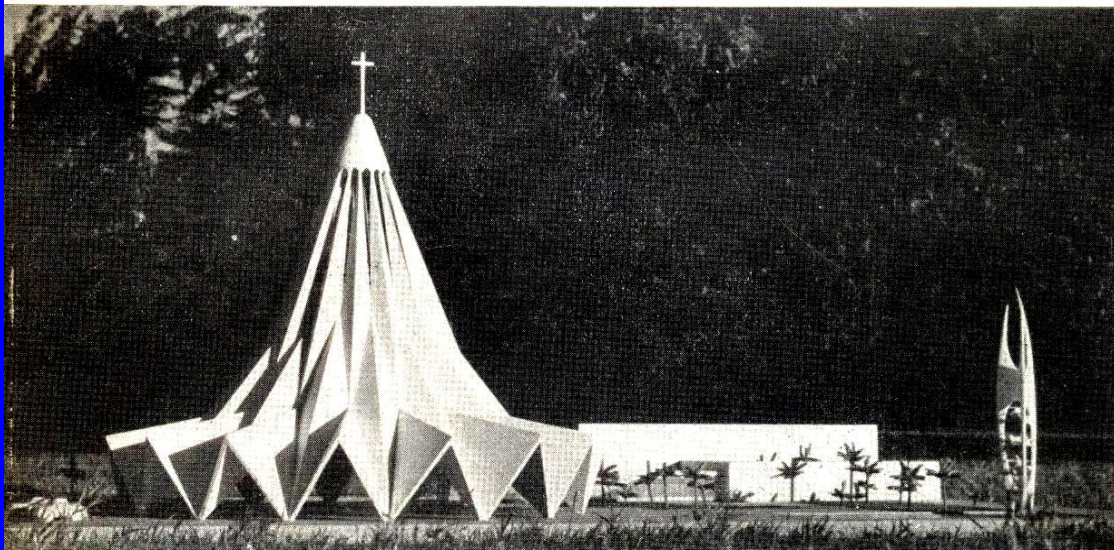




ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA

DAS CONSTRUÇÕES



NESTE NÚMERO:

DIMENSIONAMENTO DE LAJES PELO MÉTODO DE RUPTURA

SEGURANÇA À RUPTURA E À FISSURAÇÃO DO CONCRETO
PROTENDIDO

CÁLCULO DE PONTES

HIPERESTÁTICA

PECULIARIDADES DAS NORMAS BRASILEIRAS DE
CONCRETO ARMADO

1960

30

Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha



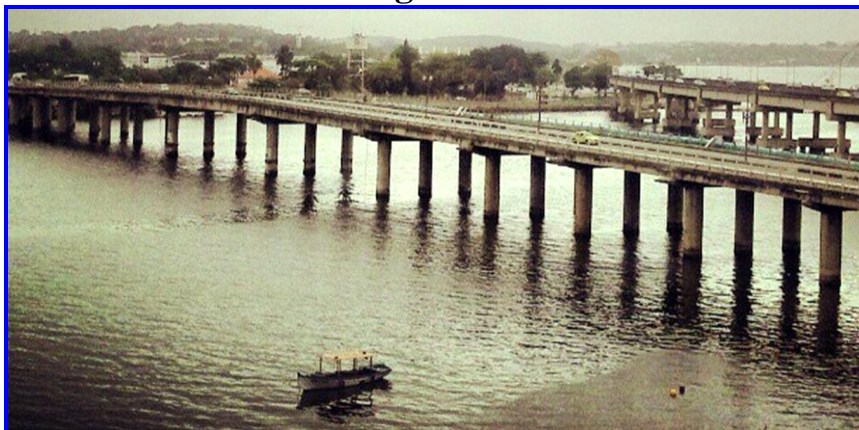
Ponte do Galeão – Inaugurada em Janeiro de 1949

Primeira ponte em concreto protendido do Brasil



- **Ponte do Galeão / RJ.** Essa foi a primeira ponte em concreto protendido feita no Brasil e foi calculada por Eugène Freyssinet, em 1948, com Protensão Completa, isto é, sem tensões de tração na flexão.
- Ensaio da primeira viga de concreto protendido feita no Brasil (S.T.U.P.) monitorado pelo Eng. Fernando Lobo Carneiro do I.N.T.
- Comentário do Prof. Fernando Lobo Carneiro no Anexo 01.
- Relato do Prof. A.C.Vasconcelos no Anexo 02.
- **Recomendações das normas ACI 423-3R / 2005 - Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons - Anexo 03 ao final**

Google - 2011





SEGURANÇA À RUTURA E À FISSURAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO

Eng. Carlos Freire Machado

— C. F. MACHADO

Apresentaremos neste trabalho os cálculos e os ensaios de duas vigas de concreto protendido Freyssinet, realizados no Brasil. Estes ensaios foram feitos com vigas de tamanho natural, uma, da Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, em 1949, e outra, do Viaduto Rio Branco em 1959, na cidade de São Paulo.

A. Ensaio da viga do Viaduto Rio Branco 1959

1. O viaduto Rio Branco tem vigas simplesmente apoiadas de 25,20 m de comprimento e 24,80 m de vão teórico. As características destas vigas são (fig. 1).

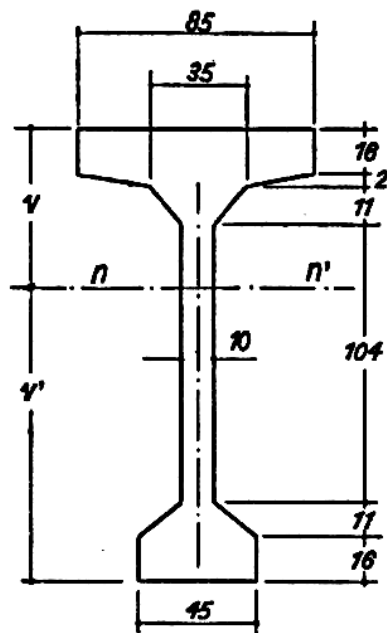


FIG. 1

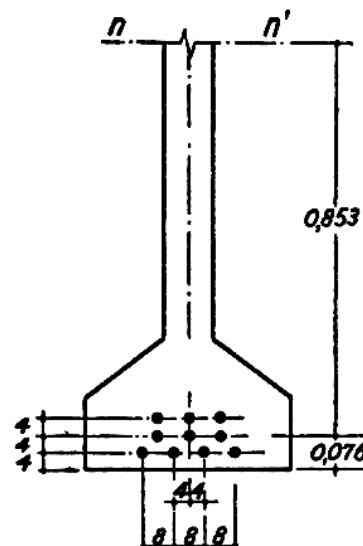


FIG. 2

altura $h = 1,600$ m
área secção $s = 0,379$ m²
centro gravidade



$$v = 0,671 \text{ m}$$

$$v' = 0,929 \text{ m}$$

$$\text{momento inércia: } I = 0,1353 \text{ m}^4$$

momentos resistentes:

$$W = 0,202 \text{ m}^3$$

$$W = 0,146 \text{ m}^3$$

A protensão foi realizada por meio de 10 cabos Freyssinet de $12\phi 5 \text{ mm}$, com a seguinte distribuição (fig. 2) na secção do meio do vão.

A tensão residual do aço foi estimada em $\sigma_f = 8.500 \text{ Kg/cm}^2$ após as perdas da protensão, o que corresponde a uma fôrça de 20 t por cabo de $12 \phi 5 \text{ mm}$.

Assim temos a força N de protensão:

$$N = 10 \times 20 = 200 \text{ t}$$

com excentricidade em relação ao eixo *neutro* da secção de $e = 0,853 \text{ m}$.

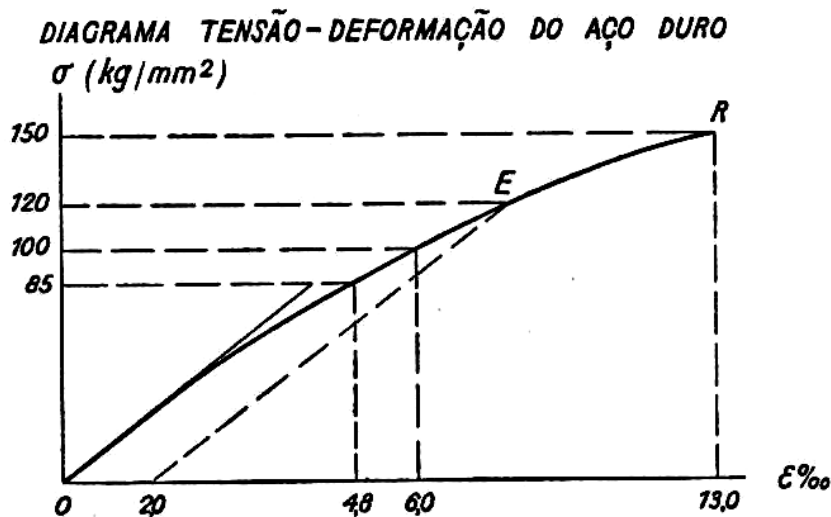


FIG. 3

Esclarecemos que os cabos foram protegidos contra aderência ao concreto por duas demãos de pintura betuminosa e 3 camadas de papel Kraft. As características do aço empregado estão assinaladas no diagrama da fig. 3.

2. O momento de rutura da peça por insuficiência do aço é:

$$M_{r_f} = 0,9 \times h \times S_f \times \sigma_{r_f}$$



e por insuficiência do concreto da mesa das vigas:

$$M_{r_c} = 0,9 (b - b_o) d h \sigma_{r_c}$$

de acordo com as Instruções *Provisórias relativas ao emprego* do concreto protendido, do Ministério de Obras Públicas da França.

No nosso caso da viga em questão, temos:

$$h = e + v = 0,853 + 0,671 = 1,524 \text{ m}$$

$$S_f = 10 \times 12 \times \pi \times \frac{0,5^2}{4} = 23,6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{r_f} = 15.000 \text{ Kg/cm}^2$$

donde:

$$M_{r_f} = 0,9 \times 152,4 \times 23,6 \times 15.000 = 485.000 \text{ Kg. m}$$

ou então com

$$b = 85 \text{ cm}; b_o = 10 \text{ cm}; d = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_{r_{cub}} = \frac{\sigma_{c_{28}}}{0,8}$$

e para o concreto empregado de resistência cilíndrica aos 28 dias de 300 kg/cm², temos:

$$M_{r_c} = 0,9 (85 - 10) 16 \times 152,4 \times \frac{300}{0,8} = 618.000 \text{ kg. m}$$

3. A viga em questão foi dimensionada para o seguinte momento fletor no meio do vão:

- peso próprio da viga: $M_1 = 75,6 \text{ t m}$
- concreto laje entre vigas: $M_2 = 20,1 \text{ t m}$
- concreto da superestrutura. $M_3 = 48,2 \text{ t m}$
- cargas móveis: $M_4 = 118,6 \text{ t m}$

o que resulta:

$$M_o = 75,6 + 20,1 + 48,2 = 143,9 \text{ t m}$$

$$M_p = 118,6 \text{ t m}$$



De acordo com a NB-1 devemos ter:

$$1,65 M_o + 2,0 M_p < M_{rf}, M_{rc}$$

No nosso caso temos:

$$1,65 \times 143,9 + 2,0 \times 118,6 = 474,2 < 485 \text{ tm}$$

4. Na seção a 1/4 do vão temos:

$$M_{rf} = 0,9 \times h \times S_f \times \sigma_{rf}$$

$$M_{rf} = 0,9 \times 140,8 \times 23,6 \times 15.000 = 448.000 \text{ Kg. m}$$

Os momentos fletores a 1/4 do vão são:

$$M_o = 58,1 + 16,2 + 36,2 = 110,5$$

$$M_p = 89 \text{ tm}$$

Então:

$$1,65 M_o + 2,0 M_p = 1,65 \times 110,5 + 2,0 \times 89 = 360 \leq 448 \text{ tm}$$

5. Vejamos algumas considerações sobre a fissuração.

A protensão produz os seguintes momentos:

— no meio do vão:

$$M_o = 10 \times 20 \times 0,853 = 170,6 \text{ tm}$$

— a 1/4 do vão:

$$M_o = N \cdot e \cos \alpha = 10 \times 20 \times \cos 5^\circ \times \\ \times 0,737 = 147 \text{ tm}$$

A tensão na fibra inferior da peça é:

$$\sigma = \frac{N}{S} - \frac{M}{W'}$$

sendo

$$M = M_f + M_{pp} + M_o$$

M_f = Momento da carga que produz a fissuração

M_{pp} = Momento devido ao peso próprio da viga

M_o = Momento devido à protensão.



Assim temos no meio do vão:

$$\sigma_i = \frac{200}{0,379} - \frac{M_f + 75,6 - 170,6}{0,146}$$

sendo a resistência à tração do concreto $\sigma_{t28} = 3,5 \sqrt{\sigma_{c28}} - 14$ (TELEMACO) para $\sigma_{c28} = 300 \text{ kg/cm}^2$ teremos: $\sigma_{t28} = 46,6 \text{ kg/cm}^2$ calculamos: $M_f = 242 \text{ tm}$

e a 1/4 do vão, semelhantemente, $M_f = 236 \text{ tm}$.

6. Os seguintes coeficientes de segurança poderiam ser definidos, sendo M_0 o momento aplicado pela força P :

$$K_1 = \frac{M_0}{M_2 + M_3 + M_4}, \text{ com relação à carga útil}$$

$$K_2 = \frac{M_0 - M_2 - M_3}{M_4}, \text{ com relação à sobrecarga}$$

$$K_3 = \frac{M_0 + M_1}{M_1 + M_2 + M_3 + M_4}, \text{ com relação ao conjunto}$$

da carga útil e peso próprio.

No nosso caso teremos para o meio do vão:

a) na fissuração:

$$K_1 = \frac{242}{20,1 + 48,2 + 118,6} = 1,29$$

$$K_2 = \frac{242 - 20,1 - 48,2}{118,6} = 1,47$$

$$K_3 = \frac{242 + 75,6}{75,6 + 20,1 + 48,2 + 118,6} = 1,14$$

b) na rutura:

$$K_1 = \frac{485}{20,1 + 48,2 + 118,6} = 2,59$$

$$K_2 = \frac{485 - 20,1 - 48,2}{118,6} = 3,51$$

$$K_3 = \frac{485 + 75,6}{75,6 + 20,1 + 48,2 + 118,6} = 2,14$$



7. Passaremos agora aos cálculos seguintes:

1. — Carga de rutura da viga isolada, aplicada no 1/2 do vão e a 1/4 do vão;
2. — Carga aplicada no 1/2 do vão e a 1/4 do vão que ocasionou o aparecimento da primeira fissura na *face* inferior da viga;
3. — Tabelas de deformação teórica correspondente a aplicação das cargas de 2,4 t, 4,8 t, etc. no 1/2 do vão e a 1/4 do vão.

Depois apresentaremos os *resultados* práticos destes valores verificados no ensaio da viga pelo Instituto de Pesquisas e Tecnologia de São Paulo, conforme certificado oficial n.º 165.585.

8. A carga de rutura da viga, aplicada no meio do vão pode ser calculada da seguinte forma:

$$M_r = M_{pp} + \frac{P_r L}{4}$$

donde
$$P_r = \frac{4(M_r - M_{pp})}{L}$$

Aplicando os valores já apresentados nos itens anteriores, chegamos a:

$$P_r = \frac{4(485 - 75,6)}{24,80} = 65,8 \text{ t}$$

A carga aplicada a 1/4 do vão, seria:

$$M_r = M_{pp} + \frac{3 P_r L}{16}$$

$$P_r = \frac{16(M_r - M_{pp})}{3 L} = \frac{16(448 - 58,1)}{3 \times 24,8} = 84 \text{ t}$$

9. A carga aplicada no meio do vão que produz a primeira fissura na *face* inferior da viga é:

$$M_f = \frac{P_f L}{4}$$

$$P_f = 4 \times \frac{242}{24,80} = 39 \text{ t}$$



e a 1/4 do vão:

$$P_f = \frac{16 \times 236}{3 \times 24,8} = 50,8 \text{ t}$$

10. As deformações correspondentes à aplicação das cargas de 2, 4, – 4,8 t, etc. no meio do vão têm que ser calculadas em duas fases: a da fase elástica e a da fase plástica.

