

RELAZIONE DI CALCOLO- NOTE INTRODUTTIVE -

Il centro sociale oggetto di studio ha pianta regolare a maglie rettangolari.

Il solaio di calpestio a quota piano rialzato è previsto in lamiera zincata grecata con soletta collaborante; il solaio di copertura è previsto in lamiera zincata grecata con sovrastante masso a pendio in calcestruzzo di vermiculite e manto impermeabilizzante.

Nello studio degli elementi strutturali portanti si è indirizzati verso strutture a doppio T, ad anima piena.

Il dimensionamento delle strutture è effettuato in rispetto delle CNR-UNI 10012 per le ipotesi di carico, e delle norme tecniche per l'impiego delle strutture in acciaio (suppl. ord. Gazzetta Ufficiale n° 190 del 22/7/72) e delle norme per le opere in cemento armato (stesso suppl. Gazzetta Ufficiale).

-Carichi assunti per il calcolo-

Peso proprio manto copertura	60 Kg/mq.
Sovraccarico neve	60 Kg/mq.
Sovracc. accidentale al piano rialzato	350 Kg/mq.
Peso proprio solaio piano rialzato	150 Kg/mq.

L'azione del vento può ritenersi trascurabile in quanto l'altezza complessiva del centro risulta di mt. 4,20.

- CALCOLO DEL SOLAIO DEL PIANO RIALZATO -

Il solaio in lamiera grata zincata con soletta collaborante in calcestruzzo e rete saldata $\emptyset 4$ maglia 10×10 risulta continuo su molti appoggi a distanza costante pari a 3,60 m.

a) Analisi di carico e verifica

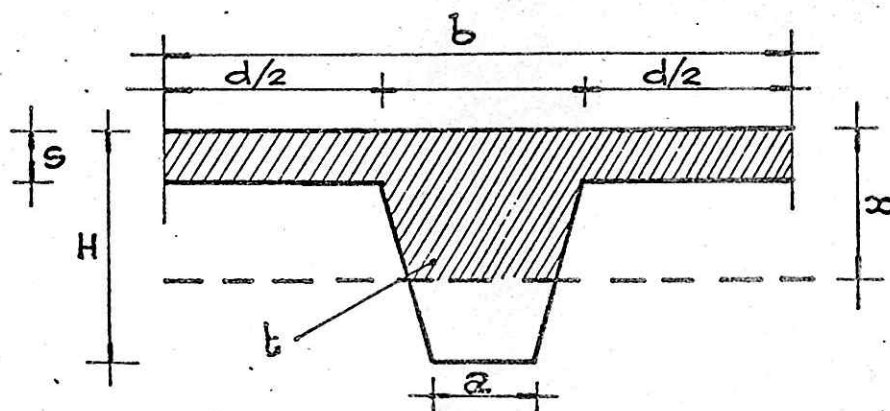
peso proprio	150	Kg/mq.
incidenza tramezzi e pavimento	50	"
sovraccarico accidentale	350	"
<u>carico totale a mq. : q</u>	<u>= 550</u>	<u>Kg/mq.</u>

Nel calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni si considera una striscia di solaio larga 1 m.

$$M = 1/12 q l^2 = 1/12 \cdot 550 \cdot 3,60^2 = 600 \text{ Kgm}$$

$$T = 1/2 q l = 1/2 \cdot 550 \cdot 3,60 = 1000 \text{ Kg}$$

Si adotta un solaio con caratteristiche geometriche come risulta dal disegno



in cui risulta

$$a = 3,6 \text{ cm}$$

$$b = 14,6 \text{ cm}$$

$$d = 9,0 \text{ cm}$$

$$H = 12,5 \text{ cm}$$

$$t = 0,1 \text{ cm}$$

$$S = 3,0 \text{ cm}$$

Si assume nel calcolo di verifica $n = 8$ ed una striscia di solaio pari alla distanza fra le nervature.

Determinazione dell'asse baricentrico:

$$14,6 - 9,0/2 \cdot x^2 + 9 \cdot 9 \cdot x + 8 \cdot 0,1 \cdot (9 - 2 \cdot 3 + 3,6 + 2 \cdot 12,5)x - 9 \cdot 3^2/2 - 8 \cdot 0,1 \cdot (9 \cdot 3 - 3^2 + 3,6 \cdot 12,5 + 12,5^2) = 0$$

Sviluppando:

$$2,8x^2 + 52,3x - 230,5 = 0$$

Si ricava:

$$x = 3,65 \text{ cm.}$$

Determinazione del momento d'inerzia:

$$J = 14,6 \cdot 3,65^3/3 - 9/3 \cdot (3,65-3)^3 + 8 \cdot 0,1 \cdot 9 \cdot (3,65-3,0)^2 + 8 \cdot 0,1 \cdot 3,6 \cdot (12,5-3,65)^2 + 16 \cdot 0,1 \cdot (12,5-3,65) \cdot (12,5+3,00/2-3,65)^2 + 16 \cdot 0,1 \cdot (12,5-3,0)^3/12 = 751 \text{ cm}^4$$

Su una striscia di 1 m di larghezza:

$$J_m = 751 \cdot 100/14,6 = 5140 \text{ cm}^4$$

Modulo di resistenza del calcestruzzo (estradosso) risulta:

$$W_e = 5140/3,65 = 1408 \text{ cm}^3$$

Modulo di resistenza dell'acciaio (intradosso) risulta:

$$W_i = 5140/8 \cdot (12,5 - 3,65) = 72,5 \text{ cm}^3$$

e di conseguenza la sollecitazione di compressione nel calcestruzzo risulta:

$$\sigma_c = M/W_e = 60000/1408 = 42,7 \text{ Kg./cm}^2$$

la sollecitazione di trazione nella lamiera risulta:

$$\sigma_f = M/W_i = 60000/72,5 = 830 \text{ Kg./cm}^2$$

e pertanto entrambe ammissibili.

