

"Introdução ás pontes de concreto"

AUTOR:-Dante A.O. Martinelli

ESCOLA DE ENGENHARIA DE S. CARLOS — U.S.P.
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO

DANTE A.O. MARTINELLI
SÃO CARLOS — 1971
(REIMPRESSÃO-1982)



Í N D I C E

SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO

1 - INTRODUÇÃO	1
2 - CARGA PERMANENTE	2
3 - CARGA MÓVEL	3
3,1 - Carga móvel em pontes rodoviárias (NB-6)	3
3,2 - Carga móvel em pontes ferroviárias (NB-7)	7
4 - IMPACTO VERTICAL	9
4,1 - Introdução	9
4,2 - O impacto vertical na NB-2/61	12
5 - IMPACTO LATERAL	15
6 - FORÇA LONGITUDINAL, POR FRENAGEM OU ACELERAÇÃO	16
7 - FORÇA CENTRÍFUGA	17
8 - VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	19
9 - RETRAÇÃO	20
10 - DEFORMAÇÃO LENTA	20
11 - VENTO	21
12 - ATRITO NOS APOIOS	23
13 - DESLOCAMENTO DAS FUNDAÇÕES	24
14 - EMPUXO DE TERRA OU ÁGUA	24
15 - ESFORÇOS NO GUARDA-CORPO	25

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE LAJE

1 - PRELIMINARES	1
2 - TIPOLOGIA SUMÁRIA	2
3 - EXEMPLOS DE OBRAS	11

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE VIGAS

1 - PRELIMINARES	1
1,1 - Esquemas longitudinais	1
1,2 - Seções transversais	4
2 - NOÇÕES PRELIMINARES SOBRE O CÁLCULO DAS SUPERESTRUTURAS DE VIGAS	11
2,1 - Considerações gerais	11
2,2 - Cálculo como vigas independentes	15
2,21 - Laje colaborante	15
2,22 - Distribuição transversal das cargas; tipos	21
2,23 - Tabuleiro (lajes, longarinas, transversinas)..	23
3 - TIPOLOGIA SUMÁRIA	26
3,1 - Pontes de vigas simplesmente apoiadas	26
3,2 - Pontes de vigas simplesmente apoiadas, com balanços, eventualmente contrapesados ou ancorados	37
3,3 - Pontes de vigas Gerber	54
3,4 - Pontes de vigas contínuas	65
3,5 - Pontes de vigas engastadas	79
3,6 - Pontes construídas com balanços progressivos	80

SOLICITAÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO

1- INTRODUÇÃO

As cargas e demais influências que causam esforços solicitantes nas pontes de concreto podem ser subdivididas em três classes, as principais, as adicionais, e as especiais. Como solicitações principais temos as que devem ser levadas em conta no cálculo de qualquer tipo de estrutura; como adicionais, ao contrário, entendem-se as que somente necessitam ser consideradas em certos tipos de estruturas (por exemplo: a força centrífuga, o impacto lateral) ou, mesmo, as que podem ser desprezadas no estudo de estrutura de menor importância (por exemplo: o atrito nos apoios). As solicitações especiais são as que aparecem em projetos de características peculiares (por exemplo: choque de veículos contra pilares de pontes rodoviárias, choque de barcos contra as paredes laterais de pontes-canais, etc.).

De outro ponto de vista, poderíamos encarar as cargas externas como cargas permanentes ou cargas mortas as quais, após o término da estrutura, passam a atuar constantemente, e sempre com a mesma intensidade, e cargas acidentais, ou vivas, que atuam intermitentemente, e com intensidade variável.

Atendo-nos ao primeiro critério, indiquemos (NB-2:4) as diversas influências que devem ser consideradas no cálculo dos esforços solicitantes. Teremos:

I- Solicitações principais

- a) Carga permanente
- b) Carga móvel
- c) Impacto vertical

II- Solicitações adicionais

- d) Impacto lateral
- e) Força longitudinal
- f) Força centrífuga
- g) Variação de temperatura
- h) Retração
- i) Deformação lenta
- j) Vento
- l) Atrito nos apoios

- m) Deslocamento das fundações
- n) Empuxo de terra ou água
- o) Esforços no guarda-corpo

III- Solicitações especiais

- p) A estabelecer em cada caso particular.

A seguir, examinaremos sucintamente cada uma dessas causas de solicitações; novas referências serão feitas à medida que estudarmos cada tipo de ponte de acordo com a estrutura ou com o uso a que se destinar.

Seguiremos, essencialmente, as prescrições da NB-2/61 (Cálculo e execução de pontes de concreto armado), da NB-6/60 (Cargas móveis em pontes rodoviárias) e da NB-7/43 (Cargas móveis em pontes ferroviárias). As prescrições do P-NB-116/62 (Cálculo e execução de obras de concreto protendido) serão objeto de oportunos comentários ao longo do estudo do concreto protendido.

2- CARGA PERMANENTE

No caso de pontes metálicas ou de madeira, o maior número de peças torna conveniente a avaliação prévia da carga permanente -- que nada mais é que o peso próprio total da ponte -- por meio de fórmulas empíricas que variam de acordo com as características da obra. Ao contrário, em concreto armado esboça-se um ante-projeto da ponte, fixando as dimensões (pré-dimensionando, como se diz) com base na observação de estruturas anteriormente projetadas; a seguir, calcula-se a carga permanente a partir do volume de cada peça. A carga permanente assim obtida não deve apresentar discrepância maior do que 5% em relação ao peso próprio resultante do dimensionamento definitivo (NB-2, art. 5).

Podem ser admitidos os seguintes pesos específicos:

Concreto simples	2.200	kg/m ³
Concreto armado	2.400	"
Concreto asfáltico	2.000	"
Lastro	1.500	"

3- CARGA MÓVEL

3,1- Carga móvel em pontes rodoviárias (NB-6)

Em pontes rodoviárias, a carga móvel constituída por um veículo e por cargas p e p' uniformemente distribuídas (fig.1). 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 (ambas somente onde tal carregamento vier a produzir aumento nas solicitações da seção estudada); são cargas fictícias, uniformemente distribuídas, que procuram levar em conta a ação de outros veículos mais leves ou mais afastados da zona onde as cargas produzem maiores esforços solicitantes, com um esquema de carregamento de utilização mais cômoda.

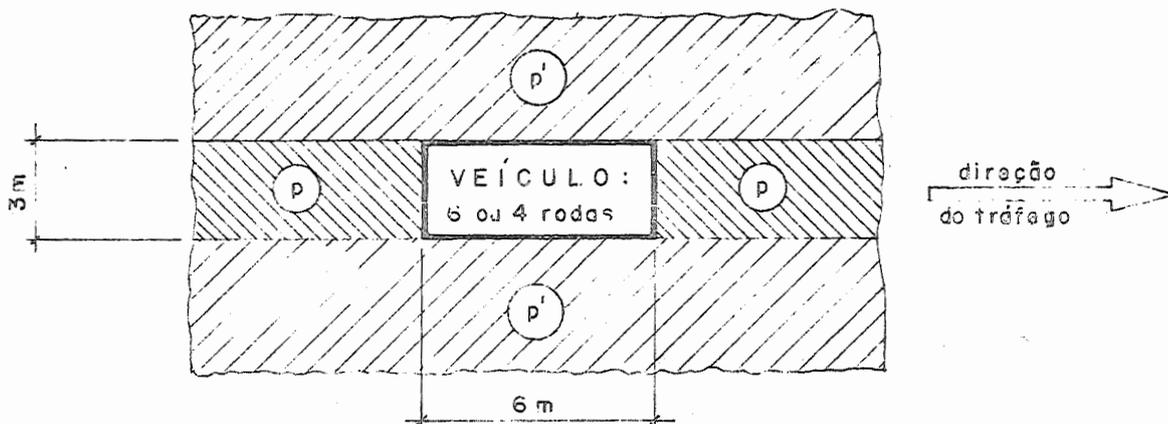


FIGURA 1

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-6:6). Assim, por exemplo, ao se pesquisar o máximo momento fletor em determinada seção de uma viga contínua, o trem tipo da fig.1 é colocado no tramo dessa seção, colocando-se ainda cargas p e p' (sem o veículo) nos tramos onde essas cargas provocam aumento desse momento (fig.2). Transversalmente, essas cargas se estenderão até onde possam contribuir para aumentar esse momento (p' , eventualmente, até sobre os passeios)

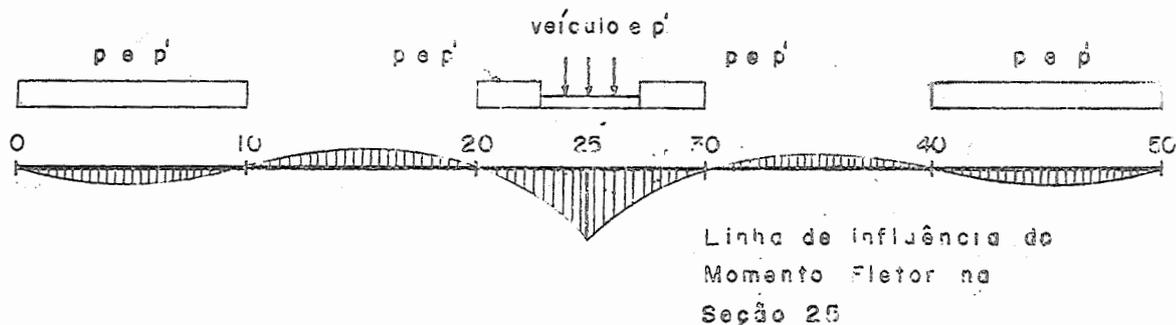


FIGURA 2

Para efeito de escolha das cargas móveis, a NB-6 divide as pontes rodoviárias em três classes: 36, 24 e 12, correspondentes às classes das rodovias: I, II e III respectivamente (*). As cargas móveis são decrescentes da classe 36 para a classe 12.

A divisão acima obedece ao seguinte critério:

- Classe 36: pontes situadas em estradas tronco federais ou estaduais, ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos, com mais de 1000 veículos por dia de movimento;
- Classe 24: pontes situadas em estradas secundárias, de ligação, mas nas quais se prevê a passagem de veículos pesados, tendo em vista condições especiais do local (indústrias, bases militares, etc); e com tráfego médio de 500 a 1000 veículos por dia.
- Classe 12: pontes situadas em estradas secundárias de ligação, que não se enquadram na classe 24, com tráfego de menos de 500 veículos por dia.

*) A respeito da subdivisão em classe II e classe III, convém observar que ao VIII Congresso Nacional de Estradas de Rodagem (Rio, 1951) foi apresentada proposta no sentido de serem adotadas as mesmas cargas-tipo para ambas as classes. Na justificação, salientava-se que "os veículos não têm limitação efetiva para as diversas classes de estradas, isto é, qualquer veículo poderá passar indiferentemente por qualquer estrada, por deficiência de policiamento". Mostrava-se ainda que a exiguidade da rede ferroviária nacional permitia prever que "por longo tempo, ainda, a responsabilidade pelo escoamento de todas as espécies de cargas será suportada pelas rodovias, até mesmo por aquelas de classe inferior". E finalmente, examinando-se uma consequência da proposta, opinava-se justamente que "o aumento de despesa (provocado pelo fato de virem a adotar-se para a classe III as mesmas cargas-tipo, mais elevadas, da classe II) dar-se-ia quasi exclusivamente na superestrutura, correspondendo a uma pequena porcentagem do seu valor, ainda muito menor se confrontada com o valor global da ponte".

Poderíamos ainda considerar uma quarta classe, a de pontes em estradas particulares, que podem obedecer a condições especiais ditadas pelos seus proprietários, nela incluindo-se ainda as pontes de caráter estratégico, as pontes urbanas com trilhos, etc. (NB-6:2). Convém salientar que, em pontes urbanas com linhas de bondes, deve-se em geral considerar o tráfego desses veículos especiais, na posição correspondente; em certos casos, porém, o poder fiscalizador estabelece uma sobrecarga de utilização mais fácil: assim, por exemplo, a Prefeitura de São Paulo fixava, como de efeito equivalente à passagem de bondes, uma sobrecarga uniformemente distribuída de 1.000 kg/m².

Para cada uma das classes, 36, 24 e 12, a NB-6 prevê atualmente um trem tipo, composto de um veículo e cargas uniformemente distribuídas.

A carga p' é comum às três classes (300kg/m²), ao passo que a carga p , mais importante, vale respectivamente 500, 400, 300kg/m², conforme se trate de classe 36, 24, 12.

O veículo ocupa em planta um retângulo de 3,0x6,0m, dentro do qual atuam 6 cargas para as classes 36 e 24 e 4 cargas para a classe 12, correspondentes aos 3 eixos dos veículos das duas primeiras classes e aos 2 eixos do veículo da classe 12.

Os 3 eixos dos veículos das classes 36 e 24 têm pesos de 12 t e 8 t cada um respectivamente, e no veículo da classe 12, o eixo dianteiro pesa 4 t e o traseiro 8 t, respectivamente. O peso total dos veículos é igual, em tonelada, ao número que indica a classe da ponte (36, 24 ou 12 t).

A distância entre eixos para as classes 36 e 24 é 1,50 m e para a classe 12 é 3m e os eixos dianteiros e traseiros para as três classes são dispostos a 1,50m das extremidades dos retângulos de ocupação.

As dimensões do retângulo de contato roda-pavimentação variam de acordo com a classe da ponte, como se vê na figura 3, onde se mostram, em planta, as características principais dos três veículos "normais".

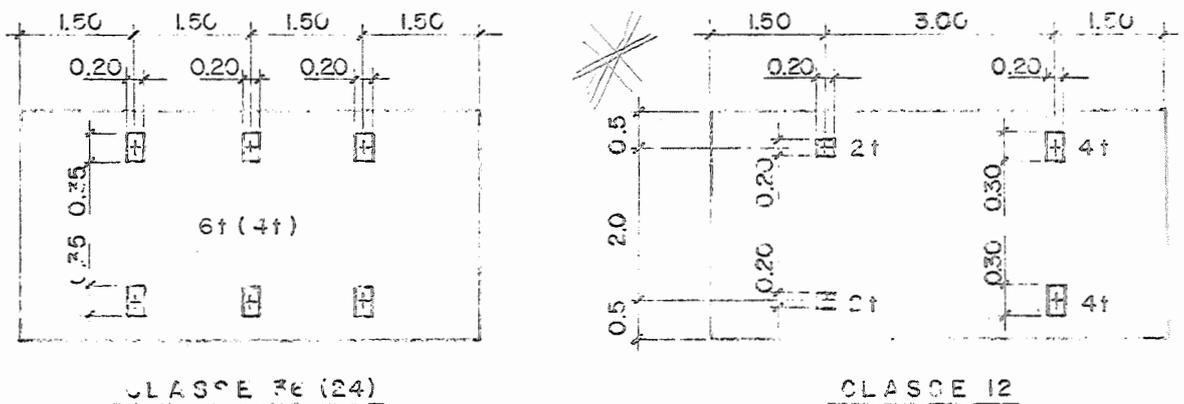


FIGURA 3

Quando a estrutura principal tiver mais que 30 m de vão, permite a NB-6 (art. 7) que se substituam "as cargas concentradas do veículo por carga igual, mas uniformemente distribuída sobre área retangular com 3,0m de largura e 6,0m de comprimento". Esta simplificação vale porém somente para a estrutura principal, se ja ela de arcos, vigas ou pórticos. Justifica-se, observando que, diante do valor do vão, obtêm-se praticamente os mesmos valores dos esforços quer se considerem as cargas como concentradas ou como distribuídas. Observe-se porém que para as peças do tabuleiro, cujas dimensões são relativamente pequenas, essa simplificação não vale.

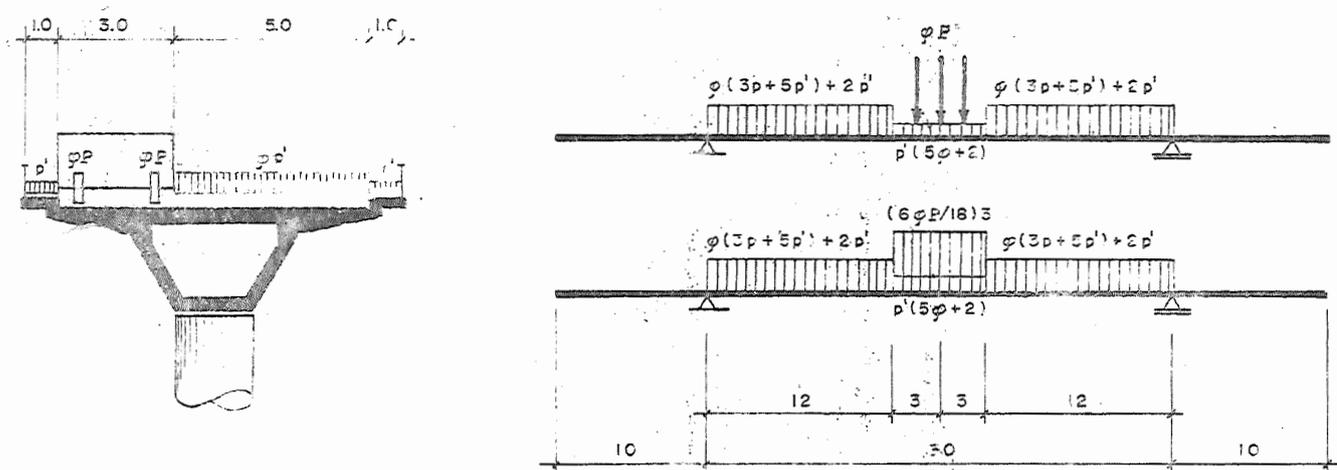


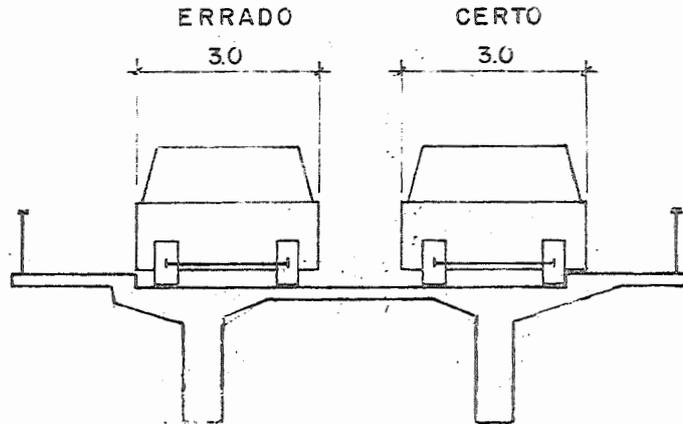
FIGURA 4

Outras prescrições relativas à carga móvel, dadas pela NB-6 (item 6) são os abaixo comentados.

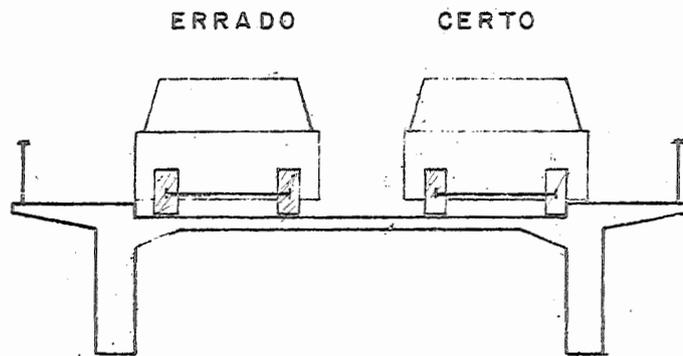
"Não se carregarão os guarda-rodas que tenham, no máximo, 75cm de largura útil e, no mínimo, 25cm de altura a partir da borda da pavimentação da pista de rolamento". Corresponde a admitir que, com essas dimensões, o guarda-roda não virá a ter carregamento apreciável de veículos ou pedestres.

Contrariamente, "quando se tratar de pontes com refúgios centrais elevados, em rodovias de mais de uma pista, é obrigatório o carregamento dessa área, com a carga p'' ", pois aí se quer prever a possibilidade de ocupação por veículos ou mesmo, multidão.

Ainda, "para o cálculo de placas, longarinas e transversinas junto às bordas do estrado é obrigatório encostar a roda ao guarda-roda". Os esquemas da fig.5 ilustram duas dessas situações.



A Laje em balanço fica pouco carregada



A Laje interior fica mal carregada

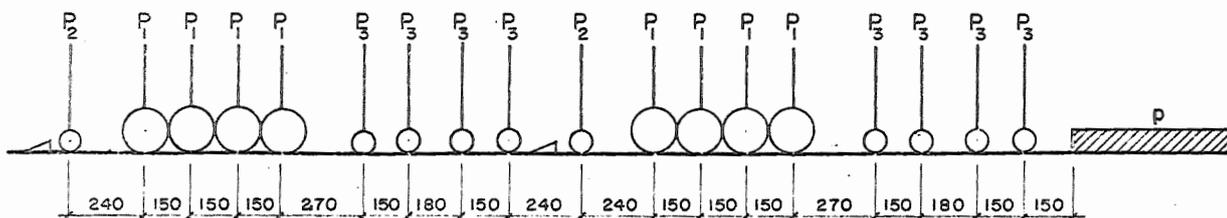
FIGURA 5

Finalmente, "o guarda-rodas deverá ser verificado para uma força horizontal concentrada de intensidade igual ao peso da roda do veículo, aplicada na aresta superior do guarda-rodas, suposta atuando em uma extensão igual a 100cm", como decorrência da função básica do guarda-rodas.

3,2- Carga móvel em pontes ferroviárias (NB-7)

Para pontes ferroviárias a NB-7 fixa as cargas-tipos para cada categoria de estradas. Estabeleceram-se quatro trens-tipos, os TB-32, TB-27, TB-20, TB-16, correspondentes a composições ferroviárias completas esquematizadas numa série de cargas concentradas seguidas de uma carga uniformemente distribuída. A designação dos trens-tipos é feita pela carga, em toneladas, das quatro rodas mais pesadas (as da locomotiva).

	Carga por eixo em t			Carga distribuida em t/m
	P ₁	P ₂	P ₃	P
TB-32	32	16	21	10
TB-27	27	14	18	9
TB-20	20	10	15	6
TB-16	16	8	11	5



O quadro abaixo compila as instruções de aplicação dos diversos TB, para obras novas e para reforço de obras existentes.

LINHA	LINHAS TRONCO E LIGAÇÕES PRINCIPAIS		LINHAS SUBSIDIÁRIAS	
			PRINCIPAIS	SECUNDÁRIAS
BITOLA	1,60	1,00	1,60 1,00	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 $l \leq 15m$ ≠ No caso de tráfego excessivamente pesado (minérios, etc)				
REFORÇO: Esses mesmos TB, podendo ser reduzidos de até 20%.				

4- IMPACTO VERTICAL

4,1- Introdução

No estudo estático das estruturas supõe-se que as cargas sejam aplicadas de maneira que sua intensidade cresça gradualmente desde zero até o valor total, ao passo que as cargas móveis reais são aplicadas bruscamente. Além disso, a simples consideração de cargas estáticas não corresponderia à realidade em virtude das oscilações provocadas pelos veículos, especialmente pelos trens, e causadas pela existência de excêntricos nas rodas, pela ação das molas, pelas juntas dos trilhos ou por irregularidades da pista nas pontes rodoviárias, pela força centrífuga causada pela deformação da ponte sob a ação das cargas (efeito Willis-Zimmermann), etc. Entende-se por impacto vertical esse conjunto de influências provenientes da ação dinâmica das cargas móveis ou, na definição da American Railway Engineering Association, "o conjunto de causas diversas pelas quais as tensões efetivas, à passagem dos trens, são maiores do que as tensões estáticas produzidas pelos mesmos". O estudo de todas essas causas apresenta-se extremamente trabalhoso; daí, levar-se em conta na prática o impacto de maneira global dando às cargas móveis um acréscimo, e considerando-as como se fôsem aplicadas estáticamente. Esse acréscimo é dado por um coeficiente ϕ de impacto, não menor que um, pelo qual são multiplicadas as cargas que têm ação dinâmica.

É importante observar que o impacto vertical é tanto maior quanto mais leve for a estrutura em relação às cargas que o provocam. Isto é diretamente salientado pela fórmula adotada pelas normas francesas (*), em que se tem

$$\phi = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\ell} + \frac{0,6}{1+4G/P}$$

sendo ℓ o vão em metros, G a carga permanente, e P a carga móvel máxima para a estrutura em estudo.

A partir dessa observação, conclui-se imediatamente que a influência do impacto deve decrecer à medida que aumentar o vão da ponte, pois nesse caso o peso G da estrutura vai aumentando mais rapidamente do que a carga móvel correspondente P. De fato, observações experimentais mostram que se deve dar ao coeficiente de impacto ϕ variação sensivelmente hiperbólica, tendendo assintoticamente a zero ao aumentar o vão ℓ (fig.6). Ao contrário, em pontes pequenas o impacto é maior. Assim, na fórmula francesa atrás referida (válida para ferrovias e rodovias), o coeficiente ϕ cresce para 2 ao diminuírem o vão ℓ e a relação G/P entre o peso G da estrutura e a carga P que produz o impacto. A esse respeito, ainda, é

ilustrativa a fórmula espanhola (fig.7)

$$\phi = 1,4 - \frac{0,4}{250} \sqrt{500\ell - \ell^2} = 1,4 - 0,0016 \sqrt{500\ell - \ell^2}$$

em que se admite variação elítica de ϕ entre $\ell = 0$ ($\phi = 1,4$) e $\ell = 250\text{m}$ ($\phi = 1,0$).

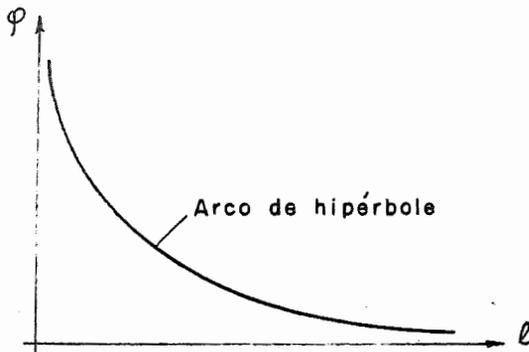


FIGURA 6

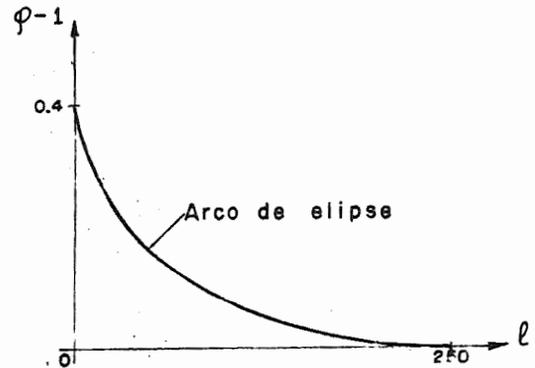


FIGURA 7

Ainda em decorrência do que se disse acima, vê-se que a influência da ação dinâmica das cargas há de ser maior em pontes metálicas do que em pontes de concreto, mais pesadas. Por outro lado constatou-se, como aliás é de se prever, que o impacto é maior em pontes ferroviárias do que em pontes rodoviárias.

Em algumas normas leva-se em conta, explicitamente, a velocidade do trem. Assim, fórmula sueca para pontes ferroviárias dá

$$\phi = 1 + \frac{a}{b+l}$$

em que

$$b = 20,$$

$$a = 18V + \frac{700}{1+0,004V} \text{ sen } 0,0125 nV,$$

n = número de linhas,

V = velocidade, em km/h.

Nota-se, ainda aqui, a variação hiperbólica em função do vão ℓ .

A influência do impacto diminui consideravelmente, em pontes ferroviárias, à medida que se aumenta a espessura do lastro, que amortece as oscilações provocadas pelo trem. Da mesma forma, o impacto diminui ao se melhorar a continuidade da linha, soldando as juntas, ao passo que a inexistência de dormentes aumen-

ta-o de forma considerável. As prescrições alemãs para pontes ferroviárias metálicas mostram claramente a influência desses fatores, ao indicarem as seguintes fórmulas.

a) para pontes com trilhos com juntas, apoiando diretamente sobre as vigas:

$$\phi = 1,20 + \frac{17}{\ell + 28}$$

b) para pontes sem lastro, e trilhos com juntas apoiando sobre dormentes, ou trilhos sem dormentes, mas sem juntas (soldados):

$$\phi = 1,19 + \frac{21}{\ell + 46}$$

c) para pontes com lastro e com dormentes, mas com juntas nos trilhos, ou para pontes sem lastro, mas com dormentes e de trilhos soldados (sem juntas):

$$\phi = 1,11 + \frac{56}{\ell + 144}$$

d) finalmente, no caso mais favorável de pontes com lastro e dormentes, sendo os trilhos soldados (sem juntas, portanto), o valor de ϕ cai a

$$\phi = 1,0 + \frac{60}{\ell + 150}$$

Nossa norma NB-2/50 (art.7) fixava diversos valores do coeficiente de impacto, principalmente em função do elemento objeto de cálculo. Para isso, fazia distinção entre peças do estrado e estrutura principal (considerando ainda, nesta, o caso de vigas retas ou de arcos e abóbadas).

Para as peças de tabuleiro (lajes, vigamento secundário, montantes e pendurais), o coeficiente de impacto dependia apenas do tipo de tráfego a que se destinava-se a ponte: maior para as pontes ferroviárias ($\phi = 1,4$) que para rodoviárias ($\phi = 1,3$).

Para o cálculo da estrutura principal a NB2/50 previa variação não apenas em função da natureza do tráfego, mas também de acordo com o vão: o coeficiente ϕ diminuía ao aumentar o vão ℓ da ponte, atingindo o valor 1,0. Assim, quando a estrutura principal fôsse de vigas retas, distinguiam-se as pontes ferroviárias das rodoviárias, tendo-se, em função do vão (NB2/50, art.7, alínea 2):

a) em pontes ferroviárias

$$\ell \leq 20\text{m} : \phi = 1,4 ;$$

$$20 < \ell < 50\text{m} : \phi = 1,4 - 0,2 \frac{\ell - 20}{30} ;$$

$$\ell \geq 50\text{m} : \phi = 1,2 ;$$

b) em pontes rodoviárias

$$l \leq 20\text{m} : \phi = 1,3 ;$$

$$20 < l < 70\text{m} : \phi = 1,3 - 0,3 \frac{l - 20}{50} ;$$

$$l \geq 70\text{m} : \phi = 1,0.$$

Observe-se pois que somente em pontes rodoviárias é que, acima de certo vão, podemos desprezar o impacto. Para tráfego ferroviário, prevê sempre a NB-2 um acréscimo das cargas de no mínimo 20%. É regra mantida pela atual NB-2/61.

Para estrutura principal de arcos ou abóbadas, a NB-2/50 (art.7, alínea 3) previa :

$$l \leq 50\text{m} : \phi = 1,2 ;$$

$$50 < l < 70\text{m} : \phi = 1,2 - 0,2 \frac{l - 50}{20} ;$$

$$l \geq 70\text{m} : \phi = 1,0.$$

Aqui não se fazia distinção entre pontes ferroviárias ou rodoviárias, o que se explica observando que o tráfego se desenvolve sobre o tabuleiro, e apenas indiretamente, e de forma já amortecida, é que o arco ou a abóbada recebem a ação dinâmica das cargas móveis.

Os valores acima citados supunham sempre, em ferrovias, lastro de 40cm de espessura. Se os dormentes fossem colocados diretamente sobre as lajes o coeficiente seria aumentado para $\phi = 1,5$; e se não houvesse dormentes, deveria tomar-se $\phi = 1,6$. Espessuras de lastro maiores ou menores do que 40cm levavam ao uso de coeficientes de impacto menores ou respectivamente maiores do que os atrás indicados, admitindo-se relação linear entre as duas variáveis (NB2/50, art.7, alínea 4).

4,2- O impacto vertical na NB-2/61

A norma brasileira atualmente em vigor simplificou consideravelmente a consideração do impacto vertical : ϕ varia apenas em função do vão l do elemento e da utilização — rodoviária ou ferroviária — da ponte (fig.8).

Assim (NB-2/61:7), para qualquer elemento de ponte rodoviária ,

$$\phi = 1,4 - 0,007l \geq 1,00 ,$$

e, para qualquer elemento de ponte ferroviária ,

$$\phi = 0,001 (1.600 - 60 \sqrt{l} + 2,25l) \geq 1,20 . .$$

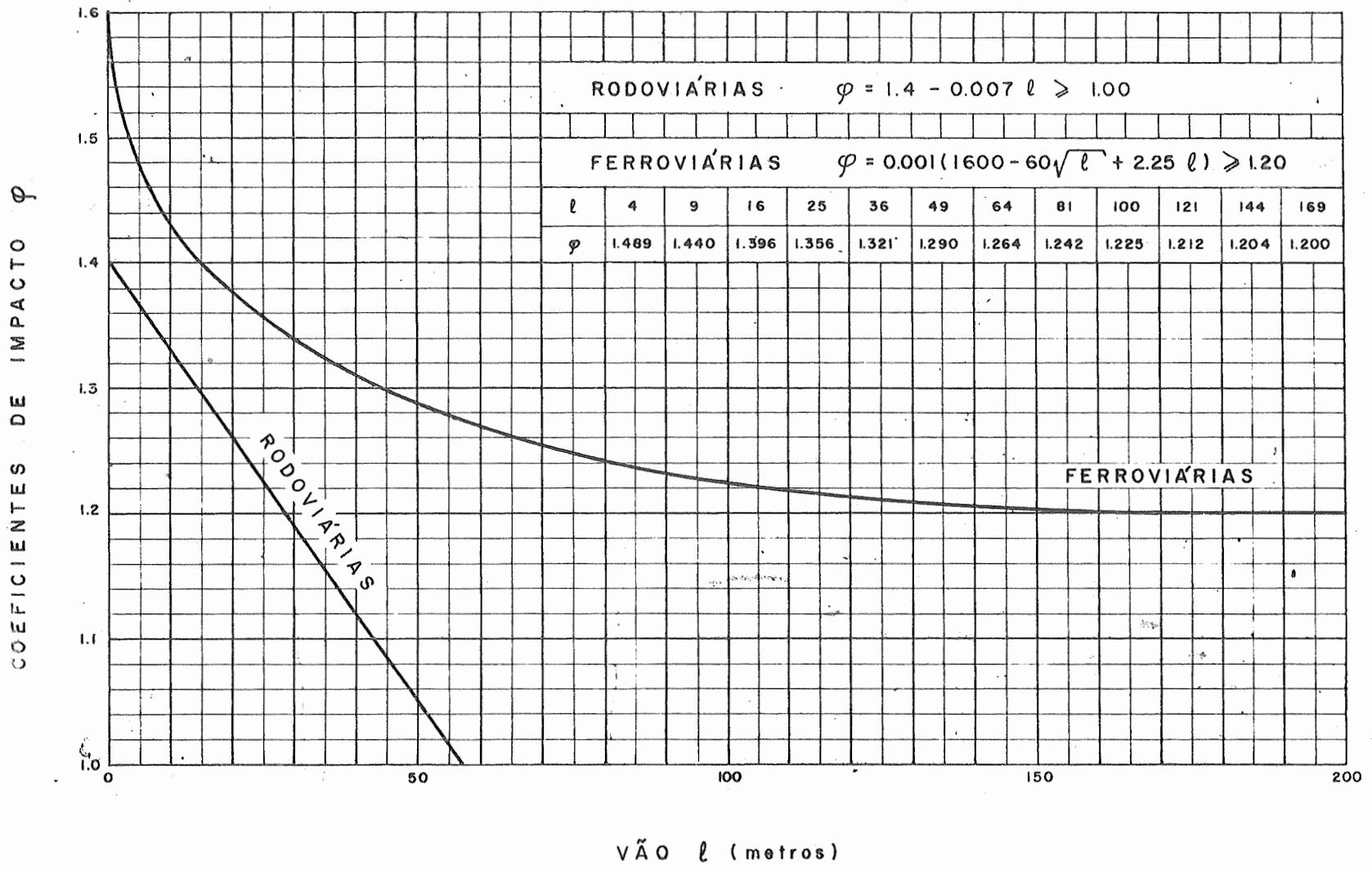


FIGURA 8

A distinção entre elementos de infra e de superestrutura continua a ser feita, implicitamente, pelo vão ℓ do elemento.

Em "vigas sobre dois apoios e estruturas semelhantemente apoiadas" (arcos e pórticos de um só tramo, estruturas principais constituídas por placa de um só tramo, etc) o vão ℓ a considerar é, claramente, o vão total (distância entre articulações, ou entre baricentros das seções transversais dos engastamentos, nas estruturas principais; valores análogos, em peças de tabuleiro, tímpano, etc). Em elementos contínuos (principais ou não) cada tramo será, em princípio, sem coeficiente de impacto, função do respectivo vão teórico. É porém prevista uma simplificação: quando os tramos não forem excessivamente desiguais ($\ell_{\min} / \ell_{\max} \geq 0,7$), o coeficiente de impacto pode ser único, calculado com a média aritmética dos comprimentos desses tramos.

Em pontes rodoviárias, obtém-se $\phi = 1,0$ para $\ell = 57,14\text{m}$: considera-se que, para vãos maiores, os efeitos dinâmicos traduzidos pelo coeficiente de impacto são desprezíveis.

Pelo contrário, em pontes ferroviárias nunca se deixa de considerar o impacto vertical; e mesmo o valor mínimo, $\phi = 1,20$, corresponderia ao longo vão de 169,00 m.

Por razões outras, há mais alguns casos em que a NB-2/61 permite que se admita $\phi = 1,0$:

a) "na transformação da carga móvel para cálculo do empuxo de terra", essencialmente em virtude da atenuação dos efeitos dinâmicos através do maciço arrimado (fig.9);

h = altura de terra equivalente ao peso do veículo sem impacto

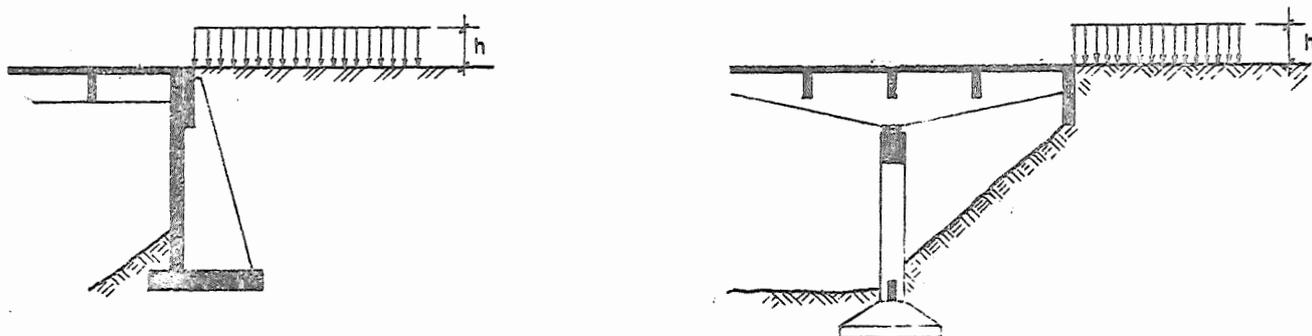


FIGURA 9

- b) "no cálculo dos encontros e pilares maciços de concreto simples ou de alvenaria e respectivas fundações profundas", para o que podemos invocar o que se disse a respeito de G/P e do recebimento indireto, atenuado, dos efeitos dinâmicos;
- c) "no cálculo da pressão sobre o solo", por razões aparentadas às das letras a) e b) :
- d) "e nos passeios das pontes rodoviárias". Aqui a razão é bem diferente. Nesses passeios, a carga aplicável é $p' = 300\text{kg/m}^2$ (para qualquer das três classes) e pretende levar em conta ou a aglomeração de pessoas (da ordem de 4 por m^2) ou o estacionamento de veículos; em qualquer dos dois casos, tais cargas não produzem impacto.

Convém observar que, ao aplicar-se o coeficiente de impacto às cargas dispostas na situação mais desfavorável, muitas vezes vai-se flagrantemente contra a realidade. Para exemplificar, admitamos uma ponte de vigas retas simplesmente apoiadas; para o cálculo dos máximos momentos fletores disporemos as cargas móveis ao longo de toda a estrutura, incrementadas pelo coeficiente de impacto. Ora, essa situação das cargas corresponderia ou à paralização do tráfego sobre a ponte ou a tráfego muito lento, e nesse caso, o coeficiente de impacto deveria ser unitário ou quase. De maneira geral, observa-se que impacto mais elevado corresponde a poucas cargas sobre a estrutura: o impacto é nulo, ou praticamente nulo, quando são muitos os veículos sobre a ponte.

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; o movimento do trem não é perfeitamente retilíneo, havendo choque das rodas ora contra um trilho ora contra o outro. Procura-se levar em conta esse efeito (NB-2/61:8) substituindo-o por uma força horizontal normal ao eixo da linha e concentrada contra o topo do trilho, como carga móvel a ser disposta na situação mais desfavorável, com intensidade igual a 20% da carga do eixo mais pesado (fig.10). No caso de pontes em curva o impacto lateral não é superposto, para efeito de cálculo, à força centrífuga: dentre os dois, considera-se apenas o mais desfavorável.

Se a ponte for de estrado descontínuo, com os dormentes aplicados diretamente sobre o viga (e, portanto, sem lastro e sem laje), é preciso prever adequado contraventamento; bastarão, em geral, as transversinas. Havendo laje que suporte o lastro, esta fornecerá o contraventamento necessário.

TB	32	27	20	16
H(t)	6,4	5,4	4,0	3,2

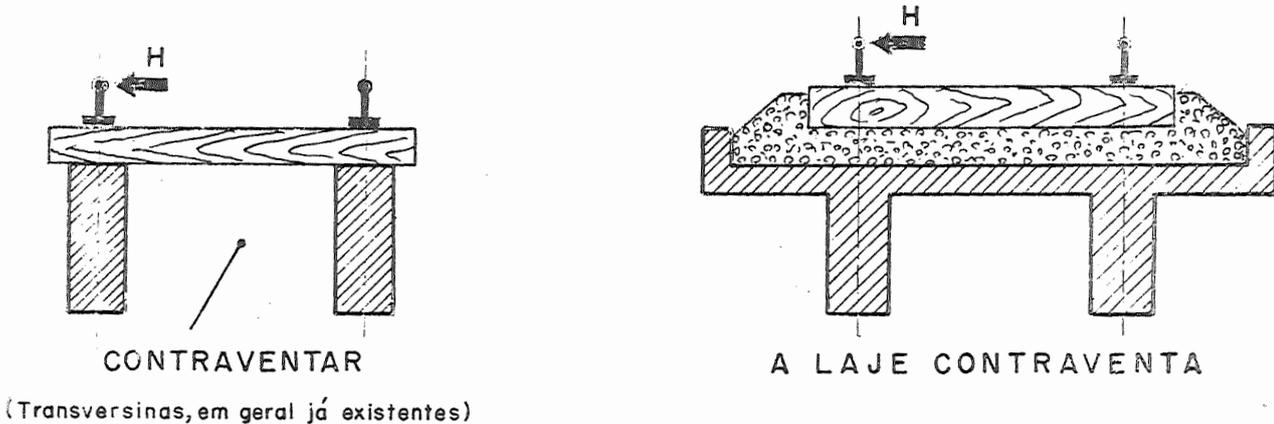


FIGURA 10

6- FÔRÇA LONGITUDINAL, POR FRENAGEM OU ACELERAÇÃO

Consideremos a frenagem de um trem sobre uma ponte. O trem vem animado de certa força viva; para freiá-lo há que produzir um trabalho capaz de equilibrar aquela força viva. Como se produzirá êsse trabalho? De duas maneiras: há a energia, transformada em calor, das placas de freio sobre as rodas, a qual não é suficiente para freiar o trem, e um deslizamento sobre os trilhos que, por atrito, provoca na ponte um esforço longitudinal muito violento. Sendo o coeficiente de atrito da ordem de $1/6$ ou $1/7$, uma frenagem violenta dará lugar a uma força igual a $1/6$ ou $1/7$ da carga móvel, aplicada no tampo dos trilhos e segundo o sentido do tráfego. Precisamos ter então na ponte um enrijamento (o travejamento) para combater êsses esforços longitudinais. Em geral, quando a ponte é de concreto a laje resiste bem a êsses esforços, transmitindo-os aos elementos da infraestrutura (encontros ou pilares) onde se tenham apoios fixos ou mesmo, mercê do atrito nos apoios (§12), aos suportes onde se tenham apoios apenas móveis.

A NB-2/61 (item 9) manda avaliar essas forças longitudinais de frenagem ou de aceleração como porcentagem da carga móvel, da seguinte forma:

a) pontes ferroviárias:

- frenagem: 15% da carga móvel;
- aceleração: 25% do peso total sobre os eixos motores;

b) pontes rodoviárias (frenagem ou aceleração):

- 5% do carregamento total do tabuleiro com as cargas móveis p e p' uniformemente distribuídas, ou
- 30% do peso do veículo tipo (se for maior que os 5% das cargas distribuídas).

Observe-se que:

- a) para a avaliação dos esforços longitudinais, as cargas móveis são consideradas sem impacto;
- b) em ferrovias, a norma distingue o caso de frenagem do de aceleração, considerando que no primeiro intervém toda a carga móvel e, no segundo, apenas a locomotiva;
- c) essas forças longitudinais previstas pela norma são sempre supostas como aplicadas na superfície de rolamento (pavimentação ou topo do trilho).

7- FÔRÇA CENTRÍFUGA

Manifesta-se a ação dessa força nas pontes em curva, aplicada pelo veículo ao tabuleiro através do atrito das rodas com a pavimentação ou, em pontes ferroviárias, aplicada pelo friso das rodas ao trilho e, conseqüentemente, à estrutura. Convém observar que basta ser curvilínea a trajetória do veículo, enquanto que o eixo longitudinal da obra, em planta, pode ser retilíneo. Assim, por exemplo, a abóbada da fig. 11 é reta (tem planta de eixo retilíneo, normal aos pegões); mas a ferrovia sobre o tabuleiro tem andamento curvilíneo, provocando o aparecimento de força centrífuga.

Suponhamos que o eixo da estrada seja uma curva de raio de curvatura R . A força centrífuga seria dada por

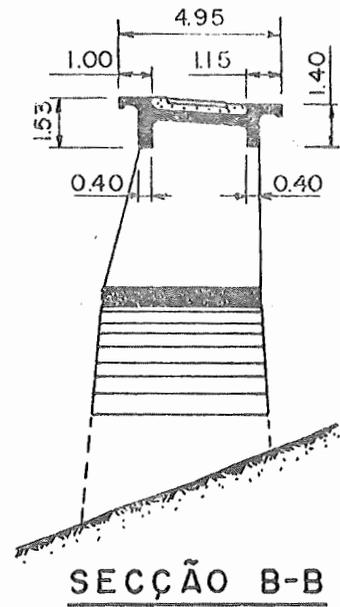
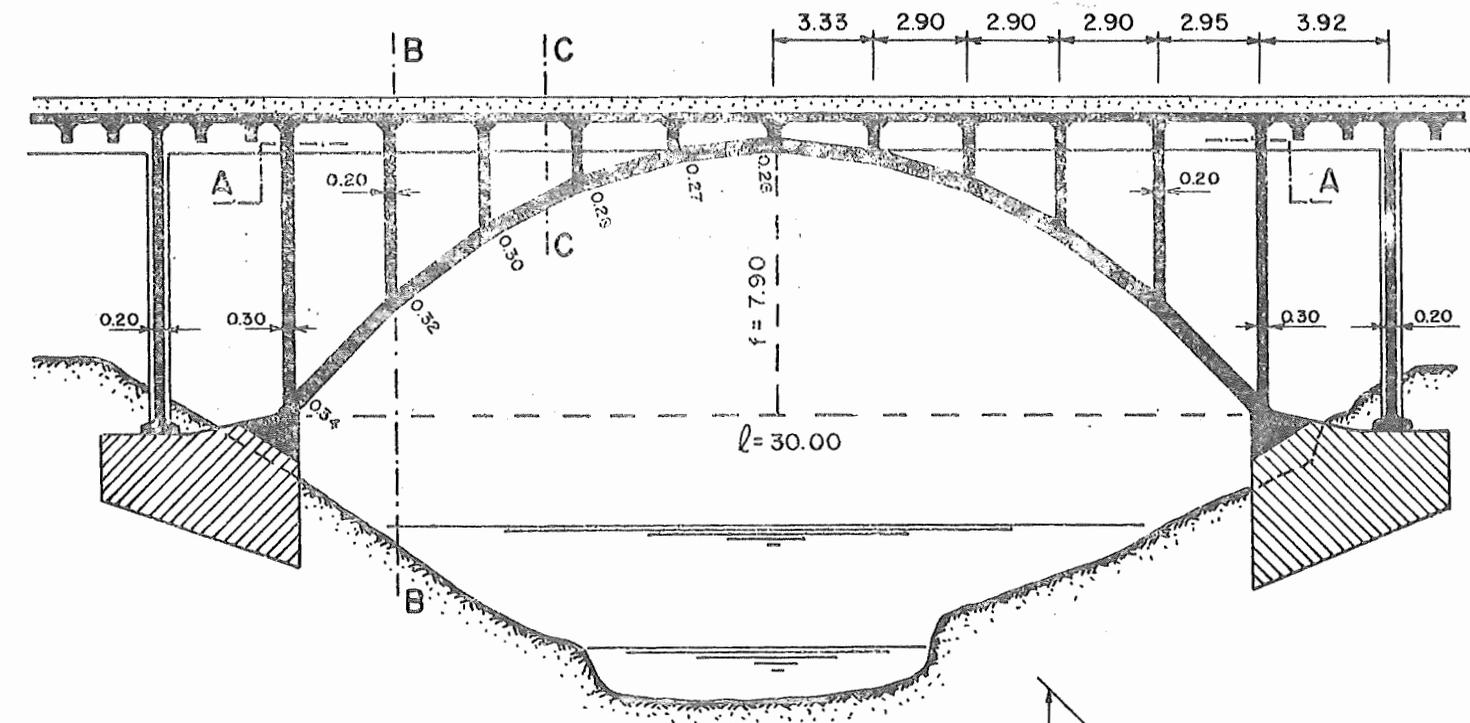
$$F = \frac{Mv^2}{R}$$

onde v e M são a velocidade e a massa do veículo. Essa expressão pode ser escrita

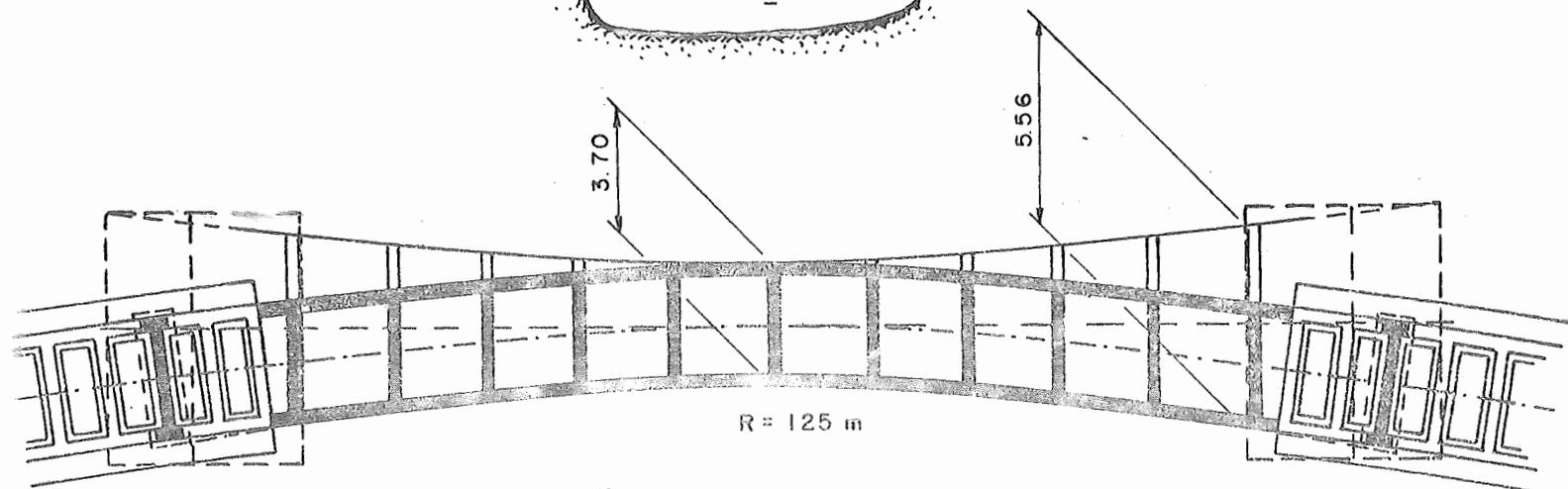
$$F = \frac{P}{g} \cdot \frac{v^2}{R}$$

Praticamente, exprimindo P em toneladas, v em km/h, R em metros, e sendo $g = 9,8\text{m/s}^2$, temos:

$$F = \frac{P}{9,8} \cdot \frac{v^2 \left(\frac{1000}{60 \cdot 60}\right)^2}{R} = \frac{Pv^2}{127 R}$$



SECÇÃO B-B



SECÇÃO HORIZONTAL (A-A)



variável de 3.70 a 5.56
SECÇÃO C-C

FIGURA 11

PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO LANDQUART EM KLOSTERS, SUÍÇA, OBRA FAMOSA (1931) DO GRANDE ENGENHEIRO SUÍÇO ROBERT MAILLART. CONFIGURA A PONTE DE ARCO FLEXÍVEL COM VÍZIA DE RIGIDEZ (OU DE ARCO FUNICULAR.) NOTAR O TABULEIRO CURVO SOBRE ABÓBADA RETA.

expressão que permite determinar a força centrífuga a partir do peso P correspondente a cada eixo do trem-tipo. Na prática, porém, admite-se que a força centrífuga seja uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura, e a intensidade é avaliada de maneira aproximada de acordo com as prescrições da NB-2/61, item 10, a qual dá a força centrífuga em função do tipo de tráfego, do raio de curvatura R e, para ferrovias, em função da largura da bitola, o que procura levar em conta a diferença de velocidades usuais entre bitola larga e bitola estreita. Temos assim a força centrífuga avaliada como porcentagem da carga móvel (acrescida de impacto), com os seguintes valores:

- a) em pontes ferroviárias de bitola larga (1,60m):
 - para $R \leq 1000\text{m}$, $F = 12\%$ da carga móvel com impacto;
 - para $R > 1000\text{m}$, a força centrífuga decresce segundo a expressão $F = (12000/R)\%$;
- b) em pontes ferroviárias de bitola estreita (1,00m):
 - para $R \leq 600\text{m}$, $F = 8\%$ da carga móvel (com impacto);
 - para $R > 600\text{m}$, $F = (4800/R)\%$;
- c) em pontes rodoviárias:
 - para $R \leq 300\text{m}$, $F = 7\%$ do peso do veículo-tipo (com impacto);
 - para $R > 300\text{m}$, $F = (2.100/R)\%$ do veículo-tipo.

A força centrífuga assim determinada é considerada atuando no centro de gravidade do trem (suposto 1,60m acima do topo dos trilhos) ou na superfície de rolamento, conforme se trate, respectivamente, de ponte ferroviária ou rodoviária. Desta forma, a força centrífuga corresponde a uma força horizontal H , atuando no plano médio das vigas principais, e a um momento. Este momento produzirá então um acréscimo de solicitação vertical na viga externa, e um alívio na viga interna. A não ser em estruturas de C.A. muito leves, a solicitação vertical correspondente ao momento não é de grande importância; a solicitação horizontal H , por sua vez, necessitaria de um enrijamento — no caso, tratando-se de ação perpendicular ao eixo da ponte, denominamo-lo contraventamento — o qual é fornecido pela própria laje que suporta o lastro ou a pavimentação.

8- VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Por causarem deformações nas estruturas, as variações térmicas, quando essas deformações são impedidas, provocam o aparecimento de esforços adicionais. É o caso das pontes com estrutura principal hiperestática, nas quais as diversas partes

constituintes devem ser projetadas para resistirem a êsses acréscimos de tensões. Nas pontes com estrutura principal isostática essas deformações de origem térmica devem ser levadas em conta no projeto dos aparelhos de apoio. Observemos, por exemplo, que se a estrutura principal é constituída por vigas simplesmente apoiadas, estas, pela ação das oscilações de temperatura, sofrem alongamentos ou encurtamentos: o aparelho de apoio móvel deverá pois permitir que, além das variações de comprimento provenientes da flexão, possam realizar-se livremente também êsses alongamentos ou encurtamentos de origem térmica. Sem êsse cuidado, aparecerão esforços adicionais correspondentes às deformações impedidas.

A NB-2/61 manda aplicar o disposto no item 5 da NB-1/60, segundo o qual se supõe, em geral, que as variações de temperatura sejam uniformes ao longo da estrutura. Dependendo do local onde vai ser construída a obra, a norma prescreve, para concreto armado, oscilações de ± 10 a 15°C em torno da média. Quando porém a menor dimensão das peças da estrutura iguala ou supera 70cm, permite a norma que se reduzam essas oscilações térmicas, respectivamente, a $\pm 5^{\circ}\text{C}$ e $\pm 10^{\circ}\text{C}$. Procura-se com isso levar em conta que, para peças relativamente grandes, é frequente anular-se a variação de temperatura antes que esta tenha atingido todos os pontos da estrutura.

9- RETRAÇÃO

Para os efeitos da retração do concreto valem considerações absolutamente análogas às que se fizeram para a variação de temperatura. E a NB-1/60, em seu art.6, manda assimilar os dois fenômenos: "O efeito da retração será considerado como equivalente a uma queda de temperatura de 15°C , salvo nos arcos e abóbadas com menos de 0,5% e 0,1% de armadura, onde essa queda deve ser elevada respectivamente para 20°C e 25°C ". Esta segunda parte considera a maior retração que se verifica em peças pouco armadas.

Ainda, a norma estabelece que, em arcos e abóbadas com coeficiente de segurança à flambagem menor que 5, ou quando os esforços resistentes forem alterados por protensão, a consideração da retração é obrigatória.

O estudo da retração terá maior desenvolvimento ao tratarmos especificamente do concreto protendido, onde essa influência tem importância mais marcante.

10- DEFORMAÇÃO LENTA

A NB-2/61 segue, também neste tema, a NB-1/60 (item 7) que permite consi

Verificar a influência da deformação lenta no cálculo das estruturas hiperestáticas, tornando obrigatória essa consideração no caso de protensão e no de arcos e abóbadas com coeficiente de segurança à flambagem menor que 5, como para a retração. E como fizemos com esta, voltaremos ao tema ao tratarmos do concreto protendido.

11- VENTO

A ação do vento é traduzida por carga uniformemente distribuída horizontal, normal ao eixo da ponte.

Sobre que superfície atua o vento? Aditem-se dois casos extremos, para a verificação : tabuleiro sem tráfego e tabuleiro totalmente ocupado por veículos reais. No primeiro caso (ponte descarregada), considera-se como superfície de incidência do vento a projeção da estrutura sobre plano normal à direção do vento; no segundo caso (ponte carregada), essa projeção é acrescida de uma faixa limitada superiormente por linha paralela ao estrado, distante da superfície de rolamento 3,50-2,00-1,70 m, conforme se trate, respectivamente, de ponte ferroviária, rodoviária ou para pedestres (fig.12).

No caso de ponte descarregada (menor superfície exposta), admite-se que a pressão do vento seja de 150kg/m^2 , qualquer que seja o tipo de ponte. Ao se verificar o caso de ponte carregada, admite-se que ao se oferecer essa maior superfície de incidência o vento atue com menor intensidade : 100kg/m^2 para pontes ferroviárias ou rodoviárias, e 70kg/m^2 em pontes para pedestres (fig.12).

Observemos que, como no caso da força centrífuga, a pressão do vento, aplicada a uma certa altura da superfície de rolamento, também se traduz por um momento e uma força horizontal transportada para o plano médio das vigas principais. Análogamente, pois, o momento produzirá decréscimo da carga vertical na viga exposta ao vento, e acréscimo igual na outra (no caso mais simples de duas vigas principais). A força horizontal, por sua vez, também exigirá um contraventamento, em geral fornecido pelas próprias lajes de tabuleiro.

Quando a estrutura principal for laje, dispensa a norma o cálculo da ação do vento, tendo em consideração a grande rigidez à torção dessa estrutura, sua ampla capacidade de resistir à ação horizontal e, mesmo, a pequena superfície exposta (fig. 13). O cálculo dos esforços causados pelo vento também é dispensado quando se tratar de abóbadas com largura nas nascenças superior a $1/10$ do vão, ou de ponte com arcos paralelos e tabuleiro superior, desde que tenha contraventamento contínuo e que a distância entre os eixos dos arcos externos seja superior a $1/9$ do vão (fig.14). Nesses casos, abóbada e arcos atuam, quanto ao vento, como viga-balcão cuja seção transversal tem, nas nascenças, altura igual à largura b_n da abóbada ou à distância a entre os arcos externos; daí a possibilidade de se dispensar a verificação da ação do vento, quando b_n ou a são suficientemente grandes.

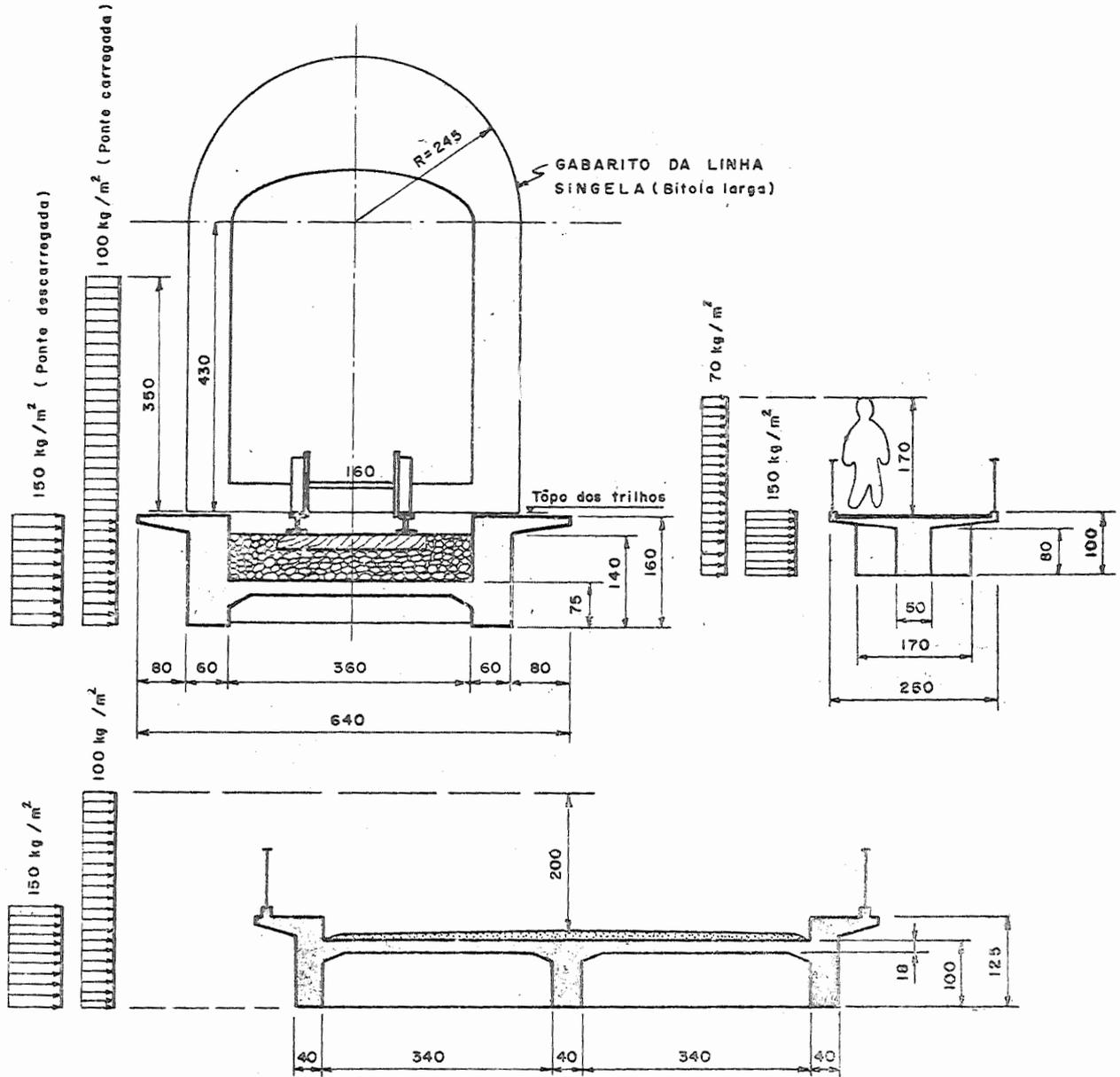


FIGURA 12

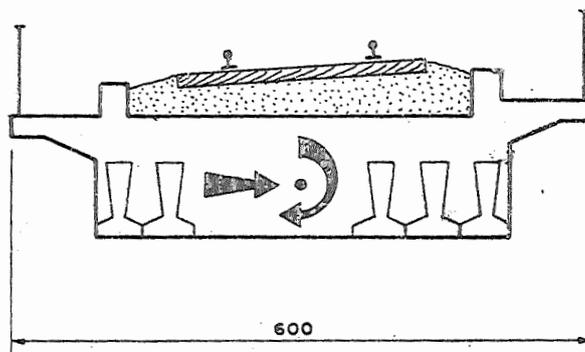


FIGURA 13

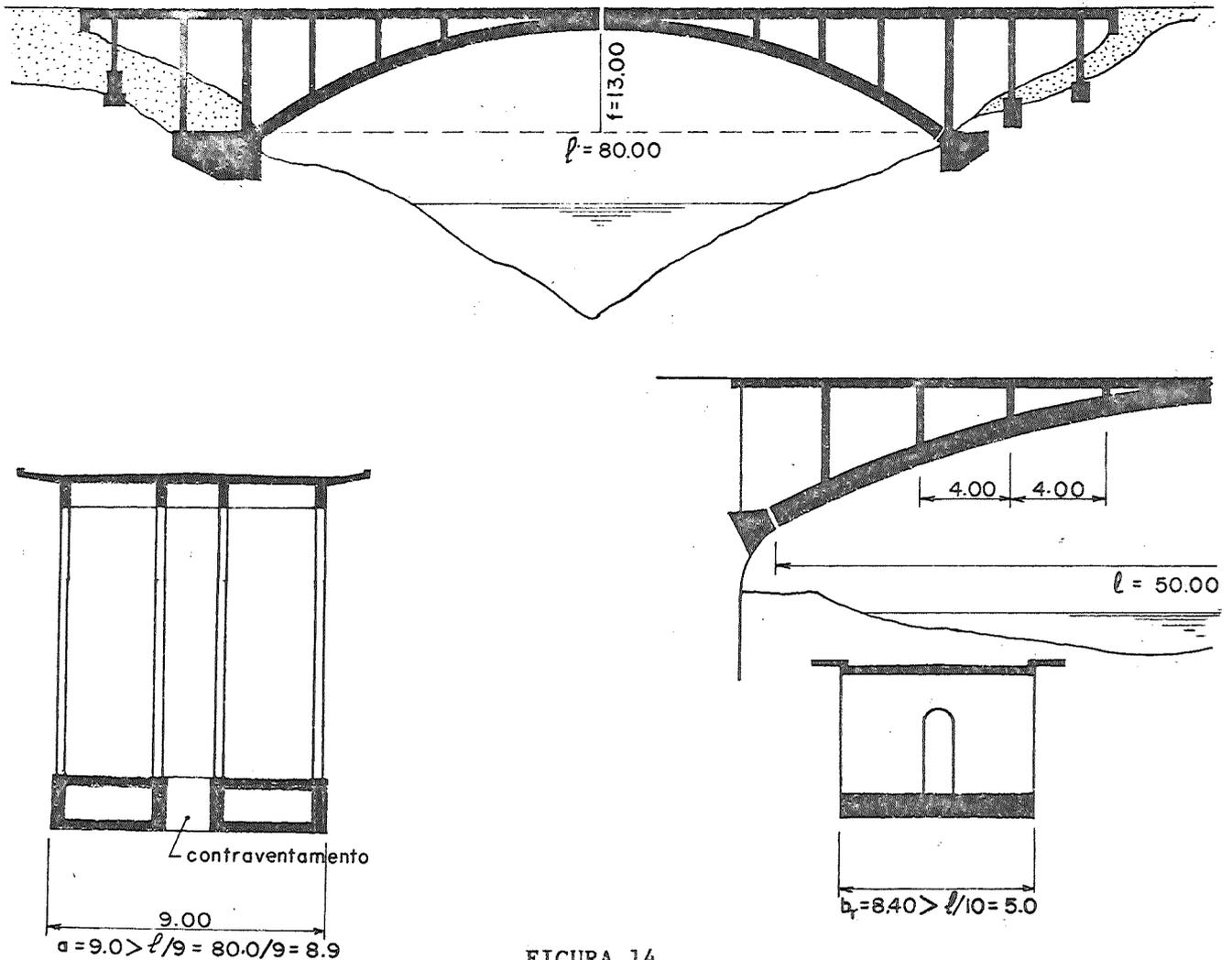


FIGURA 14

12- ATRITO NOS APOIOS

O atrito nos apoios faz com que apareçam forças horizontais que atuam sobre os aparelhos de apoio, sobre os pilares e encontros, e sobre a superestrutura. Esta última ação é em geral desprezível, o mesmo não se dando porém quanto à infra-estrutura e aos aparelhos de apoio. De acordo com a NB2/61:15, admite-se que o coeficiente de atrito seja de 3% nos apoios de rolamento e de 20% nos de escorregamento. A carga a considerar corresponde às cargas permanentes e móveis; estas, porém, são consideradas sem impacto.

