ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI PER LA

PER LA PROVINCIA DI BRINDISI

COSTRUZIONE CASE POPOLARI IN BRINDISI - QUARTIERE S.ELIA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

IMPRESA ING.: RUGGERO LECCISI

Relazione Riveduta 12/4/68

STUDIO TECNICO

Dott.Ing.Leonardo POTI

B R I N D I S I

QUARTIERE SANT' ELIA

Carichi unitari:

Solaio

p.p. solaio		250 Kg/mq
inc. tramezzi		100 "
pav. + int.		100 "
		450 Kg/mq
	c.a.	250 "
		700 Kg/mq

balconi

p.p. solaio		250 Kg/mq
pav. + int.		100 "
		350 Kg/mq
	c.a.	400 "
		750 Kg/mq

muratura a cassetta

mattoni forati	120 Kg/mq
	150 "
int. int.	30 "
int. est.	50 "
	350 Kg/mq
$350 \times 2,80 =$	980 Kg/ml

scale

sottogrado $0,05 \times 2500$		120 Kg/mq
gradino $\frac{0,16 \times 0,30 \times 3 \times 2500}{2}$		200 "
rivestimento		100 "
intonaco		30
		450 Kg/mq
	c.a.	400 "
		850 Kg/mq

PILASTRI 1 - 9 - 19 - 27

m. attico	$350 \times \frac{2,60+4,8}{2}$	1300 Kg	
travi	$400 \times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	1450 Kg	
solaio	$700 \times \frac{2,45 \times 5,0}{4}$	2150 Kg	
muratura	$980 \times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	3550 Kg	
pilastro		750 Kg	
	c.a. quota 11.10	9200 Kg	9.200 Kg

Piano tipo:

travi		1450 Kg	
solaio		2150 Kg	
muratura		3550 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		8150 Kg	
	8150 × 4	32.600 Kg	32.600 Kg
a detrarre	murat. piano cantinato		- 3.550 Kg
	scarico pilastro		38.250 Kg

PILASTRI 2 - 20 - 7 - 24 - 26

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	$700 \times 2,6 \times \frac{5,0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
	c.a. quota 11.10	9.480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi		920 Kg	
solaio		4600 Kg	
balcone	$750 \times \frac{2,6}{2} \times 1,2$	1200 Kg	

muratura		2300 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		10020 Kg	
10.020 × 3		30060 Kg	30.060 Kg

Piano cantinato:

travi		920 Kg	
solaio		4600 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		6520 Kg	6.520 Kg
scarico pilastro			46.060 Kg

PILASTRI 3 - 6 - 21 - 25

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	$700 \times 2,6 \times \frac{5,0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
c.a. quota 11,10		9480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi		910 Kg	
solaio		4600 Kg	
muratura		2300 Kg	
balconi	750 × 2,6 × 1,2	2300 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		11.110 Kg	
11.110 × 3 =			33.330 Kg

Piano cantinato:

travi		910 Kg	
solaio		4600 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		6510 Kg	6.510 Kg
scarico pilastro			49.320 Kg

PILASTRI 4 - 5

cop. scala	$600\times \frac{2,6}{2} \times \frac{5,0}{2}$	1950 Kg	
trave	$400\times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	1450 Kg	
m. attico	$350 \times 2,6$	900 Kg	
travi	$400\times 2,3 + \frac{5,0}{2}$	1900 Kg	
solaio	$700\times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2300 Kg	
scala	$850\times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2800 Kg	
scala	$850\times 0,5 \times 2,6$	1100 Kg	
muratura	$0,80\times \frac{3,3+2,3+5,0}{2}$	5200 Kg	
pilastro		750 Kg	
	carico a quota 11,10	18.350 Kg	18.350 Kg

Piano tipo:

solaio		2300 Kg	
scala	2800 + 1100	3900 Kg	
balcone	$750 \times \frac{2,6}{2} \times 1,2$	1250 Kg	
muratura		5200 Kg	
travi		1900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		15.550 Kg	
	15.550 × 3		46.650 Kg

Piano cantinato:

solaio		2300 Kg	
travi		1900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		5200 Kg	5.200 Kg
	Scarico pilastro		70.200 Kg

PILASTRO 8

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	$700 \times 2,6 \times \frac{5,0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
carico a quota 11.10		9480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi	920 Kg	
solaio	4600 Kg	
muratura	2300 Kg	
pilastro	1000 Kg	
	8820 Kg	
8820 × 3		26.460 Kg

Piano cantinato:

solaio	4600 Kg	
travi	920 Kg	
pilastro	1000 Kg	
	6520 Kg	6.520 Kg
scarico pilastro		42.460 Kg

PILASTRO 22

come analisi pilastro n. 20	46.100 Kg
muratura da cm. 20	
$0,20 \times 1400 \times 3,00 \times \frac{4,6}{4} \times 4$	3.900 Kg
	50.000 Kg

PILASTRO 23

come analisi pilastro n. 8	42.500 Kg
muratura da cm. 20	
$0,20 \times 1400 \times 3,00 \times \frac{4,6}{4} \times 4$	3.900 Kg
	46.400 Kg

PILASTRI 10 - 18

attico	350 × 5,45	1900 Kg	
solaio	$700 \times \frac{2,45}{2} \times 5,0$	4300 Kg	
travi	$400 \times \frac{2,3}{2} + 5,0$	2450 Kg	
muratura	980 × 5,0	4900 Kg	
pilastro		750 Kg	
	carico a quota 11.10	14300 Kg	14.300 Kg

Piano tipo:

solaio		4300 Kg	
travi		2450 Kg	
muratura		4900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		12650 Kg	
	12.650 × 3 =		37.950 Kg

Piano cantinato:

solaio		4300 Kg	
travi		2450 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		7750 Kg	7.750 Kg
	scarico pilastro		60.000 Kg

PILASTRI 11 - 12 - 15 - 16 - 17 Piano tipo:

solaio	700 × 2,6 × 5,0	9100 Kg	
travi	400 × 2,3	900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		11.000 Kg	
	11.000 × 4		44.000 Kg

Piano cantinato:

solaio		9100	
travi		900	10.000 Kg
		10000	44.000 Kg

PILASTRI 14 - 13

copertura scala	$600 \times \frac{2,6 \times 6,5}{4}$	2500 Kg	
travi	$400 \times \frac{2,3+5,0}{2}$	1450 Kg	
muratura	$\frac{2}{3}\ 980 \times \frac{2,6 + 5,0}{2}$	2500 Kg	
pilastro		750 Kg	
		7200 Kg	7.200 Kg

Piano tipo:

solaio	$700 \times 2,6 \times \frac{5,0}{2}$	4500 Kg	
	$700 \times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2300 Kg	
scala	$850 \times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2750 Kg	
travi	$400 \times (2,3+\frac{5,0}{2})$	1900 Kg	
muratura	$980 \times \frac{2,6+5,0}{2}$	3700 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		16.150 Kg	
	16.150 × 4 =		64.600 Kg

