PIANO INCREMENTO OCCUPAZIONE OPERAIA

CASE PER LAVORATORI - GESTIONE INA-CASA

CALCOLI STATICI RELATIVI ALLA COOP. "AURORA" - BRINDISI

L'IMPRESA
(Serafini Giovanni)
Serafini Giovanni

IL CALCOLATORE
(Ing. Giuseppe Marasco)

RELAZIONE

I calcoli sono stati condotti in conformita' alle norme contenute nei R.D.L. 16/II/1939 n° 2228 e 2229 ed in ottemperanza alle prescrizioni di Capitolato adottando ferro omogeneo e cemento tipo "500" per le opere in fondazione, ferro TOR o similare e cemento tipo "630" per le travi del telaio; ferro omogeneo e cemento tipo "680" per i pilastri.-

Le sollecitazioni massime sono le seguenti :

Pressione semplice	50 Kg/cmq con cemento tipo "680"
Flessione	50 Kg/cmq con cemento tipo "680"
Flessione	40 Kg/cmq con cemento tipo "500"
Ferro omogeneo	1400 Kg/cmq
Ferro TOR	2000 Kg/cmq

Il dimensionamento delle strutture e' stato eseguito in base alla seguente analisi dei carichi :

I) SOLAIO TERMINALE

a) peso proprio STIMIP 35 = 200 Kg/mq
b) caldana = 100 "
c) lastre di Cursi = 100 "
d) cretonato = 100 "
e) sovraccarico utile = 250 "
q = 750 Kg/mq.

2) SOLAIO INTERMEDIO

a) peso proprio PIGNATTE H = 20 = 150 Kg/mq
b) caldana = 100 "
c) pavimento + massetto + intonaco = 100 "
d) incidenza tramezzatura = 100 "
e) sovraccarico utile = 250 "
q = 700 Kg/mq.

3) PARAPETTO DI COPERTURA E CORNICIONE q = 1200 Kg/ml.

4) MURATURA DI TOMPAGNATURA ESTERNA :

0,20 x 2,80 x I500 q = 840 Kg/ml.

5) PESO PROPRIO TRAVI :

0,30 x 0,55 x 2500 q = 415 Kg/ml.

PILASTRATA

PILASTRO N° I = 20 = 36

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto : 3,82 x I200	4584			4 φ 12	
	travi : 3,82 x 500	I910				
	solaio : I,60 x 2,I5 x 750	2580				
	pilastro : 30x30x300x2500	675				
		9749	9749	30x30	st. φ 6/15	10,3 Kg/cmq
II°	travi :	I910			4 φ 12	
	solaio : I,60 x 2,I5 x 700	2408				
	muratura : 3,55 x 0,90 x 840	2684				
	pilastro	675				
		7677	I7426	30x30	st. φ 6/15	18,4 Kg/cmq
I°	Idem				4 φ 12	
		7677	25I03	30x30	st. φ 6/15	26,5 Kg/cmq
P.T.	Idem				4 φ 14	
		7677	32780	30x30	st. φ 6/15	34 Kg/cmq

PILASTRO N° 2 = 3

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto : 2,85 x I200	3420			4 φ 12	
	travi : 4,85 x 500	2425				
	solaio : 2,I0 x 2,I0 x 750	3307				
	pilastro: 30x30x3,00x2500	675				
		9827	9827	30x30	st. φ 6/15	
II°	muratura : 2,85 x 0,90 x 840	2I54			4 φ 12	
	travi : 4,85 x 500	2425				
	solaio : 2,I0 x 2,I0 x 700	3087				
	pilastro	675				
		834I	I8I68	30x30	st. φ 6/15	
I°	Idem				4 φ 12	
		834I	26509	30x30	st. φ 6/15	
P.T.	Idem				4 φ 14	
		834I	34850	30x30	st. 6/15	36,2 Kg/cmq

PILASTRO N° 3 = 9

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapette : 3,00 x I,20 travi : 3,00 x 500 solaio : 2,00 x 2,75 x 750 pilastro : 30x30x3,00x2500	3600 I500 4I25 675			4 ϕ 12	
		9900	9900	30x30	st. ϕ 6/15	
II°	muratura : 2,70 x 0,9 x 840 travi : balcone : I,50 x I,30 x 800 solaio : 200 x 2,75 x 700 pilastro :	204I I500 I560 3850 675			4 ϕ 12	
		9626	I9526	30x30	st. ϕ 6/15	
I°	Idem	9626	29I52	30x30	2 ϕ 12 2 ϕ 14 st. ϕ 6/15	
P.T.	Idem	9626	38778	30x30	2 ϕ 14 2 ϕ 16 st. ϕ 6/15	40 Kg/cmq.

PILASTRO N° 5 = 7

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto : 4,35 x I200 solaio : 200 x 2,75 x 750 " : 2I0 x 0,70 x 750 pilastro : 0,30x0,30x3,00x2500	5220 4I25 2525 675			4 ϕ 12	
		I3647	I3647	30 x 30	st. 6/15	
II°	muratura : 2,70 x 0,9 x 840 solaio : 2,00 x 2,75 x 700 " : I50 x I,30 x 800 travi : 2,70 x 500 pilastre	204I 3850 2016 I350 675			4 ϕ 12	
		II492	25I39	30 x 30	st. ϕ 6/15	
I°	Idem	II492	3663I	30 x 30	4 ϕ 14 st. ϕ 6/15	
P.T.	Idem	II492	48I23	35 x 30	4 ϕ 16 st. ϕ 6/15	42,5 Kg/cmq.

PILASTRO N° 4 = 6

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	travi : 4,80 x 415 solaio : 2,I0 x 2,00 x 750 " : 2,I0 x 0,70 x 750 pilastro	I992 3I50 II02 675			4 ϕ 12	
		6969	6969	30 x 30	st. ϕ 6/15	

II°	muratura : 2,80 x 340	2352			4 φ 12	
	travi	I992				
	solaie	4200				
	carico concentrato (tramezze)	I500				
	pilastre	675				
		I07I9	I7638	30 x 30	St. φ 6/15	
I°	Idem	I07I9	28357	30 x 30	2 φ 12 2 φ 14 St. φ 6/15	
P.T.	Idem	I07I9	39076	30 x 30	2 φ 14 2 φ 16 St. φ 6/15	14,2 Kg/cmq.

PILASTRO N° I0 = 25 = 38

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_e
III°	parapetto : 4,50 x I200	5400			4 φ 12	
	travi : 4,50 x 500	2250				
	solaio : 2,00 x 2,I0 x 750	3I50				
	pilastro	675				
		II475	II475	30 x 30	St. φ 6/15	
II°	muratura : 4,00 x 840 x 0,9	3024			4 φ 12	
	travi	22503				
	solaio	2940				
	pilastro	675				
		8839	20364	30 x 30	St. φ 6/15	
I°	Idem	8889	29253	30 x 30	2 φ 12 2 φ 14 St. φ 6/15	
P.T.	Idem	3889	38I42	30 x 30	2 φ 14 2 φ 16 St. φ 6/15	40 Kg/cmq.

PILASTRO N° II = I7 = 34 = 32

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°.	parapetto : 3,30 x I200	3960			4 φ 12	
	travi : 3,30 x 500	I650				
	solaio : 3,30 x 2I0 x 750	5I97				
	pilastro	675				
		II482	II482	30 x 30	St. φ 6/15	
II°	muratura : 3,30 x 840	2772			4 φ 12	
	travi : 330 x 500	I650				
	solaio : 3,30 x 2,I0 x 700	485I				
	pilastro	675				
		9948	2I430	30 x 30	St. φ 6/15	
I°	Idem	9948	3I378	30 x 30	2 φ 12 2 φ 14 St. φ 6/15	
P.T.	Idem	9948	4I326	30 x 30	2 φ 14 2 φ 16 St. φ 6/15	42,5 Kg/cmq.

PILASTRO N° 2I = 24

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto : 4,70 x I200	5640			4 ϕ12	
	trave : 740 x 500	3700				
	solaio : 4,70 x 2,70 x 750	95I7				
	pilastro	675				
		I9537	I9537	30 x 30	st. ϕ6/15	
II°	muratura : 4,70 x 840 x 0,9	3553			4 ϕ14	
	trave	3700				
	solaio	8383				
	pilastro	675				
		I63II	36343	30 x 30	st. ϕ6/15	
I°	Idem	I63II	53I54	30 x 40	2 ϕ18 2 ϕ16 st. ϕ6/12^{5}	
P.T.	Idem	I63II	69965	30 x 50	6 ϕ16 st. ϕ6/12^{5}	43,1 Kg/cmq.

PILASTRO N° I2 = I5

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	solaio : 4,I5 x 4,80 x 750	I4940			4 ϕ12	
	travi : 6,75 x 500	3375				
	pilastro	675				
		I8990	I8990	30 x 30	st. ϕ6/15	
II°	magg. incid. tramezzatura	2300			2 ϕ14 2 ϕ16	
	solaio : 4I5 x 480 x 700	I3944				
	travi	3375				
	pilastro	I000				
		206I9	39609	30 x 30	st. ϕ6/15	
I°	Idem	206I9	60228	30 x 40	4 ϕ18 st. ϕ6/12^{5}	
P.T.	Idem	206I9	80847	40 x 40	4 ϕ18 2 ϕ14 st. ϕ6/12^{5}	46,6 Kg/cmq.

PILASTRO I3 = I4

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROG.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	Solaio:I9.II x 750	I4.332			4 ϕ12	
	travi:4.30 x 500	2.I50				
	pilastro	675				
		I7I57	I7.I57	30x30	st. ϕ6/15	
II°	Solaio:I9,II~~I~~ x 700	I3377			4 ϕ14	
	travi:	2I50				
	pilastro:	I000				
	magg.incidenza - tramezzi	I000				
		I7527	34.634	30x30	st. ϕ6/15	
I°	Idem	I7527	52.2II	35x30	2 ϕ18 2 ϕ16 st. ϕ6/12^{5}	
P. T.	Idem	I7527	69.738	50x30	6 ϕ16 st. ϕ6/12^{5}	43 Kg/cmq.

PILASTRO I6 = 37

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROG.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto:500 x I200 trave:500 x 500 solaio:475 x 215 x 750 pilastro	6000 2500 7659 675 I6834	I6834	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
II°	muratura:475 x 840 TRAVE: solaio: 475 x 2,I5 x 700 pilastro	3990 2500 7I48 I000 I4638	3I472	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
I°	Idem	I4638	46II0	30x35	4 φ 16 st. φ 6/12,5	
P. T.	Idem	I4638	60748	30x40	4 φ 18 st. φ 6/12,5	46,6 Kg/cmq

PILASTRO 22 = 23

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROG.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
SCALA III°	GABBIA SCALA travi:600 x 500 muratura:5.60 x 8.40 solaio:8.46 x 7.50 scala:5.00 x 9.00 pilastro:	I0.000 3.000 4.704 6.345 4.500 675 29.224	29.224	30x30	2 φ 12 2 φ 14 st. φ 6/15	
II°	travi muratura: solaio8.46 x 750 scala pilastro	3.000 4.704 6.345 4.500 I.000 I9.549	48.773	30x35	4 φ 16 st. 6/12,5	
I°	Idem	I9.549	68.322	30x45	4 φ 16 2 φ 18 st. φ 6/12,5	
P. T.	Idem	I9.549	87.87I	30x60	6 φ 18 st. φ 6/12,5	45 Kg cmq.