Na fase elástica a flexa no meio do vão; correspondente a uma carga concentrada P no meio do vão é:

$$f = \frac{PL^3}{48 EI}$$

Para um concreto com $\sigma_{c28} = 300 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo) calculamos (HERMITE) $E_c = 19.000 \sqrt{\sigma_{c28}} = 330.000 \text{ kg/cm}^2$ donde:

$$\frac{L^3}{48 EI} = \frac{24,8^3}{48 \times 330 \times 10^4 \times 0,1353} = 7,09 \times 10^{-4}$$

$$f_1 = 7,09 \times 10^{-4} P$$

a 1/4 do vão temos:

$$f_2 = \frac{PL^3}{64 EI} \text{ seja } f_2 = 5,31 \times 10^{-4} P$$

com isto podemos organizar a seguinte Tabela I:

11. As flexas no regime plástico serão calculadas de acordo com a teoria de GUYON (Béton Précontraint — 1.º vol. pág. 496). Segundo ela, a declividade do diagrama carga-deformação na fase plástica e na fase elástica estão na relação:

$$\frac{1 + \frac{S_1}{ms}}{1 + \frac{S_1}{S_2}}$$

sendo S_1 — área da mesa superior da viga S_2 — área da mesa inferior da viga, S — secção de aço, m — relação dos coeficientes de elasticidade do aço e do concreto.



$$\frac{1 + \frac{0,173}{0,00236 m}}{1 + \frac{0,173}{0,102}} = 0,37 + \frac{27,2}{m}$$

temos ainda $m = \frac{2 \times 10^6}{3,3 \times 10^5} = 6,06$ seja 6 dando a relação entre as declividades:

$$0,37 + \frac{27,2}{6,0} = 4,91$$

Com isto podemos calcular os valores que estão assinalados na Tabela I, no meio do vão:

$$f_1 = 7,09 \times 10^{-4} \times 38,4 + 4,91 \times 7,09 \times 10^{-4} (P - 38,4)$$

12. Para o ensaio realizado pelo I.P.T. utilizou-se a instalação de acôrdo com a fig. 4.

A carga foi obtida por meio de um macaco hidráulico, fazendo reação na viga de um pórtico da estrutura do viaduto. As flexas foram medidas por deflectômetro de *precisão* distribuídos de acôrdo com a fig. 4 e estão relacionadas na Tabela I. Foram ainda medidas as rotações dos apoios (Tab. II) e as deformações das fibras extremas nas secções próximas no meio do vão, por meio de extensômetros elétricos (Tab. III).

Na Tabela IV apresentamos os módulos de elasticidade calculados a partir dos diagramas:

— carga — flexa (E_f) fig. 5

— carga — deformação (E_e) fig. 6, 7

— carga — rotação apoios (E_c) fig. 8

Os ensaios do I.P.T. de São Paulo foram feitos até o aparecimento da primeira trinca na face inferior da viga.

Os coeficientes K_2 segurança na fissuração foram:

$$\text{Carga de fissuração: } P = 32,4 t$$

$$\text{Momento de fissuração: } M = 201 tm$$



TABELA I

	CARGA-DEFORMAÇÃO			
	FLEXA (mm)			
	Calculados		Medidos	
P (t)	f_1	f_2	j_1	j_2
0	—	—	—	—
2,4	1,70	1,27	1,27	0,83
4,8	3,40	2,54	1,96	1,29
7,2	5,10	3,81	3,16	2,05
9,6	6,80	5,08	4,13	2,72
12,0	8,50	6,35	4,91	3,25
14,4	10,20	7,62	6,44	4,23
16,8	11,90	8,89	7,76	5,11
19,2	13,60	10,16	9,49	6,25
21,6	15,30	11,43	10,92	7,14
24,0	17,00	12,70	12,62	8,28
26,4	18,70	13,90	13,85	9,49
28,8	20,40	15,24	15,06	10,62
31,2	22,10	16,51	16,64	11,54 ⁽²⁾
32,4	23,00	17,20	17,29	11,96
33,6	23,80	17,78		
36,0	25,50	19,05		
38,4	27,20	20,32		(1)
40,6	110,70			
43,2	194,20			
45,6	277,70			
48,0	361,20			
50,4	444,70			
52,8	528,20			
55,2	611,70			
57,6	694,20			
60,0	778,70			
62,4	863,70			
64,8	947,20			(3)
65,8	982,20			

(1) Primeira Fissura Prevista.

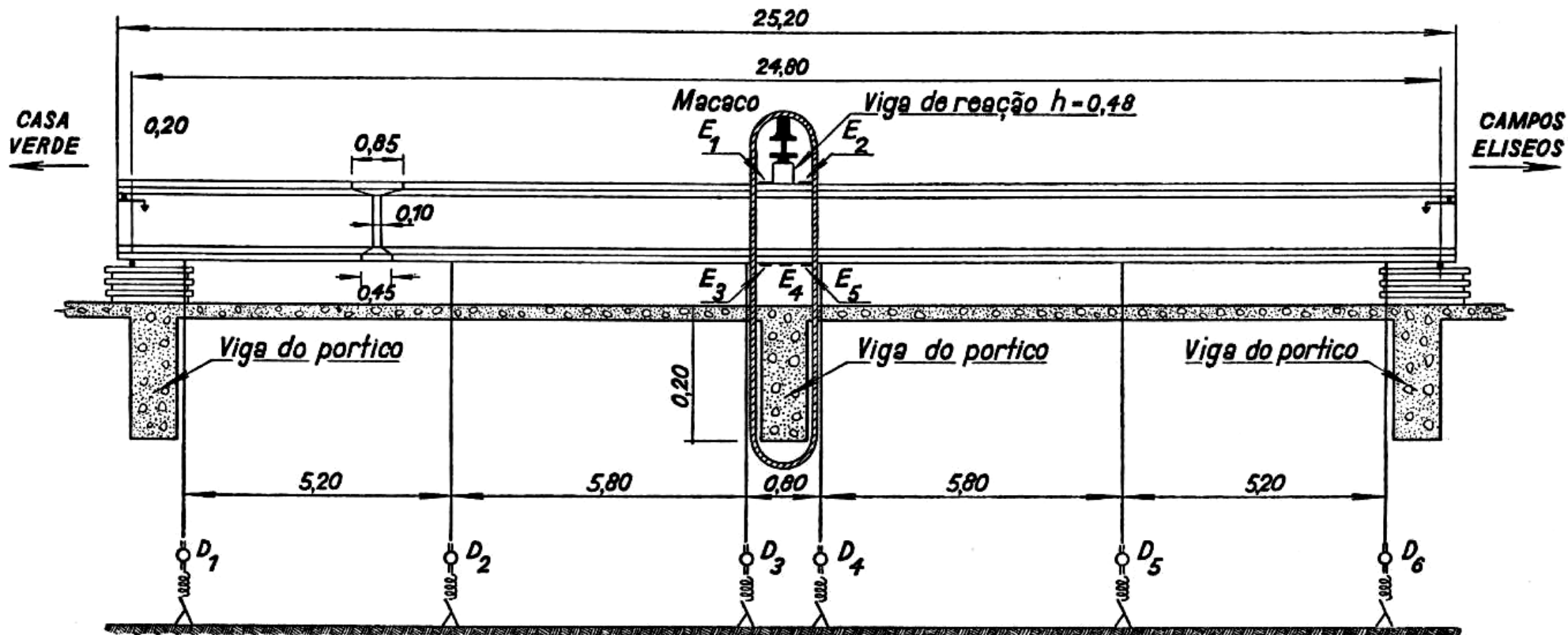
(2) Primeira fissura verificada.

(3) Rutura Prevista.



250

ESTRUTURA – Nº 30



Aparelhagem utilizada
D \odot Defletometro
C \rightarrow Clinometro
E - Extensometro

Fig. 4



donde:

