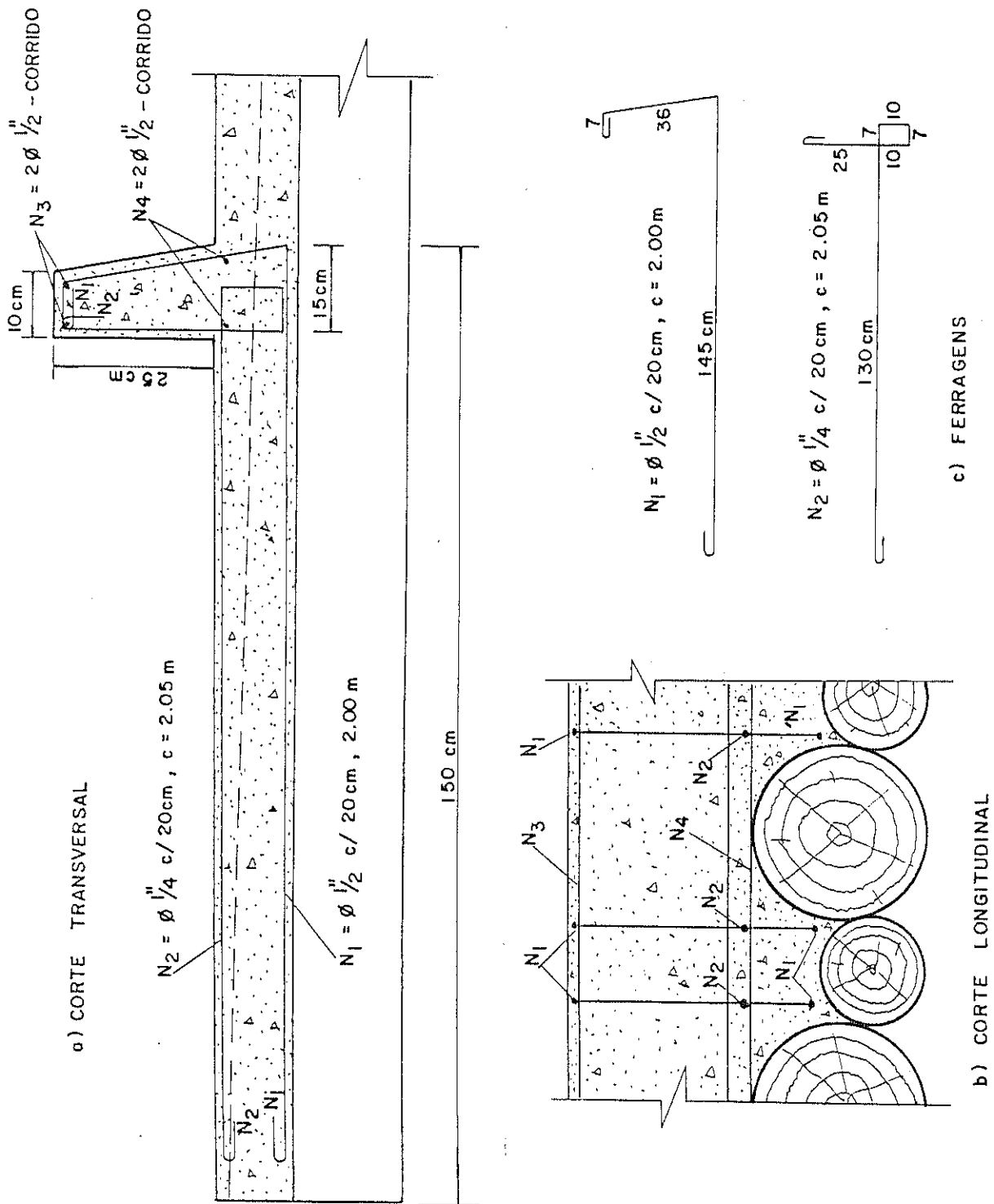


FIG. 3-75 - O GUARDA - RODAS , DIMENSÕES E FERRAGENS

### 3.10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na elaboração do projeto da ponte foram desprezados os seguintes efeitos:

- Força longitudinal
- Vento

A força longitudinal, segundo os critérios da NB-11 de 1951, teria uma magnitude de 10.800 kgf, em cada via de tráfego (ver Parte I, item 2.6), aplicada a 1,20 m da superfície de rolamento. Esta força pode ser traduzida por uma reação horizontal e uma vertical (ver Parte II item 3.9, figura 2-139).

$R = 4.320$  kgf atuando em um eixo (2.160 kgf em cada roda)

$H = 10.800$  kgf atuando em três vigas principais (uma via de tráfego).

Estas reações devem ser reduzidas à metade, devido à melhor resistência da madeira quando submetida a cargas rápidas { (3) } a reação horizontal acarreta esforços normais nas vigas principais; a reação vertical é móvel sendo aplicada sobre o tabuleiro.

A força longitudinal, quando considerada, acarreta os seguintes efeitos máximos:

- Sobre o tabuleiro:

Momento fletor  $M_{t_1} \cong 48.600$  kgf.cm (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{t_1} \cong 724$  kgf (ponto de máxima tensão cisalhante)

Flecha  $F_{t_1} \cong 0,04$  cm (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a viga principal

Momento fletor  $M_{V_1} \cong 143.640$  kgf.cm (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{V_1} \cong 1.080$  kgf (ponto de máximo esforço cortante total)

Esforço normal  $N_{V_1} \cong 1.800$  kgf

Flecha  $f_{V_1} \cong 0,049$  cm (ponto de máxima flecha total)

- Sobre o pilar interno

Esforço normal  $N_{P_1} \cong 1.080$  kgf

A ação do vento sobre a ponte pode ser desprezada, visto que as peças do tabuleiro solidarizadas às vigas principais, permitem admitir elevada rigidez transversal para a transmissão dos esforços horizontais. Já a ação do vento sobre o veículo (200 kgf/m aplicada a 1,20 m da superfície de rolamento) fornecerá uma reação vertical e uma horizontal (ver Parte II, item 3.9, figura 2-141).

$$R = 120 \text{ kgf/m}$$

$$H = 200 \text{ kgf/m}$$

Devido ao acréscimo de resistência da madeira às cargas rápidas, pode-se reduzir à metade estas reações. (3). Devido à elevada rigidez transversal a componente horizontal pode ser desprezada.

A ação do vento quando considerada acarreta os seguintes efeitos máximos:

- Sobre o tabuleiro

Considerando a seção resistente do tabuleiro, a reação vertical sobre o tabuleiro será de 27 kgf.

$$\text{Momento fletor } M_{t_2} \cong 1.215 \text{ kgf.cm (ponto de máximo momento total)}$$

$$\text{Esforço cortante } Q_{t_2} \cong 18 \text{ kgf (ponto de máxima tensão cisalhante)}$$

$$\text{Flecha } f_{t_2} \cong 0,001 \text{ cm (ponto de máxima flecha total)}$$

- Sobre a viga principal

$$\text{Momento fletor } M_{v_2} \cong 26.700 \text{ kgf.cm (ponto de máximo momento total)}$$

$$\text{Esforço cortante } Q_{v_2} \cong 259 \text{ kgf (ponto de máxima cortante total)}$$

$$\text{Flecha } f_{v_2} \cong 0,012 \text{ cm (ponto de máxima flecha total)}$$

- Sobre o pilar interno

$$\text{Esforço normal } N_{p_2} \cong 495 \text{ kgf}$$

Os efeitos desprezados foram:

- Para o tabuleiro:

Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y = \frac{49.815}{25.161} \cdot 11,25 \cong 22,3 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (11,4\% da tensão admissível)}$$

Tensão de cisalhamento

$$\sigma_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} = \frac{742 \cdot 1898}{45 \cdot 25161} \cong 1,2 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (7,5\% da tensão admissível)}$$

Flecha

$$f \cong 0,04 \text{ cm (7\% da flecha admissível)}$$

( Caso não fossem desprezados estes efeitos, na verificação final das peças do tabuleiro ter-se-ia:

$$\sigma_f = 126,2 + 22,3 \cong 148,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_f = 6,9 + 1,2 \cong 8,1 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,41 + 0,04 \cong 0,45 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{200}{350} \cong 0,57 \text{ cm}$$

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final do tabuleiro.

- Para a viga principal

Tensão de flexão (cálculo aproximado)

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y + \frac{N}{S} = \frac{170.340}{702.215} \cdot 30,75 + \frac{1.800}{2.971} = 8,07 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (4,1\% da tensão admissível).}$$

Flecha

$$f = 0,061 \text{ cm (1,9\% da flecha admissível)}$$

Variação no espaçamento entre anéis

$$\Delta e = \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{M_s} \left( \frac{1}{Q} - \frac{1}{Q + \Delta Q} \right) = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702215}{22836} \left( \frac{1}{19623} - \frac{1}{19623 + 1339} \right)$$

$$\Delta e \cong 1,56 \text{ cm (6,5\% do espaçamento adotado em } x = 6,00 \text{ m)}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final das vigas principais, ter-se-ia:

$$\sigma_f = 92,1 + 8,07 \cong 100,17 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,98 + 0,06 \cong 1,04 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,29 \text{ cm}$$

$$e = 24,49 - 1,56 \cong 22,93 \text{ cm}$$

O espaçamento entre anéis é um pouco maior que o adotado (24 cm), entretanto devido ao elevado coeficiente de segurança desta ligação, não é necessária a alteração deste espaçamento.

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final da viga principal.

- Para o pilar interno

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = \frac{1575}{1021} = 1,54 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (1,4\% da tensão admissível)}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final do pilar interno, ter-se-ia:

$$\sigma_c = 29,9 + 1,54 \approx 31,44 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fl} = 112,8 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final do pilar interno.

4 - COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 e 12

A classe da ponte depende, basicamente, da classe da rodovia (Parte I, item 2.3, tabela 1-03). No item 3, foi apresentado um projeto de ponte classe 36, para rodovias classe I. Se a rodovia for de outra classe, a ponte também o será. Com carregamento menor a ponte será mais leve. Para se obter resultados comparativos serão feitos os ante-projetos de pontes classe 24 e 12, comparando-se estes resultados com os da ponte classe 36, apresentados no item 3.

4.1 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 24

Neste item estudar-se-á o ante-projeto da ponte apresentada no item 1., porém de classe 24. Adotando-se a viga principal descrita em 2.2, pode-se obter o número necessário de vigas sob a ponte. Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado. O mesmo pode ser feito com relação aos pilares.

a) Carregamentos

a.1) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 700 a 800 kgf/m<sup>2</sup> de ponte (Parte I, item 3.3). Adotando-se para esta ponte um valor de 730 kgf/m<sup>2</sup>, obtêm-se os seguintes carregamentos:

+ Carga permanente sobre o tabuleiro

$$P_p = 730 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga permanente sobre a viga principal

$$P_p = 730 \cdot \frac{n-1}{10} \text{ (kgf/m)}$$

+ Carga permanente sobre os pilares

$$P_p = \left( \frac{2}{6+8} \right) \cdot 730 \cdot \frac{n-1}{10} \approx \frac{n-1}{51.100} \text{ (kgf)}$$

sendo:

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

$n$  = número de vigas sob a ponte

a.2) Carga Acidental

+ Carga acidental sobre o tabuleiro

$$q^{eq} = 3000 + \frac{\lambda_1}{31000} = 3000 + \frac{10}{31000} \approx 6.100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 6100 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga acidental sobre a viga principal

$$q^{eq} = 400 + \frac{\lambda}{5600} = 400 + \frac{20}{5600} \approx 680 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 680 \cdot \frac{n-1}{10} \text{ (kgf/m)}$$

+ Carga acidental sobre os pilares

$$p_a = \left(\frac{6}{8} + \frac{2}{8}\right) \cdot 680 \cdot \frac{n-1}{10} \approx 47.600 \cdot \frac{n-1}{10} \text{ (kgf)}$$

b) A viga principal

b.1) Simplificação do Esquema Estático

O esquema estático, conforme o item 2.2, pode ser simplificado em ante-projeto para várias vigas simplesmente apoiadas (ver figura 3-07).

b.2) Características Geométricas da Seção:

Conforme o item 2.2, tem-se:

$$Y = 30,75 \text{ cm}$$

$$S = 2.971 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 22.836 \text{ cm}^3$$

$$J = 702.216 \text{ cm}^4$$

b.3) Esforços Solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{max} = \frac{p \cdot \lambda^2}{8}$$



$$n \geq 3,5$$

$$\sigma_f = \frac{702216}{(11280000) \cdot \frac{n-1}{n}} \cdot 30 \cdot 75 \leq \bar{\sigma}_p = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_f$$

+ Tensão de flexão

b.4) Verificações - Cálculo do Número de Vigas "n"

Ficando a flecha total máxima  $f_{t_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{7,996}$  (cm)

Para cargas acidentais  $f_{a_{\max}}$  =  $\frac{5 \cdot \left(\frac{n-1}{68}\right) \cdot 800^4 \cdot 384 \cdot 168600 \cdot 702216}{3,063}$  (cm)

Para cargas permanentes  $f_{p_{\max}}$  =  $\frac{5 \cdot \left(\frac{n-1}{73}\right) \cdot 800^4 \cdot 384 \cdot 112400 \cdot 702216}{4,933}$  (cm)

$$f = \frac{5 \cdot p \cdot E \cdot J}{\ell^4}$$

+ Flechas

Ficando a cortante total máxima  $Q_{t_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{56.400}$  (kgf)

Para cargas acidentais  $Q_{a_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{68} \cdot \frac{2}{800} \cdot \frac{n-1}{27.200}$  (kgf)

Para cargas permanentes  $Q_{p_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{73} \cdot \frac{2}{800} \cdot \frac{n-1}{29.200}$  (kgf)

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

+ Esforço cortante

Ficando o momento total máximo  $M_{t_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{11.280.000}$  (kgf.cm)

Para cargas acidentais  $M_{a_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{68} \cdot \frac{8}{800^2} \cdot \frac{n-1}{5.440.000}$  (kgf.cm)

Para cargas permanentes  $M_{p_{\max}}$  =  $\frac{n-1}{73} \cdot \frac{8}{800^2} \cdot \frac{n-1}{5.840.000}$  (kgf.cm)

Devido à tensão de flexão poderiam ser adotadas 4 vigas principais.

+ Tensão de cisalhamento - espaçamento entre anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi \quad \phi = 20,32 \text{ cm (anéis de 8")}$$

$$\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 702216}{\left(\frac{56400}{n-1}\right) \cdot 22836} > \phi = 20,32$$

$$n > 3,4$$

Devido à tensão de cisalhamento poderiam ser adotadas 4 vigas principais.

+ Flechas

$$f_{t_{max}} = \frac{7,996}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 4,5$$

Devido à flecha podem ser adotadas 5 vigas principais

+ Conclusão

O número de vigas principais será cinco, ficando-se com:

$$\sigma_f \cong 123,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e \cong 34,1 \text{ cm} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$f \cong 1,6 \text{ cm} < \bar{f} \cong 2,3 \text{ cm}$$

Como as vigas externas recebem parcela menor de carga pode-se melhorar a distribuição das vigas sob o tabuleiro ficando-se com: (figura 3-76).

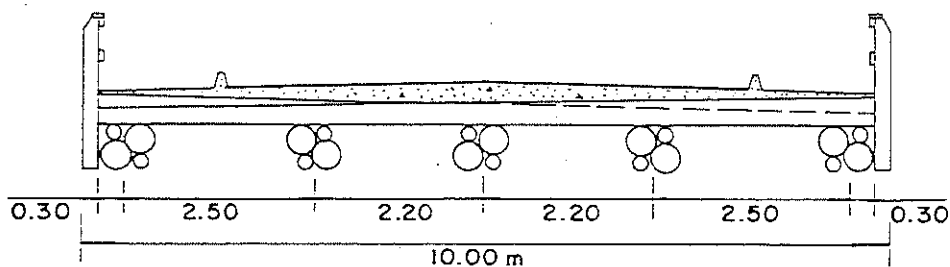


FIG. 3-76. - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

c) O tabuleiro

c.1) Características Geométricas da Seção

Sendo os postes do tabuleiro de diâmetro médio  $D_m$ , tem-se:

$$b = D_m$$

$$y = D_m/2$$

$$S = \pi \cdot D_m^2/4$$

$$M_s = D_m^3/12$$

$$J = \pi \cdot D_m^4/64$$

c.2) Esforços Solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = (0,073 \cdot D_m) \cdot \frac{250^2}{8} = 570,3 \cdot D_m \text{ (kgf/cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = (0,610 \cdot D_m) \cdot \frac{250^2}{8} = 4765,6 \cdot D_m \text{ (kgf/cm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} = 5353,9 \cdot D_m \text{ (kgf/cm)}$$

+ Esforços Cortantes

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = (0,073 \cdot D_m) \cdot \frac{250}{2} \cong 9,13 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = (0,610 \cdot D_m) \cdot \frac{250}{2} \cong 76,25 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{t_{\max}} = 85,38 \cdot D_m \text{ (kgf)}$$

+ Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p_{\max}} = \frac{5(0,073 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 112400 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cong \frac{672,95}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a_{\max}} = \frac{5(0,610 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 168600 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} = \frac{3748,88}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

c.3) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_f = \frac{(5335,9 \cdot D_m)}{\left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 16,7 \text{ cm}$$

+ Tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{(85,38 \cdot D_m) \cdot (D_m^3/12)}{D_m \cdot \left(\frac{\pi \cdot D_m^4}{64}\right)} \leq \bar{\tau} = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,0 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t_{\max}} = \frac{4421,83}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{250}{350} \cong 0,7 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 18,5 \text{ cm}$$

+ Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 18,5 cm.

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetros na base  $D = 27,50$  cm e no topo 17,50, e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,50$  cm superior ao necessário.

d) Os Pilares Internos

d.1) Características Geométricas da Seção

Adotando-se para o pilar uma seção composta por dois postes de diâmetro de cálculo  $D_c$  (ver figura 3-13), obtem-se as seguintes características geométricas:

$$S = \frac{\pi \cdot D_c^2}{2}$$

$$i_{\min} = D_c/4$$

$$l_{fl} = 300 \text{ cm (ver figura 3-06)}$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{300}{D_c/4} = \frac{1200}{D_c}$$

Sendo:

$S$  = área da seção transversal

$i_{\min}$  = raio de giração mínimo

$l_{fl}$  = comprimento de flambagem

$\lambda$  = índice de esbeltez

d.2) Esforço Normal Aplicado ao Pilar

$$\text{Para cargas permanentes } P_p = \frac{51.100}{n-1} = \frac{51.100}{5-1} = 12.775 \text{ kgf}$$

$$\text{Para cargas acidentais } P_a = \frac{47.600}{n-1} = \frac{47.600}{5-1} = 11.900 \text{ kgf}$$

Ficando o esforço normal total  $P_t = 24.675 \text{ kgf}$

d.3) Verificação - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>c</sub>"

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

onde:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \quad \text{para peças curtas, } \lambda \leq 40$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right) \quad \text{para peças intermediárias } 40 < \lambda \leq \lambda_0$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \lambda^2} \quad \text{para peças longas, } \lambda_0 < \lambda \leq 140$$

Sendo:

$\sigma_c$  = tensão atuante de compressão

$P_t$  = esforço normal total

S = área da seção transversal

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela às fibras

$\lambda$  = índice de esbeltez

$\lambda_0$  = índice de esbeltez acima do qual é aplicável a fórmula de "Euler"

E = módulo de elasticidade da madeira

Admitindo-se que a peça é longa, tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 168600}{4 (1200/D_c)^2} \cong 0,289 \cdot D_c^2 \quad (\text{kgf/cm}^2 \text{ se } D_c \text{ em cm}).$$

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} = \frac{24675}{\frac{\pi \cdot D_c^2}{4}} \cong \frac{17708,6}{D_c^2}$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

$$\frac{17708,6}{D_c^2} \leq 0,289 \cdot D_c^2$$

$$D_c \geq 15,3 \text{ cm}$$

Verificando a validade de se admitir peça longa ( $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ ),  
obtem-se:

$$\lambda = \frac{1200}{D_c} = \frac{1200}{15,3} \approx 78,4$$

Como para o Eucalipto citriodora,  $\lambda_0 = 71$  a peça é considerada longa. E portanto, devem ser adotados, para os pilares, pares de postes com  $D_c \geq 15,3$  cm.

#### d.4) Conclusão

Os pilares podem ser formados por pares de postes com  $D_c = 15,3$  cm, entretanto, para melhorar as condições de apoio e facilitar a ligação com a viga principal, adotar-se-ão postes de 3,50 m de comprimento (0,50 m embutidos no bloco de concreto) com diâmetros no topo  $d = 24,5$  cm e na base  $D = 28,0$  cm, sendo  $D_c = 25,50$  cm o diâmetro a um terço do comprimento a partir da seção mais delgada.

### 4.2 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 12

Neste item estudar-se-ã o ante-projeto da ponte apresentada no item 1., porém de classe 12.

Adotando-se a viga principal descrita em 2.2, pode-se obter o número necessário de vigas sob a ponte.

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado. O mesmo pode ser feito com relação aos pilares.

#### a) Carregamentos

##### a.1) Carga permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 700 a 800 kgf/m<sup>2</sup> de ponte (Parte I, item 3.3), adotando-se para esta ponte um valor de 700 kgf/m<sup>2</sup> de ponte, obtem-se os seguintes carregamentos:

+ Carga permanente sobre o tabuleiro

$$p_p = 700 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m se } D_m \text{ em m})$$

+ Carga permanente sobre a viga principal

$$p_p = 700 \cdot \frac{10}{n - 1} \quad (\text{kgf/m})$$

+ Carga permanente sobre os pilares

$$P_p = \left( \frac{6 + 8}{2} \right) \cdot 700 \cdot \frac{10}{n - 1} \approx \frac{49000}{n - 1} \quad (\text{kgf})$$

Sendo:

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

$n$  = número de vigas sob a ponte

#### a.2) Carga Acidental

+ Carga acidental sobre o tabuleiro

$$q_{eq} = 300 + \frac{11.000}{\ell_1} = 3000 + \frac{11.000}{10} = 4.100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 4100 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m se } D_m \text{ em m})$$

+ Carga acidental sobre a viga principal

$$q_{eq} = 300 + \frac{3100}{\ell} = 300 + \frac{3100}{20} \approx 455 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 455 \cdot \frac{10}{n - 1} \quad (\text{kgf/m})$$

+ Carga acidental sobre os pilares

$$P_a = \left( \frac{6 + 8}{2} \right) \cdot 455 \cdot \frac{10}{n - 1} \approx \frac{31.850}{n - 1}$$

#### b) A viga principal

##### b.1) Simplificação do esquema estático

O esquema estático, conforme o item 2.2, pode ser simplificado em ante-projeto para várias vigas simplesmente apoiadas (ver figura 3-07).

##### b.2) Características geométricas da seção

Conforme o item 2.2, tem-se:

$$y = 30,75$$

$$S = 2.971 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 22.836 \text{ cm}^3$$

$$J = 702.216 \text{ cm}^4$$



### b.3) Esforços Solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

Para cargas permanentes  $M_{p_{\max}} = \frac{10}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \approx \frac{5.600.000}{n-1}$  (kgf.cm)

Para cargas acidentais  $M_{a_{\max}} = \frac{45,5}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \approx \frac{3.640.000}{n-1}$  (kgf.cm)

Ficando o momento total máximo  $M_{t_{\max}} = \frac{9.240.000}{n-1}$  (kgf.cm)

+ Esforço cortante

$$Q_{\max} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

Para cargas permanentes  $Q_{p_{\max}} = \frac{70}{n-1} \cdot \frac{800}{2} = \frac{28.000}{n-1}$  (kgf)

Para cargas acidentais  $Q_{a_{\max}} = \frac{45,5}{n-1} \cdot \frac{800}{2} = \frac{18.200}{n-1}$  (kgf)

Ficando cortante total máxima  $Q_{t_{\max}} = \frac{46.200}{n-1}$  (kgf)

+ Flechas

$$f = \frac{5p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

Para cargas permanentes  $f_{p_{\max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{70}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 702216} \approx \frac{4,730}{n-1}$  (cm)

Para cargas acidentais  $f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{45,5}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 702216} \approx \frac{2,050}{n-1}$  (cm)

Ficando a flecha total máxima  $f_{t_{\max}} = \frac{6,780}{n-1}$  (cm)

### b.4) Verificações - Cálculo do número de vigas "n"

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{\left(\frac{9240000}{n-1}\right)}{702216} \cdot 30,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 3,1$$

Devido à tensão de flexão poderiam ser adotadas 4 vigas principais.

+ Tensão de cisalhamento - espaçamento entre anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

$$\phi = 20,32 \text{ (anéis de 8")} \quad \bar{P}_{\text{anel}} \cong 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 702216}{\left(\frac{46200}{n-1}\right) \cdot 22836} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$n > 2,95$$

Devido à tensão de cisalhamento poderiam ser adotadas 3 vigas principais.

+ Flechas

$$f_{t_{\text{max}}} = \frac{6,780}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 4,0$$

Devido à flecha podem ser adotadas 4 vigas principais

+ Conclusão:

O número de vigas principais será quatro, ficando-se com:

$$\sigma_f \cong 134,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e \cong 31,2 \text{ cm} > \phi \cong 20,32 \text{ cm}$$

$$f \cong 2,26 \text{ cm} < \bar{f} \cong 2,3 \text{ cm}$$

Como as vigas externas recebem parcela menor de carga pode-se melhorar a distribuição das vigas sob o tabuleiro ficando-se com: (figura 3-77).

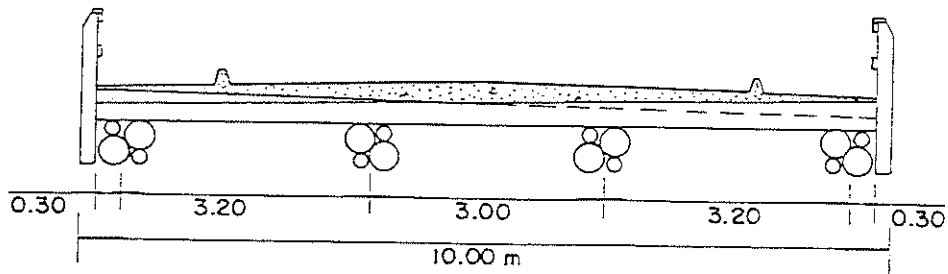


FIG. 3-77 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS SOB A PONTE

c) O tabuleiro

c.1) Características geométricas da seção

Sendo os postes do tabuleiro de diâmetro médio  $D_m$ , tem-se:

$$b = D_m$$

$$y = D_m/2$$

$$S = \pi \cdot D_m^2/4$$

$$M_s = D_m^3/12$$

$$J = \pi \cdot D_m^4/64$$

c.2) Esforços solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = (0,070 \cdot D_m) \frac{320^2}{8} \cong 896 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = (0,410 \cdot D_m) \frac{320^2}{8} \cong 5248 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} = 6144 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

+ Esforços cortantes

$$Q_{\max} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

Para cargas permanentes  $Q_{p_{max}} = (0,070 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 11,2 \cdot D_m$  (kgf)

Para cargas acidentais  $Q_{a_{max}} = (0,410 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 65,6 \cdot D_m$  (kgf)

Ficando a cortante total máxima  $Q_{t_{max}} = 76,8 \cdot D_m$  (kgf)

+ Flechas

$$f_{max} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

Para cargas permanentes  $f_{p_{max}} = \frac{5 \cdot (0,070 \cdot D_m) \cdot 320^4}{384 \cdot 112400 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D_m^4}{64}\right)} \cong \frac{1732,21}{D_m^3}$  (cm)

Para cargas acidentais  $f_{a_{max}} = \frac{5 \cdot (0,410 \cdot D_m) \cdot 320^4}{384 \cdot 168600 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D_m^4}{64}\right)} \cong \frac{6763,87}{D_m^3}$  (cm)

Ficando a flecha total máxima  $f_{t_{max}} = \frac{8496,08}{D_m^3}$  (cm)

c.3) Verificações - Cálculo do diâmetro necessário "D<sub>m</sub>"

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{(6144 \cdot D_m)}{(\pi \cdot D_m^4 / 64)} \cdot \left(\frac{D_m}{2}\right) \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \leq 17,9 \text{ cm}$$

+ Tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau = \frac{(76,8 \cdot D_m) \cdot (D_m^3/12)}{D_m} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 8,1 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t_{max}} = \frac{8496,08}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{320}{350} \cong 0,91 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 21,4 \text{ cm}$$

+ Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 21,4 cm.

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetro na base  $D = 27,50$  cm e no topo  $d = 17,50$  cm, e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,50$  cm superior ao necessário.

d) Os pilares internos

d.1) Características geométricas da seção

Adotando-se para o pilar uma seção composta por dois postes de diâmetro de cálculo  $D_c$  (ver figura 3-13) obtêm-se as seguintes características geométricas:

$$S = \frac{\pi \cdot D_c^2}{2}$$

$$i_{\min} = D_c/4$$

$$l_{fl} = 300 \text{ cm (ver figura 3-06)}$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{300}{D_c/4} = \frac{1200}{D_c}$$

d.2) Esforço normal aplicado ao pilar

$$\text{Para cargas permanentes } P_p = \frac{49000}{n-1} = \frac{49000}{4-1} \cong 16.333 \text{ kgf}$$

$$\text{Para cargas acidentais } P_a = \frac{31850}{n-1} = \frac{31850}{4-1} \cong 10.617 \text{ kgf}$$

$$\text{Ficando o esforço normal total } P_t = 26950 \text{ kgf}$$

d.3) Verificação - Cálculo do diâmetro necessário " $D_c$ "

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

Admitindo-se que a peça é longa, tem-se:

$$\sigma_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \lambda^2} = \pi^2 \cdot \frac{168600}{4 (1200/D_c)^2} \cong 0,289 \cdot D_c^2 \text{ (kgf/cm}^2 \text{ se } D_c \text{ em cm)}$$

$$\sigma_c = \frac{P_t}{S} = \frac{26950}{(\pi \cdot D_c^2 / 2)} \approx \frac{17156,9}{D_c^2}$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

$$\frac{17156,9}{D_c^2} \leq 0,289 \cdot D_c^2$$

$$D_c \geq 15,6 \text{ cm}$$

Verificando a validade de se admitir peça longa ( $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ ),  
obtem-se:

$$\lambda = \frac{1200}{D_c} = \frac{1200}{15,6} \approx 76,9$$

Como para o Eucalipto citriodora,  $\lambda_0 = 71$  a peça é considerada longa. E portanto devem ser adotados, para os pilares, pares de postes com  $D_c \geq 15,6$  cm.

#### d.4) Conclusão

Os pilares podem ser formados por pares de postes com  $D_c \geq 15,6$  cm, entretanto, para melhorar as condições de apoio e facilitar a ligação com a viga principal, adotar-se-ão postes de 3,50 m de comprimento (0,50 m embutidos no bloco de concreto) com diâmetros no topo  $d = 24,50$  cm e na base  $D = 28,0$  cm, sendo  $D_c = 25,50$  cm o diâmetro a um terço do comprimento a partir da seção mais delgada.

#### 4.3 - CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nestes ante-projetos, não diferem muito dos resultados de projeto (executado conforme o roteiro apresentado no item 3.). Pode-se concluir que a mudança da classe da ponte altera significativamente o número de vigas principais, entretanto, devido a alteração no espaçamento entre as vigas, as dimensões dos postes do tabuleiro, bem como dos pilares, não se alteram (apesar de alterados os carregamentos).

A tabela 3-03 representa de forma sucinta os resultados obtidos.

Tab. 3-03 - Comparação de Efeitos entre as três Classes de Pontes

PEÇA	EFEITO OBSERVADO	CLASSE DA PONTE		
		36	24	12
VIGAS PRINCIPAIS	Número de vigas principais sob a ponte .....	6	5	4
	Diâmetro médio dos postes, que compõem a viga.....	30,8 cm	30,8 cm	30,8 cm
	Tensão de flexão atuante.....	92,1 kgf/cm <sup>2</sup>	135,5 kgf/cm <sup>2</sup>	134,9 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão.....	47,2 %	63,3 %	69,2 %
	Espaçamento mínimo entre anéis de 8".....	24,5 cm	34,1 cm	31,2 cm
	Flecha.....	0,98 cm	1,60 cm	2,26 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	42,9 %	70,0 %	98,9 %
	Diâmetro médio dos postes.....	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm
VIGAS DO TABULEIRO	Tensão de flexão atuante.....	126,2 kgf/cm <sup>2</sup>	107,4 kgf/cm <sup>2</sup>	123,6 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão.....	64,7 %	55,1 %	63,4 %
	Tensão de cisalhamento atuante.....	6,9 kgf/cm <sup>2</sup>	6,5 kgf/cm <sup>2</sup>	5,8 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão de cisalhamento admissível.....	42,9 %	40,4 %	36,0 %
	Flecha.....	0,4 cm	0,39 cm	0,79 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	70,0 %	54,6 %	86,4 %
	Número de pilares sob a ponte.....	12	10	8
	Diâmetro médio dos postes, que compõem o pilar.....	26,3 cm	26,3 cm	26,3
PILARES	Tensão normal atuante.....	29,9 kgf/cm <sup>2</sup>	31,0 kgf/cm <sup>2</sup>	33,9 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flambagem.....	26,5 %	27,5 %	30,1 %
	Peso próprio, estimado, da ponte.....	148,668 kgf	140,359 kgf	132,050 kgf
	Peso próprio por metro quadrado de ponte.....	743 kgf/m <sup>2</sup>	702 kgf/m <sup>2</sup>	660 kgf/m <sup>2</sup>

# CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS PONTES DE MADEIRA

PARTE IV

PONTE COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO



## 1 - INTRODUÇÃO

Nesta parte do trabalho serão abordados, o ante-projeto, o dimensionamento, e o detalhamento de uma ponte rodoviária de madeira, classe 36, com estrutura principal em pórtico, figura 4-03. Em ante-projeto serão obtidas as dimensões e a quantidade das peças que constituirão a ponte. Estas peças serão reavaliadas no dimensionamento e finalmente serão apresentados os desenhos que possibilitarão a montagem da ponte (detalhamento).

### 1.1 - CARACTERÍSTICAS DA PONTE

A ponte terá duas pistas de tráfego, será de classe 36, sendo revestida de concreto e asfalto melhorando assim as condições de tráfego.

As estruturas principais, pórticos planos, serão dispostas sob o tabuleiro. Estas estruturas serão constituídas por postes de Eucalipto citriodora, conforme representação da figura 4-03. As peças do tabuleiro serão postes de Eucalipto citriodora, simplesmente apoiados nas estruturas principais, com compensação de seus diâmetros. A fixação destes postes na viga principal será conseguida através de tiras de aço parafusadas alternadamente na estrutura principal e nos postes do tabuleiro.

O guarda-corpo será formado por peças de Peroba rosa, de dimensões comerciais (figura 4-01) e o guarda-rodas será de concreto armado moldado "in loco" (figura 4-02).

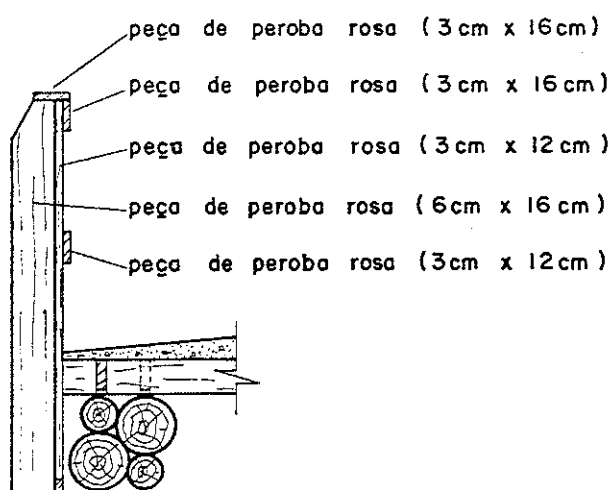


FIG. 4-01 - GUARDA - CORPO

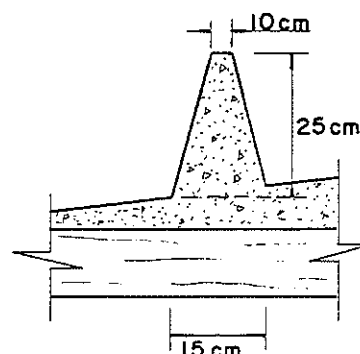


FIG. 4-02 - GUARDA - RODAS

1.2 - ESQUEMAS ESTÁTICOS

Seja a ponte esquematizada na figura 4-03.

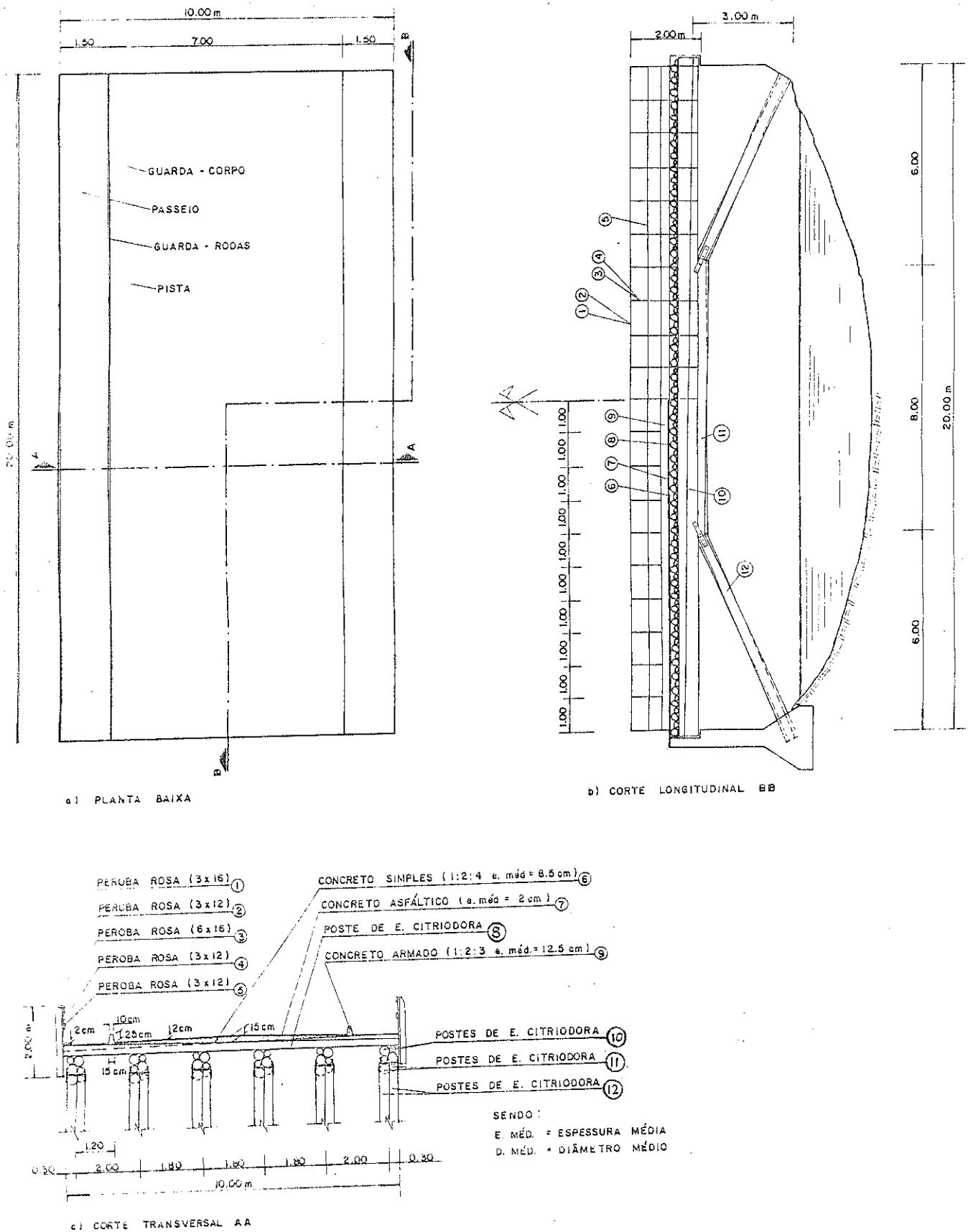


FIG. 4-03 - ESQUEMA DA PONTE

Como a NB-11/1951 não permite a consideração da continuidade em vigas secundárias {(3, item 17)}\*, e admitindo a existência "n" estruturas principais sob o tabuleiro, o esquema estático deste será o da figura 4-04. A estrutura principal é um pórtico plano, com esquema estático representado na figura 4-05.

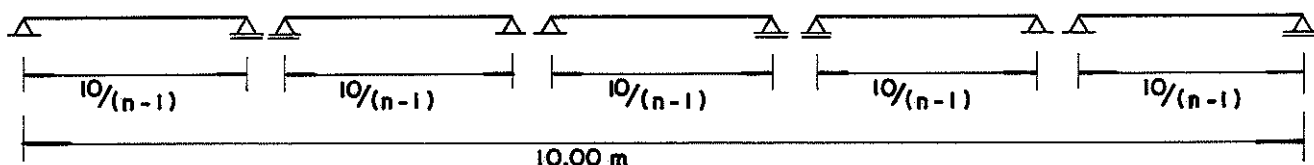


FIG. 4-04 - ESQUEMA ESTÁTICO DO TABULEIRO

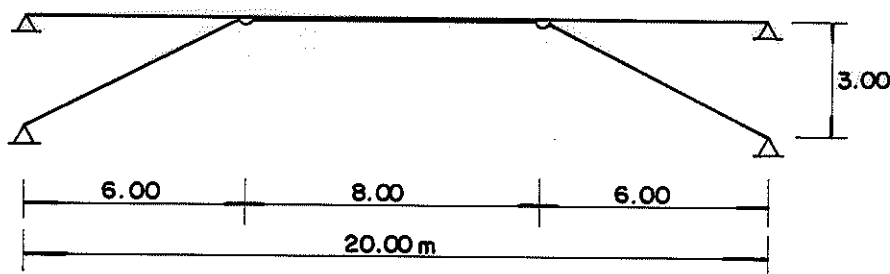


FIG. 4-05 - ESQUEMA ESTÁTICO DA ESTRUTURA PRINCIPAL

\* Os números entre chaves {(a1, b1/c1);...;(an, bn/cn)} representam a citação bibliográfica, onde ai; representa o texto, bi/ci; representam as páginas inicial e final do trecho do referido texto, Quando aparecer apenas um número {(ai)}, representa o texto.

