

ANALISI DEI CARICHI

Caratteristiche del solaio tipo:

$$H = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{interasse } i = 40 \text{ cm}$$

$$\text{spessore nervature } b = 7 \text{ cm}$$

$$\text{spessore soletta} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{altezza mattoni forati} = 16 \text{ cm}$$

1) Solaio ~~xxxxx~~ di copertura

$$\text{soletta } 1,00 \times 1,00 \times 0,04 \times 2500 = 100,00 \text{ kg/mq}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{nervature } 1,00 \times 0,07 / 0,40 \times 0,16 \times \\ \quad \times 2500 & = & 70,00 \quad " \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{mattoni forati } 1,00 \times 0,33 \times 0,40 \times 0,16 \times \\ \quad \times 700 & = & 92,40 \quad " \end{array}$$

$$\text{sostrato } 1,00 \times 1,00 \times 0,020 \times 1500 = 30,00 \quad "$$

$$\text{pavimento } 1,00 \times 1,00 \times 0,03 \times 2000 = 60,00 \quad "$$

$$\text{intonaco } 1,00 \times 1,00 \times 0,02 \times 1500 = 30,00 \quad "$$

$$\text{carichi fissi} = 382,40 \text{ kg/mq}$$

$$\text{sovraccarico} = 250,00 \quad "$$

$$\text{Sommano} = 632,40 \text{ kg/mq}$$

2) Solaio tipo

$$\text{p.p.e caldana} = 262,40 \text{ kg/mq}$$

$$\text{pavimento intonaco e sostrato} = 120,00 \quad "$$

$$\text{tramezzina} = 100,00 \quad "$$

$$\text{carichi fissi} = 482,40 \text{ kg/mq}$$

$$\text{sovraccarico} = 250,00 \quad "$$

$$\text{Sommano} = 732,40 \text{ kg/mq}$$

3) Balconi in laterizio e travetti in opera

$$\text{p.p.} = 382,40 \text{ kg/mq}$$

$$\text{sovraccarico} = 450,00 \quad "$$

$$\text{Sommano} = 832,40 \text{ kg/mq}$$

4) Murature vuoto per pieno

$$\text{peso muratura } 0,40 \times 1200 = 300 \text{ kg/mq}$$

$$\text{intonaco} = 30 \quad "$$

$$\text{Sommano} = 330,00 \text{ kg/mq}$$

PROPORZIONAMENTO DEI TELAI

a) Telai perimetrali:

pilastri P.T. e 1° P sez. 40 x 40 cm
 2° e 3° P sez. 30 x 40 cm
 travi P.T. 1° e 2° P sez. 30 x 50 cm
 3° P. sez. 30 x 50 cm

b) Telaio intermedio:

pilastri P.T. e 1° P sez. 40 x 40 cm
 2° e 3° P sez. 30 x 40 cm
 travi sez. 25 x 120 cm

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEI RITTI E TRAVERSI

Tenendo conto dell'analisi dei carichi sopracitata e delle dimensioni di massima delle strutture, passiamo al calcolo delle sollecitazioni nei due telai, perimetrali ed intermedi.

Telaio perimetrale

	-2079		+4390		+3997
+2075		2541	-393	-393	1719
				-385	
+2074	-4042	4548	+8009	-7279	3218
+1958				-398	
	-4358		+7953	-318	
		4445		-418	3285
+2481					
+1858					
	-3978		+8020	-460	
		4556		-260	3205
+368					
+2509					
+684				-130	

Telaio Intermedio

+423 + 1445 + 2714 + 2625 + 1535 + 1680 + 1991 + 2159	-2166	4084	+6460	-5950	2350
			-522		
	-3661	1086	+7191	-6509	2971
			-408		
			-274		
	-4225	3841	+7011	-6420	3006
			-236		
			-392		
	-4158	3883	+7061	-6437	2989
			-401		
			-223		
			-112		

