

Università degli Studi di Cagliari

Esercitazione: Edificio Multipiano in Acciaio

Sommario

Introduzione.....	2
1. Analisi dei carichi	3
2. Verifica delle travi	5
2.1. Trave N° 1.....	5
2.2. Trave N° 2.....	7
2.3. Trave N° 3.....	9
2.4. Trave N° 4.....	14
3. Verifica dei pilastri	17
3.1. Pilastrata N° 1	17

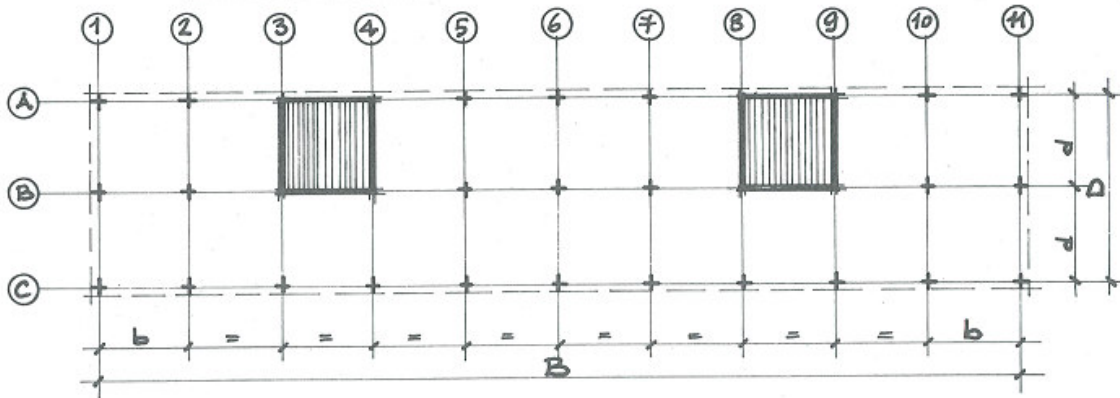
Introduzione

Normativa di riferimento:

-Norme tecniche per le costruzioni 2008.

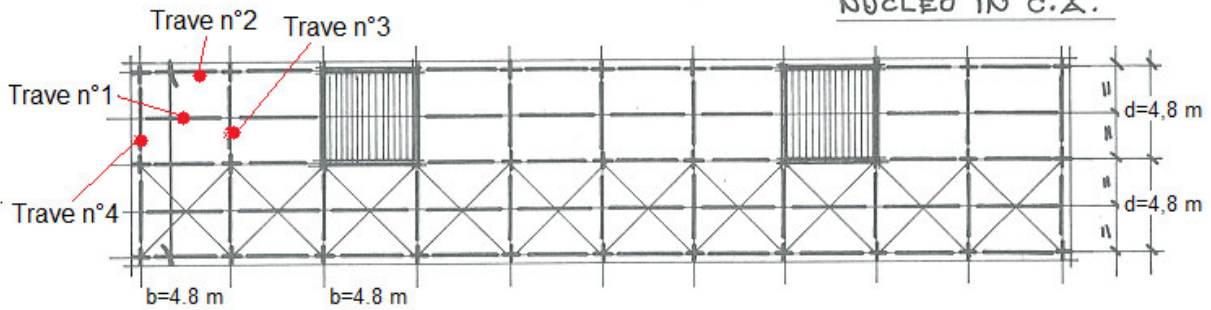
EDIFICIO MULTIPIANO IN ACCIAIO
CON NUCLEI IN C.A.

SCHEMA STATICO "PENDOLARE"



PIANO TIPO - ORDITO STRUTTURALE

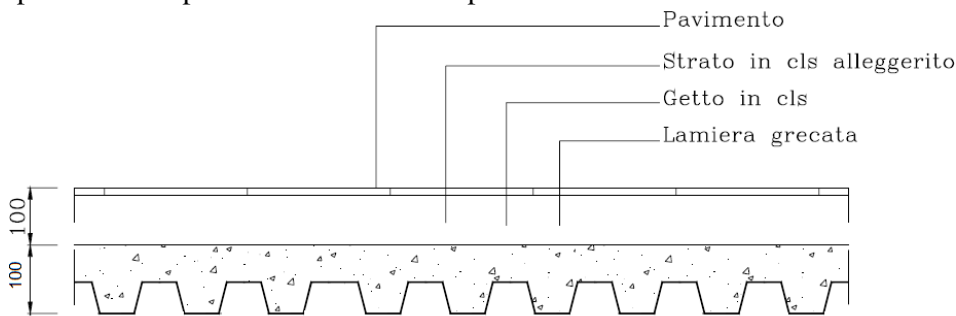
NUCLEO IN C.A.



1. Analisi dei carichi

Pesi dei materiali dalla Tabella 3.1.I delle Norme Tecniche

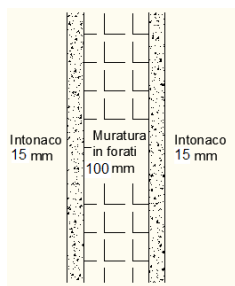
- Il solaio è realizzato in:
- lamiera grecata con soletta collaborante
- strato di cls alleggerito per il passaggio degli impianti di 80 mm del peso di 14 kN/m^3
- pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di 20 kN/m^3 .



