COOP. ''NUOVA BRINDISI''

CALCOLI STATICI

Si prevede l'impiego di cemente tipo ''680'' dosato a 3 qli per mc' d'impasto, eccetto che per le fondazioni dove si impiegherà cemento ''500''. Il ferro sarà del tipo A Q.60 per le travi e del tipo omogeneo per i pilastri e le fondazioni.

Le sollecitazioni massime saranno :

con cemento ''680'' σ_c = 60 Kg/cmq. a pressione semplice
σ_c = 70 '' '' a flessione e presso flessione
con cemento ''500'' σ_c = 50 Kg/cmq a flessione e presso flessione
con ferro A Q 60 σ_f = 2.200 Kg/cmq.
con ferro omogeneo σ_f = 1.400 '' ''

PALAZZINA ''A''

Analisi dei carichi :

Solaio terminale :

peso p.solaio : = 250 Kg/mq.
pav. solare = 200 '' ''
sovraccarico = 250 '' ''
totale = 700 Kg/mq.

Solaio intermedio :

peso proprio solaio = 200 Kg/mq.
pavimento e intonaco = 100 '' ''
incidenza tramezzi = 100 '' ''
sovraccarico = 300 '' ''
totale = 700 Kg/mq.

Balconi :

peso proprio solaio = 200 Kg/mq.
pavimento = 100 '' ''
sovraccarico = 400 '' ''
totale = 700 Kg/mq.

Ringhiere : 30 Kg/ml.

Muratura esterna :

0,25 × 3,00 × 1500 = 1125 Kg/ml.

PILASTRO N° 1 - 3

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio :					
	$\frac{5,85}{2}\times\frac{4,30}{2}\times700$	3.552				
	$1,00\times\frac{4,30}{2}\times700$	1.502				
	veletta $0,10\times1,00\times2500\times\frac{4,30}{2}$	537				
	ringhiera $\frac{4,30}{2}\times30$	65				
	parapetto laterale $(\frac{5,85}{2}+1,00)0,25\times1500$	1.470				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.095				
	$\frac{4,30}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	322				
	mensola 0,20 × 1,00 × 0,75 × 2.500	375				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		9.386	9.386	30 × 30	4 ∅ 12	
III	Solaio $\frac{5,85}{2}\times\frac{4,30}{2}\times700$	3.552				
	trave $0,25\times0,60\times\frac{5,85}{2}\times2500$	1.095				
	$0,20\times0,30\times\frac{4,30}{2}\times2500$	322				
	muratura $(\frac{5,85}{2}+\frac{4,30}{2})\times1125$	5.709				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		11.143	20.529	30 × 30	4 ∅ 12	21,70
II	come al precedente	11.143	31.672	30 × 35	4 ∅ 12	29,00
I	'' '' ''	11.143	42.815	30 × 35	4 ∅ 14	38,60
P.T.	'' '' ''	11.143	53.958	30 × 40	4 ∅ 16	42,15
Fondaz.	travi $(\frac{5,85}{2}+\frac{4,30}{2})\times0,30\times0,40\times2500$	1.522				
	muratura $(\frac{5,85}{2}+\frac{4,30}{2})\times1125$	5.703				
	peso proprio plinto	1.500				
	peso proprio sottoplinto	1.000				
		9.725	63.683			

PILASTRO N° 2

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{5,85+5,05}{2}\times\frac{4,20}{2}\times700$	8.011				
	parapetto $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,25\times1\times1300$	1.771				
	travi $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	2.043				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.293	12.293	25 × 30	4 ∅ 12	
III	Solaio $\frac{5,85+5,05}{2}\times\frac{4,20}{2}\times700$	8.011				
	muratura $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,25\times2,7\times1300$	4.782				
	travi $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	2.043				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		15.304	27.597	25 × 30	4 ∅ 12	34,70
II	come al precedente	15.304	42.901	30 × 30	4 ∅ 14	44,65
I	'' '' ''	15.304	58.205	30 × 35	4 ∅ 16	51,50
P.T.	'' '' ''	15.304	73.509	30 × 40	4 ∅ 18	56,50
Fondaz.	travi $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,3\times0,4\times2500$	1.635				
	muratura $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,25\times2,7\times1300$	4.782				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		8.917	82.426			

PILASTRO N° 4 - 9 - 11 - 15

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{5,05}{2}\times\frac{4,10+3,70}{2}\times700$	6.893				
	cornicione $\frac{4,10+3,70}{2}\times1,00\times700$	2.730				
	veletta $\frac{4,10+3,70}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	975				
	ringhiera $\frac{4,10+3,70}{2}\times30$	117				
	mensola 0,20 × 1,00 × 0,75 × 2500	375				
	travi $\frac{5,05}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	945				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.503	12.503	30 × 30	4 ∅ 12	
III	Solaio $\frac{5,05}{2}\times\frac{4,10+3,70}{2}\times700$	6.893				
	balcone $\frac{3,70}{2}\times1,00\times700$	1.295				
	ringhiera $(1,00+\frac{3,70}{2})\times30$	85				
	muratura $(\frac{4,10}{2}+\frac{2}{3}\times\frac{3,70}{2})\times1125$	3.690				
	travi $\frac{5,05}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	945				
	$(\frac{4,10}{2}+\frac{2}{3}\times\frac{3,70}{2})\times0,20\times0,30\times2500$	492				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		13.868	26.371	30 × 30	4 ∅ 12	27,90
II	Come al precedente	13.868	40.239	30 × 35	4 ∅ 14	36,30
I	'' '' ''	13.868	54.107	30 × 35	4 ∅ 16	47,90
P.T.	'' '' ''	13.868	67.975	30 × 40	4 ∅ 18	52,20
Fondaz.	trave cordolo $\frac{4,10+3,70}{2}\times0,30\times0,30\times2500$	877				
	peso p.plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		3.377	71.352			

PILASTRO N° 5

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio :					
	$(\frac{4,15+2,00}{2}\times\frac{5,80}{2}+\frac{4,00+3,70}{2}\times\frac{5}{2})\times700$	12.971				
	travi $\frac{5,80+5}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	2.025				
	pilastro 0,25 × 0,30 × 3,00 × 2500	562				
		15.558	15.558	35 × 25	4 ∅ 12	-
III	Come al precedente	15.558	31.116	35 × 25	4 ∅ 12	33,80
II	'' '' ''	15.558	46.674	35 × 30	4 ∅ 14	42,00
I	'' '' ''	15.558	62.232	35 × 30	4 ∅ 16	55,10
P.T.	'' '' ''	15.558	77.790	35 × 40	4 ∅ 16 + 2 ∅ 12	51,75
Fondaz.	muratura :					
	$\frac{4,15+2,00}{2}\times0,15\times3\times1300$	1.800				
	travi $\frac{3,50+1,00}{2}\times0,30\times0,30\times2500$	506				
	peso proprio plinto	1.500				
		3.806	81.596			

PILASTRO N° 8 - 6

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio: $\frac{2,00+5,15}{2}\times\frac{5,85}{2}\times700$	7.319				
	cornicione $\frac{2,00+5,15}{2}\times1,00\times700$	2.502				
	veletta $\frac{2,00+5,15}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	894				
	ringhiera $\frac{2,00+5,15}{2}\times30$	107				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.096				
	$\frac{2,00+5,15}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	536				
	mensola 0,20 × 0,75 × 1,00 × 2500	375				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		13.297	13.297	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	Solaio $\frac{2,00+5,15}{2}\times\frac{5,85}{2}\times700$	7.319				
	balcone 0,75 × 2,50 × 700	1.312				
	ringhiera (0,75 + 2,50) × 30	97				
	muratura $\frac{4,00}{2}\times1125$	2.250				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.096				
	$\frac{2,00+5,15}{2}\times0,20\times0,50\times2500$	894				
	pilastro 0,25 × 0,30 × 3,00 × 2500	562				
		13.530	26.827	30 × 30	4 ∅ 12	28,40
II	Come al precedente	13.530	40.357	30 × 35	2 ∅ 12 + 2 ∅ 14	36,60
I	'' '' ''	13.530	53.887	30 × 35	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	48,00
P.T.	'' '' ''	13.530	67.417	30 × 40	4 ∅ 18	51,80
Fondaz.	muratura $\frac{2,00+5,15}{2}\times0,25\times3\times1300$	3.485				
	trave $\frac{2,00+5,15}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	1.072				
	peso proprio plinto e sottoplinto	1.500				
		6.057	73.474			

PILASTRO N° 7 - 10 - 20

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{5,15+2,00}{2}\times\frac{5,85}{2}\times700$	7.319				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.096				
	$\frac{3,75}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	281				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	486				
		9.182	9.182	25 × 30	4 ∅ 12	-
III	Come al precedente	9.182	18.364	25 × 30	4 ∅ 12	
II	'' '' ''	9.182	27.546	25 × 30	4 ∅ 12	34,65
I	'' '' ''	9.182	36.728	30 × 30	2 ∅ 12 + 2 ∅ 14	38,60
P.T.	'' '' ''	9.182	45.910	30 × 40	4 ∅ 14	36,40
Fondaz.	muratura $\frac{3,75}{2}\times0,20\times3,00\times1300$	1.462				
	travi $\frac{3,75}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	562				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		4.524	50.434			