ARMATURA E VERIFICA DEI TELAI

-Telaio perimetrale

a)traversi 3° piano

traverso d'estremità:1° estremo

$$r = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{48}{\sqrt{2079/0,30}} = 0,575$$

cui corrispondono =36kg/cm² e t=0,00117

da cui A_F=0,00117 2079x0,30 =2,93 cm²

traverso d'estremità:2° estremo

$$r = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{48}{\sqrt{4390/6,30}} = 0,396$$

cui corrispondono =55 kg/cm² e t=0,001727

da cui A_F=0,001727 4390x0,30=6,27 cm²

traverso d'estremità:mezzeria

per il momento massimo in mezzeria si ha:

$$r = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{48}{\sqrt{2541/0,30}} = 0,52$$

cui corrispondono $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,001294$

da cui $A_f = 0,001294 \sqrt{2541 \times 0,30} = 3,58 \text{ cm}^2$

che realizzo con $\varnothing 12$ di area $4,52 \text{ cm}^2$.

Effettuando la verifica si ha:

$$x = r A_f / b (-1 + \sqrt{1 + 2bh/nA_f}) = 10,60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 2M/bx(h-x/3) = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_f = M/A_f(h-x/3) = 1262 \text{ kg/cm}^2$$

Armatura a taglio:

$$\tau_{\max} = T/b(h-x/3) = 3,47 \text{ kg/cm}^2$$

Lo sforzo totale assorbito dalle è:

$$S_t = 1/2 \tau_{\max} x b \times 2,00 = 10400 \text{ kg}$$

$$S_s = 0,60 S_t = 6250 \text{ kg} \quad S_p = +150 \text{ kg}$$

$$n_s = \frac{S_s}{A_s x^2} = 4 \text{ staffe}$$

Uso staffe da $\varnothing 8$; la distanza tra le staffe è di

$$\bar{s} = 200/4 = 50 \text{ cm}$$

Il numero dei ferri piegati è di

$$n_p = \frac{S_p}{A_p^2} = 2 \text{ a sinistra del traverso.}$$

A destra del traverso abbiamo:

$$\tau_{\max} = T'/b(h-x/) = 4,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t' = 1/2 \tau_{\max} x b \times 2,00 = 15450 \text{ kg}$$

$$S_s' = 0,60 \times 15450 = 9270 \text{ kg}$$

$$S_p'' = 15450 - 9270 = 6180 \text{ kg}$$

$$n_s = 9270 / (2 \times 1600 \times 0,50) = 6 \text{ staffe}$$

$$\bar{s} = 200/6 = 40 \text{ cm}$$

$$n_p = 6180 / (1,42 \times 1600 \times 1,13) = 2,4$$

traverso intermedio: 1° estremo

$$r = h / \sqrt{M/b} = 48 / \sqrt{3997/0,30} = 0,417$$

cui corrispondono $\sigma = 52 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,001647$

da cui $A_F = 0,001647 \cdot 3997 \times 0,30 = 5,7 \text{ cm}^2$

traverso intermedio: in mezzeria

per il momento massimo in mezzeria si ha:

$$r = 48 / \sqrt{1719/0,30} = 0,67$$

cui corrispondono: $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,000988$

da cui $A_F = 0,000988 \cdot 1719 \times 0,30 = 2,25 \text{ cm}^2$

che realizzo con 4 $\emptyset 12$ di area 4,52 cmq.

$$T_{\max} = 5150 / 30 \times 4,90 = 3,83 \text{ kg/cm}^2$$

Lo sforzo totale assorbito dalle ϵ :

$S_t = 12700 \text{ kg}$; $S_s = 7620 \text{ kg}$; $S_p = 5080 \text{ kg}$

$n_s = 7620 / 2 \times 1600 \times 0,50 = 5$ staffe.

