

Corso di aggiornamento

Progetto di strutture antisismiche  
con pareti in c.a. ed in acciaio

**Problemi specifici nel progetto  
di strutture antisismiche in acciaio**

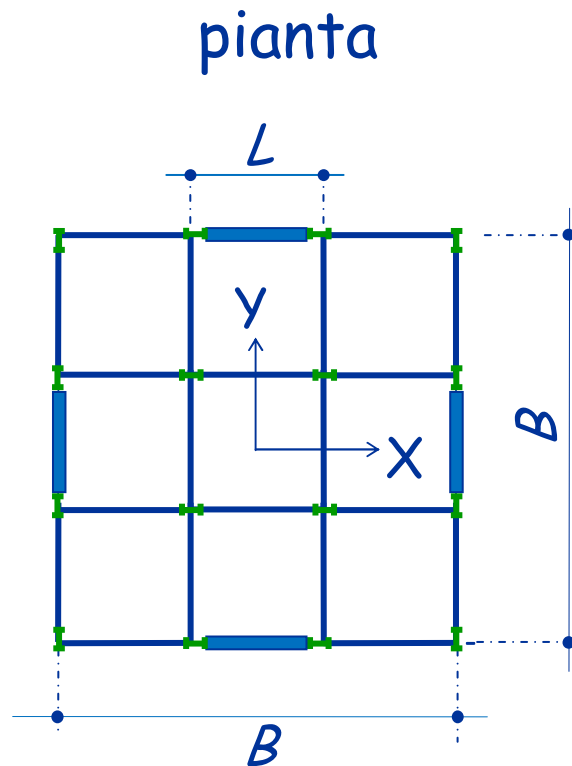
9 - Strutture con controventi eccentrici  
Esempio applicativo