Carichi permanenti non strutturali

strato di cls alleggerito	$14 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} =$	1,12	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
peso totale		1,52	kN/m^2

-Sul solaio sono presenti dei tramezzi così formati:



- Intonaco civile spessore 15 mm e peso unitario 20 kN/m^3
- Muratura in forati spessore 100 mm e peso a m^2 di parete $0,9 \text{ kN/m}^2$

I tramezzi sono alti 3,30 m.

intonaco	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m} =$	0,3	kN/m^2
Muratura in forati	=	0,9	kN/m^2
intonaco	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m} =$	0,3	kN/m^2
peso totale		1,5	kN/m^2

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 $1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m} = 4,95 \text{ kN/m}$ è pari a **$2,00 \text{ kN/m}^2$** . (par.3.1.3.1)

Carichi variabili

- Carichi variabili pari a 2 kN/m^2 per edifici ad uso ufficio non aperto al pubblico (par.3.1.4)

I carichi con i quali verrà dimensionata la lamiera grecata sono i carichi permanenti non strutturali ed i carichi variabili.

Carichi permanenti non strutturali	=	3,52	kN/m^2
------------------------------------	---	------	-----------------

Carichi variabile	=	2,00	kN/m ²
peso totale		5,52	kN/m²

-Scelta del tipo di solaio

Considerando un carico di 5,52 kN/m² ed una luce di 2,4 m si opta per un solaio in lamiera grecata con getto di calcestruzzo collaborante con le seguenti caratteristiche:

-lamiera tipo HI-BOND Type A55/P 600			
-calcestruzzo della classe Rck 250			
-Altezza del solaio 10 cm			
-spessore della lamiera 0,70 mm			
-Peso proprio del solaio:		1,9	kN/m ²

Riepilogo analisi dei carichi

-Peso proprio del solaio:		1,9	kN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali		3,52	kN/m ²
-Carichi variabile		2,00	kN/m ²

-Caratteristiche dell'acciaio (par.11.3.4.1)

Modulo elastico	E=210000	N/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	G=80769	N/mm ²
Densità	ρ=7850	kg/m ³
Tensione di snervamento	f _{yk} =275	N/mm ²
Tensione di rottura	f _{tk} =430	N/mm ²

2. Verifica delle travi

2.1. Trave N° 1

-Predimensionamento della trave

Considerando una luce di 4,8 m ed un rapporto h/l, altezza trave/luce, pari a 1/16-1/20 si assume una trave di h=240 mm.

-Dati del profilo:

-altezza	h	240	mm
-larghezza	b	120	mm
-spessore delle ali	t _f	9,8	mm
-spessore dell'anima	t _w	6,2	mm
-raggio di raccordo	r	15	mm
-area	A	3912	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I _x	3892	cm ⁴
-modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	W _{pl,x}	366,6	cm ³
-Peso per unità di lunghezza	g _t	0,31	kN/m

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti (par.4.2.3.1)

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:

$$\frac{d}{t_w \cdot \varepsilon} = 33,22 < 72 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 4,62 < 9 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c=(b-2 \cdot r-t_w)/2$.

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

-Carichi sulla trave

Peso proprio della trave:		0,31	kN/m
Peso proprio del solaio:	$1,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,4\text{m} =$	4,56	kN/m
Carichi permanenti portati:	$3,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,4\text{m} =$	8,45	kN/m
Carichi variabili:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,4\text{m} =$	4,8	kN/m

-Combinazione di carico SLU (par.2.6.1)

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

dove:

$\gamma_{G1}=1,3$	G_1 =Carichi permanenti
$\gamma_{G2}=1,5$	G_2 = Carichi permanenti non strutturali
$\gamma_{Q1}=1,5$	Q_{K1} = Carichi variabili

Carico a metro lineare:

$$F_{sd} = 1,3 \cdot (0,31 + 4,56) + 1,5 \cdot 8,45 + 1,5 \cdot 4,8 = 26,21kNm$$

-Calcolo delle sollecitazioni

Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot L}{2} = \frac{26,21 \cdot 4,8}{2} = 62,9kN$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot L^2}{8} = \frac{26,21 \cdot 4,8^2}{8} = 75,5kNm$$

-Calcolo della resistenza a taglio (par.4.2.2.1.2)

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 1914,7 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 1914,7 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 289866N \approx 289,8kN$$

Poiché si ha $V_{sd} = 62,9kN < V_{Pl,Rd} = 289,8kN$ 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 I):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 366600 \cdot \frac{275}{1,05} = 96014285N \approx 96,0kNm$$

Poiché si ha $M_{sd} = 75,5kNm < M_{c,Rd} = 96,0kNm$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica agli stati limite di esercizio (deformazione) (par.4.2.4.2.1)

Spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, o che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto.

