

Trave composta semplicemente appoggiata

Esempio 1: soletta piena

(Revisione 17-06-2006)

Trattasi della struttura di un solaio con luce di 12 m, costituito da travi in acciaio ad interasse di 3 m collaboranti con la soletta in calcestruzzo (v. fig. 1). La soletta è puntellata durante il getto ad una struttura provvisoria che si appoggia alle travi (v. fig. 3); il peso del getto grava quindi sulle travi in acciaio.

L'esempio, con integrazioni esplicative, è tratto dal corso ESDEP: "ESDEP WG 10: Composite construction - Worked example 10.1"

1. PIANTA DEL SOLAIO E DETTAGLI

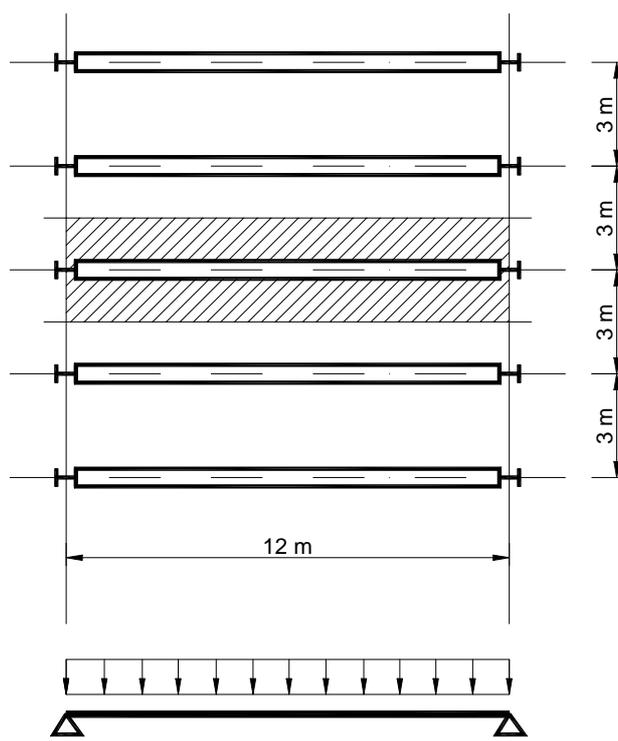


Figura 1 - Pianta del solaio con travi in acciaio composte semplicemente appoggiate

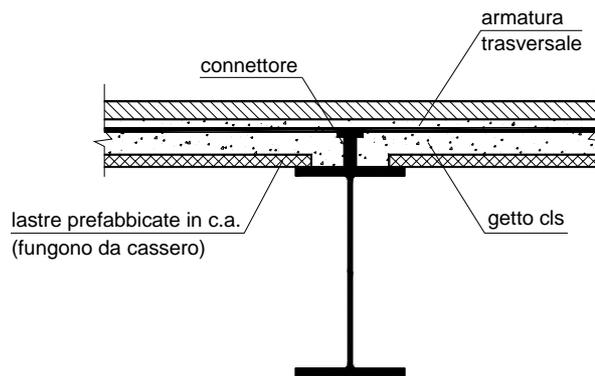


Figura 2 - Sezione trasversale della trave composta

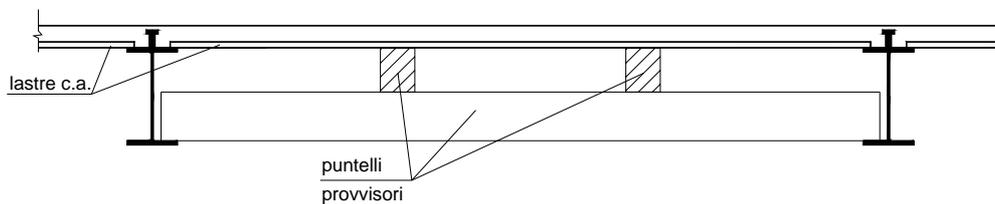


Figura 3 - Puntellazione del getto in fase di costruzione

2. SIMBOLOGIA

Tutti i riferimenti a lato si riferiscono alle clausole e tabelle contenute in
 Eurocodice 1 : Parte 2 - EC1
 Eurocodice 2 : Parte 1.1 - EC2
 Eurocodice 3 : Parte 1.1 - EC3
 Eurocodice 4 : Parte 1.1 - EC4

