

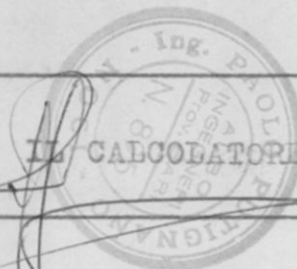
12/6/61

- importo aumento armature ^{mensile} pilanti + 1Φ10
- " griglia di ripartizione anche per sottopilanti (Φ6 ogni 20" mensili)
- importo lavori di collegamento per ingiunzione filantidica ed entore carichi di punta
- per le palancine a valle le travi di interdizione perheranno le armature fino al p. di roccolo escluso

R

Dott. PAOLO PUTIGNANO - INGEGNERE - NOCI (Bari)

<u>COMUNE DI OSTUNI</u> PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI N° 24 ALLOGGI PER AGRICOL- TORI. =	TELAIO N° 1 RELAZIONE CALCOLI IN CEMENTO ARMATO	TAVOLA 3
IMPRESA :	IL CALCOLATORE	SCALA DATA



Premesse.=

I calcoli statici, di cui la presente è relazione, si riferiscono alle strutture portanti dei 24 alloggi per agricoltori in Ostuni, in provincia di Brindisi.

Le strutture portanti sono costituite da pilastri e travi in cemento armato, che trasmettono al suolo i carichi a mezzo di plinti, legati fra loro da cordoli di collegamento; i solai saranno realizzati in conglomerato cementizio armato.

I calcoli sono eseguiti applicando i metodi esatti della Scienza delle Costruzioni; è stato applicato il metodo di Cross.

Nel proporzionamento dei plinti di fondazione è stato considerato il carico di sollecitazione unitaria di 3 Kg./cmq. data la natura rocciosa del terreno di fondazione.

S i prevede l'impiego dei seguenti materiali:
calcestruzzo dosato a ql. 3,00 di cemento tipo 750
acciaio AQ. 60. 42

I sovraccarichi previsti sono di 150 Kg./mq. al piano di copertura, 250 Kg./mq. al piano terra per i solai, e 400 Kg./mq. per le scale e sbalzi balconi.

Il solaio pavimento del piano terra, a quota m. 0,45, è vincolato a muri in calcestruzzo magro, e non a travi in c.a. come i solai superiori: non è stato quindi considerato nel calcolo dei telai.

Detti muri, dal piano fondazioni, raggiungeranno una altezza di m. 1,50 ~ 2,00, terminando con un cordolo armato a quota solaio pavimento di cui sopra.=

CARICO/ML. TRAVI TRAVERSALI

COPERTURA PIANO TERRA

1) Peso proprio trave: $0,25 \times 0,5 \times 2500$	= 314 Kg./ml.
2) Muro:	= 615 "
	929 Kg./ml.
	=====

COPERTURA 1° PIANO

1) peso proprio trave	= 314 Kg./ml.
2) Muro d'attico: $0,20 \times 1 \times 1400 \times 1$	= 280 "
	594 Kg./ml.
	=====

SFORZI NORMALI NEI PILASTRI

PILASTRI N. 2 E 3

- trave piano terrazza:	$N_s = 3824 \text{ Kg.}$
peso proprio pilastro: $0,25 \times 0,30 \times 2,2 \times 2500$	413 "
- Travi 1° piano: $6386 + 5988$	$N_i = 4237 \text{ Kg.}$
	12374 "
Pilastro: $0,25 \times 0,40 \times 2500 \times 3,10$	$N_s = 16611 \text{ Kg.}$
	785 "
- Travi piano terra: $5730 + 4418$	$N_i = 17396 \text{ Kg.}$
	10148 "
Pilastro	$N_s = 27544 \text{ Kg.}$
	785 "
	$N_i = 28329 \text{ Kg.}$

PILASTRI N. 1 E 4

- Trave 1° piano solaio e trave trasversale	$N_s = 10600 \text{ Kg.}$
1 - 5 1° piano: $8150 + 2450$	785 "
Pilastro	$N_i = 11385 \text{ Kg.}$
- Trave telaio piano terra e trave	
1 - 5 piano terra: $5001 + 4200$	9200 "
Pilastro:	$N_s = 20585 \text{ Kg.}$
	785 "
	$N_i = 21370 \text{ Kg.}$

