

In mezzeria:

$$M = 1/24 \times 15.000 \times (3,00 \times 1,05)^2 = 6200 \text{ Kg.m.} = 620.000 \text{ Kgcm.}$$

Agli estremi:

$$M = - 1/12 \times 15.000 \times (3,00 \times 1,05)^2 = 12.400 \text{ Kg.m.} = 12.40000 \text{ Kgcm.}$$

Calcolo trave: posto $\sigma_c = 50 \text{ Kg/cmq.}$; $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.}$

Incastri: $h = 0,408 \sqrt{1240000/60} = 0,408 \times 144 = 58 \text{ cm.} = 60 \text{ cm.}$

$$A_f = 0,00192 \sqrt{1240000 \times 60} = 0,00192 \times 8625 = 16,56 \text{ cmq.}$$

L'armatura si realizza con :

$$\underline{n.6 \text{ } \phi 14 = 9,24 \text{ cmq.}} \text{ e } \underline{N.4 \text{ } \phi 16 = 8,04 \text{ cmq.}}$$

Mezzeria: $h = 0,408 \sqrt{620000/60} = 0,408 \times 101 = 41,2 = 45 \text{ cm.}$

$$A_f = 0,00192 \sqrt{620000 \times 60} = 0,00192 \times 6100 = 11,71 \text{ cmq.}$$

L'armatura si realizza con:

$$\underline{n.5 \text{ } \phi 14 = 7,70 \text{ cmq.}} ; \text{ e } \underline{n.2 \text{ } \phi 16 = 4,02 \text{ cmq.}}$$

Calcolo di verifica:

Agli estremi: $x = 15,55 \text{ cm.}$; $h - \frac{x}{3} = 52,82 \text{ cm.}$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1240000}{60 \times 15,55 \times 52,82} = 50 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{1240000}{17,28 \times 52,82} = 1358 \text{ Kg/cmq.}$$

In mezzeria: $x = 11,13 \text{ cm.}$; $h - \frac{x}{3} = 39,29$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 620000}{60 \times 11,13 \times 39,29} = 47,25 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{620000}{11,72 \times 39,29} = 1344 \text{ Kg/cmq.}$$

Armatura al taglio:

Sforzo di taglio: $T = \frac{15.000 \times 3,00}{2} = 22.500 \text{ Kg.}$

$$\tau_{\max} = \frac{22.500}{0,90 \times 60 \times 60} = 6,94 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ponendo su mezza trave n. 8 staffe $\phi 6$ a due bracci a distanza di cm. 20 fra loro si assorbe una tensione tangenziale:

$$\tau_s = \frac{4,55 \times 1400}{60 \times 150} = 0,70 \text{ Kg/cm}^2.$$

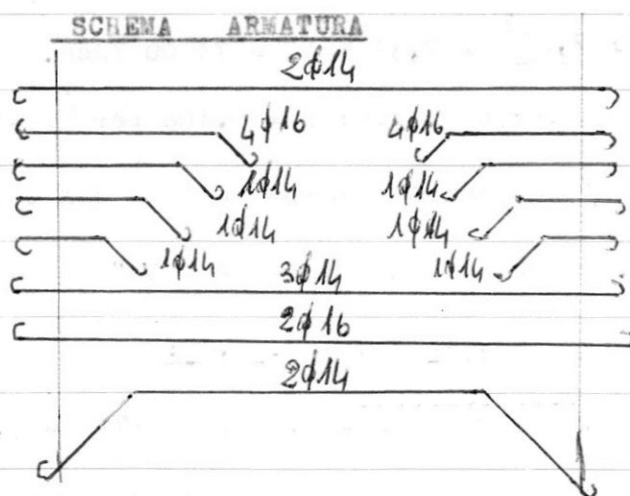
la rimanente tensione sarà: $6,94 - 0,70 = 6,24 \text{ Kg/cm}^2.$

si richiede una sezione di ferri piegati pari a :

$$A_f = \frac{6,24 \times 135 \times 60}{2 \times 1400 \times \sqrt{2}} = 12,80 \text{ cm}^2.$$

Pertanto si richiedono n. 4 $\phi 16$ e 3 $\phi 14$ piegati a 45° .

Si adotterà cemento tipo "730"



Staffe $\phi 6$ ogni 20 cm.

d) - Rampe di scale:

Saranno realizzate con solette in c.a. incastrate agli estremi. =

Sovraccarico accidentale : $p = 450 \text{ Kg/mq.}$

Lunghez a rampe : m. 1,10

Lunghezza luce fra gli incastri: m. 2,75; $l' = 1,05 \times 2,75 = 2,88 \text{ m.}$

Spessore rampa = cm. 12

Vincolo: semincastro

Calcolo della rampa incastrata agli estremi:

ANALISI DEI CARICHI: (riportati a mq.)