A_a = area della trave in acciaio

b = larghezza dell'ala della trave in acciaio

b_{eff} = larghezza efficace della sezione in calcestruzzo

h_a = altezza totale della trave in acciaio

h_c = spessore della soletta di calcestruzzo

d = altezza dell'anima tra i raccordi con le ali

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

$M_{pl,Rd}$ = momento resistente plastico della sezione composta

N = numero di connettori a taglio (pioli)

t_f = spessore dell'ala della trave in acciaio

t_w = spessore dell'anima

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

3. SPECIFICHE

3.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

EC4 - Part 1.1

3.1.1 Calcestruzzo

EC4 - 3

Classe di resistenza C25/30

EC4 - 3.1

f_{ck} (cilindrica) = 25 N / mm²

EC4- 3.1.2

R_{ck} (cubica) = 30 N / mm²

Prospetto 3.1

- calcestruzzo normale (non alleggerito)

- peso specifico $\rho = 2400$ kg / m³

resistenza media a trazione:

- $f_{ctm} = 2.6$ N/mm² = $0.3 f_{ck}^{2/3}$

Prospetto 3.1

resistenza caratteristica minima a trazione:

- $f_{ctk 0.05} = 1.8$ N/mm² = $0.7 f_{ctm}$

resistenza caratteristica massima a trazione:

- $f_{ctk 0.95} = 3.3$ N/mm² = $1.3 f_{ctm}$

- $E_{cm} = 30\,500$ N/mm²

Prospetto 3.2

3.1.2 Acciaio per armature

EC4 - 3.2

Tipo 500 - (analogo a FeB44k) barre nervate

EC4 - 3.2.2

$f_{sk} = f_y = 500$ N/mm²

EN 10080

$E_s = 210\,000$ N/mm²

3.1.3 Acciaio strutturale

EC4 - 3.3

Acciaio Tipo S355 (Fe510)

EC4 - 3.3.2 (1)

$f_y = 355$ N/mm²

$f_u = 510$ N/mm²

Prospetto 3.3

$E_a = 210\,000$ N/mm²

3.1.4 Connettori

EC4 - 3.5

Connettori a piolo muniti di testa (pioli Nelson)

$f_u = 450$ N/mm²

$f_y = 350$ N/mm²

3.2 CARATTERISTICHE DEL SOLAIO

Soletta piena in calcestruzzo - Calcestruzzo normale (non alleggerito).

Spessore minimo della soletta affinché non sia richiesta la verifica esplicita dello stato limite di deformazione:

EC2 - 4.4.3.2

$h_{min} = luce/35 = 3000/35 = 85$ mm

altezza effettiva (v. fig. 4) $h_c = 105$ mm > h_{min}

4. VERIFICHE

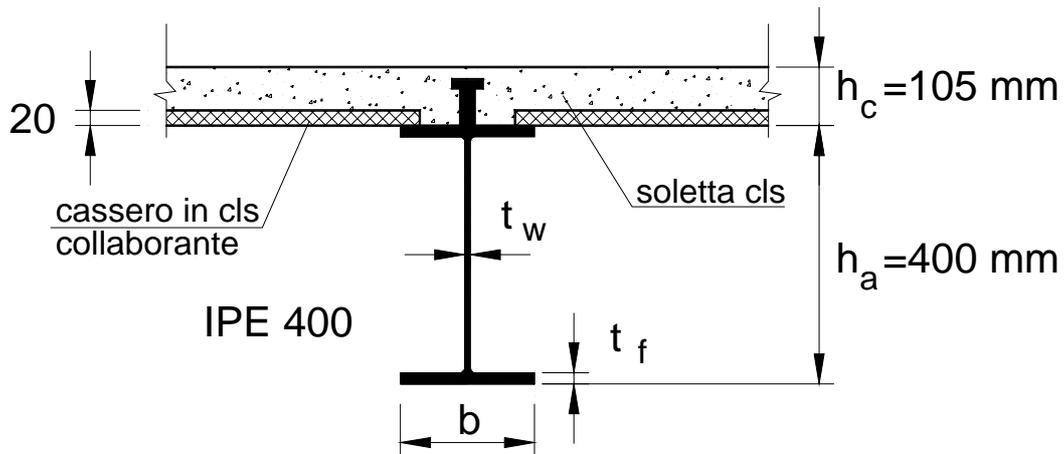


Figura 4 – Geometria della trave composta

Si assume che la superficie di contatto tra la lastra di calcestruzzo (che costituisce anche il cassero) e la soletta sia in grado di trasmettere le forze di scorrimento in modo da poter considerare efficiente l'intera altezza h_c .

4.1 AZIONI (CARICHI SULLA TRAVE)

EC4-ch2

4.1.1 Fase di costruzione

EC1 -2

In fase di costruzione, poiché non è prevista puntellazione, sulla trave di acciaio grava il peso del getto della soletta.

