

I.A.C.P. di BRINDISI



L. 200

Costruzione di n. 16 alloggi per agricoltori in
CELLINO SAN MARCO

Il calcolatore :

Relazione tecnica dei calcoli statici



At 11377/2.4.18/4r
23 SET 1970

Visto

IL CONSIGLIERE DI 5 CL.
(Dr. Ezio Fanarese)

[Signature]

COSTRUZIONE DI ABITAZIONE PER LAVORATORI AGRICOLI

RELAZIONE DEI CALCOLI STATICI

Si premettono per i diversi elementi: Solaio, tramezzi, ecc. i relativi carichi unitari precisando che è previsto l'impiego di cemento tipo 600 per le fondazioni e per le strutture in elevazione. - Solai di calpestio e copertura $H = 21,5$; $i. = 50$.

tipo Celersap.....	Kg. 260/mq.
masso e pavimento di copertura.....	" 120/mq.
incidenza tramezzi.....	" 100/mq.
sovraccarico solai di copertura e calpestio	250/mq.
" scale e balconi	" 400/mq.
tompagnatura in tufo a cassa vuota.....	" 300/mq.
pavimento e intonaco.....	" 80/mq.

N.B. A vantaggio della stabilità i carichi sulle travi perimetrali dovute alla presenza delle tompagnature non saranno ridotte per effetto dei vuoti vani finestre, ed i muri in laterizio e tufo saranno considerati come se fossero tutti in tufo. -

ANALISI DEI CARICHI SUI SOLAI ALLA COPERTURA.

Peso proprio.....	Kg. 260/mq.
masso e pavimento.....	" 140/mq.
sovraccarico.....	" 250/mq.
totale.....	<u>Kg. 650/mq.</u>

AL PIANO TIPO

Peso proprio.....	Kg. 260/mq.
pavimento ed intonaco.....	" 120/mq.
incidenza tramezzi.....	" 100/mq.
sovraccarico.....	" 250/mq.
totale.....	<u>Kg. 750/mq.</u>

./.

SULLO SBALZO E BALCONI

Peso proprio..... Kg. 260/mq.
pavimento e intonaco..... Kg. 80/mq.
incidenza tramezzi..... Kg. 100/mq.
sovraccarico..... Kg. 400/mq.
totale..... Kg. 840/mq.

I calcoli statici sono stati condotti in conformità alle norme contenute nei R.D.L. 16.11.1939 n°2228 e 2229 e in ottemperanza alle prescrizioni di Capitolato adottando ferro omogeneo e cemento Pozzolanico 325 (600) per opere di fondazione e cemento ad alta resistenza 425 (730) per le strutture in elevazione.

Le sollecitazioni massime sono le seguenti :

	425	325
PRESSIONE SEMPLICE	50 Kg/cmq.	40
FLESSIONE E PRESSO FLESSIONE	60 Kg/cmq.	40 Kg/cmq.
FERRO OMOGENEO	1400 Kg/cmq.	

./.

ANALISI DEI CARICHI SUI PILASTRI

Nella tabella seguente sono riportati i carichi per ogni pilastro e per ogni piano -

PIANO N° PILASTRO	FONDAZIONE	I ORDINE	II ORDINE	ATTICO	SEZ.	ARMAT.	STAFFE
1	24.380	17.820	8.135				
2	31.815	23.835	13.935	4.000			
3	39.350	29.350	12.235				
4	31.815	23.835	13.935	4.000			
5	41.820	35.260	16.855				
6	59.560	48.820	24.855				
7	48.810	35.790	22.395	10.000			
8	48.810	35.790	22.395	10.000			
9	41.560	30.820	15.855				
10	38.750	29.650	15.475				
11	58.000	44.000	27.000	10.000			
12	58.000	44.000	27.000	10.000			
13	56.100	47.000	24.200				
14	11.600	10.700	4.800				
15	35.800	27.200	14.400				
16	16.900	14.400	8.000				
17	35.150	25.800	12.900				
18	22.100	19.650	10.000				
19	19.100	12.650	5.850				

./.

Travi rovescie di fondazione.

Data la natura del terreno si prevede una fondazione a travi rovescie continue, dimensionate con una notevole rigidezza onde diffondere uniformemente i carichi sul terreno.

Travata 1 - 13

Si riportano ai fini del calcolo gli scarichi dei pilastri riportati nella tabella.

$$\sum P = \frac{1}{2} 24.380 + 31815 + 41.820 + \frac{1}{2} 56.100 = 113.875 \text{ Kg.}$$

$$\text{p.p.fond. } (1.30 \times 0.35 \times 0.50 \times 0.55) \times 2.500 \times 12.50 = 22.500 "$$

$$\text{murat. sulla costola: } 0.40 \times 12.50 \times 1.50 \times 1400 = 10.500 "$$

$$\text{Terra sull'ala: } 12.50 \times 2 \times 0.40 \times 1800 \times 1,1 = \underline{20.250 "}$$

sommano

$$167.125 \text{ Kg.}$$

Carico unitario sul terreno

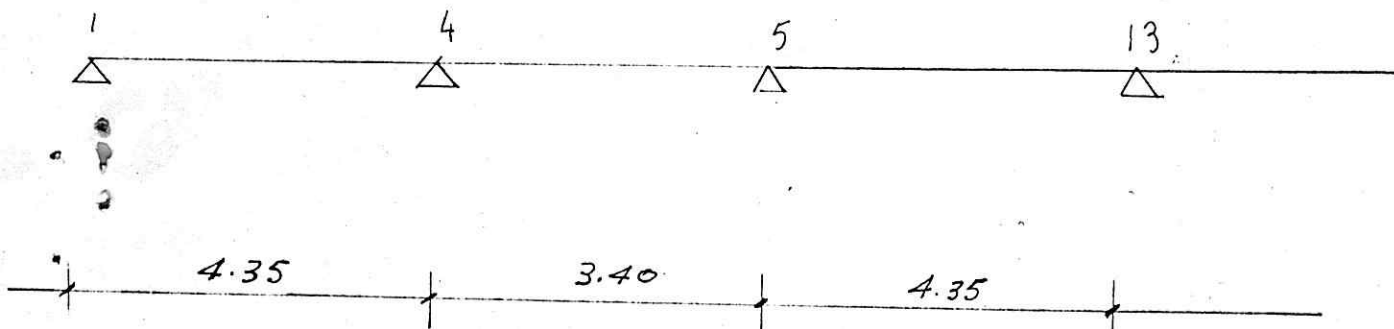
$$\sigma_t = \frac{167.125}{1250 \times 130} = 1,02 \text{ Kg/cmq.}$$

Carico al ml. di trave rovescia

$$p_c = \frac{113.875}{12,50} = 9110 \text{ Kg/ml.}$$

Azioni flettenti :

$$p_c = 9110 \text{ Kg/ml.}$$



	0.45	0.57	0.57	0.43	0
-14.300	+14.300	- 8.745	+ 8745	-14.400	+14.300
+11.440	+ 5.720				
- 2.424	- 4.848	- 64226	- 3213		
+ 1.939	+ 969	- 2.498	+ 4997	+ 3.770	+ 1.885
- 745	- 1.491	- 1.976	- 908	- 6.474	-12.948
+ 596	+ 298	+ 2.126	+ 4253	+ 3.209	+ 1.604
- 521	- 1.042	- 1.381	- 690	- 641	- 1.283
+ 416	+ 208	+ 379	+ 758	+ 572	+ 457
- 126	- 252	- 334	- 167	- 183	- 366
+ 100	+ 50	+ 99	+ 199	+ 150	+ 75
	- 64	- 84	- 42	- 30	- 60
			+ 41	+ 30	



Azioni taglianti :

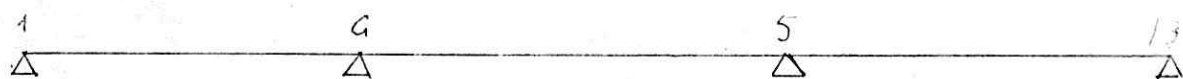


$$M_{1-4} = - 3.625 + \frac{17.238^2}{2 \times 9110} = 12.683 \text{ Kgm.}$$

$$M_{4-5} = - 13.848 + \frac{15.487^2}{2 \times 9110} = 648 \text{ Kgm.}$$

Si arma alla flessione per i seguenti momenti avendo considerato per il momento positivo della $4/5 \cdot \frac{1}{14 \times 5} q l^2$.