Ainda, "permite se levar em conta os efeitos favoráveis dessas forças de atrito sobre os apoios, adotando-se valores iguais à metade dos acima fixados. É esse efeito favorável, todavia, não pode ser superior à metade da força longitudinal total".

Os esforços provenientes destas influências adicionais, como os de outras aqui sumariamente comentadas, somente poderão ser adequadamente analisadas com o estudo de problemas específicos; em particular, nos capítulos que dedicaremos à infraestrutura e aos aparelhos de apoio.

13- DESLOCAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Um dos critérios para escolher entre uma estrutura principal estáticamente determinada ou outra hiperestática consiste justamente em eliminar a segunda solução quando houver temor de recalques de fundação. Quando, porém, a estrutura indeterminada se impuzer apesar da compressibilidade do solo, os efeitos dos recalques devem ser estudados cuidadosamente. Cabe observar aqui, todavia, que os estudos modernos sobre a deformação lenta no C.A. (Freyssinet, Dischinger, etc) mostram que as estruturas hiperestáticas dêsse material — desde que descimbradas sem muita tar-
dança — têm apreciável capacidade de acomodação a essas deformações.

Voltaremos a êsse assunto ao estudarmos os efeitos das deformações variáveis com o tempo nas estruturas de concreto, armado ou protendido.

14- EMPUXO DE TERRA OU ÁGUA

Preceitua a NB-2/61, em seu item 17, que "no cálculo dos pilares, paredes, encontros e cortinas será levado em conta o empuxo ativo nas situações mais desfavoráveis para os esforços totais, só se permitindo tomar em consideração o empuxo passivo no caso de encontro com paredes ou cortinas fixadas por tirantes".

Assim, por exemplo, na figura 15 somente devem ser computados os empuxos desfavoráveis E_1 e E_2 , desprezando-se o empuxo ativo E' . Ao contrário, nas cortinas da figura 16 todos os empuxos, passivos e ativos, podem ser levados em conta. Pode-se mesmo dizer que, na prática, somente em casos muito bem caracterizados é que se computam efeitos favoráveis de empuxos de terra.

No caso de pilares isolados (como o da fig.15) o empuxo ativo sobre êles atuante (E_2 , no exemplo) pode ser determinado simplificadaamente admitindo-se ação do atêrro sobre largura fictícia tripla da largura real do pilar.

Embora nossa Norma somente se refira ao assunto de passagem (no item 7, relativo ao impacto vertical), é oportuno recordar que, ao se estudarem os encontros ou as cortinas de extremidade que arrimam taludes, deve-se levar em conta uma sobrecarga correspondente aos veículos adentrando ou deixando a ponte (fig.9). Para essa verificação adota-se o valor mais desfavorável, entre o oriundo das cargas móveis p e p' e o decorrente da ação do veículo; como já se viu (§4), admite-se, aqui,

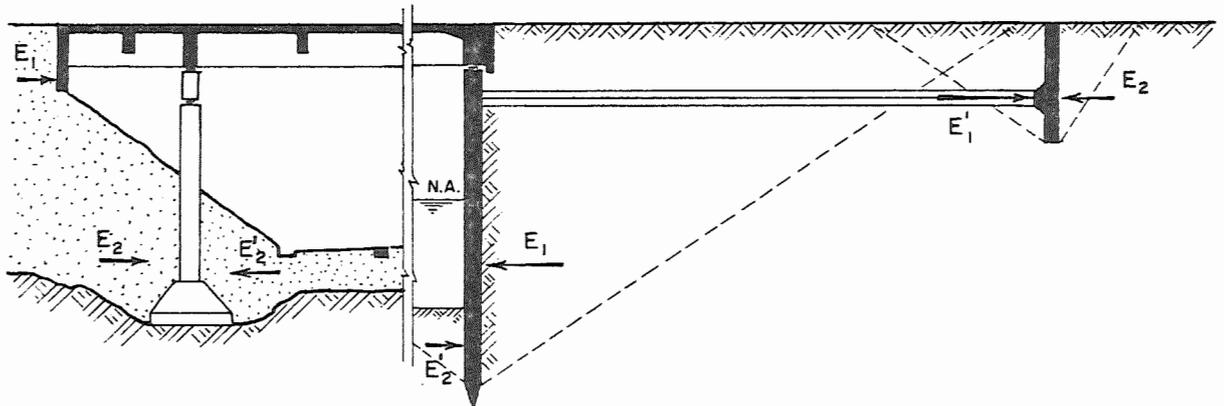
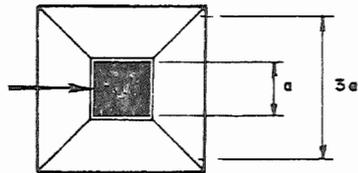


FIGURA 15

FIGURA 16



$\phi = 1,0$. A carga p sôbre a faixa principal de 3,0m de largo, mais a carga p' sôbre o restante da pista, são somadas e transformadas em altura (constante) equiva lente de terra, prosseguindo-se como usualmente na determinação do empuxo. Quan to ao veículo, pode-se proceder de maneira análoga, admitindo sua carga como uni formemente distribuída no respectivo retângulo de ocupação, ou computar o efeito de suas rodas consideradas como realmente concentradas.

Quanto ao empuxo d'água — que deve ser considerado nas condições mais des favoráveis — convém lembrar a necessidade de se atentar para a eventual ação de sub-pressões, bem como para possíveis obstruções da seção de vazão de cursos d'água e suas repercussões sôbre os esforços solicitantes (NB-2/61:18).

15- ESFORÇOS NO GUARDA-CORPO

O guarda corpo das pontes deve ser calculado para resistir a um esforço horizontal de 80kg/m aplicado no corrimão (NB-2/61:19).

ESCOLA DE ENGENHARIA DE S. CARLOS — U.S.P.
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE LAJE

DANTE A.O. MARTINELLI
SÃO CARLOS — 1971
(REIMPRESSÃO-1982)

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE LAJE

1. PRELIMINARES

Um dos tipos construtivamente mais simples de superestrutura de pontes é a que utiliza como estrutura principal a laje maciça, de concreto armado ou de concreto protendido. Confundem-se a estrutura principal e o tabuleiro numa única peça, de grande simplicidade de execução, quer quanto às fôrmas e às armaduras, quer quanto à concretagem (figs. 1 a 8).

Embora se possa imaginar a ponte de vigas como proveniente da ponte de laje através da eliminação de boa parte do concreto inerte por tracionado, a verdade é que a estrutura principal de vigas é que foi primeiramente utilizada nas pontes, *a pouco a pouco, foram sendo empregadas as pontes de laje, preferidas em mts casos* essencialmente em virtude da já assinalada simplicidade construtiva (*). A esta se associa a possibilidade de reduzida altura de construção.

Em contraposição, o elevado pêso próprio manteve durante muito tempo as pontes de laje no campo dos vãos relativamente pequenos, caracterizados por superestruturas que, quando simplesmente apoiadas, não ultrapassavam os 6-8 metros (embora ainda em 1940, excepcionalmente, já se atingissem vãos de 23,54+31,40+23,54 m com a estrutura da fig. 10, pórtico contínuo de comportamento estático muito próximo ao de uma viga contínua, dada a pequena rigidez dos pilares diante da rigidez da superestrutura (§)).

Essa restrição dos vãos foi vencida ao se passar a empregar, no segundo após-guerra, vazamentos longitudinais (figs. 11-12-13), que permitiram drástica redução do pêso próprio, com todos os inerentes benéficos reflexos econômicos. O aprimoramento dos processos de cálculo, que data dessa mesma época, encorajou quer a prática dos vazamentos quer o aumento dos vãos vencidos (é de 1949 a exigência da

(*) Nas pontes em arco e nas barragens, em que o concreto surgiu como substituto da alvenaria, utilizaram-se primeiramente seções maciças (abóbadas e barragens de gravidade) e somente depois — com o fito de reduzir o volume de material — as seções nervuradas. Nos elementos estruturais fletidos, ao contrário, partiu-se da seção nervurada — transposição ao concreto dos esquemas metálicos — para chegar às seções maciças. Em ambos os casos, finalmente, pode-se interpretar o aparecimento da seção vazada como um compromisso entre as qualidades estáticas da seção maciça e a economia de material da seção nervurada.

(§) Neste caso, foram imperativos para a escolha dessa pesada estrutura (~ 1m³ de concreto/m² de tabuleiro) a necessidade de altura de construção relativamente pequena (insuficiente para vigas) e a exiguidade do prazo de construção, satisfeito graças à característica simplicidade executiva da estrutura em laje.

Norma Alemã DIN, de se calcularem essas superestruturas pela teoria das placas e -
lásticas).

Finalmente, o emprêgo de concretos e aços cada vez mais resistentes, e seu melhor conhecimento, ampliaram sempre mais as possibilidades das pontes de laje. A protensão, *introduzindo esforços simultâneos opostos aos das cargas externas* permitindo elevar correntemente a tensão admissível da armadura a valores da ordem dos 9.000kg/cm^2 sem o inconveniente da fissuração do concreto — ao mesmo tempo que impelia ao aprimoramento dos concretos empregados — foi fator marcante nessa evolução como, aliás, na de todas as estruturas fletidas de concreto.

Aparentemente, o passo seguinte seria o de completar o aligeiramento da estrutura pela eliminação da placa inferior: chegar-se-ia à estrutura principal de vigas. Todavia, tal não é a tendência, basicamente porque a seção vazada reúne as vantagens das pontes de vigas e das pontes de laje. Assim como interpretamos a busca da seção vazada como uma maneira de eliminar o principal inconveniente da ponte de laje — o elevado peso próprio — poderíamos ver nela a seção que incrementa da melhor maneira a colaboração entre as diversas vigas.

2. TIPOLOGIA SUMÁRIA

Esta solução é atualmente adaptada aos mais diversos esquemas estáticos, como sejam a laje simplesmente apoiada (fig.21), a laje com balanços de extremidade (fig.20), a laje contínua articulada (Gerber) a laje contínua (fig.9) e o pórtico (fig.10).

Todos êsses tipos estruturais podem apresentar, longitudinalmente, altura constante ou variável. A variação de altura, como nas estruturas principais de vigas, visa adaptar a altura da laje aos diagramas de M e Q, e, em estruturas hiperestáticas, incrementar a rigidez nas proximidades dos apoios, aumentando os momentos negativos e diminuindo o peso próprio nas partes centrais dos tramos (fig. 9, onde o J dos apoios é da ordem de 15 vezes o J das seções centrais; sobre o Tamanduateí, em São Paulo). Em lajes simplesmente apoiadas a altura, quando variável, cresce dos apoios para o meio em dois segmentos de reta ou segundo uma parábola. Em lajes contínuas ou pórticos, ao contrário, aumenta-se a altura do meio dos tramos para os apoios, ou mantendo altura constante num trecho central e utilizando mísulas retas ou parabólicas, ou dando forma parabólica ao intradorso em toda sua extensão.

Se simplesmente apoiada, de concreto armado, e maciça, a laje é hoje correntemente empregada em rodovias para vãos até 10 ou 12 metros, com relações $d/l \approx 1/15$. De concreto protendido e vazada, temos vãos como o de cerca de 32 metros, já citado (fig.21), com $d/l \approx 1/28$.

Se contínua, de concreto armado, e maciça, a laje atinge facilmente vãos como os abaixo exemplificados, com relações d/l da ordem de $1/25$ a $1/30$.

vãos (m)	d (m)	d/l
6,50+12,00+6,50	0,35	1/34
10,25+13,00+10,25	0,57 (central)	1/23
12,60+14,70+12,60	0,59 (")	1/25
17,60+19,00+17,60	0,63 (")	1/30
23,54+31,40+23,54	1,10 (")	1/28
	0,84 (laterais)	

De ponte em laje contínua maciça, de concreto protendido, belo exemplo é a ponte de Emmendingen sobre o rio Elz, na Alemanha, com vãos de 15+30+15 m e altura variável com espessuras mínimas de 0,60 m (tramos laterais, $d/l \approx 1/25$) e 0,54 (tramo central, $d/l \approx 1/56$).

Contínua, de concreto protendido, vazada, é a passagem superior num dos acessos de São Carlos, do saudoso projetista Roberto Rossi Zuccolo, com 14,20+24,00+14,20 e espessura constante $d = 0,90$ ($d/l = 1/16$ e $1/27$). Outra obra desse tipo na via Washington Luís, entre Araraquara e Nova Europa, apresenta quatro vãos (esconsos de 32°) de 14,15+27,75+27,75+14,15, com espessura variável, na seção transversal, entre 1,05 e 1,25 m (d/l entre $1/26$ e $1/11$).

De certa forma intermediária entre as simplesmente apoiadas e as contínuas — por apresentar momentos negativos nos apoios — é a obra da fig. 20, no Rio de Janeiro, protendida, sobre dois apoios com balanços ($d/l = 1/30$).

Como sempre, as soluções hiperestáticas são reservadas para os casos em que se tenha firme fundação, ao passo que a laje contínua com articulações (esquema de viga Gerber) é apropriada para vãos totais relativamente longos sobre solos mais fracos.

Nos desenhos anexos exemplificam-se algumas obras nacionais correntes. Algumas são esconsas; os problemas característicos das pontes esconsas, e das pontes curvas, serão oportunamente examinados com algum pormenor.

Quanto à seção transversal, pode-se dizer, em primeira aproximação, que a seção maciça só excepcionalmente ultrapassa os 70-80 cm de espessura; os vazamentos são frequentemente empregados já com espessuras de 50-60 cm. Entre nós, são habitualmente obtidos com caixões perdidos, de madeira; no exterior, é frequente realizá-los também com tubos de fibro-cimento, de concreto, de concreto poroso, ou mesmo, metálicos (cita-se, inclusive, o uso de tambores de gasolina). Suas dimer

sões, que há uns vinte anos se fixavam por volta dos 30-40 cm de diâmetro ou dos 40x40 até 60x60 cm², atingem hoje facilmente valores da ordem de 80x150 cm². Essas dimensões e o número de transversinas têm sido fixados, evidentemente, com a preocupação de se conservar rigidez transversal tal que a estrutura conserve ; claramente, o comportamento estático da placa. Como indicação de primeira aproximação, citaremos a de Bay e Leonhardt : com vazamentos cilíndricos não muito grandes, pelo menos uma transversina no meio de cada tramo (além das sobre os apoios, naturalmente), chegando-se a quatro transversinas por tramo ao aumentarem os vazamentos (geralmente, então, próximos do retângulo) e a largura da obra em relação aos vãos. A respeito, as obras ilustradas nestas notas também dão úteis indicações.

Ao se vazar a seção, deixam-se nervuras de pelos 15 cm de largura; a de saída facilidade de concretagem aconselha porém valores maiores, até 30-40 cm. À laje inferior dá-se espessura de 10-15 cm; a superior, cujo mínimo, segundo a NB, é de 12 cm, tem usualmente espessuras de 15 a 20 cm.

Via de regra, emprega-se transversalmente em pontes rodoviárias uma única laje, estendendo-a a toda a largura da estrada. Por outro lado, em pontes ferroviárias convém construir uma laje para cada par de trilhos, com o fito de evitar carregamento excêntrico de grande intensidade. Coisa análoga se faz em pontes urbanas muito largas, separando-as em lajes com larguras máximas da ordem de 2 a 4 vezes o vão.

Os passeios podem ser obtidos com enchimento de concreto lançado sobre pequena laje em balanço saliente da laje principal (fig.1, à esquerda); variante mais corrente entre nós dispensa o enchimento, levando essa laje saliente até nível adequado (fig.1, à direita). Solução análoga a esta última é a indicada na fig.2 (à direita), com a laje principal chanfrada a fim de aumentar a aparência de esbeltez da obra (v. também a fig.4). Na fig.2 (à esquerda) esse chanfro estende-se até à extremidade do passeio; não são raros os exemplos de paramento inferior curvo.

Em pontes ferroviárias é habitual a execução de ressalto lateral que contém o lastro e pode ser aproveitado para passagem de pedestres. Esse ressalto é frequentemente separado da laje mediante junta (fig.3, à esquerda), visando-se evitar as excessivas tensões de compressão que nele poderiam manifestar-se como consequência da monoliticidade.

Passeios relativamente largos podem ser sustentados por laje independente da laje da pista (fig.6), armada paralelamente a esta, ou por laje apoiada na própria laje da pista e numa viga auxiliar externa (fig.7). Variante desta última solução, que pode ser de interesse para o caso de canalizações de vulto que acompanham laje maciça é esquematizada na fig.5.

Na figura 14 esquematiza-se seção transversal hodiernamente muito utilizada, em que os grandes vazamentos foram levados ao ponto de se eliminar a laje inferior. Adequado número de robustas transversinas pode garantir rigidez transversal praticamente igual à das correspondentes seções vazadas (figs. 11-12-13).

Tácitamente, admitiu-se que as estruturas até agora consideradas seriam concretadas in loco, aparentemente a maneira mais prática de se obter o monolitismo tão característico das superestruturas em laje. Todavia, a protensão abriu grandes possibilidades à pré-fabricação, também neste tipo estrutural, como eloquentemente mostram as figs. 15 a 19. Em princípio, qualquer solução semelhante às indicadas dispensa qualquer escoramento, reduzindo-se as fôrmas a pequenos elementos, geralmente não recuperadas (figs. 18 e 19). O monolitismo garantido ou pelo concreto lançado in situ e por armaduras secundárias (ferros transversais e estribos), como nas figs. 16 e 17, ou pelo concreto da mesa de compressão e por cabos transversais de protensão (figs. 18 e 19) ou, finalmente, apenas pela protensão transversal (fig.15). Também nestas soluções podem notar-se as seções maciças (figs.16 e 17) e as vazadas (figs. 15, 18, 19). Seções como a da fig.15 poderiam ser adaptadas também a obras em que os elementos, além de apresentarem juntas longitudinais, também apresentassem juntas transversais; neste caso, as aduelas resultantes seriam solidarizadas in loco, mediante protensão longitudinal com aderência posteriormente desenvolvida. Voltaremos oportunamente ao assunto, após o estudo introdutório do concreto protendido.

Finalmente, observem-se na figura 22 esquemas típicos de infraestruturas de pontes de laje, ilustradas também nos desenhos apensos a estas notas. Infraestrutura e aparelhos de apoio para as pontes de concreto em geral serão objeto de estudo em outro capítulo.

Detalhes de armadura serão abordados após o estudo dos processos de cálculo quando já se poderá abordar melhor o problema das pontes esconsas ou em curva.

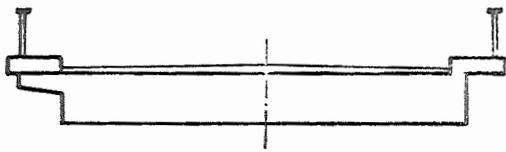


FIG. 1

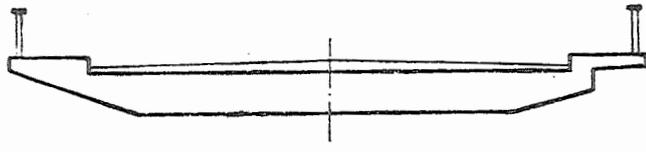


FIG. 2

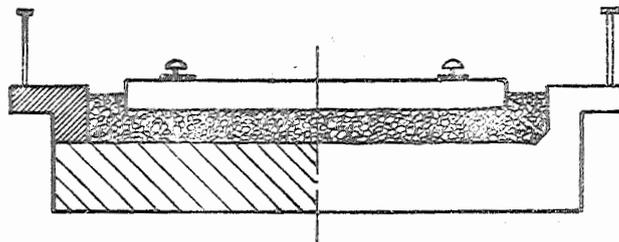


FIG. 3

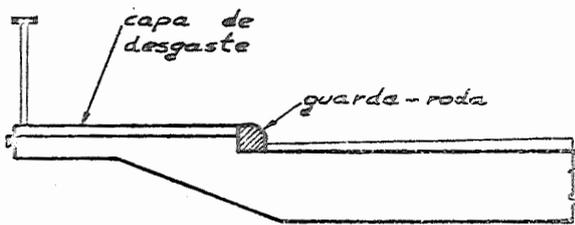


FIG. 4

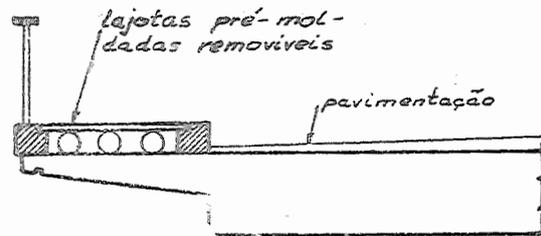
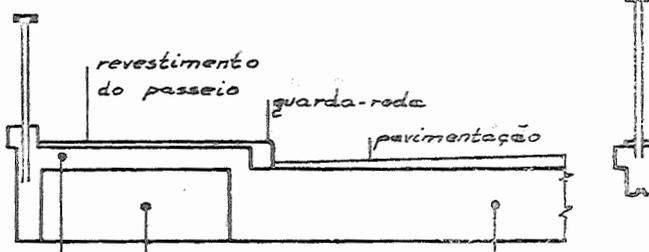


FIG. 5



laje do passeio suportada pela laje principal e pela viga lateral

FIG. 6

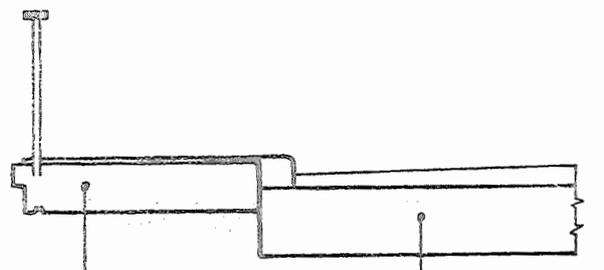


FIG. 7

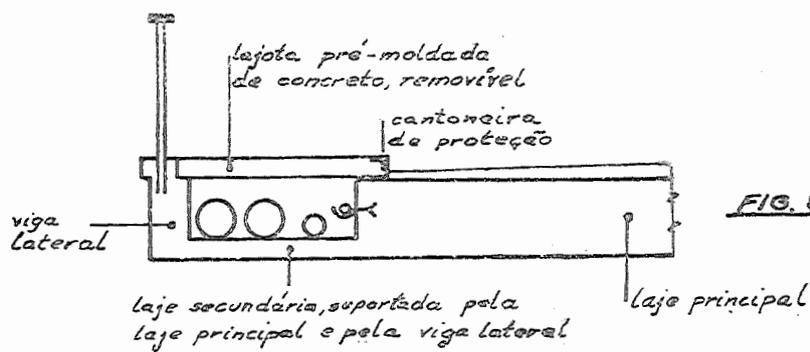


FIG. 8

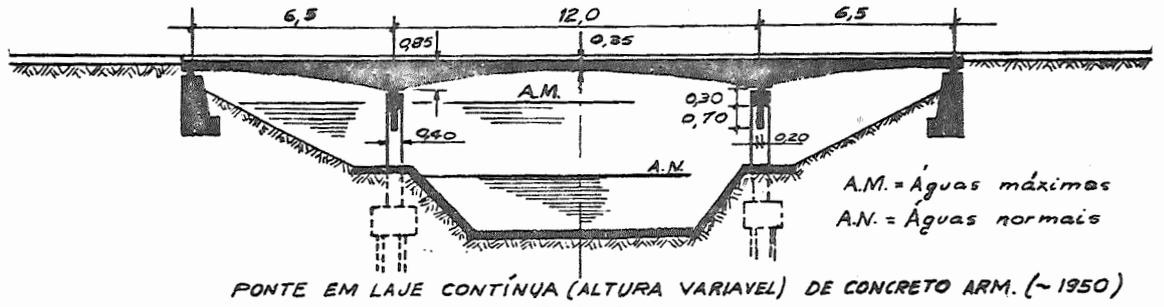
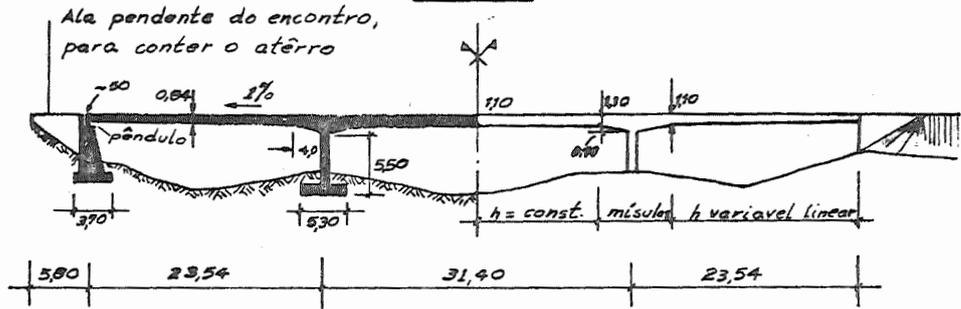


FIG. 9



PONTE DE LAJE EM PÓRTICO CONTÍNUO DE CONCRETO ARMADO (1940)

FIG. 10

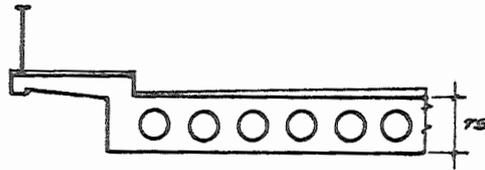


FIG. 11

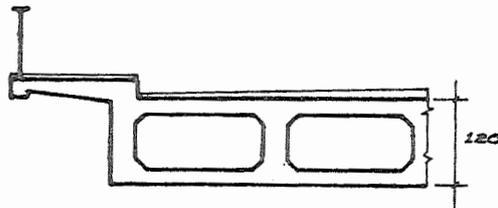


FIG. 12

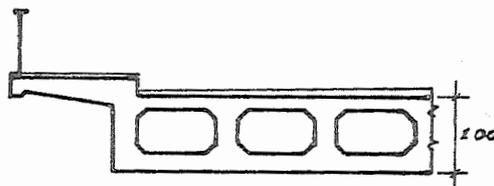


FIG. 13

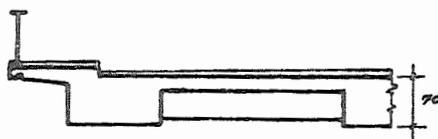
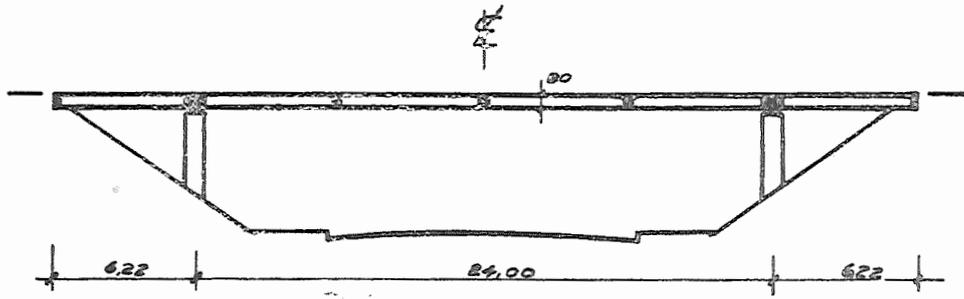
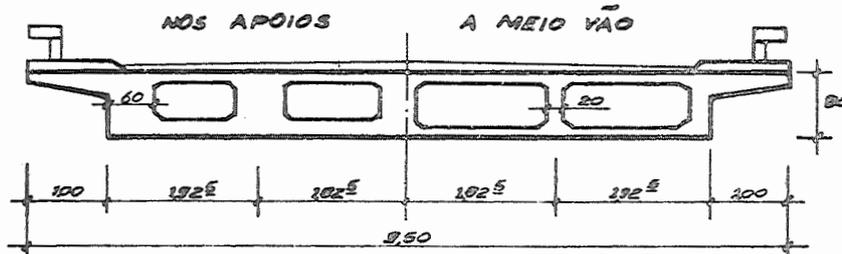


FIG. 14



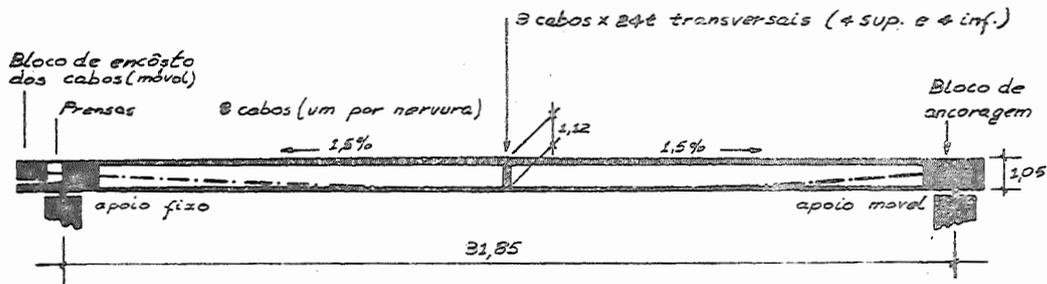
ESCANSO 25°



Viaduto sobre a rua dr. Agra, no Rio de Janeiro

FIG. 20

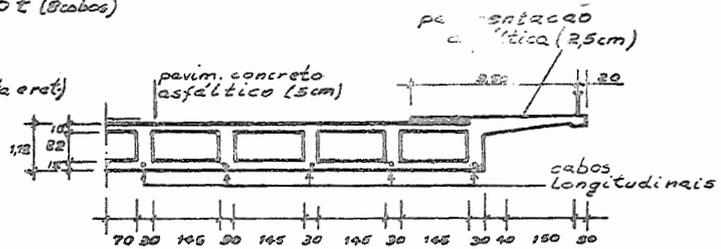
Ponte Goethe s/o Enz em Pforzheim (Alemanha)



Protensão longitudinal total $N_{20} = 6030 \text{ t}$ (8cabos)

Tensões no concreto (Kg/cm^2)

	g+n	g+n+p	g+n+p+(def. lenta estat)
sup.	-75	-126	-130
inf.	-97	-26	-2



Cargas classe 60 (DIN. 1072)

FIG. 21

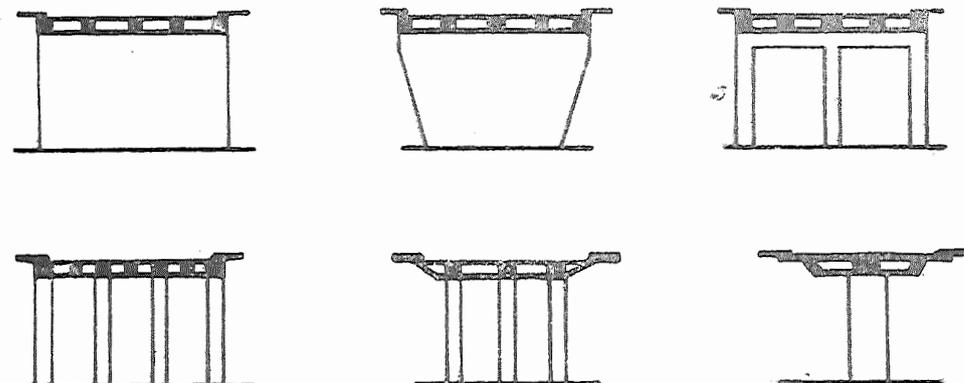
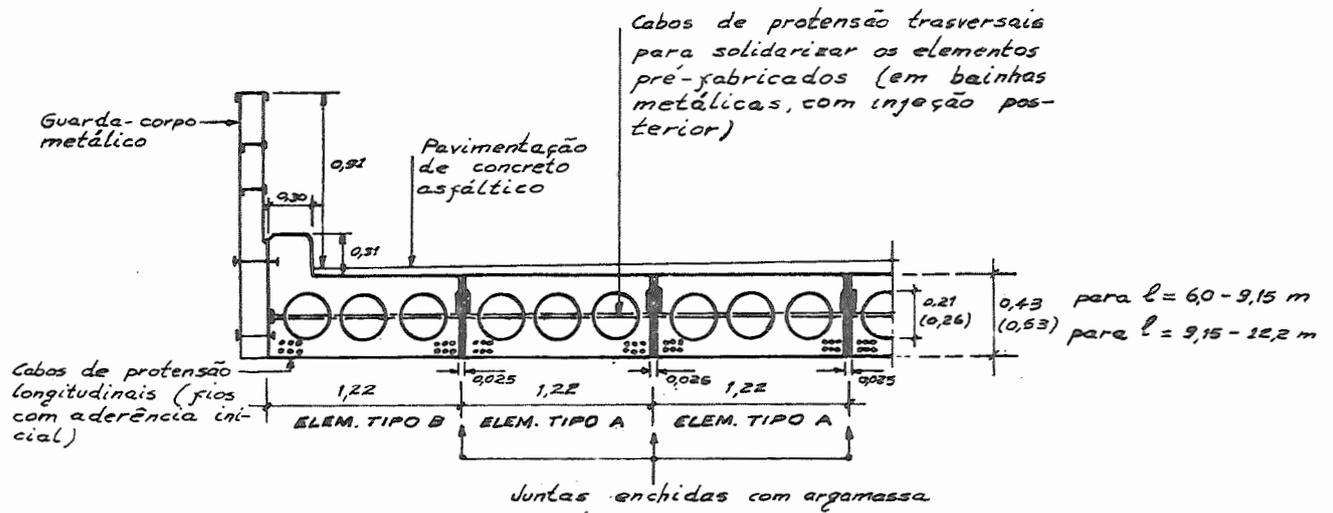


FIG. 22



Elementos protendidos pré-fabricados americanos, para vãos de 6,0 a 12,2 m

FIG. 15

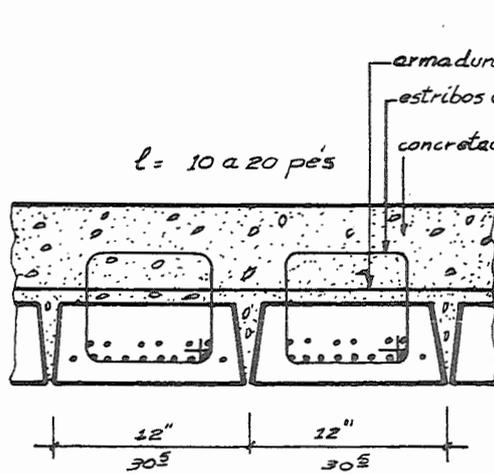


FIG. 16

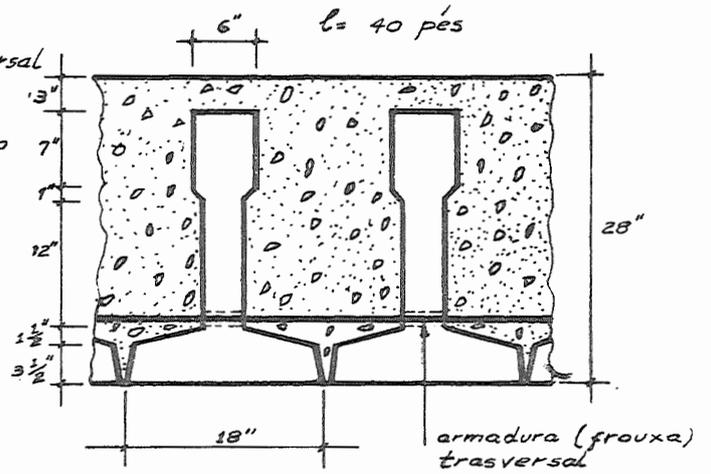


FIG. 17

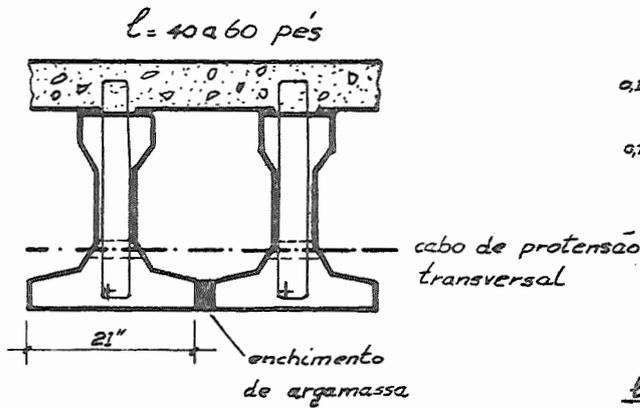


FIG. 18

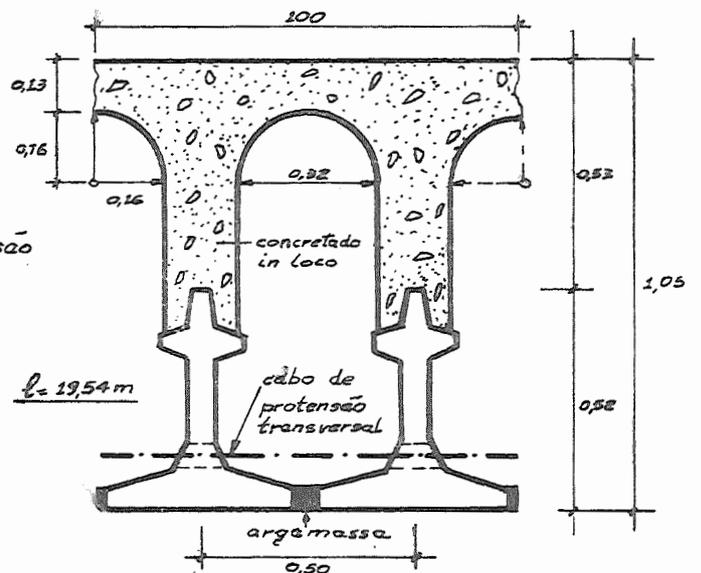
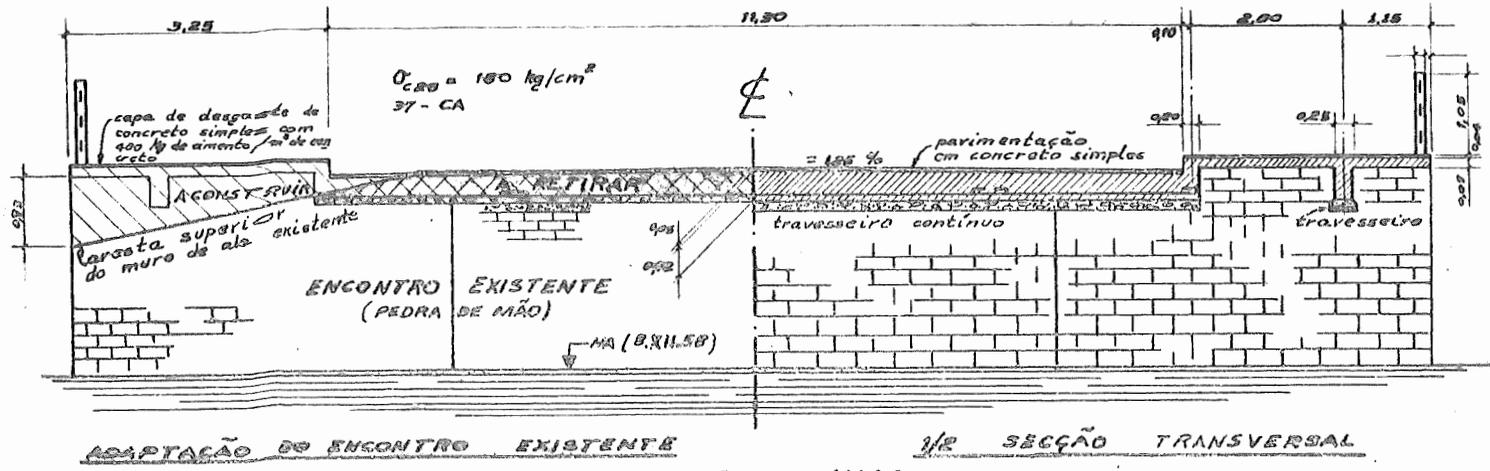


FIG. 19

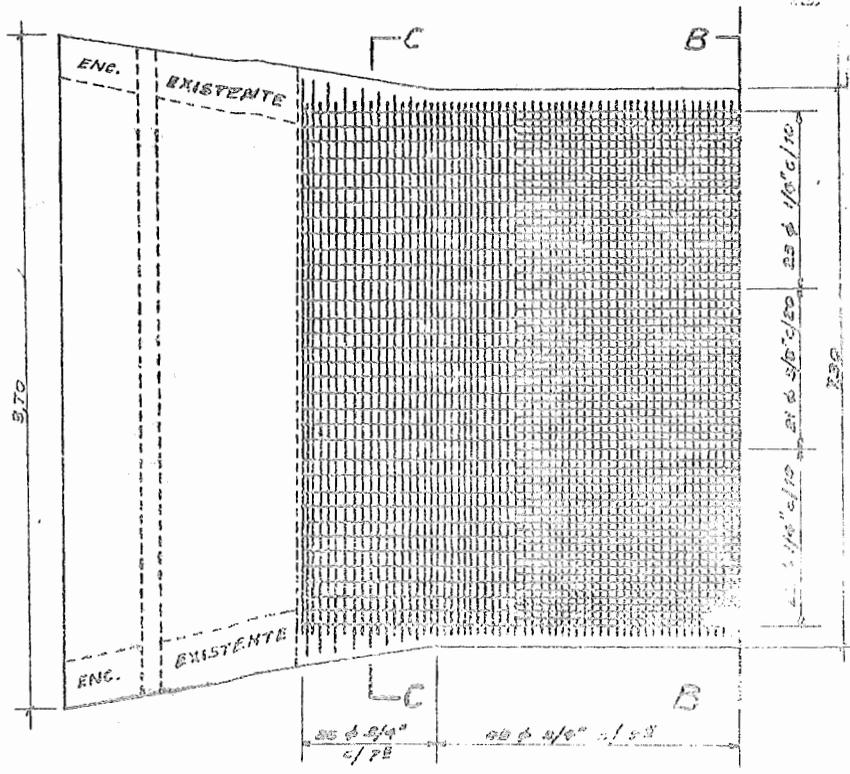
3 - EXEMPLOS DE OBRAS

- I- (pg.12) - Pontilhão de laje de concreto armado simplesmente apoiada, aproveitando os encontros (de pedra) de velha ponte de madeira mais estreita. Parte da laje principal, e as estruturas dos passeios apoiam-se sobre os velhos muros de ala, convenientemente alteados.
- II-(pgs.13 e 14) - Passagem superior esconsa, de concreto armado. Superestrutura em laje maciça de altura variável, simplesmente apoiada com balanços de altura constante para aumentar sua eficiência como contrapesos (no que são auxiliados pela presença das cortinas pendentes, destinadas a arrimar parcialmente o atêrro).
- III-(pgs.15 e 16) - Passagem superior esconsa, de concreto armado. Superestrutura com alguma peculiaridade. A laje principal, de altura constante, é relativamente estreita; parte da pista e os dois passeios apoiam-se sobre transversinas laterais, engastadas na placa principal. Esta, simplesmente apoiada com balanços e cortinas pendentes, é vazada ao longo de 2/3 de seu tramo central, para diminuição da carga permanente.
- IV-(pg.17) - Passagem superior esconsa, de concreto armado, em placa vazada contínua de três tramos, de altura constante. Infraestrutura constituída apenas por três pilares em cada linha de apoio.
- V- (pgs. 18 e 19) - Passagem superior reta, contínua sobre três tramos, de concreto protendido, obra de altura constante bastante esbelta, com $d/l = 1/27$ no tramo central. Projeto do prof. eng. Roberto Rossi Zuccolo, prematuramente falecido em 1967, após 20 anos de uma vida profissional em que deixou "realizações que normalmente se fazem no curso de 60 anos de vida e um círculo de amigos que muitos de nós não conseguimos nem iniciar".
- VI-(pg.20) - Passagem superior de concreto protendido. Placa esconsa vazada, contínua sobre quatro tramos, de largô tabuleiro sobre quatro pilares em cada linha de apoio. De altura longitudinalmente constante, a superestrutura aproveita a variação de altura transversal propiciada pela apreciável largura .

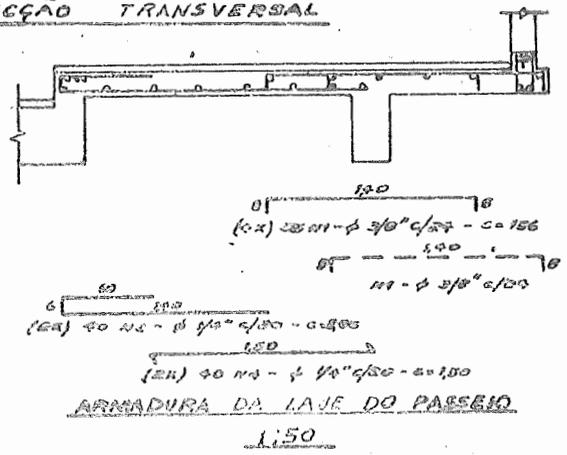


ESCALA 1:100

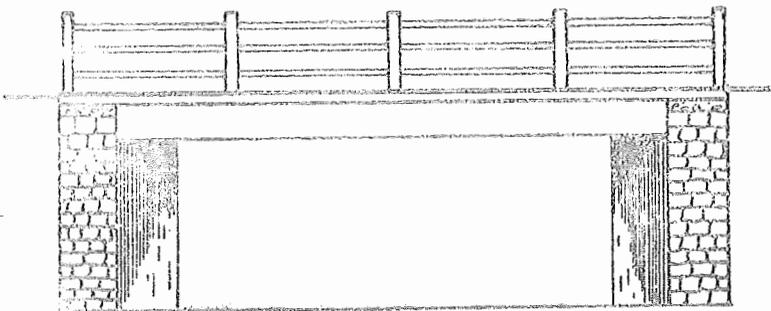
1/2 SEÇÃO TRANSVERSAL



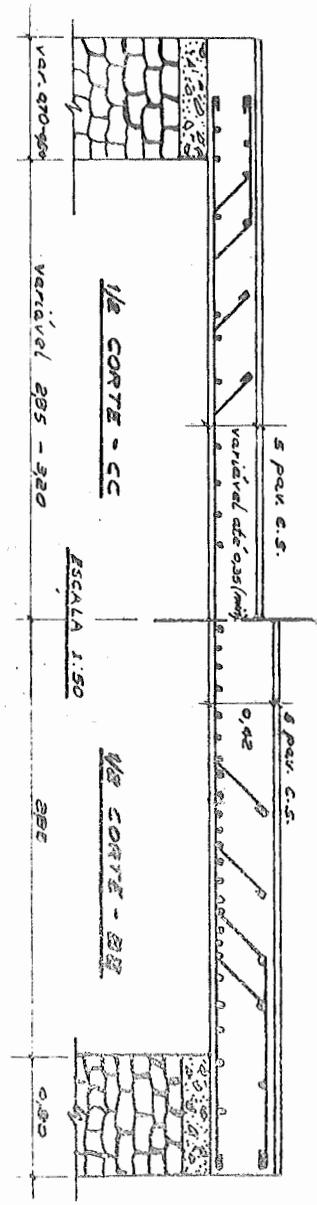
1/2 PLANTA DA ARMADURA DA LAJE PRINCIPAL
ESCALA 1:100



ARMADURA DA LAJE DO PASSOIO
ESCALA 1:50



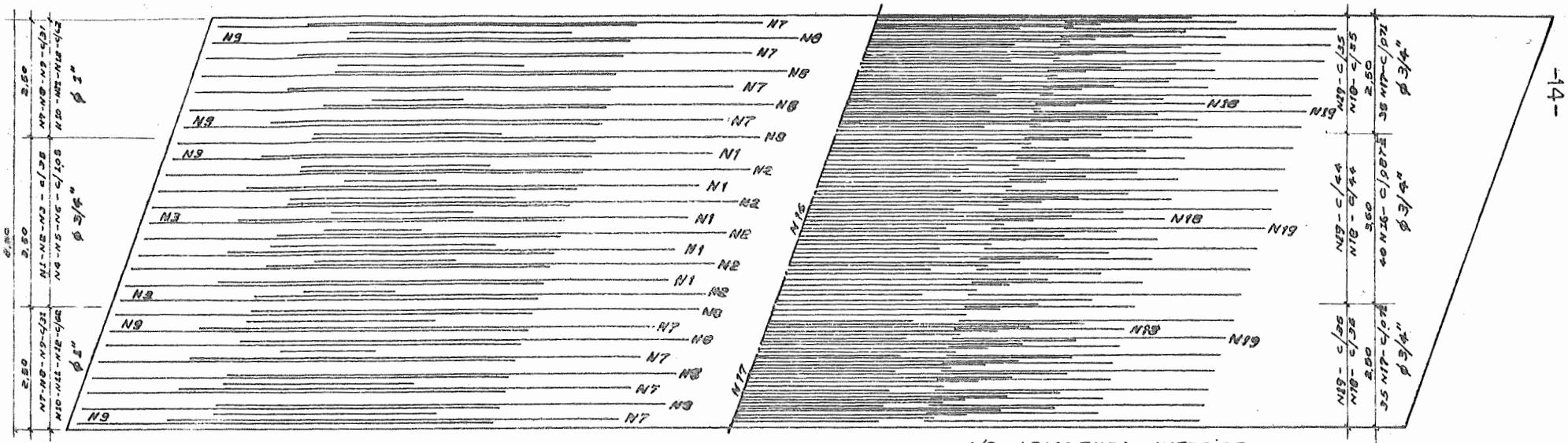
VISTA LONGITUDINAL
ESCALA 1:100



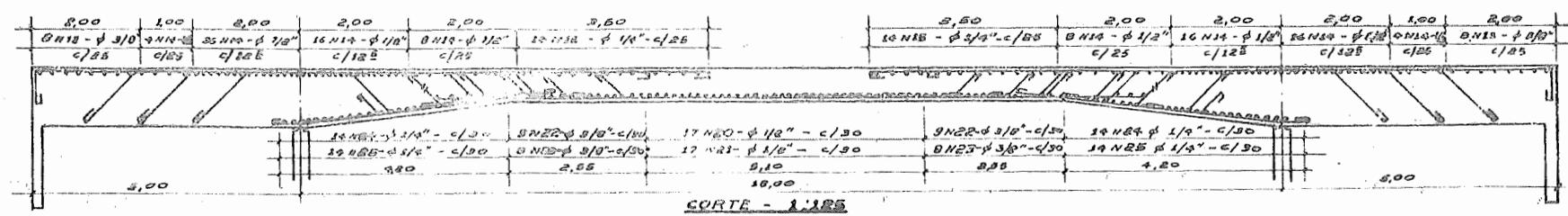
ESCALA 1:50

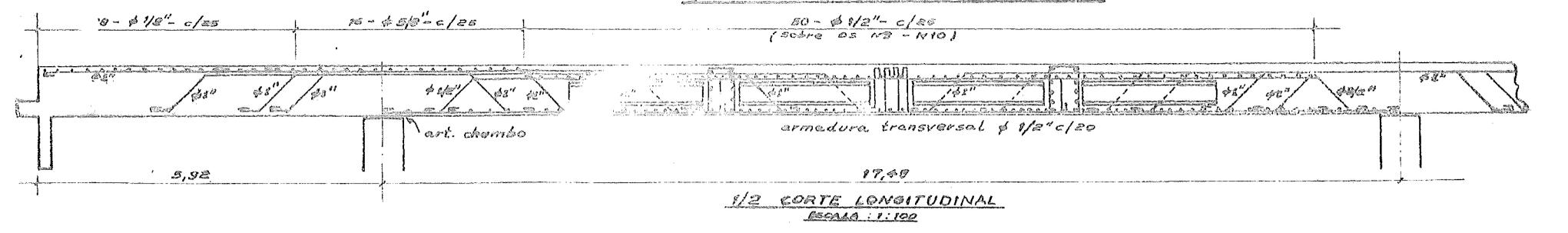
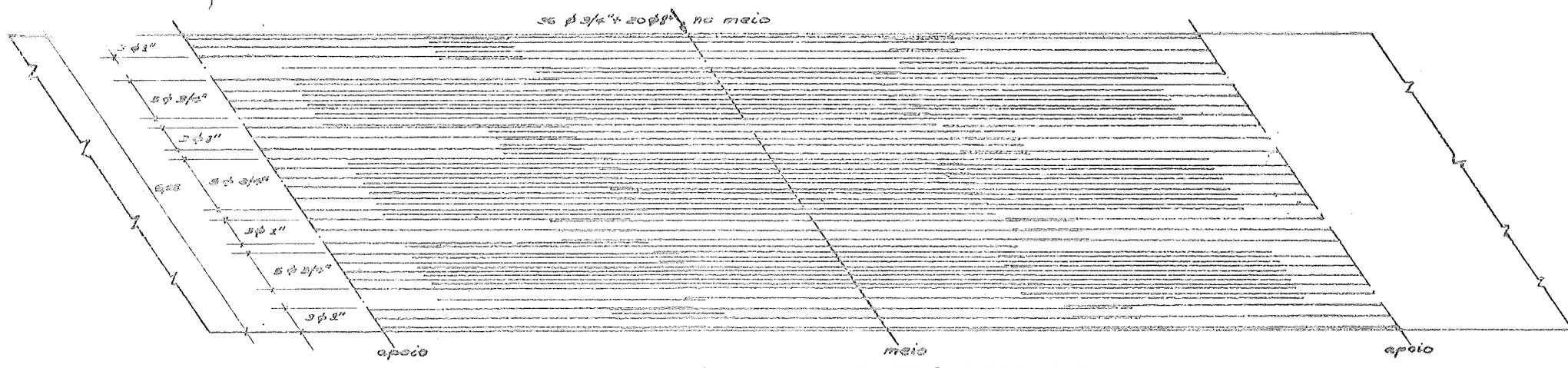
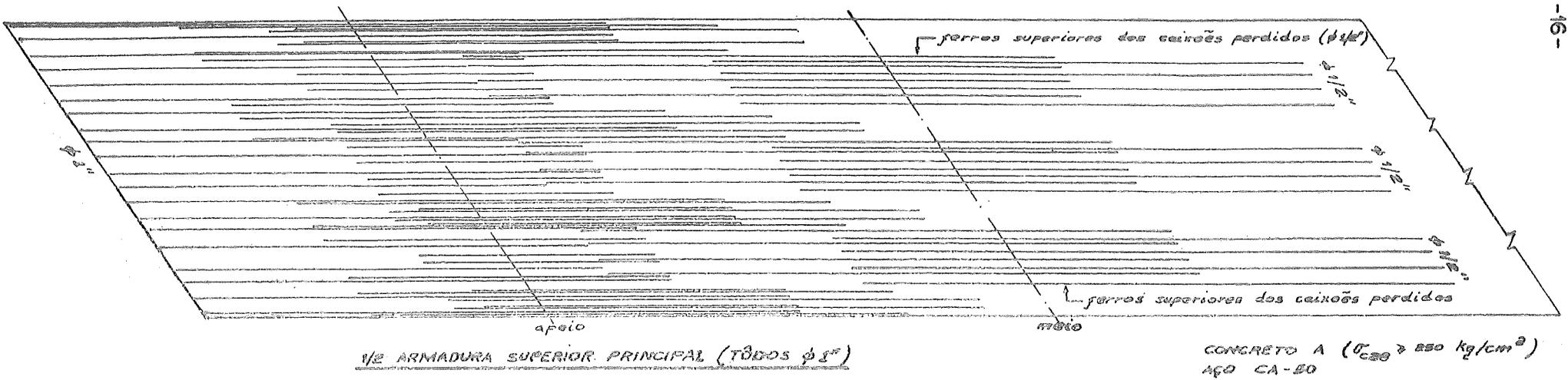
1/2 CORTE - CC

1/2 CORTE - CR

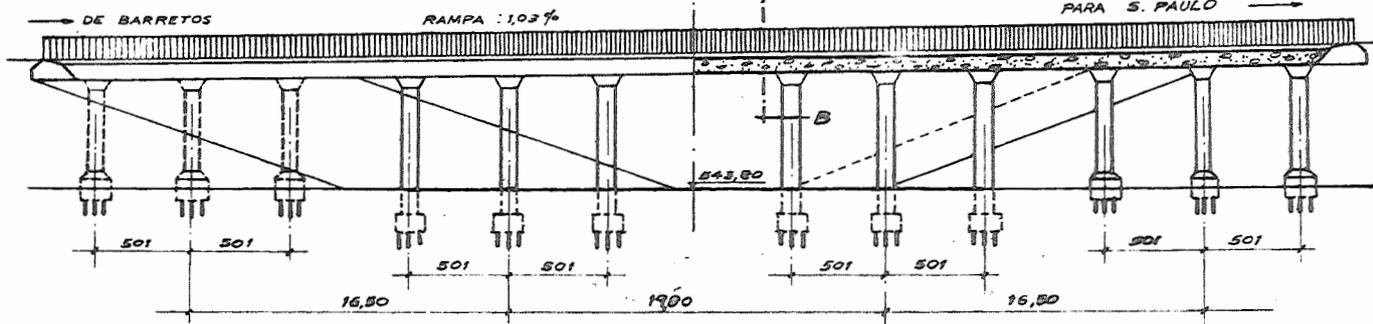


CONCRETO A ($\sigma_{c,28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$)
 COM CONTROLE REGULAR
 AÇO CA-50

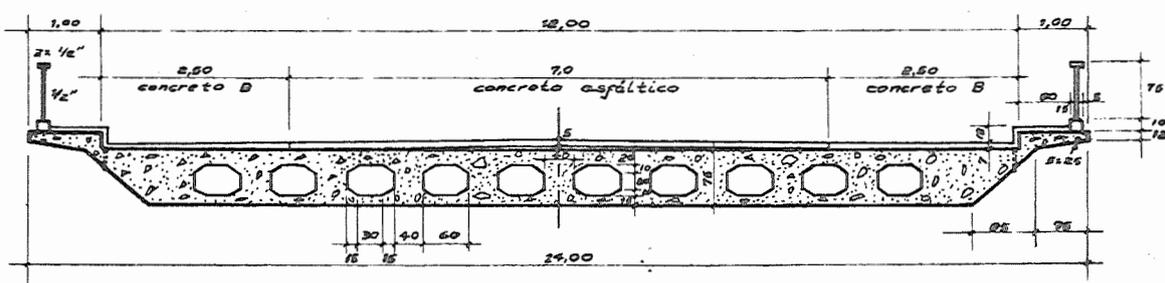




ELEVAÇÃO E CORTE LADO DE S. JOSÉ DO RIO PRETO



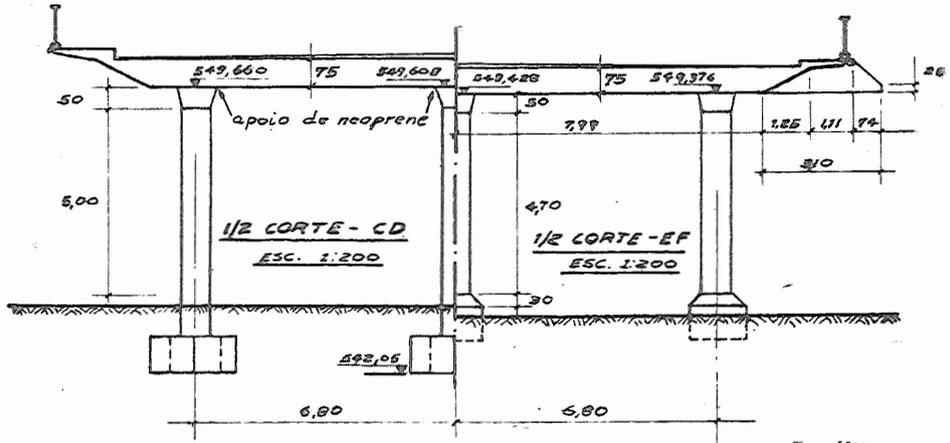
MEIA VISTA
ESC. 1:400



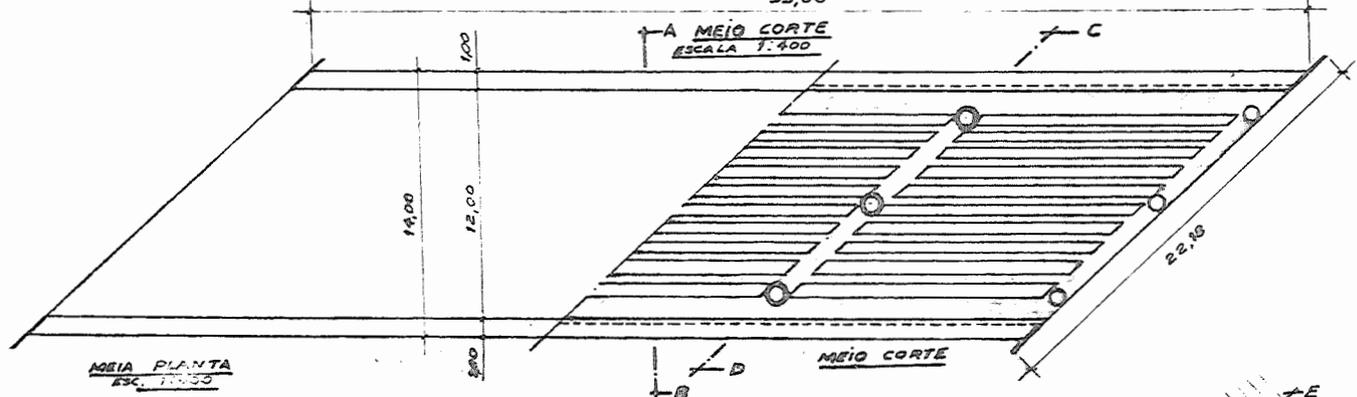
CORTE - AB
ESC. 1:100

CONCRETOS { A: 450 m³
 C: 4 m³

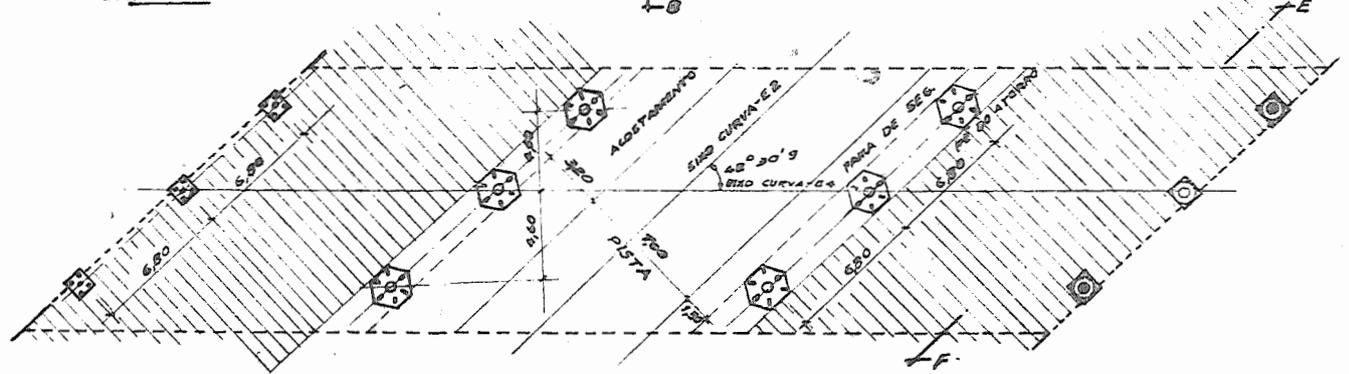
CA-50 : 28,4 t
CA-24 : 9,0 t
TOTAL DE FÔRMAS : 2.100 m²
ESTACAS : 36 X 40 t + 30 X 20 t
ESCAVAÇÕES BLOCOS : 55 m³
ESCORAMENTOS : 55 m



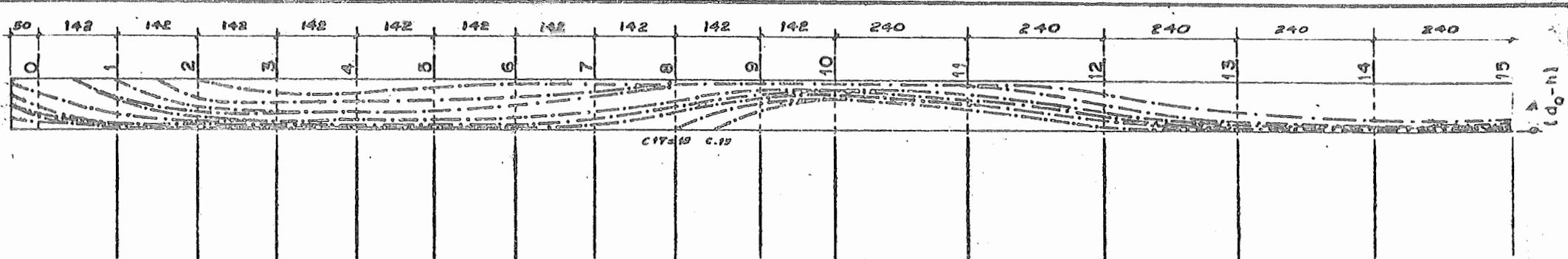
A MEIO CORTE
ESCALA 1:400



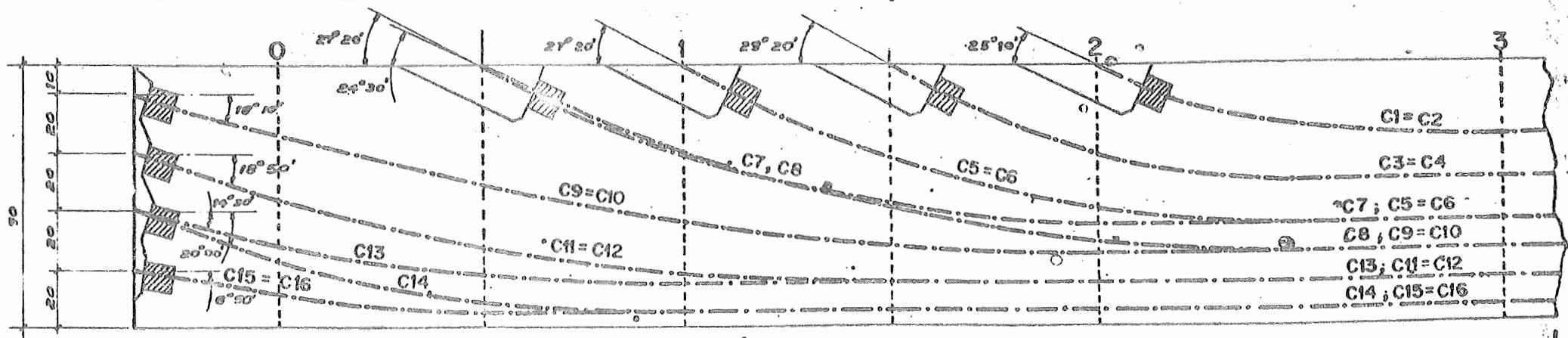
MEIA PLANTA
ESC. 1:400



PLANTA - FUNDAÇÃO
ESC. 1:400



CABOS	COTAS -- (d ₀ - h)														
1 = 2	—	90	65	65	69 ⁴	80 ⁶	85	85	85	85	82 ⁵	62 ²	33 ¹	23	23
3 = 4	—	60	50	50	54 ⁴	67 ⁵	80 ⁶	85	85	85	81 ²	60 ⁵	19 ⁸	16	16
5 = 6	90	41 ¹	35	35	35	41 ²	60	78 ⁸	85	85	81 ²	50 ⁵	19 ⁸	16	16
7	59 ⁴	35	35	35	35	41 ²	60	78 ⁸	85	85	82 ⁵	62 ²	33 ¹	23	23
8	61 ⁶	29 ¹	25	25	25	25	31 ⁶	51 ⁵	71 ⁴	78	61 ⁸	21 ²	5	5	5
9 = 10	35	25	25	25	25	25	31 ⁶	51 ⁵	71 ⁴	78	72 ⁵	31 ¹	9	9	9
11 = 12	18 ³	15	15	15	15	15	17 ⁶	38 ¹	67 ⁷	78	72 ⁵	31 ¹	9	9	9
13	15	15	15	15	15	15	17 ⁶	38 ¹	67 ⁷	78	61 ⁸	21 ²	5	5	5
14	5	5	5	5	5	5	7 ⁷	29 ²	60 ²	71	49 ⁹	10 ³	5	5	5
15 = 16	5	5	5	5	5	5	7	29 ²	60 ²	71	49 ⁹	10 ³	5	5	5
17 = 18	—	—	—	—	—	—	—	0	56 ⁹	64	34 ⁵	5	5	5	5
19	—	—	—	—	—	—	—	—	35 ⁵	64	34 ⁵	5	5	5	5



CABOS FREYSSINET 12 / 5 NAS NERVURAS LATERAIS, SUPRIMIR O CABO 7

ERRATA À "INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE LAJE"

à pg. 1, linhas 9 e 10, leia-se:

. . . . utilizada nas pontes; a pouco e pouco, foram sendo cada vez mais empregadas as pontes de laje, preferidas em muitos casos em virtude da já assinalada simplicidade construtiva^(*). A esta se associa . . .