b) traversi piano tipo

traverso d'estremità: 1° estremo

$$r = h / \sqrt{M/b} = 0,48$$

cui corrispondono $\sigma = 43$ e $t = 0,001383$

da cui $A_F = 0,001383 \cdot 4358 \times 0,30 = 5,02 \text{ cm}^2$

traverso d'estremità: 2° estremo

$$r = h / \sqrt{M/b} = 0,36$$

cui corrispondono $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,001903$

da cui $A_F = 0,001903 \cdot 8020 \times 0,30 = 9,35 \text{ cm}^2$

traverso d'estremità: in mezzeria

$$r = h / \sqrt{M/b} = 58 / \sqrt{4556/0,30} = 0,47$$

cui corrispondono $\sigma = 45 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,001443$

da cui $A_F = 0,001443 \cdot 4556 \times 0,30 = 5,35 \text{ cm}^2$ che realizzo con 4 $\emptyset 14$ di area 6,15 cmq.

$$T_{\max} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$$

da cui $S_t = 16.500 \text{ kg}$; $S_s = 9200 \text{ kg}$; $S_p = 6600 \text{ kg}$

$n_s = 7$ staffe; $d = 29 \text{ cm}$; n_p

traverso intermedio piano tipo: 1° e 2° estremo

$$r = h / \sqrt{M/b} = 58 / \sqrt{7292 / 0,30} = 0,375$$

cui corrispondono $\sigma = 59 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,001847$

$$\text{da cui } A_f = 0,001847 \sqrt{7292 \times 0,30} = 8,64 \text{ cm}^2$$

traverso intermedio piano tipo: in mezza dia

$$r = h / \sqrt{M/b} = 58 / \sqrt{3285 / 0,30} = 0,551$$

cui corrispondono $\sigma = 37 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,00123$

da cui $A_f = 0,00123 \sqrt{3285 \times 0,30} = 3,86 \text{ cm}^2$ che realizzo con $\varnothing 14$ di area $6,15 \text{ cm}^2$.

$$\tau_{\max} = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_t = 19350 \text{ kg}; S_s = 11610 \text{ kg}; S_p = 8040 \text{ kg}$$

$$n_s = 8 \text{ staffe a distanza } d = 27 \text{ cm}; n_p = 3,00 \varnothing 14$$

CALCOLO DEI SOLAI

1) Solaio di falda: caratteristiche:

$H = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$; interasse $l = 40 \text{ cm}$; $b = 7 \text{ cm}$; mattoni $l = 33 \text{ cm}$

Analisi dei carichi:

soletta	= 100,00 kg/mq
nervature	= 70,00 "
mattoni	= 92,40 "
impermeabilizzazione	= 40,00 "
tegole copertura	= 50,00 "
carichi fissi	= 352,40 kg/mq
sovraccarico	= 150,00 "
Sommario	= 502,40 kg/mq

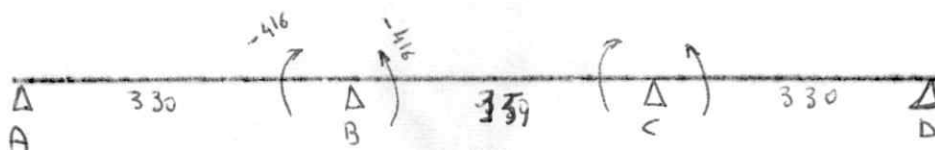
per un travetto si ha:

$$g = 352,40 \times 0,40 = 141 \text{ kg/ml}$$

$$p = 150,00 \times 0,40 = 60 \text{ "}$$

$$q = 502,40 \times 0,40 = 201 \text{ "}$$

Imponendo le condizioni che realizzano i massimi momenti negativi e positivi si ha:



Armatura dei travetti

Assumendo $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$ e $\tau = 1400 \text{ kg/cm}^2$

in B e C si ha:

$$h = 0,408 \sqrt{41600/40} = 13,18 \text{ cm}$$

$$A_f = 0,192 \sqrt{41600/40} = 2,48 \text{ cm}^2$$

in AB e CD si ha:

$$r = h / \sqrt{M/b} = 18 / 330/0,40 = 0,625$$

cui corrispondono $\sigma = 31 \text{ kg/cm}^2$ e $t = 0,00123$ $s = 0,181$

$$x = 0,181 \times 18 = 3,25 \text{ cm}$$

$A_f = 0,123 \sqrt{330 \times 0,40} = 1,42 \text{ cm}^2$ che realizzi con N.2Ø10 di area $1,57 \text{ cm}^2$.