PILASTRO N° 12 - 16

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
TERRAZ.	Solaio scala $\frac{3,70}{2}\times\frac{2,60}{2}\times700$	1.683				
	travi $\frac{3,70+2,60}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	476				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 2 × 2500	250				
		2.409	2.409	25 × 25	4 ∅ 12	-
IV	Solaio $(\frac{3,70}{2}\times\frac{5,05}{2}+\frac{2,60}{2}\times\frac{5,15+3,9}{2})700$	10.059				
	muratura scala:					
	$\frac{3,50+2,60}{2}\times0,20\times2,00\times1300$	1.586				
	travi $\frac{5,05+2,60+3,50}{2}\times0,20\times0,50\times2500$	1.393				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		13.506	15.915	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	Solaio					
	$(\frac{3,70}{2}\times\frac{5,05}{2}+\frac{2,60}{2}\times\frac{5,15+3,90}{2})700$	10.059				
	muratura $\frac{1}{2}\times\frac{3,70}{2}\times\frac{1125}{2}$	693				
	$(\frac{5,05+2,60}{2}+\frac{3,50}{4})0,20\times2,7\times1300$	1.646				
	travi $(\frac{5,05+2,60}{2}+\frac{3,50}{4})\times0,20\times0,6\times2500$	1.406				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		14.272	30.187	30 × 30	4 ∅ 12	32,00
II	Come al precedente	14.272	44.459	30 × 30	4 ∅ 14	46,30
I	'' '' ''	14.272	58731	30 × 30	4 ∅ 16	59,90
P.T.	'' '' ''	14.272	73.003	30 × 40	4 ∅ 18	56,10
Fondaz.	muratura $\frac{3,70+2,6}{2}\times0,2\times3\times1300$	2.457				
	travi $\frac{3,70+2,60+5,05+3,70}{2}\times0,3\times0,4\times2500$	2.257				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		7.214	80.217			

PILASTRO N° 13 - 17

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
TERRAZ.	Solaio scala					
	$\frac{2,60+3,20}{2}\times\frac{3,70}{2}\times700$	3.755				
	travi $\frac{2,60+3,20}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	435				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 2,50 × 2500	390				
		4.580	4.580	25 × 25	4 ∅ 12	-
IV	Solaio:					
	$(\frac{2,60+3,20}{2}\times\frac{5,15}{2}+\frac{2,60}{2}\times\frac{3,70}{2})\times700$	6.902				
	muratura $\frac{2,60+3,20}{2}\times0,20\times2,50\times1300$	1.885				
	travi $\frac{2,60+3,20}{2}\times0,20\times0,60\times2500$	725				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		9.980	14.560	25 × 25	4 ∅ 12	-
III	Solaio:					
	$(\frac{2,60+3,20}{2}\times\frac{5,15}{2}+\frac{2,60}{2}\times\frac{3,70}{2})\times700$	6.902				
	scala $\frac{3,20}{2}\times1,10\times800$	1.408				
	muratura $(\frac{2,60+3,20}{2}+\frac{3,70}{4})\times0,20\times2,7\times1300$	2.681				
	travi $(\frac{2,60+3,20}{2}+\frac{3,70}{4})\times0,20\times0,50\times2500$	955				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.414	26.974	25 × 25	4 ∅ 12	40,30
II	Come al precedente	12.414	39.388	25 × 30	2 ∅ 12 + 2 ∅ 14	49,00
I	'' '' ''	12.414	51.802	30 × 30	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	53,50
P.T.	'' '' ''	12.414	64.216	30 × 35	4 ∅ 16	56,80
Fondaz.	muratura $\frac{2,60+3,20}{2}\times0,20\times3\times1300$	2.262				
	travi $\frac{2,60+3,20}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	870				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		5.632	69.848			

PILASTRO N° 14 - 18

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
TERRAZ.	Solaio scala $\frac{3,90}{2}\times\frac{3,2}{2}\times700$	2.184				
	travi $\frac{3,90+3,20}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	532				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 2,00 × 2500	312				
		3.028	3.028	25 × 25	4 ∅ 12	-
IV	Solaio $\frac{5,15}{2}\times\frac{3,20}{2}\times700$	2.884				
	cornicione $\frac{5,15+3,90}{2}\times700$	3.167				
	veletta $\frac{5,15+3,90}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	1.131				
	ringhiera $\frac{5,15+3,90}{2}\times30$	135				
	muratura $\frac{3,20+3,90}{2}\times0,2\times2,5\times1300$	2.941				
	travi $\frac{3,20+3,90}{2}\times0,2\times0,5\times2500$	887				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3 × 2500	468				
		11.613	14.641	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	Solaio $\frac{5,15}{2}\times\frac{3,20}{2}\times700$	2.884				
	scala $\frac{3,20+3,90}{2}\times1,10\times800$	3.124				
	muratura $\frac{3,20}{2}\times0,2\times2,5\times1300$	1.040				
	$\frac{5,15}{2}\times1125$	2.896				
	travi $\frac{3,90}{2}\times0,15\times3\times1300$	1.140				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.552	27193	30 × 30	4 ∅ 12	28,80
II	Come al precedente	12.552	39.745	30 × 35	4 ∅ 14	35,80
I	'' '' ''	12.552	52.297	30 × 35	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	46,70
P.T.	'' '' ''	12.552	64.849	30 × 40	4 ∅ 16	50,70
Fondaz.	muratura $\frac{3,20+2,50}{2}\times0,2\times3\times1300$	2.223				
	travi $\frac{3,20+2,50+1,90}{2}\times0,3\times0,4\times2500$	1.440				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		6.163	71.012			

PILASTRO N° 21

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio					
	$(\frac{5,15+4,25}{2}\times\frac{5,85}{2}+\frac{5,80}{2}\times\frac{5,05}{2})\times700$	14.749				
	travi $\frac{5,85+5,80}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	2.182				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		17.399	17.399	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	Solaio					
	$(\frac{5,15+4,25}{2}\times\frac{5,85}{2}+\frac{5,80}{2}\times\frac{5,05}{2})700$	14.749				
	muratura $(\frac{5,05}{4}+\frac{1,50}{3})\times1125$	1.980				
	travi $(\frac{5,85+5,80}{2}+\frac{5,05}{4})\times0,25\times0,60\times2500$	2.654				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		19.851	37.250	30 × 30	2 ∅ 12 + 2 ∅ 14	39,10
II	Come al precedente	19.851	57.101	30 × 35	4 ∅ 16	50,60
I	'' '' ''	19.851	76.952	35 × 35	4 ∅ 18	58,00
P.T.	'' '' ''	19.851	96.803	35 × 40	4 ∅ 20	63,50
Fondaz.	muratura 5,80 × 0,20 × 3,00 × 1300	2.262				
	travi $\frac{5,80}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	870				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		5.632	102.435			

PILASTRO N° 19

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{3,70+5,80}{2}\times\frac{5,05}{2}\times700$	8.395				
	cornicione $\frac{3,70+5,80}{2}\times1,00\times700$	3.325				
	veletta $\frac{3,70+5,80}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	1.187				
	ringhiera $\frac{3,70+5,80}{2}\times30$	142				
	travi $\frac{5,05+5,80}{2}\times0,25\times0,6\times2500$	2.034				
	mensola 0,75 × 0,20 × 1,00 × 2500	375				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		15.926	15.926	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	Solaio $\frac{3,70+5,80}{2}\times\frac{5,05}{2}\times700$	8.395				
	muratura $\frac{3,70+5,80}{2}\times1125\times0,8$	4.274				
	travi $\frac{5,05+5,80}{2}\times0,25\times0,50\times2500$	1.695				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		14.832	30.758	30 × 30	4 ∅ 12	32,50
II	Come al precedente	14.832	45.590	30 × 35	4 ∅ 14	41,10
I	'' '' ''	14.832	60.422	30 × 35	4 ∅ 16	53,50
P.T.	'' '' ''	14.832	75.254	30 × 40	4 ∅ 16	57,80
Fondaz.	trave cordolo					
	$\frac{3,70+5,80}{2}\times0,3\times0,3\times2500$	1.068				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		3.568	78.822			

PILASTRO N° 22

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{4,25+5,15}{2}\times\frac{5,85}{2}\times700$	9.623				
	cornicione $\frac{4,25+5,15}{2}\times1,00\times700$	3.290				
	veletta $\frac{4,25+5,15}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	1.175				
	ringhiera $\frac{4,25+5,15}{2}\times30$	141				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.096				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		15.793	15.793	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	solaio $\frac{4,25+5,15}{2}\times\frac{5,85}{2}\times700$	9.623				
	muratura $\frac{4,25+5,15}{2}\times1125$	5.287				
	travi $\frac{5,85}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.096				
	$\frac{4,25+5,15}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	705				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		17.179	32.972	30 × 30	4 ∅ 12	35,00
II	Come al precedente	17.179	50.151	30 × 35	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	44,70
I	'' '' ''	17.179	67.330	30 × 35	2 ∅ 16 + 2 ∅ 18	59,00
P.T.	'' '' ''	17.179	84.509	30 × 40	4 ∅ 20	63,70
Fondaz.	muratura $\frac{4,25+5,15}{2}\times0,25\times3\times1300$	4.582				
	travi $\frac{4,25+5,15}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	1.410				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		8.492	93.001			