à pg. 2, linha 5, leia-se:

A protensão, introduzindo esforços solicitantes opostos aos das cargas externas, e permitindo . . .

à pg. 3, linha 10 depois da tabela, leia-se:

. . . . (d/l entre 1/26 e 1/11). Vejam-se as páginas 18 a 20.

à pg. 4, na 1^a linha do 1º parágrafo dessa página, leia-se:

. . . . Ao se vazar a seção, deixam-se nervuras de pelo menos 15 cm de largura;

à pg. 5, linha 11, leia-se:

O monolitismo é garantido . . .

à pg. 6, a figura 6 e a figura 7 foram permutadas.

as pgs. 8 e 9 foram permutadas.

ESCOLA DE ENGENHARIA DE S. CARLOS — U.S.P.
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE VIGAS

DANTE A.O. MARTINELLI
SÃO CARLOS — 1971
(REIMPRESSÃO-1982)

INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE VIGAS

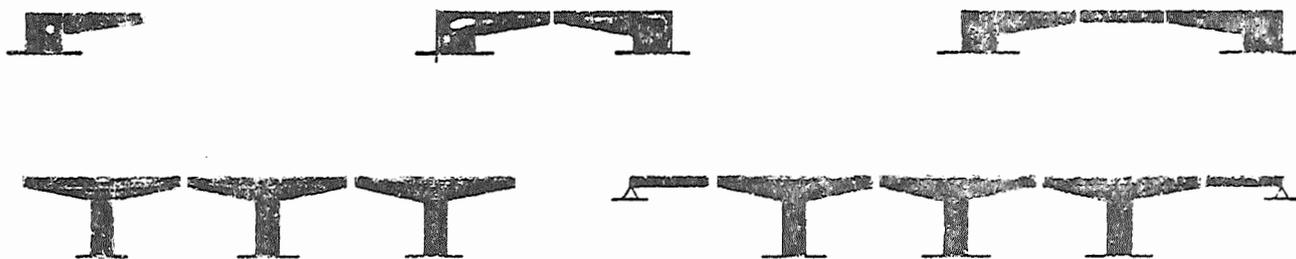
1- PRELIMINARES

1,1- Esquemas longitudinais

A estrutura principal constituída por vigas é a de uso mais frequente na construção de pontes. Em suas diversas variantes, essa estrutura tem sido empregada para todos os vãos (salvo alguns excepcionais, franqueados mediante arcos), desde o pequeno, com a viga simples, até o maior, com a viga Gerber, a viga continua, a viga espiada. Solidarizada com os pilares, origina a estrutura principal de pórticos, que abordaremos em outro capítulo.

De acôrdo com o sistema estático empregado, as estruturas principais de vigas podem ser separadas em diversos tipos, esquematizados a seguir. Após rápido exame das seções transversais e sumária apresentação de noções gerais sôbre o cálculo dessas estruturas principais (a ser desenvolvido em outros capítulos), examinaremos, sucessivamente, as principais características das estruturas principais de vigas, numa breve introdução à tipologia dessas pontes.

a) Balanços ou consolas sucessivos, frequentemente com tramos suspensos.

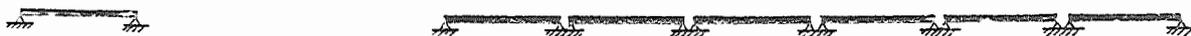


O único exemplo conhecido de consola única (Réallon, na França, 1960) tem na verdade apoio suplementar, para parte da carga permanente e para móvel, na extremidade da consola; a hiperestaticidade quanto à carga móvel é frequentemente utilizada em qualquer destes esquemas.

Embora aqui apresentado inicialmente em atenção ao fato de se basear no esquema estático mais simples, este tipo de pontes será comentado por último. Isto diante do fato de se ter difundido com os desenvolvimentos mais recentes dos sistemas construtivos e com o aumento dos vãos vencidos, e de poder apresentar pecu

liaridades de comportamento estático que o liga, inclusive, aos pórticos.

b) Vigas simples(mente apoiadas).



c) Vigas simples com balanços, eventualmente contrapesados ou ancorados.

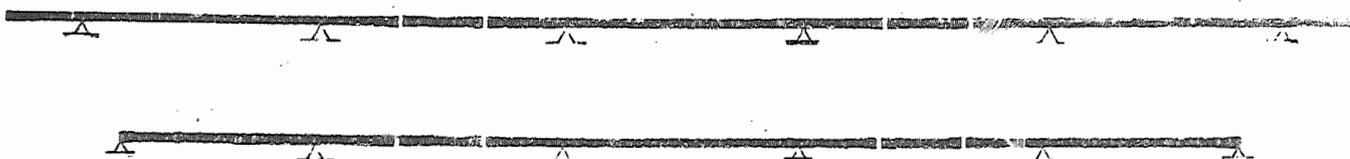
com contrapesos



com ancoragens



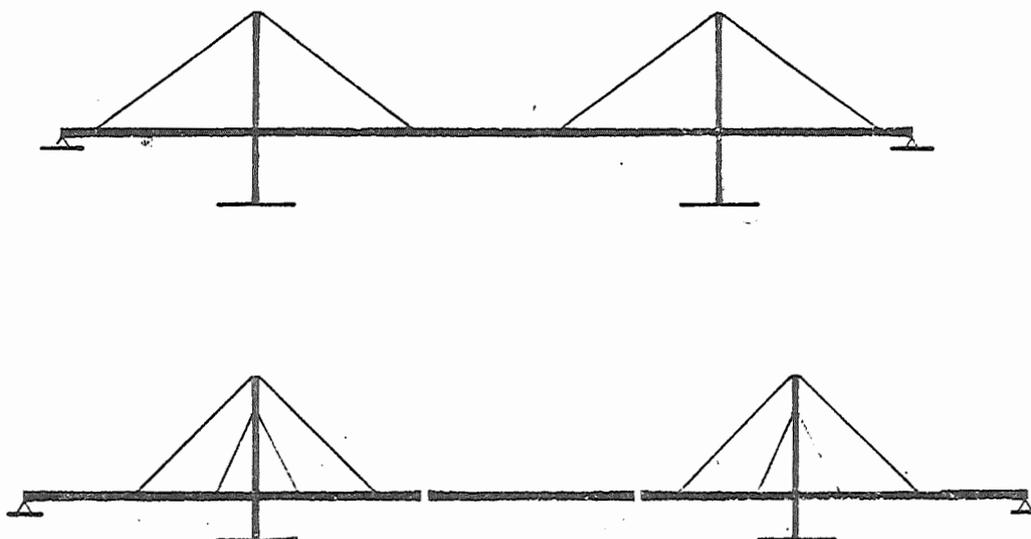
d) Vigas Gerber (contínuas articuladas), que podem ser imaginadas como provenientes da introdução de tramos simples intermediários ("suspensos") numa sequência de vigas com balanços (c), ou como originadas pela introdução de articulações em vigas contínuas (esta última é a origem histórica, com Gerber, em pontes metálicas, no fim do século passado).



f) Vigas Wichert



- g) Vigas contínuas, com esquemas análogos aos das vigas Gerber, evidentemente sem articulações.
- h) Vigas engastadas. Há exemplos de pontes, de um só tramo, engastado-apoiado. Em concreto protendido, em particular, o apoio móvel de uma das extremidades é essencial para assegurar livre deformação axial durante a protensão. O esquema básico é o da consola simples de a), com um apoio na extremidade livre, eventualmente contrapesado.
- i) Vigas espiadas, obtidas em princípio pela introdução de espigas em qualquer dos tipos anteriores.



Esses diversos tipos de vigas são comumente realizados com alma cheia. Eventualmente, poderiam ser empregadas vigas em treliça ou Vierendeel; todavia, a relativamente pequena aceitação que essas vigas tiveram nas estruturas de concreto — armado ou protendido — manifesta-se também nas pontes, podendo-se dizer que as treliças e as vigas Vierendeel somente foram utilizadas como vigas simplesmente apoiadas ou contínuas, e estas ainda mais raramente. Todavia, ao examinar as pontes construídas por balanços progressivos, veremos que já se cogitou (Guyon) de entreliçar êsses balanços, nos trechos próximos aos pilares, para aumentar os vãos franqueados com essa técnica.

1,2- Seções transversais

Nesta centena de anos de utilização do concreto na construção de pontes (des de uma ponte de 16,5m de vão, sistema Monier, na França, em 1975?), as seções transversais das pontes de vigas têm apresentado grande diversidade, função principalmente do tipo de tráfego previsto e das características do sistema estático adotado. A figura 1, em que se apresentam algumas seções transversais de pontes de vigas de concreto armado, dá uma noção dessa diversidade e, embora se trate de estruturas executadas aproximadamente até 1940, ainda permite alguns úteis comentários preliminares.

Antes de mais nada, a separação em dois tipos de estruturas principais, em função da posição do tabuleiro em relação ao vigamento principal : o tipo com tabuleiro superior (fig.1, a até k) e o de tabuleiro inferior ou intermediário (l até t).

Este último tipo, desde sempre pouco empregado, hoje o é ainda menos. Pode-se dizer que é empregado apenas como último recurso, quando a exiguidade da altura de construção disponível (diferença de cota entre o ponto mais alto da superfície de rolamento e o ponto mais baixo da superestrutura) impede a colocação de vigas de altura suficiente sob o tabuleiro; o vigamento principal é então, por assim dizer, concentrado em duas longarinas laterais de altura naturalmente grande, ligadas por transversinas em geral tão altas quanto permitido pela altura de construção. Havendo mais de uma pista de rolamento, podem ser colocadas vigas principais entre essas diversas pistas; em certos casos, as próprias transversinas foram suprimidas, reduzindo-se o suporte da estrada à laje (fig.1, l e m) ; em outros casos, empregaram-se vigas baixas, fortemente armadas, sob a pista principal, lançando mão de vigas salientes do tabuleiro apenas para as partes laterais do tabuleiro (fig.1, t); em outros casos (fig.1, p, r, s) longarinas secundárias diminuíam o vão das lajes, nessa época ainda mal aproveitadas; eventualmente, as vigas principais foram executadas em viga Vierendeel ou em treliça, como se sugere no esquema o. A reduzida altura das transversinas em algumas dessas soluções pode ser atribuída à orientação de dimensões não-las sem preocupação de estabelecer eficiente colaboração entre as vigas principais.

Mais recentemente, às pontes de tabuleiro inferior ou intermediário, pouco apreciadas também sob o ponto de vista estético, têm sido mais facilmente evitadas, graças às possibilidades abertas, no caso de pequenas alturas de construção, pelas placas vazadas protendidas. De qualquer maneira, é esquema que não pode ser sumariamente descartado.

Parece útil comentar rapidamente as seções transversais de tabuleiro superior da fig.1 (a até k), antecipando as características mais marcantes das seções transversais atualmente mais usuais, que logo procuraremos examinar.

Antes de mais nada, observe-se que não há laje inferior, a menos de dois casos (d e g) em que, visivelmente, foi prevista apenas como suporte de canalizações.

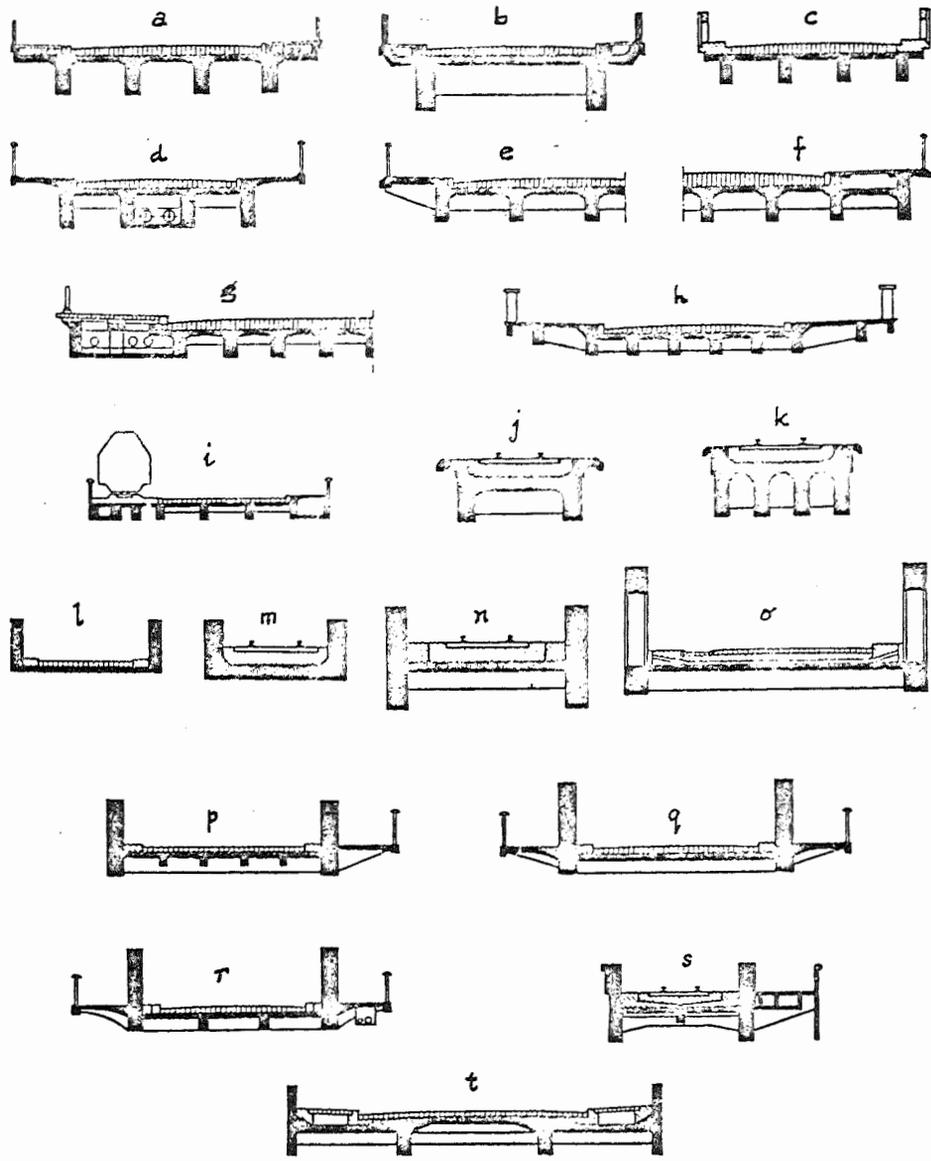


FIGURA 1

De fato, pode-se dizer que, nas pontes de vigas mais antigas, a laje inferior ou não existia, ou tinha essa função de suporte secundário, ou aparecia como mesa de compressão em regiões de fortes momentos negativos. Mais recentemente, a laje inferior tem sido empregada para mais uma função, de grande importância: a de solidarizar as vigas principais, transformando a estrutura principal ou numa placa vazada (no caso de numerosas longarinas baixas) ou numa viga-caixão (no caso de duas ou mais vigas de grande altura). Por vezes, chegou-se à introdução de laje inferior desempenhando essa importante função estática a partir de considerações iniciais de ordem estéticas (paramento inferior liso), cada vez mais respeitadas, que condenariam, por exemplo, a solução h.

Outra observação prende-se à relativamente pequena altura das transversinas (d, e, f, g, i), eventualmente inexistentes (a, c). Na técnica atual, dificilmente surgiriam seções como a e c: se não forem ligadas por laje inferior (como se disse acima), as vigas serão solidarizadas por robustas transversinas, geralmente com altura igual à das vigas transversais, a fim de incrementar a colaboração entre as diversas longarinas (efeito de grelha): frequentemente, ambos os recursos (laje inferior e transversinas robustas) são empregados. Quanto à altura das transversinas, os esquemas b, h, j, k podem ser considerados ainda atuais.

Finalmente, outro ponto importante relaciona-se com o número de vigas: b e j são, basicamente, soluções atuais; k, ao contrário, é o tipo da seção transversal que dificilmente se encontrará numa obra da segunda metade deste século. Poucas vigas, se possível duas, tão altas quanto possível, é a diretriz atual, favorecida pela evolução dos processos de cálculo e dos materiais, e pela generalização da protensão. Como veremos, essa tendência se afirma mesmo no caso de tabuleiros com largura da ordem dos 20 metros: as duas vigas são então, o mais das vezes, duas viga-caixão, obtidas acoplando dois pares de vigas com as lajes superior e inferior e com transversinas (figuras 11 e 12). As muitas nervuras baixas do esquema h, se impostas por reduzida altura de construção disponível, seriam transformadas numa placa ortótropa mediante laje inferior e transversinas como já se disse, com a exceção do caso de viga principal constituído por numerosas vigas protendidas pré-fabricadas, quando então o esquema hoje corrente (fig.2) muito se aproxima do esquema h.

Estas considerações em torno da coletânea de seções mais ou menos ultrapassadas da fig.1 tinham por fim, como se disse, antecipar o exame sumário das seções transversais hoje mais características. Coleção razoavelmente representativa está nas figuras 2 a 12. Outras acompanharão a tipologia do § 3.

Note-se a presença constante de robustas transversinas (salvo a fig.5, no tramo, por discutíveis razões estéticas, e a fig.11, também no tramo, por razões ligadas ao processo construtivo, de balanços progressivos).

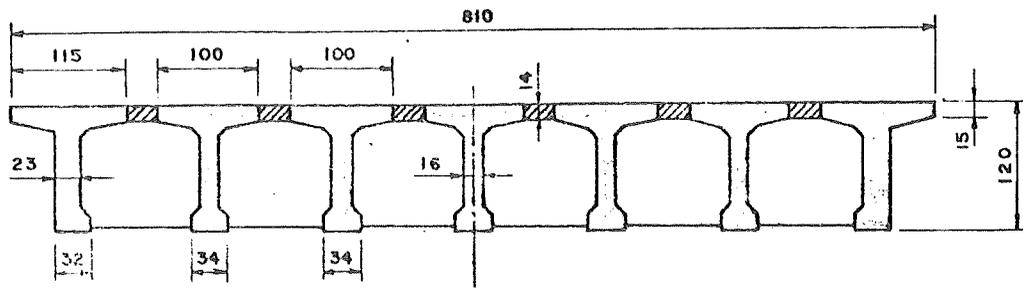


FIGURA 2 (C.P., Tramo simplesmente apoiado, $l = 28$, altura constante)

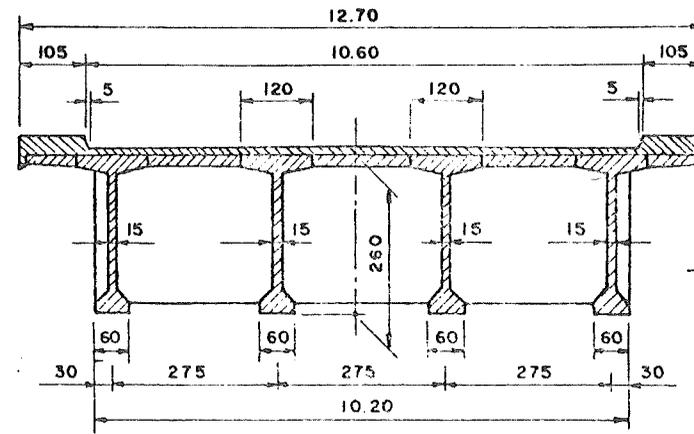


FIGURA 3

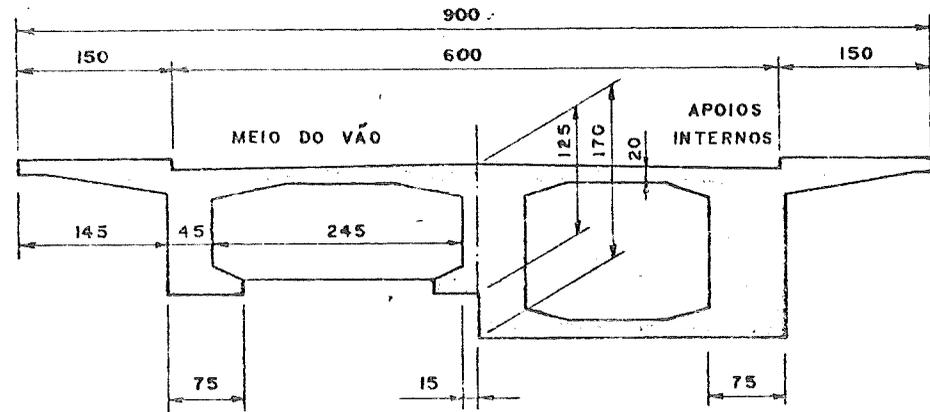


FIGURA 4 (C.P., Tramos contínuos, $23+35+23$, altura variável)

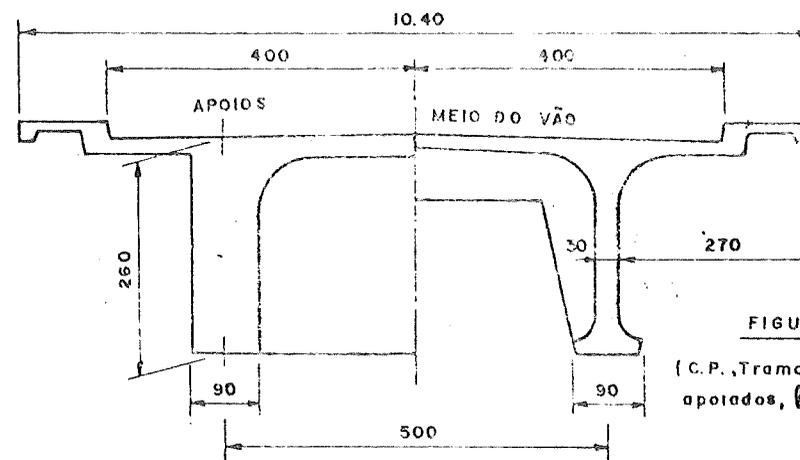


FIGURA 5

(C.P., Tramos simples/ apoiados, $l = 43$)

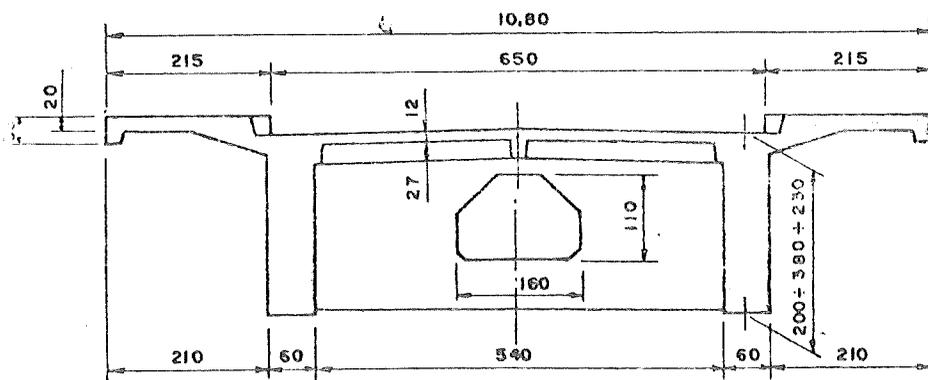


FIGURA 6 (C.P., Tramos contínuos, $42+62+42$, altura variável)

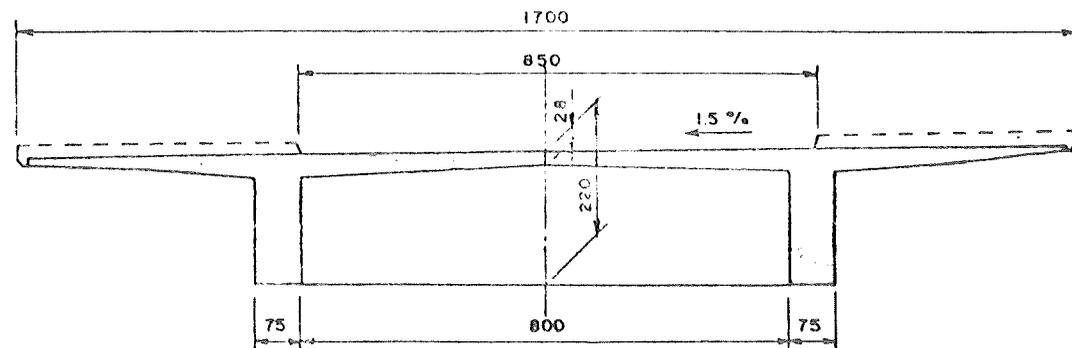


FIGURA 7 (Tramos contínuos, $46+46+46$, h const., ligeiramente em curva)

A laje inferior da fig.4 é essencialmente mesa de compressão para momento negativos: nas figuras 8-9-10-11-12, todavia, prende-se à orientação de formar seções celulares (vigas-caixão) com as vigas, relativamente muito afastadas em virtude da largura dos respectivos tabuleiros.

E quanto ao número de vigas principais? Nas pontes das figuras 5 a 12 são apenas duas (na figura 12, como já se disse, as quatro nervuras formam duas vigas caixão, o mesmo podendo dizer-se quanto à figura 11). Temos aí afastamentos de aproximadamente 4 a 9 metros entre as longarinas, embora com tabuleiros mais largos que o da figura 2; nas figuras 11 e 12 — repisemos — a grande largura dos tabuleiros aconselharia 4 nervuras que, então, foram reunidas em 2 vigas — caixão. Nas estruturas da figuras 2-3-4, por outro lado, temos mais vigas: espaçamentos da ordem dos 3m e, mesmo, de menos de metro e meio.

Este último caso, da figura 2, é característico do caso da ponte de reduzida altura de construção (com a pavimentação, cerca de 1,30m para $l = 28m$), contida em vigas (protendidas) pré-fabricadas. Convém aí, para facilitar o transporte, que as vigas sejam leves e, portanto, numerosas; ligadas por robustas transversinas, comportam-se como eficiente grelha, com ótima distribuição transversal das cargas, mesmo sem o concurso de laje inferior, nesse caso de duvidosa conveniência (concretagem incômoda, acréscimo de carga permanente, aumento apreciável das operações de protensão transversal, para a solidarização; tudo isso para transformar essa eficiente grelha numa placa vazada de comportamento bem próximo ao já conseguido apenas com as transversinas, diante da proximidade das vigas principais).

Mas que não sirva de paradigma o exemplo da fig.2 para se concluir que, no caso de vigas pré-fabricadas, estas não de ser tão pouco espaçadas. Não: a tendência — economicamente justificada — é sempre a de reduzir o número de vigas principais. Assim, tem-se o exemplo da figura 3, em que o espaçamento salta para a casa dos 3m, embora com tabuleiros mais largo. Não havendo limitações oriundas do transporte (peso das vigas), por se concretar "in loco", a tendência é para três e duas vigas, como nos exemplos das figuras 4 a 7. As duas vigas transformam-se numa viga-caixão, com a laje inferior das figuras 8 e 9. Talvez dispensável nestes dois exemplos, a adoção da seção celular é indispensável na figura 10, diante dos grandes balanços ligados à adoção de pilar único (tipo de infraestrutura hoje corrente, como veremos em capítulo oportuno). E já comentámos as duas vigas-caixão dos largos tabuleiros das figuras 11 e 12.

Notemos que as seções apresentadas são, todas, de concreto protendido. Basicamente, porém, as de concreto armado são análogas, apenas com as seguintes ressalvas: a) as almas das vigas seriam apreciavelmente mais largas, girando em torno dos 40-60cm, desde porém mínimos da ordem de 20cm a máximos de cerca de 100cm, nos apoios; b) a pré-fabricação e o transporte são absolutamente inconvenientes; c) os

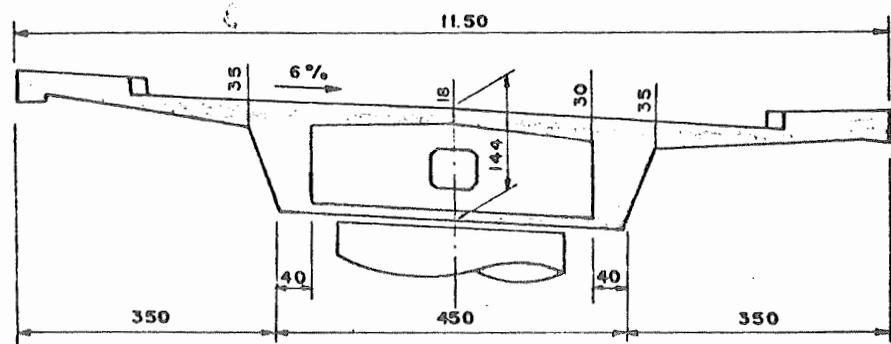
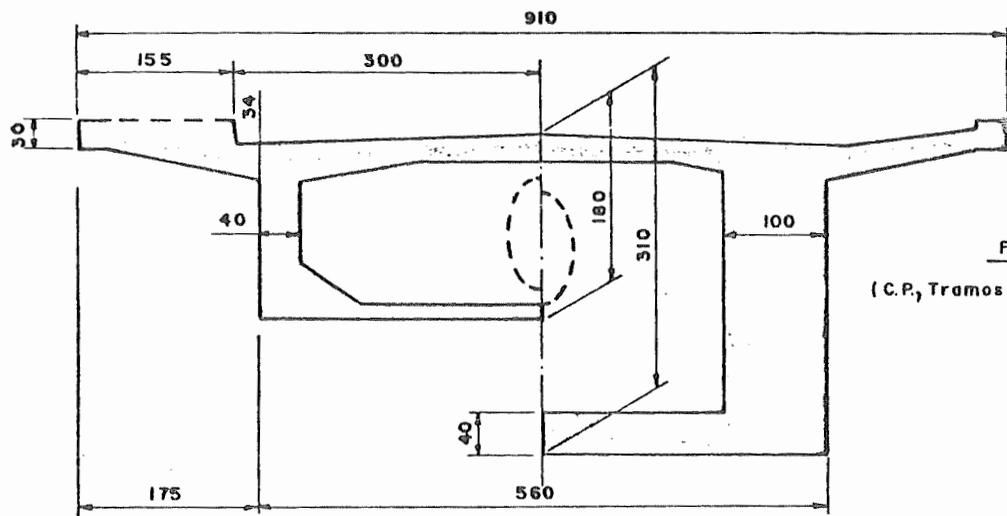
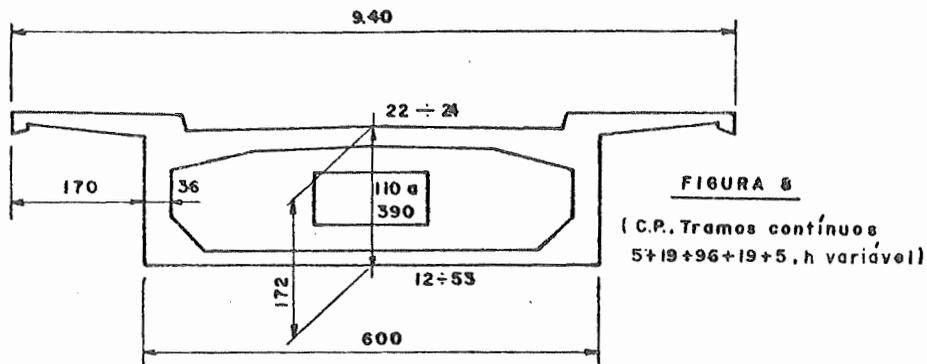


FIGURA 10 (C.P. Tramos contínuos, 32+33+26, h=const)

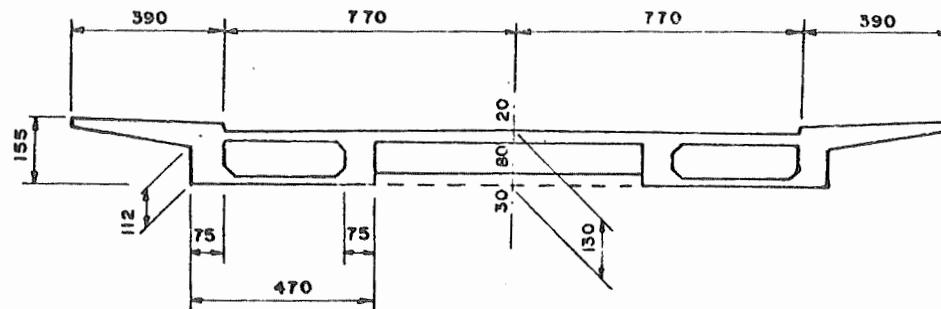


FIGURA 11 (C.P. Tramos contínuos, 20+34+7x30+32+29, h const.)

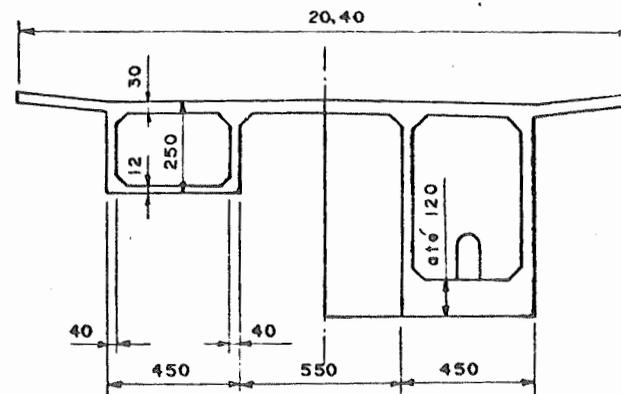


FIGURA 12 (Balanços progressivos)

24 + 101 + 114 + 123 + 34
Tramos de contrapêso

vãos vencidos são apreciavelmente menores, para o mesmo sistema estrutural (apenas para fixar idéias, como primeira orientação: da ordem de 50% a no máximo 2/3 dos atingidos com concreto protendido, podendo-se pensar neste limite de 2/3 apenas para vãos pequenos).

É inútil tentar alongar agora a análise das seções transversais, sem abordar, pelo menos em primeira aproximação, alguns outros aspectos básicos, o que faremos nos §§2 e 3.

Talvez tenha porém algum proveito, nesta iniciação, o rápido exame de uma velha regrinha, relativa ao espaçamento das vigas principais. É o que faremos a seguir.

Consideremos a seção transversal esquemática de uma ponte com diversas vigas principais (fig.13).

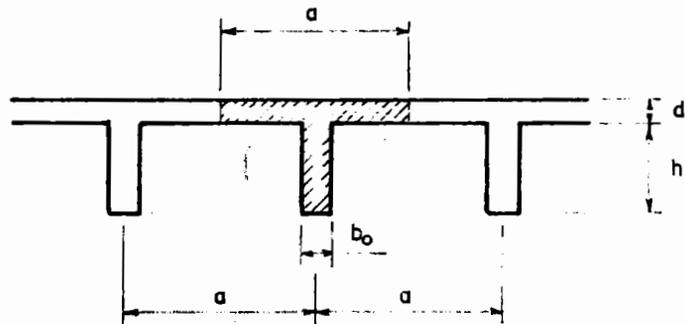


FIGURA 13

Para cada viga, o volume total de concreto, no vão l , será

$$V = (ad + b_0h_1)l$$

O volume de concreto por m^2 de tabuleiro será, para cada viga,

$$V_1 = \frac{V}{al} = d + \frac{b_0h_1}{a} \quad - \quad - \quad - \quad - \quad (1)$$

Sendo a o vão da laje, seu momento máximo será

$$M_{\max} = k_1a^2$$

Como

$$d = k_2 \sqrt{M}$$

teremos

$$d = k_2 \sqrt{k_1 a^2} = ka \quad - \quad - \quad - \quad (2)$$

Com (2) e (1) podemos escrever

$$V_1 = d + \frac{b_0 h_1}{a} = ka + \frac{b_0 h_1}{a} = f(a)$$

O valor de a que dá o mínimo valor de V_1 é obtido com $\frac{dV_1}{da} = 0$:

$$\frac{dV_1}{da} = k - \frac{b_0 h_1}{a^2} ; k - \frac{b_0 h_1}{a^2} = 0 ; ka^2 = b_0 h_1 ; ka.a = b_0 h_1.$$

Lembrando a (2), obtemos então

$$d.a = b_0 h_1, \quad - \quad - \quad - \quad - \quad (3)$$

concluindo-se, então, em primeira aproximação, que o volume de concreto é mínimo quando o volume da nervura ($b_0 h_1$) é igual ao correspondente volume de laje ($a.d$). Outra conclusão que se pode tirar diz respeito ao espaçamento entre as vigas principais: ao aumentar o vão l , aumentam $b_0 h_1$; para manter a igualdade, deve-se aumentar a e d (não teria sentido aumentar apenas d , conservando a , que é o vão da laje de espessura d). Vê-se então que, ao aumentar o vão, há interesse em dar maior espaçamento entre as vigas longitudinais.

2- NOÇÕES PRELIMINARES SÔBRE O CÁLCULO DAS SUPERESTRUTURAS DE VIGAS

2,1 Considerações gerais

Na figura 14, os esquemas à esquerda representam quatro superestruturas, de vigas ligadas (a) apenas pela laje, ou (b) por transversinas de altura menor que a das vigas longitudinais, ou (c) por transversinas tão altas quanto as vigas e finalmente (d) por transversinas com essa mesma rigidez e por laje inferior, configurando a viga de seção celular, ou viga-caixão.

O cálculo dessas superestruturas pode ser orientado por diversas concepções, mais ou menos simplificadas, relativas ao comportamento estático desses conjuntos monolíticos. Tais concepções podem ser caracterizadas, em primeira aproximação, pelo que se admite quanto à ação que sôbre essas superestruturas exerce uma carga concentrada P , suposta atuando sôbre uma das nervuras.

No esquema I, admite-se que a viga diretamente carregada absorva totalmente a força P , sem intervenção da segunda viga: é o esquema de cálculo por vigas independentes, que corresponde a supor, para efeito de cálculo das vigas longitudinais, que o tabuleiro (laje e eventuais transversinas) seja seccionado sobre as vigas principais e sobre elas se apoie simplesmente. Essa aproximação torna-se cada vez menos satisfatória à medida que as transversinas vão adquirindo maior importância, pelo número e pela rigidez ($a \rightarrow b \rightarrow c$), e é totalmente inadmissível no caso da viga de seção celular (d). Nos três primeiros casos o esquema I é admitido pela NB-2/61 (item 25: "Os tabuleiros com três ou mais vigas principais devem ser calculados como grelhas, permitindo-se o emprêgo de processos de cálculo aproximados") e correntemente utilizado. Cálculo mais preciso, como grelha (II), mostraria que ambas as vigas colaboram, cabendo naturalmente parcela maior à viga diretamente carregada. Isto, graças à solidarização engendrada pelas transversinas e pela própria laje. O caso d, às vezes assimilado ao de uma grelha, é mais adequadamente tratado considerando-se (III) a viga-caixão sujeita aos efeitos da carga P centrada e do momento Pe correspondente à excentricidade de P .

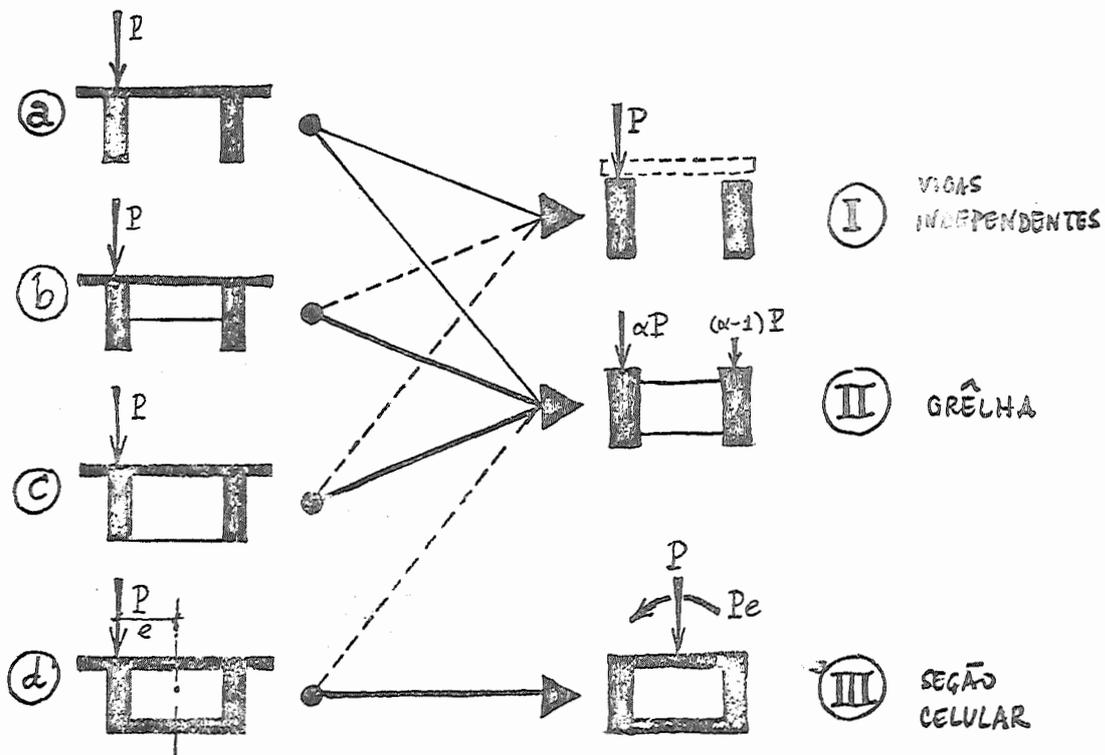


FIGURA 14

Como já se viu, os esquemas c e d representam grande parte das seções transversais correntes hoje em dia. Por outro lado, também são frequentes as superestruturas com maior número de longarinas, como na figura 15; aí, as seções tracejadas (A-B-C) sugerem a possibilidade de elevado número de vigas principais, empregado principalmente no caso de vigas principais protendidas pré-fabricadas.

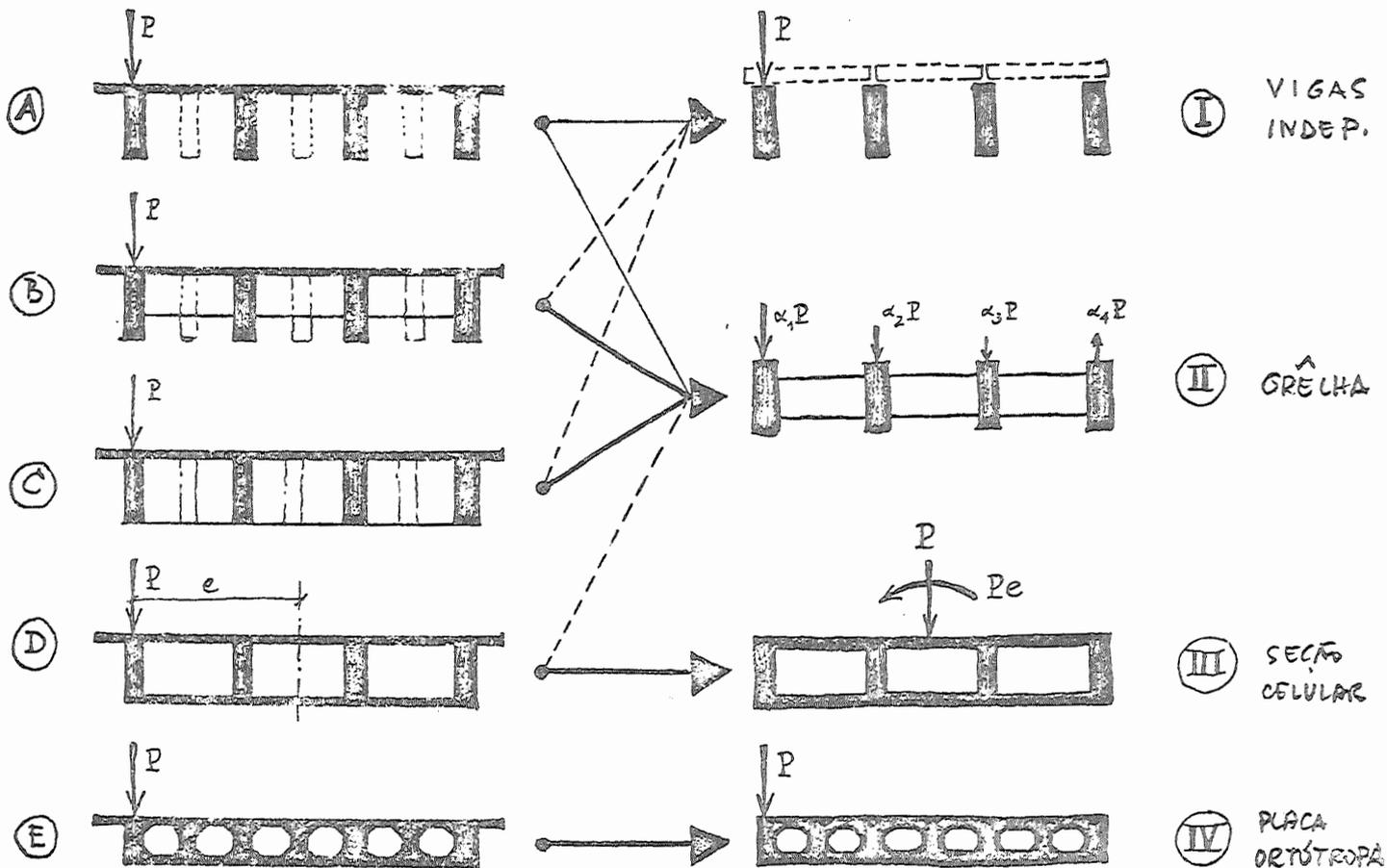


FIGURA 15

Para os casos ilustrados na figura 15 - e semelhantes, mesmo com maior número de vigas - valem considerações análogas às anteriores, devendo-se porém notar que, com mais que duas vigas, a aproximação mediante vigas independentes é em geral muito grosseira, o que levou à taxativa redação do item 25 da NB-2/61. Todavia, tendo-se bem em mente essa deficiência, tal simplificação pode ser útilmente empregada para fins de pré-dimensionamento, seguido de cálculo como grelha. Lembre-se que, neste caso, por ser hiperestática a estrutura principal, qualquer alteração das dimensões

inicialmente adotadas altera a distribuição dos esforços.

Pode-se ter noção do erro que se comete ao se utilizar para o cálculo o esquema de vigas independentes, observando os resultados experimentais da figura 16, cuja legenda os esclarece. Note-se que não há transversinas nos tramos, mas apenas nos apoios.

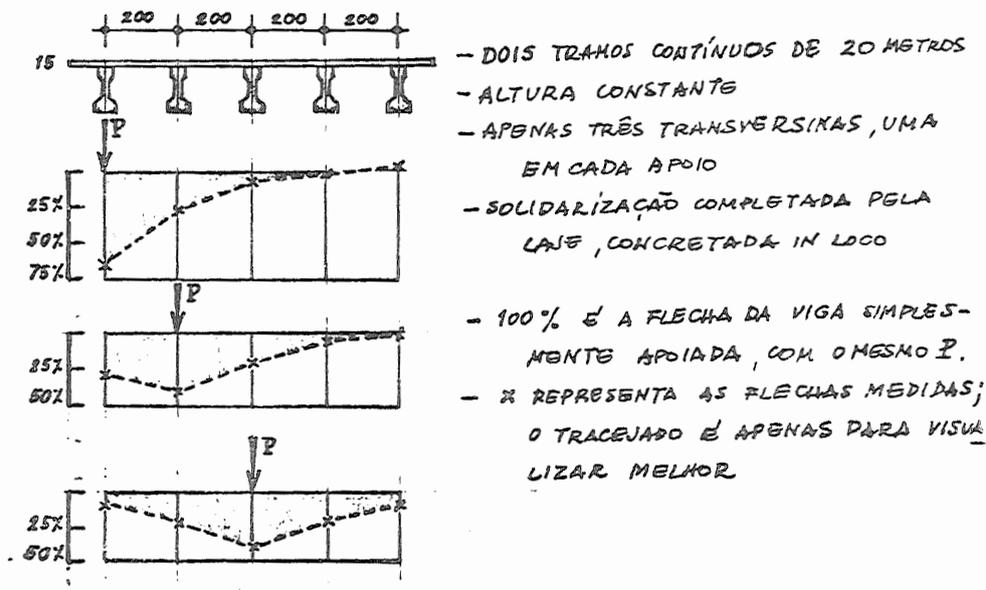


FIGURA 16

Todavia, deve-se também observar que, no cálculo, há mais cargas, e somente parte delas é que é colocada diretamente sobre a viga analisada; as outras — concentradas e distribuídas — atenuam esse erro, para o que contribui também a carga permanente, especialmente no caso de vigas pré-fabricadas, cujo peso próprio não se distribui transversalmente. São observações às quais voltaremos mais adiante.

A seguir, examinaremos algo mais detidamente o cálculo segundo os esquemas (I) de vigas independentes, suficiente para uma primeira abordagem da tipologia das pontes de vigas (§3), após a qual poderão ser estudados processos mais condizentes com a realidade.

2,2 - Cálculo como vigas independentes

2,21- Laje colaborante

Ao se deformarem sob ação das cargas externas, permanentes ou móveis, as vigas são acompanhadas pelas lajes. Se estas, como é mais frequente, forem superiores às vigas, estarão sujeitas, nas regiões de momentos positivos, a esforços de compressão, constituindo o que se chama de mesa de compressão das vigas. Nesse caso, as tensões de compressão nas lajes distribuem-se segundo lei do tipo indicado na figura 17.

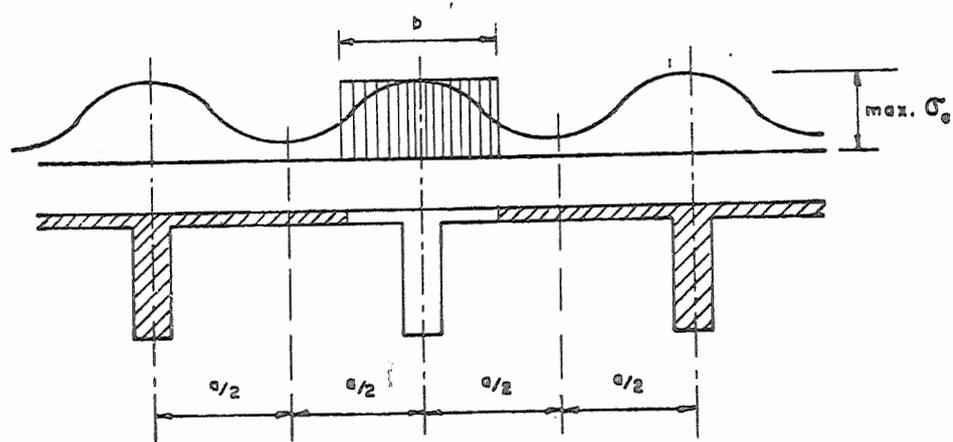


FIGURA 17

Ao dimensionar as vigas para momentos positivos seria então necessário determinar a distribuição dessas tensões de compressão. As normas simplificam o cálculo substituindo ao diagrama real um diagrama fictício equivalente, obtido admitindo numa largura b uma tensão de compressão constante e igual à máxima tensão real (fig. 17), procurando que a resultante dos esforços de compressão seja a mesma tanto no caso real como no diagrama simplificado. O problema reduz-se então a determinar a largura b , denominada largura de laje colaborante (ou largura colaborante, largura ativa, faixa de trabalho), que constituirá a mesa de compressão da viga T.

Nossa NB-2/61, em seu item 27, adota o prescrito no item 19 da NB-1/60, a seguir comentado (fig. 18).

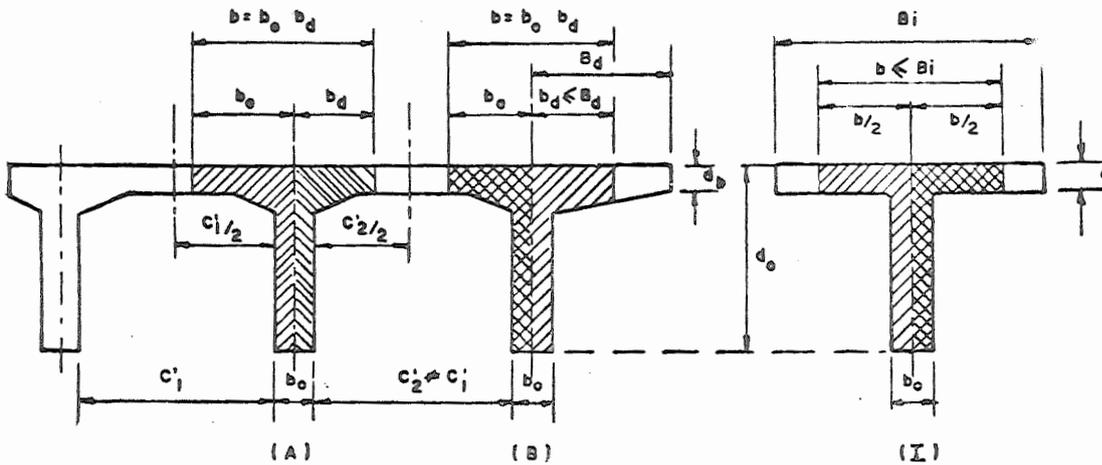


FIGURA 18

A largura colaborante é determinada por três parâmetros \underline{a} , \underline{c}' , \underline{b}_o (cfr. vigia A, por enquanto):

$$b = b_e + b_d = b_o + \frac{c_1/2}{\sqrt{1+25(c_1/a)^2}} + \frac{c_2/2}{\sqrt{1+25(c_2/a)^2}}$$

Evidentemente, antes de mais nada,

$$b_o \leq c_1/2 \quad , \quad b_d \leq c_2/2 \quad .$$

O valor a depende do vão teórico ℓ da viga considerada, e de sua vinculação: quanto mais flexível o tramo, maior o valor de b . Assim, para:

vigas simplesmente apoiadas	$a = \ell$,
tramos extremos de vigas contínuas	$a = 0,75\ell$,
tramos internos de vigas contínuas	$a = 0,60\ell$,
vigas em balanço (cuidado!)	$a = 2\ell$.

Eventualmente, dois valores de c' devem ser considerados, dependendo de ser, ou não, $c_2' \neq c_1'$. Em consequência, podem resultar dois valores b_e e b_d , um para cada lado do eixo da viga .

No caso de vigas laterais (viga B da figura 18), tem-se em princípio $b_d = b_e$, a menos que a fórmula da Norma leve a $b_d > B_d$, o que não teria significado físico. Se a fórmula levar a $b_d < B_d$, é esse valor b_d que deve ser utilizado, e não o valor B_d , coerentemente com o significado da largura colaborante.

Resta ver o caso de vigas isoladas (viga I da figura 18). Toma-se, para cada lado do eixo da viga,

$$b_o/2 + 0,10a$$

onde a é, como antes, definido pelo vão ℓ e pelos vínculos; também com essa fórmula se faz crescer b com o vão, como deve ser. Evidentemente, os b_e e b_d assim calculados (usualmente iguais) não podem ultrapassar as dimensões reais. Além disso, não podem ser superiores a

$$b_o/2 + 6d$$

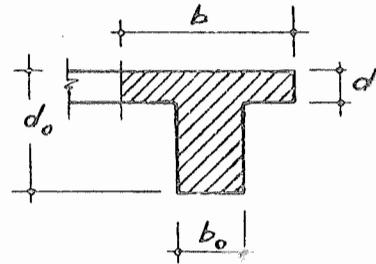
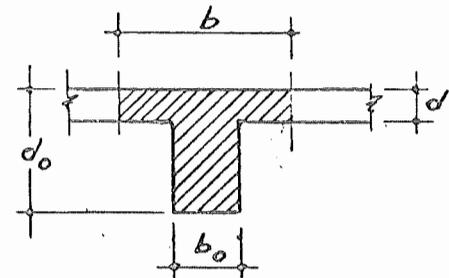
onde d é a espessura da laje. Esta condição, combinada com a inicial ($b_o/2+0,10a$) apresenta afinal uma forma de sugerir adequado proporcionamento das lajes ligadas a vigas isoladas.

Determinado assim o valor de b , está definida a seção T a utilizar. O cálculo de seu momento de inércia J pode ser simplificado mediante ábacos (Machatt, Pucher, Strassner, Loeser, etc) ou tabelas, como a anexa. Nesta, em função das relações d/d_o e b_o/b , um coeficiente μ permite o cálculo do momento de inércia, com a expressão $J = bd_o^3/\mu$.

d:d _o	b _o :b=													
	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
0,08	44,6	42,8	41,1	39,7	38,3	37,1	34,9	33,0	31,3	29,9	28,6	27,4	26,3	
09	43,4	41,6	40,1	38,6	37,3	36,1	34,0	32,2	30,6	29,2	27,9	26,8	25,7	
10	42,4	40,7	39,2	37,8	36,5	35,3	33,3	31,5	30,0	28,6	27,3	26,3	25,3	
11	41,7	40,0	38,4	37,0	35,8	34,6	32,6	30,9	29,4	28,1	26,9	25,8	24,8	
12	41,0	39,3	37,8	36,4	35,2	34,1	32,1	30,4	28,9	27,6	26,5	25,4	24,5	
0,13	40,5	38,8	37,3	35,9	34,7	33,6	31,6	29,9	28,5	27,2	26,2	25,1	24,1	
14	40,0	38,4	36,9	35,5	34,3	33,2	31,2	29,6	28,1	26,9	25,7	24,7	23,8	
15	39,7	38,0	36,5	35,2	34,0	32,9	30,9	29,3	27,8	26,6	25,4	24,5	23,6	
16	39,4	37,7	36,2	34,9	33,7	32,6	30,6	29,0	27,6	26,3	25,2	24,3	23,4	
17	39,2	37,5	36,0	34,7	33,4	32,3	30,4	28,8	27,3	26,1	25,0	24,1	23,2	
0,18	39,0	37,3	35,8	34,5	33,2	32,1	30,2	28,6	27,1	25,9	24,8	23,9	23,0	
19	38,8	37,1	35,6	34,3	33,0	31,9	30,0	28,4	26,9	25,7	24,6	23,7	22,8	
20	38,7	37,0	35,5	34,2	32,9	31,8	29,9	28,3	26,8	25,6	24,5	23,6	22,7	
22	38,6	36,9	35,3	34,0	32,7	31,6	29,7	28,1	26,6	25,4	24,3	23,3	22,5	
24	38,5	36,8	35,2	33,9	32,6	31,5	29,6	27,9	26,5	25,2	24,2	23,2	22,4	
0,26	38,5	36,7	35,2	33,8	32,6	31,4	29,5	27,8	26,4	25,1	24,1	23,1	22,3	
28	38,5	36,7	35,2	33,8	32,6	31,4	29,4	27,8	26,3	25,1	24,0	23,0	22,2	
30	38,5	36,7	35,2	33,8	32,5	31,4	29,4	27,7	26,3	25,1	24,0	23,0	22,1	
32	38,5	36,7	35,2	33,8	32,5	31,4	29,4	27,7	26,3	25,1	24,0	23,0	22,1	
34	38,4	36,6	35,1	33,7	32,5	31,4	29,4	27,7	26,3	25,1	24,0	23,0	22,1	
0,36	38,3	36,6	35,1	33,7	32,5	31,4	29,4	27,7	26,3	25,0	23,9	23,0	22,1	
38	38,1	36,5	34,9	33,6	32,4	31,3	29,4	27,7	26,3	25,0	23,9	23,0	22,1	
40	37,9	36,3	34,8	33,5	32,3	31,2	29,3	27,7	26,3	25,0	23,9	23,0	22,1	
42	37,5	36,0	34,6	33,3	32,1	31,0	29,2	27,6	26,2	25,0	23,9	22,9	22,1	
44	37,1	35,6	34,3	33,1	31,9	30,9	29,1	27,5	26,1	24,9	23,9	22,9	22,1	

Valores de μ para os Momentos de inércia

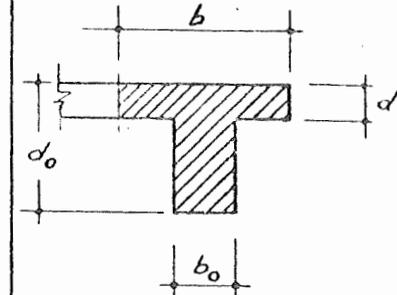
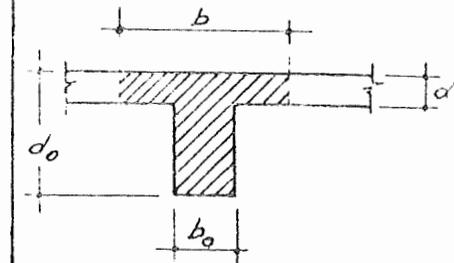
$$J = \frac{bd_o^3}{\mu}$$



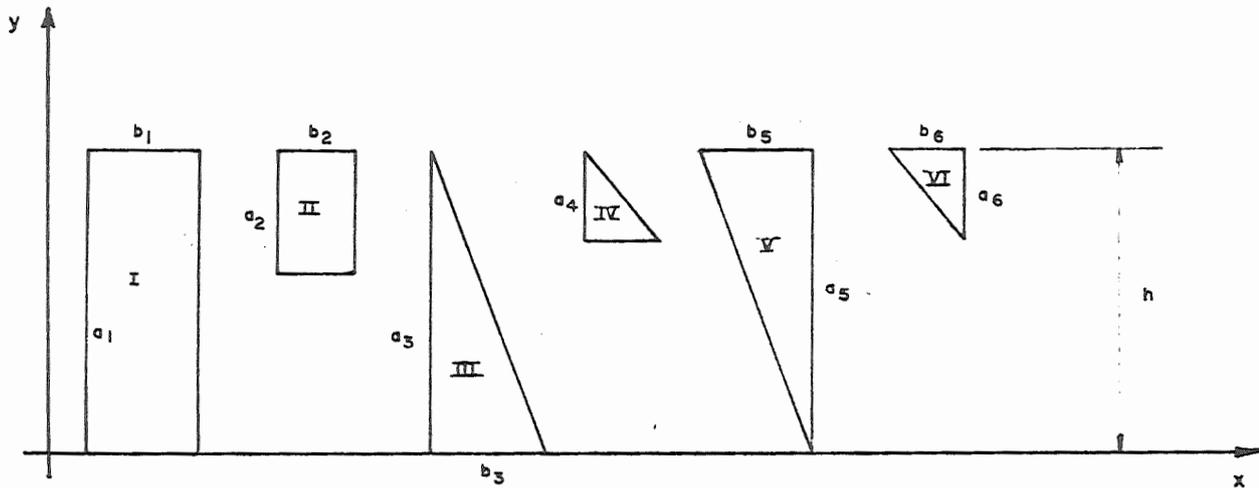
d:d ₀	b ₀ :b =												
	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60
1	45	46	47	48	49	20	21	22	23	24	25	26	27
0,08	25,3	24,4	23,6	22,8	22,4	21,4	20,8	20,2	19,6	19,1	18,6	18,4	17,7
09	24,8	23,9	23,1	22,4	21,7	21,1	20,5	19,9	19,4	18,9	18,4	18,0	17,5
10	24,3	23,5	22,7	22,0	21,4	20,8	20,2	19,6	19,1	18,6	18,2	17,8	17,3
11	24,0	23,1	22,4	21,7	21,1	20,5	19,9	19,4	18,9	18,4	18,0	17,6	17,2
12	23,6	22,8	22,1	21,4	20,8	20,2	19,7	19,2	18,7	18,3	17,8	17,4	17,0
0,13	23,3	22,5	21,8	21,2	20,6	20,0	19,5	19,0	18,5	18,1	17,7	17,3	16,9
14	23,0	22,3	21,6	20,9	20,4	19,8	19,3	18,8	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8
15	22,8	22,0	21,4	20,7	20,2	19,6	19,1	18,6	18,2	17,8	17,4	17,0	16,7
16	22,6	21,8	21,2	20,6	20,0	19,5	19,0	18,5	18,1	17,7	17,3	16,9	16,6
17	22,4	21,6	21,0	20,4	19,8	19,3	18,8	18,4	18,0	17,6	17,2	16,8	16,5
0,18	22,2	21,5	20,9	20,3	19,7	19,2	18,7	18,3	17,9	17,5	17,1	16,7	16,4
19	22,0	21,4	20,8	20,2	19,6	19,1	18,6	18,2	17,8	17,4	17,0	16,6	16,3
20	21,9	21,3	20,6	20,0	19,5	19,0	18,5	18,1	17,7	17,3	16,9	16,6	16,2
22	21,7	21,1	20,4	19,8	19,3	18,8	18,3	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	16,1
24	21,6	20,9	20,3	19,7	19,2	18,7	18,2	17,8	17,4	17,0	16,7	16,3	16,0
0,26	21,5	20,8	20,2	19,6	19,1	18,5	18,1	17,7	17,3	16,9	16,6	16,2	15,9
28	21,4	20,7	20,1	19,5	19,0	18,4	18,0	17,6	17,2	16,8	16,5	16,2	15,9
30	21,3	20,6	20,0	19,4	18,9	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8	16,4	16,1	15,8
32	21,3	20,6	20,0	19,4	18,9	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8	16,4	16,1	15,8
34	21,3	20,6	20,0	19,4	18,9	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8	16,4	16,1	15,8
36	21,3	20,6	20,0	19,4	18,9	18,4	17,9	17,5	17,1	16,7	16,4	16,0	15,7

Valores de μ para os Momentos de inércia

$$J = \frac{bd_0^3}{\mu}$$



Em se tratando de seções mais complexas (como, por exemplo, as frequentes na pré-fabricação, com concreto protendido), é útil a esquematização de cálculo das características da seção dada no quadro abaixo.



