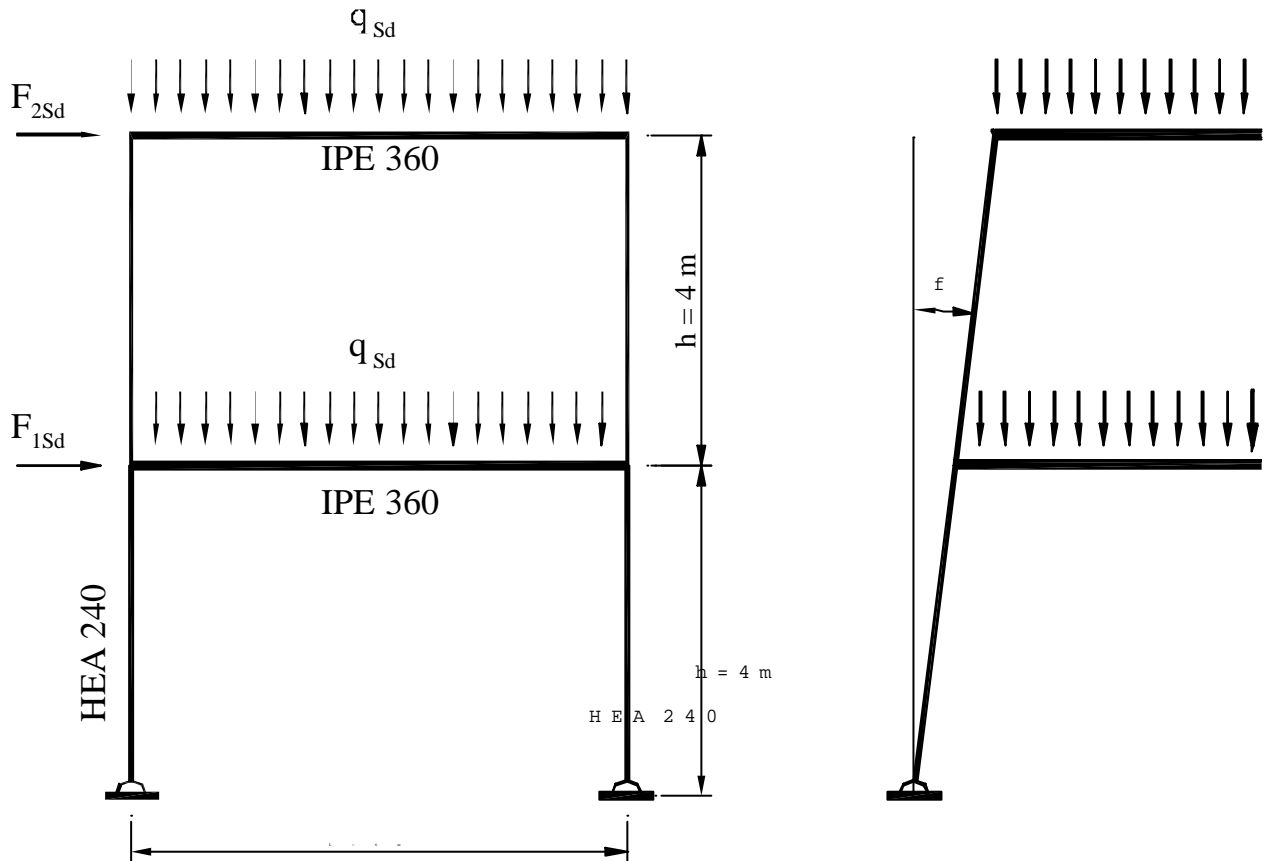


TELAIO A NODI SPOSTABILI

Esempio

La struttura di un edificio per uffici è costituita da una serie di telai come in figura, posti ad interasse di 5 m. Verificare le colonne in acciaio S235 (Fe360).



Analisi dei carichi (valori caratteristici)

- peso proprio impalcato 3.0 kN/m^2
- pavimento 1.0 kN/m^2
- totale permanente $G_k = 4.0\text{ kN/m}^2$
- carichi variabili $Q_k = 3.5\text{ kN/m}^2$

Carichi di progetto sulle travi ad interasse di 5 m (si assume $\gamma_G = 1.35$ e $\gamma = 1.5$)

$$q_{sd} = 5(1.35 \cdot 4.4 + 1.5 \cdot 3.5) = 53.25\text{ kN/m}$$

Reazioni delle travi:

$$V_{sd} = q_{sd} \cdot 6/2 = 159.75\text{ kN}$$

Vento:

si assume una pressione caratteristica di 0.6 kN/m^2 . Si suppone che il vento si scarichi, attraverso la baraccatura, sui nodi di piano. Le forze F_{sd} orizzontali di progetto valgono quindi:

$$F_{1sd} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 4 \cdot 5 = 18\text{ kN}$$

$$F_{2sd} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 2 \cdot 5 = 9\text{ kN}$$