PILASTRO I8 = I9

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
SCALA III°	GABBIOTTO travi : 3,20 x 500 muratura : 3,20 x 840 solaio : 2,00 x I,I5 x 7,50 scala : I,85 x I,35 x 900 pilastro	I0000 I600 2688 I725 2248 675 I8936	I8936	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
II°	travi muratura solaio scala pilastro	I600 2688 I725 2248 I000 926I	28I97	30x30	2 φ 12 2 φ 14 st. φ 6/15	

I°	Idem	926I	37458	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
P.T.	Idem	926I	467I9	30x35	4 φ 16 st. φ 6/12,5	41,4 Kg/cmq.

PILASTRO 26

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_e
III°	parapetto : 3,30 x I200 travi : 3,30 x 500 solaio : I,60 x 2,00 x 750 balcone : 0,30 x I,90xI,I5x800 pilastro	3960 I650 2400 524 675 9209	9209	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
II°	muratura : 3,30 x 840 x 0,9 travi solaio balcone pilastro	2494 I650 2400 524 I000 8068	I7277	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
I°	Idem	8068	25345	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
P.T.	Idem	8068	334I3	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	37 Kg/cmq.

PILASTRO N° 27 = 29

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
SCALA III°	GABBIETTO travi : 3,50 x 500 muratura : 200 x 840 balcone : 0,7 x I,30xI,I5x750 scala I,90 x I,70 x 900 pilastro	7000 I750 I680 II47 2992 675 I5244	I5244	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
II°	travi muratura : 3,50 x 840 divisorio : I,85 x 840 balcone scala pilastro	I750 2940 I554 II47 2992 I000 II383	26627	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
I°	Idem	II383	380I0	30x35	4 φ 16 st. φ 6/12,5	
P.T.	Idem	II383	49343	30x35	2 φ 16 2 φ 18 st. φ 6/12,5	433 Kg/cmq.

PILASTRO N° 28 = 30

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	travi : 3,70 x 500 solaio : 8,00 x 700 pilastro	I850 6600 675 8525	8525	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
II°	travi solaio : 8,00 x 700 inc. muratura pilastro	I850 5600 2000 I000 I0450	I8975	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
I°	Idem	I0450	29425	30x30	2 φ 12 2 φ 14 st. φ 6/15	
P.T.	Idem	I0450	38875	30x30	2 φ 14 2 φ 16 st. φ 6/15	40,1 Kg/cmq.

PILASTRO N° 3I

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	parapetto : 4,00 x I200 trave : 4,00 x 600 solaio : 2,85 x 2,50 x 750 pilastro	4800 2400 5344 675 I32I9	I32I9	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
II°	muratura : 4,00 x 840 trave solaio : 2,85 x 2,50 x 700 pilastro	3360 2400 4987 I000 II747	24966	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
I°	Idem	II747	367I3	30x30	4 φ 14 st. φ 6/15	
P.T.	Idem	II747	48460	30x35	4 φ 16 st. φ 6/15	42,8 Kg/cmq.

PILASTRO N° 33 = 39

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_c
III°	travi : 3,75 x 500 solaio : 3,75 x 4,25x 750 pilastro	I875 II956 675 I4506	I4506	30x30	4 φ 12 st. φ 6/15	
II°	travi solaio : 3,75 x 4,25 x 700 pilastro	I875 II156 I000 I403I	28537	30x30	2 φ 12 2 φ 14 st. φ 6/15	
I°	Idem	I403I	42568	30x30	2 φ 14 2 φ 16 st. φ 6/15	
P.T.	Idem	I403I	56599	30x40	6 φ 14 st. φ 6/15	43,8 Kg/cmq.

PILASTRO N° 35

PIANO	ANALISI DEI PIANI IN Kg.	PARZIALI	PROGR.	SEZ.	ARMATURA	σ_e
III°	parapetto : 4,00 x I200 travi : 6,50 x 600 solaio : 4,00 x 2,35 x 750 pilastro	4300 3900 7050 675 I6425	I6425	30x30	4 φ 12 st φ 6/15	
II°	muratura : 5,00 x 840 travi solaio pilastro	4200 3900 7050 I000 I6I50	32575	30x30	4 φ 14 st φ 6/15	
I°	Idem	I6I50	48725	35x30	4 φ 16 st φ 6/15	
P.T.	Idem	I6I50	64875	45x30	4 φ 18 st φ 6/12^5	44,7 Kg/cmq.

CALCOLO DELLE FONDAZIONI

La fondazione e' stata realizzata con travi rovesce che sono state proporzionate in modo che il carico unitario sul terreno non superi il valore massimo di 2,00 Kg/cmq.

TRAVE I2 - I3 - I4 - I5

Analisi dei carichi per ml. di fondazione.

Piano Scantinato :

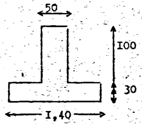
p.p.	0,50 x I,00 x 2500	= I250 Kg/ml.
	0,30 x I,40 x 2500	= I050 Kg/ml.
	q =	= 2300 Kg/ml.

muratura di fondazione interna:

I,00 x0,I0 x 2,75 x I400 = 385 Kg/ml.

muratura di fondazione esterna:

I,00 x 0,30 x 2,75 x I400 = II55 Kg/ml.



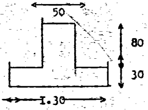
Dall'analisi dei Piani in Kg. avremo che PI2 + PI3 + PI4 + PI5 = = 80.847 + 69.738 + 80.847 = 30I.I70 Kg.

Considerando uno sviluppo di trave in ml.I7 avremo un carico complessivo medio per ml. di trave :

$$\frac{I}{I7} \times 30I.I70 + 2300 + 385 = 20.432 \text{ Kg/ml.}$$

che con una larghezza di base pari a m.I,30, dara' un carico specifico sul terreno:

$$\sigma_t = \frac{20.432}{I30 \times I00} = I,57 \text{ Kg/cmq.}$$



T R A V E I - II - I7 - 20

Analisi dei carichi per ml.di fondazione:

Dall'analisi dei Piani in Kg. avremo:

PI + PII + PI7 + P20 = 32.780 + 4I.326 + 4I.326 + 32.780 = I48.2I2 Kg.

Considerando uno sviluppo di trave in ml.I3.oo avremo un carico complessivo medio per ml. di trave:

$$\frac{I}{I3} \times I48.2I2 + 2300 + II55 = I4.855 \text{ Kg/ml.}$$

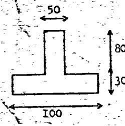
che con una larghezza di base pari a I.oo m. dara' un carico specifico sul terreno:

$$\sigma_t = \frac{I4.855}{I.00 \times I.00} = I.43 \text{ Kg/cmq.}$$

T R A V E I0 - I6 - 25

$$P_{I0} + P_{I6} + P_{25} = 38.I42 + 60.I48 + 38.I42 = I37.032 \text{ Kg.}$$

per sviluppo di trave di ml.I3.oo avremo :



$$\frac{I}{I3} \times I37.032 + 2300 + II55 = I3.995 \text{ Kg/ml.}$$

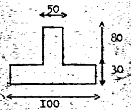
$$\sigma_t = \frac{I3.995}{I00 \times I00} = I.40 \text{ Kg/cmq.}$$

T R A V E I - 2 - 3 - 5 - 4 - 6 - 7 - 8 - 9 - I0

Per simmetria limitiamo l'analisi sino alla mezzeria del tratto 4 - 6.

$$P_{tot} = I60.827 \text{ Kg.}$$

per una lunghezza di sviluppo pari a I3.50 ml. avremo :

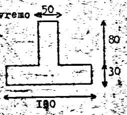


$$\frac{I60.827}{I3.50} + 3455 = II9I3 + 3455 = I5368 \text{ Kg./ml.}$$

$$\sigma_e = \frac{I5368}{I00 \times I00} = I,54 \text{ Kg/cmq.}$$

T R A V E 20 - 2I - 22 - 23 - 24 - 25 e I8 - I9

Peso Totale dei Pilastri 409II0 Kg. per uno sviluppo di travi di ml.25.oo avremo

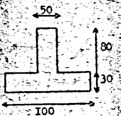


$$\frac{I}{25} \times 409.II0 + 2300 + II55 = I9.8I9 \text{ Kg/ml.}$$

$$\sigma_t = \frac{I9.8I9}{I30 \times I00} = I,52 \text{ Kg/cmq.}$$

T R A V E 26/27/28/29/ =I3I.000 Kg.

per uno sviluppo di trave pari a 9.00 m. si ha :



$$\frac{I}{9} \times I3I.000 + 2300 + II55 = I7.955 \text{ Kg/ml.}$$

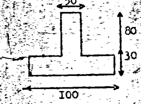
$$\sigma_t = \frac{I7.955}{I00 \times I00} = I.79 \text{ Kg/cmq.}$$

T R A V E 26 - 32 - 34 - 36

Peso Pilastri : II6.I52 Kg. per una lunghezza di trave pari a m. I0.00 avremo:

$\frac{I}{I0}$ x II6.I52 + 2300 + II55 = I5.070 Kg/ml.

$\sigma_t = \frac{I5070}{I00xI00}$ = I.50 Kg/cmq.

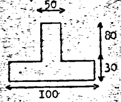


T R A V E 36 - 37 - 38

Peso pilastri : 97.000 Kg. per una lunghezza di trave pari a m.I0.00 avremo:

$\frac{I}{I0}$ x 97.000 + 2300 + II55 = I3.I55 Kg/ml.

$\sigma_t = \frac{I3I55}{I00xI00}$ = I.3I Kg/cmq.

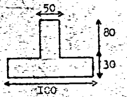


T R A V E 3I - 35 - 38

$P_{tot.}$ = II7.000 ; per L= 9.00 m. avremo:

$\frac{I}{I0.30}$ x I77.000 + 2300 + II55 = I48I4 Kg/ml.

$\sigma_t = \frac{I48I4}{I00xI00}$ = I.48 Kg/cmq.

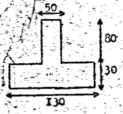


T R A V E 28 - 33 - 39 - 37

$P_{tot.}$ = I64.000 Kg. ; per L = 9.00 m. avremo:

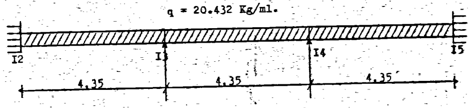
$\frac{I}{9}$ =x I64.000 + 2300 + 385 = 20.907 Kg/ml.

$\sigma_t = \frac{20.907}{I30 x I00}$ = I.6I Kg/cmq.