4.1.1.1 Azioni permanenti G

- soletta	24 x 3.0 x 0.105	= 7.56 kN/m
- trave	IPE 400	= 0.66 kN/m
	G_k	= 8.22 kN/m

4.1.1.2 Carichi variabili Q

Carico per le attrezzature di costruzione (v. fig. 5):

$$Q_k = 13,5 \text{ kN}$$

Osservazione:

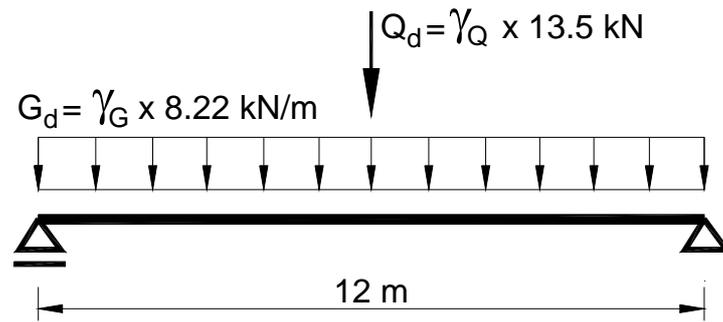


Figura 5. - Carichi in fase di costruzione.

Per le travi non vi sono regole specifiche sui carichi variabili in fase di costruzione. Si è adottato il carico indicato per le solette composte dall'Eurocodice 4 (#7.3.2), che considera un carico uniformemente distribuito di $1,5 \text{ kN/m}^2$ applicato su un'area di 3×3 metri. Il carico di $0,75 \text{ kN/m}^2$ sull'area restante non viene considerato. Invece, per quest'ultima ragione e per semplicità, il carico totale per le attrezzature di costruzione di $13,5 \text{ kN}$ ($1,5 \times 3 \times 3$) viene considerato come un carico concentrato applicato in mezzaria (Q_d di figura 5).

4.1.2 Trave composta

Dopo la maturazione del getto la soletta è collaborante. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono eseguite come se l'intero carico fosse stato applicato fin dall'inizio alla trave composta. Allo stato limite ultimo la struttura "si dimentica la storia di carico".

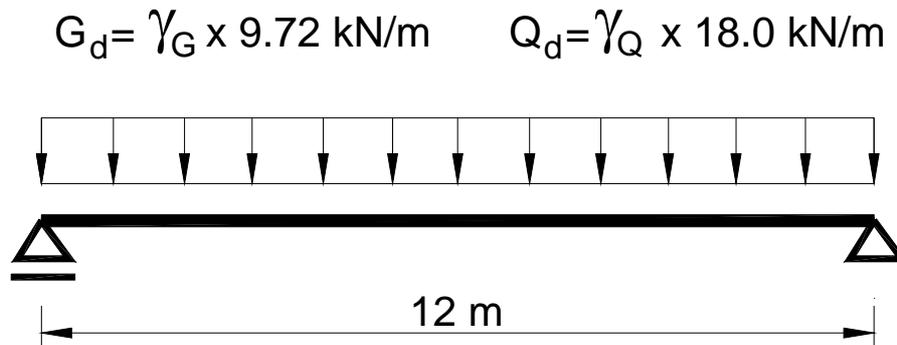


Figura 6 - Carichi nella fase di struttura composta.

4.1.2.1 Carichi permanenti G_k

soletta	$24 \times 3.0 \times 0.105$	$= 7.56 \text{ kN/m}$
trave:	IPE 400	$= 0.66 \text{ kN/m}$
contro-soffitto	0.5×3.0	$= 1.50 \text{ kN/m}$
	G_k	$= 9.72 \text{ kN/m}$

4.1.2.2 Carichi variabili Q_k

sovraccarico	5.0 x 3.0	= 15 KN/m
tramezze	1.0 x 3.0	= 3 KN/m
Q_k		= 18 KN/m

4.1.3 Coefficienti parziali di sicurezza

EC4-2.3.3

4.1.3.1 Azioni

Prospetto 2.2

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma_Q = 1.50$$

4.1.3.2 Materiali

Prospetto 2.3

$$\gamma_a = 1.10 \quad (\text{Acciaio strutturale})$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad (\text{Calcestruzzo})$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{acciaio per armatura})$$

4.2 Verifiche in fase di costruzione

EC 3

In fase di costruzione la trave di acciaio non ha soletta collaborante e viene verificata secondo EC3. Si eseguono le verifiche a flessione e taglio allo stato limite ultimo e il controllo della deformazione allo stato limite di servizio. Non si esegue la verifica all'instabilità flessio-torsionale (svergolamento) supponendo che i collegamenti fra le travi, necessari per la puntellazione del getto della soletta (v. fig. 3) siano sufficienti a controventare le travi in fase di costruzione.

