

# GESTIONE INA-CASA

BRINDISI

CANTIERE 6263

RIONE COMMENDA

IMPRESA COMM. ANTONUCCI ALBERTO

TARANTO

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO  
CASE LAVORATORI A 5 PIANI PER N° 10  
APPARTAMENTI AD INTELAIATURA DI  
CEMENTO ARMATO

## MATERIALI ADOPERATI

a) Ferro omogeneo (Materferri) carico di rottura  $\sigma_r \approx 4420 \text{ Kg/cm}^2$

b) Conglomerato - costituito da:

- cemento idraulico normale a 500 (Gallo-Molfetta) Kg. 300

- pietrisco calcareo duro ( $\sigma_r = 730 \text{ Kg/cm}^2$ ) dalla cava di S. Vito dei Normanni me. 0.800

- Miscela di sabbione calcareo duro (cava precedente) e sabbia silicea di Torre Penne (proporzione granulometrica precedente) alla media delle curve limiti Fuller) " 0.400 ~

A prova di laboratorio tale conglomerato ha dato  $\sigma_{r28} \geq \text{Kg/cm}^2 182$   
Corrispondentemente i carichi di sicurezza adottati nei calcoli risultano

ferro omogeneo  $K = \frac{4200}{3} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

conglomerato: strutture inflesse:  $K = 50 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{182}{3}$   
" " compresse:  $K = 45 \text{ " " } < \frac{182}{3}$

Le gettate saranno costipate con Vibratore elettromagnetico Simbi.

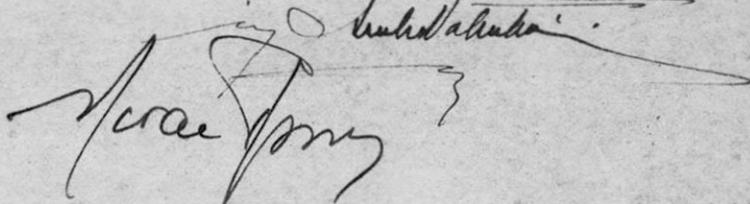
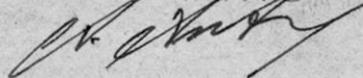
Il carico di rottura risulterà pertanto notevolmente superiore a quello già accertato senza vibratore.

Brindisi li 12-2-1953

Impresa Comm. Antonucci Alberto  
Direzione Tecnica

(Dott. Ing. Aurelio Valentini)

Car. Alberto Antonucci  
IMPRESA DI COSTRUZIONI  
TARANTO



# — INDICE —

## TITOLO I°

### SOLAI —

- CAPO I° Solai copertura ultimo piano  
CAPO II° Solai copertura piani intermedi  
CAPO III° Solai copertura piani intermedi con sovrastante tramezzo dist.  
CAPO IV° Travetti nei solai intermedi portanti i divisori.

## TITOLO II°

### TRAVI PORTANTI I SOLAI SCALE E TRAVI RELATIVE O DI SOSTEGNO DI SOLAI MURATURA —

- CAPO I A) - Travi su luce da m. 4.70 ÷ 4.80  
B) - Trave su luce di m. 6.30 (tra i pilastri N° 9 ÷ 20)  
C) - Trave su luce di m. 5.20  
D) - Travi portanti la muratura perim.<sup>le</sup> e solaio  
CAPO II° A) - Rampa laterale a sbalzo  
B) - Rampa centrale appoggiata  
C) - Pianerottolo laterale scala (lato ingressi)  
D) - Loggette a sbalzo.  
CAPO III° Trave tra i pilastri 4 ÷ 5  
CAPO IV° Trave a sostegno muro frontale arrivo scale  
CAPO V° Trave tra i pilastri N° 3 ÷ 4  
CAPO VI° Travi perimetrali portanti la sola muratura esterna  
CAPO VII° Travi a sostegno del muro arretrato delle verande

## TITOLO III°

### PILASTRI

- CAPO I° Pilastrata centrale  
CAPO II° Pilastrata interna  
CAPO III° Pilastrata esterna

## TITOLO IV°

### TRAVI DI SOSTEGNO SOLAI COPERTURA TER RAZZO - STRUTTURE SPANDITOIO COPERTO

- CAPO I° Travi portanti i solai copertura dell'ultimo piano.  
CAPO II° Solaio copertura (Spanditoio coperto)  
CAPO III° Travi a sostegno solaio copertura spanditoio coperto  
CAPO IV° Travi a sostegno solaio copertura ultimo piano sorreggenti i pilastri dello spanditoio coperto.

## TITOLO V°

### FONDAZIONI

- CAPO I° Calcolo travi rovescie di fondazione  
CAPO II° Calcolo ala a sbalzo.

# TITOLO I° SOLAI

2

soffitto perna 5 cm

## (APO I°) Solaio copertura ultimo piano

Sarà a copertura d'aria ventilata, del tipo brevettato alto cm. 35 - = 30+5  
 Interasse travetti cm. 70 - Luce di calce = interasse pilastri = cm. 4.00 -

Analisi dei carichi per mq. :

- sovraccarico utile	kg.	250. =
- massetto a pendio $1 \times 1 \times \frac{0.10}{2} \times 1400 =$	"	70. =
- pavimento sintonaco	"	70. =
- peso proprio	"	280. =
	"	<u>670. =</u>

e per ml. di travetto:

$$p = 670 \times 0.70 = \text{kg/ml. } 469 = 470$$

Momento fless. max:

$$M_f = \pm \frac{1}{12} 470 \times 4^2 = 637 = \text{kgcm. } 63.700$$

Verifica di stabilità:

La sezione si arma con  $4 \phi 4$  (nel travetto prefabbricato) e con  $H^2 2 \phi 8$  (nella nervatura cementizia) e perciò complessivamente con  $A_f = 0.48 + 1.00 = \text{cmq. } 1.48$

Distanza asse neutro:

$$x = \frac{10 \times 1.49}{70} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 70 \times 33}{10 \times 1.49}} \right] = \text{cm. } 3.51$$

la max. sollecitazione nel calce struzzo risulta:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 63.700}{70 \times 3.51 \left( 33 - \frac{3.51}{3} \right)} = 17 \text{ kg./cmq.}$$

e quella nel ferro teso:

$$\sigma_f = \frac{63.700}{1.48 \left( 33 - \frac{3.51}{3} \right)} = 1353 \text{ kg./cmq.}$$

Taglio max:

$$T = \frac{470 \times 4}{2} = \text{kg. } 940$$

e la sollecitazione tangenz. max risulta:

$$\tau_o = \frac{940}{10 \times \left( 33 - \frac{5}{2} \right)} = 3.10 \text{ kg./cmq.}$$

non occorre quindi armatura di taglio. -

da usare quando l'asse neutro taglia la nervatura

## CAPO II° Solai copertura piani intermedi

Saranno del tipo misto in cemento armato e laterizi forati tipo "Provera" alti cm. 14, soletta superiore in calcestruzzo alta cm. 5, nervature parallele spesse cm. 8 ad interasse di cm.  $30+7 = \text{cm. } 37$ .

Analisi dei carichi per mq.:

- Sovraccarico utile	Kg. 250. =
- parimento e intonaco	" 60. =
- peso proprio: soletta $1 \times 1 \times 0.05 \times 2500 =$	" 125. =
nervature $\frac{100}{37} \times 0.08 \times 0.14 \times 2500 =$	" 80. =
forati	" 60. =
	<u>" 575. =</u>
Totale arrotondato Kg.	<u><u>580. =</u></u>

e per ml. di travetto:

$$p_u = 580 \times 0.37 = 215 \text{ Kg/ml.}$$

Momento flettente max.

$$M_f = \pm \frac{1}{12} 215 \times 4^2 = \text{Kgm. } 286.66 = \text{Kgem. } 28.700$$

dalle formule e tabelle per il calcolo della sez. rettangolare per  $\sigma_c = 1400$ ;  $m = 10$  si ricava:

$$r = \frac{17.5}{\sqrt{28.700 : 37}} = 0.63$$

cui corrisponde:

$$\sigma_c = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

l'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$w_f = 0.0013 \sqrt{28.700 \times 37} = \text{cm}^2 1.36$$

e lo realizzeremo ponendo 4°  $1 \phi 8 + 1 \phi 10 = \text{cm}^2 1.28$

Verifica di stabilita':

distanza asse neutro:

$$x = \frac{10 \times 1.28}{37} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 17.5 \times 37}{10 \times 1.28}} \right] = \text{cm. } 3.18$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 28.700}{37 \times 3.18 \left( 17.5 - \frac{3.18}{3} \right)} = 22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{28.700}{1.28 \left( 17.5 - \frac{3.18}{3} \right)} = 1366 \text{ Kg/cm}^2$$

Taglio massimo:

$$T = \frac{215 \times 4}{2} = 430 \text{ Kg}$$

e la sollecitazione tang. max risulta:

$$\tau_0 = \frac{430}{8 \times (17.5 - \frac{5}{2})} = 3,5 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorre armatura di taglio. -

### CAPO III<sup>o</sup>

Solai copertura piani intermedi con sovrastante tramezzo distrib.  
(bagni, cucine)

Adopereremo lo stesso sovrastante armato come di seguito:  
Analisi dei carichi per mq:

- carichi accidentali e fissi come al N° precedente	Kg. 575. =
- tramezzo distribuito: $\frac{2.}{4.00} \times 1.00 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 =$	" 225. =
Totale	<u>800</u>

e per ml. di travetto:

$$f_0 = 800 \times 0.37 = 296 \text{ Kg/ml.}$$

Momento flett. max:

$$M_f = \frac{1}{12} 296 \times 4^2 = \text{Kym } 395 = \text{Kgcm. } 39.500$$

$$r = \frac{17.5}{\sqrt{39.500 : 37}} = 0.53$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$  :

$$\sigma_c = 36 \text{ Kg/cmq.}$$

L'armatura di traz. occorrente risulta:

$$w_f = 0.00142 \sqrt{39.500 \times 37} = \text{cmq. } 1.72$$

e la realizzeremo ponendo N°1  $\phi 10 + 1 \phi 12 = \text{cmq. } 1.91$ ; perciò superiore a quella occorrente. -

