

COPIA PER  
USO INTERNO

STRUTTURA PORTANTE PER LA FORMAZIONE DI UN PIANO ORIZZONTALE,  
A ELEMENTI MODULARI COSTANTI.

COSTRUITA A CURA DELLA DITTA I L M A di GIORGIO FIORENTINI  
DI ARGENTA (FE) VIA LEONARDO DA VINCI n.1 .

A) RELAZIONE ILLUSTRATIVA E MATERIALI PREVISTI NELLA

COSTRUZIONE

(Legge 5 Novembre 1971 n.1086)

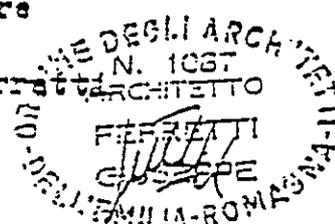
B) RELAZIONE DEI CALCOLI STATICI.

(Legge 5 Novembre 1971 n.1086)

Il Tecnico Progettista

e Calcolatore

dr. arch. Giuseppe Ferrati



## A) RELAZIONE ILLUSTRATIVA E MATERIALI PREVISTI NELLA COSTRUZIONE.-

La struttura portante del piano è costituita da rettangoli uguali aventi i lati di m.1,00 e m.1,50 si da ottenere una orditura illimitata nelle due direzioni fra loro ortogonali. Il reticolo è composto da profilati di ferro a sezione quadrata o rettangolare a sostegno del piano realizzato in tavole di legno massiccio.

In corrispondenza di ogni angolo del rettangolo generatore, si ha un piedritto il quale mediante piastra di ripartizione trasmette il carico al terreno.

Al fine di eliminare fenomeni di intabilità, si è provveduto a collegare i piedritti nelle due direzioni mediante strutture di controventamento che riducono la lunghezza libera di flessione del piedritto. Tali giunzioni sono previste ad incastro con fermi verticali.

Tutti i profilati previsti, provengono da nastro laminato a caldo con la composizione chimica riportata nella tabella UNI 5921 e viene indicato nel certificato di origine con LF Fe 33.

Per i materiali si assume la tensione ammissibile a trazione o compressione semplice di  $\sigma_{am} \leq 1300 \text{ Kg/cm}^2$ . e il valore della tensione tangenziale di  $\tau_{am} < 0,576 \cdot \sigma_{am} = 748 \text{ Kg/cm}^2$ . Il criterio di calcolo di ogni struttura è quello riportato nelle Norme del CNR-UNI 10011-67.

Nella calcolazione che segue si sono considerati i carichi permanenti nonché un sovraccarico accidentale di  $600 \text{ Kg/m}^2$ . compatibilmente all'ipotesi del carico massimo possibile sulla struttura.

## B) RELAZIONE DEI CALCOLI STATICI.-

Si considera una cellula di m. 1,00 per m. 1,50.

Analisi dei carichi:

peso proprio delle tavole di legno a formazione del piano  
di appoggio di altezza cm. 4

$$m. 0,04 \times 1,00 \times 1,00 \times 1.000 = 40 \text{ Kg/mq.}$$

$$\text{sovraccarico accidentale} = 600 \text{ Kg/mq.}$$

1) Valore della tensione massima nel legname.

$$q = 640 \text{ Kg/mq.}$$

$$l = 1,00 \text{ m.}$$

$$M = aql^2 = 0,10 \times 640 \times 1,00 = 64 \text{ Kg.m.}$$

$$W_1 = bh^2/6 = 1 \times 100 \times 16 / 6 = 266 \text{ cmc.}$$

$$K_1 = M / W_1 = 6400 / 266 = 24 \text{ Kg/cmq.}$$

valore largamente accettabile in relazione alle caratteristiche resistenti del legname previsto.

Nel caso di impiego di tavole dello spessore di cm. 2,5 si avrebbe invece:

$$W = bh^2/6 = 100 \times 6,25 / 6 = 104 \text{ cmc.}$$

$$K_1 = 6400 / 104 = 61,5 \text{ Kg/cmq.}$$

valore sempre accettabile per quanto riguarda la resistenza, ma per contro meno rigido nei riguardi delle vibrazioni che possono essere provocate dalla folla.

2) Verifica della tensione nel corrente principale portante di luce :  $l_c = 1,50 \text{ m.}$

Carico unitario :

$$q = 600 + 40 + 10 = 650 \text{ Kg.}$$

$$M_a = aql^2 = 0,125 \times 650 \times 2,25 = 183 \text{ Kg/cmq.}$$

Si prevede un profilato chiuso saldato delle dimensioni di mm. 80 x 40 x 3 con  $W = 13,96 \text{ cmq.}$

$$K_f = M/W = 18300 / 13,96 = 1300 \text{ Kg/cmq} \leq K_{am} = 1300 \text{ Kg/cmq.}$$

La condizione ottenuta è praticamente al limite dell'accettabile in relazione alle caratteristiche resistenti del materiale impiegato. Nella mezzaria della campata la tensione risulta minore di quella precedentemente ottenuta.

