

I.S.E.S. - BRINDISISolai di copertura

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

Soffitto

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

POPOLARI -

Solai piano tipo

peso proprio FABBRICATI B-C	230 kg/mq
pavimento e intonaco	100 "
tramezzi	90 "
sovraccarico accidentale	250 "
	<u>670 kg/mq</u>

In corrispondenza di tramezzi tutti i solai vengono
rinforzati tenendo conto del maggior carico indipen-

Impresa: Consorzio Ravennate Cooperative di
dientemente del sovraccarico accidentale.
Produzione e Lavoro

Falconi

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

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE
PORTANTI -

ORDINE DEGLI INGEGNERI
Provincia di Ravenna



Dott. Ing. Bolzoni Ivd N.194

Ing. Bolzoni Ivd

ANALISI DEI CARICHI

<u>Sole</u>	300 kg/mq
peso proprio	100 "
<u>Solaio di copertura</u>	400 "
sovraccarico accidentale	150 kg/mq
Peso proprio (H=I2+2)	300 kg/mq
lastre di eternit	30 "
sovraccarico	150 "
	330 kg/mq
Carparo cm.15 e forati cm.6	350 kg/mq
<u>Soffitto</u> 250x3	1050 I200 kg/mq

Solaio piano tipo

peso proprio (H.I6+4)	2,70 230 kg/mq
pavimento e intonaco	100 "
tramezzie le strutture in elevazione si pre 90 de "l'impiego	
sovraccarico accidentale stenza. Per i co 250 ar "i si è	
fissata una σ_{max} di 70 kg/cmq imponendo di p maggiore	670 kg/mq
o uguale a 210 kg/cmq.	

In corrispondenza di tramezzi tutti i solai vengono di rinforzati tenendo conto del maggior carico indipendentemente dal sovraccarico accidentale. si prevede l'uso di ferro Aq 50-60 con sollecitazioni massime di 1600 kg/cmq

Balconi

peso proprio (H I6+2)	180 kg/cmq
pavimento e intonaco	100 "
sovraccarico accidentale	400 "
	680 kg/mq

Scale

ESAME DEI CARICHI SUI PILASTRI

peso proprio	300	kg/mq	
pavimentazione	100	"	
sovraccarico accidentale	400	"	
Copertura: solaio soffitto	430x2,35	800 kg/mq	500 kg
trave e cornicione	500x3,85	=	1900 "
<u>Muratura esterna</u>	0,3x0,25x2500x3=	600 "	
		4000 kg	4000 kg
Carparo cm.15 e forati cm.6	350	kg/mq	
per piano 350x3	670x2,35x1,50=	1050 "	2350 kg
	trave 300x3,85	=	1150 "
<u>Tramezzi da cm.6</u>	ura 3,5x1050 =	3700 "	
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/cmq imponendo un σ_r maggiore o uguale a 210 kg/cmq.

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

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

pilastro	600 "	5100 kg	5100 kg
Piano terzo: solaio	670x2,35x3=	4700 kg	
trave	300x3,00=	900 "	
murature	2,75x1050=	2900 "	
pilastro	600 "	9100 kg	14200 kg
Piano secondo		9100 "	23300 "
Piano primo		9300 "	39500 "

Pilastri 1-4-9-12-13-20-29-36 ESAME DEI CARICHI SUI PILASTRI

Copertura: solaio e soffitto 430x4,7x1,5 = 3000 kg

Pilastri 1-4-9-12-13-20-29-36

Copertura: solaio soffitto 430x2,35x1,50 = 1500 kg

Piano terzo: trave e cornicione 500x3,85 = 1900 "

pilastro 0,3x0,25x2500x3 = 600 "

4000 kg 4000 kg

Piano terzo: solaio 670x2,35x1,50 = 2350 kg

trave 300x3,85 = 1150 "

Piano secondo: muratura 3,5x1050 = 3700 "

Piano primo: pilastro 600 "

7800 kg 11800 kg

Piano secondo: 23-24-25-26-27

7800 " 19600 kg

Piano primo

Copertura: solaio e soffitto 430x4,7x3 = 8000 " 27600 kg

trave 350x3 = 750 "

600 "

Pilastri 2-3-10-11-14-15-16-17-18-19-30-31-32-33-34-35

7350 kg 7350 kg

Copertura: solaio e soffitto 430x2,35x3,00 = 3000 kg

Piano terzo: trave e cornicione 500x3,00 = 1500 "

pilastro 600 "