in BC si ha:

$r = 18 / \sqrt{159/0,40} = 0,900$ la sezione è esuberante, assumo tuttavia N.2Ø8 di area $1,01 \text{ cm}^2$ per cui $x = 2,72 \text{ cm}$.

Il taglio massimo si ha in B e C e vale $T = 1009 \text{ kg}$ da cui

$$T_{\max} = 1009/0,9bh = 1,56 \text{ kg/cm}^2$$

Non ci sarebbe bisogno di armatura a taglio, tuttavia si piegherà qualche ferro.

2) Solaio sottotetto: caratteristiche

$H = 16 + \frac{1}{4} = 20 \text{ cm}$; interasse $i = 40 \text{ cm}$; $b = 7 \text{ cm}$

Analisi dei carichi:

carichi fissi $= 382,40 \text{ kg/mq}$

sovraccarico $= 250,00 \text{ "}$

Somma $= 632,40 \text{ kg/mq}$

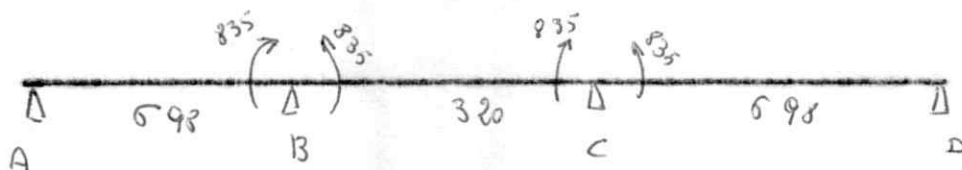
per un travetto si ha:

$$g = 382,40 \times 0,40 = 153 \text{ kg/ml}$$

$$p = 250,00 \times 0,40 = 100 \text{ "}$$

$$q = 632,40 \times 0,40 = 253 \text{ "}$$

Imponendo le condizioni che realizzano i massimi momenti negativi e positivi si ha:



Armatura del travetto

Assumendo $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$ e $\tau = 1400 \text{ kg/cm}^2$

in B e C si ha:

$$h = 0,408 \sqrt{83500/40} = 18 \text{ cm}$$

$$A_f = 0,192 \sqrt{835 \times 0,40} = 3,5 \text{ cm}^2$$

in AB si ha:

$$r = 18 / \sqrt{698/0,40} = 0,443$$

cui corrispondono $\sigma = 46 \text{ kg/cm}^2$; $t = 0,00178$; $s = 0,247$ ed

$$x = 0,247 \times 18 = 4 \text{ cm}$$

$$A_f = 0,178 \sqrt{698 \times 0,40} = 2,98 \text{ cm}^2$$

che realizzo con 2 ϕ 14 di area 3,08 cm².

In BC si ha:

$$r = 18 / \sqrt{320/0,40} = 0,655$$

cui corrispondono $\sigma = 29 \text{ kg/cm}^2$; $t = 0,00116$; $s = 0,171$ ed

$$x = 0,171 \times 18 = 3,16 \text{ cm}.$$

$$A_f = 0,116 \sqrt{320 \times 0,40} = 1,32 \text{ cm}^2 \text{ che realizzo con 2}\phi\text{10 di area 1,57 cm}^2.$$

Il taglio massimo si ha in B e vale $T = 1605 \text{ kg}$.

$$T_{\max} = 1605 / 0,9 \times 40 \times 18 = 2,41 \text{ kg/cm}^2$$

Non ci sarebbe bisogno di armatura a taglio, tuttavia piegheremo qualche ferro.-

3) Solaio piano tipo: caratteristiche

$$H = 18 + 5 = 23 \text{ cm}; \text{interasse } l = 40 \text{ cm}; b = 7 \text{ cm}$$

