



I.S.E.S. - BRINDISI

COSTRUZIONE DI N.3 FABBRICATI PER
COMPLESSIVI N.58 ALLOGGI ECONOMICO
POPOLARI -

FABBRICATI B-C

Impresa: Consorzio Ravennate Cooperative di
Produzione e Lavoro

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE
PORTANTI -

ORDINE DEGLI INGEGNERI		
Provincia di Ravenna		
Dott. Ing. Bolzoni Ivo	N.194	

[Handwritten signature]

ANALISI DEI CARICHISolaio di copertura

Peso proprio (H=12+2)	150 kg/mq
lastre di eternit	30 "
sovraccarico	150 "
	330 kg/mq

Soffitto

1200 kg/mq

Solaio piano tipo

peso proprio (H 16+4)	230 kg/mq
pavimento e intonaco	100 "
tramezzi	90 "
sovraccarico accidentale	250 "
	670 kg/mq

In corrispondenza di tramezzi tutti i solai vengono rinforzati tenendo conto del maggior carico indipendentemente dal sovraccarico accidentale.

Balconi

peso proprio (H 16+2)	180 kg/cmq
pavimento e intonaco	100 "
sovraccarico accidentale	400 "
	680 kg/mq

Scale

peso proprio	300 kg/mq
pavimentazione	100 "
sovraccarico accidentale	<u>400</u> "
	800 kg/mq

Muratura esterna

Carparo cm.15 e forati cm.6	350 kg/mq
per piano 350x3	1050 "

Tramezzi da cm.6

Per piano 90x3,00	2,70 kg/ml
-------------------	------------

In tutte le strutture in elevazione si prevede l'impiego di cemento ad alta resistenza. Per i conglomerati si è fissata una σ_{max} di 70 kg/cm² imponendo un σ_r maggiore o uguale a 210 kg/cm².

Per le strutture di fondazione si prevede l'impiego di cemento normale con una σ_{max} inferiore a 45 kg/cm²

In tutte le strutture, travi e pilastri, si prevede l'uso di ferro Aq 50-60 con sollecitazioni massime di 1600 kg/cm²

ESAME DEI CARICHI SUI PILASTRIPilastri I-4-9-I2-I3-20-29-36

Copertura: solaio soffitto $430 \times 2,35 \times 1,50 = 1500$ kg
trave e cornicione $500 \times 3,85 = 1900$ "
pilastro $0,3 \times 0,25 \times 2500 \times 3 = 600$ "
4000 kg 4000 kg

Piano terzo: solaio $670 \times 2,35 \times 1,50 = 2350$ kg
trave $300 \times 3,85 = 1150$ "
muratura $3,5 \times 1050 = 3700$ "
pilastro 600 "
7800 kg 11800 kg
Piano secondo: 7800 " 19600 kg
Piano primo 8000 " 27600 kg

Pilastri 2-3-I0-II-I4-I5-I6-I7-I8-I9-30-31-32-33-34-35

Copertura: solaio e soffitto $430 \times 2,35 \times 3,00 = 3000$ kg
trave e cornicione $500 \times 3,00 = 1500$ "
pilastro 600 "
5100 kg 5100 kg
Piano terzo: solaio $670 \times 2,35 \times 3 = 4700$ kg
trave $300 \times 3,00 = 900$ "
muratura $2,75 \times 1050 = 2900$ "
pilastro 600 "
9100 kg 14200 kg
Piano secondo" 9100 " 23300 "
Piano primo 9300 " 32600 "

Pilastri 5-8-21-28

Copertura: solaio e soffitto 430x4,7xI,5=	3000 kg	
trave e cornicione 500x5,4	2700 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	6300 kg	6300 kg
Piano terzo solaio 670x4,7xI,5 =	4700 kg	
trave 300x6,2 =	1800 "	
muratura 4,3xI050=	4500 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	11600 kg	17900 kg
Piano secondo	11600 kg	29500 "
Piano primo	11800 kg	41300 "

Pilastri 6-7-22-23-24-25-26-27

Copertura: solaio e soffitto 430x4,7x3=	6000 kg	
trave 250x3 =	750 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	7350 kg	7350 kg
Piano terzo: solaio 670x4,7x3=	9400 kg	
trave 300x3	900 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	10900 kg	18250 kg
Piano secondo	10900 kg	29150 "
piano primo	11100 kg	40250 "