$$K_1 = \frac{201}{20,1 + 38,2 + 118,6} = 1,07$$

$$K_2 = \frac{201 - 20,1 - 48,2}{118,6} = 1,12$$

$$K_3 = \frac{201 + 75,6}{75,6 + 20,1 + 48,2 + 118,6} = 1,05$$

DIAGRAMA CARGA – FLEXA

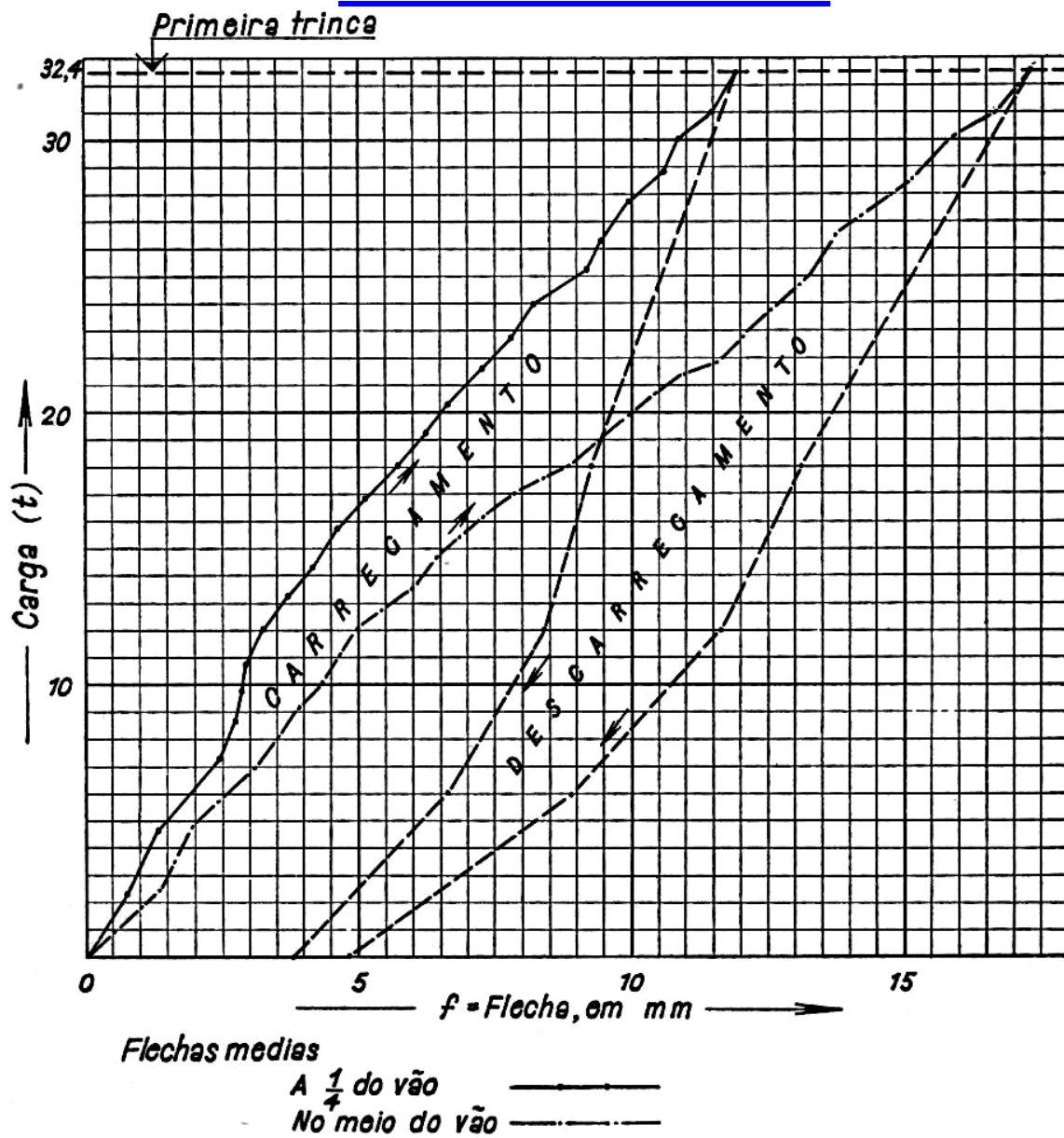


Fig. 5



DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO

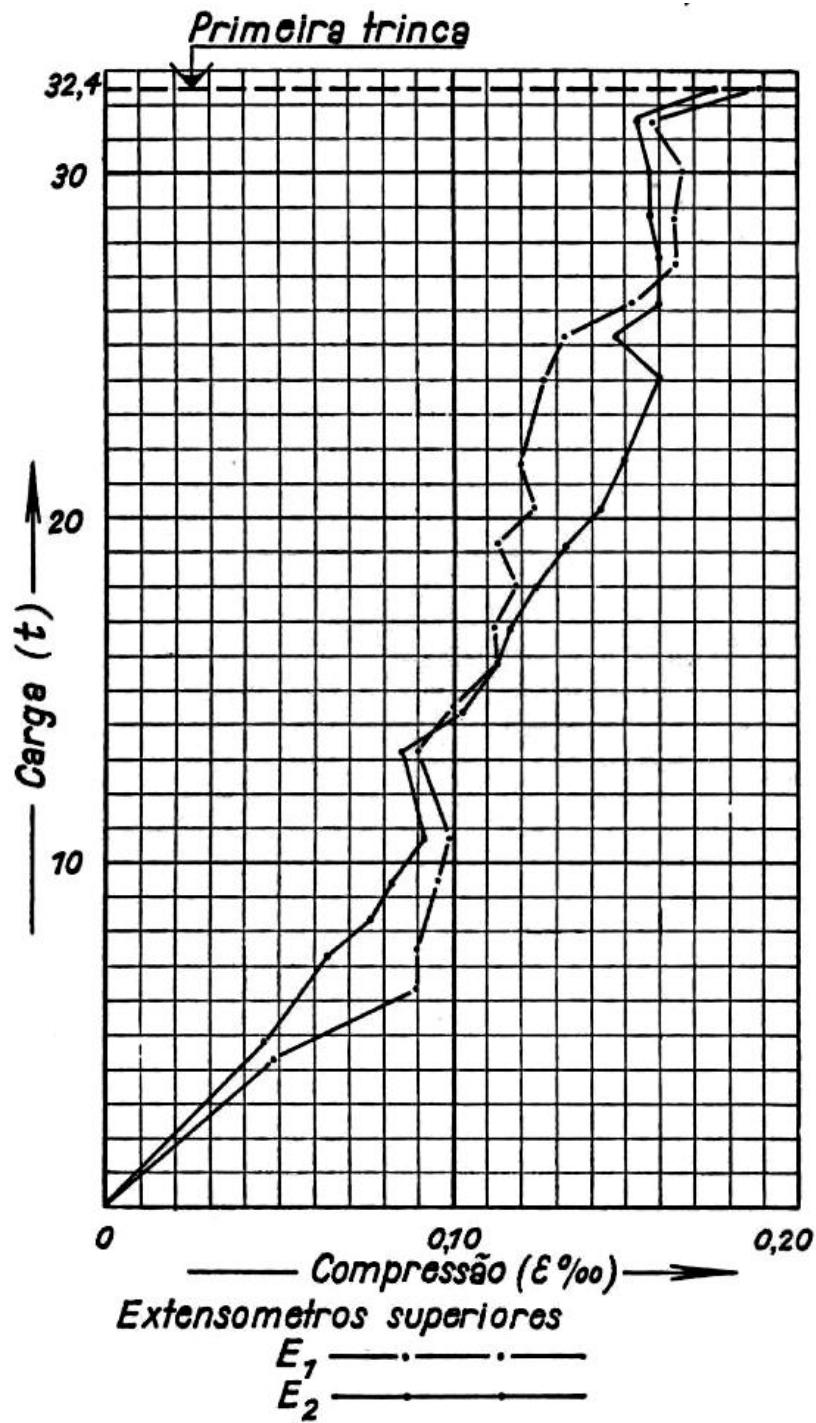


Fig. 6



DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO

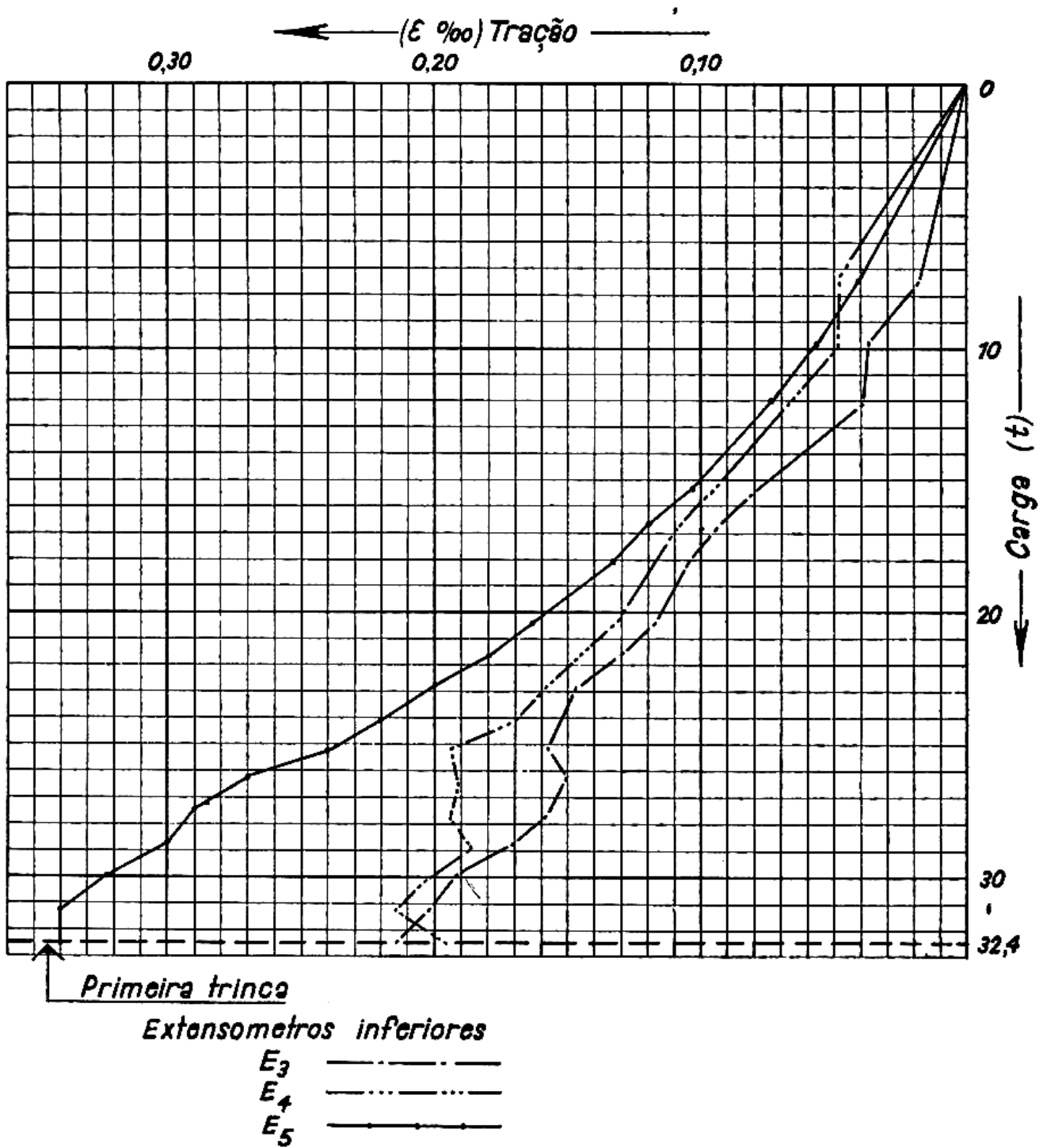


Fig. 7



254

DIAGRAMA CARGA – ROTAÇÃO NOS APOIOS

ESTRUTURA – Nº 30

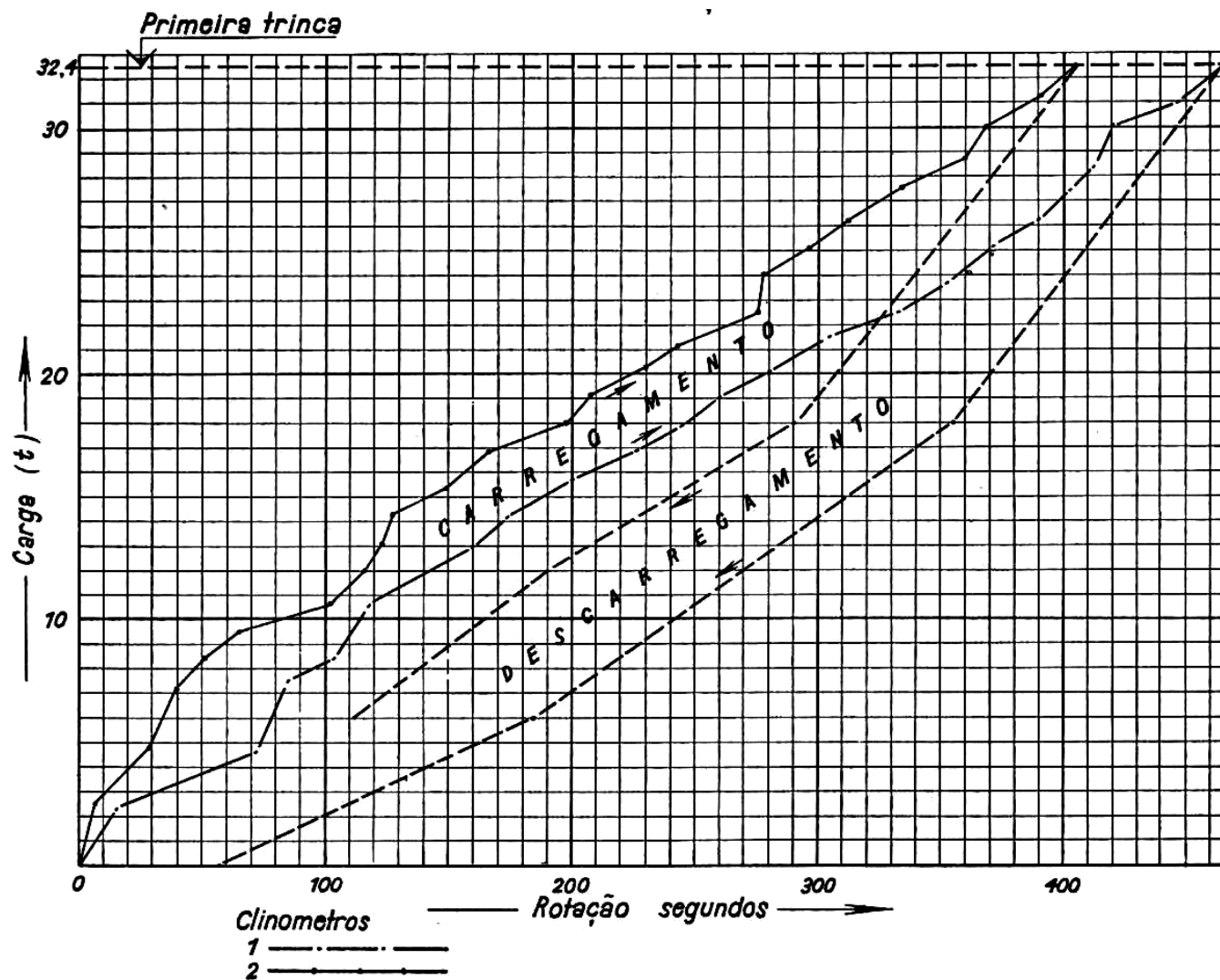
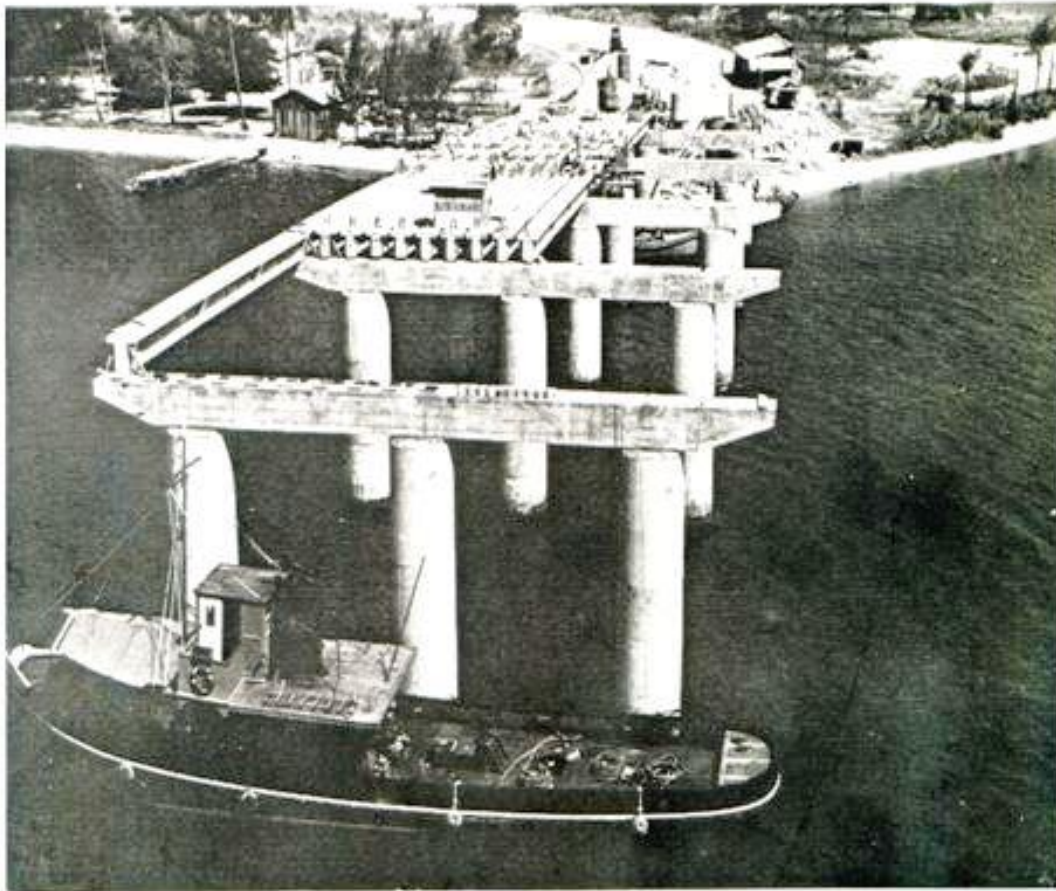


Fig. 8



1948 – B. ENSAIO DA VIGA DA PONTE DO GALEÃO



**Foto do livro “O Concreto no Brasil” –Vol.1,
do Prof. A.C. de Vasconcelos**

13. Na ponte do Galeão foi ensaiada pelo I.N.T. a viga de 19,40 m de comprimento com 18,80 m de vão teórico. As características da secção transversal são (fig. 9).

Altura: $h = 0,95$ m

área de secção: $S = 0,303$ m²

centro de gravidade:

$$v = 0,363$$
 m

$$v' = 0,587$$
 m

momento da inércia: $I = 0,0318$ m⁴

momentos resistentes:

$$W = 0,0876$$
 m³

$$W^1 = 0,0542$$
 m³



A Prova de Carga da Viga Prémoldada da Ponte do Galeão foi monitorada pelo Eng. Fernando Lobo Carneiro do I.N.T. , Instituto Nacional de Tecnologia / RJ

Ver :

- COPPE/UFRJ - Tese de Mestrado : MÓDULOS CELULARES PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO PROTENDIDO PARA CONSTRUÇÃO DE LAJES NERVURADAS - Adcleides Araújo da Silva Novembro/2003 Orientador: Ronaldo Carvalho Battista

“ ...

Em 1949, foi inaugurada no Rio de Janeiro a Ponte do Galeão, sendo esta a primeira obra em que foi utilizada protensão no Brasil, naquela oportunidade essa obra foi recorde mundial de extensão e foram empregados elementos pré-moldados. A Figura I-1 mostra o ensaio de prova de carga, monitorado pelo saudoso Prof. Fernando Luiz Lobo Carneiro, numa das vigas pré-moldadas da Ponte do Galeão;

Sobre a viga pré-moldada protendida vê-se o Prof. Lobo Carneiro.

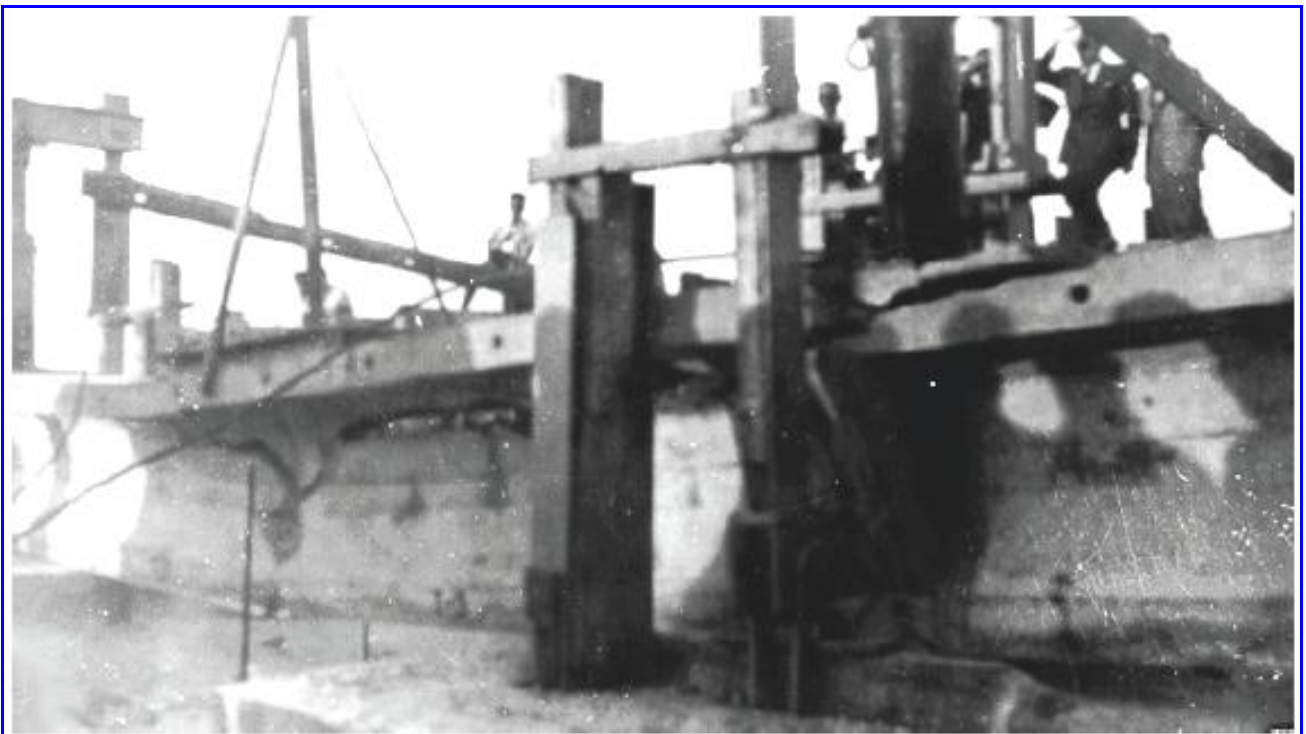


Figura I-1 Prova de carga de viga pré-moldada pós-tensionada da Ponte do Galeão,

- BATTISTA, RONALDO. CARVALHO - Palestra proferida na COPPE/UFRJ em memória póstuma à vida e obra do Professor Fernando Lobo Carneiro, Rio de Janeiro, dezembro de 2002....”



A protensão foi realizada por meio de 8 cabos Freyssinet $12\phi 5$ mm cuja fibra média está a 0,06 m da face inferior da viga.

Os cabos foram revestidos de papel pintados com tinta betuminosa (SHELLSPRAA).

Os momentos de rutura da peça são:

— Com relação ao aço

$$M_{r_t} = 0,9 \times 89 \times 18,9 \times 15.000 = 227.000 \text{ Kg.m}$$

— Com relação ao concreto:

$$M_{r_c} = 0,9 (85 - 10) \times 16 \times 89 \times \frac{430}{0,80} = 516.000 \text{ Kg.m}$$

para

$$\sigma_{c28} = 430 \text{ Kg/cm}^2.$$



14 Os esforços submetidos à viga, para seu dimensionamento, são os seguintes no meio do vão:

- peso próprio viga: $M_1 = 34$ tm
- *concreto* laje e transversais entre vigas: $M_2 = 23,7$ tm
- carga móvel: $M_3 = 46,3$ tm

resultado:

$$M_o = 34,0 + 23,7 = 57,7 \text{ tm}$$

$$M_p = 46,3 \text{ tm}$$

De acordo com a NB-1 devemos ter:

$$1,65 \times 57,7 + 2,0 \times 46,3 = 188,1 < 227 \text{ tm}$$

O momento de protensão é:

$$M_o = 8 \times 20 \times 0,527 = 84,3 \text{ tm}$$

para $\sigma_{c28} = 430 \text{ kg/cm}^2$ temos $\sigma_{t28} = 3,5 \sqrt{430} - 14 = 58,5 \text{ kg/cm}^2$
então:

$$\sigma_t = \frac{160}{0,303} - \frac{M_f + 34 - 84,3}{0,0542} = - 58,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = 82 \text{ tm}$$

é o *momento* de carga que produzirá a fissuração.