./.



M	12.683	13.848	(7.237)	13.848	12.683
H	90	90	90	90	90
b	50	50	50	50	50
c	36	37	25	37	35
Af	11,1	12,1	6,4	12,1	11,1

Verifica al taglio :

$$T = 22.298 \quad \max = \frac{22.298}{0.9 \times 50 \times 87.5} = 5,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6$$

Essendo $\tau < 6$ non occorre armatura al taglio . Si arma prudenzialmente con staffe $\emptyset 3/15\text{cm}$. a 2 braccia

$$S = \frac{5,6 \times 50 \times 435}{4} = 30.450 \text{ Kg}$$

$$S_s = 15 \times 1.01 \times 1400 = 21.210 \text{ Kg}$$

$$A_f = \frac{30.450 - 21.210}{2 \times 1.400} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Verifica ala :

$$M = 1/2 \times 9110 \times 0.40 = 730 \text{ Kgm.}$$

$$H = 35 \quad b = 100 \quad \sigma_f = 1400 \quad \text{trascurabile} \quad A_f = 1,8 \text{ cm}^2$$

Si adoperano $\emptyset 10/15 \text{ cm}$.

Travata 2 - 12

$$\sum P = \frac{1}{3} \times 31.815 + 59.560 + 48.810 + \frac{1}{3} \times 58.000 = 138.341 \text{ Kg.}$$

$$\text{terra sulla trave } 1.50 \times 12.50 \times 1800 \times 1.10 = 37.125 "$$

sommano

$$= 175.466 \text{ Kg.}$$

$$= \frac{175.466}{150 \times 1250} = 0.93 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica sul pilastro più caricato :

$$P = 59.560$$

$$\text{terra: } 1.50 \times 1800 \times 1,10 \times \frac{5.15 + 2.20}{2} = \frac{10.800}{70.360}$$

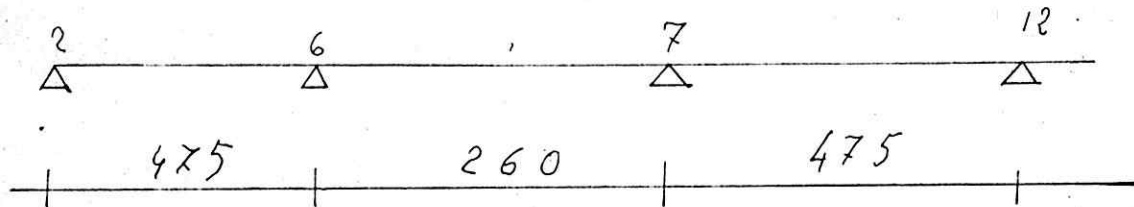
$$\sigma_f = \frac{70.360}{160 \times 367} = 1,27 \text{ Kg/cm}^2$$

Carico al ml. di trave rovescia

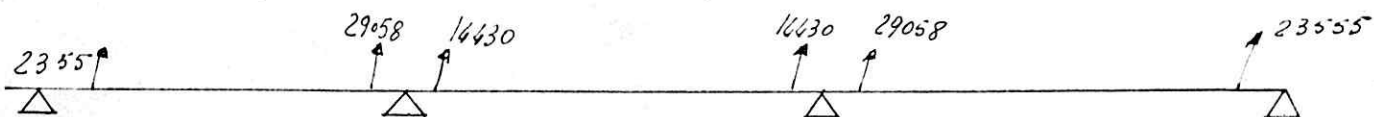
$$P_c = \frac{138.341}{12.50} = 11.100 \text{ Kg/ml}$$

./.

Azioni flettenti



0.8	0.35	0.65	0.65	0.35	0.8
$\triangle$	$\triangle$		$\triangle$		$\triangle$
-20.868	+20.868	- 6200	+ 6.200	-20.868	+20.868
+16.694	+ 8.347				
- 4.022	- 8.055	-14959	- 7.480		
+ 3.217	+ 1.608	+ 7198	+14.396	+ 7.751	+ 3.876
- 1.541	- 3.082	- 5723	- 2.861	- 9.897	-19.795
+ 1.232	+ 616	+ 4146	+ 8.293	+ 4.465	+ 2.232
- 833	- 1.666	- 3096	- 1.543	- 893	- 1.786
+ 666	+ 333	+ 793	+ 1.586	+ 855	+ 427
- 197	- 395	- 732	- 365	- 171	- 342
+ 157	+ 78	+ 174	+ 349	+ 187	+ 94
	- 88	- 164	- 82	- 38	- 75
			+ 78	+ 42	



$$M_{\max 2-6} = - 5.495 + \frac{23.555^2}{2 \times 11100} = 19.500 \text{ Kgm.}$$

Calcolo delle armature



M	19.500	18.564
II	90	90
b	55	55
	42	40
Af	17,3	16,4

Verifica al taglio :

$$= 29.059$$

$$\max = \frac{29.059}{50 \times 0.9 \times 37.5} = 7,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$S = 7,4 \times 50 \times \frac{4.75}{4} = 43.900 \text{ Kg}$$

Adoperando staffe $\emptyset$ 10/15 cmq.

$$S_s = 16 \times 1.57 \times 1400 = 31.584 \text{ Kg}$$

$$Af = \frac{43.900 - 31.584}{2 \times 1.400} = 6,23 \text{ cm}^2.$$

Ala :

$$M \approx \frac{1}{2} 11100 \times 0,475^2 = 1220$$

$$II = 35 \quad b = 100 \quad \sigma_f = 1400$$

σ_c trascendibile

$$Af = 2,9 \text{ cm}^2.$$

Si adoperano $\emptyset$ 10/15 cm.

Travata 3/11

$$\sum P = \frac{1}{2} 39.350 + 48.810 + 41.560 + 38.750 + \frac{1}{2} 58.400 = 178.000 \text{ Kg.}$$

$$\text{murat. sulla costola : } 0.40 \times 12.50 \times 1.5 \times 1400 = 10.500 \text{ Kg.}$$

$$\text{terra sull'ala : } 12.50 \times 2 \times 0.40 \times 1.1 \times 1800 = 20.250 \text{ Kg.}$$

Sommano

$$= 208.750 \text{ Kg.}$$

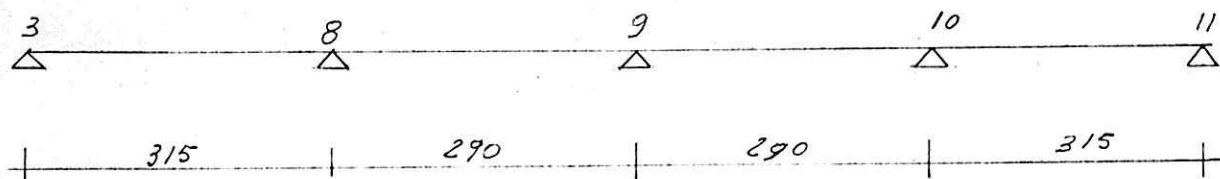
Carico unitario sul terreno :

$$\sigma_t = \frac{208.750}{1250 \times 130} = 1,27 \text{ Kg/cm}^2.$$

Carico al ml. di trave rovescia

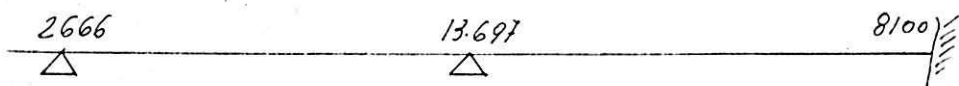
$$p_c = \frac{178.000}{12,50} = 14.240 \text{ Kg/ml.}$$

Azioni flettenti :



Struttura simmetrica simmetricamente caricata :

	0.8	0.47	0.53	
	Δ	Δ		$\parallel$
-11.676	+11.676	- 9.968		+ 9.968
+ 9.340	+ 4.670			
- 1.498	- 2.997	- 3.380		- 1690
+ 1.199	+ 599			
- 140	- 281	- 318		- 159
+ 112	+ 56			
- 13	- 26	- 29		- 14
+ 10				