Imola

23-25 giugno 2011

Melina Bosco

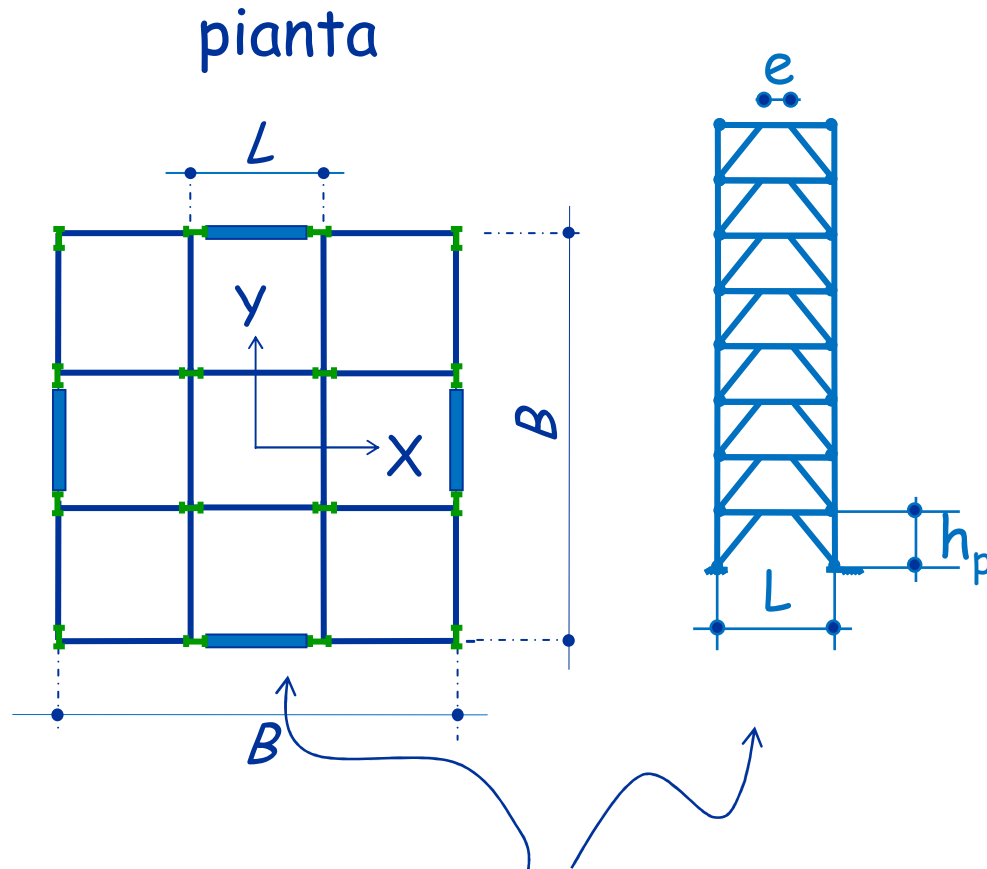
# L'edificio in esame



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

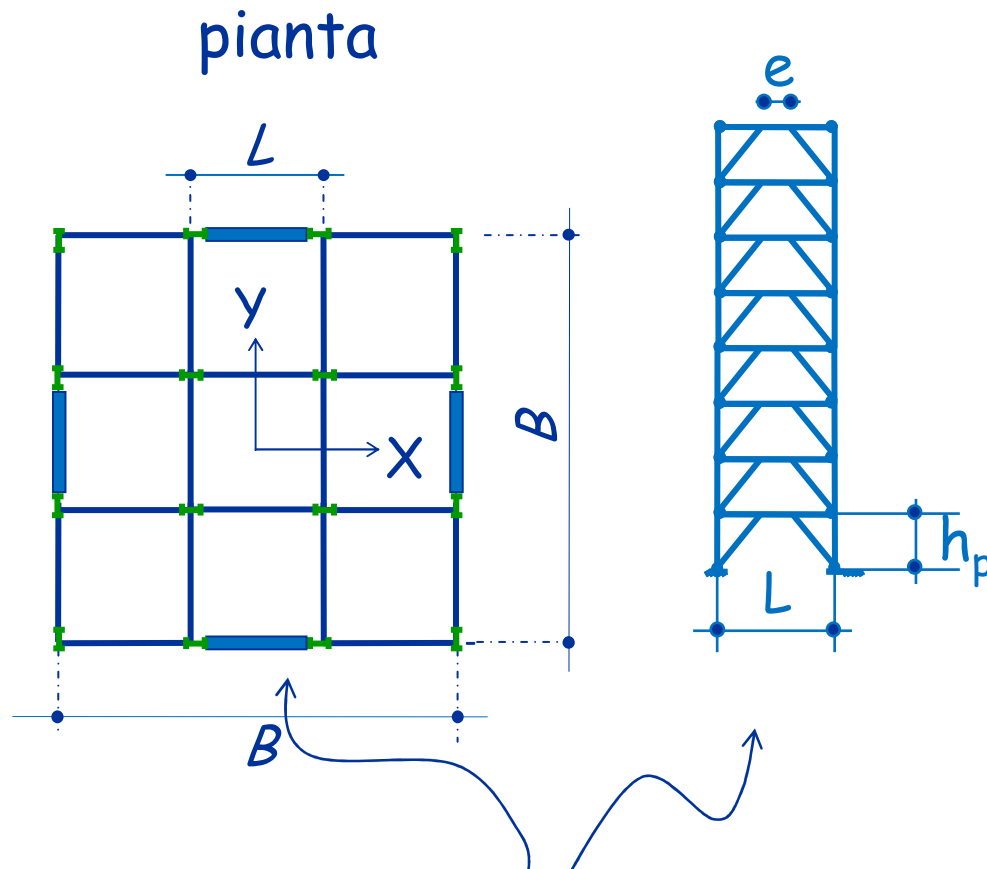


## Collegamenti:

- 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



## 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:  $e = 0.10 L$

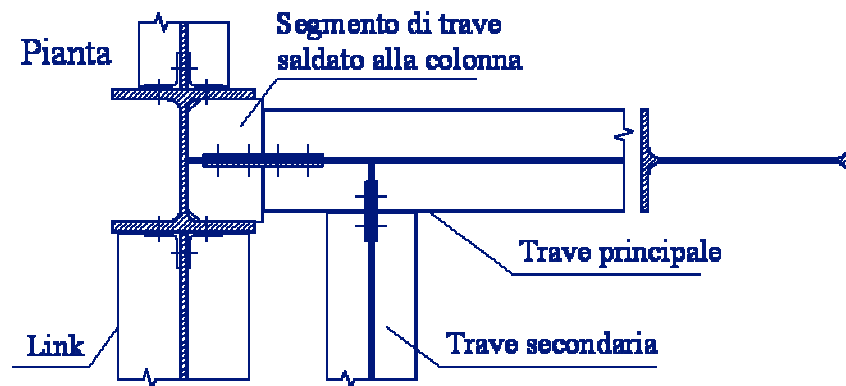
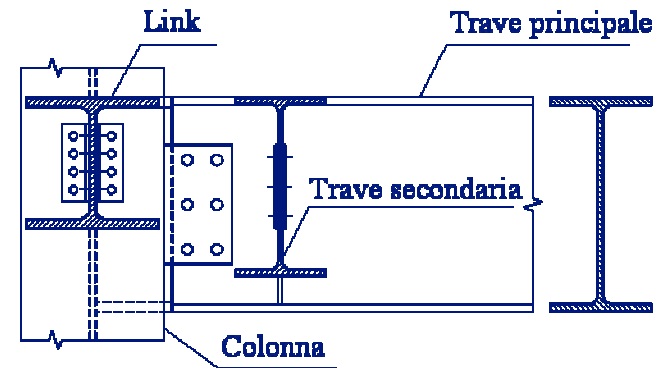
# L'edificio in esame

## 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	$s$
$\xi$	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 ( $q_0$ )

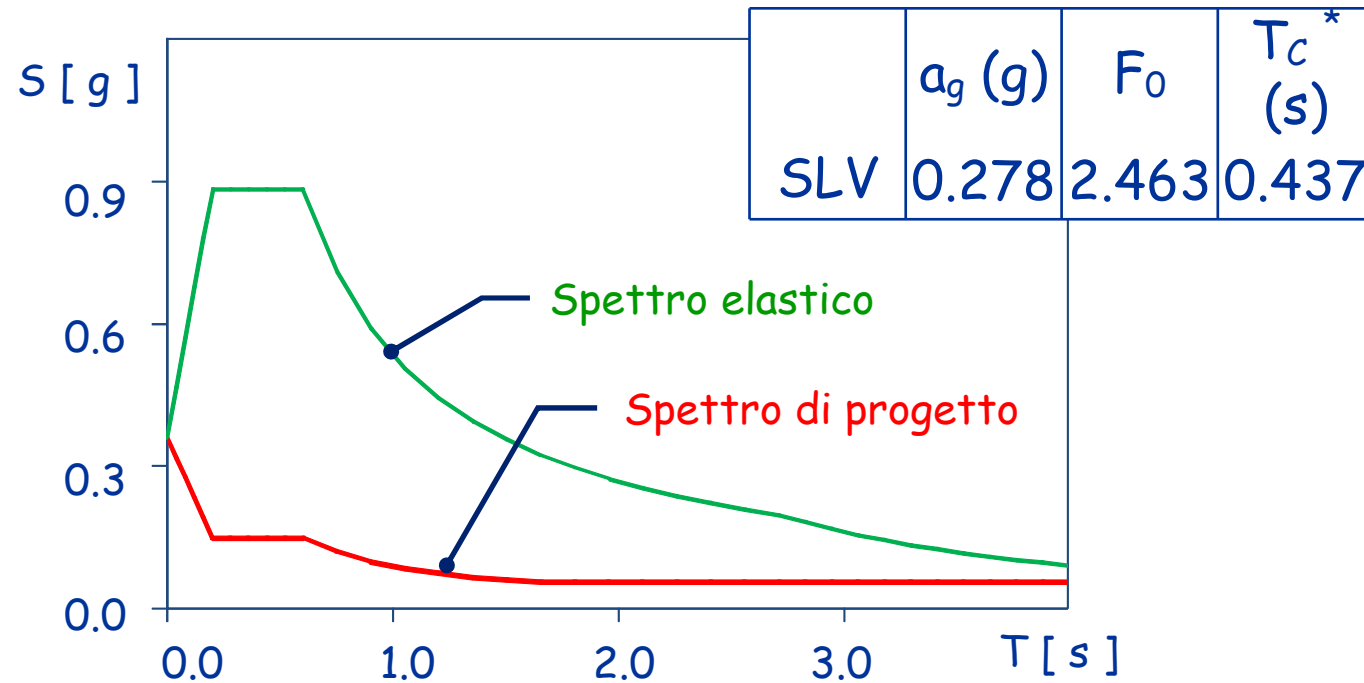
## Fattore di sovreresistenza

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

Strutture in acciaio	$\alpha_u/\alpha_1$
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

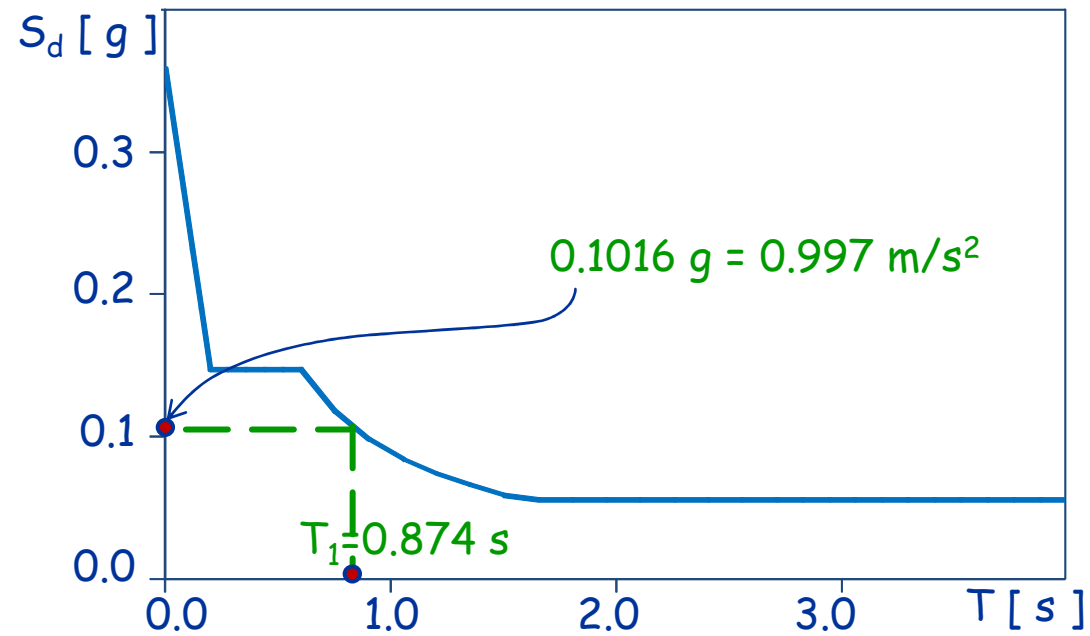
In assenza di calcoli più dettagliati

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

- 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

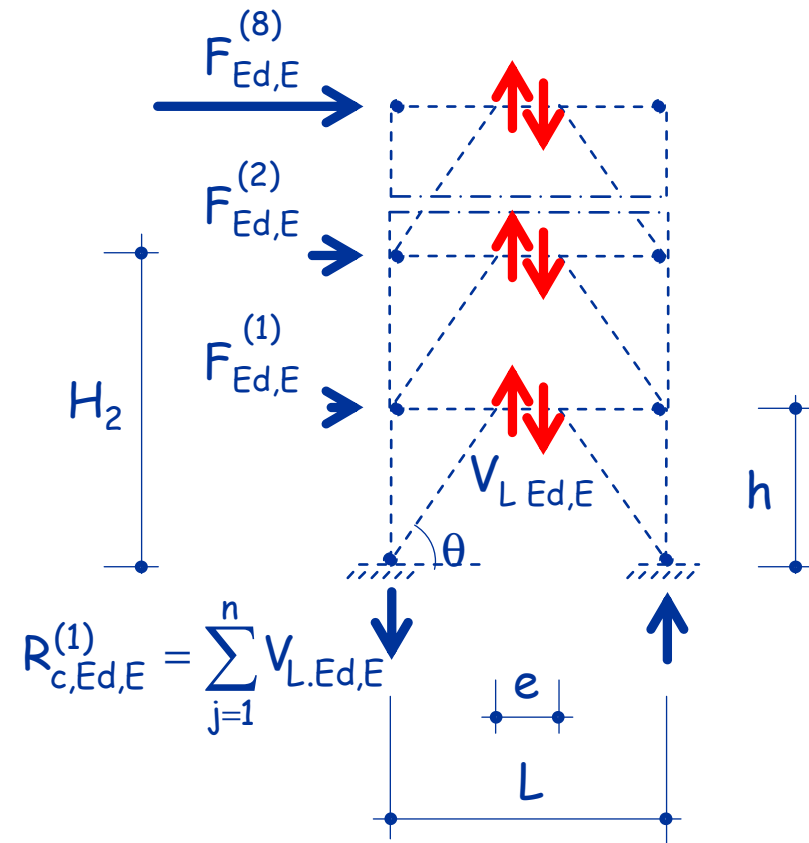
$$R_{c,Ed,E}^{(i)} = \sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}$$

