



Università degli Studi di Cagliari

Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta
16/09/2010 ore 9:30 aula ALFA.

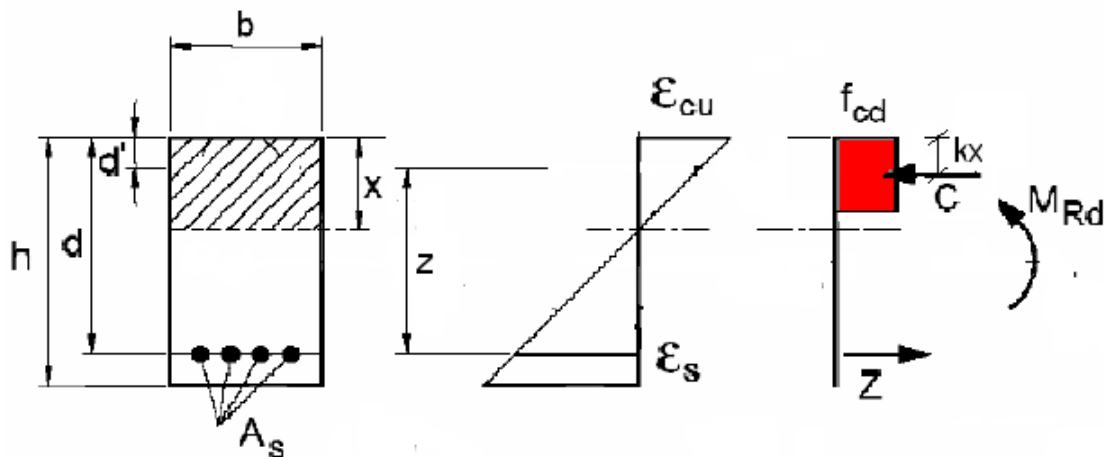
Cognome e Nome:

Matricola:

Quesito N° 1 (12 punti).

Progettare e verificare allo SLU l'armatura tesa A_s della sezione rettangolare (base 300 mm, altezza 600 mm) per M_{sd} pari a 150 KNm, realizzata con calcestruzzo classe di resistenza C25/30 e acciaio B450C.

Risoluzione:



$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

Lo SLU per flessione coincide con il raggiungimento della massima capacità deformativa del calcestruzzo, $\epsilon_c = 0,0035$.

E' necessario assegnare un valore limite alla deformazione dell'acciaio assumendo la deformazione ϵ_s pari a 0,01 (Armatura Equilibrata).

Si utilizza come diagramma costitutivo del calcestruzzo lo stress-block ($\beta=0,8$; $k=0,4$).

$$0,0035 : x = 0,01 : (d - x)$$

$$d = h - d'$$

si impone d' pari a 40 mm da cui $d = 560$ mm

Posizione dell'asse neutro

$$x = 0,259 \cdot d = 145 \text{ mm}$$

Progetto dell'armatura tesa:

$$M_{Rd} = Z \cdot z$$

$$\text{con } Z = A_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot 391,3$$

$$\text{Si pone } M_{Sd} = M_{Rd}$$

$$z = d - k \cdot x = 502 \text{ mm}$$

$$A_s = M_{Sd} / (f_{yd} \cdot z) = 761,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Area effettiva } 5\phi 14 = 769,7 \text{ mm}^2$$

Verifica:

Si deve ricalcolare la posizione effettiva dell'asse neutro ponendo:

$$C = Z$$

$$C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b = 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$Z = A_s \cdot f_{yd} = 769,7 \cdot 391,3$$

$$\text{Si ottiene } x = 88,6 \text{ mm}$$

Si verifica che le armature lavorino oltre lo snervamento tramite la proporzione:

$$0,0035 : 88,6 = \varepsilon_s : (560 - 88,6)$$

$$\varepsilon_s = 0,018 > \varepsilon_{ysd} = 0,00196$$

$$M_{Rd} = Z \cdot z$$

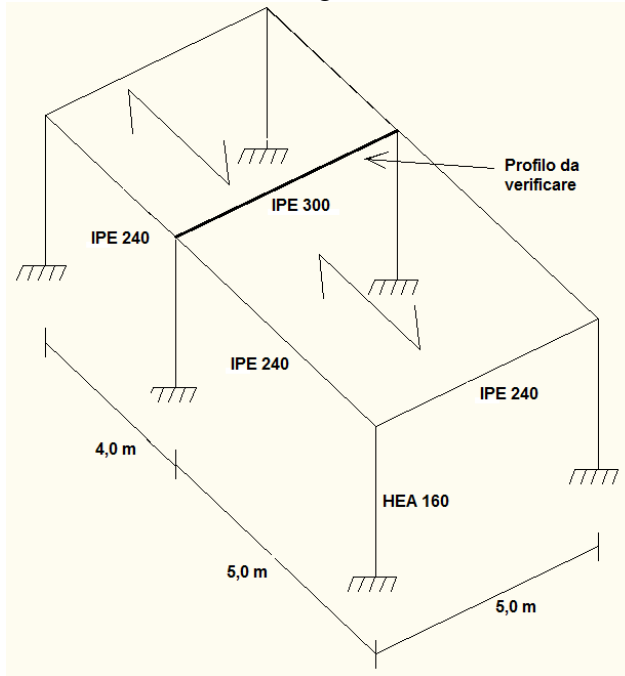
$$z = d - k \cdot x = 524,6 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 158 \text{ KNm} > 150 \text{ KNm VERIFICATA}$$

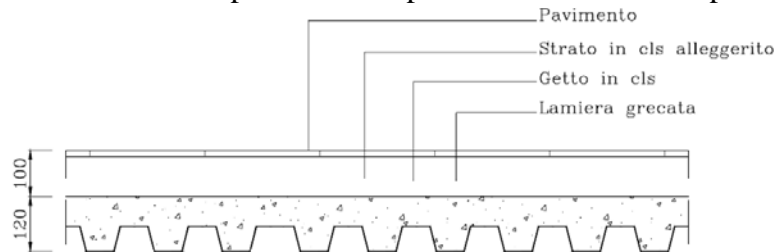
Quesito 2 (16 punti):

Data la struttura in acciaio, riportata in figura, destinata ad uso ufficio (non aperto al pubblico), eseguire l'analisi dei carichi e verificare la trave indicata.