Analisi dei carichi:

$$\text{Carichi fissi} = 482,40 \text{ kg/mq}$$

$$\text{sovraccarico} = 250,00 \text{ "}$$

$$\text{Sommano} = 732,40 \text{ kg/mq}$$

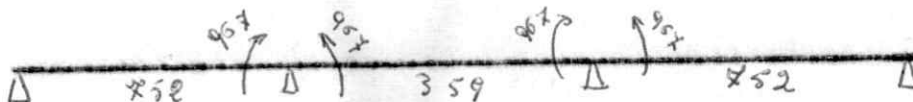
per un travetto si ha:

$$g = 482,40 \times 0,40 = 193 \text{ kg/ml}$$

$$p = 250,00 \times 0,40 = 100 \text{ "}$$

$$q = 732,40 \times 0,40 = 293 \text{ "}$$

Imponendo le condizioni che realizzano i massimi momenti negativi e positivi si ha:



Armatura del travetto

Assumendo $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

in B e C si ha:

$$h = 0,408 \sqrt{967/0,40} = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,192 \sqrt{967 \times 0,40} = 3,78 \text{ cm}^2$$

in AB si ha:

$$r = 20,5 / \sqrt{752/0,40} = 0,482$$

cui corrispondono $\epsilon = 41 \text{ kg/cm}^2$; $t = 0,00160$; $s = 0,226$ ed;

$$x = 0,226 \times 20,5 = 4,63$$

$$A_s = 0,160 \sqrt{752 \times 0,40} = 2,78 \text{ che realizzo con } 2\phi 14 \text{ di area } 3,08 \text{ cm}^2$$

in BC si ha:

$$r = 20,5 / \sqrt{359/0,40} = 0,682$$

cui corrispondono $\epsilon = 28 \text{ kg/cm}^2$; $t = 0,00112$; $s = 0,166$ ed

$$x = 0,166 \times 20,5 = 3,4$$

$$A_s = 0,112 \sqrt{359 \times 0,40} = 1,32 \text{ cm}^2 \text{ che realizzo con } 2\phi 10 \text{ di area } 1,57 \text{ cm}^2$$

Il taglio massimo si ha in B e vale $T = 1862 \text{ kg.}$

$$T_{\max} = 1862 / 0,9 \times 40 \times 20,5 = 2,53.$$

Non ci sarebbe bisogno di armatura a taglio, tuttavia piegheremo qualche ferro.-

PROPORZIONAMENTO ED ARMATURA DEI PIALSTRI

Analisi dei carichi. Pilastro centrale del telaio centrale.

Peso proprio e sovraccarico tetto $502,40 \times 5,1 \times 4,4 = 11376 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro sottotetto $0,30 \times 0,30 \times 2,00 \times 2500 = 450 \text{ "}$

carico sul pilastro sottotetto $= 11826 \text{ kg}$

Peso portato dal pilastro 3° piano $3350 \times 4,4 = 14874 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro 3° piano $0,30 \times 0,40 \times 3,00 \times 2500 = 900 \text{ "}$

carico sul pilastro del 3° piano $= 15774 \text{ kg}$

Peso portato dal pilastro 2° piano $3820 \times 4,4 = 16961 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro 2° piano $0,30 \times 0,40 \times 3,00 \times 2500 = 900 \text{ "}$

carico sul pilastro del 2° piano $= 17861 \text{ kg}$

Peso portato dal pilastro 1° piano $3820 \times 4,4 = 16961 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro 1° piano $0,30 \times 0,50 \times 3 \times 2500 = 1125 \text{ "}$

carico sul pilastro del 1° piano $= 18086 \text{ kg}$

Peso portato dal pilastro P.T. $3820 \times 4,4 = 16961 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro P.T. $0,30 \times 0,50 \times 4,00 \times 2500 = 1500 \text{ "}$