4.2.1 Caratteristiche della trave

IPE 400:

$$\begin{aligned}h_a &= 400 \text{ mm} \\b &= 180 \text{ mm} \\t_f &= 13.5 \text{ mm} \\t_w &= 8.6 \text{ mm} \\r &= 21 \text{ mm} \\h_w &= 331 \text{ mm} \\A_a &= 8450 \text{ mm}^2 \\I_y &= 23130 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\W_y &= 1156 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\W_{pl,y} &= 1307 \cdot 10^3 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

4.2.2 Stato limite ultimo

4.2.2.1 Classificazione della sezione

EC3-5.3 o EC4 - 4.3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81 \quad \text{Pr ospetto 5.3.1.}$$

Ali in compressione

$$c/t_f = (180/2)/13.5 < 10 \varepsilon$$

→ Sezione di classe 1

Anima (flessione)

$$d/t_w = 331/8.6 = 38.4 < 72 \varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Sezione di classe 1}$$

4.2.2.2 Momento flettente (carichi di figura 5) EC3-5.4.5

$$M_{sd} = (1.35 \cdot 8.22) \cdot 12^2/8 + (1.5 \cdot 13.5) \cdot 12/4 = 260 \text{ kNm}$$
$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_a = 1307 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6}/1.10 = 422 \text{ kNm}$$
$$M_{pl,a,Rd} > M_{sd} \rightarrow \text{OK}$$

4.2.2.3 Taglio EC3-5.4.6(4)

$$V_{sd} = (1.35 \cdot 8.22) \cdot 12/2 + (1.50 \cdot 13.5)/2 = 77 \text{ kN}$$
$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_a = 1.04 \cdot h \cdot t_w \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_a =$$
$$= 1.04 \cdot 400 \cdot 8.6 \cdot (355/\sqrt{3}) \cdot 10^{-3}/1.10 = 667 \text{ kN}$$

4.2.2.4 Momento flettente e taglio EC3-5.4.7

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl,Rd} \rightarrow \text{Non è necessaria nessuna riduzione del momento resistente.}$$

4.2.3 Stato limite di servizio EC3

Il carico dovuto ai mezzi d'opera non è considerato nel calcolo della freccia.

Freccia dei carichi permanenti

$$\delta_1 = 5/384 \cdot 8.22 \cdot 12000^4 / (210000 \cdot 23130 \cdot 10^4) \quad \text{EC3-4.2.2}$$
$$= 45.7 \text{ mm} = L/263 \rightarrow \text{OK}$$

$$\delta_0 = \text{premonta iniziale della trave} = 40 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 45.7 - 40.0 = 5.7 \text{ mm}$$

4.3 Fase con soletta collaborante

4.3.1 Stato limite ultimo EC4-4

4.3.1.1 Sezione trasversale EC4-4.2

Sezione di classe 1 (vedi 4.2.2.1 fase di costruzione) Prospetto 4.1

Larghezza efficace EC4-4.2.2

$$b_{eff} = \Sigma b_c = 2 \cdot 12000/8 = 3000 \text{ mm} = \text{interasse travi}$$

4.3.1.2 Momento flettente (carichi di figura 6) EC4-4.4.1

$$M_{sd} = (1.35 \cdot 9.72 + 1.5 \cdot 18) \cdot 12^2/8 = 722 \text{ kNm}$$

Resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo:

$$R_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c = 3000 \cdot 105 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 10^{-3}/1.5 = 4463 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione della trave di acciaio:

$$R_a = A_a \cdot f_y/\gamma_a = 8450 \cdot 355 \cdot 10^{-3}/1.10 = 2727 \text{ kN}$$

$R_a < R_c \rightarrow$ l'asse neutro taglia la soletta. La resistenza a flessione è governata dall'acciaio.