PILASTRO N° 23 - 25

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $\frac{5,80\times5,05}{4}\times700$	5.125				
	cornicione $\frac{5,80+5,05}{2}\times1,00\times700$	3.797				
	veletta $\frac{5,80+5,05}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	1.356				
	travi $\frac{5,80}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.087				
	$\frac{5,05}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	378				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.211	12.211	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	solaio $\frac{5,80\times5,05}{4}\times700$	5.125				
	muratura $(\frac{5,80}{2}+\frac{5,05}{3})\times1125$	5.152				
	ringhiera $\frac{5,05}{2}\times30$	75				
	travi $(\frac{5,80}{2}+\frac{5,05}{3})\times0,25\times0,60\times2500$	1.717				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		12.537	24.748	30 × 30	4 ∅ 12	26,50
II	Come al precedente	12.537	37.285	30 × 35	2 ∅ 12 + 2 ∅ 14	33,80
I	'' '' ''	12.537	48.822	30 × 35	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	43,70
P.T.	'' '' ''	12.537	62.359	30 × 40	4 ∅ 16	48,70
Fondaz.	trave cordolo $\frac{5,80+5,05}{2}\times0,30\times0,30\times2500$	1.220				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		3.720	66.079			

PILASTRO N° 24

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	PARZIALI	PROGRESSIVI	SEZIONE	ARMATURA	σ_c
IV	Solaio $(\frac{5,85+5,05}{2}\times\frac{4,25}{2})\times700$	8.106				
	cornicione $\frac{5,85+5,05}{2}\times1,00\times700$	3.815				
	veletta $\frac{5,85+5,05}{2}\times0,10\times1,00\times2500$	1.362				
	ringhiera $\frac{5,85+5,05}{2}\times30$	163				
	travi $\frac{5,85+4,25}{2}\times0,25\times0,60\times2500$	1.893				
	$\frac{5,05}{2}\times0,20\times0,30\times2500$	378				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		16.185	16.185	30 × 30	4 ∅ 12	-
III	solaio $\frac{5,85+5,05}{2}\times\frac{4,25}{2}\times700$	8.106				
	muratura $\frac{5,85+5,05}{2}\times1125$	6.131				
	ringhiera $\frac{5,05}{2}\times30$	75				
	travi $(\frac{5,85+4,25}{2}+\frac{5,05}{4})\times0,25\times0,6\times2500$	2.366				
	pilastro 0,25 × 0,25 × 3,00 × 2500	468				
		17.146	33.331	30 × 30	4 ∅ 12	35,30
II	Come al precedente	17.146	50.477	35 × 30	2 ∅ 14 + 2 ∅ 16	45,00
I	'' '' ''	17.146	67.623	35 × 30	4 ∅ 18	58,75
P.T.	'' '' ''	17.145	84.769	40 × 30	4 ∅ 20	63,90
Fondaz.	muratura $\frac{5,85+4,25}{2}\times0,20\times3,00\times1300$	3.939				
	travi $\frac{5,85+4,25}{2}\times0,30\times0,40\times2500$	1.515				
	peso proprio plinto	1.500				
	'' '' sottoplinto	1.000				
		7.954	92.723			

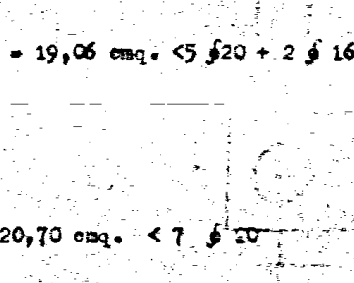
CALCOLO PLINTI SU PALI

A) Plinto N° 1 - 3 - 7 - 10 - 20 - 23 - 25 (a 2 pali)

a) **dati di calcolo :**

Scarico massimo in fondazione : N 66 t (compreso il peso del plinto)

Pilastro : sezione 30 × 40
Portanza del palo : P = 40 t
Diametro palo : D = 40 cm.
Interasse pali : I = 120 cm.
Dimensione del plinto : 60 × 180 cm
Sollecit. ammissibili : σ_c = 50 Kg/cmq. σ_f = 1400 Kg/cmq.



b) **Calcolo a flessione**

Il momento massimo a filo del pilastro vale :

$M = \frac{66000}{2}\times(\frac{120}{2}-\frac{40}{2}) = 13200$ Kgm.

Pertanto si ha :

$h = 0,408\times\sqrt{\frac{1320000}{60}} = 61$ cm si assume H = 70 cm

per cui $r = \frac{67}{\sqrt{\frac{1320000}{60}}} = \frac{67}{148} = 0,452$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 44 Kg/cmq.

$A_f = 0,00171\times148\times60 = 15,20$ cmq. < 4 ∅ 20 + 2 ∅ 14

c) **Verifica al taglio :**

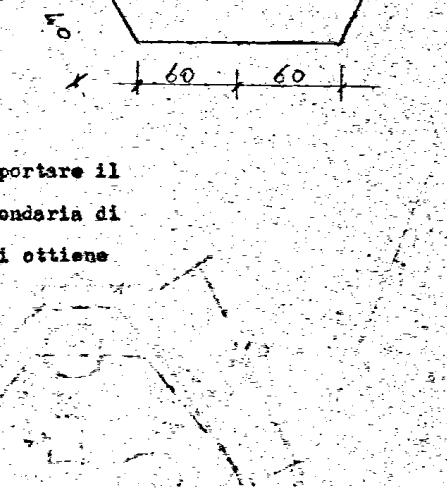
La sollecitazione tangenziale massima vale :

$= \frac{66000}{2}\;\frac{1}{0,9\times60\times67} = 9,12$ Kg/cmq. > 4

Tenendo conto del rapporto $\frac{I}{H} < 1$ (travi tozze), per determinare l'area dei ferri sagomati necessari ad assorbire l'azione tagliante si ha :

$A_{f_p} = \frac{T}{\sigma_f\sqrt{2}} = \frac{33000}{1400\sqrt{2}} = 16,72$ cmq. = 4 ∅ 20 + 2 ∅ 16

e si dispongono staffe ∅ 8/15''.



B) Plinto N° 2 - 4 - 5 - 6 - 8 - 9 - 11 - 12 - 13 - 14 - 15 - 16 - 17 - 18 - 19 (a 2 pali

a) **dati di calcolo :**

Carico massimo in fondazione : N = 82 t. (compreso il peso del plinto) per il resto come al precedente.

b) **Calcolo a flessione:**

Il momento massimo a filo pilastro vale : $M = \frac{82000}{2}\times(\frac{120}{2}-\frac{40}{2}) = 16400$ Kgm.

Pertanto si ha: $h = 0,408\sqrt{\frac{1640000}{60}} = 67$ cm per cui H = 70 cm

e per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 50 Kg/cmq. $A_f = 0,00192\times165,5\times60 = 19,06$ cmq. <5 ∅ 20 + 2 ∅ 16

c) **Verifica al taglio:**

La sollecitazione tangenziale massima vale :

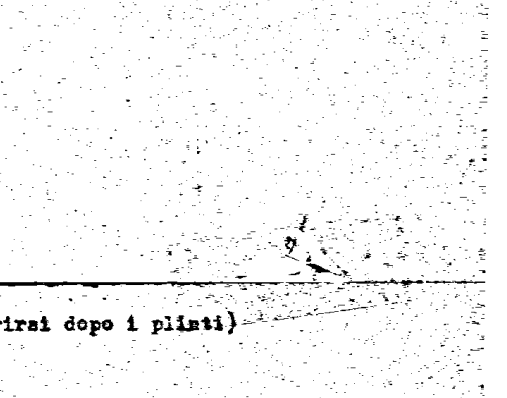
$= \frac{82000}{2}\times\frac{1}{0,9\times60\times67} = 11,33$ Kg/cmq. > 4 $A_{f_p} = \frac{41000}{1400\sqrt{2}} = 20,70$ cmq. < 7 ∅ 20

e si dispongono staffe ∅ 8/15''.

C) Plinto n° 21 - 22 - 24 (a 3 pali-)

a) **dati di calcolo :**

Carico in fondazione : N = 102 t. (compreso il plinto)
Pilastro : sezione 35 × 40
Portanza del palo : P = 40 t
Diametro palo : D = 40 cm
Interasse pali : I = 120 cm
Dimensioni in pianta : (vedi disegno)
Sollecitazione massime : σ_c = 50 Kg/cmq. σ_f = 1400 Kg/cmq.



b) **Calcolo a flessione**

Si dispone l'armatura principale secondo le congiungenti gli assi dei pali e per riportare il carico del pilastro alle suddette congiungenti si disporrà un ulteriore armatura secondaria di collegamento. Il momento flettente sulla mezzeria di ognuna delle tre congiungenti si ottiene considerando il carico concentrato sulle loro 3 mezzerie.

Pertanto: $M = \frac{1}{2}\;\frac{102000}{3}\times0,60 = 10200$ Kgm.

Assumendo H = 70 cm h = 67 cm. b = 40 + 2 × 10 = 60 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{1020000}{60}}} = \frac{67}{130,5} = 0,513$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 35 Kg/cmq.

$A_f = 0,00149\times60\times130,5 = 11,66$ cmq. < 6 ∅ 16

Al taglio si ha : $\max = \frac{34000}{0,9\times60\times67} = 9,39$ Kg/cmq.

$A_{f_p} = \frac{34000}{1400\sqrt{2}\times2} = 8,61$ cmq. < 4 ∅ 16 + 1 ∅ 12

Si dispongono inoltre staffe ∅ 8 /15''.