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

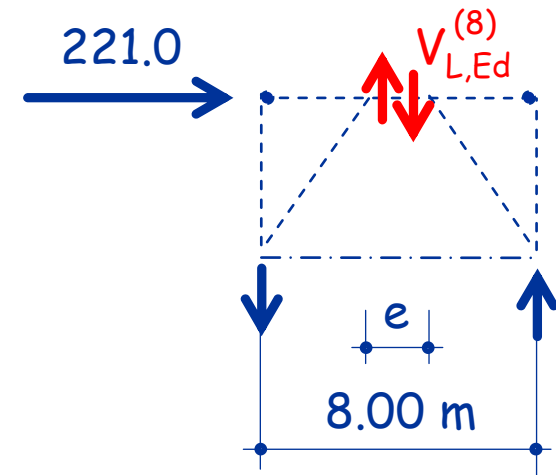
Equilibrio alla traslazione  
verticale: Piano 8

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



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

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





# Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Equilibrio alla traslazione  
verticale: Piano 7

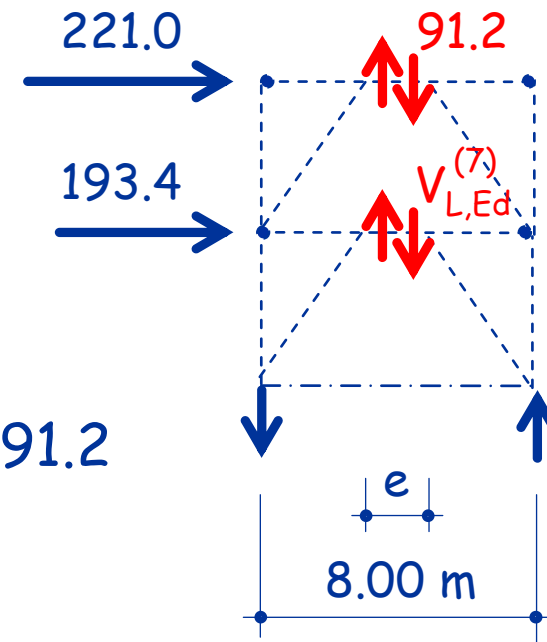
$$R_{c,Ed,E}^{(7)} = V_{L,Ed,E}^{(7)} + 91.2$$



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

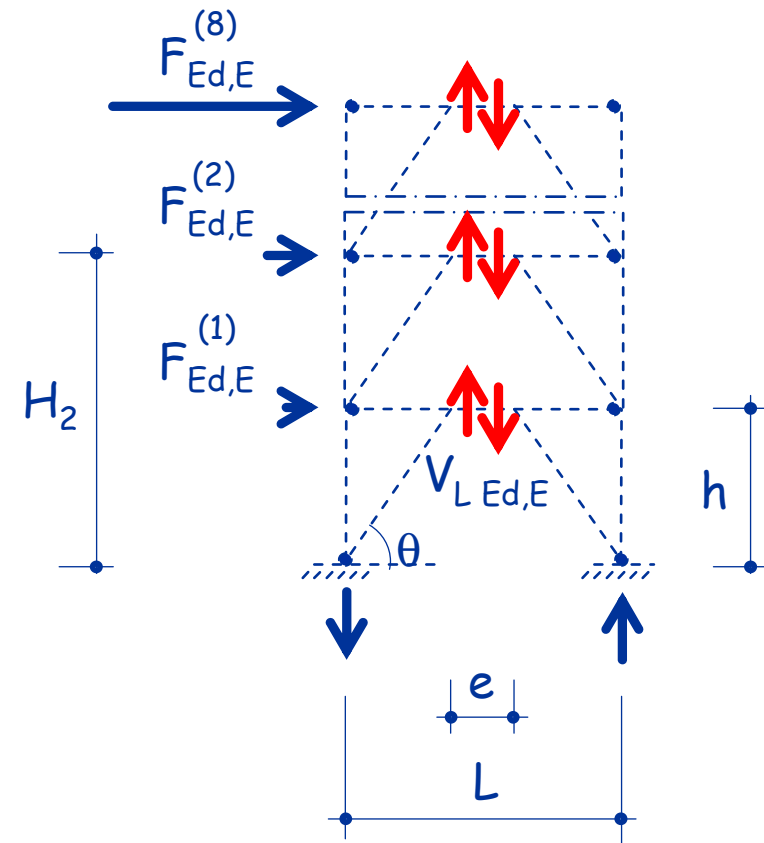
$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = 170.9 \text{ kN}$$

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

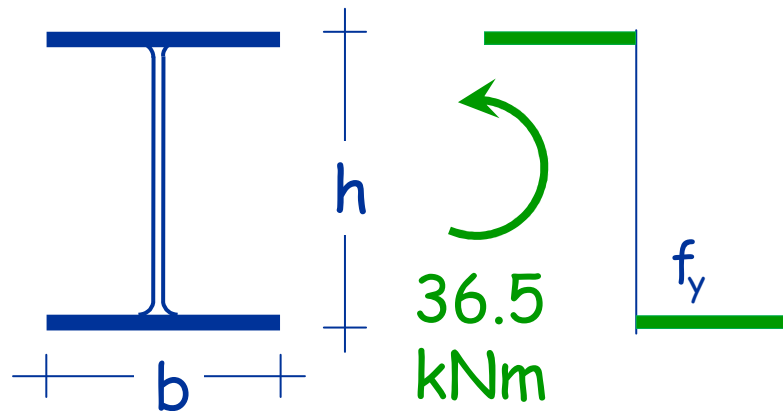


# Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

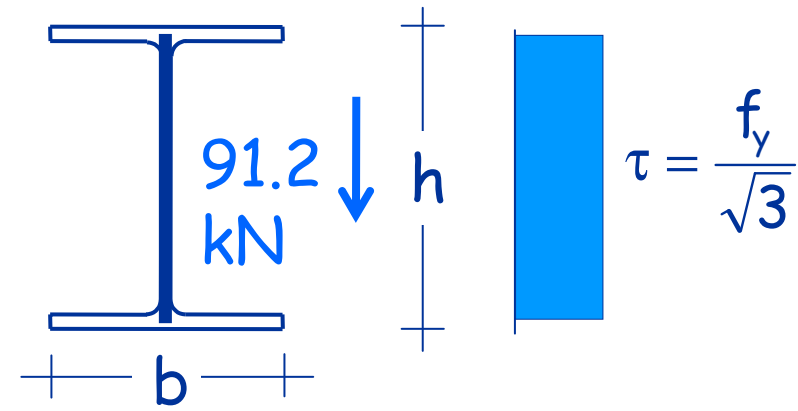
Piano	$F_{Ed}$ (kN)	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)
8	221.0	91.2	36.5
7	193.4	170.9	68.4
6	165.7	239.3	95.7
5	138.1	296.3	118.5
4	110.5	341.8	136.7
3	82.9	376.0	150.4
2	55.2	398.8	159.5
1	27.6	410.2	164.1