Piano cantinato:

solaio	4500 + 2300	6800 Kg	
travi		1900 Kg	
scala	$\frac{1}{2}\ 2700$	1350 Kg	
		9050 Kg	9.050 Kg
			80.850 Kg

=========

	CARICO (t)	DIMENSIONI (m)	Ac (cmq)	ϕ (mm)	Af (cmq)	σ_c (Kg/cmq)	STAFFE
1	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
2	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
3	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
4	70,2	35 × 40	1400	4 ϕ 20	12.57	46,1	ϕ 6 / 17,5
5	70,2	35 × 40	1400	4 ϕ 20	12.57	46,1	ϕ 6 / 17,5
6	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
7	46,1	30 × 40	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
8	42,5	30 × 40	900	4 ϕ 16	8.04	43,3	ϕ 6 / 15
9	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
10	60,0	30 × 40	1200	4 ϕ 18	10.18	43,9	ϕ 6 / 15
11	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
12	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
13	80,9	35 × 45	1575	6 ϕ 16	12.06	47,7	ϕ 6 / 17,5
14	80,9	35 × 45	1575	6 ϕ 16	12.06	47,7	ϕ 6 / 17,5
15	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
16	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
17	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
18	60,0	30 × 40	1200	4 ϕ 18	10.18	43,9	ϕ 6 / 15
19	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
20	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
21	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
22	50,0	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	44,3	ϕ 6 / 15
23	46,4	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	41,0	ϕ 6 / 15
24	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
25	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
26	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
27	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15

FONDAZIONI

PILASTRATA 1 - 9 L = 1.80 m

Scaridi pilastri:	$\frac{1}{2}$ 38,3+42,5+49,3+2×$\frac{2}{3}$ 70,2+		
	+49,3+46,1+$\frac{1}{2}$ 38,3	=	365,1 t
muratura P.C.:	8×2,30×1400	=	25,0 "
p.p. fondazioni:	0,96×2500×21,10	=	50,8 "
terra sovrast.:	(1,80-0,40)×1,60×1600 ×		
	×21,10	=	75,2 "
	Sommano		516,2 t

$$\sigma_t = \frac{516.200}{2110\times 180} = 1{,}36 \text{ Kg/cmq}$$

Carico al ml di trave rovescia:

$$p_c = \frac{365.200}{21{,}10} = 17.300 \text{ Kg/ml}$$

Data la uniformita' dei carichi, l'uguaglianza delle luci, la elevata rigidezza della trave rovescia, si calcolano le armature considerando la singola travata come incastrata sugli estremi:

$$M_a = \frac{1}{12}\ 17.300 \times \overline{2{,}60}^2 = 9700 \text{ Kgm}$$

$$M_m = \frac{1}{14{,}4}\ 17.300 \times \overline{2{,}60}^2 = 8100 \text{ Kgm}$$

H = 110 cm h = 105 cm b = 40 cm n = 10

σ_f = 1400 Kg/cmq

Per M_a = 9700 Kgm si ha: σ_c = 28 Kg/cmq Af = 6,95 cmq

si adoperano	5 ⌀ 10 correnti	3.93
	2 ⌀ 14 monconi	3.08
		6.93

Per M_m = 8100 Kgm si ha: σ_c = 25 Kg/cmq Af = 5,75 cmq

si adoperano 3 ⌀ 16 correnti = 6.03 cmq

Verifica la Taglio:

$$T = 17.300 \times \frac{2,60}{2} = 22.500 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{22.500}{0.9 \times 105 \times 40} = 5.95 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = 5.95 \times 40 \times \frac{2.60}{4} = 15.500 \text{ Kg}$$

Adoperando Staffe ϕ 8 / 20 a due braccia si ha:

$N_s = 7$ $\quad\quad$ $A_s = 7 \times 1.01 = 7,1$ cmq

$S_s = 7,1 \times 1400 = 9950$ Kg

$$Af_p = \frac{15.500 - 9.950}{1400 \times \sqrt{2} \cos 15°} = 2,9 \text{ cmq}$$

(si adoperano 2 ϕ 14 = 3.08 cmq)

MENSOLA:

$$M = 17.300 \times \frac{\overline{0.70}^2}{2} = 4230 \text{ Kgm}$$

per H = 40 cm $\quad$ b = 100 cm $\quad$ h = 37 cm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\quad$ n = 10 $\quad$ si ha

$\sigma_c = 34$ Kg/cmq $\quad$ $A_f = 8.70$ cmq/ml

Si adoperano 1 ϕ 14/40 cm + 1 ϕ 16/40 = 9.11 cmq/ml

=========

PILASTRATA 10 - 18

Scaridi pilastri: $2 \times \frac{1}{3}$ 60+5×44+2×80,9 = 421,8 t

p.p. fondazione : (come pilast. 1÷9) = 50,8 t

terra sovrastante: (" " ") = 75,2 t

Sommano 547,8 t

$$\sigma_t = \frac{547.800}{2110 \times 190} = 1,35 \text{ Kg/cmq}$$

Carico al ml. di trave rovescia:

$$P_c = \frac{421.800}{21,10} = 20.000 \text{ Kg/ml}$$

$$M_a = \frac{1}{12} \; 20.000 \times \overline{2,6}^2 = 11.120 \text{ Kgm}$$

$$M_m = \frac{1}{14,4} \; 20.000 \times \overline{2,6}^2 = 9.400 \text{ Kgm}$$

H = 110 cm   h = 105 cm   b = 40 cm   n = 10

σ_f = 1400 Kg/cmq

Per M_a = 11.120 Kgm si ha: σ_c = 30 Kg/cmq A_f = 7,9 cmq

si adoperano:	5 ϕ 10 correnti	3.93 cmq
	2 ϕ 16 monconi	4.02 "
		7.95 cmq

Per M_m = 9.400 Kgm si ha: σ_c = 27.5 Kg/cmq A_f = 6,8 cmq

si adoperano: 3 ϕ 18 correnti 7.63 cmq

Verifica al taglio:

$$T = 20.000 \times \frac{2,6}{2} = 26.000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{26.000}{0.9 \times 105 \times 40} = 6,9 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = 6,9 \times 40 \times \frac{260}{4} = 17.900 \text{ Kg}$$

Adoperando Staffe ϕ 10 / 25 cm a due braccia

$A_s = 6 \times 1,57 = 9,4$ cmq

$S_s = 9,4 \times 1400 = 13.100$ Kg

$$Af_p = \frac{17.900 - 13.100}{1400 \sqrt{2} \cos 15°} = 2,55 \text{ cmq}$$

Si adoperano 2 ϕ 16 = 4.02 cmq

MENSOLA:

$$M = 20.000 \times \frac{\overline{0,75}^2}{2} = 5600 \text{ Kgm}$$

per H = 40 cm h = 37 cm b = 100 cm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq n = 10 $\sigma_c = 41$ Kg/cmq