Si deve inoltre considerare l'imperfezione geometrica ϕ del telaio (EC3 #5.2.4.3.)

$$\phi = K_s K_c \phi_0 = 0.837 \cdot 1 \cdot 1/200 = 1/240$$

L'imperfezione geometrica ϕ può essere sostituita (ai fini del calcolo delle azioni flessionali sui pilastri) dalle forze orizzontali equivalenti H_{eq} :

$$H_{eq} = \phi \cdot q_{Sd} \cdot L = 53.25 \cdot 6/240 = 1.33 \text{ kN}$$

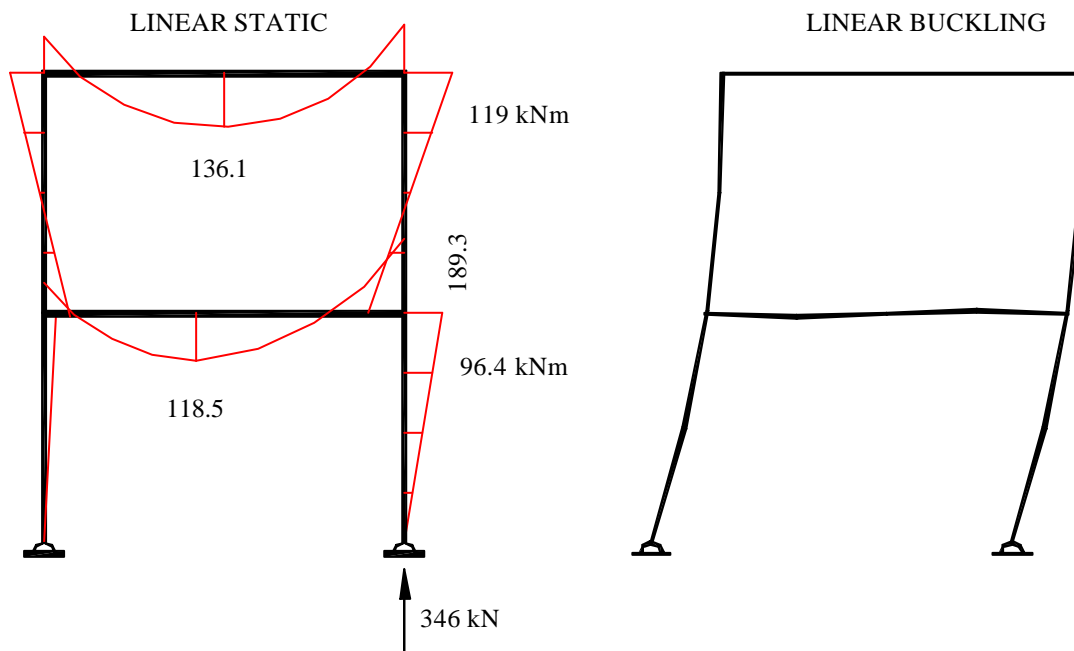
In definitiva si calcola il telaio soggetto alle forze orizzontali

$$H'_{1Sd} = 18 + 1.33 = 19.33 \text{ kN}$$

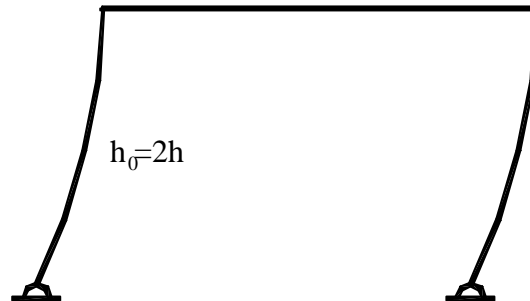
$$H'_{2Sd} = 9 + 1.33 = 10.33 \text{ kN}$$

Le dimensioni del telaio ed i carichi sono gli stessi della struttura progettata in un esercizio precedente (esempio 3) in cui i giunti trave-colonna sono delle cerniere. La soluzione con giunti rigidi permette un risparmio di materiale, un minor aggravio in fondazione (giunto a cerniera) ma un maggior costo di manodopera.

L'analisi viene condotta col programma Straus; le imperfezioni geometriche sono introdotte direttamente attraverso le coordinate dei nodi. I pilastri sono discretizzati in quattro elementi per cogliere meglio il carico critico. L'analisi del 1° ordine fornisce il diagramma del momento flettente riportato in seguito. L'analisi di buckling fornisce il moltiplicatore critico delle azioni assiali $m_{cr} = 6.349$.