Em relação ao eixo x:

Elemento	Dimensões		Área	Ordenada CG	Mom. Est.	r	Mom. Inércia
	a	b	S=kab	y	S.y		J = Sy.r
I	a ₁	b ₁	S ₁	y ₁ = $\frac{h}{2}$	S ₁ y ₁	$\frac{2h}{3}$	J ₁
II	a ₂	b ₂	S ₂	y ₂ = $h - \frac{a_2}{2}$	S ₂ y ₂	$y_2 + \frac{a_2^2}{12y_2}$	J ₂
III	a ₃	b ₃	S ₃	y ₃ = $\frac{h}{3}$	S ₃ y ₃	$\frac{h}{2}$	J ₃
IV	a ₄	b ₄	S ₄	y ₄ = $h - \frac{a_4}{3}$	S ₄ y ₄	$y_4 + \frac{a_4^2}{18y_4}$	J ₄
V	a ₅	b ₅	S ₅	y ₅ = $\frac{2h}{3}$	S ₅ y ₅	$\frac{3h}{4}$	J ₅
VI	a ₆	b ₆	S ₆	y ₆ = $h - \frac{a_6}{3}$	S ₆ y ₆	$y_6 + \frac{a_6^2}{18y_6}$	J ₆
			ΣS =		ΣSy =		ΣJ =

Centro de gravidade da seção composta :

$$y' = \frac{\sum Sy}{\sum S} \quad ; \quad y'' = h - y'$$

Momento de inércia baricêntrico da seção composta:

$$J = \sum J - y'^2 \sum S$$

2,22- Distribuição transversal das cargas; trens-tipos.

Como já se disse, cingir-nos-emos por ora ao exame do esquema-simplista mas útil — de decomposição da estrutura principal em vigas independentes.

Dispostas então as cargas de maneira adequada sobre o tabuleiro, devemos de terminar, antes de mais nada, qual o quinhão dessas cargas que é suportado pelas várias vigas principais; em outras palavras, há que determinar, para cada viga, um trem de cargas fictícias as quais, supostas atuando diretamente sobre cada uma das vigas, produzam nestas os mesmos esforços que provêm das cargas reais dispostas sobre o tabuleiro. Esse trem de cargas fictícias é o denominado trem-tipo; haverá, em geral, um trem-tipo para cada viga principal (ou apenas dois: um para as duas vigas laterais e outro para as internas).

No caso de haver apenas duas vigas principais, esse trem-tipo é determinado com suficiente exatidão admitindo que uma carga disposta sobre o tabuleiro se reparta entre as duas vigas em dois quinhões inversamente proporcionais às distâncias da carga às vigas. Em outras palavras, supõe-se que o tabuleiro, para efeito de distribuição das cargas às duas vigas, se comporte como uma viga transversal (geralmente com balanços) simplesmente apoiada sobre as vigas longitudinais (figura 19).

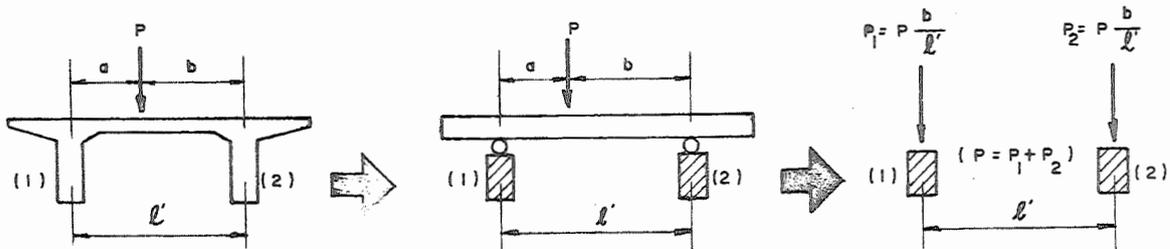


FIGURA 19

Corresponde isto a admitir para o quinhão P_1 da viga (1) uma linha de influência retilínea, de tal forma que a carga $P = 1$ aplicada sobre a viga (1) corresponda, na própria viga (1), um quinhão igual à própria carga e, a carga $P = 1$ aplicada sobre a viga (2) corresponda, ainda na viga (1), um quinhão nulo (figura 20).

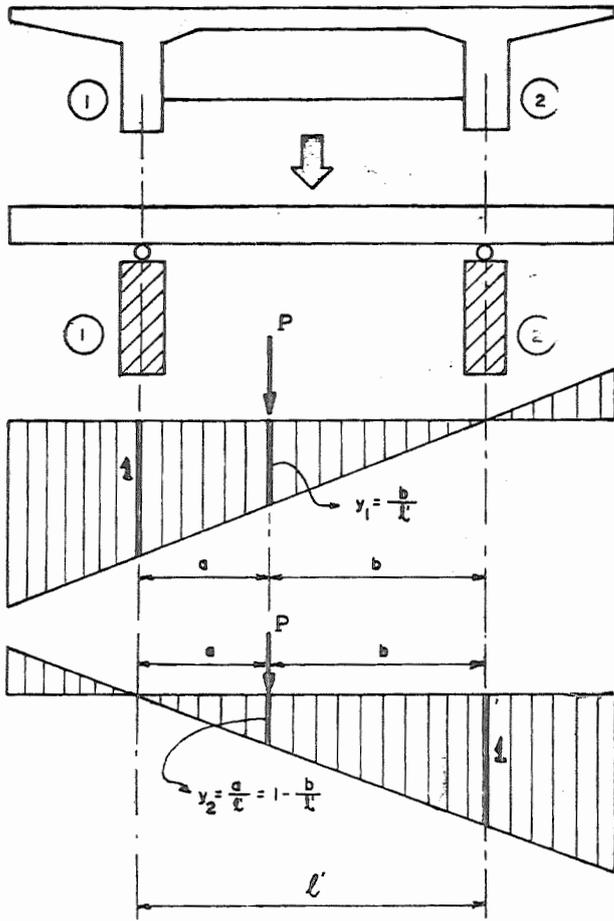


FIGURA 20

Suponhamos então uma ponte de duas vigas principais contínuas em três tramos l_1, l_2, l_1 , carregada por uma carga P disposta à distância a da viga (1) (fig.20), e à distância x de um dos encontros. Tudo se passa como se a viga (1) estivesse sujeita a uma carga $P_1 = p_{y_1}$, disposta à mesma distancia x do encontro e, portanto, como se a viga (2) estivesse suportando o quinhão $P_2 = Py_2 = P - P_1$, situado ainda à distância x do encontro considerado (fig.21).

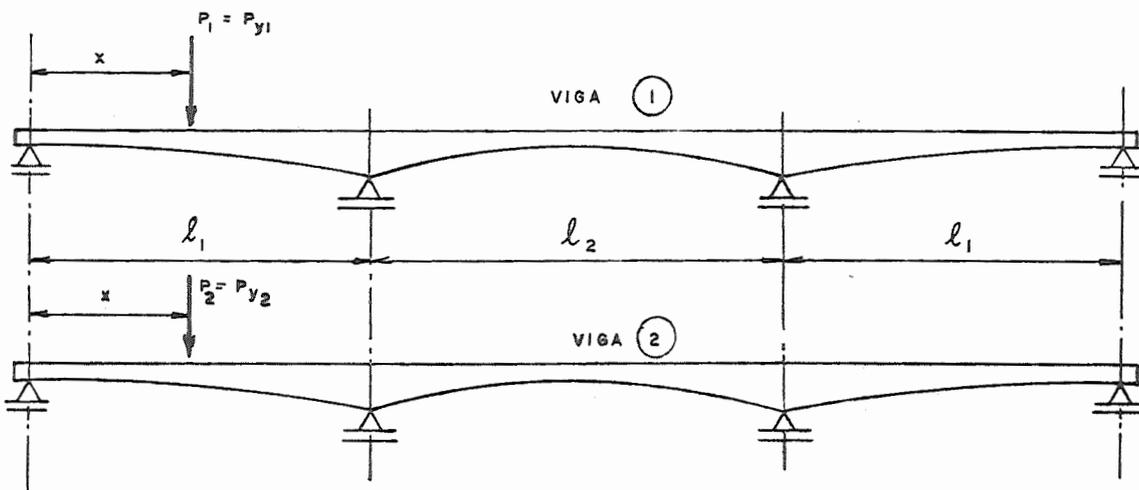
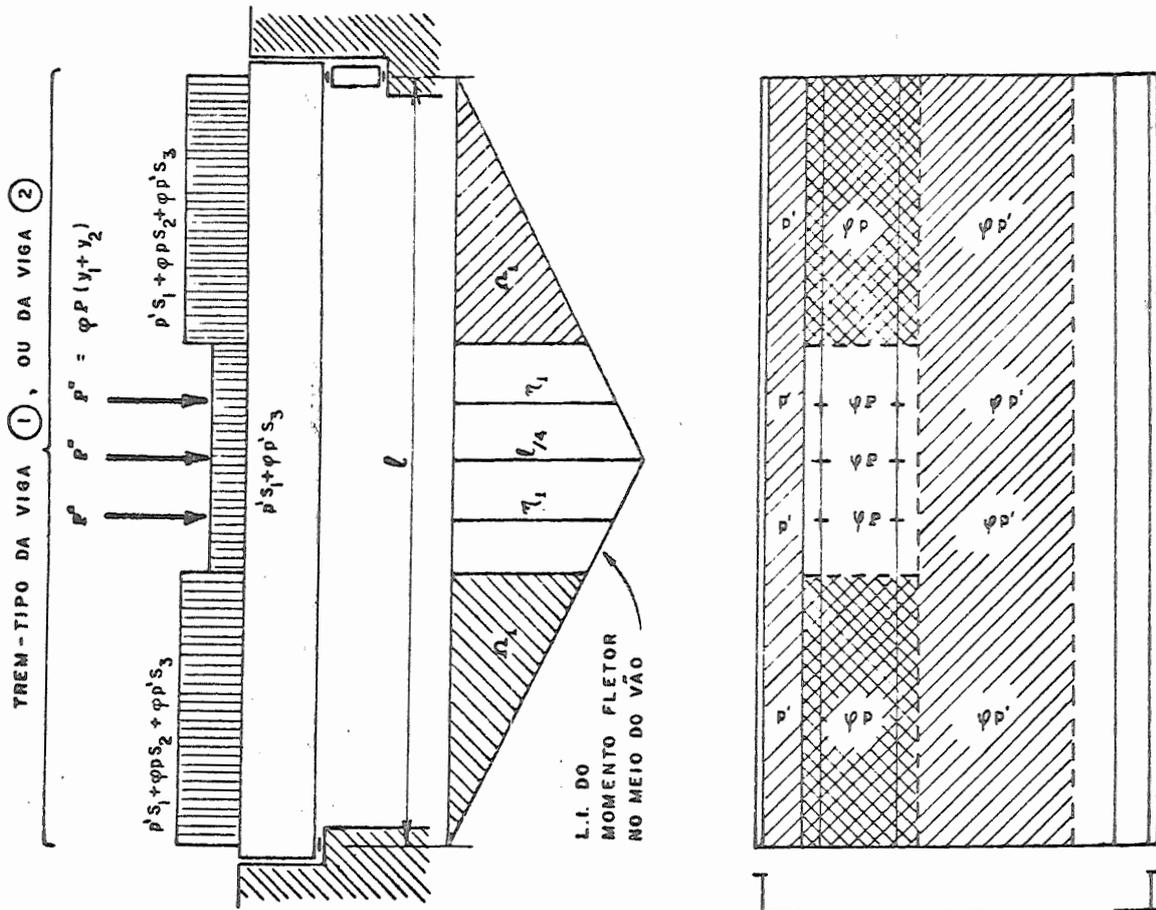


FIGURA 21



ADIANTE OU ATRÁS DO VEÍCULO :

NOS TRÊS EIXOS E AO LADO :

LINHA DE INFLUÊNCIA DOS QUINHÕES :

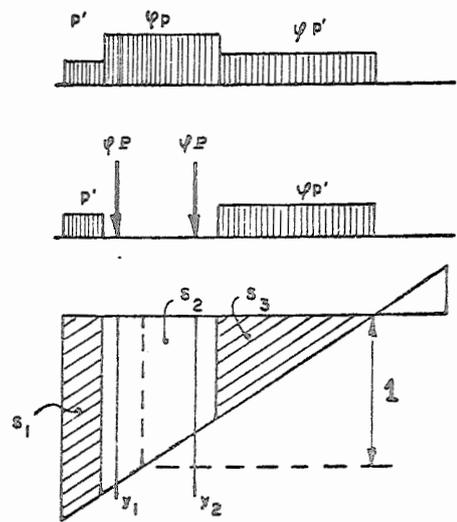


FIGURA 22

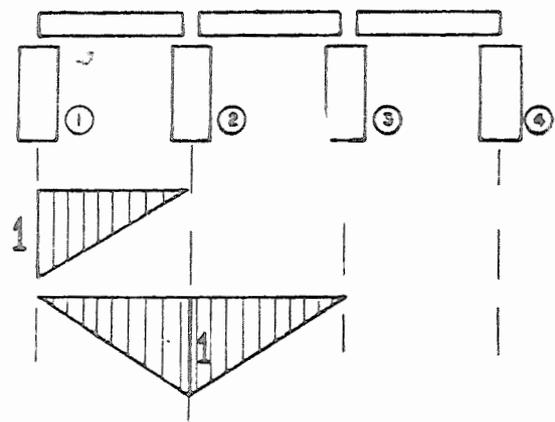
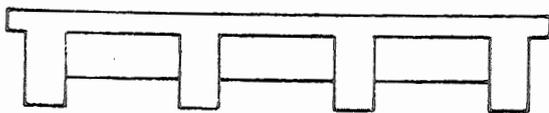


FIGURA 23

Consideremos agora uma ponte de vão l , com estrutura principal constituída por duas vigas que, por exemplo, sejam simplesmente apoiadas (fig.22). O carregamento "normal" da ponte será composto de um veículo, de carga distribuída ϕp anterior e posterior ao veículo, de carga distribuída $\phi p'$ lateral, e de carga, e de multidão, posta ao lado, adiante atrás dos veículos, p' sobre os passeios. Para o cálculo de cada uma das vigas - são iguais, bastará pois calcular uma delas - devemos determinar quais os quinhões dessas cargas que são suportados pelas vigas principais: devemos, como se diz, determinar o trem-tipo das vigas principais. Consideremos a viga (1). A fim de obter os máximos esforços viga, colocaremos as cargas sobre o tabuleiro de maneira a obter os maiores quinhões sobre essa viga (1): colocaremos as cargas, em função da linha de influência dos quinhões (fig.22), tão próximas quanto possível da viga (1).

Com essa linha de influência, concluiremos que tudo se passa como se atuassem, diretamente sobre a viga (1), as cargas indicadas na figura 22 com a designação "trem-tipo da viga (1)". Com êsse trem-tipo calculam-se então os momentos fletores e as forças cortantes em qualquer seção da viga em estudo, mediante as respectivas linhas de influência.

No caso de mais do que duas vigas principais, já se disse que a Norma exige o cálculo da superestrutura como grelha mas que, em fase de pré-dimensionamento, é frequente o cálculo ainda admitindo que as vigas sejam independentes. Supõe-se então, como mostra a figura 23, que o tabuleiro distribua as cargas para as vigas longitudinais como se sobre estas houvesse, em toda a extensão da ponte, transversinas simplesmente apoiadas. Desta forma, para o cálculo da viga (1) interessam apenas as cargas colocadas entre (1) e (2); no cálculo da viga (2), intervêm apenas as cargas que atuam entre (1) e (3), e assim por diante.

Feita essa hipótese, procede-se à determinação dos diversos trens-tipos - um para cada viga longitudinal - de forma absolutamente análoga à ilustrada no caso de duas vigas longitudinais.

2,23- Tabuleiro (lajes, longarinas, transversinas)

As lajes de tabuleiro apresentam sempre certo grau de engastamento nas vigas, longitudinais ou transversais. O cálculo dessas lajes é feito mediante processos baseados na teoria das placas elásticas ou elastoplásticas (teoria das charneiras plásticas) ou, ainda, por processo misto (NB-2/61:24). Calcula-se cada painel isoladamente, admitindo de início apoios livres ou engastamentos perfeitos em seguida, os momentos são corrigidos de maneira aproximada, levando em conta a continuidade em cada direção. No processo misto, como veremos.

arbitra-se desde o início o momento de engastamento parcial sôbre as vigas, dispensando-se a posterior correção de continuidade (a não ser quanto à eventual necessidade de harmonizar os momentos arbitrados em painéis adjacentes).

Em quaisquer dêesses processos, supõe-se que as vigas forneçam apoio irre - calcável às lajes; à consideração da deformabilidade das transversinas pode-se chegar, por exemplo, mediante as superfícies de influência de momentos de apoio construídas por Hoeland.

Contrariamente ao que habitualmente sucede em edifícios, as lajes de pontes devem ser verificadas à força cortante.

A exposição dos processos de determinação dos esforços nessas lajes extravasa dos limites dêeste item, destinados apenas a uma primeira aproximação, e será objeto de outro fascículo desta série. Por ora, bastará dizer que as tabelas de Ruesch (lajes retangulares) e de Ruesch e Hergenröder (lajes esconsas), baseadas na teoria elástica, tornam o cálculo bastante rápido, dispensando mesmo critérios aproximados. Embora nem sempre seus resultados conduzam a dimensionamento econômico, são certamente adequados em fase de anteprojeto.

Por outro lado, para essa fase de anteprojeto, pode-se assinalar que a NB-2/61 (item 45) estabelece a espessura mínima de 12cm para lajes destinadas à passagem de veículos (20cm no caso de pontes ferroviárias sem lastro ou no de lajes cogumelo) e que raramente essa espessura ultrapassa 25cm; podendo-se admitir inicialmente cerca de 18cm. Outra estimativa pode ser obtida admitindo-se espessura de aproximadamente 1/25 a 1/30 do menor vão (pontes rodoviárias), ou 1/15 a 1/20 (ferroviárias).

Finalmente, uma primeira determinação dos esforços pode ainda ser feita admitindo as lajes como submetidas apenas a uma carga fictícia uniformemente distribuída q , assim estabelecida:

- a) em pontes rodoviárias, o peso próprio de laje e pavimentação, acrescido do peso do veículo uniformemente distribuído sôbre toda a laje;
- b) em pontes ferroviárias, o peso próprio da laje e do lastro, acrescido da carga dos eixos mais pesados que possam atuar sôbre a laje, também uniformemente distribuída.

O que acima se disse é válido quer para o caso de tabuleiros considerados como suportados por vigas independentes, quer para o de lajes que completam superestrutura considerada como grelha. Em se tratando de seções celulares, a verificação definitiva ainda deverá levar em conta as tensões de cisalhamento peculiares às vigas-caixão, como oportunamente se estudará.

No caso de lajes de tabuleiros pretendidos transversalmente, a protensão modifica substancialmente o comportamento estático, como mostram ensaios de Guyon,

traduzidos num processo simplificado largamente empregado. Como primeira orientação, pode-se dizer que os cabos transversais comumente empregados para a solidarização dos tabuleiros de vigas protendidas pré-fabricadas ($12\phi 5\text{mm}$ cada metro, aproximadamente) são também suficientes para assegurar adequada segurança a essas lajes.

Concluindo estas considerações preliminares no tocante às lajes, indicam-se na figura 24 as armaduras das lajes de uma ponte com apenas duas vigas principais, solução hoje corrente que conduz a lajes (internas e em balanço) com vãos apreciáveis.

Quanto às longarinas, já se disse que sua utilização é, hoje em dia, muito menos frequente que no passado; quando empregadas, têm altura reduzida, resultante de cálculo dessas longarinas como vigas contínuas sobre as transversinas, desprezando-se em geral mesmo os recalques de apoio oriundos da deformabilidade das transversinas.

As transversinas requerem tratamento mais cuidadoso, especialmente quando, com as vigas principais, vêm a constituir uma grelha. Todavia, para o anteprojeto, pode-se utilizar o mesmo critério de cálculo que a NB-2/61 (item 26) preconiza para o caso de tabuleiros com duas vigas principais: são calculadas "como se fôssem livremente apoiadas, armando-se ainda, na proximidade dos apoios, para momento fletor negativo igual a $1/3$ e para momento fletor positivo igual a $1/4$ do máximo momento fletor positivo" (do vão).

3- TIPOLOGIA SUMÁRIA

Contrariamente ao que fizemos no item 1, deixaremos para o final desta análise as pontes cujo, esquema básico é a viga em balanço. Lá, tentamos ir da estrutura estáticamente mais simples à mais complexa. Todavia, é desse esquema mais simples -- a consola -- que se tem partido, nos últimos dois decênios, para a transposição dos maiores vãos com vigas (ou pórticos), através da técnica dos balanços progressivos. Como veremos, por outro lado, as pontes erigidas com essa técnica exibem, pelo menos em parte, características estáticas mais complexas que as do balanço originário aproximando-se das vigas Gerber, ou das contínuas, ou dos pórticos; é outra razão para examiná-las após os outros tipos.

3,1- Pontes de vigas simplesmente apoiadas

Em concreto armado, a estrutura principal de vigas simplesmente apoiadas to-
lhe, de certa forma, a liberdade do projetista. Imposto um determinado vão, restam possibilidades mínimas de atuar sobre os esforços solicitantes: reduzir o peso próprio, com peças esbeltas fortemente armadas; até certo ponto, reduzir os esforços em cada viga, pelo aumento do número delas (o que, porém, pode acabar por aumentar

o peso próprio) e pelo aumento da colaboração transversal (ação de grelha). A adoção de apoios inclinados (fig.25), que induzem forças normais de compressão e momentos fletores negativos (analogamente ao que faz a protensão), foi outro recurso que chegou a ser empregado em algumas ocasiões, aliás com vantagens também para a infraestrutura e as fundações.

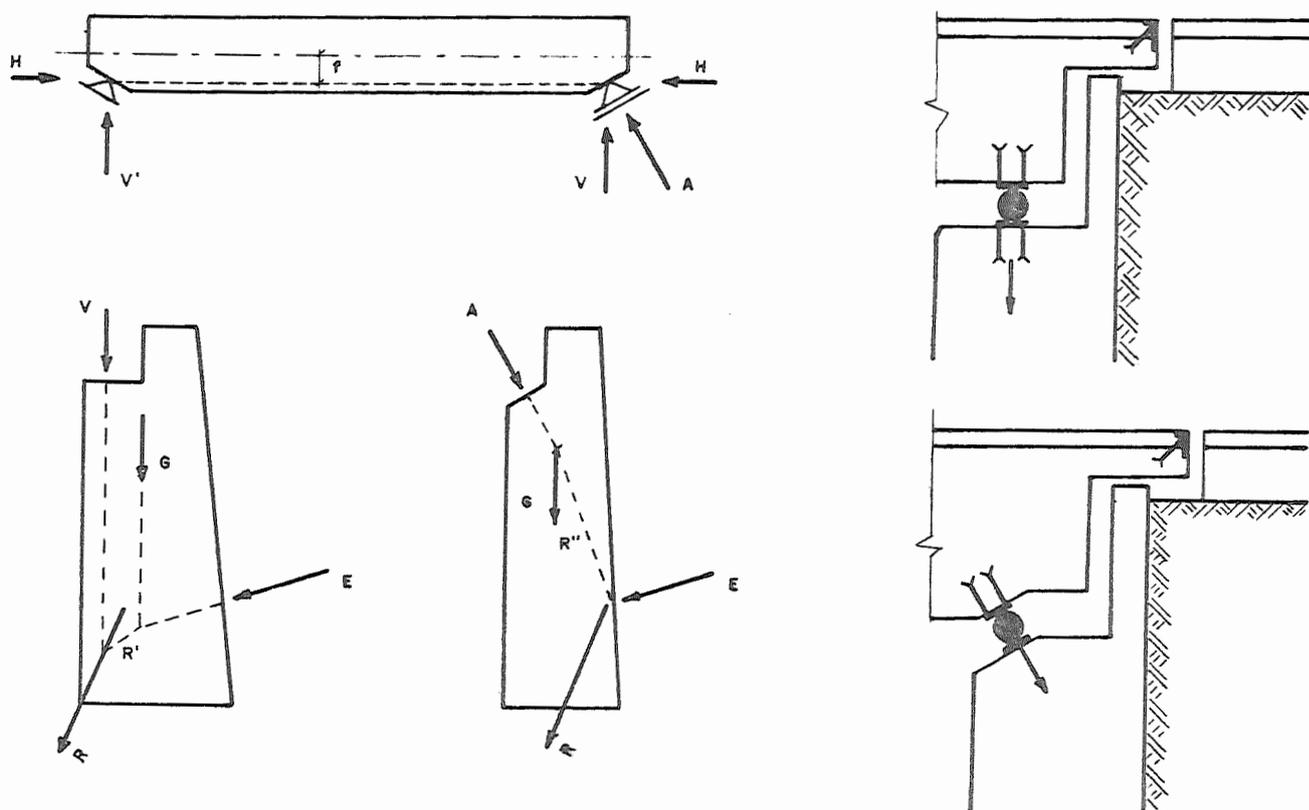


FIGURA 25

Em consequência dessas desvantagens, as superestruturas de vigas simples (mente apoiadas) de concreto armado tiveram seu emprêgo restrito via de regra a vãos da ordem de 20 (ferroviárias) a 30 metros (rodoviárias). E tais vãos sômente foram utilizados quando imposições outras se sobrepunham às econômicas (que aconselhariam não ultrapassar vãos de ordem dos 10 e 20m, respectivamente), impedindo a adoção de sistema estrutural mais conveniente, no qual o projetista tivesse maior domínio da distribuição dos esforços solicitantes (como nas vigas contrapesadas, contínuas, etc).

A protensão, dando ao projetista liberdade de jogar com sua intensidade e sua excentricidade, facultou-lhe a introdução de momentos negativos convenientemente graduados, e ampliou de maneira considerável as possibilidades das vigas simplesmente apoiadas nas pontes. Bastará contrapor aos vãos anteriormente citados os 45 metros dos tramos "suspensos" da ponte Prof. M. Joppert, em Presidente Epitácio (Sérgio Marques de Sousa e associados, 1960-65), ilustrados na figuras 33 a 42, apenas a este capítulo.

O exemplo é extremamente expressivo (inclusive quanto à seção transversal, ao traçado dos cabos, à infraestrutura, etc). Todavia, não é excepcional; tramos maiores já foram construídos como, por exemplo (cfr. C.Fernández C.):

a) para pedestres:

$l = 52,50$ (1950; Bois Blanc; França; protensão Freyssinet)

$l = 70,00$ (1953; Samoggia; Itália; protensão Rinaldi)

b) ferroviários:

$l = 48,80$ (1952; Rotherham; Inglaterra; protensão Lee-McCall)

$l = 49,00$ (? ; Cherq-Escaut; Bélgica; protensão Magnel)

c) rodoviárias:

$l = 68,10$ (1951; Lille; França; protensão Freyssinet)

$l = 68,50$ (1957; Autostrada del Sole (rio Po); Itália; protensão BBRV)

Resumindo, pode-se dizer, em primeira aproximação:

- a) superestruturas de vigas simplesmente apoiadas de c.a. continuam a ser convenientes até vãos de aproximadamente 10 e 15 metros (ferroviários ou rodoviários respectivamente);
- b) entre 10 e 15m, para ferrovias, ou 15-20 metros, para rodovias, a escolha entre concreto armado e concreto protendido dependerá de condições características da obra examinada (como, por exemplo, a altura de construção disponível que, se for relativamente pequena, poderá ser fator decisivo para a escolha do concreto protendido);
- c) acima dos 15 ou 20 metros, é em geral vantajoso recorrer à protensão (criação de momentos negativos, redução do volume de armaduras, concretos necessariamente de muito boa qualidade, eventual pré-fabricação);
- d) 30 a 40 metros (ferrovia; rodovia) são vãos acima dos quais somente se empregam vigas simplesmente apoiadas com certa relutância, por dificuldade de se recorrer a estruturas hiperestáticas ou a estruturas que, embora isostáticas, permitem criar momentos negativos apreciáveis mesmo sem protensão (vigas com balanços, vigas Gerber, etc). O próprio sistema construtivo, combinado com a necessidade de grandes vãos, pode levar à adoção de vigas simplesmente apoiadas com vãos de 40-50 metros ou mais.

TRAMOS DE 25,00m

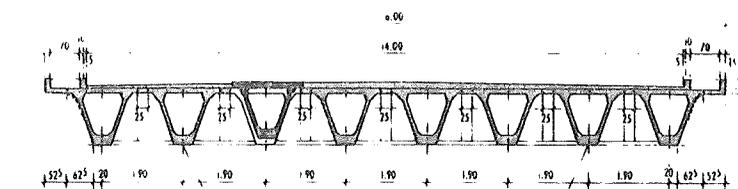
$d/l = 1/19$

Cabos Freyssinet $12 \phi 5$:

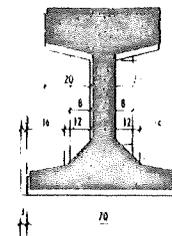
18 cabos nas vigas laterais;

16 cabos nas vigas internas.

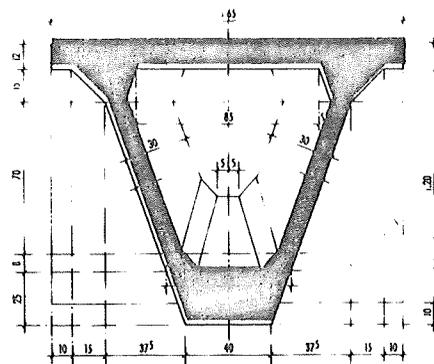
Tôdas as vigas são apoiadas nas travessas da infraestrutura mediante dentes Gerber.



corte transversal

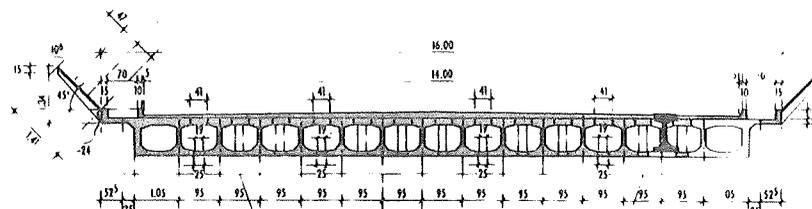


detalhe das vigas internas

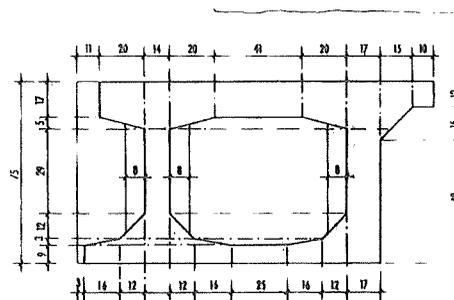


detalhe das vigas moldadas

nota: nas vigas de borda não existe o tóco de transversino lado externo



corte transversal



detalhe das vigas externas

VIADUTO SÔBRE A E.F. SANTOS A JUNDIAÍ, NA AVENIDA RANGEL PESTANA, S. PAULO

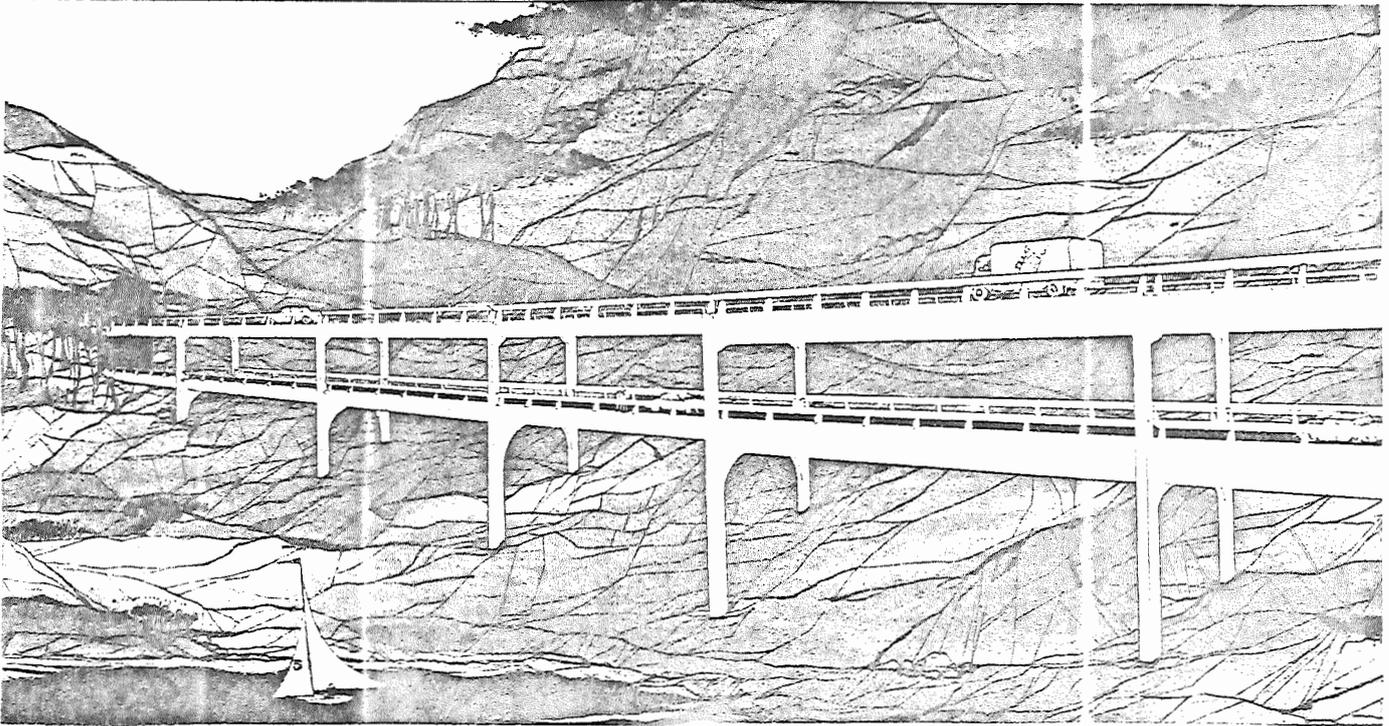
Comprimento total 340m. Tramos simplesmente apoiados: 22,40+8x25,00m.

SUPER: $\sigma_R \geq 300 \text{kg/cm}^2$; $\sigma_{ae} = 130 \text{kg/mm}^2$; concreto 1.300m^3 ; 45t CA-24; 20t CA-50;

65t CP-125; 3.230 ancoragens $12\phi 5$.

INFRA: $\sigma_{\bar{v}} = 150$ e 180kg/cm^2 ; concreto 1.000m^3 ; 30t CA-24; 80t CA-50.

FIGURA 26



ELEVADO DO JOÁ (GB)

- . Comprimento 1.100m
- . 33 pórticos de infraestrutura, espaçados 35,50m (em geral) ou 23,30m (os primeiros).
- . Vigas com 1,70m de altura nos vãos maiores ($d/l = 1/20$)
- . Vigas com 1,00m de altura nos vãos menores ($d/l = 1/22$)
- . Total de 256 vigas (pesos -75t e 40t)
- . Protensão Rudloff, $12\phi 7\text{mm}$ (40t)
- . Grelha do tabuleiro calculada considerando a resistência à torção das vigas-caixão
- . Apoios nas travessas dos pórticos, mediante dentes Gerber e Neoprene, em níveis diferentes, devido à sobrelevação
- . Fundações diretas na rocha ou com (12) tubulões a ar comprimido ($h = 12$ a 28m)

O DIRIGENTE CONSTRUTOR, JAN.70

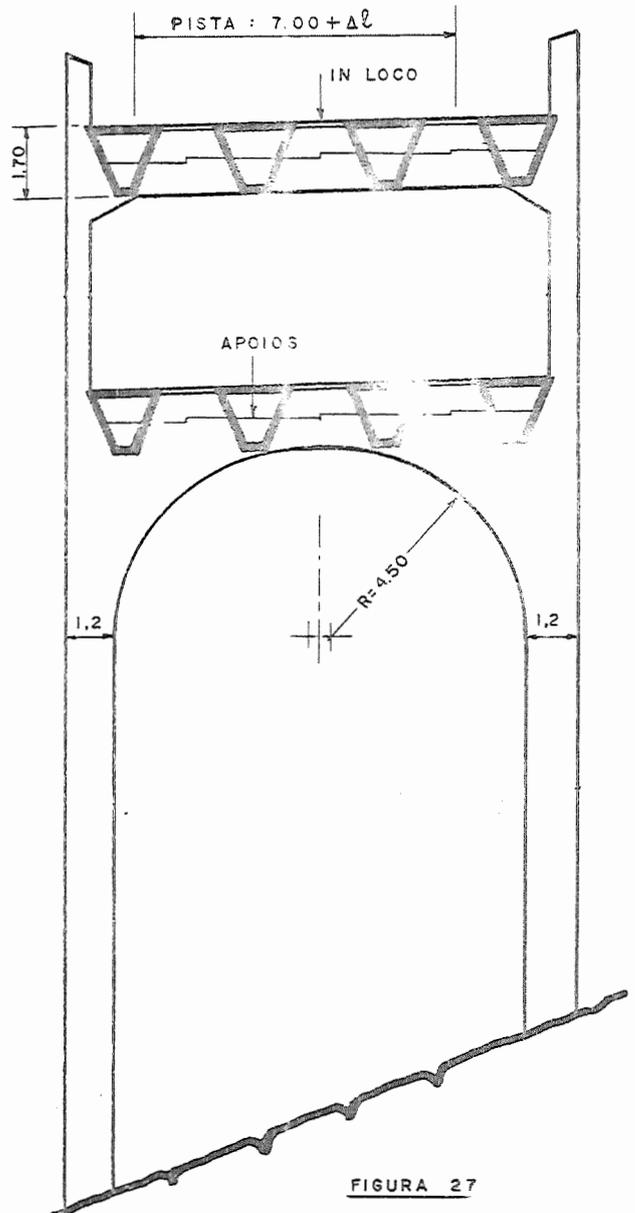


FIGURA 27

Assim, por exemplo, na ponte de Presidente Epitácio: a conveniência de reduzir o número de pilares na parte central do rio Paraná (custo das fundações) levou à adoção aí de tramos da ordem de 100m; em seguida, a conveniência de se dispensar cimbramento levou à execução de grandes consolas de 30m (executados com a técnica dos balanços progressivos) ligados por vigas de 45m, simplesmente apoiadas (fig.40). Por outro lado, êsses vãos de 45m mostraram-se adequados também para o restante da obra, resultando a solução final esquematizada à fig.38, com 35 tramos de 5m, mais dois tramos de 78,75 e quatro tramos de 112,50m, nestes também se empregando vigas de 45m, num total de 220 vigas pré-fabricadas iguais.

As figuras 26 e 27 dão as principais características de duas superestruturas recentes, com tramos simplesmente apoiadas de 22,40m, 23,30m, 25m, 35,50m e relações d/l respectivamente 1/30 (excepcional; pode ser visto como placa vazada), 1/22, 1/19, 1/20.

Em concreto protendido, as superestruturas de vigas simples são geralmente empregadas com altura constante, embora haja diversos exemplos com altura variável. Em concreto armado, a variação de altura é mais importante. A altura aumenta então dos apoios para o meio, dando-se assim às vigas maior altura onde maiores são os momentos (fig.28). A variação de altura é feita em trechos retilíneos ou, frequentemente adotando-se uma parábola num dos paramentos (superior ou inferior), ou em ambos.

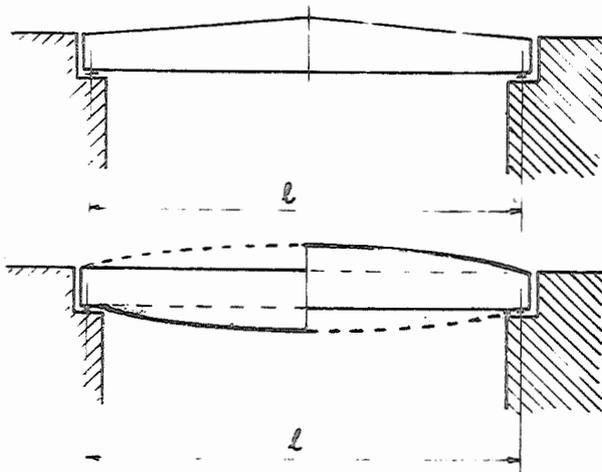


FIGURA 28

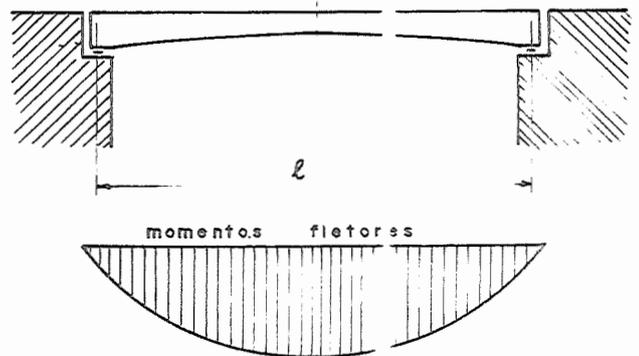


FIGURA 29

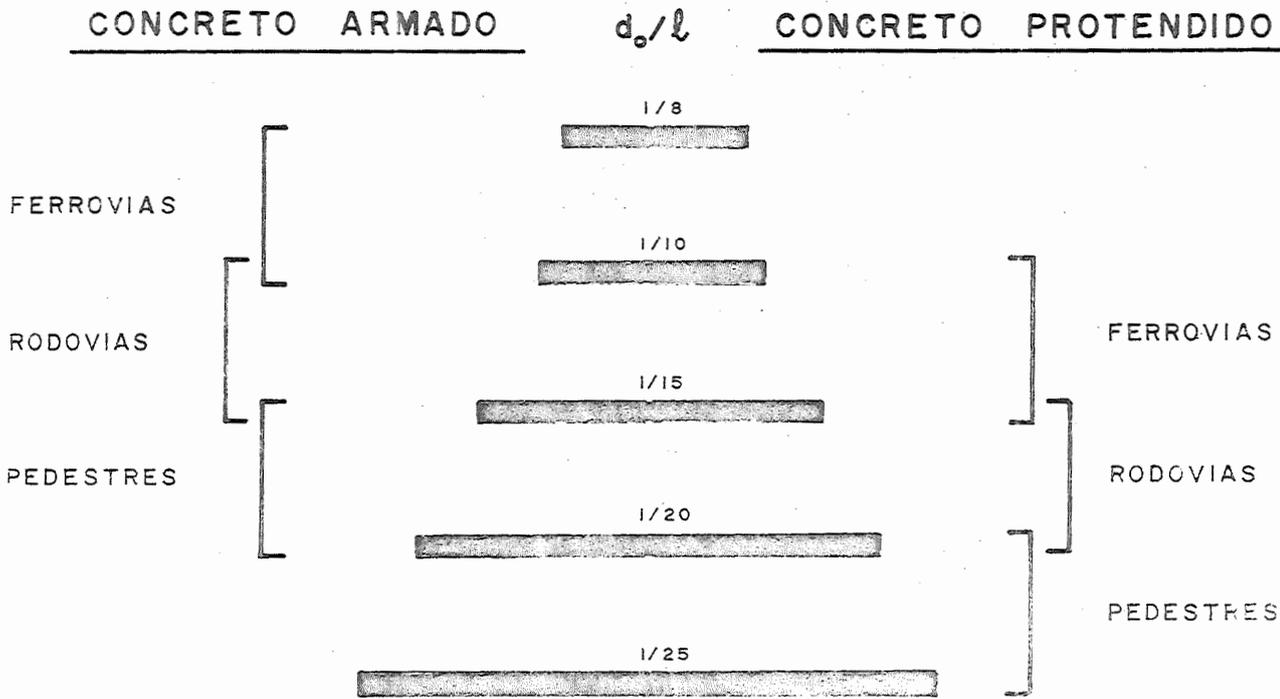
Convém observar ser desaconselhável o aumento de altura do meio para os apoios, tendo em vista o comportamento estático da estrutura. Para os momentos é desnecessária maior altura nos apoios (fig.29); e, ao contrário, do ponto de vista de cisalhamento, a variação da figura causa aumento das tensões, como se deprende fácil-

mente da conhecida expressão

$$\tau = \frac{1}{b_o z} \left[Q \pm \frac{M}{h} \operatorname{tg} \theta \right]$$

onde o sinal + deve ser usado quando M e h crescem em sentidos opostos, como na fig.29.

Em fase de pré-dimensionamento, a altura das vigas pode ser estimada com os índices abaixo, completados pela análise de obras análogas:



A largura das vigas de concreto armado, para os vãos vencidos com êsse tipo de estrutura, varia entre 30 e 50cm; a altura útil pode ser tomada inicialmente como $h \cong d_o - 10\text{cm}$.

O volume de concreto da superestrutura pode ser estimado em cêrca de $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de tabuleiro; a área de formas, entre $1,5$ e $2,5 \text{ m}^2$ por m^2 de tabuleiro. Quando as vigas são supostas independentes, o cálculo da estrutura principal é efetuado determinado inicialmente para cada viga o trem-tipo, como já se viu. Se fôr levado em conta o efeito de grelha (após eventual cálculo preliminar como vigas independentes), de verá ser determinada a distribuição transversal das cargas, como veremos oportunamente. Em qualquer dos dois casos, porém, distribuídas transversalmente as cargas (isto é, determinado o trem-tipo de cada viga), procede-se, por meio das linhas de influência, ao cálculo dos momentos fletores e das fôrças cortantes em diversas secções. Ob tidos então diversos valores de $M_g + \max M_p$ e de $Q_g + \max Q_p$, traçam-se por pontos

as envoltórias das máximas solicitações M e Q. A partir daí, pode ser feito o dimensionamento da estrutura. Evidentemente, antes de traçar os diagramas de máximos vêm verificar a secção do meio à flexão e a secção do apoio ao cisalhamento, a fim de, eventualmente, corrigir-lhes as dimensões, alterando pois os esforços causados pela carga permanente.

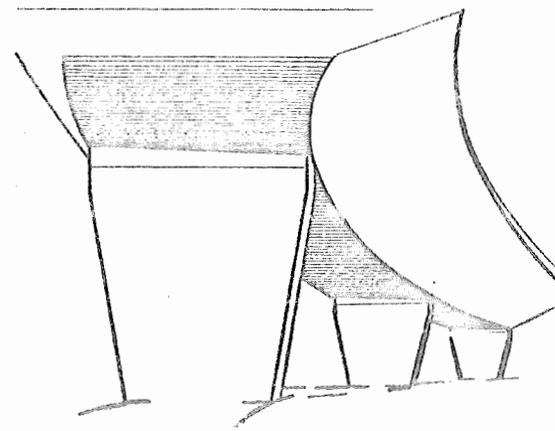
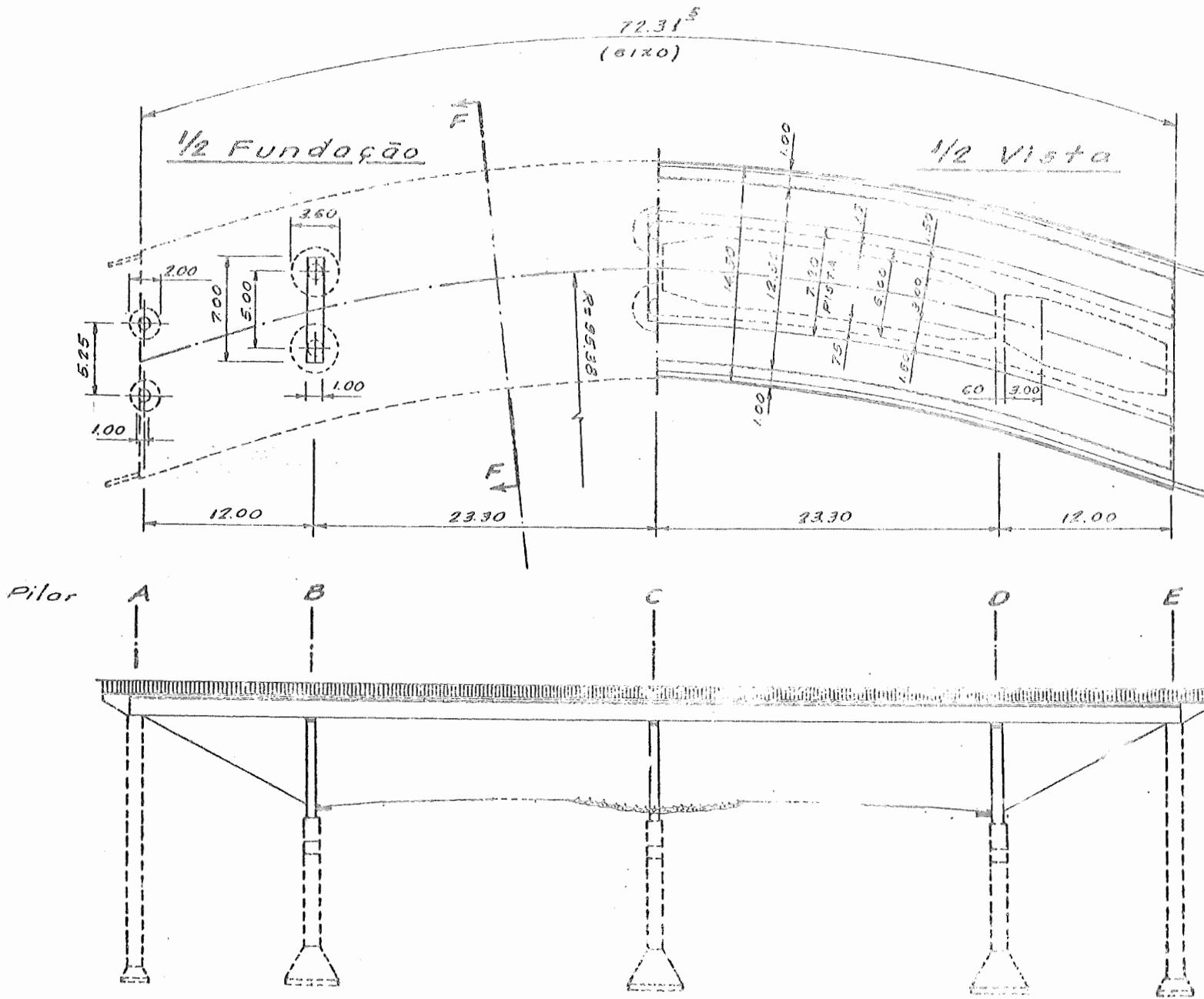
No caso das secções tubulares (secção em caixão com célula única, cada vez mais empregada), as cargas são supostas aplicadas no eixo da viga em caixão, que porém deve também suportar os momentos de torção correspondentes à excentricidade do carregamento; esta pode ser muito grande, com parte da pista carregada por balanços laterais engastadas na secção tubular principal. Evidentemente, a influência da torção é ainda mais acentuada em pontes em curva. Uma obra desse tipo é apresentada nas figuras 30 a 32.

Como em todas as estruturas de pontes, interessa sobremaneira a redução da carga permanente, utilizando-se concretos com elevado σ_{c28} e controle pelo menos razoável, permitindo adotar $\sigma_R = (2/3)\sigma_{c28}$. Para fixar idéias, observe-se que o DER-SP exige, para o chamado "concreto tipo A" (destinado a elementos de pontes de concreto armado em geral), $\sigma_{c28} \geq 250\text{kg/cm}^2$ o que, com controle rigoroso, permitiria adotar $\sigma_R = 0,75 \sigma_{c28} \approx 185\text{kg/cm}^2$; com esse mesmo controle e $\sigma_{c28} \approx 300\text{kg/cm}^2$, ter-se-ia $\sigma_R = 0,75 \times 300 = 225\text{kg/cm}^2$. Para concreto protendido, ainda segundo o DER-SP, $\sigma_{c28} \geq 400\text{kg/cm}^2$, o que levaria, com controle rigoroso, a $\sigma_R = 300\text{kg/cm}^2$. Frequentemente, todavia, somente se confia na execução de controle pouco mais que regular, com o que essas tensões mínimas de ruptura ficam reduzidas respectivamente a 150-180-240 kg/cm^2 .

Em pontes de concreto armado, dado o vulto das armaduras necessárias, utiliza-se geralmente aço CA-50, visando à redução do número de barras. Quanto aos aspectos construtivos das armaduras de flexão e cisalhamento, aconselha-se o estudo do Cap. 9 de W. Pfeil, Concreto Armado - Dimensionamento, Ao Livro Técnico, Rio, 1969, pp.92-149.

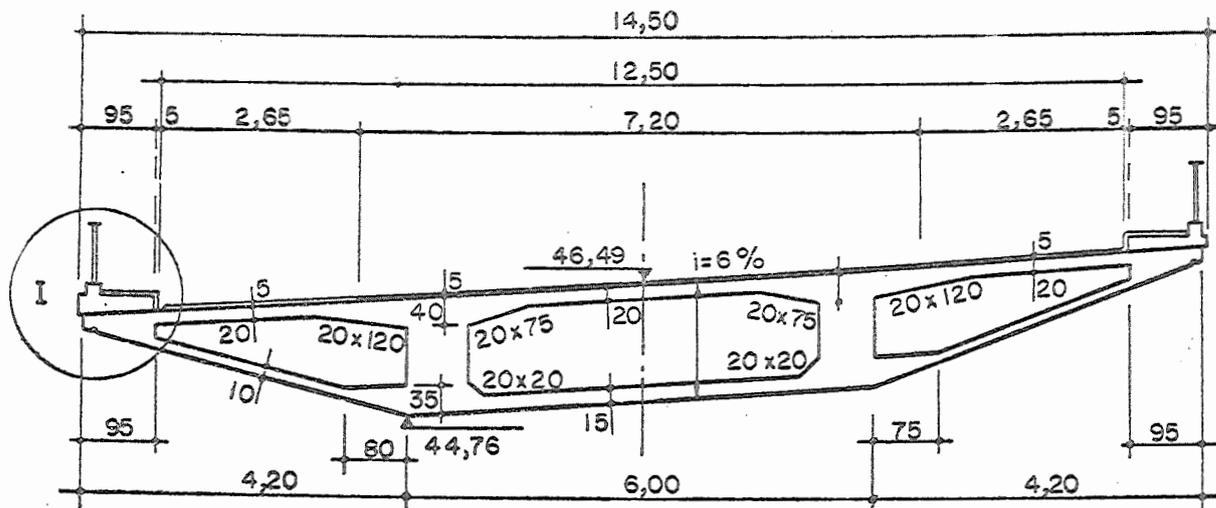
Quanto às armaduras em pontes de concreto protendido, lembraremos, por enquanto, a grande importância dos cabos curvos na redução da força cortante e das tensões principais de tração, atenuando grandemente esforços de grande relevância nas pontes de concreto armado. Voltaremos ao assunto no decorrer do estudo do concreto protendido e do projeto de viga de ponte rodoviária simplesmente apoiada, a ser desenvolvido em aulas práticas.

Concluindo, observemos como são usuais as pontes longas constituídas por uma sucessão de tramos simplesmente apoiados. A solução, que já era frequente nas pontes de c.a., concretadas in situ, tornou-se ainda mais habitual com o advento do concreto protendido e a conseqüente facilidade de pré-fabricação, vantajosa aliás, em geral, quando se dispõe de adequado equipamento de transporte. As vigas, concretadas e protendidas (parcial ou totalmente) no canteiro de serviço, são lançadas sô

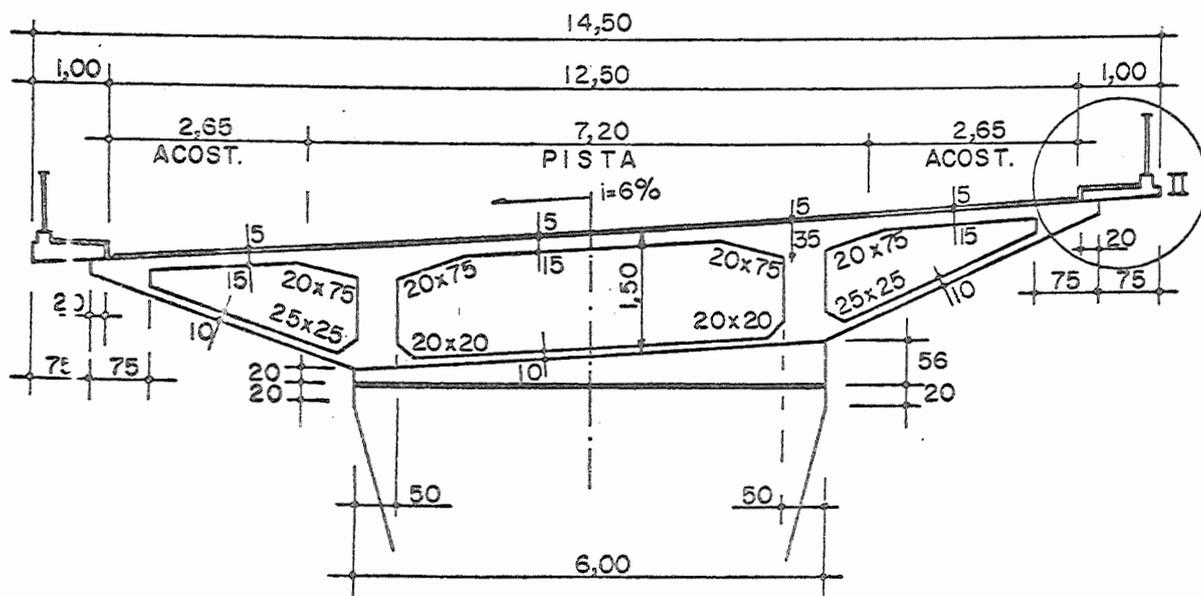


ELEVAÇÃO

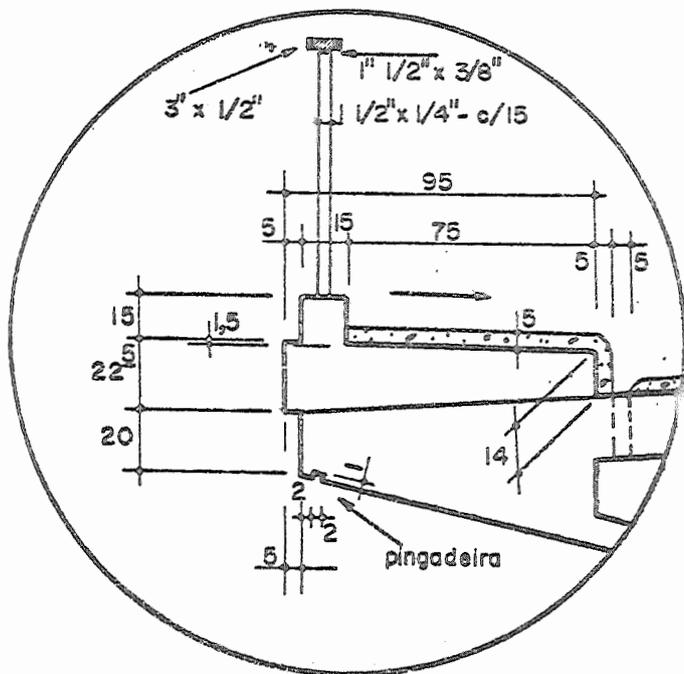
FIGURA 30



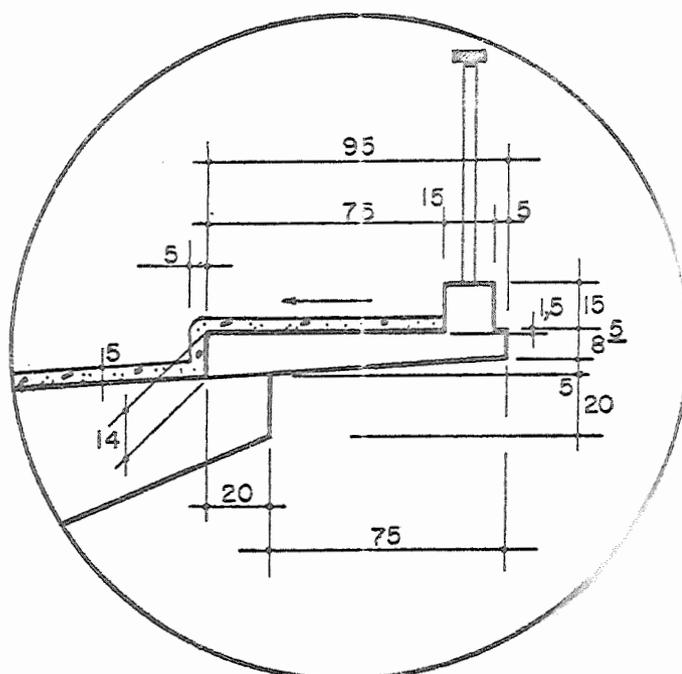
CORTE F



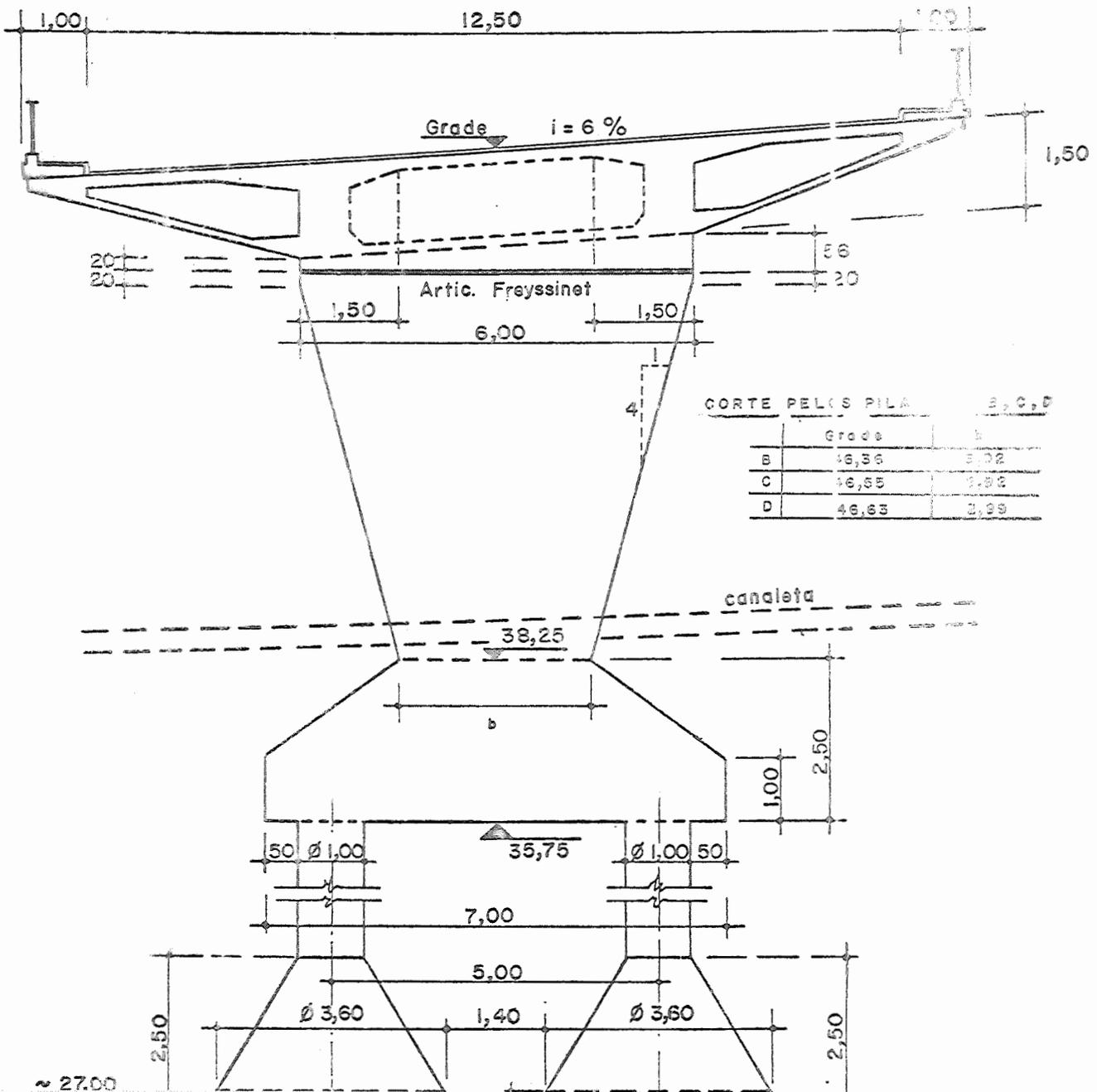
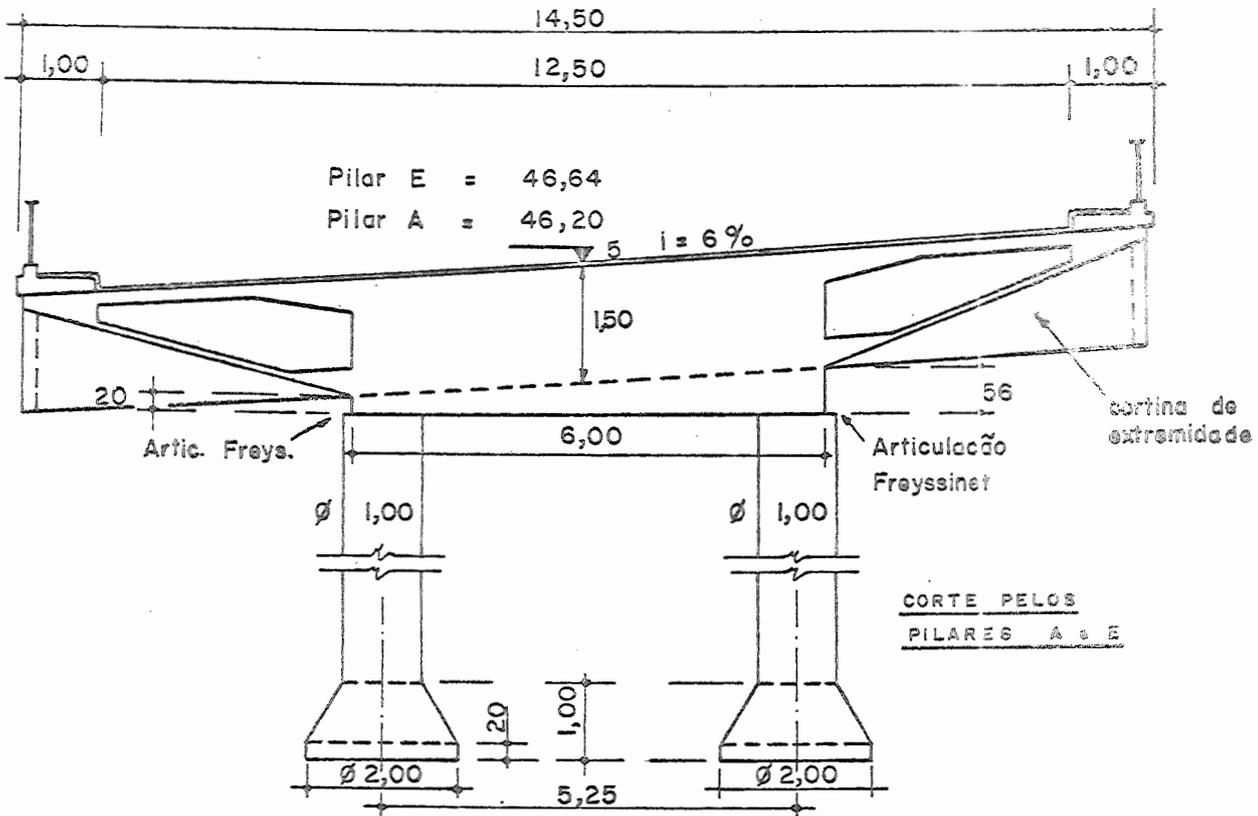
Variante de Seção Transversal



DETALHE I



DETALHE II



bre a infraestrutura; em casos de obras de menor porte, as vigas pré-fabricadas são transportadas em carretas desde usinas de pré-moldados como por exemplo, em São Paulo, a Protendit S.A.