## 2 - ANTE-PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA CLASSE 36 COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO

Adotando-se, para a barra horizontal da estrutura principal, quatro postes de Eucalipto citriodora do tipo extra-pesado com 20,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios externos), diâmetro na base  $D = 41,00$  cm e diâmetro do topo  $d = 20,50$  cm, formando vigas bi-circulares duplas, calcula-se um ante-projeto o número necessário de estruturas principais. O reforço existente no tramo central da estrutura, bem como as barras inclinadas (diagonais) terão suas dimensões estimadas em ante-projeto, através da simplificação adequada do esquema estático da estrutura principal.

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado.

### 2.1 - CARREGAMENTOS

Conforme se viu anteriormente (Parte I, item 3.3) pode-se adotar em ante-projeto os seguintes carregamentos:

#### a) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 750 kgf por  $m^2$  de ponte.

##### a.1) Carga Permanente sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetro médio " $D_m$ ", o carregamento permanente sobre um poste será:

$$p_p = 750 \cdot D_m \quad (\text{kgf/m para } D_m \text{ em m})$$

##### a.2) Carga Permanente sobre a Estrutura Principal

Estando as estruturas principais afastadas entre si de  $10/(n - 1)$  metros, o carregamento permanente sobre uma estrutura principal será:

$$p_p = 750 \cdot \frac{10}{n - 1} \quad (\text{kgf/m onde } n \text{ é o número de estruturas})$$

#### b) Carga Acidental

##### b.1) Carga Acidental sobre o Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por postes colocados transversalmente a carga acidental sobre ele é dada por: (Parte I, item 3.3)

$$q_{eq} = 3000 + \frac{51000}{\ell_1} = 3000 + \frac{51000}{10} = 8100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

Sendo o tabuleiro formado por postes de diâmetros médios " $D_m$ ", a carga accidental sobre um poste do tabuleiro será:

$$p_a = 8100 \cdot D_m \text{ (kgf/m para } D_m \text{ em m)}$$

#### b.2) Carga Accidental sobre a Estrutura Principal

A carga accidental sobre a estrutura principal é dada por :  
(Parte I, item 3.3).

$$q_{eq} = 500 + \frac{9000}{\ell} = 500 + \frac{9000}{20} = 950 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

Estando as estruturas principais afastadas entre si de  $10/(n-1)$  metros, a carga accidental sobre uma estrutura principal será:

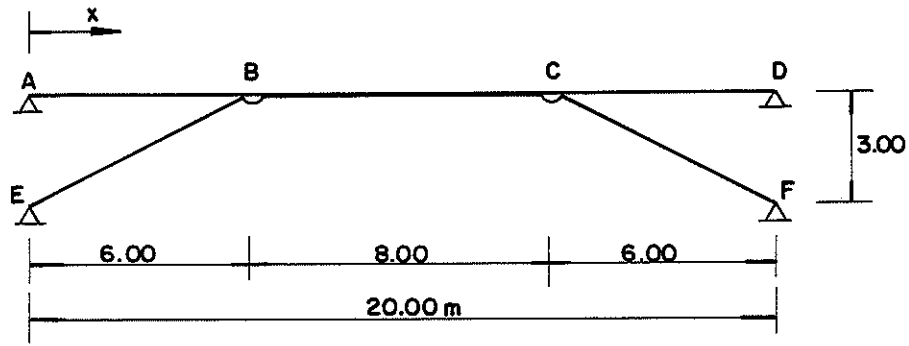
$$p_a = 950 \cdot \frac{10}{(n-1)} \text{ (kgf/m onde } n \text{ é o número de estruturas)}$$

### 2.2 - A ESTRUTURA PRINCIPAL

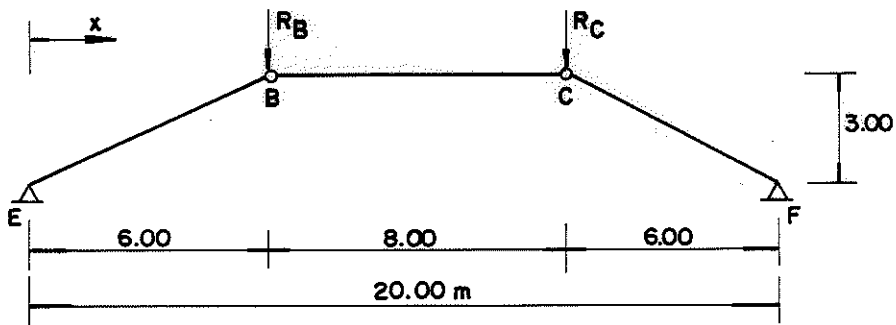
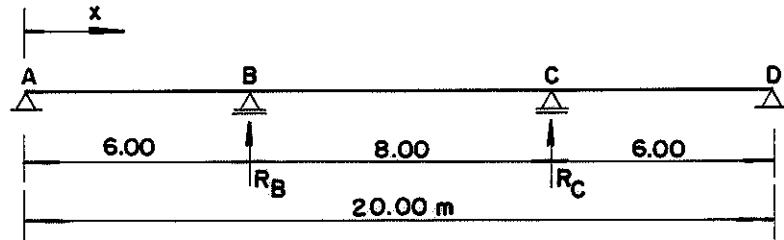
#### a) Simplificação do Esquema Estático

É desejável ter ante-projeto simples e conseqüentemente cálculo rápido, desta forma é comum simplificar-se o esquema estático.

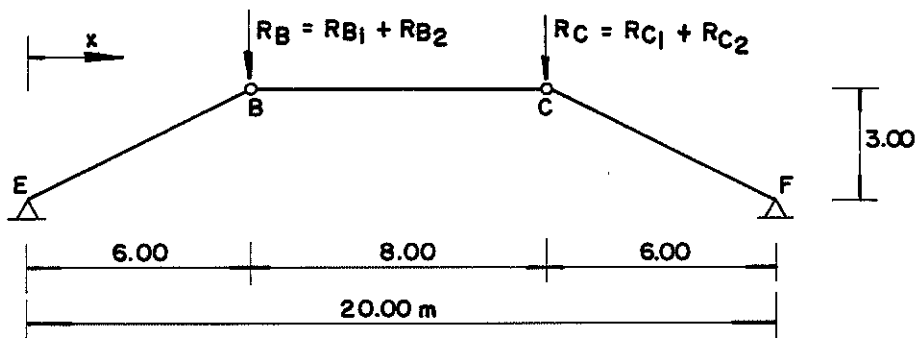
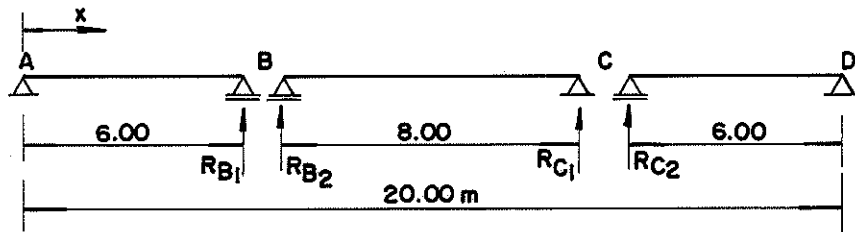
No caso do pórtico plano, em questão, pode-se simplificar o esquema estático para uma viga contínua, apoiada em uma estrutura articulada (esta estrutura articulada deixa de ser hipostática e mesmo deslocável na direção do eixo x, devido à ligação na viga contínua), conforme figura 4-06. Por outro lado, a viga contínua resultante, pode ser novamente simplificada para uma série de vigas simplesmente apoiadas.



a) ESTRUTURA PRINCIPAL (PÓRTICO PLANO)



b) VIGA CONTINUA E ESTRUTURA ARTICULADA



c) VIGAS SIMPLISMENTE APOIADAS E ESTRUTURA ARTICULADA

FIG. 4-06 - SIMPLIFICAÇÃO DO ESQUEMA ESTÁTICO

b) Características Geométricas das Seções das Barras

b.1) Barras da Viga Contínua

O diâmetro médio dos postes que constituirão estas barras é de  $D_m = 30,75$  cm. As características geométricas, na seção central, serão:

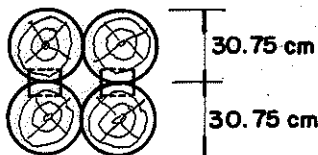


FIG. 4-07 - SEÇÃO CENTRAL DA VIGA CONTINUA

+ Distância da linha neutra às bordas,  $y$

$$y = 30,75 \text{ cm}$$

+ Área da seção transversal,  $S$

$$S = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} = \pi \cdot D_m^2 \cong 2.971 \text{ cm}^2$$

+ Momento estático em relação à linha neutra,  $M_s$

$$M_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} \cdot \frac{D_m}{2} = \frac{\pi \cdot D_m^3}{4} \cong 22.836 \text{ cm}^3$$

+ Momento de inércia,  $J$

Conforme se viu anteriormente (Parte I, item 1.2b), o momento de inércia deve ser reduzido de 20%.

$$J = 0,80 \cdot \left[ 20 \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} \right] = 16 \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} \cong 702.216 \text{ cm}^4$$

b.2) Barras da Estrutura Articulada

Sendo estas barras formadas por dois postes de diâmetro médio " $D_m$ ", com compensação de seus diâmetros, as características geométricas na seção central, serão:



FIG. 4-08 - SEÇÃO CENTRAL DAS BARRAS

+ Área da seção transversal, S

$$S = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D_m^2}{4} = \frac{\pi \cdot D_m^2}{2}$$

+ Raio de giração mínimo,  $i_{\min}$

$$i_{\min} = \frac{D_m}{4}$$

c) Esforços Solicitantes na Barra BC da Viga Continua

A barra BC da viga continua, simplificada para uma série de vigas simplesmente apoiadas, tem o esquema estático e os carregamentos da figura 4-09.

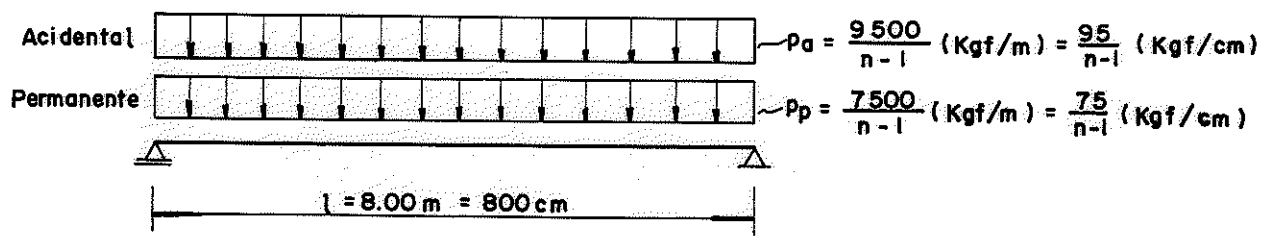


FIG. 4-09 -- ESQUEMA ESTÁTICO E CARREGAMENTO

c.1) Momentos Fletores

Para a carga permanente obtem-se:

$$M_{P_{\max}} = \frac{P_p \cdot l^2}{8} = \frac{[75/(n-1)] \cdot 800^2}{8} \approx \frac{6000000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$M_{a_{\max}} = \frac{P_a \cdot l^2}{8} = \frac{[95/(n-1)] \cdot 800^2}{8} \approx \frac{7.600.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_{t_{\max}} = M_{P_{\max}} + M_{a_{\max}} \approx \frac{13.600.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

Sendo:

$M_{P_{\max}}$  = momento fletor máximo permanente



$M_{a_{\max}}$  = momento fletor máximo accidental

$M_{t_{\max}}$  = momento fletor máximo total

c.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_{p_{\max}} = \frac{p_p \cdot \ell}{2} = \frac{[75/(n-1)] \cdot 800}{2} \approx \frac{30.000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Para a carga accidental obtem-se:

$$Q_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot \ell}{2} = \frac{[95/(n-1)] \cdot 800}{2} \approx \frac{38.000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Assim o esforço cortante total máximo será:

$$Q_{t_{\max}} = Q_{p_{\max}} + Q_{a_{\max}} \approx \frac{68.000}{n-1} \quad (\text{kgf})$$

Sendo:

$Q_{p_{\max}}$  = esforço cortante máximo permanente

$Q_{a_{\max}}$  = esforço cortante máximo accidental

$Q_{t_{\max}}$  = esforço cortante máximo total

c.3) Flechas

Para a carga permanente obtem-se:

$$f_{p_{\max}} = \frac{5 p_p \ell^4}{384 \cdot E_p \cdot J} = \frac{5 \cdot [75/(n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 702216} \approx \frac{5,07}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Para a carga accidental obtem-se:

$$f_{a_{\max}} = \frac{5 p_a \ell^4}{384 \cdot E_a \cdot J} = \frac{5 \cdot [95/(n-1)] \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 702216} \approx \frac{4,28}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será:

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} = \frac{9,35}{n-1} \quad (\text{cm})$$

Sendo:

$f_{p_{\max}}$  = flecha máxima permanente

$f_{a_{\max}}$  = flecha máxima accidental

$f_{t_{\max}}$  = flecha máxima total

$E_p$  = módulo de elasticidade para cargas permanentes

$E_a$  = módulo de elasticidade para cargas accidentais

d) Verificação para a Barra BC - Cálculo do Número "n" de Estruturas Principais

d.1) Tensão de Flexão

A verificação da tensão de flexão deve ser feita pela seguinte expressão: {16, 32}; {23, 103}.

$$\sigma_f = \frac{M}{J} y \leq \bar{\sigma}_f$$

Sendo:

$\sigma_f$  = tensão atuante na flexão

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

M = momento fletor máximo

$$\sigma_f = \frac{[13600000/(n-1)] \cdot 30,75}{702216} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 4,1$$

Devido à tensão de flexão devem ser adotadas cinco estruturas principais.

d.2) Tensão de Cisalhamento - Espaçamento entre Anéis

A verificação da tensão de cisalhamento, deve ser feita de forma indireta verificando se é possível executar a solidarização dos postes, ou seja, se o espaçamento entre os anéis é maior que seu diâmetro.

Adotando-se anéis de 8" (20,32 cm) pode-se fazer a verificação dos anéis por: (Parte I, capítulo 1).

$$e \leq \frac{\bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

Sendo:

e = espaçamento entre os anéis

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \text{carga admissível do anel} \left( \bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell \right)$$

Q = esforço cortante máximo

$\phi$  = diâmetro interno do anel

$\bar{\tau}_\ell$  = tensão admissível de cisalhamento nas ligações

Como existem dois anéis na seção da viga bicircular dupla (figura 4-07) a expressão acima, para este caso, será:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi$$

$$\bar{P}_{\text{anel}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702216}{[68000/(n-1)] \cdot 22836} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$n \geq 3,9$$

Devido à tensão de cisalhamento, resistida pelos anéis, devem ser adotadas quatro estruturas principais.

d.3) Verificação da Flecha

A verificação da flecha deve ser feita pela seguinte expressão:  $\{(16,32 / 38)\}$ .

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} \leq \bar{f} = \ell/350$$

Sendo:

$\bar{f}$  = flecha admissível

$\ell$  = vão livre da viga (bara BC)

$$f_{t_{\max}} = \frac{9,35}{n-1} \leq \bar{f} \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 5,1$$

Devido à flecha devem ser adotadas seis estruturas principais

e) Conclusão para a Barra BC

O número de estruturas necessárias será seis, ficando-se com:

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{[13.600.000/(6-1)] \cdot 30,75}{702216} \cong 119,1 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195$$

kgf/cm<sup>2</sup>

+ Espaçamento entre Anéis

$$e = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702216}{[68000/(6-1)] \cdot 22836} = 35,3 \text{ cm} > \phi = 20,3 \text{ cm}$$

+ flecha

$$f_{t_{\max}} = \frac{9,35}{6-1} = 1,9 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2,3 \text{ cm}$$

Como as estruturas externas recebem parcela menor de carga, pode-se melhorar a distribuição das estruturas sob o tabuleiro, ficando-se com a distribuição da figura 4-10.

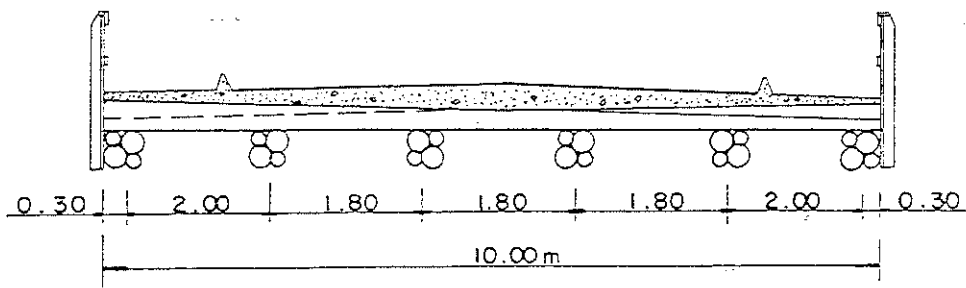


FIG. 4-10 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

f) Esforços Solicitantes nas Barras das Estruturas Articuladas

Obtido o número necessário de estruturas principais,  $n = 6$ , pode-se calcular as reações nos nós B e C (ver figura 4-11) e com elas por equilíbrio de nós, obter os esforços axiais nas barras da estrutura articulada (figura 4-12).

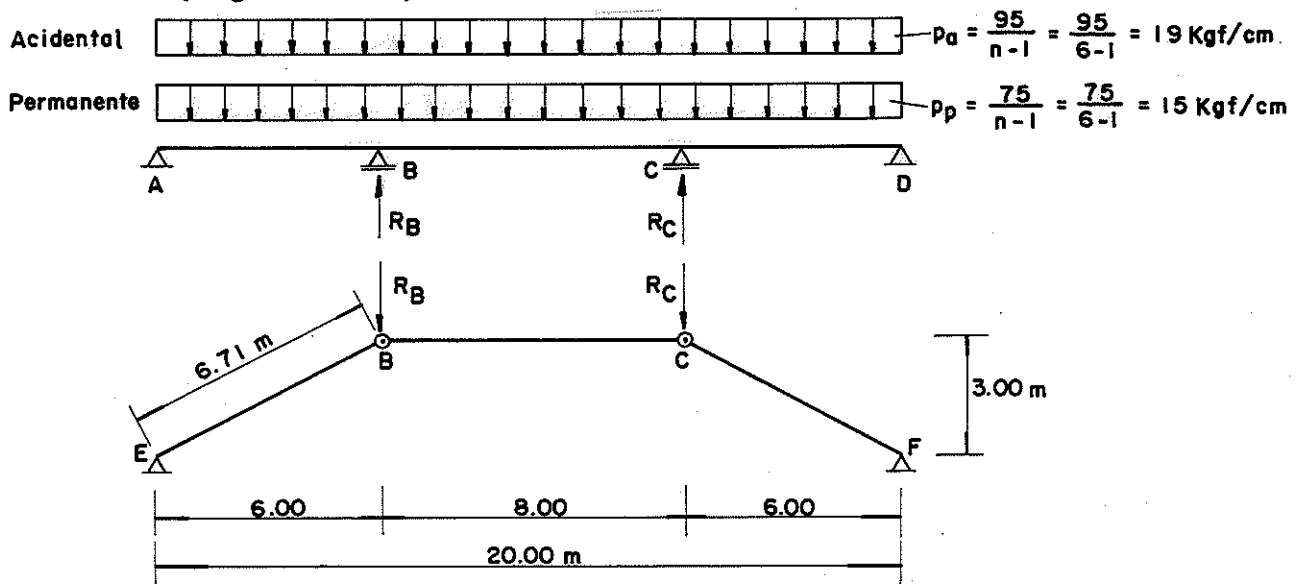
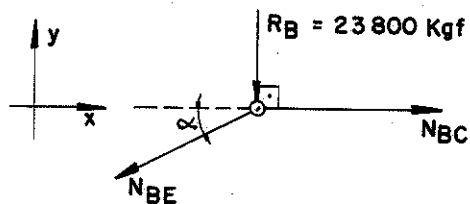


FIG. 4-11 - CARREGAMENTOS NA ESTRUTURA

$$R_b = R_c = \left( \frac{600 + 800}{2} \right) \cdot (19 + 15) = 23.800 \text{ kgf}$$



Sendo:

NBC = esforço axial na barra BC

NBE = esforço axial na barra BE

FIG. 4-12 - EQUILIBRIO DE NÓS

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,00}{6,00} \rightarrow \alpha = 26^\circ 33' 54'' \rightarrow \begin{cases} \text{sen } \alpha = 0,4472 \\ \text{cos } \alpha = 0,8944 \end{cases}$$

Equilibrando-se na direção y, obtem-se:

$$- R_B - N_{BE} \cdot \text{sen } \alpha = 0 \rightarrow N_{BE} = - \frac{R_B}{\text{sen } \alpha}$$

$$N_{BE} = - \frac{23800}{0,4472} \cong - 53220 \text{ kgf (esforço de compressão)}$$

Equilibrando-se na direção x, obtem-se:

$$NBC - NBE \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow NBC = NBE \cdot \cos \alpha$$

$$NBC = - 53220 \cdot 0,8944 \cong - 47600 \text{ kgf (esforço de compressão)}$$

g) Verificação da Peça Auxiliar (barra BC) - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

A verificação de peças comprimidas deve ser feita segundo as seguintes expressões {(16,6/12)}:

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

onde:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \text{ para peças curtas, } \lambda \leq 40$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right) \text{ para peças intermediárias, } 40 < \lambda \leq \lambda_0$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} \text{ para peças longas, } \lambda_0 < \lambda \leq 140$$

sendo:

$\sigma_c$  = tensão atuante de compressão

P = esforço axial total

S = área da seção transversal

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela às fibras

$\lambda$  = índice de esbeltez

$\lambda_0$  = índice de esbeltez acima do qual é aplicável a fórmula de Euler

E = módulo de elasticidade da madeira

Por ser a peça auxiliar solidarizada à viga principal, seu índice de esbeltez,  $\lambda$ , será menor que 40, pois o comprimento de flambagem  $l_{fl}$  (distância entre os pontos de solidarização) será muito pequeno. Assim a peça auxiliar é considerada peça curta.

$$\bar{\sigma}_{fz} = \bar{\sigma}_c = 122 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Tabela , Parte I)}$$

$$P = NBC = 47600 \text{ kgf}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D_m^2}{4}$$

$$\sigma_c = \frac{47600}{\pi \cdot D_m^2/4} \leq \bar{\sigma}_{fz} = 122 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 15,8 \text{ cm}$$

O diâmetro médio, dos postes que formarão a peça auxiliar, deverá ser maior ou igual a 15,8 cm. Na prática, porém, é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a peça auxiliar, postes de 9,70 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 35,5$  cm e no topo  $d = 25,8$  cm (postes do tipo extra pesado de 15 m de comprimento cortados a 9,70 m da base) e portanto com um diâmetro médio  $D_m = 30,65$  cm.

#### h) Verificação da Diagonal (Barra BE) - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

Admitindo-se as diagonais como peças longas, tem-se:

$$\lambda = \frac{l_{fz}}{i_{\min}} = \frac{671}{D_m/4} = \frac{2684}{D_m}$$

$$\bar{\sigma}_{fz} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 168600}{4 \cdot (2684/D_m)^2} \approx \frac{D_m^2}{17,32}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{S} = \frac{NBC}{S} = \frac{52220}{\pi \cdot D_m^2/4} \approx \frac{33881}{D_m^2}$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fz}$$

$$\frac{33881}{D_m^2} \leq \frac{D_m^2}{17,32}$$

$$D_m \geq 27,7 \text{ cm}$$

Verificando a validade de se admitir peça longa ( $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ )  
obtem-se:

$$\lambda = \frac{2684}{D_m} = \frac{2684}{27,7} = 96,9$$

Como, para o Eucalipto citriodora  $\lambda_0 = 71$ , a peça é considerada longa. E portanto, devem ser adotados, para as diagonais, pares de postes com diâmetro médio maior ou igual a 27,70 cm. Na prática, porém, é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a diagonal, postes de 6,00 m de comprimento, diâmetros na base  $D = 38,00$  cm e no topo  $d = 32$  cm (postes do tipo extra pesado de 17,5 m de comprimento cortados a 6,00 m da base, caso não existam postes curtos com estas dimensões) e portanto com diâmetro médio  $D_m = 35,00$  cm

### 2.3 - O TABULEIRO

#### a) Características Geométricas das Vigas do Tabuleiro

Sendo o tabuleiro formado por vários postes, colocados um ao lado do outro, com compensação de seus diâmetros, é válido admitir-se que uma viga do tabuleiro tenha seção constante igual à seção central do poste (figura 4-13). Assim as características geométricas desta seção serão:



FIG. 4-13 - SEÇÃO CENTRAL DA VIGA DO TABULEIRO

+ largura da seção na linha neutra,  $b$

$$b = D_m$$

+ Distância da linha neutra às bordas,  $y$

$$y = D_m/2$$

+ Área da seção transversal,  $S$

$$S = \frac{\pi \cdot D_m^2}{4}$$

+ Momento estático em relação à linha neutra,  $M_s$

$$M_s = \frac{D_m^3}{12}$$

+ Momento de inércia em relação à linha neutra,  $J$

$$J = \frac{\pi \cdot D_m^4}{64}$$



b) Esforços Solicitantes

Sendo o esquema estático da viga do tabuleiro e seus carregamentos os da figura 4-14. Obtem-se os seguintes esforços solicitantes:

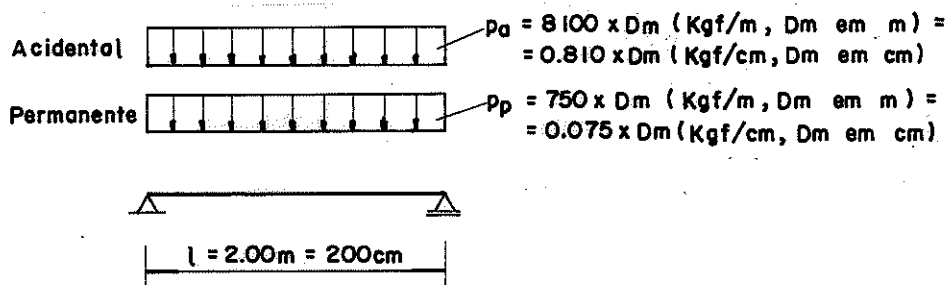


FIG. 4-14 - ESQUEMA ESTÁTICO E CARREGAMENTOS DA VIGA DO TABULEIRO

b.1) Momentos Fletores

Para a carga permanente obtem-se:

$$M_{P_{\max}} = \frac{p_p \cdot l^2}{8} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 375 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$M_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l^2}{8} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200^2}{8} = 4050 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

Assim o momento total máximo será:

$$M_{t_{\max}} = M_{P_{\max}} + M_{a_{\max}} = 4425 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

b.2) Esforços Cortantes

Para a carga permanente obtem-se:

$$Q_{P_{\max}} = \frac{p_p \cdot l}{2} = \frac{0,075 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 7,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$Q_{a_{\max}} = \frac{p_a \cdot l}{2} = \frac{0,810 \cdot D_m \cdot 200}{2} = 81 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

Assim o esforço cortante total máximo será:

$$Q_{t_{\max}} = Q_{P_{\max}} + Q_{a_{\max}} = 88,5 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

b.3) Flechas

Para a carga permanente obtem-se:

$$f_{p_{\max}} = \frac{5 p_p \cdot l^4}{384 \cdot E_p \cdot J} = \frac{5 \cdot 0,075 \cdot D_m \cdot 200^4}{384 \cdot 112400 \cdot \pi D_m^4/64} \approx \frac{283,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Para a carga acidental obtem-se:

$$f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot p_a \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot J} = \frac{5 \cdot 0,810 \cdot D_m \cdot 200^4}{384 \cdot 168600 \cdot \pi D_m^4/64} \approx \frac{2039,0}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Assim a flecha total máxima será:

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} = \frac{2322,2}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

c) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

c.1) Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{4425 \cdot D_m}{\pi D_m^4/64} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 15,2 \text{ cm}$$

Devido à tensão de flexão devem ser adotados, para o tabuleiro, postes de diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,2 cm.

c.2) Tensão de Cisalhamento

A verificação da tensão de cisalhamento deve ser feita pela seguinte expressão: {(16,33)}.

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}$$

Sendo:

Q = esforço cortante máximo

M<sub>s</sub> = momento estático em relação à linha neutra

J = momento de inércia em relação à linha neutra

$\tau_f$  = tensão de cisalhamento, máxima, atuante

$\bar{\tau}_f$  = tensão admissível de cisalhamento na flexão

$$\tau_f = \frac{(88,5 \cdot D_m) \cdot (D_m^{3/12})}{D_m \cdot (\pi D_m^4/64)} \leq \bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,3 \text{ cm}$$

Devido à tensão de cisalhamento devem ser adotados, para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 9,3 cm.

### c.3) Flechas

$$f_{t_{\max}} = f_{p_{\max}} + f_{a_{\max}} \leq \bar{f} = \frac{l}{350}$$

$$f_{t_{\max}} = \frac{2322,2}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{200}{350} \approx 0,6 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 15,7 \text{ cm}$$

Devido à flecha devem ser adotados, para o tabuleiro, postes com diâmetro médio (seção central) maior ou igual a 15,7 cm.

### d) - Conclusão

Das verificações acima o diâmetro médio dos postes do tabuleiro deve ser maior ou igual a 15,7 cm.

Na prática, entretanto, a largura da seção resistente deve conter dois postes para se ter uma seção praticamente uniforme.

A largura da seção resistente, segundo a NB-11, item 15, é dada por:

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

sendo:

b = largura da seção resistente

a'' = 10 cm (NB-11, item 15)

e' = espessura do revestimento, no centro visto que utiliza-se o diâmetro médio = 17 cm (fig. 2-04).

d = altura da viga do tabuleiro (diâmetro médio do poste)

Para  $D_m = 15,7$  cm tem-se:

$$b \leq 10 + 2 \cdot 17 + 15,7 = 59,7 \text{ cm}$$

Assim em ante-projeto, admitiu-se que o número de postes que trabalham na seção resistente é de:

$$n = \frac{b}{D_m} = \frac{59,7}{15,7} \approx 4 \text{ postes}$$

Como na prática só dois postes compõem a seção resistente, o momento de inércia desta seção deve ser equivalente ao produzido pelos 4 postes obtidos anteriormente.

$$n \cdot \frac{\pi \cdot D_m^4}{64} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \overline{D}_m^4}{64}$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{n}{2}\right)^{1/4} \cdot D_m$$

$$\overline{D}_m = \left(\frac{4}{2}\right)^{1/4} \cdot 15,7 \approx 18,7 \text{ cm}$$

Escolhendo-se o poste comercial imediatamente superior ( $D_m \geq 18,7$  cm), adotam-se para o tabuleiro postes de diâmetro médio  $D_m = 22,5$  cm, isto é, postes do tipo pesado com 10 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 27,5$  cm e no topo  $d = 17,5$  cm.

### 3 - PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA, CLASSE 36, COM ESTRUTURA PRINCIPAL EM PÓRTICO PLANO

#### 3.1 - INTRODUÇÃO

Abordar-se-ão neste capítulo o cálculo, o dimensionamento e o detalhamento de uma ponte rodoviária classe 36, com estrutura principal em pórtico plano.

No ante-projeto (item 2) obtiveram-se as dimensões comerciais das peças que constituirão a ponte, bem como a quantidade delas, necessária para o cálculo da carga permanente. A figura 4-15 mostra o esquema da ponte, com a designação e dimensões de seus componentes fixadas através do ante-projeto.

#### 3.2 - O TABULEIRO

Os esforços nas peças do tabuleiro dependem do espaçamento entre as vigas e do carregamento sobre ele. Sendo o espaçamento entre as vigas e o carregamento sobre o tabuleiro os mesmos obtidos na Parte II deste trabalho, o dimensionamento do tabuleiro é idêntico ao apresentado no item 3.2 da Parte II.

#### 3.3 - O GUARDA-CORPO

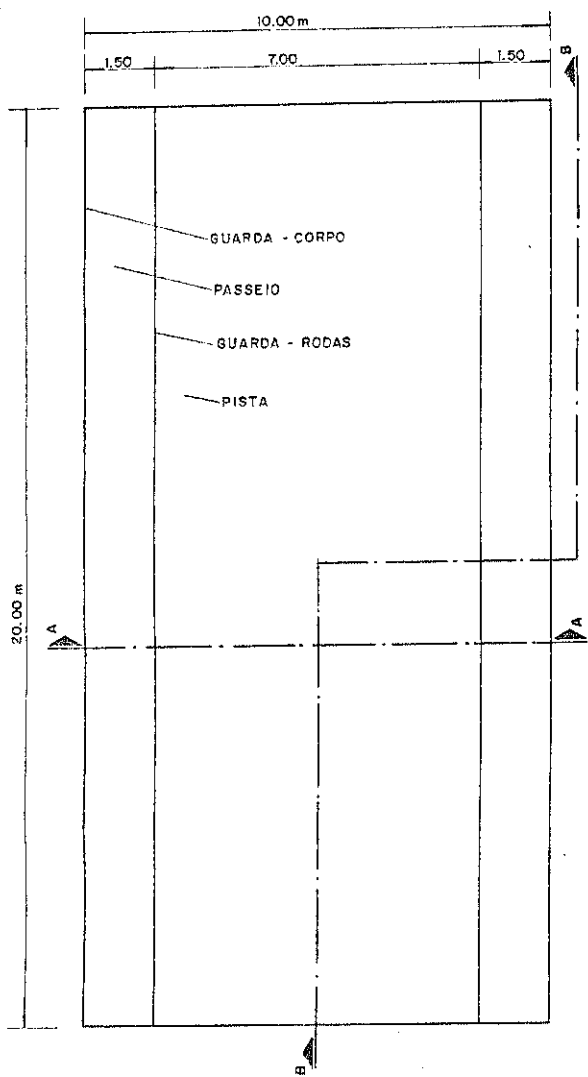
Ver item 3.3 da Parte II

#### 3.4 - O GUARDA-RODAS

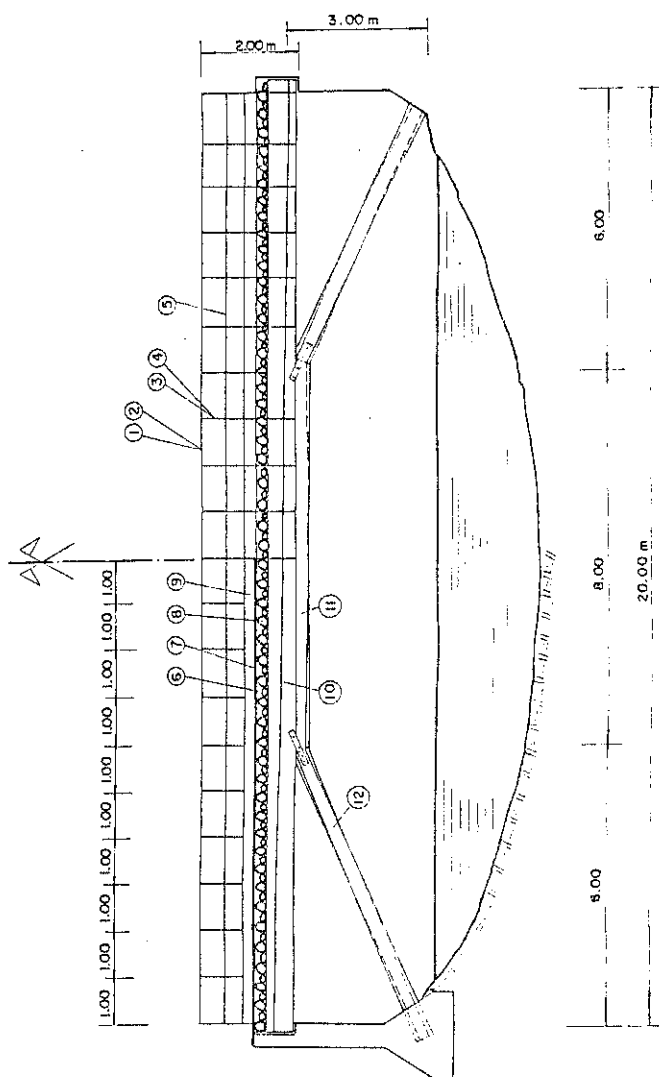
Ver item 3.4 da Parte II

#### 3.5 - LIGAÇÕES DO TABULEIRO E DO GUARDA-CORPO

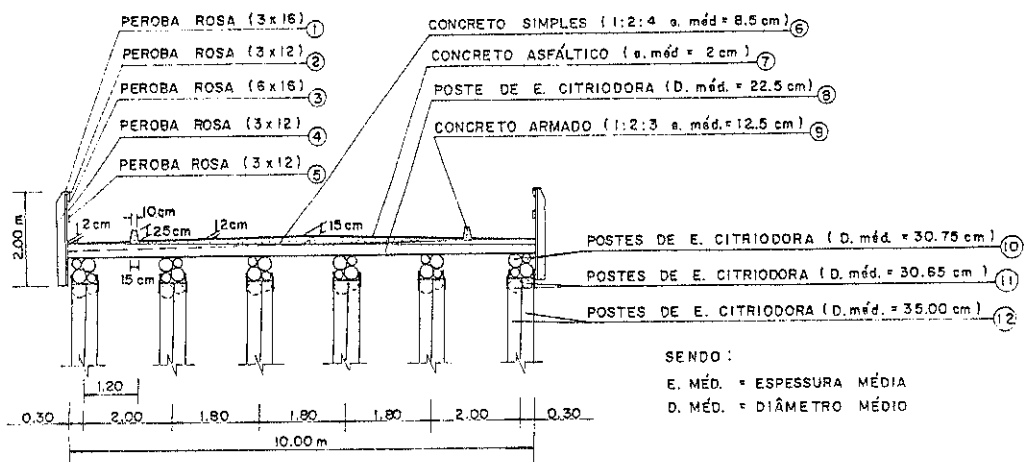
Ver item 3.5 da Parte II



a) PLANTA BAIXA



b) CORTE LONGITUDINAL BB



c) CORTE TRANSVERSAL AA

FIG. 4-15 - ESQUEMA DA PONTE

### 3.6 - A ESTRUTURA PRINCIPAL

A estrutura principal é um pórtico plano, formado por postes de Eucalipto citriodora, cujo esquema estático e dimensões são apresentados na figura 4-16.

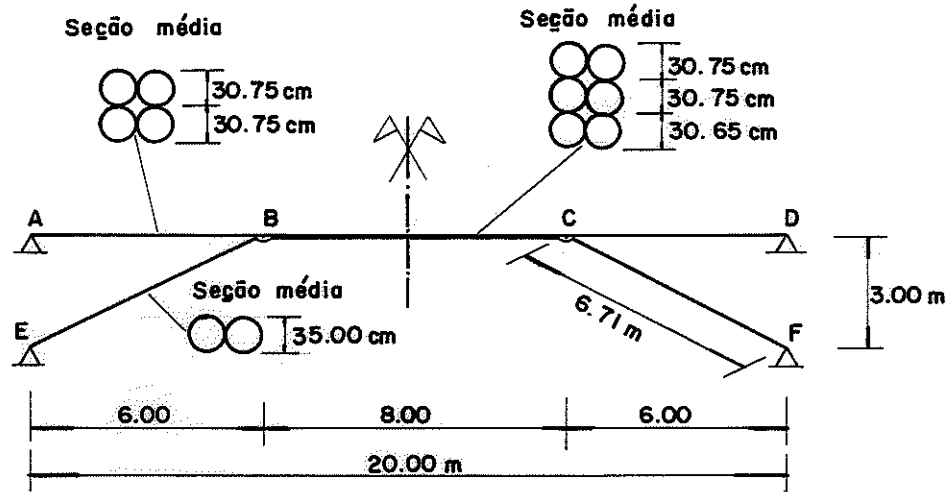


FIG. 4 - 16 - ESQUEMA ESTÁTICO E DIMENSÕES DA ESTRUTURA PRINCIPAL

#### a) Carga Permanente

Conhecidas as dimensões da estrutura principal (figura 4-16), pode-se obter seu peso próprio.

- Barras AB e CD

$$P_1 = 2 \left( 4 \cdot \frac{\pi \cdot 30,75^2}{4} \cdot 600 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} \right) \cong 3779 \text{ kgf}$$

- Barra BC

$$P_2 = \left( 4 \cdot \frac{\pi \cdot 30,75^2}{4} + 2 \cdot \frac{\pi \cdot 30,65^2}{4} \right) \cdot 800 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} \cong 3770 \text{ kgf}$$

- Barras BE e CF

$$P_3 = 2 \left( 2 \cdot \frac{\pi \cdot 35,00^2}{4} \cdot 671 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} \right) \cong 2737 \text{ kgf}$$

- Sub total =  $P_1 + P_2 + P_3 \cong 10286 \text{ kgf}$

- Ligações e eventuais (5% do sub total)  $\cong 541 \text{ kgf}$

- Peso próprio da estrutura principal  $\cong 10800 \text{ kgf}$

Distribuindo-se no comprimento da estrutura, obtem-se o peso próprio por metro de estrutura.

$$p_p = \frac{10800}{20} = 540 \text{ kgf/m}$$

Conforme o item 3.2 da Parte II a carga permanente sobre a estrutura principal será:

$$p = p_p + 998 \text{ kgf/m} = 540 + 998 = 1538 \text{ kgf/m}$$

b) Carga Móvel

Conforme o item 3.2 da Parte II a carga móvel a ser considerada para o cálculo da estrutura principal será a representada na figura 4-17.

