

Università degli Studi di Cagliari

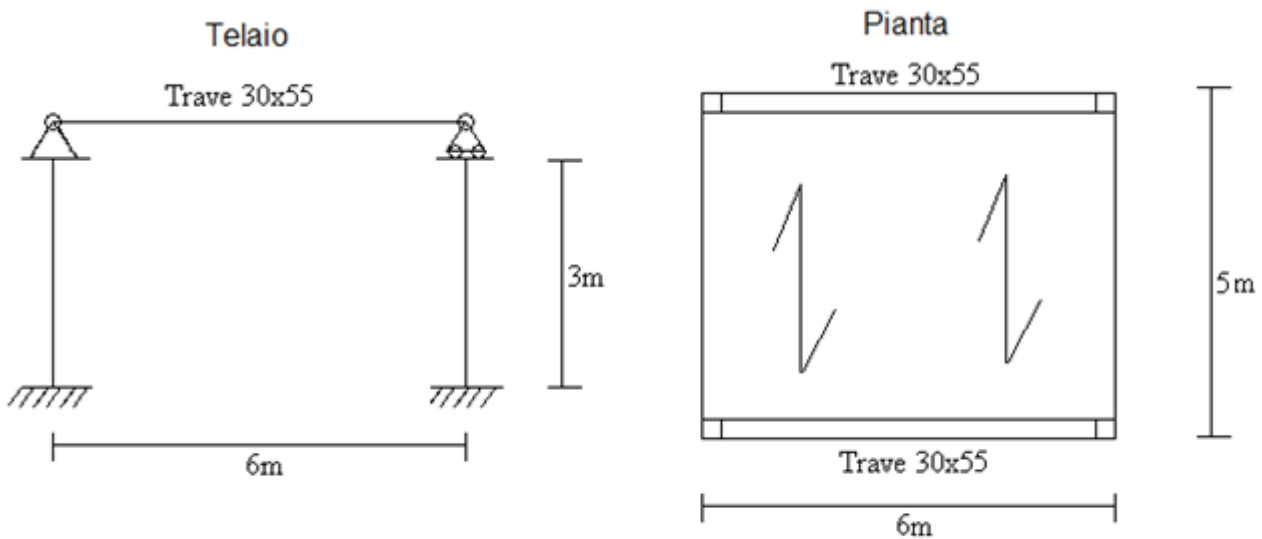
Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta
21/10/2010 ore 15:00 aula alfa.

Cognome e Nome:
Matricola:

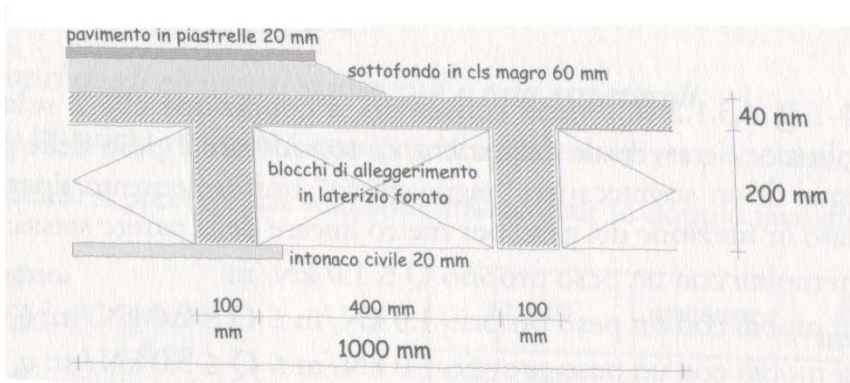
Quesito N° 1 (20 punti).

Data la struttura in calcestruzzo armato, riportata in figura, destinata ad uso ufficio aperto al pubblico, eseguire l'analisi dei carichi, progettare e verificare per l'azione flettente la trave principale allo SLU ($b=300$ mm e $h=550$ mm, peso specifico cls 25 kN/m³) e progettare le armature dei pilastri (altezza 3 m) allo SLU aventi sezione $b= h=300$ mm.

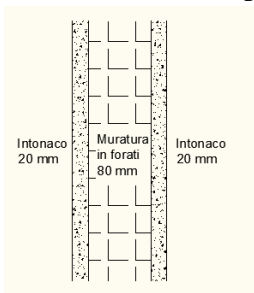
La struttura è realizzata in calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 e acciaio B450C.



-Il solaio, di luce 5,0 m è realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera (altezza 200+40 mm) del peso di $3,76$ kN/m², con sottofondo in cls magro di 60 mm del peso di 20 kN/m³, pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di 20 kN/m³ e da un intonaco all'intradosso di 20 mm del peso di 20 kN/m³.



-Sul solaio sono presenti dei tramezzi così formati:



- Intonaco civile spessore 20 mm e peso unitario 20 kN/m^3
- Muratura in forati spessore 80 mm e peso unitario 11 kN/m^3

I tramezzi sono alti 2,70 m.

