

ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI  
PER LA PROVINCIA DI BRINDISI

-----0000000-----

COSTRUZIONE DI CASE POPOLARI A RISCATTO IN  
BRINDISI

=====

Rione Commenda - Palazzina A

Legge 2/7/1949, n.408 - Esercizio 1955/56

CALCOLI STATICI  
-----

FEBBRAIO 1956

IL PROGETTISTA

L'INGEGNERE CAPO

Visto:

IL PRESIDENTE

**CALCOLO STATICO**

**MATERIALE ADOPERATO**

- a) Turi di Orta, Grottaglie, Palngianello, ecc.
  - carico rottura 25 - 30 Kg/cmq.
- b) conglomerato cementizio costituito da:
  - 1) cemento idraulico normale a 500 Kg. 300
  - 2) pietrisco calcareo puro mc. 0,800
  - 3) sabbia edicea o mista con sabbione calcareo mc. 0,400
- c) ferro omogeneo
  - carico sicurezza  $\sigma_f$  1.400 Kg/cmq.

**1° CALCOLO PIASTRE**

Verranno calcolati considerando la compressione semplice per effetto dei carichi copstantanti e di quelli trasmessi dai pilastri superiori.

Per i pilastri centrali verro' trascurata la eventuale inflessione indotta da carichi disimmetrici.

PILASTRO CENTRALE PIU' CARICATO

$$S: \left( \frac{6,20}{2} + \frac{4,80}{2} \right) \times 4,00 = mq. 20,00$$

Analisi dei carichi per piano sul p.

<u>Pil. 4° p.</u>	EP.P. 900
a) peso proprio e sovraccarico solaio cop.	
$20,00 \times 670 =$	13.400
b) peso trave sostegno solaio:	
$\left( \frac{4,80}{2} + \frac{6,20}{2} \right) \times 0,30 \times 0,5 \times 2500 =$	1.300
	<b>15.600</b>

<u>Pil. 3° p.</u>	
-sovraccarico solaio pav. 4° p. $20,00 \times 225 =$	4.500
-peso solaio pav. $20,00 \times 325 =$	6.500
-peso travesse sulla trave:	
$\left( \frac{4,80}{2} + \frac{6,20}{2} \right) \times 0,10 \times 3 \times 1400$	2.100
- peso travesse tra i pilastri:	
$\frac{4,00}{2} \times 0,10 \times 30 \times 1400$	840
* peso travesse corridoio	600
a riportare	<b>14.540 15.600</b>

riporti	14.540	15.600
- peso trave sostegno solai:		
$(\frac{4,80}{2} + \frac{5,20}{2}) \times 0,30 \times 0,15 \times 500$	1.300	
- relazione peso altre travi:		
$\frac{1}{2}(3,30 \times 0,10 \times 3,00 + 1,40) \times \frac{2,00}{4,00} =$	400	
- relazione trave a sostegno muro veranda a prospetto	1.300	
- peso proprio presunto $0,30 \times 0,40 \times 3,00 \times 250$	1.000	18.540

Pilastro 2° p.

+ peso travezzo del pilastro superiore		
- sovraccarico solai 3° p. $20,00 \times 200 =$	kg. 4.000	
- peso solai	6.500	
- peso trave sostegno		
$(\frac{4,20}{2} + \frac{5,20}{2}) \times 0,35 \times 0,45 \times 250$	1.530	
altri pesi come recedente $2100 + 840 + 600 +$ $+ 400 + 1300$	5.240	
- P.P.P.	1.000	33.110

Pilastro 1° p.

- peso p. sup.		
- sovraccarico solai 2° p. $20 \times 175$	3.500	
- peso solai	6.500	
- peso trave e tralicci	6.770	
- P.P.P.	1.200	74.100

Pilastro p.r.

- sovraccarico solai 1° p. $20 \times 150$	3.000	
- peso solai	6.500	
- tralicci, ecc.	6.770	
- P.P.P.	1.200	89.350

Pilastro Mont.