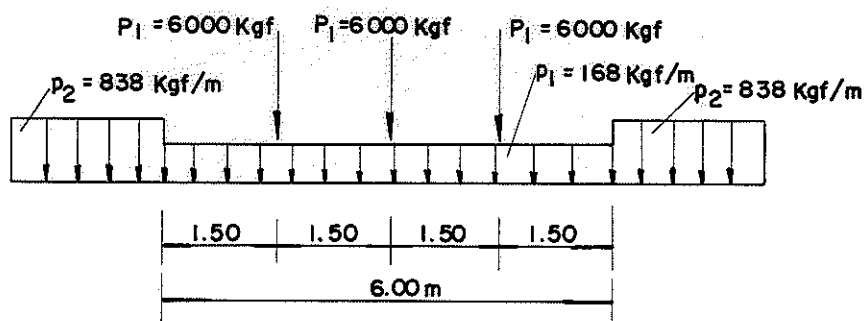


FIG. 4 - 17 - CARGA MÓVEL SOBRE A ESTRUTURA PRINCIPAL

c) Características Geométricas das Seções das Barras

- Barras AB e CD

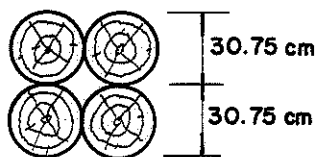


FIG. 4 - 18

$$y = 30,75 \text{ cm}$$

$$S = 2971 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 22836 \text{ cm}^3$$

$$J = 702215 \text{ cm}^4 \text{ (reduzido de 20\%)}$$

$$i_{\min} = 15,37 \text{ cm}$$



- Barra BC

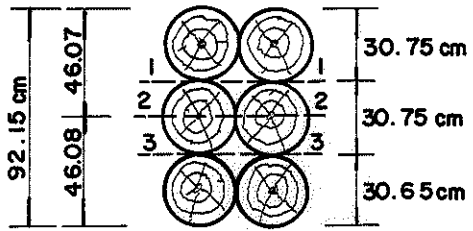


FIG. 4 - 19

$$y_r = 46,08 \text{ cm}$$

$$S = 4446 \text{ cm}^2$$

$$J = 1834422 \text{ cm}^4 \text{ (reduzido de 40\%)}$$

$$i_{2-2} = 20,31 \text{ cm}$$

$$M_{S_{1-1}} = 45591 \text{ cm}^3$$

$$M_{S_{3-3}} = 45383 \text{ cm}^3$$

- BARRAS BE E CF



FIG. 4 - 20

$$S = 1924 \text{ cm}^2$$

$$J = 147323 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 8,75 \text{ cm}$$

d) Esforços Solicitantes na Estrutura Principal

Os esforços solicitantes na estrutura principal serão obtidos através das linhas de influência, com os carregamentos descritos nos itens 3.6a e b.6b.

As linhas de influência foram obtidas através do programa STRESS. {(12)}.

d.1) Momentos Fletores

As figuras 4-21 a 4-30 representam as linhas de influência para momentos fletores da estrutura em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores dos momentos para cada um destes carregamentos, bem como os momentos fletores máximos e mínimos.

Notação utilizada nestas figuras:

$M_p$  = momento fletor devido ao carregamento permanente

$M_{an}$  = máximo momento fletor negativo, devido ao carregamento acidental

$M_{ap}$  = máximo momento fletor positivo, devido ao carregamento acidental

$M_{min}$  = momento fletor mínimo na seção  $M_{min} = M_p + M_{an}$

$M_{máx}$  = momento fletor máximo na seção ( $M_{max} = M_p + M_{ap}$ )

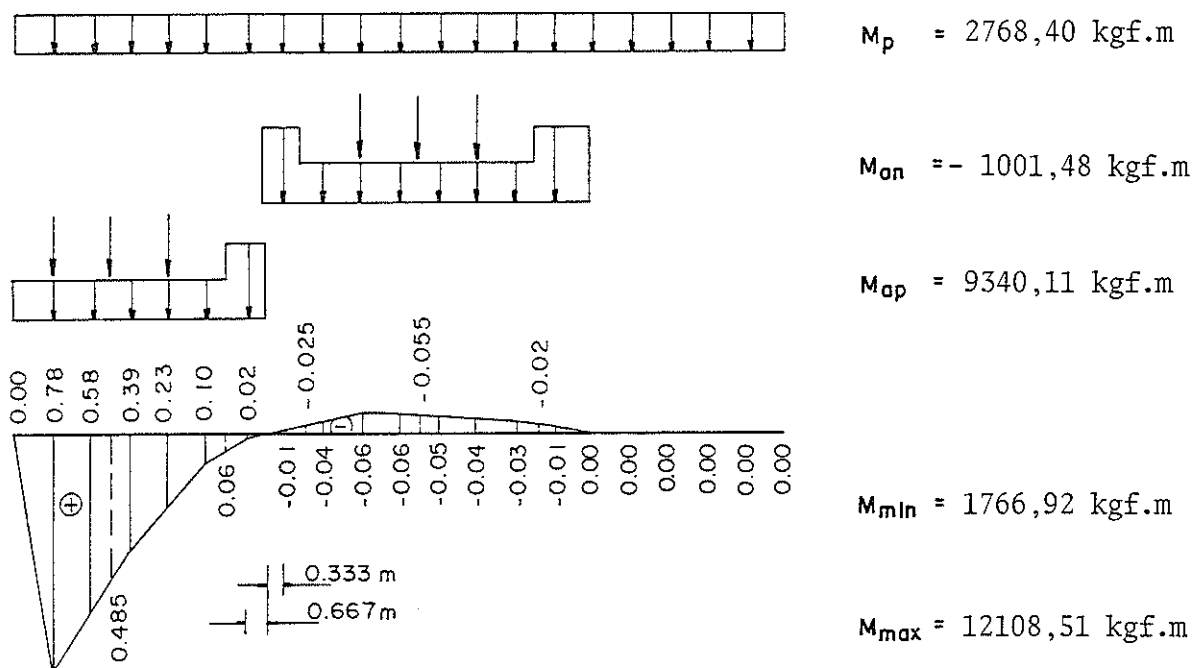


FIG. 4 - 21 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 1.00 \text{ m}$

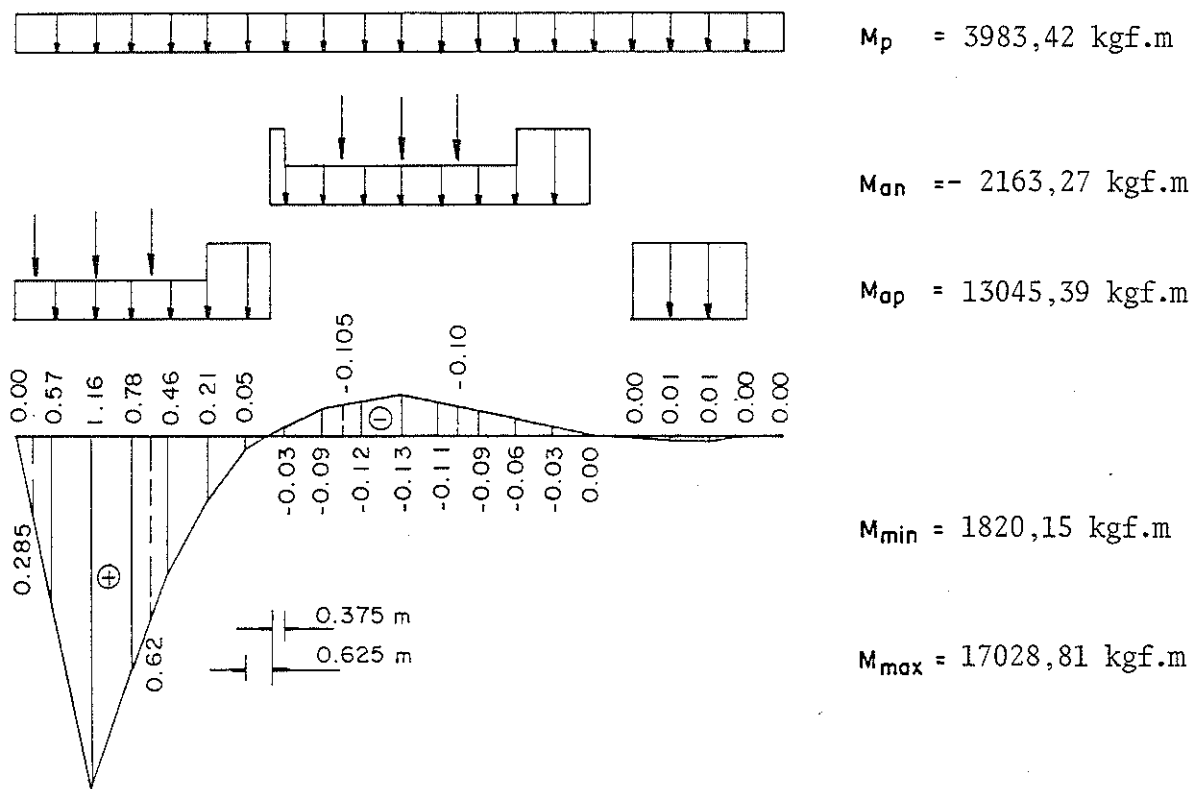
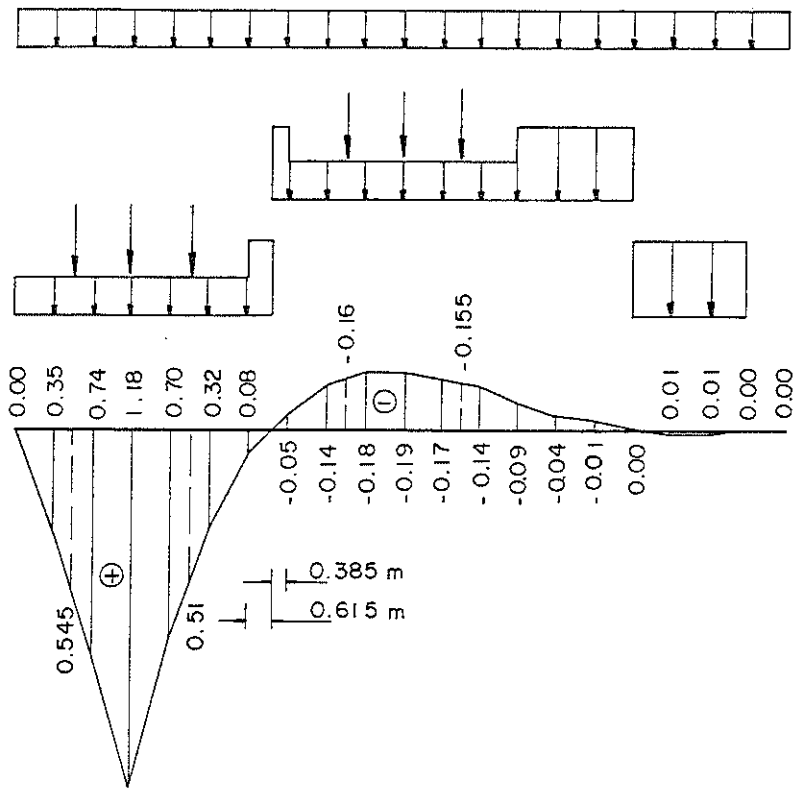


FIG. 4 - 22 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 2.00 \text{ m}$



$M_p = 3660,44 \text{ kgf.m}$

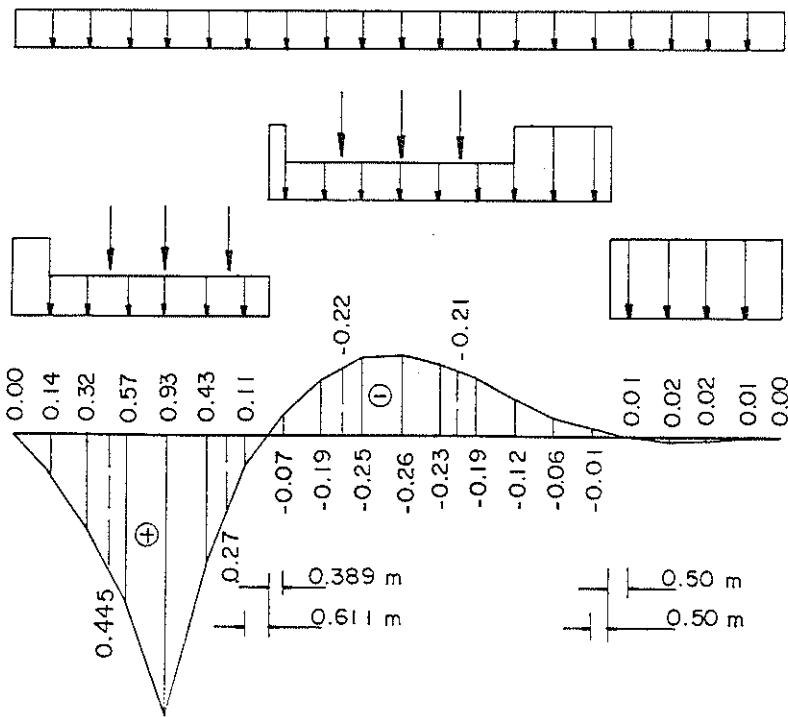
$M_{an} = - 3267,20 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 14006,81 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = 393,24 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 17667,25 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-23 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 3.00 \text{ m}$



$M_p = 1814,84 \text{ kgf.m}$

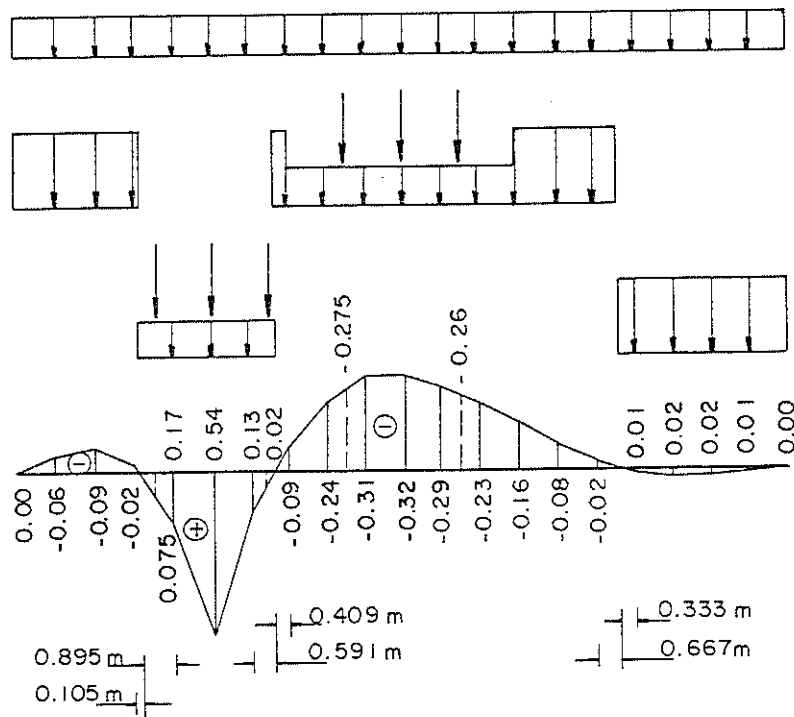
$M_{an} = - 4462,37 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 10381,49 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 2647,53 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 12196,33 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-24 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 4.00 \text{ m}$



$M_p = - 1553,38 \text{ kgf.m}$

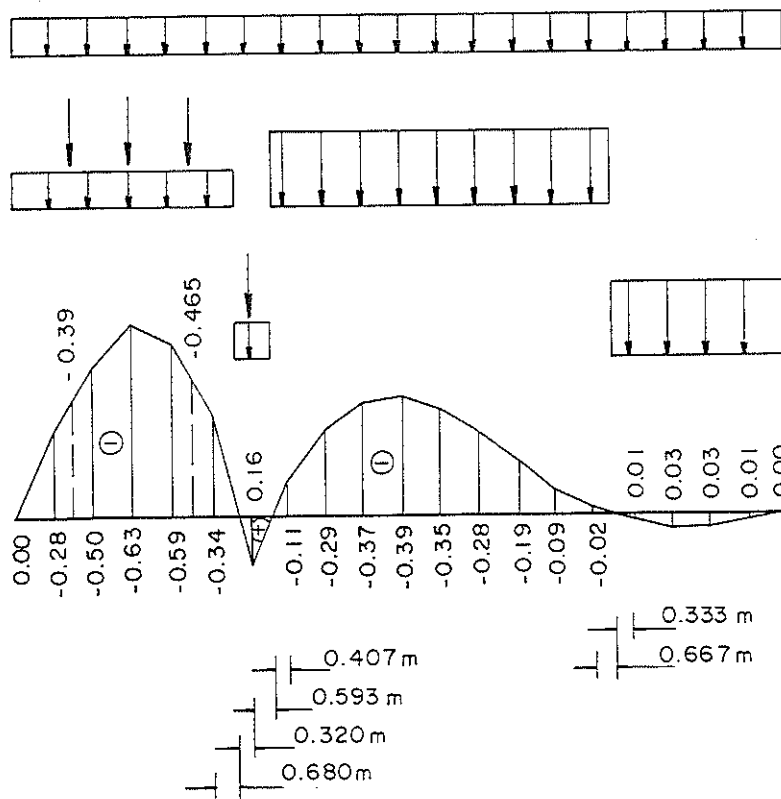
$M_{an} = - 5677,81 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 3992,64 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 7231,19 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 2439,26 \text{ kgf.m}$

FIG. 4 - 25 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 5.00 \text{ m}$



$M_p = - 6444,22 \text{ kgf.m}$

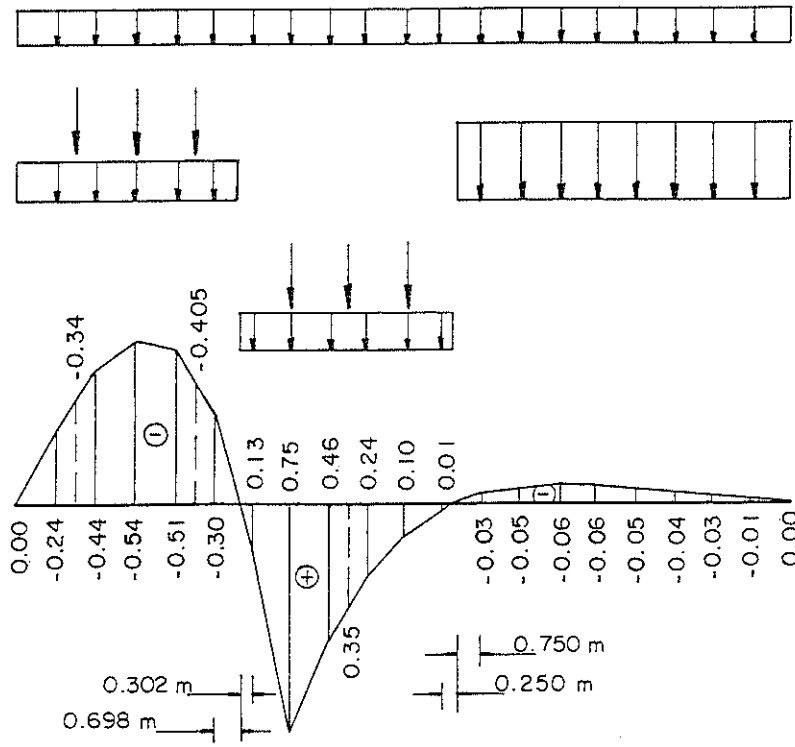
$M_{an} = - 11015,28 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 1036,52 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 17459,50 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = -5407,70 \text{ kgf.m}$

FIG. 4 - 26 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 6.00 \text{ m}$



$M_p = - 1030,46 \text{ kgf.m}$

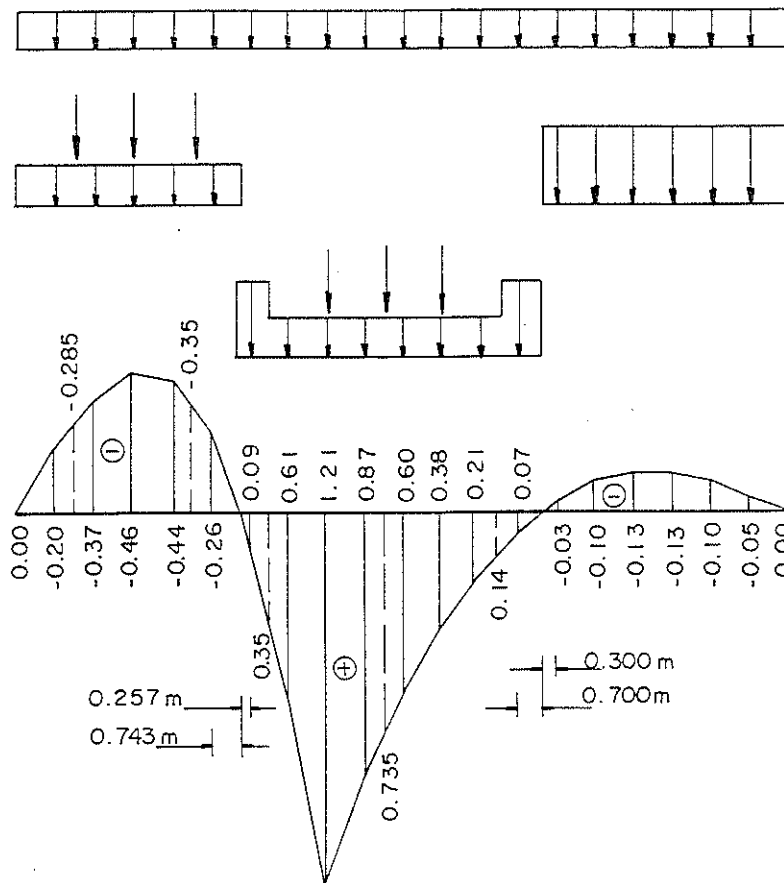
$M_{an} = - 8316,83 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 7475,67 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 9347,29 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 6445,21 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-27 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 7.00$  m



$M_p = 2722,26 \text{ kgf.m}$

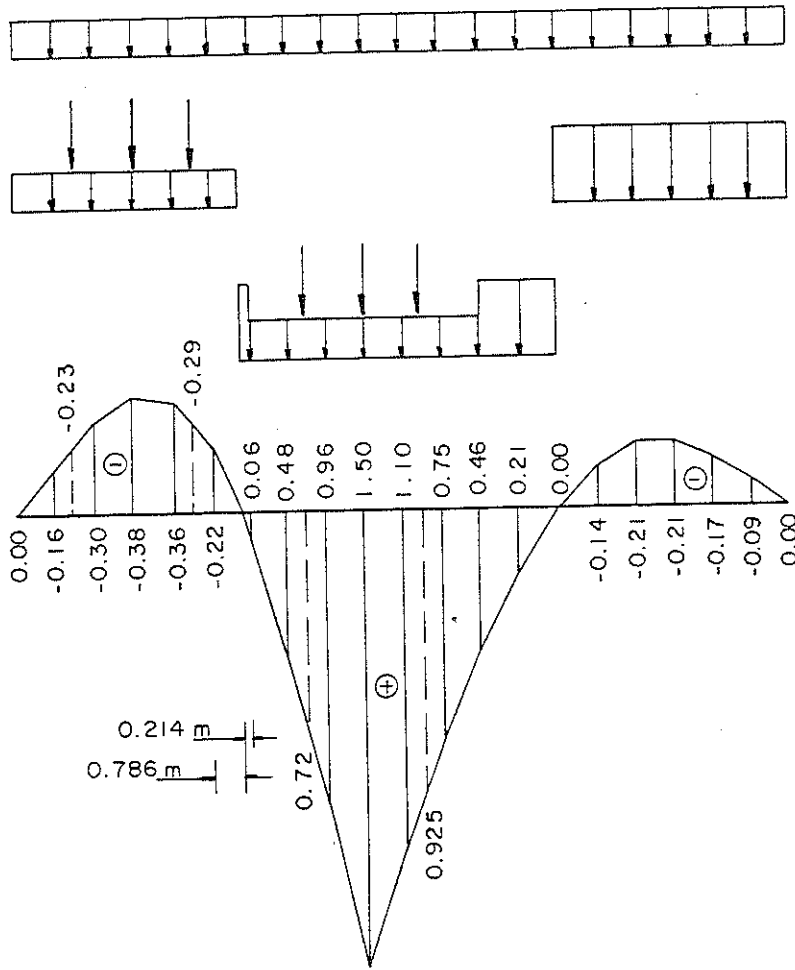
$M_{an} = - 7298,75 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 14754,38 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 4576,49 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 17476,64 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-28 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 8.00$  m



$M_p = 5044,64 \text{ kgf.m}$

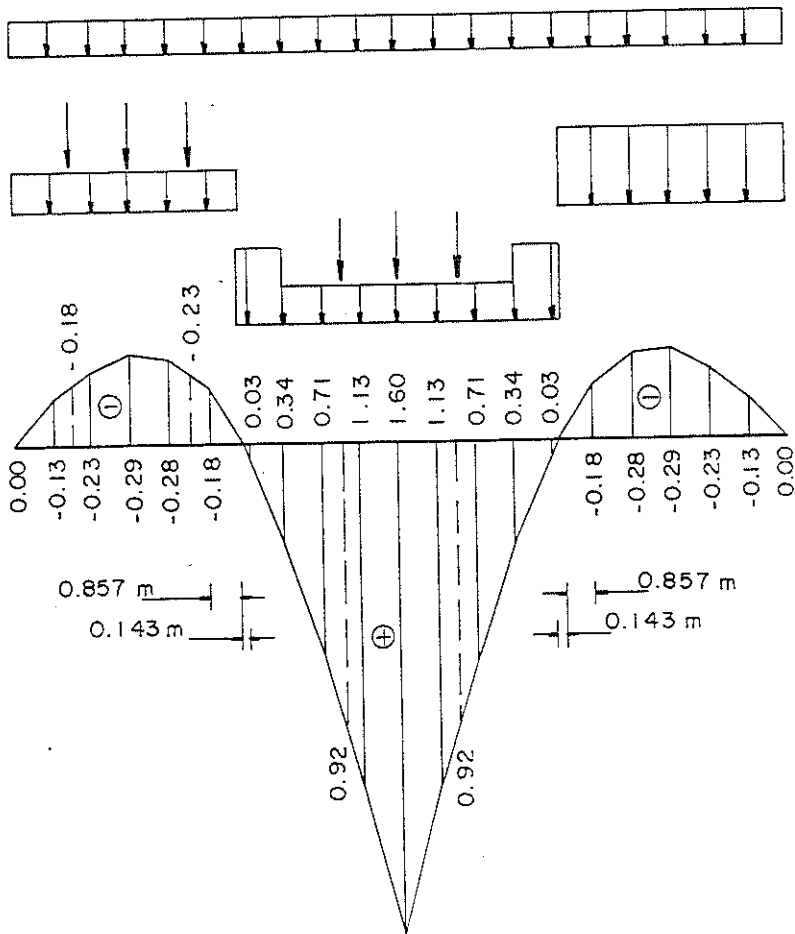
$M_{an} = - 6321,77 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 20092,50 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = - 1277,13 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 25137,14 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-29 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 9.00$  m



$M_p = 5844,40 \text{ kgf.m}$

$M_{an} = - 5303,71 \text{ kgf.m}$

$M_{ap} = 21897,82 \text{ kgf.m}$

$M_{min} = 540,69 \text{ kgf.m}$

$M_{max} = 27742,22 \text{ kgf.m}$

FIG. 4-30 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR EM  $x = 10.00$  m

d.2) Esforços Cortantes

As figuras 3-41 a 4-42 representam as linhas de influência para esforços cortantes da estrutura em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores dos esforços cortantes para cada um destes carregamentos, bem como os esforços cortantes máximos e mínimos.

Notação utilizada nestas figuras:

$Q_p$  = esforços cortantes devido ao carregamento permanente

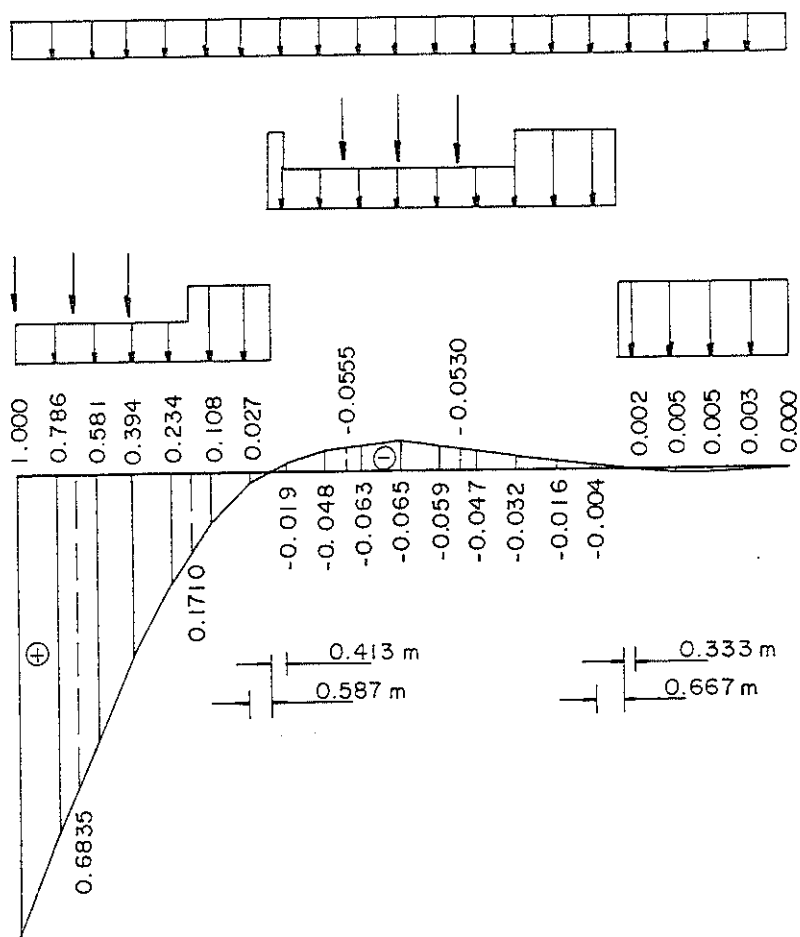
$Q_{an}$  = máximo esforço cortante negativo, devido ao carregamento acidental

$Q_{ap}$  = máximo esforço cortante positivo, devido ao carregamento acidental

$Q_{min}$  = esforço cortante mínimo na seção ( $Q_{min} = Q_p + Q_{an}$ )

$Q_{max}$  = esforço cortante máximo na seção ( $Q_{max} = Q_p + Q_{ap}$ )





$Q_p = 3525,10 \text{ kgf}$

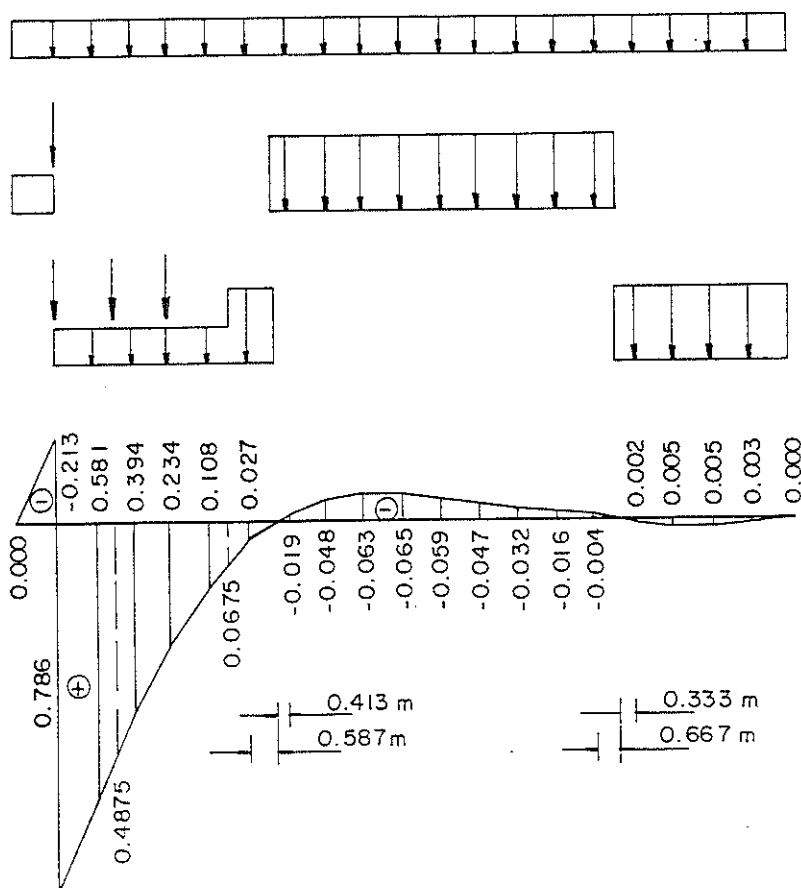
$Q_{an} = - 1125,56 \text{ kgf}$

$Q_{ap} = 13015,18 \text{ kgf}$

$Q_{min} = 2399,54 \text{ kgf}$

$Q_{max} = 16540,28 \text{ kgf}$

FIG. 4 - 31 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE A DIREITA DE  $x = 0.00 \text{ m}$



$Q_p = 1987,87 \text{ kgf}$

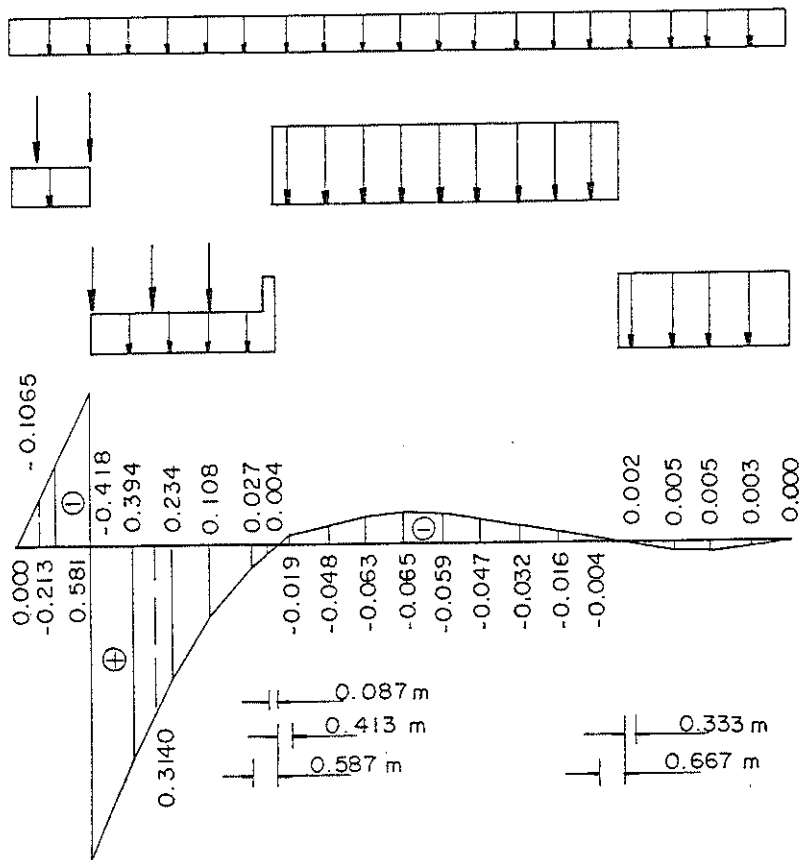
$Q_{an} = - 1586,47 \text{ kgf}$

$Q_{ap} = 9369,03 \text{ kgf}$

$Q_{min} = 401,40 \text{ kgf}$

$Q_{max} = 11356,90 \text{ kgf}$

FIG. 4 - 32 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 1.00 \text{ m}$