Lo sforzo di taglio max, all'estremità vale:

$$T = \frac{296 \times 4}{2} = \approx 600 \text{ Kg.}$$

e la sollecitazione tang. max risulta:

$$\tau_0 = \frac{600}{0.9 \times 17.5 \times 37} \leq 4 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorre quindi armatura di taglio

## CAPO IV:

### Travetti nei solai intermedi, portanti, i divisori.

Analisi del carico per ml:

- peso tramezzo : $1.00 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 = \dots$	Kg. 450. =
- peso e sovraccarico (come al capo II)	Kg. 216. =
	<u>Totale</u> " <u>666</u>

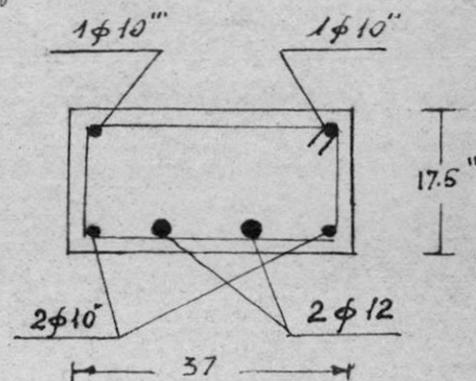
Momento flett. max:

$$M_f = \frac{666 \times 3.70^2}{12} = \text{kgm } 760,40 = \text{kgcm. } 76.040$$

$$r = \frac{17.5}{\sqrt{76.040 : 37}} = 0.4$$

che corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_p = 1400$ :

$$\sigma_c = 50 \text{ Kg/cmq.}$$



L'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00195 \sqrt{76.040 \times 37} = \text{cmq. } 3.42$$

porremo  $N^\circ 2\phi 10 + 2\phi 12 = \text{cmq. } 3.82$ , perciò superiore a quella occorrente.

Max sforzo di taglio:

$$T = \frac{666 \times 3.70}{2} = \text{Kg. } 1232$$

$$\tau_0 = \frac{1232}{0.9 \times 17.5 \times 37} = 2.10 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorrerebbe quindi, armatura di taglio.

## TITOLO II°

### CAPO I° - Travi portanti i solai dei piani intermedi

#### A) Tipo di luce da m 4.70 ÷ 4.80 (interasse pilastri)

Trattandosi di travi orizzontali sollecitate tutte in gran parte da carichi fissi uniformemente distribuiti e solo talvolta anche da qualche carico concentrato di lieve entità (travetti secondari appoggiati sulle travi) considereremo le travature quasi perfettamente (semincastro) incastrate nei pilastri portanti e pertanto, a favore della stabilità, faremo assegnamento su di un Momento flett. positivo pari al medio aritmetico fra i momenti corrispondenti alle condizioni di semplice appoggio e di incastro perfetto e per le sezioni di imposta a quello di incastro perfetto...

Avremo pertanto:

Analisi del carico per ml. di trave:

- azione trasmessa dall'imposta solai $2 \times \frac{4.00}{2} \times 1 \times 580 =$	Kg. 2320,=
- peso del tramezzo sul solaio, da una parte $\frac{1 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500}{2}$	" 300,=
- idem tramezzo sul trave $1 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 =$	" 450,=
- p.p.p.	" 260,=
<u>Totale Kg/ml.</u>	<u>3330</u>

Nelle ipotesi innanzi fatte i momenti flett. massimi, alla mezzeria ed all'imposta valgono entrambi:

$$M_f = \pm \frac{3}{12} \frac{3330 \times 4.80^2}{2} = \text{Kgcm } 6394 = 639.400 \text{ Kgcm.}$$

Mezzeria : per  $m=10$  ;  $G_f = 1400$  ;  $G_c = 45 \text{ Kg/cm}$

$$h = 0.445 \sqrt{693.400 \cdot 50} = \text{cm. } 50.2$$

terreno perciò :  $H = \text{cm. } 55$

$$x = 0.243 \times 50,2 = \text{cm. } 12.16$$

l'asse neutro taglia pertanto la soletta, l'armatura di trazione occorrente risulta pertanto di sezione:

$$w_f = 0.00174 \sqrt{640.000 \times 50} = \text{cmq. } 9.83$$

e la realizzeremo ponendo  $N^{\circ} 7 \phi 14''' = \text{cmq. } 10.78$  -

### Incastro:

distanza asse neutro:

$$x = \frac{10 \times 10.78}{30} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 62}{10 \times 10.78}} \right] = \text{cm. } 16.05$$

max sollecitazione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 640.000}{30 \times 16,7 \left( 62 - \frac{16,05}{3} \right)} = 45 \text{ Kg/cmq.}$$

max trazione nell'armatura:

$$\sigma_f = \frac{640.000}{10.78 \left( 62 - \frac{16.05}{3} \right)} = 1200 \text{ Kg/cmq.}$$

### Taglio-staffe

$$T_{\text{max}} = \frac{3330 \times 4.80}{2} + 1550 = \text{Kg } 9542$$

sollecitaz. tang. max:

$$\tau_0 = \frac{9542}{30 \left( 62 - \frac{16.05}{3} \right)} = 5,6 \text{ Kg/cmq}$$

scorrimento nel semitrave:

$$S = \frac{480}{2} \times 30 \times \frac{5,60}{2} = \text{kg. } 20.160$$

i 4 ferri  $\phi 14$  rialzati a  $45^{\circ}$  assorbono uno sforzo:

$$R_p = 4 \times 1.54 \times \sqrt{2} \times 1160 = \text{kg. } 10.068$$

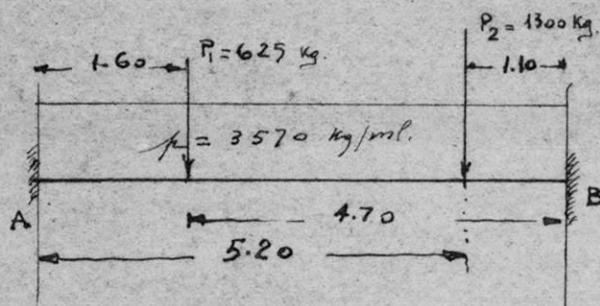
faremo assorbire il rimanente sforzo alle staffe  $\phi 8''$  a 2 rami; ne occorrono nella  $\frac{1}{2}$  trave:

$$n = \frac{20.160 - 10.068}{2 \times 0.50 \times 1160} = \approx 9$$

## B) Trave su luce di m. 6.30 (tra i pilastri N° 9÷20)

Analisi del carico ripartito per ml. di trave:

- azione trasmessa dai solai: $2 \times \frac{4.00}{2} \times 580 =$	Kg. 2320. =
- peso muro sul trave: $1 \times 0.20 \times 3.00 \times 1500 =$	" 900. =
- p.p.p. $1 \times 0.20 \times 0.70 \times 2500 =$	" 350. =
	<hr/>
	" 3570. =
	<hr/>



- Analisi dei carichi concentrati:

d)  $P_1$  = peso tramezzo con sovrastante retrocemento:

$$\frac{3}{8} 3.70 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 = P_1 = \text{Kg. } 625$$

b)  $P_2$  = carico tramezzo per l'appoggio del trave sostegno del muro arretrato della veranda a prospetto:

$$1550 - \text{peso striscia soletto} = \sim \text{Kg. } 1300 = P_2$$

I Momenti per carico ripartito risultano:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Mezzeria} \\ \text{Imposta} \end{array} \right\} M_f = \pm \frac{3570 \times 6.30^2}{12} = \text{Kgm. } 11.808 = \text{Kgcem. } 1.180.800$$

I max momenti dovuti al carico conc.  $P_1$  risultano:

a) per l'incastro perfetto:

$$M_i = - \frac{625 \times 1.60 \times 4.70}{6.30^2} = \text{Kgm. } 140 = \text{Kgcem. } 14.000$$

$$M_m = - \frac{625 \times 1.60 \times 4.70}{6.30^2} + \frac{625 (6.30 + 2 \times 1.60) 4.70^2}{6.30^3} \times \frac{6.30}{2} - \left[ 625 \left( \frac{6.30}{2} \times 1.60 \right) \right] =$$

$$= + 127.25 = 12725 \text{ Kgcem.}$$

b) per il semplice appoggio:

$$M'_m = \frac{625 \times 1.60 \left( 6.30 - \frac{6.30}{2} \right)}{6.30} = 500 = \text{Kgcem. } 50.000$$

I massimi momenti dovuti al carico conc.  $P_2$  risultano:

d) per l'incastro perfetta:

$$M_{i_2} = M_B = - \frac{1300 \times 5.20^2 \times 1.10}{6.30^2} = 914 = \text{kgcm} \cdot 91.400$$

$$M_{m_2} = - \frac{1300 \times 5.20 \times 1.10^2}{6.30^2} + \frac{1300(6.30 + 2 \times 5.20) 1.10^2}{6.30^3} \times \frac{6.30}{2} = 12700 \text{ kgcm}.$$

b) per il semplice appoggio:

$$M'_{m_2} = \frac{1300 \times 1.10 \times 6.30}{6.30} = 115 = 71.500 \text{ kgcm}.$$

I massimi momenti totali risultano pertanto:

$$\text{Incastro: } M_i = - \left[ 1.180.800 + 14.000 + 91.400 \right] = \text{kgcm} \cdot - 1292.200$$

$$\text{Mezzeria: } M_m = + \left[ 1.180.800 + \left( \frac{12.725 + 50.000}{2} + \frac{12.700 + 71.500}{2} \right) \right] = 1.264.262$$

Progetto sezione:

Mezzeria: per  $m = 10$ ;  $\sigma_f = 1400$ ;  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$ , si ha:

$$h = 0.445 \sqrt{1.264.262 : 50} = \text{cm} \cdot 70$$

armatura di trazione:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{1.264.262 \times 50} = \text{cm}^2 \cdot 14.30$$

potremo  $N^\circ 10 \phi 14 = \text{cm}^2 \cdot 15.40$  (5 dritti + 5 ragomati a  $45^\circ$ )

Verifica di stabilita'

$$\text{distanza asse neutro: } x = \frac{10 \times 15.40}{50} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 67}{10 \times 15.40}} \right] = \text{cm} \cdot 17.55$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1.264.262}{50 \times 17.55 \left( 67 - \frac{17.55}{3} \right)} = 49 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \frac{1.264.262}{15.40 \left( 67 - \frac{17.55}{3} \right)} = 1365 \text{ kg/cm}^2.$$

Incastro:

$$\text{distanza asse neutro: } x = \frac{10 \times 15.40}{25} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 92 \times 25}{10 \times 15.40}} \right] = \text{cm. } 28.08$$

max sollecitazione nel calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1.292.200}{25 \times 28.08 \left( 92 - \frac{28.08}{3} \right)} = 45 \text{ Kg/cm}^2.$$

max sollecitaz. nel ferro teso:

$$\sigma_f = \frac{1.292.200}{15.40 \left( 92 - \frac{28.08}{3} \right)} = 1020 \text{ Kg/cm}^2.$$

Taglio-staffe:

Sforzo di taglio max:

$$T = \frac{3570 \times 6.30}{2} + \frac{1300 \times 5.20}{6.30} + \frac{625 \times 1.60}{6.30} = \\ = \text{Kg. } 13.478.$$

sollecitazione tangenz. max.:

$$\tau_0 = \frac{13.478}{25 \left( 92 - \frac{28.08}{3} \right)} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2.$$

scorrimento su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$S = \frac{6.52}{2} \times 25 \times \frac{630}{2} = \text{Kg. } 25.673$$

I 5  $\phi 14$  rialzati a  $45^\circ$  assorbono uno sforzo:

$$R_p = 5 \times 1.54 \sqrt{2} \times 1160 = \text{Kg. } 12.614$$

faremo assorbire il rimanente sforzo alle staffe  $\phi 10$  a 2 rammi, ne occorrono su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$n = \frac{25.673 - 12.614}{2 \times 0.78 \times 1160} = \sim 8$$

c) Trave di luce di m. 5.20

Analisi dei carichi per ml.

$$\begin{array}{r}
 \text{- azione trasmessa dai rotoli: } 2 \times \frac{4.00}{2} \times 580 = \text{Kg. } 2320. = \\
 \text{- peso tramezzo sul trave } 1 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 = \text{" } 450. = \\
 \text{- peso tramezzo distribuito trasv. } 1500 \left( \frac{3.60}{2} \times 0.10 \times 3.00 \right) \frac{1.50}{5.20} = 240. = \\
 \text{- p.p.p.} \text{ " } 260 = \\
 \hline
 \text{Kg. } \underline{\underline{3270. =}}
 \end{array}$$

$$M_f = \pm \frac{3270 \times 5.20^2}{12} = \text{kgm. } 7368.1 = \text{kgcm. } 737.000$$

Mezzeria:

$$z = \frac{52}{\sqrt{737.000 : 50}} = 0.42$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ :

$$\sigma_c = 48 \text{ Kg/cm}^2.$$

distanza asse neutro:

$$x = \frac{10 \times 11.28}{50} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 52 \times 50}{10 \times 11.28}} \right] = 13.22$$

l'asse neutro taglia quindi la soletta: sarà pertanto:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 737.000}{50 \times 13.22 \left( 52 - \frac{13.22}{3} \right)} = 46.8 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma_f = \frac{737.000}{11.28 \left( 52 - \frac{13.22}{3} \right)} = 1370 \text{ Kg/cm}^2.$$

Incastro:

$$\text{distanza asse neutro: } x = \frac{10 \times 11.28}{30} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 62}{10 \times 11.28}} \right] = \text{cm. } 18.16$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 737.000}{30 \times 18.26 \left( 62 - \frac{18.26}{3} \right)} = 48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{737.000}{11.28 \left( 62 - \frac{18.16}{3} \right)} = 1150 \text{ Kg/cm}^2.$$

%

$$T = \frac{3270 \times 5.20}{2} = \text{kg. } 11.772$$

$$C_0 = \frac{11.772}{30 \left(62 - \frac{18.16}{3}\right)} = 7.01 \text{ kg/cmq.}$$

Severamento su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$S = \frac{7.01}{2} \times 30 \times \frac{520}{2} = \text{kg. } 27.300$$

i 4  $\phi 14$  sagomati a  $45^\circ$  assorbono uno sforzo:

$$R_p = 4 \times 1.54 \sqrt{2} \times 1160 = \text{kg. } 10.068$$

faranno assorbire il rimanente sforzo alle staffe  $\phi 8$  a 2 ramme  
ne occorrono su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$n = \frac{27.300 - 10.068}{2 \times 0.50 \times 1160} = \approx 15$$

D) Travi portanti la muratura perim.<sup>le</sup> e solaio (fiancate p.<sup>ni</sup> intermedi)

Luce max = m. 5.20

Analisi del carico per totale Q

- peso muro  $(5.20 - 0.40) \times 0.40 \times 8.00 \times 1500 = \dots \text{kg. } 8640. =$

- azione imposta solaio da una parte  $\left(\frac{4.00 \times 580}{2}\right) (5.20 - 0.40) = \text{" } 2.248. =$

- p. p. p.  $\dots \dots \dots \text{" } 2500. =$

13.388. =

Q = kg 13.400. =

$$M_f = \frac{1}{12} 13400 \times 5.20 = \text{kgm } 5807 =$$

$$= \text{kgcm. } 581.000$$

$$h = 0.445 \sqrt{581.000 : 40} = \text{cm. } 54$$

$$w_f = 0.00174 \sqrt{581.000 \times 40} = \text{cmq. } 8.70$$

ponendo  $M = 6 \phi 14 = \text{cmq. } 9.24 :$

$$x = \frac{10 \times 9.24}{40} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 52}{10 \times 9.24}} \right] = \text{cm. } 13.29$$

max sollecitaz. nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 581.000}{40 \times 13.29 \left( 52 - \frac{13.29}{3} \right)} = 46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{581.000}{9.24 \left( 52 - \frac{13.29}{3} \right)} = 1320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = \frac{13.400}{2} = 6700 \text{ Kg}$$

$$\tau_0 = \frac{6700}{40 \left( 52 - \frac{13.29}{3} \right)} = 3.70 \text{ Kg/cm}^2$$

non occorrevole quindi, armatura di taglio, porremo tuttavia a scopo di collegamento n° 5 stoff.  $\phi 8$  a 20cm.

## CAPO II°

### - Scala -

#### A) Rampa laterale a sbalzo invertita

Analisi del carico al ml.

- Sovraccarico $1.05 \times 1.00 \times 400 =$	Kg. 440. =
- rivestimento marmo ed intonaco	" 150. =
- ringhiera all'imbuto	" 30. =
- peso proprio gradino $\frac{100}{30} \times 0.30 \times \frac{0.16}{2} \times 2500 =$	" 220. =
- " " rinforzo inferiore $1 \times 0.23 \times 2500 =$	138
	<hr/>
	978
	<hr/>
	1000

carico per gradino:  $p = 1000 \times 0.30 = 300 \text{ Kg./ml.}$

la sezione trapezoidale del gradino può sostituirsi con una rettangolare

di altezza utile  $h = \frac{(16+4) \times 400}{2} - 1.5 = 11 \text{ cm.}$

$$M_i = \frac{300 \times 1.05^2}{2} = \text{Kgm } 165 = \text{Kgem } 16.500$$

$$\alpha = \frac{11}{\sqrt{16.500 : 30}} = 0.47$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ .

$$\sigma_c = 42 \text{ Kg/cmq}$$

$$A_f = 0.00163 \sqrt{16.500 \times 80} = \text{cmq. } 1.15$$

porremo  $N \cdot 1 \phi 10 + 1 \phi 8 = \text{cmq. } 1.28$

$$T_{\max} = 300 \text{ Kg.}$$

e la sollecitazione  $\tau_y$  max risulta:

$$\tau_0 = \frac{300}{0.9 \times 11 \times 30} \leftarrow 1 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorrono quindi staffe ne porremo, a scopo di collegamento  
no 2  $\phi 6$  a 2 rami -

## B) Rampa centrale appoggiata:

Analisi dei carichi per mq.

- Sovraccarico utile	400. =
- peso ringhiera	30. =
- rivestimento ed intonaco	150. =
- peso proprio: soletta portante $1 \times 0.14 \times 2500 =$	340. =
" " gradini $\frac{100}{30} \times 0.30 \times \frac{0.16}{2} \times 2500 =$	200. =
	<u>1120. =</u>

$$M_f = \frac{1120 \times 2.7^2}{10} = \text{Kgcm. } 81.648$$

$$\tau = \frac{12.5}{\sqrt{81.648 : 100}} = 0.44$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ ;

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cmq}$$

l'armatura di traz. occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{81.648 \times 100} = \text{cmq. } 5.20$$

e la realizzeremo ponendo  $N \cdot 7 \phi 10 = \text{cmq. } 5.46$

$$T_{\max} = \frac{1120 \times 2.70}{2} = 1512 \text{ Kg.}$$

$$\tau_0 = \frac{1512}{0.9 \times 100 \times 12.5} = 1.5 \text{ Kg/cmq.}$$

risultando detto valore minore di 4 kg/cm<sup>2</sup> non occorre armatura di taglio.

C) Pianerottolo laterale scala (lato ingressi): Sbalzo di m. 1.10

Analisi del carico per mq.

