



APROVADO

Porto, de 12 AGO. 1944 de 19

PELO PRESIDENTE
do Conselho de Administração e Cultura

António de Castro

13511
96
Acr



CMP
AG

[Signature]

ADITAMENTO AO PROJECTO DA OBRA EM CIMEN-
TO ARMADO REGISTADO SOB O Nº. 13.511
DEU 1943, PARA A FIRMA FERREIRA & FILHOS,
L.A. CONSTRUIR NA PRAÇA D. FELIPA DE LEN-
CASTRE - P O R T O.

ELEMENTOS: Trata-se da construção em cimento armado de la-
ges vigadas para os diversos pavimentos do edifício a que
se refere este aditamento, escadas e diferentes padieiras.
A sobrecarga adotada no pavimento do R/C será de 400 Kgs/
cm² e nos superiores 200 Kgs/cm².

MATERIAIS: Em harmonia com o Cat. II do Regulamento Portu-
guês referente à construção em cimento armado aprovado pe-
los Decretos nº. 25948 de 16 de Outubro de 1935 e 33021 de
2 de Setembro de 1943. A dosagem do betão será de 300 Kgs.
de cimento, 400 l de areia e 800 litros de pedra.

CALCULOS:- Em conformidade com o citado Regulamento.

DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS E VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES LÍMITES
PAVIMENTO DO RES-DO-CHÃO. LAGE- 1 Vão 2,5 Espessura 0,10

Cargas p.m. 2: Pêso próprio 0,10 x 2400 = 240 Sobrecarga = 400
Total 640 Kgs. $M = 1/10(640 \times 2,5 \times 250) = 40000$ Kgs.cm.

Para $H = 8,5$ $b = 100$ cm. $A'_a = 3,95$ (8 Ø 5/16" p.m.) vem:

$\alpha = 2,6$ $H - x = 8,5 - 2,6 = 5,9$ $h = 7,6$ Portanto: $R_a = 40000 / 7,6 \times$
 $3,95 = 1330$ Kgs/cm². $R_p = 1330 \times 2,6 / 15 \times 5,9 = 39$ Kgs/cm².

Para armadura de distribuição adotaremos 7 $\varnothing$ 3/16" p.m.

LAGE-2 Vão 2,0 Espessura 0,10 Cargas p.m2: Peso próprio
240 Sobrecarga= 400 Total 640 Kgs. $M=1/10(640 \times 2,0 \times 200)$
 $=25600$ Kgs.cm. Para $H=8,5$ cm $b=100$ cm $A'_a=2,53$ (8 $\varnothing$ 1/4"
p.m.) vem: $x=2,2$ $H-X=8,5-2,2=6,3$ $h=7,8$ $R_a=25600/7,8 \times$
 $2,53=1300$ Kgs/cm2. $R_b=1300 \times 2,2/15 \times 6,3=30$ Kgs/cm2.

Para armadura de distribuição adotaremos 7 $\varnothing$ 3/16" pm.

LAGE-3 Vão 2,3 Espessura 0,10 Cargas p.m2. 640 Kgs. Cargas
 $M=1/10(640 \times 2,3 \times 230)=33800$ Kgs.cm. Para $H=8,5$ cm. $b=$
 100 cm. $A'_a=3,16$ (10 $\varnothing$ 1/4" p.m.) vem: $X=2,4$ $H-X=8,5-2,4=$
 $6,1$ $h=7,7$ $R_a=33800/7,7 \times 3,16=1390$ Kgs/cm2. $R_b=1390 \times$
 $2,4/15 \times 6,1=37$ Kgs/cm2. Para armadura de distribuição ado-
taremos 7 $\varnothing$ 3/16" p.m. -

LAGE-4 Vão 3,0 Espessura 0,12 Cargas p.m2: Peso próprio
 $0,12 \times 2400=290$ Sobrecarga= 400 Total 690 Kgs. $M=1/11$ (
 $700 \times 3,0 \times 300)=57500$ Kgs.cm. Para $H=10,5$ cm. $b=100$ cm
 $A'_a=4,44$ (9 $\varnothing$ 5/16"p.m.) vem: $X=3,1$ $H-X=10,5-3,1=7,4$ $h=$
 $9,5$ Para $R_a=57500/9,5 \times 4,44=1370$ Kgs/cm2. $R_b=1370 \times 3,1$
 $/15 \times 7,4=38$ Kgs/cm2. Para armadura de distribuição adotare-
mos 8 $\varnothing$ 3/16" p.m.