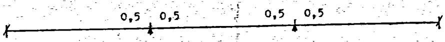


C A L C O L O D E L L A T R A V E I2 - I3 - I4 - I5

Riportiamo le dimensioni e le caratteristiche elastiche della trave continua che calcoliamo col CROSS :



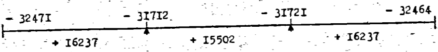
Trattandosi di trave a sezione costante i coefficienti di ripartizione sono :



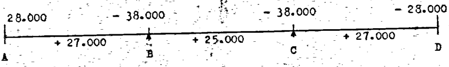
Per cui il CROSS e' il seguente :

		+ 3I7I2 (5)	- 3I72I		
		+ 8	(4) + 4		
		- I6 (3)	32		
		+ I30	(2) + 65		
+ 3247I	(5) - 3I7I2			+ 3I726	- 32464
		- 260 (I)	460		
+ 4	(3) + 8	+ 368	+ I84	- 32 (4)	- I6
+ 65	+ I30	+ 3I482	- 3I482		
+ I84	(I) + 368			- 460 (2)	- 230
+ 322I8	- 322I8			+ 322I8	- 322I8

Da cui scaturisce :



Per tener conto di condizioni di carico più svantaggiose si aumentano i momenti in mezzeria, mentre si spuntano quelli sugli incastri terminali, anzitutto perchè le condizioni d' incastro non saranno perfette ed anche perchè parte del carico dei pilastri terminali sarà assorbito dalle travi terminali di collegamento. Perciò assumiamo i seguenti valori dei momenti in base ai quali calcoliamo la trave :



In base a tali valori si è calcolato l' armatura necessaria :

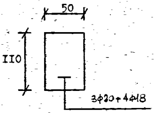
I) SUL NODO A a destra = D a sinistra

M = - 28.000 Kgm : per H = II0 cm. : h = I06 cm.

σ_c = 45 Kg/cmq : σ_f = I400 Kg/cmq

A_f = 20,06 cmq

Si adottano : ~~4~~ 3ϕ20 + 4ϕ18



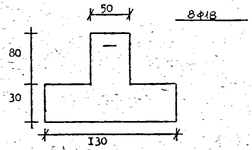
2) TRAVE A - B = C - D in mezzeria :

M = + 27.000 Kgm : per H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I30 cm.

σ_c = 25,7 Kg/cmq : σ_f = I400 Kg/cmq

A_f = I9,70 cmq

Si adottano : 8ϕ18



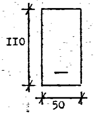
3) SUL NODO B = C

M = - 38.000 Kgm : per H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_c = 53,8 Kg/cmq : σ_f = I400 Kg/cmq

A_f = 28,2 cmq

Si adottano : 6ϕ18 + 3ϕ20



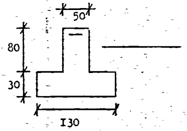
4) TRAVE B - C IN MEZZERIA :

M = + 25.000 Kgm : per H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I30 cm.

σ_c = 24,5 Kg/cmq : σ_f = I400 Kg/cmq

A_f = I8,2 cmq

Si adottano : 8 ∅ 18



VERIFICHE AL TAGLIO

Verifichiamo i punti più sollecitati :

Sul nodo B a destra e sul nodo C a sinistra

$$T = \frac{p\,l}{2} = \frac{20.432 \times 3,80}{2} = 38.820 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{38820}{0,9 \times 50 \times I06} = 8,I4 \text{ Kg/cmq} \quad > \; 6 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = \frac{8,I4}{2} \times 50 \times \frac{3,80}{2} = 38.665 \text{ Kg} \quad : \quad \frac{S}{2} = I9.332 \text{ Kg}$$

Adottando staffe ∅ IO a due bracci nel numero di 9 avremo :

S_s = 9 x 2 x 0,79 x I400 = I9.908 Kg $> \frac{S}{2}$ e disponendo di 4 ∅ 20 sagomati a 60°;

S_p = I2,56 x $\sqrt{2}$ x cos I5° x I400 = 23.940 Kg $> \frac{S}{2}$

VERIFICA TRASVERSALE

Essendo σ_t = I,57 Kg/cmq il momento trasversale per ml. di trave sarà :

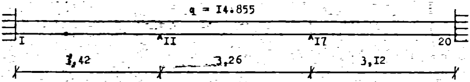
$M = I,57 \times 40 \times I00 \times \frac{0,40}{2} = I256$ Kgm : essendo H = 30 cm. : h = 26,5 cm. :

b = I00 cm. : σ_f = I400 Kg/cmq : σ_c = 25,2 Kg/cmq : A_f = 3,60 cmq p.m.l.

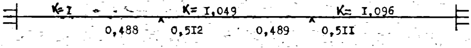
Si adottano 5 ∅ IO m.l.

TRAVE I - II - I7 - 20

Riportiamo le dimensioni e le caratteristiche elastiche della trave continua che calcoliamo col CROSS



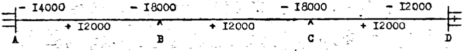
Trattandosi di trave a sezione costante si ha :



Per cui il CROSS e' il seguente :

+ I4480	- I4480	+ I3I56	- I3I56	+ I2050	- I2050
+ 323	(I) + 646	+ 678 (I)	+ 339	+ 392 (2)	+ I96
- 45	(3) - 9I	+ I87	(2) + 375	+ 24 (4)	+ I2
		- 96 (3)	- 48		
		+ I2	(4) + 24		
- I4758	- I3925	- I3937	- I2466	- I2466	- II842
+ 7390		+ 6534		+ 592I	

In base alle stesse considerazioni fatte per la trave precedente assumiamo i seguenti valori in base ai quali calcoliamo la trave .

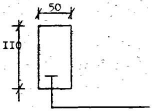


Sul nodo A a destra :

M = - I400 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f = - I400 Kg/cmq : σ_c = 30 Kg/cmq : A_f = I2,3 cmq

Si adottano 4φ16 + 3φ20

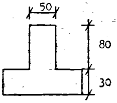


TRAVE A - B = B - C = C - D IN MEZZERIA

M = + I2.000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I00 cm.

σ_f = I400 Kg/cmq : σ_c = I9 Kg/cmq : A_f = II,3 cmq

Si adottano : 8 Ø I6

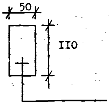


SUL NODO B = C

M = - I8000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f = I400 Kg/cmq : σ_c = 35 Kg/cmq : A_f = I5,6 cmq

Si adottano : 6φ16 + 3φ20



VERIFICHE AL TAGLIO :

Verifichiamo i punti piu' sollecitati.

Sul nodo B a sinistra :

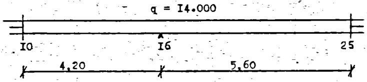
$$T = \frac{p\,l}{2} + \frac{4000}{4} = \frac{14855 \times 3,42}{2} + 1000 = 26402 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{26402}{0,9 \times 50 \times 106} = 5,53 < 6 \text{ Kg/cmq}$$

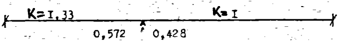
Si adottano I Ø I0/30 cm.

TRAVE I0 - I6 - 25

Riportiamo le dimensioni e le caratteristiche elastiche della trave continua che calcoliamo col CROSS.



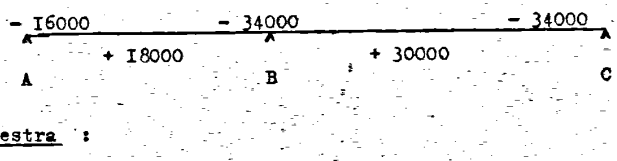
Trattandosi di trave a sezione cost. si ha :



Per cui il CROSS e' il seguente :

+ 20580	- 20580	+ 36586	- 36586
	- 9156	- 6850	
- 4575	(I)	(I)	- 3425
- I6005	- 29736	- 29736	- 400II
+ 8000		+ 20000	

Per le considerazioni precedenti assumiamo i seguenti valori .

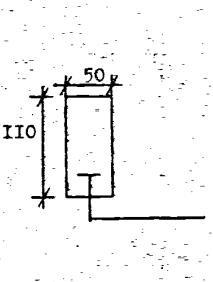


I) SUL NODO A a destra :

M = – I6000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 32,5 Kg/cmq : A_f= I4,I cmq

Si adottano : 4ø20 + 2ø12

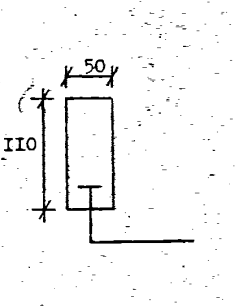


2) SUL NODO B = C :

M = – 34000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm, : b = 50 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 50 Kg/cmq : A_f= 25,3 cmq.

Si adottano 8 ø 20 + 2 ø I2 = 27,38 cmq

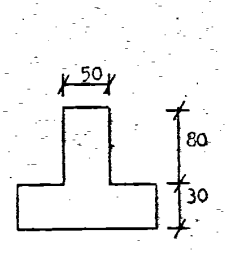


3) TRAVE A – B IN MEZZERIA

M = + I8000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I00 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 23,5 Kg/cmq : A_f= I6,4 cmq

Si adottano : 3 ø 20 + 3 ø I3 = I7,05 cmq

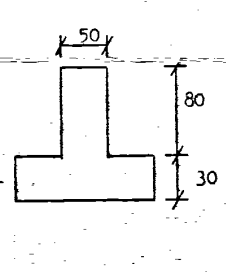


4) TRAVE B – C IN MEZZERIA

M = + 30000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I00 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 3I,5 Kg/cmq : A_f= 22,6 cmq

Si adottano 8 ø 20 = 25,I2 cmq



VERIFICA AL TAGLIO : TRATTO B – C

$T = \frac{p\,l}{2} + \frac{A\,M}{1} = \frac{I400 \times 5,60}{2} + \frac{A\,M}{1} = 39200$ Kg

$\tau = \frac{39200}{0,9 \times 50 \times I06} = 8,22$ Kg/cmq : $S = \frac{8,22}{2} \times 50 \times \frac{560}{2} = 57.540$ Kg

$\frac{S}{2}$ = 28770 Kg Adottando staffe ø I0 a due bracci nel numero di I4 avremo :

S_s= I4 x 2 x 0,79 x I400 = 30.960 Kg : I ø I0 / 20 cm.

e disponendo di 6 ø 20 sagomate a 60° : S_p= I8,84 x $\sqrt{2}$ x cos I5° x I400 = 35910 Kg

TRATTO A – B

$T = \frac{p\,l}{2} + \frac{A\,M}{1} = \frac{I4000 \times 4,20}{2} + \frac{I8000}{4,20} = 33685$ Kg

$\tau = \frac{33685}{0,9 \times 50 \times I00} = 7,06$ Kg/cmq > 6

$S = \frac{7,06}{2} \times 50 \times \frac{420}{2} = 37.065$ Kg Adottando staffe ø I0 a due bracci nel numero di 9 avremo :

S_s= 9 x 2 x 0,79 x I400 = I9908 Kg > $\frac{S}{2}$

e disponendo di 4 ø 20 sagomati a 60° S_p= I2,57 x $\sqrt{2}$ x cos I5° x I400 = 23960 Kg > $\frac{S}{2}$

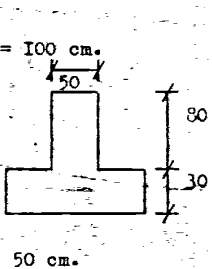
TRAVE I – 2 = 3 – 5 = 7 – 9 = 4 – 6 = 8 – I0

$M = \frac{I}{I2}$ I6000 x $\overline{4,35}^2$ = 25300 Kgm

a) Per M = + 30.000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I00 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 3I,5 Kg/cmq : A_f= 22,6 cmq