- Sovraccarico	kg.	400. =
- pavimento e intonaco	"	100. =
- ringhiera (trasformato in distribuito)	"	40. =
- p.p.p. $1 \times 1 \times 0.11 \times 2500 =$	"	275. =
Totale kg.		<u>815. =</u>

Momento max:

$$M_i = \frac{815 \times 1.10^2}{2} = 500 \text{ kgm} = \text{kgcm. } 50.000. =$$

dalle formule e tabelle per calcolo della sezione rettangolare; essendo  $H = \text{cm. } 12$  e  $h = \text{cm. } 10.5$  si ha:

$$z = \frac{10.5}{\sqrt{50.000 : 100}} = 0.46$$

cui corrisponde per  $m = 10$ ;  $\sigma_p = 1400$  :

$$\sigma_c = 44 \text{ kg/cm}^2.$$

e l'armatura di frazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{50.000 \times 100} = \text{cm}^2. 3.91$$

potremo  $N^\circ 5 \phi 10 = \text{cm}^2. 3.92$

D) Loggette a sbalzo: Sbalzo = cm. 50 -

Analisi del carico per mq. :

- Sovraccarico	kg.	500. =
- pavimento e intonaco	"	60. =
- ringhiera	"	30. =
- p.p.p. $1 \times 1 \times 0.10 \times 2500 =$	"	250. =
		<u>740. =</u>

$$M_i = \frac{740 \times 0.50^2}{2} = \text{kgcm. } 9250 \quad ; \quad z = \frac{8.5}{\sqrt{9250 : 100}} = 0.88$$

$$\sigma_c = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_f = 0.0009 \sqrt{9250 \times 100} = \text{cm}^2. 0.95$$

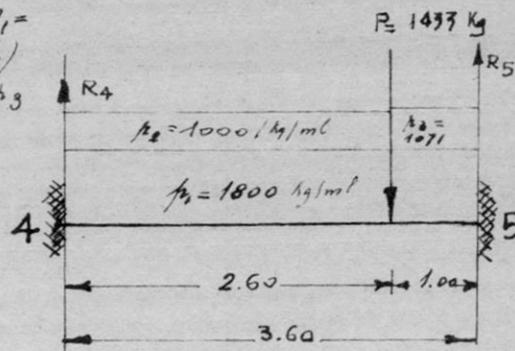
potremo  $N^\circ 4 \phi 6 = \text{cm}^2. 1.13$  (2 dritti + 2 ad anello)

## CAPO III°

### Trave tra i pilastri 4-5

Detta trave del vano di scala è sollecitata dai carichi ripartiti rappresentati dal peso del muro perimetrale, della rampa di scala in esso incastrata e dall'appoggio dei pianerottoli, nonché dal carico concentrato dovuto all'appoggio del trave di sostegno della rampa centrale. Detti carichi valgono:

- peso muro perimetrale di ml.  $1 \times 0.40 \times 3.00 \times 1500 = p_1 = 1800, =$
- rampa laterale incastrata:  $p_2 = 1000 \text{ kg/ml}$  (cfr. cap. preced.)
- azione trasmessa dai pianerottoli  $\frac{3.40}{2} \times 1 \times (580+150) = 1071 = p_3$
- Reazione d'appoggio trave sostegno rampa centrale:  
 $P = 1433 \text{ kg.}$



Momento flett. max per semplice appoggio:

$$M_m = \left[ \frac{1800 \times 3.60^2}{8} + \frac{1000 + 1070}{2} \times \frac{3.60^2}{8} \right] + \left( \frac{1433}{3.60} \times \frac{3.60}{2} \times 2.60 \right) = \text{kgm. } 6455.50 = \text{kgm. } 645.560, =$$

Momento per l'incastro perfetto:

$$M'_m = \frac{1}{24} \left( 1800 + \frac{1000 + 1070}{2} \right) 3.60^2 + \left[ - \frac{1433 \times 2.60 \times 1^2}{3.60^2} + \frac{1433 (3.60 + 2 \times 2.60) 1^2}{3.60^3} \times \frac{3.60}{2} \right] = 1130 = \text{kgm. } 113.000$$

Il max momento flettente da considerare in mezzeria sarà pertanto:

$$M_f = \frac{1}{2} (M'_m + M_m) = \frac{1}{2} (645.560 + 113.000) = \text{kgm. } 409.280. =$$

Momento d'incastro max ( $M_5$ )

$$M_5 = - \left\{ \left[ \left( 1800 + \frac{1000 + 1070}{2} \right) \times \frac{3.60^2}{12} \right] + \left( \frac{1433 \times 2.60 \times 1.00}{3.60^2} \right) \right\} = \text{kgm } 3812$$

$$= \text{kgm. } 381.200$$

Progetto sezione:

dalle formule e tabelle per calcolo della sezione rettangolare per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$  si ricava:

Mezzeria:

$$h = 0.473 \sqrt{409.280 : 40} = \text{cm. } 47$$

terreno pieno  $H = \text{cm. } 50$

l'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_p = 0.00163 \sqrt{409.280 \times 40} = \text{cmq. } 6.60$$

e la realizzeremo ponendo N° 6  $\phi$  12''' = cmq. 6.78

Incastro. Risultando in un momento inferiore che in messeria manterremo le stesse sezioni in adoperate.

TAGLIO-STAFFE:

$$R_4 = 1800 \times \frac{3.60}{2} + \left( \frac{1000 + 1071}{2} \times \frac{3.60}{2} \right) + \frac{1433 \times 1.00}{3.60} = \text{kg. } 5503$$

$$R_5 = \left( \frac{2835}{2} \times 3.60 + 1433 \right) - 5503 = \text{kg. } 6.136$$

Taglio max =  $R_5 = 6136 \text{ kg.}$

sollecitazione tangenziale max:

$$\tau_0 = \frac{6136}{0.9 \times 47 \times 40} = 3.9 \text{ kg/cmq.}$$

non occorrerebbero quindi staffe ne potremo tuttavia a scopo di collegamento N° 4  $\phi$  8 a due rami su ogni  $\frac{1}{2}$  trave.

### CAPO IV°

Trave a sostegno muro frontale arrivo scale

Detta trave poggia sulle travi rispettivamente tra i pilastri 3÷4 e 8÷9 -

Analisi del carico per ml.

peso muro	$1 \times 0.20 \times 3.00 \times 1500 =$	kg. 900
" p.p.o		" 250
		<u>" 1150</u>

$$M_f = \pm \frac{1}{12} 1150 \times 3.70^2 = \text{kgm. } 131.2$$
  
$$= \text{kgcm. } 131.200$$

per  $m = 10$ ;  $\sigma_f = 1400$ ;  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cmq.}$  si ricava:

$$h = 0.445 \sqrt{131200:20} = \text{cm. } 36$$

$$H = \text{cm. } 40$$

L'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{182.000 \times 20} = \text{cmq. } 2.84$$

la realizzeremo ponendo N° 2  $\phi 14 = \text{cmq. } 3.08$

$$T_{\max} = \frac{1150 \times 3.70}{2} = 2180 \text{ kg.}$$

$$c_0 = \frac{2180}{0.9 \times 20 \times 37} = 3.20 \text{ kg/cmq.}$$

non occorrono quindi staffe, ne poniamo tuttavia N° 4  $\phi 6$  su  $\frac{1}{2}$  trave.

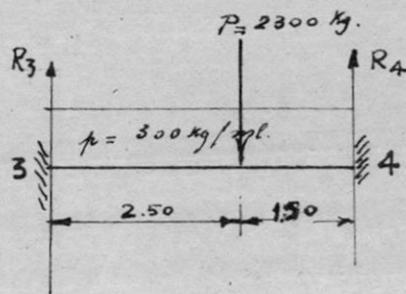
## CAPO V°

Trave tra i pilastri N° 3 ÷ 4 (di appoggio alla precedente)

Analisi dei carichi:

a) distribuita = peso proprio  $\approx 1 \times 0.40 \times 0.30 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$

b) concentrato  $P =$  reazione appoggio trave capitulo precedente kg. 2180 + peso muro pomice sul trave si arrotonda a kg. 2300.



Momenti massimi:

$$\begin{aligned} \text{Incastro: } M_{i_{\max}} = M_4 &= - \left[ \frac{1}{12} 300 \times 4^2 \right] + \frac{2300 \times 2.50^2 \times 1.50}{4^2} = \text{kgm. } 1750 \\ &= \text{kgem. } 175.000 \end{aligned}$$

Mezzeria:

$$\begin{aligned} \text{per semplice appoggio: } M_m &= \frac{2300 \times 2.50 \times 1.50}{4} + \frac{300 \times 4^2}{8} = \text{kgm } 3281 = \\ &= \text{kgem. } 328.100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{per l'incastro perfetto: } M'_m &= \frac{2300 \times 2 \times 2.5^2 \times 1.50^2}{4^3} + \frac{300 \times 4^2}{24} = \text{kgm. } 1210 \\ &= \text{kgem. } 121.000 \end{aligned}$$

Momento flett. medio aritmetico:

$$M_f = \frac{328.100 + 121.000}{2} = \text{kgem. } 225.000$$

Mezzeria:

$$h = 0.445 \sqrt{225.000 : 30} = \text{cm. } 38$$

$$H = \text{cm. } 40$$

sezione armatura di trazione:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{225.000 \times 30} = \text{cmq. } 5.07$$

potremo N° 5  $\phi$  12 di sezione di cmq. 5.65

Incastro:

$$z = \frac{37}{\sqrt{175.000 : 30}} = 0.49$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ :

$$\sigma_c = 40 \text{ kg/cmq.}$$

armatura tesa:

$$\omega_f = 0.00156 \sqrt{175.000 \times 30} = \text{cmq. } 3.57$$

potremo N° 4  $\phi$  12 = cmq. 4.52

$$T = R_4 = \frac{2300 \times 2.50}{4} + \frac{300 \times 4}{2} = \text{kg. } 2040$$

sollentazione  $t_g$  max:

$$\sigma_0 = \frac{2040}{0.9 \times 40 \times 30} = 1.90 \text{ kg/cmq.}$$

non occorrerebbero quindi staffe, ne potremo tuttavia N° 5  $\phi$  8 a 2 rami su ogni  $\frac{1}{2}$  trav. -