Altezza calcestruzzo compresso (posizione dell'asse neutro per l'equilibrio alla traslazione):

$$x = R_a/R_c \cdot h_c = 64.2 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = R_a \cdot (h/2 + h_c - x/2) = 2727 \cdot (200 + 105 - 64.2/2) \cdot 10^{-3} = 744 \text{ kN m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \rightarrow \text{OK}$$

4.3.1.3 Taglio

EC4-4.2.2

$$V_{sd} = (1.35 \cdot 9.72 + 1.50 \cdot 18) \cdot 12/2 = 241 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 667 \text{ kN} \quad (\text{vedi } 4.2.2.3)$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{OK}$$

$$h_w/t_w = 331/8.6 = 38.5 < 69 \varepsilon$$

Non è necessaria la verifica dell'instabilità a taglio dell'anima.

4.3.1.4 Momento flettente e taglio

EC4-4.4.3

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Il taglio non ha effetto sul momento resistente

4.3.2 Verifica della connessione

EC4-6

4.3.2.1 Resistenza di progetto del connettore

EC4-6.3

Si impiegano pioli muniti di testa (pioli Nelson)

EC4-6.3.2

altezza $h = 95 \text{ mm}$

diametro $d = 19 \text{ mm}$ (è il diametro più impiegato)

$$h/d = 5 \rightarrow \alpha = 1$$

EC4-6.3.2.1

Resistenza a taglio del gambo del piolo:

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u (\pi d^2/4)/\gamma_v = 0.8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot 19^2/4 \cdot 10^{-3}/1.25 = 82 \text{ kN}$$

Resistenza a rifollamento del calcestruzzo:

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0.5}/\gamma_v \\ = 0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot (25 \cdot 30500)^{0.5} \cdot 10^{-3}/1.25 = 73 \text{ kN} < 82 \text{ kN}$$

Quindi:

$$P_{Rd} = 73 \text{ kN}$$

4.3.2.2 Connessione a completo ripristino di resistenza

EC4-6.2

Si calcola il numero N_f di connettori necessari nel caso in cui il momento sollecitante sia uguale al momento resistente della sezione.

La forza di scorrimento (taglio longitudinale) che sollecita i connettori presenti nel tratto di trave compreso fra la sezione di momento massimo e quella di momento nullo, cioè in metà trave, vale:

$$V_\ell = F_{cf} = R_a = 2727 \text{ kN} \quad (\text{v. } 4.3.1.2)$$

Numero totale (sull'intera luce) di pioli per connessione a completo ripristino

$$N_f \geq 2 \cdot 2727/73 \rightarrow N_f = 76$$

$$M_{pl,Rd} (\text{sezione composta}) = 744 \text{ kNm}$$

EC4-6.1.3

$$M_{pl,a,Rd} (\text{sezione solo acciaio}) = 422 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} < 2.5 M_{pl,a,Rd} \rightarrow \text{i pioli possono essere distanziati uniformemente}$$

Interasse pioli

$$s = L/(N_f - 1) = 12000/75 = 160 \text{ mm}$$

$$\text{distanza minima tra i pioli} = 5d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$$

EC4-6.4.2(3)

$$s > 5d \rightarrow \text{OK}$$

4.3.2.3 Connessione a parziale ripristino

EC4-6.2.1.2

Il metodo semplificato considera, a favore di stabilità, che il momento resistente della sezione aumenti linearmente con il numero N di connettori, dal valore del momento plastico del solo acciaio $M_{pl.a.Rd}$ per $N = 0$, al valore del momento plastico della sezione composta con connessione a completo ripristino $M_{pl.Rd}$ per $N = N_f = 76$.

$$V_{cf} = F_c = (M_{sd} - M_{pl.a.Rd}) / (M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd}) \cdot F_{cf} = (722 - 422) / (744 - 422) \cdot 2727 = 2541 \text{ kN}$$

$$N \geq 2 \cdot 2541 / 73 = 69.6 \rightarrow N = 70$$

Controllo della capacità deformativa dei connettori

EC4-6.1.2

$$L = 12 \text{ m}$$

$$N/N_f = 70/76 = 0.92 \geq 0.25 + 0.03 L = 0.25 + 0.03 \cdot 12 = 0.61 \rightarrow \text{OK}$$

I pioli possono essere considerati duttili

I pioli possono essere distanziati uniformemente (4.3.2.2)

EC4-6.1.3

Interasse pioli:

$$s = 12000/69 = 174 \text{ mm}$$

4.3.2.4 Armatura trasversale

EC4-6.6

Armatura trasversale minima:

EC4-6.6.4.1

$$A_s \geq 0.002 \cdot 105 \cdot 1000 = 210 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 8/200 \rightarrow A_s (5 \phi 8) = 251 \text{ mm}^2/\text{m}$$