15. Baseados nestes elementos calculamos os seguintes valores que depois serão comparados com os resultados da prova de carga:

1. — Carga da rutura da viga *provocada* por duas forças P iguais entre si, aplicada a um terço do vão.
2. — Carga P aplicada a um terço do vão que *provocará* o aparecimento da primeira fissura.
3. — Tabela das flexas teóricas correspondente aos momentos fletores de 10, 20, 30 tm, etc, referente às cargas P aplicadas a um terço do vão.

A carga P_r de rutura é calculada

$$M_r = M_{pp} + 6,30 P_r$$

donde:

$$P_r = \frac{227 - 34}{6,30} = 30,7 \text{ t}$$

A carga P_f , produzindo a primeira fissura é:

$$M_f = P_f \times 6,30 \text{ donde } P_f = \frac{82}{6,3} = 13 \text{ t}$$

16. As flexas no meio do vão serão consideradas, *primeiro*, numa fase até $M = 82 + 34 = 116 \text{ tm}$ correspondente à primeira fissura e depois até $M = 227 \text{ tm}$ que se deve dar a rutura.

Na primeira fase, temos, para o carregamento das duas cargas P aplicadas a um terço do vão.

$$\begin{aligned} f &= \frac{1}{EI} \cdot \frac{23 \times PL^3}{648} = \frac{23}{EI} \cdot \frac{ML^2}{216} = \\ &= \frac{18,8^2 \times M \times 23}{393,3 \times 10^4 \times 216 \times 0,0318} = 3 \times 10^{-4} M \end{aligned}$$

onde
$$M = \frac{PL}{3}.$$

Para $\sigma_{c28} = 430 \text{ kg/cm}^2$ temos $E = 19.000 \sqrt{430} = 393.300 \text{ kg/cm}^2$ aproximadamente.

Com isto podemos organizar a Tabela V.



No regime plástico, de acordo com a teoria de M. GUYON citada anteriormente, temos:

$$S_1 = 1903 \text{ cm}^2; S_2 = 1016 \text{ cm}^2; S = 18,9^2$$

$$m = \frac{20 \times 10^5}{3,93 \times 10^5} = 5,07 \text{ seja } 5$$

Então:

$$\frac{1 + \frac{1903}{5 \times 18,9}}{1 + \frac{1903}{1016}} = 7,32$$

e as flexas no meio do vão, na fase plástica, serão:

$$f = 3 \times 10^{-4} \times 82 + 7,32 \times 3 \times 10^{-4} (M - 82)$$

que estão na Tabela V.

17. Os coeficientes de segurança seguintes podem ser estabelecidos:

a) na fissuração:

$$K_1 = \frac{82}{23,7 + 46,3} = 1,17$$

$$K_2 = \frac{82 - 12,7}{46,3} = 1,26$$

$$K_3 = \frac{82 + 34}{34,0 + 23,7 + 46,3} = 1,11$$

b) na rutura:

$$K_1 = \frac{227}{23,7 + 46,3} = 3,24$$

$$K_2 = \frac{227 - 23,7}{46,3} = 4,40$$

$$K_3 = \frac{227 + 34}{34,0 + 23,7 + 46,3} = 2,51$$



18. A montagem para o ensaio da viga está esquematizada na fig. 10. Dois macacos hidráulicos, capazes de uma carga de 60 t cada um foram montados no terço do vão, fazendo reação contra blocos de concreto por meio de tirantes. As flexas foram medidas por deflectômetros (HUGGENBERGER) colocados no trêcho central, onde o momento é constante. As flexas medidas estão assinaladas no diagrama da fig. 11 e na Tabela V.

Por meio de extensômetros foram medidas as deformações na face superior e inferior, no meio do vão, para

$$K_1 = 1,0 \text{ isto é, } M = 70,0 \text{ t}$$

face inferior $\epsilon_i = + 2,08 \times 10^{-4}$ (alongamento relativo)

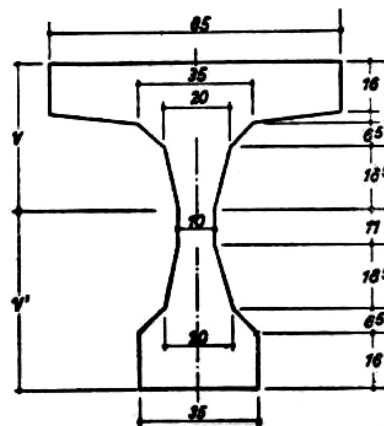


Fig. 9

face superior $\epsilon_s = - 1,41 \times 10^{-3}$ (encurtamento relativo)

$$\frac{\epsilon_s}{v} = \frac{\epsilon_i}{h-v}$$

donde $v = 38,3 \text{ cm.}$

Pelas características da viga temos $v = 36,3 \text{ cm.}$ Para $M = 70 \text{ tm}$, temos teóricamente:

$$\sigma_s = \frac{70}{0,0876} = 800 \text{ t/m}^2 \text{ e } \sigma_i = - \frac{70}{0,0542} = - 1\,290 \text{ t/m}^2$$

De acôrdo com os valores ϵ medidos temos:

$$\sigma_s = \epsilon_s E. \quad E = \frac{800}{1,41 \times 10^{-4}} = 566.000 \text{ kg/cm}^2$$

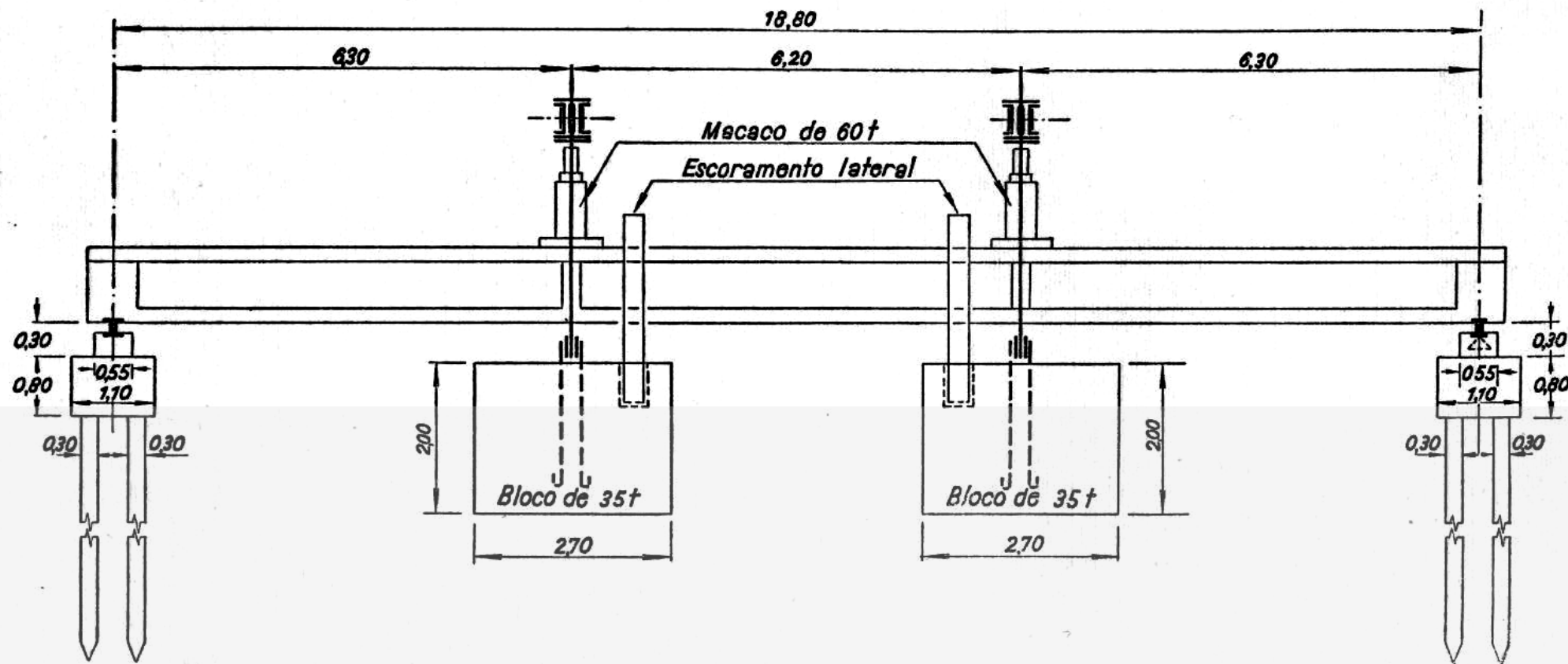
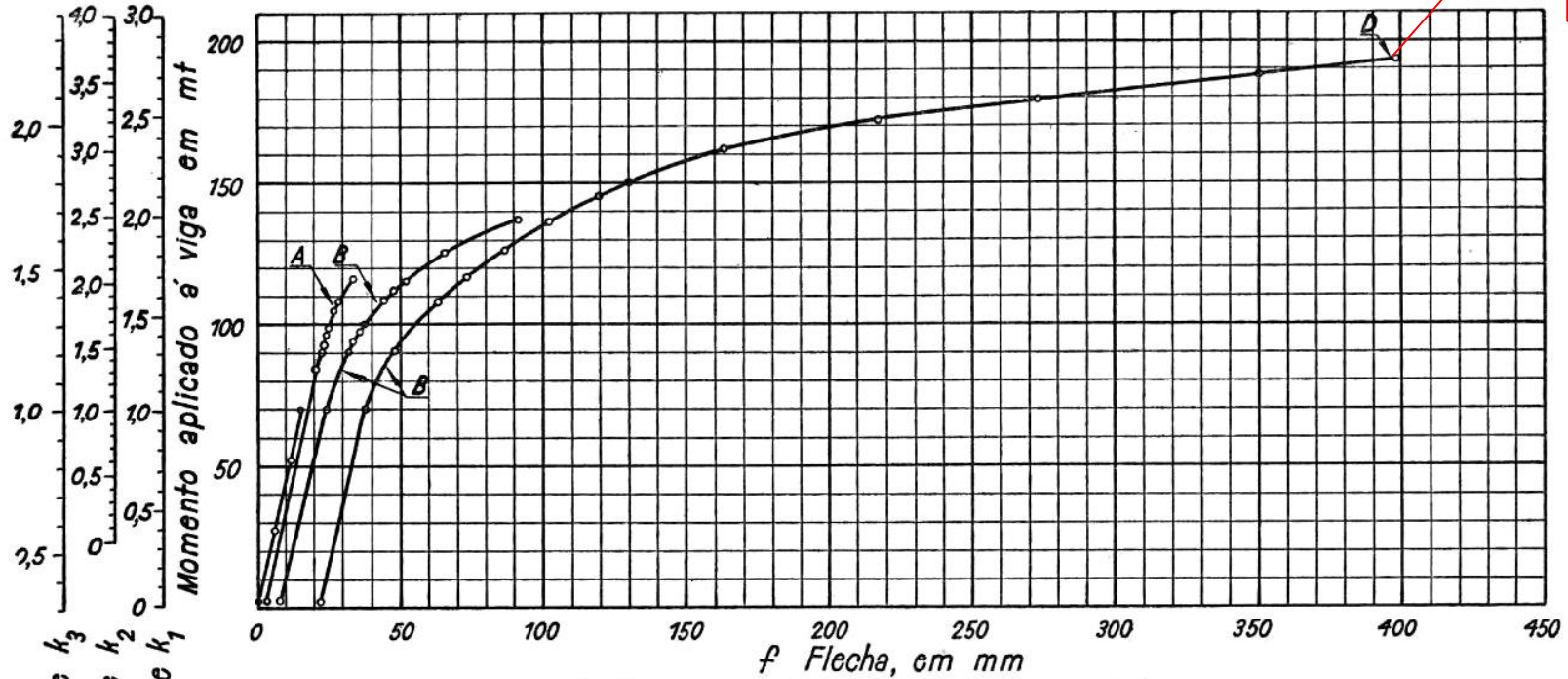


Fig. 10

Esquema do Ensaio



DIAGRAMA CARGA – FLEXA



193 m.t
 Ruptura

Coefficiente k_3
 Coeficiente k_2
 Coeficiente k_1

- A - Surgem as duas primeiras fissuras, sob as cargas
- B - Abrem-se novamente as fissuras
- C - Surge a terceira fissura, no meio do vão
- D - Ruptura

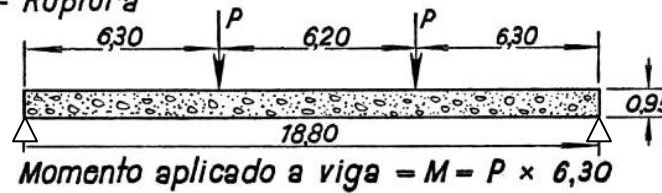


Fig. 11



Fotam instalados clinômetros nos apoios permitindo medir para:

$K_1 = 1,0$ a rotação média $\varphi = 472''$ dando a

$E = 632.000 \text{ kg/cm}^2$:

$$E = \frac{\Omega_o \cdot g}{\varphi I L} = \frac{875}{2,28 \times 0,0303 \times 2 \times 10^{-3}} = 632.000 \text{ kg/cm}^2$$

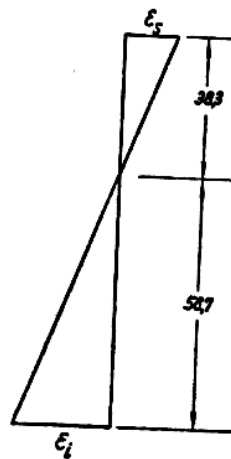


Fig. 12

nas figuras 13 e 14 vemos aspectos da viga após rutura, que se deu por esmagamento da mesa superior sem que se tenha rompido nenhum dos cabos. No momento da rutura a fissura havia subido até 9 cm abaixo da face superior da viga.

Os diferentes valores dos coeficientes K verificadcs no ensaio são os seguintes:

a) na primeira fissura:

$$K_1 = \frac{107}{23,7 + 46,3} = 1,53 \quad K_2 = \frac{107 - 23,7}{46,3} = 2,0$$

$$K_3 = \frac{107 + 34}{34 + 23,7 + 46,3} = 1,36$$

b) no segundo ensaio, novamente ao aparecimento das primeiras trincas:

$$K_1 = \frac{84}{23,7 + 46,3} = 1,20 \quad K_2 = \frac{84 - 23,7}{46,3} = 1,30$$