VIGA A - Vão 5,8 Secção 0,40 x 0,25 Secção sob a laje 0,30
 $\times 0,25$ Carga p.m.corrente: Peso próprio $0,30 \times 0,25 \times 2400=$
 180 Laje com sobrecarga $2,5 \times 640=1600$ Total 1780 Kgs. $M=$
 $1/10(1780 \times 5,8 \times 580)=600000$ Kgs.cm. Para $H=34$ cm. b_0 cm
 $b=140$ cm. $A'_a=13,84$ (7 $\varnothing$ 5/8") vem: $X=8,7$ $H-X=34-8,7=$

APROVADO

Pôrto, de 12 AGO. 1944 de 1944

O PRESIDENTE
PELO PRESIDENTE

6 Membros dos 2.ºs Contratos e Categorias

Antônio de Castro Costa. Ref.



94
200



CMP
AG

Luiz...

$25,3 \quad h=31,1 \quad R_a=600000/31,1 \times 13,84 = 1390 \text{ Kgs/cm}^2.$
 $R_b=1390 \times 8,7/15 \times 25,3=32 \text{ Kgs/cm}^2.$ Verificação junto
aos apoios. $M=1/18 (1780 \times 5,8 \times 580)=333000 \text{ Kgs.cm.}$
Para $H=35 \text{ cm. } b=20 \text{ cm. } A'_a=3,95 (2 \varnothing 5/8") \quad A'_a=9,89 (5 \varnothing 5/8")$ vem: $X=14,2 \quad H-X=35-14,2=20,8 \quad h=30,3 \quad R_a =$
 $333000/30,3 \times 9,89=1112 \text{ Kgs/cm}^2. \quad R_b=1112 \times 14,2/15 \times 20,8$
 $=51 \text{ Kgs/cm}^2.$ Reação dos apoios: $R_1=R_2=1780 \times 5,8/2=$
 5150 Kgs. Tensão tangencial: $t=5150/25 \times 30,3=6,8 \text{ Kgs/}$
 $\text{cm}^2.$ Esta viga será armada com estribos $2 \varnothing 1/4"$ afastados
de 0,18 que absorverão o esforço $t=1200 \times 0,63/18 \times 25=$
 $1,7 \text{ Kgs/cm}^2.$ $5 \varnothing 5/8"$ levantados neutralizarão $1,41 \times 9,89$
 $\times 1200=16700 \text{ Kgs.}$ Estes $5 \varnothing 5/8"$ terão de combater $1/2 ($
 $218 \times 25 \times 5,1 \text{ Kgs})=13850 \text{ Kgs.}$