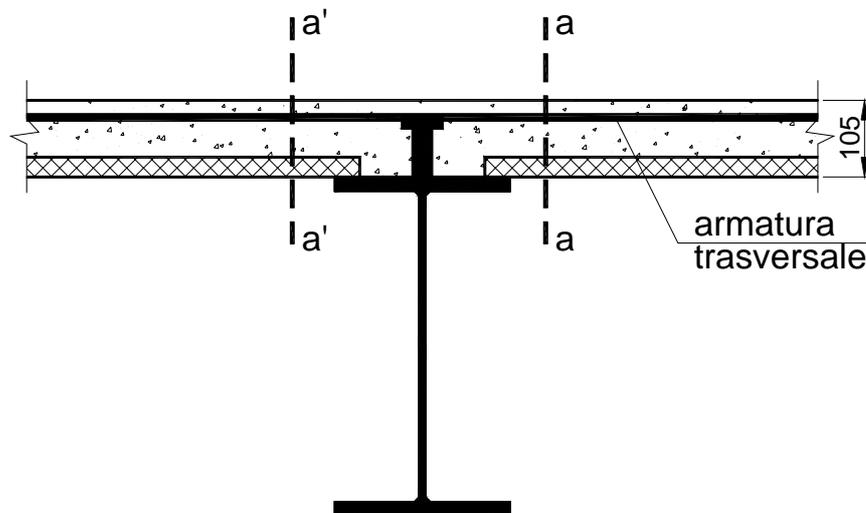


Figura 7 - Piani per la verifica di scorrimento della soletta

Si deve verificare la resistenza allo scorrimento lungo i piani a-a e a'-a' di figura 7.

Ciascun piolo trasferisce una forza di taglio pari alla sua resistenza $P_{Rd} = 73 \text{ kN}$. Quindi, essendo il passo $s = 174 \text{ mm}$, si ha una forza di scorrimento per unità di lunghezza di soletta:

$$v_{sd} = 73 \cdot 1000/174 = 420 \text{ KN/m}$$

La resistenza a scorrimento secondo EC4 #6.6.2 (formulazione che coincide con quella di EC2 #4.3.2.5), è il valore minore fra la resistenza v_{Rd2} delle bielle convenzionali di calcestruzzo e la resistenza v_{Rd3} della sezione con armatura a taglio (EC2 #4.3.2.2):

$$v_{Rd2} = 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3}$$

$$v_{Rd3} = 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd}$$

L'area complessiva (sezioni a-a e a'-a' di figura 7) di calcestruzzo resistente allo scorrimento, per metro di lunghezza, vale:

$$A_{cv} = 2 \cdot 105 \cdot 1000 = 210 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{EC4-6.6.2}$$

$\eta = 1$ per calcestruzzi non alleggeriti

$v_{pd} = 0$ (contributo dell'acciaio della lamiera grecata, non presente)

Si ha quindi:

$$v_{Rd2} = (0.2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 25 / 1.5 + 0) \cdot 10^{-3} = 700 \text{ KN/m}$$

Valore di base della resistenza a scorrimento del calcestruzzo:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk 0.05} / \gamma_c = 0.25 \cdot 1.8 / 1.5 = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

Area complessiva delle barre di armatura che attraversano la superficie di scorrimento A_{cv}

$$A_e = 2 A_s = 2 \cdot 251 = 502 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (2x5 } \phi 8)$$

$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a snervamento delle barre)

$$v_{Rd3} = (2.5 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 0.30 + 502 \cdot 500 / 1.15 + 0) \cdot 10^{-3} = 158 + 218 = 376 \text{ kN/m}$$

Si ha quindi:

$$v_{Rd} = v_{Rd3} = 376 \text{ kN/m} < v_{Sd} = 420 \text{ kN/m}$$

L'armatura trasversale deve quindi essere aumentata:

$$A_e \cdot 500 / 1.15 \geq (420 - 158) \cdot 10^3 \rightarrow A_e \geq 603 \rightarrow A_s = A_e / 2 = 302 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si posa 1 $\phi 10 / 250 \rightarrow A_s = 4 \phi 10 = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$

4.3.3 Stato limite di servizio

EC4

La freccia in esercizio è la somma della freccia iniziale δ_1 dovuta al peso del getto gravante sulle sole travi in acciaio, della pre-monta δ_0 , e della freccia dovuta ai carichi permanenti portati e ai carichi variabili che agiscono sulla trave composta. Mentre la freccia iniziale della trave in acciaio non muta nel tempo, la freccia della trave composta risente della viscosità del calcestruzzo per i carichi di lunga durata, rappresentati dal carico permanente portato e da un'aliquota del carico variabile da valutare a seconda della destinazione d'uso. La freccia dovuta ai carichi di lunga durata andrebbe valutata con un modulo elastico del calcestruzzo $E'_c = E_{cm} / 3$ (EC4 #3.1.4.2 (4)) mentre quella dovuta ai carichi di breve durata andrebbe valutata con il modulo E_{cm} . Data l'incertezza dei parametri in gioco si suole valutare forfettariamente la freccia nella fase di trave composta applicando l'intero sovraccarico con un modulo elastico del calcestruzzo $E'_c = E_{cm} / 2$ (EC4 #3.1.4.2 (4)).