$$K_3 = \frac{84 + 34}{34 + 23,7 + 46,3} = 1,14$$

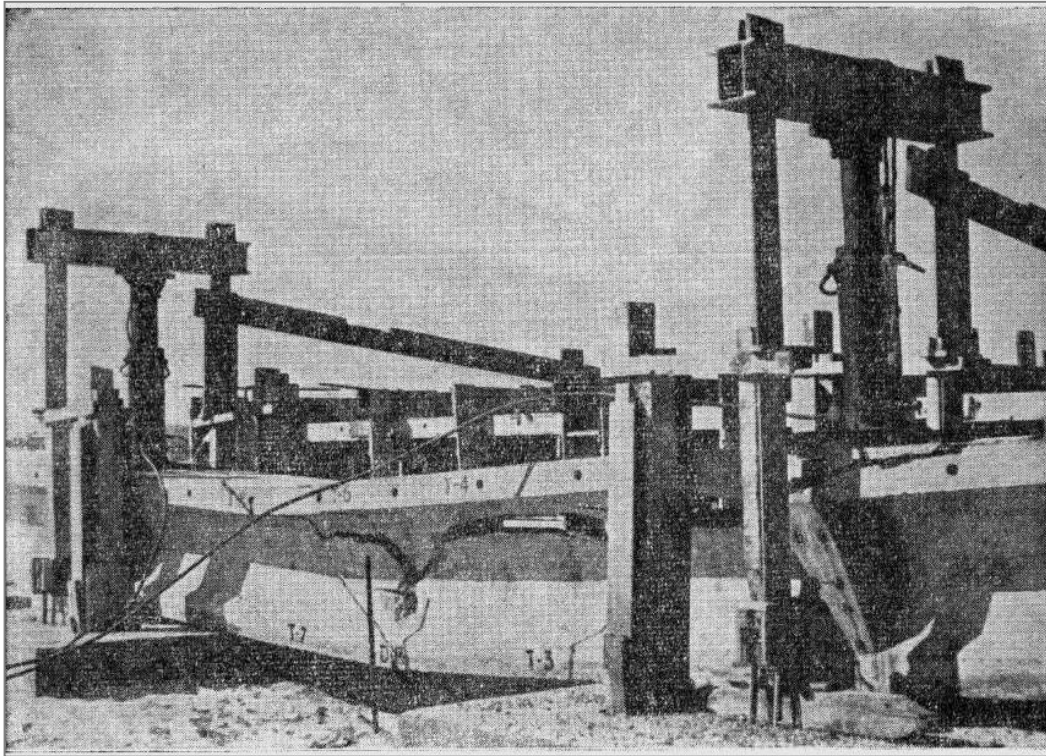


Fig. 13

Obs. : Fissuração concentrada em uma grande fissura

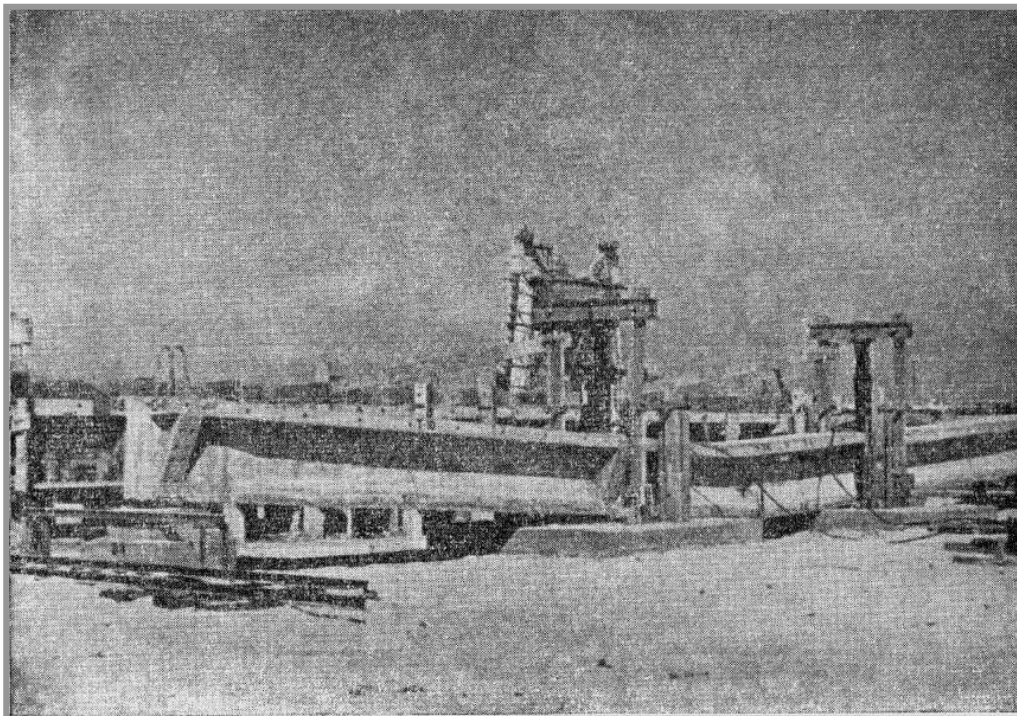


Fig. 14



c) na rutura:

$$K_1 = \frac{197}{23,7 + 46,3} = 2,76 \quad K_2 = \frac{193 - 23,7}{46,3} = 3,66$$

$$K_3 = \frac{193 + 34}{34 + 23,7 + 46,3} = 2,18$$

Os ensaios para verificação da segurança à rutura de uma viga de concreto protendido sobretudo a flexão, conduz a resultados equivalentes aos das peças de concreto armado comum. De um modo geral, o esforço cortante não deu causa a nenhuma avaria nas vigas, tendo sido dado ao momento fletor rutura da viga ensaiada. A protensão dos cabos com papel e betume também não traz influência no resultado à rutura, porque a aderência, mesmo com bainha metálica, é ultrapassada logo após a fase elástica, quando a peça entra na fase plástica do concreto mas ainda elástica do aço.

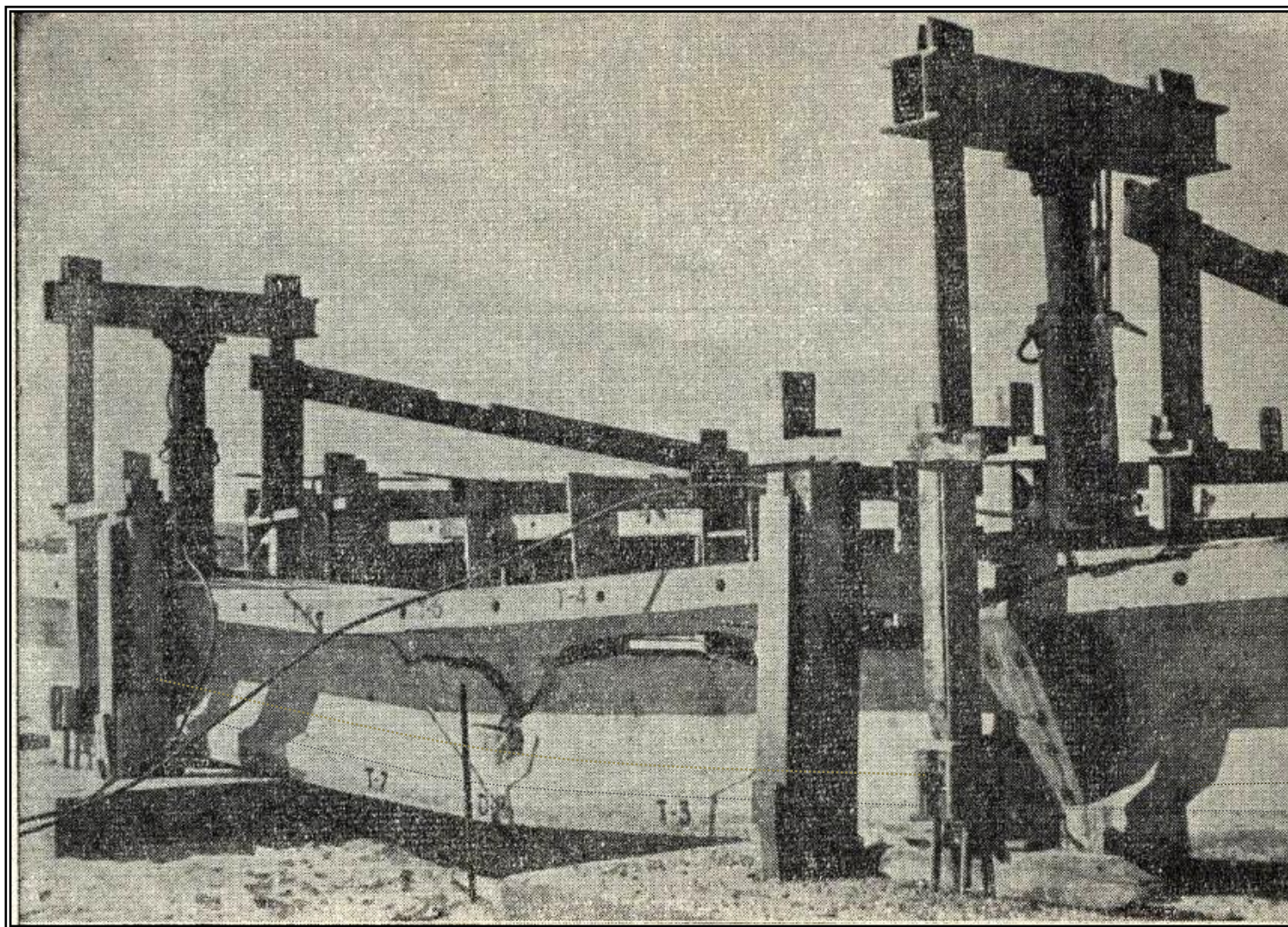


Fig. 13 Ampliada : Fissuração concentrada em uma grande fissura central.



TABELA II

P (t)	ROTAÇÃO NOS APOIOS (SEGUNDOS)	
	C_1	C_2
0	0	0
2,4	25	7
4,8	72	30
7,2	86	41
8,4	101	54
9,6	—	68
10,8	118	102
12,0	140	119
13,2	162	123
14,4	174	128
15,6	195	150
16,8	223	164
18,0	246	196
19,2	263	208
20,4	283	230
21,6	307	247
22,8	336	275
24,0	352	276
25,2	371	298
26,4	392	313
27,6	405	337
28,8	418	361
30,0	420	369
31,2	448	393
32,4	469	404
18,0	353	289
12,0	266	192
6,0	183	112
0	53	—

Primeira fissura

Ruptura

8 graus



TABELA III

P (t)	DEFORMAÇÕES (0/00)				
	FACE SUPERIOR (+)		FACE INFERIOR (—)		
	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	ϵ_5
0	0	0	0	0	0
4,8	0,049	0,047	—	—	—
7,2	0,090	0,064	0,048	0,022	0,047
8,4	0,090	0,076	—	—	—
9,6	0,098	0,083	0,050	0,034	0,054
10,8	0,100	0,092	—	—	—
12,0	—	—	0,066	0,040	0,071
13,2	0,089	0,086	—	—	—
14,4	0,100	0,103	—	—	—
15,6	0,114	0,114	0,095	0,081	0,105
16,8	0,114	0,118	0,110	0,092	0,120
18,0	0,120	0,126	0,121	0,105	0,133
19,2	0,113	0,133	—	—	—
20,4	0,125	0,145	0,140	0,125	0,164
21,6	0,120	0,150	0,155	0,140	0,180
22,8	—	—	0,166	0,156	0,200
24,0	0,129	0,160	0,180	0,161	0,220
25,2	0,133	0,147	0,194	0,168	0,241
26,4	0,154	0,160	0,190	0,160	0,271
27,6	0,165	0,160	0,194	0,167	0,292
28,8	0,165	0,158	0,185	0,180	0,300
30,0	0,164	0,158	0,206	0,195	0,335
31,2	0,158	0,152	0,216	0,205	0,350
32,4	0,183	0,173	0,188	0,215	0,350
18,0	0,142	0,110	0,153	0,054	0,270
12,0	0,115	0,059	0,140	0,043	0,210
6,0	0,120	4,04	0,090	0,045	0,132
0	0,130	—	0,048	0,096	0,058

Primeira
fissura

Ruptura

TABELA IV

CARGA (t)	E_f (kg/cm ²)		E_e (kg/cm ²)		E_c (kg/cm ²)	
	E 1/4	E 1/2	E_s	E_i	E_{c1}	E_{c2}
0 a 12	587 000	564 000	399 000	—	333 000	357 000
≥ 12	375 000	385 000	399 000	407 000	333 000	357 000

Módulos de elasticidade aproximados, a partir dos diagramas carga flexa (E_f) carga-deformação (E_e) e carga-rotação nos apoios (E_c).



TABELA V

CARGA-DEFORMAÇÃO		
	FLEXA (mm)	
	Calculados	Medidos
M (tm)	f	f
0	—	—
10	3,0	3,5
20	6,0	6,0
30	9,0	8,5
40	12,0	11,0
50	15,0	13,0
60	18,0	15,5
70	21,0	18,0
80	24,0	20,5
82	24,6	— (1)
90	42,0	23,0 (47) (3)
100	64,0	25,0 (55) (3)
Primeira fissura	107	28,0 (65) (2)
	110	86,0
	120	108,0
	130	130,0
	140	152,0
	150	174,0
	160	196,0
	170	218,0
	180	240,0
	190	262,0
Ruptura	193	400,0 (4)
	200	284,0
	210	306,0
	220	328,0
	227	342,6 (5)

(1) primeira fissura prevista.

(2) primeira fissura verificada.

(3) os valores entre parêntesis referem-se ao terceiro carregamento da viga.

(4) ruptura verificada.

(5) ruptura prevista.



ANEXO 01

COMENTÁRIOS SÔBRE A NOR- MA BRASILEIRA P-NB 116 (Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido)

FERNANDO LUIZ LOBO B. CARNEIRO

Publicados na Revista
ESTRUTURA
Número 51 de 1963,
citando a ponte
do Galeão

(Representante do Instituto Nacional de Tecnologia na Comissão de Normas Estruturais da A.B.N.T., e chefe da D.T.E. de Estruturas do Clube de Engenharia).

1. Introdução

De acôrdo com o Programa do I Seminário de Concreto Protendido promovido pela D.T.E. de Estruturas do Clube de Engenharia, abordarei, nestes comentários, alguns pontos característicos da Norma Brasileira P-NB 116, relativa ao *Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido*.

Esta Norma, ainda em estágio experimental, foi elaborada pelas Comissões de Normas Estruturais do Rio de Janeiro e de São Paulo, da Associação Brasileira de Normas Técnicas. Compreende oito capítulos, dos quais os cinco primeiros se relacionam com o projeto, e os três últimos com a execução. Atendendo ao espírito do Seminário, escolhi como temas desta palestra alguns itens da Norma, procurando abranger não só a parte relativa ao cálculo, como a relativa à execução. Outros pontos da Norma serão abordados pelos outros conferencistas, dentro do mesmo critério, o que possibilitará certamente uma ampla visão de conjunto.

2. Campo de aplicação

Com o título acima, o item 1.3 da Norma estabelece algumas condições para a aplicabilidade dos diferentes tipos de protensão considerados.

A Norma admite, de um modo geral, tanto a *protensão completa*, como a *protensão limitada*.



Já na *protensão limitada* o aparecimento de fissuras, fazendo com que a peça passe do Estádio I para o Estádio II, provoca uma *variação brusca da tensão na armadura de protensão*, que pode eventualmente atingir mais de 25% da tensão média.

Levando em conta esse fato, a Norma proíbe o emprêgo de protensão limitada no caso de pontes ferroviárias, em que as variações de tensão com a passagem da carga móvel são particularmente intensas, e se repetem com elevada frequência, durante a vida da obra. A restrição imposta às pontes rodoviárias, embora menos severa, tem o mesmo fundamento. Ambas se inspiram na norma alemã DIN 4:227. A norma francesa de 1953, muito mais rígida sob este aspecto, não admite protensão limitada em qualquer hipótese, e ainda exige que, nas obras expostas às intempéries ou

...

Para finalizar o comentário sobre o item 1.3, observemos que ele ainda *proíbe*, no caso de pontes ferroviárias, o emprêgo de *armadura de protensão sem aderência*. Este tipo de armadura, muito usado no início da aplicação do concreto protendido, é hoje desaconselhado por tôdas as Normas, e mesmo proibido por muitas delas. A falta de aderência, além de aumentar consideravelmente o risco de fissuração excessiva, diminui a segurança à ruptura. A Norma brasileira em diversos de seus itens, impõe pesados ônus aos projetos em que é adotada armadura de protensão sem aderência.

É verdade que diversas obras, no Brasil, inclusive a ponte do Galeão, foram realizadas sem bainhas metálicas, envolvendo-se os cabos de protensão em papelão alcatroado; mas cumpre observar que nessa época não se fazia protensão limitada, e que era adotada protensão completa com fixação de um limite inferior para tensão de compressão nas bordas, a exemplo da Norma Francesa. Não se poderia portanto justificar pelo sucesso de obras antigas o emprêgo de protensão limitada com armadura de protensão sem aderência. O emprêgo de *armadura de protensão sem aderência*, apesar de desaconselhável, pode ser tolerado, desde que associado a *protensão completa*, respeitando-se além disso as demais restrições da Norma, inclusive as que constam dos itens 4.2.1, alínea *f* (cálculo à ruptura) e 5.1.2 (coeficientes de majoração para a verificação das tensões em serviço).

Ver comentário completo em :

http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/lobocarneiro/conc_protend_elu.pdf

- O Prof. Lobo Carneiro observou em experimentação com 8 vigas protendidas, na COPPE em 1976 que, com cabos retos, sem aderência com o concreto, havia uma redução do momento fletor de ruptura de até 20%.

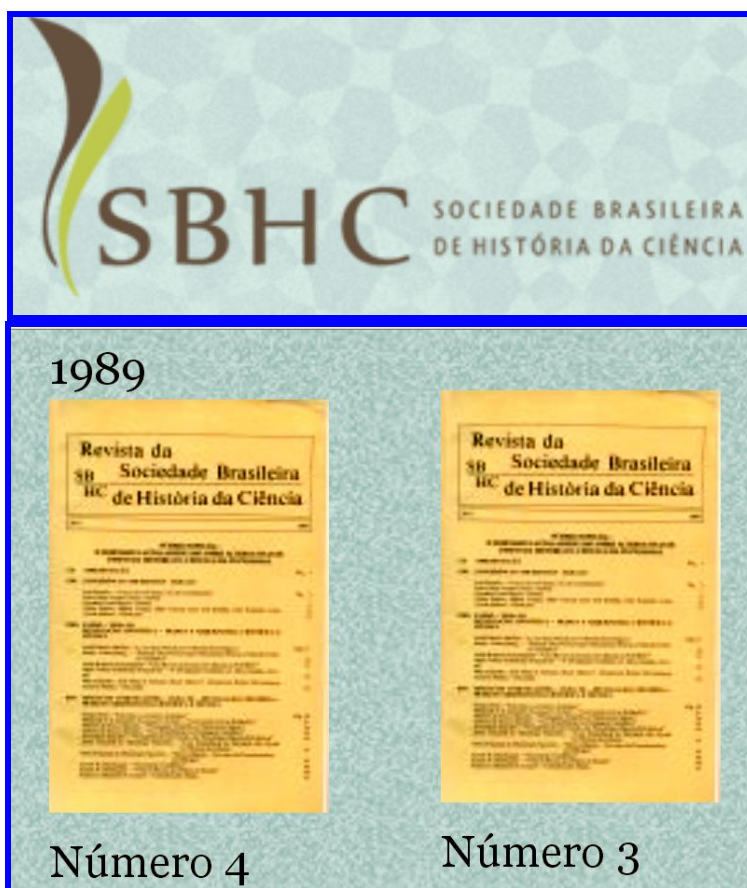


ANEXO 02

“Alguns Aspectos Curiosos da História do Concreto”

Palestra do Prof. Eng. Augusto Carlos de Vasconcelos, apresentada na SBHC.