## CAPO VI<sup>e</sup>

Travi perimetrali portanti la sola muratura esterna -

Analisi del carico totale:

- peso muro sul trav.	4) $3.60 \times 0.40 \times 3.10 \times 1500 =$	kg. 26.784
- peso cordoli spartip.	4) $3.60 \times 0.40 \times 0.20 \times 2500 =$	" 5.900
- p.p.p.	$4.00 \times 0.50 \times 0.60 \times 2500$	3000
		<u>35.684</u>

Momento flett. max

$$M_f = \frac{1}{12} 35.684 \times 4 = \text{kgcm. } 1.190.000$$

$$h = 0.62 ; H = \text{cm. } 65 ; A_f = 16.94 (\text{N° } 11 \phi 14)$$

distanza asse neutro dal bordo superiore compresso:

$$x = \frac{10 \times 16.94}{50} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 62}{10 \times 16.94}} \right] = \text{cm. } 17.37$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1.190.000}{50 \times 17.37 \left( 62 - \frac{17.37}{3} \right)} = 45 \text{ kg/cm}^2.$$

max traz. nell'armatura metallica:

$$\sigma_f = \frac{1.190.000}{16.94 \left( 62 - \frac{17.37}{3} \right)} = 1250 \text{ kg/cm}^2.$$

Taglio max:

$$T = \frac{35.684}{2} = 17.842$$

sollecit. tang. max:

$$\tau_0 = \frac{17.842}{50 \left( 62 - \frac{17.37}{3} \right)} = 6.32 \text{ kg/cm}^2.$$

Scorrimento su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$S = \frac{6.32}{2} \times 50 \times \frac{400}{2} = \text{kg. } 31.600$$

La resistenza offerta dai 6  $\phi 14$  ragomati a  $45^\circ$  vale:

$$R_p = 6 \times 1.54 \sqrt{2} \times 1160 = 15.103 \text{ kg.}$$

faremo assorbire il rimanente sforzo alle staffe  $\phi 8$  a 4 rami  
ne occorrono su  $\frac{1}{2}$  trave

$$n = \frac{31.600 - 15.103}{4 \times 0.50 \times 1160} = \sim 7$$

## CAPO VII°

Travi di sostegno del muro arretrato delle verande a prospetto.

luce m. 3.60 : spessore m. 4.00.

Analisi del carico totale:

## Peso muratura superiore

- Mezzette: $2 \times 0.60 \times 0.30 \times 3.00 \times 1.500 =$	Kg. 1620
- Davanale: $180 \times 0.15 \times 0.90 \times 1.500 =$	" 365
- Mascheringa: $2.50 \times 0.06 \times 0.50 \times 2.500 =$	" 188
- Architrave: $3.70 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.500 =$ (cioè p.p.p.)	" 832
- Infisso e avvolgibile	" 55
Totale	<u>Kg. 3100</u>

$$M_f = \pm \frac{1}{12} 3100 \times 4 = 1034 \quad = \quad \text{Kg. } 103400$$

$$z = \frac{27}{\sqrt{103400:3}} = 0.43$$

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega_f = 0.00132 \sqrt{103400 \times 30} = \text{cm}^2 2.33$$

$$\text{porremo } n = 1 \phi 12 + 2 \phi 14 = \text{cm}^2 2.67$$

$$T = \frac{3100}{2} = 1550 \text{ Kg.}$$

$$\tau_0 = \frac{1550}{0.9 \times 37 \times 30} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Non occorre armatura di taglio; porremo tuttavia a scopo di collegamento 4 staffe  $\phi 6$  a 2 rami.

Archi travi finestre P.T.

Luce m. 2.80

Analisi del carico per ml.:

$$\text{- peso proprio: } 1 \times 0.40 \times 0.65 \times 2400 = \dots \text{ Kg. } 650. =$$

$$\text{Arretondata } = \underline{\underline{1000. =}}$$

Momento flett. max:

$$M_f = \frac{1000 \times 2.80^2}{10} = \text{Kgcm. } 78.400$$

$$z = \frac{62}{\sqrt{78.400 : 40}} = 1.36 \quad ; \quad \sigma_c < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_f = 0.0009 \sqrt{78400 \times 40} \approx \text{cm}^2. 1.60$$

porremo 2  $\phi$  10 = cmq. 1.57

$$x = \frac{10 \times 1.57}{40} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 62}{10 \times 1.57}} \right] = \text{cm. } 6.58$$

$$\sigma_f = \frac{78.400}{1.57 \left( 62 - \frac{6.58}{3} \right)} = 834 \text{ Kg/cm}^2.$$

TITOLO III:- Pilastri -

Saranno calcolati principalmente considerando la compressione semplice sotto l'effetto dei carichi soprastanti e di quelli trasmessi dai pilastri superiori.

Nelle pilastrate centrali verrà trascurata la eventuale inflessione indotta dai carichi dissimmetrici sulle travi e dalla solidarietà delle strutture orizzontali.

Per la determinazione del carico gravante sui pilastri (teorico) adotteremo i valori seguenti: tutto il peso delle strutture e per sovraccarico sui solai:

sul Tetto: tutto il carico utile

" 4° piano: diminuzione del 10% del carico utile

" 3° piano " " 20% " " "

" 2° piano " " 30% " " "

" 1° piano " " 40% " " "

Prendiamo in esame quello più caricato

Superficie gravante in ciascun piano sul pilastrato è

$$s = \left( \frac{4.80}{2} + \frac{5.20}{2} \right) \times 4.00 = \text{mq. } 20.00$$

- Analisi dei carichi totali su ciascun piano sul pilastrato.

- Pilastrato al 4° piano.

- a) peso proprio e sovraccarico solaio copertura  $20.00 \times 670$  = Kg. 13.400
- b) " trave sostegno " "  $\left( \frac{4.80}{2} + \frac{5.20}{2} \right) \times 0.30 \times 0.35 \times 2.500$  = 1.300

- Pilastrato al 3° piano.

- c) sovraccarico solaio pavimento 4° piano  $20.00 \times 225$  = " 4500
- d) peso " " "  $20.00 \times 325$  = " 6500
- e) " " tramezzo sulle travi  $\left( \frac{4.80}{2} + \frac{5.20}{2} \right) \times 0.10 \times 3.00 \times 1500$  = " 2250
- f) " " tra pilastri  $15 \times \frac{3.60}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500$  = " 810
- g) " " corridoio  $\left( \frac{3.60}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 \right) \times \frac{3.70}{2}$  = " 576
- h) peso trave sostegno solaio  $\frac{2 \left( \frac{4.80}{2} \times \frac{5.20}{2} \right) \times 0.30 + 0.35 \times 2.500}{2}$  = 1300

i) reazione peso tramezzo tra bagno e cucina

$$\frac{1}{2} \times \left( 3.50 \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 \right) \times \frac{2.00}{3.60} = " 420$$

l) reazione trave sostegno muro veranda

$$\text{di prospetto } \frac{1.300 \times 1.00}{4.40} = " 1300$$

m) peso proprio presunto  $0.30 \times 0.40 \times 3.00 \times 2500$  = " 1300

Peso alla base del pilastrato del 3° piano Kg. 34.556

- Pilastrato al 2° piano

- peso trasmesso dal pilastrato superiore
- sovraccarico solaio 3° piano  $20.00 \times 200$  = Kg. 4.000
- peso " " "  $20.00 \times 325$  = " 6500
- " " trave sostegno solaio, tramezzi vari ec. comp. alle lettere c); f); g); h); i); l) del pilastrato precedente

$$\text{Kg. } 1300 + 2250 + 810 + 576 + 420 + 1300 = " 6656$$

- peso proprio presunto = " 1000

Peso alla base del pilastrato del 2° piano Kg. 52712

- Pilastrato del 1° piano

- peso trasmesso dal pilastrato superiore
- sovraccarico solaio 2° piano  $20.00 \times 175$  = Kg. 3500
- peso solaio  $20.00 \times 325$  = " 6500
- peso trave sostegno e tramezzi vari comp. alle lettere c); f); g); h); i); l) del 4° piano = " 6656
- peso proprio presunto = " 1250

Peso alla base del pilastrato del 1° piano. Kg. 70618

Pilastro piano terra:

- sovraccarico solaio del 1° piano	20,00 x 150	= Kg.	3000
- peso solaio	20,00 x 325	= "	6500
- tramezzi ecc.		= "	6556
- p.p.p.		= "	2500

Carico alla base del pilastro P.T. 18556 89174

Determinati come sopra i carichi si fissano le sezioni armate/p come prescrive il regolamento. I risultati si riportano nella tabella seguente:

Pilastro	Area sezione strettamente necessaria cm <sup>2</sup>	Sezione effettiva cm x cm	Area sezione F <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale	Area F <sub>f</sub> cm <sup>2</sup>	Area Idesle F <sub>i</sub> : F <sub>c</sub> + F <sub>f</sub> cm <sup>2</sup>	Sollecitazione unitaria Kg/cm <sup>2</sup>
4° piano	347	25x25	625	4 φ 12	4.52	670.20	15.600 : 670.20 = 24 Kg/cm <sup>2</sup>
3° piano	768	30x30	900	4 φ 14	6.16	961.60	34.560 : 961.60 = 36 "
2° piano	1190	35x35	1225	{ 4 φ 12 4 φ 14	10.68	1331.80	52712 : 1331.80 = 39.60 "
1° piano	1570	40x40	1600	8 φ 14	13.32	1723.20	70618 : 1723.20 = 40.80 "
P.T.	2000	50x50	2500	8 φ 16	16.00	2660	89.174 : 2660 = ~34 "

## CAPO II°

Pilastrata interna: Pilastri n° 13-8 - 14 ecc.