L'armatura secondaria di collegamento sarà costituita da 4 ∅ 10 per ogni collegamento.

(N.Brindisi A)) (da inserirsi dopo i plinti)

TRAVI IN FONDAZIONE

TRAVE (2-5)-(10-12)-(12-16)-16-20)-(21-24)

luce massima = 4.10~

Analisi dei carichi :

muratura 0,20 × 3,0 × 1500 = 900 Kg/ml.
peso p.trave 0,30×0,45×2500 = 337 '' ''
1.237 Kg/ml.

$M = \frac{1237\times4,10^2}{12} = 1732$ Kgm. $T = \frac{1237\times4,10}{2} = 2535$ Kg.

Essendo H = 40 cm. h = 37 cm. b = 25 cm.

$r = \frac{37}{\sqrt{\frac{173200}{25}}} = \frac{37}{83,2} = 0,444$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 45 Kg/cmq.

$A_f = 0,001743\times83,2\times25 = 3,62$ cmq. < 2 ∅ 10 + 2 ∅ 12

$\tau = \frac{2535}{0,9\times25\times37} = 3,04$ Kg/cmq. si adottano staffe ∅6/30''.

TRAVE (5-7)-(7-10)-(20-21)

analisi dei carichi:

muratura 0,20×3,00 × 1500 = 900 Kg/ml.
peso p.0,25 × 0,25 × 2500 = 156 '' ''
1.056 Kg/ml.

$M = \frac{10,56\times2,10^2}{12} = 388$ Kgm; Essendo H = 25 cm. h = 22 cm. b = 25 cm.

$R = \frac{22}{\sqrt{\frac{38800}{25}}} = \frac{22}{39,5} = 0,556$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 35 Kg/cmq.

$A_f = 0,001383\times39,5\times25 = 1,36$ cmq. < 4 ∅ 8

TRAVE (1-2)-(2-3)-(7-8)-(21-22)-(24-25)

Luce massima : 4,70 ml.

Analisi dei carichi :

muratura 0,20×3,00×1500 = 900 Kg/Ml.
peso p.0,30×0,40×2500 = 300 '' ''
1.200 Kg/ml.

$M = \frac{1200\times4,70^2}{12} = 2210$ Kgm. $T = \frac{1200\times4,70}{2} = 2820$ Kg.

Essendo H = 40 cm. h = 37 cm. b = 30 cm. $r = \frac{37}{\sqrt{\frac{221000}{30}}} = \frac{37}{85,8} = 0,431$

per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 48 Kg/ cmq. $A_f = 0,001848\times85,8\times30 = 4,75$ cmq. < 2 ∅ 10 + 3 ∅ 12

$\tau = \frac{2820}{0,9\times30\times37} = 2,82$ Kg/cmq. si adottano staffe ∅6/30''.

TRAVE (3-6)-(22-25)

Analisi dei carichi:

muratura 0,25×3,00×1500 = 1125 Kg/ml.
peso p.trave 0,30×0,40×2500 = 300 '' ''
1425 Kg/ml.

$M = \frac{1425\times4,15^2}{12} = 2045$ Kgm. $T = \frac{1425\times4,15}{2} = 2960$ Kg. Essendo H=40 cm. h=37 cm. b=30cm.

$r = \frac{37}{\sqrt{\frac{204500}{30}}} = \frac{37}{82,5} = 0,448$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 45 Kg/cmq.

$A_f = 0,001743\times82,5\times31 = 4,30$ cmq. < 4 ∅ 12

$\tau = \frac{2960}{0,9\times30\times37} = 2,96$ Kg/cmq. si adottano staffe ∅6 /30''.

TRAVE (6-8)

Analisi dei carichi : come al precedente

$M = \frac{1425\times2,10^2}{12} = 523$ Kgm. Essendo H = 25 cm. h = 22 cm. b = 30 cm.

$r = \frac{22}{\sqrt{\frac{52300}{30}}} = \frac{22}{41,7} = 0,527$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 37 Kg/cmq.

$A_f = 0,001456\times41,7\times30 = 1,82$ cmq. < 4 ∅ 8

TRAVE (8-14)-(1?-22)

Analisi dei carichi : come al precedente

$M = \frac{1425\times5,15^2}{12} = 3150$ Kgm. $T = \frac{1425\times5,15}{2} = 3670$ Kg.

Essendo H = 50 cm. h = 47 cm. b = 30 cm.

$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{315000}{30}}} = \frac{47}{102,5} = 0,458$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 44 Kg/cmq.

$A_f = 0,001708\times102,5\times30 = 5,25$ cmq. < 5 ∅ 12

$\tau = \frac{3670}{0,9\times30\times47} = 2,89$ Kg/cmq. si adottano staffe ∅ 6/30''.

TRAVE (14 - 18)

Analisi dei carichi :

muratura 0,15 × 3 × 1500 = 675 Kg/ml.
peso p.0,30 × 0,30 × 2500 = 225 '' ''
900 Kg/ml.

$M = \frac{900\times3,90^2}{12} = 1140$ Kgm. $T = \frac{900\times3,9}{2} = 1755$ Kg.

Essendo H = 30 cm. h = 27 cm. b = 30 cm.

$r = \frac{27}{\sqrt{\frac{114000}{30}}} = \frac{27}{61,5} = 0,439$ per σ_f = 1400 Kg/cmq. σ_c = 46 Kg/cmq.

$A_f = 0,001778\times61,5\times30 = 3,28$ cmq. = 4 ∅ 10

$\tau = \frac{1755}{0,9\times30\times27} = 2,40$ Kg/cmq. si adottano staffe ∅ 6/30''.

TUTTE LE ALTRE :

Sono delle travi di collegamento che si prevedono di 20 × 30 con una armatura costituita da 2 ∅ 10 + 1 ∅ 10 sagomato con staffe ∅6/40''.

CALCOLO TRAVI PIANO TIPO

TRAVE (1-2-3)

Analisi dei carichi :

solaio $\frac{4,10}{2}\times700$ = 1.535 Kg/ml.
muratura 0,20 × 3 × 1300 = 780 '' ''
peso p.0,25×0,60 × 2500 = 375 '' ''
totale = 2.590 Kg/ml.

Assumiamo come valori massimi dei momenti :

In mezzeria della (1-2): $M = \frac{2590\times5,10^2}{12} = 5614$ Kgm.
Sul nodo (2) $M = \frac{2590\times5,90^2}{10} = 9015$ ''
In mezzeria della (2-3) $M = \frac{2590\times5,90^2}{12} = 7512$ ''
Sul nodo (1) e (3) $M = \frac{1}{3}M_2 \cong 3000$ Kgm.

$T_1 = \frac{2590\times5,10}{2} - \frac{9000-3000}{5,10} = 5428$ Kg. $T_2 = \frac{2590\times5,1}{2} + \frac{9000-3000}{5,10} = 7780$ Kg.

$T_2' = \frac{2590\times5,9}{2} + \frac{9000-3000}{5,90} = 8657$ Kg. $T_3 = \frac{2590\times5,9}{2} - \frac{9000-3000}{5,90} = 6623$ Kg.

VERIFICHE :

In mezzeria della (1-2): M = 5614 Kgm. H = 60 cm. b = 25 cm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{561400}{25}}} = \frac{57}{150} = 0,38$ per σ_f = 2200 Kg/cmq. σ_c = 65 Kg/cmq.

$Af = 0,001287\times150\times25 = 4,82$ cmq. < 2 ∅ 12 + 2 ∅ 14

Sul nodo (2): M = 9015 Kgm/ T = 7700 KG. $M_{sp} = M - T\times0,10 = \sim8250$ Kgm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{825000}{25}}} = \frac{57}{182} = 0,313$ per σ_f = 1600 Kg/cmq. e $A_f' = 0,5\,A_f$ σ_c = 65 Kg/cmq.

$A_f = 0,0022\times182\times25 = 10$ cmq. < 3 ∅ 16 + 2 ∅ 14 + 1 ∅ 10

$A'_f = 0,5\,A_f = 5$ cmq. < 2 ∅ 16 + 2 ∅ 12

In mezzeria della (2-3): M = 7500 Kgm. H = 60 cm. b = 25 cm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{750.000}{25}}} = \frac{57}{173} = 0,329$ per σ_f = 1800 Kg/cmq. e $A'_f = 0,2\,A_f$ σ_c = 70 Kg/cmq.

$Af = 0,001885\times173\times25 = 8,15$ cmq. ≃ 4 ∅ 16

$A'_f = 0,2\,A_f = 1,63$ cmq. ≃ 2 ∅ 10

Sul nodo (1) e (3) : M = ~3000 Kgm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{300000}{25}}} = \frac{57}{109,5} = 0,520$ per σ_f = 2200 Kg/cmq. σ_c = 46 Kg/cmq.

$A_f = 0,009338\times109,5\times25 = 2,55$ cmq. < 2 ∅ 14

Verifica al taglio :

Sul nodo (2) a sinistra: $\tau = \frac{7780}{0,9\times25\times57} = 6$ Kg/cmq.
Sul nodo (2) a destra: $\tau = \frac{8657}{0,9\times25\times57} = 6,75$ Kg/cmq.

$S = \frac{6,75\times25\times300}{2} = 25312$ Kg.

Disponendo di 3 ∅ 16 sagomati $S_p = 6,03\times\sqrt{2}\times2000 = 17000$ Kg.