5100 kg 5100 kg

Piano terzo: solaio 670x2,35x3 = 4700 kg

Piano secondo: trave 300x3,00 = 900 "

Piano primo: muratura 2,75x1050 = 2900 "

pilastro 600 "

9100 kg 14200 kg

Piano secondo"

9100 " 23300 "

Piano primo

9300 " 32600 "

Pilastri 5-8-2I-28

Copertura: solaio e soffitto	430x4,7xI,5=	3000 kg	
Copertura trave e cornicione	500x5,4x30=	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 "
		35000 kg	18550 kg

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 "



Verifica pilastri piano terra

Pilastri 37-38-39-40

Carico Kg		Sezione cm.	Armadura	σ_c
Copertura solaio e soffitto 2,2xI,4x430=			I300 kg	
1-4-9-12-1 pilastro	27500	20x50	4φ14	25
29-36		40x25	4φ14	
			I750 kg	I750 kg
2-5-10-11-14-15		20x50	4φ14	30
Piano terzo: solaio 0,95xI,4x800 =			I050 kg	
31-32-33-34-35		20x50	4φ14	
5-8-21-28	41300	20x50	4φ14	38
scala I,3xI,1x800 =		40x25	4φ14	
muratura I,3x2000 =		20x50	4φ14	
6-7-22-23-24		40x25	4φ14	27
25-26-27			4φ14	
trave 2,2xI50=			450 "	
pilastro		20x40	450 "	21
37-38-39-40	18550		5600 kg	7350 kg
Piano secondo			5600 kg	I2950 kg
Piano primo			5600 kg	I8550 kg

Verifica pilastri piano primo

Pilastri	Carico Kg	Sezione cm.	Armadura	σ_c
1-4-9-12-13-20	I9600	20x40	4φ14	23
29-36		30x25	4φ14	24
2-5-10-11-14-15	23300	20x40	4φ14	27
16-17-18-19-30-		30x25	4φ14	29
31-32-33-34-35		20x40	4φ14	27
5-8-21-28	29560	30x25	4φ14	26
6-7-22-23-24	29150	20x40	4φ14	27
25-26-27		30x25	4φ14	36
37-38-39-40	I2950	20x40	4φ14	15



Travi pannello di fondazione
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-I9-30-3I-32-33-34-35	32600	20x50 40x25	4 ϕ I6 4 ϕ I6	30
5-8-2I-28	4I300	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	I8550	20x40	4 ϕ I6	2I

pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_g = 0,38 \text{ kg/cm}^2$

La trave viene calcolata come continua su appoggi approssimati dai pilastri

Verifica pilastri piano primo

Pilastri	Carico kg	Sezione cm.	Armatura	σ_c
I-4-9-I2-I3-20-29-36	I9600	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	23 24
2-3-I0-II-I4-I5 I6-I7-I8-I9-30-3I-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	29I50	20x40 30x25	4 ϕ I4 4 ϕ I4	34 36
37-38-39-40	I2950	20x40	4 ϕ I6	I5

$\sigma_g = 2,9 \text{ kg/cm}^2$

Travi rovescie di fondazione

Trave I-4-(9-I2) = 920 kgm

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

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

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

Trave di fondazione pilastri $p_3 = \frac{1500}{17,1} = \frac{1500}{11800} \text{ kg/m}$

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 valcolata come continua su appoggi rappresentati dai pilastri e soggetta ad un carico pari a 8800 kg/m

la pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_f = 0,98 \text{ kg/cm}^2$
 $M_1 = \frac{q l^2}{10} = 7900 \text{ kgm}$

H=80 cm

b= 40 cm

 $h_o = 75 \text{ cm}$ $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ $A_f = 8 \text{ cm}^2$

Calcolo dell'armatura: Carico 8800 kg/m
 $M_m = \frac{q l^2}{12,5} = 6300 \text{ kgm}$

 $\sigma_c = 35 = 24000 \text{ kgm}$ $\sigma_f = 1400$ $A_f = 6,5 \text{ cm}^2$ Verifica al punzonamento dei pilastri 2-3 $h_o = 75 \text{ cm}$

P= 32600

 $r = \frac{P}{A} = \frac{32600}{11200} = 2,9 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c = 52 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ $A_f = 23 \text{ cm}^2$

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

 $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ $A_f = 13,5 \text{ cm}^2$



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

$h_o = 30 \text{ cm}$

$\sigma_c = 17 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$A_f = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mq}$