$20 \times 125$	2.200	
peso solai	6.500	
tralicci	6.770	
P.P.P. $0,50 \times 0,60 \times 0,90 \times 2500$	1.800	106.000

Pil.	Area sez. incass	Sez. effett. cm. x m	Area sez. effett.	Area long.	Area eff. in cmq.	Area sez. id. $F, \sigma F_0 + n F_g$	Coll. Ant.
4°p	347	25x25	625	4x12	4.52	670,20	15.600 : 670,20 = 24Kg/cm
3°p	770	30x30	900	4x14	6.16	961,60	34.140 : 961,60 = 36 "
2°p	1200	35x35	1225	(4x12 4x14)	10.68	1331,80	53.210 : 1331,80 = 39 "
1°p	1590	40x40	1600	8x14	13.32	1723,20	71.180 : 1723,20 = 41 "
P.r.	2000	45x45	2025	8x16	16.08	2193,60	84.330 : 2193,60 = 38 "
Gen.	2600	55x55	3025	12x16	24.13	3266	106920 : 3266 = 33 "

## II. FONDAZIONI

Calcolo travi rovescio

luce teorica (m) 5,00

Carico alla base  $F = 106.000$

Carico di ripartizione larghezza 1,50

$$q = 1,50 \left( \frac{4,30}{2} + \frac{2,20}{2} \right) = 5,00 \times 1,50$$

Sollecitazione unitaria max sul terreno di sedime

$$\sigma = \frac{106000}{500 \times 1,50} = \frac{106000}{75000} = 1,4 \text{ Kg/cmq.}$$

Carico totale sul trave di luce t. m. 1,00

luce m. 4,40

$$p = 4,40 \times 1,50 \times 1,40 = 8,92400$$

$$M = 1/12 \times 8,92400 \times 5,00^2 = 1,850,000$$

per  $m = 10$   $\sigma_f = 1400$  si ricava

$$F = \frac{130}{1,850,000} = \frac{130}{258,9} = 0,58$$

cui corrisponde  $m = 10$  per  $\sigma_f = 1400$   $\sigma_0 = 33$  e  $t = 0,0013$

$$F_g = 0,0013 \left[ 1,850,000 \times 60 = 1,11 \times 10^9 = \text{cmq. } 20,57 = 10 \text{ p } 16$$

$$F_{max} = 46200$$

$$= \text{cmq. } 20,11$$

$$F = \frac{46200}{14 \times 130 \times 60} = \frac{46,200}{11,000} = 4 \text{ Kg/cmq.}$$

Calcolo alla a sbalzo

Carico totale sulla stanza largo 1 m.

$$p = 1 \times 6300 = 6.300$$

$$M_1 = \frac{6300 \times 4^2}{2} = \text{Kgon } 141750$$

$$\text{per } n = 10 \quad \sigma_f = 1400 \quad \sigma_c = 25$$

$$h = 0,61 \sqrt{141750 : 100} = \text{cm. } 20$$

$$H = \text{cm. } 28$$

$$F_f = 0,0011 \sqrt{141750 \times 100} = \text{cmq. } 4,22$$

$$\text{per } n = 10 = \text{cmq. } 4,71$$

$$T = \frac{6300}{14 \times 10 \times 20} = \frac{6300}{2800} = 2,25$$

Non occorre armatura di taglio

III - TRAVI PORTANTI I SOLAI PIANI INFERIORI U LUCE DI M. 5,20

Analisi dei carichi per m/1: m/1.

$$\text{azione trasmessa dai solai: } 2 \times \frac{400}{2} \times 600 = \text{Kg. } 2400$$

$$\text{peso trasmesso sulla trave } 1,30 \times 2,10 \times 1400 = 420$$

" " distribuito

$$1400 \left( \frac{2,50}{2} \times 0,20 \times 1000 \right) \frac{150}{520} = 230$$

D.P.P.