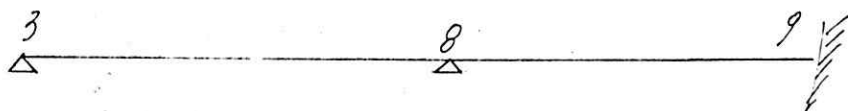
Azioni taglianti



$$M_{3-8} = M_{10-4} = -2.666 + \frac{18.856^2}{2 \times 14.240} = 9.818 \text{ Kgm.}$$

$$M_{8-9} = B_{9-10} = -13.697 + \frac{22.578^2}{2 \times 14.240} = 4.200 \text{ Kgm.}$$

Calcolo delle armature



M	9.818	13.697	4.200	8.100
H	90	90	90	90
b	55	55	55	55
σ_c	29	35	13	26
Af	8,5	12,1	3,7	7,2

Verifica al taglio

$$T = 26.856 \text{ Kg} \quad \tau_{\max} = \frac{25.856}{0.9 \times 55 \times 87.5} = 5,6 < 6$$

Si arma prudenzialmente con staffe $\emptyset$ 8/15 cm.

$$S = 5,6 \times 55 \times 315 / 4 = 24.255$$

$$S_s = 11 \times 1.01 \times 1.400 = 15.554$$

$$A_{f_p} = \frac{24.255 - 15.554}{2 \times 1.400} = 4,4 \text{ cmq.}$$

Ala :

$$M = \frac{1}{2} \cdot 0,375^2 \times 14.240 = 996 \text{ Kgm.}$$

$$H = 35 \quad b = 100 \quad \sigma_f = 1400 \quad \sigma_c = \text{trascurabile}$$

$$A_f = 2,3 \text{ cmq/ml. (1 } \emptyset \text{ 10/15 cm.)}$$

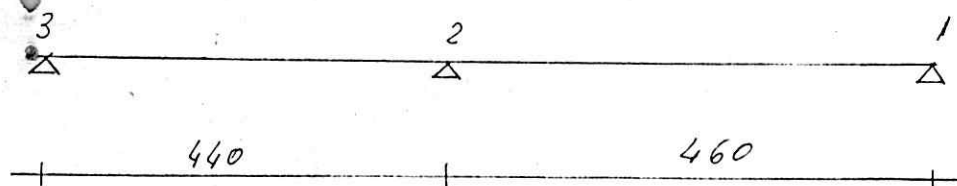
Travata 1 - 3

$$\Sigma = \frac{1}{2} 14.380 + \frac{2}{3} 31.815 + \frac{1}{2} 39.350 = 48.075$$

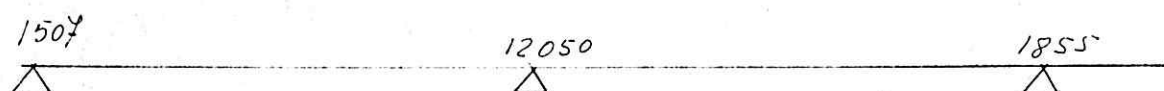
Data la modestia dei carichi lo scarico sul piano di posa fa lavorare il terreno a valori trascurabili ($< 0.5 \text{ Kg/cmq.}$)

$$p_c = \frac{48.075}{9.40} = \text{Kg/ml. } 5.100$$

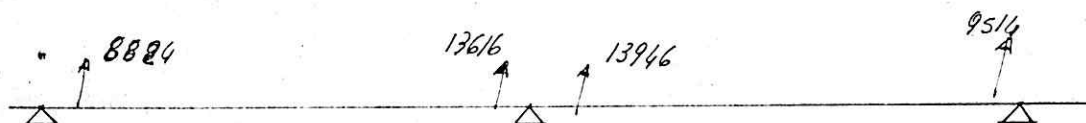
Azioni flettenti



0.8	0.51	0.49	0.8
- 8.211	+ 8.211	- 8.976	+ 8.976
+ 6.568	+ 3.284		
- 642	- 1.284	- 1.234	- 616
+ 513	+ 285	- 3.343	- 6.687
+ 787	+ 1.574	+ 1.512	+ 756
- 629	- 315	- 302	- 604
+ 107	+ 314	+ 302	+ 151
- 84	- 42	- 60	- 120
	+ 52	- 50	



Azioni taglianti



$$M_{3-2} = - 1.507 + \frac{8.824^2}{2 \times 5100} = 6.126 \text{ Kgm.}$$

$$M_{2-1} = - 12.050 + \frac{13.946^2}{2 \times 5100} = 7.020 \text{ Kgm.}$$

Calcolo delle armature

	3	2	1
M	6.126	12.050	7.020
H	90	90	90
b	50	50	50
σ_c	22	37	25
Δf	5,4	10,6	6,5

Verifica taglio

$$T = 13.946$$

$$\tau_{\max} = \frac{13.946}{50 \times 0.9 \times 87,5} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Taglio trascurabile -

Si arma prudenzialmente con staffe $\emptyset 8/20$ e l'ala $\emptyset 10/20$

Travata 11/13 (Si verifica la travata a zoppa essendo la più sfavorevole)

$$\Sigma P = \frac{1}{2} 53.000 + \frac{2}{3} 53.000 + \frac{1}{2} 56.000 = 95.660$$

$$\text{terra rov. } 9.40 \times 0.60 \times 1,1 \times 1800 = 11.160$$

$$\text{murat. sulla cost. } 0.40 \times 9,4 \times 1,5 \times 1400 = 7.890$$

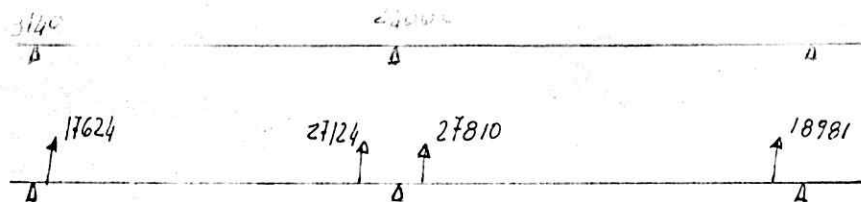
$$114.710$$

$$\sigma_f = \frac{114.710}{120 \times 940} = 1.01 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$p_c = \frac{95.660}{9,4} = 10.170 \text{ Kg/cm}^2.$$

Azioni flettenti

11		12		13
△		△		△
	440		460	
0.8		0.51 0.49		0.8
△		△		△
- 16.373	+ 16.373	- 17.899	+ 17.899	
+ 13.098	+ 6.549			
- 1.282	- 2.563	- 2.463	- 1.231	
+ 1.025	+ 512	- 6.667	- 13.334	
+ 1.569	+ 3.139	+ 3.016	+ 1.508	
- 1.255	- 622	+ 603	- 1.206	
+ 313	+ 627	+ 603	+ 301	
- 250	- 125	- 120	- 241	
+ 62	+ 124	+ 121	+ 60	
- 49	- 25	- 24	- 48	
	+ 24	+ 25		



$$M_{11-12} = - 3140 + \frac{17624^2}{2 \times 10170} = 12.130$$

$$M_{12-13} = - 24000 + \frac{27810^2}{2 \times 10170} = 14.000$$

Calcolo delle armature

	1	2	3
M	12.130	24.000	14.000
H	90	90	90
b	31	45	34
b	60	60	60
Af	10,6	21,3	12,2

Verifica al taglio:

$$T = 27810 \quad \tau_{\max} = \frac{27810}{0,9 \times 60 \times 37,5} = 5.88 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$S = 5.88 \times 60 \times \frac{460}{4} = 40.572$$

Adoperando staffe $\emptyset$ 10/15 a 2 braccia

$$= 16 \times 1,57 \times 1.400 = 35.170$$

$$A_{fp} = \frac{40.572 - 35.170}{2 \times 1400} = 2,73 \text{ cm}^2.$$

Ala :

$$M = 10.170 \times \frac{1}{2} \times 0.60^2 = 1830 \text{ Kgm.}$$

$$H = 35 \quad b = 100 \quad = 1400 \quad = \text{trascurabile}$$

$$A_f = 4,4 \text{ (1 } \emptyset \text{ 10/15 cm.)}$$

Prescrizione materiale :

Calcestruzzo di cemento tipo 730 impastato a 3 q.li; resistenza a 28 gg. maggiore di 160 Kg/cm². Carico di lavoro a flessione massima 45 Kg/cm².