Risoluzione:

1. Analisi dei carichi solaio

Carichi permanenti strutturali (G1):

Peso del solaio (gettato in opera, altezza 200+40mm): **3,76 kN/m²**

Carichi permanenti portati (G2):

strato di cls magro	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,06\text{m} =$	1,20	kN/m ²
pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m} =$	0,4	kN/m ²
intonaco all'intradosso 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m} =$	0,4	kN/m ²
peso totale		2,00	kN/m²

Peso proprio dei tramezzi per m²:

intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m} =$	0,4	kN/m ²
muratura in forati	$11 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08\text{m} =$	0,88	kN/m ²
intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m} =$	0,4	kN/m ²
peso totale		1,68	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 $1,68 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,70\text{m} = 4,5 \text{ kN/m}$ è pari a **2,00 kN/m²**.

Carichi variabili (Qk1):

ambienti ad uso ufficio aperto al pubblico **3,00 kN/m²**

2. Carichi sulla trave (poiché la luce del solaio è pari a 5 m, ogni trave porta i carichi di metà solaio)

Peso proprio della trave	$0,3\text{m} \cdot 0,55\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	4,13	kN/m
Peso proprio del solaio:	$3,76 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{m} =$	9,4	kN/m
Carico permanente strutturale totale (G1)		13,53	kN/m

Carichi permanenti portati sul solaio:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{m} =$	5,00	kN/m
Peso proprio dei tramezzi:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{m} =$	5,00	kN/m
Carico permanente portato totale (G2)		10,00	kN/m

Carichi variabili (Qk1):

$$3,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

-Combinazioni di carico

-SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1}$$

dove:

$$\gamma_{G1} = 1,3 \quad G_1 = \text{Carichi permanenti}$$

$$\gamma_{G2} = 1,5 \quad G_2 = \text{Carichi permanenti non strutturali}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \quad Q_{K1} = \text{Carichi variabili}$$

$$F_{Ed} = 1,3 \cdot 13,53 + 1,5 \cdot 10,00 + 1,5 \cdot 7,5 = 43,83 \text{ kN/m}$$

-Calcolo delle sollecitazioni

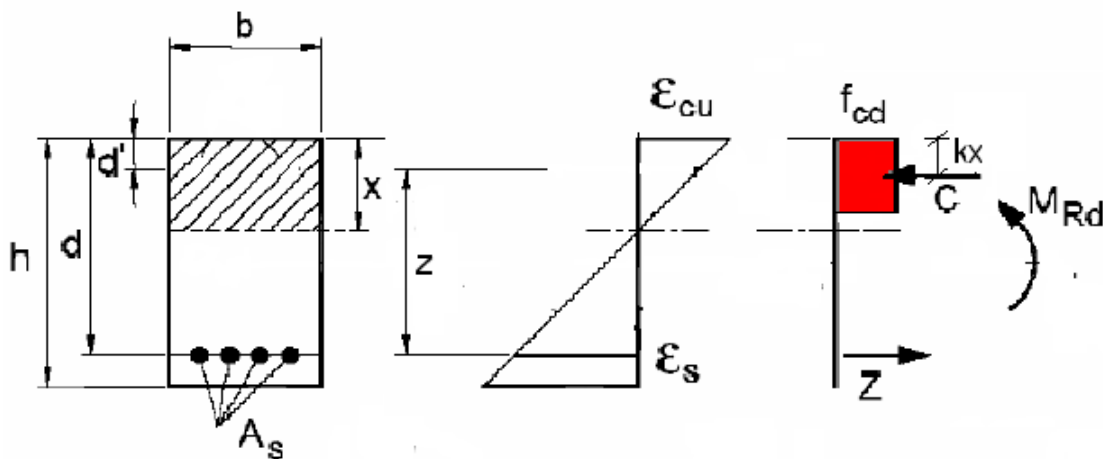
Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 6}{2} = 131,5 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 6^2}{8} = 197,25 \text{ kNm}$$

Progettazione dell'armatura della trave per l'azione flettente.



$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ MPa}$$

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

Lo SLU per flessione coincide con il raggiungimento della massima capacit  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 ($\beta=0,8$, $k=0,4$).

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

Posizione dell'asse neutro

$$x = 0,259 \cdot d$$

$$d = h - d' = 550 - 40 = 510 \text{ mm}$$

$$x=132,09 \text{ mm}$$

Progetto dell'armatura tesa.

$$Z = A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd} = Z \cdot z \quad \text{con } Z=A_s \cdot f_{yd}$$

$$\text{Si pone } M_{Sd} = M_{Rd} = 197.250.000 \text{ Nmm}$$

$$z = d - k \cdot x = 510 - (0,4 \cdot 132,09) = 457,16 \text{ mm}$$

$$M_{Sd} = Z \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x) = A_s \cdot 391,3 \cdot 457,16 \text{ mm}$$

da cui ricavo l'area di armatura tesa minima:

$$A_s = 1.102,7 \text{ mm}^2 \quad \text{scegliamo un'Area effettiva di } 6\phi 16 = 1.206,36 \text{ mm}^2$$

Verifica della trave a flessione SLU.