$Q_p = 451,40 \text{ kgf}$

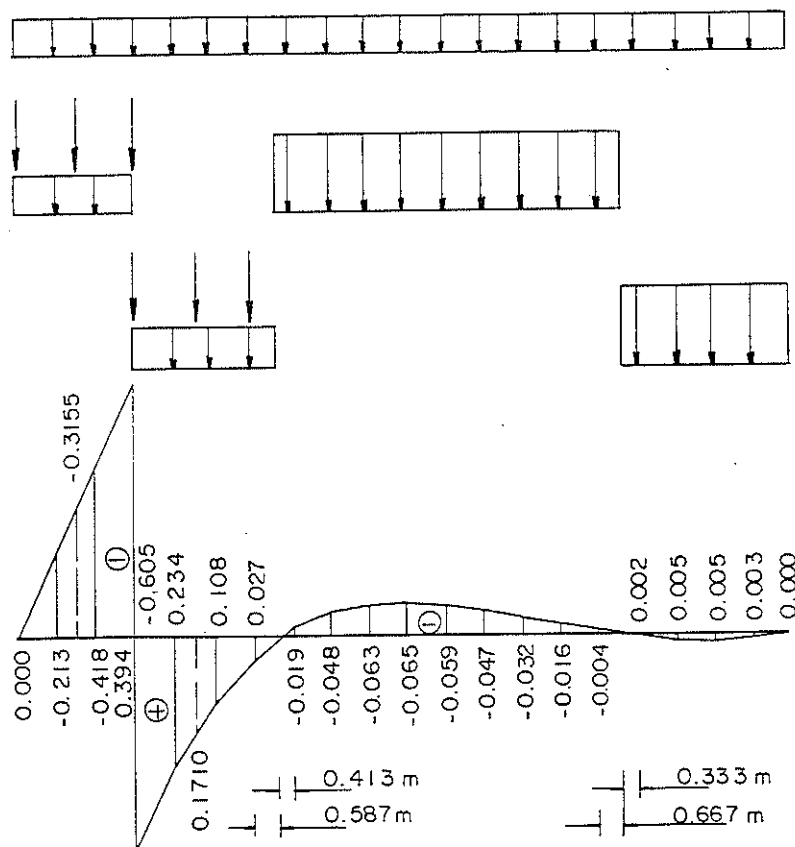
$Q_{an} = -3508,48 \text{ kgf}$

$Q_{ap} = 6206,18 \text{ kgf}$

$Q_{min} = -3057,08 \text{ kgf}$

$Q_{min} = 6657,58 \text{ kgf}$

FIG. 4-33 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 2.00$  m



$Q_p = -1085,06 \text{ kgf}$

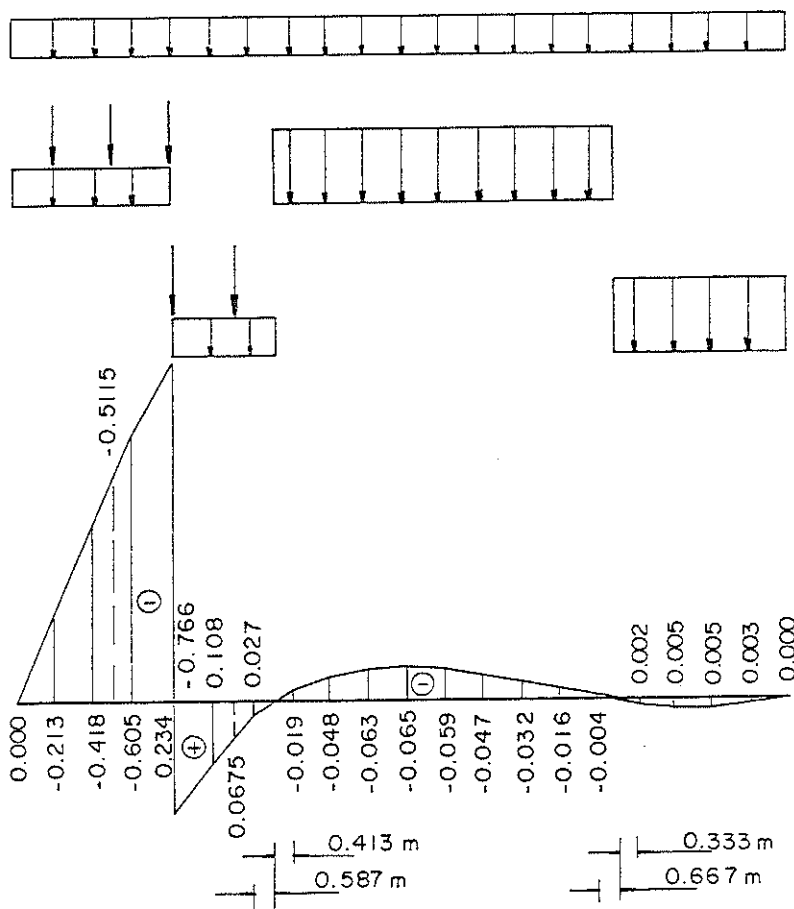
$Q_{an} = -5970,41 \text{ kgf}$

$Q_{ap} = 3658,16 \text{ kgf}$

$Q_{min} = -7055,47 \text{ kgf}$

$Q_{max} = 2573,10 \text{ kgf}$

FIG. 4-34 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 3.00$  m



$Q_p = - 2622,29$  kgf

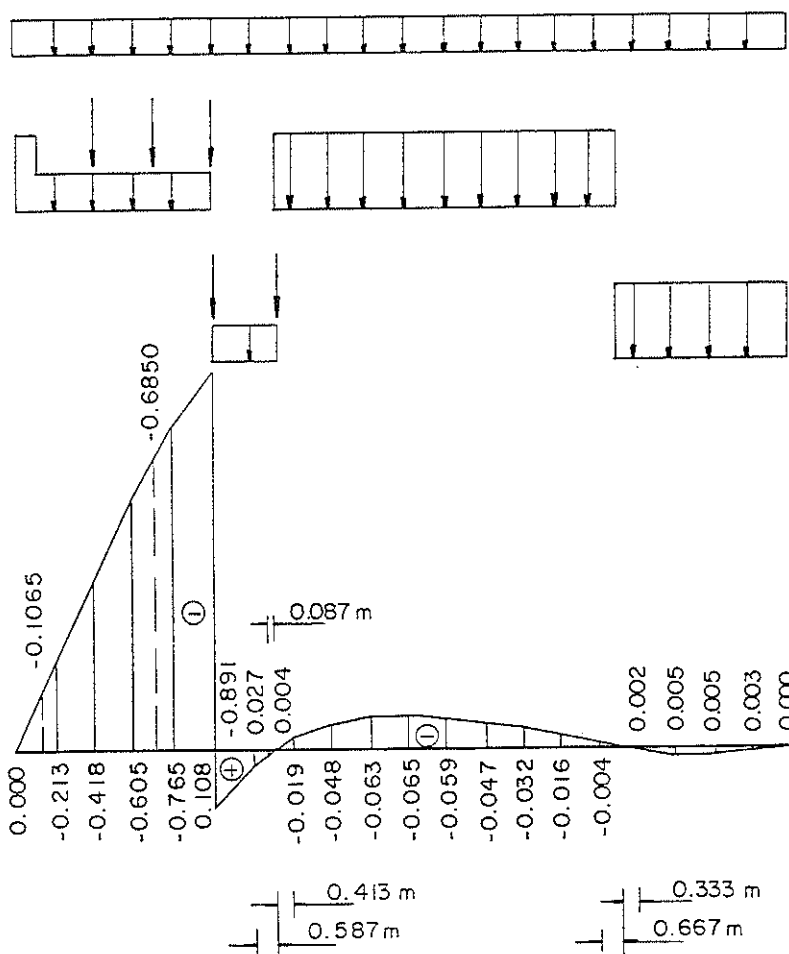
$Q_{an} = - 9505,57$  kgf

$Q_{ap} = 1862,41$  kgf

$Q_{min} = - 12127,86$  kgf

$Q_{max} = - 759,88$  kgf

FIG. 4 - 35 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 4.00$  m



$Q_p = - 4157,98$  kgf

$Q_{an} = - 12656,72$  kgf

$Q_{ap} = 696,68$  kgf

$Q_{min} = - 16814,70$  kgf

$Q_{max} = - 3461,30$  kgf

FIG. 4 - 36 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 5.00$  m

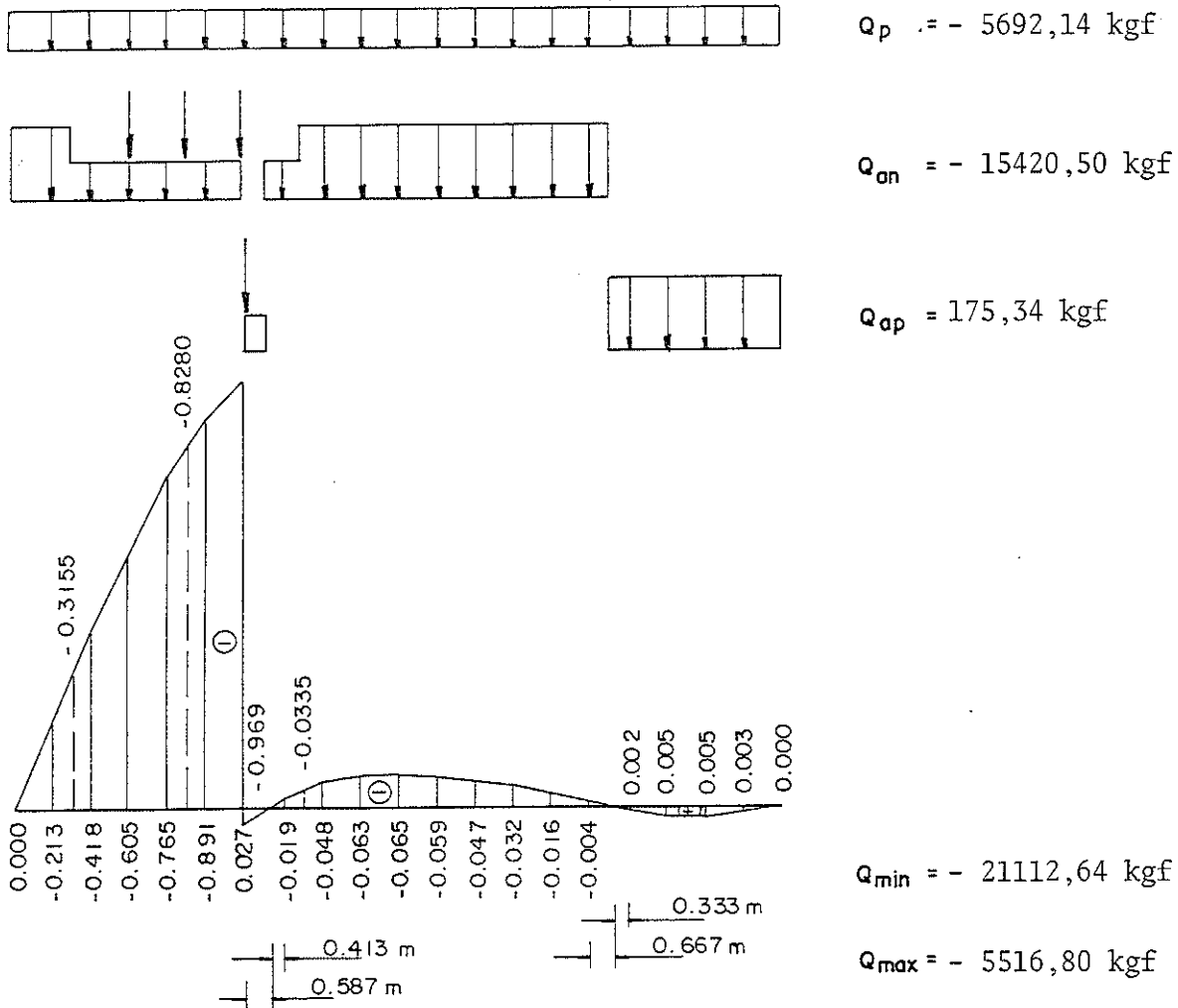


FIG. 4.37 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE A ESQUERDA DE  $x = 6.00 \text{ m}$

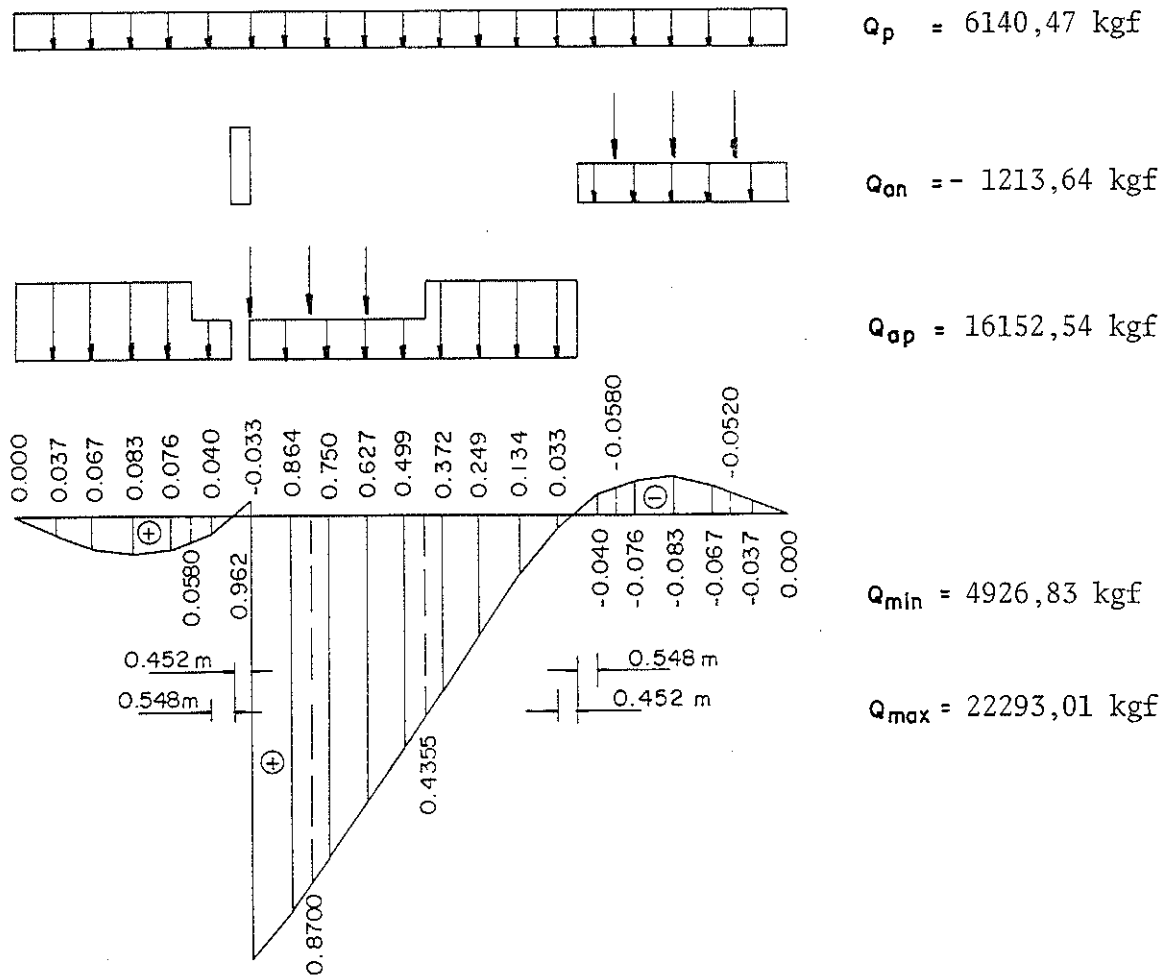


FIG. 4.38 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE A DIREITA DE  $x = 6.00 \text{ m}$

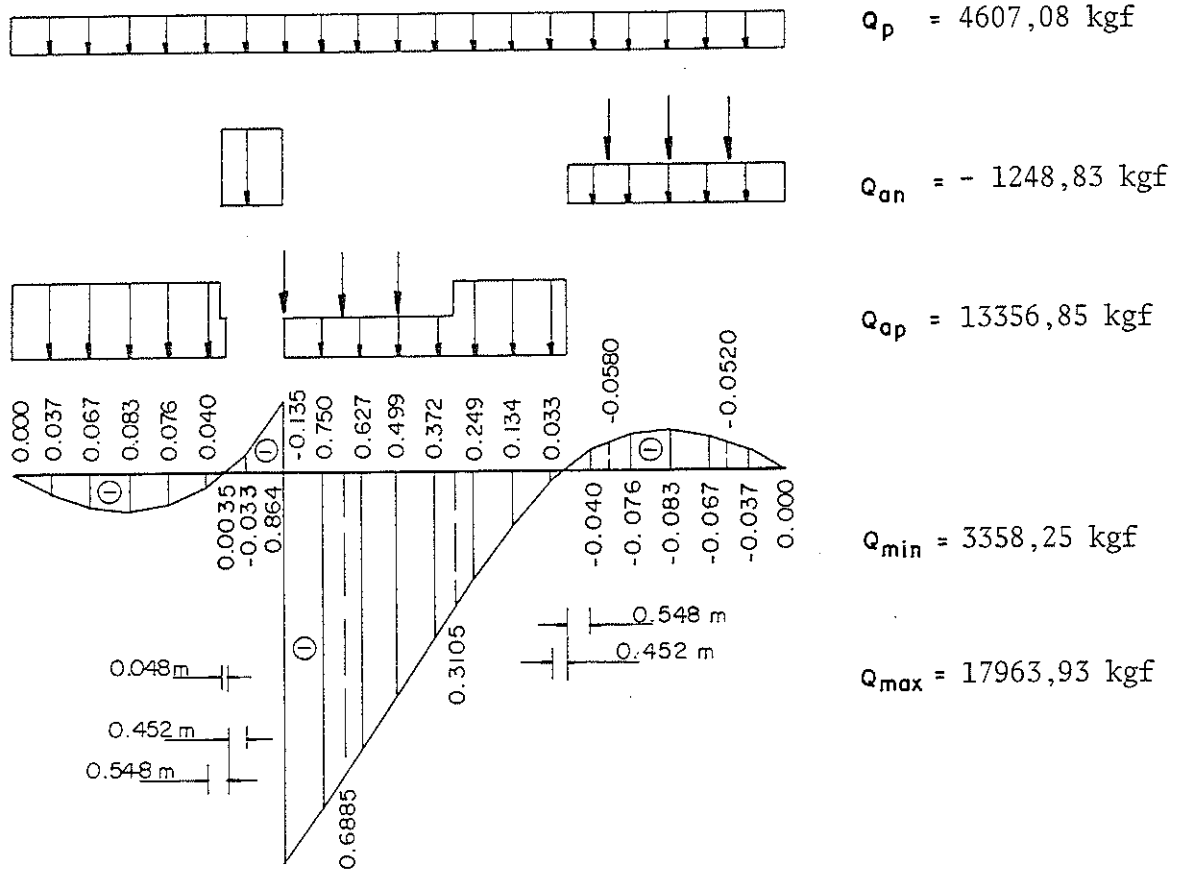


FIG. 4 - 39 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 7.00 \text{ m}$

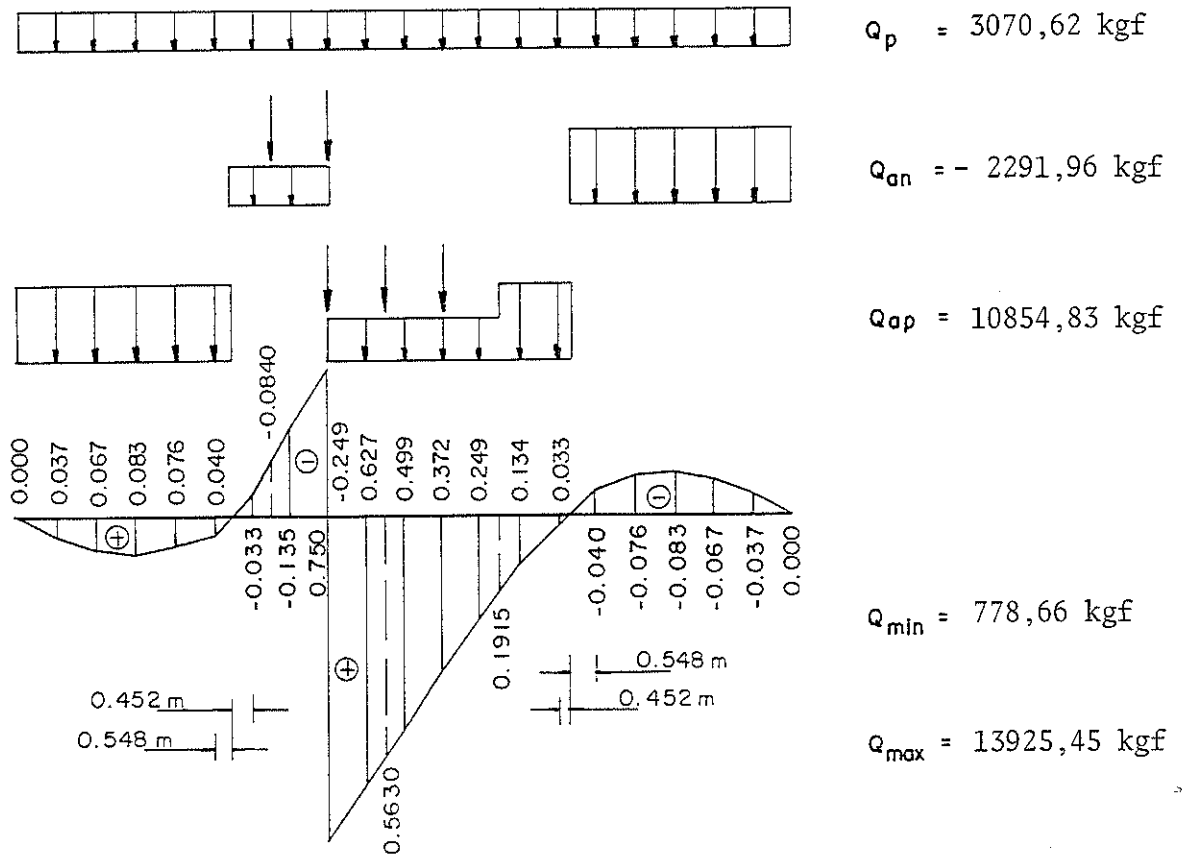


FIG. 4. 40 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 8.00 \text{ m}$

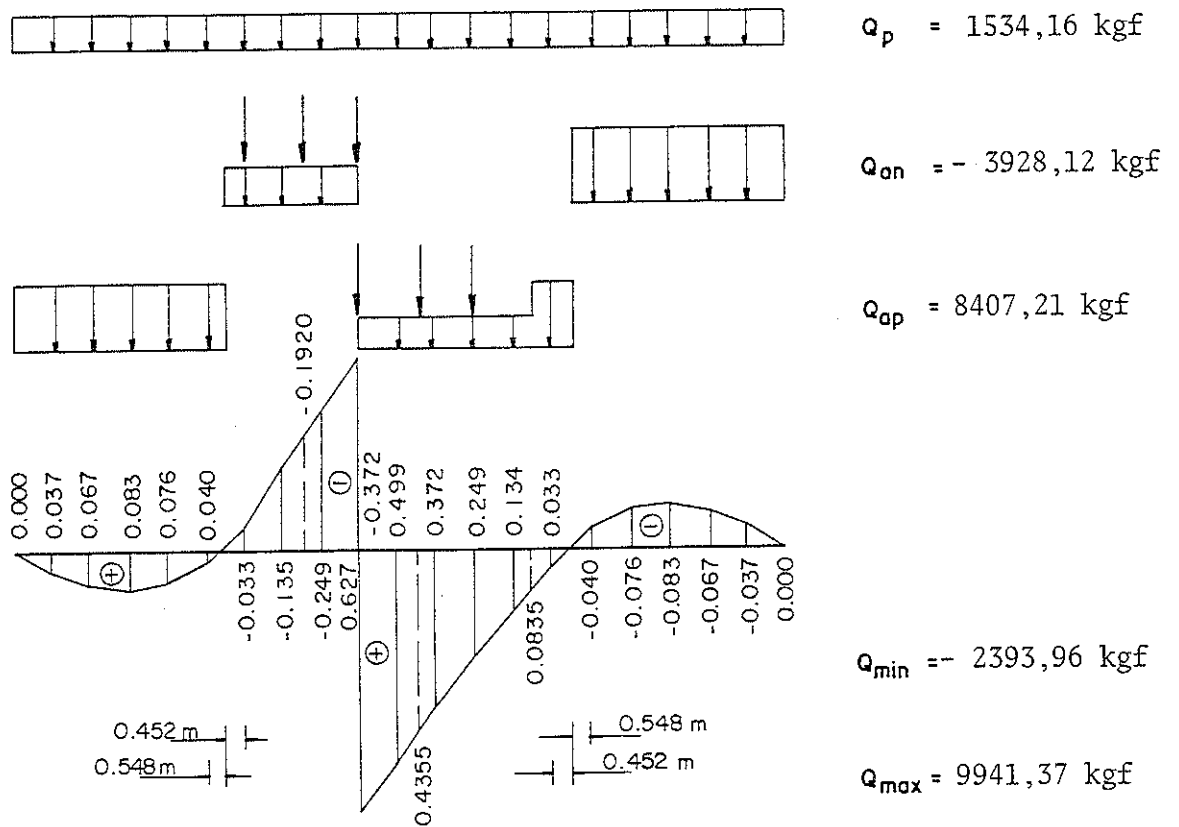


FIG. 4 - 41 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 9.00 \text{ m}$

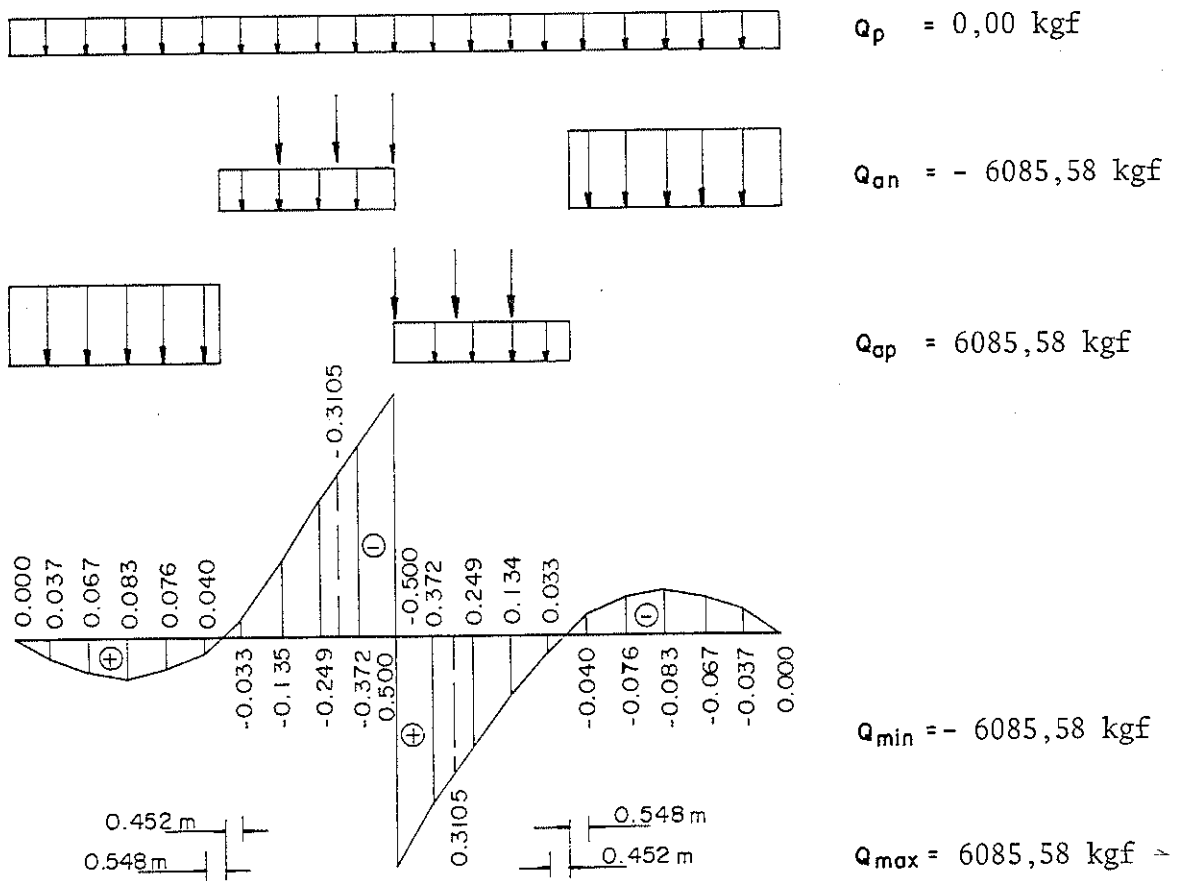


FIG. 4 - 42 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE EM  $x = 10.00 \text{ m}$

d.3) Flechas:

As figuras 4-43 a 4-52 representam as linhas de influência para flechas (deslocamentos verticais) da estrutura em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores das flechas para cada um destes carregamentos, bem como as flechas máximas e mínimas.

Os carregamentos, para o cálculo das flechas, devem ser em  $t_f$  e  $t_f/m$  obtendo-se flechas em  $10^{-4}$  m. As flechas permanentes, assim calculadas, devem ser multiplicadas por 1,5 a fim de se considerar a de formação lenta.

Notação utilizada nestas figuras:

$f_p$  = flecha devida ao carregamento permanente

$f_{an}$  = máxima flecha negativa, devido ao carregamento acidental

$f_{ap}$  = máxima flecha positiva devida ao carregamento acidental

$f_{min}$  = flecha mínima na seção ( $f_{min} = f_p + f_{an}$ )

$f_{max}$  = flecha máxima na seção ( $f_{max} = f_p + f_{ap}$ )

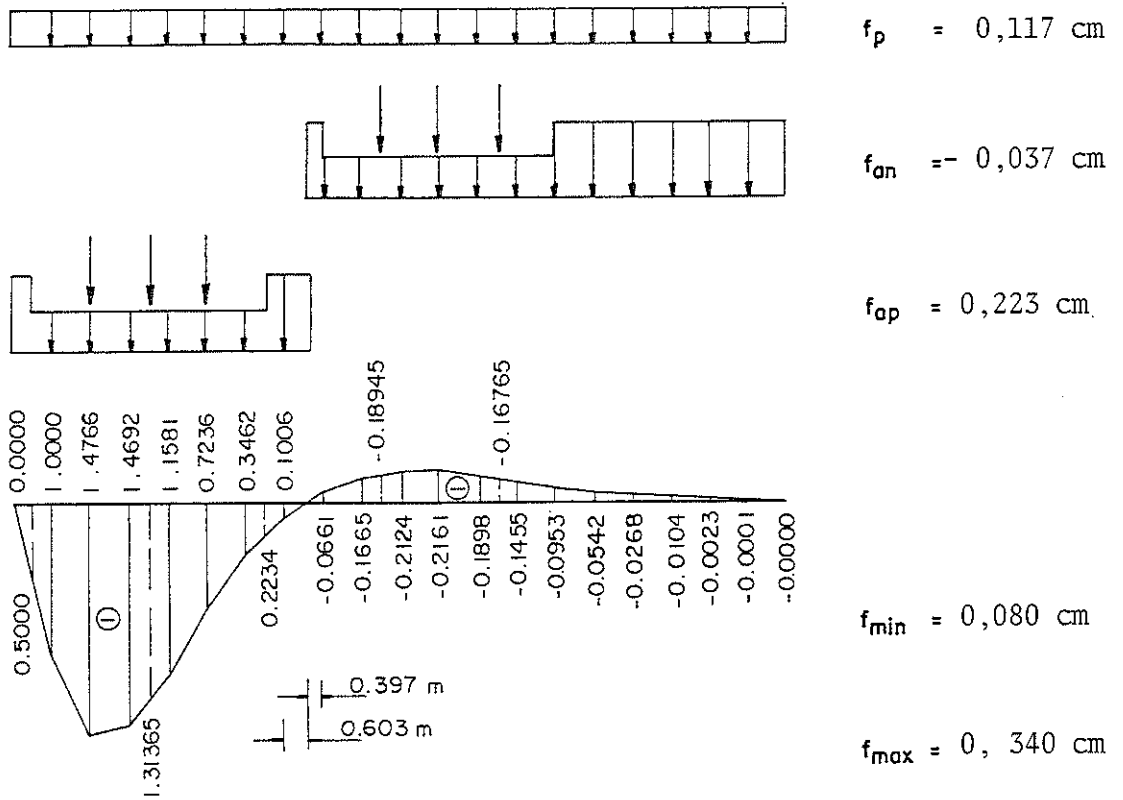


FIG. 4 - 43 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 1.00 \text{ m}$

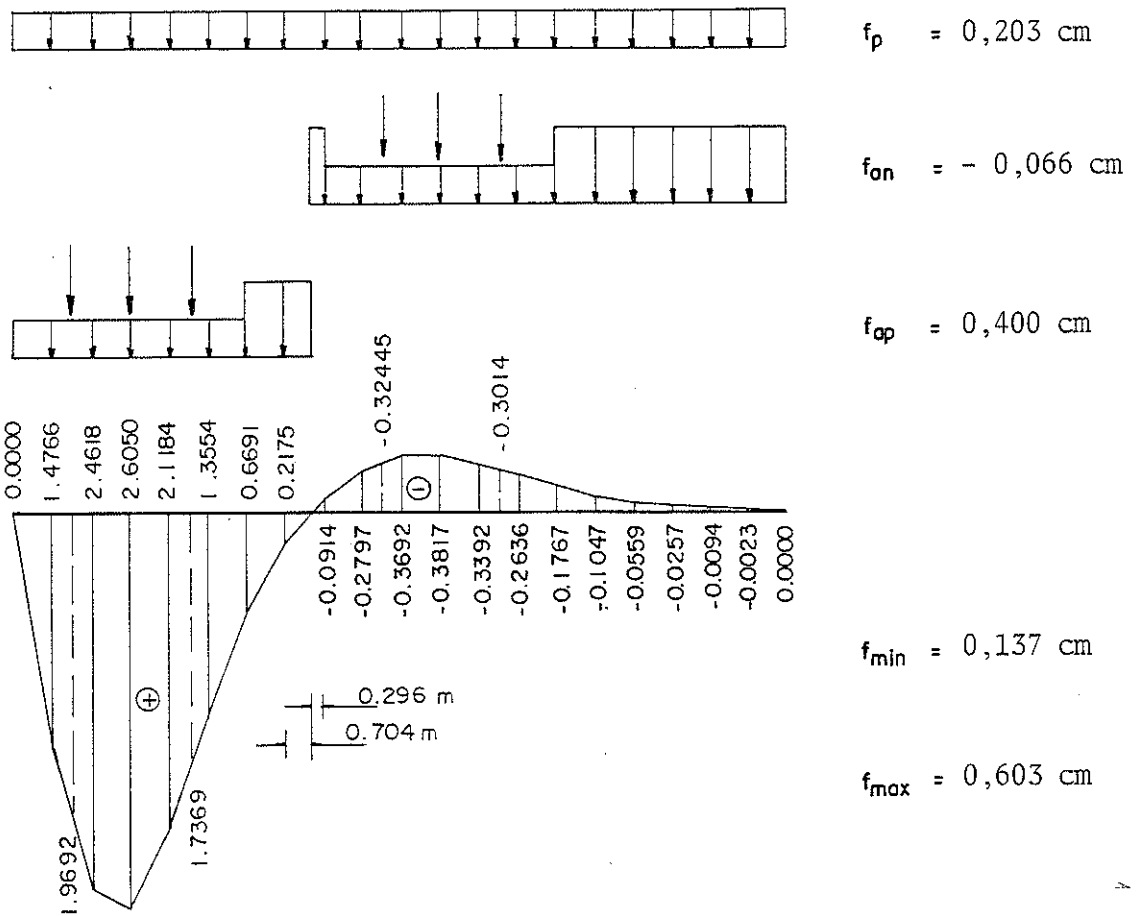
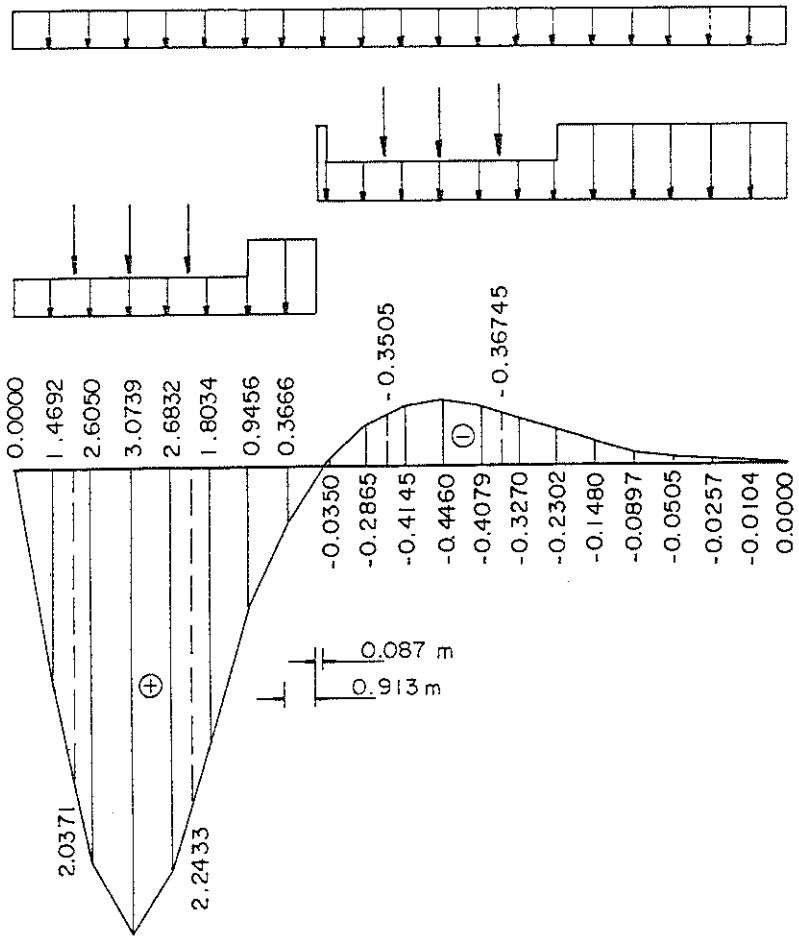


FIG. 4 - 44 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 2.00 \text{ m}$





$f_p = 0,242 \text{ cm}$

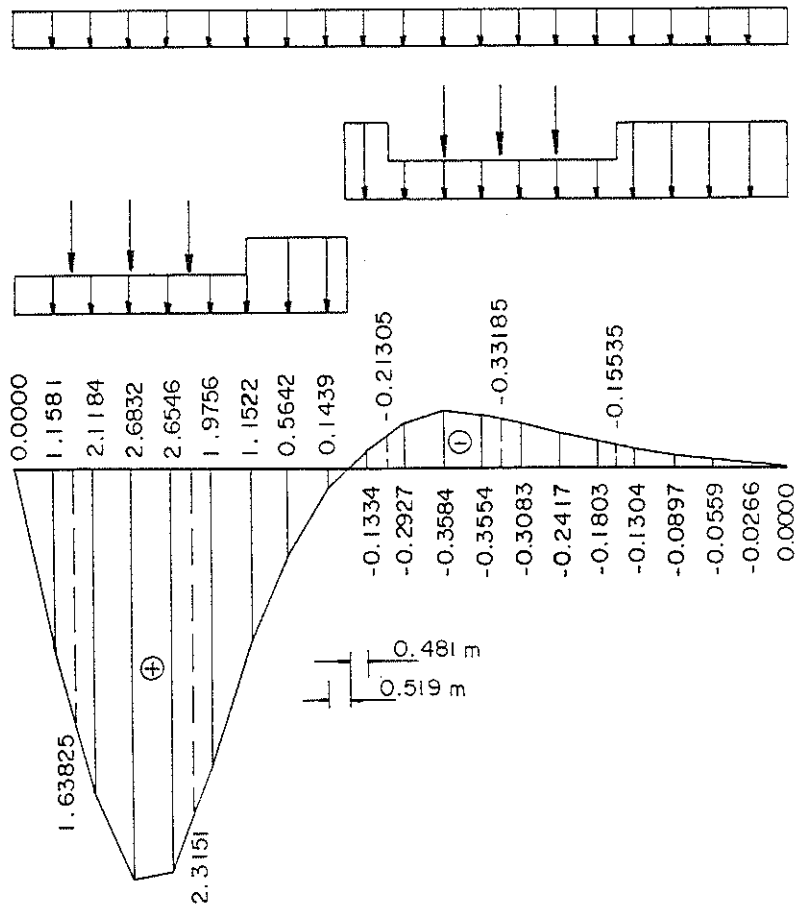
$f_{an} = - 0,077 \text{ cm}$

$f_{ap} = 0,468 \text{ cm}$

$f_{min} = 0,165 \text{ cm}$

$f_{max} = 0,710 \text{ cm}$

FIG. 4-45 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 3.00 \text{ m}$



$f_p = 0,237 \text{ cm}$

$f_{an} = - 0,062 \text{ cm}$

$f_{ap} = 0,427 \text{ cm}$

$f_{min} = 0,175 \text{ cm}$

$f_{max} = 0,664 \text{ cm}$

FIG. 4-46 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 4.00 \text{ m}$

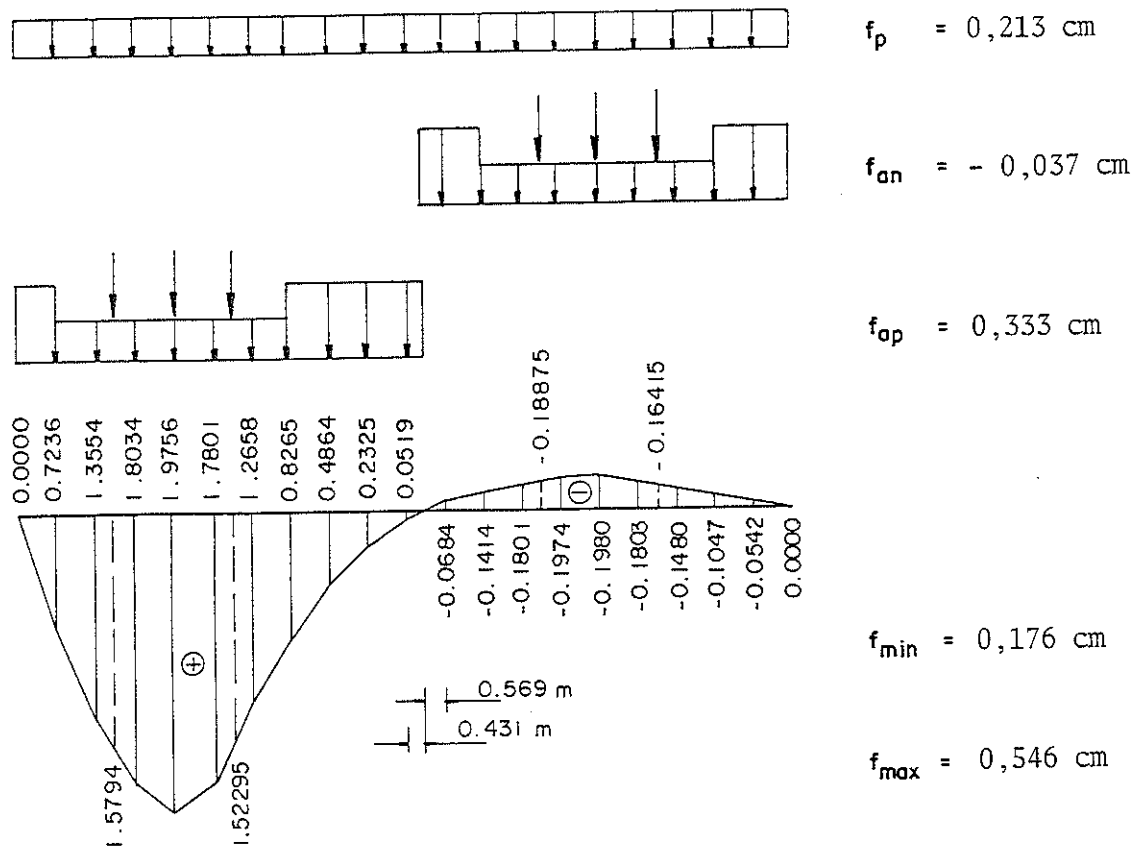


FIG. 4-47 - LINHA DE INFLUENCIA DE FLECHAS EM  $x = 5.00 \text{ m}$

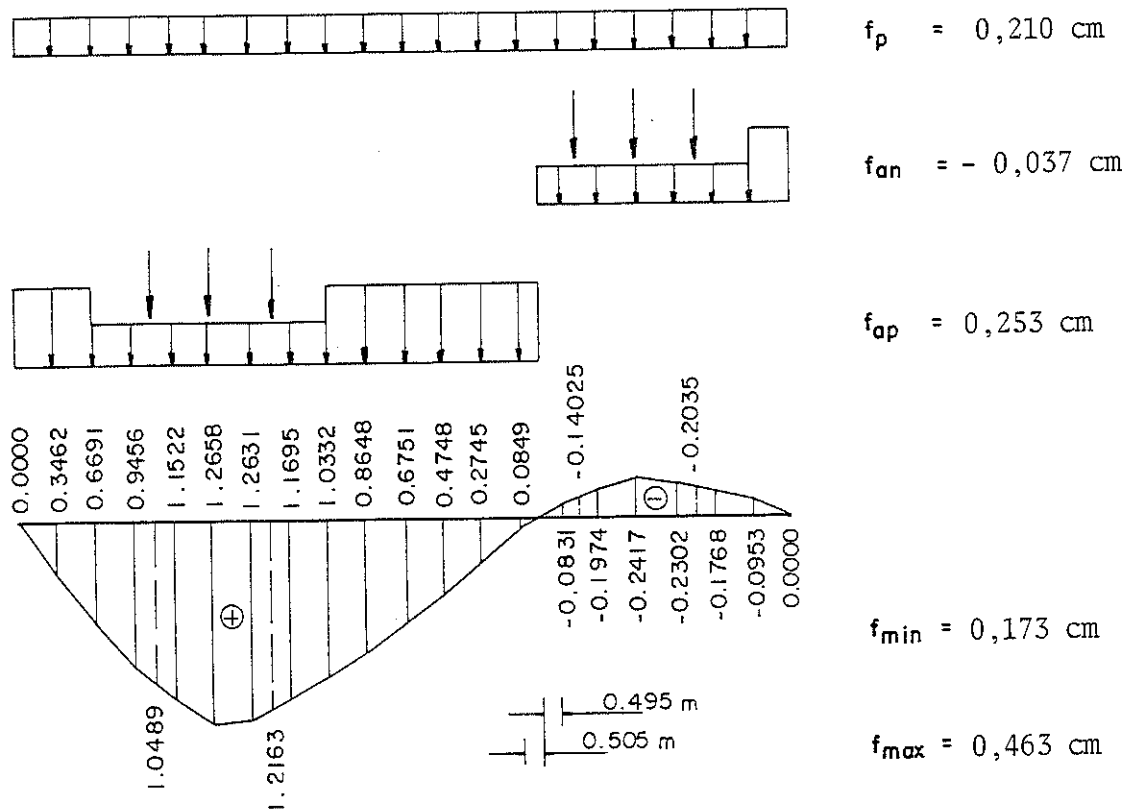


FIG. 4-48 - LINHA DE INFLUENCIA DE FLECHAS EM  $x = 6.00 \text{ m}$

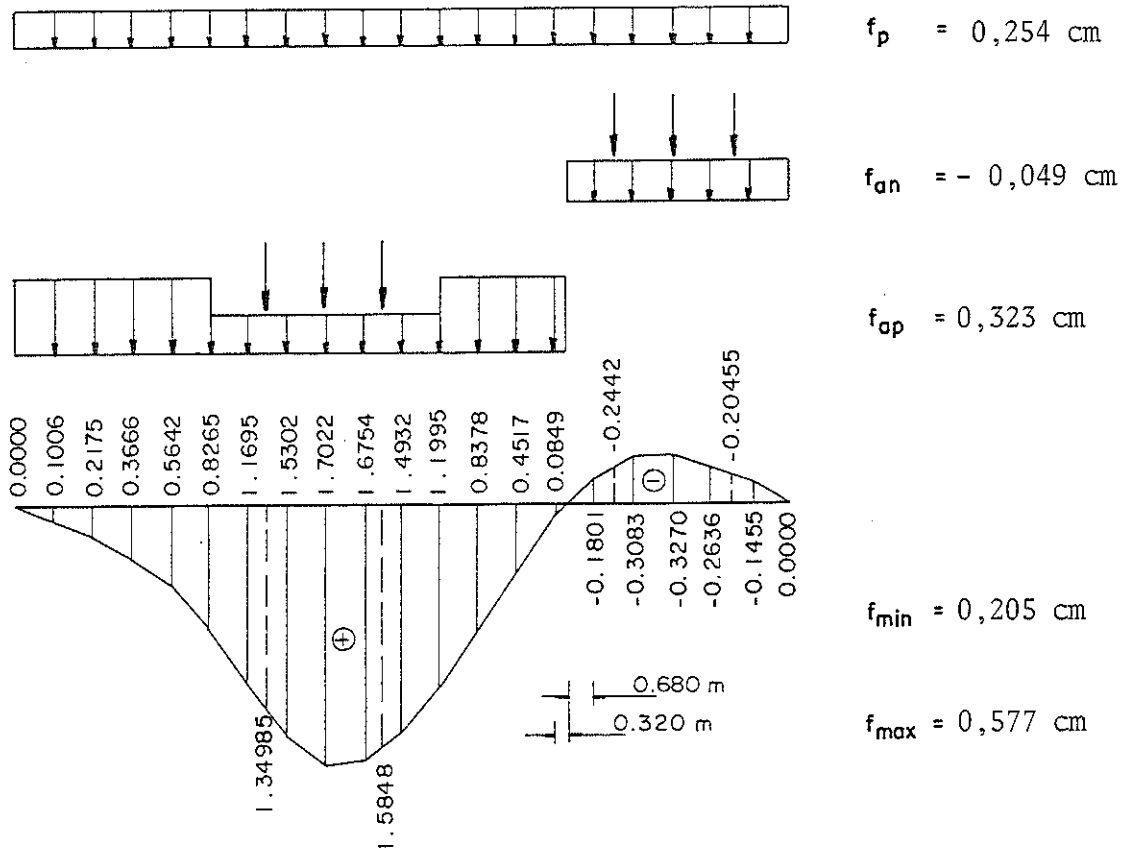


FIG. 4 - 49 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 7.00 \text{ m}$