Sociedade Brasileira de História da Ciência - Revista vol. n3 de 1989



<http://www.sbhc.org.br/revistahistoria/public>

Alguns Aspectos Curiosos da História do Concreto

Eng^o Augusto Carlos de Vasconcelos

Quando se começa a estudar a fundo algum fato histórico, acaba-se por perceber conexões não explícitas e razões não documentadas. Em matéria de história, entretanto, não se pode fazer suposições. Tudo o que se cita deve ser documentado e mesmo assim com perigo de frequentes contradições e falsidades. O primeiro fato estranho que me surpreendeu é que o in-



•••

damental do item 662 da norma brasileira era a plastificação do concreto, germe de toda a economia que viria a surgir no dimensionamento de peças fletidas. Até 1972 a norma alemã ainda não havia aceito o cálculo no Estádio III, hoje universalmente adotado.

Muitos fatos sensacionais acontecem em nosso país sem que os brasileiros tomem conhecimento. O Brasil detém 23 recordes internacionais em concreto armado e protendido e poucos profissionais brasileiros sabem disso. Um desses recordes é a Ponte de Herval, sobre o rio do Peixe em Santa Catarina, mais tarde denominada Ponte Emilio Baumgart. Essa ponte, destruída em 1983 pela terrível enchente daquele ano, por motivos alheios à própria ponte, já castigada anteriormente por muitas outras enchentes igualmente perigosas, é hoje para os brasileiros objeto de muito orgulho. Foi a obra brasileira mais comentada e com maior repercussão no estrangeiro. Mesmo na ausência de qualquer artigo de Baumgart, que nada publicou em sua vida, foi a obra brasileira mais divulgada em revistas internacionais de engenharia. Se Baumgart nada escreveu sobre a obra, seu calculista, o engenheiro norueguês Rolf Schjødt publicou um artigo detalhado na *Engineering News Record* de 1931, logo após o término da obra em Outubro de 1930. As revistas *Der Bauingenieur* (1938), *Beton und Eisen* (1931 e 1933), *Le Constructeur de Ciment Armé* (1932), *Technique des Travaux* (1932) publicaram notícias ou artigos pouco detalhados sobre essa magnífica obra. No Brasil nada havia sido publicado antes de 1985, quando o autor dessas notas divulgou em seu livro "O concreto no Brasil" toda a sua história e reproduziu os detalhes do cimbramento, parte original do projeto, origem do processo construtivo denominado "construção por balanços sucessivos". Para salientar a importância desse sistema original de construção de pontes em concreto, hoje aplicado em numerosas pontes em concreto protendido, cabe aqui um esclarecimento adicional. A publicação no *Beton-Kalender* dos anos 30 de notícia sobre a construção da Ponte de Herval com o novo sistema construtivo, serviu de base para a STUP francesa embargar o pedido de patente solicitado muito anos depois pela *Dickerhoff und Widmann*. Esta firma, criadora dos carros de cimbramento (*Vorbauwagen*, em Alemão) que permitem a execução de pontes protendidas em balanço sucessivo, não conseguiu, pelo motivo exposto, patentear o processo: já existia no Brasil a aplicação do processo há mais de 25 anos, não se podendo argumentar o seu desconhecimento, pois se achava publicado em língua alemã, em manual conhecido e usado por todos os engenheiros da Alemanha!

No campo do concreto protendido também há muita coisa a contar das realizações brasileiras. Basta lembrar que as duas primeiras obra

executadas em concreto protendido em nosso país foram recordes: a Ponte do Galeão e a Ponte de Juazeiro. Depois de 1960 mais 5 novos recordes foram registrados em obras brasileiras de concreto protendido. Infelizmente Baumgart faleceu 4 anos antes do início do concreto protendido no Brasil em 1947. Provavelmente este grande engenheiro haveria de contribuir bastante, com sua grande capacidade criativa, com muitas inovações também neste campo.

A história da Ponte do Galeão, apresenta certos lances curiosos que convém lembrar. Essa ponte havia sido projetada inicialmente em viga contínua de concreto armado. O projeto oficial da concorrência prévia em comprimento total de 368,4 m distribuídos em 15 tramos cujos comprimentos variavam de 19,4 a 43,4 m. A distribuição dos vãos foi criteriosamente estudada de maneira a se otimizar o máximo momento fletor na estrutura. A firma *Civilhidro* (*Cia. Nacional de Construções Cívís e Hidráulicas*) ganhou a concorrência e começou imediatamente a execução dos tubulões pneumáticos, pela primeira vez usados no Brasil. Em fins de 1946 todos os tubulões já estavam cravados, atingindo a rocha viva, em alguns pontos a 20 m de profundidade. Essas fundações constituíram algo de sensacional em obras brasileiras, criação do Comandante Arthur Rocha.

Foi então que a Diretoria da *Civilhidro* teve notícia do processo construtivo de *Freyssinet*, que estava sendo usado na reconstrução de várias pontes destruídas durante a Segunda Guerra Mundial. As excelentes vantagens do processo foram detidamente estudadas, verificando-se que o seu emprego em peças pré-moldadas para obras marítimas conduziria a uma maior durabilidade da construção pela ausência de fissuração. O Diretor do Departamento de Engenharia Civil do Ministério da Aeronáutica, Eng^o Alberto de Mello Flores encontrava-se em missão na Europa e foi então consultado por telegrama. Ao se inteirar do assunto deu sua imediata concordância para a utilização do concreto protendido desde que se mantivesse inalterado o orçamento global (e o prazo para entrega da obra, naturalmente!). Nessas condições partiu imediatamente para a França o engenheiro Galba de Boscoli, diretor Presidente da *Civilhidro*. Durante quase um mês manteve contatos com Eugéne *Freyssinet* e Edmée *Campénon*. Este era o titular das *Entreprises Campénon Bernard*, que explorava a patente *Freyssinet*.

Ao perceber a possibilidade de aplicar sua patente a uma ponte de 370 m o entusiasmo de *Freyssinet* foi enorme. Imediatamente estendeu uma folha de papel sobre a mesa e começou a fazer alguns esquemas, dividindo os 370 m em vãos todos iguais, como convém para uma obra com vigas pré-moldadas de concreto protendido. Nisto, de Boscoli alertou-o de que aquilo



...

não era possível: as fundações já estavam prontas e não seria possível abandoná-las, mesmo que daí resultasse alguma economia. Freyssinet deve ter-se exasperado diante da impossibilidade de fazer o melhor projeto para uma obra que viria a ser um recorde mundial, a maior até então como o seu sistema. Ante a perspectiva porém da realização de tal obra, aceitou a contingência de fazer um projeto para cada vão. O gênio de Freyssinet fez-se logo sentir, projetando apenas dois tipos de formas, aplicáveis respectivamente para os tramos menores de 19,4 m onde usou vigas de 94 centímetros de altura, e para os demais tramos de 28,3 a 37,2 m onde usou vigas de 170 centímetros. O tramo maior, de 43,4 m exigia vigas mais altas. Para não destoar do restante da obra, Freyssinet usou de um artifício que passou despercebido para quem de fora, contempla a ponte: foi usada a mesma forma de 170 projetada para os demais vãos, porém um fundo variável, inclinado, permitindo uma aumento de altura no meio do vão de 20 centímetros! Esse aumento de altura, quase imperceptível no conjunto da obra, foi suficiente para permitir o alojamento de 20 cabos de 20 toneladas úteis, dos quais apenas 8 atingem os topos das vigas.

A obra foi inaugurada em Janeiro de 1949 e ainda está em utilização. Tornou-se entretanto insuficiente para a atual demanda de tráfego e necessitou de uma duplicação recentemente concluída. Após 25 anos de sua existência os jornais do Rio de Janeiro noticiaram seu perfeito estado de conservação.

Em 1982 foi feito um serviço de recuperação da obra, refazendo as pistas de rolamento e substituindo os 260 m de juntas de dilatação. Em 1983, o "Freyssinet Magazine" publicou uma pequena notícia da obra com o título: "Le Pont du Galion est toujours en bonne santé! "

A ponte foi executada com cabos constituídos de 12 fios de 5 mm de diâmetro, paralelos e dispostos em volta de uma mola central de arame recozido. Essa mola garantia a existência de um buraco central que permitisse a injeção de calda de cimento, cuja finalidade era apenas de proteção contra corrosão. Para evitar a entrada de nata do cimento no interior do cabo, durante a contretagem da viga, o que acarretaria a aderência dos fios com o concreto antes da aplicação da protensão, os cabos eram envolvidos em papel e pintados com tinta betuminosa em várias camadas. Essa maneira de realizar a cablagem é proibida pelas normas atuais... mas a obra continua perfeita! E a História continua...

+ + +

A seguir fotos e desenhos da Ponte do Galeão copiados do livro

O CONCRETO NO BRASIL

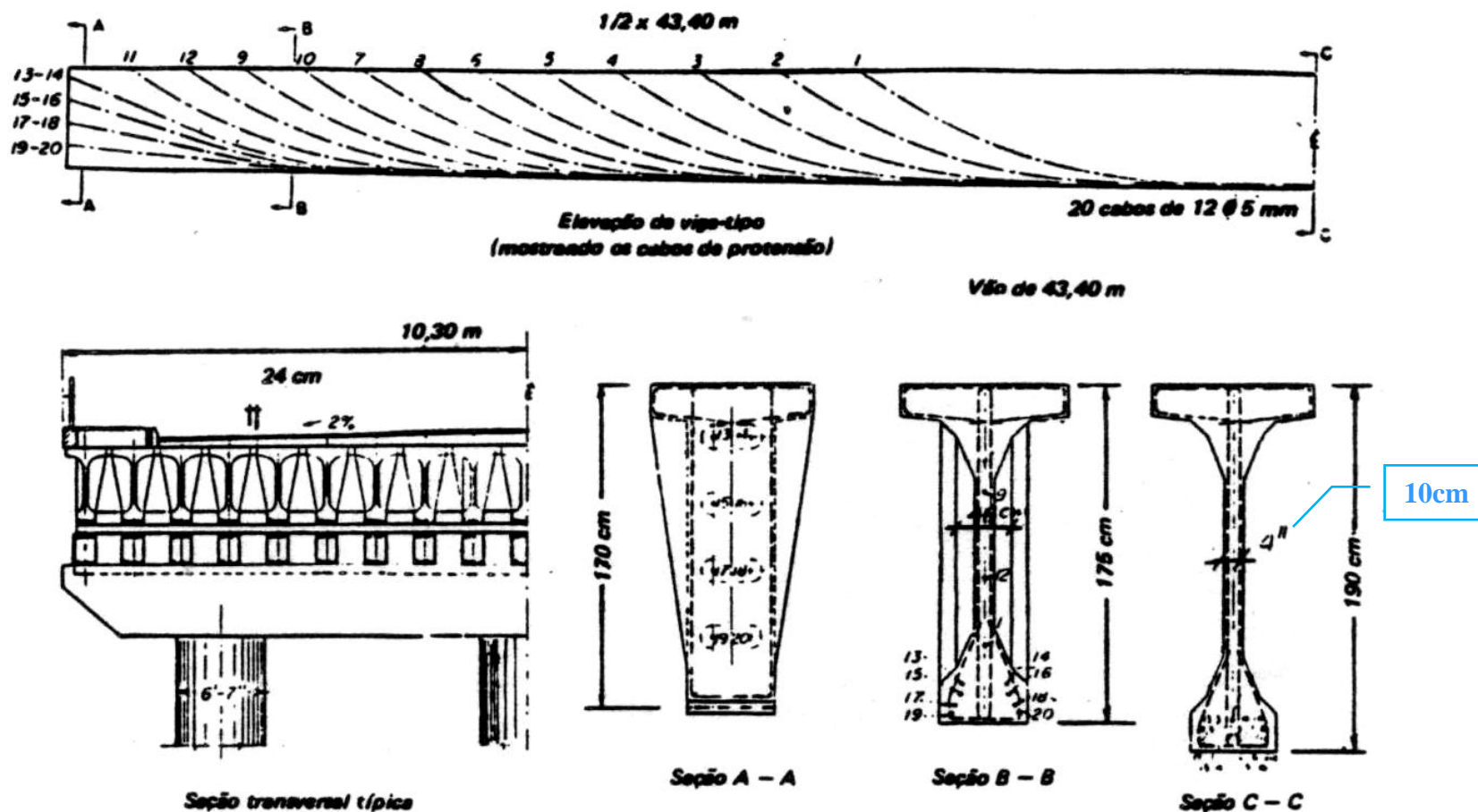
RECORDES – REALIZAÇÕES – HISTÓRIA – VOL 1.

do

Prof. AUGUSTO CARLOS DE VASCONCELOS



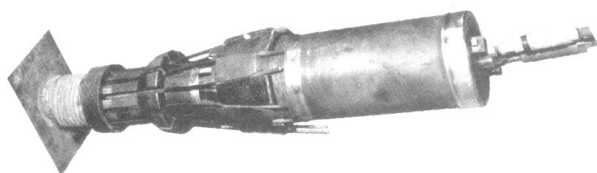
Dados do livro “O CONCRETO NO BRASIL” – VOL 1 do Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos.



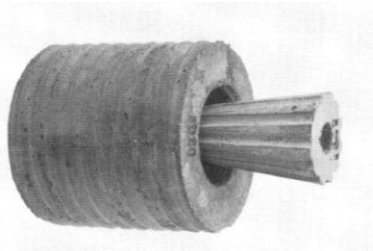
- A maior viga tem o comprimento de 43,40m e altura de 1,90m no meio do vão.
- Armadura de protensão com 20 cabos de 12 fios de 5mm. Força nominal de cada cabo igual a 20ton.
- Notar que a espessura da alma da viga é de 10cm, o que sempre requer uma concretagem muito cuidadosa.
- O concreto tinha uma resistência de 480 kgf/cm^2 em corpos de prova cúbicos $\approx 38,4 \text{ MPa}$ em corpos de prova cilíndricos.