Prendiamo in esame uno dei più caricati (n° 13) superficie gravante sul pilastro su ciascun piano

$$s = \left( \frac{4.80}{2} + \frac{1.50}{2} \right) 4.00 = \text{mq. } 12.60$$

Analisi dei carichi per ciascun piano sul pilastro:

- Pilastro al 4° piano:

- peso proprio presunto			700
a) peso proprio e sovraccarico solaio copertura	12.60 x 670	= Kg.	8442
b) trave sostegno	" " $\left( \frac{4.80}{2} + \frac{1.50}{2} \right) 0.30 \times 0.35 \times 2500$	= "	825
c) peso pilastro sul terrazzo	0.30 x 0.30 x 230 x 2500	= "	517
d) " soletta	" " $2 + \frac{4.00}{2} \times \frac{1.60}{2} \times 400$	= "	1380
			<u>11.864</u>
e) sovraccarico solaio pavimento 4° piano	12.60 x 225	= Kg.	2835
f) peso	" " 12.60 x 325	= "	4095
g) " tramezzo sul trave	$\frac{4.80}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500$	= "	1080
h) " " tra i pilastri 12°-13	$\frac{3.50}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500$	= "	810
i) " " sul solaio fra cucine e bagno	$\left( \frac{4.80}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 \right) \frac{1.60}{3.60}$	= "	480
l) reazione trave sostegno muro veranda 2° prospetto	$\frac{1.300 \times 1.10}{8}$	= "	328
m) " peso tramezzo con pannello di retrocemento in alto	$\frac{7.40}{8} (0.10 \times 3.00 \times 1.500) \frac{3.70}{8}$	= "	320
n) peso proprio presunto	0.30 x 0.30 x 3.00 x 2500	=	700

carico alla base del pilastro del 3° piano Kg. 22.412  
a riportare 22.412

riporto

Kg. 22412

- Pilastro al 2° piano
- sovraccarico solaio di pavimento 3° piano 12.6x200 = Kg. 2520
  - peso " " " " 12.6x325 = " 4095
  - " trave sostegno, tramezzi ecc. comp. alle lettere d); b); c); f); m) del precedente piano 1080+810+480+328+220) = " 2918
  - p.p.p. = " 1300

Carico alla base pilastro 2° piano " 33.245

- Pilastro del 1° piano
- carico alla base del pilastro 2° piano Kg. 33.245
  - sovraccarico solaio 2° piano 12.60x175 = " 2.107
  - peso " " " " 12.60x325 = " 4095
  - " trave sostegno, tramezzi ecc. (vedi piano 2°) = " 2918
  - peso proprio presunto = " 1600
- carico alla base del pilastro 1° piano Kg. 43965

- Pilastro del piano terra
- sovraccarico solaio del 1° piano 12.50x150 = Kg. 1890
  - peso " " " " 12.50x325 = " 4095
  - " trave sostegno ecc. = " 2918
  - peso proprio presunto = " 2500
- Kg. 55.368

Pilastro	Sezione strettam. necessaria cmq.	Sezione effettiva em x em.	Area Sezione Fe cmq.	Armatura longitudin.	Area Ff cmq.	Area Totale Fi = Fe + Ff cmq.	Sollecitazione unitaria Kg/cmq.
4°p.	300	25x25	625	4 φ 12	4.52	670	$\frac{11412}{670} = 20$
3°p.	500	30x30	900	4 φ 14	6.16	961.60	$\frac{22412}{961} = 20$
2°p.	739	35x35	1225	4 φ 14	6.16	1286.60	$\frac{33245}{1286.60} = 26$
1°p.	980	40x40	1600	4 φ 14 + 2 φ 12	8.42	1684.20	$\frac{43965}{1684.20} = 27$
P.T.	1231	50x50	2500	4 φ 14 + 4 φ 12	10.68	2606.80	$\frac{55368}{2606.80} = 21.50$

Pilastrate interne

- Pilastro n° 10 -  
Analisi del carico
- peso terrino scala : pilastro 0.30x0.30x2.30x2500 = Kg. 517
  - " muro terrino scala  $\frac{3.50}{2} \times 0.30 \times 2.30 \times 1500$  = " 1811
  - " copertura " "  $\frac{3.50}{2} \times \frac{4.00}{2} \times 400$  = " 1400
  - " cortine murature  $\frac{2}{2}$  tufo  $\frac{2}{2}$  / 1°; 2°; 3°; 4° piano  $\frac{4.00 \times 3.50}{2} \times 0.30 \times 300 \times 1500$  = " 9450
  - " travi sostegno cortine  $\frac{5.00 \times 3.50}{2} \times 0.30 \times 0.50 \times 2500$  = " 3281
- a riportare Kg 16.459

- Sovraccarico solai di vari piani  
 $(250 + 225 + 200 + 175 + 150) \left[ \left( \frac{4.00 \times 1.50}{2} \right) + \left( \frac{4.00 \times 3.50}{2} \right) \right]$  = " 6500
- Peso solai vari piani  
 $325 \times 5 \times \left[ \left( \frac{4.00 \times 1.50}{2} \right) + \left( \frac{4.00 \times 3.50}{2} \right) \right]$  = " 10.562
- Peso muro gabbia scala tra i pilastri 10 e 9  
 $5 \times \frac{3.50}{2} \times 0.20 \times 3.00 \times 1500$  = " 8100
- Peso travi sostegno detto muro  $5 \times \frac{3.50}{2} \times 0.20 \times 0.5 \times 2500$  = " 2250
- Reazione imposta trave sostegno rampa scala ecc. = " 8500

Totale = Kg 52.371

Risultando detto totale minore di quello del pilastro precedente manterremo per questo pilastro la stessa sezione precedente.

Pilastro n° 9

- Superficie solai gravante sul pilastro per ciascun piano  
 $S = \left( \frac{6.30}{2} \times 4.00 \right) + \left( \frac{3.70}{2} \times 4.00 \right) = \text{mq. } 16.30$

Analisi dei carichi totali per ciascun piano.

Pilastro del 4° piano

- a) soletta copertura terrino scala  
 $\left[ \left( \frac{3.70}{2} \times \frac{4.00}{2} \right) + \left( \frac{1.50 \times 3.70}{2} \right) \right] 580$  = Kg 3753
- $\left[ 2 \times \frac{4.00}{2} \times 1.50 \right] \times 500$  = " 3000
- b) muri terrino scala  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 0.30 \times 2.20 \times 150$  = " 3960
- c) reazione trasvers. terrino scala  $1150 \times \frac{3.70}{2}$  = " 2127
- d) peso e sovraccarico solai copertura  $16.30 \times 670$  = " 10921
- " travi sostegno "  $\frac{6.30 + 3.70}{2} \times 0.25 \times 0.7 \times 2500$  = " 2188
- " " muri ingresso  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 0.20 \times 0.50 \times 2500$  = " 1000
- e) peso rampa arrivo terrazzo = " 1512
- f) peso proprio presunto = " 900

carico alla base del 4° piano: Kg 29351

Pilastro del 3° piano

- a) peso solai copertura 3° piano  $\text{mq. } 16.30 \times 325$  = Kg 5298
- b) sovraccarico solai coperti " "  $16.30 \times 225$  = " 3668
- c) peso travi sostegno " "  $\frac{6.30 + 3.70}{2} \times 0.25 \times 0.7 \times 2500$  = " 2188
- d) " muro sul medesimo  $\frac{6.30}{2} \times 0.20 \times 3 \times 1500$  = " 2835
- e) " " coi pilastri 8 e 10  $\frac{2 \times 4.00}{2} \times 0.20 \times 0.50 \times 2500$  = " 1000
- f) " muro sulle travi precedenti  $\frac{2 \times 4.00}{2} \times 0.20 \times 3.00 \times 1500$  = " 3600
- g) reazione appoggio muro trasversale terrino scala = " 2120
- h) azione trasmessa dall'appoggio rampa arrivo  $\frac{1512}{2}$  = " 760

a riportare Kg 57.830

Riporto Kg. 57830 27

- c) azione trasmessa dall'imposta ballatoio agli ingressi  
 $\frac{5.50}{2} \times 1.20 \times 725 = 2393$
- l) peso divisorio con retrocemento  $\frac{3}{4} \times 4.00 \times 0.10 \times 3.00 \times 1600 = 1440$
- m) peso proprio presunto = 1000

Carico alla base del 3° piano Kg. 55.670 55670

Pilastro del 2° piano

- sovraccarico solaio copertura 2° piano  $16.70 \times 200 =$  Kg. 3340
- peso solaio " " "  $16.70 \times 325 =$  " 5298
- " travi sostegno, muri, ballatoi ecc. come alle lettere da c) ad l) del precedente piano  
Kg.  $2188 + 2835 + 1000 + 3600 + 2127 + 760 + 2393 + 1440 =$  " 16343
- peso proprio presunto = " 1200

Totale Kg. 26181

Carico alla base del pilastro al 2° piano Kg. 79951

Pilastro al 1° piano

- sovraccarico solaio copertura 1° piano  $16.70 \times 175 =$  Kg. 2923
- peso " " "  $16.70 \times 325 =$  " 5298
- peso e carico travi sostegno, ballatoi ecc. = " 16343
- peso proprio presunto = " 1500

Totale Kg. 26164

Carico alla base pilastro 1° piano Kg. 106125

Pilastro al piano terra

- sovraccarico solaio copertura piano terra  $16.70 \times 150 =$  Kg. 2505
- peso " " "  $16.70 \times 325 =$  " 5298
- " e carico travi sostegno ecc. = " 16343
- peso proprio presunto = " 4000