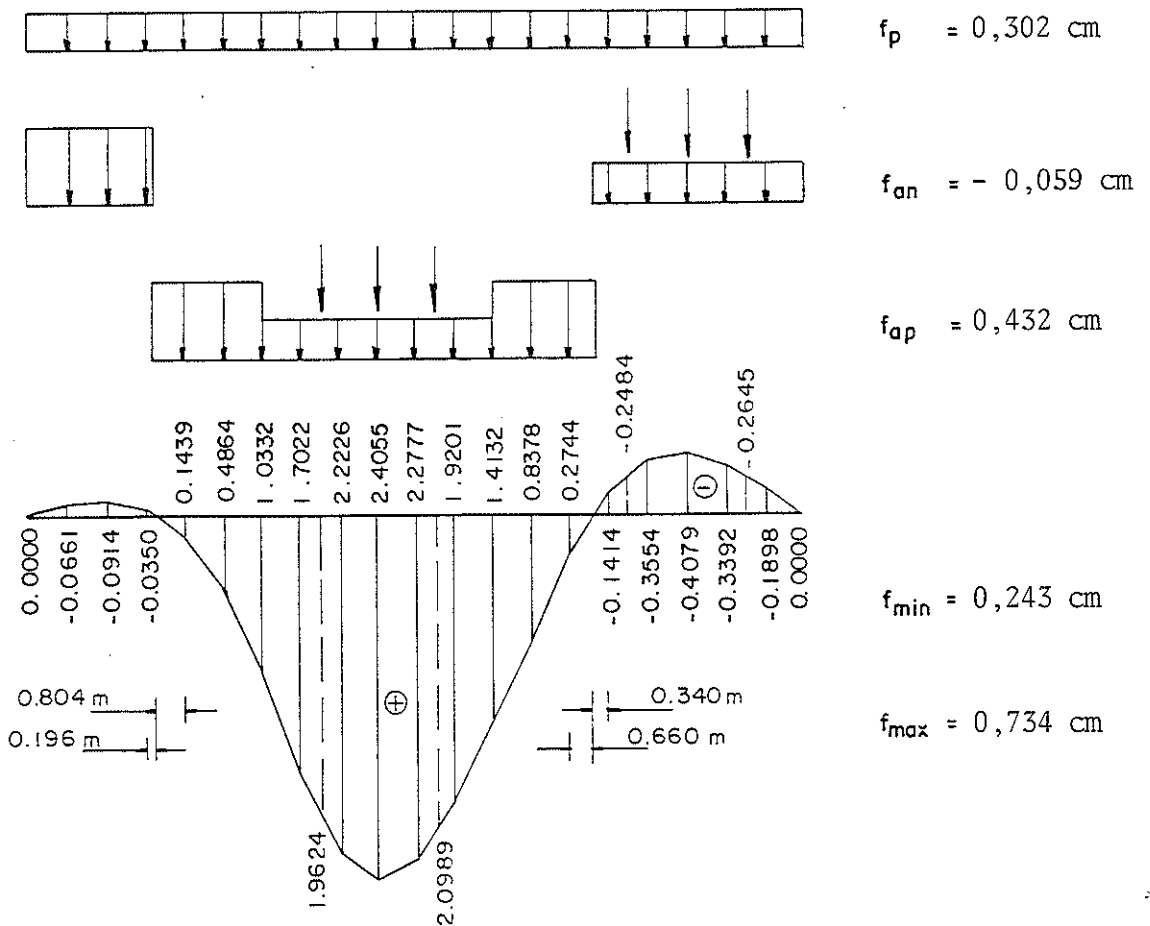


FIG. 4 - 50 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 8.00 \text{ m}$

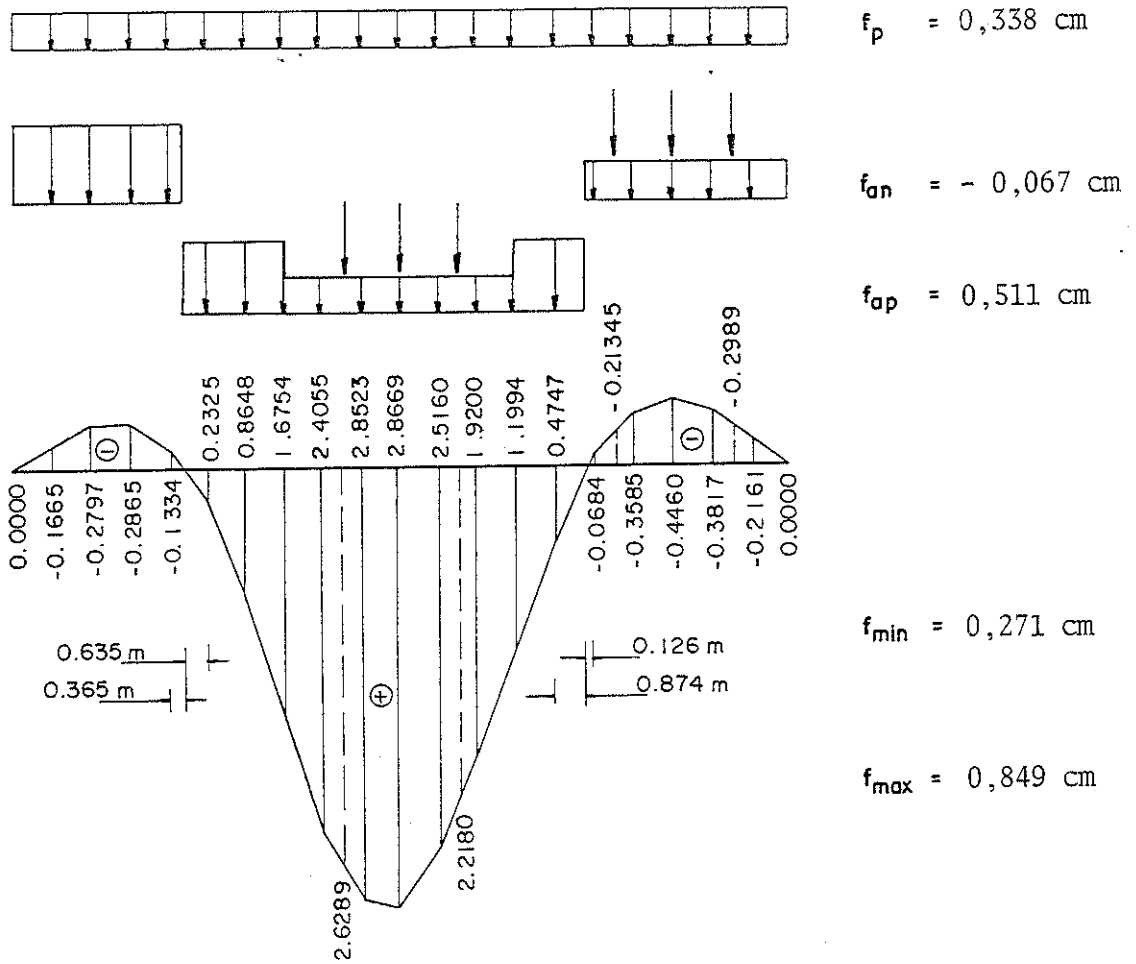


FIG. 4 - 51 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 9.00 \text{ m}$

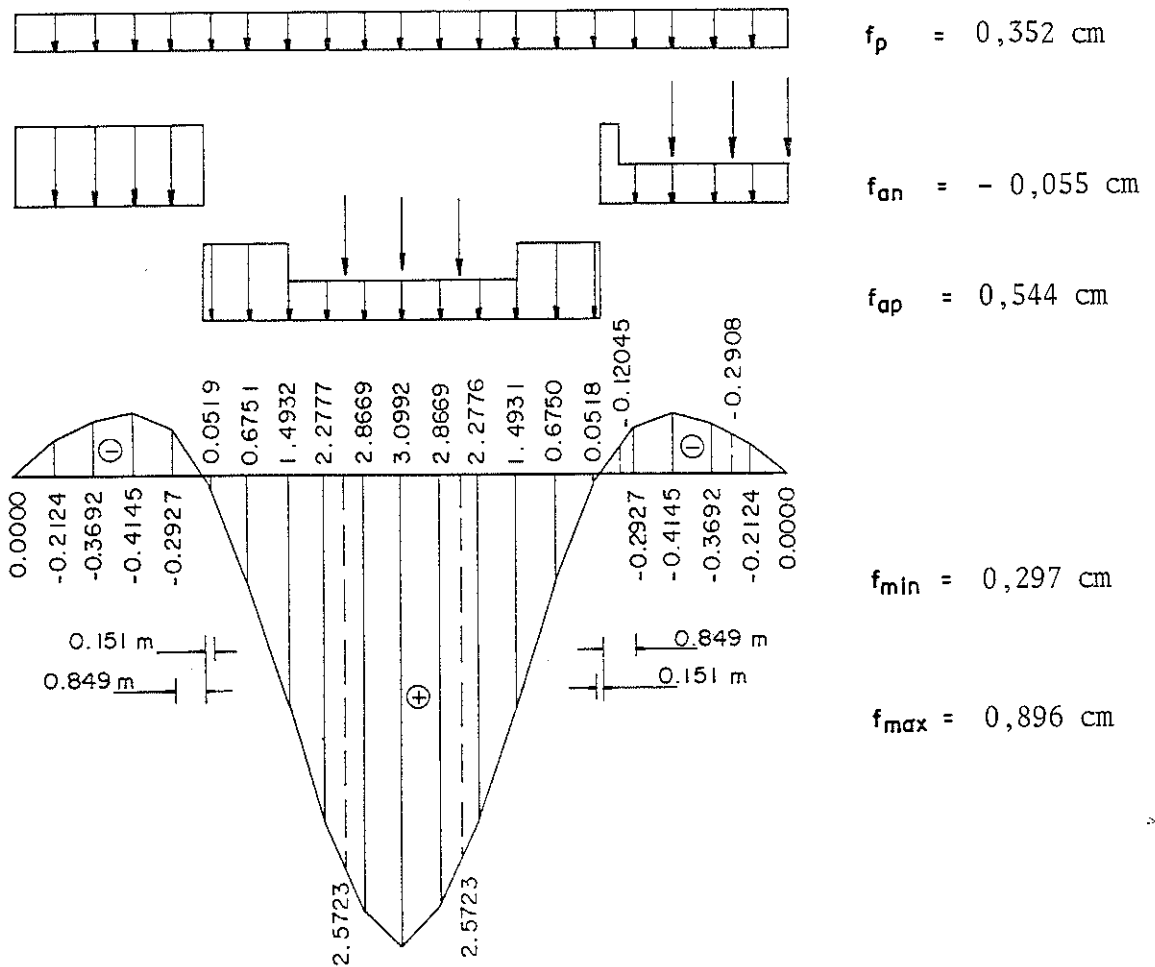


FIG. 4 - 52 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE FLECHAS EM  $x = 10.00 \text{ m}$

d.4) Esforços Normais

As figuras 4-53 a 4-55 representam as linhas de influência para esforços normais da estrutura em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores dos esforços normais para cada um destes carregamentos, bem como os esforços normais máximos e mínimos.

Notação utilizada nestas figuras:

$N_p$  = esforço normal, devido ao carregamento permanente

$N_{an}$  = máximo esforço normal negativo, devido ao carregamento acidental

$N_{ap}$  = máximo esforço normal positivo, devido ao carregamento acidental

$N_{min}$  = esforço normal mínimo na seção ( $N_{min} = N_p + N_{an}$ )

$N_{max}$  = esforço normal máximo na seção ( $N_{max} = N_p + N_{ap}$ )

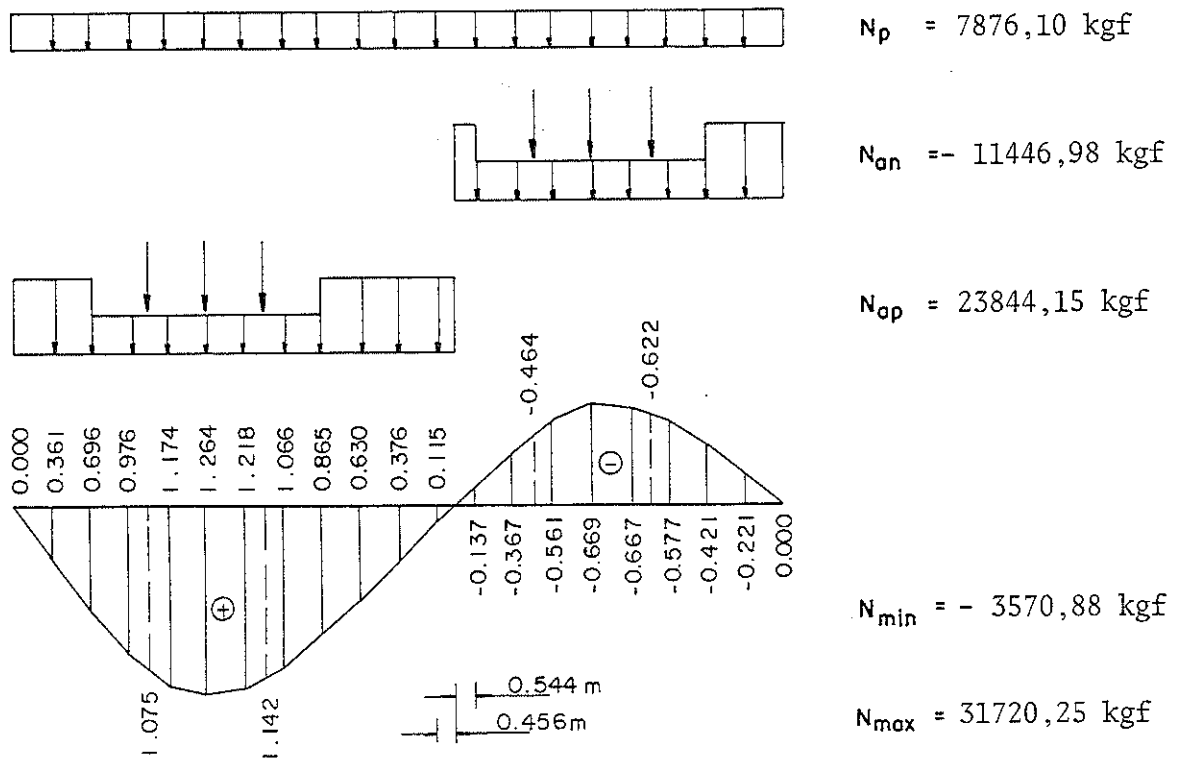


FIG. 4-53 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO NORMAL NA BARRA A-B

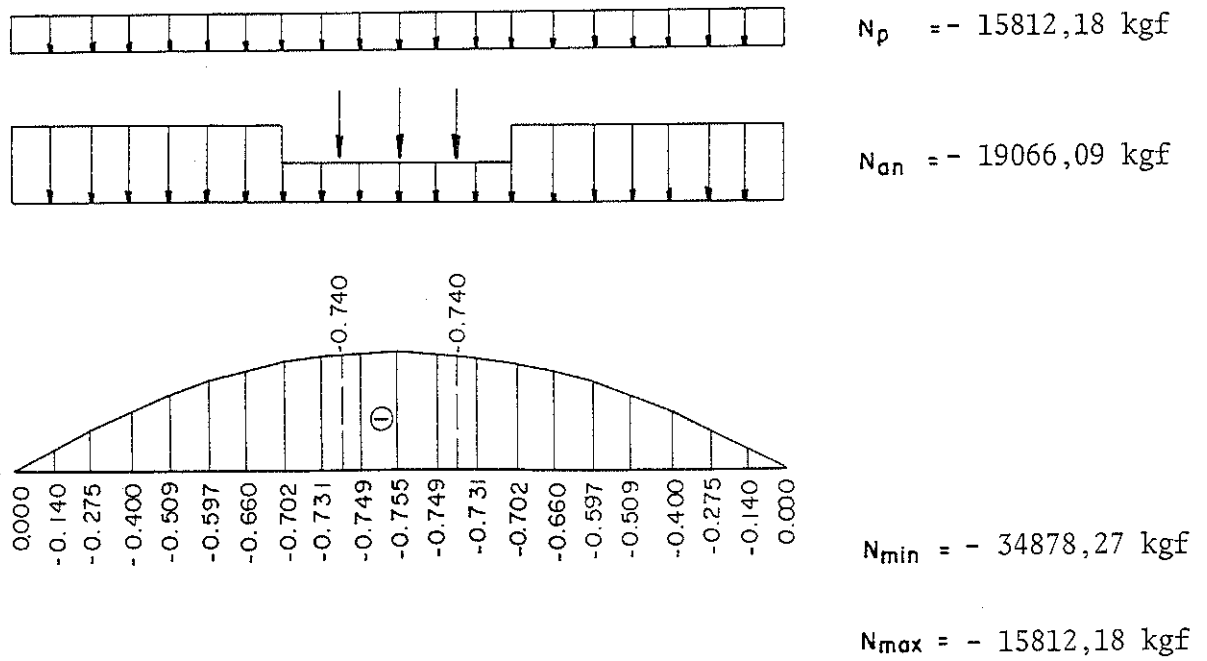


FIG. 4-54 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO NORMAL NA BARRA B-C

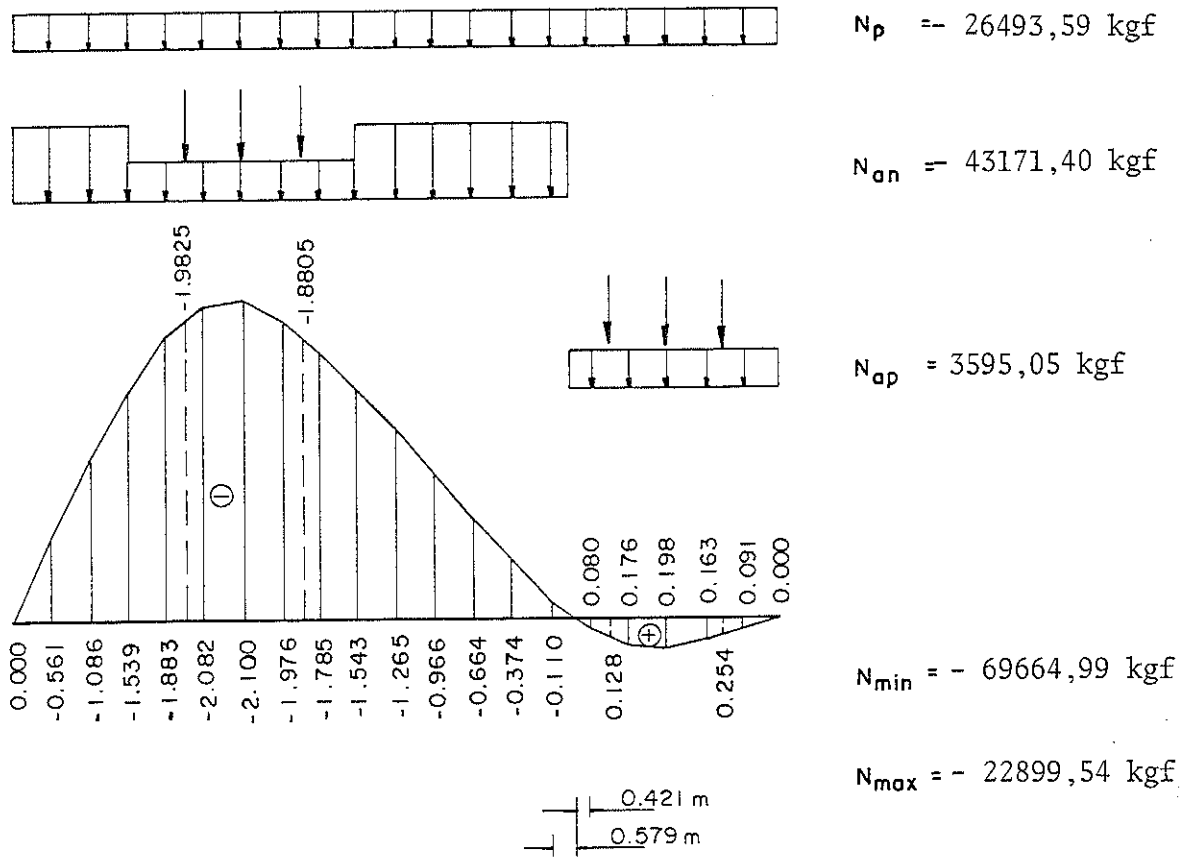


FIG. 4 - 55 - LINHA DE INFLUENCIA DE ESFORÇO NORMAL NA BARRA B - E

d.5) Reações de Apoio

As figuras 4-56 a 4-59 representam as linhas de influência para as reações de apoio da estrutura em questão, com os carregamentos nas posições mais desfavoráveis. Apresentam ainda os valores das reações para cada um destes carregamentos, bem como as reações máximas e mínimas.

Notação utilizada nestas figuras:

$R_{vp}$  = reação vertical, devido ao carregamento permanente

$R_{van}$  = máxima reação vertical negativa, devido ao carregamento acidental

$R_{vap}$  = máxima reação vertical positiva, devido ao carregamento acidental

$R_{vmin}$  = reação vertical mínima no apoio ( $R_{vmin} = R_{vp} + R_{van}$ )

$R_{vmax}$  = reação vertical máxima no apoio ( $R_{vmax} = R_{vp} + R_{vap}$ )

$R_{hp}$  = reação horizontal, devido ao carregamento permanente

$R_{han}$  = máxima reação horizontal negativa, devido ao carregamento acidental

$R_{hap}$  = máxima reação horizontal positiva, devido ao carregamento acidental

$R_{hmin}$  = reação horizontal mínima no apoio ( $R_{hmin} = R_{hp} + R_{han}$ )

$R_{hmax}$  = reação horizontal máxima no apoio ( $R_{hmax} = R_{hp} + R_{hap}$ )



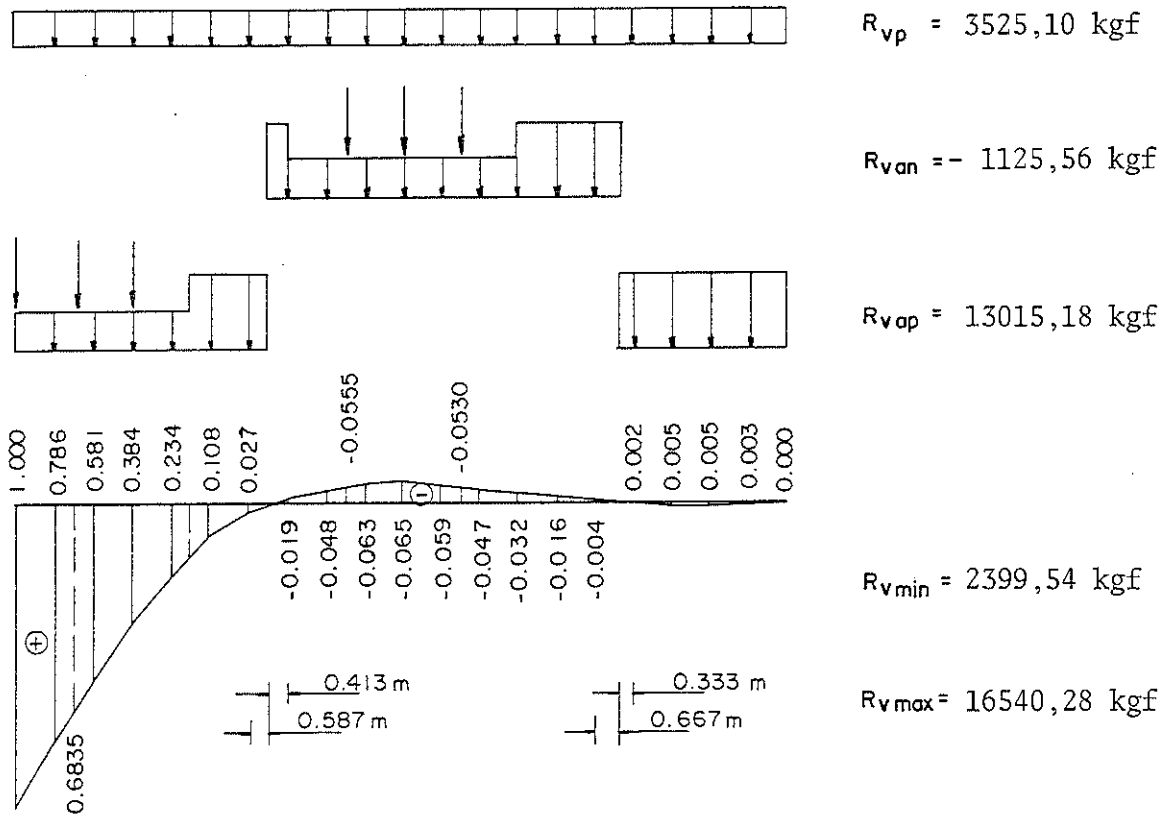


FIG. 4 - 56 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE REAÇÃO VERTICAL NO APOIO A

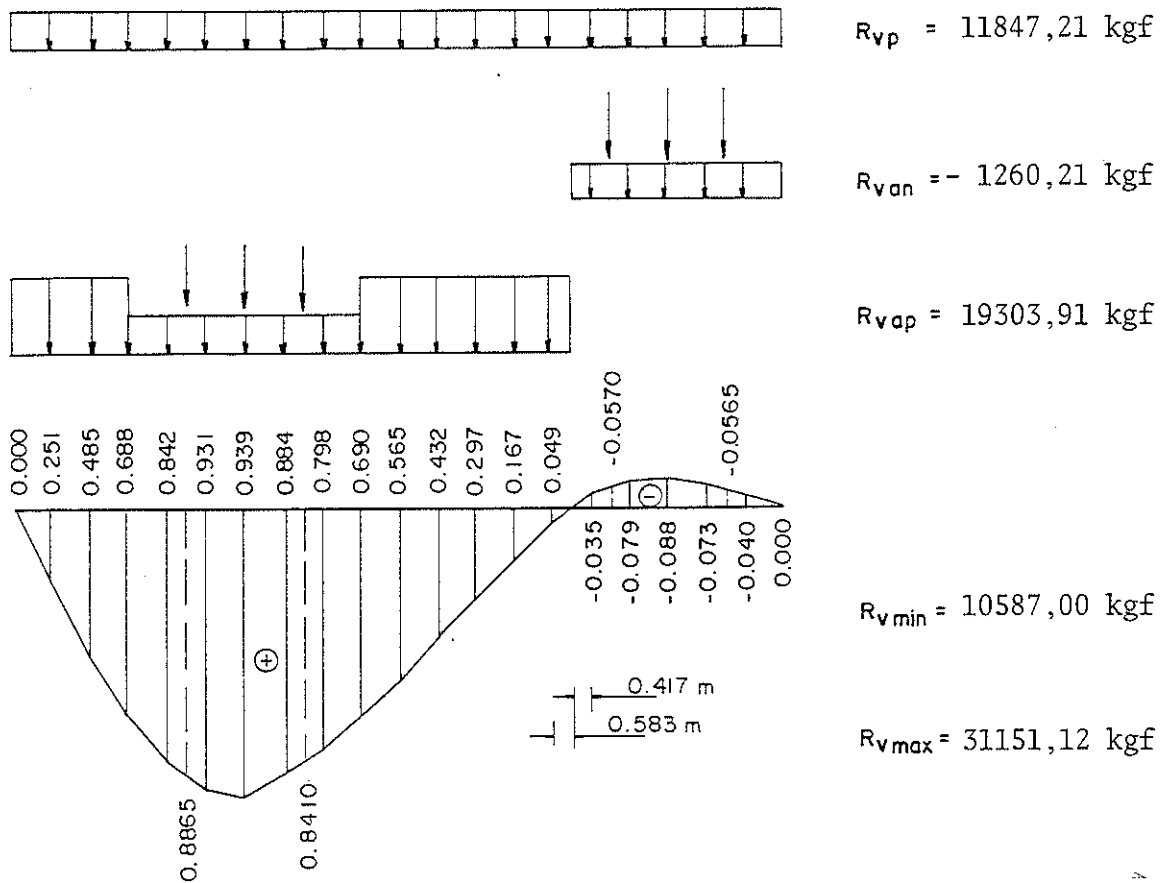
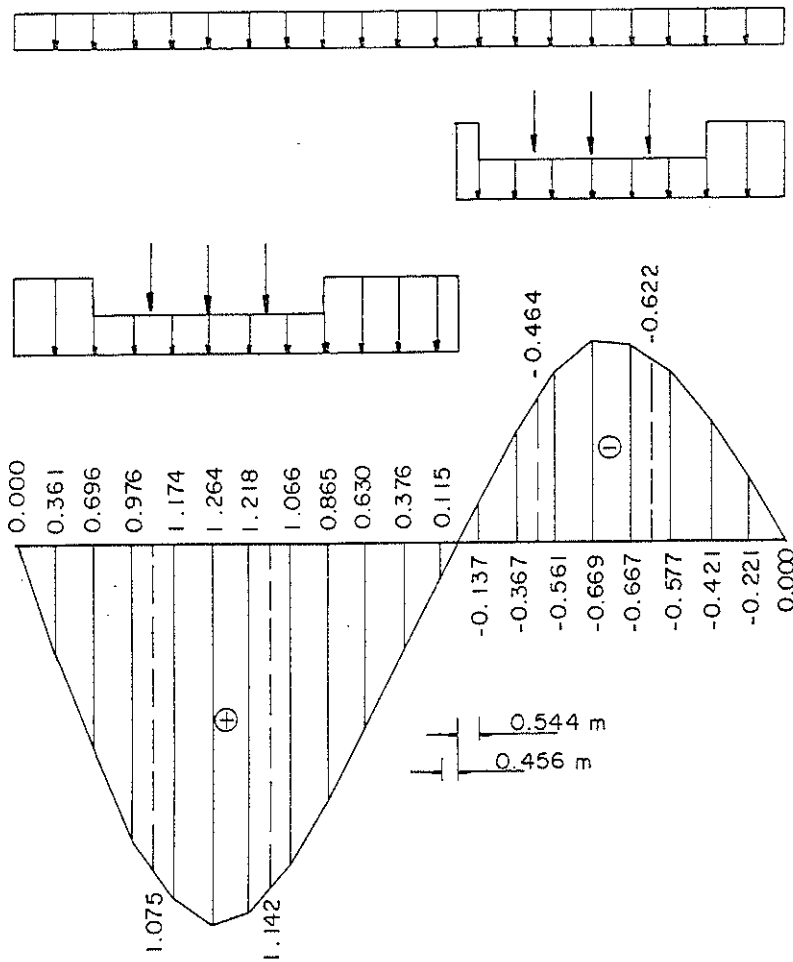


FIG. 4 - 57 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE REAÇÃO VERTICAL NO APOIO E



$R_{hp} = 7876,10 \text{ kgf}$

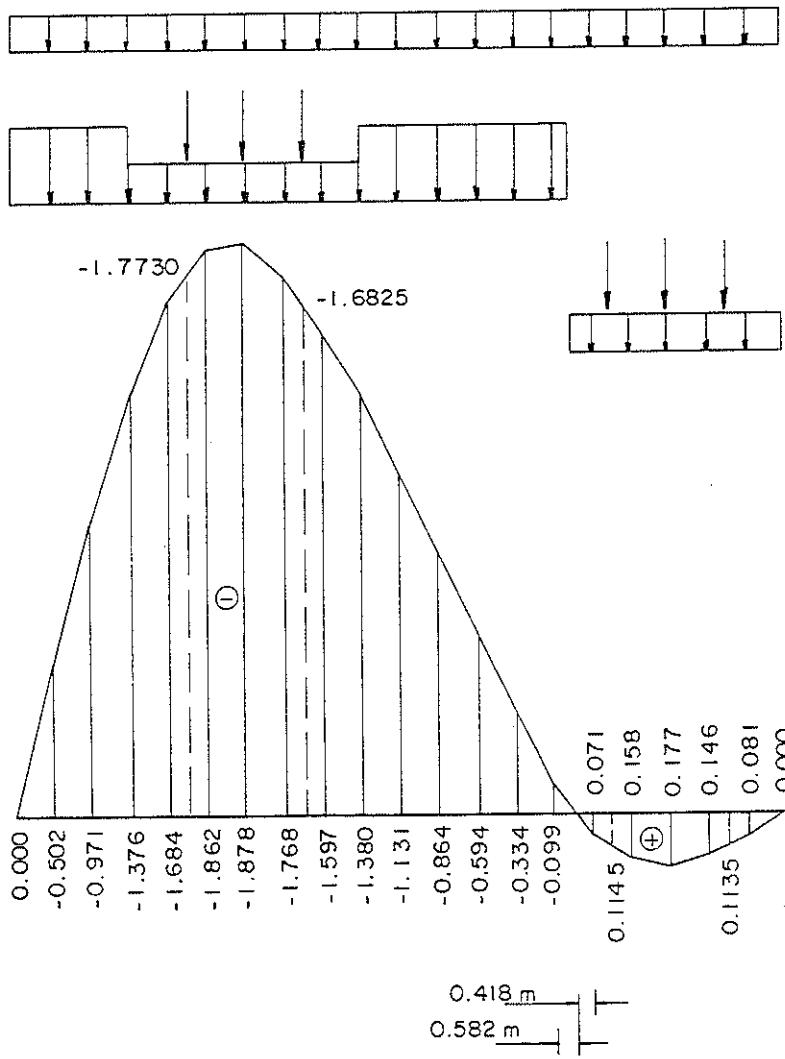
$R_{han} = - 11446,98 \text{ kgf}$

$R_{hap} = 23844,15 \text{ kgf}$

$R_{hmin} = - 3570,88 \text{ kgf}$

$R_{hmax} = 31720,25 \text{ kgf}$

FIG. 4-58 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE REAÇÃO HORIZONTAL NO APOIO A



$R_{hp} = - 23695,97 \text{ kgf}$

$R_{han} = - 38613,29 \text{ kgf}$

$R_{hap} = 2532,87 \text{ kgf}$

$R_{hmin} = - 62309,26 \text{ kgf}$

$R_{hmax} = - 21163,10 \text{ kgf}$

FIG. 4-59 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE REAÇÃO HORIZONTAL NO APOIO E

e) Dimensionamento da Estrutura Principal

Traçando-se os diagramas de máximos momentos fletores (figura 4-60), de máximos esforços cortantes (figura 4-61), de máximos esforços normais (figura 4-62) e de máximas flechas (figura 4-63) é possível dimensionar cada trecho da estrutura.

