



APROVADO
de 17 MAIO 1941 de 19—
O PRESIDENTE
Pôrto,

Espingueiro
av

CÁLCULOS DE CIMENTO ARMADO

ADITAMENTO

Refere-se o presente aditamento aos cálculos de Cimento Armado do projecto registado sob o Nº 7137 em 6-3-941.

VIGA C12 (Pavimento s/ Rez do chão) vão: 6,00

Cargas a) uniforme:

1) Lage 0,6 . 4,25 . 0,27 0,70 ton/ml

2) Parede (só um pavimento)

0,30 . 3,0 . 2,50 2,25 "

3) p.p. 0,35 "

3,30 ton/ml

b) concentradas:

C₅ 1,32 . 4,0 / 2 2,64 to.

C₅ 1,20 . 4,20 / 2 2,50 "

C₆ 6,20 "

11,34 to

Momento flector max. : Para maior facilidade de calculo, supomos as cargas concentradas actuando a meio da viga.

$$M = 3,3 \cdot 6,0^2 / 10 = 11,8 \text{ ton}$$

$$+ 11,34 \cdot 6,00 / 5 = 13,6 \text{ "}$$

25,5 ton

Lêge interessada na compressão $b = 1300 \text{ n.}$

Altura e Armadura:

$$h = 4,00 + 0,442 \sqrt{25500} = 75 \text{ cm.}$$

$$Fe = 0,210 \sqrt{25500} = 33,5 \text{ cm}^2$$

colocamos : 3 ϕ 7/8 31,02 cm²

1 ϕ 3/4 2,85 "

33,87 cm²

Rb = 36,5 Kgs/cm²

Ra = 1200 Kgs/cm²

Esforços cortantes:

$$T_{max.} = 33,6,00/2 = 9,9 \text{ to}$$

$$+ 11,34/2 = 5,67 "$$

15,57 to

Tensão tangencial:

$$t_1 = \frac{15,570}{0,83.30.71} = \frac{15,570}{1,860} = 8,36 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$t_2 = \frac{5670}{0,83.30.71} = \frac{5670}{1860} = 3,04 \text{ Kgs}$$

Superfície de esforços transversos:

$$S = \frac{8,36 + 3,04}{2} \cdot \frac{600}{2} = 1710 \text{ kgs/cm}$$

Esforço total: $sb = 1710.30 = 51300 \text{ Kgs}$

Serão curvados 5 ϕ 7/8 que absorvem..... 32250 Kgs

+ 1 ϕ 3/4 " " 4825 "

17 estribos ϕ 5/16 em meia viga 20500 "

Total = 57575 Kgs

Afastamento dos estribos 17 cm.

VIGA C₁₃: vão 3,3

Cargas : uniformemente repartidas, igual à viga

C₁₂ 3,3 to /ml

CMP
AG

33mg

APPROVADO
de 17 MAIO 1941
O PRESIDENTE
Pôrto.Momento flector max.: $M = 3,3.3,3^2/2 = 19,45 \text{ ton}$ Lage interessada na compressão $b = 1,00 \text{ m}$.Altura : $h = 5,00 + 1,150 \sqrt{3600} = 75 \text{ cm}$.Armadura : $Fe = 0,075 \sqrt{3600} = 4,5 \text{ cm}^2$ colocamos : 2 ϕ 3/4 em baixo e deixamos passar em cima2 ϕ 3/4 para absorver os momentos negativos provocados pela viga C_{12} . $R_b = 12 \text{ Kgs/cm}$ $R_a = 1200 \text{ Kgs}$ Esforços cortantes: $T = 3,3.3,3/2 = 5,45 \text{ to}$ Tensão tangencial: $5450 : 0,83.30.70 = 2,9 \text{ Kgs/cm}^2$ Estribos ϕ 1/4 em distancia de 20 cm.VIGA C_{12} : (Nos pavimentos c/ 1ª-2ª e 3ª andares)

Vão : 6,00 m semi-encastrada.