Acciaio FE 42 B con limite di snervamento inferiore a 2800 Kg/cm²
Carico di lavoro 1400 Kg/cm².

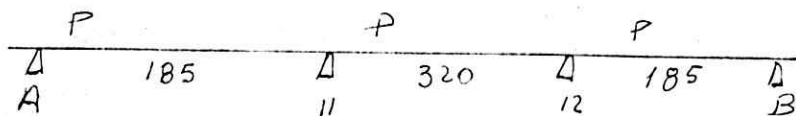
CALCOLO DELLE TRAVI

Il calcolo delle travi verrà eseguito applicando il metodo di Cross alla trave continua; per tener conto della rigidezza degli appoggi, si adotteranno opportuni coefficienti di ripartizione nei modi estremi; la valutazione dei momenti di campata positivi sarà eseguita calcolando i momenti effettivi provenienti dalla soluzione della trave continua.

TRAVI AL PIANO CAPESTIO P.T.

Trave 11 12

schema geometrico



Analisi dei carichi

A) dal solaio $\left\{ \frac{420}{2} + 150 \right\} \times 750$

Kg. 2.770

compagno

800

p. P.

650

muratura in fondazione

540

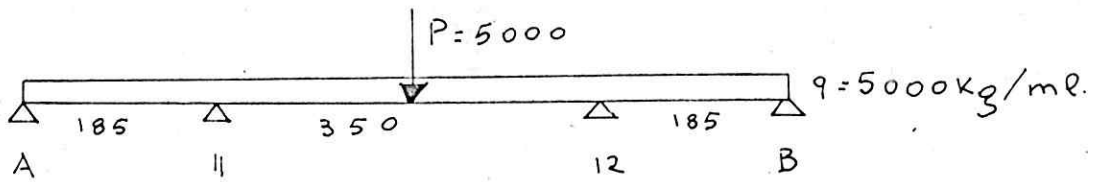
cordolo solaio

200

4.860 ~ 5.000 Kg.

CARICO CONCENTRATO $P = 5.000$ Kg.

./.



Momenti d'incastro perfetto

$$M_A = M_{11} = \frac{5.000 \times 185^2}{12} = - 1.320 \text{ Kgm.}$$

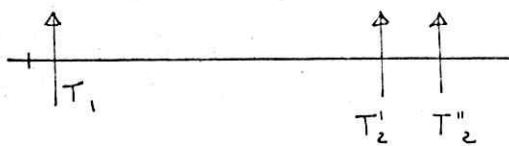
$$M_{11/12} = M_{12/11} = \frac{5.000 \times 350^2}{12} = - 5.000 \text{ carico ripartito}$$

$$" \quad " \quad = \frac{5.000 \times 350}{8} = - 2.000 \quad " \quad \text{concentrato}$$

$$M_{11/12} \text{ totale } \dots\dots\dots 7.000 \text{ Kgm.}$$

Equilibramento con Gross

+ 230		
- 24	5.715	
+ 30	+ 61	
- 157	- 78	5.715
+196	+ 392	+ 17
- 740	- 370	+ 78
+2245	+ 4.480	+ 1.190
-1320	+ 1.320	- 7.000
△	△	
08	079	021



$$T_1 = 1.675 \text{ Kg} \quad T_2^1 = 7.575 \text{ Kg}$$

$$T_2^{11} = 11.250 \text{ Kg}$$

$$\max = \frac{11.250}{40 \times 48} = 5,85 \text{ Kg/cm}^2. \quad H=055 \quad B=040$$

./.

σ_c		45	48.5
M		-5715	6385
	A	11	12
A_f		8,6	9,4

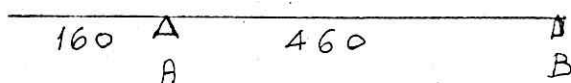
$$M_{max} = 11250 \frac{350}{2} - 5000 \frac{350^2}{8} - 5715 = 6385 \text{ kg m.}$$

Le tensioni tangenziali sono assorbibili dal solo calcestruzzo comunque disporremo staffe $\phi 8/20 \text{ cm.}$

TRAVE AB e A'B'

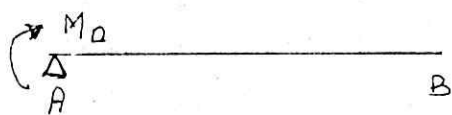
avvolini dei carichi

Muro fondazioni	$0.40 \times 0.75 \times 100 \times 1800$	540
p.p.		600
Muro compagno	$0.20 \times 300 \times 100 \times 1800$	1400
proveniente da eventuale		840
	tot.	= 3020



$$M_A = 3850 \text{ kgm.} \quad M_B = 6000 \text{ kgm.}$$

Le sollecitazioni sulla trave di cui sopra sono state calcolate considerando le due travi



$$m = 10 \quad \sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_A' = 3000 \frac{460}{2} + \frac{3850 - 6000}{460} = 6430 \text{ Kg.}$$

$$x = 2.15 = \frac{T}{q}$$

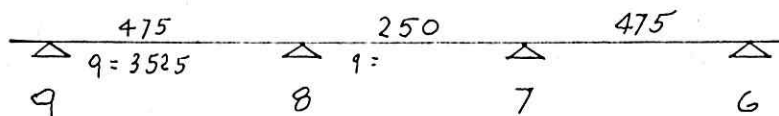
$$H = 0.55 \quad B = 0.40$$

36	29	46.5	σ_c
3850		6000	M
	-2670		
5,65	3,8	8,8	A_f

$$M_{max} = -3850 + 6430 \cdot 2.15 - 3000 \frac{2.15^2}{2} = +2670 \text{ Kg m.}$$

$$t = \frac{6430}{4048} = 3.35 \text{ Kg/cm}^2$$

TRAVE 9 8 7 6



Analisi dei carichi

provenienti dal solaio

$$2 + 2.10 \times 750 \quad \text{Kg} \quad 3075$$

$$p. p. \quad \underline{450}$$

$$q = \text{Kg} \quad 3525$$

Struttura simmetrica -!

N.B considerato un $q \approx \text{Kg} \quad 4210$

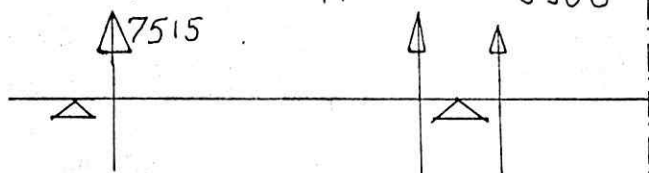
$$M_q = \frac{3525 \times \frac{2}{475}}{12} = 6700 \text{ Kgm.}$$

$$M_8 = \frac{3525 \times \frac{2}{250}}{12} = 1850 \text{ kgm.}$$

-1767	+5960	
=====	=====	
	- 4	
+ 16	+ 8	
- 20	- 40	-5960
+ 156	+ 78	=====
- 195	- 390	- 4
+1536	+ 768	- 38
-1920	-3840	- 378
+5360	+2680	-3690
-6700	+6700	-1850

08 051 049

9000 11200 5300



$$\gamma = 5.8 \text{ kg/amp.}$$

-2100		-7100
g	+7600	8
Gc	25.5	53.5
		54.5
Ap	3.1	11.2
		10.5

I momenti e i tagli ottenuti vanno modificati nel rapporto

$$\frac{q^*}{q} = \frac{4210}{3525} = 1.2$$

$$x = \frac{T}{q} = 2,13 \text{ m.}$$

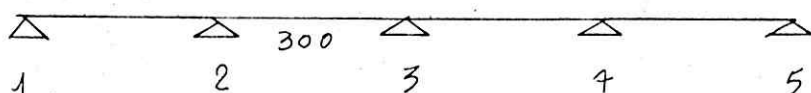
$$M_{\max} = 7515 \times 2,13 - 3525 \times \frac{2,13^2}{2} - 1767$$

$$B=040 \quad H=0,55$$

staffe $\varnothing 8/20\text{cm.}$

./.