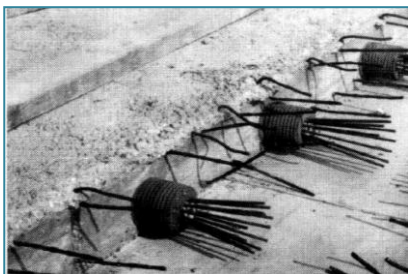
Fotos do Livro : *Eugène Freyssinet – A revolution in the art of construction.*
Presses de l'École Nationale de Ponts et Chaussées – 2004



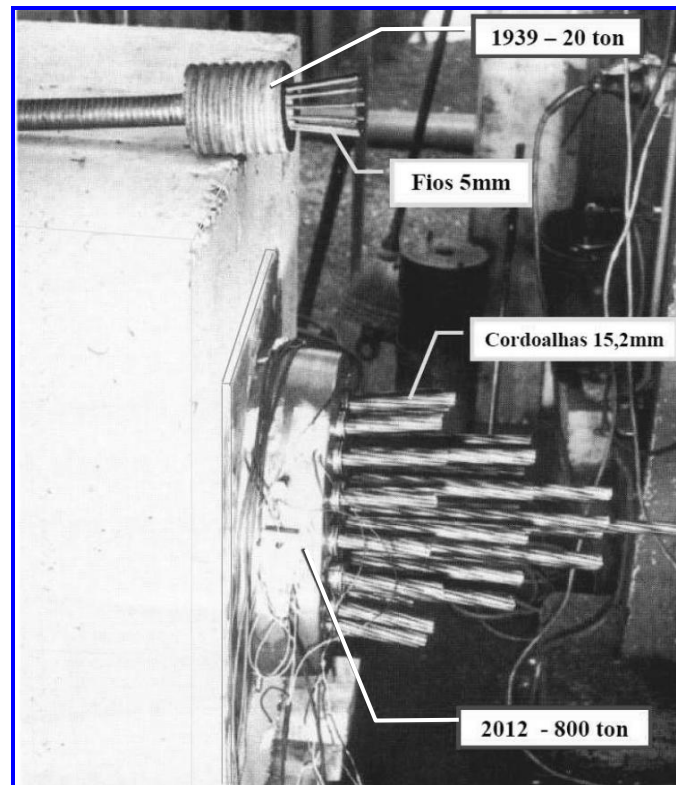
Macacos para 12 fios de 5mm = 20 ton
usados na ponte do Galeão



Cones de concreto para 12 fios de 5mm = 20 ton
usados na ponte do Galeão



Várias ancoragens para 12 fios de 5mm

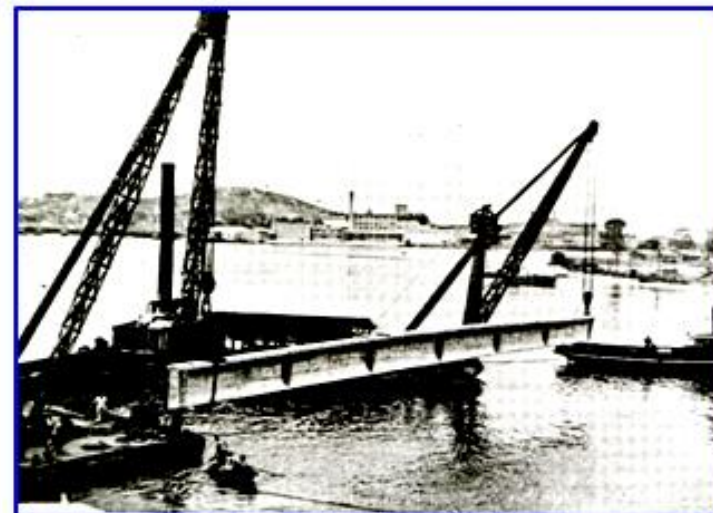


Evolução das ancoragens.

Acima, o cone com fios de 5mm para 20 ton, usado na ponte do Galeão.
Abaixo, uma ancoragem atual para 800 ton, com cordoalhas de 15,2mm.



Fotos do livro “O CONCRETO NO BRASIL ” – VOL 1 do Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos.



- Tubulões a ar comprimido assentes na rocha \approx a 20m de profundidade.
- Travessas de apoio prêmoldadas.
- Vigas longitudinais prêmoldadas protendidas e justapostas transversalmente. Protensão total, isto é, sem tensões de tração na flexão.
- Vãos de 19.40m, 28.30m, 37.20m e 43.40m



Fotos S.T.U.P. de 1948 / 1949



Construção - 1948





1948 - REVISTA "BRASIL CONSTROI "

Observar que existem duas transversinas no vão das vigas pré-moldadas, além das duas transversinas nos apoios.





ZOOM

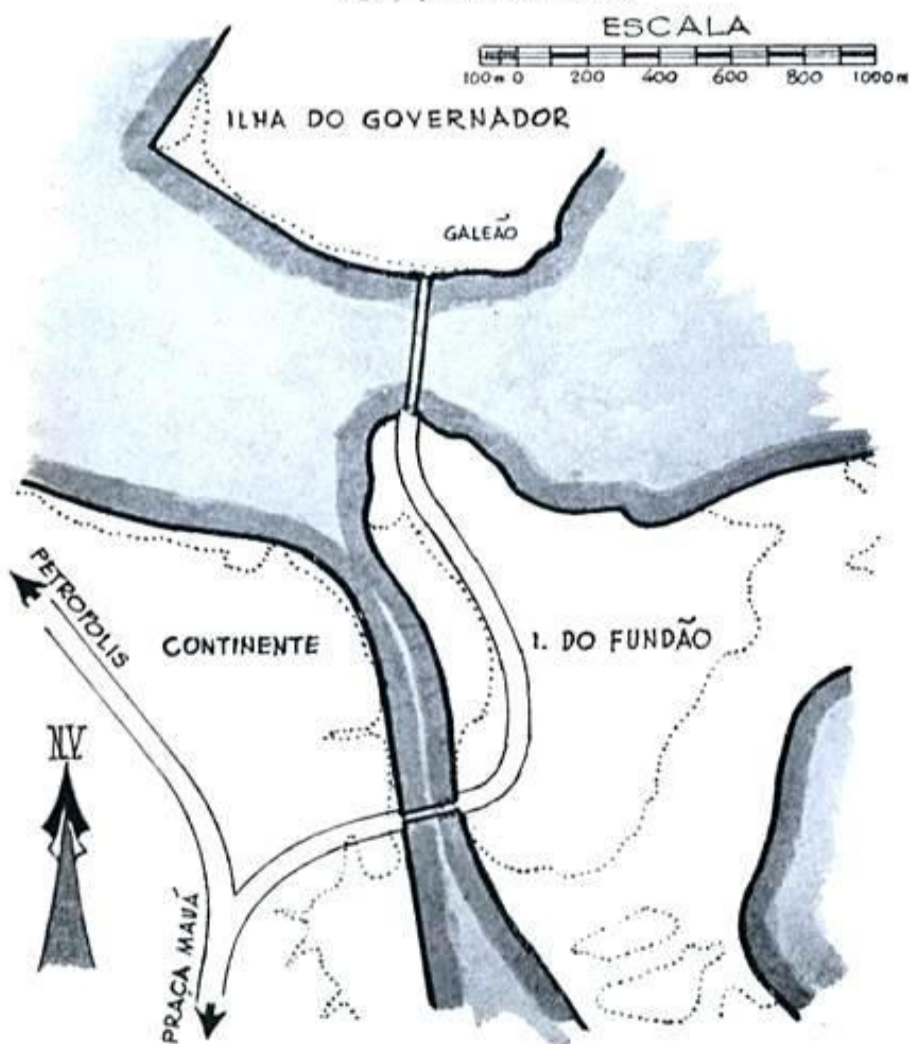
Observar que existem duas transversinas no vão das vigas pré-moldadas, além das duas transversinas nos apoios.

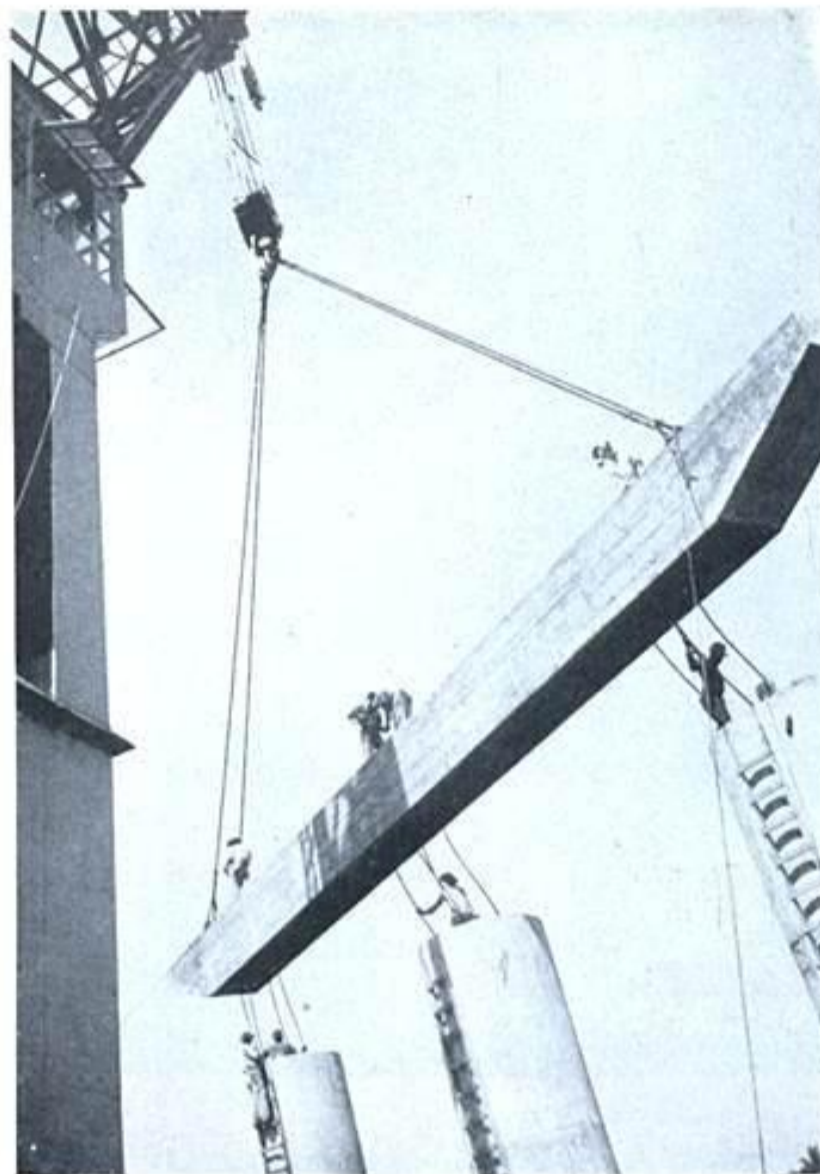
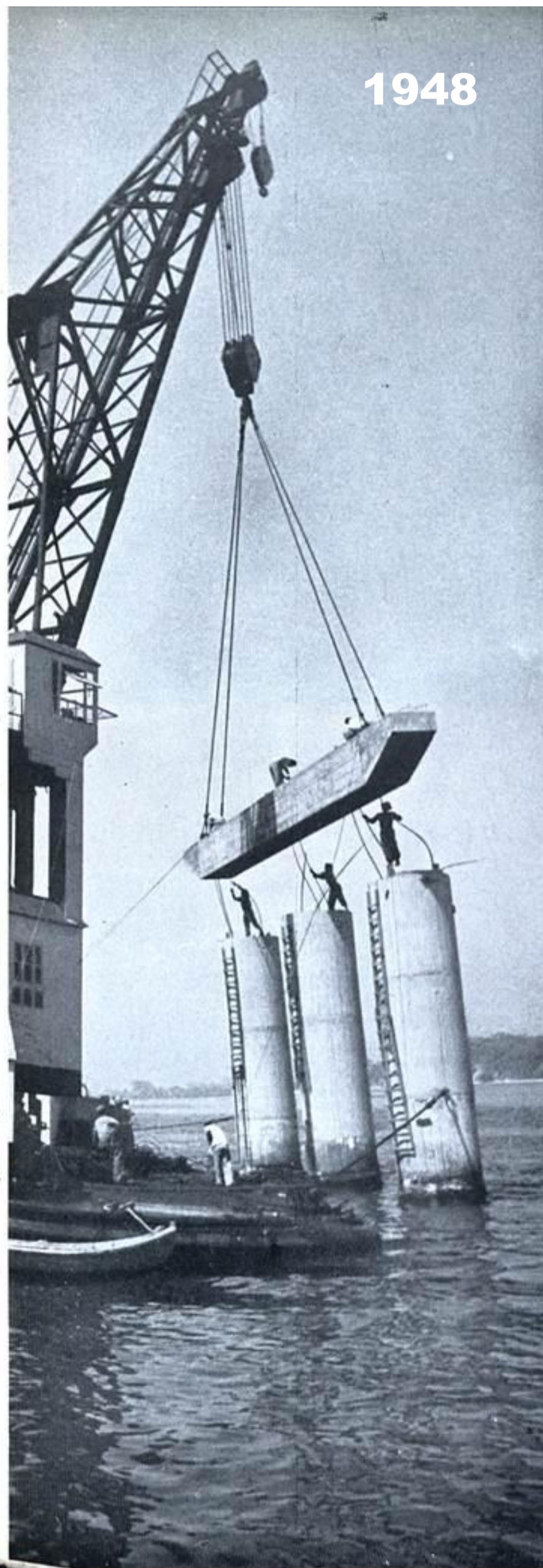




Ponte do Galeão na parte da ilha do Governador
 Galeão bridge, on a section of Governor island
 Puente de Galeão en la parte de la Isla del Gobernador, en Rio de Janeiro

Viga e tubulões sendo lançados
 Beam and big tubes being laid
 Viga y pilares siendo lanzados





A gigantesca draga "Francisco Bicalho" em ação
The drag boat "Francisco Bicalho" in action
La gigantesca draga "Francisco Bicalho" en acción

UMA OBRA CICLOPICA E PARA O FUTURO

A ponte que acaba de ligar a Ilha do Governador ao continente e marcará o nascimento da Cidade Universitária.

Partindo da Avenida Brasil, uma ponte de características técnicas incomparáveis acaba de ligar as ilhas do Fundão e Governador à cidade do Rio de Janeiro. Medindo 745 metros, em tres lances, sendo um de 116 metros, do continente até a ilha do Fundão, outro de 370 metros, dessa ilha à do Governador e 259 metros de viaduto e muro de acesso ao Galeão, ela tem a

A CYCLOPIC WORK FOR THE FUTURE

The bridge which has just now connected the Governor Island with the continent will mark the birth of the University City.

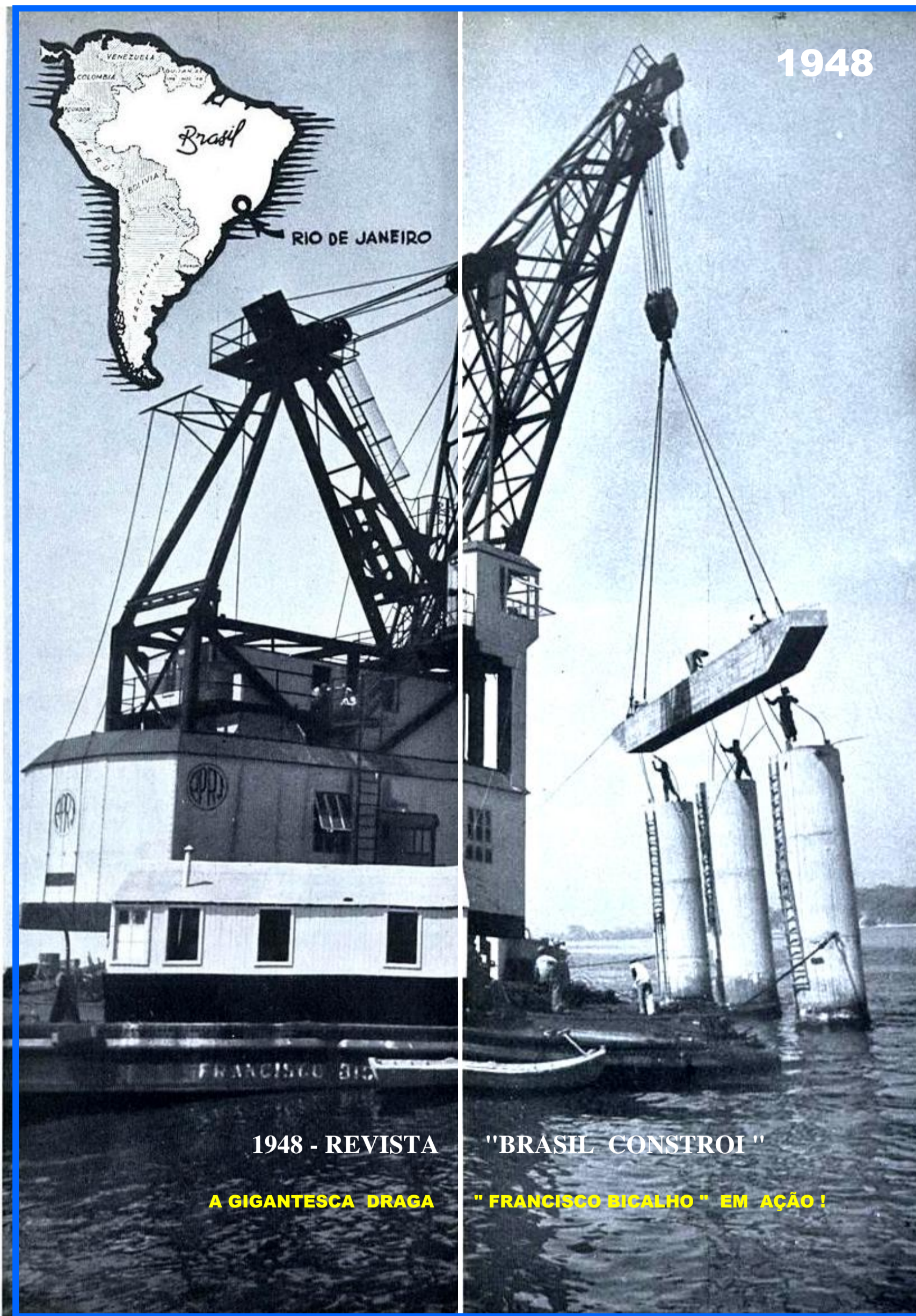
Starting from the Avenue Brazil, a bridge of unequalled technical features has just connected the Fundão and Governor Islands to Rio de Janeiro City. Measuring 745 meters, in 3 sections, being one of 116 meters, from the continent as far as the Fundão Island, another of 370 meters, from that island to Governor island and 259 meters of viaduct and wall as far as

UNA OBRA CICLOPICA PARA EL FUTURO

El puente que acaba de ligar la Isla de Gobernador al continente y marcará el nacimiento de la Ciudad Universitaria.