- CALCOLO DELLE TRAVI DEL PIANO RIALZATO -

Passo delle travi : 3,60 m.

luce delle travi : 3,60 m.

schema statico : Trave semplicemente appoggiata.

a) Analisi di carico e verifica

solaio : 550 Kg./mq.

peso proprio della trave presunto

10 " "

carico totale a mq. : 560 Kg./mq.

carico totale a ml. :

$$(q+p) = 3,60 \times 560 = \underline{\underline{2000 \text{ Kg./mq.}}}$$

$$R_a = R_b = T_{\max} = 2000 \times 3,6 \times 0,5 = 3560 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 2000 \cdot 3,6^2 = 3250 \text{ Kgm.}$$

Adottando un profilato IPE 220 COR-TEN, si ha:

$$\sigma = \pm 325000/252 = \pm 1290 \text{ Kg./cm}^2$$

b) deformazione elastica:

$$f = 6,2 \cdot 2,0 \cdot 3,6^4/2772 = 0,74 \text{ cm.} = 1/490 \text{ l}$$

- CALCOLO DELLE TRAVI DI COPERTURA -

Passo delle travi : 3,60 m.
 luce delle travi : 7,20 m.
 schema statico : trave semplicemente appoggiata

a) Analisi di carico e verifica:

Sovraccarico neve	60 Kg./mq.
peso manto di copertura	60 " "
peso proprio delle travi presunto	10 " "
<u>carico totale a mq.</u>	<u>130 Kg./mq.</u>
<u>carico totale a ml.</u>	<u>:</u>
$(q+p) = 130 \times 3,60$	<u>468 Kg./ml.</u>

$$R_a = R_b = T_{\max} = 468 \times 7,20 \times 0,5 = 1680 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times 468 \times 7,20^2 = 3080 \text{ Kgm.}$$

Adottando un profilato IPE 220/COR-TEN, si ha:

$$\sigma = \pm 308000/252 = \pm 1285 \text{ Kg./cmq.}$$

b) Deformazione elastica:

$$f = 6,2 \cdot 0,468 \cdot 7,2^4/2772 = 2,8 \text{ cm.} = 1/257 \text{ l.}$$

- CALCOLO DEI PILASTRI -

I pilastri saranno realizzati tutti col medesimo profilato

Analisi di carico e verifica (a quota piano rialzato)

copertura $3,6 \times 7,2 \times 130 = 3400 \text{ Kg.}$

peso proprio $= 100 \text{ "}$

carico totale : 3500 Kg.

Adottando un profilato HE 120 B/COR-TEN, si ha:

$H = 330 \text{ cm. ; } I_o = 330 \text{ cm.}$

$\lambda = 330/3,06 = 108 ; w = 2,68$

$G = 2,68 \cdot 3500/34 = 276 \text{ Kg./cmq.}$

Analisi di carico e verifica (a quota fondazione)

copertura $= 3400 \text{ Kg.}$

piano rialzato $3,60 \times 3,60 \times 560 = 7250 \text{ Kg.}$

peso proprio $= 200 \text{ Kg.}$

carico totale : 10850 Kg.

Adottando un profilato HE 120 B/COR-TEN, si ha

$H = 100 \text{ cm. ; } I_o = 100 \text{ cm.}$

$\lambda = 100/3,06 = 33 ; w = 1,08$

$G = 1,08 \times 10850/34 = 345 \text{ Kg./cmq.}$

- CALCOLO DEL PLINTO -

- Sforzo normale alla bse del pilastro

$N = 10850 \text{ Kg.}$

- Peso proprio del plinto:

$P_p = 0,80 \times 0,80 \times 0,90 \times 2500 = 1500 \text{ Kg.}$

- Peso proprio del sottoplinto:

$$P_{sp} = 0,30 \times 1,30 \times 1,30 \times 2500 = 1250 \text{ Kg.}$$

Tensione sul terreno:

$$G = (10850 + 1500 + 1250) / (130 \times 130) = 0,805 \text{ Kg./cmq.}$$

Detta tensione risulta accettabile per il tipo di terreno di fondazione.

- Calcolo di verifica del plinto -

Tensione alla base della piastra:

$$G = 10850 / 40 \times 40 = 6,8 \text{ Kg.}$$

- Calcolo dell'armatura secondo Lebellet:

$$A_f = N / 12 \times 1/G \times a - a' / h =$$

$$= 13600 / 12 \times 1/1200 \times 80 - 40 / 56 = 6,75 \text{ cmq.}$$

L'armatura sarà disposta come risulta da disegno allegato.

Luigi De Vito