Pilastri 37-38-39-40

Copertura solaio e soffitto 2,2xI,4x430=
pilastro

I300 kg

450 "

I750 kg

I750 kg

Piano terzo: solaio 0,95xI,4x800 =

I050 kg

scala I,3xI,1x800 =

II50 "

muratura I,3x2000 =

2600 "

trave 2,2xI50=

350 "

pilastro

450 "

5600 kg

7350 kg

Piano secondo

5600 kg

I2950 kg

Piano primo

5600 kg

I8550 kg

Verifica pilastri piano terra

Pilastri	Carico kg	Sezione cm.	Armatura	σ_c
I-4-9-I2-I3-20-29-36	27600	20x50 40x25	4 ϕ I6 4 ϕ I6	26
2-3-I0-II-I4-I5 I6-I7-I8-I9-30-31-32-33-34-35	32600	20x50 40x25	4 ϕ I6 4 ϕ I6	30
5-8-2I-28	41300	20x50 40x25	4 ϕ I6 4 ϕ I6	38
6-7-22-23-24 25-26-27	40250	20x50 40x25	4 ϕ I6 4 ϕ I6	37
37-38-39-40	18550	20x40	4 ϕ I6	21

Verifica pilastri piano primo

Pilastri	Carico kg	Sezione cm.	Armatura	σ_c
I-4-9-I2-I3-20-29-36	19600	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	23 24
2-3-I0-II-I4-I5 I6-I7-I8-I9-30-31-32-33-34-35	23300	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	27 29
5-8-2I-28	29500	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	34 36
6-7-22-23-24 25-26-27	29150	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	34 36
37-38-39-40	12950	20x40	4 ϕ I6	15

Travi rovescie di fondazione

Trave I-4-(9-I2)

Per la determinazione del carico unitario sul terreno si considera una conforme distribuzione del carico trasmesso dai pilastri.

$$\text{Carico trasmesso dai pilastri } p_I = \frac{27600 \times 2 + 32600 \times 2}{13,7} = 8800 \text{ kg/m}$$

$$\text{muratura cantinato} \quad p_2 = 0,35 \times 1800 \times 2,4 = 1500 \text{ "}$$

$$\text{Trave di fondazione} \quad p_3 = \frac{1500}{11800} \text{ kg/m}$$

Assumendo una larghezza di fondazione pari a m.1,20 la pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_t = 0,98 \text{ kg/cm}^2$

La trave viene calcolata come continua su appoggi rappresentati dai pilastri e soggetta al un carico pari a 8800 kg/m

$$M_i = \frac{q l^2}{10} = 7900 \text{ kgm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 8 \text{ cm}^2$$

$$M_m = \frac{q l^2}{12,5} = 6300 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 30$$

$$\sigma_f = 1400$$

$$A_f = 6,5 \text{ cm}^2$$

Verifica al punzonamento dei pilastri 2-3

$$P = 32600 \quad \tau = \frac{P}{A} = \frac{32600}{11200} = 2,9 \text{ kg/cm}^2$$



Calcolo dell'ala di fondazione

$$M_i = \frac{q l^2}{2} = \frac{9000 \times 0,45^2}{2} = 920 \text{ kgm}$$

H = 35 cm

b = 100 cm

$h_o = 30 \text{ cm}$

$\sigma_c = 17 \text{ kg/cmq}$

$\sigma_f = 1000 \text{ kg/cmq}$

$A_f = 3,14 \text{ cmq/mq}$

Trave 5-8 (21-28)

Carico tramezzo dei pilastri $p_I = \frac{41300 \times 2 + 40250 \times 2}{17,1} = 9500 \text{ kg/m}$

Muratura cantinato $p_2 = 800 \text{ ''}$

Trave di fondazione $p_3 = \frac{1500}{11800} \text{ '' kg/m}$

Assumendo una larghezza di fondazione pari a m.1,20

la pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_f = 0,98 \text{ kg/cmq}$

L'armatura della trave è identica a quella della I-4

Trave I-9 (4-12,13-29,20-36)