Calcolo asse neutro:

Lo SLU per flessione coincide con il raggiungimento della massima capacità deformativa del calcestruzzo,

$$\varepsilon_c = 0,0035.$$

Dall'equilibrio alla traslazione $C = Z$ otteniamo la posizione dell'asse neutro, ipotizzando che l'acciaio lavori oltre lo snervamento.

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

$$C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b = 0,8 \cdot x \cdot 15,87 \cdot 300$$

$$Z = A_s \cdot f_{yd} = 1.206,36 \cdot 391,3 = 472.048,67 \text{ N}$$

$$x = 123,94 \text{ mm}$$

Verifico che l'ipotesi sul comportamento dell'acciaio sia valida.

$$0,0035 : 123,94 = \varepsilon_s : (510 - 123,94)$$

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

Verifica

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

$$M_{Rd} = Z \cdot z = 472.048,67 \cdot (510 - (0,4 \cdot 123,94)) = 217,3 \text{ KNm} \geq M_{Sd} = 197,25 \text{ KNm}$$

Progettazione armatura del pilastro.

Azione sollecitante SLU sezione estremità inferiore.

$$N_{sd} = V_{sd} + 1,3 P_p$$

Peso proprio del pilastro (altezza 3m)

$$0,3\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 3\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,75 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = V_{sd} + 1,3 P_p = 131,5 + 6,75 \cdot 1,3 = 140,275 \text{ KN}$$

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm.

$\phi \geq 12\text{mm}$ con ϕ diametro delle barre longitudinali;

$i_{\text{barre-long}} \leq 300\text{mm}$ con $i_{\text{barre-long}}$ interasse barre longitudinali.

Inoltre la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_s, \min \geq \frac{0,10 N_{sd}}{f_{yd}}$$

E comunque non inferiore a $0,003A_c$ (punto 4.1.44).

Scegliendo di armare con $4\phi 12$, A_s risulta pari a $452,4 \text{ mm}^2$ quindi soddisfa entrambe le prescrizioni, infatti:

$$A_{s, \min} \geq \frac{0,10 \cdot 140275}{391,3} = 36 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 300 \cdot 300 = 90.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 90.000 = 270 \text{ mm}^2$$

Verifica:

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri in c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando N_{Rd} con la formula:

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s, \text{tot}} f_{yd} \quad (\text{C4.1.4})$$

$$N_{rd} = 0,8 f_{cd} \cdot A_c + A_{s, \text{tot}} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 90.000 \cdot 15,87 + 452,4 \cdot 391,4 = 1.319.709 \text{ N} = 1319,7 \text{ KN} \geq N_{sd}$$

Quesito N° 2 (10 punti)

Verificare allo SLU la trave di piano realizzata da un profilo IPE 300 in acciaio S235 di luce 6 m semplicemente appoggiata agli estremi.

I carichi presenti sono:

-permanententi	7,00	kN/m
-permanententi non strutturali	8,00	kN/m
-variabili	4,00	kN/m

La trave sostiene una soletta che la vincola totalmente nei confronti dell'instabilità laterale.

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

Risoluzione

-Combinazioni di carico

-SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1}$$

dove:

$$\begin{aligned} \gamma_{G1} &= 1,3 & G_1 &= \text{Carichi permanententi} \\ \gamma_{G2} &= 1,5 & G_2 &= \text{Carichi permanententi non strutturali} \\ \gamma_{Q1} &= 1,5 & Q_{K1} &= \text{Carichi variabili} \\ F_{Ed} &= 1,3 \cdot 7,00 + 1,5 \cdot 8,00 + 1,5 \cdot 4,00 = 27,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti

acciaio S235 $\rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ con $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'acciaio.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w} = 35,01 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f} = 5,28 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c = (b - 2r - t_w)/2$ 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:

$$V_{sd} = \frac{27,1 \cdot 6}{2} = 81,3 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{27,1 \cdot 6^2}{8} \approx 122 \text{ kNm}$$

-Calcolo della resistenza a taglio

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 2567,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 2567,9 \cdot \frac{235}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 331.824 \text{ N} \approx 332 \text{ kN}$$

Poiché si ha $V_{sd}=81,3 \text{ kN} < V_{Pl,Rd}=332 \text{ kN}$ 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 classe 1):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 628.400 \cdot \frac{235}{1,05} = 140.641.904,8 \text{ N} \approx 141 \text{ Nm}$$

Poiché si ha $M_{sd}=122 \text{ kNm} < M_{c,Rd}=141 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.