Trave 5-8 (21-28)

Carico tramezzo dei pilastri

$$p_1 = \frac{4 \times 1300 \times 2 \times 40250 \times 2}{17,1} = 9500 \text{ kg/m}$$

Muratura cantinato

$$p_2 = \frac{9500 \text{ kg/m}}{11,800} = 800 \text{ "}$$

Trave di fondazione

$$p_3 = \frac{1500}{11,800} = 127 \text{ kg/m/cm}$$

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

la pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_f = 0,98 \text{ kg/cm}^2$

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

Trave I-9 (4-I2, I3-29, 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

$h_o = 75 \text{ cm}$

$\sigma_c = 62 \text{ kg/cm}^2$

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

$A_f = 23 \text{ cm}^2$

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

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

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

$A_f = 13,5 \text{ cm}^2$



TRAVI PIANO TIPO

Trave I3-20 (29-36)Carico trasmesso dai pilastri $p_I = 8800 \text{ kg/m}$ Trave di fondazione I,85x670 $p_2 = \frac{1500}{10300} \text{ kg/m}$ 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

Calcolo il telaio con il metodo di Cross

Trave 2I-28Carico trasmesso dai pilastri $p_I = 9500 \text{ kg/m}$ 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 $p_I = \frac{18550 \times 2}{4,8} = 7800 \text{ kg/m}$ 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 $\sigma_f = 0,93 \text{ kg/cm}^2$ $- 2170-2780 \times 1,5 \times 0,1 = 1750 \text{ kg/m}$ $b = 20 \text{ cm}$ $b = 45 \text{ cm}$ $h_0 = 18 \text{ cm}$ $\sigma_f = 0,70 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ $A_f = 6,7 \text{ cm}^2$

TRAVI PIANO TIPOTrave I-4

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

Risolvo il telaio con il metodo di Cross

Risolvo il telaio con il metodo di Cross				q=2780
$\begin{array}{r} -1885 \\ \text{II} - 6 \\ \text{II} + 200 \\ \text{I} - 2080 \end{array}$		$\begin{array}{r} +2170 \\ \text{II} - 12 \\ \text{III} + 100 \\ \text{I} + 2080 \end{array}$		
R. 1		R. 1		
$\begin{array}{r} -1850 \\ - 2 \\ + 10 \\ - 33 \\ + 750 \\ \text{R. 4.8} \end{array}$		$\begin{array}{r} +2700 \\ \text{II} - 5 \\ \text{III} + 5 \\ \text{II} - 66 \\ \text{III} + 375 \\ \text{I} + 2380 \end{array}$		
R. 1		R. 1		
$\begin{array}{r} 2-2240 \\ \text{II} - 66 \\ \text{III} + 30 \\ \text{II} - 5 \\ - 2280 \end{array}$		$\begin{array}{r} \text{I} + 2240 \\ \text{III} - 33 \\ \text{II} + 61 \\ \text{III} - 2 \\ + 2280 \end{array}$		
R. 1		R. 1		
$\begin{array}{r} 3 \\ + 15 \end{array}$		$\begin{array}{r} 4 \\ + 15 \end{array}$		

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

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

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

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

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

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

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

$$M_3 = 2700 - 2780 \times 1,55 \times 0,1 = 2250 \text{ kgm}$$

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

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

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



$\sigma_{\text{max}} = 150 \text{ KPa}$

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

$$A_f = 5,8 \text{ cmq}$$

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

$$\rho_{\text{max}} = 2,2 \cdot 10^{-6} = 2,2 \text{ kg/cm}^3$$

2840 kg/m

I50 "

$$\underline{\quad 20 \quad}$$

$$2990 \text{ kg/m}$$

trava

Risolve il telaio con il metodo di Cross

q. 2990

$$= \frac{91}{10} + \frac{91}{8} \times 0,06 = 1850 \text{ кг/м}$$

II-132
II-13

$$R = 1$$

 $\Pi + 180$

R. 1

I - 13
I - 192

$R = 2.9$

R: 1.1

P. 2. 9

II + 180

8

R: 1.1

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

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

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



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

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

$$A_f = 8,7 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_c = 62 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_f = 7,1 \text{ cm}^2$$

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

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

Trave I3-20

Carico: solaio I,85x670 =

1250 kg/m

trave

480 "

muratura

$\sigma_f = 1600$

1050 "