Adottando staffe ∅ 8/30 cm. $S_s = 10\times1,01\times1400 = 14140$ Kg.

Per la parte rimanente si adotteranno staffe ∅6/30''.

TRAVE (4 - 5 - 6)

Analisi dei carichi:

Per la campata (4-5):

solaio $\frac{4,10+3,70}{2}\times700$ = 2.730 Kg/ml.
tramezzo 0,10×2,60×1300 = 338 '' ''
peso p.0,25×0,70×2500 = 437 '' ''
totale = 3.505 Kg/ml.

Carico concentrato muro : $\frac{3,70}{2}\times1125 = 2080$ Kg.

Per la campata (5-6) :

solaio $\frac{4,15+2,10}{2}\times700$ = 2.187 Kg/ml.
tramezzo 0,10×2,60 × 1300 = 338 '' ''
peso p.0,25×0,70×2500 = 437 '' ''
totale = 2.962 Kg/ml.

Assumiamo come valori massimi dei momenti :

In mezzeria della (4-5) $M = \frac{3505\times5,10^2}{12} + \frac{1}{2}\times\frac{1,5\times3,60}{5,10}\times2080 = 8695$ Kgm.
Sul nodo (5) $M = \frac{2962\times5,9^2}{10} = 10300$ Kgm.
In mezzeria della (5-6) $M = \frac{2962\times5,9^2}{12} = 8580$ Kgm.
Sul nodo (4) e (6) $M = \frac{1}{3}M_5 = 3430$ Kgm.

$T_4 = \frac{3505\times5,10}{2} + \frac{2080\times1,6}{5,10} - \frac{10300-3400}{5,10} = 9050$ Kg. $T_5' = \frac{3505\times5,10}{2} + \frac{2080\times1,5}{5,10} + \frac{10300-3400}{5,10} = 10900$ Kg.

$T_5'' = \frac{2962\times5,9}{2} + \frac{10300-3400}{5,9} = 9910$ Kg. $T_6 = \frac{2962\times5,9}{2} - \frac{10300-3400}{5,9} = 7570$ Kg.

VERIFICHE:

In mezzeria della (4-5): M = ~8700 Kgm. H = 70 cm. h = 67 cm. b = 25 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{870000}{25}}} = \frac{67}{186,8} = 0,358$ per σ_f = 2200 Kg/cmq. σ_c = 70 Kg/cmq.

$A_f = 0,001378\times186,8\times25 = 6,43$ cmq. < 3 ∅ 12 + 2 ∅ 14

Sul nodo (5) M = 10300 Kgm. T = 9900 Kg. $M_{sp} = M - T\times0,10 = \sim9300$ Kgm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{930000}{25}}} = \frac{67}{193} = 0,347$ per σ_f = 2000 Kg/cmq. σ_c = 70 Kg/cmq.

$A_f = 0,001576\times193\times25 = 7,60$ cmq. < 4 ∅ 14 + 2 ∅ 10

In mezzeria della (5-6): M = 8600 Kgm.

vale la stessa verifica della (4-5): $A_f = 6,43$ cmq. < 3 ∅ 12 + 2 ∅ 14

Sul nodo (4) e (6): M = ~3400 Kgm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{340000}{25}}} = \frac{67}{116,5} = 0,575$ per σ_f = 2200 Kg/cmq. σ_c = 41 Kg/cmq.

$A_f = 0,000837\times116,5\times25 = 2,44$ cmq. < 2 ∅ 14

VERIFICA AL TAGLIO

Sul nodo (4): $\tau = \frac{9050}{0,9x25x67} = 6,00$ Kg/cmq.

Sul nodo (5) a sinistra: $\tau = \frac{10900}{0,9x25x67} = 7,23$ " " $S = \frac{7,23x 25 x 270}{2} = 24400$ Kg.

Disponendo di 3 φ 14 sagomati $S_p = 4,62\sqrt{2} x 2000 = 13000$ Kg.

Adottando staffe φ 8/30". $S_s = 9 x 1,01 x1400 = 12700$ Kg.

Lo stesso per il nodo (5) a destra.

TRAVE (7 - 8)

Analisi dei carichi:

solaio $\frac{2,10+5,15}{2}$ x 700 = 2.718 Kg/ml.

tramezzo 0,10 x 2,60 x 300 = 338 " "

peso p.0,25 x 0,70 x 2500 = 437 " "

totale = 3.493 Kg/ml.

$M = \frac{3493x5,9^2}{12} = 10132$ Kgm. $T = \frac{3493 x5,9}{2} = 10300$ Kg.

Essendo H = 70 cm.   h = 67 cm   b = 25 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{1013000}{25}}} = \frac{67}{202} = 0,331$ per $\sigma_f = 1800$ Kg/cmq. $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00185 x 202 x 25 = 9,34$ cmq.   3 φ 16 + 2 φ 14

$\tau = \frac{10300}{0,9x25x67} = 6,83$ Kg/cmq. $S = \frac{6,83x25x295}{2} = 25185$ Kg.

Disponendo di 3 φ 16 sagomati $S_p = 6,03\sqrt{2} x 2000 = 17000$ Kg.

Adottando staffe φ 6/25 cm. $S_s = 0,57 x12 x 1400 = 9575$ Kg.

TRAVE (9 - 10)

Analisi dei carichi:

solaio 3,70 x 700 = 2775 Kg/ml.

tramezzo 0,10x2,60x1300 = 338" "

peso p 0,25x0,70x2500 = 437" "

totale = 3.550 Kg/ml.

Carico concentrato muro: $\frac{3,70}{2}$ x 1125 = 2080 Kg.

Assumiamo come valore massimo:

$M = \frac{3550x5,10^2}{12} + \frac{1}{5}\,\frac{1,5 x 3,60x2080}{5,10} = 8795$ Kgm.

$T_{max} = \frac{3550x5,10}{2} + \frac{2080 x 3,6}{5,10} = 10520$ Kg.

Essendo H = 70 cm.   h = 67 cm.   b = 25 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{879500}{25}}} = \frac{67}{188} = 0,356$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001378 x 188 x 25 = 6,47$ cmq.   = 3 φ 12 + 2 φ 14

$\tau = \frac{10520}{0,9x25x67} = 6,98$ Kg/cmq. $S = \frac{6,98x25x270}{2}$ 23550 Kg/

Disponendo di 2 φ 14 + 1 φ 12 sagomati $S_p = 4,21\sqrt{2} x 2000 = 11850$ Kg.

adottando staffe φ 8/30 cm. $S_s = 9 x 1,01 x 1400 = 12700$ Kg.

TRAVE (11-12-13-14) - (15 - 16 - 17 - 18)

Analisi dei carichi:

per la campata 11-12):

solaio 3,70 x 700 = 2.590 Kg/ml.

tramezzo 0,20x2,60 x 1300 = 676 " "

peso p.0,25x0,70 x2500 = 437 " "

3.703 Kg/ml.

carico concentrato (muro): $\frac{3,70}{2}$ x 1125 = 2080 Kg.

per la campata (12-13):

solaio $\frac{5,15+3,90}{2}$ x 700 = 3.167 Kg/ml.

muratura 0,20x2,6x1300 = 676 " "

peso p.0,20x0,70x2500 = 350 " "

4.193 Kg/ml.

Carico concentrato (muro): $\frac{3,60}{2}$ x 0,20 x 3 x 1300 = 1400 Kg.

per la campata (13 -14):

solaio $\frac{5,15}{2}$ x 700 = 1.800 Kg/ml.

muratura 0,20 x 1,50 x 1300 = 390 " "

peso p.0,20x0,50x 2500 = 250 " "

2.440 Kg/ml.

Assumiamo come valori massimi dei momenti:

In mezzeria della (11-12): $M = \frac{3700x 5,10^2}{12} + \frac{1}{2} x \frac{1,5x3,6x2080}{5,10} = 9120$ Kgm.

Sul nodo (12): $M = \frac{3700x5,10}{12} + \frac{1,5^2x 3,6}{5,1^2} x 2080 = 8660$ Kgm.

In mezzeria della (12-13): $M = \frac{4193 x 2,65^2}{12} + \frac{3}{16} x 2,65x1400 = 3515$ Kgm.

Sul nodo (13): $M = \frac{4193 x 2,65^2}{12} + \frac{2,65 x 1400}{8} = 2920$ Kgm.

In mezzeria della (13 - 14) $M = \frac{2440 x 3,25^2}{12} = 2147$ Kgm.

Sul nodo (14): $M = \frac{1}{3} M_{12} = 2890$ Kgm.

$T_{11} = \frac{3700 x5,10}{2} + \frac{3,6}{5,1} x 2080 - \frac{8660-2900}{5,10} = 9774$ Kg.

$T'_{12} = \frac{3700 x5,10}{2} + \frac{1,5}{5,1} x 2080 + \frac{8660 -2900}{5,10} = 11175$ Kg.

$T''_{12} = \frac{4193 x2,65}{2} + \frac{1400}{2} + \frac{8660 - 2900}{2,65} = 8428$ Kg.

$T'_{13} = \frac{4193x2,65}{2} + \frac{1400}{2} - \frac{8660 - 2900}{2,65} = 4082$ Kg.

$T''_{13} = \frac{2440 x 3,25}{2} + \frac{2900 - 1000}{3,25} = 4549$ Kg.

$T_{14} = \frac{2440x3,25}{2} - \frac{2900 x 1000}{3,25} = 3380$ Kg.