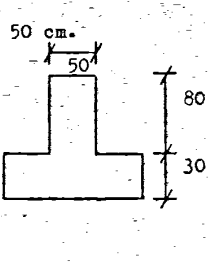
Si adottano 8 ø 20 = 25,I2 cmq.



b) Per M = – 30.000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 46,5 Kg/cmq : A_f= 22,00 cmq

Si adottano 8 ø 20



VERIFICA AL TAGLIO

$T = \frac{p\,l}{2} = \frac{I6000 \times 4,35}{2} = 34.800$ Kg : $\tau = \frac{34800}{0,9 \times 50 \times I06} = 7,29$ Kg/cmq

$S = 7,29 \times 0,5 \times 50 \times \frac{4,35}{2} = 39.639$ Kg

Si adottano I0 staffe ø I0 e 4 ø 20 sagomati a 60°

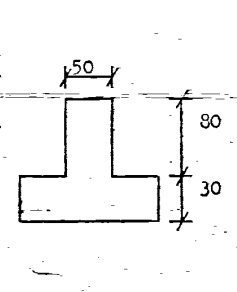
TRAVE 4 – 5 = 6 – 7

$M = \frac{I}{I2}$ I6000 x $\overline{I,60}^2$ = 34I3 Kgm

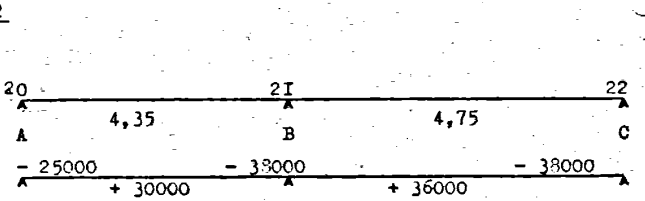
per H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq

σ_c= I4,7 Kg/cmq : A_f= 4,8 cmq Si adottano 5 ø I4 doppia armatura

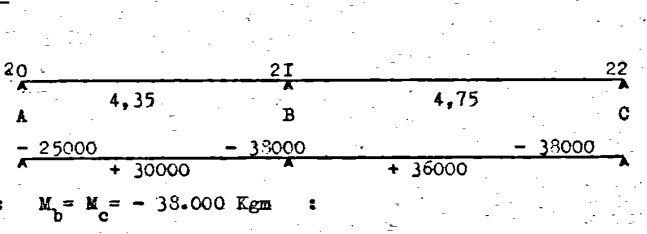
staffe 6 ø I0



TRAVE 20 – 2I – 22



Dal Cross abbiamo :



M_a= – 25.000 Kgm : M_b= M_c= – 38.000 Kgm :

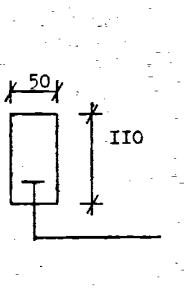
M_{a-b}= + 30000 Kgm : M_{b-c}= + 36000 Kgm

SUL NODO A

per M = – 25000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 42 Kg/cmq : A_f= I8,5 cmq

Si adottano 7 ø 20 + 2 ø I4

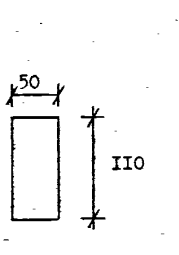


SUL NODO B = C

per M = – 38.000 Kgm : H = II0 Cm. : h = I06 cm. : b = 50 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 55,8 Kg/cmq : A_f= 28,2 cmq.

Si adottano 9 ø 20 + 2 ø I4

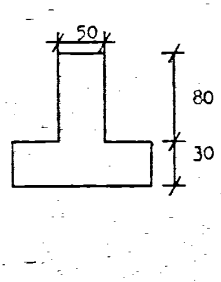


TRAVE A – B IN MEZZERIA

per M = + 30000 Kgm : H = II0 cm. : h = I06 cm. : b = I30 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 27 Kg/cmq : A_f= 2I,6 cmq.

Si adottano 8 ø 20

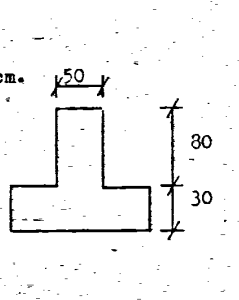


TRAVE IN MEZZERIA B – C

per M = + 36000 Kgm : h = I06 cm. : H = II0 cm. : b = I30 cm.

σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 30 Kg/cmq : A_f= 26,I cmq.

Si adottano 9 ø 20



VERIFICHE AL TAGLIO

Sul nodo B a destra :

$T = \frac{p\,l}{2} = \frac{I98I9 \times 475}{2} = 47.070$ Kg : $\tau = \frac{47.070}{0,9 \times 50 \times I06} = 9,87$ Kg/cmq

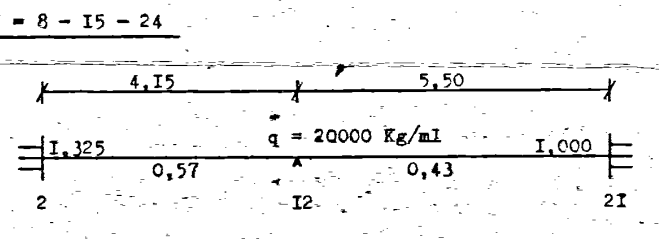
$S = \frac{9,87}{2} \times 50 \times \frac{475}{2} = 58.603$ Kg

Adottando staffe ø I0 a due bracci nel numero di I4 si ha :

S_s= I4 x 2 x 0,79 x I400 = 30.968 Kg : e disponendo 6 ø 20 sagomati a 60° :

S_p= I8,84 x $\sqrt{2}$ x cos I5° x I400 = 35.9I0 Kg

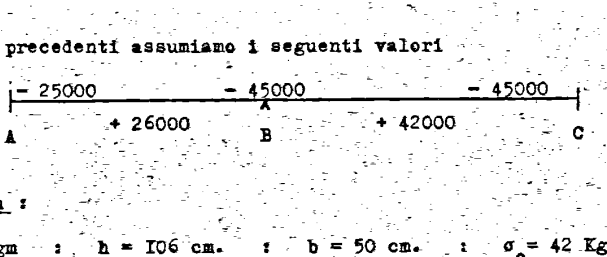
TRAVE 2 – I2 – 2I = 8 – I5 – 24



Per cui il CROSS e' il seguente :

+ 28700	– 28700	+ 50416	– 50416
– 6190	(I) – I2378	– 9338 (I)	– 4670
– 22510	– 41078	– 41078	– 55086
+ II256		+ 27542	

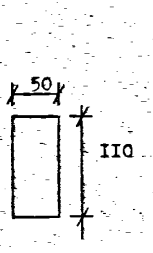
Per le considerazioni precedenti assumiamo i seguenti valori



I) Sul nodo A a destra :

Per M = – 25000 Kgm : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_c= 42 Kg/cmq

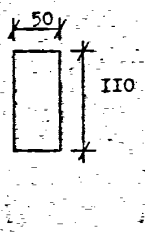
σ_f= I400 Kg/cmq : A_f= I8,5 cmq. Si adottano 7 ø 20 + 2 ø I4



2) Sul nodo B = C :

Per M = – 45000 Kgm : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_c= 52 Kg/cmq

σ_f= I400 Kg/cmq : A_f= 34 cmq Si adottano II ø 20 = 34,54 cmq



3) Sulla Mezzeria A – B :

per M = + 26000 Kgm : h = I06 cm. : b = I30 cm. : σ_c= 25 Kg/cmq

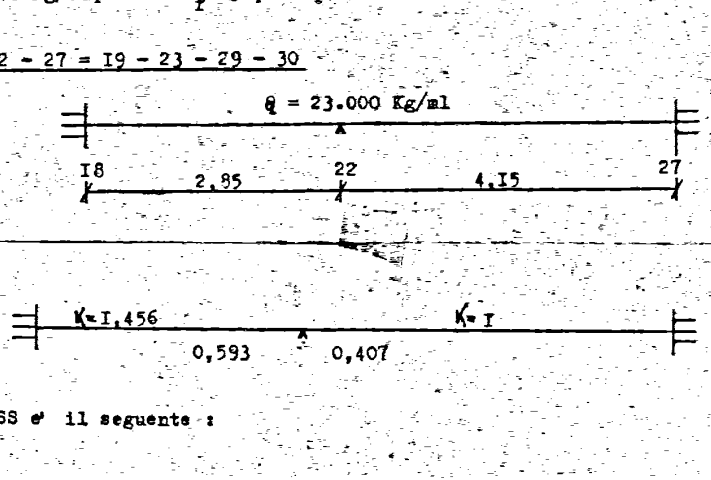
σ_f = I400 Kg/cmq : A_f = 20,5 cmq Si adottano 8 ø 20 = 25,I2 cmq

4) Sulla Mezzeria B – C :

per M = + 42000 Kgm : h = I06 cm. : b = I30 cm. : σ_c= 33 Kg/cmq

σ_f= I400 Kg/cmq : A_f= 30,6 cmq Si adottano I0 ø 20 = 3I,4 cmq

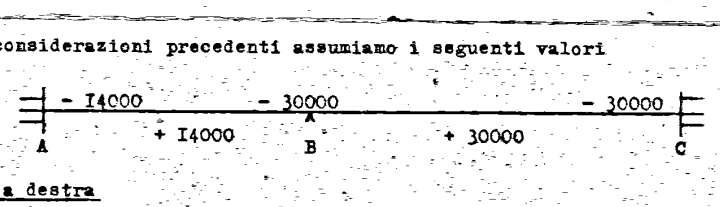
TRAVE I8 – 22 – 27 = I9 – 23 – 29 – 30



Per cui il CROSS e' il seguente :

+ I5568	– I5568	+ 33000	– 33000
– 5I68	– I0336	– 7096	– 3548
– I0400	– 25904	– 25904	– 36548
+ 5202		+ I8264	

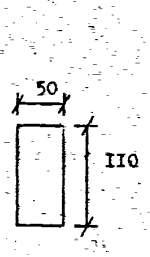
In base alle considerazioni precedenti assumiamo i seguenti valori



I) Sul nodo A a destra

per M = – I4000 Kgm : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq

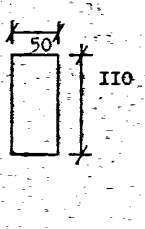
σ_c= 30 Kg/cmq : A_f= I2,4 cmq : Si adottano 6 ø I8



2) Sul nodo B = C

per M = – 30000 Kgm : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq

σ_c= 46,5 Kg/cmq : A_f= 22,6 cmq : Si adottano 8 ø 20



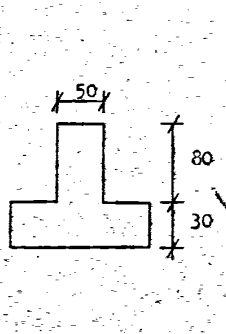
3) Per M = + 30000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

TRAVE I3 – I9

$M = \frac{I}{I0}$ 23000 x $\overline{4,00}^2$ = 36.800 Kgm : M = – 36.800 Kgm : per b = 50 cm.