Cargas : a) uniformes:1) Lage 1ª e 2ª: $0,6.1,9.0,2 \dots \dots \dots 0,23 \text{ to/ml}$.2) Varanda: $0,5.0,75 \dots \dots \dots 0,38 \text{ "}$

3) Parede (só um pavimento)

 $0,3.3,00.2,5 \dots \dots \dots 2,25 \text{ "}$ 4) P.P. $\dots \dots \dots 0,44 \text{ "}$
 $3,30 \text{ to/ml}$

b) concentradas:

1) Parede retrete: $0,2.3,00.0,75.2,4 \dots 1,00 \text{ to}$ 2) Viga $I_1 \dots \dots \dots 2,82 \text{ "}$ 3) Viga $I_2 \dots \dots \dots 2,35 \text{ "}$ $6,27 \text{ to}$

Momento flector maximo : para maior facilidade de calculo, supomos as cargas concentradas actuando a meio da viga.

$$M = 3,3.6,00^2/10 = 11,9 \text{ tm}$$

$$\frac{+6,27.6/5}{19,4 \text{ tm}} = \underline{7,5 \text{ "}}$$

Lage interessada na compressão $b=1,00 \text{ m}$.

Altura e armadura:

$$h = 4,00 + 0,437 \sqrt{19400} = 65 \text{ cm.}$$

$$F_c = 0,313 \sqrt{19400} = 29,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocamos : } 2 \text{ } \phi 7/8 \dots\dots\dots 7,75 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ } \phi 3/4 \dots\dots\dots 22,80 \text{ "}$$
$$30,55 \text{ cm}^2$$

$$R_b = 37 \text{ Khs/cm}^2$$

$$R_a = 1200 \text{ Kgs/cm}^2$$

Esforços cortantes:

$$T_{\max} = 3,3.6,00/2 \dots\dots 9,9 \text{ to}$$

$$\frac{+6,27/2}{13,0 \text{ to}} \dots\dots\dots \underline{3,1 \text{ "}}$$

Tensão tangencial:

$$t_1 = \frac{13000}{0,88.30.61} - \frac{13000}{1,610} = 8,1 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$t_2 = \frac{3100}{0,88.30.61} - \frac{3100}{1610} = 1,9 \text{ Kgs/cm}^2$$

Superfície de Esforços cortantes:

$$S = \frac{8,1 + 1,9}{2} \cdot \frac{600}{2} = 1500 \text{ Kgs/cm}$$



34ms

APROVADO
de 17 MAIO 1941
O PRESIDENTE

CMM
16

Esforço total: $sb = 1500.30 = 45000$ Kgs
Serão curvados: 7 ϕ 3/4 que absorvem 33775 Kgs
15 estribos ϕ 5/16 em meia viga 18090 "
51865 Kgs

Afastamento dos estribos 20 cm.

VIGA C₁₃ a: Vão 3,30

Cargas: uniformemente repartidas

igual à viga C_{12a} 3,3 to /m 1.

Momento flector max. $M = 3,3 \cdot 3,3^2 / 10 = 3,6$ to

Altura: $h = 5,00 + 1,00 \sqrt{3600} = 65$

Armadura: $Fe = 0,087 \sqrt{3600} = 5,2$ cm²

Colocamos: 2 ϕ 3/4 em baixo 2 ϕ 3/4 em cima para absor-
ver os momentos negativos provocados pela viga C₁₂ a

Tensão tangencial: igual à viga C₁₃ = 2,9 Kgs/cm²

Estribos ϕ 1/4 em distancia de 20 cm.

Nota: Na ligação das vigas C_{12a} e C₁₃ reforçaremos a parede
por meio de uma coluna cujos detalhes serão dados pelo engenheie-
ro director da obra.

Porto, 12 de Maio de 1941

O Engenheiro Civil :

Alfredo Sáez