VERIFICHE:

In mezzeria della (11-12): M = 9120 Kgm.   H = 70 cm   h = 67 cm   b = 25 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{912000}{25}}} = \frac{67}{191} = 0,351$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 69$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001555 x 191 x 25 = 7,42$ cmq.   4 φ 14 + 1 φ 12

Sul nodo (12) a sinistra: M = 8660 Kgm.   T = 11000 Kg. $M_{sp} = M - T x 0,10 = 7700$ Kgm.

H = 70 cm   h = 67 cm   b = 25 cm

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{770000}{25}}} = \frac{67}{175} = 0,382$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 65$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001287 x 175 x 25 = 5,63$ cmq. ~ 2 φ 14 + 1 φ 12 + 2 φ 8

Sul nodo (12) a destra: M = 8650 Kgm.   T = 8400 Kg. $M_{sp} = M - T x 0,10 = 7800$ Kgm.

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

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{780000}{20}}} = \frac{57}{197,5} = 0,288$ per σ_f 1600 Kg/cmq. e $A'_f = 0,5 A_f$ $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,002368 x 197,5 x 20 = 9,33$ cmq.   2 φ 8 + 3 φ 12 + 3 φ 14

$A'_f = 0,5 A_f = 4,65$ cmq.   < 2 φ 10 + 2 φ 14

In mezzeria della (12-13): M = 3500 Kgm.   H = 40 cm.   h = 57 cm   b = 20 cm

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{350000}{20}}} = \frac{57}{132} = 0,431$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 57$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00141 x 132 x 20 = 3,60$ cmq.   2 φ 10 + 1 φ 14

Sul nodo (13) a sinistra: M = 2900 Kgm.   H = 60 cm   h = 57 cm   b = 20 cm

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{290000}{20}}} = \frac{58}{121} = 0,471$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 52$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001029 x 121 x 20 = 2,49$ cmq.   < 1 φ 14 + 2 φ 8

Sul nodo (13) a destra: M = 2900 Kgm.   T = 4500 Kg. $M_{sp} = M - T x 0,10 = 2450$ Kgm.

H = 50 cm   h = 47 cm.   b = 20 cm

$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{245000}{20}}} = \frac{47}{111} = 0,423$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 58$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001159 x 111 x 20 = 2,57$ cmq.   2 φ 10 + 2 φ 8

In mezzeria della (13-14): M = 2150 Kgm.   H = 50 cm.   h = 47 cm.   b = 20 cm

$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{215000}{20}}} = \frac{47}{104} = 0,452$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 54$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001085 x 104 x 20 = 2,25$ cmq.   < 2 φ 10 + 2 φ 8

VERIFICA AL TAGLIO:

Sul nodo (11): $\tau = \frac{9770}{0,9x25 x67} = 6,48$ Kg/cmq. $S = \frac{6,48 x25 x250}{2} = 20200$ Kg.

Disponendo di 1 φ 12 + 2 φ 14 sagomati $S_p = 4,21\sqrt{2} x 2000 = 11870$ Kg.

adottando staffe φ6/25" $S_s = 10 x 0,58 x 1400 = 8300$ Kg.

Sul nodo (12) a sinistra: $\tau = \frac{11175}{0,9x25x67} = 7,41$ Kg/cmq. $S = \frac{7,41x 25x260}{2} = 24000$ Kg/cm

Disponendo di 3 φ 12 + 2 φ 14 sagomati $S_p = 6,47\sqrt{2} x 2000 = 18250$ Kg.

adottando staffe φ6/25" $S_s = 10 x 0,58 x 1400 = 8300$ Kg.

Sul nodo (12) a destra: $\tau = \frac{8428}{0,9x20x57} = 8,20$ Kg/cmq. $S = \frac{8,20x20x160}{2} = 13120$ Kg.

Disponendo di 1 φ 14 + 2 φ 12 sagomati $S_p = 3,8\sqrt{2}x2000 = 10700$ Kg.

Adottando staffe φ 6/20" $S_s = 8 x 0,58 x 1400 = 6500$ Kg.

Sul nodo (13) a sinistra: $\tau = \frac{4082}{0,9x20x57} = 3,97$ Kg/cmq.   < 6

Sul nodo (13) a destra: $\tau = \frac{4550}{0,9x20x47} = 5,37$ Kg/cmq.   < 6

TRAVE (19 - 20)

Analisi dei carichi:

solaio $\frac{3,70}{2}$ x 700 = 1.295 Kg/ml.

tramezzo 0,10 x 2,70 x 1300 = 351 " "

peso p.0,25 x 0,50 x 2500 = 312 " "

1.958 Kg/ml.

$M = \frac{1958x5,10^2}{12} = 4244$ Kgm. $T = \frac{1958 x 5,10}{2} = 4992$ Kg.

Essendo H = 50 cm   h = 47 cm   b = 25 cm

$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{424400}{25}}} = \frac{47}{130} = 0,361$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00136 x 130 x 25 = 4,42$ cmq.   < 4 φ 12

$\tau = \frac{4992}{0,9x25x47} = 4,72$ Kg/cmq   < 6

TRAVE (21 - 22)

Analisi dei carichi:

solaio $\frac{5,15+4,25}{2}$ x 700 = 3.290 Kg/ml.

tramezzo 0,10 x 2,60 x 1300 = 338 " "

peso p.0,25 x 0,75 x 2500 = 468 " "

4.096 Kg/ml.

$M = \frac{4096 x5,90^2}{12} = 11880$ Kgm. $T = \frac{4096 x 5,9}{2} = 12080$ Kg.

Essendo H = 75 cm.   h = 72 cm.   b = 25 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{1188000}{25}}} = \frac{72}{218} = 0,331$ per $\sigma_f = 1800$ Kg/cmq. $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00185 x 218 x 25 = 10,08$ cmq.   < 4 φ 16 + 2 φ 12

$\tau = \frac{12080}{0,9x25x72} = 7,45$ Kg/cmq. $S = \frac{7,45x25x300}{2} = 27937$ Kg.

Disponendo di 4 φ 16 sagomati $S_p = 8,04\sqrt{2} x 2000 = 22670$ Kg.

Adottando staffe φ6 /20".

TRAVE (24 - 25)

Analisi dei carichi:

solaio $\frac{4,25}{2}$ x 700 = 1.487 Kg/ml.

muratura = 1.125 " "

peso p.(0,15x0,50+0,25x0,35)2500 = 405

3.017 Kg/ml.

$M = \frac{3017 x 5,9^2}{12} = 8750$ Kgm. $T = \frac{3017 x5,9}{2} = 8900$ Kg.

Essendo H = 75 cm.   h = 72 cm.   b = 20 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{875000}{20}}} = \frac{72}{208} = 0,346$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. σ_c 70 Kg/cmq.

$A_f = 0,001576 x 208 x 20 = 6,55$ cmq.   < 3 φ 14 + 2 φ 12

$\tau = \frac{8900}{0,9x20x72} = 6,86$ Kg/cmq. $S = \frac{6,86x20x295}{2} = 20237$ Kg.

Disponendo di 3 φ 14 sagomati $S_p = 4,62\sqrt{2} x 2000 = 13000$ Kg.

Adottando staffe φ6/25" $S_s = 12 x 0,58 x 1400 = 9750$ Kg.

TRAVE (20 - 21 - 24)

Analisi dei carichi:

Solaio $\frac{5,10}{2}$ x 700 = 1.785 Kg/ml.

tramezzo 0,10 x 2,70 x 1300 = 350 " "

peso p.0,25 x0,60 x2500 = 375 " "

p = 2.510 Kg/ml.

Carico concentrato muro: $\frac{5,10}{2}$ x 1125 = 2870 Kg.

Assumiamo come valori massimi dei momenti:

In mezzeria della (20 - 21): $M = \frac{2510 x 1,55^2}{12} = 500$ Kgm.

Sul nodo (21) $M = \frac{2510 x4,25^2}{12} + 2870 x \frac{1,50x2,75}{4,25^2} = 4965$

In mezzeria della (21-24) $M = \frac{2510x4,25^2}{12} + \frac{1}{2}\,\frac{1,5x2,75}{4,25} x2870 = 5170$ Kgm.   (cont.pag.34)

Sul nodo (24) $M = \frac{1}{3} M_{21} = 1590$ Kgm.

$T'_{21} = \frac{2510x1,55}{2} + \frac{4765}{1,55} = 5020$ Kg. $T''_{21} = \frac{2510x4,25}{2} + \frac{2870x1,50}{4,25} + \frac{4760-1590}{4,25} = 7080$ Kg.

$T_{24} = \frac{2510x4,25}{2} + \frac{2870x2,75}{4,25} - \frac{4760-1590}{4,25} = 6440$ Kg.

VERIFICHE

Sul nodo (21) a sinistra: M = 4760 Kgm.   T = 5000 Kg. $M_{sp} = 4250$ Kgm.

H = 50 cm.   h = 47 cm.   b = 25 cm.

$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{425000}{25}}} = \frac{47}{130} = 0,361$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 69$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00136 x 130 x 25 = 4,42$ cmq.   3 φ 12 + 2 φ 8

Sul nodo (21) a destra: M = 4760 Kgm.   T = 7000 Kg. $M_{sp} = \sim 4050$ Kgm.