# 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)	$\frac{eV_{pl,Rd}}{M_{p,Rd}}$	$\Omega$
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

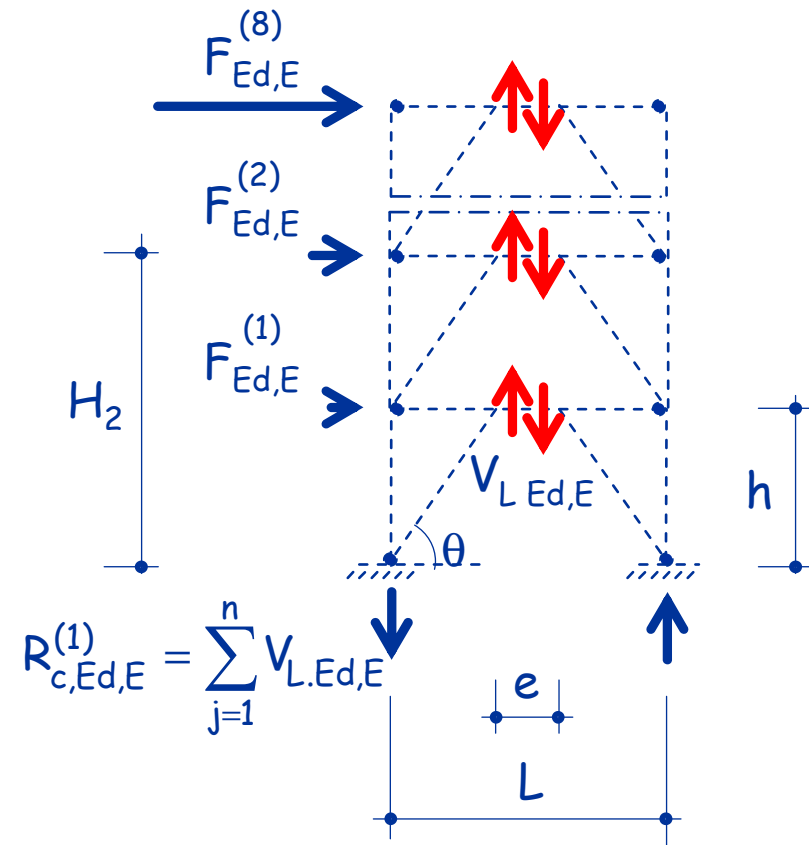
$\Omega_{max}$

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

$\Omega_{min}$

# Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

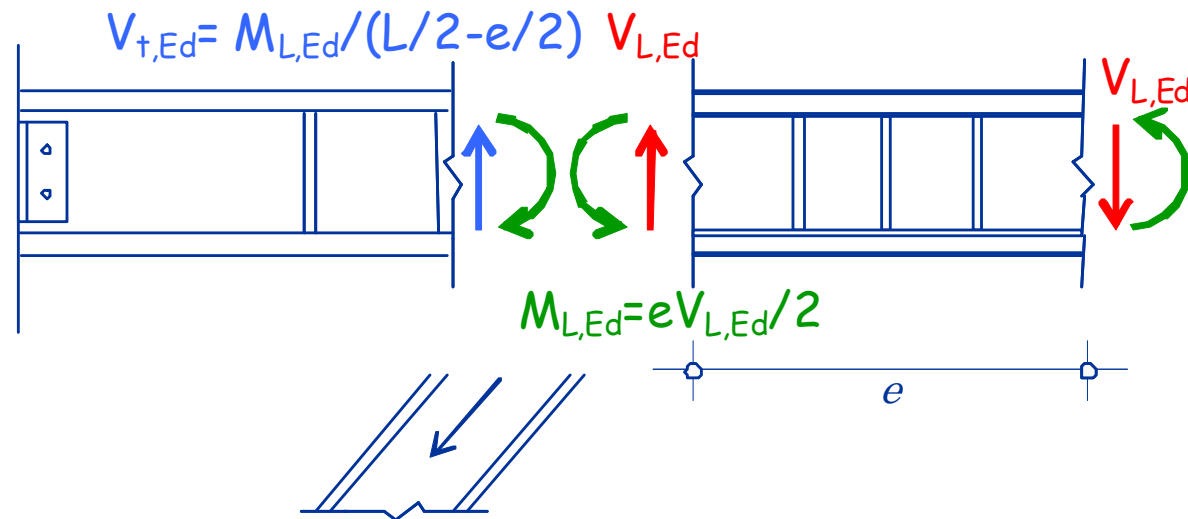
$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left( 1 + \frac{e}{L - e} \right)$$





## Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

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

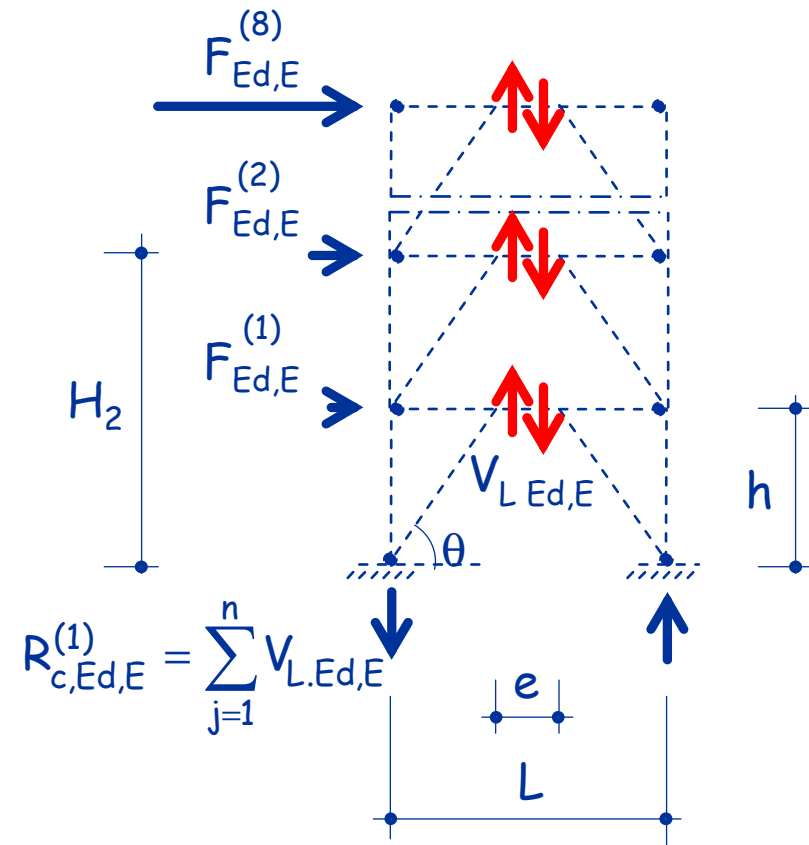


# Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

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

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

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



# Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

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

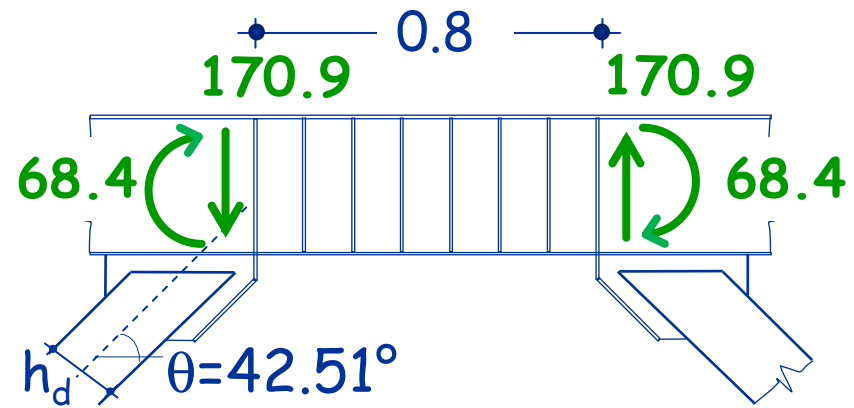
$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