PLINTI N. 1 - 4

$$N = 22000 \text{ Kg.} \quad t = 3 \text{ Kg./cmq.}$$

$$A_g (\text{sottoplinta}) = \frac{22000}{3} = 7333 \text{ cmq.}$$

realizzabile con una sezione 90x90

$$A_p (\text{plinto}) = 70 \times 70$$

$$c (\text{plinto}) = \frac{22000}{70 \times 70} = 4,49 \text{ Kg./cmq.}$$

FLESSIONE

$$e = \frac{15/3 (2 \times 70 + 40)}{70 + 40} = 15 \text{ cm.}$$

$$M = \left(\frac{70 + 40}{2} \times 15 \right) 4,49 \times 15 = 55564 \text{ Kg.cm.}$$

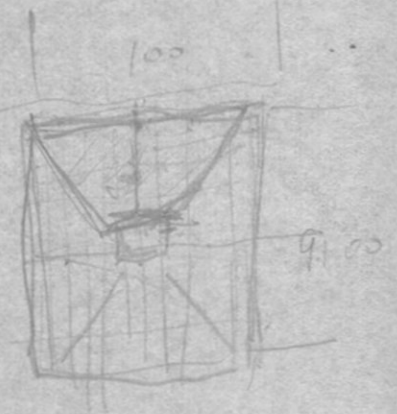
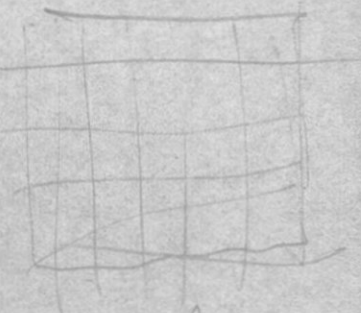
$$\frac{55564}{40} = 37 \quad r = 48/37 = 1,3$$

$$c = 30 \text{ Kg./cmq.}$$

$$A_f = 0,000988 \times 40 \times 37 = 1,46 \text{ cmq.}$$

di cui 3 Ø 10 staffoni

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



S =

3 Ø 10

$$\frac{100}{100} \quad 1000 \times 35 = 35$$

$$S = \frac{190 + 30}{2} \times (100 - 30)$$

$$\frac{200000}{100000}$$

$$S \quad 60 \times 35 = 2100$$

$$q = 2100 \times 35 \approx 8000$$

$$M = 8000 \times \frac{2}{3} \left(\frac{100}{2} - 15 \right) = 2000 \text{ Kg.m}$$

$$H = 50; \quad G_f = 1400$$

$$G_c = 32$$

$$r = \frac{(50 - 2)}{2} = 48$$

$$\frac{\sqrt{200000}}{50} \times 100 \times \frac{1}{3}$$

$$= \frac{48}{100 \times 0,80} = \frac{48}{80} = 0,6$$

$$A_f = 0,0127 \times \sqrt{200000 \times 30}$$

$$= 1,27 \times \sqrt{6000000} = 1,27 \times 2449,49 = 3110,85 \approx 4010$$

$$z = 0,00127$$

PLINTI N. 2 - 3

$$N = 29000 \text{ Kg.} \quad t = 3 \text{ Kg./cmq.} \quad H = 50 \text{ cm.}$$

$$A_s = (\text{sottoplinto}) = \frac{29000}{3} = 9666 \text{ cmq.}$$

realizzabile con una sezione 100x100

$$A_p = (\text{plinto}) = 80 \times 80$$

$$c(\text{Plinto}) = \frac{29000}{80 \times 80} = 4,53 \text{ Kg./CMQ}$$

FLESSIONE

$$x = \frac{20/3 (2 \times 80 + 40)}{80 + 40} = 13 \text{ cm.}$$

$$= \left(\frac{80 + 40}{2} 20 \right) \times 4,53 \times 13 = 70668 \text{ Kg.cm.}$$

$$\frac{70668}{40} = 42 \quad r = 48/42 = 1,14$$

$$c = 30 \text{ Kg./cmq.}$$

$$f = 1600 \text{ Kg./cmq.}$$

$$A_f = 0,000988 \times 40 \times 42 = 1,66 \text{ cmq.}$$

3 Ø 10

di cui 2 Ø 10 staffoni e 1 Ø 10 sagomato

ARMATURA PILASTRI

PILASTRI N. 1 E 4

1° piano:

$$A_c = 0,25 \times 0,40$$

$$N = 11385 \text{ Kg.}$$

$$A'_c = \frac{11385}{15} = 760 \text{ cmq.}$$

$$A_f = \frac{0,8}{100} 700 = 6,08 \text{ cmq.}$$

Si armerà con

6 Ø 12

pinao terra:

$$A_c = 0,25 \times 0,40$$

$$N = 21370 \text{ Kg.}$$

$$A'_c = \frac{21370}{28} = 760 \text{ cmq.}$$

Si armerà con

6 Ø 12

PILASTRI N. 2 E 3

Piano terrazzo:

$$A_c = 0,25 \times 0,30$$

$$N = 4237 \text{ Kg.}$$

$$A'_c = \frac{4237}{15} = 283 \text{ cmq.}$$

$$A_f = \frac{0,8}{100} 283 = 2,26 \text{ cmq.}$$

4 Ø 10

1° piano:

$$A_c = 0,25 \times 0,40$$

$$N = 17396 \text{ Kg.}$$

$$A'_c = \frac{17396}{15} = 1159 \text{ cmq.}$$

$$A_f = \frac{0,8}{100} 1159 = 9,27 \text{ cmq.}$$

6 Ø 14

pinao terra:

$$A_c = 0,25 \times 0,40$$

$$N = 28329 \text{ Kg.}$$

$$A'_c = \frac{28329}{26} = 1090 \text{ cmq.}$$

$$A_f = \frac{0,8}{100} 1090 = 8,72 \text{ cmq.}$$

6 Ø 14

TELAIO N. 1

ANALISI DEI CARICHI

a) SOLAIO DI COPERTURA

(rendito-to-cuno)

Peso proprio solaio (H=20)	160 Kg./mq.
Soletta 0,05 x 2500	125 "
Intonaco inferiore	20 "
Masso e bitume	55 "
Pavimento	75 "
Carico accidentale	200 "
	<u>645 Kg./mq.</u>

250

645

b) SOLAIO QUOTA PAVIMENTO 1° PIANO E PIANO TERRA

Peso proprio solaio (H=20)	160 Kg./mq.
Soletta 0,05 x 2500	125 "
Pavimento	75 "
Incidenza tramezzi	80 "
Sovraccarico accidentale	250 "
	<u>690 Kg./mq.</u>

intonaco

720

1) CARICHI PIANO COPERTURA QUOTA 9,50 M. PER ML. DI TRAVE PORTANTE.

hand (350+460) / 2 = 405

Peso proprio solaio: 645×3	1935 Kg./ml.
" " trave : $0,25 \times 0,40 \times 2500$	250 "
	<u>2185 Kg./ml.</u>

(H=20)

2) CARICHI PIANO COPERTURA QUOTA 7,10 M. PER ML. DI TRAVE PORTANTE.

Peso proprio solaio: $645 \times 2,13$	1375 Kg./ml.
Balcone : $780 \times 1,50 + 100$	1270 "
Peso proprio trave : $0,30 \times 0,5 \times 2500$	375 "
Muro diompagno : $0,10 \times 2,75 \times 1400 \times \frac{1}{5}$	308 "
: $0,08 \times 2,75 \times 1100 \times \frac{1}{5}$	194 "
	<u>3422 Kg./ml.</u>

640

3) CARICHI PIANO COPERTURA PIANO TERRA QUOTA 3,85 m.

Peso proprio solaio: $6,90 \times 2,75$	1900 Kg./ml.
Peso proprio trave : $0,25 \times 1,00 \times 2500$	625 "
	<u>2525 Kg./ml.</u>

MOMENTI D'INCASTRO PERFETTO

$$\mu_{AB} = -\mu_{BA} = 1/12 \times 2185 \times 3,50^2 = 2230 \text{ Kgm.}$$

$$\text{MENSOLA } \mu_{AB} = -\mu_{BA} = 1/2 \times 2185 \times 1,75^2 + 2230 = -1115 \text{ Kgm.}$$

$$\mu_{CD} = -\mu_{DC} = 1/12 \times 3422 \times 4,25^2 = 5151 \text{ Kgm.}$$

$$\mu_{DE} = -\mu_{ED} = 1/12 \times 3422 \times 3,50^2 = 3493 \text{ "}$$

$$\mu_{FG} = -\mu_{GF} = 1/12 \times 2525 \times 4,25^2 = 3800 \text{ "}$$

$$\mu_{GH} = -\mu_{HG} = 1/12 \times 2525 \times 3,50^2 = 2578 \text{ "}$$

RIGIDEZZA A MENO DI E

$$\text{TRAVE A QUOTA M. 9,50 (25x30) : } W = \frac{4 \times 39062}{350} = 446/2 = 223$$