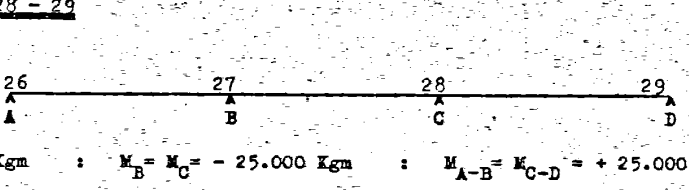
h = I06 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 52,8 Kg/cmq : A_f= 27,5 cmq

Si adottano I0 ø 20 ; staffe , 24 staffe øI0



TRAVE 26 – 27 – 28 – 29

q = I8.000 Kg/ml



M_A= M_D= – I7.000 Kgm : M_B= M_C= – 25.000 Kgm : M_{A-B}= M_{C-D} = + 25.000 Kgm

I) per M = – I7000 Kgm : b = 50 cm. : h = I06 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq

σ_c= 33,5 Kg/cmq : A_f= I3,6 cmq : Si adottano 6 ø 20

2) per M = – 25000 Kgm : σ_c= 42 Kg/cmq : A_f= I8,7 cmq

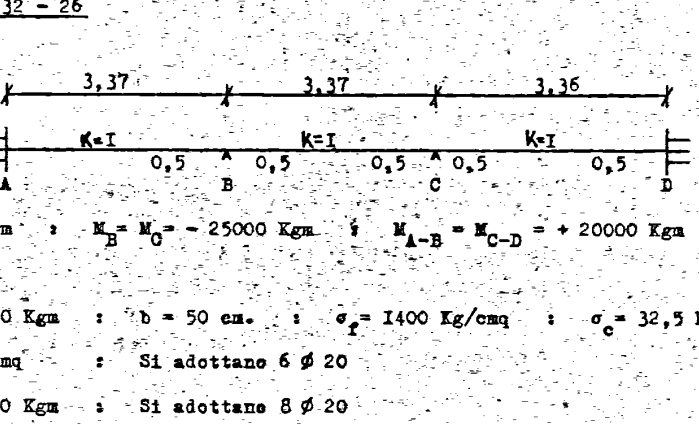
si adottano 8 ø 20

3) per M = + 25000 Kgm : σ_c= 28,5 Kg/cmq : σ_f= I400 Kg/cmq : Si adottano 8 ø 20

Al taglio si disporranno staffe N° 20 ø I0

TRAVE 36 – 34 – 32 – 26

q = I7.000 Kg/ml



M_A= M_D= – I6000 Kgm : M_B= M_C= – 25000 Kgm : M_{A-B} = M_{C-D} = + 20000 Kgm

M_{B-C} = + I6000 Kgm

I) Per M = – I6000 Kgm : b = 50 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 32,5 Kg/cmq

A_f= I2,8 cmq : Si adottano 6 ø 20

2) Per M = – 25000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

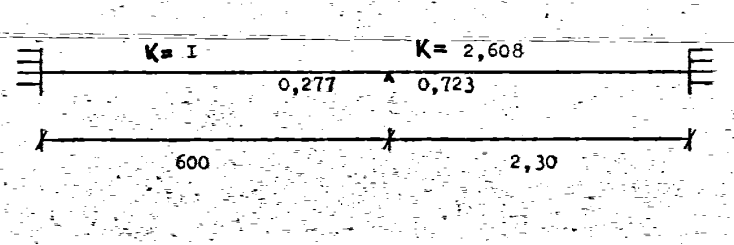
3) Per M = + 20000 Kgm : Si adottano 6 ø 20

4) Per M = + I6000 Kgm : Si adottano 6 ø 20

staffe I5 staffe ø I0 per trave.

TRAVE 3I – 35 – 38

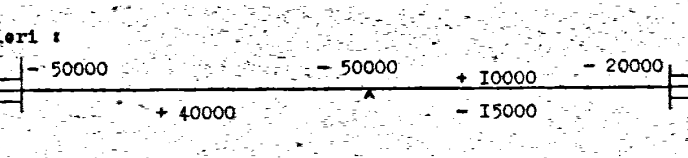
q = I7.000 Kg/ml



Col CROSS si ha :

– 5I000	+ 5I000	– 7494	+ 7494
– 6025	(I) – I2050	– 3I456	– I5728
– 57025	– 39000	– 39000	– 8234
+ 28,500		– I2,360	

Assumiamo i seguenti valori :



I) Per M = – 50000 Kgm : b = 60 cm. : H = I30 cm. : h = I26 cm.

σ_c= 46,2 Kg/cmq : σ_f= I400 Kg/cmq : A_f= 3I,2 cmq.

Si adottano I0 ø 20

2) Per M = + 40000 Kgm : σ_c= 30,5 Kg/cmq : b = I00 cm. : h = I26 cm.

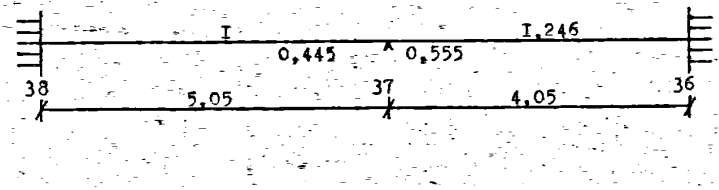
A = 24,5 cmq : Si adottano 8 ø 20

3) Per M = – I5000 Kgm : Si adottano 4 ø 20

4) Per M = + I0000 Kgm : Si adottano 4 ø 20

TRAVE 38 – 37 – 36

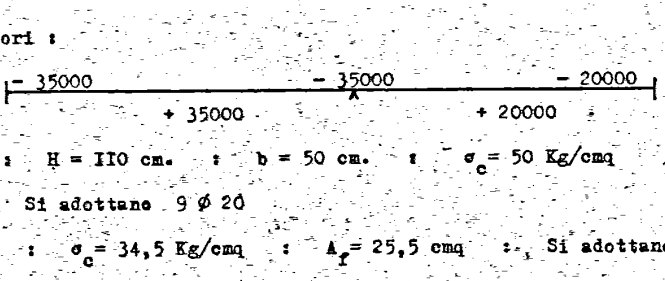
q = I5000 Kg/ml



Dal CROSS si ha :

+ 3I878	– 3I878	+ 20500	– 20500
+ 253I	+ 5062	+ 63I6	+ 3I58
– 34409	– 26816	– 26816	– I7342
+ I7205		+ 867I	

Assumiamo i seguenti valori :



I) Per M =–35000 Kgm : H = II0 cm. : b = 50 cm. : σ_c= 50 Kg/cmq

A_f= 26,5 cmq : Si adottano 9 ø 20

2) Per M = + 35000 Kgm : σ_c= 34,5 Kg/cmq : A_f= 25,5 cmq : Si adottano 9 ø 20

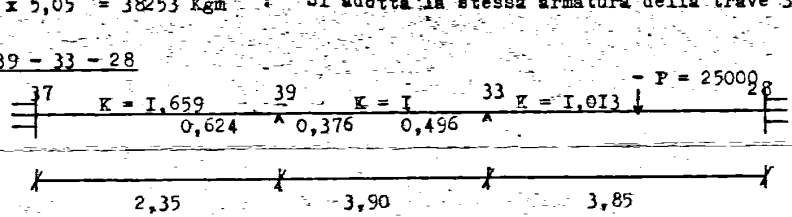
3) Per M = – 20000 Kgm : b = 50 cm. : σ_c= 34,5 Kg/cmq : A_f= I5,I cmq

Si adottano 6 ø 20 : Si adottano 25 staffe ø I0 per la campata lunga e 20 staffe ø I0 per la campata corta .

TRAVE 39 – 35

$M = \frac{I}{I0}$ I5000 x $\overline{5,05}^2$ = 38253 Kgm : Si adotta la stessa armatura della trave 38 – 37

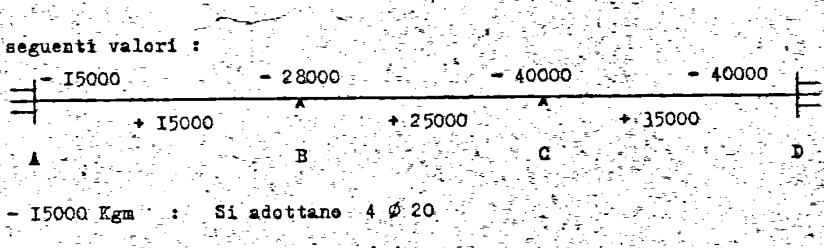
TRAVE 37 – 39 – 33 – 28



q = 2I000 Kg/ml

+ 9664	– 9664	+ 26617	– 26617	+ 37970	– 37970
– 5289	(I) – I0578	– 6375 (I)	– 3I87	– 4II6 (2)	– 2058
+ 632	(3) + I265	– 2025	(2) + 4050	– I92 (4)	– 96
+ 30	(5) + 59	+ 760 (3)	+ 380		
		– 94	(4) – I88		
		+ 35 (5)	+ I7		
– 5037	– I89I8	– I89I8	– 33645	– 33645	– 40I24
+ 25I9		+ I3644		+ 20066	

Assumiamo i seguenti valori :



I) Per M = – I5000 Kgm : Si adottano 4 ø 20

2) Per M = – 28000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

3) Per M = + 25000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

4) Per M = – 40000 Kgm : Si adottano I0 ø 20

5) Per M = + 35000 Kgm : Si adottano 9 ø 20

VERIFICA AL TAGLIO

Sul nodo C a destra

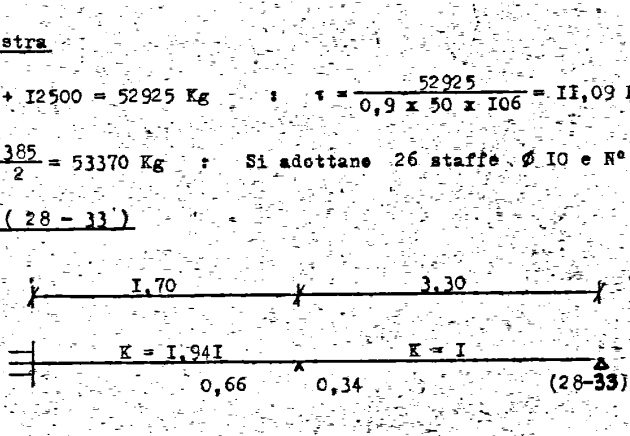
$T = \frac{2I000 \times 3,85}{2} + I2500 = 52925$ Kg : $\tau = \frac{52925}{0,9 \times 50 \times I06} = II,09$ Kg/cmq

$S = \frac{II,09}{2} \times 50 \times \frac{385}{2} = 53370$ Kg Si adottano 26 staffe ø I0 e N° 5 ø 20 sagomate a 60°

300

TRAVE 3I – 30 (28 – 33)

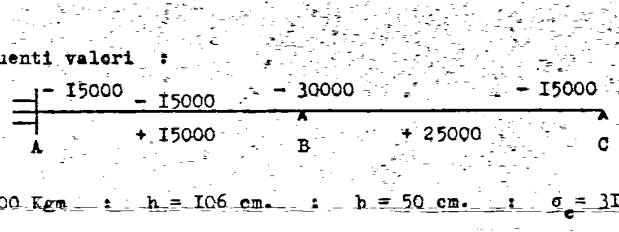
q = 2I000 Kg/ml



col CROSS si ha :