Convém observar que, numa sequência de tramos simplesmente apoiados, os pilares ficarão sujeitos a duas reações, que a presença de cargas móveis tornará desiguais, causando esforços excêntricos na infraestrutura.

3,2- Pontes de vigas simplesmente apoiadas, com balanços, eventualmente contrapesados ou ancorados.

Ao aumentar o vão a vencer, torna-se conveniente introduzir nos apoios momentos negativos que diminuam os momentos positivos no tramo. Pode-se então recorrer a estrutura principal composta de vigas simples com balanços laterais: o peso próprio dos balanços produz tais momentos negativos, chegando-se à distribuição de momentos representada na figura 43 (respectivamente para carga permanente g , carga móvel p , e para as máximas solicitações $g + p$).

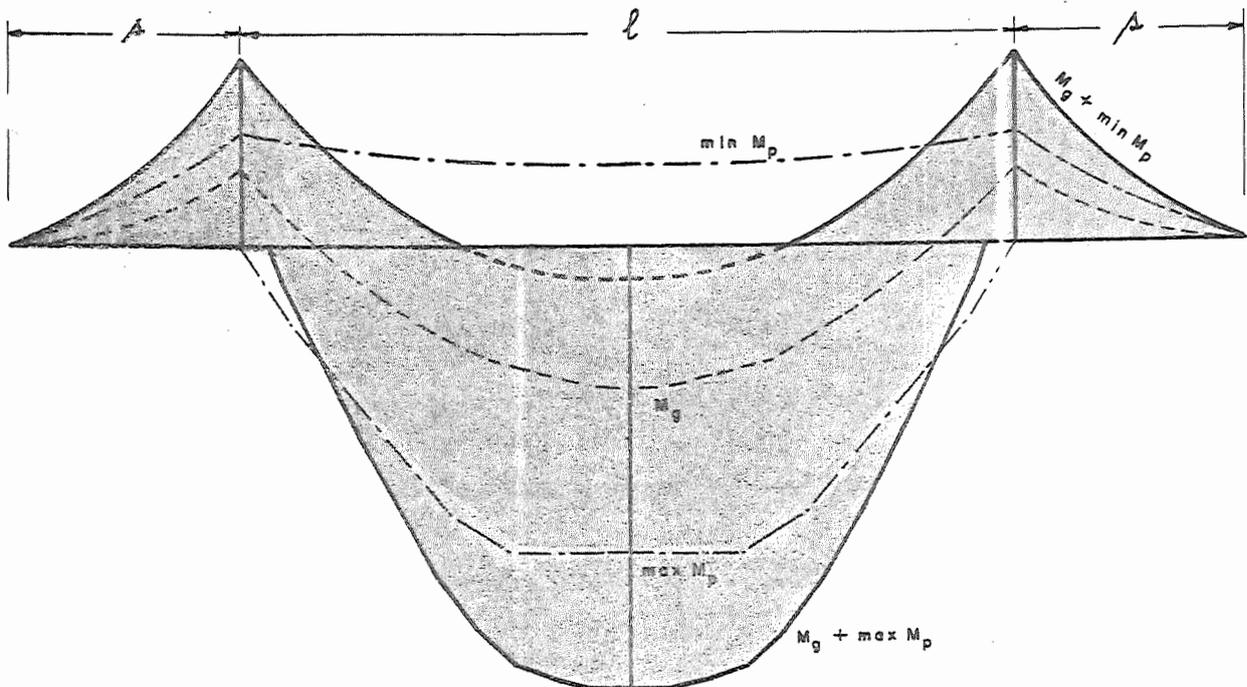


FIGURA 43

Este sistema estrutural, que não necessita de encontros (encontro = suporte da ponte que também arrima terras) pode também dispensar os muros de arrimo que deveriam proceder à retenção dos taludes de acesso à obra.

Na fig.44 representam-se esquematicamente as duas soluções. Em (a) temos o

muro de arrimo, cuja única finalidade é conter as terras adjacentes à obra. Em (b) temos a mesma travessia, com uma cortina construída na extremidade do balanço, e que retém o atêrro. Evita-se a execução do muro de arrimo, realizando apreciável economia.

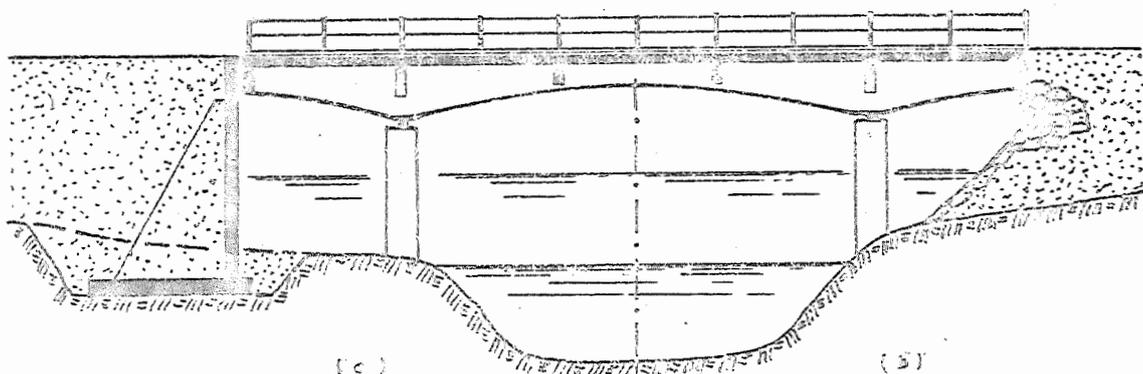


FIGURA 44

Nesta variante, com cortina de retenção do atêrro, a viga com balanços laterais torna-se oportuna mesmo para vãos da ordem de 15 metros, que poderiam ser vencidos com ponte de vigas simples, pelo fato de, assim, serem construídos pilares, em vez de encontros. Apresenta dois inconvenientes: um é a incerteza com que se determina o empuxo exercido pelas terras sôbre a estrutura; outro está no fato de haver frequentemente fuga do material do atêrro sob a cortina, com prejuízos para o estado da pista na entrada da ponte. Todavia, ainda as vantagens são relevantes.

Na viga simples com balanços, variar a altura, aumentando-a do meio para os apoios, é útil por diminuir a carga permanente no meio do tramo. E não apresenta os inconvenientes citados no §3,1 quanto às tensões do encastramento, pois agora h e M crescem no mesmo sentido (na zona de momentos negativos). Ainda, tal variação propicia maior altura sôbre o apoio onde, com tabuleiro superior, a seção resistente é retangular (a menos que se utilize laje inferior); no meio do vão bastará menor altura, pois aí se conta com laje como mesa de compressão.

Quando se emprega a viga simples com balanços e cortina em vãos pequenos (fundamentalmente pela vantagem de se dispensarem os muros de arrimo) pode ser conveniente, por simplicidade, executar a viga com altura constante.

Na proximidade dos apoios será então frequentemente necessário executar laje inferior para resistir aos momentos negativos e, mesmo, aumentar a largura da viga para resistir às forças cortantes.

O comprimento do balanço é frequentemente fixado de maneira a anular o momento causado pela carga permanente no meio do tramo. Nesse caso, somente as cargas móveis é que produzirão momentos positivos no tramo (fig.45), permitindo excepcional redução da altura de construção na seção média que, naturalmente, ficará sujeita a momentos de sinais opostos.

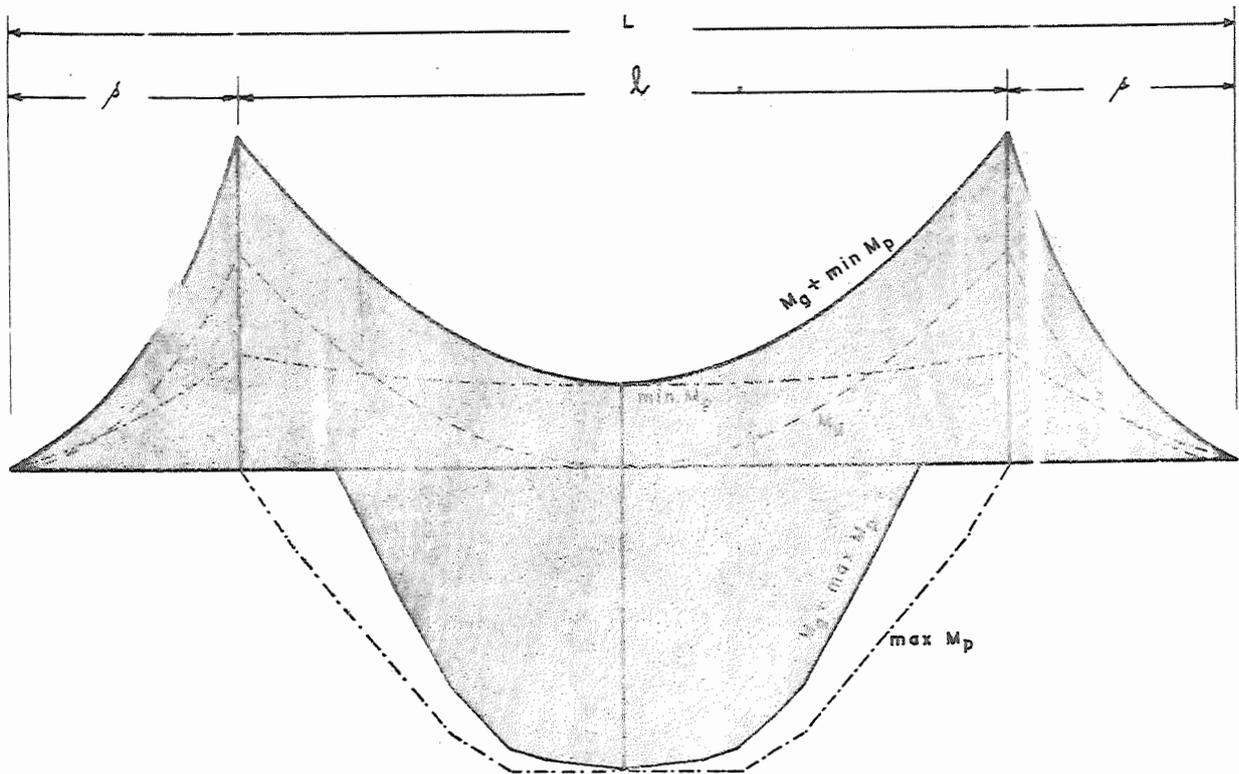


FIGURA 45

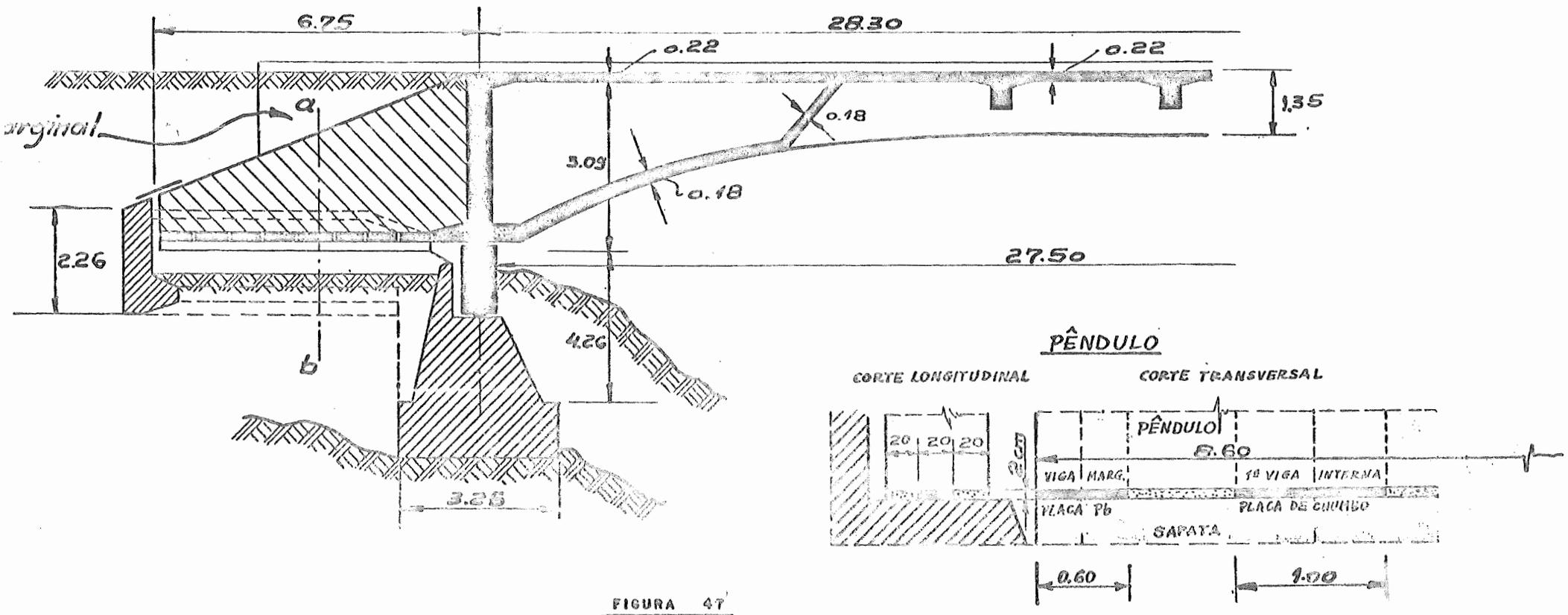
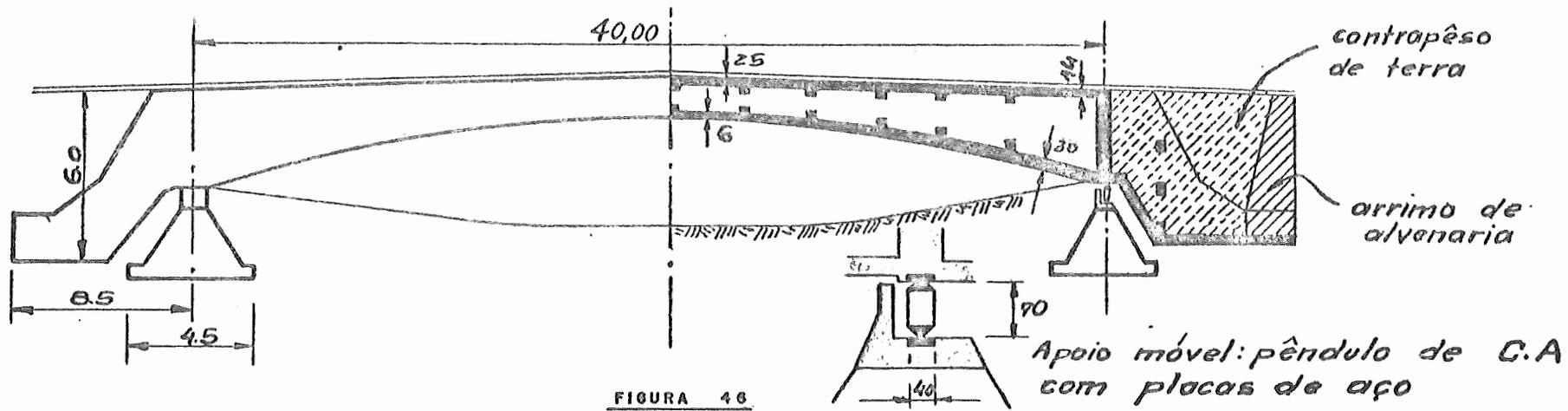
Um critério de ante-projeto para a subdivisão do comprimento total L é sintetizado na fórmula:

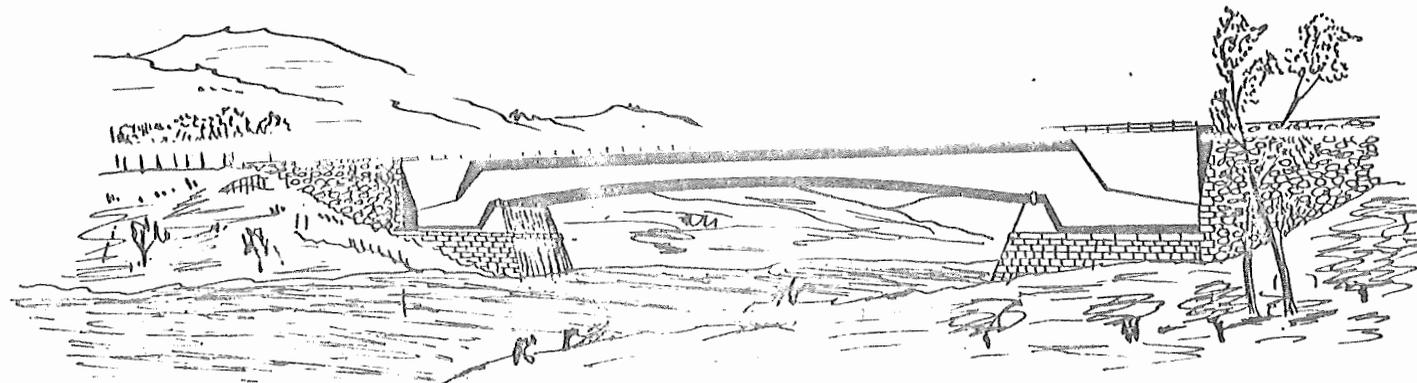
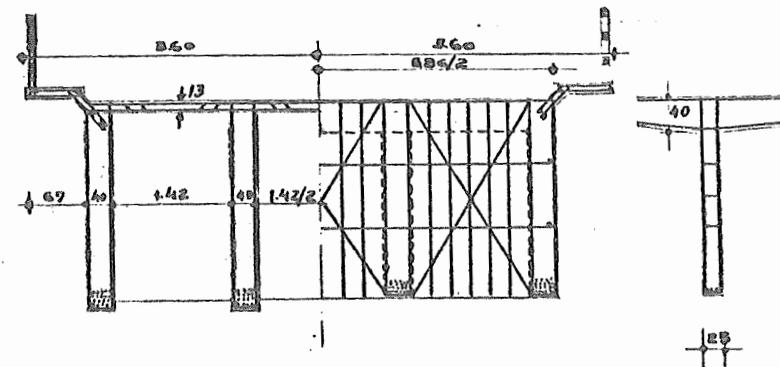
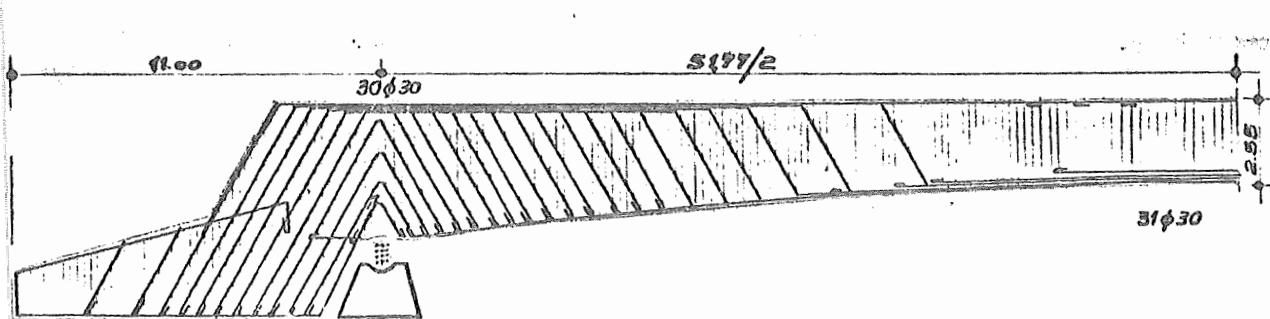
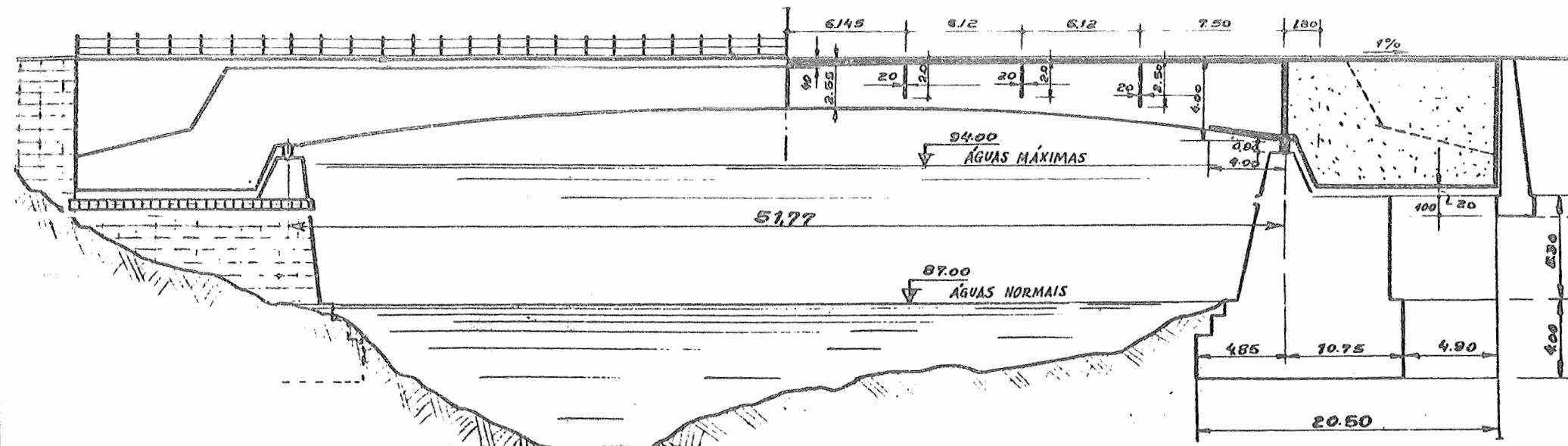
$$\mu = \frac{l}{L} = \frac{l}{l+2s}$$

adotando-se $\mu = 0,65$ para vãos menores, $\mu = 0,60$ para vãos médios e $\mu = 0,55$ para os vãos maiores.

Para pré-dimensionamento das vigas, em pontes rodoviárias de concreto armado, podem ser usados valores de d_0 entre 1/15 e 1/20 do vão central.

Ao aumentar o vão a vencer, seria necessário introduzir balanços muito longos, que ficariam sujeitos a flechas grandes. Além disso, a carga móvel disposta nos balanços viria a produzir oscilação muito grande dos momentos. Em vez de a longar os balanços, pode-se então aumentar sua carga permanente por meio de contrapesos, com superestruturas como as ilustradas nas fig.46 e 47. Trata-se de obras de há cerca de 40 anos; conceitualmente, porém, continuam válidas, para eventuais





PONTE SÔBRE O RIO LIRI (ITÁLIA, 1946)
 / MORANDI
 $d/l = 1/20$ (meio) a $1/13$ (apoios)
 $\mu = l/L = 51.77/83.07 \approx 0.62$
 concreto: $0.8 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de tabuleiro
 aço (doca, tipo CA-24): $140 \text{ kg}/\text{m}^3$ de concreto

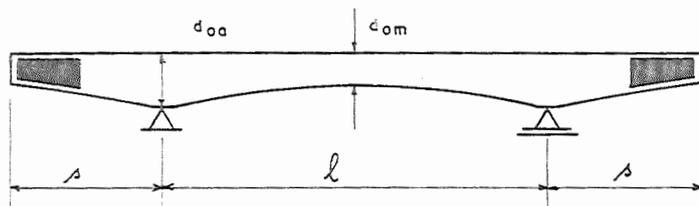
FIGURA 4.8

soluções em concreto armado.

Em concreto armado, esse sistema estrutural já foi empregado até vãos centrais da ordem dos 50m, como o apresentado na figura 48.

Critério muito usado para a determinação do balanço e do contrapeso é o já citado de anular o momento da carga permanente no meio do tramo.

Para o predimensionamento, podem ser usados os valores abaixo indicados:



- a) $d_{om} = \frac{1}{15}$ a $\frac{1}{35} l$, sendo o segundo valor para vãos maiores; para evitar contrapesos excessivos, bastará $d_{om} = \frac{1}{20} l$;
- b) $d_{oa} = \frac{1}{9}$ a $\frac{1}{12} l$ ou $d_{oa} = 2$ a $4 d_{om}$

Em superestruturas protendidas, a ação dos balanços na redução dos momentos positivos é reforçada pela presença dos cabos de protensão, dispensando-se então, geralmente, os contrapesos. As figuras 49 e 50 mostram obra característica de nossas rodovias, com vão central de 26m vencido com duas vigas principais de 1,80m de altura. O andamento dos cabos de protensão pode ser claramente entendido lembrando que interessa precomprimir as regiões tracionadas pelas cargas externas. Também se pode observar que, na ruptura, os cabos de protensão atuarão como armaduras normais da viga — já então fissurada — e que, portanto, devem estar aproximadamente onde estariam as armaduras usuais de uma viga de concreto armado.

Com vãos maiores, pode ser conveniente reduzir o comprimento dos balanços introduzindo ancoragens em suas extremidades, mediante tirantes fixados ou em adequados blocos de fundação ou na própria rocha (ou solo) de fundação (fig.51)

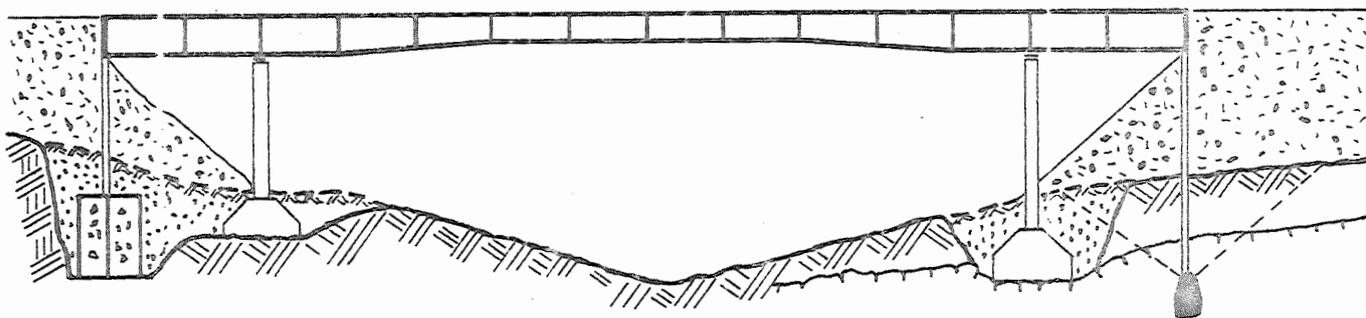


FIGURA 51

MEIA VISTA

MEIO CORTE

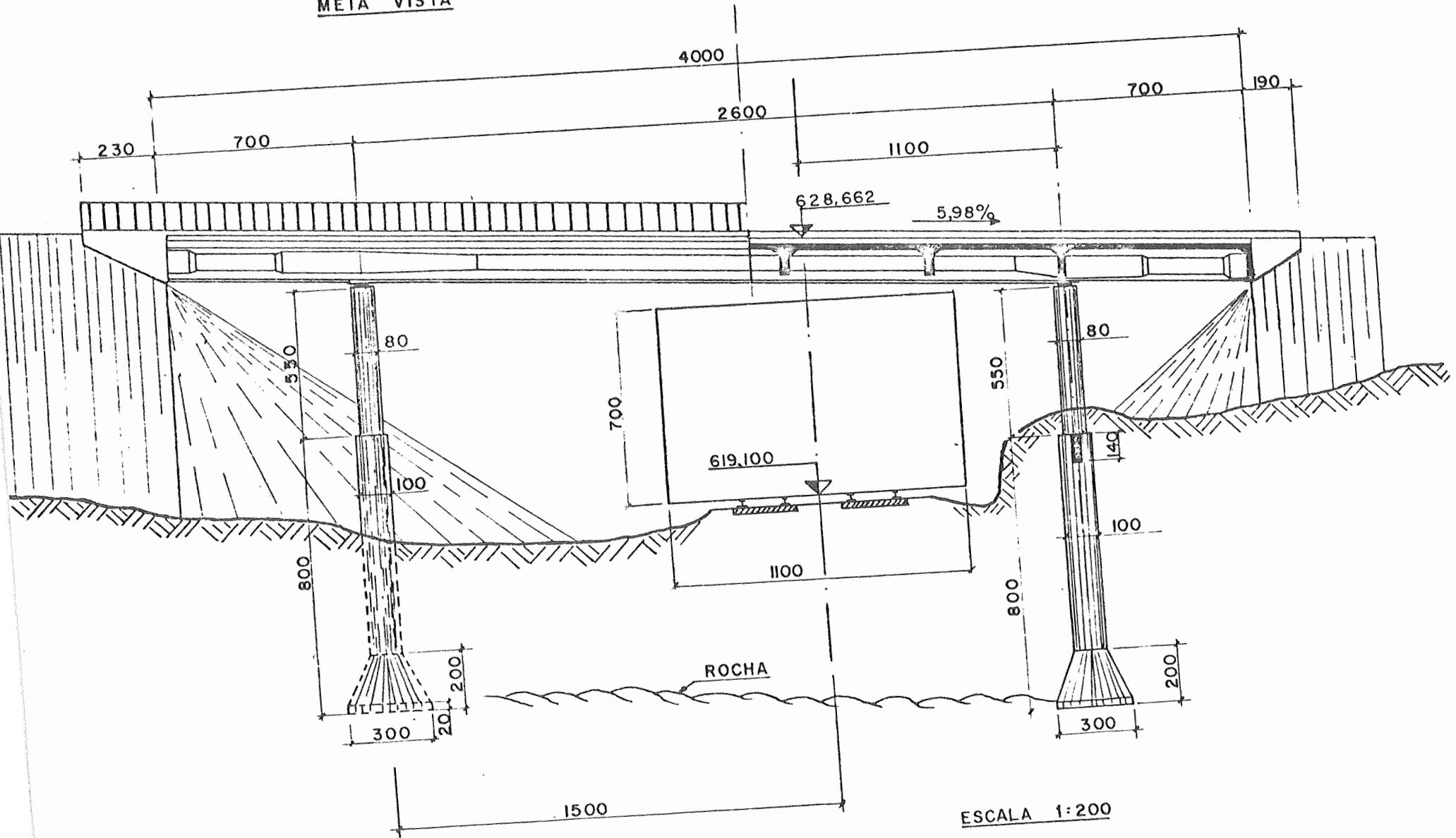


FIGURA 49

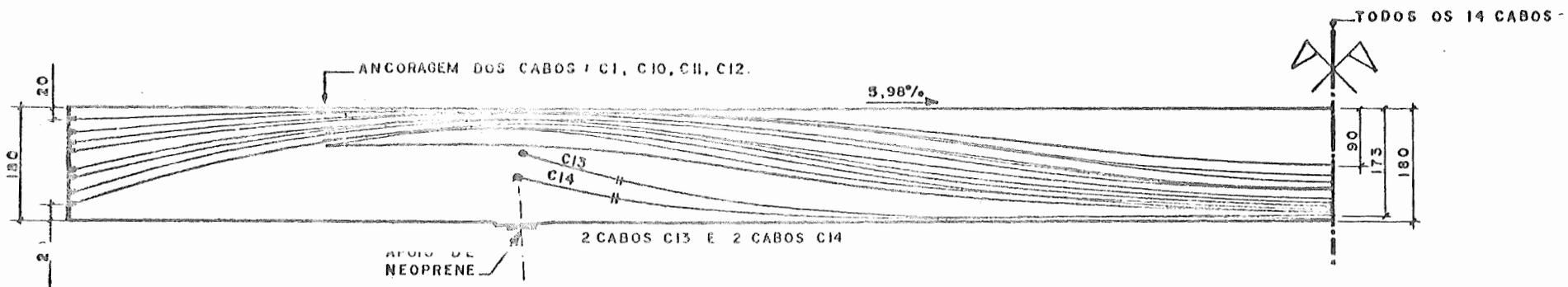
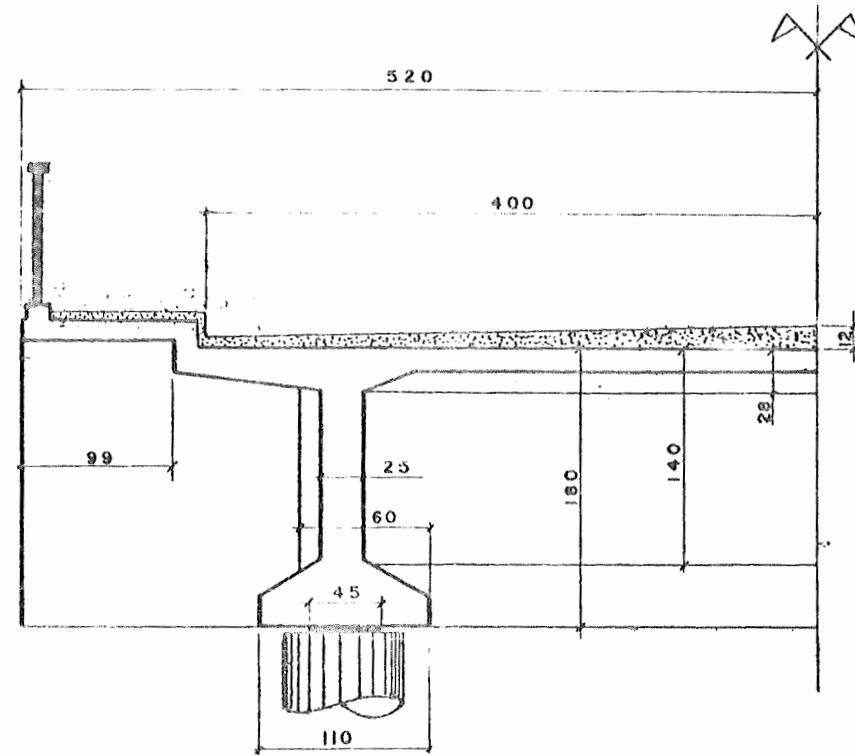
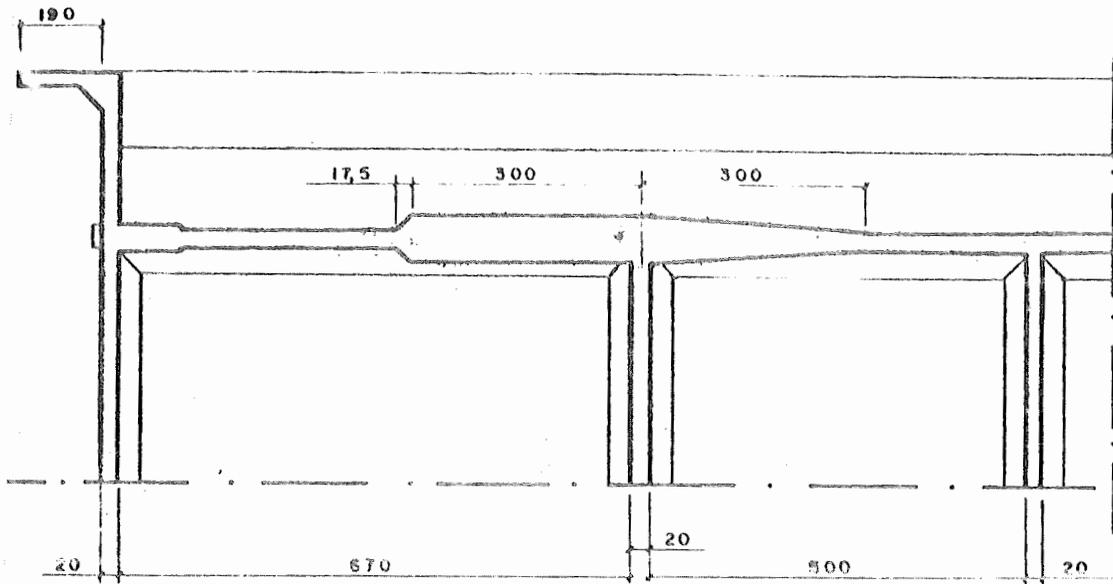


FIGURA 50

CONCRETO $\sigma_R = 240 \text{ Kg/cm}^2$

CABOS FREYSSINET $12 \text{ } \varnothing 7 \text{ mm}$ ($N_p = 48,5 \text{ t}$; $N_d = 40 \text{ t}$)

Na verdade, com êsses esquemas começa-se a abandonar as vigas com balanços prôpriamente ditas; para a carga móvel no tramo central, por exemplo, o que se tem é uma viga contínua, a cujos esforços devem ser superpostos os da carga permanente e os causados pelos tirantes.

Os tirantes podem ser inclinados e ancorados no próprio bloco de fundação dos pilares; êstes também podem ser inclinados. É solução disseminada pelo concreto protendido, que também pode ser pensada como originária dos pórticos bi-articulados (fig.52). Voltaremos a êste interessante tipo estrutural ao cuidarmos das pontes em pórtico. Por ora, a fim de dar idéia dos vãos vencidos, lembremos a ponte Dischinger (Berlim, 1957), com 13+94+13m.

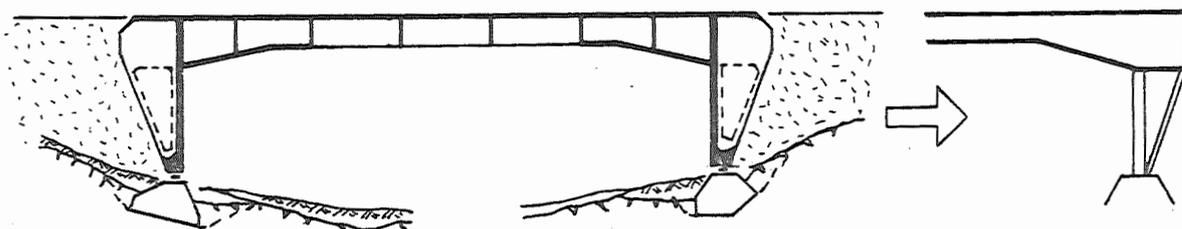
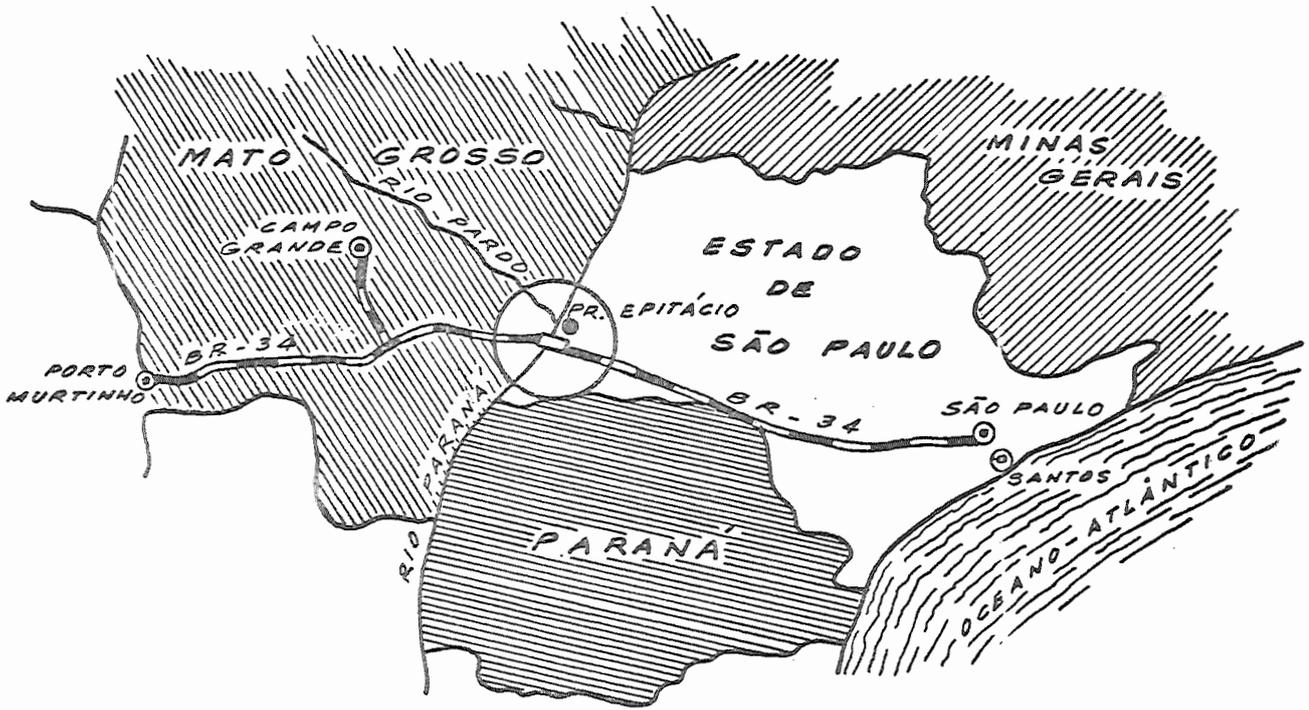
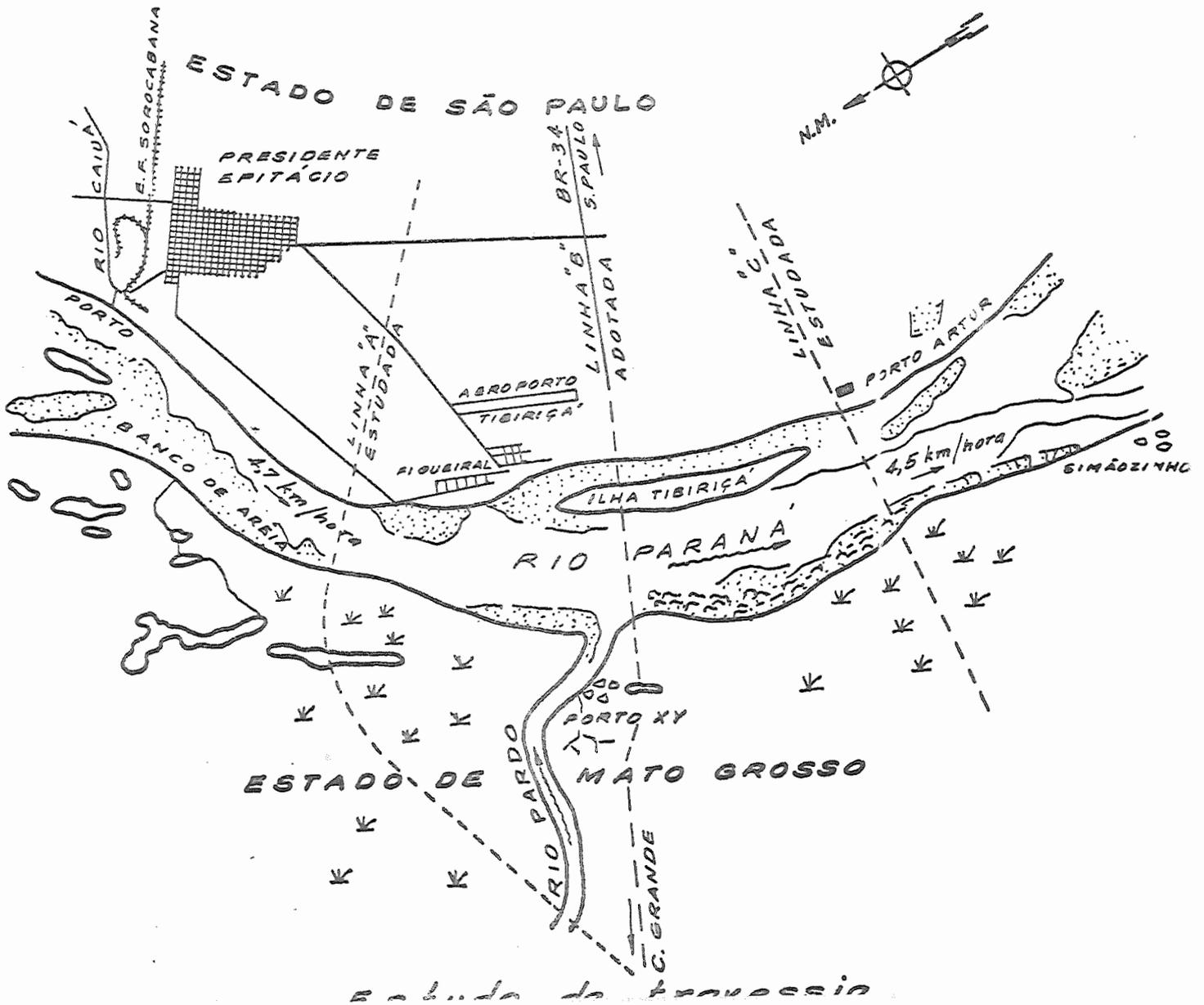


FIGURA 52



Localização geográfica

FIGURA 33



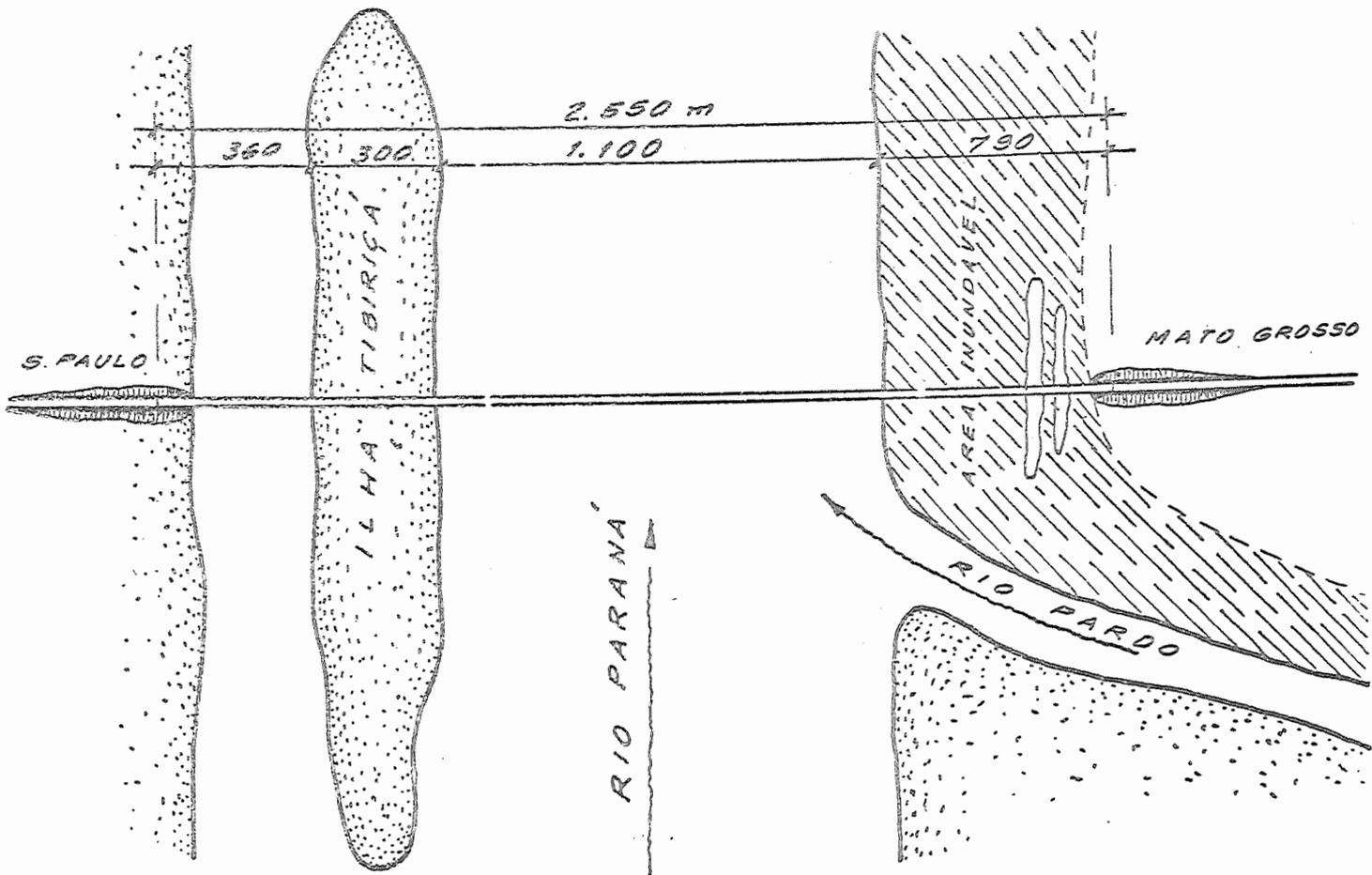


Fig. 35 Situação da travessia

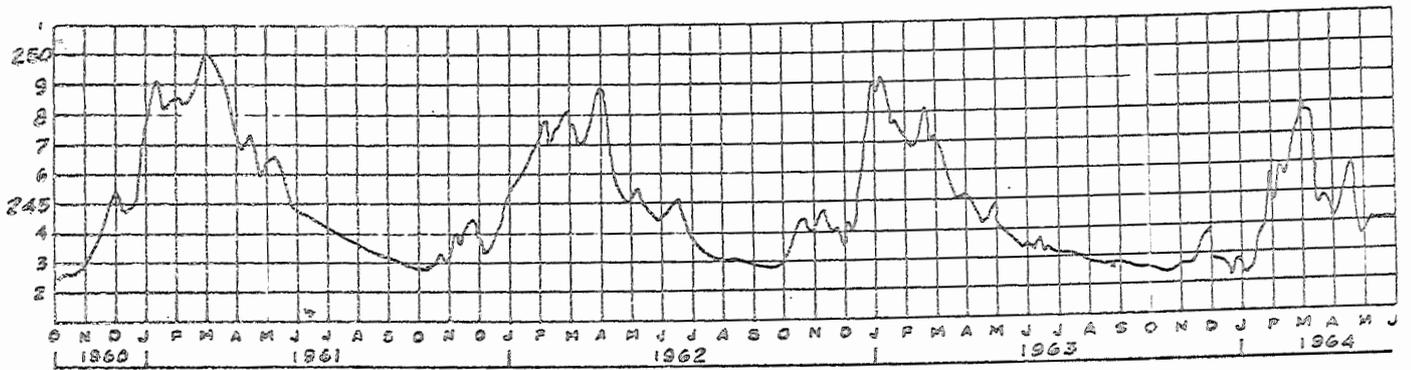


Fig. 36 Variação do nível d'água

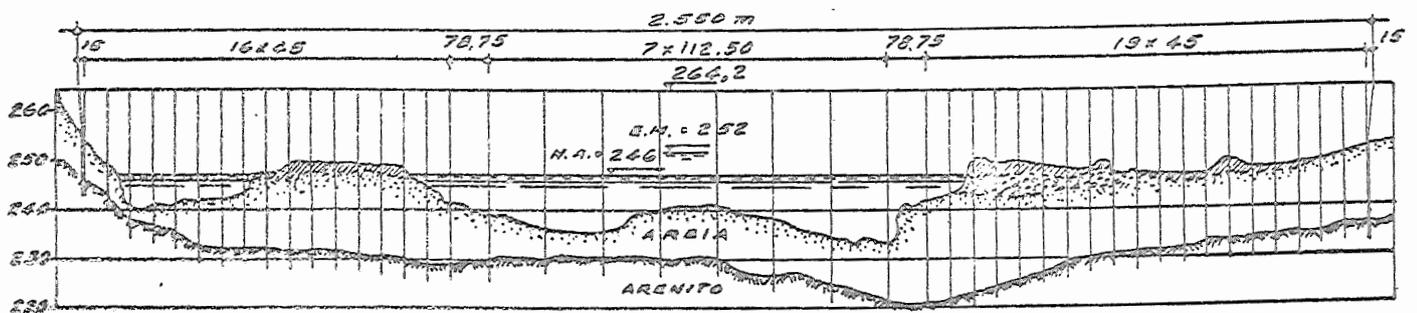


Fig. 37 Perfil geológico

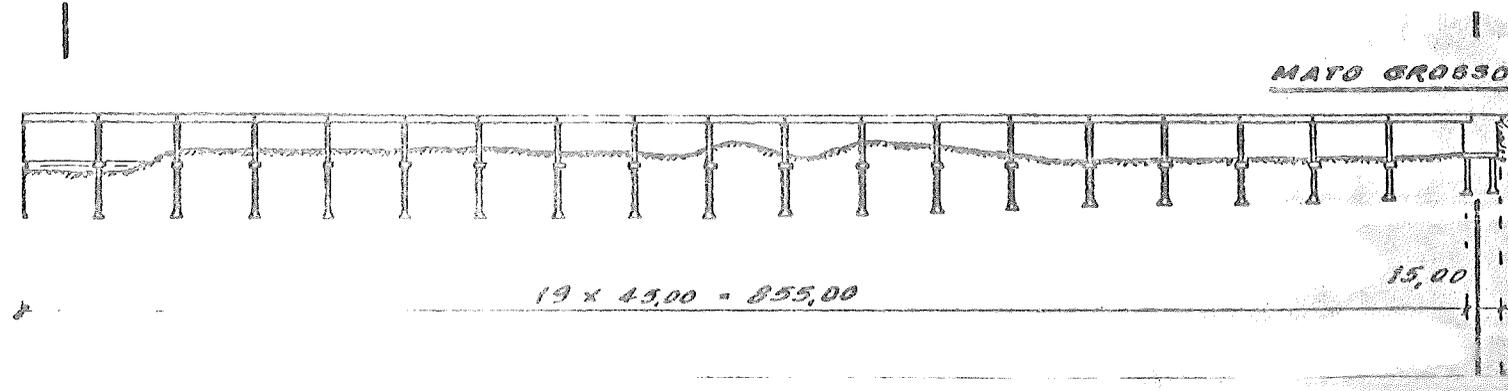
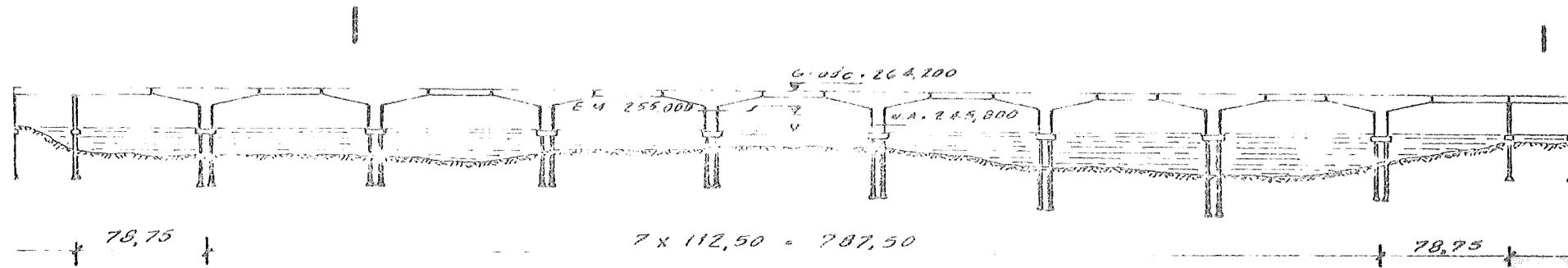
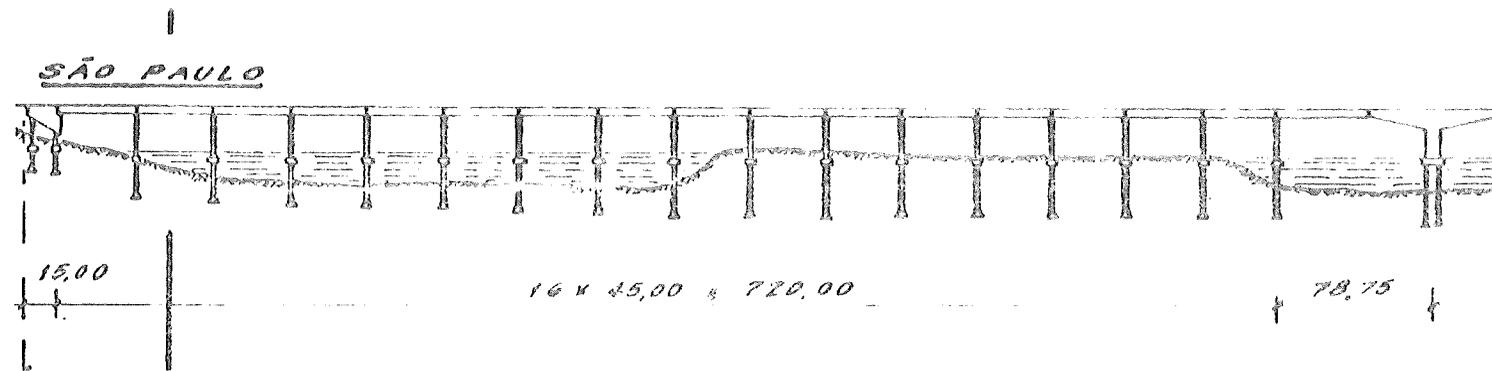
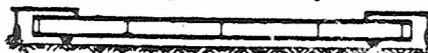


FIGURA 38

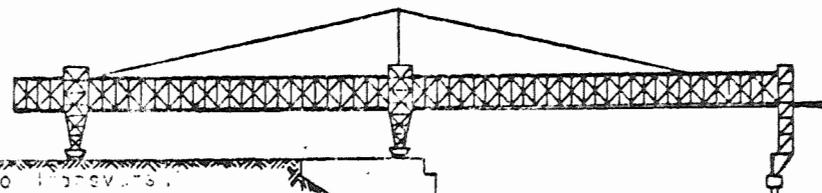
Primeira fase:

Deslocamento viga do canteiro para eixo ponte; transporte até treliça de lançamento.



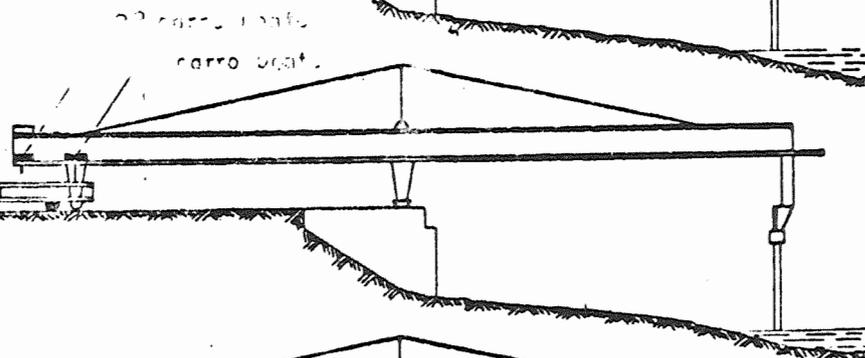
Segunda fase:

Viga içada pelo primeiro carro ponte.



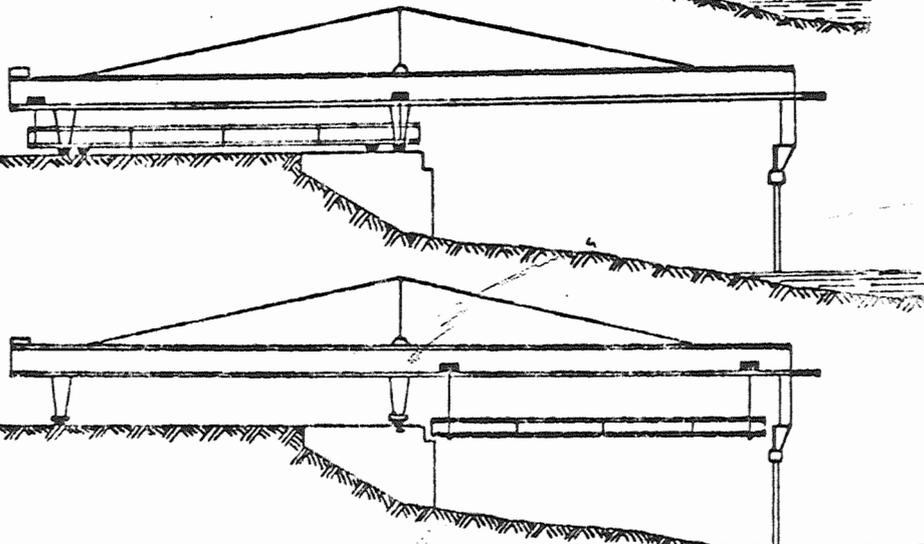
Terceira fase:

Viga deslocada até que o segundo carro ponte possa içar a outra extremidade.



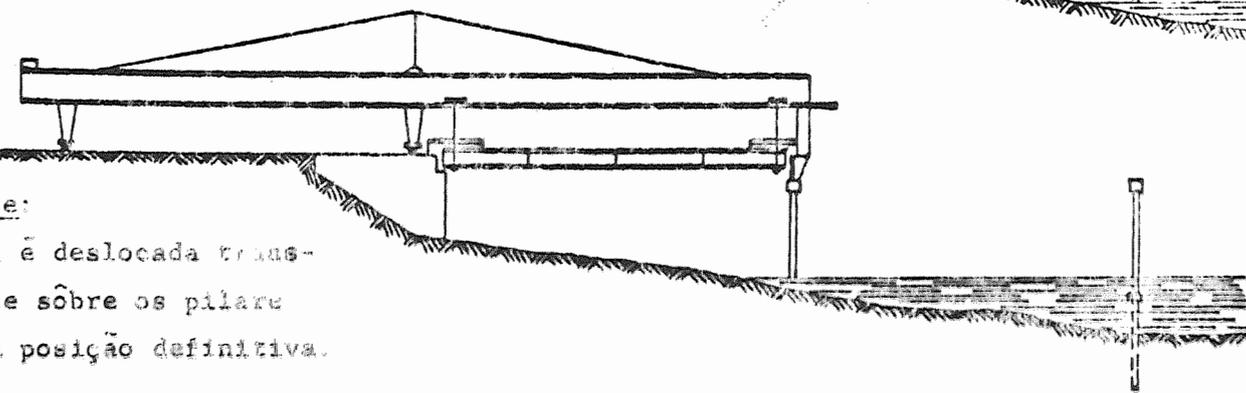
Quarta fase:

A viga suspensa nos dois carros ponte é transportada até o vão, onde é arriada provisoriamente sobre os pilares.



Quinta fase:

A viga é deslocada transversalmente sobre os pilares para a sua posição definitiva.



Sexta fase:

Concluído o contraventamento das 4 vigas colocadas, a treliça é deslocada para o vão seguinte.