$$\text{" " " " 7,10 (100x25) : } W = \frac{4 \times 130208}{425} = 1225$$

$$\text{" " " " 3,85 (100x25) : } W = \frac{4 \times 130208}{350} = 1488/2 = 744$$

$$\text{PILASTRI PIANO 2° (25x25) : } W = \frac{4 \times 32552}{245} = 530$$

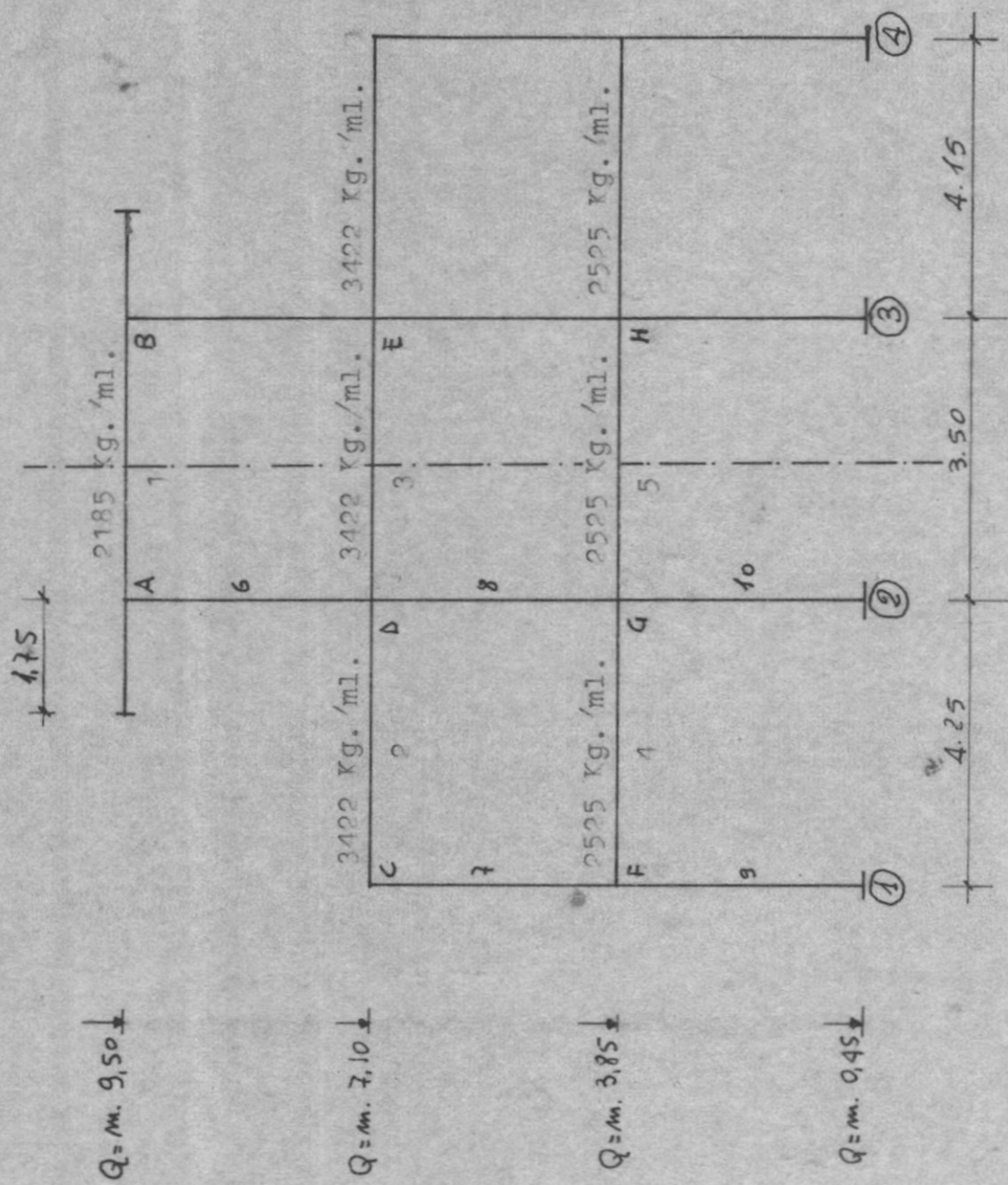
$$\text{" " 1° (25x40) : } W = \frac{4 \times 52085}{315} = 661$$