TRAVE 1 2 3 4 5



Analisi dei carichi

Solaio 2 x 750 1500

sbalzo 150 x 840 1260

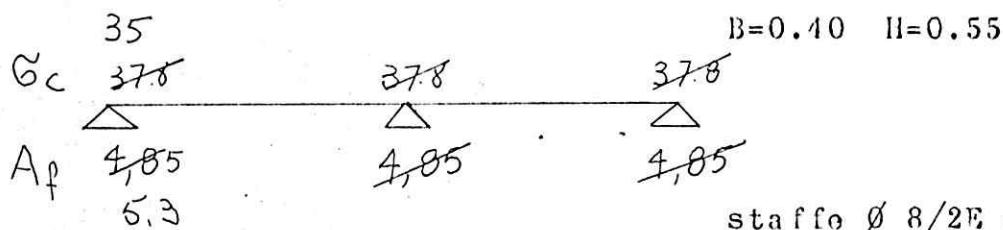
P. P. 450

tompagnatura 800

Kg 4010/ml. ~ 4000

$$M_i = + \frac{1}{12} \times 4000 \times \frac{300^2}{2} = 3000 \text{ Kgm.}$$

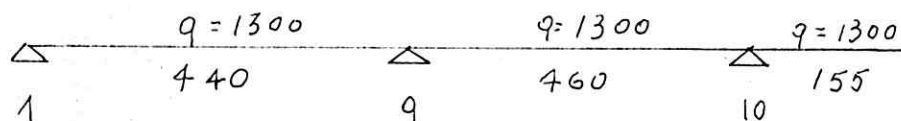
$$M = 3666 \text{ Kgm}$$



N.B avendo modificato il carico q da 4000 a 4900 Kg/ml tutte le sollecitazioni trovate vanno modificate nel rapporto

$$\frac{4900}{4000} = 1,22$$

TRAVE 1; 9; 10 e 5; 6; 13



Analisi dei carichi

Tomp. Kg 840

P. P. 450

1290 1300 Kg/ml.

Momento sulla menzola₂

$$M = 1300 \frac{155}{2} = 1560 \text{ Kgm.}$$

$$M = 2580 \text{ Kgm.}$$

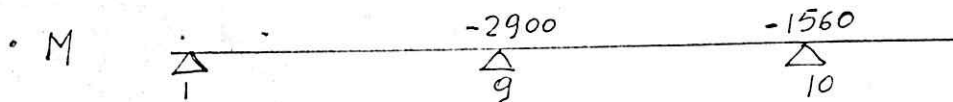
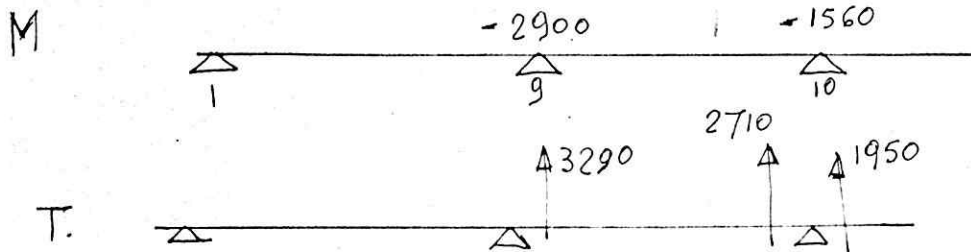
N.B. Avendo modificato il carico da 1290 a 2140 le sollecitazioni vanno modificate nel rapp. $\frac{2140}{1290} = 1.65$

applicando l'equazione dei 3 momenti si ha :

$$2 M_9 \cdot 4.40 + (2M_9 - 1560)4.60 = - \frac{1}{4} \cdot 1300 \left(\frac{4.40^3}{6} + \frac{4.60^3}{6} \right)$$

$$18M_9 = 52300$$

$$M_9 = 2900 \text{ Kgm.}$$

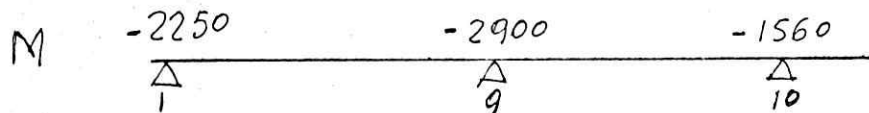


Applichiamo l'equazione dei tre momenti alla trave 1 9 10 considerando incastrata in 1 si ottiene :

$$M_1 = 2250 \text{ Kg/m.}$$

$$M_9 = 2350 \text{ Kgm.}$$

Perciò le sollecitazioni saranno



$$T_1 = 1300 \frac{4.40}{2} + \frac{2250 - 2900}{4.40} = 2712 \text{ Kg}$$

$$T'_9 = 2712 \text{ Kg} \cdot \frac{2712}{1300} \cdot 2140 = 4460 \text{ Kg}$$

$$T''_9 = 1300 \frac{4.60}{2} + \frac{2900 - 1560}{4.60} = 2990 + 290 = 3280 \text{ Kg}$$

$$T'_9 = \frac{3280}{1300} \cdot 2140 = 5380 \text{ Kg}$$

$$T'_{10} = 4430 \text{ Kg} \quad T''_{10} = 3280 \text{ Kg}; \quad x = \frac{2712}{1300} = 2.10 = \frac{4460}{2140} = \frac{T}{q}$$

. / .

$$M_{19} = 2712 \times 2.10 - 2250 - 1300 \times \frac{2}{2} = \text{Kgm.} 590$$

Considerando la trave con semplice appoggio in 1 si ha :

$$M_{19} = 1850 \text{ Kgm.} ; M_{9-10} = 1200 \text{ Kgm. che modificati nel rapporto } \frac{2140}{1300}$$

$$M_{19} = \frac{1850}{1300} \times 2140 = \text{Kgm.} 3050$$

$$M_{9-10} = 1980 \text{ Kgm.} = \frac{1200}{1300} \times 2140$$

in considerazione dell'aumento carico

$$M = M \frac{2140}{1300}$$

σ_c 35,8 31,5 40,5 85 29

$$M \frac{3700}{\Delta} \quad \frac{4750}{\Delta} \quad \frac{2680}{\Delta}$$

A_f 5,5 4,4 6,85 2,8 3,8

Adotteremo staffe ϕ 8/25cm.

Mensole : Sul pilastro 3

Al piano di fondazione :

Analisi dei carichi ripartiti

Peso proprio 490 Kg/ml

Analisi carichi concentrati

Peso trasmesso dal muro di prospetto

$$3,75 \times 0,20 \times 2,60 \quad 1800 \quad 3500$$

Peso proprio travi colleg. 500

totale Kg/ml 4000

Momento dovuto al carico ripartito

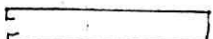
$$M_2 = \frac{1}{2} \times 500 \times 1.25 = \text{Kgm} 1000$$

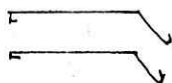
Momento dovuto al carico concentrato

$$M_p = 4000 \times 1.25 = " \quad 5000$$

$$M_l = " \quad 6000$$

$$A_f' = 0,5 A_f ; H = \text{cm.} 55 B = \text{m.} 40 \sigma_c = 40 \text{ Kgmq.} ; A_f = 8 \text{ cmq.} A_f' = 4 \text{ cmq}$$

Adotteremo  2 ϕ 16

 2 ϕ 16

A quota pianerottolo

Analisi dei carichi

Saletta 2.20 x 0.10 x 2500 Kg 550

carico acc. " 880

p.p. " 400

Muro divisione alloggi

0,20 x 2,70 x 100 x 1800 " 970

totale Kg 2800

$$M = 2290 \times \frac{125}{2} = 2180$$

$H = \text{cm } 40$; $\sigma_c = 51 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 0,5 A_c$; $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = 4,4 \text{ cm}^2$ 3 $\varnothing 14$ 2 $\varnothing 14$

$A_f = 2,2 \text{ cm}^2$ 2 $\varnothing 14$

1 $\varnothing 14$

Le tensioni tangenziali su ambedue le mensole sono inferiori a quelle sopportabili dal solo calcestruzzo comunque disporremo staffe $\varnothing 8$ ogni 20 cm.

