

Corso di aggiornamento

Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi eccentrici

6 - Esempio di progetto di struttura con controventi eccentrici

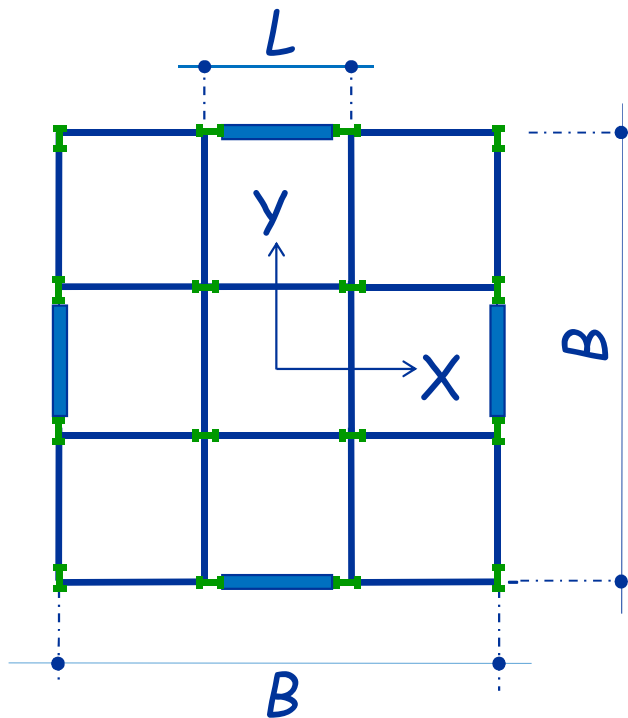
Spoletto

24-25 marzo 2017

Pier Paolo Rossi

L'edificio in esame

pianta



L'edificio è :

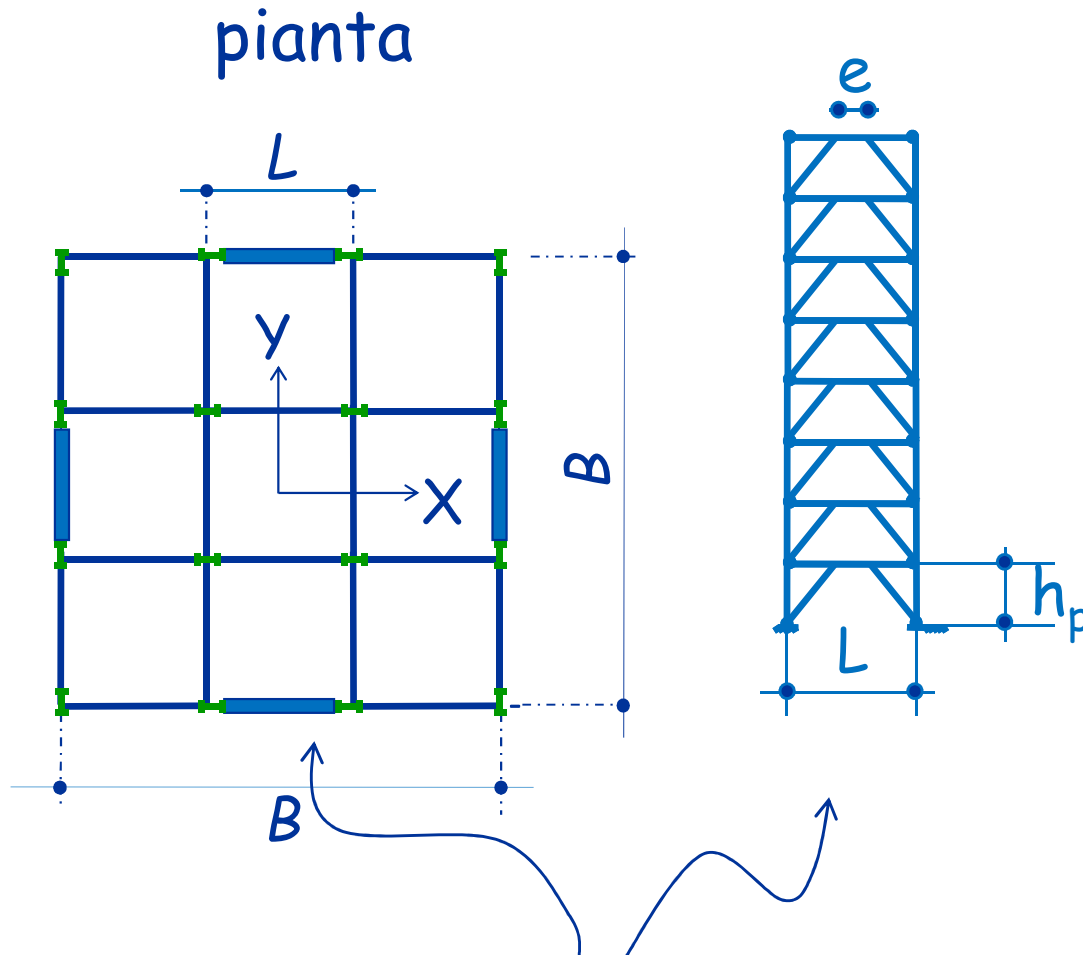
- di pianta quadrata ($24 \times 24 \text{ m}^2$)
eguale ad ogni piano.

$$B = 24 \text{ m}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

- costituito da 8 elevazioni ($h_p = 3.3 \text{ m}$)

L'edificio in esame



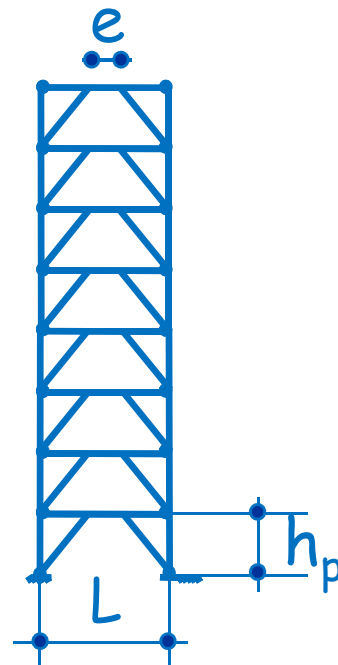
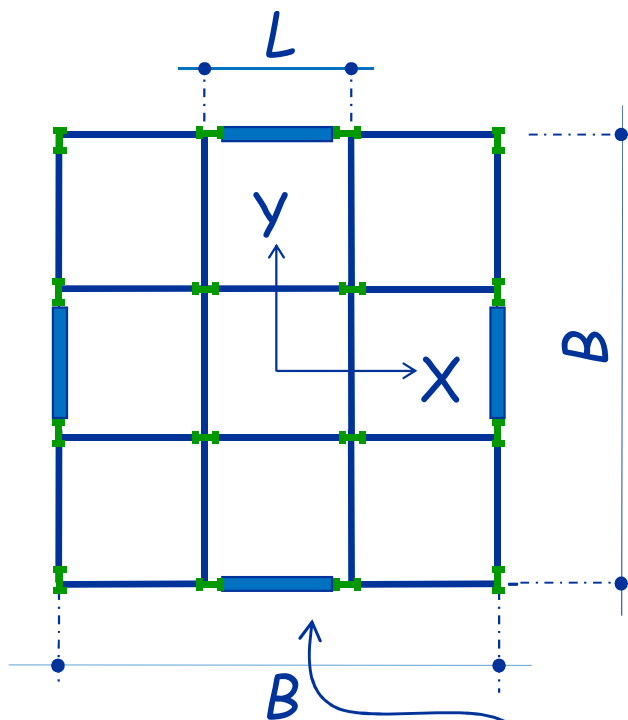
Collegamenti:

- i controventi sono incastrati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

L'edificio in esame

pianta



Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 24) / 2 = 1440 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 146.79 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

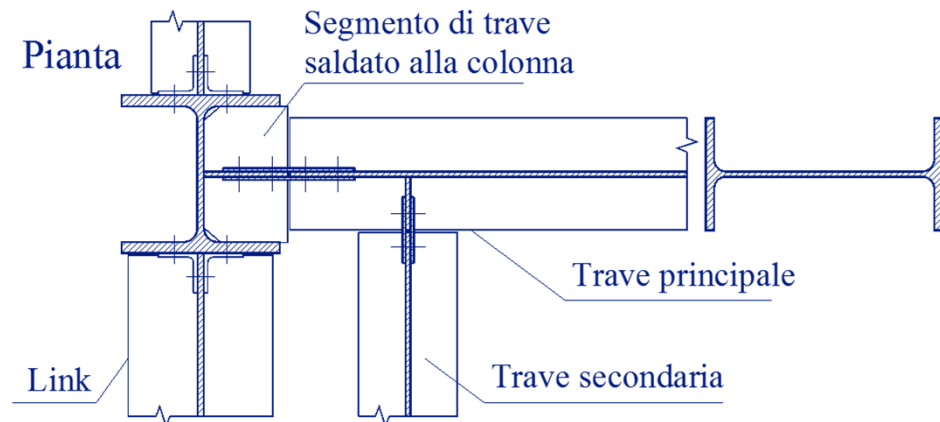
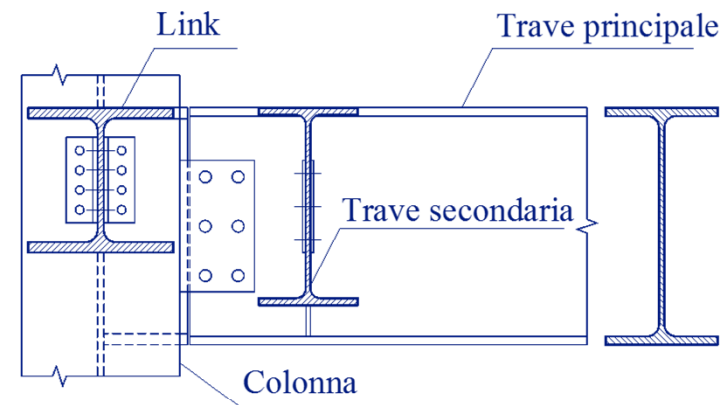
L'edificio in esame

Dettagli costruttivi

La funzione portante della trave di piano in corrispondenza del telaio controventato è suddivisa tra due profili,

- uno adibito alla resistenza ai carichi verticali
- e l'altro alla resistenza dei carichi laterali.