carico sul pilastro del P.T. $= 18461 \text{ kg}$

PESO TOTALE $= 82008 \text{ KG}$

Armatura pilastri centrale. $A_f = 0,008 A_c$

Pilastri	Sez. calc. cm	F cmq	Armat. long.	F cmq	F cmq	kg/cmq
sottotet.	0,30x0,30	900	6Ø14	9,24	992,4	12
3° piano	0,30x0,40	1200	6Ø14	9,24	1292,4	21,50
2° piano	0,30x0,40	1200	6Ø14	9,24	1292,4	35,20
1° piano	0,30x0,50	1500	6Ø16	12,06	1620,6	39,20
P.terra	0,30x0,50	1500	6Ø16	12,06	1620,6	50,00

Analisi dei carichi. Pilastro centrale della pilastrata laterle

Peso proprio e sovraccarico tetto $502 \times 4,4 \times 2,80 = 6241 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro sottotetto $0,30 \times 0,30 \times 0,50 \times 2500 = 113 \text{ "}$

carico sul pilastro sottotetto = 6354 kg

Peso portato dal pilastro 3° piano $2320 \times 4,4 = 10301 \text{ kg}$

peso proprio pilastro 3° piano $0,30 \times 0,40 \times 3 \times 2500 = 900 \text{ "}$

carico sul pilastro 3° piano = 11201 kg

Peso portato dal pilastro 2° piano $4260 \times 4,4 = 18914 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro 2° piano $0,30 \times 0,40 \times 3 \times 2500 = 900 \text{ "}$

carico sul pilastro 2° piano = 19814 kg

Peso portato dal pilastro 1° piano $4260 \times 4,4 = 18914 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro 1° piano $0,40 \times 0,40 \times 3 \times 2500 = 1200 \text{ "}$

carico sul pilastro 1° piano = 20114 kg

Peso portato dal pilastro P.T. $4260 \times 4,4 = 18914 \text{ kg}$

Peso proprio pilastro P.T. $0,40 \times 0,40 \times 4 \times 2500 = 1600 \text{ "}$

carico sul pilastro P.T. = 20514 kg

PESO TOTALE = 77997 KG

Armatura pilastrata perimetrale. $A_f = 0,008 A_c$

Pilastri	Sez. calc.	F_c	Armat. long.	F_f	F_i	σ
	cmq	cmq	ϕ	cmq	cmq	kg/cmq
sottotetto	$0,30 \times 0,30$	900	$6\phi 14$	9,24	992,4	6,40
3° piano	$0,30 \times 0,40$	1200	$6\phi 14$	9,24	1292,4	13,60
2° piano	$0,30 \times 0,40$	1200	$6\phi 14$	9,24	1292,4	29,00
1° piano	$0,40 \times 0,40$	1600	$4\phi 14 + 4\phi 16$	14,19	1741,9	33,00
P.T.	$0,40 \times 0,40$	1600	$4\phi 14 + 4\phi 16$	14,19	1741,9	44,50

PLINTI DI FONDAZIONE

Pilastrata perimetrale

a) Plinto centrale:

$$M=-130 \text{ kgm}; N=77997 \text{ kg}; A=0,40 \times 0,40 \text{ mq}; \tau=5 \text{ kg/cm}^2$$

$$e=M/N=13000/77997=0,167$$

$$\text{peso del plinto e sottoplinto } P=0,05 \times N=3900 \text{ kg}$$

$$\text{peso totale } N_t=77997+3900=81897 \text{ kg}$$

$$b=81897/5=128 \text{ cm}; \text{ la base del plinto sar\`a } b'=100 \text{ cm}$$