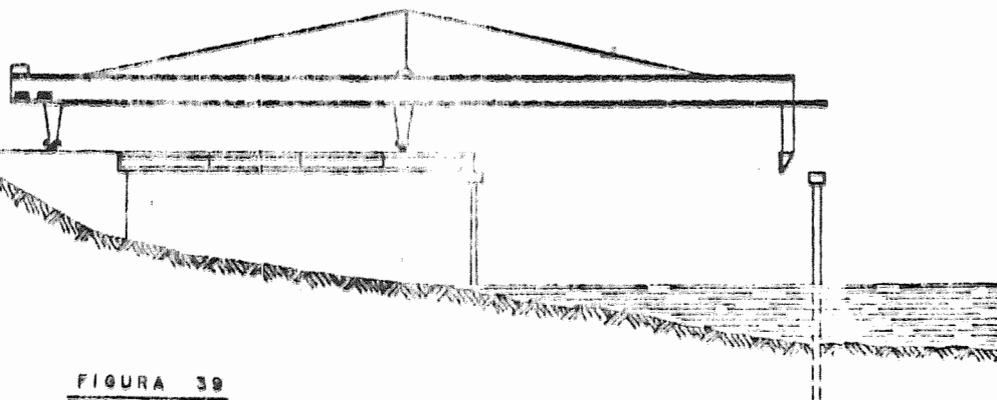
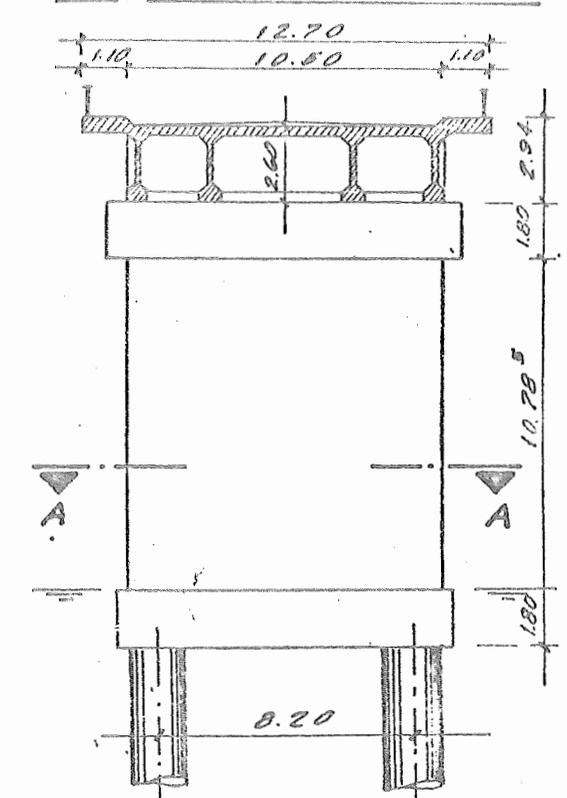
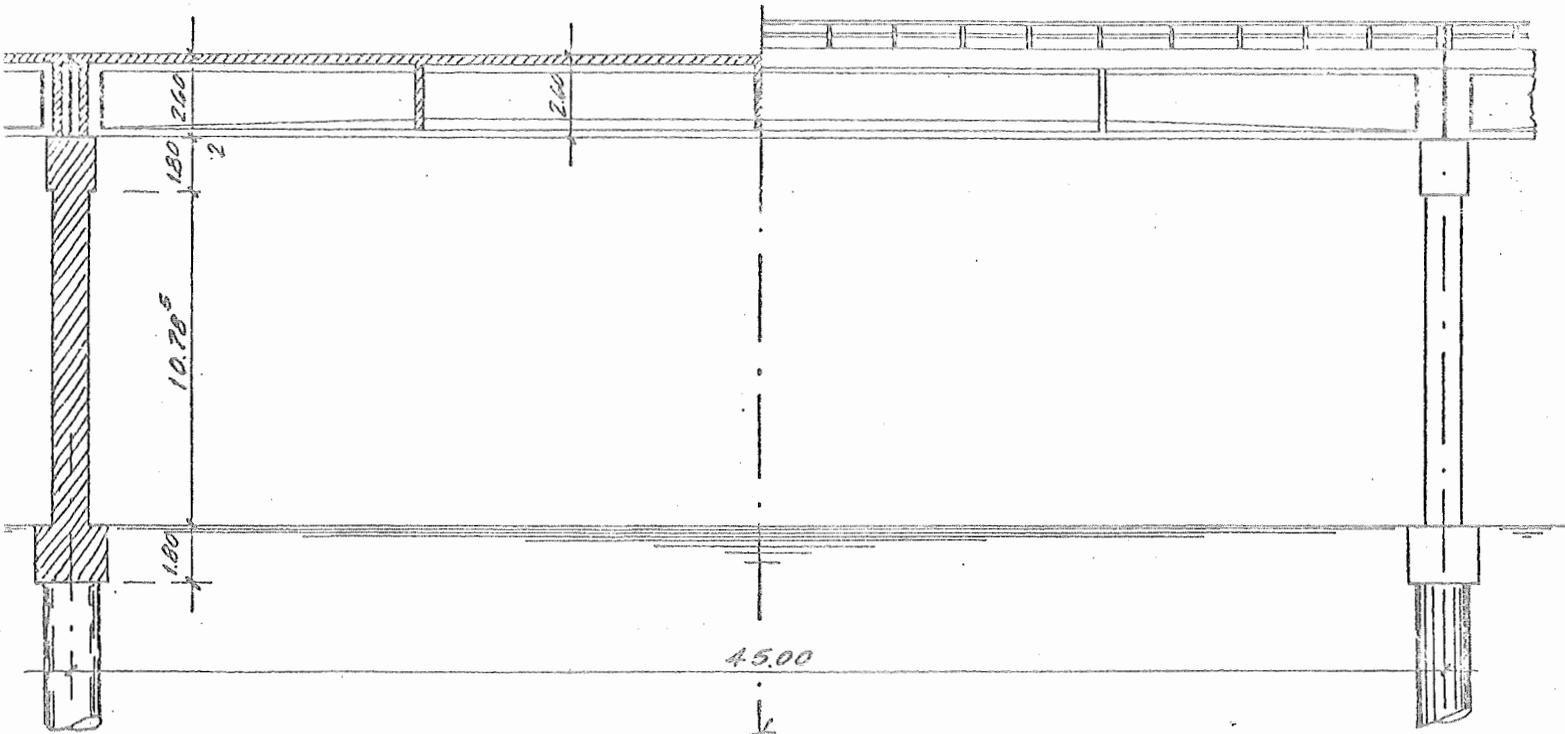


FIGURA 39

CORTE LONGITUDINAL

VISTA

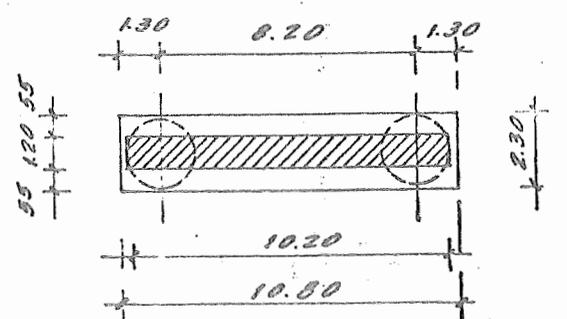
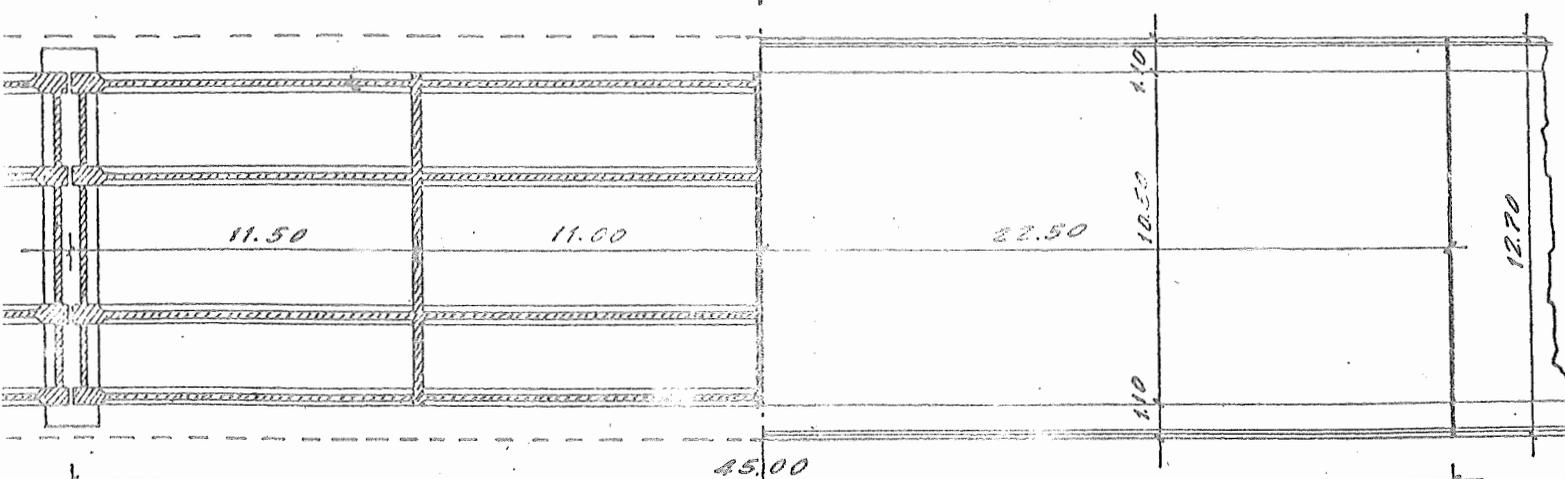
SEÇÃO TRANSVERSAL



CORTE HORIZONTAL

PLANTA

CORTE A-A



DETALHES DOS VÃOS DE 45 m

FIGURA 40

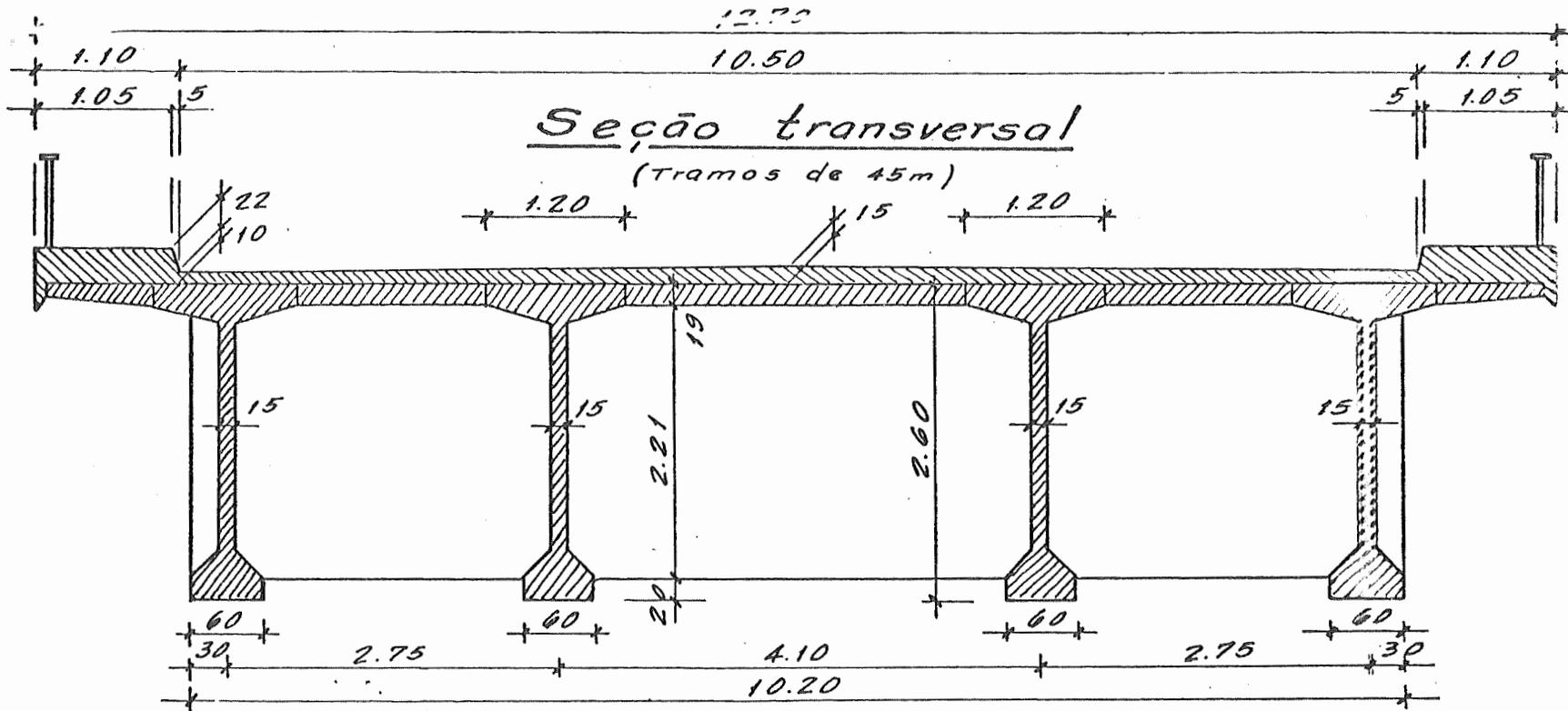
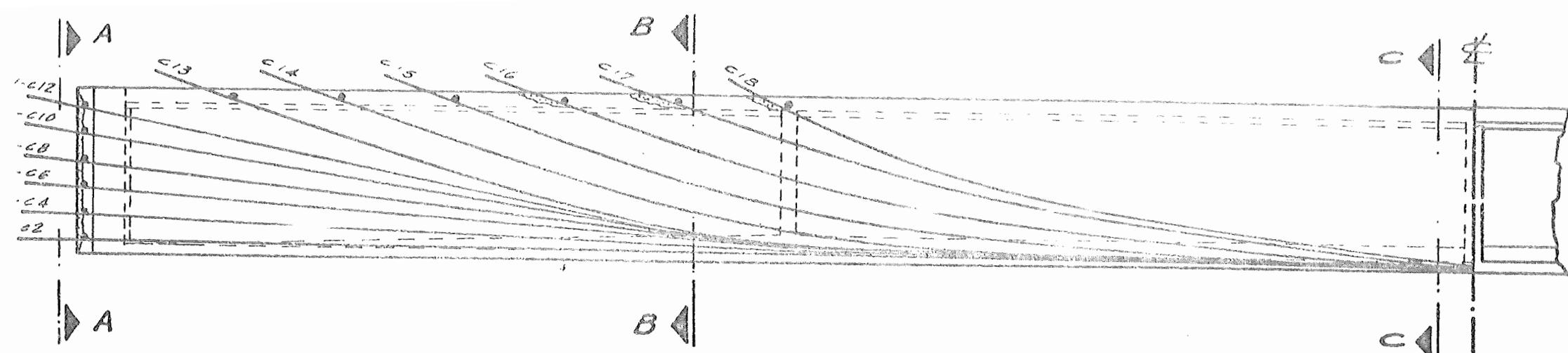
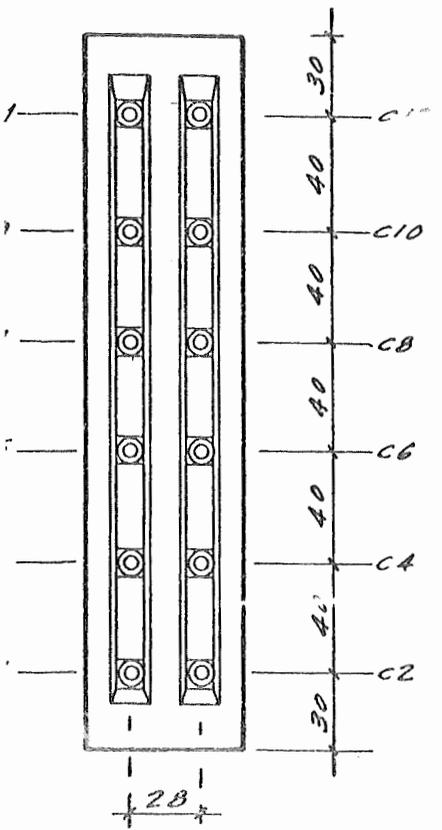


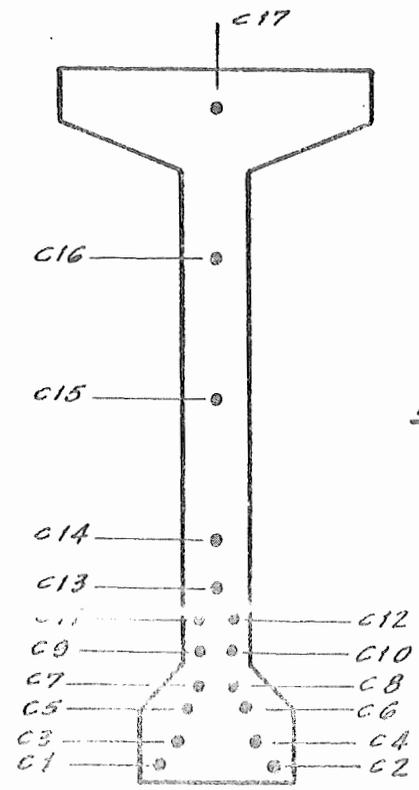
Figura 41



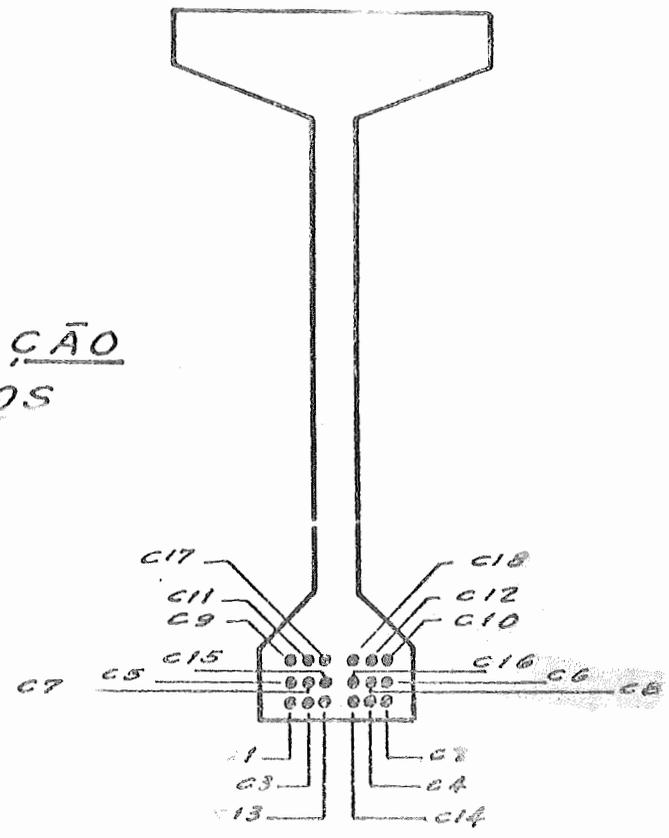
CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C



DISTRIBUIÇÃO
DOS CABOS

FIGURA 42 - VIGAS DE 45 metros

ONTE SÔBRE O RIO PREGEL, EM PALMBURG, NA PRÚSSIA ORIENTAL (1937-38)

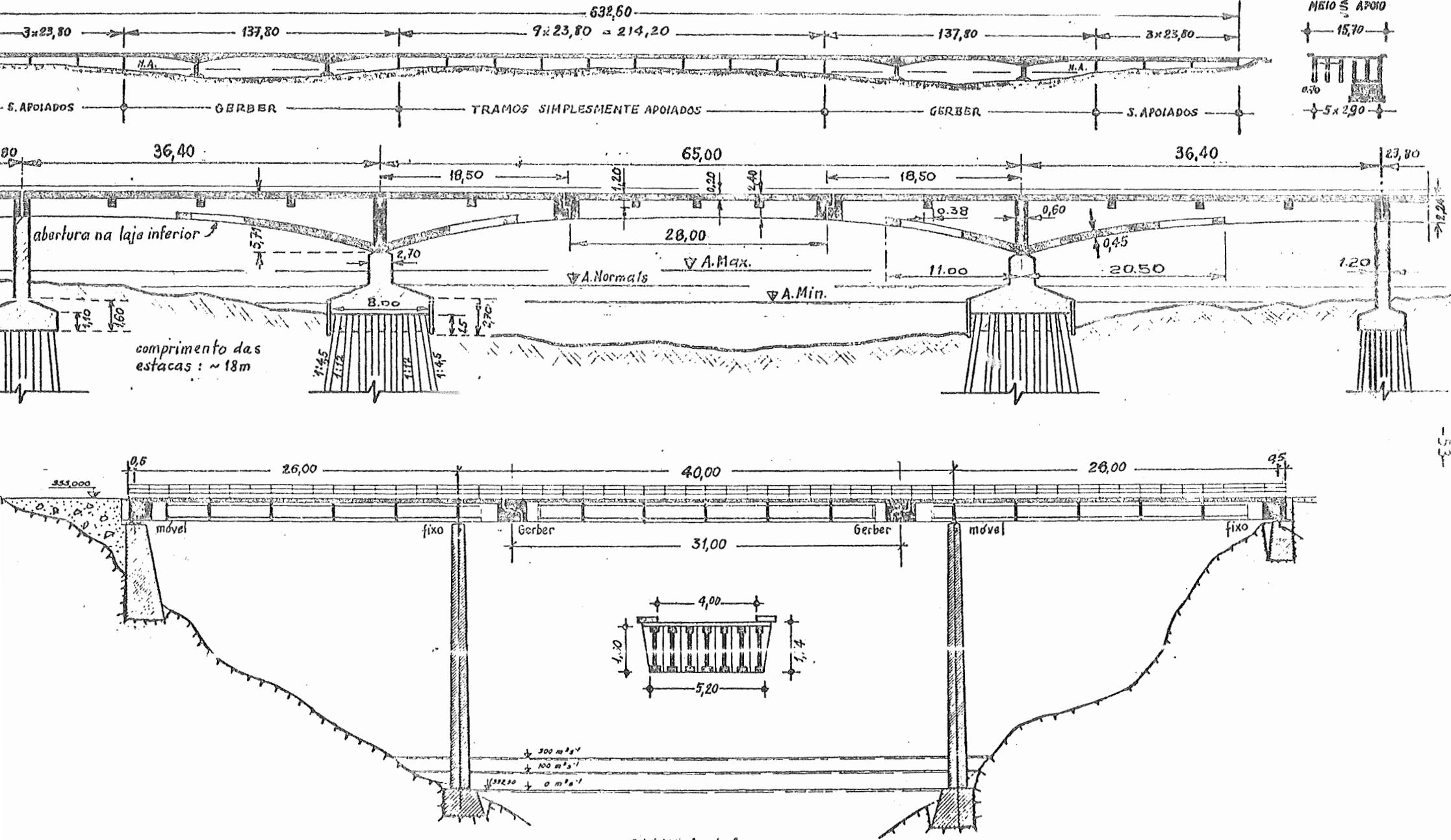


FIGURA 4

3,3- Pontes de vigas Gerber

Para a execução de pontes longas sôbre solos fracos, tem sido muito empregada a estrutura principal constituída de vigas Gerber que se apresentam mais frequentemente com três ou com cinco tramos. Podem-se então vencer facilmente, com concreto armado, vãos parciais da ordem de 40m, com estrutura que, pela sua isostaticidade, não está sujeita à influência danosa dos recalques das fundações.

Na primeira metade dêste século, as pontes de vigas Gerber tornaram-se talvez mais frequentes no concreto armado do que nas soluções metálicas, de onde provêm; como exemplos notáveis podem ser citados, por exemplo, uma ponte sôbre o rio Arno, em Pisa (Itália), com vão central de 52 m, a ponte Madeleine sôbre o Loire, em Nantes (França), com 67 m de vão central, e a ponte de Villeneuve-Saint-Georges, na França (1939, Lossier), com três tramos de 40,8+78,0+40. Esta última, com 2,52m de altura no vão central e 7,75m nos apoios, articulações nos tramos laterais, e contra pesos nos balanços, apresentava o maior vão central de viga Gerber do mundo; destruída por razões bélicas em 1940, foi posteriormente substituída por obra análoga, mas em concreto protendido.

A figura 53 apresenta outro exemplo notável de vigas Gerber em concreto armado. Os dois trechos Gerber de 36,40+65,00+36,40 inserem-se numa ponte de 633m de comprimento total, a mais longa da Alemanha na época de sua construção (1937/38).

As figuras 54, 55, 56 ilustram três obras de características diversas, construídas em concreto protendido na década dos 60. A primeira, destinada ao canteiro de uma grande barragem portuguesa (Bemposta, no Douro, 1960), parece contradizer o que se disse inicialmente quanto à preferência pelos vigas Gerber no caso de solos fracos: a fundação é de boa rocha, perfeitamente adequada para vigas contínuas; razões de ordem construtiva é que levaram à solução articulada.

Assim, em primeiro lugar, considerou-se a grande razão de enchente máxima do rio Douro. Admitiu-se o valor de 5.000m³/s, o que sugeria infraestrutura que reduzisse o menos possível a seção de vazão, e superestrutura elevada (notar, na figura 54, o N.A. para 300m³/s), aliás imposta também pelas cotas de circulação; essas mesmas razões tornaram inaplicável qualquer solução que implicasse a construção de cimbres. Como alternativas que permitiriam grande porcentagem de prefabricação e rápida execução foram então consideradas: a) tabuleiro de vigas metálicas associadas a uma laje de concreto armado concretada "in loco" e, b) tabuleiro de vigas de concreto protendido, também associadas a laje de concreto "in situ". A comparação econômica favoreceu a segunda alternativa; seu custo, nas condições locais, foi avaliado em cerca de 2/3 do custo da primeira, mesmo considerando-se a possibilidade de reaproveitamento de parte da estrutura metálica, após cumprida a função provisória da ponte. A subdivisão do vão total de 92 metros foi então condicionada pela

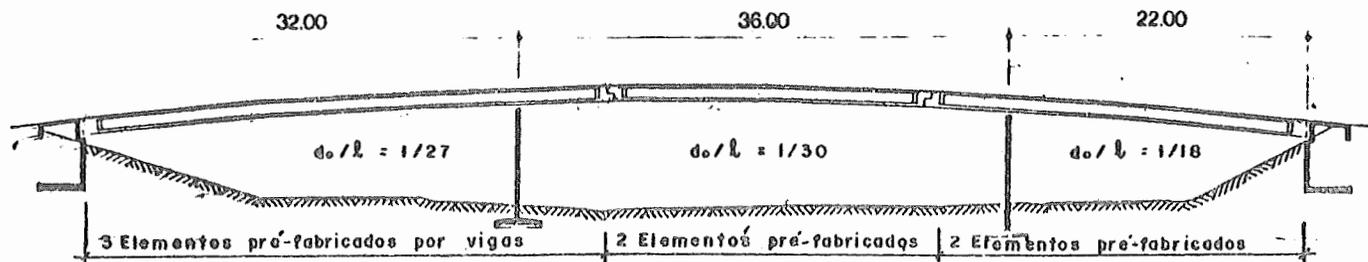


FIGURA 55 - PASSAGEM PARA PEDESTRES, EM CONCRETO (Genebra, Suíça, 1963)

.Vigas obtidas emendando longitudinalmente perfis BBR, mediante protensão (resultou perfil ligeiramente poligonal). Montagem dos tramos laterais sobre escoramento; vigas do tramo suspenso içadas com guias au tomoveis, sem obstrução da estrada. Prazo de montagem da super: cinco dias.

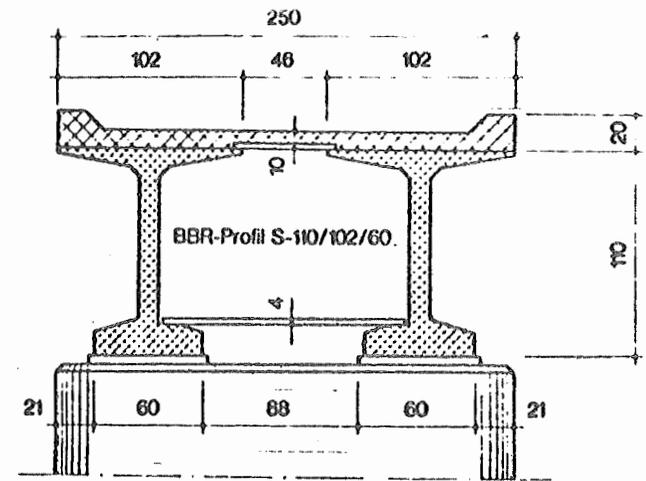
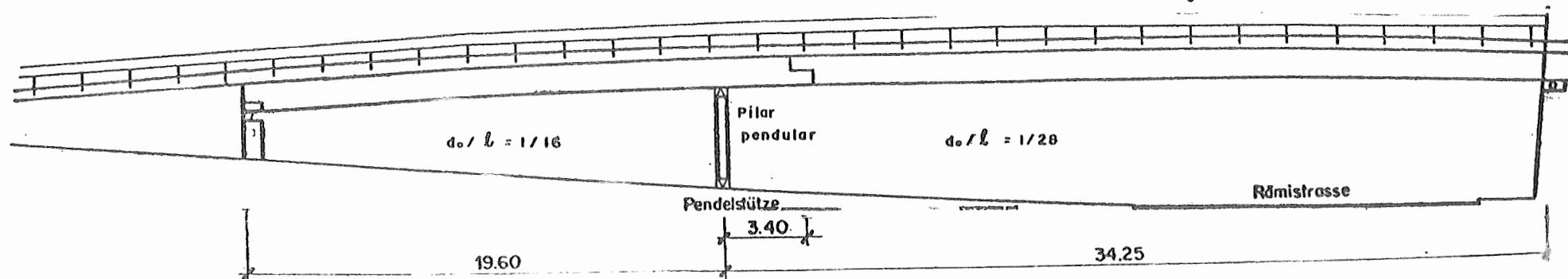
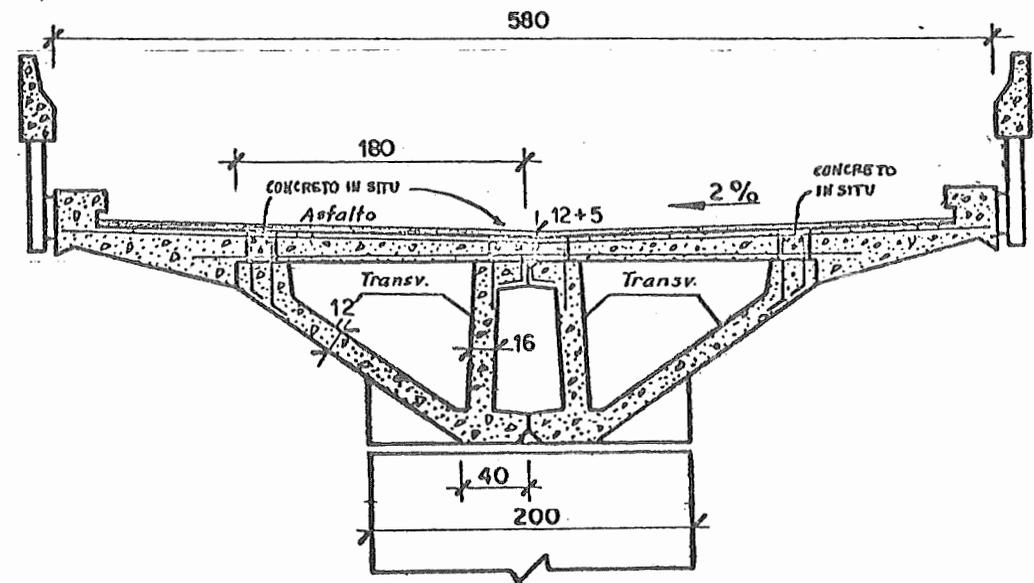


FIGURA 56 - PASSAGEM SUPERIOR DE ACESSO A ESTACIONAMENTO SUBTERRÂNEO (Zurique, Suíça, 1966)

.Todas as peças da super são pré-fabricadas; "in situ" apenas as partes indicadas na seção transversal, onde se notam as armaduras de conexão transversal.
 .Protensão longitudinal (cabos BBR): 1636t
 .Elementos pré-fabricados mais pesados (vigas suspensas: 47t
 .Tramo menor montado com cimbra auxiliar; tramo suspenso montado com guias, em treze horas noturnas, para não interromper o grande tráfego inferior.



conveniência de minimizar o número de pilares, que seriam altos e deveriam ser colocados em pontos tais que pequenas ensecadeiras fossem suficientes, para a rápida execução das fundações em período de vazão reduzida. Dois pilares, conduzindo a vãos da ordem de 30 metros, foram considerados adequados, tendo em vista também as relativamente elevadas cargas móveis previsíveis, em função de tráfego de serviço. Finalmente, três tramos que, com a adoção de articulações Gerber, poderiam ser obtidos com vigas prefabricadas de 30,5m (dos encontros às articulações) e de 31m (tramo suspenso). É claro que se poderia solidarizar longitudinalmente as três vigas, dando-lhes continuidade para a carga móvel, todavia, a maior complicação construtiva não traria compensação adequada.

Quanto às principais características das obras das figuras 55 e 56, estão resumidas nas notas que as acompanham. Convém observar a peculiaridade da solução da figura 56, no tocante à quase total prefabricação; a estrutura obtida insere-se com muita elegância e leveza num ponto bastante significativo da paisagem urbana de Zurique.

Em concreto protendido, as maiores vigas Gerber são as da ponte Medway (1963), na Inglaterra, com $95,25+152,40+95,25 = 342,90$. A obra é comentada e ilustrada no final deste item.

Como se sabe, a viga Gerber apresenta certas vantagens da viga contínua: para carga permanente, o comportamento de ambas é idêntico, desde que as articulações da viga Gerber estejam situadas nos pontos onde, na viga contínua, se anulariam os momentos do peso próprio. Para as cargas móveis, porém, a viga Gerber comporta-se como uma série de vigas simplesmente apoiadas, com ou sem balanços. Conclui-se daí que, para cargas permanentes grandes, a viga Gerber tende a apresentar as vantagens da viga contínua sem estar sujeita, como esta, às influências nocivas de recalques. Quando, porém, as cargas móveis forem grandes em relação às permanentes (vãos pequenos), é estrutura muito deformável e, pelo que já se disse, apresenta pouca vantagem estática.

Vantagem da viga Gerber em relação à contínua é o fato de apresentar juntas naturais de concretagem (nas articulações); dessa forma, a execução pode ser feita em trechos sucessivos, com repetido aproveitamento do cimbra, e sem obstruir totalmente a seção transversal, o que pode ser muito importante quando se tratar de travessia de rio vantagem análoga pode surgir mesmo no caso de vigas pré-fabricadas protendidas, como se viu no exemplo da figura 54. De outro lado, porém, as articulações são elementos que requerem cuidados de execução, e que envolvem redução apreciável da seção justamente onde surgem grandes forças cortantes.

Até por razões de ordem estética, procura-se realizar as vigas Gerber com número ímpar de tramos; a variação de altura, ocasionalmente adotada por essas mesmas razões, pode eventualmente impor-se diante dos esforços atuantes nos apoios.

A relação entre os vãos e a posição das articulações pode ser fixada de maneira a obter máximos momentos negativos cêrca de 50% maiores que os máximos positivos. Para predimensionamento, podem ser fixadas as articulações nas posições esquematizados na figura 57.

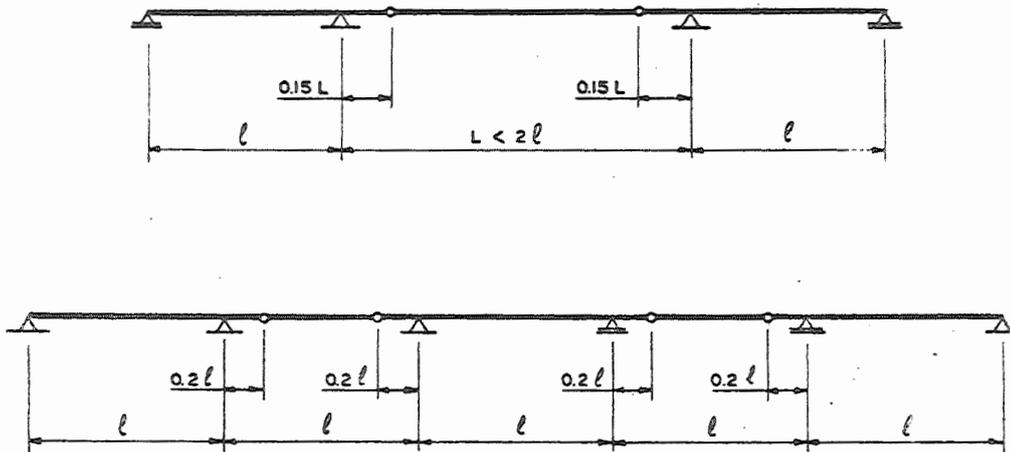


FIGURA 57

Outro critério correntemente adotado consiste em calcular a viga, para carga permanente, como contínua, colocando a seguir as articulações em pontos de momento nulo. Como já se disse, alia-se a um comportamento de viga contínua à vantagem da insensibilidade aos recalques.

Procura-se às vezes dispor vãos e articulações de maneira a obter, sob a ação da carga móvel, igualdade entre os máximos momentos positivos e negativos. Quando os tramos extremos não forem articulados, convém projetá-los com comprimento tal que se evite ancoragem nos apoios extremos; se não se puder atingir êsse fim apenas com a divisão dos vãos poder-se-á evitar a ancoragem dispondo contrapesos nas extremidades (fig.58).

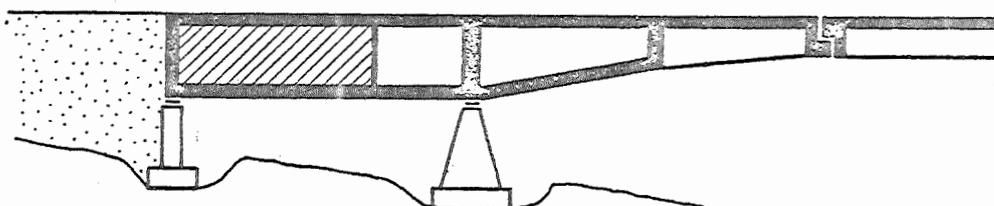


FIGURA 58

Quando os vãos forem desiguais, convém colocar as articulações nos vãos maiores, de maneira a diminuir os momentos provocados pelas cargas móveis. Para fixar idéias, observemos a viga de três tramos indicada na figura 59.

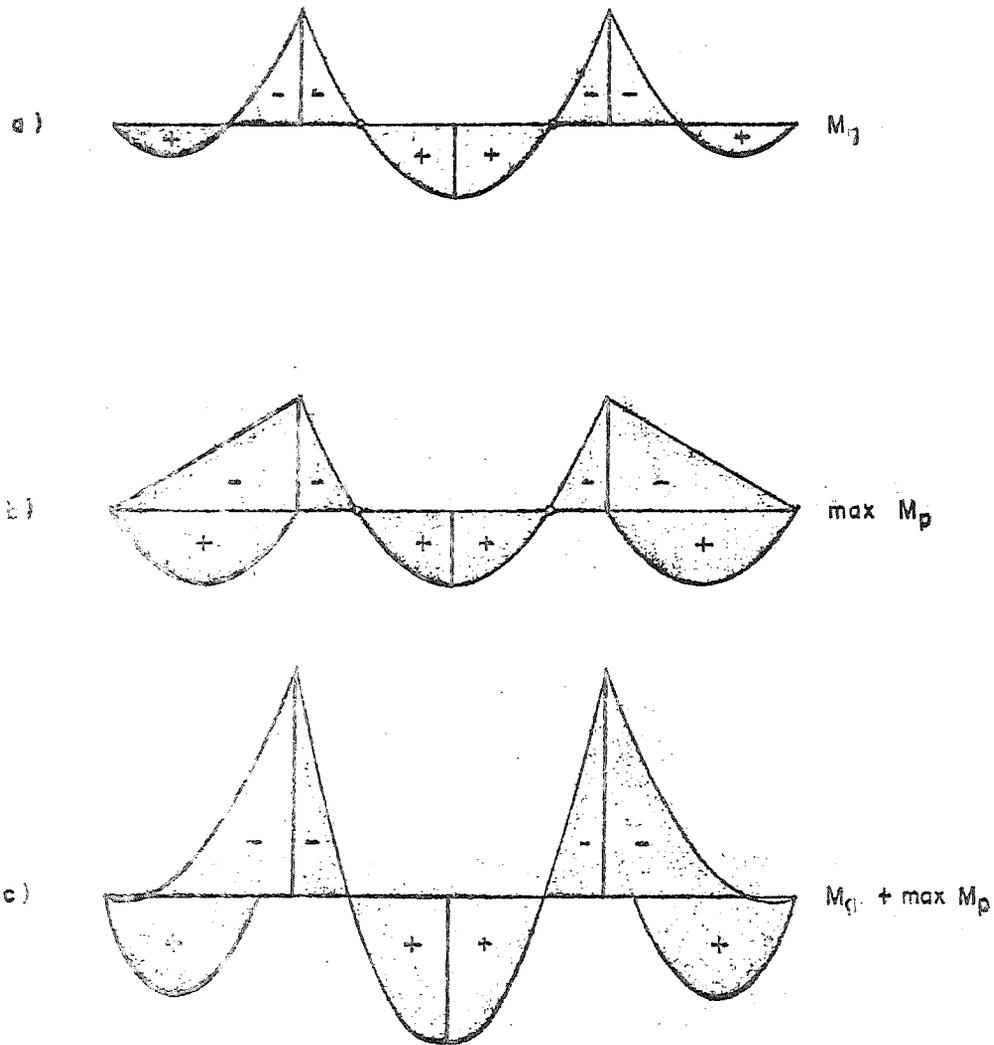


FIGURA 59

As articulações foram colocadas no vão maior, nos pontos onde se anulam os momentos da carga permanente (fig. 59a). Sob a ação da carga móvel, aparecem nos tramos laterais momentos positivos máximos iguais aos da viga de igual vão e simplesmente apoiada (fig. 59b).

Consideremos agora (fig. 60) a mesma viga, mas com as articulações colocadas nos tramos menores (os extremos, no caso).

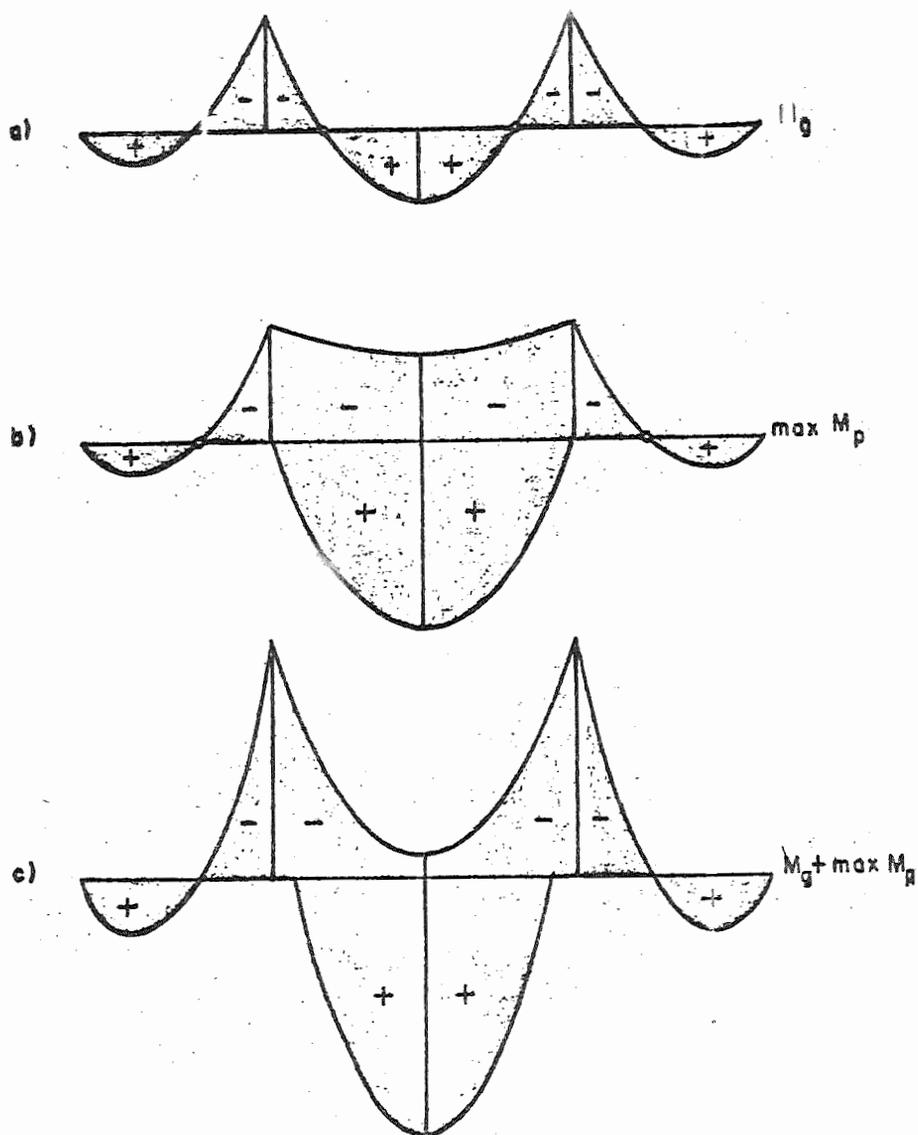
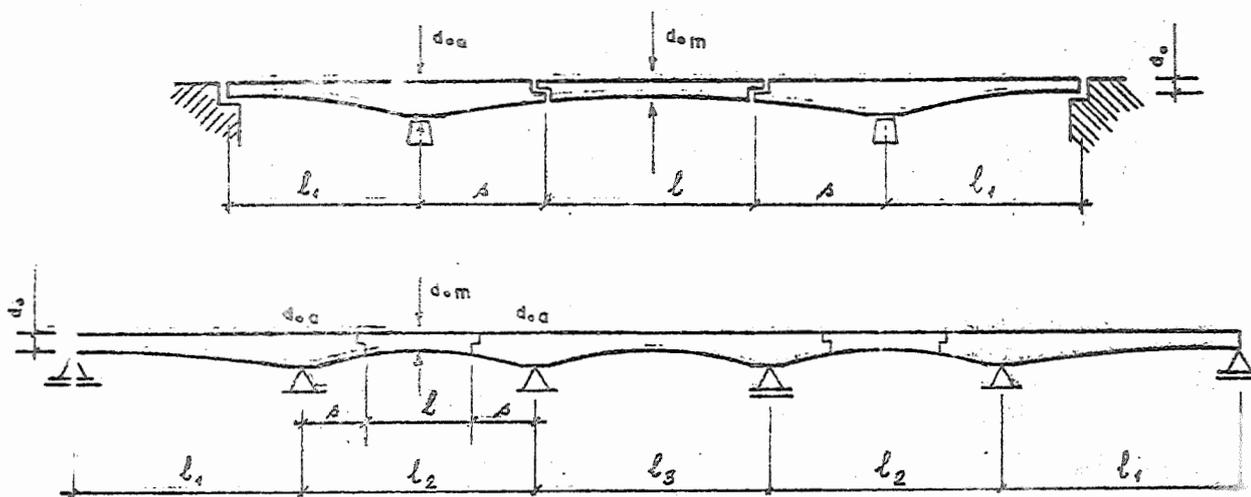


FIGURA 60

Em a) temos, para carga permanente, o mesmo comportamento, como é óbvio. Em b) temos os momentos da carga móvel. Aparecem ao longo de todo o tramo central momentos negativos importantes. E, o que é mais, temos agora o máximo momento positivo da carga móvel bem maior, pois é o mesmo que apareceria no tramo central suposto simplesmente apoiado.

Jogando com a posição das articulações e com a relação entre os vãos, podem-se conseguir fortes reduções na altura de construção no meio do vão, com o que se reduzem bastante os esforços causados pela carga permanente. Os momentos negativos sobre os apoios são absorvidos com a variação de altura; quando esta não for adotada, ou não bastar, pode-se recorrer a laje inferior na proximidade dos apoios; o aumento progressivo da largura da viga também é recurso útil.

Para pre-dimensionamento de superestrutura de concreto armado podem ser indicados os seguintes valores, com reduções da ordem de 40% para concreto protendido:

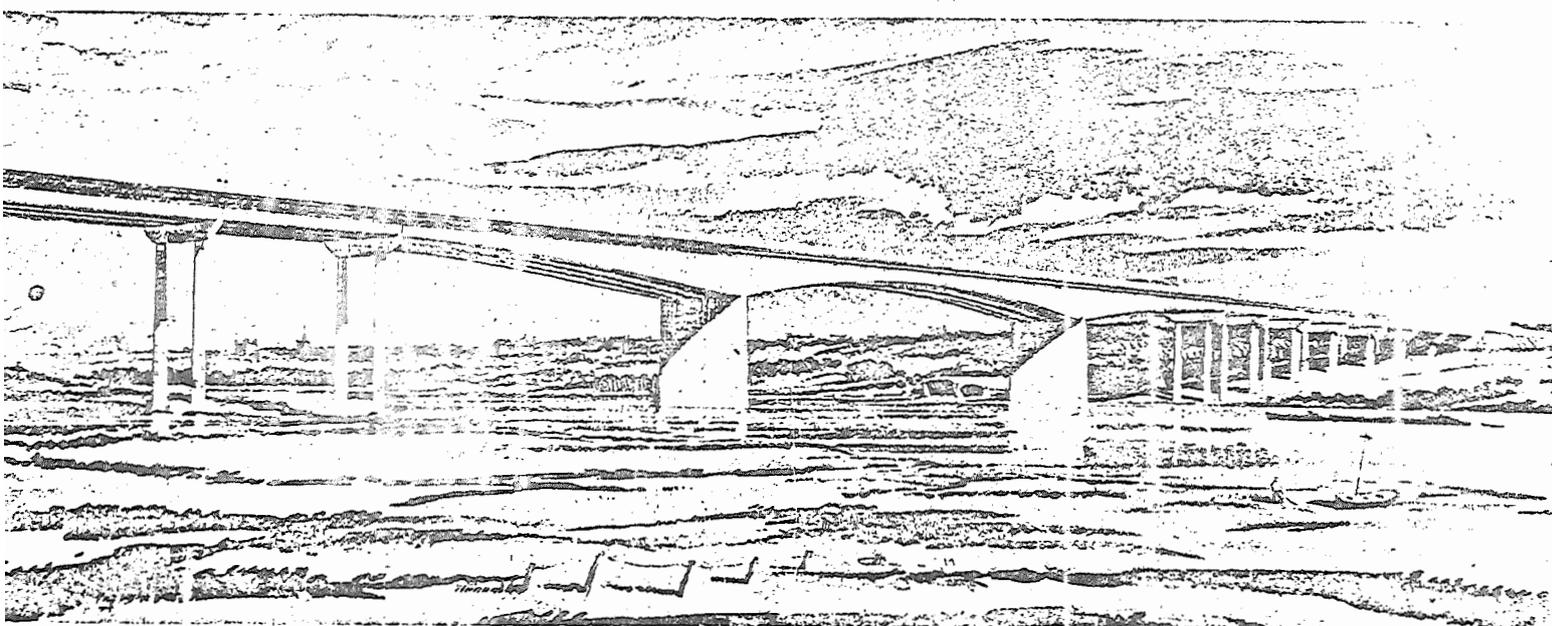


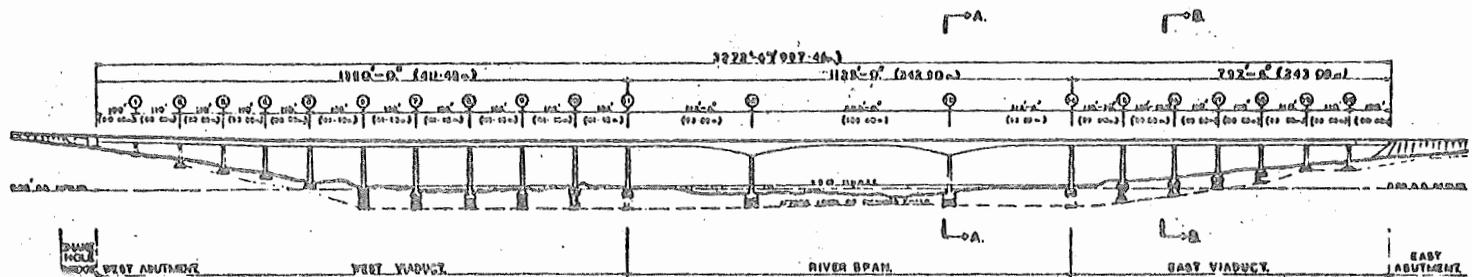
$$a) d_{om} \approx \left(\frac{1}{8} \text{ a } \frac{1}{10} \right) l \text{ ou } d_{om} \approx \left(\frac{1}{15} \text{ a } \frac{1}{20} \right) \cdot (l+2s)$$

$$b) d_{oa} \approx \left(\frac{1}{2} \text{ a } \frac{1}{3} \right) s \text{ ou } d_{oa} \approx \left(\frac{1}{7} \text{ a } \frac{1}{9} \right) l_1$$

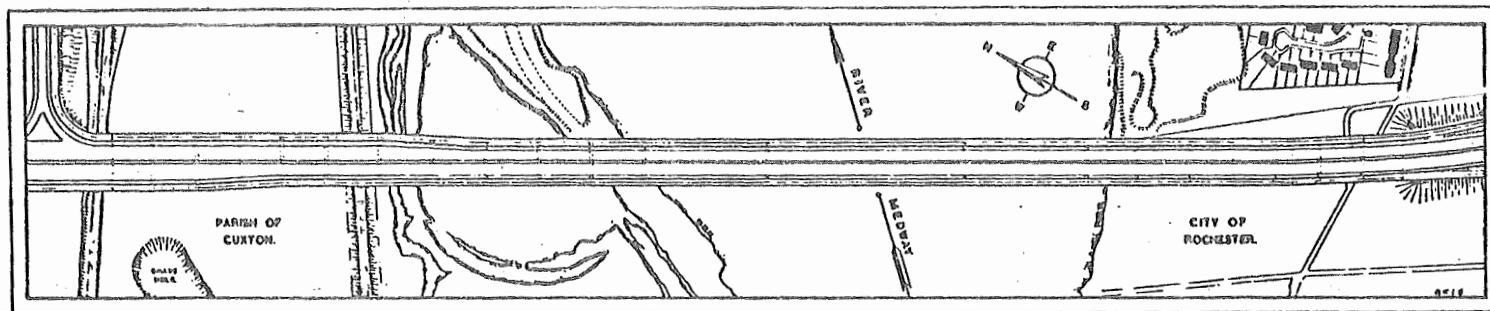
$$c) d_o \approx \frac{1}{12} l_1$$

Em concreto protendido, a mais longa ponte de vigas Gerber é, no momento, a ponte Medway (Inglaterra, 1963), com três tramos de 95,25+152,40+95,25m. Com seus dois viadutos de acesso, de vigas simplesmente apoiadas de 30,48 a 41,15m, também de concreto protendido, perfaz comprimento total de 997 m. As características principais dessa obra e de seu sistema construtivo são ilustradas nas figuras 61 a 65.

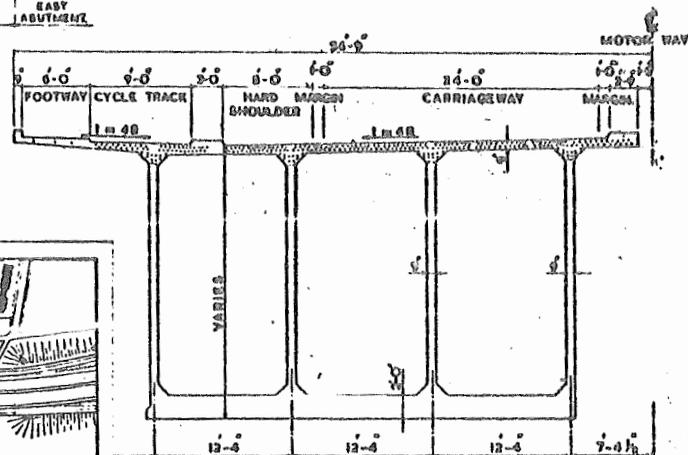




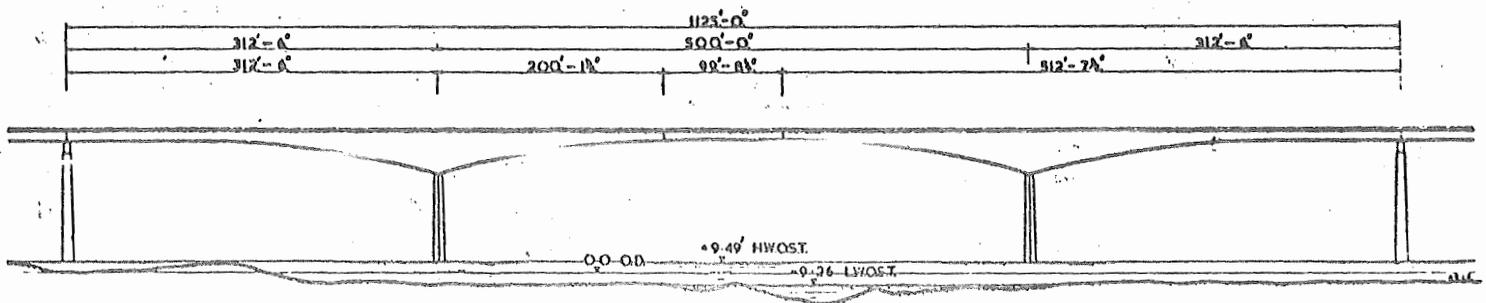
MEDWAY BRIDGE
ELEVATION.
 SCALE 1" = 100' 0"



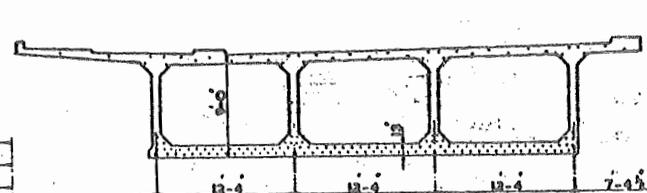
PLAN.



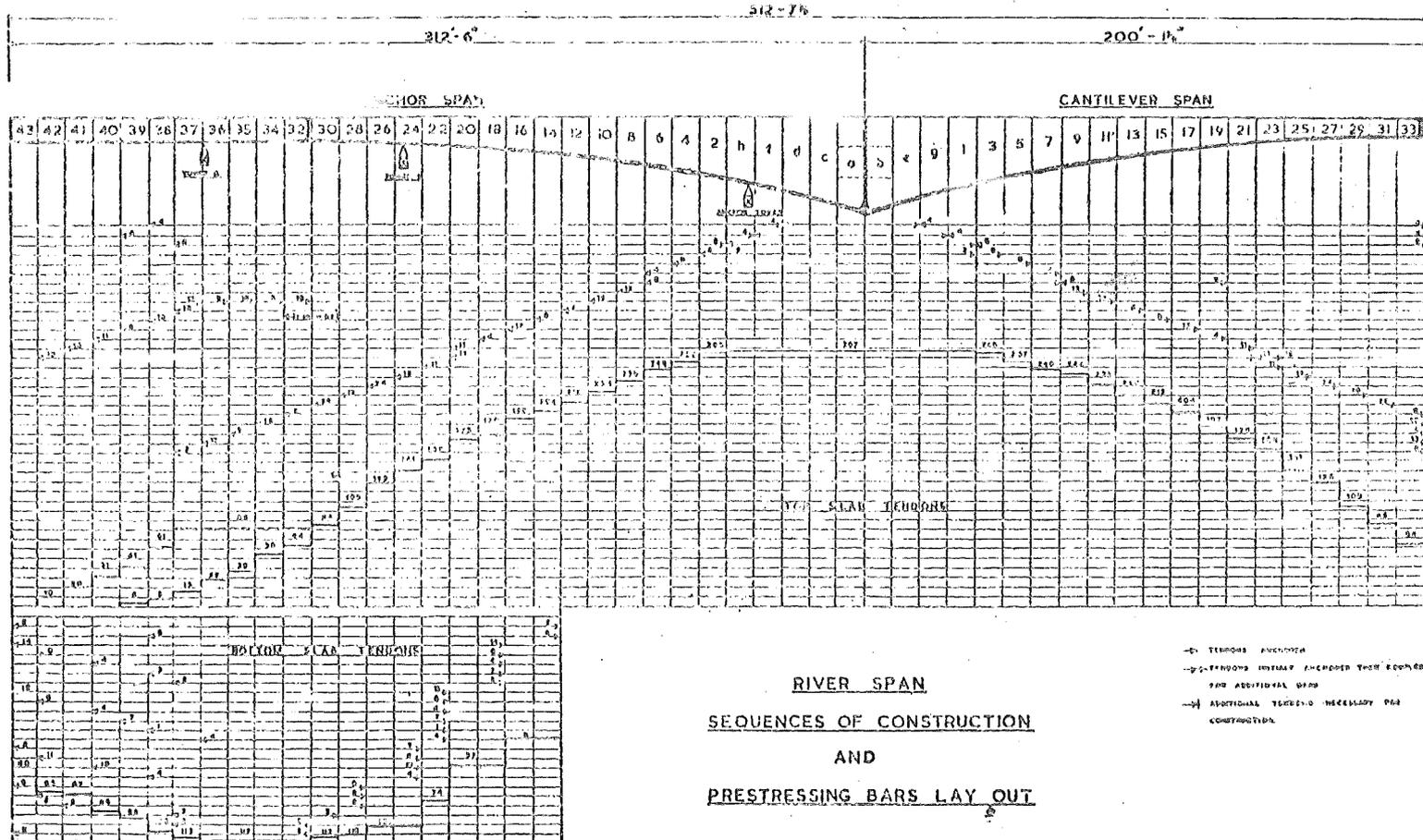
RIVER SPAN CANTILEVER ARM
SECTION THRO' ELEMENT 'd'

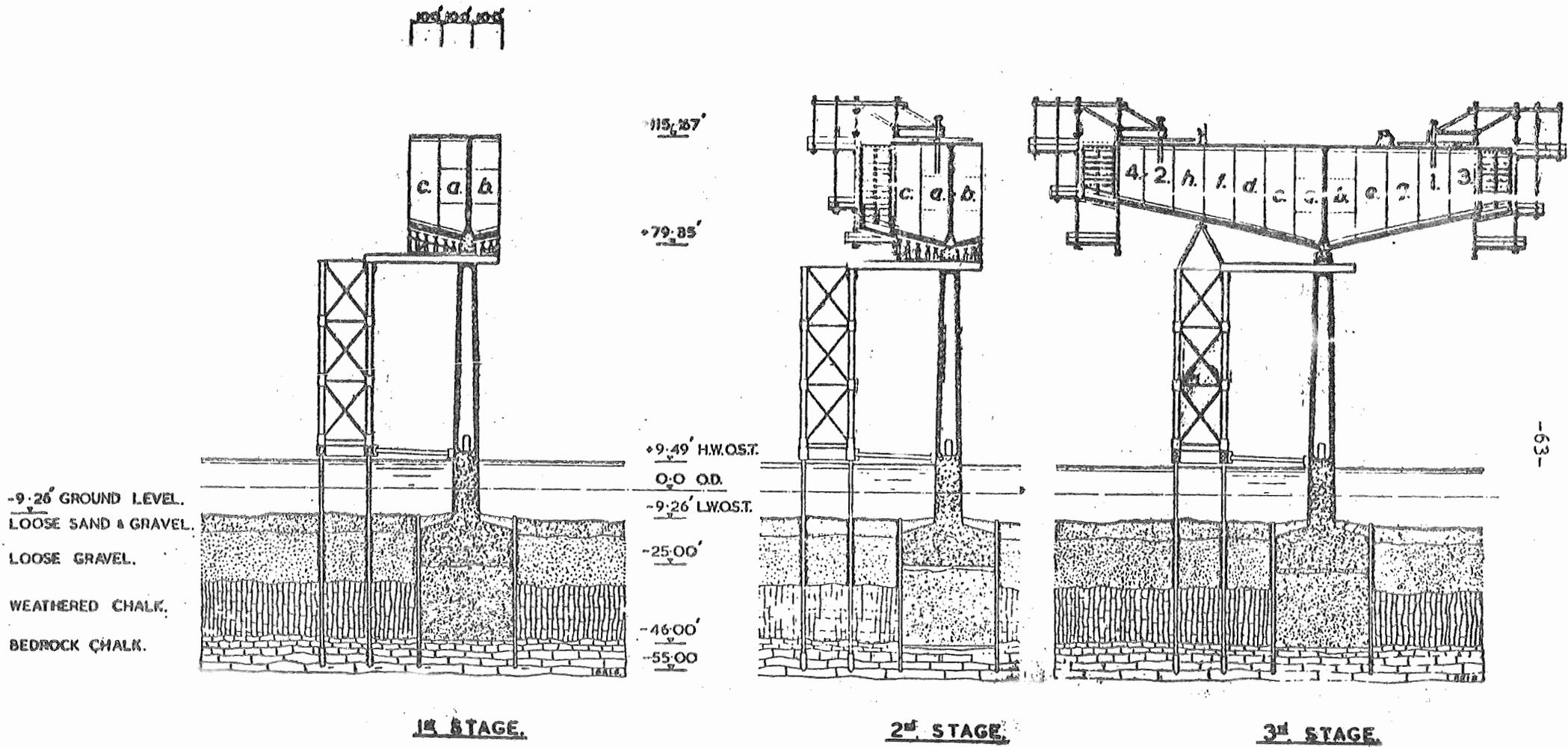


RIVER SPAN ELEVATION

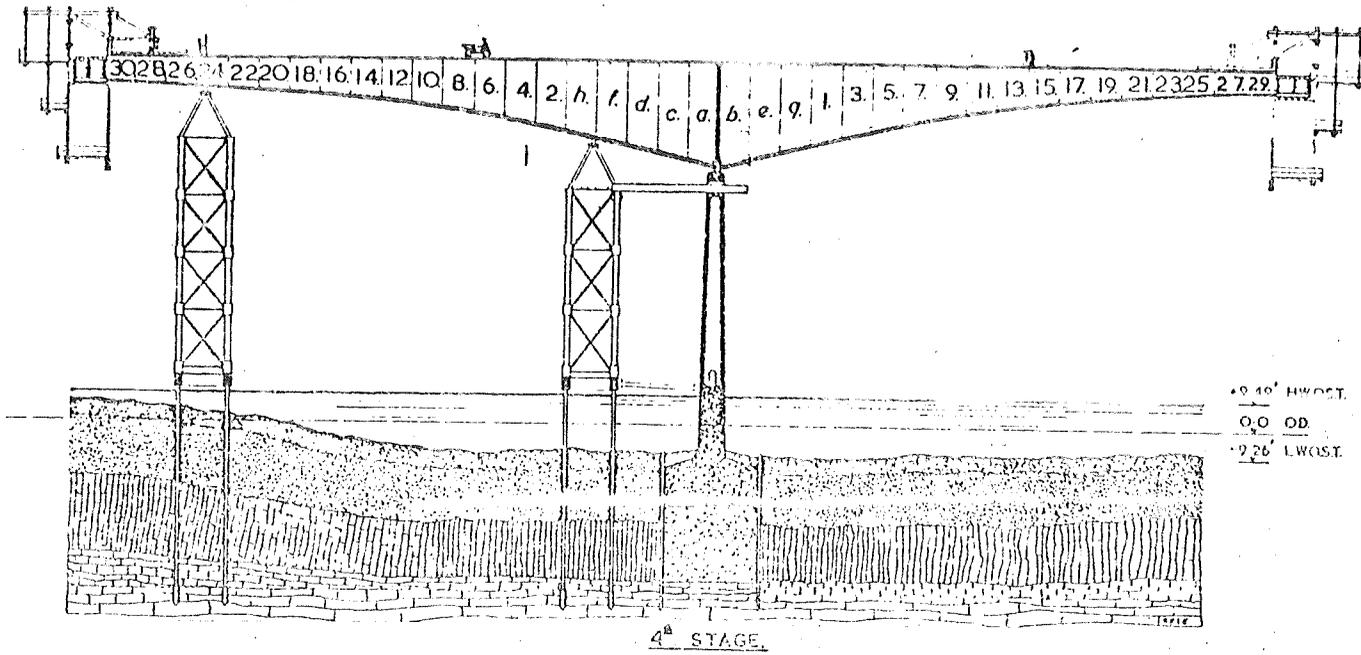


RIVER SPAN ANCHOR ARM
SECTION THRO' ELEMENT '35'

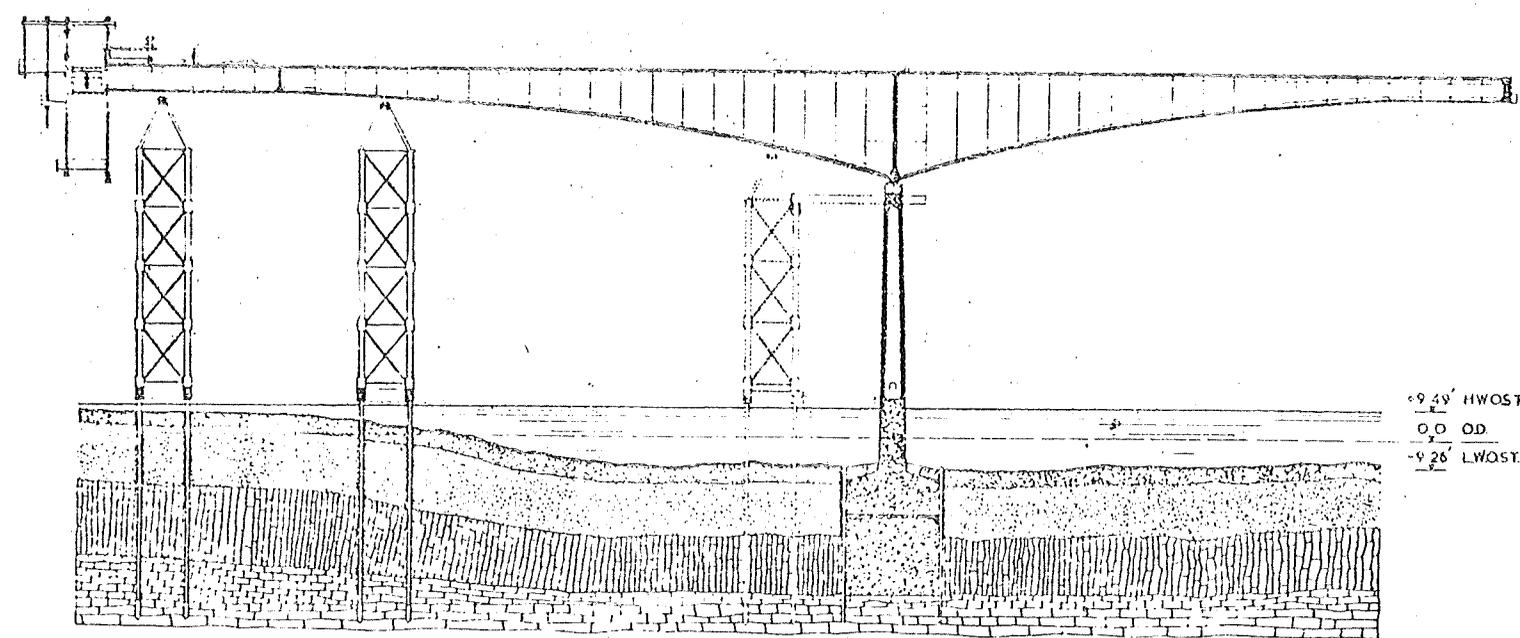




CONSTRUCTION OF ANCHOR AND CANTILEVER SPANS.