Sezione verticale



Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.278	g
F_0	2.463	
T_c^*	0.437	s
ξ	0.05	---

Dato	Valore	
S_s	1.29	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
C_c	1.380	---
T_B	0.201	s
T_c	0.603	s
T_D	2.712	s

Periodo di riferimento della costruzione

100 anni

Suolo

C

Categoria Topografica

$T1$

Fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

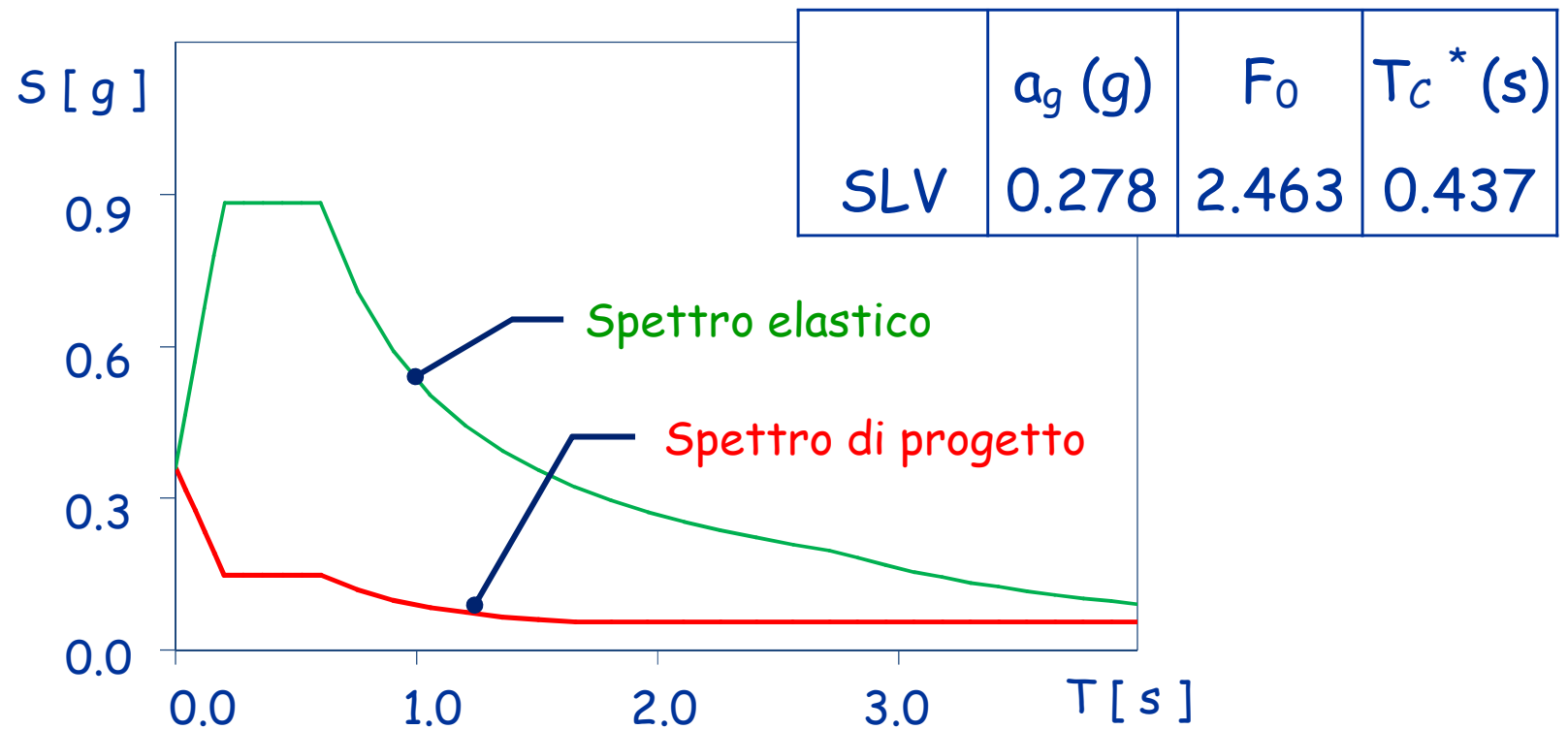
Fattore di struttura (q_0)

Fattore di sovraresistenza

In assenza di analisi più dettagliate, per le strutture regolari in pianta

Strutture in acciaio	α_u/α_1
edifici a ad un piano	1.1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
edifici con controventi eccentrici e più piani	1.2
edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	1.0

Spettro Elastico e di Progetto



$$q = 5 \cdot 1.2 = 6$$

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

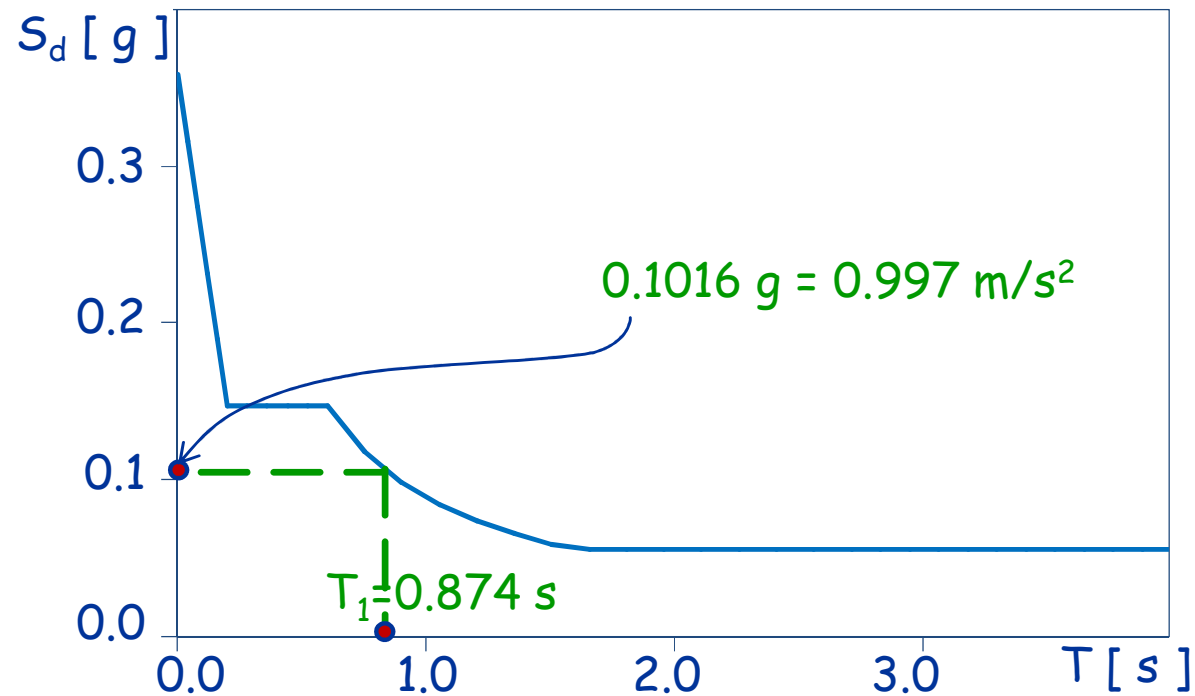
In assenza di calcoli più dettagliati

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

- Per edifici con controventi eccentrici $C_1 = 0.075$
- $H = h_p \times 8 = 3.30 \times 8 = 26.40 \text{ m}$

$$T_1 = 0.075 \times 26.80^{3/4} = 0.874 \text{ s}$$

Pseudo-Accelerazione di Progetto



Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.1016 g$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 8 = 11520 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.1016 g \cdot \frac{11520 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 994.5 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 8 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

$$F_1 = 994.5 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 118.8 \text{ kNm}} = 27.6 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
8	26.4	221.0	221.0
7	23.1	193.4	414.4
6	19.8	165.7	580.1
5	16.5	138.1	718.2
4	13.2	110.5	828.7
3	9.9	82.9	911.6
2	6.6	55.2	966.8
1	3.3	27.6	994.5

Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Equilibrio alla traslazione verticale

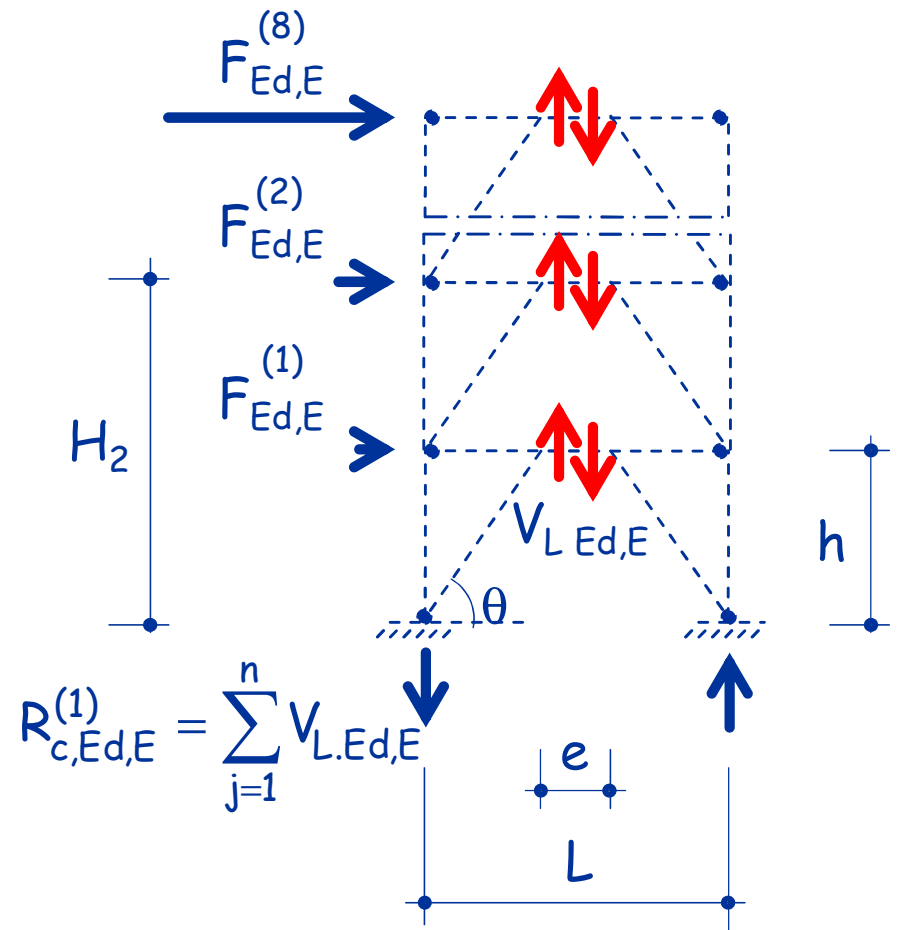
$$R_{c,Ed,E}^{(i)} = \sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}$$