La struttura è realizzata con pilastri HEA 160, con travi principali IPE 300 e secondarie IPE 240 in acciaio S275, si considerino le travi incernierate agli estremi.



-Il solaio è realizzato in lamiera grecata tipo EGB 1200/D del peso di $0,21 \text{ kN/m}^2$, con soletta collaborante del peso di $2,3 \text{ kN/m}^2$, da uno strato di cls alleggerito per il passaggio degli impianti di 80 mm del peso di 12 kN/m^3 e da un pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di 20 kN/m^3 .



-Sul solaio sono presenti dei tramezzi del peso di $1,2 \text{ kN/m}^2$ dell'altezza di 2,6m.

Dati del profilo:

| | | | |
|--|------------|-------|---------------|
| -altezza | h | 300 | mm |
| -larghezza | b | 150 | mm |
| -spessore delle ali | t_f | 10,7 | mm |
| -spessore dell'anima | t_w | 7,1 | mm |
| -raggio di raccordo | r | 15 | mm |
| -area | A | 5381 | mm^2 |
| -momento d'inerzia rispetto all'asse forte | I_x | 8356 | cm^4 |
| -modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte | $W_{pl,x}$ | 628,4 | cm^3 |
| -Peso per unità di lunghezza | g_t | 0,42 | kN/m |

Risoluzione:

-Analisi dei carichi

Peso proprio del solaio + carichi permanenti portati per m²:

| | | | |
|--|--------------------------------|-------------|-------------------------|
| lamiera grecata tipo EGB 1200/D | | 0,21 | kN/m ² |
| soletta collaborante | | 2,3 | kN/m ² |
| strato di cls alleggerito | 12 kN/m ³ · 0,08m = | 0,96 | kN/m ² |
| pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di | 20 kN/m ³ · 0,02m = | 0,4 | kN/m ² |
| peso totale | | 3,87 | kN/m² |

I carichi dovuti ai tramezzi possono essere ragguagliati ad un carico permanente portato uniformemente distribuito che nel caso di un peso per unità di lunghezza pari a 1,2 kN/m² · 2,60m = 3,12 kN/m è pari a 1,60 kN/m².

Carichi variabili pari a 2 kN/m² per edifici ad uso ufficio non aperto al pubblico

-Carichi sulla trave

| | | | |
|---|---------------------------------|-------|------|
| Peso proprio della trave: | | 0,42 | kN/m |
| Peso proprio del solaio + carichi permanenti portati: | 3,87 kN/m ² · 4,5m = | 17,42 | kN/m |
| Peso proprio dei tramezzi: | 1,60 kN/m ² · 4,5m = | 7,2 | kN/m |
| Carichi variabili: | 2,00 kN/m ² · 4,5m = | 9,0 | kN/m |

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti

acciaio S275 → $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$ con $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'acciaio.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w} = 37,88 < 72 \cdot \varepsilon = 66,528 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

dove $d = h - 2 \cdot (t_f + r)$ è l'altezza dell'anima.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f} = 7,58 < 9 \cdot \varepsilon = 8,316 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c = b/2$ è metà dell'ala.

La sezione è classificata in base alla classe della componente più alta, nel nostro caso la sezione appartiene alla classe 1.

-Calcolo delle sollecitazioni

Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = \frac{[1,3 \cdot (0,42 + 17,42) + 1,5 \cdot 7,2 + 1,5 \cdot 9,0] \cdot 5}{2} = 119 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{[1,3 \cdot (0,42 + 17,42) + 1,5 \cdot 7,2 + 1,5 \cdot 9,0] \cdot 5^2}{8} = 148,4 \text{ kNm}$$

-Calcolo della resistenza a taglio

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r)t_f = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 2568 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 388309 \text{ N} \approx 388 \text{ kN}$$

Poiché si ha $V_{sd}=119\text{kN}<V_{pl,Rd}=388\text{kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Poiché il taglio sollecitante V_{sd} non risulta mai superiore al 50% del taglio resistente plastico $V_{pl,Rd}$ si può trascurare l'interazione tra il taglio e il momento flettente nella successiva verifica.

-Calcolo della resistenza al momento flettente

Il momento resistente di progetto è (essendo la sezione di classe1):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 628400 \cdot \frac{275}{1.05} = 164580952\text{N} \approx 164,5\text{kNm}$$

Poiché si ha $M_{sd}=148,4\text{kNm}<M_{c,Rd}=164,5\text{kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica agli stati limite di esercizio (deformazione)

Abbassamento totale:

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{[0,42 + (17,42 + 7,2) + 9] \cdot 5000^4}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 15,8\text{mm} \leq 20\text{mm} (= \frac{L}{250})$$

Abbassamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{9 \cdot 5000^4}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 4,2\text{mm} \leq 16,6\text{mm} (= \frac{L}{300})$$

Quesito 3 (2 punti):

Per una sezione in c.a. soggetta ad un dato momento applicato M_{ad} , armata con una data armatura A_f , risulta dalla verifica che la rottura è di tipo fragile; che provvedimento posso adottare per far sì che la rottura sia duttile?

- Aumento l'armatura
- Riduco l'armatura
- Aumento l'Rck