La reazione del terreno \`e:

$$\tau=N/b'^2=7,7997 \text{ kg/cm}^2$$

Il momento nella sezione d'incastro \`e:

$$M=\tau(100-40)^2 \times 100/8=350986 \text{ kgcm}$$

Dimensionamento: assumo $H=60 \text{ cm}$, quindi $h=55 \text{ cm}$

$$r=h/\sqrt{M/b}=55/\sqrt{350986/40}=0,58$$

$$\text{cui corrispondono } =33 \text{ kg/cm}^2; t=0,00131 \text{ per } \tau=1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{da cui } A_f=0,131 \sqrt{3509,86 \times 0,40}=4,94 \text{ cm}^2$$

che realizzi con $4\emptyset 12 + 1\emptyset 10$ di area $5,31 \text{ cm}^2$

$$\text{Il taglio vale: } T=N/4=19499 \text{ kg}$$

$$\tau=T/0,9bh=Mtg/0,9bh^2=15,6 \text{ kg/cm}^2$$

b) Plinto laterale:

$$M=684 \text{ kgm}; N=41354 \text{ kg}; A=0,40 \times 0,40 \text{ cm}^2; \tau=5 \text{ kg/cm}^2$$

$$e=M/N=68400/41354=1,66 \text{ cm}$$

$$\text{Peso del plinto e sottoplinto: } P=0,05N=2060 \text{ kg}$$

$$\text{Il peso totale \`e } N_t=41354+2060=43410 \text{ kg}$$

$$\text{L'area del sottoplinto \`e quindi } A_{\text{sott}}=43410/2,50=17400 \text{ cm}^2;$$

$$l'=17400=132 \text{ cm}; \text{latezza del sottoplinto } h=15 \text{ cm.}$$

Il lato del plinto sar\`a  $l=100,00 \text{ cm}$ . Il raggio di nocciolo \`e

$L/6=16,6 \text{ cm}$ e quindi la base \`e tutta compressa.-

$$\text{In base a tali valori si hanno: } \tau_{\text{max}}=2,69 \text{ kg/cm}^2 \text{ e } \tau_{\text{min.}}=2,31 \text{ cm}^2$$

All'incastro si ha:

$$l=l-b/2=30 \text{ cm}; d=(2l+b)/3(1+b)=17,10 \text{ cm}$$

Trascurando il peso del plinto che \`e equilibrato dalla reazione al di sotto di esso, si ha:

$$\tau_{\text{max}} = N/A \times (1 \pm 6e/l) =$$

$$\sigma_{med} = 4,55 + 3,72/2 = 4,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{\sigma_{med}}{1+b} \cdot d/2 = 148667 \text{ kgcm}$$

$$H = 60 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; b = 40 \text{ cm}$$

Con tali valori $r = 0,9$; $t = 0,00101$

$A_f = 2,46 \text{ cm}^2$ che realizzo con $\varnothing 12$ di area $3,39 \text{ cm}^2$.-

b) Pilastrata centrale: plinto centrale

$$M = -112 \text{ kgm}; N = 82008 \text{ kg}; A = 0,30 \times 0,50 \text{ mq}; e = 0,123 \text{ A}_{sott.} = 17200$$

Assumo un sottoplinto di base rettangolare 120×145 ; la base del plinto sarà 90×110 .

Con tali valori si ha la reazione del terreno $\sigma_f = 8,3 \text{ kg/cm}^2$ ed il momento $M = 410000 \text{ kgcm}$; assumendo $H = 60$ e $h = 55 \text{ cm}$ si ha:

$r = 0,610$, da cui $A_f = 5,57 \text{ cm}^2$ che realizzo con $\varnothing 12$ di area $5,65 \text{ cm}^2$.-

IL TECNICO

(Ing. Giuseppe Pompilio)

Dott. Ing. GIUSEPPE POMPILIO

CEGLIE MESSAPICO

G. Pompilio

UFFICIO DEL GENIO CIVILE - BRINDISI

Si attesta che copia del presente atto risulta depositato presso questo Ufficio ai sensi della legge 5-11-1971 n. 1086.

Il Funzionario addetto



Fatto: L'INGEGNERE CAPO
(Renato Lenocce)

[Signature]

[Signature]