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

$$M_{d,Ed,E} \cong M_{L,Ed,E} \frac{4EI_d/L_d}{3EI_t/L_t + 4EI_d/L_d} = M_{L,Ed,E} \frac{4I_d \cos \theta}{3I_t + 4I_d \cos \theta}$$

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

Il rapporto  $I_t/I_d$  alla prima iterazione non è noto



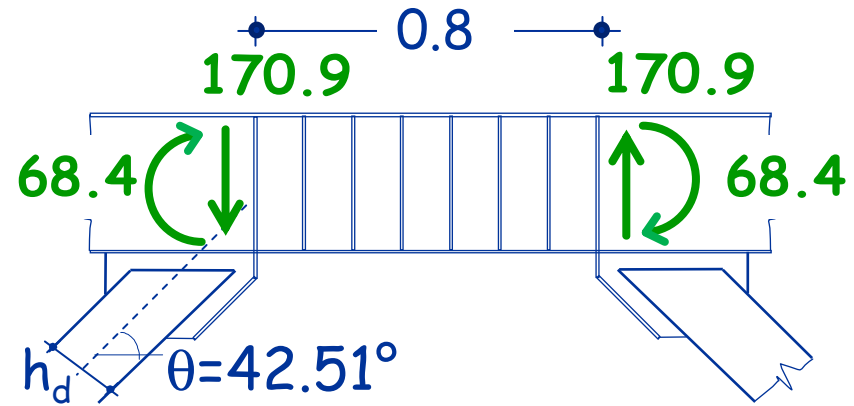
# Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

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

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

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

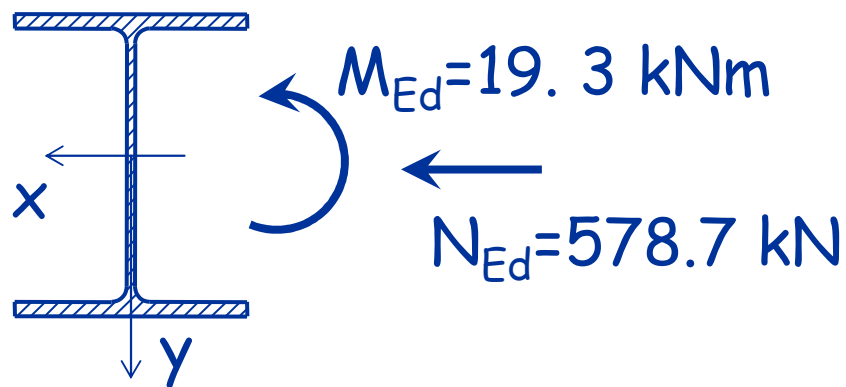
$$M_{d,Ed,E} \cong 68.4 \times \frac{4 \cos 42.51^\circ}{3 \times 2.5 + 4 \cos 42.51^\circ} = 68.4 \times 0.282 = 19.3 \text{ kNm}$$



Se  $I_t/I_d \approx 2.5$

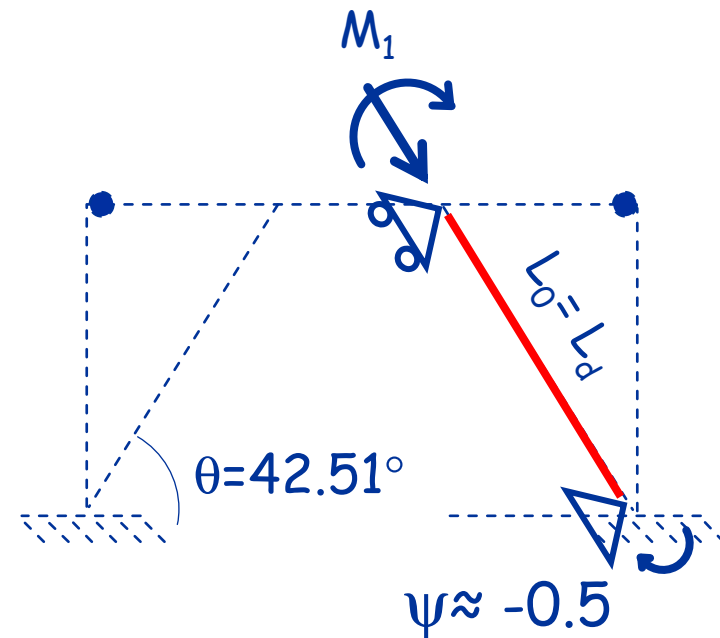
# Progetto dei Controventi

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	17.14	HEB 140	1.11	680.66	621.06	41.85
7	578.67	19.08	HEB 140	2.54	680.66	614.40	24.54
6	810.14	30.40	HEB 180	2.11	1174.28	1086.10	54.21
5	1003.03	23.88	HEB 180	3.89	1174.28	1104.88	38.15
4	1157.34	30.78	HEB 200	3.38	1460.27	1378.83	54.96
3	1273.08	27.37	HEB 200	4.42	1460.27	1387.81	44.19
2	1350.23	24.52	HEB 200	5.41	1460.27	1395.33	37.01
1	1388.81	25.22	HEB 200	5.41	1460.27	1393.48	33.42

# 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 St.
8	308.62	17.14	HEB 140	621.06	0.50	41.85	0.44
7	578.67	19.08	HEB 140	614.40	0.94	24.54	0.87
6	810.14	30.40	HEB 180	1086.10	0.75	54.21	0.74
5	1003.03	23.88	HEB 180	1104.88	0.91	38.15	0.85
4	1157.34	30.78	HEB 200	1378.83	0.84	54.96	0.82
3	1273.08	27.37	HEB 200	1387.81	0.92	44.19	0.88
2	1350.23	24.52	HEB 200	1395.33	0.97	37.01	0.91
1	1388.81	25.22	HEB 200	1393.48	1.00	33.42	0.94

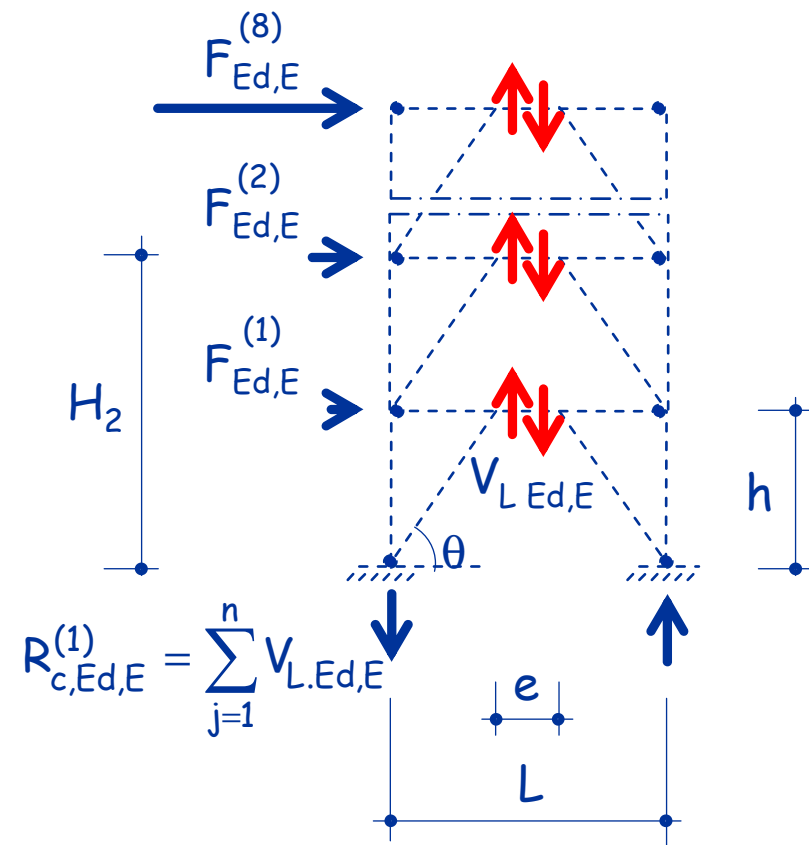
# Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