Totale Kg. 28146

Carico alla base del pilastro al p.t. Kg. 134261

11 10.50	Area sezione stretta necessaria	Sezione effettiva cm x cm.	Area sezione effettiva cmq.	Armatura longitudin.	Area Ff in cmq.	Area sezione ideale	Sollecitazioni unitarie Kg/cmq.
4° p.	653	30x30	900	4φ14	6.12	461.20	$\frac{29361}{461.20} = 30.50$
3° p.	1196	35x35	1225	4φ14 + 4φ12	10.68	1322	$\frac{53780}{1322} = 40.00$
2° p.	1777	45x45	2025	10φ14	15.40	2179	$\frac{79961}{2179} = 36.70$
1° p.	2359	50x50	2500	12φ14	18.48	2685	$\frac{106125}{2685} = 39.5$
P.L.	3000	60x60	3600	16φ14	24.64	3846.40	$\frac{134261}{3846.40} = 35$

### CAPO III° Pilastrata esterna

Pilastrato n° 6 (pilastrato più sollecitato)

superficie gravante in ciascun piano sul pilastrato:

$$s = \frac{5.20}{2} \times 4.00 = \text{mq. } 10.40$$

Analisi del carico totale per ciascun piano alla base del pilastrato:

Pilastrato del 4° piano

a) peso proprio e sovraccarico solaio copertura  $10.40 \times 670 = \text{Kg. } 6968$

b) trave a sostegno " "  $\frac{5.20}{2} \times 0.25 \times 0.35 \times 2500 = 650$

c) attico  $4.00 \times 0.20 \times 1.00 \times 1600 = \text{Kg. } 1280$

d) cordolo  $4.00 \times 0.40 \times 0.10 \times 2500 = " 1000$

e) p.p.p.  $0.40 \times 0.25 \times 3.00 \times 2500 = " 750$

Carico alla base del pilastrato 4° piano = 10.648

Pilastrato del 3° piano

a) sovraccarico solaio pavimento 4° piano  $10.40 \times 225 = \text{Kg. } 2340$

b) peso " " " "  $10.40 \times 325 = " 3380$

c) " trave " "  $\frac{5.20}{2} \times 0.30 \times 0.35 \times 2500 = " 1270$

d) " muro perimetrale  $\frac{2 \times 1.00}{2} \times 0.40 \times 3.00 \times 1500 = " 7200$

e) peso cordolo muro perimetrale  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 0.40 \times 0.20 \times 2500 = " 800$

f) " trapezzo sul trave  $\frac{5.20}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1500 = " 1170$

g) azione trasmessa trapezzo soletta  $\frac{4.00}{2} \times 0.10 \times 3 \times 1500 \times \frac{1.50}{5.20} = " 260$

h) p.p.p.  $0.40 \times 0.30 \times 3.00 \times 2500 = " 900$

Kg. 27.968

a riportare

27968

Riporto

Kg. 27968

Pilastro del 2° piano

a) sovraccarico solai piano 3° pavimento	10.40 x 200	= Kg. 2080
b) peso	" " " "	10.40 x 325 = " 3380
c) peso trave sostegno solai, muro perimetrale tramezzi ecc. come alle lettere c); d); e); f); g) del precedente piano.		1270 + 7200 + 800 + 1170 + 250 = " 10700
d) peso proprio presunto		= " 900

Carico alla base del pilastro = Kg. 45028

Pilastro al 1° piano

- carico trasmesso dal pilastro superiore		
- sovraccarico sul solaio pavimento del 2° piano	10.40 x 175	= Kg. 1820
- peso del solaio	" " " "	10.40 x 325 = " 3380
- peso trave sostegno, muri ecc. come alle lettere c, d, e, f, g.		" " 10740
- peso proprio presunto		= " 1050

carico alla base del pilastro = Kg. 61978

Pilastro al piano terra

- sovraccarico sul solaio di pavimento del 1° piano	150 x 10.40	= Kg. 1560
- peso	" " " "	325 x 10.40 = " 3380
- " trave sostegno ecc.		" " 10700
- peso proprio presunto		" " 4500

Carico alla base pilastro del piano terra = Kg. 82118

Pilastri	Spzione stretta m. necessaria	Spzione effettiva cm x cm.	Area Spzione F <sub>c</sub> cmq.	Armatura longitudinale	Area F <sub>f</sub> cmq.	Area Spziale F <sub>c</sub> + F <sub>f</sub> cmq.	Sollecitazione unitaria Kg/cmq.
4°	250	40 x 25	1000	4 φ 12	4.52	1045	$\frac{10648}{1045} = 11$
3°	622	40 x 25	1000	4 φ 14	6.16	1061	$\frac{27968}{1061} = 27$
2°	1001	40 x 30	1200	4 φ 14 + 2 φ 12	8.42	1284.20	$\frac{45.028}{1284.20} = 35$
1°	1378	40 x 40	1600	8 φ 14	13.32	1723.20	$\frac{61978}{1723.20} = 36$
P.T.	1825	50 x 50	2500	10 φ 14	15.40	2654	$\frac{82118}{2654} = 31$

Verifica pilastri perimetrali alla eventuale flessione indotta dalla solidarietà coi travi orizzontali.

Consideriamo il nodo tra il 2° e 3° piano pilastro perimetrale n° 6

Momento negativo d'incastro del trave

$$M_i = -737000 \text{ Kd/cm}.$$

$$(trave) \quad I = \frac{1}{12} 30 \times 65^3 = \text{cm}^4 686563$$

$$(pilastro) \quad I_1 = \frac{1}{12} 30 \times 40^3 = 160.000$$

$$I_2 = \frac{1}{12} 25 \times 40^3 = 133.333$$

$$c_1 = \frac{I_1}{h_1} : \frac{I}{l} = \frac{160.000}{310} : \frac{686.563}{520} = 0.39$$

$$c_2 = \frac{I_2}{h_2} = \frac{133.000}{310} : \frac{686.563}{520} = 0.32$$

I momenti flettenti alla testa del pilastro ed al piede del pilastro risultano dunque:

$$M_1 = -737000 \frac{0.39}{0.39+0.32+1} = -168.400 \text{ Kd/cm}$$

$$M_2 = -737.000 \frac{0.32}{0.39+0.32+1} = 157000 \text{ Kd/cm.}$$

$$e_1 = \frac{168.400}{45028-1200} = \text{cm. } 3.98 < \frac{40}{6}$$

$$e_2 = \frac{157400}{27968} = \text{cm. } 5.6 < \frac{40}{6}$$

I centri di pressione nelle due sezioni corrispondenti non escono fuori dalle linee di nocciolo.

## TITOLO IV°

### CAPO I° Travi portanti i solai copertura dell'ultimo piano:

Si prende in esame la trave di luce di m. 5.20

- Analisi dei carichi per ml.

- Azione trasmessa dall'amposto solai:  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 1.00 \times 670 =$  Kg. 2680. =

- p.p.p.  $1 \times 0.25 \times 0.60 \times 2500 =$  " 400

3080

Totale arrotondato Kg/ml 3100

Momento flettente Max:

$$M_f = \frac{3100 \times 5.20^2}{12} = 700.000 \text{ Kgcm.}$$

risultando detto momento leggermente inferiore a quello avanti calcolato per le stesse travi dei piani intermedi, adatteremo la stessa sezione ed armatura ivi calcolate.

Trave su luce di m. 6.30:

Analisi dei carichi per ml.:

- Azione trasmessa dai solai  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 670 =$  Kg. 2680. =

- p.p.p.  $1 \times 0.25 \times 0.60 \times 2500 =$  400

3080

Totale Kg/ml. 3100

Momento flettente max:

$$M_f = \frac{3100 \times 6.30^2}{12} = 1.025.400 \text{ Kgcm.}$$

risultando detto valore inferiore a quello calcolato per le stesse travi dei piani inferiori si adatteranno le stesse sezioni ed armatura ivi calcolate.

### Spanditoio Coperto

#### CAPO II° Solai Copertura

A. Parte centrale appoggiata

Adopereremo solai con laterizi forati alti cm. 10 con soletta superiore alta cm. 5, nervature parallele ad interasse di cm. 38, altezza totale solai  $H = \text{cm. } 10 + 5 = \text{cm. } 15$ ; teorica cm. 13.50.

Analisi dei carichi per mq.:

- Manto impermeabile (battuto) . . . . .	Kg.	30.00
- Sovraccarico . . . . .	"	200.00
- peso proprio: nervature $1 \times \frac{100}{38} \times 0.10 \times 0.08 \times 0.10 \times 2500 =$		55.00
solette $1 \times 0.05 \times 2500 =$		125.00
forati . . . . .		40.00
		<u>500.00</u>

e per ml. di travetto:

$$p = 500 \times 0.38 = \text{Kg./ml. } 200$$

Momento max.:

$$M_f = \frac{1}{12} 200 \times 4.00^2 = 27.000 \text{ Kgcm.}$$

$$r = \frac{13.5}{\sqrt{27.000 \cdot 38}} = 0.5$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ ;

$$\sigma_c = 41 \text{ Kg./cmq.}$$

L'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.0016 \sqrt{27.000 \times 38} = \text{cmq. } 1.63$$

e la realizzeremo ponendo N° 2  $\phi 10 = \text{cmq. } 1.56$

distanza asse neutro:

$$x = \frac{10 \times 1.56}{38} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 38 \times 13.5}{10 \times 1.56}} \right] = \text{cm. } 2.93$$

$$\sigma_f = \frac{27.000}{1.56 \left( 13.5 - \frac{2.93}{3} \right)} = 1383 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 27.000}{38 \times 2.93 \left( 13.5 - \frac{2.93}{3} \right)} = 40 \text{ Kg./cmq.}$$

B) Parte a sbalzo: luce sbalzo m. 1.20

Sarà a sezione piena: avremo pertanto:

Analisi del carico per mq.:

- Sovraccarico . . . . .	Kg.	250.00
- p.p.p. $1 \times 1 \times \frac{0.08 + 0.10}{2} \times 2500 =$	"	225.00
	"	<u>475.00</u>
Totale arrotondato	"	<u>500.00</u>

Momento massimo:

$$M_i = \frac{500 \times 1.20^2}{2} = \text{Kgc.m. } 36.000$$

$$\xi = \frac{9}{\sqrt{36.000 \cdot 100}} = 0.5$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ :

$$\sigma_c = 41 \text{ Kg/cm}^2.$$

l'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00162 \sqrt{36.000 \times 100} = \text{cm}^2. 3.05$$

che realizzeremo ponendo  $N^2 4 \phi 10 = \text{cm}^2. 3.14$ , cioè una barra  $\phi 10$  ogni 25 cm. circa.

