

Imp. SASSO

corso Garibaldi 188 - Ostuni

Calcoli strutture in c.a.

Nel calcolo delle strutture in c.a. ricorrenti nelle costruzioni in oggetto ci si è attenuti alle norme di cui al D.L. 16/10/1939 N.2229, con l'impiego dei seguenti materiali: cemento tipo 600, ferro Aq 42, calcestruzzo dosato a q.li. 3 di cemento per mc., σ_c max 45 Kg/cmq., σ_f max 1400 Kg/cmq.

CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURETrave 1-2-3-4 $l_t = 2,90-2,95-2,95-2,90$

Analisi dei carichi:

p.p. $0,43 \times 0,45 \times 2500 =$	485
solai $3,10 \times 550 =$	1.700
tamp. $0,43 \times 1 \times 2,80 \times 1800 =$	<u>2.170</u>
Totale	4.355 Kg/ml.

Data la esiguità delle luci e la quasi eguaglianza delle stesse l'armatura a flessione è stata calcolata tenendo conto di un momento flettente pari ad $l/12$ sia in mezzzeria che sugli appoggi:

$$M = \frac{2,95^2}{12} \times 4355 = 3100 \text{ Kgm.}$$
 per cui risulta:

$r = 40 / \sqrt{310000/43} = 0,472$ $\sigma_c = 42,5 \text{ Kg/cmq}$ $A_f = 0,00163 \sqrt{310000 \times 43} = 5,9 \text{ cmq.}$ Si arma con 4 ϕ I4 = 6,15 cmq disponendo inoltre sugli appoggi due monconi ϕ I4.

Verifica al taglio: $T = 4355 \times 2,95/2 = 6425 \text{ Kg}$ $\bar{x}$

$\tau_{\max} = 6425/43 \times 40 = 2,58 \text{ Kg/cmq} < 4 \text{ Kg/cmq.}$ Non occorre armatura al taglio si arma comunque la sezione con staffe ϕ 8 ogni 25 cm.

Trave 7-8-9 $l_t = 3,05 - 3,05$

Analisi dei carichi:

p.p. $1,00 \times 0,20 \times 2500 =$	500
sovracc sulla trave $1,00 \times 250 =$	250
solai $2,60 \times 550 =$	<u>1.210</u>
totale	1960 Kg/ml.

$$M_8 = - \frac{3,05^2}{10} \times 2000 = 1870 \text{ Kgm}$$

$r = I8 / \sqrt{I87000/I00} = 0,415 \quad \sigma_c = 49 \text{ Kg/cm}^2$ (la tensione effettiva è molto minore per effetto della armatura di compressione)

$t = 0,00188 \sqrt{I87000 \times I00} = 8,15 \text{ cm}^2$, si arma con 6 ϕ I4 = 9,24 cm^2

$M_{7-8} = M_{8-9} = 3,05^2 / 12 \times 2000 = 1550 \text{ Kgm}$

~~XXX~~ $r = I8 / \sqrt{I55000/I00} = 0,456 \quad \sigma_c = 44 \text{ Kg/cm}^2$

$A_p = 0,00171 \sqrt{I55000 \times I00} = 6,75 \text{ cm}^2$, si arma con 4 ϕ I4 che con i due reggistaffe da I4 danno una sezione effettiva di 9,24 cm^2 .

Trave IO- II $lt = 5,60 \times I,05 = 4,725$

Analisi dei carichi :

p.p. $0,43 \times 0,65 \times 2500 =$ 700

tamp. $0,43 \times I \times 3,00 \times I800 =$ 2.320

totale 3.020 Kg/ml .

$+ M = 5,79^2 \times 3020 / 8 = 8500 \text{ Kgm}$, $r = 60 / \sqrt{850000/43} = 0,43 \quad \sigma_c = 47 \text{ Kg}$

$A_p = 0,00181 \sqrt{850000 \times 43} = 11 \text{ cm}^2$, si arma con 6 ϕ I6 pari a 12,06 cm^2 .

Per le sezioni di appoggio si è previsto un momento di incastro

pari ad I/I8 che viene armato con I moncone da I6 ltre che dai ferri piegati, si omette la verifica trattandosi di tensioni irrilevanti.

Verifica al taglio.

$T = 4,50 \times 3020 / 2 = 6800 \text{ Kg} \quad \tau_{\max} = 6800 / 43 \times 60 = 2,64 \text{ Kg/cm}^2$

non occorre armatura al taglio tuttavia si dispongono staffe $\phi 8$ ogni 25 cm.

Scala

Data la lunghezza della rampa la struttura più conveniente ci è sembrata la scala a sbalzo e non essendo sufficiente la muratura da 0,20 ad assicurare i momenti ribaltanti dovuti ad i carichi accidentali sui gradini gli stessi sono stati ancorati in una trave in c.a.

Gradino a sbalzo dati geometrici: $a = 0,1684 \quad p = 8 \quad p \approx 0,275$

sbalzo ml. I,00 larghezza all'intradosso $\approx 0,323$

Analisi dei carichi per gradino:

p.p. $I(0,323 \times 0,04 + 0,5 \times 0,1684 \times 0,275) \times 2500 =$ 90

rivest. in marmo

$I,05 \times 0,325 \times 0,03 + I,0 \times 0,1384 \times 0,02 \times I400$ 35

massetto in malta

$I,00(0,275 + 0,1684) \times 0,02 \times I400$ I3
riporto I38

riporto	138
intonaco all'intradosso	
$1,10 \times 0,323 \times 0,015 \times 1400 =$	7
sovraccarico $1 \times 0,275 \times 400 =$	110
totale	255 Kg

componente normale alla rampa

$$255 \times \cos 31^\circ 30' \approx 219 \text{ Kg}$$

ringhiera 30 Kg per gradino

$$M = 219 \times 1/2 + 1,00 \times 30 = 139,50 \text{ Kgm.} \quad r = 14 / \sqrt{13950/32,3} = 0,67$$

$\sigma_c = 28 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 0,75 \text{ cm}^2$, si arma con 2 $\phi 8$ pari a cm^2 . I
si dispongono inoltre staffe $\phi 6$.