Equilibrio alla rotazione

$$R_{c,Ed,E}^{(i)} L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_i$$



$$\sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E} L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_i$$



Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

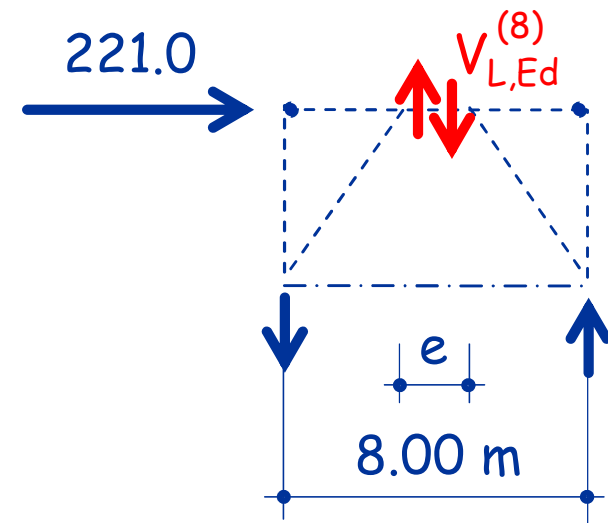
Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 8

$$R_{c,Ed,E}^{(8)} = V_{L,Ed,E}^{(8)}$$



$$V_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m}}{8.0 \text{ m}} = 91.2 \text{ kN}$$

$$M_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(8)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 91.2 \text{ kN}}{2} = 36.5 \text{ kNm}$$



Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 7

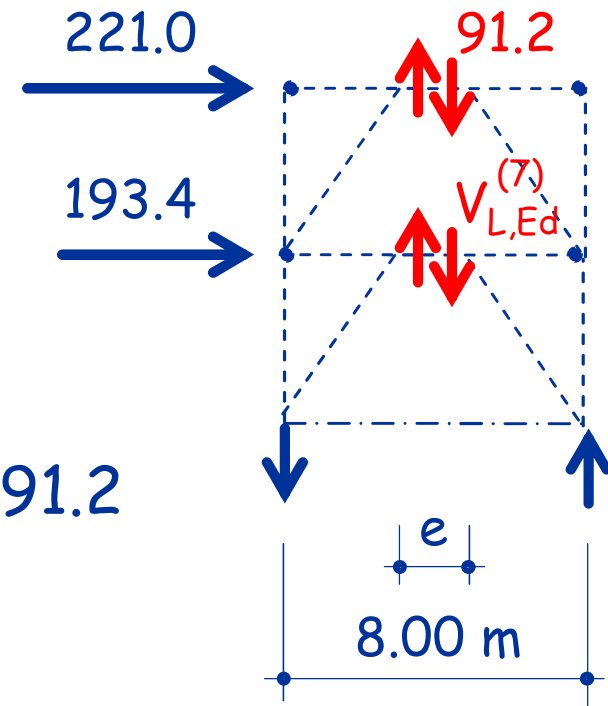
$$R_{c,Ed,E}^{(7)} = V_{L,Ed,E}^{(7)} + 91.2$$



$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 6.6 \text{ m} + 193.4 \times 3.3}{8.0 \text{ m}} - 91.2$$

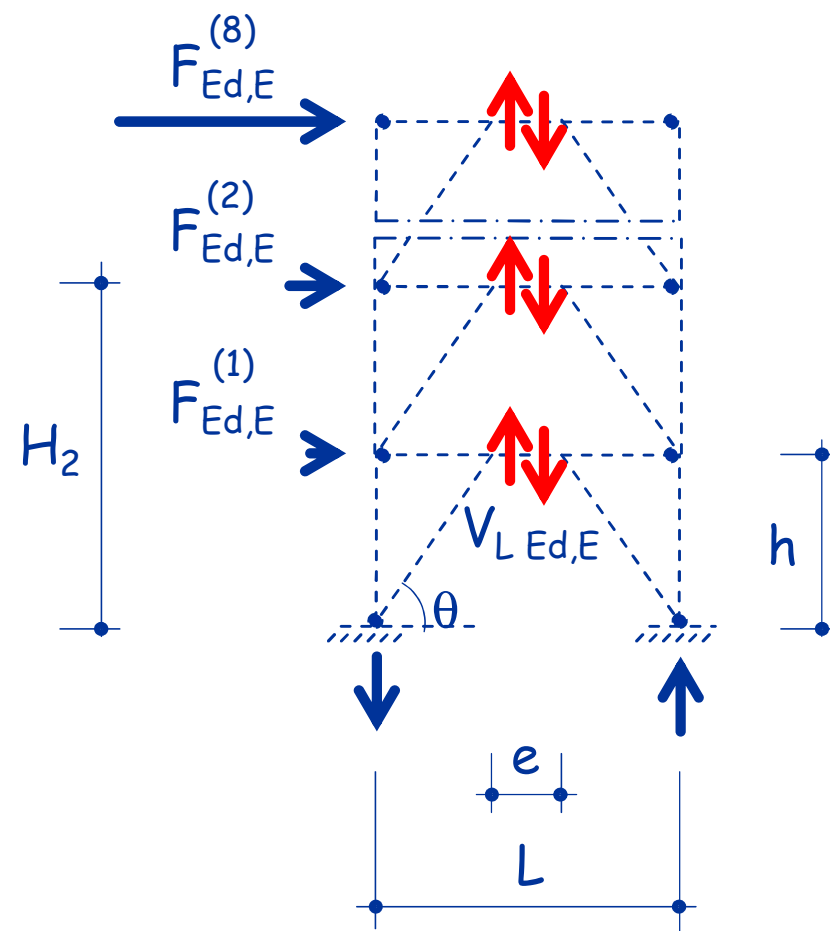
$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = 170.9 \text{ kN}$$

$$M_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(7)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 170.9 \text{ kN}}{2} = 68.4 \text{ kNm}$$

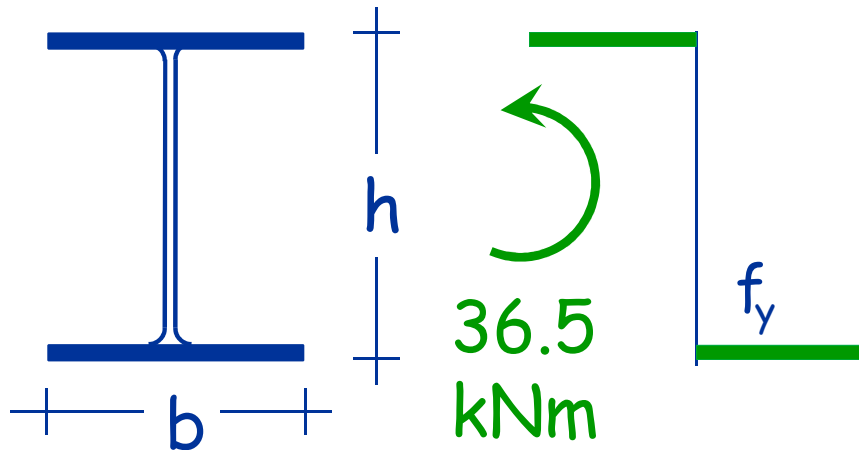


Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

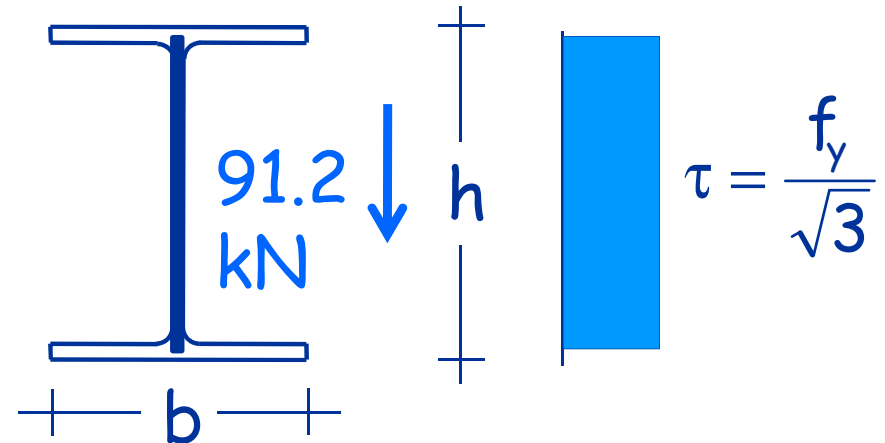
Piano	F_{Ed} (kN)	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)
8	221.0	91.2	36.5
7	193.4	170.9	68.4
6	165.7	239.3	95.7
5	138.1	296.3	118.5
4	110.5	341.8	136.7
3	82.9	376.0	150.4
2	55.2	398.8	159.5
1	27.6	410.2	164.1



Scelta della Sezione dei Link



$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} b t_f (h - t_f)$$



$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} t_w (h - t_f)$$

Sezione **HEA 160**, Acciaio S235

$$M_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05} 160 \times 9 \times (152 - 9) = 46.09 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05 \sqrt{3}} 6 (152 - 9) = 110.87 \text{ kN}$$

Classificazione del Link

$$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0.8 \frac{110.87}{46.09} = 1.92$$

Il Link è intermedio perchè

$$1.60 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3.00 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

La prima plasticizzazione del link del piano 8 avviene per taglio

Il link subirà plasticizzazioni a taglio e flessione

Progetto dei Link

Piano	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	$\frac{eV_{pl,Rd}}{M_{p,Rd}}$	Tipo
8	91.2	36.5	HEA 160	110.9	46.1	1.92	interm.
7	170.9	68.4	HEB 180	182.3	93.6	1.56	corto
6	239.3	95.7	HEB 220	250.4	160.7	1.25	corto
5	296.3	118.5	HEB 260	313.3	246.9	1.02	corto
4	341.8	136.7	HEB 280	355.5	295.5	0.96	corto
3	376.0	150.4	HEB 300	399.4	358.5	0.89	corto
2	398.8	159.5	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto
1	410.2	164.1	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto

Sovreresistenza dei Link

Al piano 8 il Link è intermedio per cui:

Link lunghi e
intermedi

$$\Omega_i = 1.5 \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 1.5 \frac{46.1}{36.5} = 1.896$$

Agli altri piani i Link sono corti per cui:

Link corti

$$\Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}}$$

Ad esempio al piano 7:

$$\Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = 1.5 \frac{182.3}{170.9} = 1.60$$

Sovaresistenza dei Link

Piano	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	$eV_{pl,Rd}$ $M_{p,Rd}$	Ω
8	91.2	36.5	110.9	46.1	1.92	1.896
7	170.9	68.4	182.3	93.6	1.56	1.600
6	239.3	95.7	250.4	160.7	1.25	1.570
5	296.3	118.5	313.3	246.9	1.02	1.586
4	341.8	136.7	355.5	295.5	0.96	1.560
3	376.0	150.4	399.4	358.5	0.89	1.593
2	398.8	159.5	445.1	412.2	0.86	1.674
1	410.2	164.1	445.1	412.2	0.86	1.627

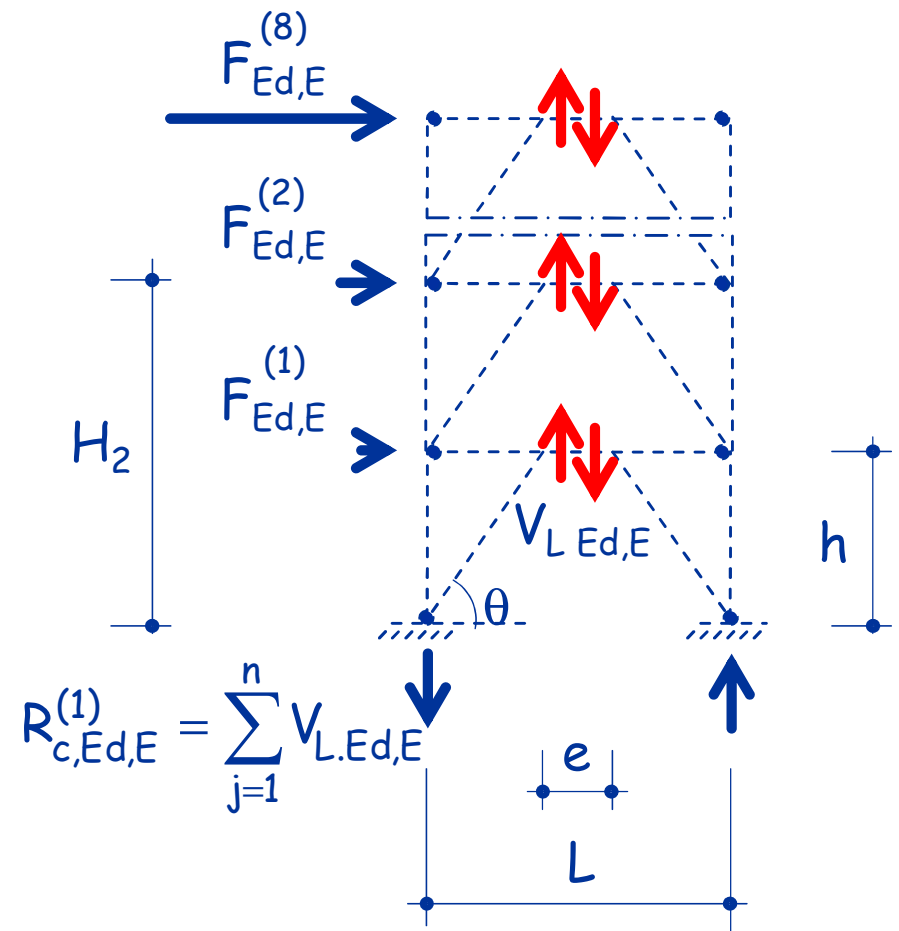
Ω_{max}

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = 1.22$$

Ω_{min}

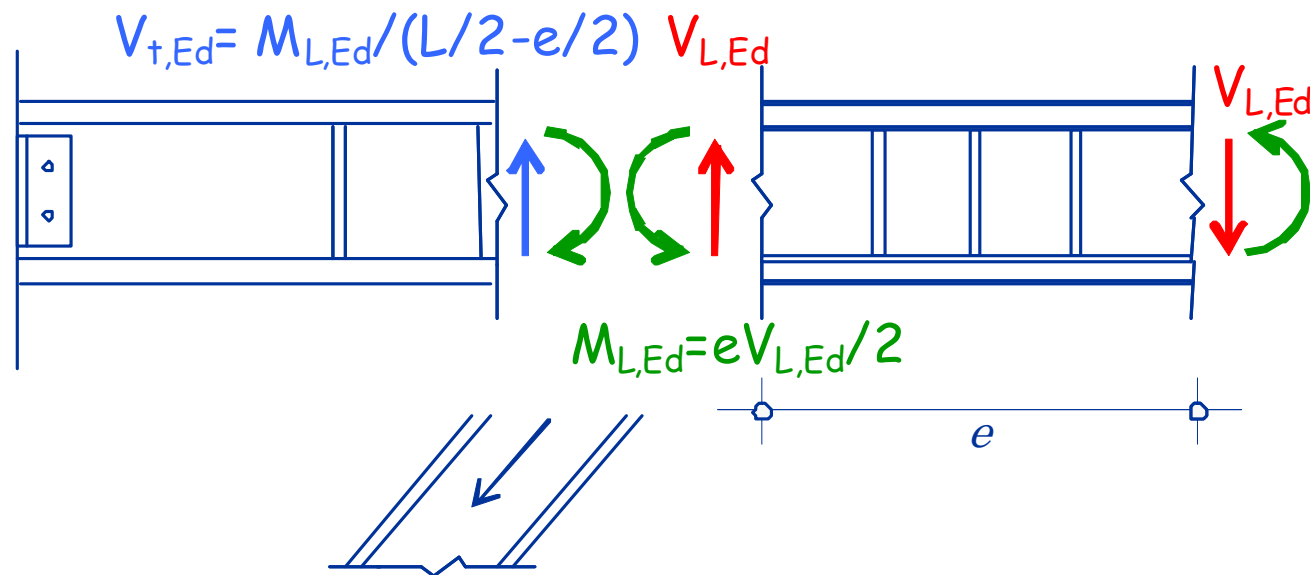
Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L-e} \right)$$



Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$

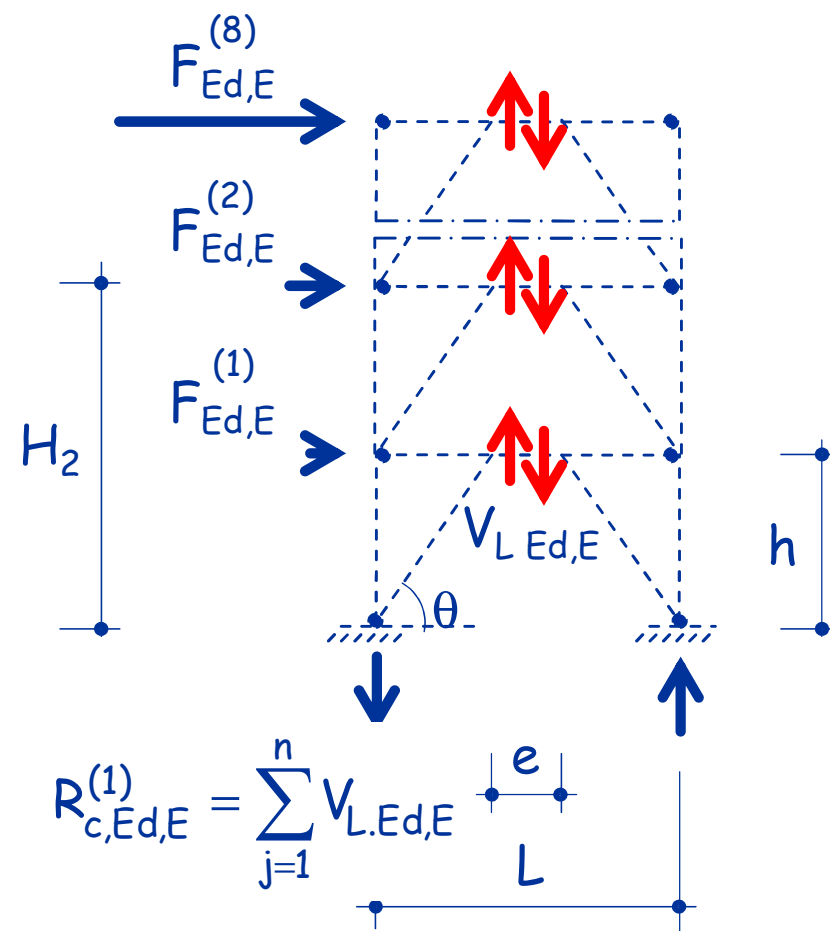


Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{L,Ed,E} \frac{\beta_d EI_d / L_d}{\beta_t EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$

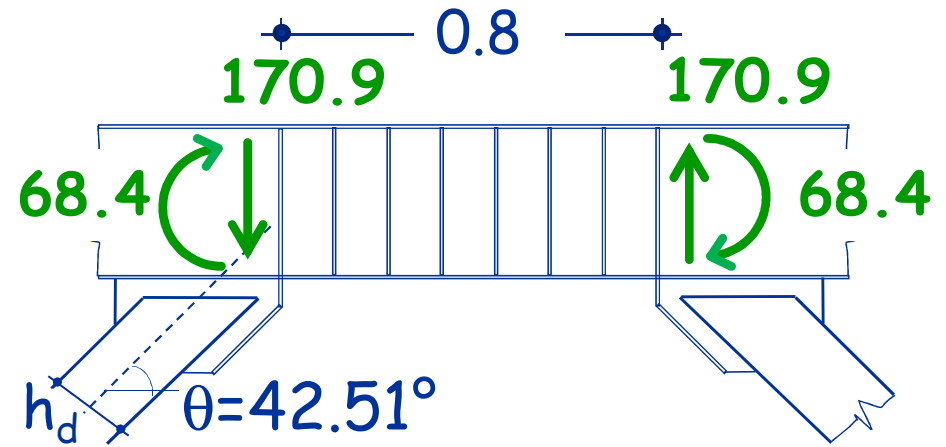


Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha



$$M_{d,Ed,E} \cong 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \cdot M_{L.Ed,E} \frac{4EI_d/L_d}{3EI_t/L_t + 4EI_d/L_d} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times M_{L.Ed,E} \frac{4 I_d \cos \theta}{3I_t + 4 I_d \cos \theta}$$

$$M_{d,Ed,E} \cong 2.06 \times M_{L.Ed,E} \frac{4 \cos \theta}{3I_t/I_d + 4 \cos \theta}$$

