

RELAZIONE DI CALCOLO

La struttura del solaio è mista in cemento armato e laterizi.
La parte in c.a. è formata da travetti precompressi e soletta gettata in opera.

Le ipotesi adottate per il calcolo sono:

- le sezioni sono costanti (A ed I cost.);
- sezione omogeneizzata;
- laterizi non resistenti;
- si trascurano i tagli laterali, cioè si considera una striscia indipendente dalle strisce adiacenti.

Lo schema di calcolo è quello di trave continua.

La verifica sarà effettuata col metodo degli stati limite.

Ove non meglio specificato le unità di misura saranno le seguenti:

lunghezze = m; carichi = kg/m; reazioni = kg; momenti = kgm; tensioni = kg/cm²

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tensione caratteristica di rottura R_{ck} del calcestruzzo = kg/cm² 250

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = kg/cm² 4500

Tensione caratteristica di calcolo del calcestruzzo $f_{cd} = 0.83R_{ck}/\gamma_{mac} = \text{kg/cm}^2$ 130

Tensione massima di progetto del calcestruzzo $f_c = 0.85f_{cd} = \text{kg/cm}^2$ 110

Tensione caratteristica di calcolo dell'acciaio = kg/cm² 3913

DIMENSIONI

Lunghezza sbalzo a sinistra = m. 2,00

Lunghezza campata n. 1 = m. 5,00

Per normativa l'altezza minima del solaio deve essere maggiore di $L_{max}/30$.

Nel nostro caso la luce massima è 5 quindi l'altezza assunta è pari a cm. 20

Nel calcolo si considera una striscia di solaio di 1 m.

per cui avremo le seguenti misure della sezione retta:

IN CAMPATA:

- Altezza del solaio = cm. 20
- Numero di travetti = 2
- Numero di laterizi = 2
- Larghezza di un travetto = cm. 10
- Larghezza di un laterizio = cm. 40
- Spessore della soletta = cm. 4

SULLO SBALZO:

- Altezza dello sbalzo = cm. 16

ANALISI DEI CARICHI

CAMPATA:

Peso proprio:

- soletta $1,00 \times 0,04 \times 2500 = 100,00 \text{ kg/m}$
- travetti $2 \times 0,10 \times 0,16 \times 2500 = 80,00 \text{ kg/m}$
- laterizi $2 \times 0,40 \times 0,16 \times 0800 = 102,40 \text{ kg/m}$

TOTALE PESO PROPRIO 282,40 kg/m

Sovraccarichi permanenti:

- intonaco $1,00 \times 2,00 \times 1600 = 48,00 \text{ kg/m}$
- massetto $1,00 \times 3,00 \times 1600 = 32,00 \text{ kg/m}$
- pavimento $1,00 \times 2,00 \times 2700 = 54,00 \text{ kg/m}$
- incidenza tramezzi = 100,00 kg/m

TOTALE SOVRACCARICHI PERMANENTI 234,00 kg/m

TOTALE CARICHI FISSI = 516,40 kg/m
CARICHI ACCIDENTALI = 200,00 kg/m

SBALZO:

Peso proprio:

- soletta $1,00 \times 0,04 \times 2500 = 100,00 \text{ kg/m}$
- travetti $2 \times 0,10 \times 0,12 \times 2500 = 60,00 \text{ kg/m}$
- laterizi $2 \times 0,40 \times 0,12 \times 0800 = 76,80 \text{ kg/m}$

TOTALE PESO PROPRIO 236,80 kg/m

Sovraccarichi permanenti:

- intonaco $1,00 \times 2,00 \times 1600 = 48,00 \text{ kg/m}$
- massetto $1,00 \times 3,00 \times 1600 = 32,00 \text{ kg/m}$
- pavimento $1,00 \times 2,00 \times 2700 = 54,00 \text{ kg/m}$

TOTALE SOVRACCARICHI PERMANENTI 134,00 kg/m

TOTALE CARICHI FISSI = 370,80 kg/m
CARICHI ACCIDENTALI = 400,00 kg/m

Nel calcolo con il metodo degli stati limite i carichi permanenti strutturali vengono amplificati con un coefficiente pari a 1.3
i carichi permanenti non strutturali con un coefficiente pari a 1.5
mentre i carichi accidentali per un coefficiente pari a 1.5

CALCOLO DEI MOMENTI MASSIMI

Per ottenere i momenti massimi si sono considerate varie condizioni di carico disponendo i carichi accidentali a scacchiera sulla trave continua, oltre a quella in cui ogni

campata è considerata incastrata tra le travi che formano gli appoggi della trave continua.