Mensole sul pilastro 2 e 4

Analisi dei carichi

Muratura ridotta per i vuoti 0.80 x 800 Kg 640

Muratura fondazione 0.75 x 0.40 x 100 x 1800 540

p.p. mensola 500

Kg 1680

Muratura 155 x 3,75 x 0.20 x 1800 Kg 2100

Trave coll. 155 x 200 " 310

Kg 2410

$$M_r = 1680 \times \frac{2}{1.43} \quad \text{Kgm } 1750$$

$$M_c = 2410 \times 1.25 \quad " \quad 3000$$

$$M_r \quad " \quad 4750$$

$b = 0.40 \text{ m}$ $H = \text{cm } 55$ $A_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_c = 40,8 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = \text{cm}^2 7.00$ pari a 2 $\varnothing 14$ + 2 $\varnothing 16$ piegheremo 2 $\varnothing 14$ a a mollone.-

Mensole sul pilastro 2 e 4

Analisi dei carichi

./.

Carico répart.

p.p. 040 x 055 x 2500 x 100550

Murat. fondazione 075 x 040 x 100 x 1800540

Murat. elev. ridotta 080 x 800640

1730 Kg/ml

Carico concentrato

Coll. 275 x 020 x 040 x 500.... 550

muro 275 x 040 x 075 x 1800...1490

080 x 020 x 300 x 180 ... 865

gradini 140

2045 Kg/m.

$$M_r \quad 1730 \quad \frac{\frac{2}{1.43}}{2} = 1735 \text{ Kgm. ripartito}$$

$$M_c \quad 2045 \times 130 \quad \frac{2650}{4385} \text{ Kgm. concentrato}$$

$$H=0.55 \quad B=0.40; \quad \sigma_c = 38,8 \quad \sigma_f = 1100$$

$$A_f = 6.4 \quad (2 \varnothing 6 + 2 \varnothing 14)$$

TRAVE 3 (7/8) (11/12)

Carichi

p.p. 550

muro 1080

" 540
q. 2170/Kg/ml.

$$M = \frac{1}{10} \times 2170 \times \frac{2}{440} = 4180 \text{ Kg. } \sigma_c = 38 \text{ Kg/cm}^2. \quad \sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = 0.55 \quad B = 0.40 \quad A_f = 6.10 \text{ cm}^2.$$

Analisi dei carichi

carico ripartito 0.80 x 800.....Kg 640

p.p. 340

solaio 1.65 x 750 1240

incidenza muro divis. 400

Kg 2620 -/ml.

carico concentrato

$$1.60 \times 350 = P = 560$$

$$\text{gradini} \quad \frac{140}{700}$$

$$M_f = 2620 \times \frac{2}{2} \times \frac{140}{2} = 2550 \text{ Kgm.}$$

$$M_c = 700 \times 140 \times \frac{980}{2} "$$

$$M_t \dots\dots\dots 3530 \text{ Kgm.}$$

$$B = 0.35 \quad H = 0.50 \text{ m.} \quad \sigma_f = 1400$$

$$A_f = 0.5 \quad A_f = 5.8 \text{ cmq. pari a } 4 \varnothing 14$$

$$A'_f = 2 \varnothing 14 \quad \sigma_c = 40 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_c \quad 41 \quad 40 \quad 50$$

$$M \quad -3400 \quad 40 \quad -4850$$

$$B = 0.35 \text{ m.} \quad H = 50 \text{ cm}$$

$$A_f \quad 5.5 \quad 5.4 \quad 7.4$$

$$\sigma = < 4 \text{ Kg/cmq.}$$

adotteremo staffe $\varnothing 8/20 \text{ cm.}$

COPERTURA P.T.

SCALA

Analisi dei carichi

$$p.p. \frac{030 \times 017}{2} \times 100 \times 2500 \dots\dots\dots 64$$

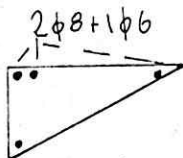
$$100 \times 033 \times 2500 \dots\dots\dots 41$$

$$\underline{120}$$

$$P = 225 \text{ Kg}$$

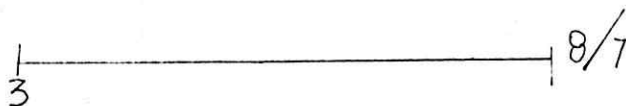
$$M = 225 \times 050 = 11250 \text{ Kgm.}$$

$$H = 16.5 \quad B = 30 \quad \sigma_c \leq 25 \text{ Kg/cmq.}$$



$$A_f = 0.64 \text{ cmq.}$$

TRAVE



carichi

$$\text{gradini} \quad \frac{225}{030} \times 200 \dots\dots\dots 1500$$

$$p.p. \dots\dots\dots 400$$

$$\text{Muratura} \dots\dots\dots \underline{1500}$$

$$\text{Kg. } 3400$$

$$M = + \frac{1}{12} 3400 \times \frac{2}{440} = 5.120 \text{ Kgm.}$$

$$B = 0.20 \quad H = 0.55 \quad \sigma_c = 53 \text{ Kg/cm}^2. \quad A_f = A'_f = 7.6 \quad 4 \varnothing 16$$

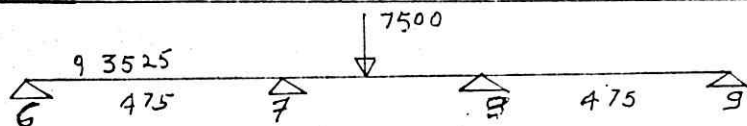
$$t = \frac{7500}{2052} = 7.80 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\Omega_t = \frac{1}{2} 7500 \times 220 = 8250$$

$$s = \frac{8250}{1400 \times 1 \times 52} \quad 12 \text{ staffe}$$

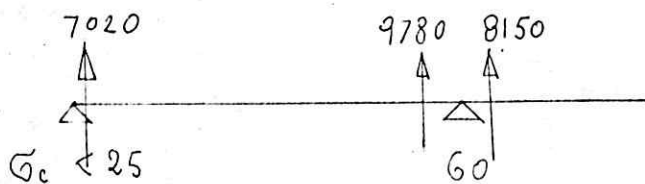
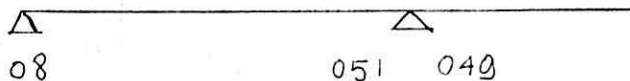
$$\frac{220}{12} = \sim 18 \text{ cm.}$$

adotteremo staffe $\varnothing 8 / 18 \text{ cm.}$ chiuse-



TRAVE 6-7-8-9

- 1501	+ 8079	
+ 59	= 15	
- 74	- 148	
+ 584	+ 292	- 8079
- 730	- 1460	= 15
+ 5360	+ 2680	- 144
- 6700	+ 6700	- 1420
		- 6500



M
-1500
-8079
-600
 $H=60 \text{ cm.}$
 $B=30 \text{ e } 100$

$A_f (4)$
7.8
11.2
(3) $\Omega_t = \frac{9700 \times 240}{2} = 1165000 \text{ Kgm}$

$$f = \frac{9700}{30 \times 52} = 6.20 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{staffe } \varnothing 8$$

$$s = \frac{1165000}{1400 \times 1 \times 52} = 17 \text{ staffe } \frac{240}{17} = 15 \text{ cm}$$

10 11 12 13

Analisi dei carichi

B) Dal solaio 210 x 750.....1575

Balcone 150 x 3401260

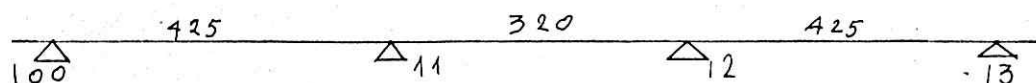
Tompagno..... 800

p:p. 450

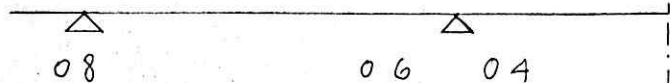
Kg 4085 = 4100

Data la simmetria della struttura estenderemo il calcolo a solo metà

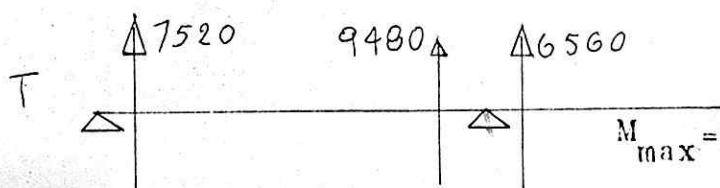
$$M_{11} = \frac{4100 \times \frac{2}{12} \times 320}{12} = 3500 \text{ Kgm}; M_{10} = \frac{4000 \times \frac{2}{12} \times 425}{12} = 6000 \text{ Kgm.}$$