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

δ_1 Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

δ_c monta iniziale della trave

δ_{max} spostamento finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Abbassamento totale:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{[0,31 + (4,56 + 8,45) + 4,8] \cdot 4800^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 15,3mm \leq 19,2mm (= \frac{L}{250})$$

Abbassamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,8 \cdot 4800^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 4,1mm \leq 16mm (= \frac{L}{300})$$

2.2. Trave N° 2

-Dati del profilo:

-altezza	h	240	mm
-larghezza	b	120	mm
-spessore delle ali	t_f	9,8	mm
-spessore dell'anima	t_w	6,2	mm
-raggio di raccordo	r	15	mm
-area	A	3912	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I_x	3892	cm ⁴
-modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,x}$	366,6	cm ³
-Peso per unità di lunghezza	g_t	0,31	kN/m

-Carichi sulla trave

Peso proprio della trave:		0,31	kN/m
Peso proprio del solaio:	$1,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2\text{m} =$	2,28	kN/m
Carichi permanenti portati:	$3,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2\text{m} =$	4,23	kN/m
Peso dei pannelli prefabbricati esterni:		8,0	kN/m
Carichi variabili:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2\text{m} =$	2,4	kN/m

-Combinazione di carico SLU (par.2.6.1)

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

dove:

$\gamma_{G1} = 1,3$	$G_1 =$ Carichi permanenti
$\gamma_{G2} = 1,5$	$G_2 =$ Carichi permanenti non strutturali
$\gamma_{Q1} = 1,5$	$Q_{K1} =$ Carichi variabili

Carico a metro lineare:

$$F_{sd} = 1,3 \cdot (0,31 + 2,28) + 1,5 \cdot (4,23 + 8,0) + 1,5 \cdot 2,4 = 25,31 \text{ kNm}$$

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti (par.4.2.3.1)

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w \cdot \epsilon} = 33,22 < 72 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f \cdot \epsilon} = 4,62 < 9 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c = (b - 2 \cdot r - t_w) / 2$.

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:

$$V_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot L}{2} = \frac{25,31 \cdot 4,8}{2} = 60,75 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot L^2}{8} = \frac{25,31 \cdot 4,8^2}{8} = 72,9 \text{ kNm}$$

-Calcolo della resistenza a taglio (par.4.2.2.1.2)

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 1914,7 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 1914,7 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 289866 \text{ N} \approx 289,8 \text{ kN}$$

Poiché si ha $V_{sd} = 60,75 \text{ kN} < V_{Pl,Rd} = 289,8 \text{ kN}$ 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 I):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 366600 \cdot \frac{275}{1,05} = 96014285 \text{ N} \approx 96,0 \text{ kNm}$$

Poiché si ha $M_{sd} = 72,9 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 96,0 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica agli stati limite di esercizio (deformazione) (par.4.2.4.2.1)

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

δ_1 Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

δ_c monta iniziale della trave

δ_{max} spostamento finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Abbassamento totale:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{[0,31 + (2,28 + 4,23 + 8) + 2,4] \cdot 4800^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 14,6 \text{ mm} \leq 19,2 \text{ mm} (= \frac{L}{250})$$

Abbassamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,4 \cdot 4800^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 2,03 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} (= \frac{L}{300})$$

2.3. Trave N° 3

Poiché devo verificare la trave n°3 devo valutare il carico concentrato trasferito su di essa dalle due travi su di essa vincolate.

Il carico sulla trave n°3 sarà pari alla metà del carico delle due travi che sono state definite come trave n°1.

Avremo una $F_{sd}=63+63=126,0kN$

-Dati del profilo:

-altezza	h	330	mm
-larghezza	b	160	mm
-spessore delle ali	t_f	11,5	mm
-spessore dell'anima	t_w	7,5	mm
-raggio di raccordo	r	18	mm
-area	A	6261	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I_x	11770	cm ⁴
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	I_y	778,10	cm ⁴
-momento d'inerzia torsionale	I_T	28,15	cm ⁴
-costante d'ingobbamento= $\frac{I_y \cdot (h - t_f)^2}{4}$	I_ω	199800	cm ⁶
-modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,x}$	804,3	cm ³
-Peso per unità di lunghezza	g_t	0,49	kN/m

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti (par.4.2.3.1)

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w \cdot \epsilon} = 39,1 < 72 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f \cdot \epsilon} = 5,48 < 9 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c=(b-2 \cdot r-t_w)/2$.

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 = taglio dovuto al carico concentrato + taglio dovuto al peso proprio della trave.

$$V_{sd} = \frac{F_{sd}}{2} + \frac{1,3 \cdot 0,49 \cdot 4,8}{2} = 64,5kN$$

Massimo momento sollecitante = momento dovuto al carico concentrato + momento dovuto al peso proprio della trave.

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot 4,8}{4} + \frac{1,3 \cdot 0,49 \cdot 4,8^2}{8} = 153,0kNm$$

-Calcolo della resistenza a taglio

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 3081,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 3081,2 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 465918 N \approx 466 kN$$

Poiché si ha $V_{sd} = 65,0 \text{ kN} < V_{Pl,Rd} = 466 \text{ kN}$ 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 I):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1019000 \cdot \frac{275}{1,05} = 210650000 N \approx 210,7 kNm$$

Poiché si ha $M_{sd} = 153,0 kNm < M_{c,Rd} = 210,7 kNm$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica alla stabilità delle aste inflesse (svergolamento)

Approccio Norme tecniche 2008 par 4.2.4.1.3.2

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{array} \right\}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^2 - \lambda_{LT,0}^2) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente α_{LT} è un fattore di imperfezione funzione del tipo di sezione.