La deformata critica mostra un comportamento molto rigido delle travi, con il pilastro inferiore che si comporta come una mensola e quindi con una lunghezza di libera inflessione h_0 poco superiore a $2h$.



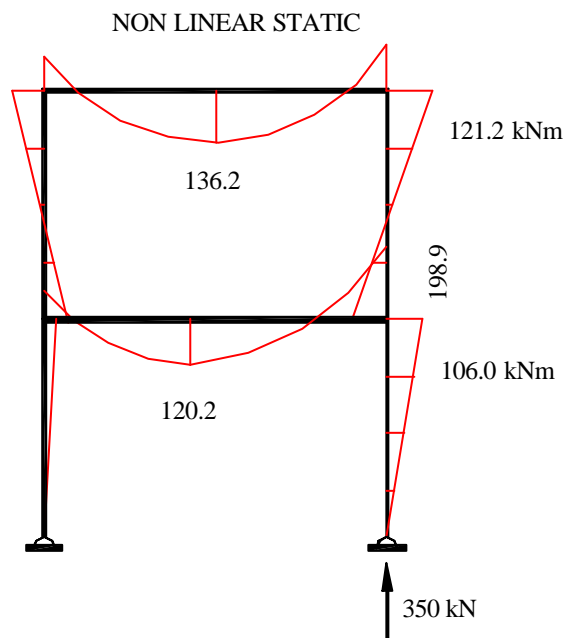
Il valore esatto di h_0 vale:

$$h_0 = \pi \sqrt{\frac{EJ}{V_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \cdot 7763 \cdot 10^4}{6.349 \cdot 346 \cdot 10^3}} = 8558 \text{ mm}$$

$$h_0 = 2.14 \cdot h$$

Essendo $m_{cr} < 10$, il telaio è da classificare a nodi spostabili e quindi da verificare con uno dei tre metodi illustrati al par. 5.2.6.2 dell'EC3.

Verifica usando i risultati dell'analisi globale elastica del secondo ordine



L'analisi è condotta con un solo incremento. Il diagramma dei momenti mostra un incremento del 10% della sollecitazione del pilastro (106kNm contro 96.4 kNm). La verifica del pilastro può essere eseguita con la lunghezza di libera inflessione calcolata per il telaio a nodi fissi (EC3 #5.2.6.2 principio (2)). A favore di stabilità si

può assumere $h_0=h$ (il valore esatto è compreso fra $0.7h$ e h). La verifica viene condotta secondo EC3 #5.5.4:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} + k \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

essendo
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi \cdot 7680 \cdot 213.6 = \chi \cdot 1640 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$i=100.5\text{mm} \quad \lambda = \frac{h_0}{i} = \frac{4000}{100.5} = 39.8$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.424 \quad \Rightarrow \quad \chi=0.9153 \text{ (curva b)}$$

$$N_{b,Rd} = 1501 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 159.1 \text{ kNm}$$

$$k = 1 - \frac{\mu \cdot N_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot N_{b,Rd}} \quad \text{con la limitazione } k \leq 1,5$$

$$\mu = \bar{\lambda}(2\beta_M - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] \quad \text{con la limitazione } \mu \leq 0,9 \text{ e con } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

per cui si ottiene:

$$\mu = 0.424(2 \cdot 1.8 - 4) + \left[\frac{745 - 675}{675} \right] = -0.1696 + 0.1037 = -0.0659$$

$$k = 1 + \frac{0.0659}{1.1} \cdot \frac{350}{1501} = 1.014$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} + k \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{350}{1501} + 1.014 \frac{106}{159.1} = 0.234 + 0.666 = 0.90 \leq 1$$

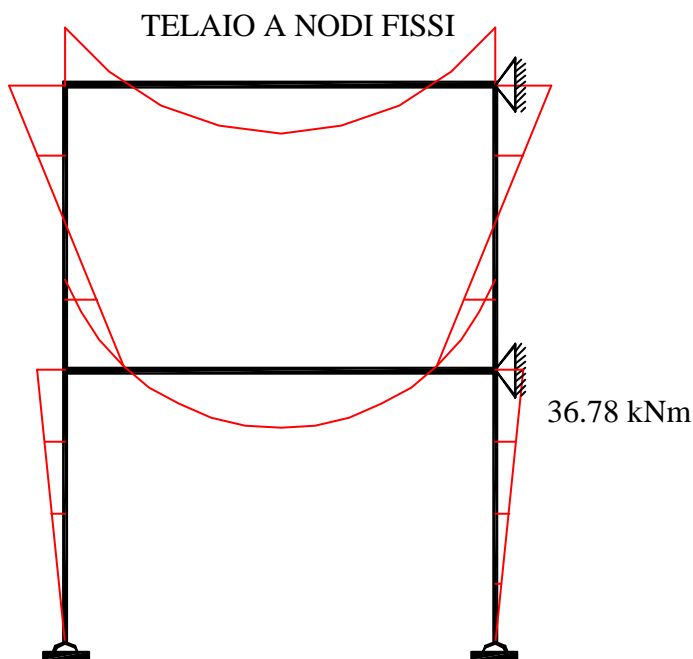
La verifica è soddisfatta con un margine di circa il 10%.