Partiendo de la Avenida Brasil, un puente de características técnicas incomparables acaba de ligar a las islas de Fundão y Governador a la ciudad de Rio de Janeiro. Midiendo 745 metros, en tres partes, siendo uno de 116 metros, del continente hasta la

(Segue na pagina 90)



1948 - REVISTA

A GIGANTESCA DRAGA

"BRASIL CONSTROI "

" FRANCISCO BICALHO " EM AÇÃO !



1948

*A ponte do Galeão vista da ilha do Fundão
Galeão bridge seen from Fundão island
El puente de Galeão visto de la isla de Fundão*



1948

Cabeça da ponte do Galeão na avenida Brasil, em Ramos
Galeão beach-head at Avenida Brasil, in Rio
La cabeza del puente de Galeão en la avenida Brasil, en Ramos





Foto GOOGLE – Julho 2011



A reflexão na água das imagens dos pilares dificulta a identificação dos três pilares de cada uma das travessas. A linha tracejada indica a interseção dos pilares com a água.



ANEXO 03

Normas ACI : Tensão nos cabos sem aderência, no E.L.U.

1.3.3 The ACI Building Code

In the 1963 version of ACI Building Code (see [43]), there are two equations to find the ultimate stress in pre-stressing steel, these are:

$$f_{ps} = f_{pe} + 15 \quad (\text{ksi}) \quad (1.7)$$

$$f_{ps} = f_{pe} + 105 \quad (\text{MPa})$$

This relation was later adopted in ACI Building Codes of 1971 and 1977, with some modifications:

$$f_{ps} = f_{pe} + (f'_c / 100 \rho_{ps}) + 10 \quad (1.10)$$

$$f_{ps} \leq f_{pe} + 60$$

An experimental work was undertaken to investigate the influence of the span-to-depth ratio on the behaviour of simply supported and continuous beams, and continuous slabs pre-stressed with unbonded tendons. Mojthaedi and Gamble (see [43]) found that f_{ps} is significantly influenced by the span-to-depth ratio. Their results were supported by an analytical model in which a cracked beam pre-stressed with unbonded tendons, was simulated with a triangular truss composed of two symmetrical compressive members and a tie. With this study, it was showed that to a tie's strain increase corresponds a decrease of the span-to-depth ratio. If this ratio is about 45, the above equations overestimate Δf_{ps} at low reinforcement ratios and underestimate it at low span-to-depth ratios. Therefore, after the experimental tests the above equations were modified for ACI 318-83. It was also proposed a new relation to predict f_{ps} that was adopted for ACI Building Code in 1990:

$$f_{ps} = f_{pe} + 10 + (f'_c / \mu \rho_{ps}) \quad (1.11)$$

ρ_{ps} = pre-stressing steel reinforcement ratio;

f'_c = Resistência a compressão do concreto em c.p. cilíndrico = f_{ck}

3.4—Tendon stress at factored load

Equation (3-5) of this document or Eq. (18-4) of ACI 318-02 was developed primarily from test results of beams and is limited to members with span-depth ratios of 35 or less (Burns and Pierce 1967)

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad (3-5) \text{ SI}$$

f_{ps} = stress in prestressed reinforcement at nominal strength. = E.L.U.

f_{se} = effective stress in prestressed reinforcement after allowance for all prestress losses

ρ_p = pre-stressing steel reinforcement ratio;

f'_c = f_{ck}



Tests have shown that Eq. (3-5) overestimates the amount of stress increase in unbonded tendons in one-way slabs, two-way flat plates, and flat slabs with higher span-depth ratios

Until a more accurate formula is developed, the capacity of one-way slabs, flat plates, and flat slabs should be calculated using Eq. (3-6) of this document or Eq. (18-5) of ACI 318-02 for design stress in unbonded tendons

$$f_{ps} \text{ (psi)} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 30,000 \quad (3-6)$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 200 \quad (3-6) \text{ SI}$$

ACI 423.1R-2005: *Recommendations for concrete members prestressed with unbonded tendons.*

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 200 \quad (3-6) \text{ SI}$$

Onde :

f_{ps} = tensão no cabo na ruptura da viga

f_{se} = tensão no cabo após as perdas de protensão.

ρ_{ps} = Taxa da armadura de protensão ;

f'_c = Resistência a compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico = f_{ck}

Exemplo da viga da ponte do Galeão com 18,8m de vão.

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + \left(\frac{f'_c \text{ (MPa)}}{300 \times \rho_p} \right) \leq f_{se} + 200 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + \frac{38,4 \text{ (MPa)}}{300 \times \left(\frac{18,7 \text{ cm}^2}{85 \text{ cm} \times (95 \text{ cm} - 6 \text{ cm})} \right)} =$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + 52 \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 122 \text{ (MPa)} < f_{se} + 200 \text{ (MPa)}$$

Considerando a força de protensão no cabo no meio do vão igual a 20ton, a tensão f_{se} no cabo de 12 fios de 5mm seria:

$$f_{se} = \frac{20000 \text{ kgf}}{12 \times 0,196 \text{ cm}^2} = 8500 \text{ kgf/cm}^2 = 850 \text{ MPa} \text{ (conforme citado no artigo da S.T.U.P.)}$$

$f_{ps} \text{ (MPa)} = 850 + 122 = 972 \text{ MPa} \ll 1396 \text{ MPa}$ que era a tensão nos cabos, calculada no ensaio da viga do Galeão, a partir do momento fletor último observado no ensaio $M_u = 227 \text{ tm}$.

Aparentemente a previsão da ACI 423-IR-2005 é conservadora.



Os dois artigos abaixo comprovam que a formulação da ACI é conservadora, como é usual nas Normas Estruturais. Ver os dois links abaixo indicados para maiores detalhes.

ACI 1983

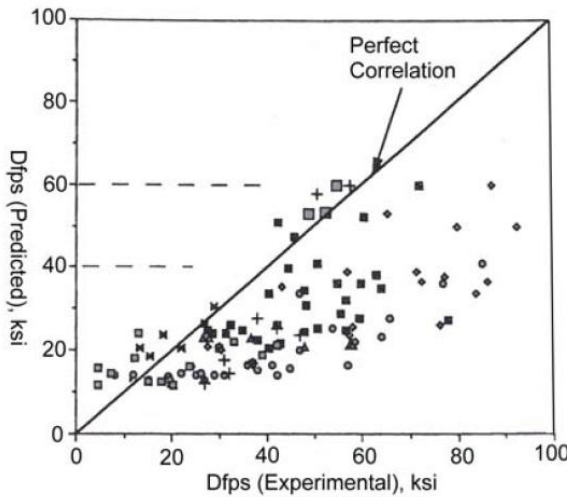


Figure 1.2- Δf_{ps} predicted by ACI 318-83 vs experimental results [43].

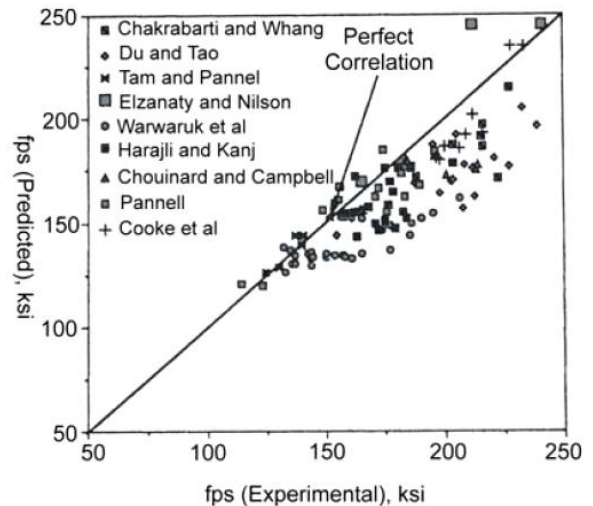


Figure 1.1- f_{ps} predicted by ACI 318-83 vs experimental results [43].

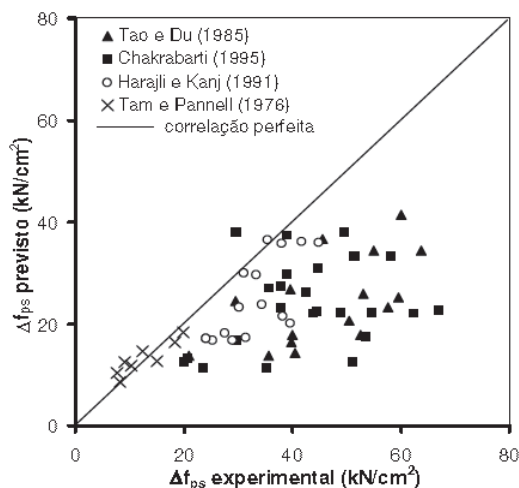
Filippo Osimani

Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm – Janeiro 2004

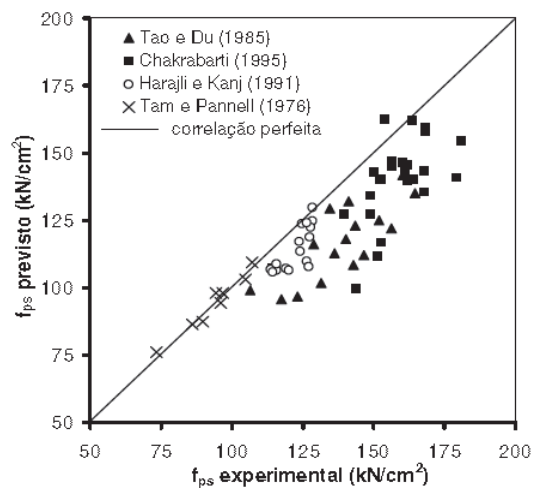
The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges

http://web.byv.kth.se/shared/pdf/819_Examensarbete%20205%20-%20Osimani.pdf

ACI 2002



(a)



(b)

Figura 2.22 – Comparação de resultados experimentais e teóricos para o método empírico do ACI 318-02 (2002): a) Valores de Δf_{ps} ;

Marcelo Voelcker

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Dezembro 2004

Análise dos Fatores Influentes na Tensão Última de Protensão em Cabos Não Aderentes

<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/5410/000470198.pdf?sequence=1>



A norma inglesa fornece valores de tensão na ruptura mais próximos dos medidos.

The **British Code** is based on Pannell's studies (see [43]), and uses the following equations to evaluate f_{ps} :

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{1020}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d_{ps}}\right) \quad (\text{ksi})$$

(1.24)

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d_{ps}}\right) \quad (\text{MPa})$$

$$f_{ps} \leq 0.7 f_{pu}$$

where:

f_{cu} = strength of concrete taken from cube tests.

L = comprimento

b = largura da viga (zona comprimida pela flexão)

d_{ps} = distância entre o bordo comprimido do concreto e o cabo de protensão(altura útil)

f_{pu} = tensão de ruptura do aço de protensão

f_{cu} = resistência do concreto à compressão medida em c.p. cúbicos

Exemplo da viga do Galeão:

$L=18,8m$;

$b=85cm$

$d_{ps}=0,95m-0,06m=0,89m$;

$f_{pu} = 1500 MPa$;

$f_{cu} = 48MPa$

$A_{ps} = 18,7 cm^2$

$$\frac{7000}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \times \left(1 - \frac{1,7 \times f_{pu} \times A_{ps}}{f_{cu} \times b \times d_{ps}}\right) = \frac{7000}{\left(\frac{18,8m}{0,89m}\right)} \times \left(1 - \frac{1,7 \times 1500MPa \times 18,7cm^2}{48MPa \times 85cm \times 89cm}\right) = 288 MPa$$

Como a tensão residual era $f_{pe}=850 MPa$, a tensão no ELU f_{ps} seria

$f_{ps}=f_{pe} + 288MPa = 850 MPa + 288MPa = 1138MPa$ (163 ksi) < 1396 MPa (199ksi), que era a tensão nos cabos, calculada no ensaio da viga do Galeão, a partir do momento fletor último observado no ensaio $M_u = 227 tm$.

Está dentro da dispersão dos ensaios . Ver figura adiante da tese de Filippo Osimani

O outro limite = $f_{ps} < 0,70 f_{pu} = 0,70 \times 1500MPa = 1050 MPa$ (150 ksi) é mais restritivo .

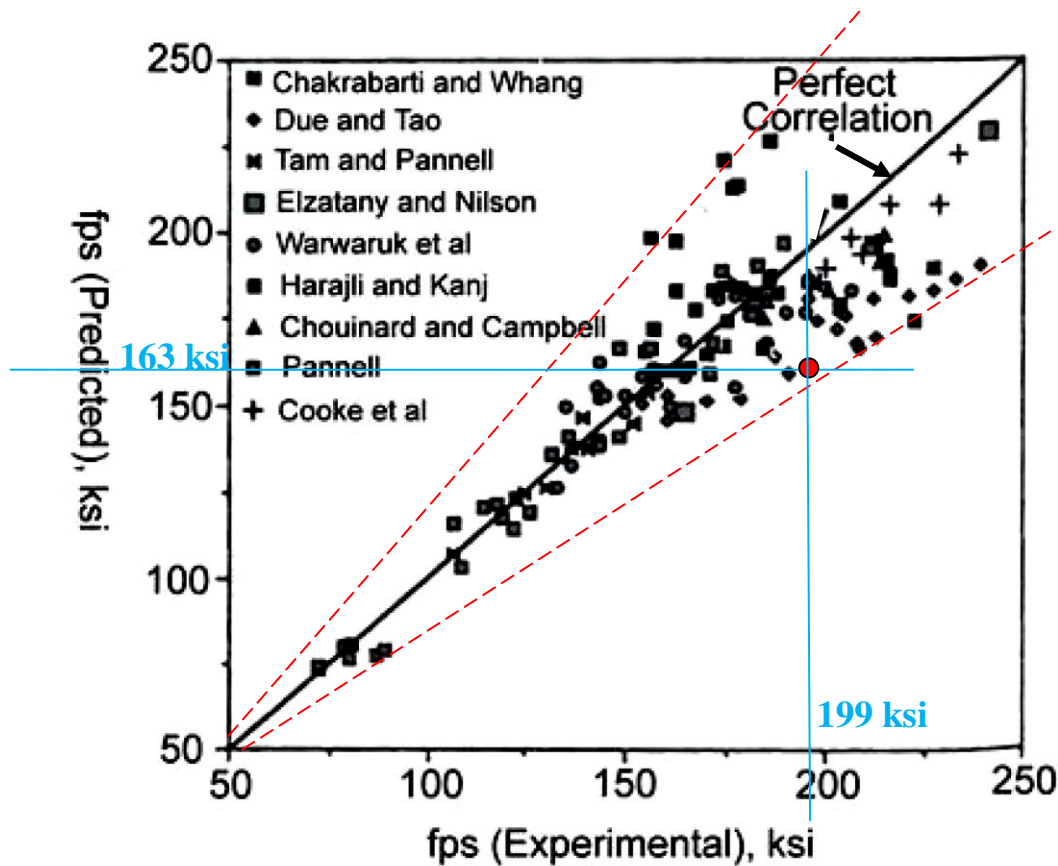


Figure 1.7 - f_{ps} predicted by Tam and Pannell vs experimental results [43].

Filippo Osimani

Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm – Janeiro 2004

The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges

http://web.byv.kth.se/shared/pdf/819_Examensarbete%202005%20-%20Osimani.pdf

Comentários E.C.S.Thomaz :

- Nos U.S.A. são muito usados os cabos de protensão sem aderência, em ambientes não agressivos, como edifícios. As ancoragens devem estar bem protegidas.
- A norma ACI 423-2005 é conservadora e pode ser usada como referência.
- Nas estruturas com cabos de protensão sem aderência o Prof. Lobo Carneiro recomenda Protensão Completa, isto é, sem tensões de tração na flexão.

+++