+ 5057	– 5057	+ I9060	– I9060
– 7766	(2) – I5533	+ 9530	(I) + I9060
– 660	(4) – I320	– 8000 (2)	– 4000
– 56	(6) – II2	+ 2000	(3) + 4000
– 5	(8) – I0	– 680 (4)	– 340
		+ I70	(5) + 340
		– 58 (6)	– 29
		+ I5	(7) + 29
		– 5 (8)	
– 3430	– 22032	– 22032	– 0,00
– 5I46		+ I7574	

Si adottano i seguenti valori :



I) Per M = – I5000 Kgm : h = I06 cm. : b = 50 cm. : σ_c= 3I,5 Kg/cmq

A_f= II,8 cmq : Si adottano 4 ø 20

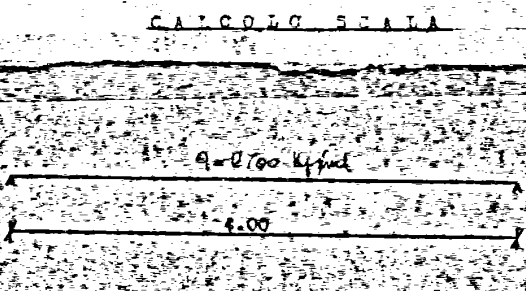
2) Per M = – 30000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

3) Per M = + 25000 Kgm : Si adottano 8 ø 20

CALCOLI PIANO TIPO

CALCOLO SCALA

a) PIANEROTTOLO CORTO



Come sovraccarico si considera il peso di metà scala e cioè : Sovr. = $\frac{I}{2}$ x 2.70 x I000 = I350 Kg/ml

peso proprio : I,35 x 0,20 x I,00 x 2500 = 675 Kg/ml

sovraccarico : I,35 x I,00 x 500 = 675 Kg/ml

q = I350 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ x $\overline{3,9}^2$ x (I350 + I350) = 3420 Kgm : per b = I35 cm. : H = 20 cm. : h = I8 cm.

σ_f= I800 Kg/cmq : σ_c= 65 Kg/cmq : A_f= II,75 cmq

Si adottano 8 ø I4 = I2,32 cm

Per il pianerottolo lungo la prima parte è identica come calcolo. Vediamo ora la parte col muro sopra.

Analisi dei carichi :

p.p. solettone : 0,20 x I,30 x I,00 x 2500 = 650 Kg/ml

sovraccarico : I,30 x I,00 x 500 = 650 Kg/ml

muratura : 0,20 x 3,I0 x I400 = 870 Kg/ml

q = 2I70 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ $\overline{3,90}^2$ x 2I70 = 2760 Kgm : per b = I30 cm. : h = I8 cm. : σ_f= I800 Kg/cmq

σ_c= 58,3 Kg/cmq : A_f= 9,4 cmq

Si adottano 5 ø I4 nel metro : Si adottano 3 ø I4 nei 30 cm. per un'area complessiva di I2,32 cmq ripartitori ø I0/30 cm.

CALCOLO DELLA RAMPA

Analisi dei carichi :

p.p. : 20 x I00 x 2500 = 500 Kg/mq

sovracc. : 500 = 500 Kg/mq

q = I.000 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ I000 x $\overline{2,7}^2$ = 607 Kgm : per H = II cm. : b = I00 cm. : h = 9,5 cm.

σ_f= I800 Kg/cmq : σ_c= 58,6 Kg/cm : A_f= 3,9 cmq

Si adottano 6 ø I2 per ml.

CALCOLO TRAVE I8 – 22 – 27

Tratto I8 – 22 : luce 3,00 m.

Analisi dei carichi :

p.p. trave : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450 Kg/ml

muro : 0,30 x 2,90 x I400 = II75 Kg/ml

q = I625 Kg/ml

Sovraccarico sulla parte caricata : $q = \frac{3,70}{2} \times \frac{I350}{I,35} + \frac{3,70}{2} \times \frac{2,70}{2} \times \frac{I000}{I,35} = 3700$ Kg/ml

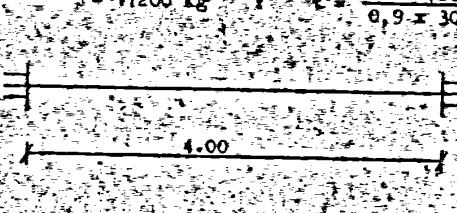
$M = \frac{I}{I2}$ (3700 + I625) x $\overline{3,00}^2$ = 4000 Kgm : per σ_f= 2000 Kg/cmq : per b = 30 cm. : H = 50 cm.

h = 47,5 cm. : σ_c= 57 Kg/cmq : A_f= 4,55 cmq

Si adottano 6 ø I0 = 4,72 cmq.

Verifica al taglio : $T = \frac{5,329 \times 2,70}{2} = 7200$ Kg : $\tau = \frac{7200}{0,9 \times 30 \times 48} = 5,55 < 6$ Kg/cmq

Tratto 22 – 27 :



Analisi dei carichi :

p.p. trave : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450 Kg/ml

muro : 0,30 x I,00 x 2,90 x I400 = II75 Kg/ml

$q = \frac{3,70}{2} \times I350 + \frac{3,70}{2} \times \frac{2,70}{2} \times I000 + 435 + \frac{I,70}{2} \times I000 = 2497 + 2497 + 435 + I850 = 7279$ Kg

$q = \frac{7279}{2,35} = 3I00$ Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ (3I00 + 450 + II75) x $\overline{4,00}^2$ = 6300 Kgm : per H = 60 cm. : h = 57,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq

σ_c= 59,5 Kg/cmq : A_f= 5,52 cmq : Si adottano 3 ø I4 + 3 ø I2 di cui 3 ø I4 diritti.

Verifica al taglio : $T = \frac{7279 \times 3,7}{2} = I3500$ Kg : $\tau = \frac{I3500}{0,9 \times 30 \times 58} = 8,6$ Kg/cmq

$S = 8,6 \times 30 \times \frac{370}{2 \times 2} = 24000$ Kg : Adottando staffe ø 8 nel numero di 9, avremo :

S_s = 9 x 2 x 0,5 x I400 = I2600 Kg e disponendo di 1ø14+3ø12 sagomati a 45° avremo S_p = 6,41 x √2 x 1400 = 12690 Kg

CALCOLO TRAVI PIANO TIPO

I) TRAVE 3 – 2 – I2 – 2I – 9 – 8 – I5 – 24

Analisi dei carichi :

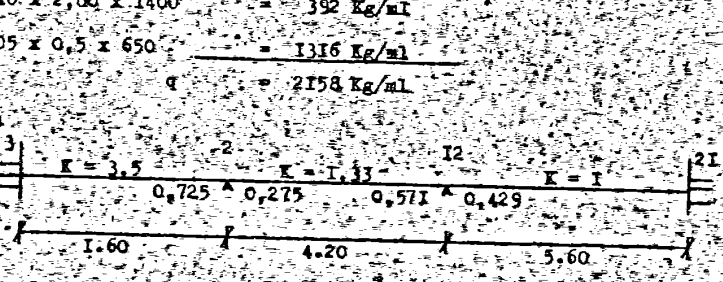
p.p. trave : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450 Kg/ml

muratura : 0,I0 x 2,80 x I400 = 392 Kg/ml

solaio : 4,05 x 0,5 x 650 = I3I6 Kg/ml

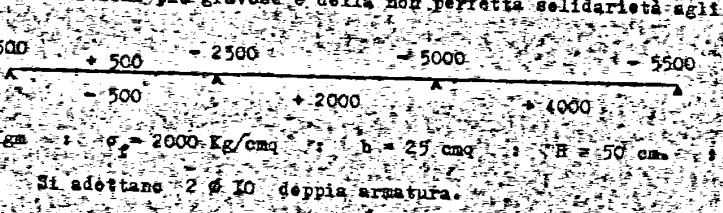
q = 2I58 Kg/ml

Col CROSS si ha :



+ 460	– 460	+ 3I7I	– 3I7I	+ 5638	– 5638
– 983	(I) – I966	– 747 (I)	– 372	– 898 (2)	– 449
+ 2I7	(3) + 434	+ 598	(2) – II97	– 35 (4)	– I7
+ 8	(5) – I7	– I64 (3)	+ 82		
		+ 23	(4) – 47		
		– 6 (5)	+ 3		
– 298	– I975	– I975	– 4707	– 4705	– 6I04
– 446		+ I378		+ 3053	

Per tenere conto di condizioni più gravose e della non perfetta solidarietà agli estremi, assumiamo i seguenti valori :



I) per M = 500 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : b = 25 cmq : H = 50 cm. : h = 47,5 cm.

σ_c=23 Kg/cmq : Si adottano 2 ø I0 doppia armatura.

2) per M = – 2500 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 43,5 Kg/cmq : b = 30 cm. : H = 50 cm.

h = 47,5 cm. : A_f= 3,02 cmq : Si adottano 4 ø I0 + 2 ø 8

3) per M = + 2000 Kgm : Si adottano 4 ø I0

4) per M = – 5000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 65 Kg/cmq : H = 50 cm. : h = 47,5

A_f= 5,7 cmq : Si adottano 4 ø I0 + 2 ø 8 + I ø I0 + I ø I0 moncone.

5) per M = + 4000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 57 Kg/cmq : H = 50 cm. : h = 47,5 cm.

A_f= 4,52 cmq : Si adottano 6 ø I0 = 4,74 cmq

6) per M = – 5500 Kgm : H = 50 cm. : h = 47,5 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq

σ_c= 60 Kg/cmq : A_f= 9,2 cmq : Si adottano 3 ø I0 + 2 ø 8 + 2 monconi ø 20 omogeneo

Verifica al taglio :

Verifichiamo il nodo più sollecitato : $T = \frac{2I48 \times 5,3}{2} = 5692$ Kg : $\tau = \frac{5692}{0,9 \times 30 \times 47,5} = < 6$ Kg/cmq

2) TRAVE I2 – I3 – I4 – I5

Analisi dei carichi :

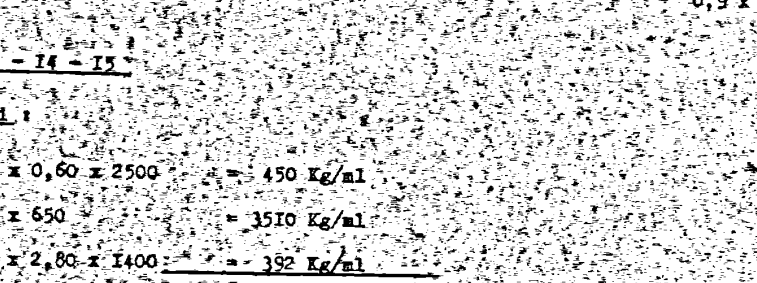
p.p. trave : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450 Kg/ml

solaio : 5,40 x 650 = 35I0 Kg/ml

muratura : 0,I0 x 2,80 x I400 = 392 Kg/ml

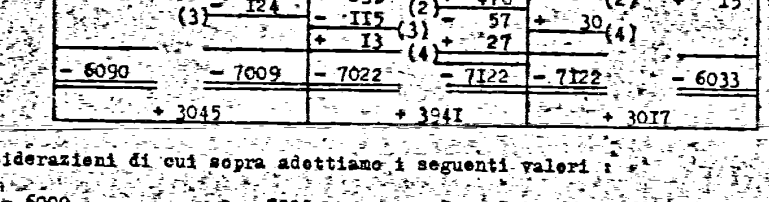
q = 4352 Kg/ml

Col CROSS si ha :