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \left[1 - 2 \cdot (\lambda_{LT}^2 - 0,8^2) \right]$$

Il coefficiente k_c è tabellato in funzione del diagramma del momento flettente.

Il coefficiente di snellezza adimensionale λ_{LT} è dato dalla formula:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EI_y \cdot GI_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{EI_\omega}{GI_T}}$$

$$\psi = 1,75 - 1,05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0,3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A} \right)^2 \text{ con } |M_B| < |M_A|$$

Approccio EC3

Il momento resistente di progetto (EC3) per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^2 - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente α_{LT} è un fattore di im perfezione funzione del tipo di sezione.

Buckling curve	a	b	c	d
Imperfection factor α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Other cross-sections	-	d

Il coefficiente di snellezza adimensionale λ_{LT} è dato dalla formula:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_Y}{(k \cdot L_{cr})^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_\omega}{I_Y} + \frac{(k \cdot L_{cr})^2 \cdot GI_T}{\pi^2 \cdot L_{cr} \cdot EI_Y} + (C_2 \cdot z_g)^2 - (C_2 \cdot z_g)}$$

Con:

z_g distanza tra punto di applicazione del carico e centro di taglio

k coefficiente di lunghezza efficace nei confronti della rotazione di un estremo nel piano

k_w coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento di un estremo

L_{cr} distanza tra due ritegni torsionali

I valori di C_1 e C_2 sono tabellati in funzione della condizione di carico e di vincolo.

Procedimento

1) Determinazione dei coefficienti:

$k=1$

$k_w=1$

$z_g=0$ mm

$C_1=1,879$

$L_{cr}=2400$ mm

$\alpha_{LT}=0,34$

2) Calcolo del momento critico:

$$M_{cr} = 1,879 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7781000}{(2400)^2} \cdot \sqrt{\frac{I_{\omega}}{I_Y} + \frac{2400^2 \cdot 80769 \cdot 281500}{\pi^2 \cdot 2400 \cdot 210000 \cdot 7781000}} = 972,1 \text{ kNm}$$

3) Calcolo di λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804000 \cdot 275}{972100000}} = 0,477$$

4) Calcolo del fattore di riduzione χ_{LT} :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,477 - 0,2) + 0,477^2 \right] = 0,660$$

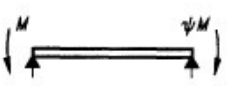







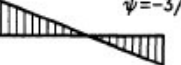

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,618 + \sqrt{0,618^2 - 0,477^2}} = 0,894$$

5) Calcolo del momento resistente di progetto:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 0,894 \cdot 804300 \frac{275}{1,05} = 188321100 \text{ N} \cong 188 \text{ kNm}$$

Poiché si ha $M_{sd} = 153,0 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = 188,0 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

Prospetto F 1.1 - Valori dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente k momento all'estremità

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

-Verifica agli stati limite di esercizio (deformazione)

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

δ_1 Spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 Spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

δ_c monta iniziale della trave

δ_{max} spostamento finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Abbassamento totale:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,49 \cdot 4800^4}{210000 \cdot (11770 \cdot 10^4)} + \frac{1}{48} \cdot \frac{[(0,31 + 4,56 + 8,45 + 4,8) \cdot 4800] \cdot 4800^3}{210000 \cdot (11770 \cdot 10^4)} = 8,3mm \leq 19,2mm (= \frac{L}{250})$$

Abbassamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{(4,8 \cdot 4800) \cdot 4800^3}{210000 \cdot (11770 \cdot 10^4)} = 2,15mm \leq 16mm (= \frac{L}{300})$$

2.4. Trave N° 4

Poiché devo verificare la trave n°4 devo valutare il carico concentrato trasferito su di essa dalla trave su di essa vincolata.

Il carico sulla trave n°4 sarà pari alla metà del carico della trave che definita come n°1.

Avremo una $F_{sd}=63,0kN$

-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
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	I_y	603,8	cm ⁴
-momento d'inerzia torsionale	I_T	20,12	cm ⁴
-costante d'ingobbamento= $\frac{I_y \cdot (h - t_f)^2}{4}$	I_ω	126336,8	cm ⁶
-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

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti (par.4.2.3.1)

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w} = 35,01 < 72 \cdot \varepsilon = 66,528 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f} = 5,28 < 9 \cdot \varepsilon = 8,316 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c=(b-2 \cdot r-t_w)/2$.

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 = taglio dovuto al carico concentrato + taglio dovuto al peso proprio della trave+ taglio dovuto al peso della tamponatura.

$$V_{sd} = \frac{F_{sd}}{2} + \frac{1,3 \cdot 0,42 \cdot 4,8}{2} + \frac{1,5 \cdot 8,00 \cdot 4,8}{2} = 61,6kN$$

Massimo momento sollecitante = momento dovuto al carico concentrato + momento dovuto al peso proprio della trave + momento dovuto al peso della tamponatura.