Calcolo dell'armatura: Carico 8800 kg/m

$$M_i = \frac{q l^2}{8} = 24000 \text{ kgm}$$

H = 80 cm

b = 40 cm

$h_o = 75 \text{ cm}$

$\sigma_c = 62 \text{ kg/cmq}$

$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cmq}$

$A_f = 23 \text{ cmq}$

$$M_m = \frac{q l^2}{14,3} = 13400 \text{ kgm}$$

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

$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cmq}$

$A_f = 13,5 \text{ cmq}$

Trave I3-20 (29-36)Carico trasmesso dai pilastri $p_1 = 8800 \text{ kg/m}$ Trave di fondazione $p_2 = \frac{1500}{10300} \text{ kg/m}$

Larghezza fondazione $l = 1,20$ Carico sul terreno $\sigma_f = 0,86 \text{ kg/cm}^2$
l'armatura della trave è identica a quella della I-4

Trave 2I-28Carico trasmesso dai pilastri $p_1 = 9500 \text{ kg/m}$ travi di fondazione $p_2 = \frac{1500}{11000} \text{ kg/m}$ Larghezza fondazione $l = 1,20$ Carico sul terreno $\sigma_t = 0,92 \text{ kg/cm}^2$

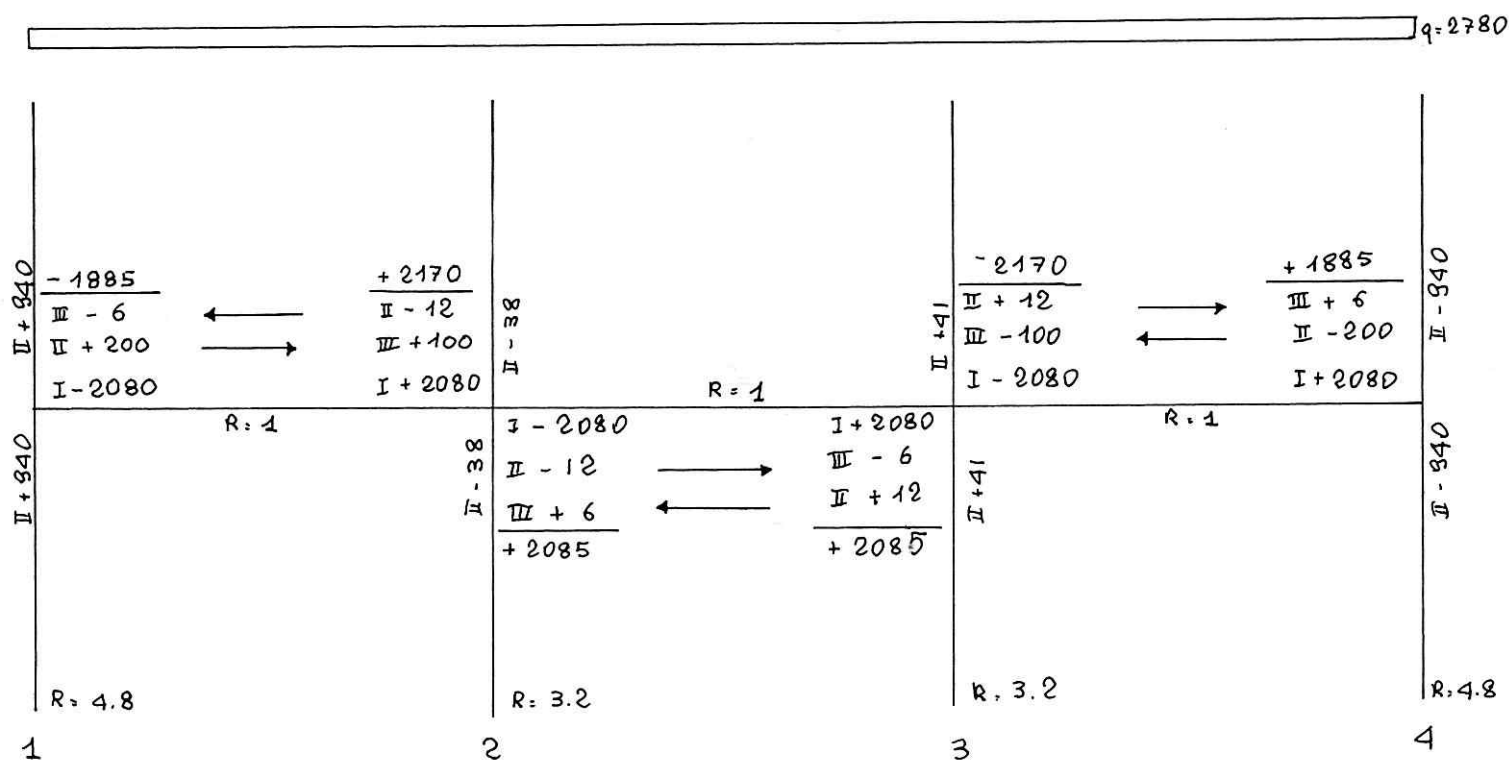
L'armatura delle travi è identica a quella della 5-8