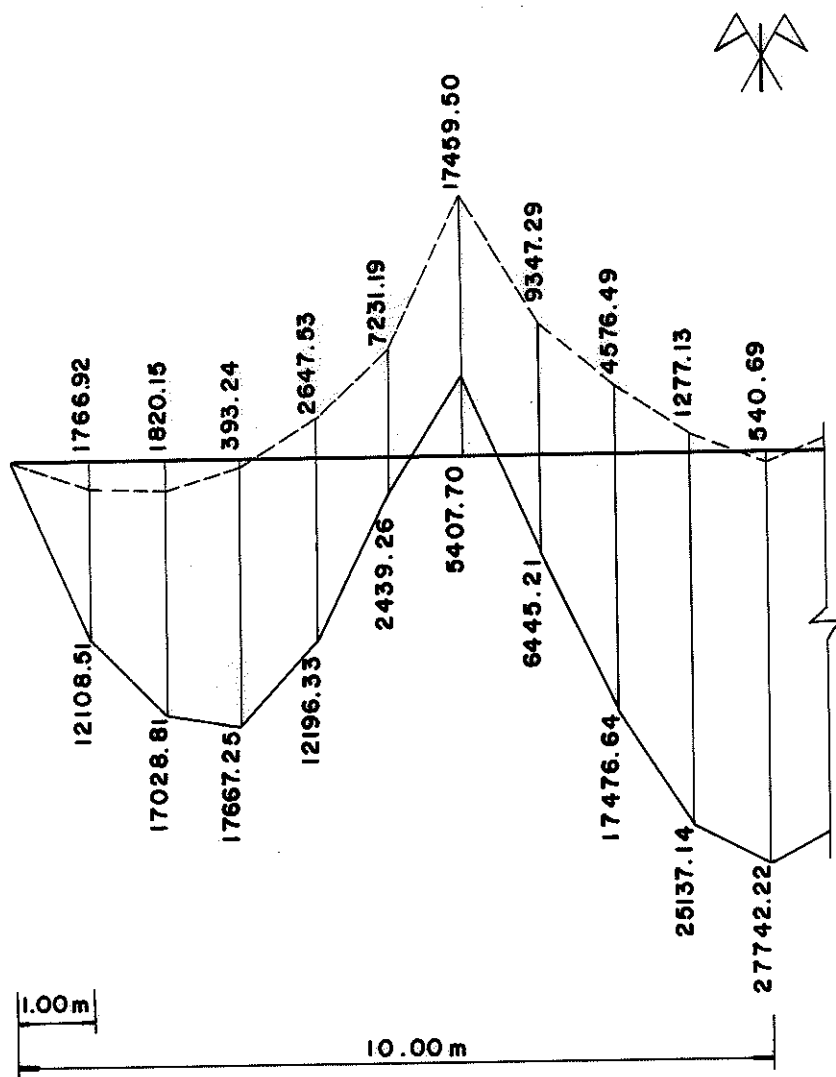


FIG. 4-60 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS MOMENTOS FLETORES (Kgfm)

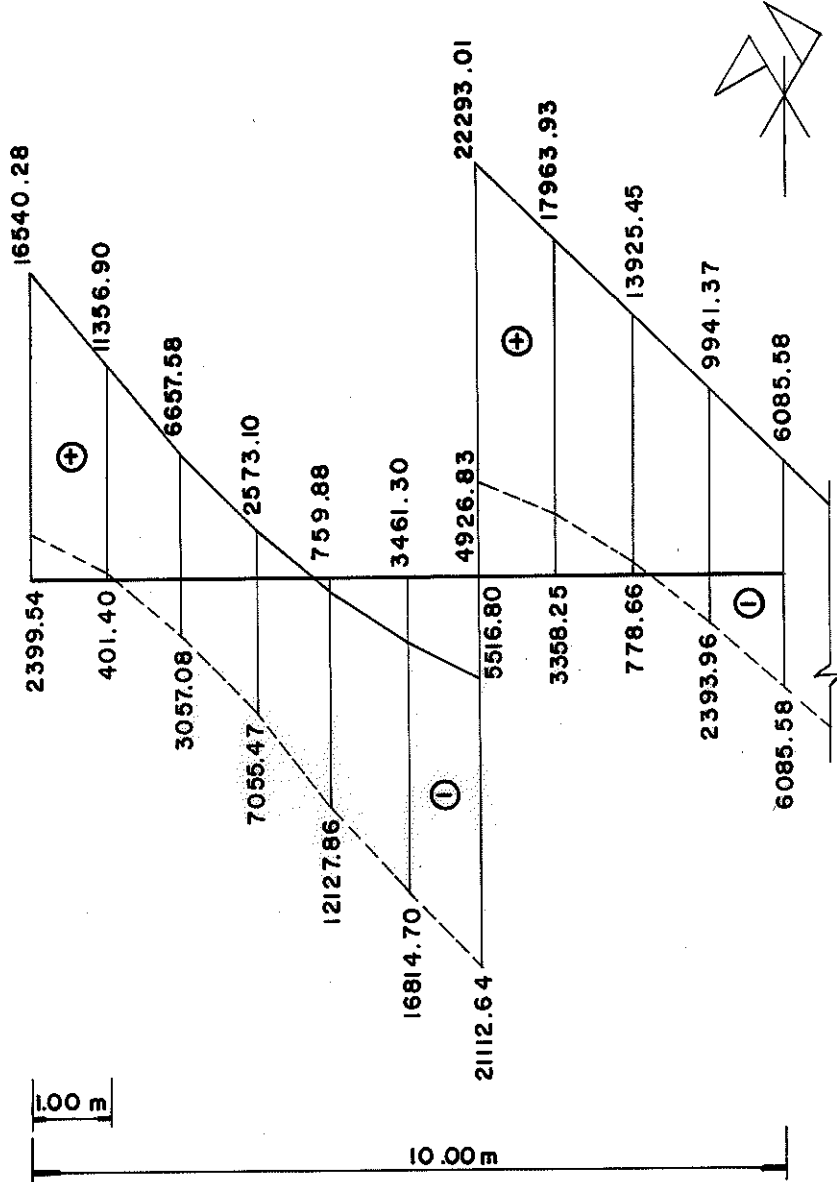


FIG. 4-61 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES (Kgf)

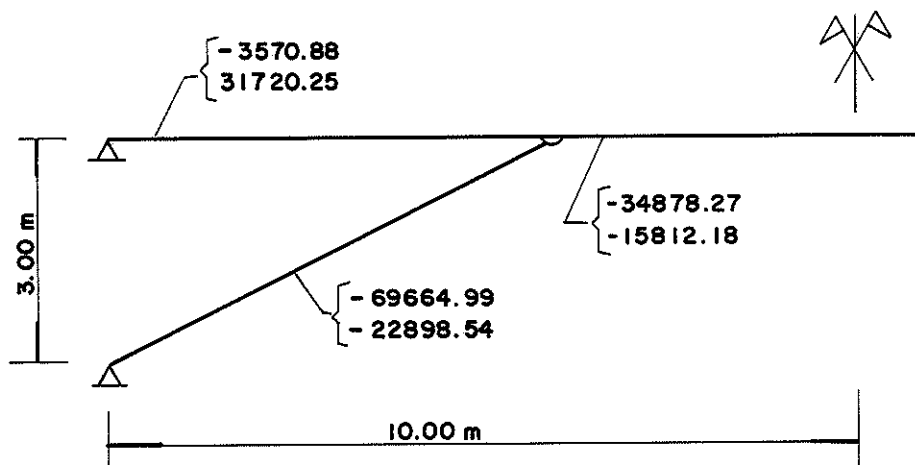


FIG. 4-62 - DIAGRAMA DE MÁXIMOS ESFORÇOS NORMAIS (Kgf)

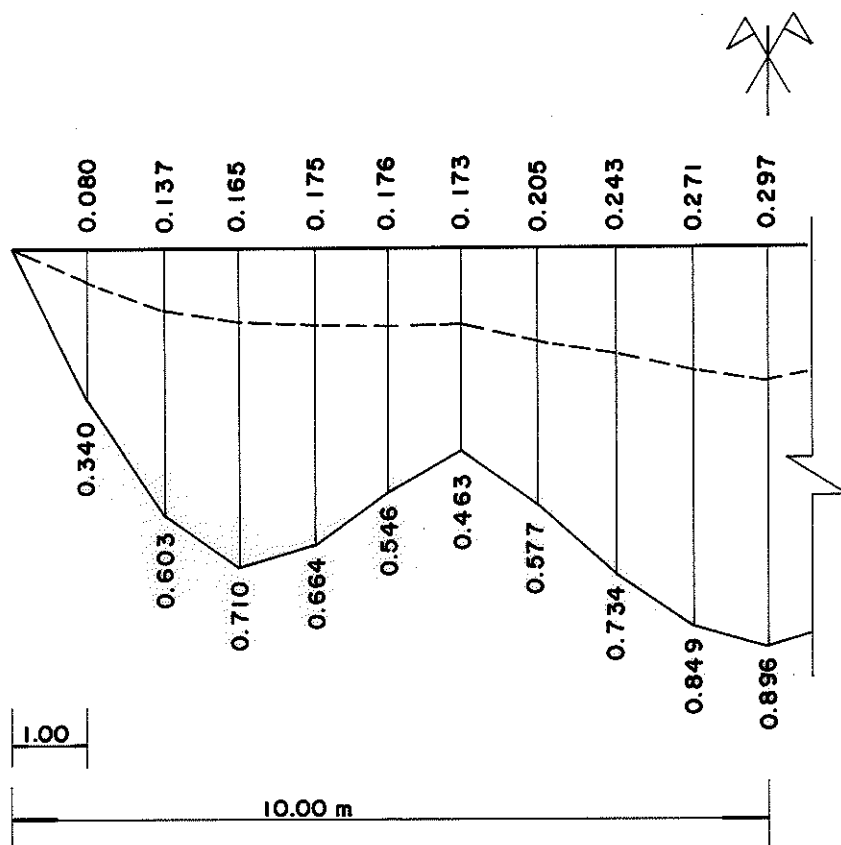


FIG. 4-63 - DIAGRAMA DE MÁXIMAS FLECHAS (cm)

e.1) Dimensionamento das Barras AB e CD

Estas barras das estruturas são sujeitas a esforços combinados ora de flexo-tração, ora de flexo-compressão. Embora não ocorra a combinação dos esforços máximos em nenhuma circunstância, esta combinação deve ser usada no dimensionamento por se tratar de um caso limite. O dimensionamento das barras AB e CD deve ser feito para os dois casos de solicitação (flexo-tração e flexo-compressão), usando as seguintes combinações de esforços:

$M = 17667,25 \text{ kgf.m}$  (figura 4-60) e  $N = 31720,25 \text{ kgf}$  (figura 4-62).

$M = 17667,25 \text{ kgf.m}$  (figura 4-60) e  $N = - 3570,88 \text{ kgf}$  (figura 4-62).

+ Verificação da tensão de flexo-tração

Segundo a NB-11/1951, no caso de flexo-tração, a verificação deve ser feita através da seguinte expressão: {(3)}

$$\sigma_{ft} = \frac{M}{J} y + \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_t$$

Sendo:

$\sigma_{ft}$  = tensão atuante na borda tracionada, devido à flexo-tração.

M = momento fletor atuante

J = momento de inércia em relação à linha neutra

y = distância da borda tracionada à linha neutra

N = esforço normal atuante

S = área da seção transversal

$\bar{\sigma}_t$  = tensão admissível da tração paralela às fibras

$$\sigma_{ft} = \frac{1766725}{702215} \cdot 30,75 + \frac{31720,25}{2971} \cong 88,04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} \cong 88,04 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_t = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a seção adotada é suficiente para o caso de flexo - tração.

+ Verificação da tensão de flexo-compressão

No caso de flexo-compressão a NB-11/1951 recomenda o cálculo da tensão admissível de flexo-compressão  $\bar{\sigma}_{fc}$ , valor intermediário entre as tensões admissíveis à compressão paralela e à flexão simples. Esta tensão deve ser calculada segundo o seguinte roteiro: {(3)}

Cálculo das tensões atuantes à flexão e à flexo-compressão

$$\sigma_f = \frac{|M|}{J} \cdot y$$

$$\sigma_{fc} = \frac{|M|}{J} \cdot y + \frac{|N|}{S}$$

Cálculo de  $\epsilon$  (parâmetro definido pela NB-11)

$$\epsilon = \frac{\sigma_f}{\sigma_{fc}}$$

Cálculo do índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{j}$$

Cálculo da tensão admissível de flexo-compressão

No caso de peças curtas,  $\lambda \leq 40$

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_f) \cdot \epsilon$$

No caso de peças intermediárias,  $40 < \lambda \leq \lambda_0$

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_{fl} + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_{fl}) \cdot \epsilon$$

onde:

$$\sigma_{fl} = \sigma_c \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40}\right)$$

No caso de peças longas,  $\lambda_0 < \lambda \leq 140$ , calcula-se inicialmente  $\epsilon_0$  (parâmetro definido pela NB-11).

$$\epsilon_0 = 1 - (\lambda_0/\lambda)^2$$

Quando  $\epsilon \leq \epsilon_0$ , calcula-se a peça como peça longa solicitada apenas pela força axial de compressão.

Quando  $\epsilon > \epsilon_0$ , a tensão admissível de flexo-compressão é dada por:

$$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c) \cdot (\epsilon - \epsilon_0)$$

Sendo:

$\sigma_f$  = tensão de flexão atuante

M = momento fletor atuante

J = momento de inércia em relação à linha neutra

y = distância da borda comprimida à linha neutra

$\sigma_{fc}$  = tensão de flexo-compressão atuante

Com os resultados obtidos através das linhas de influência foi possível traçar o diagrama de máximos esforços cortantes (envoltória de cortantes), apresentado na figura 4-61.

Como a expressão, para cálculo, do espaçamento entre anéis

$e \leq \frac{\bar{P}_{anel}}{Q \cdot M_s}$  (ver Parte I, item 1.2.b), foi deduzida para intervalos onde os esforços cortantes permanecem constantes, o diagrama da figura 4-61 deve ser alterado para o da figura 4-64 (utilizando o esforço cortante médio).

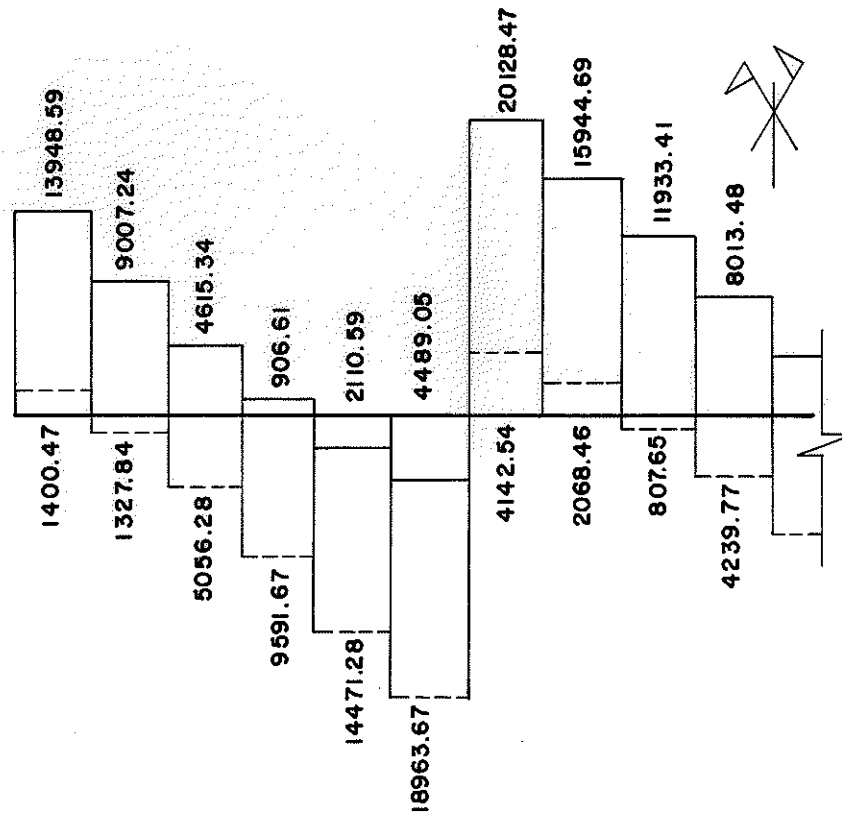


FIG. 4-64 - DIAGRAMA ADOTADO DE MÁXIMOS ESFORÇOS CORTANTES (Kgf)

Como existem dois anéis em uma seção da barra AB, o cálculo do espaçamento dos anéis é dado por:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Conforme recomendação apresentada na Parte I, item 1.2.b, o diâmetro do anel deve ser menor ou igual a 80% do menor diâmetro do poste, por este motivo deve-se usar anéis de 6" (15,24 cm) de diâmetro nas partes extremas da estrutura principal (os primeiros 5,00 m) e anéis de 8" (20,32 cm) de diâmetro na parte interna da viga.



N = esforço normal atuante

S = área da seção transversal

$\epsilon$  e  $\epsilon_0$  = parâmetros definidos pela NB-11

$\lambda$  = índice de esbeltez

$l_{fl}$  = comprimento de flambagem

i = raio de giração

$\bar{\sigma}_{fc}$  = tensão admissível de flexo-compressão

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela

$\bar{\sigma}_f$  = tensão admissível de flexão

$\bar{\sigma}_{fl}$  = tensão admissível de flambagem

$\lambda_0$  = índice de esbeltez acima do qual é aplicável a expressão de Euler

Para o caso em questão tem-se:

$$\sigma_f = \frac{1766725}{702215} \cdot 30,75 \cong 77,36 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{fc} = \frac{1766725}{702215} \cdot 30,75 + \frac{3570,88}{2971} \cong 78,57 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon = \frac{77,36}{78,57} \cong 0,9846$$

$$\lambda = \frac{600}{15,37} \cong 39,04 \rightarrow \text{a peça é curta}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{fc} &= \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_c) \cdot \epsilon = 122 + (195 - 122) \cdot 0,9846 \cong \\ &\cong 193,88 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{fc} \cong 78,57 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fc} \cong 193,88 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a seção adotada é suficiente para o caso de flexo - compressão.

+ Verificação do cisalhamento (espaçamento entre anéis)

A verificação da tensão de cisalhamento é feita indiretamente ao se impor a solidarização da barra AB. Sendo possível esta solidarização (espaçamento entre anéis maior que o diâmetro do anel) estará verificada a tensão de cisalhamento.

- Anéis de 6" (15,24 cm) de diâmetro

$$\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau} \ell = \frac{\pi \cdot 15,24^2}{4} \cdot 24,1 \cong 4.396 \text{ kgf}$$

$$h = \frac{2 \bar{P}_{anel}}{\phi \bar{\sigma}_c} = \frac{2 \cdot 4396}{15,24 \cdot 122} \cong 4,7 \text{ cm}$$

- Anéis de 8" (20,32 cm) de diâmetro

$$\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \bar{\tau} \ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,1 \cong 7.815 \text{ kgf}$$

$$h = \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel}}{\phi \bar{\sigma}_c} = \frac{2 \cdot 7815}{20,32 \cdot 122} \cong 6,3 \text{ cm}$$

Calculando-se os espaçamentos entre os anéis, nos diversos intervalos adotados, obtem-se os resultados apresentados na tabela 4-01.

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s}$$

Para anéis de 6" de diâmetro:

$$e \leq \frac{2 \cdot 4396 \cdot 702215}{Q \cdot 22836} \cong \frac{270.357}{Q}$$

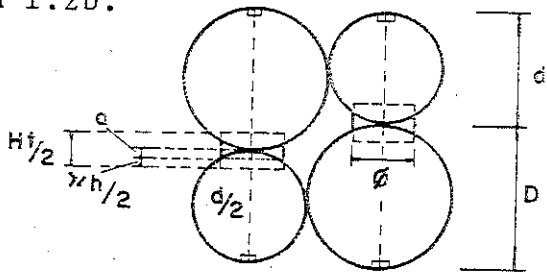
Para Anéis de 8" de diâmetro:

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815 \cdot 702215}{Q \cdot 22836} \cong \frac{480 \cdot 628}{Q}$$

Tab. 4-01 - Espaçamento entre Anéis para a Barra AB

INTERVALO (cm)	$0 \leq x < 100$	$100 \leq x < 200$	$200 \leq x < 300$
Diâmetro do anel .....	6"	6"	6"
Esforço cortante (kgf).....	13948,59	9007,24	5056,28
Espaçamento máximo entre os anéis (cm).....	19,38	30,01	53,47
Espaçamento adotado entre os anéis (cm) .....	19,00	30,00	50,00
INTERVALO (cm)	$300 \leq x < 400$	$400 \leq x < 500$	$500 \leq x < 600$
Diâmetro do anel.....	6"	6"	8"
Esforço cortante (kgf).....	9591,67	14471,28	18963,67
Espaçamento máximo entre os anéis (cm).....	28,19	18,68	25,34
Espaçamento adotado entre os anéis (cm).....	28,00	18,00	25,00

Devido à forma da seção transversal (figura 4-65), a altura do anel (h), calculada anteriormente, deve ser aumentada, conforme Parte I, item 1.2b.



h = altura do anel, encravado na madeira  
 $H_t$  = altura total do anel, para montagem da viga.

FIG. 4 - 65

A altura total do anel é dada por:

$$\frac{H_t}{2} = \frac{h}{2} + a \quad \text{onde} \quad a = \frac{d - \sqrt{d^2 - \phi^2}}{2}$$

Sendo:

$H_t$  = altura total do anel

h = altura do anel efetivamente encravado na madeira

a = metade da parte do anel exposta

d = menor diâmetro da seção

$\phi$  = diâmetro do anel

Para anéis de 6", o menor diâmetro, na situação mais desfavorável é  $d = 20,5$  cm, a altura do anel é  $h = 4,7$  cm.

$$a = 20,5 - \frac{\sqrt{20,5^2 - 15,25^2}}{2} \cong 3,4 \text{ cm}$$

$$\frac{H_t}{2} = \frac{h}{2} + a = \frac{4,7}{2} + 3,4 \cong 6 \text{ cm}$$

$$H_t = 12 \text{ cm}$$

Para anéis de 8", o menor diâmetro, na situação mais desfavorável (em  $x = 5,00$  m) é dado por:

$$d = 20,5 + 5,00 \cdot c = 20,5 + 5,00 \cdot 1 \cong 25,50 \text{ cm}$$

$$h = 6,3 \text{ cm}$$

$$a = 25,50 - \frac{\sqrt{25,50^2 - 20,32^2}}{2} \cong 5 \text{ cm}$$

$$\frac{H_t}{2} = \frac{6,3}{2} + 5 \cong 8,2 \text{ cm}$$

$$H_t \cong 16,5 \text{ cm}$$

Portanto a seção adotada, para a barra AB pode ser usada, se os postes forem solidarizados entre si por anéis metálicos, de diâmetro  $\phi = 6''$  (15,24 cm) e altura total  $H_t = 12$  cm, nos primeiros 5,00 m da barra, e por anéis de  $\phi = 8''$  (20,32 cm) com altura total  $H_t = 16,5$  cm no último metro da barra (ver figura 4-67).

#### + Verificação da flecha

Do diagrama de máximas flechas (figura 4-63) obtem-se a flecha máxima do trecho AB que deve ser menor ou igual à flecha admissível.

$$f = 0,710 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{\ell}{350} = \frac{600}{350} \cong 1,714 \text{ cm}$$

E portanto a seção adotada para o trecho AB é suficiente para a flecha.

e.2) Dimensionamento da barra BC

A barra BC é sujeita à flexo-compressão, com os seguintes esforços limites:

$$M = 27742,22 \text{ kgf.m (figura 4-60) e } N = - 34878,27 \text{ kgf}$$

+ Verificação da tensão de flexo-compressão

Conforme o roteiro apresentado no item anterior, obtem-se para esta verificação:

$$\sigma_f = \frac{2774222}{1834422} \cdot 46,07 \cong 69,67 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{fc} = \frac{2774222}{1834422} \cdot 46,07 + \frac{34878,27}{4446} \cong 77,52 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon = \frac{69,67}{77,52} = 0,8987$$

$$\lambda = \frac{800}{20,31} = 39,39 \rightarrow \text{a peça é curta}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{fc} &= \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_c) \cdot \epsilon = 122 + (195 - 122) \cdot 0,8987 \cong \\ &\cong 187,61 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = 77,52 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fc} \cong 187,61 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a seção adotada para a barra BC é suficiente para a tensão de flexo-compressão.

+ Verificação do cisalhamento (espaçamento entre anéis)

A verificação da tensão de cisalhamento é feita indiretamente ao se impor a solidarização da barra BC; sendo possível esta solidarização (espaçamento entre anéis maior que o diâmetro do anel) estará verificada a tensão de cisalhamento.

Adotando-se anéis de 8" de diâmetro (20,32 cm) calculam-se os espaçamentos entre anéis nos planos 1-1 e 2-2 (ver figura 4-66), que construtivamente devem ser iguais.

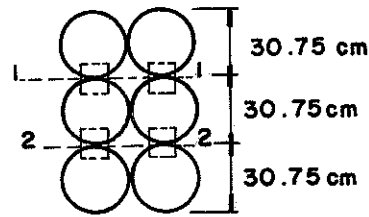


FIG. 4-66

Os espaçamentos entre anéis no plano 1-1, são dados por:

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_{s_{1-1}}} = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 1834422}{Q \cdot 45591} = \frac{628896,4}{Q}$$

Os espaçamentos entre anéis no plano 2-2, são dados por:

$$e \leq \frac{2 \cdot P_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_{s_{2-2}}} = \frac{2 \cdot 7815 \cdot 1834422}{Q \cdot 45383} = \frac{631778,8}{Q}$$

Com os valores de Q, fornecidos na figura 4-64, calculam-se os espaçamentos entre anéis apresentados na tabela 4-02.

Tab. 4-02

INTERVALO (cm)		600 ≤ x < 700	700 ≤ x < 800	800 ≤ x < 900	900 ≤ x < 1000
Diâmetro do Anel		8"	8"	8"	8"
Esforço Cortante (kgf)		20.128,47	15.944,69	11.933,41	8.013,48
Espaçamento máximo entre anéis (cm).....	Plano 1-1	31,24	39,44	52,70	78,48
	Plano 2-2	31,39	39,62	52,94	78,84
Espaçamento adotado entre anéis (cm)		30,00	38,00	50,00	77,00

Portanto a seção adotada, para a barra BC, pode ser usada, se os postes forem solidarizados entre si por anéis metálicos, de diâmetro  $\phi = 8''$  (20,32 cm) e altura total  $H_t = 16,5$  cm, conforme figura 4-67.

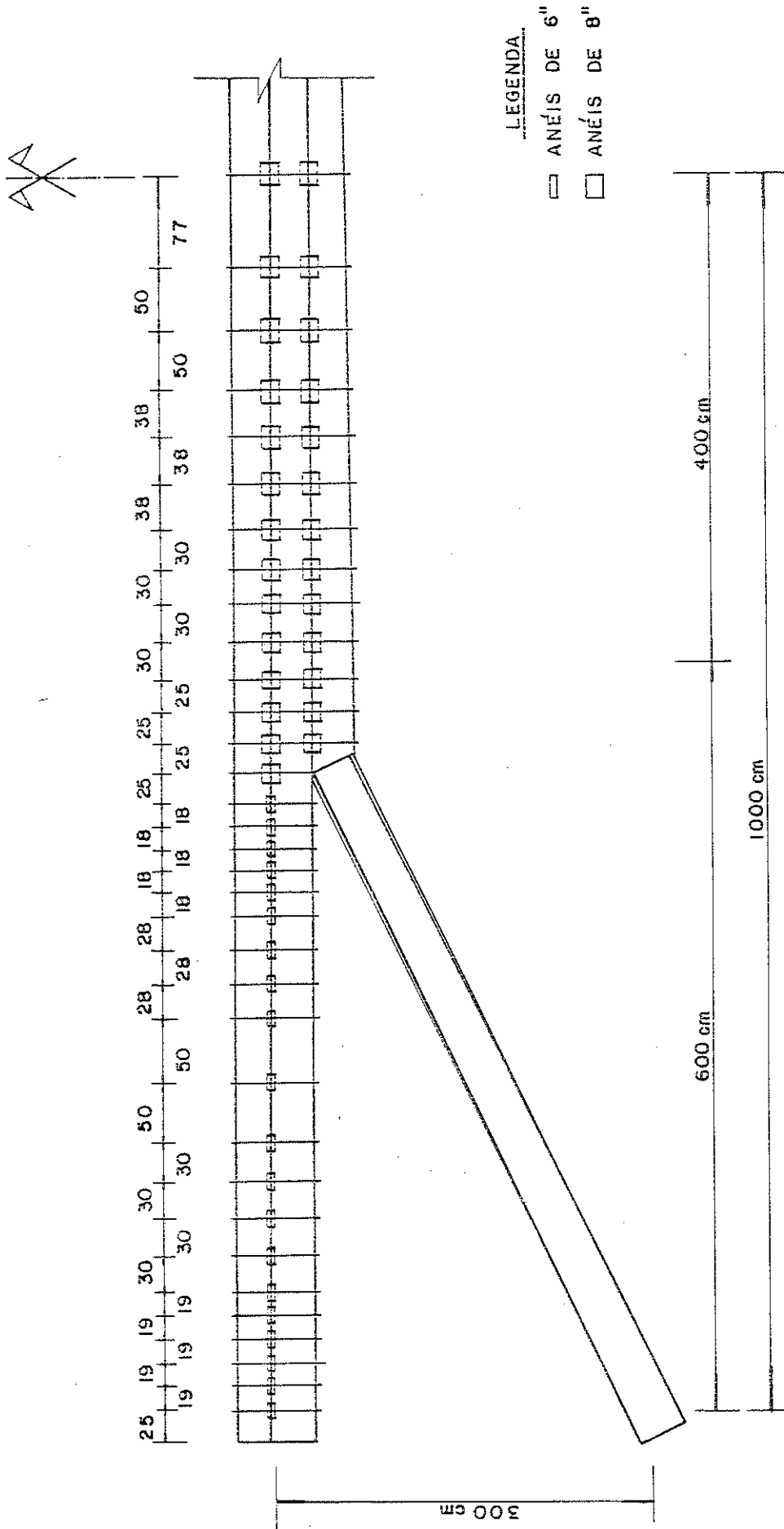


FIG. 4-67 - ESPAÇAMENTO ENTRE ANÉIS DA ESTRUTURA PRINCIPAL

Para melhorar a fixação dos anéis e garantir a transmissão de eventuais esforços axiais aos anéis, usa-se, para cada anel, um parafuso de 1/2" com 68 cm de comprimento (trecho AB) ou com 99 cm de comprimento (trecho BC).

+ Verificação da flecha

Do diagrama de máximas flechas (figura 4-63) obtem-se a flecha máxima do trecho BC que deve ser menor ou igual à flecha admissível.

$$f = 0,896 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350} = \frac{800}{350} = 2,286 \text{ cm}$$

E portanto a seção adotada para o trecho BC é suficiente para a flecha

e.3) Dimensionamento das barras BE e CF

As barras BE e CF são sempre comprimidas, tendo um esforço normal máximo de 69664,99 kgf (ver figura 4-62). Utilizando-se o roteiro para cálculo de peças comprimidas apresentado no item 3.7 da Parte III, obtem-se:

$$\lambda = \frac{\ell_{fl}}{i_{\min}} = \frac{671}{8,75} \cong 76,7 \rightarrow \text{a peça é longa } \lambda_0 = 71 < \lambda = 76,7 < 140$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 E}{4 \lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 168600}{4 \cdot (76,7)^2} \cong 70,71 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{P}{S} = \frac{69664,99}{1924} = 36,21 \text{ kgf/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{fl} \cong 70,71 \text{ kgf/cm}^2$$

E portanto a seção adotada para a barra BE é suficiente.

e.4) Ligação da diagonal na peça horizontal

Sendo a diagonal BE sempre comprimida, a ligação desta barra com a peça horizontal pode ser feita por meio de dentes, conforme mostra a figura 4-68.



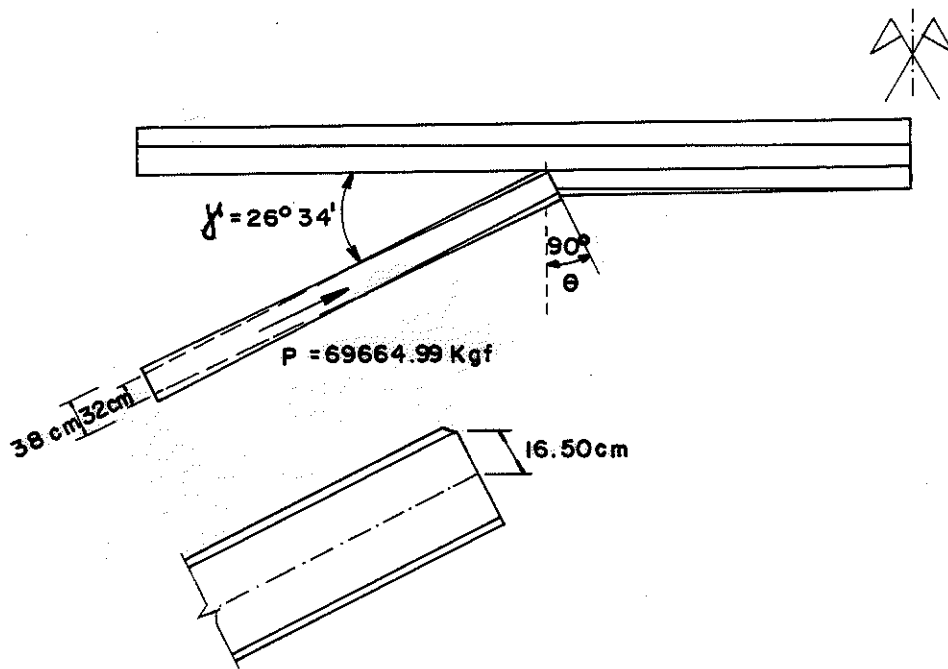


FIG. 4-68

A área de contacto entre as peças é calculada com o auxílio da figura 4-69.

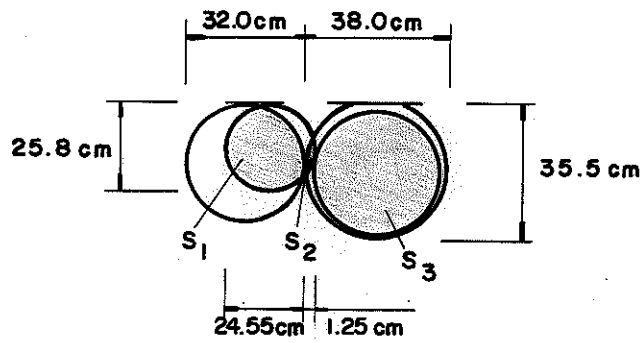
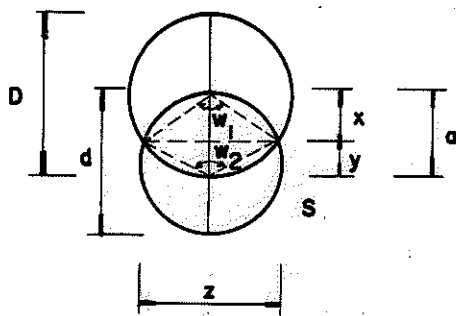


FIG. 4 -69

Para obter a área é necessário obter-se algumas dimensões, de forma genérica, da figura 4-70 obtem-se:



D = maior diâmetro

d = menor diâmetro

a = altura da área de contacto

FIG. 4-70

$$(D/2)^2 = (D/2 - y)^2 + (z/2)^2$$

$$(d/2)^2 = (d/2 - x)^2 + (z/2)^2$$

$$x + y = a$$

Resolvendo-se o sistema obtém-se:

$$x = \frac{a \cdot (D - a)}{D - 2a + d}$$

$$y = \frac{a \cdot (d - a)}{D - 2a + d}$$

$$z = \frac{2}{d - 2a + d} \cdot \sqrt{a \cdot (D - a) \cdot (d - a) \cdot (D + d - a)}$$

$$w_1 = 2 \cdot \text{arc tg} \left( \frac{z}{D - 2y} \right)$$

$$w_2 = 2 \cdot \text{arc tg} \left( \frac{z}{d - 2x} \right)$$

Ficando, de forma genérica, a área S dada por:

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} - \frac{(2\pi - w_1) D^2}{8} + \frac{\pi d^2}{4} - \frac{(2\pi - w_2) d^2}{8} + \\ - \frac{z}{4} (D + d - 2x - 2y)$$

Calculando-se a área  $S_1$  (figura 4-69) obtém-se:

$$x = 21,02 \text{ cm}$$

$$y = 3,53 \text{ cm}$$

$$z = 20,04 \text{ cm}$$

$$w_1 = 1,3538 \text{ rad}$$

$$w_2 = 1,7795 \text{ rad}$$

$$S_1 = 277,76 \text{ cm}^2$$

Calculando-se a área  $S_2$  (figura 4-69), obtem-se:

$$x = 0,75 \text{ cm}$$

$$y = 0,50 \text{ cm}$$

$$z = 8,66 \text{ cm}$$

$$w_1 = 0,4598 \text{ rad}$$

$$w_2 = 0,6847 \text{ rad}$$

$$S_2 = 7,25 \text{ cm}^2$$

Calculando-se a área  $S_3$  (figura 4-69), obtem-se:

$$S_3 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 35,5^2}{4} \approx 989,80 \text{ cm}^2$$

Ficando a área de contato entre as peças:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \approx 1274,81 \text{ cm}^2$$

+ Verificação da ligação

Esta verificação é feita através da seguinte expressão:

{(4, 45/47)}

$$\sigma_c = \frac{P \cdot \cos \gamma}{S} \leq \bar{\sigma}_\theta$$

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{\bar{\sigma}_c \cdot \bar{\sigma}_n}{\bar{\sigma}_c \cdot \sin^2 \theta + \bar{\sigma}_n \cdot \cos^2 \theta}$$

Sendo:

$\sigma_c$  = tensão atuante de compressão inclinada

P = esforço normal atuante

$\gamma$  = ângulo entre as barras

S = área de contacto entre as peças

$\bar{\sigma}_\theta$  = tensão admissível de compressão inclinada às fibras

$\bar{\sigma}_c$  = tensão admissível de compressão paralela às fibras

$\bar{\sigma}_n$  = tensão admissível de compressão normal às fibras

$\theta = \gamma = \hat{\text{ângulo de aplicação da carga}}$

$$\bar{\sigma}_{\theta} = \frac{122 \cdot 36,7}{122 \cdot \text{sen}^2 26^{\circ}34' + 36,7 \cdot \text{cos}^2 26^{\circ}34'} \cong 83,28 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{69664,99 \cdot \text{cos } 26^{\circ}34'}{1274,81} \cong 48,88 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\theta} = 83,28 \text{ kgf/cm}^2$$

Desta forma a ligação poderia ser executada apenas por meio de dentes conforme a figura 4-69, entretanto é conveniente a utilização de uma chapa de aço parafuzada, figura 4-71, prevenindo-se de uma eventual alteração da geometria da estrutura principal.

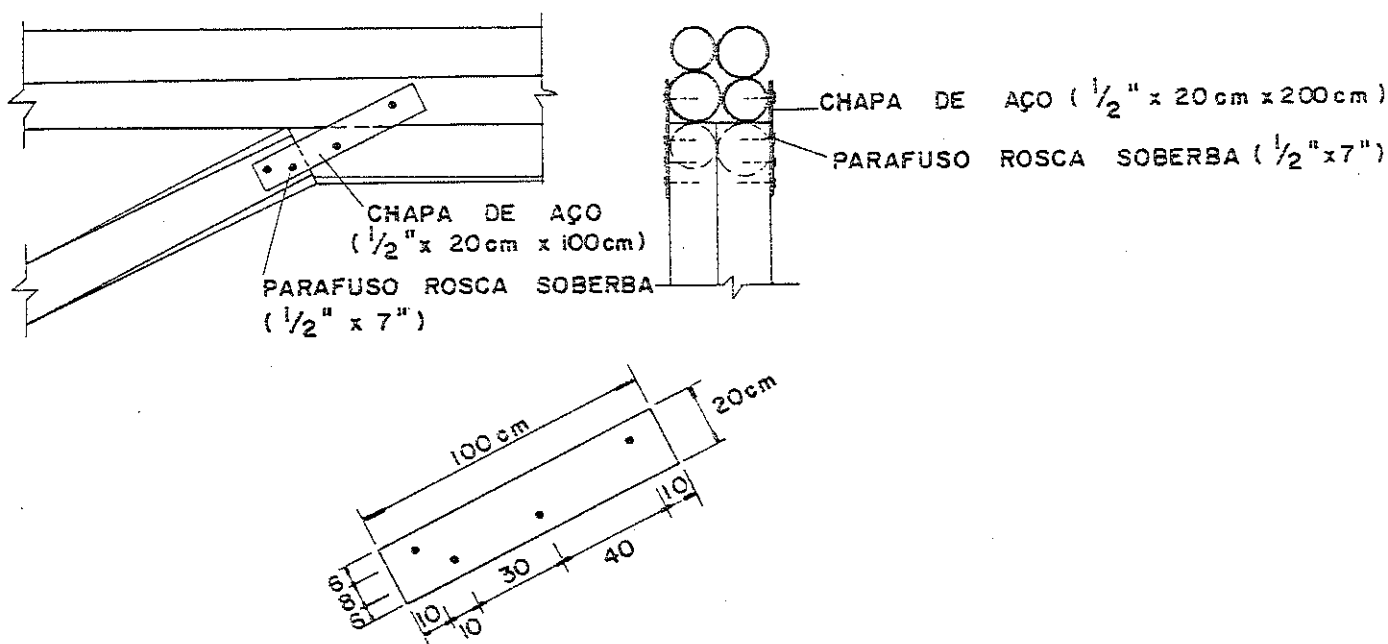


FIG. 4-71 - LIGAÇÃO DA DIAGONAL

e.5) Conclusão:

A peça horizontal da estrutura principal pode ser formada por quatro postes de Eucalipto Citriodora, do tipo extra-pesado com 20,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios), diâmetros na base  $D = 41,0$  cm e no topo  $d = 20,50$  cm, formando vigas bi-circulares duplas, e com um reforço na parte central, formado por dois postes de Eucalipto citriodora com 9,70 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 35,5$  cm e no topo  $d = 25,8$  cm. A solidarização desta peça é feita por meio de anéis metá-

licos de 6" ou 8" de diâmetro, com alturas de 12,00 cm e 16,50 cm respectivamente, o espaçamento entre anéis é representado na figura 4-67.

A peça inclinada, diagonal, pode ser formada por dois postes de Eucalipto Citriodora com 6,00 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 38,00$  cm e no topo  $d = 32$  cm. A ligação da diagonal na peça horizontal pode ser executada conforme representação na figura 4-71.

f) Observações Úteis para Execução dos Apoios

As fundações não são objeto de estudo deste trabalho, entretanto algumas observações devem ser feitas para possibilitar a visão da ligação da superestruturas aos apoios.

f.1) Apoio A

Este apoio tem uma reação vertical máxima de  $R_{V_{max}} = 16540,28$  kgf (figura 4-56) e uma reação horizontal máxima de  $R_{h_{max}} = 31720,25$  kgf de tração (figura 4-58).

A reação vertical pode provocar esmagamento da madeira à compressão normal, para isto não ocorrer a área de distribuição desta carga deve ser tal que a tensão atuante à compressão normal não ultrapasse a tensão admissível à compressão normal.

Sendo, neste caso, a ligação do apoio executada pelo simples embutimento em um bloco de concreto, conforme mostra a figura 4-72, tem-se:

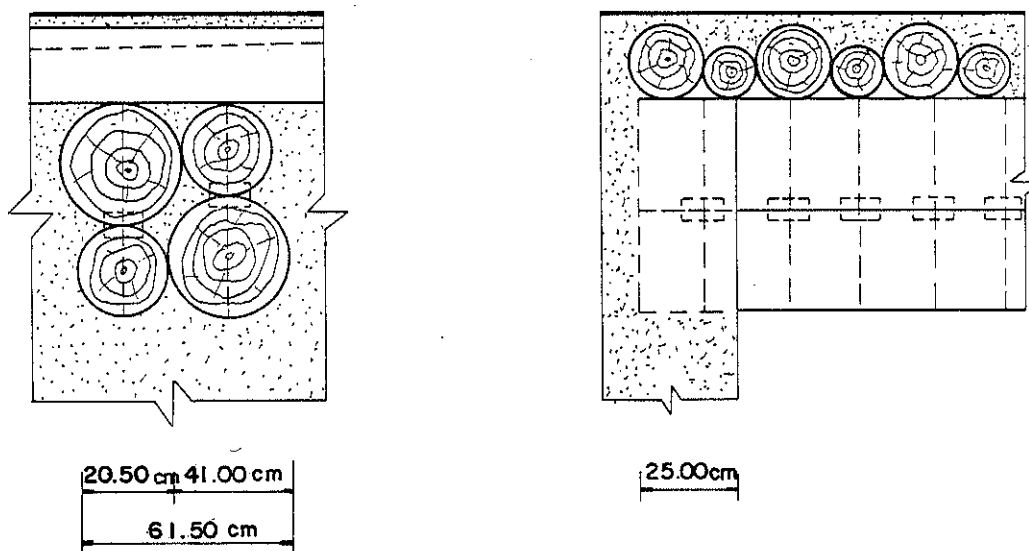


FIG. 4-72 - ESQUEMA DO APOIO

$$S = (41,00 + 20,50) \cdot 25 \cong 1537,50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{R_{v \max}}{S} \leq \bar{\sigma}_n = 36,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{16540,28}{1537,50} \cong 10,8 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_n = 36,7 \text{ kgf/cm}^2.$$

E portanto a madeira não sofrerá esmagamento à compressão normal.

A reação horizontal, por outro lado, exige uma ligação mais sofisticada. Pode-se usar chapas de aço, soldadas a anéis metálicos de 6" de diâmetro e 6,00 cm de altura total, envolvendo a armadura do concreto das cortinas, conforme mostra a figura 4-73.