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot 4,8}{4} + \frac{1,3 \cdot 0,42 \cdot 4,8^2}{8} + \frac{1,5 \cdot 8,00 \cdot 4,8^2}{8} = 112,0kNm$$

-Calcolo della resistenza a taglio

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

$$V_{Pl,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 2568 \cdot \frac{275}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 388309 N \approx 388 kN$$

Poiché si ha $V_{sd} = 62,0 \text{ kN} < V_{Pl,Rd} = 388 \text{ kN}$ 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 classe I):

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

Poiché si ha $M_{sd} = 112,0 kNm < M_{c,Rd} = 164,5 kNm$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica alla stabilità delle aste inflesse (svergolamento)

Approccio EC3

Il momento resistente di progetto (EC3) per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^2 - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente α_{LT} è un fattore di imfezione funzione del tipo di sezione.

Buckling curve	a	b	c	d
Imperfection factor α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Other cross-sections	-	d

Il coefficiente di snellezza adimensionale λ_{LT} è dato dalla formula:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_Y}{(k \cdot L_{cr})^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_\omega}{I_Y} + \frac{(k \cdot L_{cr})^2 \cdot GI_T}{\pi^2 \cdot L_{cr} \cdot EI_Y} + (C_2 \cdot z_g)^2} - (C_2 \cdot z_g)$$

Con:

- z_g distanza tra punto di applicazione del carico e centro di taglio
 k coefficiente di lunghezza efficace nei confronti della rotazione di un estremo nel piano
 k_w coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento di un estremo
 L_{cr} distanza tra due ritegni torsionali

I valori di C_1 e C_2 sono tabellati in funzione della condizione di carico e di vincolo.

Procedimento

1) Determinazione dei coefficienti:

$$k=1$$

$$k_w=1$$

$$z_g=0 \text{ mm}$$

$$C_1=1,879$$

$$L_{cr}=2400 \text{ mm}$$

$$\alpha_{LT}=0,21$$

2) Calcolo del momento critico:

$$M_{cr} = 1,879 \cdot \frac{\pi^2 210000 \cdot 6038000}{(2400)^2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega}{I_Y} + \frac{2400^2 \cdot 80769 \cdot 201200}{\pi^2 \cdot 2400 \cdot 210000 \cdot 6038000}} = 687,1 \text{ kNm}$$

3) Calcolo di λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628400 \cdot 275}{687100000}} = 0,501$$

4) Calcolo del fattore di riduzione χ_{LT} :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^2 - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,501^2 - 0,2) + 0,501^2 \right] = 0,657$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,657 + \sqrt{0,657^2 - 0,501^2}} = 0,924$$

5) Calcolo del momento resistente di progetto:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 0,924 \cdot 628400 \frac{275}{1,05} = 152072800 \text{ N} \cong 152 \text{ kNm}$$

Poiché si ha $M_{sd}=112,7 \text{ kNm} < M_{b,Rd}=152,0 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

-Verifica agli stati limite di esercizio (deformazione)

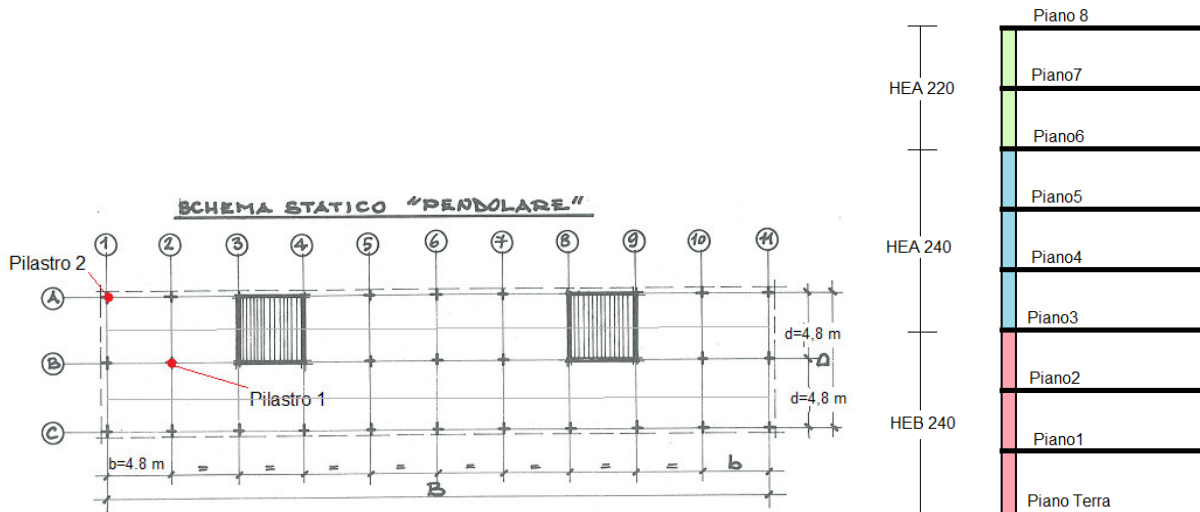
Abbassamento totale:

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,42 + 8) \cdot 4800^4}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} + \frac{1}{48} \cdot \frac{[(0,31 + 4,56 + 8,45 + 4,8) \cdot 2400] \cdot 4800^3}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 9,0 \text{ mm} \leq 19,2 \text{ mm} (= \frac{L}{250})$$

Abbassamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{(4,8 \cdot 2400) \cdot 4800^3}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 1,51 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} (= \frac{L}{300})$$

3. Verifica dei pilastri



3.1. Pilastrata N° 1

-Carichi sul pilastro (poiché l'area d'influenza di un pilastro è pari a 2,4 m x 2,4 m, ogni pilastro porta i carichi di 23,1 m² di solaio):

Dati del pilastro HEA 220:

-altezza	h	210	mm
-larghezza	b	220	mm
-spessore delle ali	t _f	11	mm
-spessore dell'anima	t _w	7	mm
-raggio di raccordo	r	18	mm
-area	A	6434	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I _{y-y}	5410	cm ⁴
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	I _{z-z}	1955	cm ⁴
-Peso per unità di lunghezza	g _t	0,505	kN/m

Dati del pilastro HEA 240:

-altezza	h	230	mm
-larghezza	b	240	mm
-spessore delle ali	t _f	12	mm
-spessore dell'anima	t _w	7,5	mm
-raggio di raccordo	r	21	mm
-area	A	7684	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I _{y-y}	7763	cm ⁴
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	I _{z-z}	2769	cm ⁴
-Peso per unità di lunghezza	g _t	0,603	kN/m

Dati del pilastro HEB240:

-altezza	h	240	mm
-larghezza	b	240	mm
-spessore delle ali	t _f	17	mm
-spessore dell'anima	t _w	10	mm
-raggio di raccordo	r	21	mm
-area	A	10600	mm ²

-momento d'inerzia rispetto all'asse forte
 -momento d'inerzia rispetto all'asse debole
 -Peso per unità di lunghezza

I_{y-y} 11260 cm⁴
 I_{z-z} 3923 cm⁴
 g_t 0,832 kN/m

-Carichi sul pilastro

Peso proprio della trave n°3 IPE 240 0,31 kN/m · 4,8m = 1,5 kN
 Peso proprio della trave n°3 IPE 330 0,49 kN/m · 4,9m = 2,35 kN
 Peso travi sul pilastro: 2,35+1,5+ 0,375+0,375+0,375+0,375=5,35 kN

Peso proprio del solaio: 1,9 kN/m² · 23,1m² = 43,8 kN/m
 Carichi permanenti portati: 3,52 kN/m² · 23,1m² = 81,1 kN/m
 Carichi variabili: 2,00 kN/m² · 23,1m² = 46,1 kN/m

Carico dovuto ai permanenti strutturali e portati:

$$N_{Ed} = 1,3 \cdot (5,55 + 43,8) + 1,5 \cdot 81,1 = 185,6 \text{ kN}$$

Peso Proprio + Carico Permanente					
Piano	Profilo scelto	Quota (m)	Carico Solaio (kN)	P. Pilastro (kN) x 1.3	Np (kN)
Piano 8°		26.4	186.0		0
Piano 7°	HEA 220	23.1	186.0	2.1	188
Piano 6°	HEA 220	19.8	186.0	2.1	376
Piano 5°	HEA 240	16.5	186.0	2.6	565
Piano 4°	HEA 240	13.2	186.0	2.6	753
Piano 3°	HEA 240	9.9	186.0	2.6	942
Piano 2°	HEB 240	6.6	186.0	3.6	1132
Piano 1°	HEB 240	3.3	186.0	3.6	1321
Piano Terra	HEB 240	0	0.0	3.6	1511
Peso totale			1488	23	

Amplificazione Carico variabile piano 8°						Amplificazione Carico variabile piano 7°					
Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)	Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)
Piano 8°	46.1	1.50	69	0	0	Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0
Piano 7°	46.1	1.05	48	69	257	Piano 7°	46.1	1.50	69	48	237
Piano 6°	46.1	1.05	48	118	494	Piano 6°	46.1	1.05	48	118	494
Piano 5°	46.1	1.05	48	166	731	Piano 5°	46.1	1.05	48	166	731
Piano 4°	46.1	1.05	48	214	968	Piano 4°	46.1	1.05	48	214	968
Piano 3°	46.1	1.05	48	263	1205	Piano 3°	46.1	1.05	48	263	1205
Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443	Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443
Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681	Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681
Piano Terra	0	0.00	0	408	1919	Piano Terra	0	0.00	0	408	1919
Peso totale	368.8	8.85				Peso totale	368.8	8.85			

Amplificazione Carico variabile piano 6°						Amplificazione Carico variabile piano 5°					
Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)	Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)
Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0	Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0
Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237	Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237
Piano 6°	46.1	1.50	69	97	473	Piano 6°	46.1	1.05	48	97	473
Piano 5°	46.1	1.05	48	166	731	Piano 5°	46.1	1.50	69	145	710
Piano 4°	46.1	1.05	48	214	968	Piano 4°	46.1	1.05	48	214	968
Piano 3°	46.1	1.05	48	263	1205	Piano 3°	46.1	1.05	48	263	1205
Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443	Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443
Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681	Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681
Piano Terra	0	0.00	0	408	1919	Piano Terra	0	0.00	0	408	1919
Peso totale	368.8					Peso totale	368.8				

