

ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI

per la Provincia di Brindisi

COSTRUZIONE DI CASE POPOLARI IN OSTUNI

Impresa Sasse Recco

Calcoli statici delle strutture in c.a.

FONDAZIONI

Data la natura del terreno, calcare compatto, e le caratteristiche della costruzione a base dei calcoli sono state assunte le seguenti caratteristiche:

$$\sigma_t \max = 10 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_c \max = 45 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

$$\gamma_t \max = 1800 \text{ Kg/cm}^3. (\text{ peso specifico muratura di tufo })$$

A) Pilastri e plinti di fondazione

I pilastri, trattandosi di strutture portanti miste in murature di tufo a doppia corso e pilastri in c.a., sono stati calcolati a sforzo normale semplice. Le murature di tamponamento sono state previste in muratura di tufo a cassonetto, due corsi di mezzi tufi. In corrispondenza del vano scala sono stati previsti altri due pilastri per un miglior collegamento delle murature portanti le strutture della scala.

Analisi dei carichi pilastri I - 2 - 3 - 4 - 5 - 6

piano terra

$$p.p.0,35 \times 0,4 \times 2500 \times 2,50 = 875$$

$$\text{trave } 0,3 \times 0,5 \times 2500 \times 2,5 = 940$$

$$\text{solai } 2,5 \times 2,75 \times 600 = \underline{4.125}$$

a riportare 5.065 Kg

riporto

5.065

1°-2°3°-piano

p.p. 0,3x0,4x2500x3,5 =	I.000	
trave 0,3x0,5x2500x2,5 =	940	
solai 2,5x2x600 =	3.000	
tamp. 0,3x2,5x3,2x1800 =	4.320	
balcone:		
p.p. 0,2x1,4x1x2500x2,5 =	I.750	
sovracc. 1,4x1x400x2,5 =	I.400	
totale	<u>11.410</u>	X 3 = 34.230

stenditei

solai 1x2,5x500.=	I250	
tamp. 2,5x0,3x1,7x1800 =	2295	
trave 2,5x0,3x0,5x2500 =	<u>940</u>	<u>4.485</u>
totale		<u>43.780 Kg.</u>

Sezioni ed armature dei pilastri

Perche' come ~~si e'~~ detto in precedenza i pilastri si sono considerati sottoposti a sole sforze normali semplice il carico di cui sopra si e' arrotondato a ten. 50.=

piano terra	$A_c = 35 \times 40$	$A_f = 4\phi I6 + 2\phi I2 = 10,3 \text{ cmq.}$
		$\sigma_c = 50.000 / (35 \times 40) + 10 \times 10,3 = 33,3 \text{ Kg/cmq.}$
primo piano	$A_c = 35 \times 40$	$A_f = 4\phi I6 + 2\phi I2 = 10,3 \text{ cmq.}$
secondo piano	$A_c = 30 \times 40$	$A_f = 4\phi I6 = 8,04 \text{ cmq.}$
		$\sigma_c = 36.000 / 30 \times 40 + (10 \times 8,04) = 28,1 \text{ Kg/cmq.}$
terzo piano	$A_c = 30 \times 40$	$A_f = 4\phi I4 = 6,15$
		$\sigma_c = 22.000 / 30 \times 40 + (10 \times 6,15) = 17,5 \text{ Kg/cmq.}$
quarto piano	$A_c = 30 \times 30$	$A_f = 4\phi I2 = 4,52 \text{ cmq.}$

$$\sigma_c = 8000/30 \times 30 + (10 \times 4,52) = 8,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pilastri 7-8-9-10

Pur essendo tali pilastri assegettati a carichi molto inferiori a quelli in precedenza considerati, si adotteranno le stesse sezioni e la stessa armatura per piano, onde assicurare la voluta rigidità e resistenza delle strutture e un effettivo collegamento delle strutture portanti il vano scala.