$$\text{" " TERRA (25x40) : } W = \frac{4 \times 52085}{435} = 479$$

RIGIDEZZA AI NODI - COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

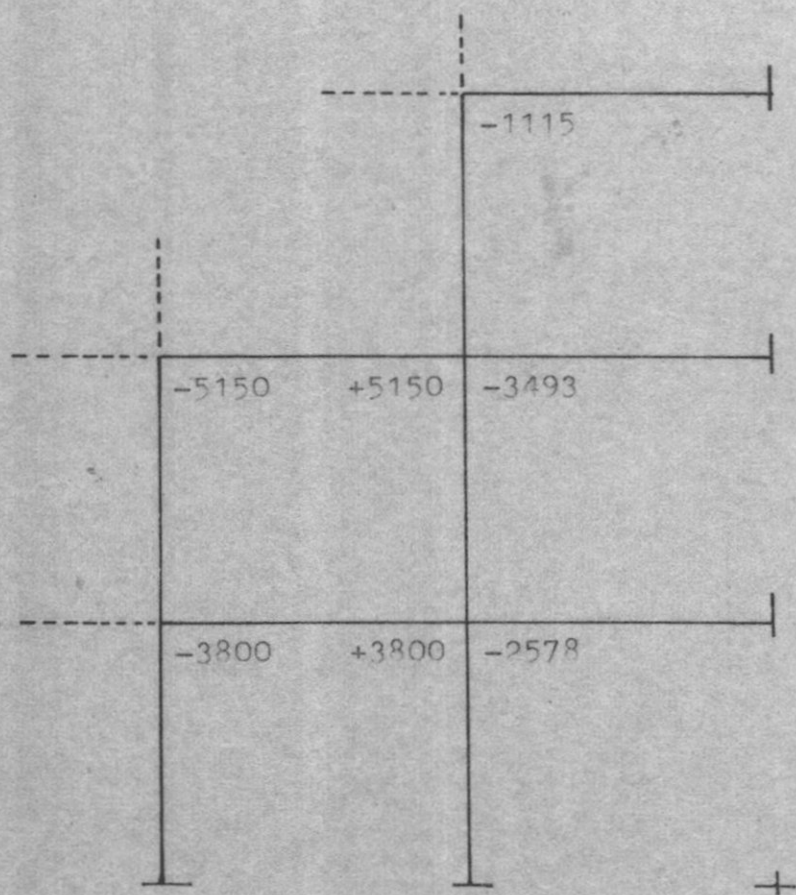
Nodi	aste	W	ΣW	$\gamma = \frac{W}{\Sigma W}$
A	1	223	753	0,296
	6	530		0,704
C	2	1225	1886	0,649
	7	661		0,351
D	2	1225	3160	0,388
	6	530		0,168
	3	744		0,235
	8	661		0,209
F	7	661	2365	0,279
	4	1225		0,518
	9	479		0,203
G	4	1225	3109	0,394
	8	661		0,213
	5	744		0,239
	10	479		0,154