Trave IO-I6 (II-I7)Carico trasmesso dai pilastri $p_1 = \frac{18550 \times 2}{4,8} = 7800 \text{ kg/m}$ muratura seminterrato $p_2 = 1800 \text{ kg/m}$ Trave di fondazione $p_3 = \frac{1500}{11100} \text{ kg/m}$ Larghezza della fondazione $l = 1,20$ carico sul terreno $\sigma_f = 0,93 \text{ kg/cm}^2$

TRAVI PIANO TIPOTrave I-4

Carico: solaio I,85x670 = 1250 kg/m
 trave 480 "
 muratura 1050 "
 2780 kg/m

Risolvero il telaio con il metodo di Cross



$$M_2 = 2170 - 2780 \times 1,5 \times 0,1 = 1750 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h_0 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 6,7 \text{ cm}^2$$



$$M_m = \frac{q l^2}{16} = 1550 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 5,8 \text{ cm}^2$$

$$T_{\max} = 3600 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 4,8 \times 1,4 = 6,7 \text{ kg/cm}^2$$

Trave 5-8

Carico solaio 4,25x670=
trave

2840 kg/m

150 "
2990 kg/m

Risolvero il telaio con il metodo di Cross

q = 2990

$\begin{array}{r} \text{II} + 10 \\ \text{II} + 815 \end{array}$		$\begin{array}{r} -1650 \\ \hline \text{III} - 2 \\ \text{II} + 10 \\ \text{III} - 33 \\ \text{II} + 750 \\ \text{I} - 2380 \end{array}$	$\begin{array}{c} \leftarrow \\ \rightarrow \\ \leftarrow \\ \rightarrow \\ \text{---} \end{array}$	$\begin{array}{r} +2700 \\ \hline \text{II} - 5 \\ \text{III} + 5 \\ \text{II} - 66 \\ \text{III} + 375 \\ \text{I} + 2380 \end{array}$	$\begin{array}{c} 192 \\ -13 \\ \hline \text{II} \end{array}$	$R = 1$	$\begin{array}{r} \text{II} + 180 \\ \hline \text{III} - 5 \\ \text{II} + 61 \\ \text{III} - 375 \\ \text{I} - 2380 \end{array}$		$\begin{array}{c} \leftarrow \\ \rightarrow \\ \leftarrow \end{array}$	$\begin{array}{r} +1650 \\ \hline \text{II} - 10 \\ \text{III} + 30 \\ \text{II} - 750 \\ \text{I} + 2380 \end{array}$	$\begin{array}{c} \text{II} - 815 \\ \text{II} - 10 \\ \hline -825 \end{array}$	
$\begin{array}{r} \text{II} + 10 \\ \text{II} + 815 \end{array}$		$\begin{array}{c} R = 1 \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 13 \\ -13 \\ \hline \text{II} \end{array}$	$\begin{array}{r} \text{I} - 2240 \\ \text{II} - 66 \\ \text{III} + 30 \\ \text{II} - 5 \\ \hline -2280 \end{array}$	$\begin{array}{c} \rightarrow \\ \leftarrow \\ \rightarrow \end{array}$	$\begin{array}{r} \text{I} + 2240 \\ \text{III} - 33 \\ \text{II} + 61 \\ \text{III} - 2 \\ \hline +2280 \end{array}$	$R = 2.3$	$\begin{array}{c} R = 1 \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}$		$\begin{array}{c} 180 \\ +180 \\ \hline \text{II} \end{array}$	$\begin{array}{c} \text{II} - 815 \\ \text{III} - 10 \\ \hline -825 \end{array}$	$R = 1.1$
5		$R = 1.1$	6	7		8						