### CAPO III<sup>o</sup>

#### Travi a sostegno soletta copertura spanditoia coperto

luce di calcolo = m. 4.00 = interasse pilastri

Analisi del carico per ml:

- azione trasmessa dal soletta $1 \times \frac{4.00}{2} \times 500 =$	Kg. 1000. =
" " " " (soletta) $1 \times 1.20 \times 500 =$	600. =
- p.p.p. $1 \times 0.30 \times 0.40 \times 2500 =$	<u>300 =</u>
	<u>1900. =</u>

$$M_f = \frac{1}{12} 1900 \times 4.00^2 = 254.000 \text{ Kgc.m.}$$

per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ ;  $\sigma_c = 45$  si ha:

$$h = 0.445 \sqrt{254.000 : 30} = \text{cm. } 42$$

terremo perciò:

$$h = \text{cm. } 45$$

Armatura di trazione occorrente:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{254.000 \times 30} = \text{cm}^2. 4.90$$

che realizzeremo ponendo  $N^2 5 \phi 12 = \text{cm}^2. 5.65$

Sforzo di taglio max:

$$T = \frac{1900 \times 4.00}{2} = \text{Kg. } 3800$$

sollecitazione tangenz. max:

$$\tau_0 = \frac{3800}{0.9 \times 42 \times 30} = 3,50 \text{ Kg/cm}^2.$$

non occorre dunque, armatura di taglio; porremo tuttavia, anche a scopo di

collegamento n° 4 staffe  $\phi 8$  a 2 rami su ogni mezza trave

## CAPO IV<sup>o</sup>

### TRAVI A SOSTEGNO SOLAIO COPERTURA ULTIMO PIANO SORREGGENTI I PILASTRI DELLO SPANDITOIO COPERTO.

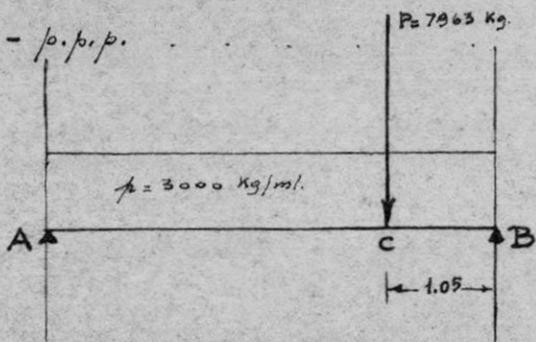
Hanno luce di calcolo di m. 4.80 (interna pilastri) e sono sollecitate oltre che dal carico unif. distribuito costituito dai solai di copertura dell'ultimo piano, dal carico concentrato costituito dal pilastro arretrato di sostegno dello spanditoio coperto.

Analisi del carico uniformemente distribuito p per ml.:

- azione trasmessa dal solaio terrazza  $2 \times \frac{4.00}{2} \times 670 = \dots \dots \dots$  Kg. 2680.=

- p.p.p.  $\dots \dots \dots$  " 320.=

Totale  $p = \text{Kg/ml.}$  3000.=



Carico concentrato P:

- reazione trave sostegno copertura  
spanditoio  $2 \times \frac{1850 \times 4}{2} = \dots \dots \dots$  Kg. 7400.=

- peso pilastro  $0.30 \times 0.30 \times 2.50 \times 2500 = \dots \dots \dots$  " 563

Totale  $P = \text{Kg.}$  7963

Momento max. prodotto dal carico ripartito p:

$$M_p = \pm \frac{3000 \times 4.80^2}{12} = 576.000$$

Momento in B:

$$M_B = - \left[ \frac{7963 \times 3.75 \times 1.05}{4.80^2} + 576.000 \right] = \text{Kgcm.} -1.087.000$$

Momento in A:

$$M_A = - \left[ \frac{7963 \times 3.75 \times 1.05}{4.80^2} + 576.000 \right] = \text{Kgcm.} 701.000$$

Sez. imposta trave, vicino a B: per  $m = 10$ ;  $\sigma_c = 50$ ;  $\sigma_f = 1400$ :

$$h = 0.408 \sqrt{1.087.000 : 35} = \text{cm.} 72$$

terreno pertanto:

$$H = \text{cm} 75$$

$$w_f = 0.00191 \sqrt{1.087.000 \times 35} = \text{cmq.} 12.96$$

porriemo n° 9  $\phi 14'' = \text{cmq.} 13.80$  perciò superiore all'occorrente.

Sezione in  $f$ :

$$z = \frac{67}{\sqrt{701000:35}} = 0.47$$

cui corrisponde per  $m=10$ ;  $\sigma_f = 1400$ :

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

L'armatura di trazione occorrente risulta:

$$A_f = 0.00174 \sqrt{701.000 \times 35} = \text{cm}^2. 8.65$$

porremo 6  $\phi 14 = \text{cm}^2. 9.24$

Taglio massimo:

$$T = \frac{3000 \times 4.8}{2} + 7963 = \text{Kg. } 15.000$$

la sollecitazione tangenz. max risulta:

$$\tau_0 = \frac{15.000}{0.9 \times 75 \times 35} = 6.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sforzo di scorrimento su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$S = \frac{6.5}{2} \times 35 \times \frac{480}{2} = \text{Kg. } 27.300$$

i 5 ferri  $\phi 14$  sagomati a  $45^\circ$  assorbitano uno sforzo:

$$R_p = 7\sqrt{2} \times 1.54 \times 1260 = \text{Kg. } 19.150$$

Porremo staffe  $\phi 10$  a 2 rami ne occorrono su  $\frac{1}{2}$  trave:

$$n = \frac{27.300 - 19.150}{2 \times 0.79 \times 1260} = \sim 5$$

## TITOLO V°

### CAPO I° Calcolo travi rovescie di fondazione

Luce netta m. 4.20

di calcolo 4.80

Carico alla base di un pilastro mediamente caricato (Pilastro N° 12) Kg 90.000  
col peso della parte interrata considereremo  $P = \text{Kg. } 95.000.$  -

Superficie di ripartizione: (larghezza fondaz. m. 1.60)

$$S = 16 \left( \frac{4.10}{2} + \frac{4.80}{2} + \frac{4.00}{2} \right) = \text{mq. } 6.75 \times 1.60$$

Sollecitazione unitaria max sul terreno di sedime:

$$\sigma = \frac{95.000}{6.75 \times 1.60} = 0.90 \text{ Kg/cmq.}$$

Carico totale sul trave di luce teorica di m. 4.80

$$p = 4.20 \times 1.60 \times 0.90 = \text{Kg. } 60480$$

$$M_f = \frac{1}{12} 60480 \times 4.80 = \text{Kgm } 24.200 = \text{Kgom } 2.420.000$$

per  $m = 10$  ;  $\sigma_f = 1400$  si ricava:

$$z = \frac{146}{\sqrt{2.420.000 \cdot 60}} = 0.71$$

cui corrisponde:

$$\sigma_c = 27 \text{ Kg/cmq.}$$

l'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.0011 \sqrt{2.420.000 \times 60} = \text{cmq. } 13.54$$

per barre N° 10  $\phi 14 = \text{cmq. } 15.40$

$$T_{\text{max}} = 30.240 \text{ Kg.}$$

$$\tau_0 = \frac{30240}{0.9 \times 146 \times 60} \leq 4 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorrono quindi staffe. -

CAPO II° Calcolo della a sbalzo:

Carico totale sulla striscia larga 1 m.

$$p = 1 \times 50 \times 0.90 = \text{Kg } 4500$$

$$H_i = \frac{4500 \times 50}{2} = \text{Kg cm. } 112500$$

$$p \text{ per } m = 10 ; \quad \sigma_f = 1400 ; \quad \sigma_c = 25$$

$$h = 0.633 \sqrt{112.500 : 100} = \text{cm. } 22$$

terreno per via più il copriseno

$$H = \text{cm } 22 + 4 + 4 = \text{cm. } 30$$

$$w_p = 0.00129 \sqrt{112.500 \times 100} = \text{cmq. } 4.41$$

$$\text{ponere } N^{\circ} 6 \phi 10 = \text{cmq. } 4.68$$

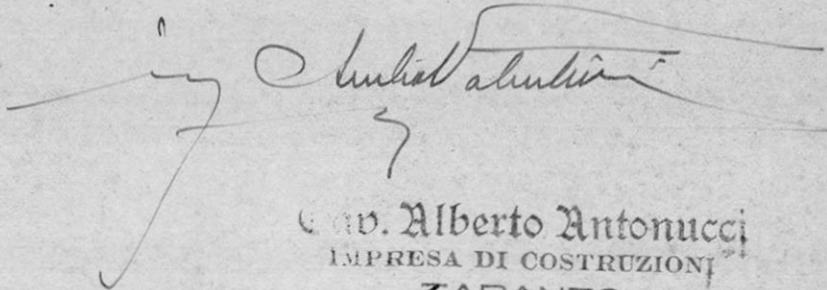
$$T = 4500$$

$$\tau_0 = \frac{4500}{0.9 \times 100 \times 22} = \approx 2 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorrevole quindi armatura di taglio —

---

 Fine



Cav. Alberto Antonucci  
 IMPRESA DI COSTRUZIONI  
 TARANTO