Af = 12,01 cmq/ml

Si adoperano 1 ϕ 18/20 = 12.7 cmq/ml

============

PILASTRATA 19 - 27

Scaridi pilastri: $\frac{1}{2} \times 2 \times 38,3 + 3 \times 46,1 + 2 \times 49,3 +$

	$+50 + 46,4 =$	371,6 t
muartura P.C.:	(come al pilastro 1÷9)	25,0 "
p.p. fondazione:	" " "	50,8 "
terra sovrastante:	" " "	75,2 "
		522,6 t

$$\sigma_t = \frac{522.600}{2110 \times 180} = 1,37 \text{ Kg/cmq}$$

$$P_c = \frac{371.600}{21,10} = 17.600 \text{ Kg/ml}$$

$$M_a = 17.600 \times \frac{\overline{2,6}^2}{2} \times \frac{1}{12} = 9.900 \text{ Kgm}$$

$$M_m = 17.600 \times \frac{\overline{2,6}^2}{2} \times \frac{1}{14,4} = 8.300 \text{ Kgm}$$

H = 110 cm h = 105 cm b = 40 cm n = 10

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

per $M_a = 9.900$ Kgm si ha: $\sigma_c = 28,5$ Kg/cmq Af = 7,2 cmq

si adoperano	4 ϕ 12 correnti	4,52 cmq
	2 ϕ 14 monconi	3.08 "
		7.50 cmq

per $M_m = 8.300$ Kgm si ha: $\sigma_c = 25$ Kg/cmq Af = 5,9 cmq

si adoperano 3 ϕ 16 correnti = 6,03 cmq

Si arma al taglio come la travata 1 ÷ 9 con staffe ϕ 8 / 20 a due braccia e 2 ϕ 14 monconi in corrispondenza dei pilastri.
Si arma la mensola come la travata 1 ÷ 9 con 1 ϕ 14 + 1 ϕ 16 alternati ogni 20 cm.

===========

TRAVATA 1 - 19

Scaridi pilastri:	$2 \times \frac{1}{2}\ 38{,}3 + \frac{1}{3}\ 60 =$	58,3 t
muratura P.C.:	$10{,}0 \times 0{,}30 \times 2{,}30 \times 1400 =$	9,7 t
p.p. fondazione:	$0{,}61 \times 10{,}9 \times 2500 =$	16,5 t
terra sovrastante:	$0{,}60 \times 10{,}9 \times 1{,}6 \times 1600 =$	16,8 t
	Sommano	101,3 t

$$\sigma_t = \frac{101.300}{100 \times 1232} = 0{,}82 \text{ Kg/cmq}$$

$$P_c = \frac{58.300}{12{,}32} = 4700 \text{ Kg/ml}$$

$$M_m = \frac{1}{14{,}4}\ 4700 \times \overline{5{,}35}^2 = 9300 \text{ Kgm}$$

$$M_a = \frac{1}{12}\ 4700 \times \overline{5.35}^2 = 11.100 \text{ Kgm}$$

$H = 110$ cm $h = 105$ cm $b = 40$ cm $n = 10$

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

$M_m = 9300$ Kgm $\sigma_c = 27$ Kg/cmq $A_f = 6{,}6$ cmq

si adoperano	2 ϕ 14 diritti	3.08 cmq
	2 ϕ 16 sagomati	4.02 cmq
		7.10 cmq

$M_a = 11.100$ Kgm $\sigma_c = 30$ Kg/cmq $A_f = 8{,}0$ cmq

si adoperano	4 ϕ 10 correnti	3,14 cmq
	3 ϕ 16 sagomati	6,03 cmq
		9.17 cmq

Verifica la Taglio:

$$T = 4700 \times \frac{5.35}{2} = 12.500 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{12.500}{0.9 \times 105 \times 40} = 3{,}3 \text{ Kg/cmq} < 4 \text{ Kg/cmq}$$

Si adoprano Staffe ϕ 8 / 20 a due braccia

MENSOLA:

$$M = 4700 \times \frac{\overline{0.3}^2}{2} = 2100 \text{ Kgm}$$

Per H = 40 cm h = 37 cm b = 10 cm

$n = 10$ $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 25$ Kg/cmq

$A_f = 4,3$ cmq

Si adoperano 1 ∅ 12/25 cm

============

TRAVI 5 - 14 ≡ 4 - 13

Scarico pilastri	$\frac{1}{3} \times 80,9 + \frac{1}{3} \times 70,2$	=	50,4 t
p.p. fondazione	0,61×5,7×2500	=	8,7 t
muratura P.C.	5.00 × 0,30×2,30×1400	=	4,8 t
terra sovrastante	0,60×5,00×1600×1.60	=	7,7 t
	Sommano		71,6 t

$$\sigma_t = \frac{71.600}{710 \times 100} = 1,01 \text{ Kg/cmq}$$

$$p_c = \frac{50.400}{7.10} = 7100 \text{ Kg/cmq}$$

$$M_a = \frac{1}{12} \, 7100 \times \overline{5.35}^2 = 16.900 \text{ Kgm}$$

$$M_m = \frac{1}{14,4} \, 7100 \times \overline{5.35}^2 = 14.100 \text{ Kgm}$$

Per H = 110 cm b = 40 cm h = 105 cm

n = O $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

$M_m = 14.100$ Kgm $\sigma_c = 34$ Kg/cmq Af = 10,1 cmq

Si adoperano	2 ∅ 18 diritti	5.08
	2 ∅ 18 sagomati	5.08
		10.16 cmq

M_a = 16.900 Kgm σ_c = 38 Kg/cmq Af = 12,0 cmq

si adoperano 5 ϕ 12 correnti 5.65 cmq
2 ϕ 18 sagomati 5.08 "
1 ϕ 18 moncone 2.54 "
13.27 cmq

Verifica al Taglio:

$$T = 7100 \times \frac{5.35}{2} = 19.000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{19.000}{0.9 \times 40 \times 105} = 5,02 \text{ cmq}$$

$$S = 5.02 \times \frac{5.35}{4} \times 40 = 26.500 \text{ Kg}$$

Adoperando Staffe ϕ 8 / 20 cm

$$S_s = 14 \times 1.01 \times 1400 = 19.800 \text{ Kg}$$

$$Af_p = \frac{26.500 - 19.800}{\sqrt{2} \times 1400 \times \cos 15°} = 3,5 \text{ cmq}$$

Si hanno 2 ϕ 18 sagomati = 5.08 cmq

MENSOLA:

$$M = 7100 \times \frac{\overline{0.3}^2}{2} = 3200 \text{ Kgm}$$

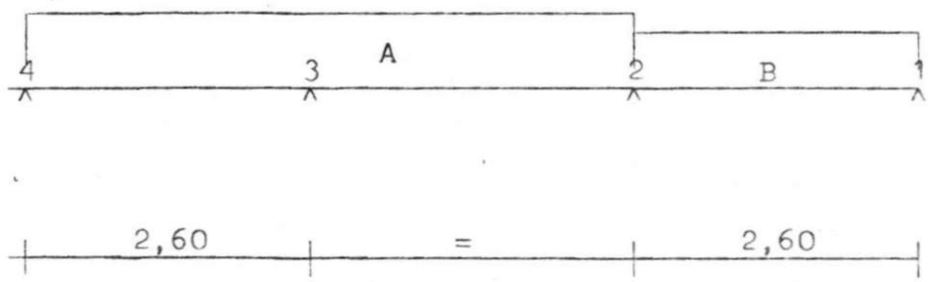
H = 40 cm h = 37 cm b = 100 cm
σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 29 Kg/cmq Af = 6,6 cmq