ADERENCIA: $a=2575/30,3 \times 25=3,4 \text{ Kgs/cm}^2.$

VIGA B Vão 5,5 Secção 0,40 x 0,20 Secção sob a lage 0,30x
0,20 Cargas p.m.corrente: Pêso próprio 0,30 x 0,20 x 2400=
145 Lage com sobrecarga 1,9 x 640 Kgs=1220 Total 1365 Kg
 $M=1/10(1400 \times 5,5 \times 550)=423000 \text{ Kgs.cm.}$ Para $H=34 \text{ cm.}$
 $b_0=20 \text{ cm. } b=140 \text{ cm. } A'_a=9,89 (5 \varnothing 5/8")$ vem: $X=7,5 \quad H-X=$
 $34-7,5=26,5 \quad h=31,5 \quad R_a=423000/31,5 \times 9,89=1360 \text{ Kgs/cm}^2.$
 $R_b=1360 \times 7,5/15 \times 26,5=26 \text{ Kgs/cm}^2.$ Verificação junto
aos apoios: $M=1/18(1400 \times 5,5 \times 550)=235000 \text{ Kgs.cm.}$ Pe-
ra $H=35 \text{ cm. } b=20 \text{ cm. } A'_a=3,95 (2 \varnothing 5/8") \quad A'_a=5,93 (3 \varnothing 5/8")$
vem: $X=12,4 \quad H-X=35-12,4=22,6 \quad h=30,9 \quad R_a=235000/30,9 \times$
 $5,93=1280 \text{ Kgs/cm}^2. \quad R_b=1280 \times 12,4/15 \times 22,6=47 \text{ Kgs/cm}^2.$

Reação dos apoios: $R_1=R_2=1365 \times 5,5/2 = 3750$ Kgs. Tensão tangencial: $t = 3750/20 \times 30,9 = 6,1$ Kgs/cm². Esta viga será armada com estribos $2 \varnothing 1/4"$ afastados de 0,18 que absorverão o esforço $t = 1200 \times 0,63/18 \times 20 = 2,1$ Kgs/cm². $3 \varnothing 5/8"$ levantados neutralizarão $1,41 \times 1200 \times 5,93 = 10000$ Kgs. Estes $3 \varnothing 5/8"$ terão de combater $1/2(180 \times 20 \times 4 \text{ Kgs}) = 7200$ Kgs. Aderencia: $a = 1875/30,9 \times 14,9 = 4,1$ Kgs/cm².

VIGA C: Vão 3,6 Secção 0,35 x 0,20 Secção sob a laje 0,25x 0,20 Cargas p.m. corrente: Peso próprio 0,25 x 0,20 x 2400 = 120 Laje com sobrecarga 1,8 x 640 Kgs = 1150 Total 1270 Kgs. Carga concentrada a meio do vão: Carga do tabique de tijolo 4,0 x 1,8 x 180 Kgs = 1300 $M_1 = 1/10 (1300 \times 3,6 \times 360) = 168000$ Kgs.cm. $M_2 = 1/5(1300 \times 360) = 94000$ Kgs.cm. $M = M_1 + M_2 = 262000$ Kgs.cm. Para $H = 25$ cm. $b_0 = 20$ cm. $b = 120$ cm. $A'_a = 7,60$ $(6 \varnothing 1/2") X = 6,6$ $H - X = 30 - 6,6 = 23,4$ $h = 27,8$ $R_a = 256000/27,8 \times 7,60 = 1210$ Kgs/cm². $R_b = 1210 \times 6,6/15 \times 23,4 = 23$ Kgs/cm².

Verificação nos apoios: $M = 131000$ Para $H = 30$ cm. $b = 20$ cm. $A_a = 2,53 (2 \varnothing 1/2")$ $A'_a = 5,06 (4 \varnothing 1/2")$ vem: $X = 10,4$ $H - X = 30 - 10,4 = 19,6$ $h = 26,5$ $R_a = 131000/26,5 \times 5,06 = 980$ Kgs/cm². $R_b = 980 \times 10,4/15 \times 19,6 = 35$ Kgs/cm². Reação dos apoios: $R_1=R_2=1270 \times 3,6 + 1300/2 = 2930$ Kgs. Tensão tangencial: $t = 2930/26,5 \times 20 = 5,5$ Kgs/cm². Esta viga será armada com $2 \varnothing 1/4"$ afastados de 0,20 que absorverão $t = 1200 \times 0,63/20 \times 20 = 1,9$ Kgs/cm². $4 \varnothing 1/2"$ levantados neutralizarão $1,41 \times 5,06 \times 1200 = 8600$ Kgs. Estes $4 \varnothing 1/2"$ terão de combater