4^A STAGE.



5^A STAGE.

CONSTRUCTION OF ANCHOR AND CANTILEVER SPANS.

Na concorrência, a solução em concreto protendido mostrou-se tão viável quanto a metálica (notar que, na Inglaterra, as estruturas metálicas são relativamente mais baratas do que entre nós).

O tramo central de 152,40m é composto de dois balanços de 60,85m e um tramo suspenso de 30,70m, compondo, com os dois tramos laterais de 95,25m, esquema Gerber clássico; para a escolha obra isostática concorreu decisivamente o temor de recalques de fundação nos pilares principais (nos viadutos de acesso, todavia, as vigas prefabricadas são solidarizadas após o lançamento, com conseqüente continuidade para a carga móvel).

O sistema construtivo por balanços sucessivos foi escolhido principalmente pela conveniência de se evitar qualquer obstáculo no canal de navegação, galgado pelo tramo central; as torres de cimbramento indicados nas figuras 64 e 65 foram utilizadas apenas nos vãos laterais das vigas Gerber. Os balanços sucessivos foram executados com plataformas móveis Dywidag (Dyckerhof & Widmann); o sistema de protensão foi o Lee McCall.

3,4 - Pontes de vigas contínuas

No caso de pontes longas em que o comprimento total possa ser subdividido em diversos tramos parciais, a ponte de vigas contínuas apresenta-se como solução adequada, desde que se possa contar com boa fundação.

Os tramos têm comprimentos que variam extremamente: a viga contínua tem sido usada desde pequenos vãos parciais da ordem de 15 metros, até tramos com comprimento de cerca de 80m (concreto armado) e 200m (protendido). Usualmente, porém, os vãos parciais máximos economicamente interessantes não vão além de 50m (concreto armado) ou 80m (protendido).

Como sempre, as vigas podem ser de altura constante ou variável. Em concreto armado, até vãos da ordem dos 30m (fig.66) não há em geral vantagem em variar a altura; em concreto protendido, a altura tem sido mantida constante até vãos da ordem dos 80m (fig.67).

Os fortes momentos negativos levam quase sempre à utilização de laje inferior na proximidade dos apoios (fig.68), mesmo no caso de altura variável; nessa região, além disso, as vigas têm frequentemente maior largura, condicionada principalmente pelas forças cortantes. Laje inferior e maior largura das vigas aumentam o momento de inércia nos apoios; proporcionalmente, esse aumento é mais significativo quando se adota altura constante. Esse aumento de J , por levantar os momentos negativos, diminui os positivos, podendo propiciar redução da altura no meio do vão e ulterior redução dos momentos, pelo alívio de peso próprio justamente onde sua atuação mais os influencia.

Finalmente, a laje inferior aparece sempre nas pontes de vigas contínuas construídas por balanços progressivos, como é natural diante do sistema estático oriundo do sistema construtivo.

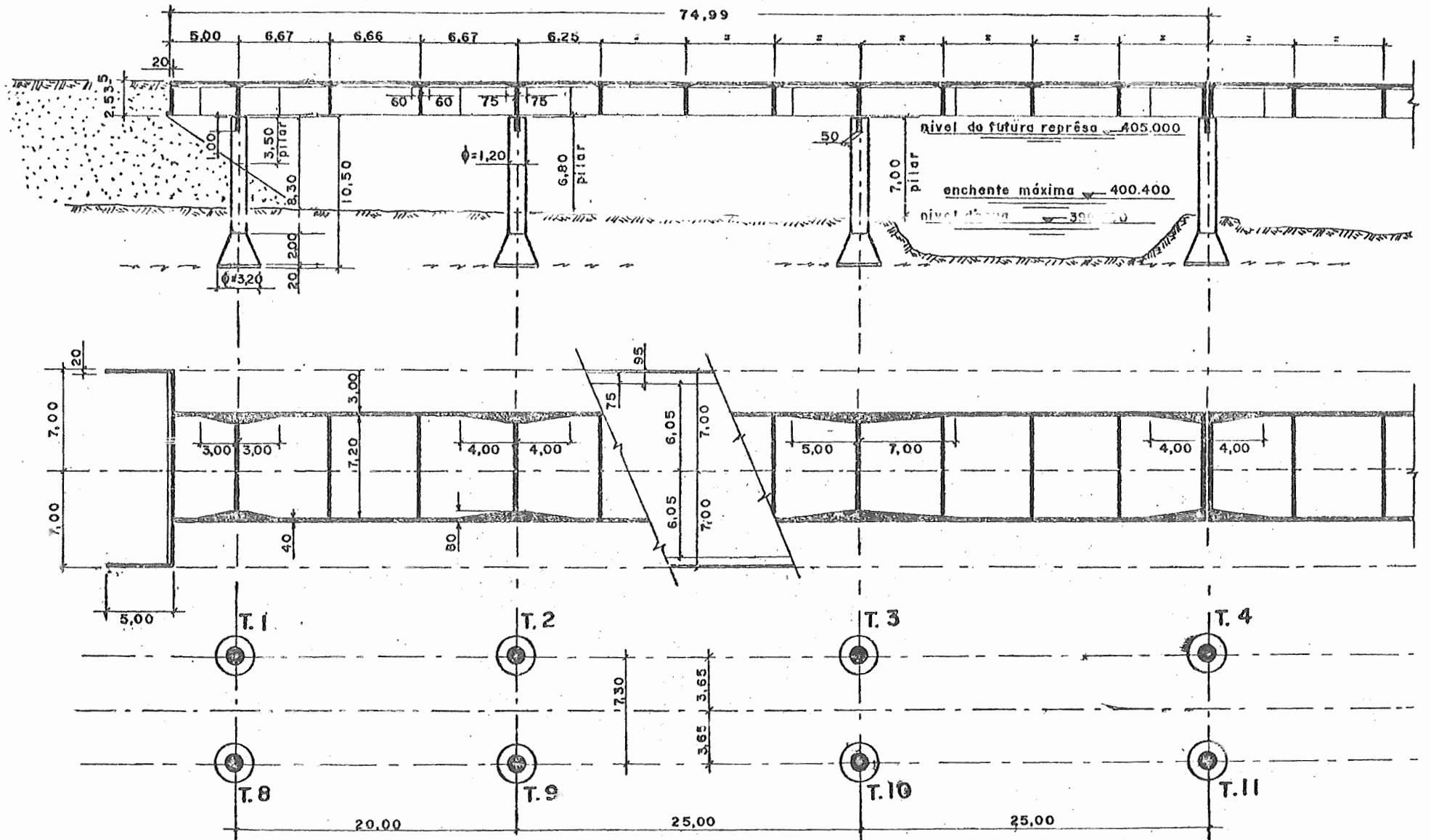
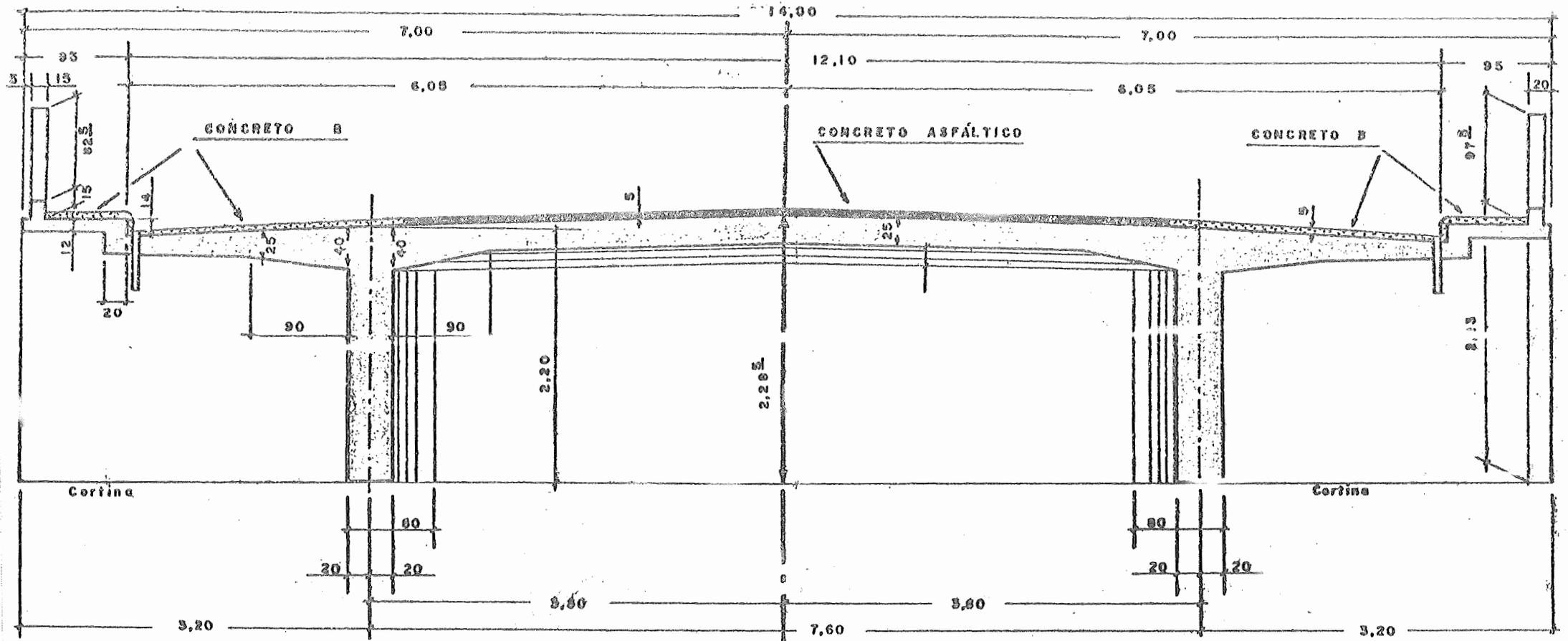
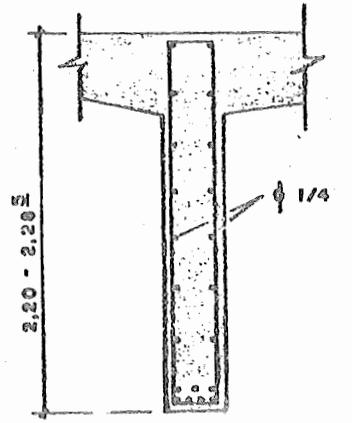
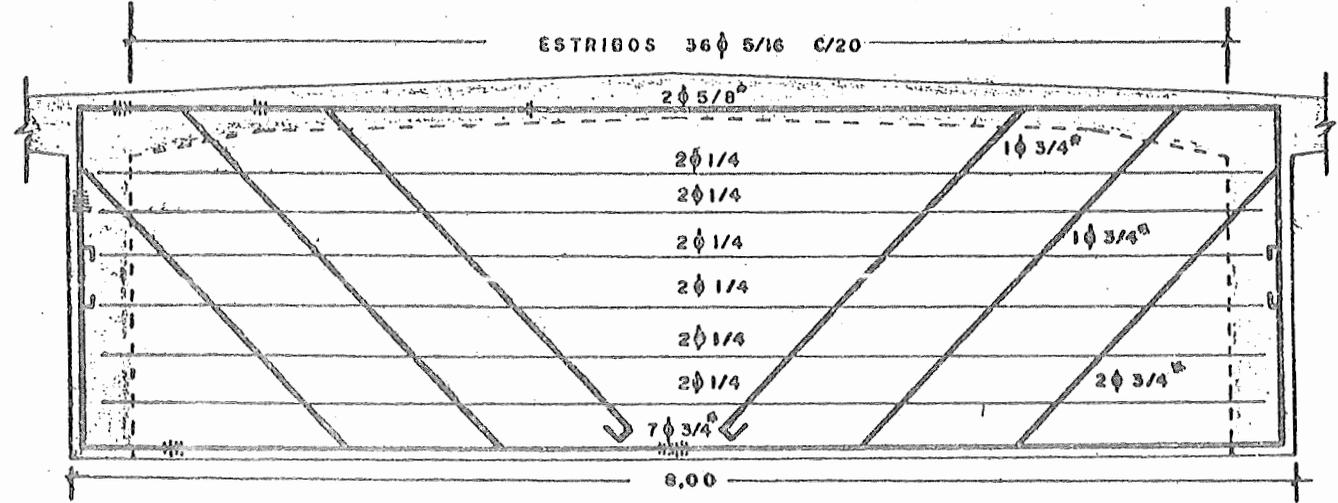


FIGURA 66 (continua no verso)



* : AÇO CA-50

FIGURA 66
(continuação)



PONTE DE WEINLAND, EM ANDELFINGEN (1957)

- Vigas contínuas protendidas, concretadas "in loco".
- Observar a altura constante (com vãos de até 88 m), as lajes inferiores (com altura variável na proximidade dos pilares), e os encontros.

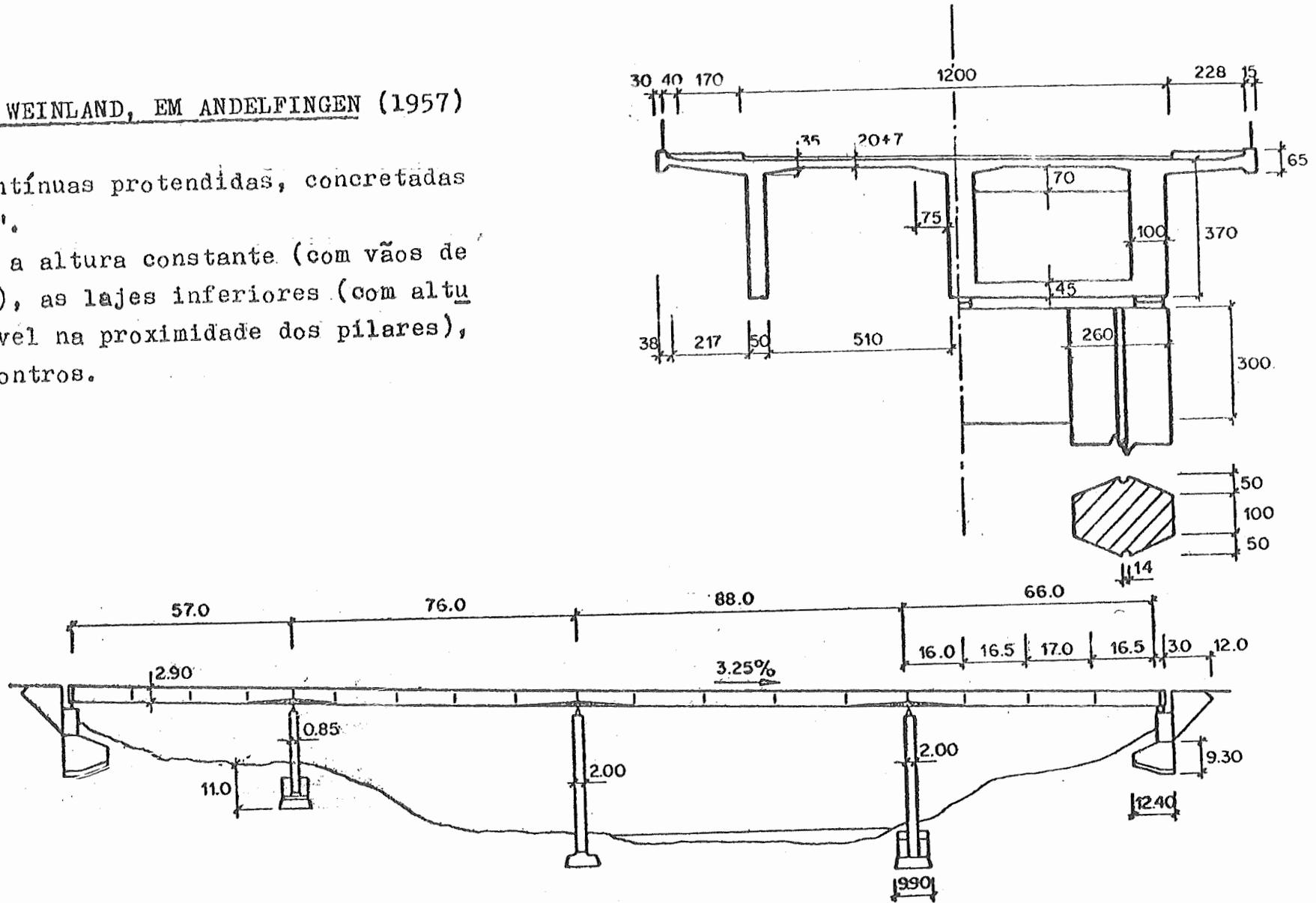


FIGURA 67

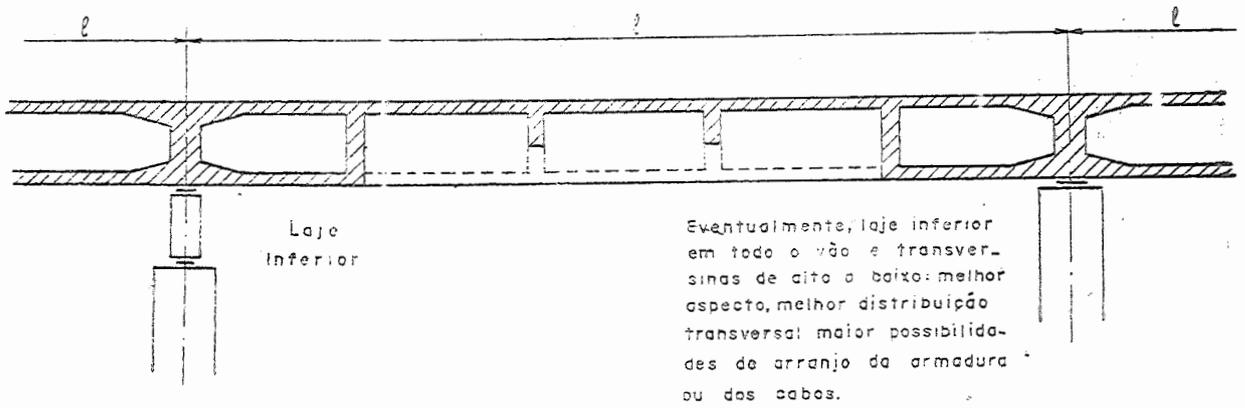


FIGURA 68

Evidentemente, o justo equilíbrio nas dimensões, com o fito de conseguir satisfatória distribuição de momentos, somente pode ser atingido com o estudo pormenorizado de cada caso concreto. Como orientação, porém, pode-se adotar o mesmo critério adotado para as vigas Gerber, buscando atingir momentos negativos cerca de 50% maiores do que os positivos. À medida que crescem os vãos, todavia, há interesse cada vez maior de aumentar consideravelmente os momentos negativos. Isto fundamentalmente porque um aumento dos momentos negativos corresponde diminuição dos positivos; e os negativos máximos aparecem justamente em regiões onde as seções podem ser aumentadas sem prejuízo sensível, quer para o peso próprio quer, em geral, para os gabaritos da travessia.

O aumento dos momentos negativos consegue-se, já o sabemos, aumentando a rigidez da estrutura na proximidade dos apoios. Apenas para fixar idéias, examinemos o caso extremo de uma viga bi-engastada (fig.69).

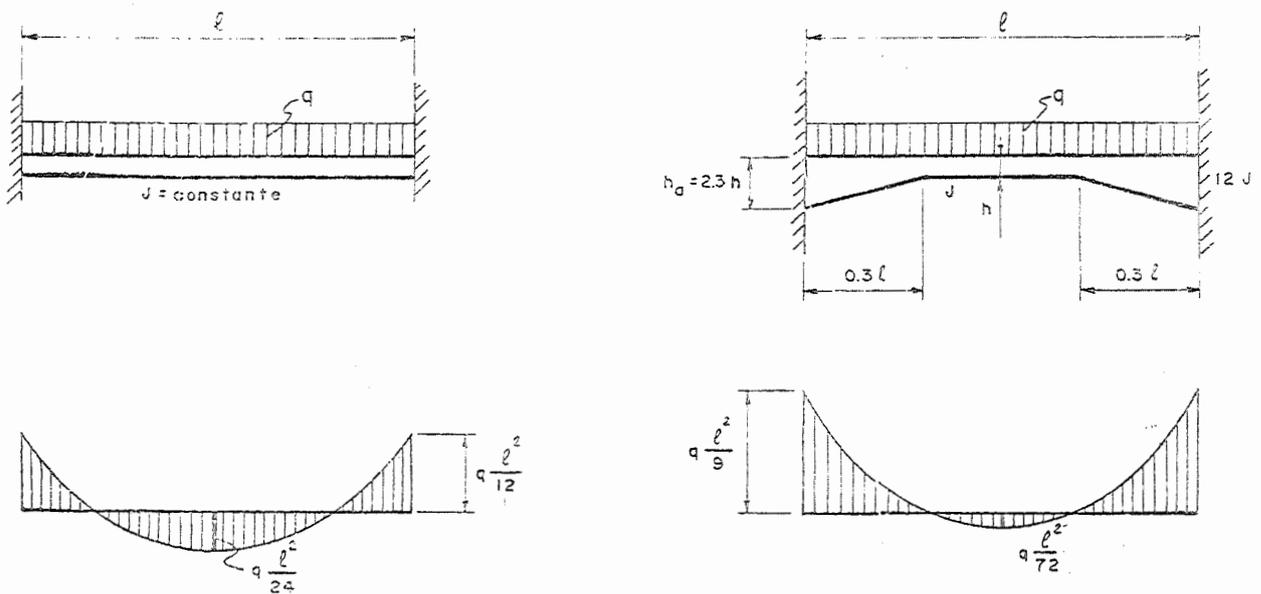


FIGURA 69

Supondo a viga de J constante, uma carga q produz nessa viga os momentos máximos $M = q\ell^2/24$ e $X = -q\ell^2/12$. Imaginemos agora a viga com duas mísulas retilíneas ao longo de $0,3\ell$, de maneira a obter nos apoios um momento de inércia 12 vezes maior que o do meio; pode-se conseguir isso fazendo a altura do apoio cerca de 2,3 vezes maior que a do meio. O momento no meio cai de $M = q\ell^2/24$ a $M_1 = q\ell^2/72$, aumentando o momento negativo apenas de $X = -q\ell^2/72$ a $X_1 = -q\ell^2/9$. Portanto, reduziu-se o momento positivo a 1/3 do valor inicial, ao passo que o negativo, por sua vez, aumentou apenas de 1/3. Isto para a sobrecarga q, carga útil; mas podemos então diminuir a carga morta no meio, melhorando pois a situação da estrutura.

Em estruturas muito importantes chega-se a adotar J no apoio da ordem de 50 vezes maior que o do meio do vão. Bastará colocar laje inferior (o que será necessário para o dimensionamento) e dar à nervura uma altura cerca de 3 vezes maior que a do meio, com largura da ordem de 1,5 vezes a largura da secção central.

Para o pré-dimensionamento, podem ser adotadas as alturas abaixo indicadas:

a) altura constante

$$d_o = \begin{cases} \ell/10 - \ell/15 & (\text{c.a.}) \\ \ell/15 - \ell/25 & (\text{c.p.}) \end{cases}$$

b) altura variável

$$(\text{apoios}) \quad d_{oa} = \begin{cases} \ell/8 - \ell/12 & (\text{c.a.}) \\ \ell/10 - \ell/20 & (\text{c.p.}) \end{cases}$$

$$(\text{meio}) \quad d_{om} = \begin{cases} \ell/15 - \ell/25 & (\text{c.a.}) \\ \ell/25 - \ell/35 & (\text{c.p.}) \end{cases}$$

Convém observar que já se atingiram valores de d_{om} da ordem de $\ell/50 - \ell/60$, com protensão.

Fixadas essas dimensões, pode-se proceder a um primeiro cálculo dos esforços com uma avaliação apenas aproximada do peso próprio; a seguir, os esforços provenientes da carga móvel podem ser obtidos, em primeira aproximação, substituindo os veículos e a multidão por uma carga uniformemente distribuída. Corrija-se então as dimensões da estrutura. A seguir, repete-se o cálculo, e em geral já será o caso de prosseguí-lo com a precisão definitiva. Com protensão, deve-se dedicar cuidados especiais ao traçado dos cabos, que podem originar esforços adicionais ("hiperestáticos de protensão") contrários à própria ação da protensão.

Nessa fase de ante-projeto, o comprimento total da ponte, se não houver restrições de ordem urbanística, topográfica ou construtiva, é usualmente dividido em tramos cujos vãos guardam relações como as abaixo esquematizadas:

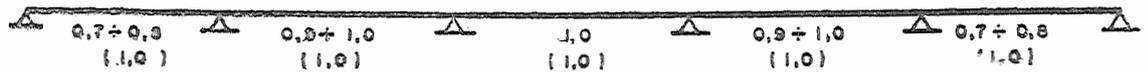
3 TRAMOS



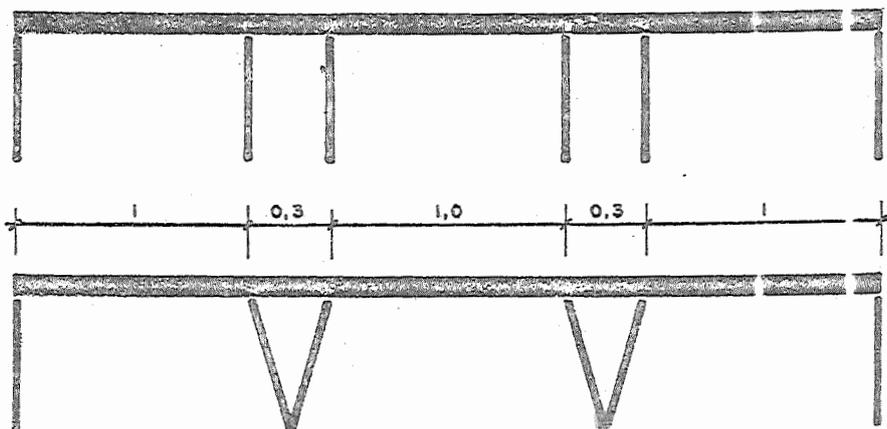
4 TRAMOS



5 TRAMOS



Mais recentemente, em concreto protendido, tem sido empregada também outra orientação, alternando tramos longos e tramos extremamente curtos, com relações da ordem de 0,3; eventualmente os pilares são então dispostos em V. Os tramos curtos fornecem assim apreciável engastamento elástico dos longos, e a ação da carga móvel fica praticamente confinada ao tramo longo e aos dois adjacentes. No tipo construído por balanços progressivos, a relação 0,3 cai a valores de ordem de 0,1, como veremos oportunamente.



Em geral, as pontes de vigas contínuas não apresentam mais que 5 tramos, dando-se também preferência, por razões de ordem estética, a número ímpar de vãos.

Note-se que além de 5 tramos pouco se fazem sentir os benefícios da continuidade. Por outro lado, já se atingem comprimentos apreciáveis (5 pequenos tramos de 20m levam a um total de 100 m, p.ex.), desvantajosos ao se considerarem os encurtamentos ou alongamentos provocados pelas oscilações de temperatura. Em obras comuns, não se ultrapassam em geral comprimentos totais da ordem dos 100m. Se a ponte tiver que estender-se em vale mais largo, pode convir subdividi-la em várias estruturas; e, sobre os pilares comuns a duas vigas sucessivas, deverá ser prevista junta de dilatação suficiente, a fim de que a variação de temperatura não introduza coações longitudinais imprevistas (fig.70). Não é incomum o uso de pilares pendulares (fig.71).

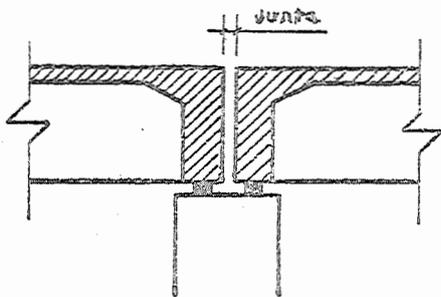


FIGURA 70

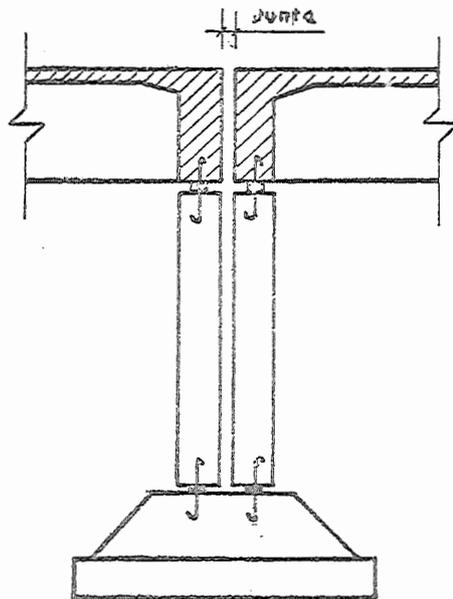


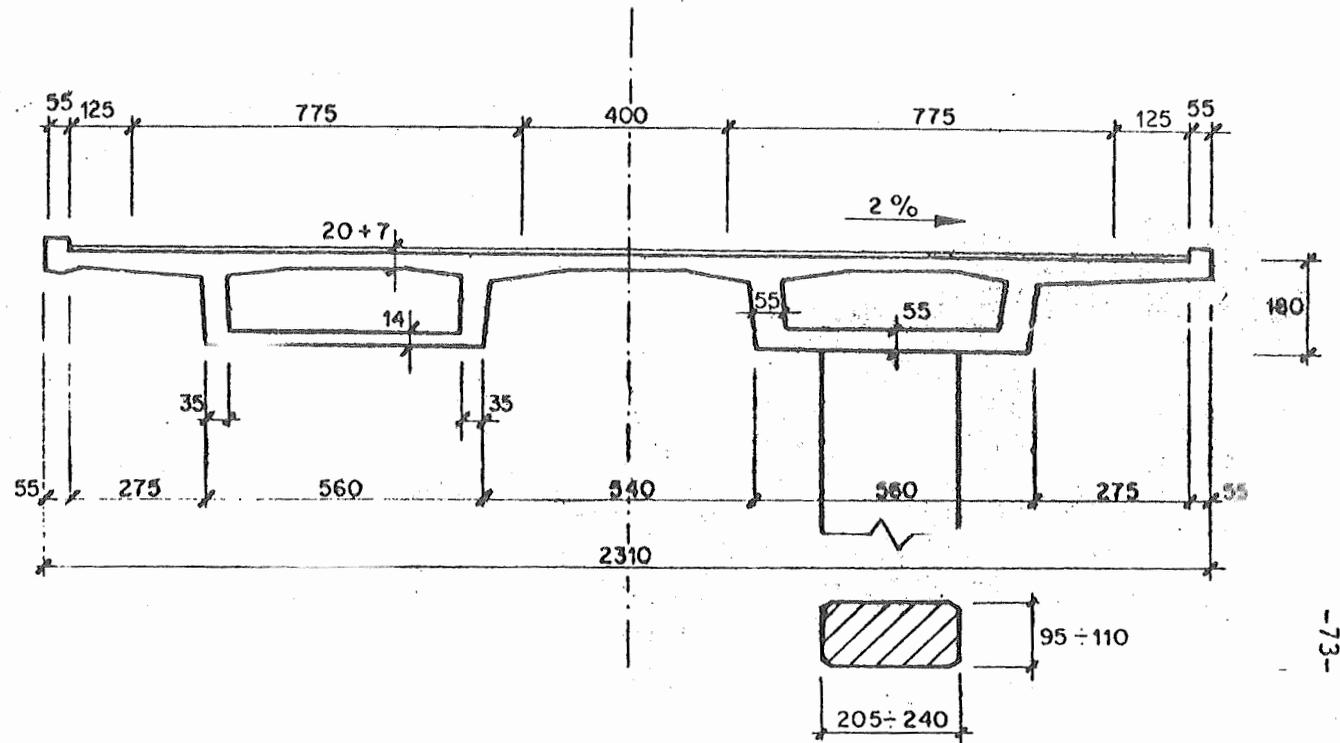
FIGURA 71

Observemos ainda que apenas um dos apoios, em cada viga contínua, deverá ser fixo, salvo casos excepcionais em que se deverão verificar os esforços introduzidos pela liberdade de movimento tolhida. O apoio fixo é frequentemente disposto sobre um dos pilares intermediários, a fim de diminuir os comprimentos de dilatação e, ao mesmo tempo, localizar os esforços horizontais sobre suportes solicitados por cargas verticais maiores, com o que se obtém menor excentricidade do esforço resultante.

As figuras anexas (fig.72 a 75) ilustram alguns exemplos recentes de pontes em vigas contínuas. Note-se que, quando se tratar de construção mediante balanços progressivos, não há, em geral, continuidade para a carga permanente. A este aspecto voltaremos no respectivo capítulo.

PONTE DE AABACH (1964)

Vigas contínuas de seção celular,
protendidas, concretadas "in loco"



-73-

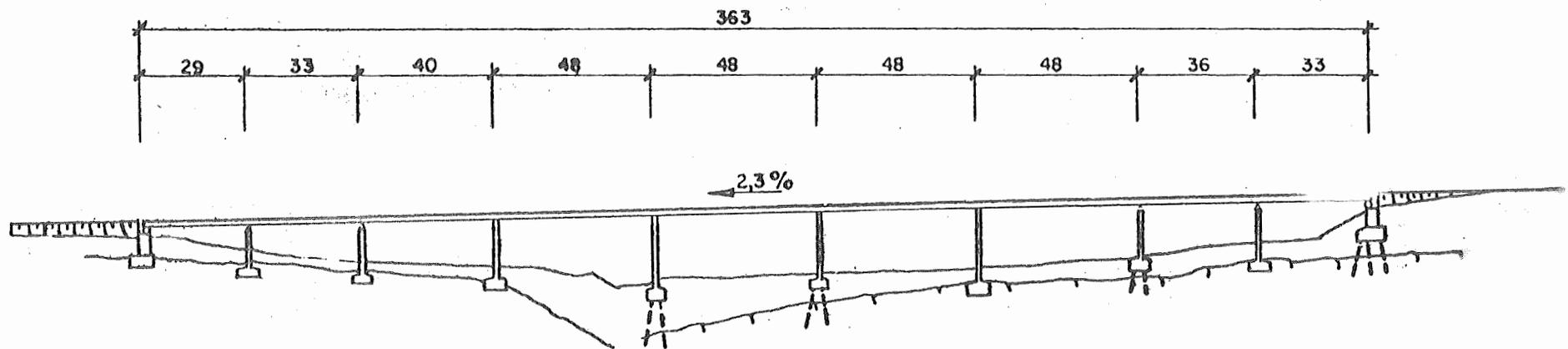


FIGURA 72

PONTE DE WORBLENTAL - Nº1 (1961)

Vigas contínuas de seção celular,
concretadas "in loco" e protendi-
das

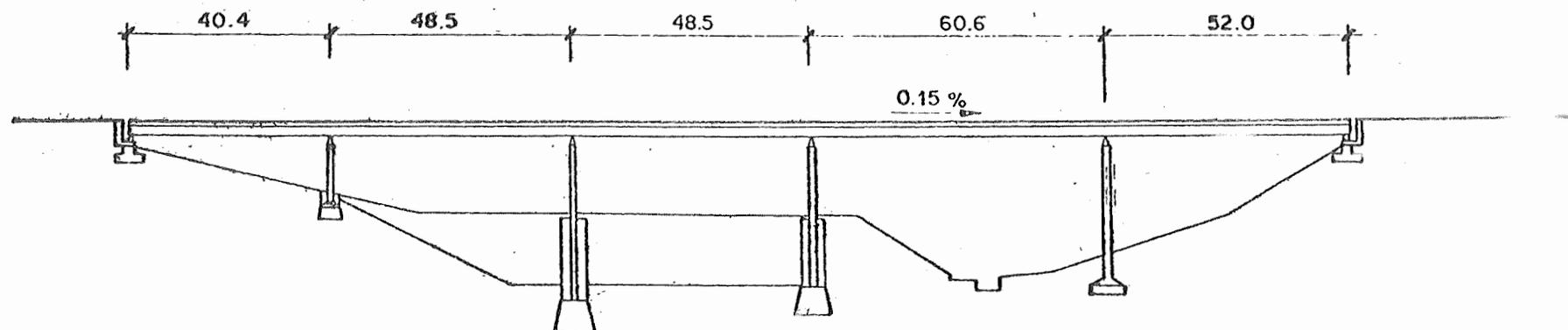
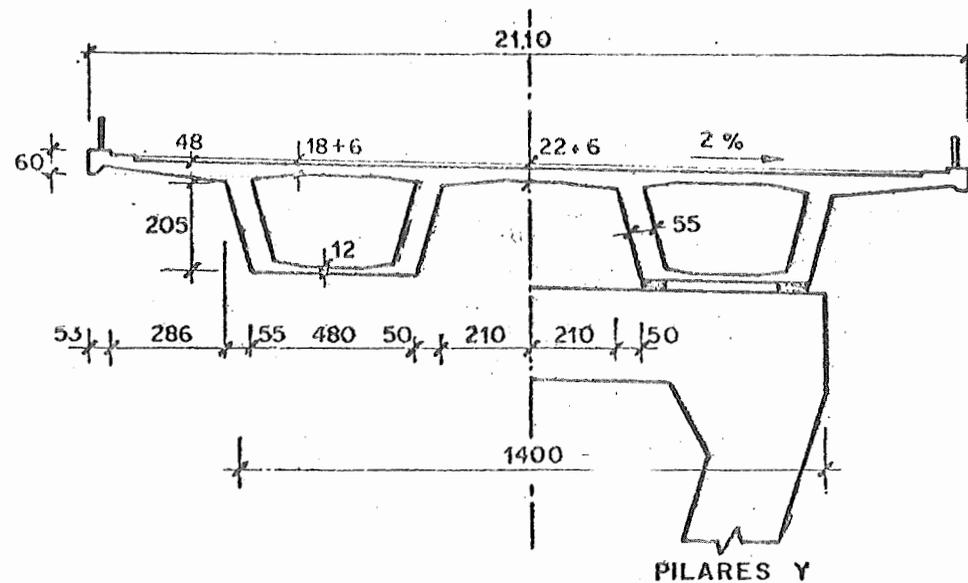


FIGURA 73

FONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RÓDANO (SUIÇA, 1963)

Viga contínua de seção celular, esconsa; concretada "in situ", protendida

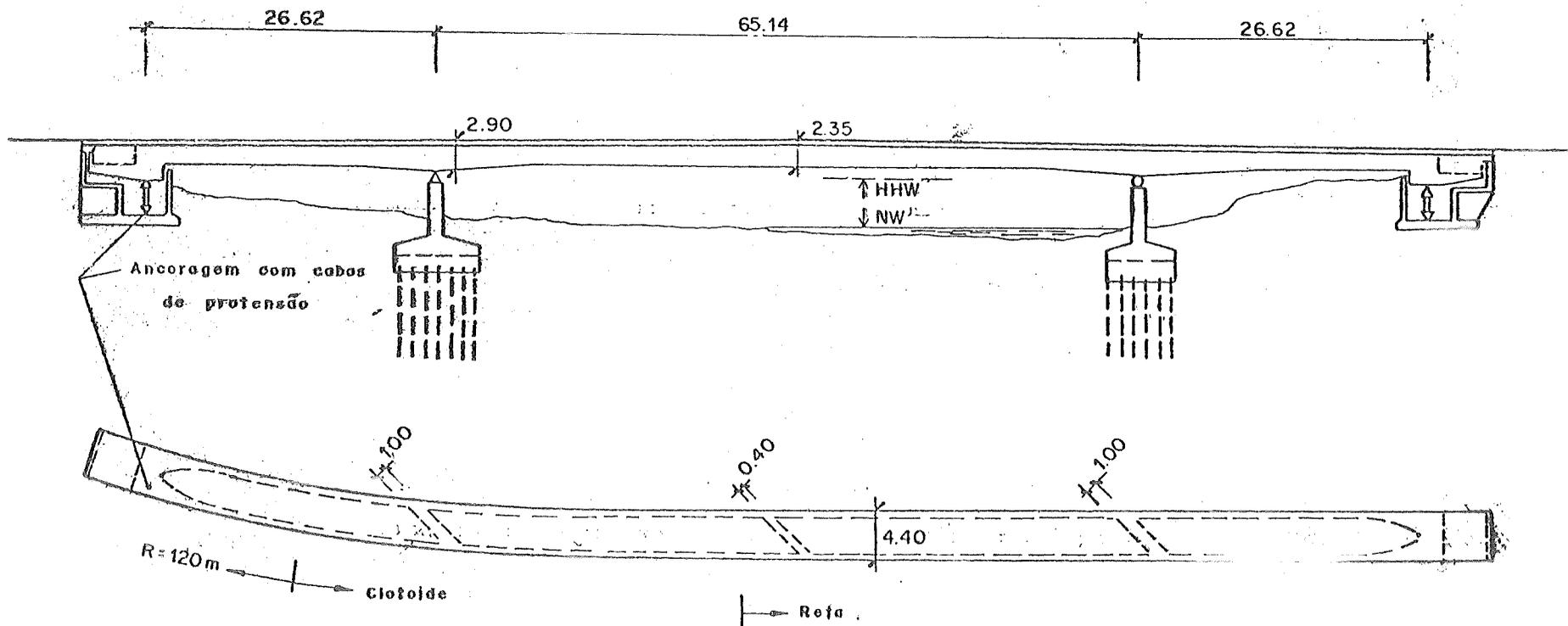
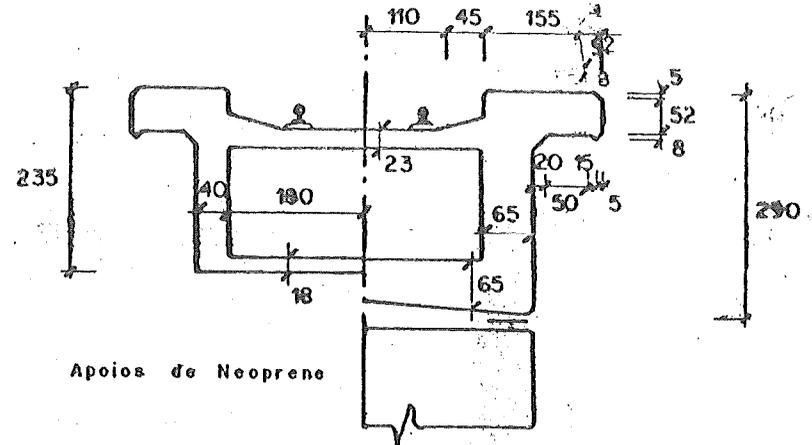


FIGURA 74

PONTE JOHANNITER (Basileia, Suíça, 1967)

Vigas contínuas de seção celular. Construídas por balanços progressivos, são sobre consolas provisórias ligadas mediante protensão aos pilares de antiga (1882) ponte metálica, as duas vigas-caixão foram posteriormente ripadas para a posição definitiva (a da velha ponte, demolida ao ficarem concluídas as duas vigas protendidas). O deslocamento transversal de cada meia ponte, pesando 5.500 toneladas, foi executado com dois macacos hidráulicos de 250t

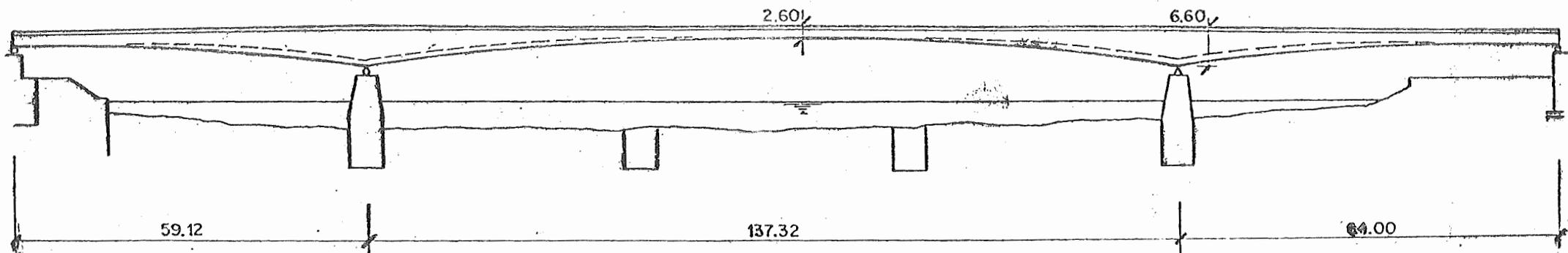
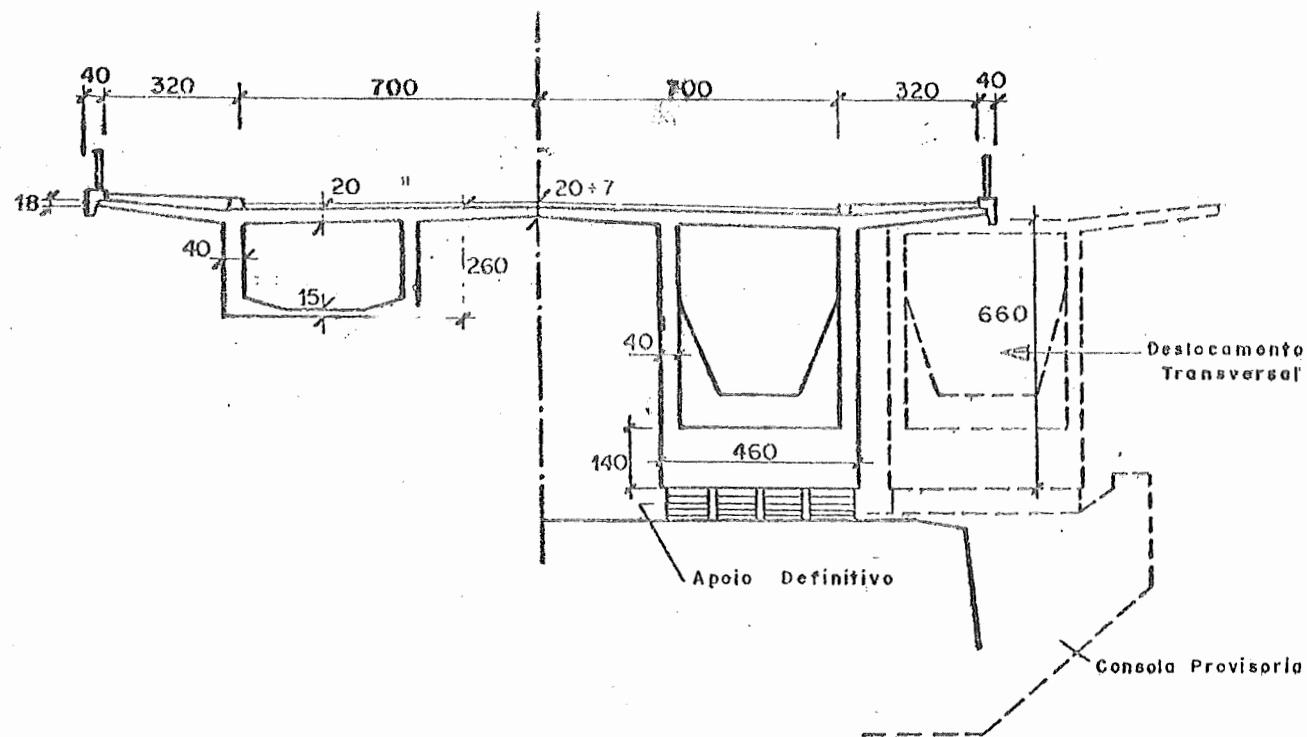


FIGURA 75

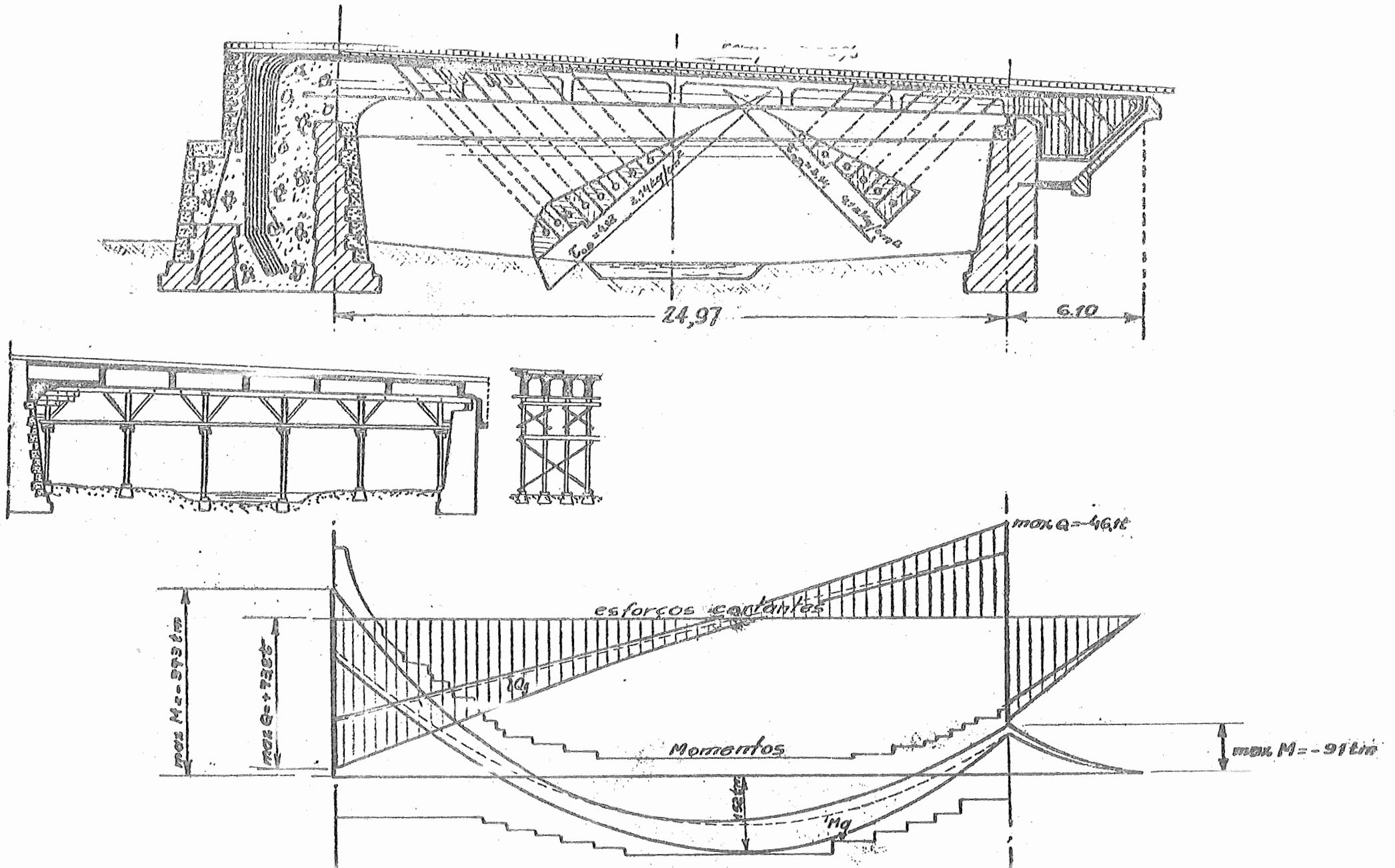


FIGURA 76

3,5- Pontes de vigas engastadas

Em concreto armado, foram pouco usadas, especialmente as biengastadas. Nestas, os esforços provenientes das deformações térmicas impedidas limitam os vãos a valores relativamente pequenos. De outro lado, em vãos não muito grandes é natural não serem frequentes encontros suficientemente volumosos para garantirem a realização do engastamento.

A solução com viga engastada num dos encontros e apoiada no outro não apresenta tais inconvenientes em relação às variações de temperatura, e permite importante redução dos momentos positivos; naturalmente, um dos encontros deverá ter dimensões que assegurem o engastamento.

É ainda conceitualmente válido o exemplo de Moersch, de 1913, apresentado na figura 76. No extremo simplesmente apoiado, ainda se recorreu a caixa de contrapeso; os momentos negativos conseguidos nas duas extremidades permitiram obter a peça na altura de construção imposta pelo elevado nível de águas máximas e pela rampa, condicionada a greide urbano de difícil modificação.

Exemplo de certa forma análogo (fig.77), mas que combina diversos recursos modernos, é o da ponte de Réallon, na França (1960), à qual já se fez ligeira menção no §1,1.

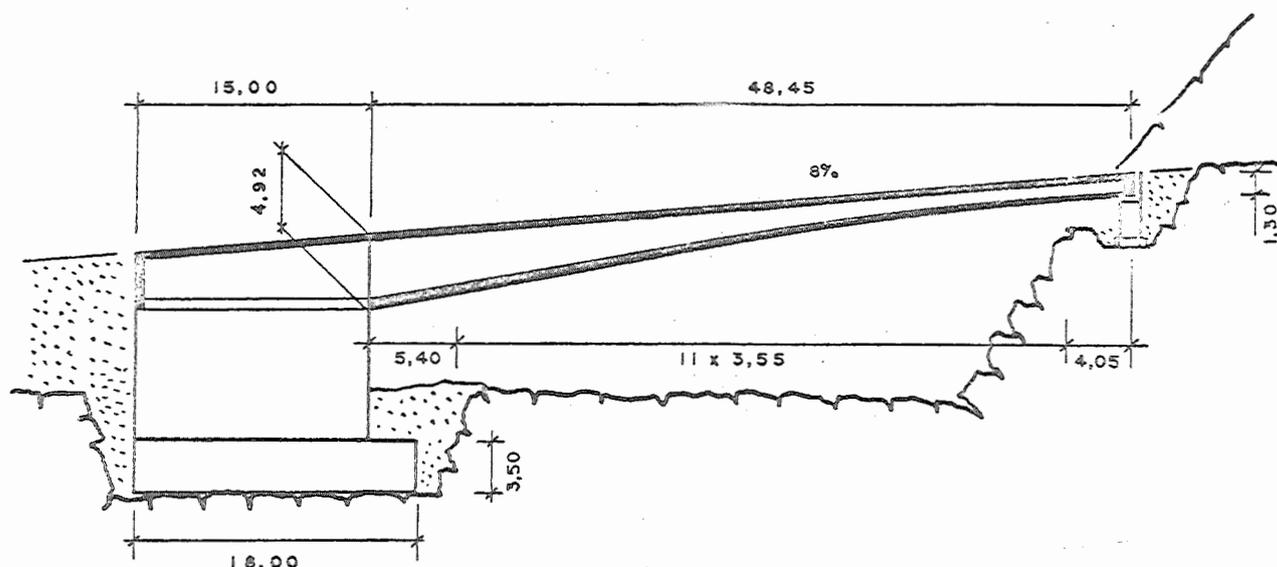


FIGURA 77

Trata-se de estrutura em concreto protendido, com seção mono-celular. Ao passo que, num dos encontros, era possível encontrar boa fundação rochosa embora a cerca de 7m de profundidade, no outro apoio a rocha oferecia apoio deficiente. A obra completa conjunto de três outras pontes construídas para reestabelecer a continuidade de uma estrada sobre uma represa. As outras pontes, perfazendo um total de aproximadamente 1.200m de obras de arte, haviam sido construídas com balanços progressivos, sugerindo pois a execução dessa última obra com a mesma técnica, salvo no último trecho, em que se usaram cimbres. Em seguida, mediante macacos, criou-se no apoio

livre uma tração de intensidade adequada, após o que se instalaram os apoios de neoprene, retirando os macacos.

Finalmente, cabe lembrar a importância das vigas engastadas nos grandes vãos atualmente vencidos com a técnica dos balanços progressivos; são afinal grandes balanços de até 100m de vão de permitiram as maiores pontes de viga reta, a partir da concepção pioneira de Emílio Baumgart, realizada com meios simples há coisa de 40 anos, na ponte que leva seu nome, sobre o rio do Peixe, em Santa Catarina. É o assunto do próximo item.

3. - Pontes construídas com balanços progressivos

Na construção de uma ponte, o escoramento pode perturbar a circulação, pode ser posto em perigo pelo curso d'água, pode acarretar dispêndio excessivo por sua eventual grande altura ou pela dificuldade de execução de suas fundações. Por outro lado, em pontes longas, se se adotar sistema estático e processo construtivo que demande concretagem seguida de grandes trechos, com escassas possibilidades de reaproveitamento das fôrmas (como, p.ex., nas vigas contínuas), estas também podem representar fator importante de encarecimento da obra.

Para eliminar o escoramento, lançar sobre os pilares vigas pré-fabricadas é recurso de que se tem lançado mão correntemente (mediante, por exemplo, treliças metálicas de lançamento, como na ponte prof. Maurício Joppert, fig.39). Todavia, a prática internacional tem mostrado que tal recurso somente é economicamente válido até vãos da ordem de 50 a 60 metros, a partir dos quais crescem sobremaneira os pesos das vigas pré-fabricadas e das vigas de lançamento.

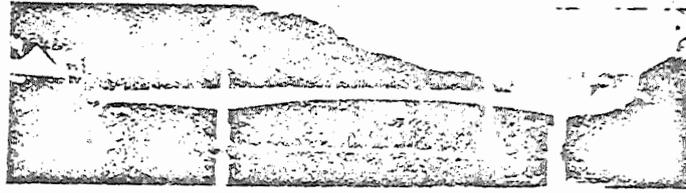
Acima dos 50-60 metros, a eliminação do escoramento é hoje conseguida pela construção por balanços sucessivos, ou progressivos, cuja idéia original é geralmente atribuída ao grande engenheiro brasileiro Emílio Baumgart (1890-1943), que a desenvolveu no projeto da ponte sobre o rio do Peixe, em Santa Catarina, a Ponte Emílio Baumgart (fig.78).

A ponte sobre o Rio do Peixe é em viga contínua, com três vãos de 23,67+68+26,76m e altura no meio do vão central de apenas 1,70m ($d/l = 1/40$); na época de sua construção, em 1930, constituiu record mundial de ponte rodoviária em viga reta. O rio do Peixe é torrencial e sujeito a variação súbita do nível; o escoramento seria caríssimo, devido aos recursos do local, e sujeito a desastres constantes. De fato, o cimbramento dos tramos laterais, feito da maneira usual, foi carregado por uma enchente do rio, felizmente quando já não se fazia mais necessário. Estas condições levaram Baumgart a um processo de execução particular, com sensível influência sobre o projeto da estrutura, construiu então, com escoramento comum, os dois tramos laterais e os trechos do vão central próximos aos pilares, num balanço de apro-

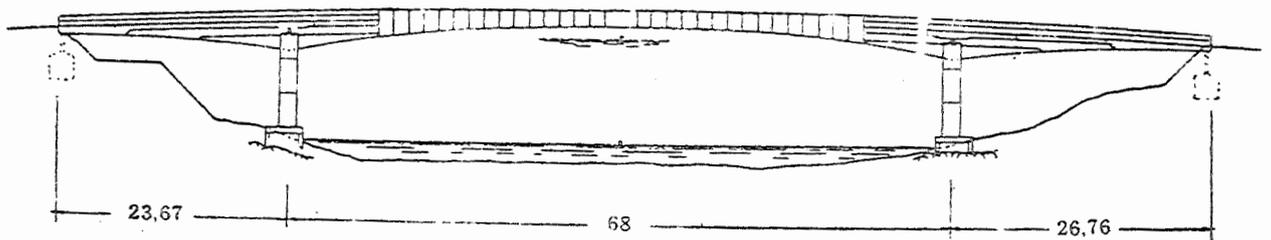
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO

PUENTE DE STA. CATALINA SOBRE EL RIO PEIXE (BRASIL) 1931.

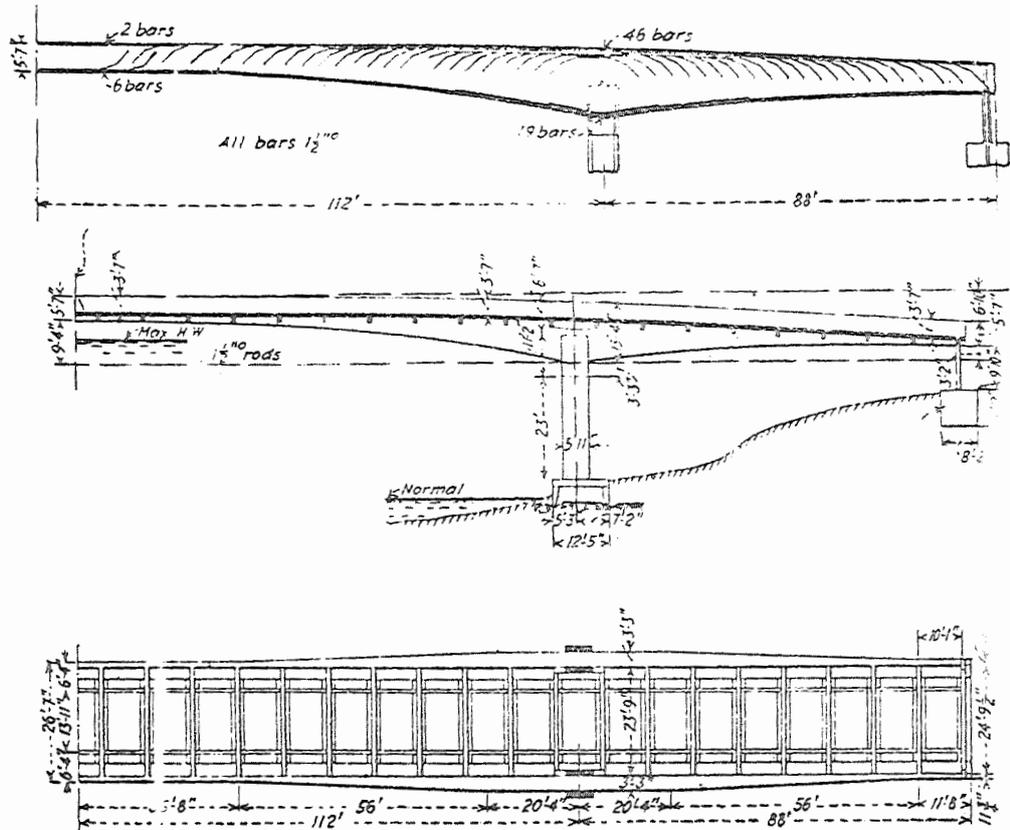
(4.004)



SISTEMA DE JUNTAS



DETALLES



ximadamente 9 m de cada lado. A parte restante do tramo central - 50m - foi dividida em setores de concretagem de aproximadamente 1,55m cada, cerca de 1/3 do comprimento das tábuas usadas. As tábuas eram colocadas de tal forma que 2/3 de seu comprimento ficassem presos à parte já executada (dois setores): o terço restante servia para a concretagem, em balanço, de novos troncos da viga, assegurando-se a ligação entre os diversos setores por meio de uma armadura principal, superior, emendada por meio de luvas (nunca tôdas na mesma seção), e de uma armação de sutura (a "barba", segundo Baumgart) composta de $\phi 1/4$ cada 5cm.

Progredindo os balanços dessa forma até o meio do vão central, a ponte ficaria composta por dois tabuleiros simplesmente apoiados (os laterais), cada um com balanço de 34m. Todavia, os últimos setores de cada balanço receberam armaduras diferentes ($2\phi 1 1/2$ " superiores e $6\phi 1 1/2$ " inferiores, em cada uma das duas vigas principais), que atravessavam o meio do vão; com isso e a concretagem conjunta dos dois últimos setores dos balanços, ficou garantida a continuidade no meio do vão. A seguir, mediante armadura e concretagem suplementares, os dois pilares internos foram solidarizados com a superestrutura. Os apoios extremos chegam a funcionar como ancoreagens.

A estrutura final tem, portanto, comportamento misto:

para a maior parte da carga permanente, duas vigas simplesmente apoiadas com balanços (23,67+34 metros de um lado e 26,76+34 do outro); para a carga morta restante e para a carga móvel, pórtico contínuo de 23,67+68+26,76 m. Portanto, como consequência do sistema construtivo, no meio do vão central é praticamente nulo o momento da carga permanente, havendo somente momentos positivos causados pela carga móvel. Daí a reduzida altura no meio ($1,70m = l/40$), até hoje digna de nota, levando a esbelto tabuleiro, conveniente inclusive do ponto de vista hidráulico, pois o nível d'água mais elevado chega a um metro do paramento inferior.