+ 6396	– 6396	+ 7342	– 7342	+ 6396	– 6396
– 244	(I) – 489	– 457	– 228	+ 696	+ 348
– 62	(3) – I24	+ 239 (I)	(2) + 478	(2)	+ I5
		– II5	+ 57	+ 30 (4)	
		+ I3 (3)	(4) + 27		
– 6090	– 7009	– 7022	– 7I22	– 7I22	– 6033
+ 3045		+ 324I		+ 30I7	

Per le stesse considerazioni di cui sopra adottiamo i seguenti valori :



I) per M = – 6000 Kgm : H = 55 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 64,3 Kg/cmq

A_f= 6,2 cmq : Si adottano 2 ø I2 + 2 ø 8 + 2 ø I4 monconi

2) per M = + 3800 Kgm : H = 55 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 49,2 Kg/cmq

A_f= 3,89 cmq : Si adottano 2 ø I0 + 2 ø I2 + I ø 8 = 4,33

3) per M = – 7000 Kgm : H = 55 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 62 Kg/cmq

A_f= I0,65 cmq : Si adottano 2 ø 8 + 4 ø I2 + 3 ø I6 monconi omogenei

4) per M = + 4200 Kg/cmq : H = 55 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq

σ_c= 52,5 Kg/cmq : A_f= 4,3 cmq : Si adottano 4 ø I2 = 4,52

VERIFICA AL TAGLIO :

Verifichiamo il nodo più sollecitato :

$T = \frac{4352 \times 4,20}{2} = 9I39$ Kg : $\tau = \frac{9I39}{0,9 \times 30 \times 52,5} = 6,44$ Kg/cmq : $S = \frac{6,44 \times 2I0 \times 30}{2} = 20286$ Kg

Adottando 8 staffe ø 8 si ha :

S_s = 8 x 2 x 0,50 x I400 = II200 Kg. : e disponendo di N° 2 sagomati ø I2 + N° 2 sagomati ø I4 :

S_p = 5,34 x $\sqrt{2}$ x I400 = I054I Kg

TRAVE 37 – 39 – 33 – 28

Analisi dei carichi :

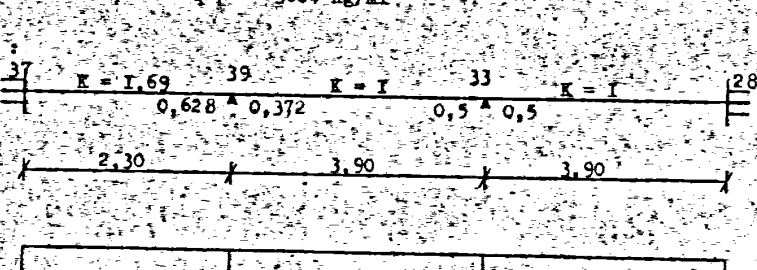
p.p. trave : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450 Kg/ml

solaio : 425 x 650 = 2762 Kg/ml

muratura : 0,I0 x 2,80 x I400 = 392 Kg/ml

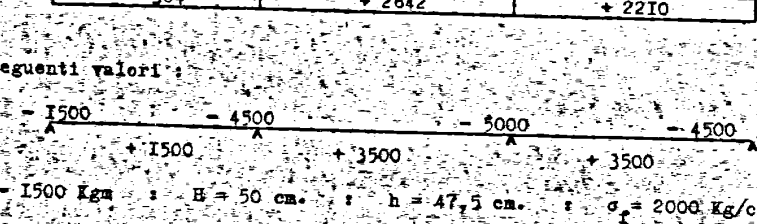
q = 3604 Kg/ml

Col CROSS si ha :



+ I587	– I587	+ 4563	– 4563	+ 4563	– 4563
– 935	(I) – I870	– II06 (I)	– 553	+ 276 (2)	+ I38
– 44	– 88	– I38	(2) – 276	+ I2	+ 6
	(3)	– 50 (3)	+ 25		
		+ 6	(4) + I2		
– 608	– 3545	– 355I	– 4853	– 485I	– 44I8
+ 304		+ 2642		+ 22I0	

Assumiamo i seguenti valori :



I) per M = – I500 Kgm : H = 50 cm. : h = 47,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 33 Kg/cmq

A_f= I,65 cmq : 4 ø 8 doppia armatura

2) per M = – 4500 Kgm : h = 47,5 cm. : σ_f = 2000 Kg/cmq : σ_c= 62 Kg/cmq

A_f= 5,2 cmq : Si adottano 2 ø I2 + 4 ø 8 + I ø I2 moncone.

3) per M = + 3500 Kgm : h = 47,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 58 Kg/cmq

A_f= 4,3 cmq : Si adottano 4 ø I2 = 4,52 cmq

4) per M = – 5000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : h = 47,5 cm. : σ_c= 65 Kg/cmq

A_f= 5,7 cmq : Si adottano 4 ø I2 + 2 ø 8 + I ø I0 moncone.

TRAVE 26 – 32 – 34 – 36

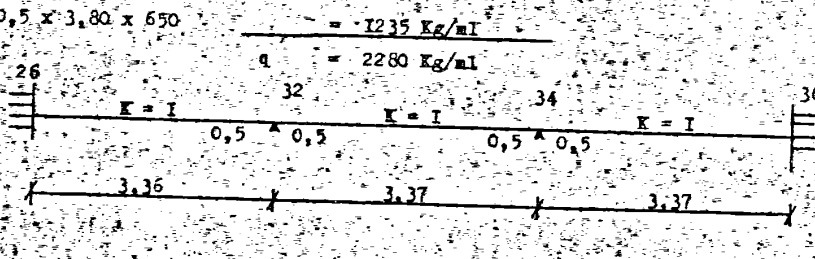
Analisi dei carichi :

p.p. trave : 0,30 x 0,55 x 2500 = 4I5 Kg/ml

muratura : 0,20 x 2,80 x I400 x 0,8 = 630 Kg/ml

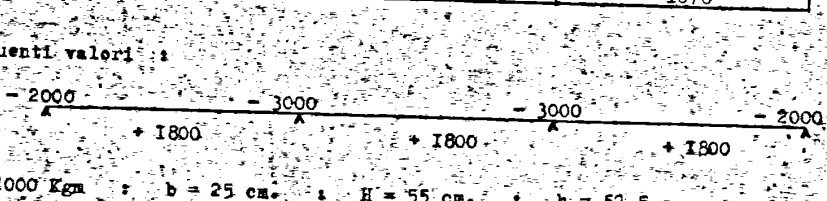
solaio : 0,5 x 3,80 x 650 = I235 Kg/ml

q = 2280 Kg/ml



+ 2I57	– 2I57	+ 2I57	– 2I57	+ 2I57	– 2I57
+ I078		+ I078		+ I078	

Assumiamo i seguenti valori :



I) per M = – 2000 Kgm : b = 25 cm. : H = 55 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq

σ_c= 38,2 Kg/cmq : A_f= 2 cmq : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0

2) per M = + I800 Kgm : b = 25 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 36 Kg/cmq

A_f= I,8 cmq : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0 = 2,57

3) per M = – 3000 Kgm : b = 25 cm. : h = 52,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 48 Kg/cmq

A_f= 3,04 cmq : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I2

TRAVE I – 2 = 3 – I0

Analisi dei carichi :

p.p. trave 4I5 Kg/ml

muratura 630 Kg/ml

q = I045 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ I045 x $\overline{4,35}^2$ = I647 Kgm : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0 : staffe ø 6/25

TRAVE 3 – 5 – 7 – 9

Analisi dei carichi :

p.p. = 4I5 Kg/ml

muratura = 630 Kg/ml

solaio : 405x650 = 2632 Kg/ml

q = 3677 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ 3677 x $\overline{3,9}^2$ = 4660 Kgm : per σ_f= 2000 Kg/cmq : b = 25 cm. : h = 52,5 cm.

σ_c= 6I Kg/cmq : A_f= 4,75 cmq : τ < 6 Kg/cmq : Si adottano 2 ø I0 + 2 ø I4 + 2 ø 8 all'incastro; 2 ø I0 + 2 ø I4 in mezzeria : staffe ø 6/25

TRAVE 5 – 4 = 7 – 6 = 29 – 30

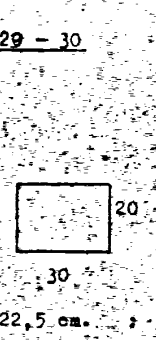
Analisi dei carichi :

p.p. = 4I5 Kg/ml

solaio 2,I0 x 750 = I575 Kg/ml

muratura = 630 Kg/ml

q = 2620 Kg/ml



$M = \frac{I}{I2}$ 2620 x $\overline{I,6}^2$ = 558 Kgm : per b = 30 cm. : h = 22,5 cm. : σ_f= 2000 Kg/cmq

σ_c= 46 Kg/cmq : A_f= I,45 cmq : Si adottano 4 ø 8 doppia armatura : ø 6/20 cm.

TRAVE 4 – 6

analisi dei carichi :

p.p. trave = 4I5 Kg/ml

muratura = 630 Kg/ml

solaio 6,50 x 200 = I300 Kg/ml

q = 2345 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ 2345 x $\overline{4,5}^2$ = 3957 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 56 Kg/cmq : A_f= 405 cmq

Si adottano 4 ø I2 = 4,52 cmq

TRAVE 25 – I6 – I0

Analisi dei carichi :

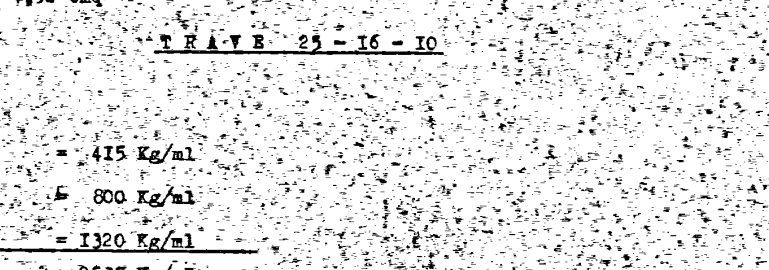
p.p. trave = 4I5 Kg/ml

muratura = 800 Kg/ml

solaio : 2,03 x 650 = I320 Kg/ml

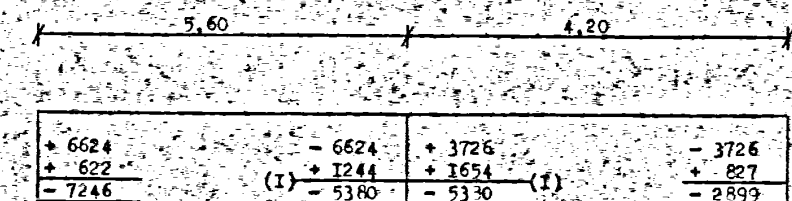
q = 2535 Kg/ml

Col CROSS si ha :



+ 6624	– 6624	+ 3726	– 3726
+ 622	(I) + I244	+ I654 (I)	+ 827
– 7246	– 5380	– 5330	– 2899
+ 3623		+ I450	

Assumiamo i seguenti valori :



I) per M = – 6500 Kgm : per σ_f= I400 Kg/cmq : b = 25 cm. : h = 52,5 cm.