SCHEMA N. 1



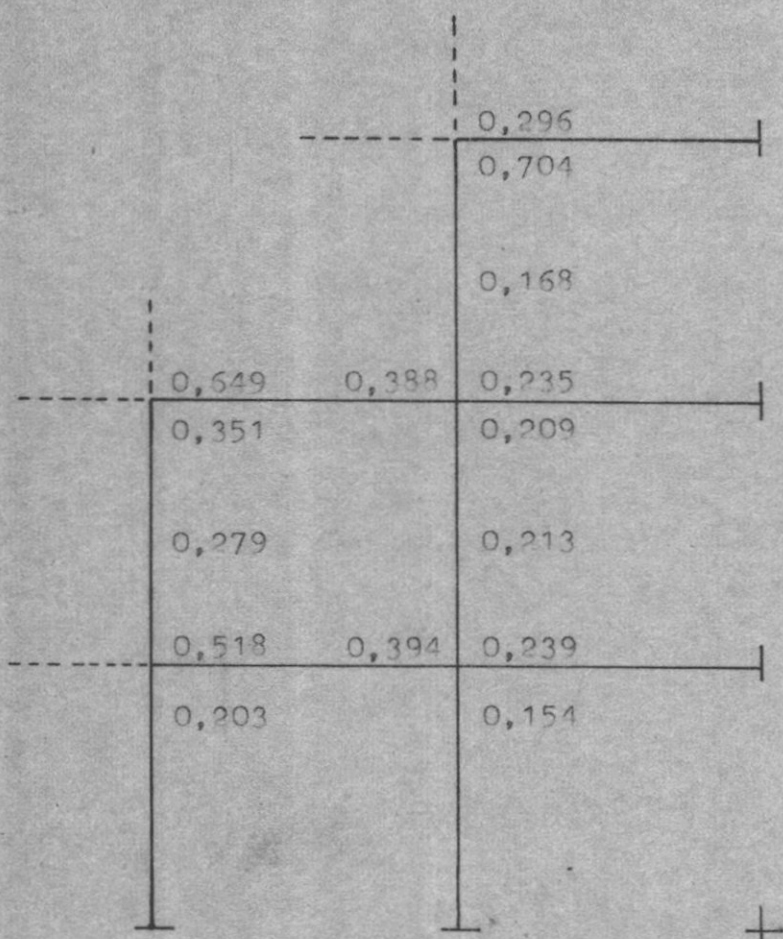
SCHEMA N. 2

MOMENTI DI INCASTRO PERFETTO



SCHEMA N. 3

COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

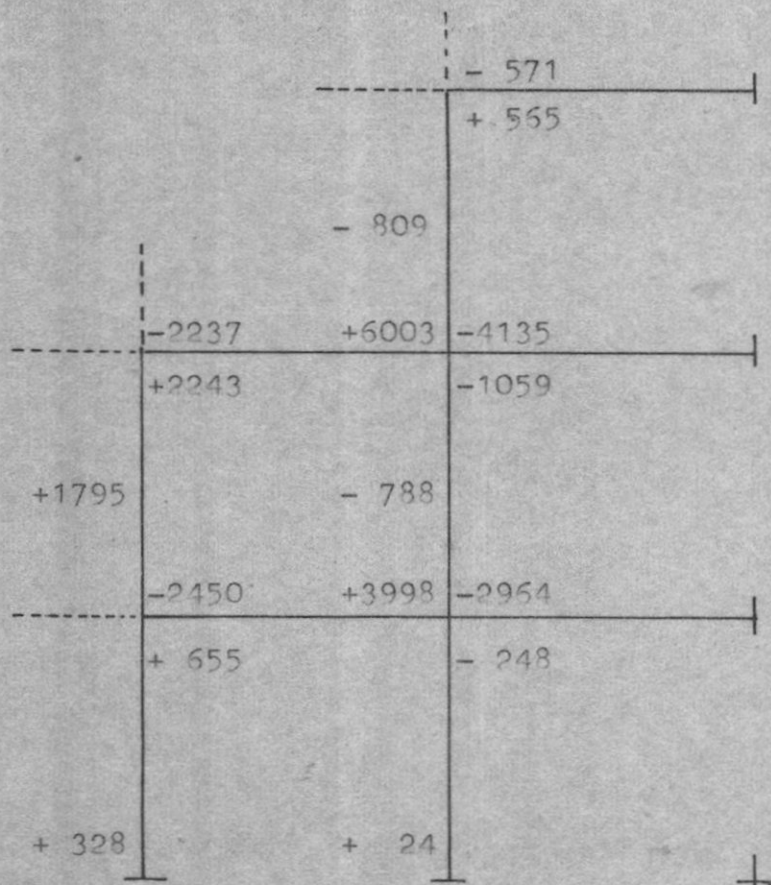


CROSS DOVUTO ALLE FORZE VERTICALI

12

SCHEMA N. 5

RIEPILOGO CROSS



TAGLI NELLE TRAVI

TRAVE N° 1

$$Ts = \frac{Ms - Md}{1} + \frac{ql}{2} = \frac{2185 \times 3,50}{2} = 3824 \text{ Kg.}$$

$$Td = 3824 \text{ Kg.}$$

TRAVE N° 2

$$Ts = \frac{3422 \times 4,25}{2} + \frac{2237 - 6003}{4,25} = 7272 - 886 = 6386 \text{ Kg.}$$

$$Td = 7272 + 886 = 8150 \text{ Kg.}$$

TRAVE N° 3

$$Ts = Td = \frac{3422 \times 3,50}{2} = 5988 \text{ Kg.}$$

TRAVE N° 4

$$Ts = \frac{2525 \times 4,25}{2} + \frac{2450 - 3998}{4,25} = 5366 + 364 = 5001 \text{ Kg.}$$

$$Td = 5365 + 364 = 5730 \text{ Kg.}$$

TRAVE N° 5

$$Ts = Td = \frac{2525 \times 3,50}{2} = 4498 \text{ Kg.}$$

ARMATURA TRAVI IN ELEVAZIONE

TRAVE N° I - COPERTURA TERRAZZA

$$M_s = M_d = 571 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = T_d = 3824 \text{ Kg.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$H = 30 \text{ cm.}$$

$$x = 1,75 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 3824 \times 1,75 - 571 - \frac{2185 \times 1,75^2}{2} = 2778 \text{ Kgm.}$$