H = 60 cm.   h = 57 cm.   b = 25 cm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{405000}{25}}} = \frac{57}{127} = 0,448$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 54$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001085 x 127 x 25 = 3,44$ cmq.   ~< 3 φ 12 + 2 φ 8

In mezzeria della (21-24): M = 5170 Kgm.   H = 60 cm.   h = 57 cm.   b = 25 cm.

$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{517000}{25}}} = \frac{57}{143,5} = 0,397$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 63$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001251 x 143,5 x 25 = 4,48$ cmq.   < 4 φ 12

VERIFICA AL TAGLIO:

Sul nodo (21) a sinistra: $\tau = \frac{5020}{0,9x25x47} = 4,75$ Kg/cmq.   < 6

Sul nodo (21) a destra: $\tau = \frac{7080}{0,9x25x57} = 5,52$ Kg/cmq.   < 6

Si adottano pertanto staffe φ6/30".

TRAVE 19 - 23

Analisi dei carichi:

Solaio $\frac{5,10}{2}$ x 700 = 1.785 Kg/ml.

muratura = 1.125 " "

peso p.(0,15x0,50+0,25x0,30)2500 = 405 " "

= 3.315 Kg/ml.   Carico concentrato muro $\frac{5,10}{2}$ x 1125 = 2870 Kg.

In mezzeria $M = \frac{3315 x 5,80^2}{12} + \frac{2}{2} x \frac{1,50x4,30}{5,80} x 2870 = 10880$ Kgm.

Sui pilastri $M = \sim \frac{2}{3} M_{max} = 7250$ Kgm. $T_{max} = \frac{3315x5,8}{2} + \frac{2870x4,30}{5,80} = 11740$ Kg.

VERIFICHE: In Mezzeria: M = 10880 Kgm.   H = 75 cm.   h = 72 cm.   b = 30 cm

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{1088000}{30}}} = \frac{72}{190} = 0,378$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 66$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001306 x 190 x 30 = 7,44$ cmq.   < 5 φ 14

Sui pilastri: M = ~7250 Kgm.   H = 75 cm.   h = 72 cm.   b = 15 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{725000}{15}}} = \frac{72}{220} = 0,327$ per $\sigma_f = 1600$ Kg/cmq. $\sigma_c = 69$ Kg/cmq.

$A_f = 0,002124 x 220 x 15 = 7,00$ cmq.   < 4 φ 14 + 2 φ 10

VERIFICA AL TAGLIO: $\tau = \frac{11740}{0,9x15x72} = 12$ Kg/cmq. $S = \frac{12 x 15x300}{2} = 27000$ Kg.

Disponendo di 4 φ 14 sagomati $S_p = 6,16\sqrt{2} x 2000 = 12200$ Kg.

Adottando staffe φ8/25 cm; $S_s = 12 x 1,01 x 1400 = 16960$ Kg.

TRAVE (1-4)-(3-6)-(22-25)

Analisi dei carichi:

muratura l'80% di 1125 = 900 Kg/ml.

peso p.trave 0,25x0,35x2500 = 218 " "

1.118 Kg/ml.

$M = \frac{1118 x 4,25^2}{12} = 1680$ Kgm. $T = \frac{1118 x 4,25}{2} = 2375$ Kg.

Essendo H = 25 cm   h = 22,5 cm   b = 40 cm

$r = \frac{22,5}{\sqrt{\frac{168000}{40}}} = \frac{22,5}{64,8} = 0,347$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001576 x 64,8 x 40 = 4,08$ cmq.   ≃ 4 φ 12 $\tau = \frac{2375}{0,9x40x22,5} = 2,93$ Kg/cmq.

TRAVE (4/5 9/10)-(9-11)-(11/12 -15/16)-(15-19)

Analisi dei carichi:

muratura l'80% di 1125 = 900 Kg/ml.

peso p.trave 0,25x0,30x2500 = 187 " "

1.087 Kg/ml. $M = \frac{1087x3,70^2}{12} = 1240$ Kgm.

$T = \frac{1087 x3,70}{2} = 2010$ Kg.   Essendo H = 25 cm.   h = 22,5 cm.   b = 30 cm.

$r = \frac{22,5}{\sqrt{\frac{124000}{30}}} = \frac{22,5}{64,2} = 0,350$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 69$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001555 x 64,2 x 30 = 2,99$ cmq.   < 4 φ 10 $\tau = \frac{2010}{0,9x30x22,5} = 3,31$ Kg/cmq.

TRAVE (6 - 8)

Analisi dei carichi:

muratura = 1125 Kg/ml.

peso p.0,25x0,30x2500 = 187 " "

1312 Kg/ml. $M = \frac{1312x2,10^2}{12} = 482$ Kgm.

$r = \frac{22,5}{\sqrt{\frac{48200}{30}}} = \frac{22,5}{40} = 0,562$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 42$ Kg/cmq.

$A_f = 0,0008572 x 40 x 30 = 1,03$ cmq.   < 3 φ 8

TRAVE (4-9) = (11-15)

Analisi dei carichi:

balcone 1,05 x 800 = 840 Kg/ml.

ringhiera = 50 " "

sovraccarico sulla trave 0,40x500 = 200 " "

peso p.0,20x0,40 x 2500 = 200 " "

1.290 Kg/ml.

$M = \frac{1290 x 3,70^2}{12} = 1470$ Kgm. $T = \frac{1290x3,70}{2} = 2385$ Kg.

Essendo H = 20 cm.   h = 18 cm.   b = 50 cm.

$r = \frac{18}{\sqrt{\frac{147000}{50}}} = \frac{18}{54,2} = 0,332$ per $\sigma_f = 1600$ Kg/cmq. $\sigma_c = 68$ Kg/cmq.

$A_f = 0,002097 x 54,2 x 50 = 5,68$ cmq.   5 φ 12 $\tau = \frac{2385}{0,9x50x18} = 2,94$ Kg/cmq.

TRAVE (8 - 14) = (18 - 22)

Analisi dei carichi:

Dal pilastro (8) alla mezzeria:

balcone 0,75 x 700 = 525 Kg/ml.

sovracc. sulla trave 0,60 x 500 = 300 " "

peso p.0,20 x 0,60 x 2500 = 300 " "

1.125 Kg/ml.

Dalla mezzeria al pilastro (14):

muratura il 90% di 1125 = 1.012 Kg/ml.

sovracc. sulla trave 0,30x100 = 120 " "

peso p.0,25x0,60x2500 = 375 " "

1.507 Kg/ml.

Sovrapponendo agli effetti abbiamo:

$M = \frac{1125 x 5,15^2}{12}\,\frac{2}{3} + \frac{1507-1125}{2} x \left(\frac{3 x 5,15}{8}\right)^2 = 2486 + 474 = 2960$ Kgm.

Essendo H = 20 cm.   h = 18 cm.   b = 60 cm.

$r = \frac{18}{\sqrt{\frac{296000}{60}}} = \frac{18}{70} = 0,257$ per $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq.   e $A'_f = 0,75 A_f$ $\sigma_c = 70$ Kg/cmq.

$A_f = 0,003098 x 70 x 60 = 13$ cmq.   5 φ 16 + 2 φ 14 $A'_f = 0,75 A_f = 9,75$ cmq.   6 φ 14

$T_8 = \frac{1125 x5,15}{2} + (1507-1125) x \frac{5,15}{8} = 2896 + 246 = 3142$ Kg.

$\tau = \frac{3142}{0,9x60x18} = 3,23$ Kg/cmq. si adottano staffe [illegible] per la doppia armatura

TRAVE 12/13 - 16/17

Analisi dei carichi:

muratura 0,20x3x1300 = 780 Kg/ml.

peso p.0,30x0,25x2500 = 187 " "

sovracc.sulla trave 0,10 x 400 = 40 " "

1.007 Kg/ml.

$M = \frac{1007 x 3,80^2}{12} = 1210$ Kgm. $T = \frac{1007 x 3,80}{2} = 1913$ Kg.

Essendo H = 25 cm   h = 22,5 cm   b = 30 cm

$r = \frac{22,5}{\sqrt{\frac{121000}{30}}} = \frac{22,5}{63,5} = 0,354$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 68$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001535 x 30 x 63,5 = 2,92$ cmq.   < 4 φ 10 $\tau = \frac{1913}{0,9x30x22,5} = 3,15$ Kg/cmq.

TRAVE 19/23 - 21/24

Analisi dei carichi:

muratura 0,80 x 1125 = 900 Kg/ml.

peso p. 0,25 x 0,50 x 2500 = 312 " "

carico sulla trave 0,20 x 400 = 80 " "

1.292 Kg/ml.

$M = \frac{1292 x 5,10^2}{12} = 2800$ Kgm. $T = \frac{1292 x 5,10}{2} = 3294$ Kg.

Essendo H = 25 cm.   h = 22,5 cm.   b = 50 cm.

$r = \frac{22,5}{\sqrt{\frac{280000}{50}}} = \frac{22,5}{75} = 0,3$ per $\sigma_f = 1200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 69$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00316 x 75 x 50 = 11,85$ cmq.   5 φ 16 + 2 φ 10 $\tau = \frac{3294}{0,9x50x22,5} = 3,25$ Kg/cmq.

si adottano staffe φ6/25".

CALCOLO SCALA

GRADINI A SBALZO

Caratteristiche:

a = 17 cm   p = 28 cm   s = 5 cm $b = \sqrt{17^2 + 28^2} = 32,8$ cm   l = 1,10 cm.