B) PLINTI DI FONDAZIONE

I plinti di fondazione hanno dimensioni come dai disegni allegati alla presente relazione: base al disopra del sottoplinto cm 90x90 altezza complessiva cm. 55.

Armature in ferro, calcoli di verifica

$$N = 50 \text{ ton.} \quad \sigma_t = 50.000/90 \times 90 = 6,2 \text{ Kg/cm}^2 < 10 \text{ Kg/cm}^2.$$

Nel calcolo della sollecitazione trasmessa alla base della fondazione non si è tenuto conto del peso del plinto sia per l'arrotondamento fatto in precedenza sia perché il carico trasmesso dal peso del plinto viene assorbito dalla reazione del terreno. La base dei plinti è stata considerata incastrata ai pilastri, come delle mensole, non si è eseguita verifica al taglio ma verifica al punzonamento dato che si tratta di plinti molto tozzi.

Verifica lungo la sezione A-A

$$T = 90 + 35/2 \times 25 \times 6,2 = 9700 \text{ Kg.}; y_g = 25/3 \times 2 \times 90 + 35 = 14,4 \text{ cm.}$$

$$M = 9700 \times 14,4 = 136000 \text{ Kgcm.} \quad \pi_p = 9700/35 \times 35 = 5 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Armatura a flessione} \quad 3 \phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Verifica : } X = 10 \times 3,39 / 35 \left| -1 + \sqrt{1 + 2 \times 35 \times 50 / 10 \times 3,39} \right| = \text{cm. } 8,75$$

$$\sigma_c = 2 \times 13600 / 35 \times 8,75 \times 47 = 19 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = 136000 / 3,39 \times 47 = 860 \text{ Kg/cmq.}$$

Verifica lungo la sezione B-B

$$T = 90 + 40 / 2 \left(27,5 \times 6,2 \right) = 11.100 \text{ Kg. } y_g = 27,5 / 3 \times (2 \times 90 + 40) / (90 + 40) = 15,5 \text{ cm.}$$

$$M = 11.100 \times 15,5 = 173000 \text{ Kg/cm.}; \tau = 27,5 / 3 \times 11.100 / 40 \times 55 = 5 \text{ Kg/cm.} < 6 \text{ Kg/cm.}$$

Armatura a flessione $3 \phi 12 = 3,39 \text{ cmq.}$

$$\text{Verifica: } X = 10 \times 3,39 / 40 \left| -1 + \sqrt{1 + 2 \times 40 \times 50 / 10 \times 3,39} \right| = 8,4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 2 \times 173000 / 40 \times 8,4 \times 47,2 = 21,8 \text{ Kg/cm.}$$

$$\sigma_f = 173000 / 3,39 \times 47,2 = 1080 \text{ Kg/cm.}$$

Le armature dei plinti saranno costituite oltre che dai ferri sopra considerati da una staffa $\phi 8$ alla base del plinto.

C) Balconi e sbalzi

I balconi e gli sporti previsti in progetto hanno luci nette ml. 1,60; 1,20; 1,00. Per tutti tali sbalzi è stata prevista una struttura mista in latero-cemento avente le seguenti caratteristiche: ferati in argilla $25 \times 25 \times 16$; nervature cm. 15; soletta superiore cm. 4; interasse nervature cm. 40; $h_u = 18,5 \text{ cm.}$

Analisi dei carichi:

p.p. : calcestruzzo	$0,4 \times 0,04 \times 1 \times 2000 =$	32
c.a.	$0,15 \times 0,16 \times 1 \times 2500 =$	60
ferati	$n. 4 \times \text{Kg. } 2 =$	2
		100
carico acc.	$400 \times 1 \times 0,4 =$	160
		=====

totale 260 Kg/ml per travette

Sperle ml. I, 60

$$M = 260 \times \frac{1,6^2}{2} = 335 \text{ Kgm.}$$

Armatura prevista 2 ϕ I2 = 2,26 cmq. per travette

$$\text{Verifica: } X = 10 \times 2,26 / 15 \left| -1 + \sqrt{1 + 2 \times 15 \times 18,5 / 10 \times 2,26} \right| = 5,96 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 2 \times 33500 / 15 \times 5,96 \times 16,5 = 45 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = 33500 / 2,26 \times 16,5 = 900 \text{ Kg/cmq.}$$