Si calcola la freccia della trave composta.

L'influenza dei seguenti fattori sul il calcolo della freccia non è presente o si può trascurare:

- shear lag
- interazione incompleta
- fessurazione e 'tension stiffening' del cls
- snervamento della trave di acciaio
- snervamento delle barre di armatura.

EC4-5.2.2

4.3.3.1 Rigidezza flessionale

EC4-3.1.4.2

$E'_c = E_{cm} / 2 = 15250 \text{ N/mm}^2$ (modulo "effettivo" del calcestruzzo)

$n = E_a / E'_c$ (coefficiente di omogeneizzazione)

$$n = 210000 / 15250 = 13.8$$

Ricerca dell'asse neutro.

Se l'asse neutro taglia la soletta di calcestruzzo si ha:

$$x = \frac{nA_a}{b_{eff}} \left(\sqrt{1 + \frac{(h_a + 2h_c)b_{eff}}{nA_a}} - 1 \right) = \frac{13.8 \cdot 8450}{3000} \left(\sqrt{1 + \frac{(400 + 2 \cdot 105)3000}{13.8 \cdot 8450}} - 1 \right)$$

$$= 120 \text{ mm} > h_c = 105$$

Quindi l'asse neutro taglia la sezione di acciaio

$$x = h_a + h_c - \frac{A_a h_a / 2 + (h_a + h_c / 2) A_c / n}{A_a + A_c / n}$$

$$= 505 - \frac{8450 \cdot 200 + (400 + 105 / 2)(3000 \cdot 105 / 13.8)}{8450 + (3000 \cdot 105 / 13.8)} = 121 \text{ mm}$$

momento d'inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio :

$$I_s = I_a + I_c / n + A_a (h_a / 2 + h_c - x)^2 + A_c / n (x - h_c / 2)^2$$

$$= 23130 \cdot 10^4 + (3000 \cdot 105^3 / 12) / 13.8 + 8450 (200 + 105 - 121)^2$$

$$+ (3000 \cdot 105) / 13.8 (121 - 105 / 2)^2 = 64546 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E_a I_s = 210000 \cdot 64546 \cdot 10^4 = 135.5 \cdot 10^{12} \text{ N / mm}^2$$

4.3.3.2 Calcolo della freccia in mezzaria

Freccia nella fase di costruzione (v. 4.2.3):

$$\delta_1 - \delta_0 = 45.7 - 40 = 5.7 \text{ mm}$$

Freccia della trave composta:

$$\delta_2 = 5/384 \cdot (18 + 1.50) \cdot 12000^4 / (135.5 \cdot 10^{12})$$

$$= 38.9 \text{ mm} = L/308 < L/300 \rightarrow \text{OK}$$

Freccia totale

$$\delta_{\max} = \delta_1 - \delta_0 + \delta_2 = 5.7 + 38.9 = 44.6 \text{ mm} = L/269 > L/250$$

Osservazione:

Il vincolo $\delta_{\max} < L/250$ può non essere rispettato perché è previsto un contro-soffitto. È più importante controllare l'inflessione δ_2 dovuta ai sovraccarichi perché l'eccessiva deformabilità potrebbe causare danni alle strutture portate (pavimenti, tramezze ecc.).

5. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

La connessione trave-soletta ha incrementato la resistenza a flessione portando il momento resistente dal valore $M_{pl,a,Rd} = 422 \text{ kNm}$ al valore $M_{pl,Rd} = 744 \text{ kNm}$ (1.76 volte). Contemporaneamente il momento d'inerzia è passato dal valore $I_a = 23130 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ al valore $I_s = 64546 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ (2.79 volte).

Il beneficio in termini di rigidità è quindi notevolmente superiore al beneficio in termini di resistenza e pertanto nelle travi composte conviene impiegare acciai ad alta resistenza perché le deformazioni eccessive che avrebbe la trave di solo acciaio a causa delle tensioni elevate, sono drasticamente ridotte dall'aumento del momento d'inerzia della sezione composta.