σ_c= 65 Kg/cmq : A_f= 9,85 cmq : Si adottano 2 ø 8 + I ø I4 + I ø I0 + 2 ø 20 omogenei

2) per M = + 4500 Kgm : per σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 60,5 Kg/cmq : A_f= 4,62 cmq

Si adottano 2 ø I4 + 2 ø I0

3) per M = 6000 Kg/cmq : b = 52,5 cmq : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 64,3 Kg/cmq

A_f= 6,2 cmq : Si adottano 2 ø 8 + I ø I4 + I ø I0 + 2 ø I0 + I ø I4 moncone

4) per M = + 2000 Kgm : Si adottano 4 ø I0 : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 38 Kg/cmq

A_f= 2.00 cmq

5) per M = – 3000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 48 Kg/cmq : A_f= 3,05 cmq

Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0 + I ø I0 moncone

VERIFICA AL TAGLIO

$T = \frac{2535}{2} \times 5,30 = 67I7$: $\tau = \frac{67I7}{0,9 \times 52,5 \times 25} = < 6$ Kg/cmq

TRAVE 20 – 2I – 22

Analisi dei carichi :

A) TRATTO 20 – 2I

Muratura = 840 Kg/ml

p.p. trave = 4I5 Kg/ml

q = I255 Kg/ml

B) TRATTO 2I – 22

Muratura = 630 Kg/ml

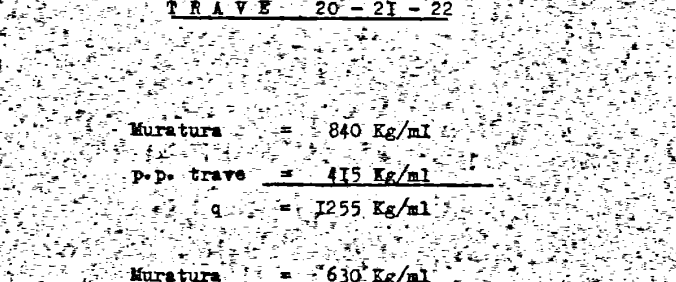
p.p. trave = 4I5 Kg/ml

solaio:265x650 = I722 Kg/ml

q = 2767 Kg/ml

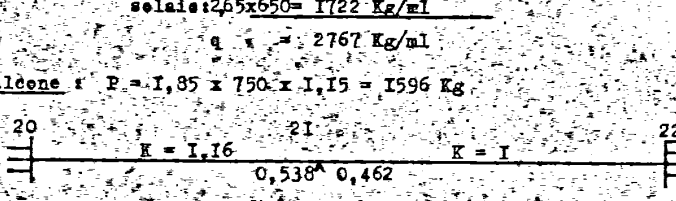
Carico concentrato balcone : P = I,85 x 750 x I,I5 = I596 Kg

Col CROSS si ha :



+ I279	– I279	+ 6II0	– 6880
– I300	(I) – 2600	– 2252 (I)	– III6
– 2I	– 3879	– 3878	– 7996
– 32		+ 4200	

Assumiamo i seguenti valori :



I) per M = – I500 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 32,5 Kg/cmq : b = 25 cm.

h = 52,5 cm. : A_f= I,5 cmq : Si adottano 2 ø 8 + I ø I0 + I ø 8

2) per M = I000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : A_f= I.00 cmq : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0

3) per M = – 5000 Kgm : σ_c= 64 Kg/cmq : A_f= 5,I cmq : Si adottano 2 ø 8 + I ø I0 + I ø 8 + I ø I2 + I ø I4 + I ø 8 moncone.

4) per M = + 5000 Kgm : Si adottano 2 ø I4 + 2 ø I2

5) per M = – 7000 Kgm : σ_c= 69 Kg/cmq : σ_f= I400 Kg/cmq : A_f= I0,7 cmq

Si adottano 2 ø 8 + I ø I4 + I ø I2 + 3 ø I8 monconi

VERIFICA AL TAGLIO

Verifichiamo il nodo più sollecitato e precisamente il nodo 22.

$T = 2767 \times \frac{4,75}{2} + I295 = 7866$ Kg : $\tau = \frac{7866}{0,9 \times 25 \times 52,5} = 6,66$ Kg/cmq : $S = 666 \times 25 \times \frac{4,75}{4} = I977I$ Kg

Disponendo di staffe ø 8 nel numero di 8 avremo : S = 8 x 2 x 0,5 x I400 = II200 Kg > $\frac{S}{2}$

adottando sagomati I ø I4 + I ø I2 + I ø 20 avremo :

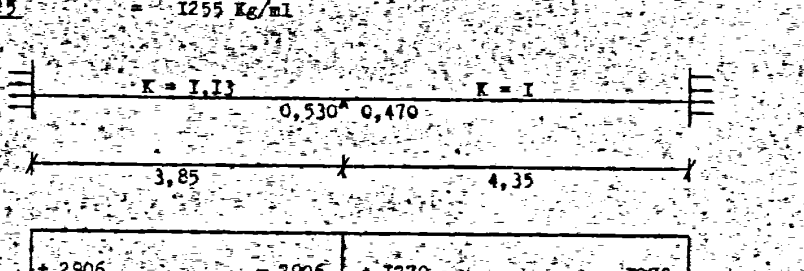
S_p = 5.8I x $\sqrt{2}$ x I400 = II.468

TRAVE 23 – 24 – 25

Analisi dei carichi :

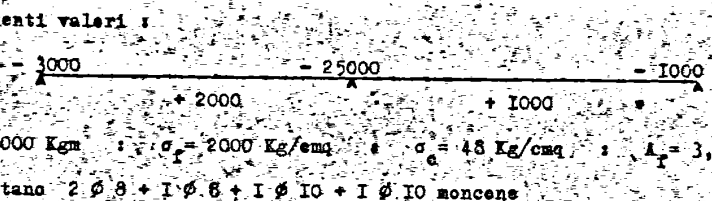
A) TRATTO 23 – 24 = 2767 Kg/ml

B) TRATTO 24 – 25 = I255 Kg/ml



+ 2906	– 2906	+ I279	– I279
+ 432	(I) + 863	+ 764 (I)	+ 382
– 3338	– 2043	– 2043	– 897
+ I669		+ 448	

Assumiamo i seguenti valori :



I) per M = – 3000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 48 Kg/cmq : A_f= 3,05 cmq

Si adottano 2 ø 8 + I ø 8 + I ø I0 + I ø I0 moncone

2) per M = + 2000 : Si adottano 2 ø 8 + 2 ø I0

3) per M = 25000 Kgm : Si adottano 2 ø 8 + I ø 8 + I ø I0 + I ø I0 moncone : A_f= 2,7 cmq

4) per M = I000 : Si adottano 4 ø 8

TRAVE I8 – I9

Analisi dei carichi :

muratura = 840 Kg/ml

p.p. trave = 450 Kg/ml

solaio : 650 x I,20 = 780 Kg/ml

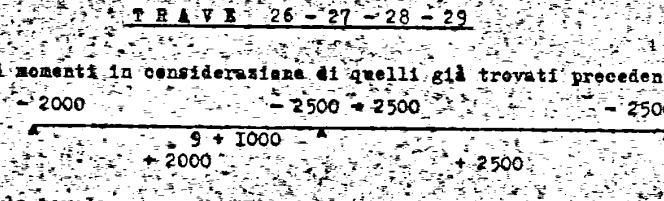
q = 2070 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ 2070 x $\overline{4.00}^2$ = 2760 Kgm : per σ_f= 2000 Kg/cmq : H = 40 cm. : h = 37,5 cm.

σ_c= 60,5 Kg/cmq : A_f= 3,95 cmq : Si adottano 3 ø I2 + I ø I0

TRAVE 26 – 27 – 28 – 29

Assumiamo i seguenti momenti in considerazione di quelli già trovati precedentemente.



per il ferro vedere la tavola.

TRAVE 3I – 35

Analisi dei carichi :

p. trave = 350 Kg/ml

muratura : 840 x 0,8 = 672 Kg/ml

solaio : 0,5 x 4,70 x 650 = I525 Kg/ml

q = 2547 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ 2547 x $\overline{6,00}^2$ = 764I Kgm : Si adotta – 7000 Kgm all'incastro e 6000 in mezzeria.

I) per M = – 7000 Kgm : h = 52,5 cm. : σ_f= I400 Kg/cmq : σ_c= 62 Kg/cmq :

A_f= I0,65 cmq : Si adottano 3 ø I2 + 2 ø 8 + 2 ø 20 monconi.

2) per M = 6000 Kgm : σ_f= 2000 Kg/cmq : σ_c= 64,3 Kg/cmq : A_f= 6,2 cmq : Si adottano 6 ø I2

~~Si adottano 22 staffe ø 8~~

TRAVE 36 – 37 – 38

Analisi dei carichi :

A) TRATTO 36 – 37 : q = I255 Kg/ml

B) TRATTO 37 – 38

p.p. trave = 350 Kg/ml

muratura 340 x 0,5 = 420 Kg/ml

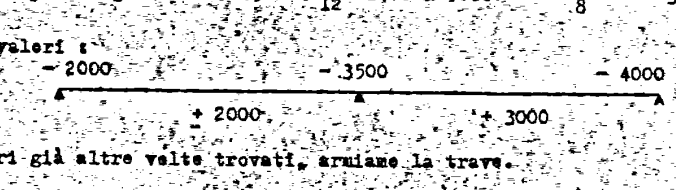
solaio I00 x 700 = 700 Kg/ml

q = I470 Kg/ml

Carico concentrato : muratura 840 Kg

a) $M = \frac{I}{I2}$ I255 x $\overline{4.I0}^2$ = I758 Kgm : b) $M = \frac{I}{I2}$ I470 x $\overline{5.00}^2$ + $\frac{840 \times 500}{8}$ = 3585

Assumiamo i seguenti valori :



In base a questi valori già altre volte trovati, armiamo la trave.

a) per M = 3500 Kgm : A_f = 3,60 cmq

b) per M = – 4000 Kgm : A_f = 4,I cmq

La trave 39 – 35 è uguale alla 37 – 38.

CALCOLO TRAVETTO REGGIMURO

Analisi dei carichi :

muratura I0 x 3,00 x I400 = 420 Kg/ml

p.p. 0,30 x 0,20 x 2500 = I40 Kg/ml

q = 570 Kg/ml

$M = \frac{I}{I2}$ $\overline{4.05}^2$ x 570 = 779 Kgm : per σ_f= I400 Kg/cmq : H = 20 cm. : b = 30 cm.

σ_c= 59,5 cm. : A_f= 3,45 cmq : Si adottano 4 ø I0 + I ø 8

TRAVETTO REGGIMURO

M = 779 Kgm : per σ_f= 2000 Kg/cmq : h = I0 cm. : σ_c= 65 Kg/cmq : h = ~~22,5~~ 32,5 cm.

B = 35 cm. : A_f= I.32 cmq : Si adottano 2 ø I0 doppia armatura

staffe ø 6/25 cm.