	+ 5707	
- 1530	=====	
=====	- 5	
+ 15	+ 8	
- 19	- 38	
+ 128	+ 64	- 5707
- 160	- 322	=====
+ 1176	+ 538	- 3
		- 28
- 1470	- 2940	- 216
+ 4800	+ 2400	- 1960
- 6000	+ 6000	- 3500



$$\frac{T}{q} = m. 1.89 \quad \frac{T}{q} = 160$$



$$M_{max} = 7520 \times 189 - 4000 \times \frac{2}{189} - 1530 + 5670$$

$$M_{max} = -5707 + 6560 \times 1.60 + 4100 \times \frac{2}{160} = -457$$

$$M = 2920 \times \frac{2}{140} = 2900$$

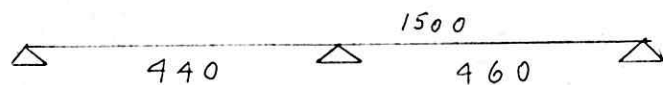
$$M \quad 2225 \times 140 \quad \frac{3100}{6000}$$

$$H = 50 \quad B = 20.$$

./.

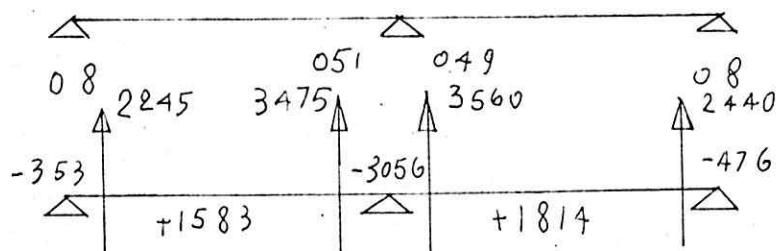
$\sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2$. $A'_f = A_f = 9.6 \text{ cm}^2$. pari a 4 $\emptyset 18$

TRAVE 19 10 e 5 6 13



$Q = 1300 \text{ Kg/ml}$. come per il p.t.

	3056	3056	
	+ 47	+ 45	476
	+ 45	- 92	- 184
	- 87	+ 42	+ 21
	+ 437	+ 420	+ 210
	- 326	- 857	- 1714
	+ 840	- 314	- 157
	+ 2100	- 2300	+ 2300
353			
+ 23			
- 174			
+ 218			
+ 1680			
- 2100			



$B = 55$

$H = 21,5$

$A'_f = A_f$

adotteremo staffe $\emptyset 8/25 \text{ cm}$ $\gamma = < 4 \text{ Kg/cm}^2$

TRAVE 6 - 16

Analisi carichi vedi trave 6 7 8 9 $Q = 3525 \text{ Kg/ml}$

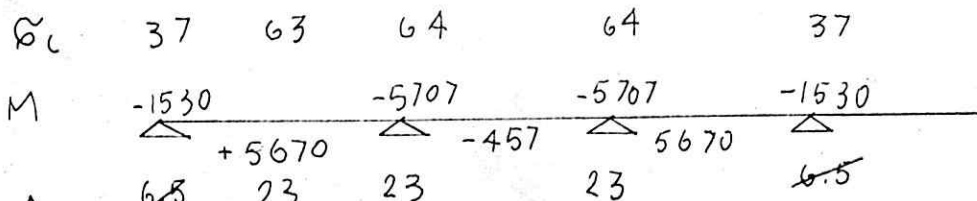
$$M_i = + \frac{1}{12} 3525 \times \frac{2}{604} = 10400 \text{ Kg.m.} \quad B=30 \quad H=60$$

incastro $\sigma_c = 65 \text{ Kg/cm}^2$. $A_f = 14 \text{ cm}^2$. 4 $\emptyset 18 + 2 \emptyset 16$

mozzeria $\sigma_c = 34 \text{ Kg/cm}^2$. 13.5 cm^2 : 2 $\emptyset 16 + 1 \emptyset 18$

$A'_f = 0,5 A_f = 1 \emptyset 16 + 2 \emptyset 18$

TRAVE 10 11 12 13 $B=100$ $H=16,5+5=21,5$ $h=19,5$



$A'_f = A_f$

carichi per travetto

$$050 \times 840 = 420 \frac{2}{2} \text{ Kg. Ring. o muretto}$$
$$M = \frac{1}{2} \times 420 \times 140 = 410 \text{ Kgm.}$$

B = 50 H = 20.5 h = 18.5

$\sigma_c = 29 \text{ Kg/cm}^2$. 1.66 cmq. 1 $\emptyset$ 10 + 1 $\emptyset$ 12 / TRAVETTO

TRAVE 1 2 3 4 5
 σ_c 51 51

M 3000
A' σ_c 12,6 3000
sbalzo vedi sopra

Mensola sul pilastro 2 e 4 come la cap. del p.t.

Mensola 3

Carichi rip./ml.

solaio 2.50 x 2.70 1870

p.p. 250

Muro 800

2920

Carichi con.

trave coll. 2.50 x 250 625

muro 080 x 800 x 250 1600

2225

TRAVE 5 18 e 13 14

Analisi dei carichi

Solaio 230 x 750 1780

Muro 800

p.p. 450

- 8800 2980 3000
- 8800
+ 8800
incastro $\sigma_c = 50$ $\sigma_f = \sigma'_f = 11,6 \text{ cm}^2$. B = 100
2 $\emptyset$ 16 + 3 $\emptyset$ 18

mezzeria $\sigma_c = 31 \text{ Kg/cm}^2$. $\sigma_f = 11,6$ 2 $\emptyset$ 16 + 3 $\emptyset$ 18

TRAVE 14 15 16 17 18 19



B = 050 H = 21.5

$\sigma_c = 40$

$$M = \pm \frac{1}{12} 1300 \times 9 = 975 \text{ Kgm.} \quad A' = A_f \quad 4 \text{ } \phi \text{ } 12$$

staffe ϕ 8/25cm.

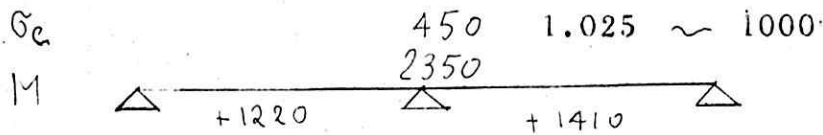
COPERTURA

TRAVE 1 9 10

caricchi atticoKg. 300

p.p." 400

solaio 050 x 650 " 325



B = 80 cm h = 18.5

$A_f = A'_f$

pari 3 ϕ 14 + 3 ϕ 16 superiori e inferiori correranno lungo la trave staffe ϕ 8/25cm.

TRAVE 1 2 3 4 5 copertura

carichi

attico 300

p.p. 300

solaio (2+050) 6.50 1620

q = 2220

$$M = 1680 \text{ Kgc.m.} = \pm \frac{1}{12} q l^2 = \frac{2220 \times 3^2}{12}$$

B = 080 h = 18.5 $A_f = A'_f = 7 \text{ cmq.}$ 3 ϕ 12 + 3 ϕ 14

$\sigma_c = 42 \text{ Kg/cmq}$ $\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.}$

staffe ϕ 8/25cm.

TRAVE 10 11 12 13 cop.