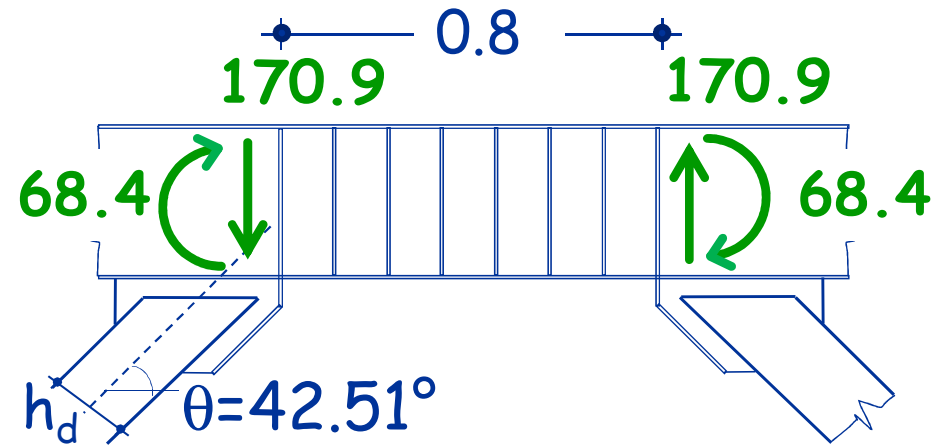
Il rapporto I_t/I_d alla prima iterazione non è noto

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha



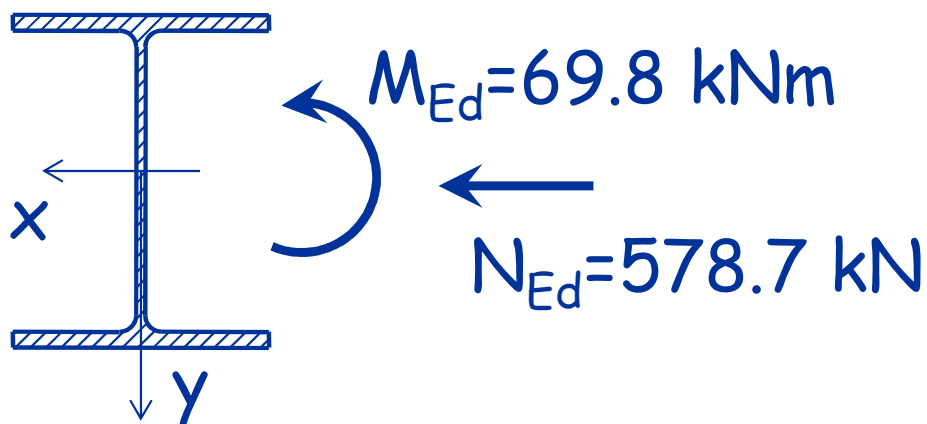
$$M_{d,Ed,E} \cong 2.06 \times 68.4 \times \frac{4 \cos 42.51^\circ}{3 \times 1.0 + 4 \cos 42.51^\circ} = 2.06 \times 68.4 \times 0.496 =$$

$$M_{d,Ed,E} = 69.8 \text{ kNm}$$

$$\text{Se } I_t/I_d \approx 1.0$$

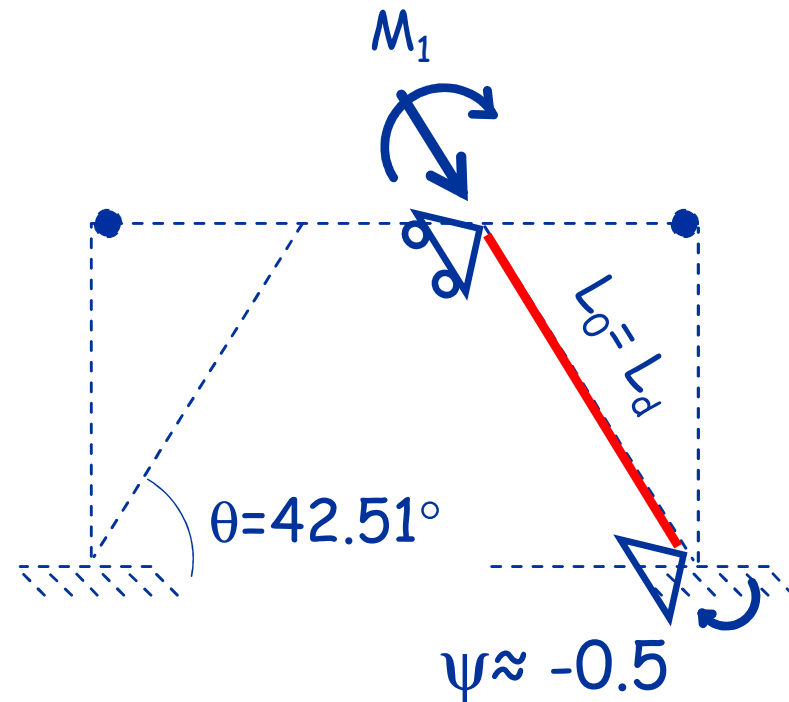
Progetto dei Controventi

Asta presso-inflessa



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + k_{xx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$



La verifica di resistenza in presenza di M ed N è generalmente meno condizionante

Progetto dei Controventi

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	I_t/I_d	$N_{b,Rd}(Y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	308.62	35.28	HEB 140	1.11	680.66	559.71	41.85
7	578.67	69.78	HEB 180	1.00	1174.28	973.92	73.47
6	810.14	80.60	HEB 200	1.42	1460.27	1248.62	87.27
5	1003.03	66.58	HEB 200	2.62	1460.27	1285.07	69.32
4	1157.34	82.24	HEB 220	2.38	1756.06	1557.65	90.12
3	1273.08	74.36	HEB 220	3.11	1756.06	1576.54	78.26
2	1350.23	86.77	HEB 240	2.74	2094.10	1901.18	114.76
1	1388.81	89.25	HEB 240	2.74	2094.10	1895.69	110.43

Progetto dei Controventi

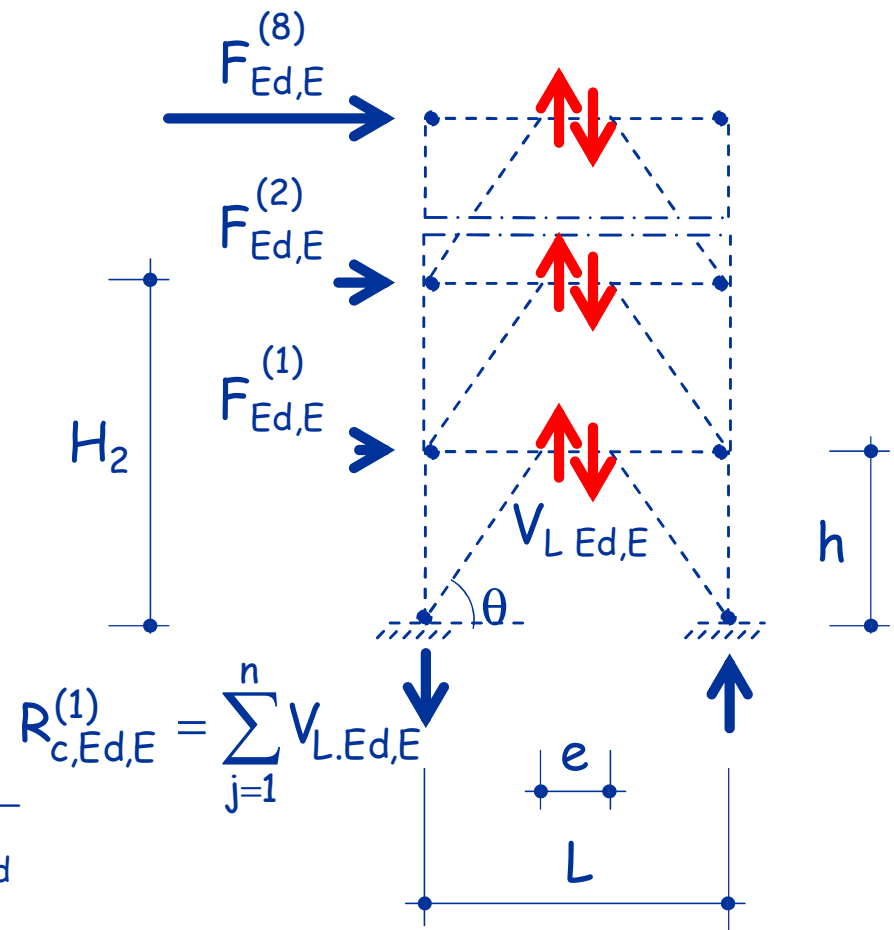
Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rid(X)}$ (kN)	Ver St.	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver Res.
8	308.62	35.28	HEB 140	559.71	0.55	41.85	0.84
7	578.67	69.78	HEB 180	973.92	0.59	73.47	0.95
6	810.14	80.60	HEB 200	1248.62	0.65	87.27	0.92
5	1003.03	66.58	HEB 200	1285.07	0.78	69.32	0.97
4	1157.34	82.24	HEB 220	1557.65	0.74	90.12	0.94
3	1273.08	74.36	HEB 220	1576.54	0.81	78.26	0.97
2	1350.23	86.77	HEB 240	1901.18	0.71	114.76	0.84
1	1388.81	89.25	HEB 240	1895.69	0.73	110.43	0.88

Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \cancel{\gamma_{Rd}} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\tan \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} = 1.1 \cancel{\gamma_{Rd}} \Omega M_{L,Ed,E} \frac{\beta_t EI_t / L_t}{\beta_t EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$



Non multiplico per γ_{Rd} perché trave esterna al link e link sono realizzati mediante un unico profilato

Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \times 1.56 \frac{170.9}{\tan 42.5} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