Analisi dei carichi per gradino

peso proprio (0,28x0,17x0,5+0,05x0,328) x 1,10 x 2500 = 110 Kg.

rivestimento(0,28x0,03+0,17x0,02) x 1,10 x 2800 = 37 "

malta e intonaco (0,28x0,02+0,17x0,02+0,328x0,02)x1,05x1500 = 26 "

sovraccarico utile 400 x 0,30 x 1,10 = 132 "

305 Kg.

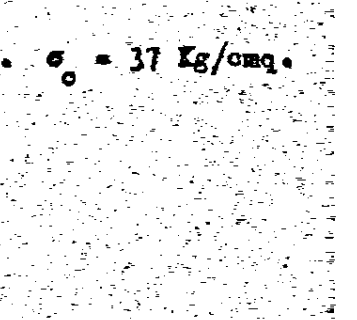
Carico concentrato muro ascensore: 0,28x3x0,10x1300 = 110 Kg.

$M = \frac{305x1,20}{2} + 110 x 1,20 = 315$ Kgm.   Essendo h 17 cm   b = 32,8 cm

$r = \frac{17}{\sqrt{\frac{31500}{32,8}}} = \frac{17}{31} = 0,548$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 41,5$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00097 x 31 x 32,8 = 0,98$ cmq.   < 2 φ 8

PIANEROTTOLI D'ANGOLO



Consideriamo questa soletta come semplicemente incastrata sulla trave (13-14)

Analisi dei carichi:

peso p.0,18x1,00x1,00x2500 = 450 Kg/cmq.

pavimento e massetto = 100 " "

sovraccarico utile = 400 " "

950 Kg/cmq.

$M = \frac{950x1,30^2}{2} = 802$ Kgm.   H = 18 cm.   h = 16 cm   b = 100 cm.

$r = \frac{16}{\sqrt{\frac{80200}{100}}} = \frac{16}{28,4} = 0,563$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 40$ Kg/cmq.

$A_f = 0,000939 x 28,4 x 100 = 2,66$ cmq.   < 5 φ 10 cioè 1 φ 10/20 cm.

TRAVE A GINOCCHIO (17-18)

Analisi dei carichi:

rampa 415x6x950x1,20x1,20 = 3.858 Kg.

peso p.0,20x0,60x2500 = 300 "

muratura 0,20x2,00x3,00x1300 = 1.560 "

totale = 5.718 Kg. $M = \frac{5718x3,25}{12} = 1548$ Kgm.   T = 5718x0,5 = 2859 Kg.

Essendo H = 60 cm.   h = 57 cm   b = 20 cm $r = \frac{57}{\sqrt{\frac{154800}{20}}} = \frac{57}{88} = 0,647$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 37$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00076 x 88 x 20 = 1,33$ cmq.   < 4 φ 8

VERIFICA ALLA TORSIONE $M_t = \frac{315 x 5}{2} + \frac{800}{4} = 987$ Kgm.

Essendo $\frac{a}{b} = \frac{60}{20} = 3$ $\psi = 3,74$ $\tau = \frac{3,74x98700}{60 x 20^2} = 15,4$ Kg/cmq.

occorre pertanto fare assorbire lo sforzo da:

ferri longitudinali: $A_e = \frac{98700(15+55)}{15x55 x2000} = 4,18$ cmq.   ≃ 8 φ 8

staffe $A_s = \frac{98700x100}{2x15x55x2000} = 2,99$ cmq.   ≃ 6 φ 8 cioè 1 φ 8/17 cm.

TRAVE A GINOCCHIO 18 - 14

Analisi dei carichi:

rampa 415 x 4 + 950 x 1,20 x 1,20 = 3.028 Kg.

peso p.0,15x0,70x2500 x3,60 = 1.000 "

murat.0,15x2,00 x 3,60x1300 = 1.400 "

5.428 Kg. $M = \frac{5428x3,90}{12} = 1764$ Kgm.   T = 5428x0,5 = 2715 Kg.

Essendo H = 70 cm.   h = 65 cm.   b = 15 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{176400}{15}}} = \frac{67}{108} = 0,62$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 36$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00074 x 108 x 15 = 1,20$ cmq.   < 3 φ 8

VERIFICA ALLA TORSIONE: $M_t = \frac{315 x4}{2} = 630$ Kgm.

Essendo $\frac{a}{b} = \frac{70}{15} = 4,66$ $\psi = 3,45$ $\tau = \frac{3,45 x 63000}{70 x 15^2} = 13,8$ Kg/cmq.

Occorre pertanto fare assorbire lo sforzo da:

ferri longitudinali: $A_l = \frac{63000(11+65)}{11x65x2000} = 3,34$ cmq.   ≃ 7 φ 8

staffe $A_s = \frac{63000 x 100}{2 x11x65 x 2000} = 2,20$ cmq.   < 5 φ 8 cioè 1 φ 8/20"

TRAVI IN VARIANTE PER IL PIANO TERRA

TRAVE (1-4)-(9-11)-(15-19)

Analisi dei carichi:

muratura il 90% di 1125 = 1.012 Kg/ml.

peso p.(0,15x0,50+0,25x0,30) = 375 " "

1.487 Kg/ml. $M = \frac{1487x4,10^2}{12} = 2060$ Kgm. $T = \frac{1487x4,10}{2} = 3050$ Kg.

Essendo H = 75 cm.   h = 72 cm   b = 15 cm

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{206000}{15}}} = \frac{72}{118} = 0,610$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 40$ Kg/cmq.

$A_f = 0,000818 x 118 x 15 = 1,44$ cmq.   < 4 φ 18 $\tau = \frac{3050}{0,9x15x72} = 3,14$ Kg/cmq.

TRAVE (4-9) = (11-15)

Analisi dei carichi:

balcone 1,05x800 = 840 Kg/ml.

ringhiera = 50 " "

sovracc.sulla trave 0,30x500 = 150 " "

peso p.(0,15x0,50+0,20x0,30)x2500 = 337 " "

1.377 Kg/ml.

Assumiamo p = 1500 Kg/ml. per tener conto dell'effetto dello sbalzo

$M = \frac{1500x3,70^2}{12} = 1710$ Kgm. $T = \frac{1500x3,70}{2} = 2775$ Kg.

Essendo H = 70 cm.   h = 67 cm.   b = 15 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{171000}{15}}} = \frac{67}{106,5} = 0,629$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 38$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00078 x 106,5 x 15 = 1,25$ cmq.   < 4 φ 8

TRAVI (1-2) (4-5) (9-10) (11-12) (15-16)

Queste travi saranno per quanto riguarda l'armatura come le travi del piano tipo con la differenza che per le sezioni architettoniche avranno tutte una sezione di cm.20 x 75 e correranno in asse ai pilastri di prospetto.

TRAVE (19 - 20)

Analisi dei carichi:

solaio $\frac{3,70}{2}$ x 700 = 1.295 Kg/ml.

tramezzo 0,10x2,70x1300 = 351 " "

peso p.0,20x0,75x2500 = 375 " "

= 2.021 Kg/ml. $M = \frac{2020x5,10^2}{12} = 4378$ Kgm. $T = \frac{2020x5,10}{2} = 5150$ Kg.

Essendo H = 75 cm   l = 72 cm   b = 20 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{515000}{20}}} = \frac{72}{160} = 0,45$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 54$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001065 x 160 x 20 = 3,47$ cmq.   < 2 φ 12 + 2 φ 10 $\tau = \frac{5150}{0,9x20x72} = 3,97$ Kg/cmq.

TRAVE 2 - 5 - 7 - 10 - 12 - 16 - 20

Questa trave ha sole una funzione architettonica,avrà perciò una sezione di 15 x 75 e sarà armata con 2 φ 8 inferiori e 2 φ 8 superiori più 1 φ 8 sagomato eccetto per la 5-7-10. Questa trave correrà sul filo posteriore dei pilastri.

TRAVE 20 - 21 - 24

Assumiamo come valori massimi dei momenti e del taglio quelli già calcolati per la stessa trave al piano tipo.

VERIFICHE:

Sul nodo (21): M = 4760 Kgm.   T = 5000 Kg. $M_{sp} = 4250$ Kgm.

H = 75 cm.   h = 72 cm.   b = 15 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{476000}{15}}} = \frac{72}{178} = 0,404$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 61$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001214 x 178 x 15 = 3,24$ cmq.   < 2 φ 12 + 3 φ 8

In mezzeria della (21-24): M = 5170 Kgm.   H = 75 cm.   b = 15 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{517000}{15}}} = \frac{72}{186} = 0,387$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq $\sigma_c = 64$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001269 x 186 x 15 = 3,54$ cmq.   < 2 φ 12 + 2 φ 10

VERIFICA AL TAGLIO

Sul nodo (21) a destra: $\tau = \frac{7080}{0,9x15 x 72} = 7,28$ Kg/cmq. $S = \frac{7,28x15x225}{2} = 12285$ Kg.

Disponendo di 2 φ 12 sagomati $S_p = 2,26\sqrt{2} x 2000 = 6373$ Kg/

adottando staffe φ6/25" $S_s = 9 x 0,58 x 1400 = 7300$ Kg.

Lecce,lì 5 Aprile 1960

L' IMPRESA
(La Generale Costruzioni)

IL CALCOLATORE
(dott.ing.F.Cicirillo)