Amplificazione Carico variabile piano 4°						Amplificazione Carico variabile piano 3°					
Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)	Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=Np+Nv (kN)
Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0	Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0
Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237	Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237
Piano 6°	46.1	1.05	48	97	473	Piano 6°	46.1	1.05	48	97	473
Piano 5°	46.1	1.05	48	145	710	Piano 5°	46.1	1.05	48	145	710
Piano 4°	46.1	1.50	69	194	947	Piano 4°	46.1	1.05	48	194	947
Piano 3°	46.1	1.05	48	263	1205	Piano 3°	46.1	1.50	69	242	1184
Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443	Piano 2°	46.1	1.05	48	311	1443
Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681	Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681
Piano Terra	0	0.00	0	408	1919	Piano Terra	0	0.00	0	408	1919
Peso totale	368.8					Peso totale	368.8				

Amplificazione Carico variabile piano 2°						Amplificazione Carico variabile piano 1°					
Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=NP+Nv (kN)	Piano	C.var. (kN)	Coefficiente	C.var. (kN)	Nv(kN)	Ntot=NP+Nv (kN)
Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0	Piano 8°	46.1	1.05	48	0	0
Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237	Piano 7°	46.1	1.05	48	48	237
Piano 6°	46.1	1.05	48	97	473	Piano 6°	46.1	1.05	48	97	473
Piano 5°	46.1	1.05	48	145	710	Piano 5°	46.1	1.05	48	145	710
Piano 4°	46.1	1.05	48	194	947	Piano 4°	46.1	1.05	48	194	947
Piano 3°	46.1	1.05	48	242	1184	Piano 3°	46.1	1.05	48	242	1184
Piano 2°	46.1	1.50	69	290	1422	Piano 2°	46.1	1.05	48	290	1422
Piano 1°	46.1	1.05	48	360	1681	Piano 1°	46.1	1.50	69	339	1660
Piano Terra	0	0.00	0	408	1919	Piano Terra	0	0.00	0	408	1919
Peso totale	368.8					Peso totale	368.8				

Questa procedura, valida per carichi diversi nei piani, risulta superflua nel nostro esempio avendo ipotizzato i piani caricati tutti nello stesso modo. Si perviene in questo caso agli stessi risultati dell'esempio caricando con il valore del coefficiente di amplificazione maggiore direttamente l'ultimo piano.

-Massime azioni assiali con cui verificare i pilastri

1° Tronco HEA 220 (base piano n°6)

N_{max} : 494 kN

2° Tronco HEA 240 (base piano n°3)

N_{max} : 1205 kN

3° Tronco HEB 240 (base piano Terra)

N_{max} : 1919 kN

-Classificazione del profilo per le azioni flettenti

Profilo HEA 220:

acciaio S235 $\rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$ con $f_y=275\text{N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'acciaio.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w \cdot \varepsilon} = 23,5 < 33 \cdot \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

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

dove $c=(b-2 \cdot r-t_w)/2$.

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

Profilo HEA 240:

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w \cdot \varepsilon} = 23,66 < 33 \cdot \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 8,59 < 9 \cdot \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c=(b-2 \cdot r-t_w)/2$.

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

Profilo HEB240:

$$\frac{d}{t_w \cdot \epsilon} = 17,75 < 33 \cdot \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

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

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f \cdot \epsilon} = 5,98 < 9 \cdot \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove $c = (b - 2 \cdot r - t_w) / 2$.

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

-Compressione

-1° Tronco HEA 220 (base piano n°6), $N_{\max}: 494 \text{ kN}$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{6434 \cdot 275}{1,05} \cong 1685 \text{ kN}$$

Poiché si ha $N_{Ed} = 494 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1685 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

-2° Tronco HEA 240 (base piano n°3), $N_{\max}: 1205 \text{ kN}$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{7684 \cdot 275}{1,05} \cong 2012 \text{ kN}$$

Poiché si ha $N_{Ed} = 1205 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 2012 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

-3° Tronco HEB 240 (base piano Terra), $N_{\max}: 1919 \text{ kN}$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{10600 \cdot 275}{1,05} \cong 2776 \text{ kN}$$

Poiché si ha $N_{Ed} = 1919 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 2776 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

-Instabilità

Resistenza di calcolo all'instabilità:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

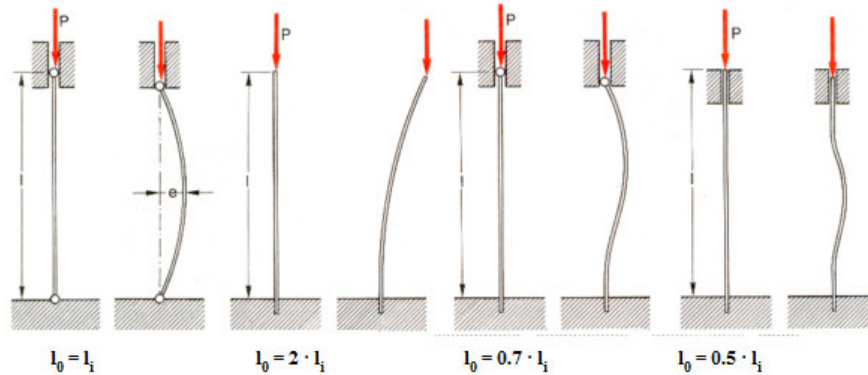
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

N_{cr} è il carico critico elastico dell'asta pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_0^2}$$

dove $L_0 = \beta \cdot L$ è la lunghezza di libera inflessione.