3) Verifica del puntone di sostegno di quattro campi rettangolari per una superficie di mq. 1,50.

A compressione semplice si ha :

carico trasmesso	975 Kg.
peso proprio	115 Kg.
carico complessivo	<u>1090 Kg.</u>

Alla base del del puntone risulterà:

$$A_0 = 35 \times 4 \times 3 - 3 \times 12 \times 2 = 34,8 \text{ mmq.} = 3,48 \text{ cmq.}$$

$$K_p = 1090 / 3,48 = 314 \text{ Kg/cmq.}$$

4) Verifica del sostegno nei confronti del carico di punta e dell'instabilità.

a) Consideriamo dapprima il caso teorico del sostegno non controventato e di lunghezza  $l_0 = 139,5 \text{ cm.}$

$$l = l_0 \beta \quad \beta = 2 \quad l_0 = 139,5 \text{ cm.}$$

$$l = 279 \text{ cm.}$$

$$\lambda = l / i = 279 / 1,33 = 210 > 200 \text{ valore ammissibile}$$

$$\omega = 8,52$$

$$\sigma = \omega N / A = 852 \times 1090 / 3,48 = 2670 \text{ Kg/cmq} < \sigma_{am.}$$

Il valore inaccettabile con le caratteristiche resistenti del materiale impegnato.

Nel caso di  $l_0 = 1,00 \text{ m.}$  si ha invece:

$$l = 200 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 200 / 1,33 = 151$$

$$\omega = 4,34$$

$$\sigma = 4,34 \times 990 / 3,48 = 1240 \text{ Kg/cmq} < \sigma_{am.}$$

Il valore ottenuto è in questo caso accettabile, e indica l'altezza massima possibile del sostegno senza controventamenti.

b) Verifica del sostegno considerando la presenza dei controventamenti che riducono la lunghezza libera di flessione:

considerando il tratto intermedio di lunghezza  $l_0 = 55,5 \text{ cm.}$

si ha:

$$l_0 = 55,5$$

$$\beta = 1,2$$

$$l = 67$$

$$\lambda = 1 / i = 67 / 1,33 = 51$$

$$N = 1090 \text{ Kg.}$$

$$\omega = 1,40$$

$$A = 4 \times 4 \times 0,2 = 3,2 \text{ cmq.}$$

$$\sigma = 1,40 N / A = 1,40 \times 1090 / 3,2 = 477 \text{ Kg/cmq.} < \sigma_{am.}$$

c) Considerando il tratto terminale a contatto con il terreno di lunghezza  $l_0 = 50 \text{ cm.}$  si ha invece:

$$l = l_0 \quad \beta = 2 \quad l_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$l = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 100 / 1,25 = 80$$

$$\omega = 1,77$$

$$\sigma = \omega N / A = 1,77 \times 1090 / 3,48 = 560 \text{ Kg/cmq} < \sigma_{am.}$$

d) Considerando il tratto terminale di  $l_0 = 75 \text{ cm.}$  si ha invece:

$$l_0 = 75 \text{ cm} \quad \beta = 2$$

$$l = 2 \times 75 = 150 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 150 / 1,25 = 120$$

$$\omega = 2,78$$

$$\sigma = \omega N / A = 2,78 \times 1090 / 3,40 = 890 \text{ Kg/cmq} < \sigma_{am.}$$

5) Verifica della compressione media sul terreno, nella superficie di contatto:

$$K_t = N / A = 1090 / 225 = 4,9 \text{ Kg/cmq.}$$

considerando la variazione della tensione con la profondità si ha ad una quota di  $-6 \text{ cm.}$

$$K_t = 1090 / 729 = 1,4 \text{ Kg/cmq.}$$

pertanto in presenza di un terreno di scarsa portanza, i lati della piastra di ripartizione non devono essere minori di  $\text{cm. } 25 + 30 \text{ .}$

6) Calcolo di verifica del sostegno in corrispondenza dell'unione con gli spinotti.

— nel montante superiore si ha :

$$a = 6 \times 2 \times 2 \times 2 = 48 \text{ mmq.}$$

$$B = N / 2 = 545 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_{mcs} = 54500 / 48 = 1135 \text{ Kg/cmq.}$$

— nel montante inferiore si ha:

$$a = 6 \times 3 \times 2 \times 2 = 72 \text{ mmq.}$$

$$P = 545 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_{mci} = 54500 / 72 = 758 \text{ Kg/cm}^2.$$

- nella sezione di base si è ottenuto:

$$\sigma_{bcmax} = 890 \text{ Kg/cm}^2.$$

- nello spinotto si ha inoltre:

$$T = 545 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_{max} = 1,33 T/A = 1,33 \times 545 / (0,786 \times 0,7) = 650 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{am}.$$

i valori ottenuti sono accettabili compatibilmente con i materiali impiegati.

=====