$$M_6 = 2700 - 2990 \times 1,55 \times 0,1 = 2250 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_0 = 18 \text{ cm}$$



$$\sigma_c = 70 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 8,70 \text{ cmq}$$

$$M_m = \frac{q l^2}{15} = 1900 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 62 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 7,1 \text{ cmq}$$

$$T_{\max} = 4200 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 4,2 \times 1,6 = 6,7 \text{ kg/cmq}$$

Trave I3-20

Carico:	solaio I,85x670 =	1250 kg/m
	trave	480 "
	muratura	<u>1050</u> "
		2780 kg/m

$$M_i = \frac{q l^2}{12} - \frac{q l}{2} \times 0,06 = 1850 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 69 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 7,3 \text{ cmq}$$

$$M_i = 1850 \text{ kgm}$$

$$H = 18 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 67$$

$$\sigma_f = 1200$$

$$A_f = 10,5 \text{ cmq}$$

$$M_m = \frac{q l^2}{16} = 1570 \text{ kgm}$$

$$H = 18 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 66 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}$$

$$A_f = 7,5 \text{ cmq}$$

$$T_{\max} = 3900 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 5,3 \times 1,6 = 8,5 \text{ kg/cm}$$

Trave 21-24

carico: solaio $4,25 \times 670 = 2840 \text{ kg/m}$
trave $\frac{150}{2990 \text{ kg/m}}$

$$M_i = \frac{ql^2}{12} - \frac{ql}{2} \times 0,06 = 2000 \text{ kgm}$$

$$H = 20$$

$$b = 60$$

$$h_o = 18$$

$$\sigma_c = 65$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 7,5$$

$$M_m = \frac{ql^2}{16} = 1750 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 60$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 6,5$$

$$T_{\max} = 4200 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 4,2 \times 1,6 = 6,7 \text{ kg/cmq}$$

SOLAIO PIANO TIPO

Zona S

Carico 630 kg/mq Due campate continue di interassi uguali a $m4,55$

Il momento all'appoggio centrale viene calcolato considerando
alle estremità in momenti pari a $\frac{1}{20} ql^2$

$$M_i = \frac{ql^2}{10} \pm \frac{ql}{2} \times 0,30 \times 0,5 = 1100 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

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

$$h_o = 18 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_f = 1800 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 3,65 \text{ cmq/ml}$$



$$M_m = \frac{q l^2}{13,5} = 980 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 37$$

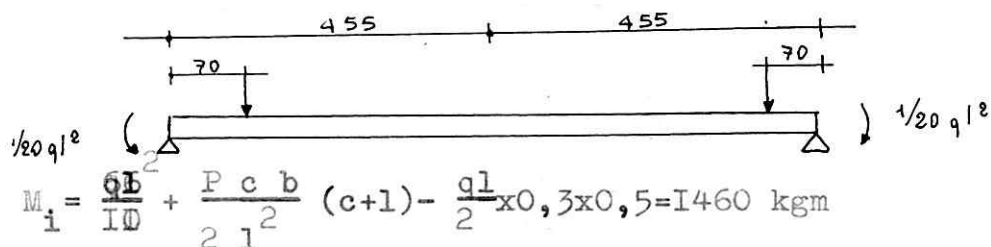
$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 3,26 \text{ cm/ml}$$

Zona B

Carico distribuito 630 kg/mq

Carico concentrato 1050 kg



$$H = 20 \text{ cm}$$

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

$$h_o = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 47$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 4,85 \text{ cmq/ml}$$

Zona c Carico distribuito 850 kg/mq

$$M_i = \frac{q l^2}{10} - \frac{q l}{2} \times 0,3 \times 0,5^2 = 1460 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

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

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 47$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 4,85 \text{ cmq/ml}$$

SCALA

Calcolo dei gradini -

I gradini sono ottenuti a sbalzo da una trave a doppio ginocchio con due appoggi intermedi.