Soletta peso proprio :	Kg./mq. 300
Gradini riportati 0,075 x 2200	" " 165
Rivestimento	" " 150
Sovraccarico accidentale	" " 450

TOTALE:Kg/mq. 1.065
=====

Momento flettente:

$$M = \frac{1}{12} 1065 \times 2,88^2 = 7,36 \text{ Kgm.} = 73600 \text{ Kgm.}$$

per una faccia larga m. 1,00; $r = 0,408$ per $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.}$

e $\sigma_c = 50 \text{ Kg/cmq.}$ Soletta rampa gettata con calcestruzzo
dosato a Kg. 300/mq. di cemento tipo "730"

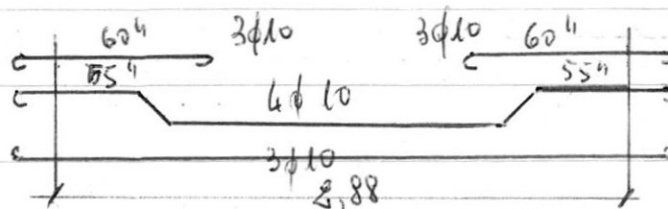
Armatura per una fascia larga m. 1,00:

$$A_f = 0,00192 \sqrt{73600} \times 100 = 0,00192 \times 2712 = 5,20 \text{ cmq.}$$

L'armatura per ml. di soletta si realizza con:

$$\underline{n. 7 \phi 10 = 5,59 \text{ cmq.}}$$

SCHEMA ARMATURA



C) = Pianerottoli scala: spessore cm. 20
=====

Analisi dei carichi:

Peso soletta	m. 0,08 x 2500	= Kg.	200,-
Scvracc.perm.	m. 1,00 x 100	= "	100,-
" acciden.	1,00 x 400	= "	400,-
Solaio	1,00 x 180	= "	180,-
Rampe	2,75 x 1065	= "	<u>2.930,-</u>

TOTALE Kg. 3.810,-

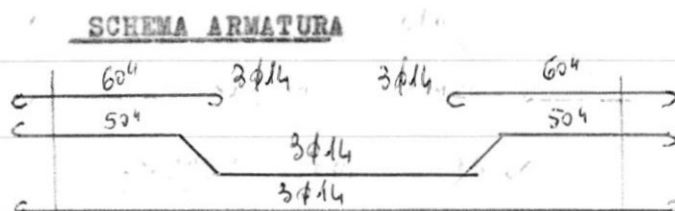
Calcolo momenti:

$$M = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{12} \cdot 3810 \cdot (2,40 \times 1,05)^2 = 2000 \text{ Kgm.} = 200.000 \text{ Kgcm.}$$

$$r = \frac{18}{\sqrt{2000}} \cdot 0,400 \quad \text{per } m = 10 \quad \sigma_f = 1400 \quad T = 0,00195$$

$$A_f = 0,00195 \cdot \sqrt{200.000} \times 100 = 0,00195 \times 4500 = 8,77 \text{ cmq.}$$

L'armatura si realizza co: n. 6 ϕ 14 per ml.



f) Balconi:

Solette in c.a. incastrate agli estremi con sbalzo di m.1,10

Spessore all'incastro cm. 15; spessore all'estremo dello sbalzo cm. 102,-

ANALISI DEI CARICHI:

p.p.	0,125 x 100 x 2500	Kg.	312,-
peso intonaco e pavimento		"	100,-
Carico accidentale	400 x 1,00	"	<u>400,-</u>

Kg./mq. 812

Considerando, un carico di Kg. 30 in estremità si ha:

Calcolo Momenti:

$$M = + 1/12 \cdot 812 \times 1,10^2 + 30 \times 1,10 = 525 \text{ Kgm.} = 52500 \text{ Kgm.}$$

Essendo all'incastro $h = 13,80 \text{ cm.}$ si ha:

$$r = 0,602 \text{ per } m = 10 \quad \sigma_f = 1400 \quad t = 0,00149$$

$$A_f = 0,00149 \sqrt{52500 \times 100} = 0,00149 \times 2291 = 3,41 \text{ cmq.}$$

che si realizza con

5 ϕ 10 per ml.

Il tecnico:

(Dott. Ing. Giovanni VALENTINI)

Dott. Ing. Giovanni Valentini

Usp. A. Valentini