CONDIZIONE DI CARICO N. 1

CAMPATA N. 1

DATI INIZIALI:

Lunghezza= 5,00 m

Carico= 1018,12 kg/m

TAGLIO

$T1d = 2748,84$ $T1s = -2341,76$

Taglio=0 per $X = 2,70$

MOMENTO MASSIMO (dove $T=0$):

$M_{max} = 2693,13$

SEZIONI DOVE $M=0$:

$M=0$ per $X_0 = 0,40$

$M=0$ per $X_0 = 5,00$

DATI SUI VINCOLI

MOMENTI:

$M1 = -1017,68$

$M2 = 0,00$

REAZIONI:

$R1 = 2748,84$

$R2 = 2341,76$

CONDIZIONE DI CARICO N. 2

CAMPATA N. 1

DATI INIZIALI:

Lunghezza= 5,00 m

Carico= 718,12 kg/m

TAGLIO

$T1d = 2238,84$ $T1s = -1351,76$

Taglio=0 per $X = 3,12$

MOMENTO MASSIMO (dove $T=0$):

$M_{max} = 1272,26$

SEZIONI DOVE $M=0$:

$M=0$ per $X_0 = 1,24$

$M=0$ per $X_0 = 5,00$

DATI SUI VINCOLI

MOMENTI:

$M1 = -2217,68$

$M2 = 0,00$

REAZIONI:

$R1 = 2238,84$

$R2 = 1351,76$

CONDIZIONE DI CARICO N. 3 (Travi incastrate agli estremi)

CARICO SULLE CAMPATE = kg/m 1018,12

CAMPATA N. 1

Lunghezza campata = m 4,70 M_{max} in campata = kgm 937,09
 M appoggio sin. = kgm -1874,19 M appoggio des. = kgm -1874,19

Tutti questi momenti sono stati calcolati per 2 travetti.

Per calcolare i ferri in un travetto dobbiamo dividerli per 2

I momenti massimi saranno quindi:

MOMENTO MAX. NELLA CAMPATA N. 1 = 1346,56 kgm Cond.carico n. 1

MOMENTO MAX. SULL'APPOGGIO N. 1 = -1108,84 kgm Cond.carico n. 2

MOMENTO MAX. SULL'APPOGGIO N. 2 = -937,09 kgm Cond.carico n. 3

CALCOLO DELLE ARMATURE

In base ai momenti massimi positivi sulle campate si può scegliere (sulle tabelle (delle numerose case costruttrici) un travetto precompresso da utilizzare nel caso in esame.

I momenti massimi positivi nelle campate sono:

M_{max} nella campata 1 = 1346,56 kgm

L'armatura sugli appoggi viene, invece, calcolata in questo modo:

FERRO SULL'APPOGGIO 1

$A_f = 110884 / 0.9 \times 18 \times 4500 = 1,75 \text{ cmq}$ 2 FI 14 pari a 3,08 cmq

FERRO SULL'APPOGGIO 2

$A_f = 93709 / 0.9 \times 18 \times 4500 = 1,48 \text{ cmq}$ 2 FI 14 pari a 3,08 cmq

MOMENTO RESISTENTE DEL FERRO

Calcoliamo, ora, i momenti resistenti per conoscere i punti in cui bisogna piegare i ferri.

Si è utilizzata la formula approssimata: $M_{rf} = \sigma_{fa} \cdot A_f \cdot 0.9 \cdot h$

MOMENTO RESISTENTE IN 1

$M_{rf}(14+14) = 3913 \times 3,08 \times 0.9 \times 18 = 195243 \text{ kgcm}$

$M_{rf}(14) = 3913 \times 1,54 \times 0.9 \times 18 = 97622 \text{ kgcm}$

MOMENTO RESISTENTE IN 2

$M_{rf}(14+14) = 3913 \times 3,08 \times 0.9 \times 18 = 195243 \text{ kgcm}$

$M_{rf}(14) = 3913 \times 1,54 \times 0.9 \times 18 = 97622 \text{ kgcm}$

MOMENTO RESISTENTE DEL CALCESTRUZZO

In base al momento resistente del calcestruzzo si è verificato

se c'è bisogno di una fascia piena o semipiena in prossimità degli appoggi.

Si sono avuti i seguenti risultati:

APPOGGIO 1

Distanza fascia piena dall'appoggio campata a destra = cm 25

Distanza fascia semipiena dall'appoggio camp. a des. = cm 25

APPOGGIO 2

Distanza fascia piena dall'appoggio camp. a sinistra = cm 25

Distanza fascia semipiena dall'app. camp. a sinistra = cm 25

VERIFICA ALTEZZA DELLA SEZIONE

La verifica viene condotta in corrispondenza del massimo valore del momento flettente in campata.

Si applica la formula per le sezioni rettangolari a semplice armatura e si verifica che l'altezza della sezione sia minore di quella ottenuta con: $r \cdot \sqrt{M/B}$

CAMPATA N. 1

$M_{max} = 2693,13$

$r = 0,2081$

$B = 100$

$h = 20 > 11$ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO

CAMPATA N. 1

La sezione più preoccupante è quella in cui termina la fascia semipiena dove b è minima.

In questa sezione si ha $T = T_{max} - q \cdot \text{distanza appoggio}$.

Verifica a sinistra:

$T = 2494 \quad V_{rd1} = 1117,80$

Verifica a destra:

$T = 255 \quad V_{rd1} = 1117,80$

Dove la verifica non è soddisfatta occorre aumentare la fascia semipiena oppure aumentare l'altezza del solaio.