Per un'asta incernierata agli estremi $\beta=1,0$, per cui $L_{0,y}=L_{0,z}=1,0 \cdot 3,3=3,3\text{m}$.



-1° Tronco HEA 220 (base piano n°6), $N_{\max}:494 \text{ kN}$

Per le sezioni laminare quando si ha $h/b < 1,2$ e $t_f < 100 \text{ mm}$, si considera la curva d'instabilità b per l'asse forte y-y e la curva d'instabilità c per l'asse debole z-z.

-asse forte y-y

Dalla curva d'instabilità b ricavo il fattore di imperfezione $\alpha=0,34$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y-y}}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 54100000}{3300^2} \cong 10286 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6434 \cdot 275}{10286000}} = 0,414$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34(0,414 - 0,2) + 0,414^2] = 0,622$$

$$\chi = \frac{1}{0,622 + \sqrt{0,622^2 - 0,414^2}} = 0,920$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse forte y-y:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,730 \cdot 6434 \cdot 275}{1,05} = 1550 \text{ kN}$$

-asse debole z-z

Dalla curva d'instabilità c ricavo il fattore d' imperfezione $\alpha=0,49$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z-z}}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 19550000}{3300^2} = 3717 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6434 \cdot 275}{3717000}} = 0,689$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(0,689 - 0,2) + 0,689^2] = 0,857$$

$$\chi = \frac{1}{0,857 + \sqrt{0,857^2 - 0,689^2}} = 0,731$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse debole z-z:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,731 \cdot 6434 \cdot 275}{1,05} = 1231 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a compressione sarà la minore tra quelle calcolate rispetto ai due assi. Poiché si ha $N_{Ed}=494 \text{ kN} < N_{b,Rd}=1231 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

-2° Tronco HEA 240 (base piano n°3), N_{max} :1205 kN

Per le sezioni laminate quando si ha $h/b < 1,2$ e $t_f < 100$ mm, si considera la curva d'instabilità b per l'asse forte y-y e la curva d'instabilità c per l'asse debole z-z.

-asse forte y-y

Dalla curva d'instabilità b ricavo il fattore di imperfezione $\alpha=0,34$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y-y}}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 77630000}{3300^2} \cong 14760kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7684 \cdot 275}{14760000}} = 0,378$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34(0,378 - 0,2) + 0,378^2] = 0,601$$

$$\chi = \frac{1}{0,601 + \sqrt{0,601^2 + 0,378^2}} = 0,936$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse forte y-y:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,936 \cdot 7684 \cdot 275}{1,05} = 1833kN$$

-asse debole z-z

Dalla curva d'instabilità c ricavo il fattore di imperfezione $\alpha=0,49$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z-z}}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 27690000}{3300^2} = 5264kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7684 \cdot 275}{5264000}} = 0,633$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(0,633 - 0,2) + 0,633^2] = 0,806$$

$$\chi = \frac{1}{0,806 + \sqrt{0,806^2 - 0,633^2}} = 0,766$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse debole z-z:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,766 \cdot 7684 \cdot 275}{1,05} = 1541kN$$

La resistenza di calcolo a compressione sarà la minore tra quelle calcolate rispetto ai due assi. Poiché si ha $N_{Ed} = 1205kN < N_{b,Rd} = 1541kN$ la verifica risulta soddisfatta.

-3° Tronco HEB 240 (base piano Terra), N_{max} :1919 kN

Per le sezioni laminate quando si ha $h/b < 1,2$ e $t_f < 100$ mm, si considera la curva d'instabilità b per l'asse forte y-y e la curva d'instabilità c per l'asse debole z-z.

-asse forte y-y

Dalla curva d'instabilità b ricavo il fattore d' imperfezione $\alpha=0,34$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y-y}}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 112600000}{3300^2} \cong 21408kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{10600 \cdot 275}{21408000}} = 0,369$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34(0,369 - 0,2) + 0,778^2] = 0,597$$

$$\chi = \frac{1}{0,597 + \sqrt{0,597^2 - 0,369^2}} = 0,937$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse forte y-y:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,937 \cdot 10600 \cdot 275}{1,05} = 2601kN$$

-asse debole z-z

Dalla curva d'instabilità c ricavo il fattore d'imperfezione $\alpha=0,49$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z-z}}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 39230000}{3300^2} = 7459kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{10600 \cdot 275}{7459000}} = 0,625$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(0,625 - 0,2) + 0,625^2] = 0,799$$

$$\chi = \frac{1}{0,799 + \sqrt{0,799^2 - 0,625^2}} = 0,771$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse debole z-z:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,771 \cdot 10600 \cdot 275}{1,05} = 2140kN$$

La resistenza di calcolo a compressione sarà la minore tra quelle calcolate rispetto ai due assi. Poiché si ha $N_{Ed}=1919kN < N_{b,Rd}=2140kN$ la verifica risulta soddisfatta.