$$\begin{array}{r} 480 \\ \hline 3500 \end{array}$$

$$M_1 = \frac{3500 \times 5,20^2}{12} = \text{Kgon } 780.000$$

VERIFICA

Messeria

$$T = \frac{25}{\sqrt{780000 : 50}} = \frac{25}{124,720} = \frac{59}{124} = 0,44$$

$$\sigma_c = 40$$

$$\text{asse neutro: } x = \frac{10 \times 11,31}{50} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 22}{11,31}} \right]$$

$$x = 13,1$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 780.000}{50 \times 13,1(55 - \frac{13,1}{3})} = 41 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{780.000}{11,31(55 - \frac{13,1}{3})} = 1370 \text{ Kg/cmq.}$$

IV° BANCA A SBALZO

Analisi del carico per al.

Sovraccarico

110x1,00x400 = Kg. 440

rivestimento pietra ed

intonaco: = " 150

ringhiera = " 30

peso proprio:

0,10x110x100x2500 = " 275

per gradini di tufo:

$3x0,32x110x0,16$   
 $\frac{2}{2}$  al. 400 = " 120

totale Kg. 1011

In cifra tonda Kg. 1000

$$M_1 = \frac{1.000x1,10^2}{2} = 60.500 \text{ Kg.cm.}$$

$$n = 10$$

$$c_c = 40$$

$$h = 0,467 \sqrt{\frac{60.500}{100}} = 11 \text{ cm.}$$

$$c_f = 1200$$

$$A_f = 0,0195 \sqrt{60.500x100} = 4,79 = 3 \text{ p } 12 + 2 \text{ p } 10$$

Verifica al taglio

$$\tau_c = \frac{1000}{0,30x11x100} = 1 \text{ Kg/cmq.}$$

V° SOLAI COPERTURA PIANO INTERMEDIO CON SOVRACCARICO TRASMESSO  
DISTRIBUITO

solaino tipo misto con laterizi forati h cm.14 e soletta superiore in calcestruzzo alta cm.5 nervature cm.5 - Intergesso cm.40.

Analisi dei carichi per mq.

luce m.4

Sovraccarico utile Kg. 250

Pavimento e intonaco " 70

a riportare Kg. 320

	riporto	Kg.	320
peso proprie;			
soletta	1,00x1,00x0,05x2500	"	125
nervature	$\frac{100}{40} \times 0,80x0,14x2500$	"	90
forati		"	71
tramezzo distribuito			
	$\frac{2}{4,00} \times 1,00x0,10x3,30x1400$	"	232
	totale	Kg.	818
	arrotondato	Kg.	820

e per ml. di travette:

$$p = 820 \times 40 = 328 \text{ Kg/ml.}$$

momento flett.max.

$$M_f = \frac{1}{12} 328 \times 4,20^2 = \text{Kg. } 480 = \text{kgcm. } 48.000$$

$$r = \frac{17,2}{\sqrt{48000 : 40}} = 0,505$$

cui corrisponde per  $n = 10$

$$\sigma_f = 1400$$

$$\sigma_c = 39$$

$$t = 0,00153$$

$$w_f = 0,00153 \sqrt{48.000 \times 40} = \text{cmq. } 2,12$$

si realizza con  $2 \phi 12 = \text{cmq. } 2,26$

$$x = \frac{10,00 \times 2,12}{40} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 17,20}{10 \times 12}} \right] = \text{cm. } 3,80$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 48.000}{40 \times 3,80 \left( 17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{56.000}{2458,48} = \text{kgcm. } 38,89$$

$$\sigma_f = \frac{48.000}{2,26 \left( 17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{48.000}{36,70} = \text{Kg. } 1307,90$$

Lo sforzo di taglio max all'estremita' e':

$$T_{\text{max}} \quad x = \frac{328 \times 4}{2} = 660 \text{ Kg.}$$

e la sollecitazione  $\tau_g$  max risulta

$$\tau_g = \frac{660}{0,90 \times 17,5 \times 40} = 1 \text{ kgcmq. } < 4,00$$