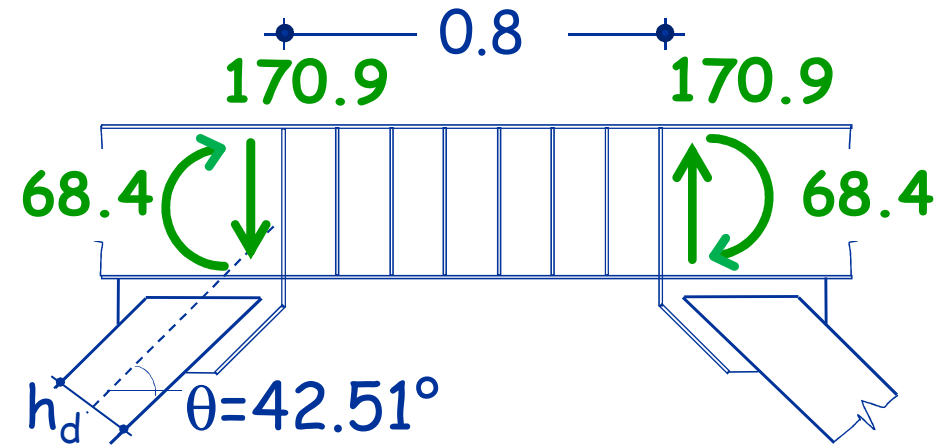
$$N_{t,Ed,E} = 355.5 \text{ kN} \quad \text{da normativa} \\ \times 1.2 = 426.6$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} \cong 1.1 \times 1.56 \times M_{L,Ed,E} \frac{3I_t/I_d}{3I_t/I_d + 4\cos\theta}$$

$$M_{t,Ed,E} \cong 1.72 \times 68.4 \frac{3 \times 1.0}{3 \times 1.0 + 4\cos 42.51^\circ}$$

$$M_{t,Ed,E} \cong 59.2 \text{ kNm} \quad \text{da normativa} \\ \times 1.2 = 71.0$$



I_t/I_d è noto:

Al piano 7:

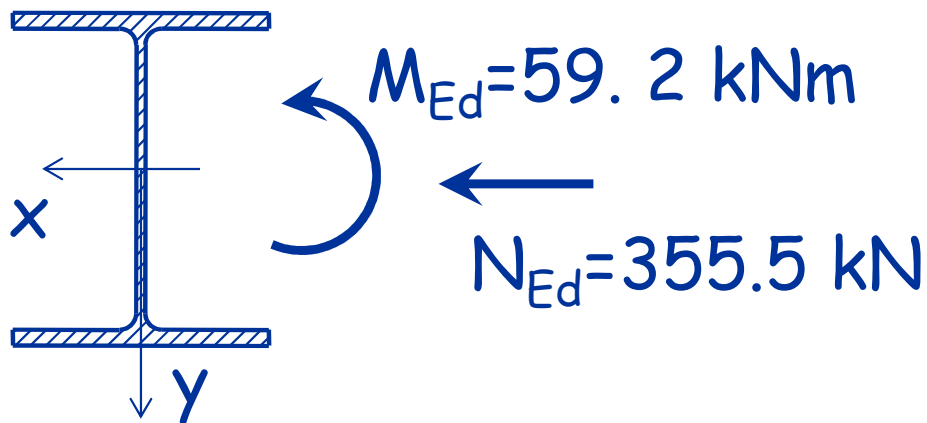
Profilo Link HEB 180

Profilo Diagonale HEB 180

$I_t/I_d = 1.00$

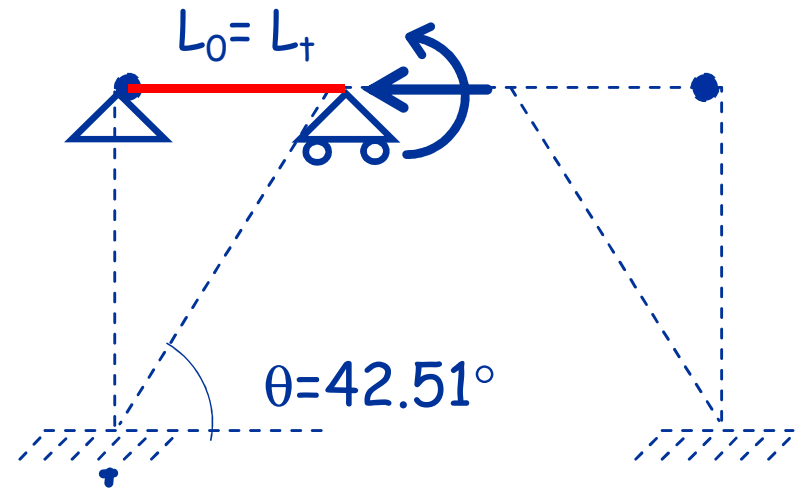
Verifica delle Travi Esterne al Link

Profilo HEB 180



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + k_{xx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$



La verifica non è condizionante in presenza di link corti

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{t,Ed,E}$ (kN)	$M_{t,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}(Y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	189.6	33.2	HEA 160	488.2	361.8	49.2
7	355.5	59.2	HEB 180	931.8	716.9	92.0
6	497.7	97.1	HEB 220	1493.7	1175.3	157.7
5	616.2	147.8	HEB 260	2109.1	1664.4	249.2
4	710.9	166.1	HEB 280	2410.6	1934.4	294.7
3	782.0	196.1	HEB 300	2802.0	2256.0	362.9
2	829.4	201.4	HEB 320	3029.9	2547.6	420.4
1	853.1	207.2	HEB 320	3029.9	2534.0	416.8

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{t,Ed,E}$ (kN)	$M_{t,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rid(X)}$ (kN)	Ver. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver. Resist.
8	189.6	33.2	HEA 160	361.8	0.52	49.2	0.67
7	355.5	59.2	HEB 180	716.9	0.50	92.0	0.64
6	497.7	97.1	HEB 220	1175.3	0.42	157.7	0.62
5	616.2	147.8	HEB 260	1664.4	0.37	249.2	0.59
4	710.9	166.1	HEB 280	1934.4	0.37	294.7	0.56
3	782.0	196.1	HEB 300	2256.0	0.35	362.9	0.54
2	829.4	201.4	HEB 320	2547.6	0.33	420.4	0.48
1	853.1	207.2	HEB 320	2534.0	0.34	416.8	0.50

Considerazioni sulla verifica della Trave Esterna al Link

Le sollecitazioni flettenti sulla trave esterna al link sono notevoli nel caso di link lunghi

Se la verifica della trave esterna al link non è soddisfatta non si hanno benefici incrementando la sua sezione trasversale perché aumenterebbe anche $M_{L,Ed}$

$$M_{t,Ed,E} \cong 1.1 \Omega M_{L,Ed,E} \frac{3I_t/I_d}{3I_t/I_d + 4\cos\theta}$$

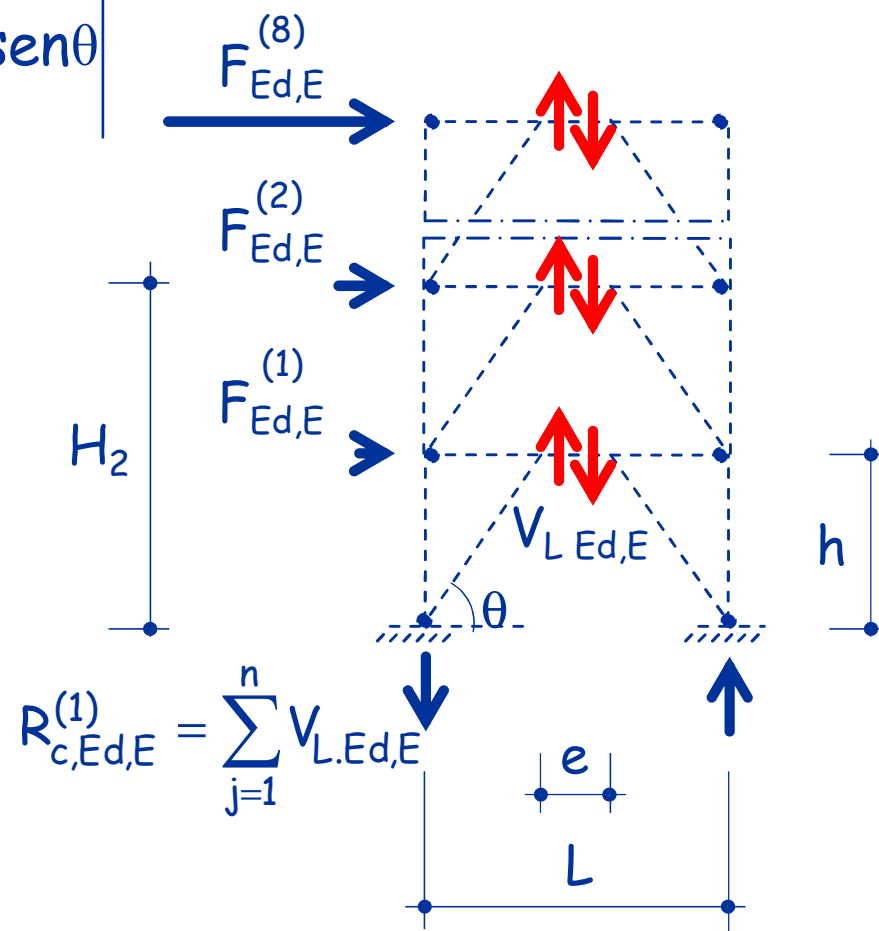
È possibile incrementare la sezione dei controventi per ridurre il rapporto I_t/I_d

Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne

$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + \left| 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}^{(j)} - N_{d,Ed}^{(i)} \sin \theta \right|$$

Una stima affidabile dei momenti nelle colonne è complessa.

In fase di progetto si può ridurre la resistenza delle colonne del 10% per tener conto dell'influenza dei momenti flettenti.