Si adoperano 1 ϕ 14/20 cmq

==========

COPERTURA PIANO CANTINATO

TRAVE 1 - 2 - 3 - 4



EJ = cost

Analisi dei carichi:

A) carico permanente:

solaio	$450 \times \frac{5,00}{2}$	=	1100 Kg/ml
trave	$0.30 \times 0.40 \times 2500$	=	300 "
muratura		=	980 "
balcone	$350 \times 1,2$	=	420 "
		A_p	2800 Kg/ml

carico accidentale:

$A_q = 250 \times \frac{5,00}{2} + 400 \times 1,2$ = 1100 Kg/ml

B) Carico permanente:

solaio	=	1100 Kg/ml
muratura	=	980 "
trave	=	300 "
	B_p	2380 Kg/ml

carico accidentale:

$B_q = 250 \times \frac{5,00}{2}$ = 625 Kg/ml

1) Effetto carichi permanenti

0.8 0.5 0.5 0.5 0.5 0.8

-1450 +1450 -1450 +1450 -1350 +1350

340 1690 1600 315 momenti negativi

3130 4170 3550 3550 3600 2600 Taglio

1400 560 1100 momenti di campata

2) Carico accidentale sulla campata intermedia

$$M_1 = M_4 = \frac{1}{36}\ 1100 \times \overline{2,6}^2 = +\ 210\ \text{Kgm}$$

$$M_2 = M_3 = -\frac{1}{18}\ 1100 \times \overline{2,6}^2 = -\ 410\ \text{Kgm}$$

$$M_{2-3} = \frac{1}{13,4}\ 1100 \times \overline{2,6}^2 = 560\ \text{Kgm}$$

240 240 1410 1410 240 240 Taglio

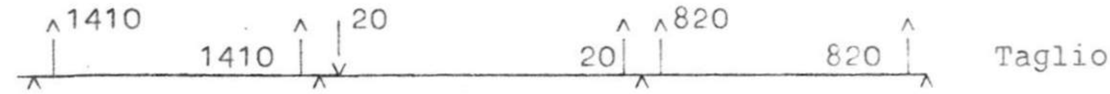
410 410 momenti

210 560 210

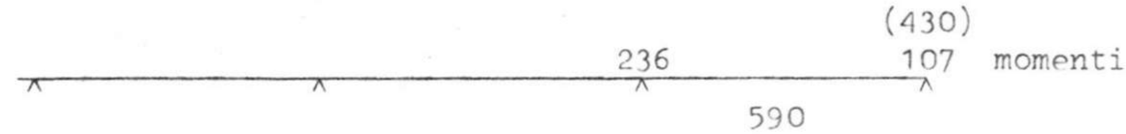
3) Carico accidentale sulla prima e ultima campata

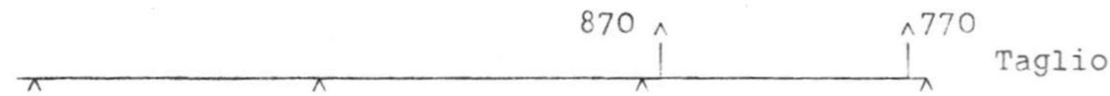
0.8 0.5 0.5 0.5 0.5 0.8

- 620 + 620 - 325 + 325



4) Carico accidentale sull' ultima campata



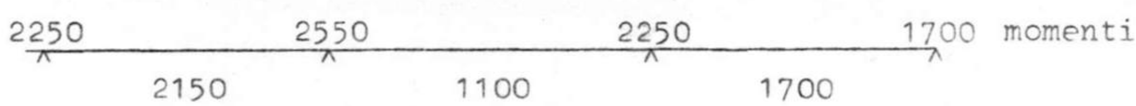


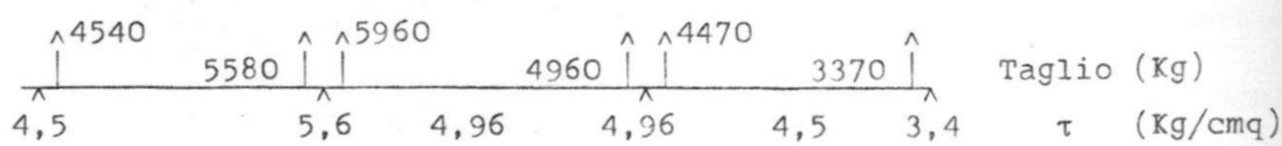
5) Carico accidentale sulle prime due campate

$$M_4 = \frac{1}{12,8} \; 1100 \times \overline{2,6}^2 = - 580 \text{ Kgm}$$

$$M_3 =- \frac{1}{9} \; 1100 \times \overline{2,6}^2 = - 830 \text{ Kgm}$$

Sovrapponendo gli effetti del carico permanente con quelli dei carichi accidentali posti nelle posizioni piu' sfavorevoli si hanno le seguenti sollecitazioni massime:





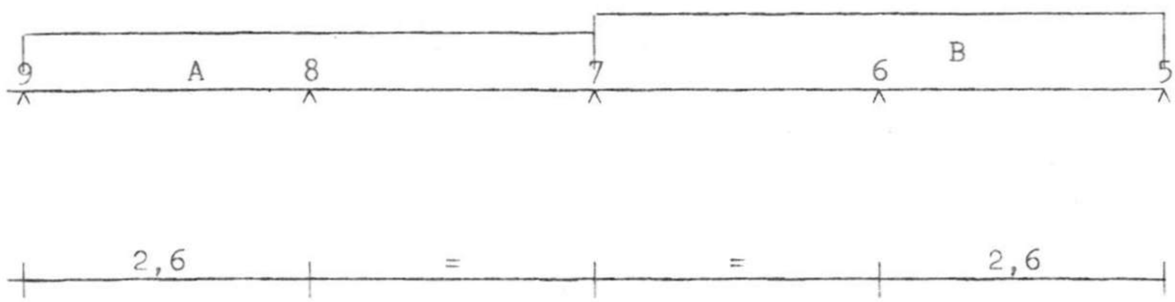
Le τ sono state tutte minori di 6 Kg/cmq; si arma prudenzailmente con staffe ϕ 4 / 20 cm

Per H = 40 cm b = 30 cm h = 37 cm

σ_f = 2000 Kg/cmq n = 10

σ_c	55	52	59	37	55	47	47
Af	3,29	2,96	3,74	1,6	3,29	2,5	2,5

TRAVE 5 - 6 - 7 - 8 - 9



EJ = cost

Analisi dei carichi (vedi travata precedente)