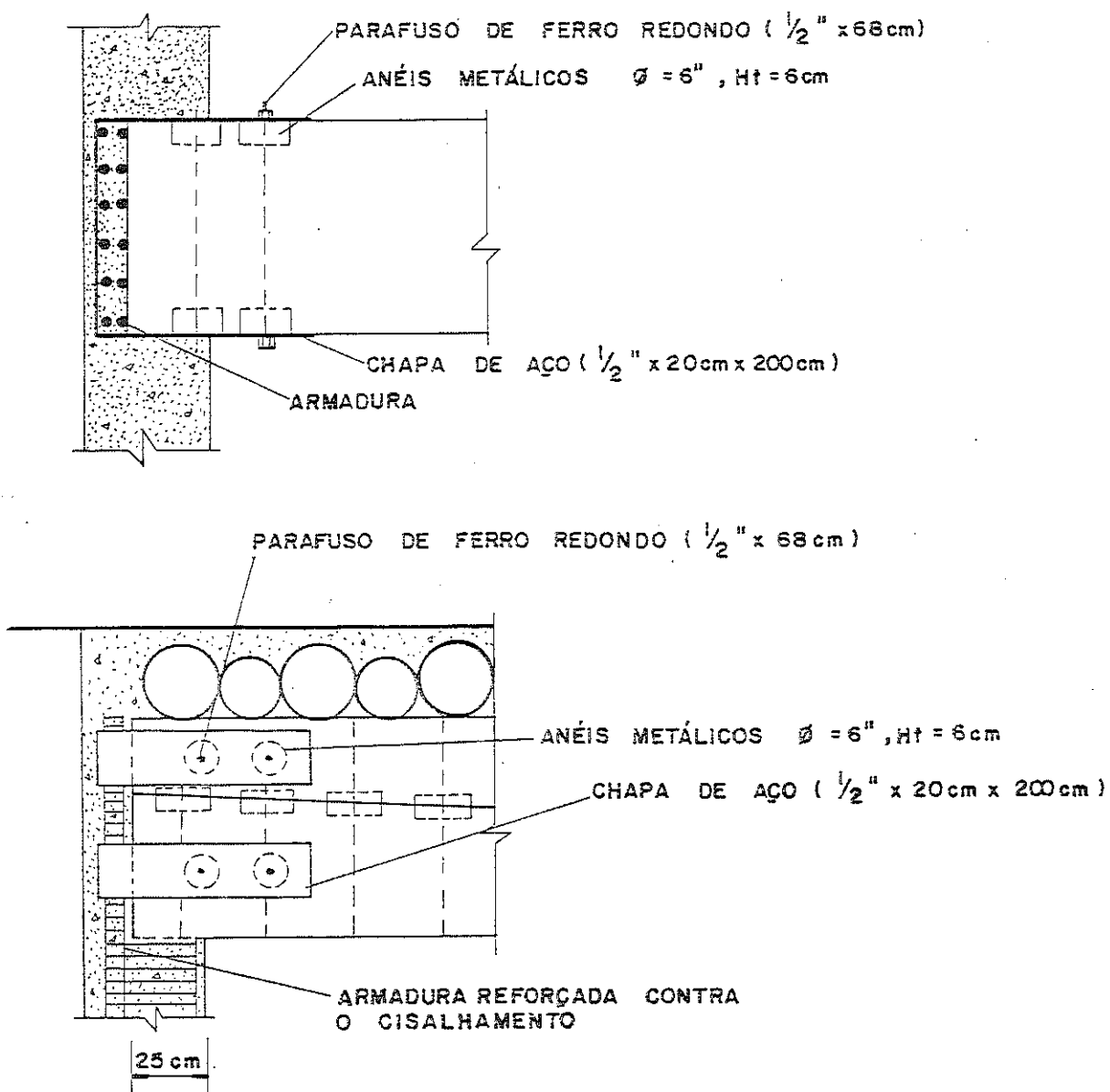


FIG. 4 - 73 - ESQUEMA DO APOIO A

f.2) Apoio E

Este apoio tem uma carga de compressão máxima de 69664,99 kgf (figura 4-55) atuando paralelamente às fibras da madeira, e portanto, dispensa o cálculo quanto ao esmagamento, entretanto é conveniente armar as cortinas de concreto contra o puncionamento, apesar da tensão relativamente baixa de 36 kgf/cm<sup>2</sup>.

3.7 - VERIFICAÇÃO DO PESO PRÓPRIO

Segundo a NB-11 de 1951, item 5, o peso próprio avaliado não deve deferir do peso próprio definitivo em mais de 10%. Dessa forma após o detalhamento da estrutura deve-se calcular o peso próprio definitivo, listando-se todos os componentes da ponte, e compará-lo com o peso próprio avaliado.

a) Peso Próprio Avaliado

Será calculado a partir da carga permanente sobre o tabuleiro (Parte II, item 3.2) e do peso próprio da estrutura principal (item 3.6.a).

- carga permanente sobre o tabuleiro  $p \cong 525 \text{ kgf/m}^2$
- peso próprio da viga principal  $p_p \cong 540 \text{ kgf/m}$

Desta forma, o peso proprio avaliado ( $p_p$  avaliado) será:

$$P_p \text{ avaliado} = 525 \cdot 10 \cdot 20 + 6 \cdot 20 \cdot 540 \cong 169800 \text{ kgf}$$

$$P_p \text{ avaliado} \cong 169800 \text{ kgf}$$

b) Peso Próprio Definitivo

A partir da tabela 4-03, que lista os diversos componentes da ponte com seus pesos, pode-se encontrar o peso próprio definitivo ( $p_p$  definitivo).

- $p_p$  definitivo = 170490 kgf (ver tabela 4-03)

Desta forma o peso próprio definitivo não difere em mais de 10% do avaliado, concluindo-se que o projeto não necessita alterações.

$$0,90 p_p \text{ avaliado} \leq p_p \text{ definitivo} \leq 1,10 p_p \text{ avaliado}$$

$$152820 \text{ kgf} < 170490 \text{ kgf} < 186780 \text{ kgf}$$

Tab. 4-03

Nº	MATERIAL	ESPECIFICAÇÃO	DIMENSÕES	LOCALIZAÇÃO	VOLUME UNITÁRIO	DENSIDADE	PESO UNITÁRIO	QUANTIDADE	PESOS
1	Concreto	Concreto Armado (1:2:3)	12,5 cm x 25 cm	Guarda - Rodas	31.290 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup>	68,8 kgf/m	41,0 m	2.821 kgf
2	Asfalto	Concreto Asfáltico	Espessura = 2 cm	Pista	20.000 cm <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	2,00 g/cm <sup>3</sup>	40,0 kgf/m <sup>2</sup>	143,5 m <sup>2</sup>	5.740 kgf
3	Concreto	Concreto Simples (1:2:4)	Espessura Média = 8,5 cm	Sobre o Tabuleiro	1.092.311 cm <sup>3</sup> /m	2,20 g/cm <sup>3</sup>	2.403,1 kgf/m	20,5 m	49.264 kgf
4	Eucalipto Citr.	Poste - Tipo Pesado	D médio = 22,5 cm, L = 10m	Tabuleiro	397.608 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	421,5 kgf/poste	92 postes	38.778 kgf
5	Aço	Tiras para Fixação	1/4" x 2" x 32,52 m	Tabuleiro	10.490 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	82,4 kgf/tira	12 tiras	989 kgf
6	Eucalipto Citr.	Poste - Extra Pesado	D médio = 30,75cm L=20,5cm	Estrutura Principal	1.522.418 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	1.613,8 kgf/poste	24 postes	38.731 kgf
7	Aço	Anéis Partidos	6" x 0,8 cm x 12 cm	Vigas Principais	460 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	3,6 kgf/anel	480 anéis	1.728 kgf
8	Aço	Anéis Partidos	8" x 0,8 cm x 16,5 cm	Vigas Principais	843 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	6,6 kgf/anel	624 anéis	4.118 kgf
9	Aço	Parafuso com Porcas	1/2" x 68 cm	com Anéis	95 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	746 gf/parafuso	492 parafusos	367 kgf
10	Peroba Rosa	Tabua	3 cm x 16 cm	Corrimão (Guarda - Corpo)	4.800 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	4,0 kgf/m	41,0 m	164 kgf
11	Peroba Rosa	Tabua	3 cm x 12 cm	Corrimão (Guarda - Corpo)	3.600 cm <sup>3</sup> /m	0,84 g/cm <sup>3</sup>	3,0 kgf/m	82,0 m	242 kgf
12	Peroba Rosa	Tabua	3 cm x 12 cm x 200 cm	Pilarrete (Guarda - Corpo)	7.200 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	6,0 kgf/peça	42 peças	252 kgf
13	Peroba Rosa	Vigota	6 cm x 16 cm x 200 cm	Pilarrete (Guarda - Corpo)	19.200 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	16,1 kgf/peça	42 peças	676 kgf
14	Aço	Chapa Dobrada	1/4" x 4" x 5"	Fixação Pilaretes	82 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	643,7 gf/chapa	168 chapas	108 kgf
15	Aço	Parafuso Rosca Soberba	1/4" x 4"	Fixação Pilaretes	34 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	26,7 gf/parafuso	168 parafusos	5 kgf
16	Aço	Parafuso com Porcas	1/4" x 11 cm	Fixação Pilaretes	3,8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	29,9 gf/parafuso	168 parafusos	5 kgf
17	Peroba Rosa	Enchimento	6 cm x 12 cm x 20 cm	Fixação Pilaretes	1.440 cm <sup>3</sup>	0,84 g/cm <sup>3</sup>	1,2 kgf/peça	42 peças	50 kgf
18	Aço	Parafuso com Rosca Soberba	3/8" x 3"	Tiras para Fixação	5,8 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	45,5 gf/parafuso	1.104 parafuf	50 kgf
19	Prego	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	Solidarização Pilares	---	76 pregos/kg	---	1722 pregos	23 kgf
20	Prego	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	Solidarização Corrimão	---	76 pregos/kg	---	206 pregos	3 kgf
21	Prego	Nº 20 x 42	4,4 mm x 96 mm	Fixação Corrimão	---	76 pregos/kg	---	168 pregos	2 kgf
22	Eucalipto Citr.	Poste - Tipo Extra Pesado	D médio = 35,0cm L=6,0 cm	Diagonais	577268 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	612 kgf/poste	24 postes	14.688 kgf
23	Eucalipto Citr.	Poste - Tipo Extra Pesado	D médio=30,65cm L=9,70 cm	Pega Auxiliar (Reforço)	715686 cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>	759 kgf/poste	12 postes	9.104 kgf
24	Aço	Parafuso com Porcas	1/2" x 98 cm	com anéis (Parte Central)	136 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	1,06 kgf/parafuso	300 parafusos	316 kgf
25	Aço	Chapa de Aço	1/2" x 20 cm x 100 cm	Ligação - Diagonal	2.540 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	19,94 kgf/chapa	24 chapas	399 kgf
26	Aço	Parafuso Rosca Soberba	1/2" x 7"	Ligação - Diagonal	25 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	196,3 gf/parafuso	96 parafusos	19 kgf
27	Aço	Chapa de Aço	1/2" x 20 cm x 200 cm	Apoio	5.080 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	39,9 kgf/chapa	24 chapas	958 kgf
28	Aço	Ferro Redondo	Ø 1/2" - Corrido	Guarda - Rodas	---	0,99 kg./m	0,99 kgf/m	170 m	168 kgf
29	Aço	Ferro Redondo	Ø 1/2", C = 2,00 m	Guarda - Rodas	---	0,99 kg/m	1,98 kgf/unidade	206 unidades	408 kgf
30	Aço	Ferro Redondo	Ø 1/4", C = 2,00 m	Guarda - Rodas	---	0,25 kg/m	0,50 kgf/unidade	206 unidades	103 kgf
31	Aço	Anéis Partidos	6" x 0,8 cm x 6 cm	Apoio	230 cm <sup>3</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	1,8 kgf/anel	96 anéis	173 kgf
32	Aço	Parafusos c/Porcas	1/2" x 68 cm	Apoio	95 cm <sup>2</sup>	7,85 g/cm <sup>3</sup>	746 gf/parafuso	48 parafusos	36 kgf
								Total	170.490 kgf

\* A armadura foi listada em separado (nºs 28, 29, 30)



Nota: Distribuindo-se o peso próprio definitivo na área da ponte, obtem-se o peso próprio da ponte em  $\text{kgf/m}^2$ , dado importante para a execução de ante-projeto.

$$p = \frac{170490}{20 \cdot 10} \cong 852,45 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

### 3.8 - DETALHAMENTO DA PONTE

A seguir são apresentados os desenhos necessários à perfeita visualização da ponte, tornando possível a sua construção.

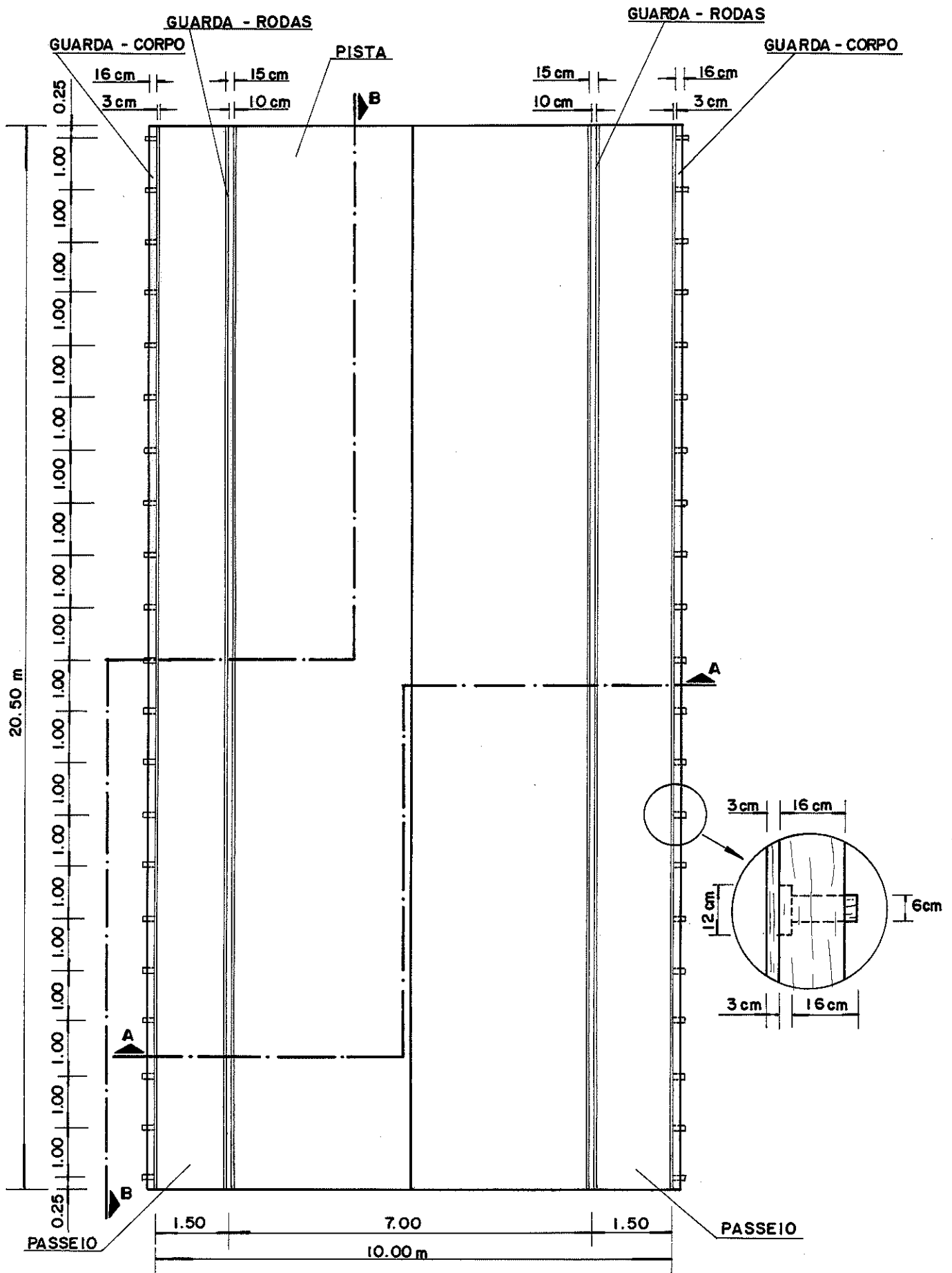


FIG. 4 - 74 - PLANTA BAIXA

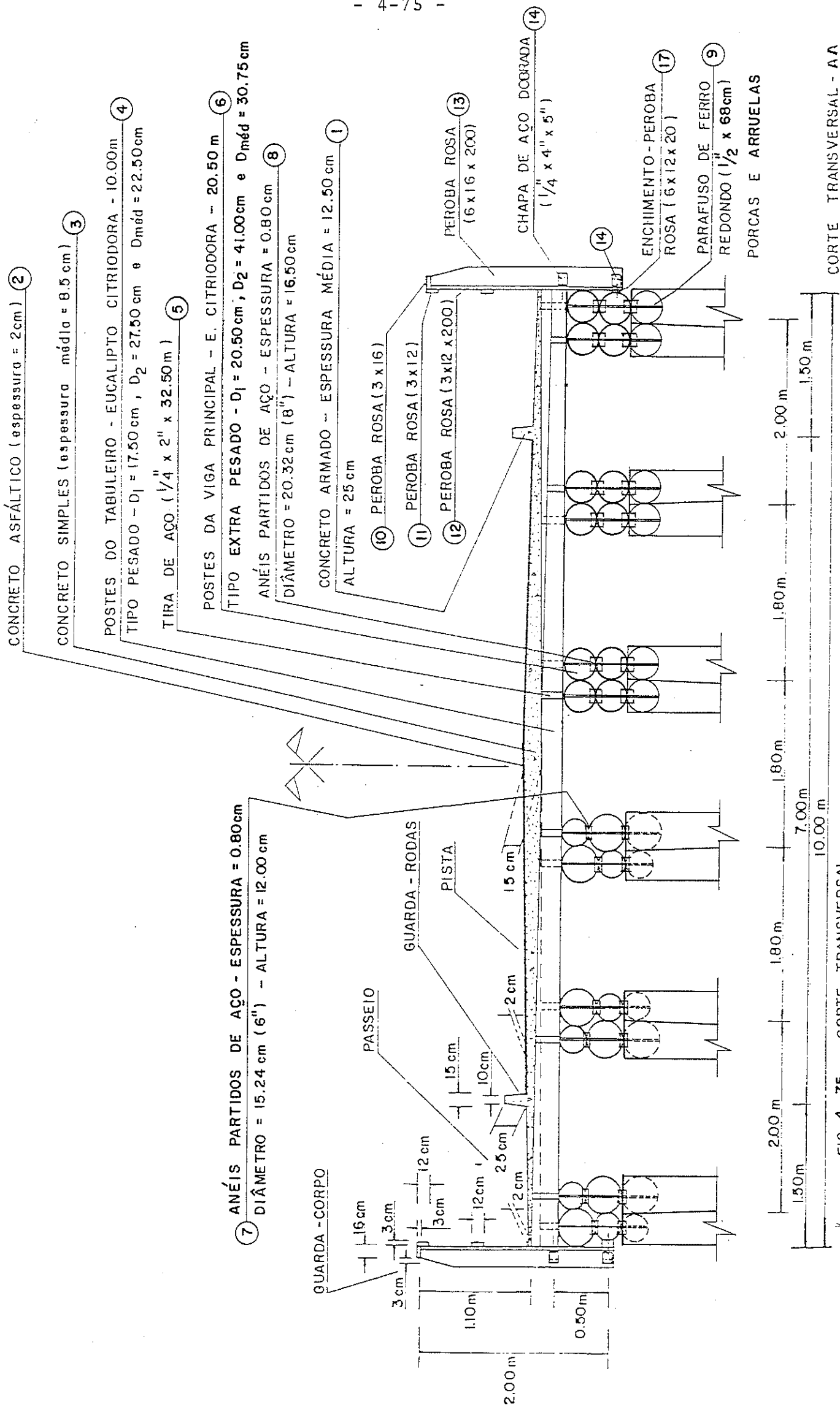


FIG. 4-75 - CORTE TRANSVERSAL



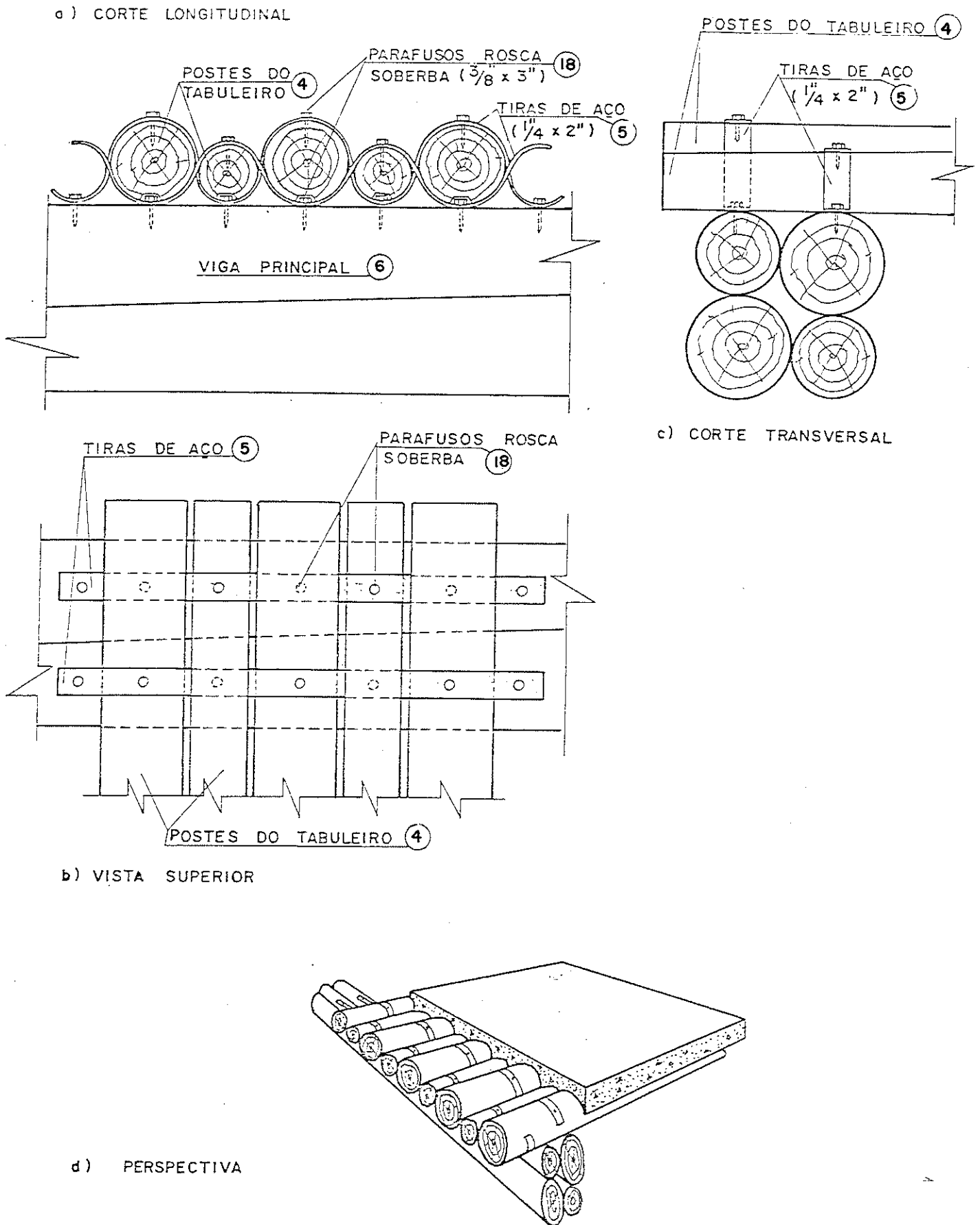


FIG. 4-77 - LIGAÇÃO DOS POSTES DO TABULEIRO NA VIGA PRINCIPAL

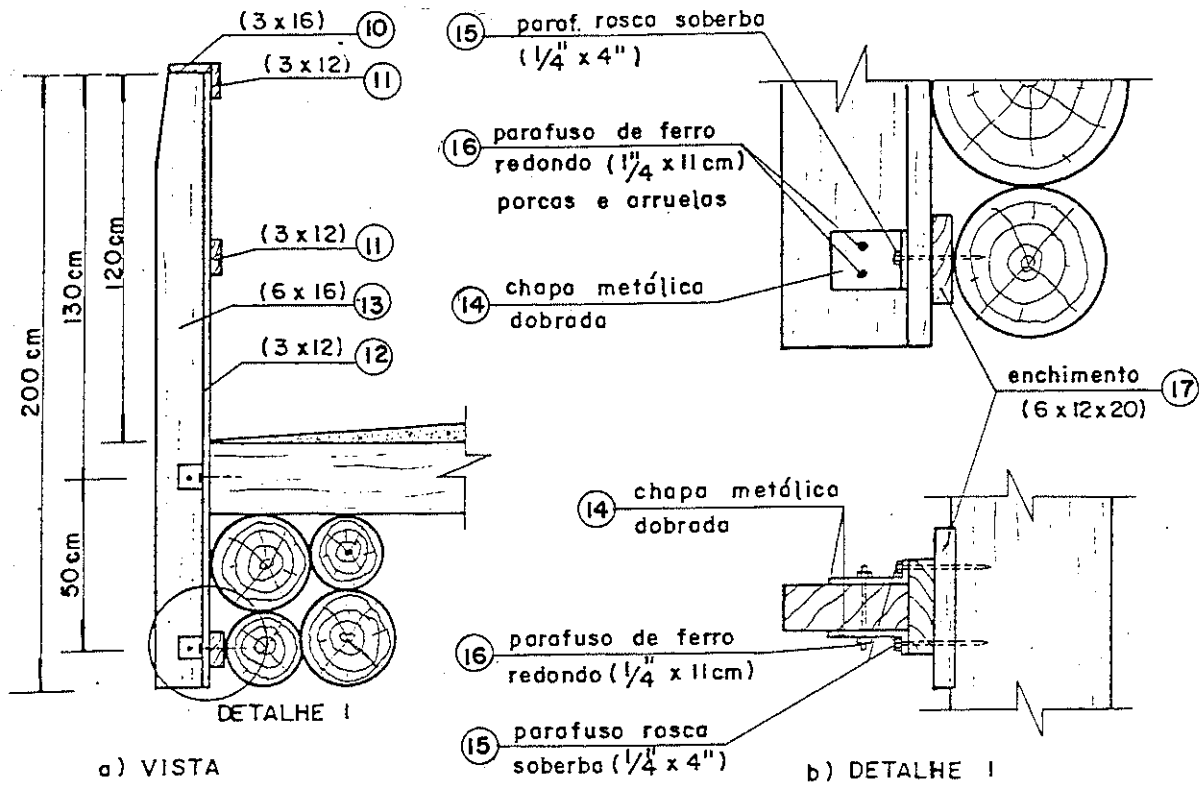


FIG. 4-78 - DETALHE DO GUARDA-CORPO E SUA FIXAÇÃO

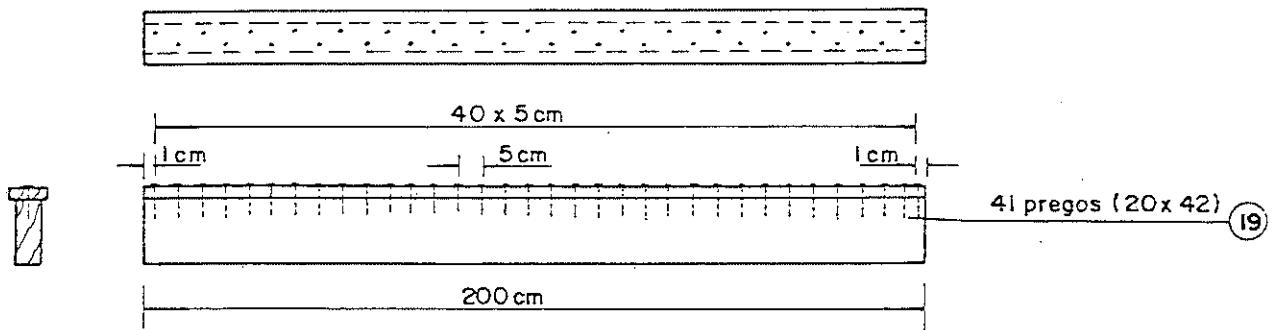


FIG. 4-79 - SOLIDARIZAÇÃO DOS PILARETES DO GUARDA-CORPO

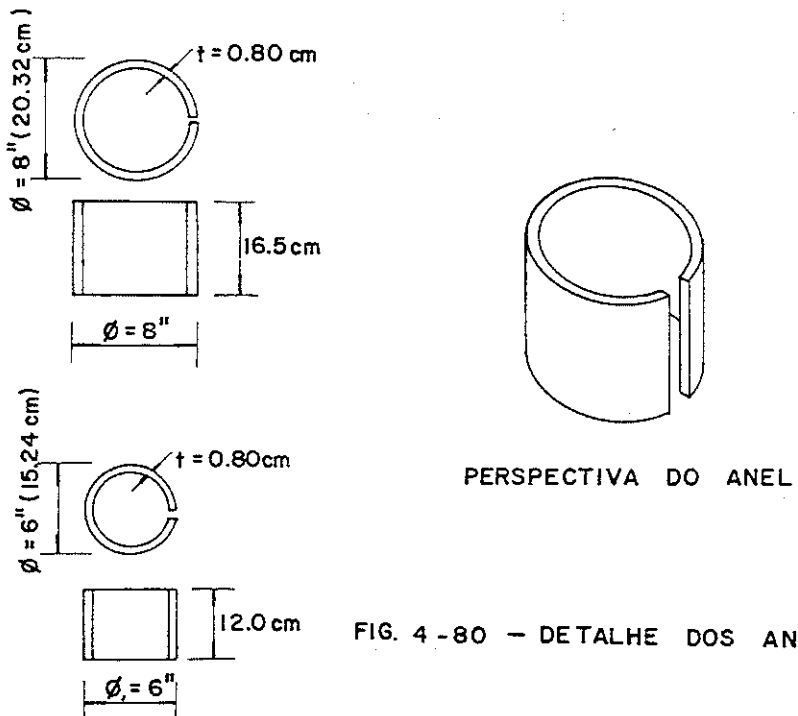


FIG. 4-80 - DETALHE DOS ANÉIS

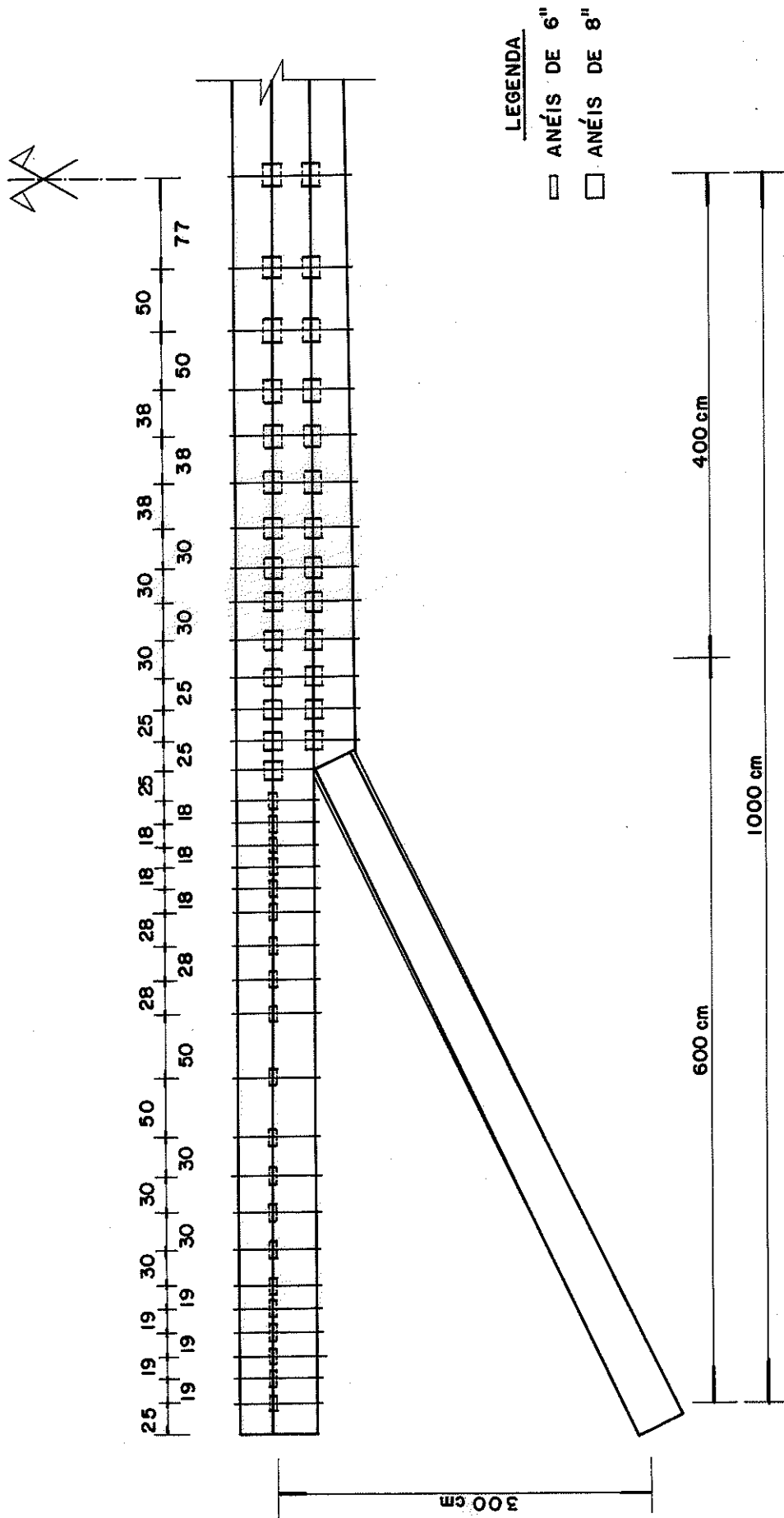


FIG. 4-81 - ESPAÇAMENTO ENTRE ANÉIS DA ESTRUTURA PRINCIPAL

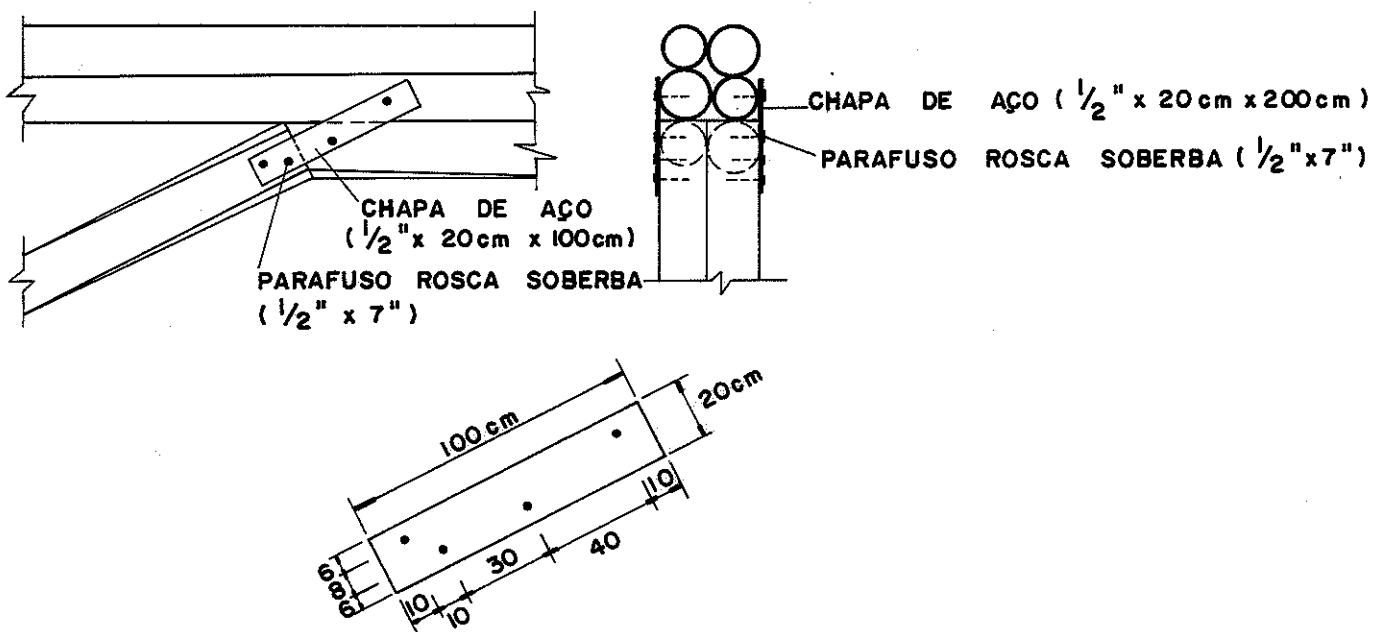


FIG. 4 - 82 - LIGAÇÃO DA DIAGONAL

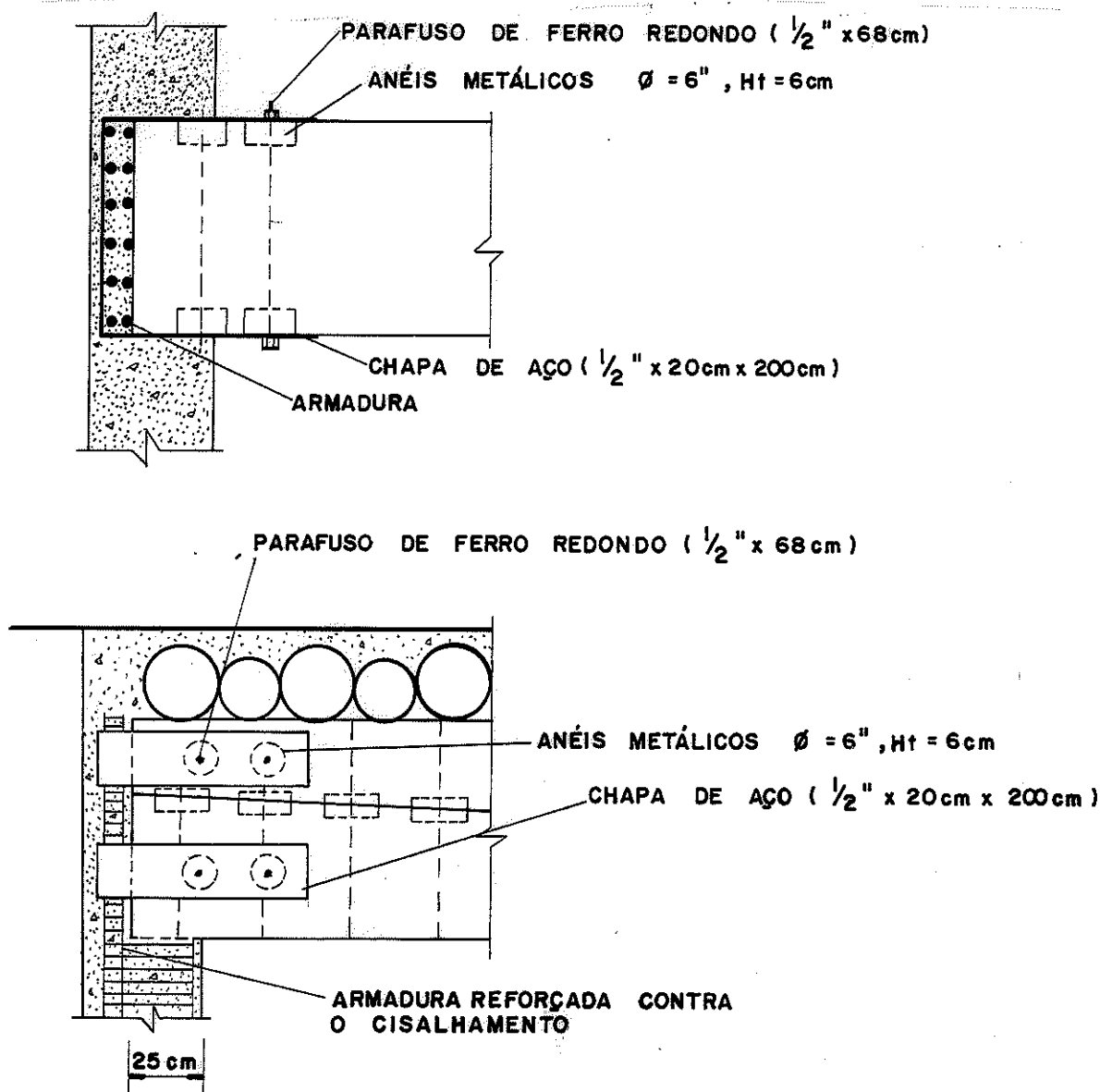


FIG. 4 - 83 - ESQUEMA DO APOIO A



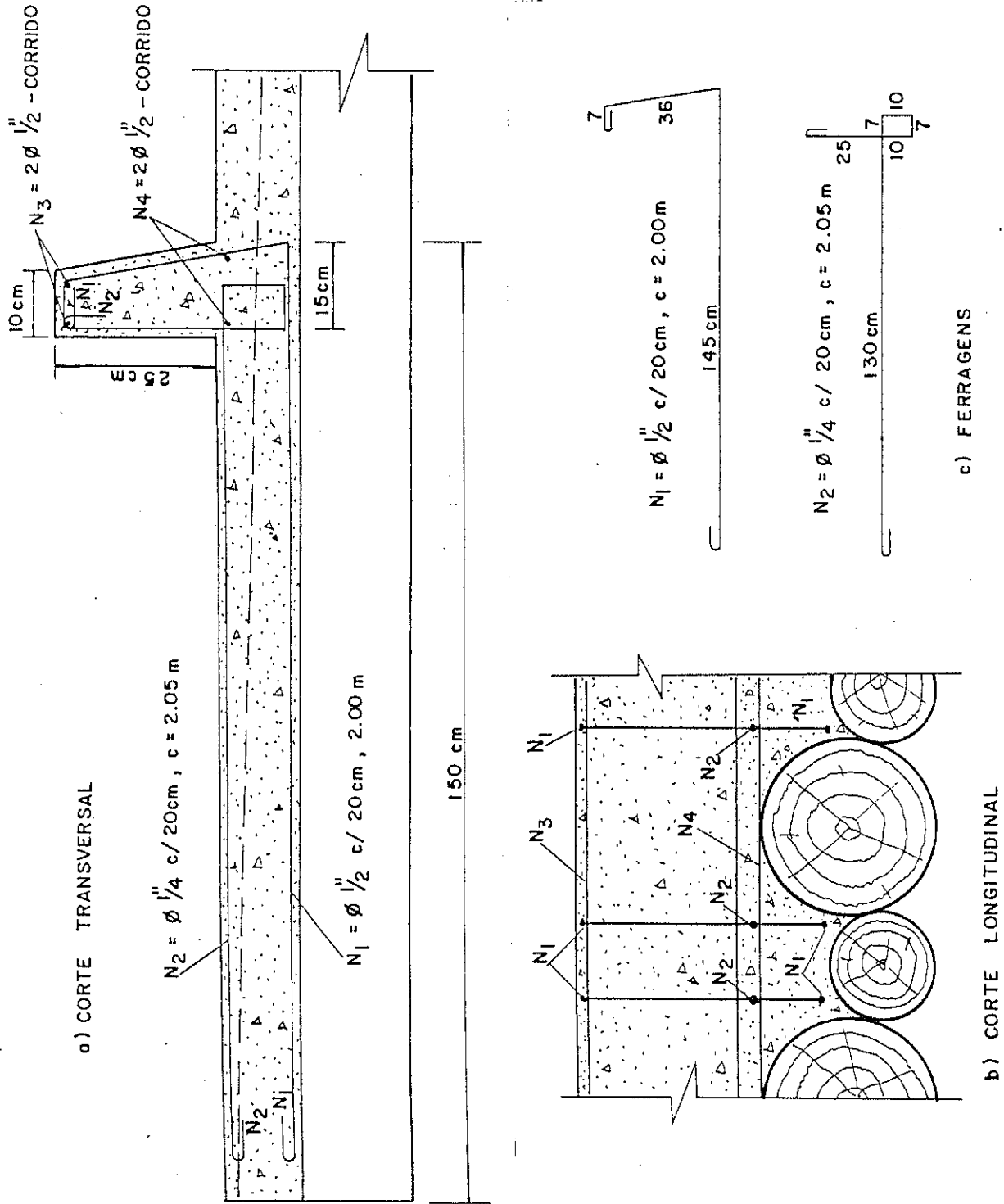


FIG. 4-84 - O GUARDA - RODAS , DIMENSÕES E FERRAGENS

### 3.9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos itens anteriores, durante o projeto da ponte, não foram considerados os seguintes efeitos.