Trave rampante

La trave poggia su muratura da 0,20 in tufo per cui si e' eseguita solo la verifica a torsione generata dai soli carichi accidentali in quanto i carichi permanenti si equilibrano.

$$M_{t \max} = (400 \times 1,10/2) \times 4,7/2 = 512 \text{ Kgm}$$

$$\tau_{\max} = 3,88 \times 51200 / 20^2 \times 50 = 9,9 \text{ Kg/cm}^2 < 14$$

Le armature sono state calcolate con la formula di Bredt

$$A_{f1} = 51200 \times 2(15+45) / 2 \times 15 \times 45 \times 1400 = 3,26 \text{ cm}^2 \text{ si arma con } 6\phi 10 \text{ pari a cm}^2, 4,71 \text{ disposti sul contorno della sezione}$$

A_{fs} per le staffe prevedendo di disporne una ogni 20 cm. si e' calcolata la sezione necessaria:

$$\phi_s = 51200 \times 20 / 2,15 \times 45 \times 1400 = 0,5 \text{ si dispone } 1\phi 8 \text{ ogni } 20 \text{ cm.}$$

Balconi a sbalzo $l = 1,50$

balcone con soletta in c.a. $h_1 = 16 \text{ cm.}$ $h \text{ term. } 10 \text{ cm.}$

$$\text{analisi dei carichi: p.p. } 0,13 \times 1,50 \times 2500 \times 170 = 500$$

$$\text{sovracc. } 400 \times 1,5 \times 1 = 600$$

$$\text{totale} \quad 1,100 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = 1100 \times 1,5/2 = 825 \text{ Kgm.} \quad r = 14 / \sqrt{82500/100} = 0,485 \quad \sigma_c = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = 0,0016 \sqrt{82500 \times 100} = 4,6 \text{ cm}^2 \text{ si arma con } 1 \phi 12 \text{ ogni } 20 \text{ cm}$$

pari a cm^2 , 5,65 per ml., si dispone inoltre un'armatura trasversale di 3 $\phi 6$.

balcone in laterizi: soletta cm. 4, nervatura cm. 25, h laterizi cm.,
interasse cm. 65

$$\text{analisi dei carichi: p.p. } 250 \times 1 \times 1,5 = 375$$

	rip.	375
sovracc	$400 \times I \times I,5 =$	600
	totale	975 Kg/ml.

$$M = 975 \times I,5 \times 0,65 = 470 \text{ Kgm.}$$

$r = 18,5 / \sqrt{47000/25} = 0,44$ $\sigma_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$. (la tensione e' molto inferiore avendo trascurato nel calcolo completamente ~~trascu=~~ l'apporto della soletta); $A_{\text{F}} = 0,00175 \sqrt{47000 \times 25} = 1,89 \text{ cm}^2$, si arma con 3 ϕ I0 pari a 2,36 cmq.

Travi portanti i tramezzi

$$l = 4,07 \quad l_t = 4,30$$

Analisi dei carichi p.p. $0,3 \times 0,2 \times 2500 = 125$

tramezzi in pomice da 0,08 ed intonaco

$$(80 + 40) \times 3,00 = 360$$

totale 485 Kg/ml.

$$M = \pm 485 \times 4,3^2 / 12 = 747 \text{ Kgm.}$$

$$r = 18,5 / \sqrt{74700/30} = 0,374 \quad \sigma_c = 46 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_{\text{F}} = A'_{\text{F}} = 0,002 \sqrt{74700 \times 30} = 3,0 \text{ cm}^2.$$

si arma la parte tesa con 3 ϕ I4 = 4,62 cmq.

la parte compressa con 2 ϕ I4 = 3,08 cmq.

$$l = 4,70 \quad l_t = 4,95$$

$$M = \pm 4,95^2 \times 485 / 12 = 990 \quad r = 18,5 / \sqrt{99000/40} = 0,374$$

$$A_{\text{F}} = A'_{\text{F}} = 0,002 \sqrt{99000 \times 40} = 3,8 \text{ cm}^2.$$

si arma con 3 ϕ I4 pari a cmq. 4,62 sia la zona compressa che la zona tesa.

Pilastri

Data l'esiguita' dei carichi le dimensioni dei pilastri sono state fissate in modo da non fuoriuscire dalle strutture in tufo verticali. Ci limitiamo pertanto ad eseguire la verifica del pilastro piu' caricato.

Pilastro N.3 sez. $0,40 \times 0,43$ $A_{\text{F}} = 4 \phi$ I6 = 8,04 Cm².

Analisi dei carichi p.t.

$$p.p. 0,4 \times 0,43 \times 2500 \times 3,5 = 1.520$$

$$\text{solai } 5,8 \times 550 \times 4,10 / 2 = 6.540$$

$$p.p. \text{ trave } 2,95 \times 485 = 1.460$$

$$\text{totale p.t. } 9.520$$

I° Piano solai ,travi etc. 9.520
 temp. $2,95 \times 0,43 \times 1 \times 2,8 \times 1800 =$ 6.400

totale I° piano 15.920

p.t 9.520

I° p. 15.920

carico totale

25.440 kg

Verifica al piede

$$q_c = 25440 / (40 \times 43) + 80 = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

Ostuni li 20/4/1966

Il Calcolatore

dott. ing. Giovanni I. Matarrese

G. I. Matarrese