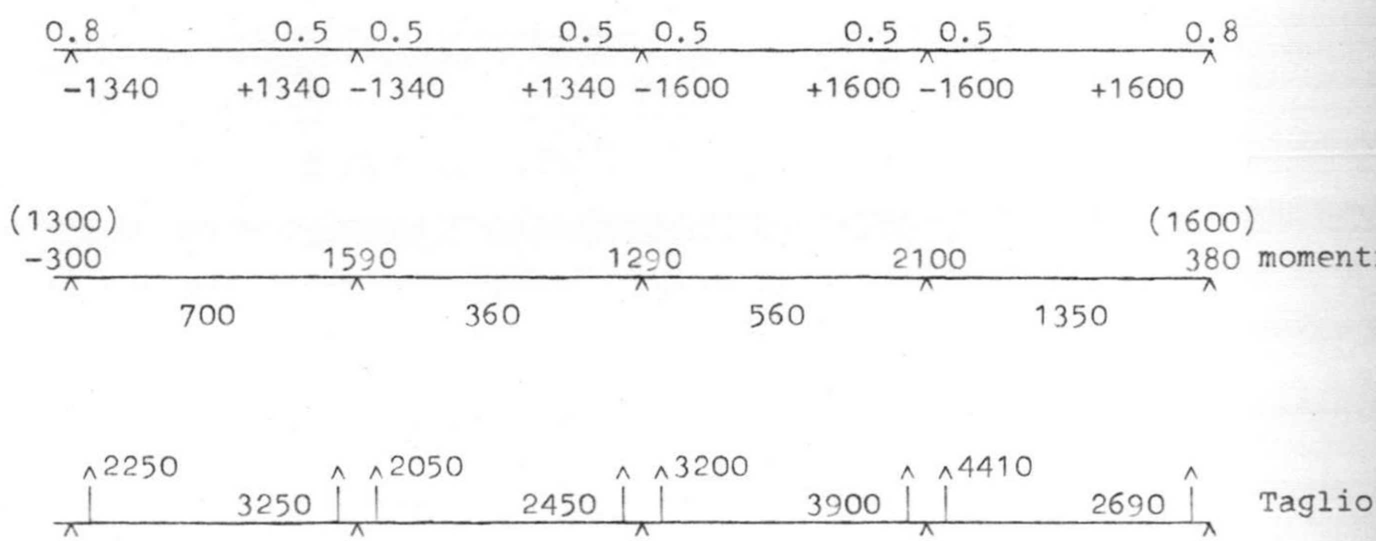
A_p = 2380 Kg/ml

A_q = 625 Kg/ml

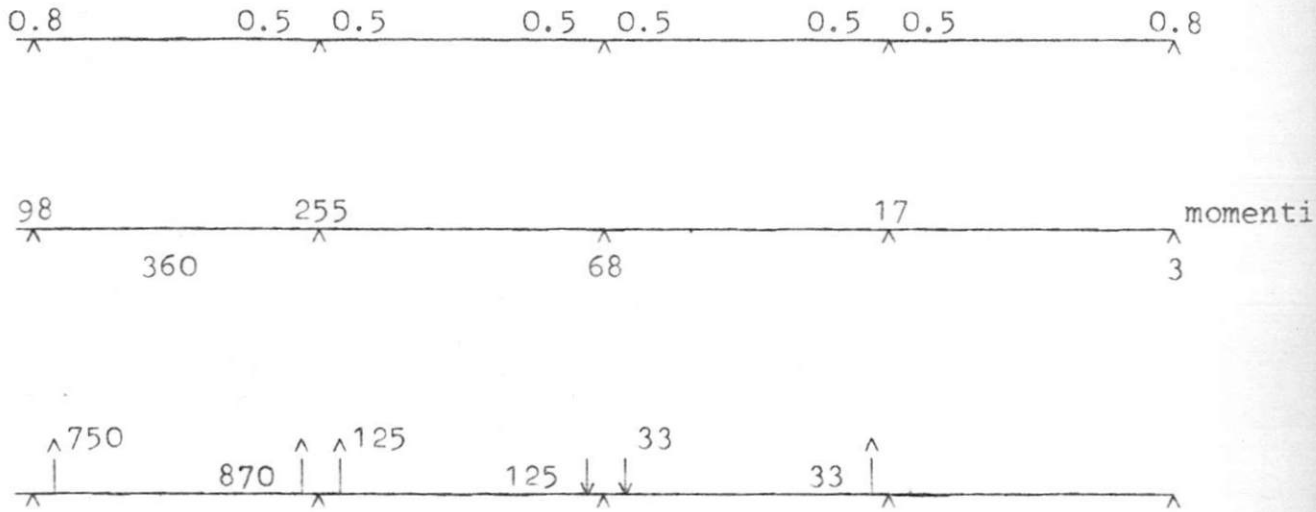
B_p = 2800 Kg/ml

B_q = 1100 Kg/ml

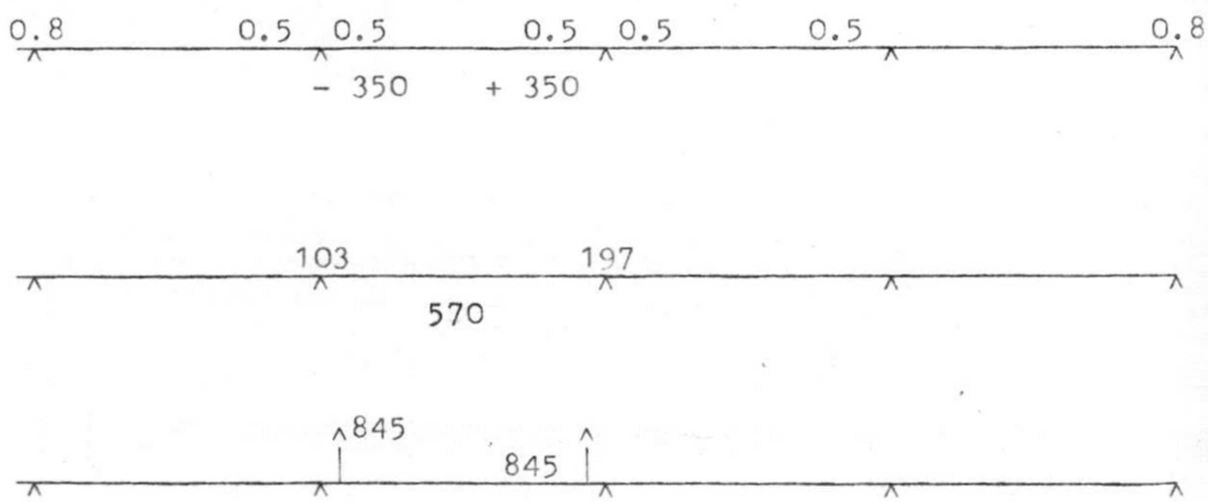
1) Carico permanente:



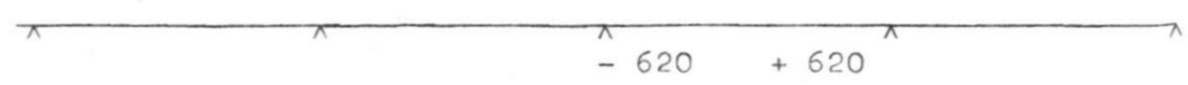
2) Carico accidentale sulla prima campata

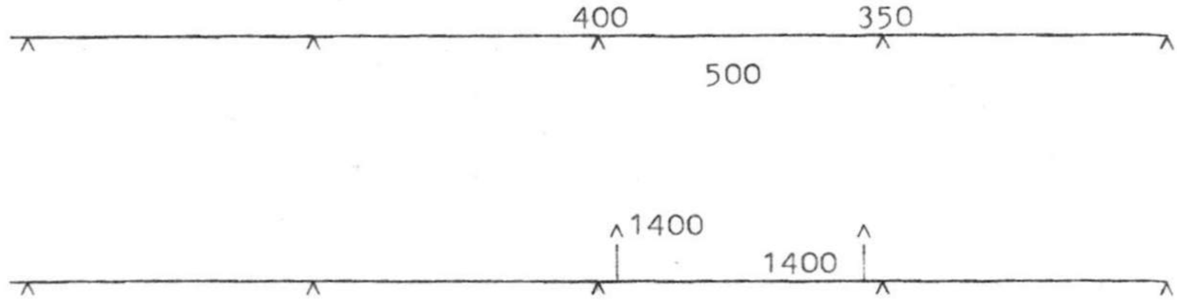


3) Carico accidentale sulla seconda campata

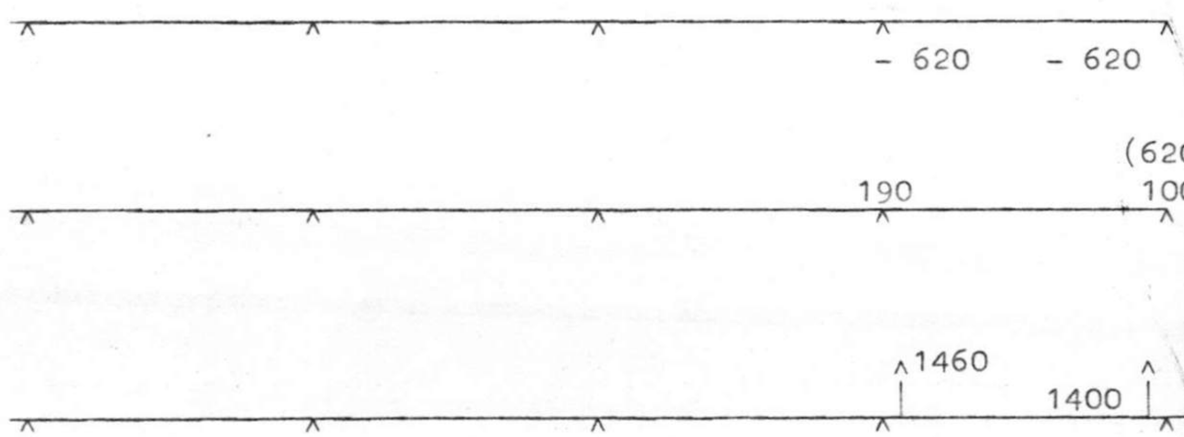


4) Carico accidentale sulla terza campata

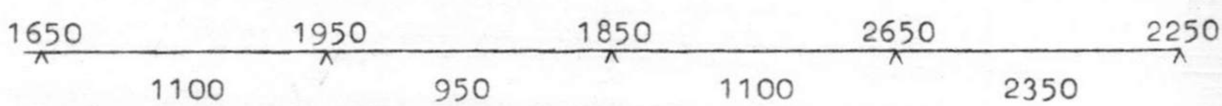


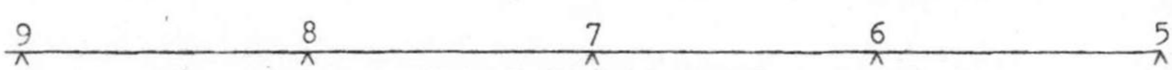


5) Carico accidentale sulla quarta campata



Sovrapponendo gli effetti si ha:





σ_c	45	35,5	49	33	47,5	35,5	58	54,5	53
A_f	2,35	1,54	2,75	1,32	2,6	1,54	3,75	3,5	3,16

$\tau < 6$ quindi Staffe 1 ϕ 4 / 20 cm

TRAVE 1 - 19

1 10 19

5.10 5.10

Analisi dei carichi:

trave	300 Kg/ml
muratura	980 "
	1280 Kg/ml

$$ql^2 = 1280 \times \overline{5.10}^2 = 33.200$$

2780	2300	3350	2300	2780	=	M
60	54	66	54	60	=	σ_c
4	3,3	4,7	3,3	4	=	A_f

$$T = 1280 \times \frac{5.10}{2} = 3260$$

$$\tau_{max} = \frac{3260}{1030} = 3,15 < 6$$

Staffe 1 ϕ 4 / 25

minima Af_p

===========

TRAVE 27 - 19

27 26 25 24 23 22 21 20 19

A B B A A B B A

Analisi dei carichi:

A | A_p = 2380 Kg/ml
  | A_q = 625 "

B | B_p = 2800 Kg/ml
  | B_q = 1100 "

a) 1) $M_{2\cancel{7}} = M_{2\cancel{6}} = M_{2\cancel{5}} = \frac{1}{12}\ l^2 \qquad = 1350$ Kgm

$M_{\cancel{27-26}} = M_{26-25} = \frac{1}{14,5}\ l^2 \qquad = 1150$ Kgm

2) $M_{2\cancel{7}} = \frac{1}{30}\ 400 \times \overline{2.60}^2 = 90$ Kgm

$M_{2\cancel{6}} = M_{26-25} = \frac{1}{15}\ 400 \times \overline{2,60}^2 = 180$ Kgm