2780 kg/m

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

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

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

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

$$\sigma_c = 69 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_f = 7,3 \text{ cm}^2$$

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

Carico 630 kg/m

$$H = 18 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm} \quad h_o = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 67$$

$$\sigma_f = 1200$$

$$A_f = 10,5 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

$$\sigma_c = 66 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_f = 7,5 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_{\max} = 5,3 \times 1,6 = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

Trave 21-24

$$\begin{array}{rcl} \text{carico: solaio} & 4,25 \times 670 = & 2840 \text{ kg/m} \\ \text{carico: solaio} & 4,25 \times 670 = & 2840 \text{ kg/m} \\ \text{trave} & & \underline{150} \text{ "} \\ & & 2990 \text{ kg/m} \end{array}$$

$$M_i = \frac{q l^2}{12} \cdot \frac{q l}{2} \times 0,06 = 2000 \text{ kgm}$$

$$H = 20$$

$$b = 60$$

$$h_o = h_o = 18$$

$$\sigma_c = 65$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = A_f = 7,5$$

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

$$\sigma_c = 60$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = A_f = 6,5$$

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

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

SOLAIO PIANO TIPO

Zona A

Carico 630 kg/mq

Zona B

Carico 630 kg/mq

Due campate continue di interassi uguali a 4,55

Due campate continue di interassi uguali a 4,55

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

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 3,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

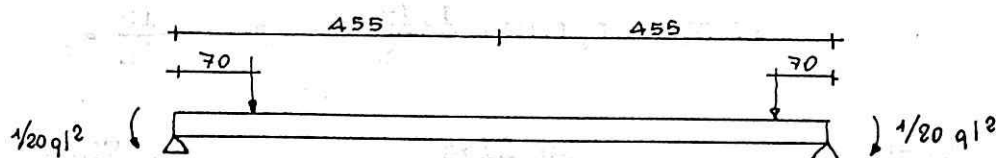


$$M_m = \frac{q l^2}{13,5} = 980 \text{ kgm}$$

$\sigma_c = 37$ sono ottenuti $\sigma_f = 1800$ da una $A_f = 3,20 \text{ cm/ml}$
 ginocchio con due appoggi intermedi.

Il coniforma una sezione resistente 1427 soggetta ad un
 Zona B

carico distribuito 630 kg/mq
 Carico concentrato 1050 kg



$$M_i = \frac{q l^2}{10} + \frac{P c b}{2 l^2} (c+1) - \frac{q l}{2} \times 0,3 \times 0,5 = 1460 \text{ kgm}$$

$H = 20 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

$h_o = 18 \text{ cm}$

$\sigma_c = 47$

$\sigma_f = 1800$

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

Zona c Carico distribuito 850 kg/mq

$$M_i = \frac{q l^2}{10} - \frac{q l}{2} \times 0,30 \times 0,5^2 = 1460 \text{ kgm}$$

$H = 20 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$h_o = 18 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 18 \text{ cm}$

$\sigma_c = 47$

$\sigma_f = 1800$

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

Trave 36-37 (40-39) $luc = 3,20$

Carico e peso proprio

scale 800x1,1

muratura

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 12x27 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

$$M_i = \frac{q l^2}{2} + PL = \frac{340 \times 1,1^2}{2} + 70 \times 1,1 = 270 \text{ kgm}$$

Carico: peso proprio 150 kg/m

H=27 cm soffitto b=12 cm 800 " h=25

 $\sigma_c = 37$ $\sigma_f = 1600$ 1090 kg/m $A_f = 0,8 \text{ cmq}$ Trave 16-38 (37-10) luce m. 1,60

Carico: peso proprio 150 kg/m

solaio 1,3x800=1040 kg/m

1190 kg/m

 $\sigma_c = 60 \text{ kg/cmq}$ $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cmq}$ $A_f = 0,8 \text{ cmq}$