Si considera una sezione resistente I2x27 soggetta ad un carico distribuito di $800 \times 0,42 = 340 \text{ kg/m}$ e ad un carico concentrato all'estremità pari a 70 kg

$$M_i = \frac{ql^2}{2} + PL = \frac{340 \times I, I^2}{2} + 70 \times I, I = 270 \text{ kgm}$$

H=27 cm

b=I2 cm

h=25

 $\sigma_c = 37$ $\sigma_f = 1600$ $A_f = 0,8 \text{ cmq}$ Trave I6-38 (37-10) luce m.I,60

Carico: peso proprio I50 kg/m

solaio I,3x800=1040 kg/m
1190 kg/m

$$M_i = M_m = \frac{ql^2}{12} = 255 \text{ kgm}$$

H=30

h= 20

 $h_o = 28$ $\sigma_c = 25$ $\sigma_f = 1600$ $A_f = 0,6 \text{ cmq}$ Trave 38-37 (40-39) luce m.2,20

Carico : peso proprio

I50 kg/m

scala $800 \times I, I$

880 "

muratura

2100 "3130 kg/m



$$M_i = M_m = \frac{q l^2}{12} = 1250 \text{ kgm}$$

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h_o = 28 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 57$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 3 \text{ cmq}$$

TRAVE SOFFITTO

Trave 5-8

Carico: peso proprio 150 kg/m
soffitto 200x4,5 = 900 "
1050 kg/m

$$M_i = \frac{q l^2}{12} - \frac{q l}{2} \times 0,2 \times 0,5 = 640 \text{ kgm}$$

$$H = 12 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 68 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 5 \text{ cmq}$$

TRAVI DI COPERTURA

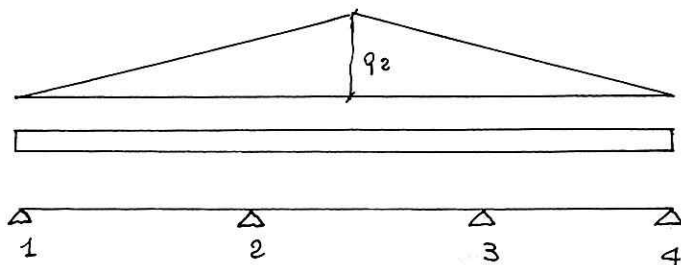
Trave I-4

carico: copertura: la distribuzione del carico è
triangolare con valore massimo $q = 1450 \text{ kg/m}$
soffitto: 2,2x200 = 440 kg/m
peso proprio trave: 300 kg/m



Valore massimo del momento dovuto alla spinta orizzontale

$$M = 2 \times 0,50 \times 3150 \times 0,50 = 1600 \text{ kgm/m}$$



$$q_2 = 1450 \text{ kg/m}$$

$$q_I = 740 \text{ kg/m}$$

Risolvendo la trave continua si ottiene

$$M_2 = M_3 = 1450 \text{ kgm}$$

$$H = 62$$

$$b = 20$$

$$h_o = 60$$

$$\sigma_c = 28 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 2 \text{ cmq}$$

Calcolo della staffe:

$$M = 1600 \text{ kgm}$$

$$H = 20$$

$$b = 100$$

$$h_o = 18$$

$$\sigma_c = 45$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 6 \text{ cmq/ml}$$

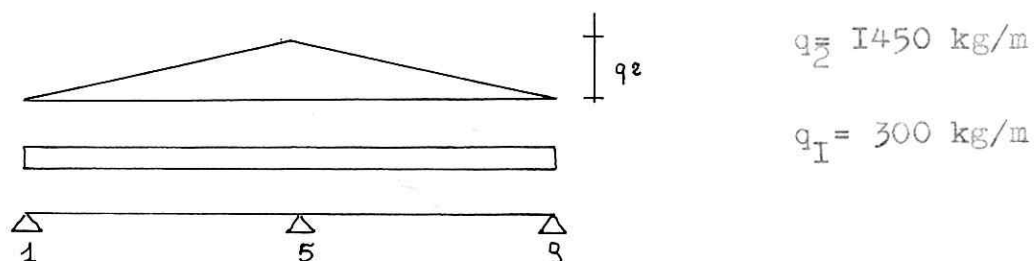
Trave I-9

Carico: copertura - la distribuzione al carico è triangolare
con valore massimo $q = 1450 \text{ kg/m}$