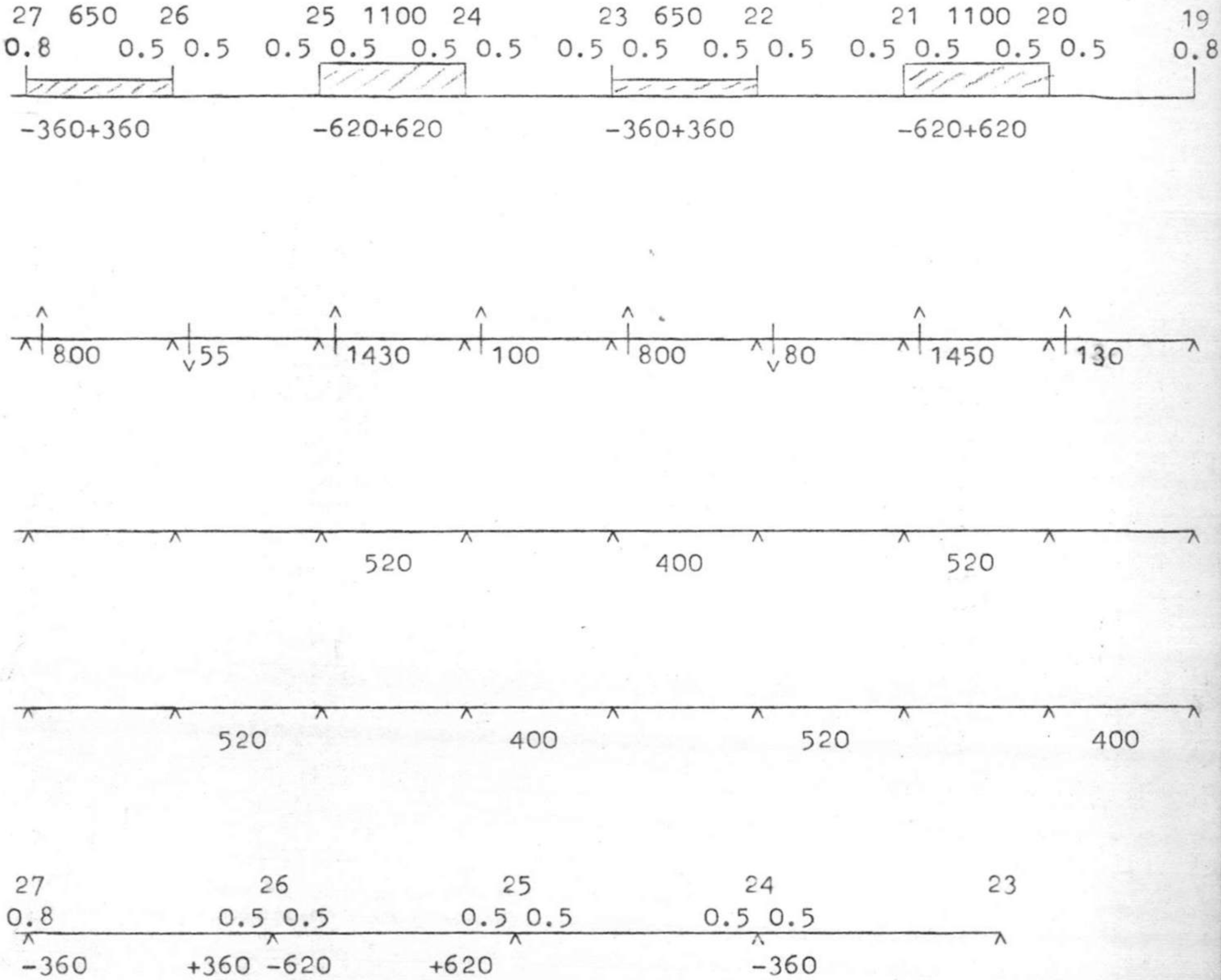
$M_{\cancel{2}5} = \frac{1}{10}\ 400 \times \overline{2,60}^2 = 270$

Sommando

27 26 25

1450 1150 1550 1350 1620

b) Momenti massimi sugli appoggi



C) $T_{27} = 625 \times \frac{2.60}{2} - \frac{184 - 110}{2.60} = 820 - 25 = 800$ Kg

$T_{26} = - \frac{318 - 184}{2.60} = - 55 = 55$ Kg

$T_{25} = 11.00 \times \frac{2.60}{2} - \frac{365-315}{2.60} = 1450 - 20 = 1430$ Kg

$T_{24} = + \frac{365 - 115}{2.60} = + 100 = 100$ Kg

$T_{23} = \frac{625 \times 2.60}{2} - \frac{179 - 116}{2.60} = 820 - 25 = 800$ Kg

$$T_{22} = - \frac{382 - 179}{2.60} = \qquad - 80 = 80 \text{ Kg}$$

$$T_{21} = 11.00 \quad \frac{2.60}{2} = 1450 \qquad = 1450 \text{ "}$$

$$T_{20} = \frac{382 - 47}{2.60} = \qquad + 130 = 130 \text{ "}$$

dalla $M_{max} = M + \frac{T^2}{2q}$

$$M_{27-26} = - 110 + \frac{\overline{800}^2}{1250} = 400 \text{ Kgm}$$

$$M_{21-20} = - 380 + \frac{\overline{1450}^2}{2200} = 520 \text{ Kgm}$$

$$M_{24-25} = - 320 + \frac{\overline{1430}^2}{2200} = 510$$

$$M_{23-22} = - 120 + \frac{\overline{800}^2}{1250} = 400$$

27		26		25		24		23		22		21		20		19
1850		2200		1900		1630		1450		1630		1900		2200		1850
	1550		1860		1860		1550		1550		1860		1860		1550	
47,5	43	53	47,5	48	47,5	44	43	41	43	44	47,5	48	47,5	53	43	47,5
2,6	2,2	3,15	2,6	2,65	2,6	2,3	2,2	2,00	2,2	2,3	2,6	2,65	2,6	3,15	2,2	2,6

Staffe 1 ϕ 4 / 25

A_{fp} = minima

$$\text{Taglio} = \frac{11.00 \times 2,60}{2} = 1450 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{1450}{10,20} = 1,4 < 6$$

TRAVE 18 - 15 ; 13 - 10

10 11 12 13

18 17 16 15

2.60 2.60 2.60

Analisi dei carichi:

a) Carico permanente

trave	300 Kg/ml	
solaio 450 × 5.50	2500 "	
	2800 Kg/ml	2800 Kg/ml

b) Carico accidentale

250 × 5.50	1400 "

Effetto carico permanente

$$= \frac{1}{12}\ ql^2 =$$

0.8 0.5 0.5 0.5 0.5 0.8

$T_{18} = 3030$ $T_{17} = 3640$ $T_{16} = 4220$

M_{max} 1300 450 1350

1600 1950 1850 1600

1300 450 1300

$$T_{18} = 2800 \times \frac{2.60}{2} - \frac{1932 - 352}{2.60} = 3640 - 620 = 3030$$

$$T_{17} = 3640 + \frac{1932 - 1834}{2.60} = 3640 = 3640$$

$$T_{16} = 3640 + \frac{1834 - 364}{2.60} = 3640 + 580 = 4220$$

dalla $M_{max} = M_2 + \frac{\overline{T_2}^2}{2q}$

$2q = 2 \times 2800 = 5600$ $\qquad \frac{1}{15}\ ql^2$

$$M_{18-17} = -\ 352 + \frac{\overline{3030}^2}{5600} = -\ 352 + 1650 = 1300 \qquad 1260 \text{ Kgm}$$

$$M_{17-16} = -\ 1932 + \frac{\overline{3640}^2}{5600} = -\ 1932 + 2380 = 450 \qquad \text{"}$$

$$M_{16-15} = -\ 1834 + \frac{\overline{4220}^2}{5600} = -\ 1834 + 3200 = 1370 \qquad \text{"}$$