Sperle ml. I, 20

$$M = 260 \times \frac{1,2^2}{2} = 190 \text{ Kgm.}$$

Armatura prevista 2 ϕ I0 = 1,57 cmq. per travette

$$\text{Verifica: } X = 10 \times 1,57 / 15 \left| -1 + \sqrt{1 + 2 \times 15 \times 18,5 / 10 \times 1,57} \right| = 5,26 \text{ cmq.}$$

$$\sigma_c = 2 \times 19000 / 15 \times 5,26 \times 16,74 = 28,8 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = 19000 / 1,57 \times 16,74 = 800 \text{ Kg/cmq.}$$

Sperle ml. I, 00

$$M = 260 \times \frac{1,00^2}{2} = 130 \text{ Kgm.}$$

Armatura prevista 2 ϕ 8 = 1,0 cmq. per travette

$$\text{Verifica } X = 10 \times 1,0 / 15 \left| -1 + \sqrt{1 + 2 \times 15 \times 18,5 / 10 \times 1,0} \right| = 4,3 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 2 \times 13000 / 15 \times 4,3 \times 17,1 = 23,5 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = 13000 / 1,0 \times 17,1 = 760 \text{ Kg/cmq.}$$

Armatura di ripartizione prevista 4 ϕ 6.

D) Travi

Travi ~~dei~~ M - 1 - 2; M + 3 - 4; M - 5 - 6 . =

Analisi dei carichi:

$$\text{p.p. } 0,30 \times 0,50 \times 2500 = 375$$

$$\text{solai } 2,00 \times 600 = 1.200$$

$$\text{tamp. } 0,2 \times 1 \times 2,80 \times 1800 = 1.000$$

$$\text{a riportare } 2.575$$

a riportare 2.575

balcone 260/0,4xIxI,6 =

1.040

totale

3.615 Kg/ml.

Armatura a flessione.

Per il calcolo e la verifica della armatura a flessione si è considerata la campata I-2 semincastrata, la stessa armatura si prevede per la campata M-I di luce inferiore. $L_t = 2,70$ ml.;

$M = 2,70 \times 2,70 \times 3615 / 12 = 2.200$ Kgm. Armatura prevista 4 ϕ I2

Verifica: $X = 10 \times 4,52 / 30 \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \times 30 \times 45 / 10 \times 4,52} \right] = 10,2$ cm.

$\sigma_c = 2 \times 2200 / 30 \times 10,2 \times 1,6 = 34,5$ kg/cmq,

$\sigma_f = 220000 / 4,52 \times 1,6 = 1170$ Kg/cmq.

Verifica al taglio

$\tau_{max} = 2,3 \times 3615 / 2 \times 1 / 30 \times 41,6 = 3,33$ Kg/cmq. < 4 Kg/cmq.

non occorre pertanto armatura al taglio. Si arma con staffe ϕ 6 ogni 25 cm.

Verifica alla torsione

Poiche' nella trave di cui sopra e' incastrata una mensola (balcone) con una sperta di ml. I,60, si impone la verifica alla torsione.

$M_t = 260 / 0,4 \times 2,30 \times (1,60 + 0,30) / 2 \times 1 / 2 = 710$ Kgm.

$\tau_{max} = 4,27 \times 71000 / 30 \times 50 \times 50 = 4,04$ Kg/cmq. $\approx 4,4$ Kg/cmq.

non occorre armatura a torsione.

Ostuni li 10/6/1967

Il Calcolatore

ing. G. V. [signature]