- Força longitudinal
- Ação do vento

A força longitudinal, segundo os critérios da NB-11 de 1951, teria uma magnitude de 10.800 kgf, em cada via de tráfego (ver Parte I, item 2.6), aplicada a 1,20 m da superfície de rolamento. Esta força pode ser traduzida por uma reação horizontal e uma vertical (ver Parte II item 3.9).

R = 4.320 kgf atuando em um eixo (2.160 kgf) em uma roda)

H = 10.800 kgf atuando em três estruturas principais (uma via de tráfego)

Estas reações devem ser reduzidas à metade, devido à melhor resistência da madeira às cargas rápidas {(3)}. A reação horizontal acarreta esforço normal nas barras da estrutura principal e a reação vertical é aplicada sobre o tabuleiro como carga móvel.

A força longitudinal, quando considerada, acarreta os seguintes efeitos máximos:

- Sobre o tabuleiro:

Momento fletor  $M_{t1} = 48.600 \text{ kgfcm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{t1} = 724 \text{ kgf}$  (ponto de máxima tensão cisalhante)

Flecha  $f_{t1} = 0,04 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra AB da estrutura principal

Momento fletor  $M_{AB1} = 127.440 \text{ kgf cm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{AB1} = 1.047 \text{ kgf}$  (ponto de máximo esforço cortante total)

Esforço normal  $N_{AB1} = 3.165 \text{ kgf}$  (tração)

Flecha  $f_{AB1} = 0,033 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra BC da estrutura principal

Momento fletor  $M_{BC_1} = 172.800 \text{ kgfcm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{BC_1} = 1.039 \text{ kgf}$  (ponto de máximo esforço cortante total)

Esforço normal  $N_{BC_1} = 2.615 \text{ kgf}$  (compressão)

Flecha  $f_{BC_1} = 0,033 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra BE, diagonal da estrutura principal

Esforço normal  $N_{BE_1} = 4.280 \text{ kgf}$  (compressão)

A ação do vento sobre a ponte pode ser desprezada, visto que as peças do tabuleiro solidarizadas às estruturas principais, permitem admitir elevada rigidez transversal para a transmissão dos esforços horizontais. Já a ação do vento sobre o veículo (200 kgf/m aplicado a 1,20 m da superfície de rolamento) fornecerá uma reação vertical e uma horizontal (ver Parte II item 3.4).

$R = 120 \text{ kgf/m}$

$H = 200 \text{ kgf/m}$

Devido à melhor resistência da madeira a cargas rápidas, pode-se reduzir à metade estas reações  $\{(3)\}$ . Devido à elevada rigidez transversal, a componente horizontal pode ser desprezada.

A ação do vento, quando considerada, acarreta os seguintes efeitos máximos:

- Sobre o tabuleiro

Momento fletor  $M_{t_2} = 1.215 \text{ kgf cm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{t_2} = 18 \text{ kgf}$  (ponto de máxima tensão cisalhante)

Flecha  $f_{t_2} = 0,001 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra AB da estrutura principal

Momento fletor  $M_{AB_2} = 20.218 \text{ kgf cm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço cortante  $Q_{AB_2} = 223 \text{ kgf}$  (ponto de máximo esforço cortante)

Esforço normal  $N_{AB_2} = 523 \text{ kgf}$  (tração)  
Flecha  $f_{AB_2} = 0,008 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra BC da estrutura principal

Momento fletor  $M_{BC_2} = 35.966 \text{ kgf cm}$  (ponto de máximo momento total)

Esforço Cortante  $Q_{BC_2} = 258 \text{ kgf}$  (ponto de máximo esforço cortante)

Esforço normal  $N_{BC_2} = 617 \text{ kgf}$  (compressão)

Flecha  $f_{BC_2} = 0,011 \text{ cm}$  (ponto de máxima flecha total)

- Sobre a barra BE diagonal da estrutura principal

Esforço normal  $N_{BE_2} = 1.075 \text{ kgf}$  (compressão)

Os efeitos desprezados foram de:

- Para o tabuleiro

Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} y = \frac{49815}{25161} \cdot 11,25 = 22,3 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (11,4\% da tensão admissível)}$$

Tensão de cisalhamento

$$\tau_f = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} = \frac{742 \cdot 1898}{45 \cdot 25161} = 1,2 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (7,5\% da tensão admissível)}$$

Flecha

$$f = 0,04 \text{ cm (7\% da flecha admissível)}$$

Caso não fossem desprezados estes efeitos, na verificação final das peças do tabuleiro ter-se-ia:

$$\sigma_f = 22,3 + 126,2 \approx 148,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_f = 1,2 + 6,9 \approx 8,1 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 16,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,04 + 0,41 \approx 0,45 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{200}{350} \approx 0,57 \text{ cm}$$

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final do tabuleiro.

- Para a barra AB da estrutura principal

Tensão de flexo-tração

$$\sigma_{ft} = \frac{M}{J} y + \frac{N}{S} = \frac{147658}{702215} \cdot 30,75 + \frac{3688}{2971} \approx 7,71 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (4\% da tensão admissível).}$$

Flecha

$$f = 0,034 \text{ cm (2\% da flecha admissível)}$$

Variação no espaçamento entre os anéis

$$\Delta e = \frac{2 \cdot P_{anel} \cdot J}{M_s} \cdot \left[ \frac{1}{Q} - \frac{1}{Q + \Delta Q} \right] = 480628 \cdot \left[ \frac{1}{18963,67} - \frac{1}{20233,67} \right]$$

$$\Delta e = 1,59 \text{ cm (6,4\% do espaçamento adotado)}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final da barra AB ter-se-ia:

$$\sigma_{ft} = 7,71 + 88,04 = 95,75 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_t = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,034 + 0,710 = 0,744 \text{ cm} < \bar{f} = 1,714 \text{ cm}$$

$$e = 25,34 - 1,59 = 23,75 \text{ cm}$$

O espaçamento entre anéis, apesar de um pouco menor que o adotado (25 cm), não torna necessária a alteração do espaçamento entre anéis, principalmente pelo grande coeficiente de segurança desta ligação e pelo erro cometido, a favor da segurança, ao se adotar um sistema de estrutura independente.

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final da barra AB da estrutura principal.

- Para a barra BC da estrutura principal

Tensão de flexo-compressão:

$$\sigma_{fc} = \frac{M}{J} y + \frac{N}{S} = \frac{208766}{1834422} \cdot 46,07 + \frac{3232}{4446} \approx 5,97 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (3,2\% da tensão admissível)}$$

Flecha:

$$f = 0,044 \text{ cm (2\% da flecha admissível)}$$

Variação no espaçamento entre anéis

$$\Delta e = \frac{2 \cdot P_{\text{anel}} \cdot J}{M_s} \cdot \left[ \frac{1}{Q} - \frac{1}{Q + \Delta Q} \right] = 628896 - \left[ \frac{1}{20128,47} - \frac{1}{21425,47} \right]$$

$$\Delta e = 1,89 \text{ cm (6,3\% do espaçamento adotado).}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final da barra BC ter-se-ia:

$$\sigma_{fc} = 5,97 + 77,52 = 83,49 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fc} \approx 187,61 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f = 0,044 + 0,896 = 0,940 \text{ cm} < \bar{f} \approx 2,28 \text{ cm}$$

$$e = 31,24 - 1,89 = 29,35 \text{ cm}$$

O espaçamento entre anéis, apesar de um pouco menor que o adotado (30 cm), não torna necessária a alteração do espaçamento entre anéis, principalmente pelo grande coeficiente de segurança desta ligação.

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final da barra BC da estrutura principal.

- Para a barra BE da estrutura principal

Tensão de compressão

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = \frac{5355}{1924} \approx 2,78 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (4\% da tensão admissível)}$$

Caso não fossem desprezados, estes efeitos, na verificação final da barra BE, ter-se-ia:

$$\sigma_c = 2,78 + 36,21 \approx 38,99 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{fl} = 70,71 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto a consideração destes efeitos não altera o dimensionamento final da barra BE da estrutura principal.

#### 4 - COMPARAÇÃO ENTRE AS PONTES CLASSE 36, 24 e 12

A classe da ponte depende, basicamente, da classe da rodovia (Parte I, item 2.3, tabela 1-03). No item 3, foi apresentado um projeto de ponte classe 36, para rodovias classe I. Se a rodovia for de outra classe, a ponte também o será. Com carregamento menor a ponte será mais leve. Para se obter resultados comparativos serão feitos os ante-projetos de pontes classe 24 e 12, comparando-se estes resultados com os da ponte classe 36 apresentados no item 3.

##### 4.1 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 24

Neste item estudar-se-á o ante-projeto da ponte apresentada no item 1, porém de classe 24.

Adotando-se, para a barra horizontal da estrutura principal, quatro postes de Eucalipto Citriodora do tipo extra-pesado com 20,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios externos) diâmetro da base  $D = 41,00$  cm e diâmetro do topo  $d = 20,50$  cm, formando vigas bi-circulares duplas, clacula-se em ante projeto o número necessário de estruturas principais. O reforço existente no tramo central da estrutura, bem como as barras inclinadas (diagonais) terão suas dimensões estimadas em ante-projeto através da simplificação adequada do esquema estático da estrutura principal (ver figura 4-06, do item 2.2).

Quanto aos Postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante-projeto e escolher o poste comercial adequado.

##### a) Carregamentos

##### a.1) Carga Permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 730 kgf por  $m^2$  de ponte.

+ Carga permanente sobre o tabuleiro

$$p_p = 730 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga permanente sobre a estrutura principal

$$p_p = 730 \cdot \frac{10}{n-1} \text{ (kgf/m)}$$

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

n = número de estruturas principais

a.2) Carga acidental

+ Carga acidental sobre o tabuleiro

$$q_{eq} = 3000 + \frac{31000}{\ell_1} = 3000 + \frac{31000}{10} = 6100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 6100 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga acidental sobre a estrutura principal

$$q_{eq} = 400 + \frac{5600}{\ell} = 400 + \frac{5600}{20} \cong 680 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 680 \cdot \frac{10}{n - 1} \text{ (kgf/m)}$$

b) A estrutura Principal

b.1) Simplificação do Esquema Estático

O esquema estático, conforme o item 2.2, pode ser simplificado em ante-projeto para várias vigas simplesmente apoiadas e uma estrutura articulada (ver figura 4-06).

b.2) Características Geométricas das Seções das Barras

+ Barras da viga contínua

Conforme o item 2.2 tem-se:

$$y = 30,75 \text{ cm}$$

$$S = 2971 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 22836 \text{ cm}^3$$

$$J = 702216 \text{ cm}^4$$

+ Barras da estrutura articulada

Conforme o item 2.2 tem-se:

$$S = \frac{\pi D_m^2}{2}$$

$$i_{\min} = \frac{D_m}{4}$$



b.3) Esforços Solicitantes para a Barra BC

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = \frac{73}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \approx \frac{5840000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = \frac{68}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \approx \frac{5440000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} = \frac{11.280.000}{n-1} \text{ (kgf.cm)}$$

+ Esforço cortante

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = \frac{73}{n-1} \cdot \frac{800}{2} \approx \frac{29.200}{n-1} \text{ (kgf)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = \frac{68}{n-1} \cdot \frac{800}{2} \approx \frac{27.200}{n-1} \text{ (kgf)}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{\max} = \frac{56.400}{n-1} \text{ (kgf)}$$

+ Flechas

$$f = \frac{5 p \ell^4}{384 EJ}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p_{\max}} = \frac{5 \cdot \left[ \frac{73}{n-1} \right] \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 702216} \approx \frac{4.933}{n-1} \text{ cm}$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot \left[ \frac{68}{n-1} \right] \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 702216} \approx \frac{3.063}{n-1} \text{ cm}$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t_{\max}} = \frac{7.996}{n-1} \text{ (cm)}$$

b.4) Verificação para a barra BC - Cálculo do número "n" de Estruturas Principais

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{\left[ \frac{11280000}{n-1} \right]}{702216} \cdot 30,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 3,5$$

Devido à tensão de flexão poderiam ser adotadas 4 estruturas principais.

+ Tensão de cisalhamento - espaçamento entre anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{P}_{anel} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi \quad \phi = 20 = 20,32 \text{ cm (anéis de 8")}$$

$$\bar{P}_{anel} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \cong 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 702216}{\left( \frac{56400}{n-1} \right) \cdot 22836} > \phi = 20,32$$

$$n > 3,4$$

Devido à tensão de cisalhamento poderiam ser adotadas 4 estruturas principais.

+ Flechas

$$f_{t_{\max}} = \frac{7,996}{n-1} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350} = \frac{800}{350} \cong 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 4,5$$

Devido à flecha podem ser adotadas 5 estruturas principais

+ Conclusão

O número de estruturas principais será cinco, ficando-se com:

$$\sigma_f \cong 123,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e \cong 34,1 \text{ cm} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$f \cong 1,6 \text{ cm} < \bar{f} \cong 2,3 \text{ cm}$$

Como as estruturas externas recebem parcela menor de carga pode-se melhorar a distribuição das estruturas sob o tabuleiro, ficando-se com a distribuição da figura 4-85.

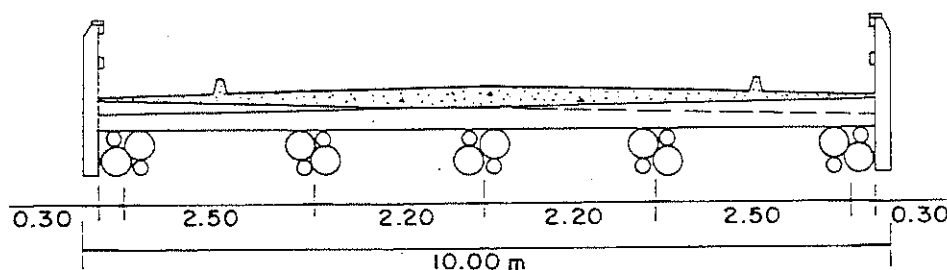


FIG. 4-85 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS SOB O TABULEIRO

b.5) Esforços Solicitantes nas Barras da Estrutura Articulada

Obtido o número necessário de estruturas principais,  $n = 5$ , pode-se calcular as reações nos nós B e C e com elas por equilíbrio de nós, obter os esforços axiais nas barras da estrutura articulada.

$$R_B = R_C = \left( \frac{600 + 800}{2} \right) \cdot (18,25 + 17,00) \approx 24.675 \text{ kgf}$$

$$N_{BE} = - R_B / \text{sen } \alpha = - 24675 / 0,4472 \approx - 55175 \text{ kgf}$$

$$N_{BC} = N_{BE} \cdot \text{cos } \alpha = - 55175 \cdot 0,8944 \approx 49350 \text{ kgf}$$

b.6) Verificação da Peça Auxiliar (barra BC) - Cálculo do Diâmetro Necessário " $D_m$ "

Devido à solidarização da peça auxiliar na estrutura principal, seu comprimento de flambagem é muito pequeno e a peça é considerada curta.

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_c = \frac{49350}{\left( \frac{\pi D_m^2}{4} \right)} \leq \bar{\sigma} = 122 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 16,05 \text{ cm}$$

O diâmetro médio, dos postes que formarão a peça auxiliar, deverá ser maior ou igual a 16,05 cm. Na prática, porém, é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a peça auxiliar, postes de 9,70 m de comprimento, diâmetros na base  $D = 35,5$  cm e no topo  $d = 25,8$  cm (postes do tipo extra pesado de 15 m de comprimento cortados a 9,70 m da base) e portanto com um diâmetro médio  $D_m = 30,65$  cm.

b.7) Verificação da Diagonal (Barra BE) - Cálculo do Diâmetro Necessário " $D_m$ "

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{671}{\left(\frac{D_m}{4}\right)} = \frac{2684}{D_m}$$

Admitindo-se as diagonais como peças longas, tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 f}{4 \lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 168600}{4 (2684/D_m)^2} = \frac{D_m^2}{17,32}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{S} = \frac{55175}{(\pi \cdot D_m^2/2)} = \frac{35126}{D_m^2}$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

$$\frac{35126}{D_m^2} \leq \frac{D_m^2}{17,32}$$

$$D_m \geq 27,93 \text{ cm}$$

Verificando-se a validade de se admitir peça longa, obtem-se:

$$\lambda = \frac{2684}{D_m} = \frac{2684}{27,93} = 96,1$$

Como, para o Eucalipto Citriodora  $\lambda_0 = 71$ , a peça é considerada longa. E portanto devem ser adotados, para as diagonais, pares de postes com diâmetro médio maior ou igual a 27,93 cm. Na prática, porém, é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a diagonal, postes de 6,00 m de comprimento, diâmetros na base  $D = 38,00$  cm e no topo  $d = 32,00$  cm e portanto com diâmetro médio  $D_m = 35,00$  cm

c) O Tabuleiro

c.1) Característica Geométrica da Seção

Sendo os postes do tabuleiro de diâmetro médio  $D_m$ , tem-se:

$$b = D_m$$

$$y = D_m/2$$

$$S = \frac{\pi D_m^2}{4}$$

$$M_s = \frac{D_m^3}{12}$$

$$J = \frac{\pi D_m^4}{64}$$

c.2) Esforços Solicitantes

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = (0,073 \cdot D_m) \cdot \frac{250^2}{8} = 570,3 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = (0,610 \cdot D_m) \cdot \frac{250^2}{8} = 4765,6 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} = 5.335,9 \cdot D_m \quad (\text{kgf.cm})$$

+ Esforços cortantes

$$Q_{\max} = p \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = (0,073 \cdot D_m) \cdot \frac{250}{2} = 9,13 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = (0,610 \cdot D_m) \cdot \frac{250}{2} \cong 76,25 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{t_{\max}} = 85,38 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

+ Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

$$\begin{aligned} \text{Para cargas permanentes } f_{p_{\max}} &= \frac{5 \cdot (0,073 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 112400 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cong \\ &\cong \frac{672,95}{D_m^3} \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para cargas acidentais } f_{a_{\max}} &= \frac{5 \cdot (0,610 \cdot D_m) \cdot 250^4}{384 \cdot 168600 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cong \\ &\cong \frac{3748,88}{D_m^3} \quad (\text{cm}) \end{aligned}$$

$$\text{Ficando a flecha máxima } f_{t_{\max}} = \frac{4421,83}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

### c.3) Verificações - Cálculo do diâmetro necessário "D<sub>m</sub>"

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{(5335,9 \cdot D_m) \cdot D_m}{\left[\frac{\pi D_m^4}{64}\right]} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 16,7 \text{ cm}$$

+ Tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau = \frac{(85,38 \cdot D_m) \cdot (D_m^{3/12})}{D_m \cdot (\pi D_m^4/64)} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 9,0 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t_{\max}} = \frac{4421,83}{D_m^3} \leq \bar{f} = \frac{250}{350} \cong 0,7 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 18,5 \text{ cm}$$

+ Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 18,5 cm.

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetros na base  $D = 27,50$  cm e no topo  $d = 17,50$  cm, e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,50$  cm superior ao necessário.

#### 4.2 - ANTE-PROJETO PARA PONTE CLASSE 12

Neste item estudar-se-á o ante-projeto da ponte apresentada no item 1, porém de classe 12.

Adotando-se, para a barra horizontal da estrutura principal, quatro postes de Eucalipto Citriodora do tipo extra-pesado com 20,50 m de comprimento (0,50 m sobre os apoios externos), diâmetro da base  $D = 41,00$  cm e diâmetro do topo  $d = 20,50$  cm, formando vigas bi-circulares duplas, clacula-se em ante-projeto o número necessário de estruturas principais. O reforço existente no tramo central da estrutura, bem como as barras inclinadas (diagonais) terão suas dimensões estimadas em ante projeto através da simplificação adequada do esquema estático da estrutura principal (ver figura 4-06, do item 2.2).

Quanto aos postes do tabuleiro pode-se obter o diâmetro necessário em ante projeto e escolher o poste comercial adequado.

##### a) Carregamento

##### a.1) Carga permanente

Para peso próprio da ponte pode-se adotar um valor de 710 kgf por  $m^2$  de ponte.

+ Carga permanente sobre o tabuleiro

$$p_p = 710 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga permanente sobre a estrutura principal

$$p_p = 710 \frac{10}{n - 1} \text{ (kgf/m)}$$

sendo:

$D_m$  = diâmetro médio do poste do tabuleiro

$n$  = número de estruturas principais

#### a.2) Carga acidental

+ Carga acidental sobre o tabuleiro

$$q_{eq} = 3000 + \frac{11000}{\ell_1} = 3000 + \frac{11000}{10} = 4100 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 4100 \cdot D_m \text{ (kgf/m se } D_m \text{ em m)}$$

+ Carga acidental sobre a estrutura principal

$$q_{eq} = 300 + \frac{3100}{\ell} = 300 + \frac{3100}{20} \approx 455 \text{ kgf/m}^2 \text{ de ponte}$$

$$p_a = 455 \cdot \frac{10}{n - 1} \text{ (kgf/m)}$$

#### b) A Estrutura Principal

##### b.1) Simplificação do Esquema Estático

O esquema estático, conforme o item 2.2, pode ser simplificado em ante-projeto para várias vigas simplesmente apoiadas e uma estrutura articulada (ver figura 4-06).

##### b.2) Características Geométricas das Seções das Barras

Conforme o item 2.2 tem-se:

$$y = 30,75 \text{ cm}$$

$$S = 2971 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 22836 \text{ cm}^3$$

$$J = 702216 \text{ cm}^4$$



+ Barras da estrutura articulada

Conforme o item 2.2. tem-se:

$$S = \frac{\pi D_m^2}{2}$$

$$i_{\min} = \frac{D_m}{4}$$

b.3) Esforços Solicitantes para a Barra BC

+ Momentos fletores

$$M_{\max} = \frac{p \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{\max}} = \frac{71}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \cong \frac{5680000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{\max}} = \frac{45,5}{n-1} \cdot \frac{800^2}{8} \cong \frac{3640000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{\max}} = \frac{9320000}{n-1} \text{ kgf.cm}$$

+ Esforço cortante

$$Q_{\max} = p \cdot \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = \frac{71}{n-1} \cdot \frac{800}{2} \cong \frac{28400}{n-1} \text{ kgf}$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = \frac{45,5}{n-1} \cdot \frac{800}{2} \cong \frac{18200}{n-1} \text{ kgf}$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{\max} = \frac{46600}{n-1} \text{ kgf}$$

+ Flechas

$$f = \frac{5 p \ell^4}{384 E J}$$

$$\text{Para cargas permanentes } f_{p_{\max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{71}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 112400 \cdot 702216} \cong \frac{4,798}{n-1} \text{ cm}$$

$$\text{Para cargas acidentais } f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{45,5}{n-1}\right) \cdot 800^4}{384 \cdot 168600 \cdot 702216} \cong \frac{2,050}{n-1} \text{ cm}$$

Ficando a flecha total máxima  $f_{t_{\max}} = \frac{6,848}{n-1}$  cm

b.4) Verificação para a Barra BC - Cálculo do Número "n" de Estruturas Principais

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} \quad y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{\left(\frac{9230000}{n-1}\right)}{702216} \cdot 30,75 \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n \geq 3,1$$

Devido à tensão de flexão poderiam ser adotadas 4 estruturas principais.

+ Tensão de cisalhamento - espaçamento entre anéis

$$e \leq \frac{2 \cdot \bar{p}_{\text{anel}} \cdot J}{Q \cdot M_s} > \phi \rightarrow \phi = 20,32 \text{ cm (anéis de 8")}$$

$$\bar{p}_{\text{anel}} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\tau}_\ell = \frac{\pi \cdot 20,32^2}{4} \cdot 24,10 \approx 7815,5 \text{ kgf}$$

$$e \leq \frac{2 \cdot 7815,5 \cdot 702216}{\left(\frac{46600}{n-1}\right) 22836} > \phi = 20,32$$

$$n > 3,0$$

Devido à tensão de cisalhamento poderiam ser adotadas 3 estruturas principais

+ Flechas

$$f_{t_{\max}} = \frac{6,848}{n-1} \leq \frac{\ell}{350} = \frac{800}{350} \approx 2,3 \text{ cm}$$

$$n \geq 4,0$$

Devido à flecha podem ser adotadas 4 estruturas principais

+ Conclusão

O número de estruturas principais será quatro, ficando-se com

$$\sigma_f \cong 136,04 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e \cong 30,94 \text{ cm} > \phi = 20,32 \text{ cm}$$

$$f \cong 2,28 \text{ cm} < \bar{f} \cong 2,3 \text{ cm}$$

Como as estruturas externas recebem parcela menor de carga po  
de-se melhorar a distribuição das estruturas sob o tabuleiro, ficando -  
se com a distribuição da figura 4-86.

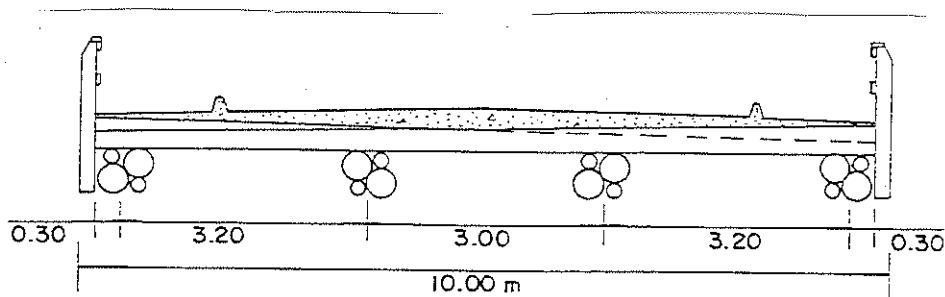


FIG. 4-86 - DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS SOB A PONTE

b.5) Esforços Solicitantes nas Barras da Estrutura Articulada

Obtido o número necessário de estruturas principais,  $n = 4$ , po  
de-se calcular as reações nos nós B e C e com elas por equilíbrio de  
nós, obter os esforços axiais nas barras da estrutura articulada.

$$R_B = R_C = \left( \frac{600 + 800}{2} \right) \cdot (23,67 + 15,17) \cong 27188 \text{ kgf}$$

$$NBE = - \frac{R_B}{\text{sen } \alpha} = - 27188 / 0,4472 \cong - 60796 \text{ kgf}$$

$$NBC = NBE \cdot \text{cos } \alpha = - 60796 \cdot 0,8944 \cong - 54376 \text{ kgf}$$

b.6) Verificação da Peça Auxiliar (Barra BC) - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

Devido à solidarização da peça auxiliar na estrutura principal, seu comprimento de flambagem é muito pequeno e a peça é considerada curta.

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_c = \frac{54376}{\frac{\pi D_m^2}{4}} \leq \bar{\sigma}_c = 122 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 16,85$$

O diâmetro médio, dos postes que formarão a peça auxiliar, deverá ser maior ou igual a 16,85 cm. Na prática, porém, é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a peça auxiliar, postes de 9,70 m de comprimento, diâmetro na base  $D = 35,5$  cm e no topo  $d = 25,8$  cm (postes do tipo extra pesado de 15 m de comprimento cortados a 9,70 m da base) e portanto com um diâmetro médio  $D_m = 30,65$  cm.

b.7) Verificação da Diagonal (barra BE) - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{\min}} = \frac{671}{\left(\frac{D_m}{4}\right)} = \frac{2684}{D_m}$$

Admitindo-se as diagonais como peças longas, tem-se:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 168600}{4 \left(\frac{2684}{D_m}\right)^2} = \frac{D_m^2}{17,32}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{P}{S} = \frac{\left(\frac{60796}{\pi \cdot D_m^2}\right)}{2} = \frac{38704}{D_m^2}$$

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{fl}$$

$$\frac{38704}{D_m^2} \leq \frac{D_m^2}{17,32} \rightarrow D_m \geq 28,61$$

Verificando-se a validade de se admitir peça longa, obtem-se:

$$\lambda = \frac{2684}{D_m} = \frac{2684}{28,61} = 93,8$$

Como, para o Eucalipto Citriodora  $\lambda_0 = 71$ , a peça é considerada longa. E portanto devem ser adotados, para as diagonais, pares de postes com diâmetro médio maior ou igual a 28,61 cm. Na prática, porém é conveniente adotar-se um diâmetro maior, com o intuito de facilitar as ligações desta peça na estrutura principal e garantir bom desempenho desta.

Adotam-se, para a diagonal, postes de 6,00 m de comprimento, diâmetros na base  $D = 38,00$  cm e no topo  $d = 32,00$  cm e portanto com diâmetro médio  $D_m = 35,00$  cm.

### c) O Tabuleiro

#### c.1) Características Geométricas da Seção

Sendo os postes do tabuleiro de diâmetro médio  $D_m$ , tem-se:

$$b = D_m$$

$$y = D_m/2$$

$$S = \pi D_m^2/4$$

$$M_s = D_m^3/12$$

$$J = \pi D_m^4/64$$

#### c.2) Esforços Solicitantes

+ Momento fletores

$$M_{ax} = \frac{p \ell^2}{8}$$

$$\text{Para cargas permanentes } M_{p_{max}} = (0,071 \cdot D_m) \cdot \frac{320^2}{8} \cong 908,8 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Para cargas acidentais } M_{a_{max}} = (0,455 \cdot D_m) \cdot \frac{320^2}{8} \cong 5824,0 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

$$\text{Ficando o momento total máximo } M_{t_{max}} = 6732,8 \cdot D_m \text{ (kgf.cm)}$$

+ Esforços cortantes

$$Q_{\max} = p \frac{\ell}{2}$$

$$\text{Para cargas permanentes } Q_{p_{\max}} = (0,071 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 11,36 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

$$\text{Para cargas acidentais } Q_{a_{\max}} = (0,455 \cdot D_m) \cdot \frac{320}{2} \cong 72,80 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

$$\text{Ficando a cortante total máxima } Q_{t_{\max}} = 84,16 \cdot D_m \quad (\text{kgf})$$

+ Flechas

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J}$$

Para cargas permanentes:

$$f_{p_{\max}} = \frac{5 \cdot (0,071 \cdot D_m) \cdot 320^4}{384 \cdot 112400 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cong \frac{1756,96}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

Para cargas acidentais:

$$f_{a_{\max}} = \frac{5 \cdot (0,455 \cdot D_m) \cdot 320^4}{380 \cdot 168600 \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \cong \frac{7506,24}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

$$\text{Ficando a flecha total máxima } f_{t_{\max}} = \frac{9263,20}{D_m^3} \quad (\text{cm})$$

### c.3) Verificações - Cálculo do Diâmetro Necessário "D<sub>m</sub>"

+ Tensão de flexão

$$\sigma_f = \frac{M}{J} y \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{6732,8 \cdot D_m}{\pi \frac{D_m^4}{64}} \cdot \frac{D_m}{2} \leq \bar{\sigma}_f = 195 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 18,75 \text{ cm}$$

+ Tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{Q \cdot M_s}{b \cdot J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$\tau = \frac{(84,16 \cdot D_m) (D_m^{3/12})}{D_m \cdot \left(\frac{\pi D_m^4}{64}\right)} \leq \bar{\tau}_f = 16,10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D_m \geq 8,87 \text{ cm}$$

+ Flecha

$$f_{t_{\max}} = \frac{9263,20}{D_m^3} \leq f = \frac{320}{350} \cong 0,9 \text{ cm}$$

$$D_m \geq 21,75 \text{ cm}$$

+ Conclusão

As verificações acima revelam que podem ser adotados para o tabuleiro postes de diâmetro médio maior ou igual a 21,75 cm.

Da tabela 1-01 (Parte I, item 1.2) pode-se escolher o poste do tipo pesado de 10 m de comprimento, com diâmetro na base  $D = 27,50$  cm e no topo  $d = 17,50$  cm, e portanto com diâmetro médio  $D_m = 22,50$  cm superior ao necessário.

#### 4.3 - CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nestes ante-projetos, não diferem muito dos resultados de projeto (executado conforme o roteiro apresentado no item 3.). Pode-se concluir que a mudança da classe da ponte altera significativamente o número de estruturas principais, entretanto, devido à alteração no espaçamento entre as estruturas, as dimensões dos postes do tabuleiro, dos postes da peça auxiliar e dos postes da diagonal, não se alteram.

A tabela 4-04 representa de forma sucinta os resultados obtidos.

Tab. 4-04 - Comparação de Efeitos entre as Tres Classes de Pontes

PEÇA	EFEITO OBSERVADO	CLASSE DA PONTE		
		36	24	12
ESTRUTURAS PRINCIPAIS	Número de estruturas principais.....	6	5	4
	Diâmetro médio dos postes da peça horizontal.....	30,75 cm	30,75 cm	30,75 cm
	Diâmetro médio dos postes da peça auxiliar.....	30,65 cm	30,65 cm	30,65 cm
	Diâmetro médio dos postes da diagonal.....	35,00 cm	35,00 cm	35,00 cm
	Tensão de flexão na peça horizontal.....	77,5 kgf/cm <sup>2</sup>	123,5 kgf/cm <sup>2</sup>	1360 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão.....	39,7%	63,3%	69,7%
	Espaçamento mínimo entre anéis de 8".....	31,2 cm	34,1 cm	30,9 cm
	Flecha.....	0,9 cm	1,6 cm	2,3 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	39,1%	69,6%	100%
	Tensão de compressão na peça auxiliar.....	47,3 kgf/cm <sup>2</sup>	66,9 kgf/cm <sup>2</sup>	73,7 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível à compressão.....	38,8%	54,8%	60,4%
	Tensão de compressão na diagonal.....	36,2 kgf/cm <sup>2</sup>	57,3 kgf/cm <sup>2</sup>	63,2 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flambagem.....	51,2%	81,0%	89,4%
VIGAS DO TABULEIRO	Diâmetro médio dos postes.....	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm
	Tensão de flexão.....	126,2 kgf/cm <sup>2</sup>	107,4 kgf/cm <sup>2</sup>	123,6 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão admissível de flexão.....	64,7%	55,1%	63,4%
	Tensão de cisalhamento.....	6,9 kgf/cm <sup>2</sup>	6,5 kgf/cm <sup>2</sup>	5,8 kgf/cm <sup>2</sup>
	Porcentagem da tensão de cisalhamento admissível.....	42,9%	40,4%	36,0%
	Flecha.....	0,4 cm	0,39 cm	0,79 cm
	Porcentagem da flecha admissível.....	70,0%	54,6%	86,4%
	Peso próprio, estimado, da ponte.....	170.490 kgf	159.498 kgf	148.506 kgf
Peso próprio por metro quadrado de ponte.....	852,5 kgf/m <sup>2</sup>	797,5 kgf/m <sup>2</sup>	742,5 kgf/m <sup>2</sup>	



BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- 1) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- Cargas móveis em pontes rodoviárias - NB-6. Rio de Janeiro, ABNT, 1960. 3p.
- 2) \_\_\_\_\_ - Cargas móveis em pontes ferroviárias - NB-7. Rio de Janeiro, ABNT, 1960. 3p.
- 3) \_\_\_\_\_ - Cálculo e execução de estruturas de madeira - NB-11. Rio de Janeiro, ABNT, 1951. 23p.
- 4) AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION- Timber construction manual. 2. ed. New York, John Wiley and Sons, 1974.
- 5) ANTUNES, J.C.O.S. & ANTUNES, H.M.C.C.- Exercícios de estática das estruturas. 4. ed. São Carlos, EESC-USP, 1976. (Publicação n° 194).
- 6) \_\_\_\_\_ - Estática das estruturas (temas complementares). São Carlos, EESC-USP, 1976.
- 7) BASSO, Luís Ernesto- Ligação de peças estruturais de madeira por anéis metálicos. São Carlos, EESC-USP, 1977. (Relatórios n° 5 e 6 - FAPESP).
- 8) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS- Tabelas de resultados obtidos para madeiras nacionais. 2. ed. São Paulo, IPT, 1956. (Boletim n° 31).
- 9) DARKOV, A. & KUZNETSOV, V.- Structural mechanics. Moscou, Mir Publishers, s.d. 703p.
- 10) ENCICLOPÉDIA BARSA. Rio de Janeiro, Encyclopaedia Britannica Ed., 1978. v.11.
- 11) HELLMEISTER, J.C. ; LAHR, F.A.R. ; CALIL JR., C.- Ponte pênsil de madeira. São Carlos, EESC-USP, 1977.

- 12) LOGSDON, Norman B. & HELLMEISTER, João C.- Aplicação do programa "Stress" às pontes de madeira. São Carlos, EESC-USP, 1981. (Notas de aula).
- 13) HELLMEISTER, João C. & MATTHIESEN, José A.- Ligações de peças de madeira por anéis metálicos. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUTURAL, 19., Santiago - Chile, 1978. São Carlos, EESC-USP, 1978.
- 14) \_\_\_\_\_ & OLIVEIRA, E.S.- Ponte de madeira na Rodovia Cambaratiba - Borborema. São Carlos, EESC-USP, 1975.
- 15) \_\_\_\_\_ - Pontes de eucalipto citriodora. São Carlos, EESC-USP, 1978. 85p. Tese (Professor Livre-Docente).
- 16) \_\_\_\_\_ - Estruturas de madeira. 2. ed. 4. reimp. rev. e corrig. São Carlos, EESC-USP, 1977. 113p. (Notas de aula).
- 17) HORTEGAL, Ivar Ribeiro- Contribuição ao estudo das pontes pênséis de madeira. Orientador Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, EESC-USP, 1979. 215p. Dissertação (Mestre - Eng. de Estruturas).
- 18) IBM - Manual STRESS, "User's manual", Structural engineering System Solver (stress) for IBM - 1130, version 2.
- 19) KARLSEN, G.G.- Wooden structures. Moscou, Mir Publishers, 1967. 638p.
- 20) LOGRADO, Paulo A. Sampaio- Pontes de madeira em viga armada. Orientador Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, EESC-USP, 1980. 251p. Dissertação (Mestre - Eng. de Estruturas).
- 21) MARTINELLI, Dante A.O.- Solicitações nas pontes de concreto. São Carlos, EESC-USP, 1971.
- 22) OZELTON, E.C. & BAIRD, J.A.- Timber designer's manual. Londres, Crosby Lockwood Staples, 1976. 518p.

- 23) SCHIEL, F.- Introdução à resistência dos materiais. São Carlos, EESC-USP, 1976. (Fascículos I, II e III).
- 24) STEIMMAN, David B. & WATSON, Sara R.- Bridges and their builders. New York, Dover, 1957. 401p.
- 25) SZUCS, Carlos Alberto- Ponte de madeira com vigas principais em treliça contínua. Orientador Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, EESC-USP, 1979. 219p. Dissertação (Mestre - Eng. de Estruturas).
- 26) ZURITA, Carlos Eduardo et alii- Ligações entre peças estruturais de madeira: anéis metálicos. São Carlos, EESC-USP, 1971. 49p.