Peso proprio trave 300 kg/m



Valore massimo del momento dovuto alla spinta orizzontale
 $M = Z \times 0,50 = 3150 \times 0,50 = 1600 \text{ kg/m}$



$$M_5 = 2950 \text{ kgm}$$

$$H = 62$$

$$b = 20$$

$$h_o = 60$$

$$\sigma_c = 40$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 3,3 \text{ cmq}$$

SOFFITTO

Solaio continuo di due campate di interassi 4,55 m

$$M_i = \frac{q l^2}{12} = \frac{200 \times 4,55^2}{12} = 345 \text{ kgm}$$

$$H = 12 \text{ cm}$$

$$b = 100$$

$$h_o = 10$$

$$\sigma_c = 40$$

$$\sigma_t = 1800$$

$$b A_f = 2 \text{ cmq/ml}$$

$$M_m = \frac{q l^2}{15} = 275 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 35$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 1,6 \text{ cmq/ml}$$

Calcolo del solaio di copertura

Il calcolo delle falda viene eseguito ripartendola
 configurazione reale a quella di una capriata parzialmente
 incastrata con le seguenti caratteristiche geometriche



$$l = 4,60$$

$$L = 9,40 \text{ m}$$

$$= 1,25 \text{ m}$$

$$p = 27\%$$

Si considerano separatamente le due condizioni di carico uniformemente distribuito su entrambe le falde e di carico uniformemente distribuito su un'unica falda.

$$p_1 = 330 \text{ kg/m (su entrambe le falde)}$$

$$p_2 = 100 \text{ kg/m (su una sola falda)}$$

$$p_3 = 180 \text{ kg/m (su entrambe le falde)}$$

Zona I

Sovraccarico su entrambe le falde

$$\text{Momento all'appoggio estremo } M_1 = \frac{1}{24} q l^2 = 290 \text{ kgm/m}$$

$$H = 14$$

$$b = 100$$

$$h_o = 12$$

$$\sigma_c = 30$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 1,4 \text{ cmq/ml}$$

$$\text{Momento all'appoggio centrale } M_2 = \frac{1}{9,6} p l^2 = 730 \text{ kgm/m}$$

$$\sigma_c = 51 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1800 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 3,70 \text{ cmq/ml}$$

$$\text{Momento in mezzaria } M_m = \frac{1}{13,5} p l^3 = 520 \text{ kgm/m}$$

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

$$\sigma_f = 1800 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 2,6 \text{ cmq/ml}$$

$$\text{Spinta orizzontale } Z = \frac{27}{48} \frac{p l^2}{m} = 3150 \text{ kg/m}$$

$$\text{La spinta complessiva nella zona I è } Z_t = 3150 \times 2,2 = 7000 \text{ kg}$$



Tirante in calcestruzzo di sezione I2xI5 cm 4φI4

$$\text{infatti } K_c (A_f 40 + A_c) \leq S$$

$$20(6 \times 40 + I,80) = 8400 \times 7000$$

$$\text{Inoltre } \sigma_f = \frac{7000}{6} = 1150 \text{ kg/cm}^2$$

La sezione e l'armatura del tirante è tale da montare la σ nel ferro entro il carico di sicurezza e σ nel calcestruzzo a trazione inferiore al valore di rottura.

Sovraccarico su una sola falda

Momento all'appoggio esterno

$$M_I = - \frac{1}{24} P_3 l^2 \times \frac{5}{96} P_2 l^2 = 270 \text{ kgm/m}$$

Momento all'appoggio centrale

$$M_2 = \frac{5}{48} P_3 l^2 - \frac{5}{96} P_2 l^2 = 510 \text{ kgm/m}$$

Momenti in mezzaria $M_m = 145 \text{ kgm/m}$

$$\text{Spinta orizzontale } Z = \frac{27}{96} P_2 \frac{l^2}{f} + \frac{27}{48} P_3 \frac{l^2}{f} = 2230 \text{ kg/m}$$

I valori trovati sono tutti inferiori al caso di sovraccarico su entrambe le falde.

Zona 2

$$l = 2,25 \text{ m}$$

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$F = 61 \text{ cm}$$

$$p = 27\%$$

$$M_I = 70 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 175 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$