Verifica mediante l'analisi elastica del primo ordine con amplificazione dei momenti prodotti dagli spostamenti laterali

I momenti del 1° ordine, prodotti dagli spostamenti laterali, vanno moltiplicati per il rapporto:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{m_{cr}}} = \frac{1}{1 - 1/6.349} = 1.187$$

La clausola indicata dall'EC3 #5.2.6.2. (4) è rispettata perché $1/m_{cr}=0.158 < 0.25$.
Si deve amplificare solo l'aliquota di momento dovuta agli spostamenti laterali, cioè la differenza fra il momento ricavato per il telaio a nodi mobili e il momento ricavato per lo stesso telaio a nodi fissi. Facendo rigirare il programma dopo aver bloccato gli spostamenti laterali delle travi si ottiene il seguente diagramma dei momenti.



Si deve amplificare il momento
 $M' = 96.42 - 36.78 = 59.64$ kNm

Il pilastro va quindi verificato per il momento

$$M_{sd} = 36.78 + 1.187 \cdot 59.64 = 107.6$$
 kNm

Valore di poco superiore a quello ricavato con l'analisi del 2° ordine (106kNm).

La verifica a pressoflessione viene eseguita come nel caso precedente, con $h_0 = h$:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} + k \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{346}{1501} + 1.014 \cdot \frac{107.6}{159.1} = 0.230 + 0.686 = 0.916 \leq 1$$

Verifica mediante il metodo della snellezza equivalente

Si verifica a presso flessione l'asta soggetta alle sollecitazioni ricavate dall'analisi del 1° ordine ma con lunghezza di libera inflessione $h_0=8558\text{mm}$.

$$\lambda = \frac{h_0}{i} = \frac{8558}{100.5} = 85.28$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.9069 \Rightarrow \chi = 0.6568 \quad (\text{curva b})$$

$$N_{b.Rd} = 1077 \text{ kN}$$

$$\mu = \bar{\lambda}(2\beta_M - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] = 0.9069(2 \cdot 1.8 - 4) + 0.1037 = -0.2591$$

$$k = 1 - \frac{\mu \cdot N_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot N_{b.Rd}} = 1 + \frac{0.2591}{1.1} \cdot \frac{346}{1077} = 1.076$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 159.1 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{b.Rd}} + k \frac{M_{sd}}{M_{c.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{346}{1077} + 1.076 \cdot \frac{96.42}{159.1} = 0.321 + 0.652 = 0.973 \leq 1$$

La verifica è soddisfatta con un margine di circa il 3%.

Verifica della trave

Il momento massimo (vd. analisi non lineare) vale:

$$M_{sd} = 198.9 \text{ kNm}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.1} = 217.6 \cdot \text{kNm} > M_{sd}$$

Osservazioni

I tre metodi di verifica conducono a risultati in buon accordo; il metodo della snellezza equivalente è in genere il più cautelativo. Dal punto di vista pratico il primo è il più semplice e chiaro. Se non si ha a disposizione un codice di calcolo che esegue direttamente l'analisi del 2° ordine, si può impiegare il metodo dei tagli fittizi. Gli altri due metodi richiedono comunque la valutazione del moltiplicatore critico e quindi, se non si vuole ricorrere all'uso delle "alignment charts" o dei grafici di Wood (vd. Ballio e EC3 appendice E), uso peraltro macchinoso e poco affidabile per i telai a nodi spostabili, è necessario ancora ricorrere, in assenza di un appropriato strumento di calcolo al metodo dei tagli fittizi.

L'applicazione del criterio che permette di definire a nodi fissi un telaio multipiano se lo spostamento dovuto a forze orizzontali fittizie pari a $1/80$ dei carichi orizzontali è inferiore a $1/500$ dell'altezza (v Ballio par. 9.1.3.4 pag.486) è valida appunto per telai a molti piani.