Carichi come sopra q = 2220

Dalla precedente trave $M_i = -5700 \text{ Kgm.}$

Di campata $M_c = +5670 \text{ Kgm.}$

./.

$$M_i = \frac{5700}{4100} \times 2220 = -3100$$

$$M_c = \frac{5670}{4100} \times 2220 = \sim 3100$$

B = 070 m. h = 19.5 $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq.

si ha $\sigma_c = 56$ $A_f = A'_f = 15,60$ Kg/cmq. pari 8 $\emptyset$ 16 + 8 $\emptyset$ 16
staffe $\emptyset$ 8/25cm.

TRAVE 6 16 copertura

• Carichi

solaio 410 x 650 2660

p.p. 300

2960 $\sim$ 3000

$$M = \pm \frac{3000 \times 36}{12} = \pm 9000 \text{ Kgm.}$$

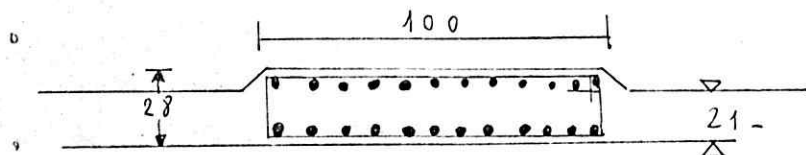
$\sigma_c = 60$ Kg/cmq.

$\sigma_f = 1400$

$A_f = A'_f$; H = 28 cm. ; h = 26

$A_f = 26.5$ pari a 6 $\emptyset$ 18 + 6 $\emptyset$ 16

La trave sarà rialzata dall'estradosso solaio così come in figura



TRAVE 5 x 18 13 x 14

carichi

2 x 650 1300

0.50 x 650 325

Attico 1/2 150

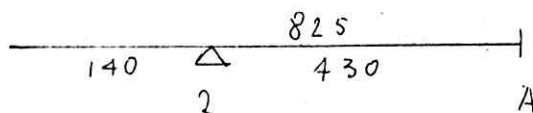
1775 spessore solaio

$$M = \frac{1775 \times 6.70}{12} = 5300 \text{ Kgm. spuntando i momenti } H = 21,5$$

$\sigma_c = 60$ x Kg/cmq. $A_f = A'_f = 19.5$ pari a 10 $\emptyset$ 16 inferiori e superiori

TRAVE TERRAZZO porta travetti

• schema geometrico



./.

Travi: $2 \times 016 \times 008 \times 100 \times 2500 \times 2$ Kg. 128

p. proprio $040 \times 020 \times 2500$ Kg 200

c.a. " 500

Kg. 828

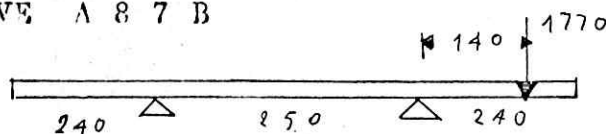
$$M_2 = 825 \times \frac{2}{\frac{140}{2}} = -310$$

3 q. dei tre momenti

$$M_A = \frac{9}{2} \left(\frac{140}{2} - \frac{430}{4} \right) = -1540$$

B= 020 H=40 $\zeta_c=40$ $A_f=A'_f=5,10$ a 3 $\emptyset$ 12 inferiori
staffe $\emptyset$ 8/20cm.

TRAVE A 8 7 B



Analisi dei carichi

solaio $\frac{410 \times 650}{2}$ 1500

p.p. 300

Muratura coronamento 200

Kg 2000-

$$M = 2000 \times \frac{240}{2} = 5700 \text{ Kgm.}$$

$$M = 1700 \times 140 = 2500 \text{ "}$$

8200 "

B=100 B₀=20

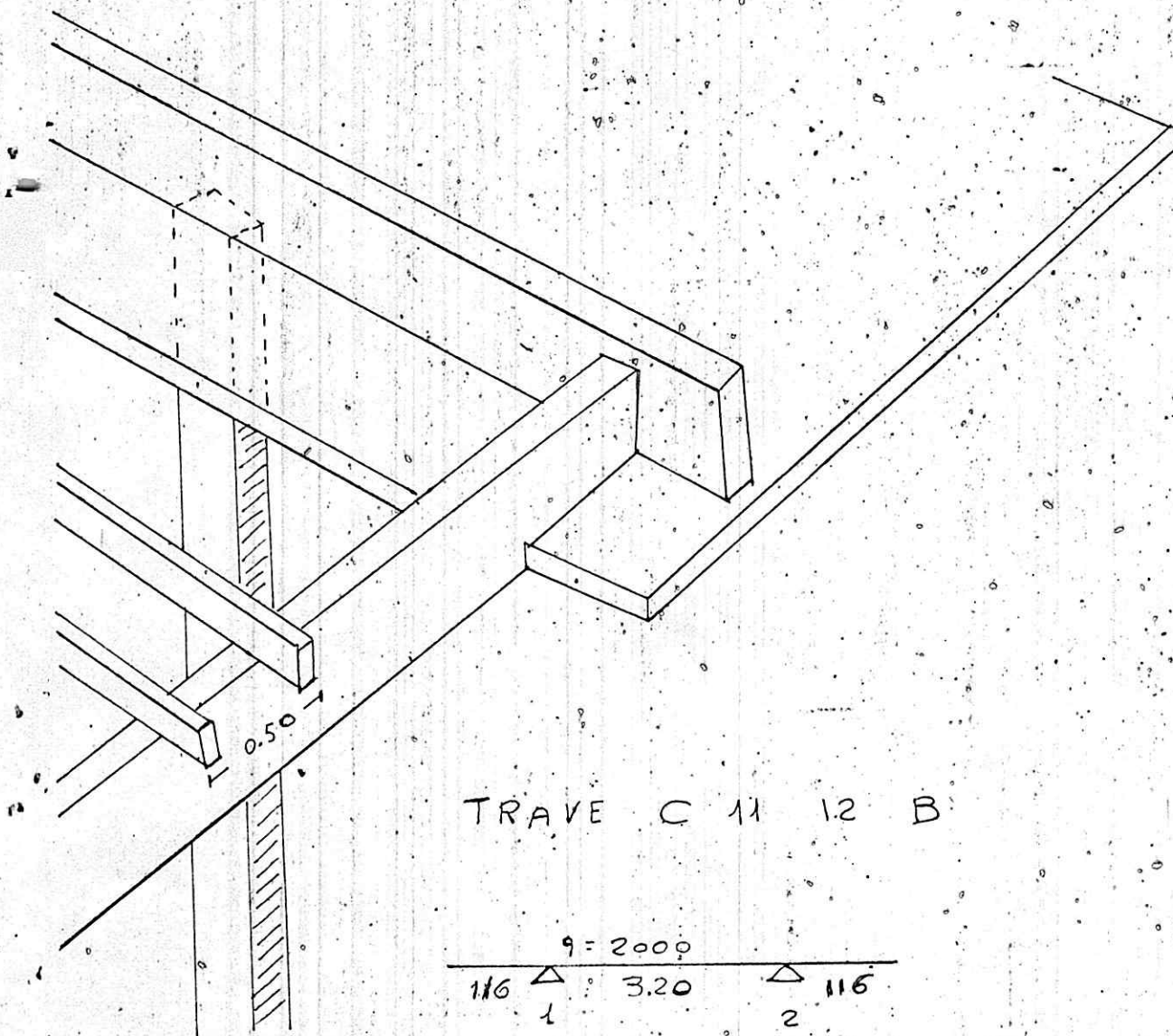
H=60cm.

$\zeta_c=29$

$\zeta_f=1400$ $A_f=10,8 \text{ cmq.}$ 4 $\emptyset$ 18

./.

SOLUZIONE TERRAZZO ATTICO



TRAVE C 11 12 B

$$\begin{array}{c} q = 2000 \\ \hline 116 \triangle 1 : 3.20 \triangle 116 \\ \quad \quad \quad 2 \end{array}$$

$$M_1 = M_2 = 2000 \times \frac{2}{2} = -1320 \text{ Kgm.}$$

$$M_{\text{camp.}} = 1400 \text{ Kgm.}$$

$$B = 0.50 \text{ m. } A_f = A'_f = 50 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$= 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A'_f = A_f = 6.00 = 6 \text{ } \phi . 12$$

N.B. Tutti i calcoli sono stati eseguiti con l'uso del Rego²-
lo Calcolatore e con rapporto di amplificazione dell'area
metallica pari a $m=10$