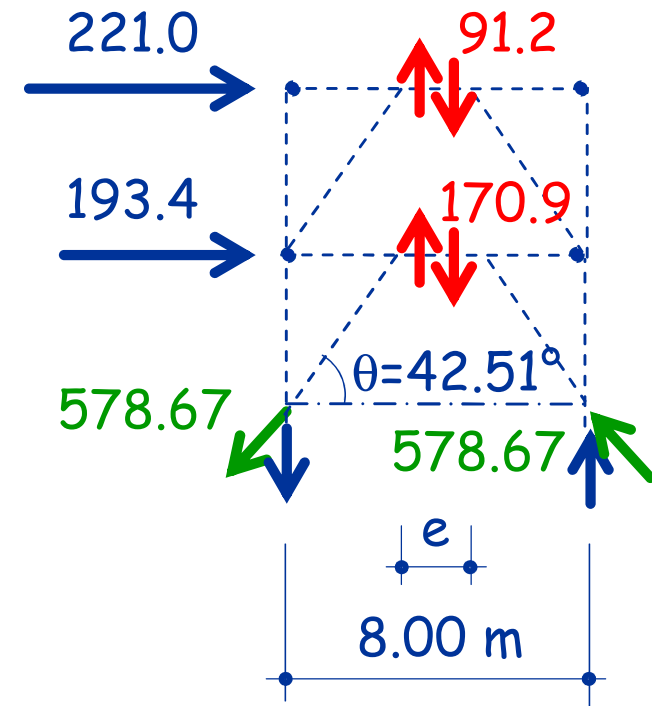


Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 7

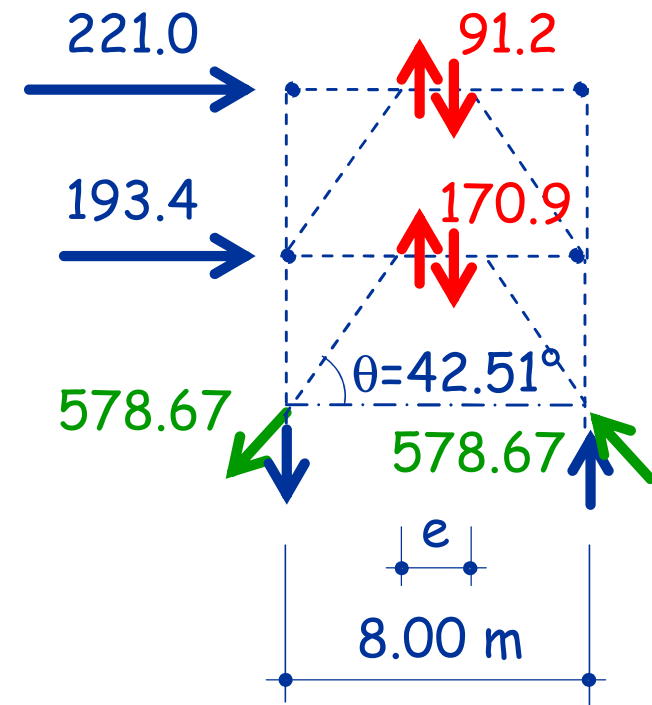
$$N_{c,Ed}^{(i)} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times (91.2 + 170.9) \\ - 578.67 \times \sin 42.51 = 148.6 \text{ kN}$$



Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne

Aliquota dovuta all'Azione Sismica

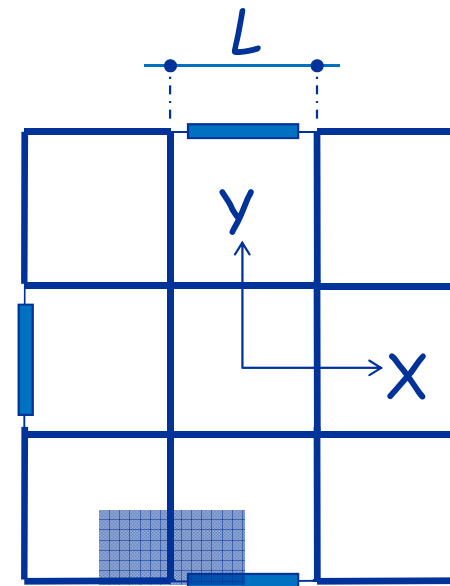
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
8	20.9
7	148.6
6	484.9
5	964.5
4	1564.1
3	2260.1
2	3029.1
1	3847.7



Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
8	20.9	160
7	148.6	320
6	484.9	480
5	964.5	640
4	1564.1	800
3	2260.1	960
2	3029.1	1120
1	3847.7	1280

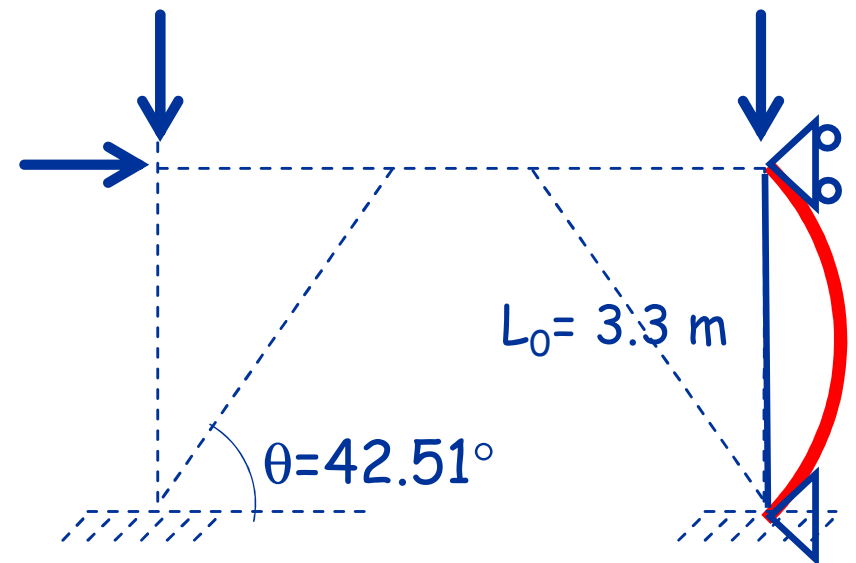


$$N_{c,Ed}^{(8)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8 \text{ m} \times 4 \text{ m}) = 160 \text{ kN}$$

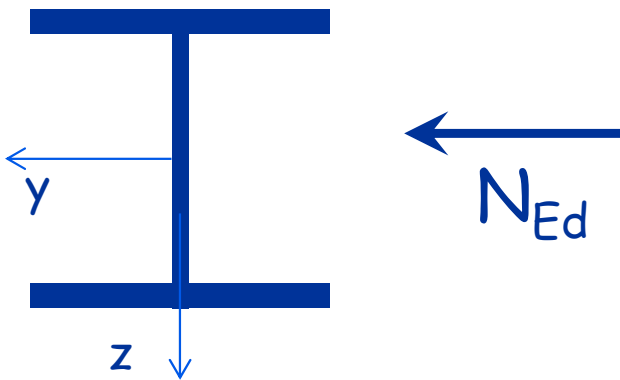
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
8	20.9	160	180.9
7	148.6	320	468.6
6	484.9	480	964.9
5	964.5	640	1604.5
4	1564.1	800	2364.1
3	2260.1	960	3220.1
2	3029.1	1120	4149.1
1	3847.7	1280	5127.7

La colonna è soggetta prevalentemente a sforzo normale



Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$$N_{Ed} = - 1604.5 \text{ kN}$$

Acciaio S235

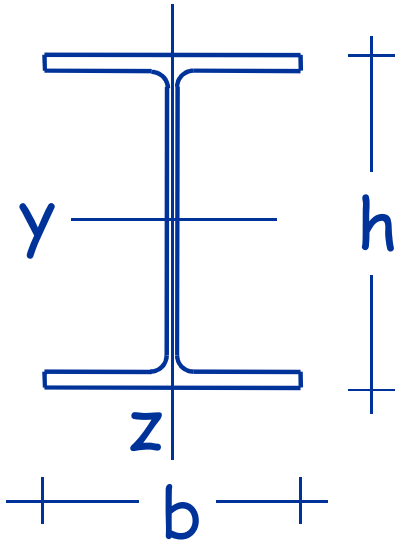
$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

(uguale nei due piani)

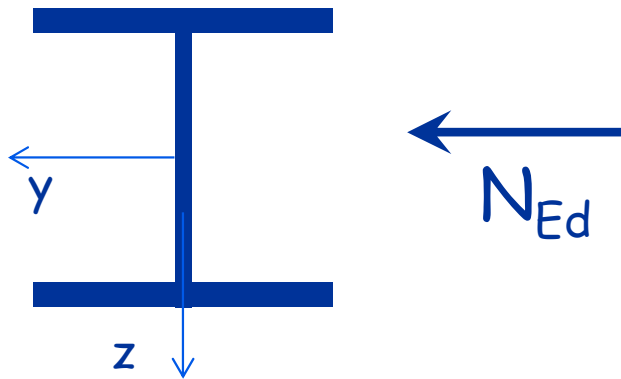
➔ Sezione **HEB 240**

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)
106	3923	6.08

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)

Sezione trasversale		Limiti		Instabilità intorno all'asse	Curva	
					S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ [mm]	y - y z - z	a b	a_0 a_0
			$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b c	a a
			$t_f < 100$ [mm]	y - y z - z	d d	c c

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$$N_{Ed} = - 1604.5 \text{ kN}$$

Acciaio S235

$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

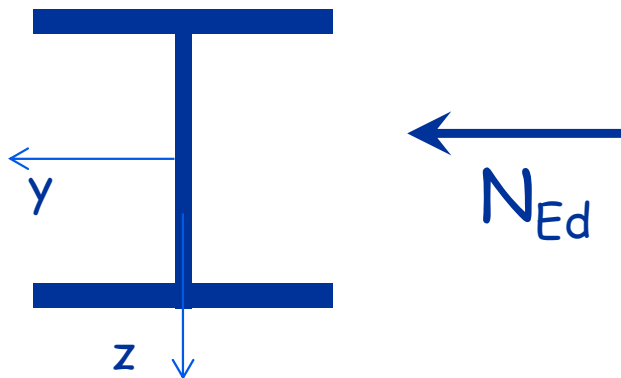
(uguale nei due piani)

➔ Sezione **HEB 240**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
106	3923	6.08	C

Snellezza:
$$\bar{\lambda} = \frac{330}{6.08} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{54.276}{93.9} = 0.578$$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)