Effetti carico accidentale

1) Carico accidentale sulla campata intermedia

$\frac{1}{36}$		$\frac{1}{18}$		$\frac{1}{18}$		$\frac{1}{36}$
18		17	$\frac{1}{13,4}$	16		15

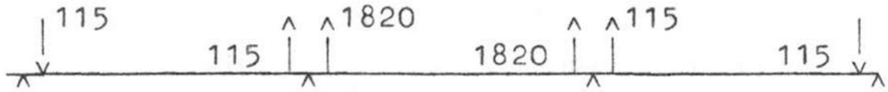
$$ql^2 = 1400 \times \overline{2.60}^2 = 9500$$

$$M_{18} = M_{15} = +\frac{1}{36}\ 9500 = +\ 265 \text{ Kgm}$$

$$M_{17} = M_{16} = -\frac{1}{18}\ 9500 = -\ 530 \text{ Kgm}$$

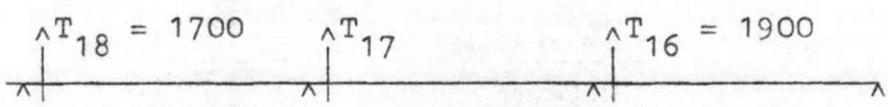
$$M_{17-16} = +\frac{1}{13,4}\ 9500 = +\ 710 \text{ Kgm}$$

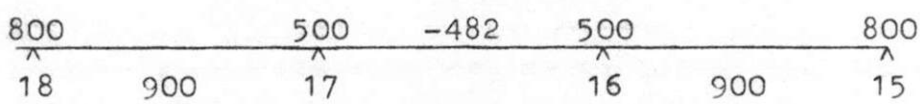
		530		530		
265			710			265



2) <u>Carico accidentale sulla prima ed ultima campata</u>

$$\frac{1}{12}\ ql^2 = 800 \text{ Kgm}$$





$$T \;=\; 1400 \times \frac{2.60}{2} - \frac{482 + 263}{2.60} = 1820 - 85 = 1700$$

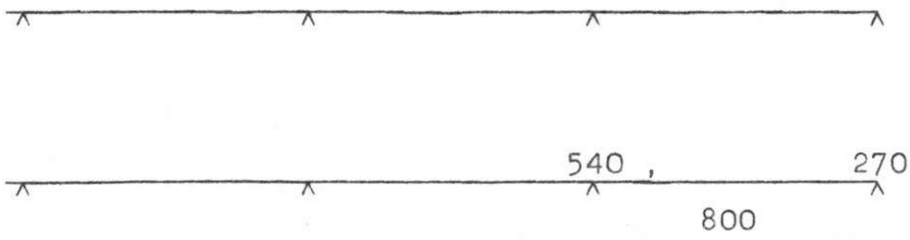
$$T_{17-16} = \frac{482 - 427}{2.60}$$

$$T_{16} = + \frac{427 - 240}{2.60} = 1820 + 72 = 1900$$

$$M_{18-17} = - 263 + \frac{\overline{1700}^2}{2800} = - 263 + 1100 = 850$$

$$M_{16-15} = -427 + \frac{\overline{1900}^2}{2800} = - 427 + 1300 = 900$$

3) <u>Carico accidentale sull' ultima campata</u>



4) <u>Carico accidentale sulle prime due campate</u>

$$M_{18} = -\frac{1}{12,8}\ 1400 \times \overline{2,6}^2 = -\ 740\ \text{Kgm}$$

$$M_{17} = -\frac{1}{9}\ 1400 \times \overline{2,6}^2 = -\ 1050\ \text{Kgm}$$

Sovrapponendo gli effetti

10		11		12		13
18		17		16		15
2875	2200	4050	1200	3500	3000	2400
62	52,5	71	37	69	63,5	55
4,15	3,15	6,45	1,68	5,00	4,35	3,4

M = 4100

$$\sqrt{\frac{41000}{3}} = \sqrt{13700} = 117$$

$$r' = \frac{38}{117} = 0,325$$

$F'_f = F_f$ $\qquad \sigma_c = 60$ $\qquad t' = 0,00184$

$$A_f = A'_f = 0,00184 \times 30 \times 117 = 6,45$$

$$T = 4200 \times \frac{2.60}{2} = 5500\ \text{Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{5500}{1030} = 5,3 < 6$$

Staffe 1 ϕ 4/20

A_{fp} = minima.

============

COPERTURA PIANO CANTINATO

Travi di bordo:

Analisi dei carichi:

solaio:	$700 \times \frac{5,00}{2}$	= 1750 Kg/ml
trave		= 350 "
muratura		= 980 "
		3080 Kg/ml

Data la simmetria delle luci, la conformita' dei carichi e la costante rigidezza delle travate si considera la singola campata come semincastrata agli estremi:

$M = \pm \frac{1}{12}\ 3080 \times \overline{2,6}^2 = 1750$ Kgm.

per H = 20 cm. h = 17,5 cm. σ_f = 2000 Kg/cmq

b = 70 cm. n = 10 si ha:

σ_c = 70 Kg/cmq Af = 5,55 cmq.

Si arma la trave con

- armatura inferiore 4 ϕ 14 pari a 6.16 cmq.

diritti correnti

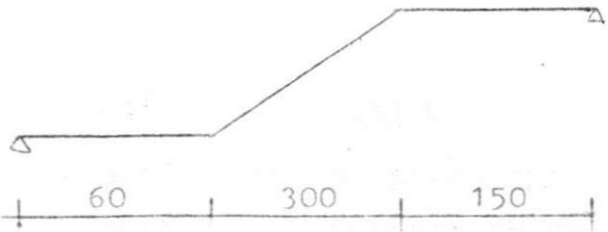
- armatura superiore 4 ϕ 10 pari a 3.14 cmq.

che si sovrappongano in corrispondenza dei pilastri per 4,30 m.

T = 4000 Kg. τ_{max} = 3,6 Kg/cmq < 6

Si adoperano prudenzialmente staffe ϕ 6/30 cm.

Trave a ginocchio a sostegno rampe scale.



con = 0.876

Carico al ml. di rampa:

rampa	850 × 1.10	=	950 Kg/ml
trave	0.20×0.60×2500	=	300 "
muratura		=	700 "
			1950 Kg/ml

$$l = 0.60 + \frac{3.00}{0.876} + 1.50 = 5.52 \text{ m.}$$

$$M = \frac{1}{12}\,\overline{5.52}^2 \times 1700 = 4.300 \text{ Kgm.}$$

Per H = 60 cm. h = 57 cm. b = 20 cm.

σ_f = 2000 Kg/cmq. b = 20 cm. n = 10

si ha:

σ_c = 62 Kg/cmq Af = 4,1 cmq.

Si arma la trave con 3∅14 superiori e 3∅14 inferiori correnti.
Si aggiungono 2∅14 lati in corrispondenza della rampa onde assorbire le azioni torsionali

==========