Com a protensão, o conceito foi retomado e, naturalmente, ampliado. As pontes sobre o rio Lahn, em Balduinstein (13,0+62,1+13,0m; 1950-51), sobre o rio Neckar, em Neckarrems (12,0+71,0+12,0m; 1951), e a dos Nibelungos, sobre o Reno, em Worms (104,2+114,2+101,65+22,5m; 1952-53), tôdas na Alemanha, marcam o início da adoção dessa técnica para a construção das grandes pontes em viga (ou pórtico) de concreto. A ponte de Worms, sobre o Reno, com seu vão central de 114m, foi a primeira ponte de concreto (excluídos os arcos) a ultrapassar efetivamente a barreira dos 100m (lembre-se que a ponte das Três Rosas, em Basileia, projeto de Moersch (1930) com vão central de 106 metros (fig.79), não suportava o confronto econômico com a solução metálica).

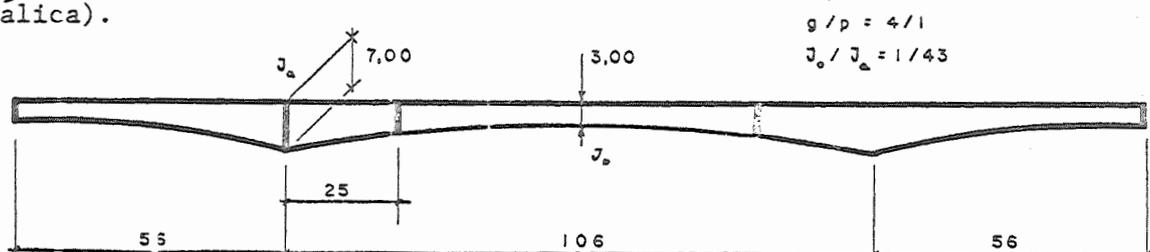


FIGURA 79

Com essa técnica é que foi construída (1962-65) a ponte de Bendorf, sobre o Reno, na Alemanha. Seu vão central de 208 metros é, atualmente, o mais longo do mundo em viga (ou portico) de concreto (lembramos, em arco, a ponte de Gladesville - 305m - e a de Foz do Iguaçu - 300m). Seu custo total foi avaliado em cerca de 95% do custo da alternativa metálica mais econômica estudada no caso. No local, o Reno apresenta quase o dobro de sua largura normal, formando dois braços em torno de uma ilha longa e baixa. O braço mais largo, com 3 m de profundidade, fica a leste da ilha, e o outro braço, com cerca de 5m de profundidade é o mais utilizado na navegação.

A ponte tem 1.010m de comprimento, dividindo-se em duas seções, que avançam uma sobre cada braço do Rio. Sua largura total é de 30,86m, correspondentes a duas pistas de 11,50m (com 3 faixas de tráfego cada uma), um canteiro central de 3m e dois passeios laterais.

A seção oriental, com 500m de comprimento, é composta de duas vigas em caixão, protendidas e independentes uma da outra, sobre 9 vãos, o maior dos quais com cerca de 92m e o menor com 30m. A espessura das vigas nessa seção varia de pouco mais de 5m a pouco menos de 3m.

A seção ocidental é a que apresenta o vão central de 208m. Tem 510m de comprimento e é composta de 2 vigas-caixão unicelulares, estruturalmente independentes e contínuas sobre os sete vãos (fig.80). No apoio principal, a viga em concreto

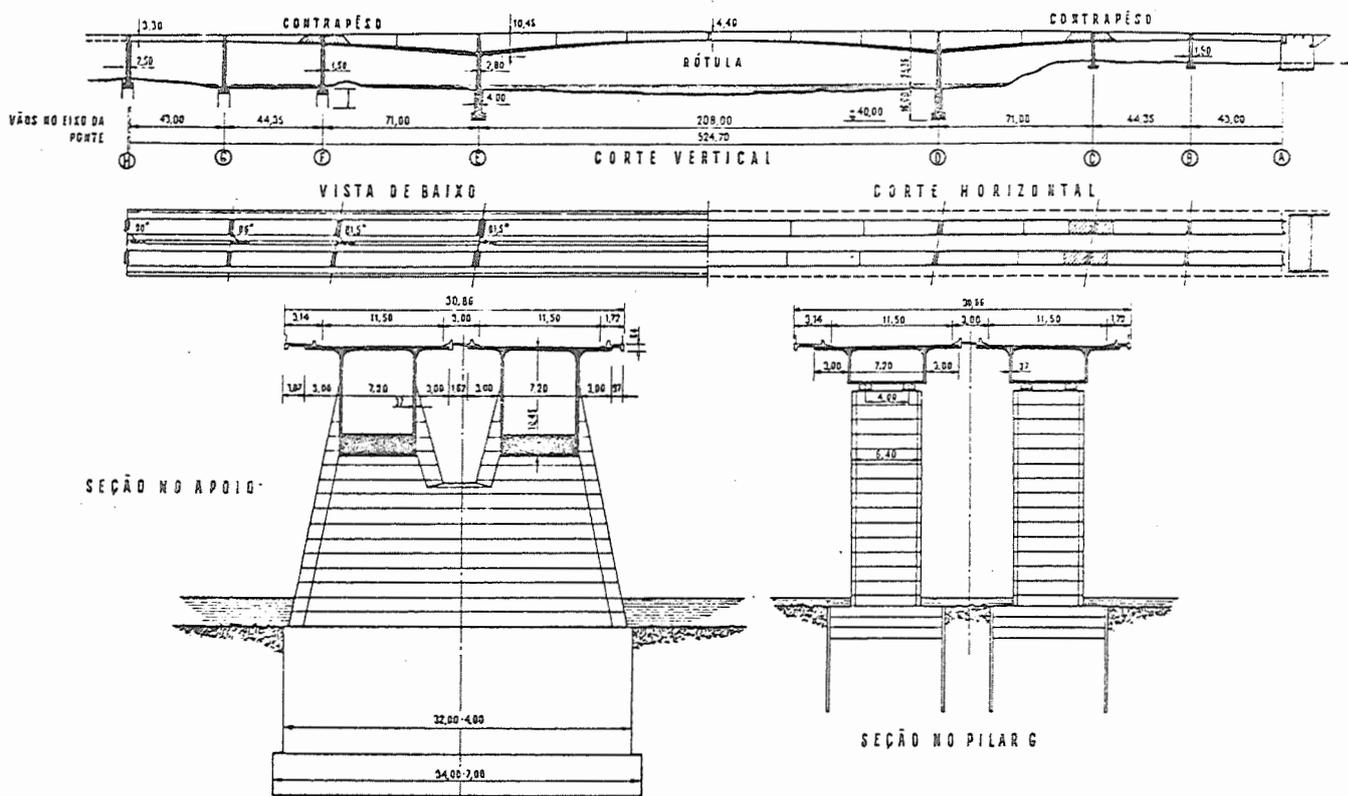


FIGURA 80

protendido tem 10,45m de altura, o que corresponde a 1/20 do vão livre. No centro do vão máximo, a altura da viga é de 4,40m ($l/52$), enquanto nas extremidades da ponte ela passa a ser de cerca de 3,30m.

A superestrutura está monoliticamente unida aos pilares do vão principal, tornando dispensável nesse ponto o uso de aparelhos de apoio. Esses pilares têm 2,80m de espessura e a mesa de compressão da viga 2,45m de espessura na zona de momentos negativos máximos, diminuindo para 16cm no meio do vão. As paredes da alma da viga-caixão têm de 30 a 37 cm de espessura.

A ponte foi calculada para as cargas da norma alemã DIN-1 072, que toma por base veículo de 60t, com 500kg/m² na faixa do veículo e 300 kg/m² lateralmente.

Segundo a norma alemã de concreto protendido DIN-4 227, a ponte foi dimensionada à ruptura com um coeficiente de segurança igual a 1,75, coeficiente este que atua tanto para o peso próprio como para cargas móveis. A tensão de compressão máxima na mesa de compressão dessa ponte, na zona de apoio, é de 150kg/cm². Porém com o passar do tempo, essa tensão diminuirá para 135kg/cm², devido à instalação de uma armadura de compressão nessa mesa, a qual, por efeito da deformação lenta, absorverá o esforço de compressão decorrente da diminuição da tensão de compressão no concreto.

A rótula, no centro da ponte, é metálica, do tipo já empregado para a ponte Hoechst, também sobre o Reno. Essencialmente, como se esquematiza na fig.81, consta de um apoio móvel, que permite os deslocamentos horizontais, e de tirantes capazes de transmitir reações verticais (observar a necessidade de folga nas bainhas, para permitir os deslocamentos horizontais).

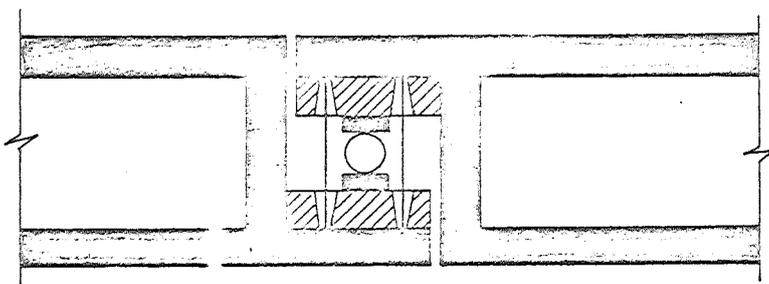


FIGURA 81

O balanço de 104m, correspondente à metade do vão livre máximo, é bem maior que o vão adjacente de 71m. Para evitar uma reação negativa nos pilares externos desse vão — nos pilares F e G — a viga foi preenchida com pedra britada, constituindo-se desse modo um sistema de contrapêso (fig.80).

A solução adotada exigiu a protensão longitudinal e transversal da estrutura. A laje superior é protendida transversalmente e tem o vão livre entre as almas de 6,46m. Sua espessura corrente é de 0,28m. Na zona de apoio principal, devi-

do à grande quantidade de barras para a protensão, a laje superior teve a espessura aumentada para 0,42m.

O sistema de protensão Dywidag, da firma Dyckerhoff & Widmann, foi utilizado para protender a estrutura nos sentidos longitudinal e transversal. Neste sistema, a armadura é constituída por barras de 32mm de aço 80/105 (limite de escoamento 80 kg/mm² e tensão de ruptura de 105kg/mm²). Uma importante possibilidade apresentada por êste sistema é a união de barras por meio de luvas.

No apoio principal o momento máximo para as cargas de serviço atinge o valor de 200 mil tm. Para resistir a êsse momento foram necessárias, como armadura de protensão, 560 barras de 32 mm de diâmetro. O número de barras diminui linearmente à medida que se afasta do apoio. Em consequência direta dêsse fato, a protensão das almas da viga-caixão também é constante.

Com êsse esquema de armadura longitudinal de protensão (fig.82) conseguem-se condições ideais para a ancoragem das barras longitudinais, pois um número constante de barras é ancorado em cada trecho da construção. Essas barras são tôdas ancoradas na zona entre a laje superior e as almas. As almas, por sua vez, são também protendidas com barras de 32mm de diâmetro (inclinadas de cerca de 45° no vão central e nos adjacentes).

Os carros móveis empregados na execução dos balanços suportam sucessivos seções a serem concretados, por meio de uma treliça de aço que se locomove sobre trilhos e que é ancorada no trecho já protendido por meio de tirantes que são as próprias barras de protensão. Dessa forma é evitado o uso de contrapêso, que nesse caso assumiria proporção indesejável. Graças a pormenores minuciosamente estudados, cada carro ao deslocar-se para a frente leva consigo tôdas as fôrmas necessárias à concretagem do trecho seguinte, e também as plataformas de trabalho correspondentes.

Fôram utilizados simultâneamente quatro dêsses carros, obtendo-se dêsse modo uma perfeita seqüência de trabalho durante a construção da superestrutura, pois

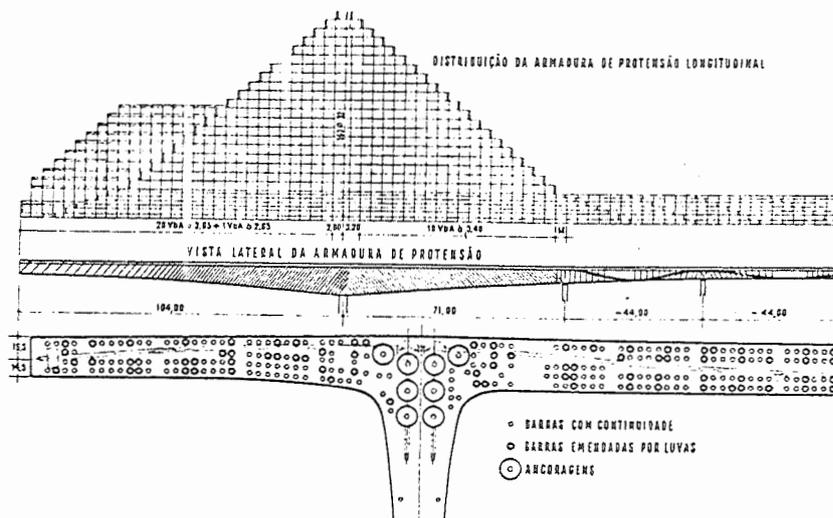


FIGURA 82

os operários efetuavam um trabalho sempre igual em cada um dos 4 carros de construção. Assim conseguiu-se a construção de 3,50m de ponte por semana em cada um dos carros, o que corresponde a um total de 14m de ponte construídos por semana. Com a diminuição da seção, conseguiu-se concretar duas seções em cada semana. Cuidado no estudo da composição do concreto, preparado com 300kg de cimento Portland 375, permitiu atingir em 30 a 33 horas a resistência à compressão de 260kg/cm² necessária à protensão de cada setor da construção em balanço.

Na zona dos apoios principais, devido à grande espessura da placa de compressão (2,45m) foram tomados cuidados especiais para que o calor de hidratação do cimento não elevasse demasiadamente a temperatura do concreto durante a pega. Com esse objetivo, foram instalados tubos para esfriamento da laje inferior. Além disso, a temperatura da água utilizada foi de 5°C, o que determinou o emprego de uma unidade para refrigeração de água.

A obra foi iniciada pela concretagem dos vãos entre os pilares B e G e pelo pilar D, de onde começou a construção em balanços sucessivos para os dois lados, com carros móveis. O cimbra utilizado para os vãos BC foi deslocado para os vãos AB, sendo esses trechos concretados a seguir. Depois de 7 meses do início da construção, a partir do pilar D, os braços correspondentes aos vãos DC encontraram-se com o vão CB já concretado. Esses dois trechos foram em seguida ligados entre si por elementos tensores, passando a constituir uma viga contínua.

Depois que os braços do lado direito do vão máximo atingiram o centro da ponte, os 4 carros foram desmontados e deslocados para o pilar E de onde se iniciou novamente a construção em balanços. Enquanto 2 carros efetuaram a construção dos outros 2 braços do vão livre máximo, na direção oposta, os outros 2 carros efetuaram a construção do restante da ponte. Nesse lado da obra, os 2 últimos vãos, de F a H, também foram construídos em balanços sucessivos, mas nessa construção não foi economicamente interessante a utilização do cimbra usual, porque os vãos em questão vencem um trecho inundado pelo rio. Entretanto, para efetuar essa construção sem o cimbra, tornou-se necessária a construção de pilares auxiliares de aço, montados sobre os pilares F e G. Esses pilares auxiliares de aço partem barras, utilizadas também para a protensão, que seguram a ponte nesse estágio de construção, evitando assim a necessidade de uma armadura de protensão adicional, por causa dos momentos fletores suplementares durante a construção.

Em condições de trabalho evidentemente mais precárias, Sérgio Marques de Souza e associados haviam construído em 1960, em apenas 9 meses, a Ponte do Estreito (fig.83), sobre o Tocantins, na Belém-Brasília. Com 538m de extensão, seu trecho central de 5+53+140+53+5m (os 5m são balanços) deu-lhe a primazia na construção por balanços progressivos, até à ponte de Bendorf.

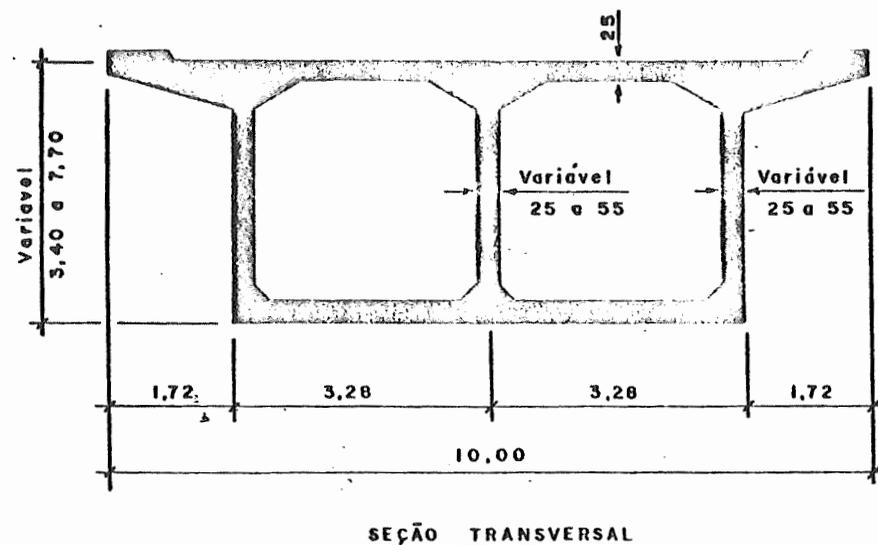
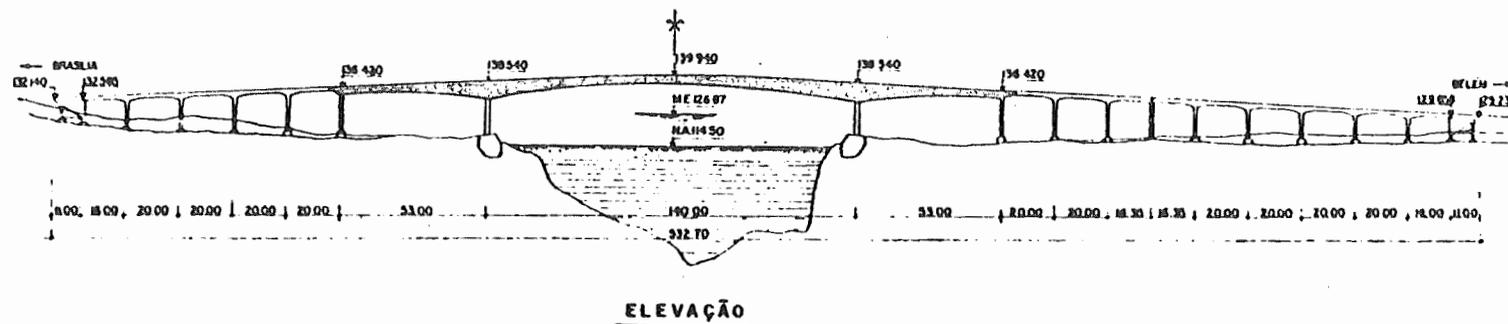


FIGURA 83

PONTE SÔBRE O RIO TOCANTINS
NA BELÉM- BRASÍLIA , 1960.

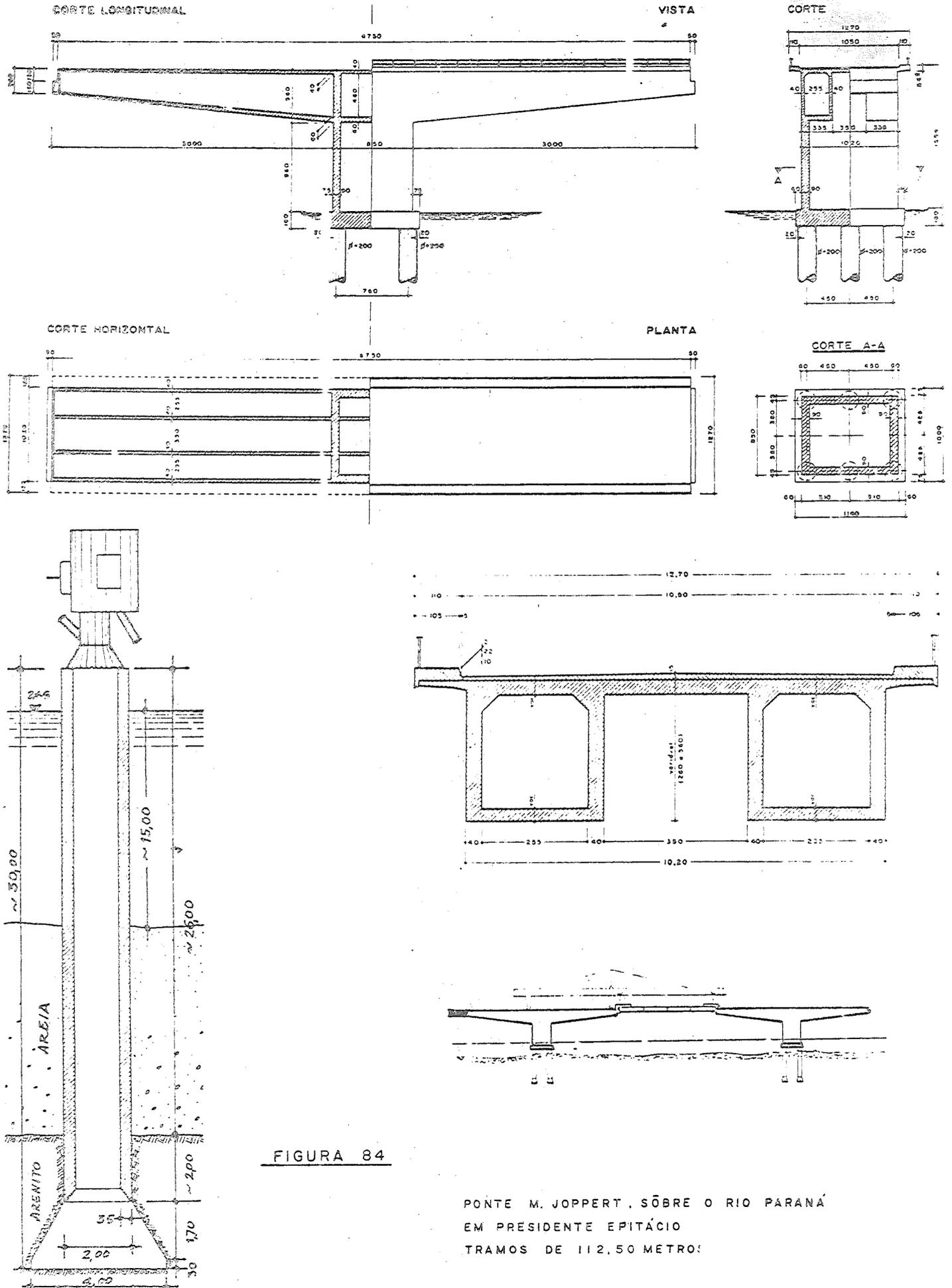
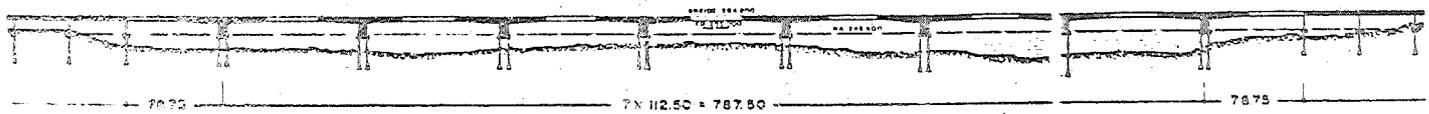


FIGURA 84

PONTE M. JOPERT, SÔBRE O RIO PARANÁ
 EM PRESIDENTE EPITÁCIO
 TRAMOS DE 112,50 METROS



A estrutura principal uma viga de seção tritelular, com altura variável parabolicamente, no tramo principal de 3,40m a 7,70m; as paredes da alma têm espessura entre 25 e 55cm; a laje inferior vai de 15 a 70cm. A protensão foi dada mediante cabos Freyssinet 12φ7; são 270 cabos nos apoios, para momento máximo de 65.200tm. Os pilares do tramo principal recebem 3.800t, transmitida por articulações Freyssinet; os pilares dos dois tramos laterais recebem uma tração máxima de 310 toneladas, e foram protendidos com 12 cabos de 12φ7mm (480t), ancorados em blocos de fundação.

Os dois tramos laterais foram construídos sobre escoramento, que foi utilizado também nos primeiros 16m de cada lado do tramo central. Prosseguiu-se com balanços progressivos de 6,66m, com sistema análogo ao que a mesma equipe empregou para consolas men res,na ponte de Presidente Epitácio (fig.85).

O trabalho foi ininterrupto, 24 horas sobre 24 horas, com protensão cada 24 horas (!), quando o concreto atingia, em média, 200kg/cm² (!). Concreto com 450 kg de cimento por m³, A/C = 0,38 e Plastiment; aço com tensão de ruptura de 160 kg/mm², com tensão inicial de protensão 110kg/cm².

Outro exemplo nacional (ainda de Sérgio Marques de Souza e equipe) é oferecido pelos tramos de 112,50m da ponte prof. M.Joppert, em Presidente Epitácio, sobre o rio Paraná (figuras 84 e 85), já comentada na parte relativa aos viadutos de acesso, constituídos por tramos simplesmente apoiados de 45m, com vigas pré-fabricadas lançadas mediante treliça metálica.

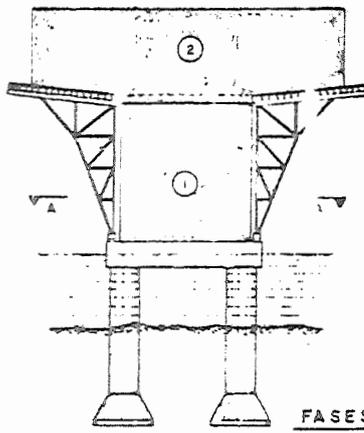
Os tramos de 112,50m, sobre o leito normal do rio, com tubulões de até 30m de altura (fig.84), foram construídos sem qualquer escoramento no leito, e obtidos mediante engenhosa combinação de duplos balanços de 30m (que, com o pilar, completavam 68,50m) com as mesmas vigas de 45m dos tramos simplesmente apoiados.

As estruturas em duplo-balanço que compõem o vão de 112,50, foram executadas em "cantilever", em seções de 6 m de cada vez, com o auxílio de uma treliça metálica móvel (fig.85). Os primeiros elementos de 6m foram executados escorados sobre duas estruturas metálicas em leque apoiadas nos pilares, conforme mostra a mesma figura 85, que também esquematiza as diversas fases de execução do duplo balanço. Uma vez concluídos os duplos balanços eram lançadas as vigas de 45m (fig.84), cuja montagem era análoga à dos vãos de 45m simplesmente apoiadas (fig.39).

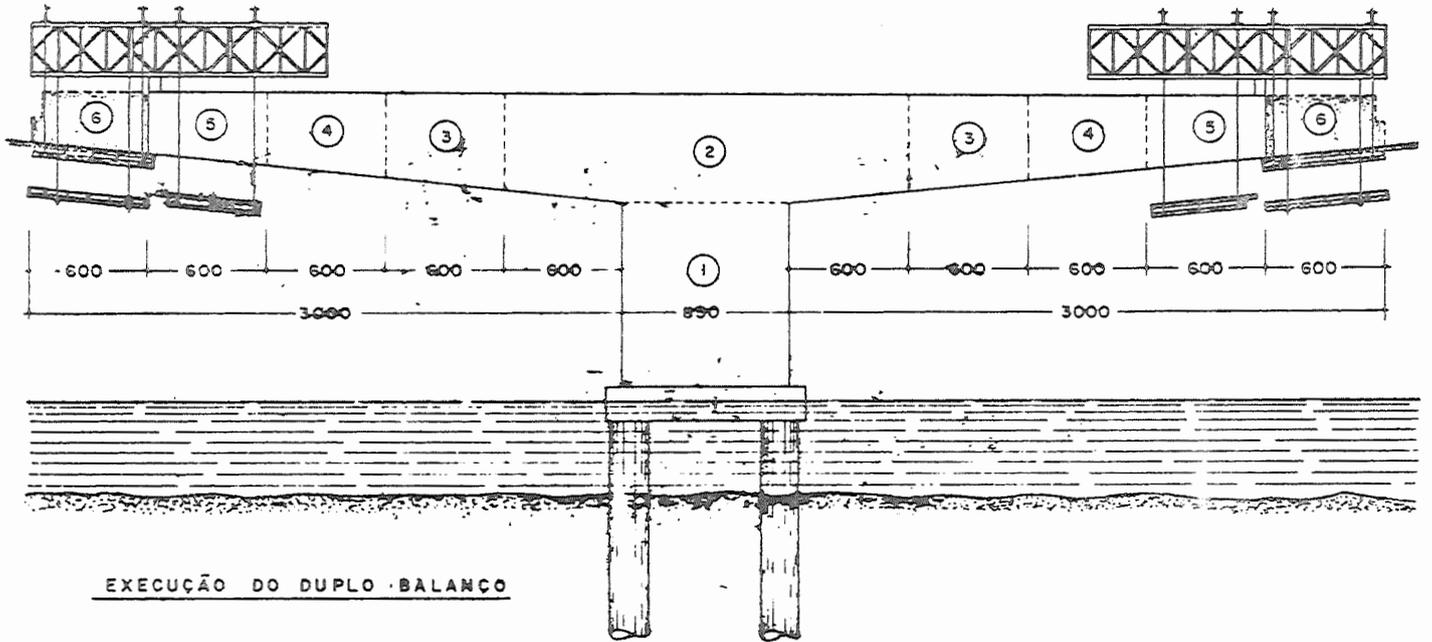
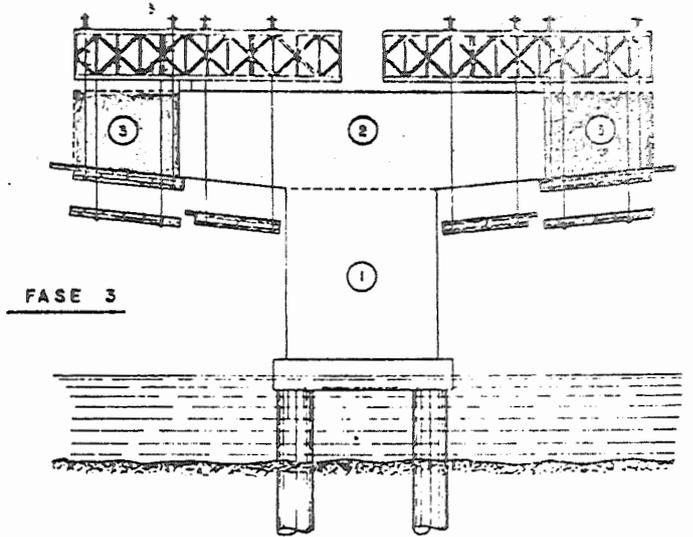
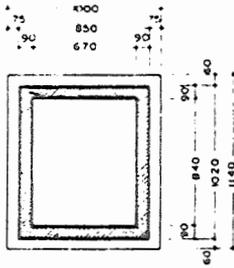
De passagem, para fixar ordens de grandeza, é interessante observar os dados principais relativos aos serviços e materiais para toda a obra (2.550m de extensão, com 12,70m de largura total de tabuleiro):

Brita	40.000 m ³	Escavação	3.500 m ³
Areia	32.000 m ³	Tubulões	3.200 m
Aço duro	900 t	Fôrmas	130.000 m ²
Aço CA 37	1.700 t	Concreto	50.000 m ³
Cones de ancoragem	17.000 unidades	Cimento	380.000 sacos

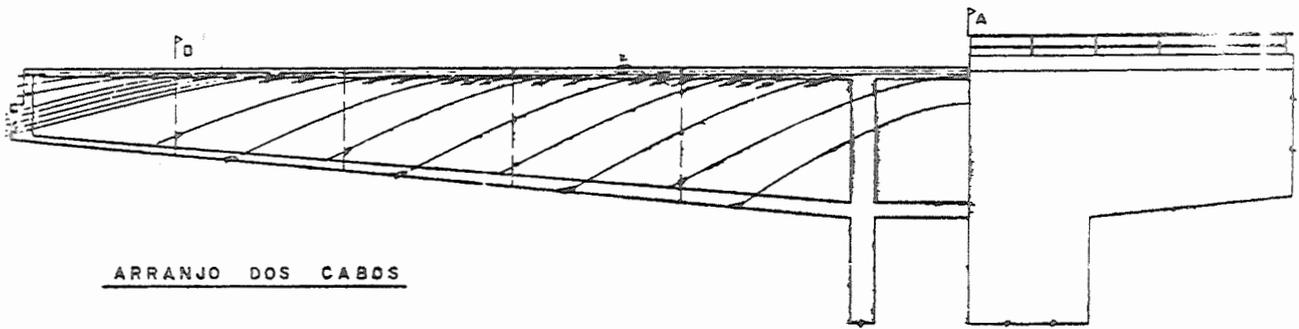
A obra foi entregue ao tráfego em 1965, tendo sido projetada cerca de 5 anos antes.



CORTE A - A

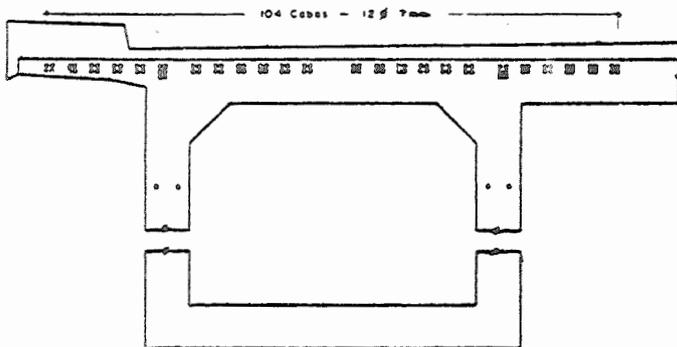


EXECUÇÃO DO DUPLO BALANÇO



ARRANJO DOS CABOS

SEÇÃO A-A



SEÇÃO B-B

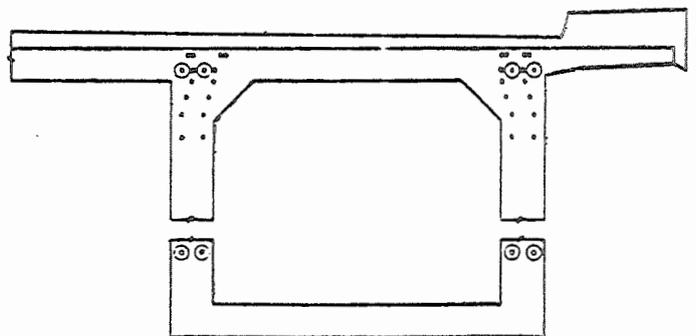
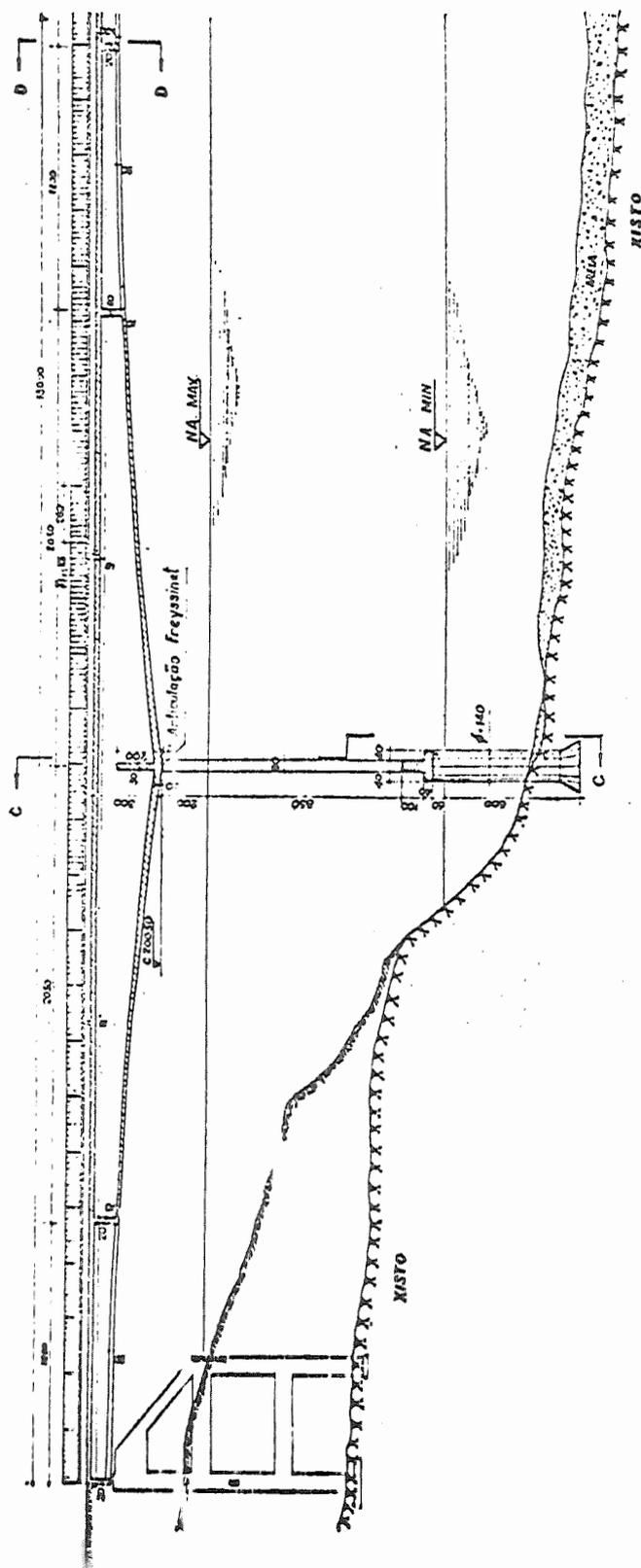


FIGURA 85

Outra obra nacional de interêsse, em três tramos contínuos de 32,5+65+32,5m é a ponte sôbre o rio Cuiabá, nas proximidades da cidade homônima, projeto de grande leveza do prof. Aderson Moreira da Rocha (1963). Clara descrição da execução e dos pontos principais de concepção e cálculo encontra-se na revista Estrutura (nº 50, pp. 120-140); recomenda-se sua atenta leitura. Tratando-se de periódico de fácil acesso, bastará, aqui, salientar os pontos principais, inclusive mediante as figuras 86, 87, 88.

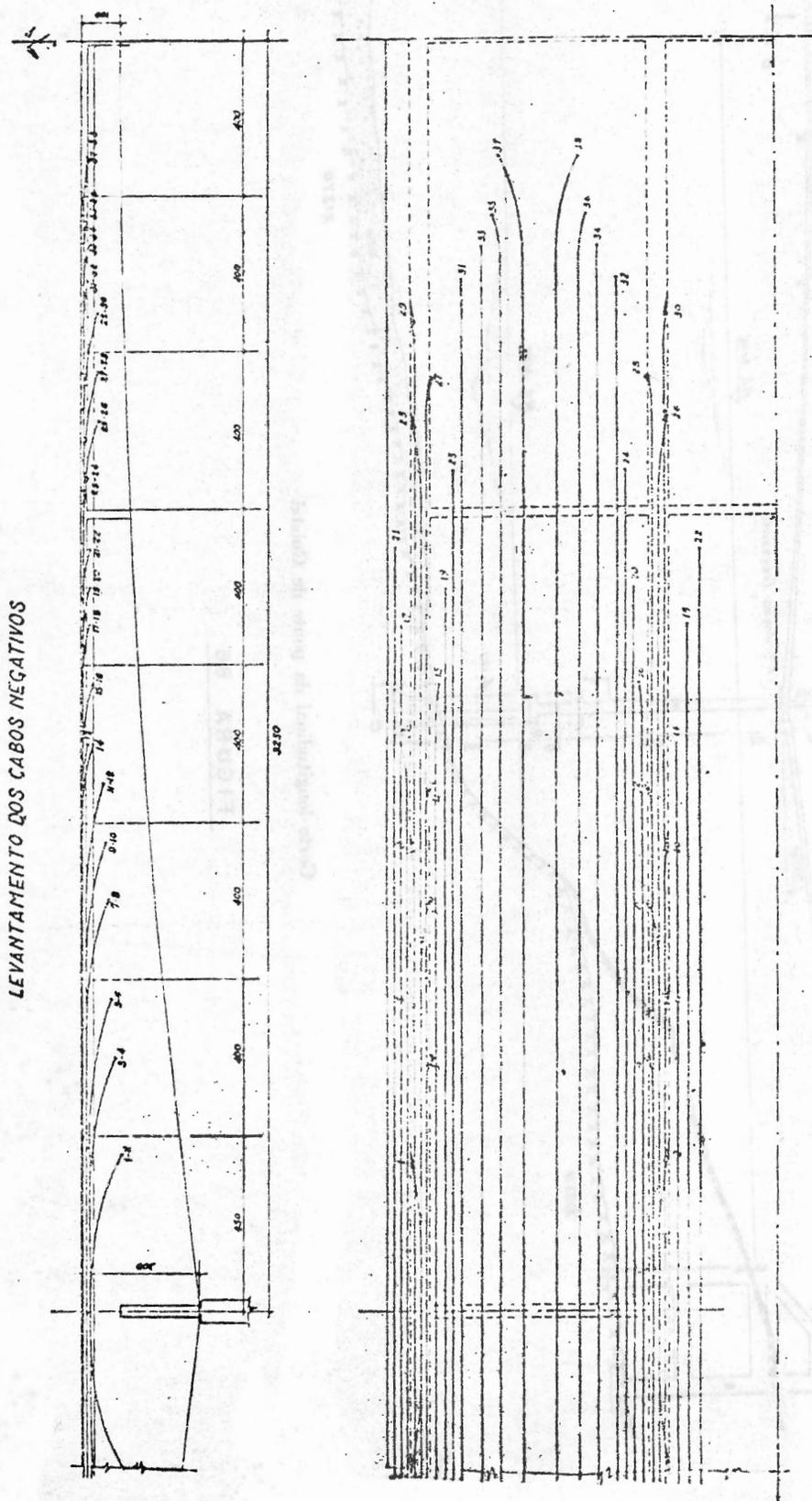


Corte longitudinal da ponte de Cuiabá

FIGURA 86

Os tramos laterais foram construídos sobre escoramento usual, ao passo que "diante da violenta correnteza e das grandes enchentes que se verificam naquele rio em determinada época do ano", o vão central foi vencido mediante balanços progressivos (lançes de 4m), com concretagem "in loco", como em todos os exemplos até aqui oferecidos.

Durante a execução em balanço, a estrutura funcionou isostaticamente para o peso próprio. Ao final, porém os dois balanços foram solidarizados no meio do vão central, sem articulação; consequentemente, para o restante da carga permanen-



Detalhes dos cabos de protensão

FIGURA 87

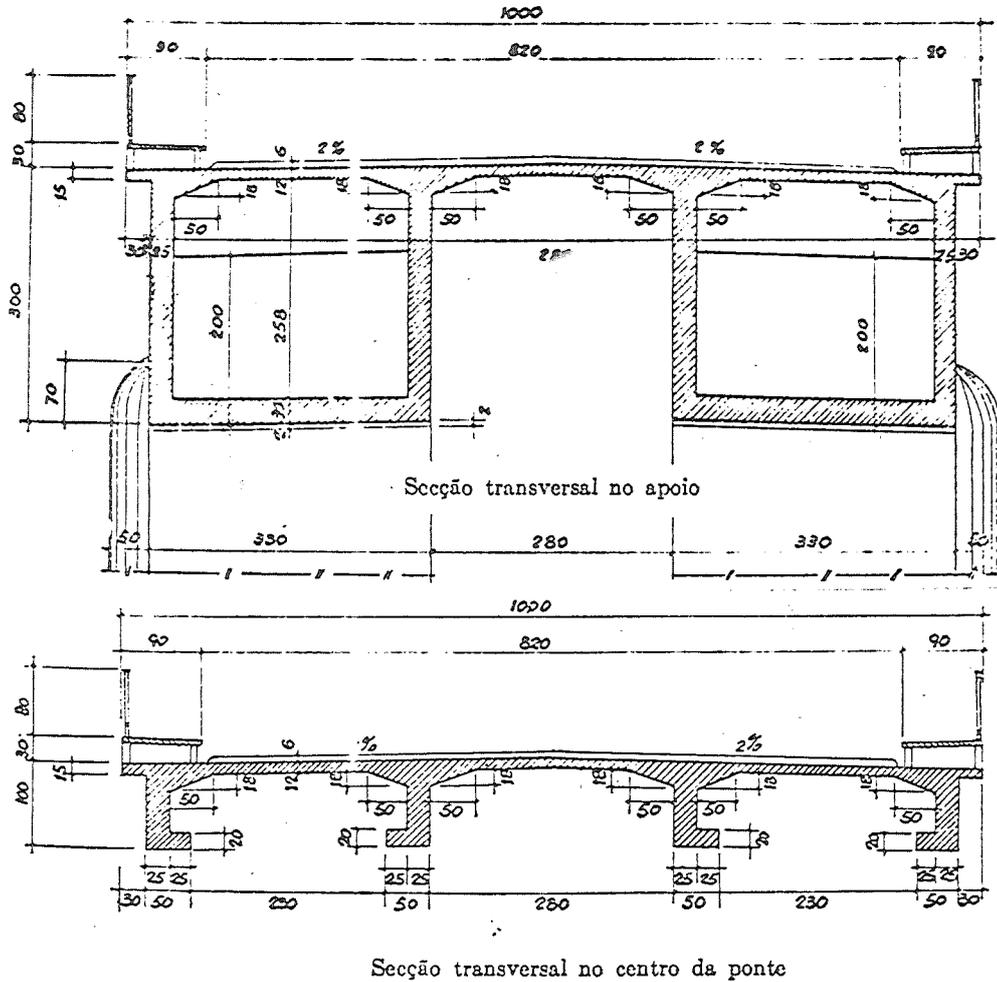


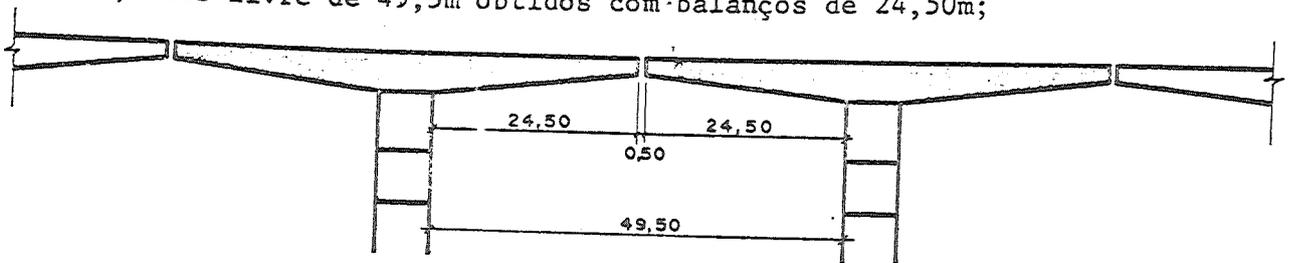
FIGURA 88

te e para a carga móvel a estrutura funciona como viga contínua. As lajes inferiores foram eliminadas ao longo de 12m no meio do vão principal, a fim de reduzir o peso próprio nessa região da ponte.

Outras obras nacionais são, por exemplo:

a) da Construtora Ferraz Cavalcanti:

- Viaduto de Inhapim (BR-4, Caratinga - Gov. Valadares, MG): 224m de comprimento, vãos livres de 49,5m obtidos com balanços de 24,50m;



- Ponte sobre o rio Tubarão, em Santa Catarina, na BR-101, extensão de 340m com vão central de 120m;

b) Projetos do saudoso prof. Roberto Rossi Zuccolo, entre os quais (cfr. ESTRUTURA nº60) os pórticos contínuos protendidos seguintes:

- o Tietê (balanços progressivos de 43m, extensão 200m):
- sobre o rio Piracicaba, com extensão de 228m;
- sobre o Rio das Antas (RGS), com balanços de 45m, extensão de 300m;

Examinamos, até aqui, alguns expressivos exemplos da técnica de construção por balanços progressivos, indicada para a eliminação dos escoramentos em tramos acima de 50-60 metros. Em todos os casos, os sucessivos setores foram concretados in loco, sobre formas suportadas por adequadas armações fixadas aos setores anteriormente concretados e protendidos. O avanço da execução fica então condicionado pela velocidade de endurecimento do concreto; como ordem de grandeza, indica-se avanço médio de 7 metros por semana em cada pilar (3,5m em cada balanço de um mesmo pilar). Pode ser conveniente acelerar esse ritmo: apressa-se o endurecimento (aceleradores, aquecimento), aumenta-se o comprimento dos setores (concretando inicialmente o mínimo indispensável). Como alternativa, abandona-se a concretagem in situ, recorrendo a aduelas pré-fabricadas: é o processo mais eficiente, cada vez mais aceito. Detenhamo-nos um pouco nestes pontos.

Com cuidadosa dosagem, conseguiu-se, na ponte do Tocantins, tensão de ruptura de 200kg/cm^2 depois de 24 horas; com aquecimento do concreto, obteve-se nas primeiras pontes de balanços progressivos (Dywidag), cerca de 260kg/cm^2 (já reduzido aos c.p. cilíndricos). Com concretagem depois de 24 horas, o ciclo fica reduzido a cerca de 3 dias (fôrmas, cabos e armaduras auxiliares, concretagem, endurecimento, protensão, avanço). Com setores longos aproximadamente 3,5m, são 7m por semana em cada extremidade de balanço isto é, em geral, 14 metros por pilar (duplo-balanço). Pode-se também preferir o aproveitamento dessa rápida elevação da resistência para concretar setores mais longos. Por exemplo, setores de 7,0 metros (contra os 3,5 metros) cada 6 dias (contra os 3 dias dos setores de 3,5m), esperando dois a três dias para a protensão. Assim, na parte do Tocantins, ciclo de 5 dias com setores de 6,6m; na de Pres. Epitácio, 6 dias por setor de 6 metros. A velocidade de avanço é a mesma, mas pode haver vantagens operacionais e, mesmo, de arrumação dos cabos e de economia de ancoragens e de operações de protensão.

Pode-se porém tratar de obter ritmo reduzido (p.ex. 3 dias) com setores de concretagem mais longos (p.ex. 6m), concretando inicialmente apenas o mínimo indispensável (parte da laje superior, alma, parte ou toda a laje inferior), completando-se a concretagem posteriormente (dois ou três dias depois), já com maior resistência. Programa desse tipo foi seguido na ponte de Cartum, sobre o Nilo (1963) (sarsaro e Recchi, extensão 708m, tramos de 88,5m).

Até aqui, concretagem "in situ", sobre fôrmas móveis, com carros fixados no último setor concretado.

Como alternativa cada vez mais difundida, abandono da concretagem "in loco" e montagem de aduelas pré-fabricadas: Choisy-le-Roi (37,50+55+37,50m, altura constante, França, 1963), Chelepihinsky (7,75+58,50+128+58,5+7,75m, altura variável, Moscou, 1964), Oléron (+6 tramos, comprimento total de 2.862m, tramo típico de 79m, França, 1964), Escalda (Oosterschelde, 55 tramos, 5 km de comprimento, tramos de 90 metros, Holanda, 1965), Massiambu (na BR-101, em Santa Catarina, com comprimento total de 218m), Rio-Niterou (em construção) etc.

VIADUTOS DE CHILLON Nº 9 (França, 1968/69)

Viga contínua ($l = 92 \div 104\text{m}$, comprimento total $2 \times 2150\text{m}$). Seção celular de elementos pré-fabricados com juntas tomadas com resina epóxica (espessura $0,8 \div 1,5\text{mm}$). Montagem semelhante à do viaduto de Oléron.

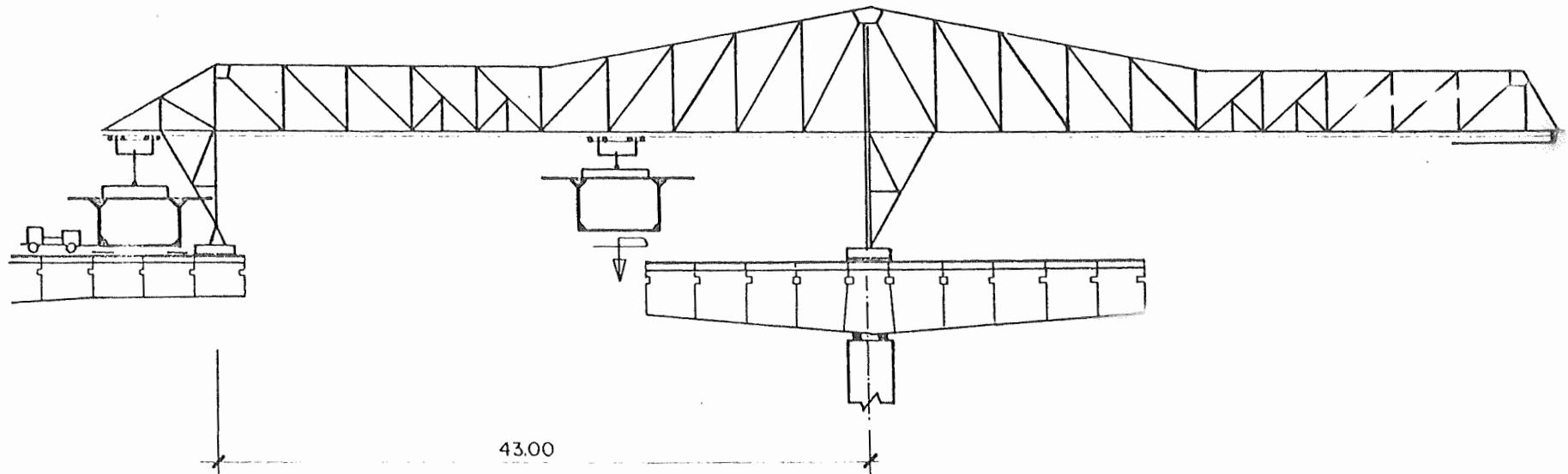
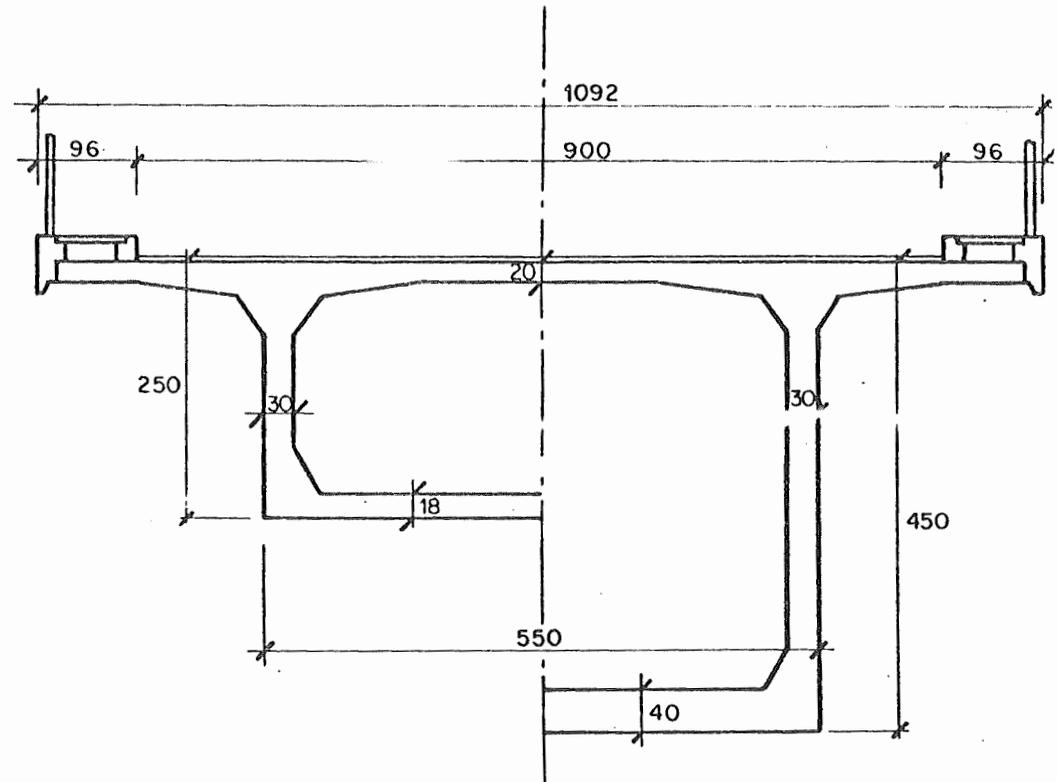
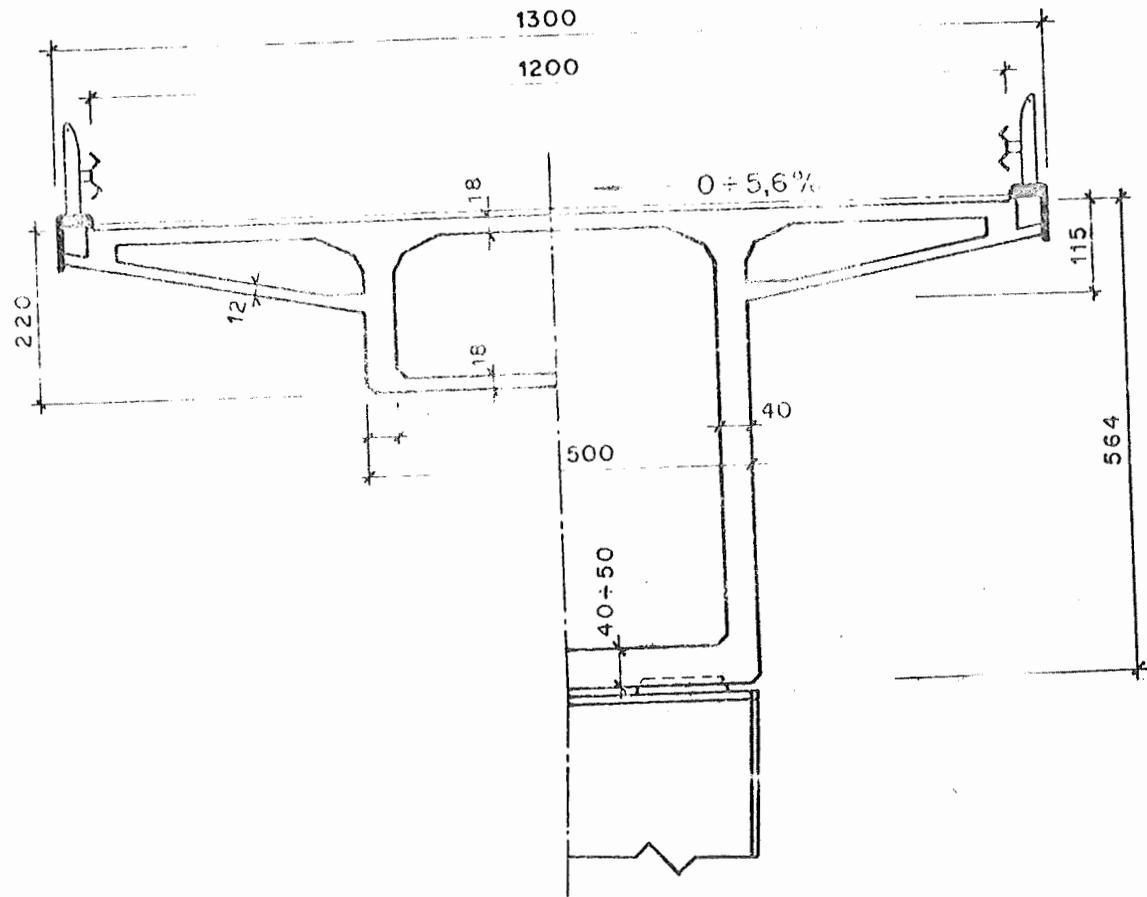


FIGURA 89

PONTE DE OLÉRON (FRANÇA, 1964)

Vigas contínuas de ~300 metros, num total de ~3km, com os seguintes vãos: 28,75+7x39,5+59,25+26x79,0+59,25+9x39,5+28,75. Protensão Freyssinet longitudinal e transversal. Pilares protendidos verticalmente para melhorar o comportamento (ambiente marinho). Aduelas de 3,30m de comprimento; cabos 12 ϕ 1/2". Quatro aparelhos de apoio de neoprene por pilar. Média de 8m de ponte construídos por dia, nos tramos de 12m. Continuidade obtida mediante protensão inferior do trecho central de cada tramo.



-96-

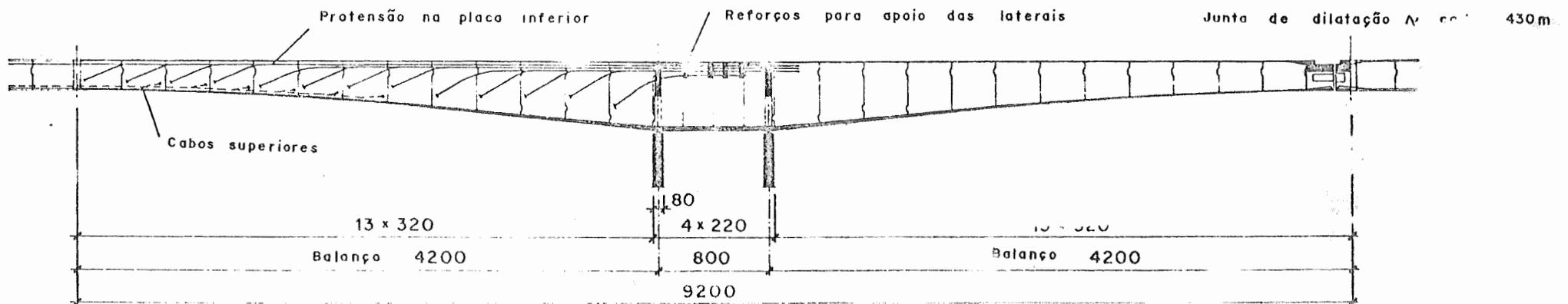


FIGURA 90

Com a ponte de Choisy-le-Roi, introduziu-se um detalhe de grande importância: as chamadas "juntas conjugadas coladas", empregando-se resinas epóxicas. Em todas as obras realizadas até então com aduelas pré-fabricadas, as juntas eram tomadas mediante argamassa de cimento, cujo processo de endurecimento não permitia aproveitar completamente os benefícios da pré-fabricação das aduelas. A partir de Choisy-le-Roi, fixou-se uma técnica (Campanon-Bernard) que vem sendo sucessivamente aplicada a diversas obras de importância:

- a) cada aduela é concretada tendo como fôrma de uma de suas faces a face da aduela que, na montagem, a precederá ("juntas conjugadas");
- b) na montagem, as juntas são tomadas com epoxi (~ 1mm de espessura);
- c) as aduelas são providas de encaixes macho-e fêmea, necessários durante a polimerização e endurecimento da cola epóxica; acessoriamente, êsses encaixes facilitam grandemente o posicionamento das aduelas.

As aduelas podem ser transportadas (por água ou por terra) até o local de montagem debaixo do tabuleiro, e içadas, ou podem ser levadas sobre o próprio tabuleiro e baixadas até à posição final.

A figura 89 dá as principais características e o esquema de montagem da ponte de Oléron, na qual se aplicou, fundamentalmente, a técnica de Choisy-le-Roi.

Na figura 90, os viadutos de Chillon, análogos à ponte de Oléron, com vãos em tórno de 100m.

Atualmente, o maior exemplo de aplicação da técnica dos balanços progressivos com aduelas pré-fabricadas é a ponte do Escalda Oriental (Oosterschelde), construída na Holanda em 1965. É a mais longa da Europa, com 5km de extensão.

A obra foi concebida como parte dos trabalhos no Grande Delta, que visam a obstrução de vários rios e estuários a sudoeste de Rotterdam, para proteger a linha costeira contra as inundações perigosas e contra a salinização das águas subterrâneas. Como estas obras estão em andamento e têm seu término previsto para o ano de 1978, a ponte em questão fêz-se necessária para conectar zonas dessa região em expansão industrial.

A ponte é composta de 55 vãos de 90m cada um, com uma altura sobre o nível da água da ordem de 15m. A largura da superestrutura é de 10,5m. A profundidade das águas chega até 30m, existindo no subsolo uma camada de areia solta, sobre outra de areia compacta.

Para a de cada pilar, utilizaram-se três tubulões cilíndricos, também pré-fabricados, ôcos e somente enchidos com concreto na parte superior. O resto poderia ser preenchido com areia, caso fôsse comprovada a existência de vibrações na estrutura.

Para a construção da ponte, recorreu-se à pré-fabricação na sua expressão máxima, dada a premência do tempo e a exposição do local de implantação.

Para a superestrutura, foi adotada uma secção em caixão.

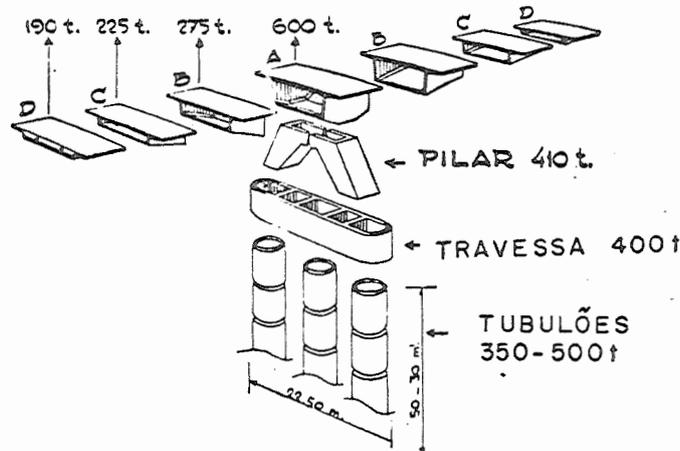


FIGURA 91

A pré-fabricação dos diversos elementos, indicados na fig.91, foi realizada em um canteiro servido por duas gruas de 300t e com uma lança de 60m.

Os tubulões de fundação, com 4,25m de diâmetro e 36,5m de comprimento, também foram pré-fabricados e protendidos, sendo ainda dotados dos acessórios necessários para a emenda com os outros elementos e protensão posterior, para a solidarização do conjunto.

É de se notar que todos os elementos construtivos que compõem a estrutura da ponte foram protendidos e, em seguida, reunidos com uma nova protensão para atingir o encaixe final. Com esta finalidade, recorreu-se a diversas armaduras de protensão, segundo as conveniências de cada caso. Entre elas, cabe mencionar os nomes DYWIDAG, Freyssinet e BBRV.

Os tubulões, com um peso entre 300 e 550t, foram colocados com um "derrick" enchendo-se em seguida a base com cascalho, injetando-se nos interstícios argamassa para formar um corpo compacto de concreto.

Sobre três tubulões, ligados por uma travessa de 400t de peso, apoia-se um pilar (fig.91). A ligação entre essas peças foi realizada mediante concretagem "in loco".

O resto da superestrutura foi colocado com o auxílio de uma viga em treliça metálica, que se deslocava sobre as partes já executadas.

Parece adequado concluir este ítem com as palavras do grande engenheiro francês Albert Caquot:

"Le XIII siècle, à l'âge de la pierre de taille naturelle, a conçu cette architecture extraordinaire des cathédrales gothiques réalisant une ampleur exceptionnelle des volumes avec la plus grande économie de matière".

"Le béton précontraint, à une échelle bien plus grande, permettra les chefs-d'oeuvre de l'architecture de demain".