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

$$V_{t,Ed,E} = V_{t,Ed,E} \frac{e}{L - e}$$

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

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





# Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

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

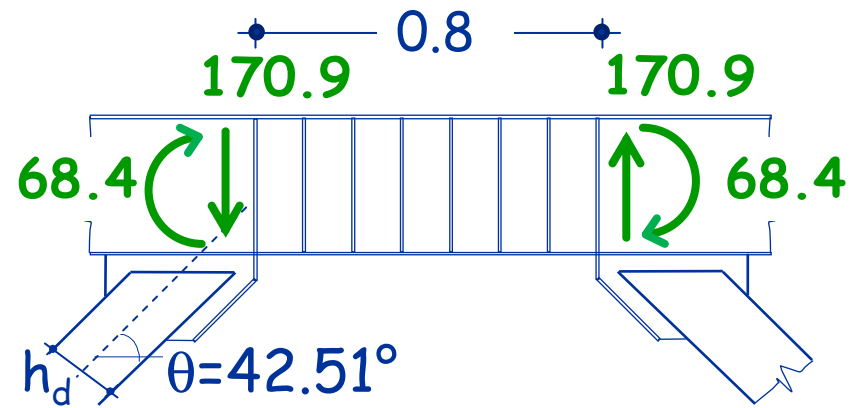
$$N_{t,Ed,E} = 426.6 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{t,Ed,E} \cong 68.4 \frac{3 \times 2.54}{3 \times 2.54 + 4 \cos 42.51^\circ}$$

$$M_{t,Ed,E} \cong 49.3 \text{ kNm}$$



$I_t/I_d$  è noto:

Al piano 7:

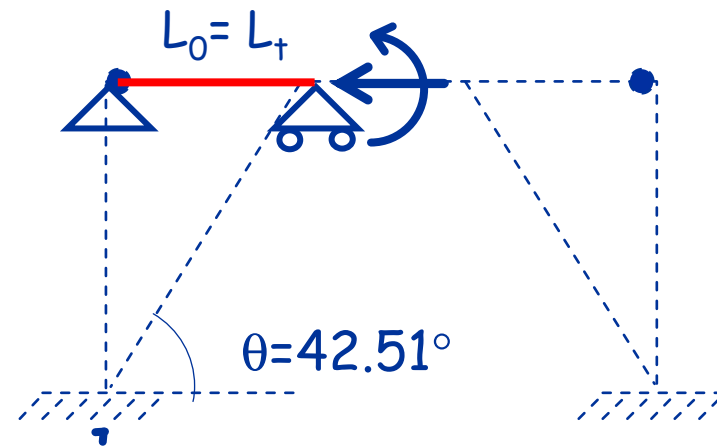
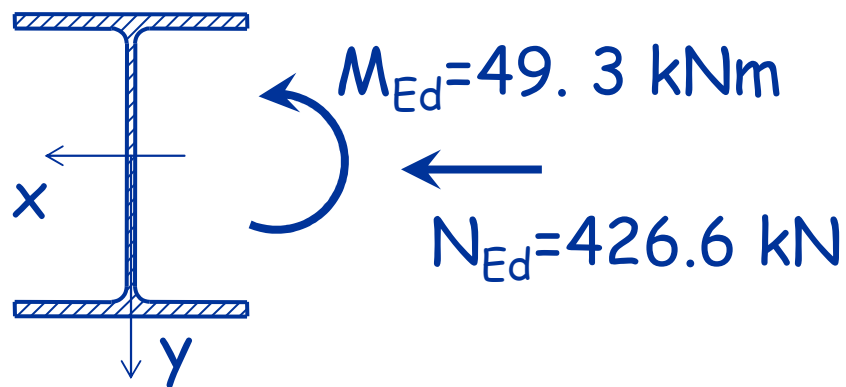
Profilo Link HEB 180

Profilo Daigonale HEB 140

$I_t/I_d = 2.54$

# Verifica delle Travi Esterne al Link

Profilo HEB 160



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

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

La verifica non è  
condizionante in presenza  
di link corti

# Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}(Y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	227.5	17.14	HEA 160	488.2	412.9	46.5
7	426.6	19.08	HEB 180	931.8	751.6	86.1
6	597.2	30.40	HEB 220	1493.7	1277.3	147.5
5	739.4	23.88	HEB 260	2109.1	1833.0	234.1
4	853.1	30.78	HEB 280	2410.6	2119.4	275.9
3	938.5	27.37	HEB 300	2802.0	2483.5	340.7
2	995.3	24.52	HEB 320	3029.9	2705.5	395.3
1	1023.8	25.22	HEB 320	3029.9	2696.3	391.0

# Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rid(X)}$ (kN)	Ver. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver. Resist.
8	227.5	17.14	HEA 160	412.9	0.55	46.5	0.42
7	426.6	19.08	HEB 180	751.6	0.57	86.1	0.57
6	597.2	30.40	HEB 220	1277.3	0.47	147.5	0.44
5	739.4	23.88	HEB 260	1833.0	0.40	234.1	0.40
4	853.1	30.78	HEB 280	2119.4	0.40	275.9	0.40
3	938.5	27.37	HEB 300	2483.5	0.38	340.7	0.38
2	995.3	24.52	HEB 320	2705.5	0.37	395.3	0.37
1	1023.8	25.22	HEB 320	2696.3	0.38	391.0	0.38

# 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 perchè aumenterebbe anche  $M_{L,Ed}$

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

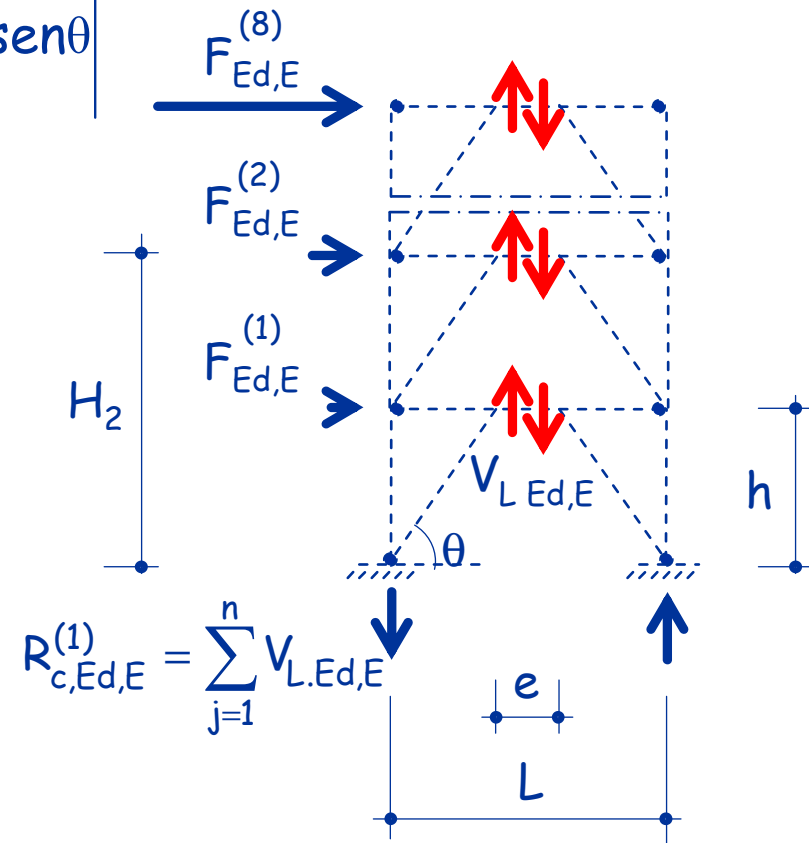
È possibile incrementare la sezione dei controventi per ridurre il rapporto  $I_t/I_d$

# 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.

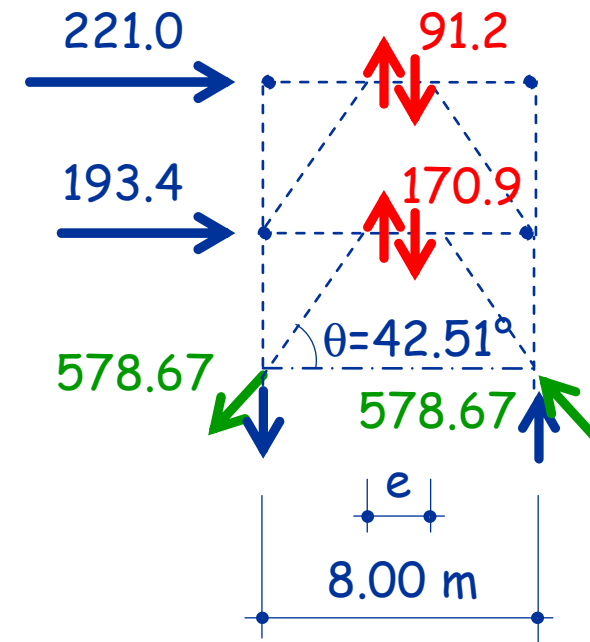
In fase di progetto si può ridurre la resistenza delle colonne del 10% per tener conto dell'influenza dei momenti flettenti.



# Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Equilibrio alla traslazione  
verticale: Piano 7

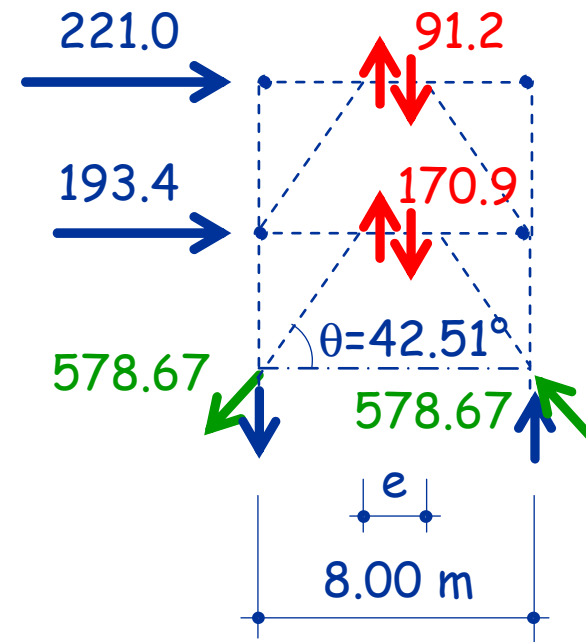
$$N_{c,Ed}^{(i)} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times (91.2 + 170.9) \\ - 578.67 \times \sin 42.51 = 148.6 \text{ kN}$$



# 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

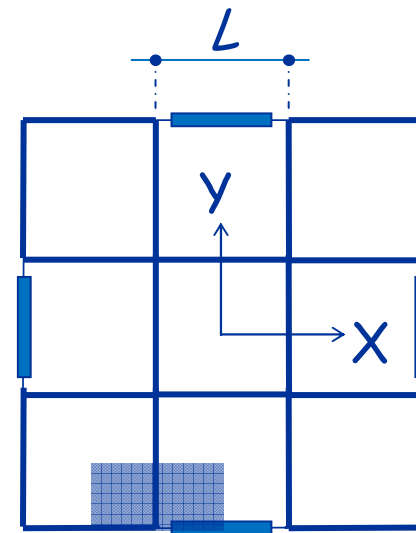




# Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

## 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

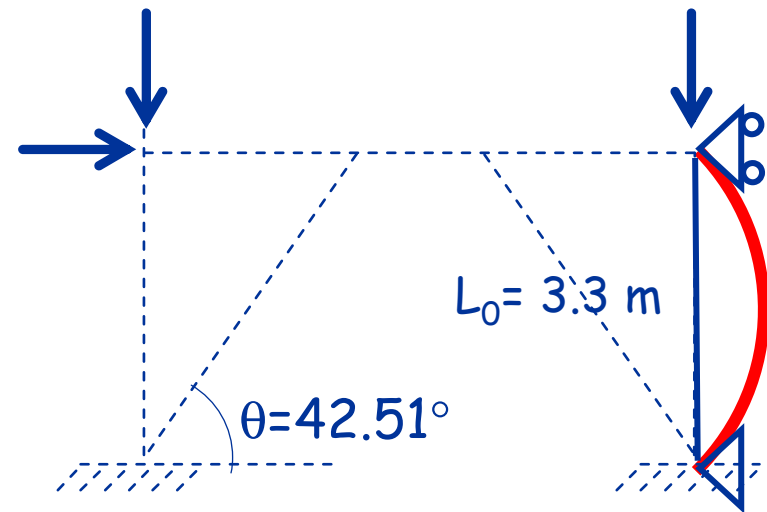


$$N_{c,Ed}^{(8)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{ m} \times 4\text{ m}) = 160\text{ kN}$$

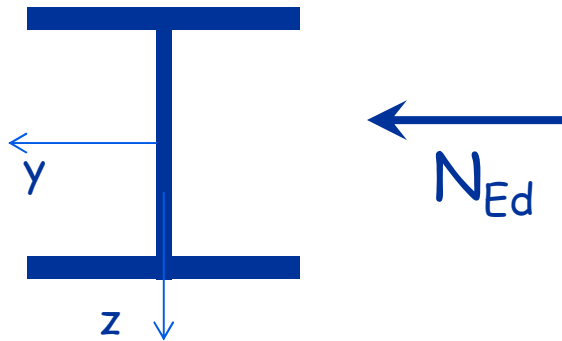
# Progetto delle Colonne

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

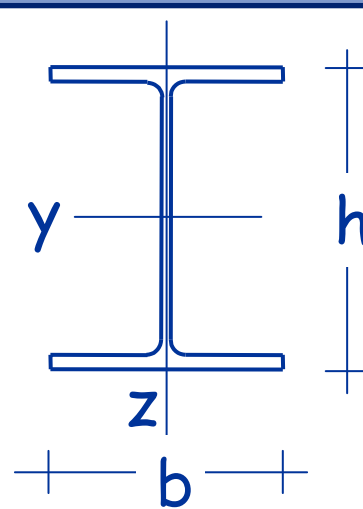
$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

(uguale nei due piani)

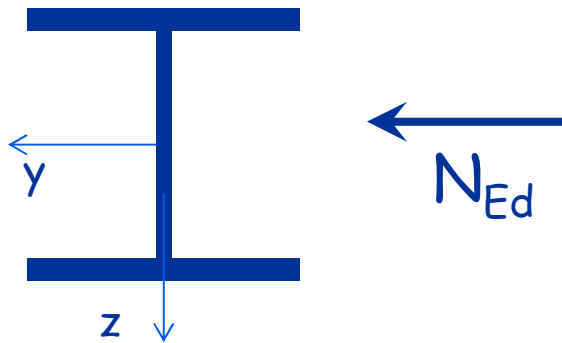
➡ Sezione **HEB 240**

$A$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{min}$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho_{min}$ (cm)
106	3923	6.08

# Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità in trono all'asse	Curva	
				S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ [mm]	y - y z - z	a a <sub>0</sub>
			$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b a
			$t_f < 100$ [mm]	y - y z - z	d 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)

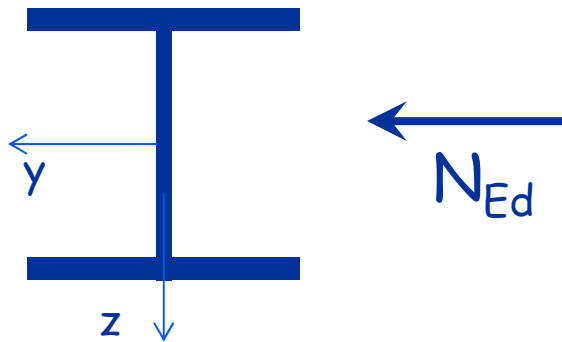
➔ Sezione **HEB 240**

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ <sub>min</sub> (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)