Armatura a flessione

$$\text{Appoggio sinistro: } M = 571 : \sqrt{\frac{57100}{25}} = 47,8$$

$$r = \frac{28}{47,8} = 0,587 \quad A'f = 0,25Af \quad \sigma_c = 34 \text{ Kg./cmq.}$$

$$f = 1600 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00119 \times 25 \times 47,8 = 1,42 \text{ cmq.} \quad (2 \varnothing 12)$$

$$\text{campata: } M = 2778 \text{ Kgm.} : \sqrt{\frac{277800}{25}} = 105,5$$

$$r = \frac{28}{105,5} = 0,265 \quad A'f = 0,75Af \quad \sigma_c = 73 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00260 \times 25 \times 105,5 = 6,86 \text{ cmq.} \quad (4 \varnothing 16)$$

TAGLIO

$$\tau = \frac{3824}{25 \times 28 \times 0,9} = 6,00 \text{ Kg./cmq.}$$

$$S = 5,65 \times 25 \times 1,75/2 = 13.125 \text{ Kg.}$$

$$2 \varnothing 16 \text{ Sag. ass. } 8000 \text{ Kg.}$$

$$\text{n. staffe } \varnothing 6 \quad \frac{5125}{912} = 6 \times 2 = 12$$

TRAVE N° 2 - COPERTURA 1° PIANO

$$\begin{aligned} M_s &= 2237 \text{ Kgm.} & M_d &= 6003 \text{ Kgm.} \\ T_s &= 6386 \text{ Kg.} & T_d &= 8150 \text{ Kg.} \\ b &= 100 \text{ cm.} & H &= 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$x = \frac{6386}{3422} = 1,87 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 6386 \times 1,87 - 2237 - \frac{3422 \times 1,87^2}{2} = 3717 \text{ Kgm.}$$

Armatura a flessione

Campata sinistra: $M = 3717 \text{ Kgm.} : \sqrt{\frac{371700}{100}} = 61$

$$r = \frac{23}{61} = 0,377 \quad A'f = 0,25Af \quad \sigma_c = 56 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00183 \times 100 \times 61 = 11,16 \text{ cmq.} \quad 6 \varnothing 16$$
$$A'f = 2 \varnothing 16$$

appoggio sinistro: $M = 2237 \text{ Kgm.} \quad \sqrt{\frac{223700}{100}} = 47,3$

$$r = \frac{23}{47,3} = 0,486 \quad A'f = 0,25Af \quad \sigma_c = 42 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00135 \times 100 \times 47,3 = 6,3 \text{ cmq.} \quad 4 \varnothing 16$$
$$A'f = 1 \varnothing 16$$

appoggio destro: $M = 6003 \text{ Kg./cmq.} : \sqrt{\frac{600300}{100}} = 77,5$

$$r = \frac{23}{77,5} = 0,298 \quad A'f = 0,25Af \quad \sigma_c = 72 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00232 \times 100 \times 77,5 = 18,00 \text{ cmq.} \quad 9 \varnothing 16$$
$$A'f = 3 \varnothing 16$$

TAGLIO a sinistra

$$\tau = \frac{6386}{25 \times 100 \times 0,9} = 2,85 \text{ Kg./cmq.}$$

$$S = 2,85 \times 100 \times 187/2 = 26.647 \text{ Kg.}$$

$$4 \varnothing 16 \text{ Sag. ass. } 16.000 \text{ Kg.}$$

$$n. \text{ staffe } \varnothing 6 \quad 10.000/912 = 11$$

TAGLIO a destra

$$\tau = \frac{8150}{25 \times 100 \times 0,9} = 3,60 \text{ Kg./cmq.}$$

$$S = 3,60 \times 100 \times 2,38/2 = 42.840 \text{ Kg.}$$

$$6 \varnothing 16 \text{ Sag. ass. } 24.000 \text{ Kg.}$$

$$n. \text{ staffe } \varnothing 6 \quad 18.840/912 = 20$$

TRAVE N° 3 - COPERTURA 1° PIANO

$$M_s = M_d = 4135 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = T_d = 5988 \text{ Kg.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$H = 25 \text{ cm.}$$

$$x = 1,75 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 5988 \times 1,75 - 4135 - \frac{3422 \times 1,75^2}{2} = 1109 \text{ Kgm.}$$