I parametri che contribuiscono all'aumento di resistenza possono essere messi in luce con riferimento alla figura 8.

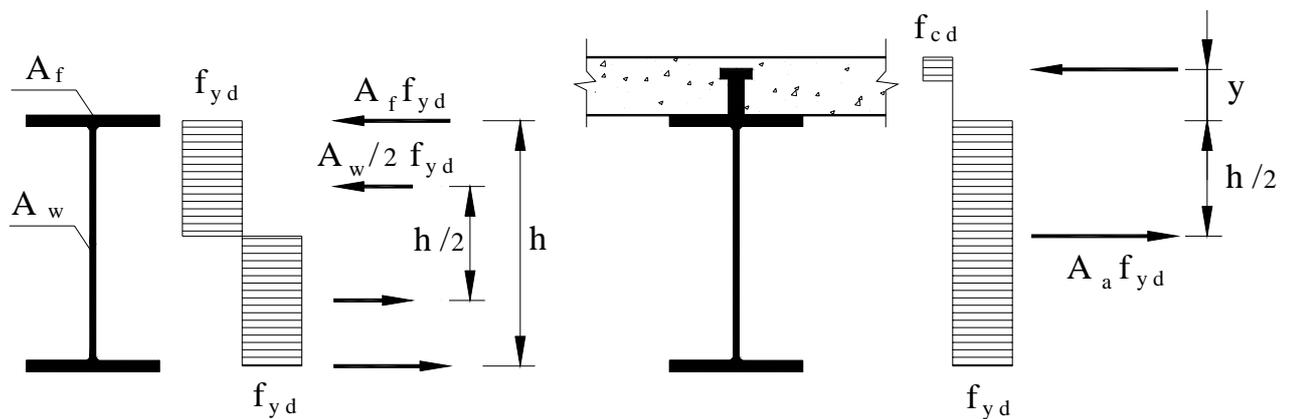


Figura 8 - Aumento di momento resistente nella sezione composta

Considerando le aree delle ali come puntiformi, si ha:

momento resistente della sezione composta

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} [A_a (h/2 + y)]$$

momento resistente della sezione di acciaio

$$M_{pl,a,Rd} = f_{yd} [A_f h + A_w / 2 (h/2)] = f_{yd} [2A_f + A_w / 2] h / 2 = f_{yd} [A_a - A_w / 2] h / 2$$

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{A_a (h/2 + y)}{(A_a - A_w / 2) h / 2}$$

per $y = 0$ e con i dati dell' IPE400 si ha :

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{A_a}{A_a - A_w / 2} = \frac{1}{1 - A_w / (2A_a)} = 1.25$$

Per $y = 0$ il beneficio in termini di resistenza, seppur modesto, è dovuto al fatto che l'anima della trave è meglio sfruttata nella sezione composta (conta il doppio).

Il beneficio maggiore è determinato dalla posizione dell'asse neutro. Per alzare l'asse neutro si deve però aumentare lo spessore complessivo dell'impalcato.

Risparmi maggiori si possono avere usando profili con l'ala superiore più stretta, profili che però finora sono disponibili solo nella serie saldata. Inoltre tali profili richiedono in genere la puntellazione in fase di getto, vanificando uno dei vantaggi del sistema costruttivo.

L'asse neutro interno alla soletta è la condizione normale, almeno per le travi di dimensioni correnti. Se ciò non avviene significa di solito che la trave di acciaio è sovra dimensionata.

Le travi miste sono in genere progettate in semplice appoggio, anche nelle travate continue, per sfruttare al meglio le loro caratteristiche. I momenti negativi implicano infatti compressioni nell'ala inferiore che, non essendo controventata dalla soletta, presenta problemi di instabilità. Si complicano inoltre i nodi, mentre l'obiettivo del sistema costruttivo è la semplicità di esecuzione.

Infine, dal punto di vista economico, oltre ai notevoli vantaggi della semplicità e rapidità di esecuzione, si hanno in genere anche vantaggi sul costo del materiale

Considerando un costo di L. 2500/kg in opera per il profilato di acciaio e di L. 5000/cad. per i connettori, per l'esempio qui trattato si ha:

IPE 400	66.3 kg/m	L. 165 750/m
Connettori	n° 5.7/m	L. 28 500/m
Costo totale		L. 194 250/m

Per realizzare lo stesso impalcato senza connettori occorre un profilo IPE 550:

IPE 500	106 kg/m	L. 265 000/m
---------	----------	--------------