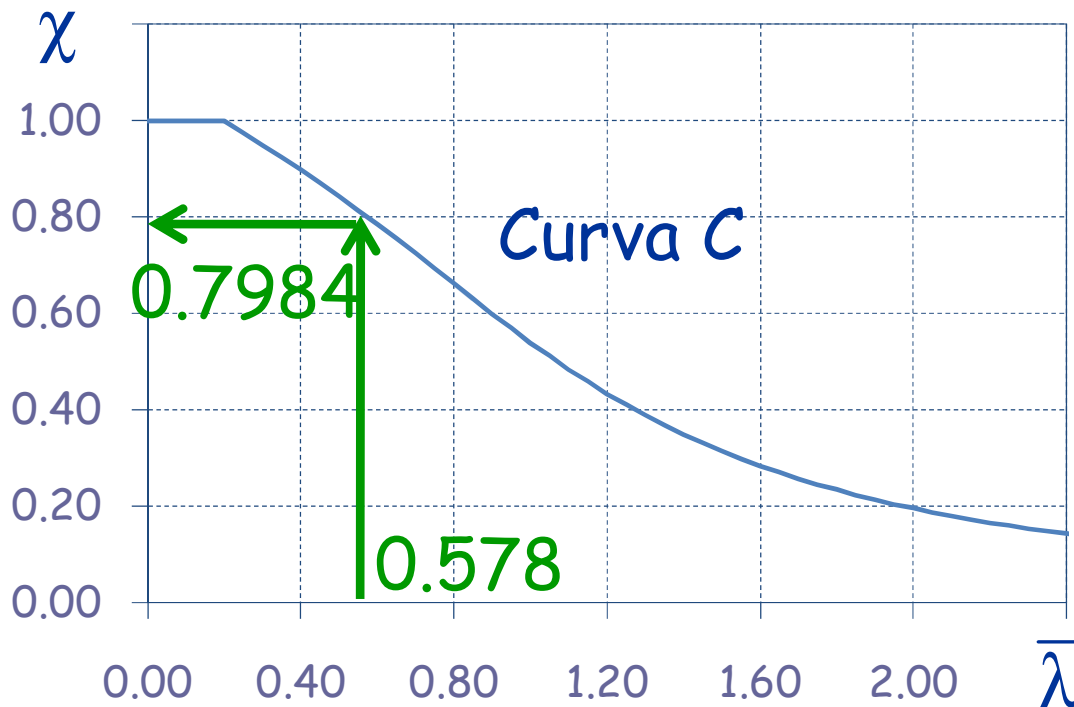


$$N_{Ed} = - 1604.5 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Sezione **HEB 240**

$$A = 106.0 \text{ cm}^2$$



$$N_{b,Rd} = 0.798 \frac{106.0 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 1894.4 \text{ kN}$$

Per tener conto del momento trascurato in fase di progetto

$$N_{b,Rd(M)} = 0.9 \times 1894.4 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd(M)} = 1705.0 \text{ kN}$$

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$0.9 N_{b,Rd}$ (kN)	Verifica
8	180.9				
7	468.6				
6	964.9				
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1				
3	3220.1				
2	4149.1				
1	5127.7				

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$0.9 N_{b,Rd}$ (kN)	Verifica
8	180.9	HEA 180	S235	617.0	0.29
7	468.6	HEA 180	S235	617.0	0.76
6	964.9	HEB 240	S235	1705.0	0.57
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1	HEB 340	S275	3384.9	0.70
3	3220.1	HEB 340	S275	3384.9	0.95
2	4149.1	HEB 450	S355	5588.7	0.74
1	5127.7	HEB 450	S355	5588.7	0.92

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare (analisi modale) il periodo fondamentale della struttura progettata



Cambiano taglio e momento flettente di progetto sui link



Le sezioni di diagonali e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design,
Le sezioni delle travi esterne al link devono essere riverificate

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s

Sezioni dei Link

Piano	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	Tipo	Ω
8	93.4	37.7	HEA 160	110.9	46.1	interm	1.836
7	146.5	69.9	HEB 180	182.3	93.6	corto	1.867
6	183.7	74.7	HEB 200	215.1	124.2	corto	1.756
5	211.4	87.0	HEB 220	250.4	160.7	corto	1.777
4	240.7	99.7	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.796
3	264.7	109.9	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.633
2	286.9	119.0	HEB 260	313.3	246.9	corto	1.638
1	306.2	128.8	HEB 280	355.5	295.5	corto	1.742

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s

Sezioni dei Controventi

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.633$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	327.69	37.26	HEB 140	553.11	0.59	40.63	0.92
7	515.40	49.18	HEB 160	768.66	0.67	51.67	0.95
6	645.70	62.36	HEB 180	994.86	0.65	67.89	0.92
5	744.89	57.74	HEB 180	1007.96	0.74	59.64	0.97
4	847.55	67.54	HEB 200	1282.57	0.66	83.79	0.81
3	932.68	74.42	HEB 200	1264.67	0.74	75.87	0.98
2	1012.30	67.17	HEB 200	1283.52	0.79	68.46	0.98
1	1081.57	57.65	HEB 200	1308.35	0.83	62.01	0.93

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s

Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.633$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità
8	171.9	5.1	HEA 180	S235	657.9	0.26
7	506.1	11.1	HEA 180	S235	625.9	0.81
6	978.8	17.9	HEB 240	S235	1817.4	0.54
5	1519.6	16.7	HEB 240	S235	1822.6	0.83
4	2086.2	24.5	HEB 280	S275	2739.3	0.76
3	2704.8	18.0	HEB 280	S275	2763.1	0.98
2	3338.8	31.5	HEB 400	S275	4465.2	0.75
1	3995.7	45.0	HEB 400	S275	4429.9	0.90

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s

Sezioni delle Travi Esterne al Link

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di

$$1.1 \Omega = 1.1 \times 1.633$$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	207.2	36.5	HEA 160	349.8	0.59	48.0	0.76
7	324.4	66.1	HEB 180	692.8	0.47	94.6	0.70
6	406.4	81.8	HEB 200	922.3	0.44	124.8	0.66
5	466.5	106.9	HEB 220	1144.1	0.41	160.9	0.66
4	530.5	121.0	HEB 240	1446.3	0.37	206.8	0.59
3	583.9	133.5	HEB 240	1386.7	0.42	200.8	0.66
2	631.7	155.4	HEB 260	1622.8	0.39	247.3	0.63
1	671.8	179.5	HEB 280	1865.7	0.36	299.9	0.60

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r = d × q (mm)	θ
8	1440	208.3	45.13	0.09
7	2880	316.5	42.04	0.12
6	4320	385.9	39.47	0.13
5	5760	442.7	36.81	0.15
4	7200	499.5	31.66	0.14
3	8640	559.4	29.32	0.14
2	10080	610.6	25.83	0.13
1	11520	643.2	21.58	0.12

si è tenuto conto degli effetti P-Δ incrementando le sollecitazioni sismiche di $1/(1-\theta)$

Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a dei valori limite.

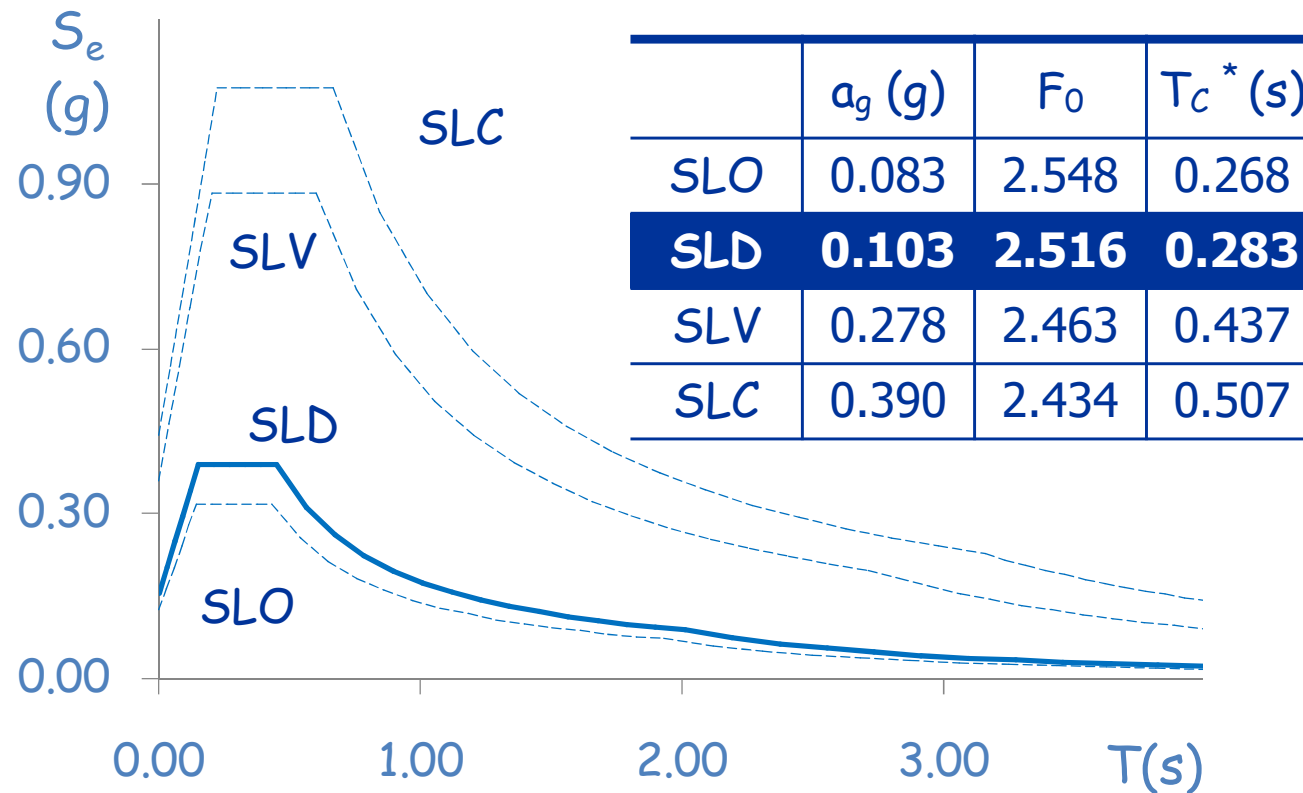
Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE		VERIFICA
1	tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2	tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

Criteri di Verifiche SLE



Sottosuolo tipo C

Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

$$d_{lim} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d _{lim} (mm)
8	16.26	16.50
7	14.62	16.50
6	13.36	16.50
5	12.24	16.50
4	10.46	16.50
3	9.79	16.50
2	8.82	16.50
1	7.58	16.50

FINE