Armatura a flessione

appoggio sinistro: $M = 4135 \text{ Kgm.}$

e appog. destro

$$\sqrt{\frac{413500}{100}} = 64,5$$

$$r = \frac{23}{64,5} = 0,356 \quad A'f = 0,25Af \quad \zeta c = 59 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00191 \times 100 \times 64,5 = 12,30 \text{ cmq.} \quad 7 \varnothing 16$$

$$A'F = 2 \varnothing 16$$

campata: $M = 1109 \text{ Kgm.}$

$$\sqrt{\frac{110900}{100}} = 33$$

$$r = \frac{23}{33} = 0,696 \quad A'f = Af \cdot 0,25 \quad \zeta c = 27 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00094 \times 100 \times 33 = 3,10 \text{ cmq.} \quad 2 \varnothing 16$$

TAGLIO a sinistra=a destra

$$\tau = \frac{5988}{25 \times 100 \times 0,9} = 2,68 \text{ Kg./cmq.}$$

$$S = 2,68 \times 100 \times 175/2 = 23.000 \text{ Kg.}$$

$$3 \varnothing 16 \text{ Sag. ass. } 12.000 \text{ Kg.}$$

$$n. \text{ staffe } \varnothing 6 \quad 11.000/912 = 12 \times 2 = 24$$

17

Armatura a flessione

Appoggio sinistro:

$$M = 2450 \text{ Kgm.}$$

$$\sqrt{\frac{245000}{100}} = 49,5$$

$$r = \frac{23}{49,5} = 0,465 \quad A'f = 0,25 Af \quad \zeta c = 44 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00161 \times 100 \times 49,5 = 8,00 \text{ cmq.} \quad 5 \varnothing 16$$

campata: $M = 4046 \text{ Kgm.}$

$$\sqrt{\frac{404600}{100}} = 63,8$$

$$r = \frac{23}{63,8} = 0,360 \quad A'f = 0,50 Af \quad \zeta c = 56 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00189 \times 100 \times 63,8 = 12,00 \text{ cmq.}$$

$$A'f = \begin{matrix} 7 \varnothing 16 \\ 3 \varnothing 16 \end{matrix}$$

appoggio destro:

$$M = 3998 \text{ Kgm.}$$

$$\sqrt{\frac{399800}{100}} = 63$$

$$r = \frac{23}{63} = 0,365 \quad A'f = Af \cdot 0,25 \quad \zeta c = 59 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00191 \times 100 \times 63 = 12,00 \text{ cmq.} \quad 7 \varnothing 16$$

TRAVE N° 5 - COPERTURA PIANO TERRA

$$M_s = M_d = 2964 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = T_d = 4418 \text{ Kg.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$H = 25 \text{ cm.}$$

$$x = 1,75 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 4418 \times 1,75 - 2964 - \frac{2525 \times 1,75^2}{2} = 904 \text{ Kgm.}$$

Armatura a flessione

appoggio sinistro: $M = 2964 \text{ Kgm.}$
e destro

$$\sqrt{\frac{296400}{100}} = 54,5$$

$$r = \frac{23}{54,5} = 0,422$$

$$A'f = 0,25Af \quad \sigma_c = 49 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00161 \times 100 \times 54,5 = 8,80 \text{ cmq.} \quad \begin{array}{l} 5 \text{ } \emptyset 16 \\ A'f = 2 \text{ } \emptyset 14 \end{array}$$

campata: $M = 904 \text{ Kgm.}$

$$\sqrt{\frac{90400}{100}} = 30$$

$$r = \frac{23}{30} = 0,766$$

$$A'f = 0,25Af$$

$$\sigma_c = 28 \text{ Kg./cmq.}$$

$$Af = 0,00094 \times 30 \times 100 = 2,90 \text{ cmq.}$$

$$A'f = \begin{array}{l} 2 \text{ } \emptyset 16 \\ 1 \text{ } \emptyset 12 \end{array}$$

TAGLIO a sinistra=a destra

$$\tau = \frac{4418}{25 \times 100 \times 0,9} = 1,96 \text{ Kg./cmq.}$$

$$S = 2,00 \times 100 \times 1,75 / 2 = 17000 \text{ Kg.}$$

$$2 \text{ } \emptyset 16 \text{ Sag. ass. } 8000 \text{ Kg.}$$

$$n. \text{ staffe } 9000 / 912 = 20$$