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

H=30

h= 20

h_o=28 $\sigma_c = 25$ $\sigma_f = 1600$ $A_f = 0,6 \text{ cmq}$

Carico: 2,3x800 = 440 kg/m

Trave 38-37 (40-39) luce m. 2,20 kg/m

Carico : peso proprio

150 kg/m

scala 800x1,1

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 5-8

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_c = 45$$

$$\sigma_f = 1600$$

TRAVI DI COPERTURA

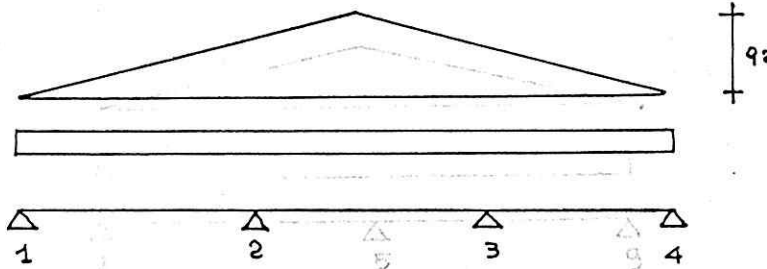
Trave I-4

carico: copertura: la distribuzione del carico è
triangolare con valore massimo $q = 1450 \text{ kg/m}$
soffitto: $2,2 \times 200 = 440 \text{ kg/m}$
peso proprio trave: 300 kg/m



Valore massimo del momento dovuto alla spinta orizzontale

$$M = 2 \times 0,50 \times 150 \times 0,50 = 1600 \text{ kgm/m}$$



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

$$q_1 = 740 \text{ kg/m}$$

Risolvendo la trave continua si ottiene

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

$$H = 62$$

$$b = 20$$

$$h_o = 60$$

$$\sigma_c = 28 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

Calcolo della staffe:

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

SOFFITTO

$$H = 20$$

$$b = 100$$

$$h_o = 18$$

$$\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2 = \frac{200 \times 4,55^2}{12} \quad \sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Trave I-9

Carico: copertura - la distribuzione al carico è triangolare

$$\sigma_c = 40$$

con valore massimo $q = 1450 \text{ kg/m}$

Peso proprio trave 300 kg/m

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = 275 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 12$$

$$\sigma_f = 1800$$

$$A_f = 1,7$$

Calcolo della staffa di copertura

Il calcolo della staffa viene eseguito in base alla

configurazione reale a quella di una staffa di copertura

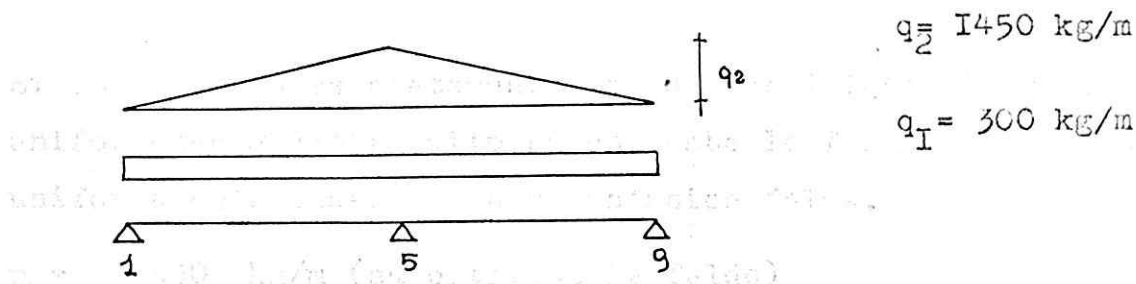
caratterizzata con le seguenti caratteristiche costruttive



Valore massimo del momento dovuto alla spinta orizzontale

$$M = Z \times 0,50 = 3150 \times 0,50 = 1600 \text{ kg/m}$$

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



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

$$H = 62$$

$$b = 20$$

$$h_0 = 60$$

$$\sigma_c = 40$$

$$\sigma_f = 1600$$

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

La falda si contrae su entrambi i lati

La falda si contrae su entrambi i lati

$H = 14$ $b = 100$ SOFFITTO

Solaio continuo di due campate di interassi 4,55 m

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

$$H = 51 \text{ kg/cm}$$

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

$$b = 100$$

$$h_0 = 10$$

$$\sigma_c = 40$$

$$\sigma_t = 1800$$

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

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

$$\sigma_c = 35$$

$$\sigma_f = 1800$$

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

Calcolo del solaio di copertura

Il calcolo della falda viene eseguito ripartendola in configurazioni reali 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

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

$$H = 14$$

$$b = 100$$

$$h_0 = 12$$

$$\sigma_c = 30$$

$$\sigma_f = 1800$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tirante in calcestruzzo di sezione I2xI5 cm 4φI4

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

$$20(6 \times 40 + 1,80) = 8400 \times 7000$$

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

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

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

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

$$p = 27\%$$

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

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

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

$$\sigma_f = 1800$$

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