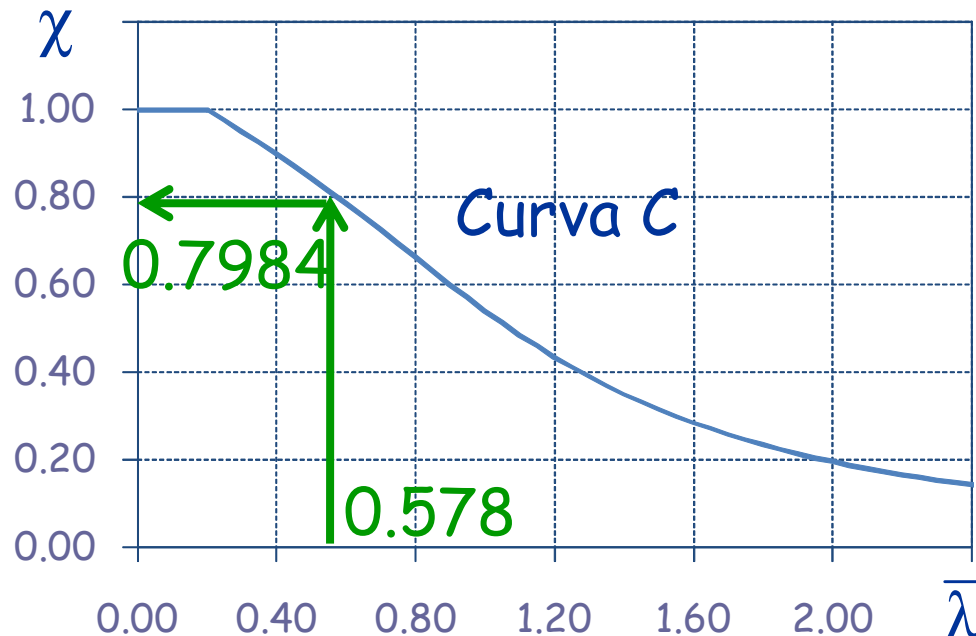


$$N_{Ed} = - 1604.5 \text{ kN}$$

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 $T_1=1.373$ s

## Sezioni dei Link

Piano	$V_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	Tipo	$\Omega$
8	82.4	33.2	HEA 160	110.9	46.1	interm	2.081
7	144.8	59.3	HEB 180	182.3	93.6	corto	1.889
6	180.5	73.7	HEB 200	215.1	124.2	corto	1.788
5	206.8	85.7	HEB 220	250.4	160.7	corto	1.816
4	235.0	97.5	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.839
3	259.4	108.0	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.666
2	282.2	117.3	HEB 260	313.3	246.9	corto	1.665
1	301.6	127.1	HEB 280	355.5	295.5	corto	1.768

# Iterazioni successive $T_1=1.373$ s

## Sezioni dei Controventi

$N_{Ed,E}$  è amplificato di

$$1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$$

Piano	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd(M)}$ (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	294.49	15.22	HEB 140	627.64	0.47	42.76	0.41
7	520.89	16.36	HEB 140	623.74	0.84	28.25	0.74
6	648.68	21.69	HEB 160	854.30	0.76	41.83	0.70
5	744.94	19.50	HEB 160	861.20	0.87	34.72	0.78
4	845.80	23.50	HEB 180	1106.00	0.76	51.24	0.72
3	934.07	26.00	HEB 180	1098.76	0.85	43.89	0.81
2	1017.15	23.06	HEB 180	1107.25	0.92	36.98	0.86
1	1088.41	19.62	HEB 180	1117.21	0.97	31.05	0.89

# Iterazioni successive $T_1=1.373$ s

## Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$  è amplificato di

$$1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$$

Piano	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità
8	170.8	2.6	HEA 180	S235	671.6	0.25
7	503.5	4.4	HEA 180	S235	661.6	0.76
6	978.9	6.3	HEB 220	S235	1535.4	0.64
5	1520.6	6.1	HEB 220	S235	1536.3	0.99
4	2084.5	9.4	HEB 280	S275	2795.1	0.75
3	2701.0	7.6	HEB 280	S275	2801.5	0.96
2	3332.6	12.9	HEB 400	S275	4514.2	0.74
1	3990.4	19.5	HEB 400	S275	4496.9	0.89

# Iterazioni successive $T_1=1.373$ s

## Sezioni delle Travi Esterne al Link

$N_{Ed,E}$  è amplificato di

$$1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$$

Piano	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd(M)}$ (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	223.4	5.1	HEA 160	417.3	0.65	46.8	0.51
7	390.7	12.0	HEB 180	772.7	0.60	89.1	0.62
6	487.0	14.6	HEB 200	1020.9	0.44	117.3	0.46
5	556.7	18.5	HEB 220	1272.6	0.41	151.7	0.45
4	632.3	20.8	HEB 240	1586.9	0.39	195.4	0.41
3	698.3	23.0	HEB 240	1562.0	0.38	188.0	0.40
2	758.3	26.4	HEB 260	1832.1	0.40	231.8	0.41
1	808.4	30.1	HEB 280	2112.7	0.36	281.8	0.37

# Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	d <sub>r</sub> = d × q (mm)	θ
8	1440	201.9	44.46	0.10
7	2880	309.2	45.01	0.13
6	4320	374.5	41.30	0.14
5	5760	427.6	38.06	0.16
4	7200	482.0	32.76	0.15
3	8640	540.8	30.76	0.15
2	10080	592.1	27.45	0.14
1	11520	624.9	23.41	0.13

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

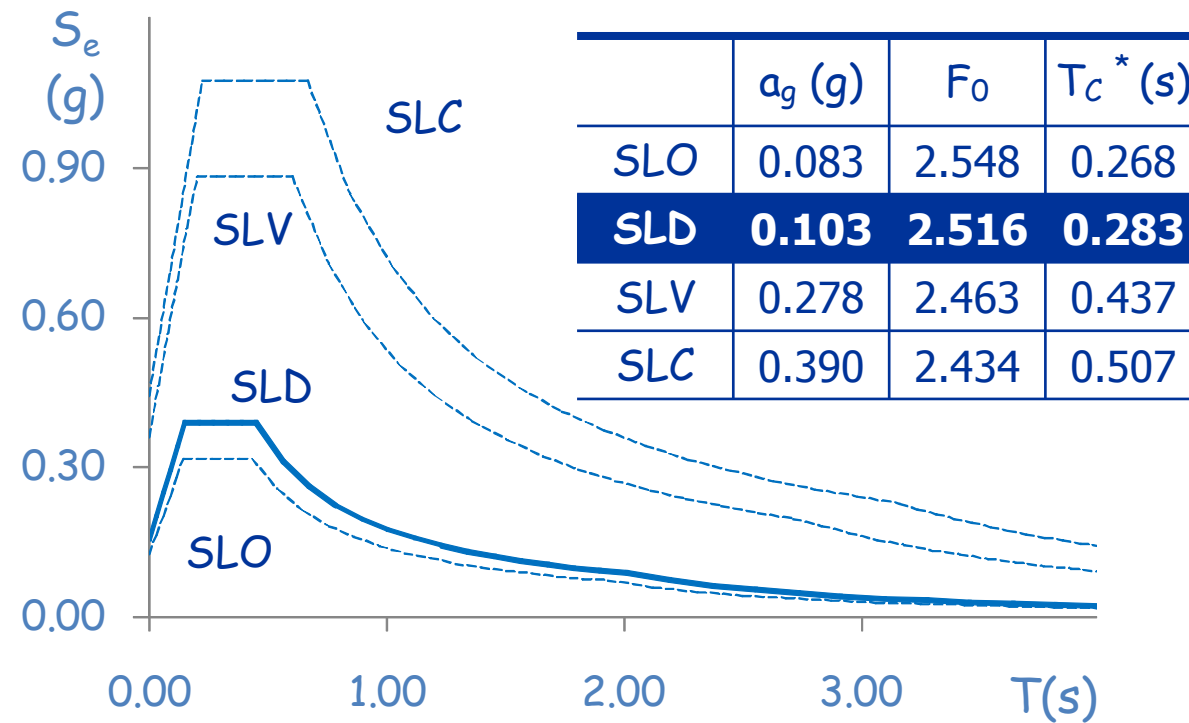
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

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 <sub>lim</sub> (mm)
8	15.79	16.50
7	15.55	16.50
6	13.94	16.50
5	12.65	16.50
4	10.82	16.50
3	10.24	16.50
2	9.31	16.50
1	8.12	16.50