

Corso di aggiornamento

Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi concentrici

2 - Telai con controventi a diagonale tesa attiva

Spoletto

24-25 marzo 2017

Edoardo M. Marino

Definizione del fattore di struttura

Può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

1. dal materiale della struttura
2. dalla tipologia della struttura
3. dal livello di duttilità globale della struttura
4. dalla sovraresistenza della struttura
5. della regolarità in pianta della struttura

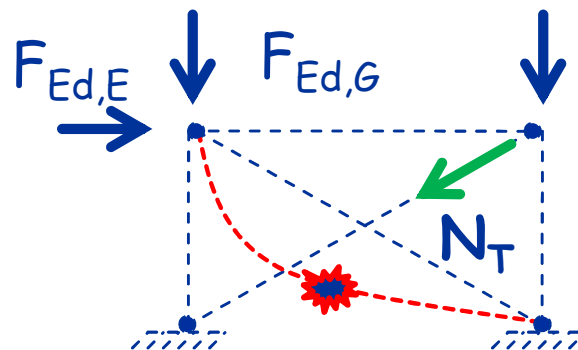
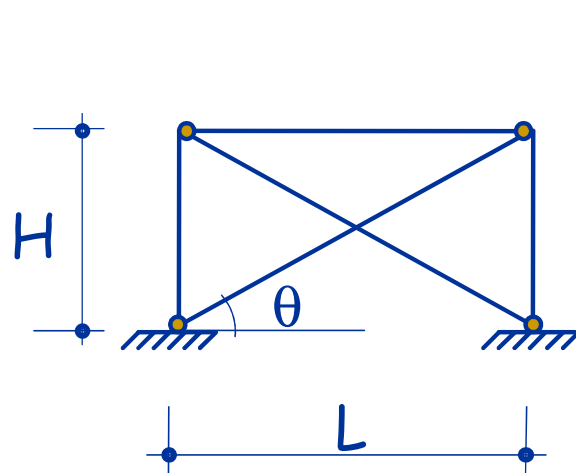
K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura

Definizione del 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

Progetto dei controventi

Le diagonali sono destinate a dissipare energia per isteresi (comportamento inelastico). Si assume che l'azione sismica sia sopportata solo dai controventi tesi.



$$N_t \cong \frac{F_{Ed,E}}{\cos \theta}$$

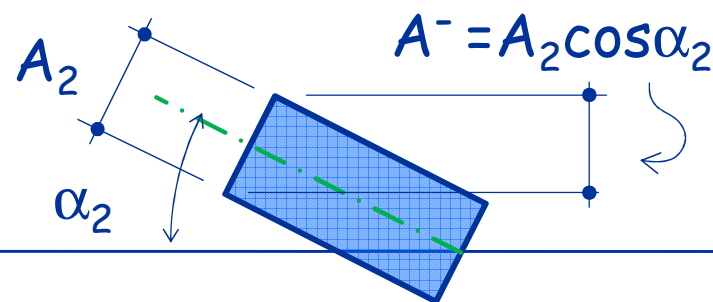
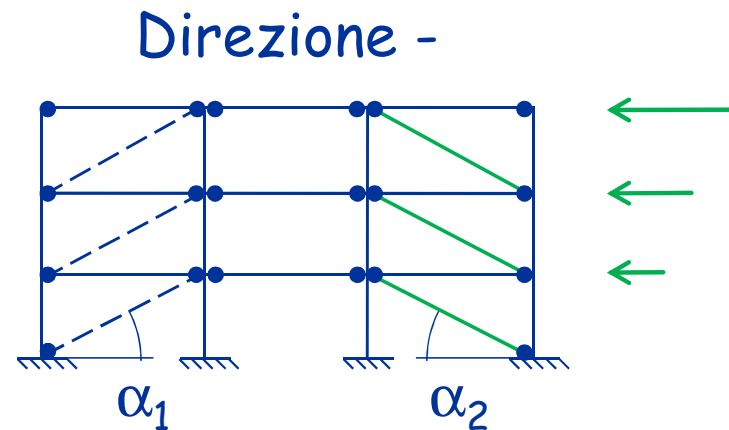
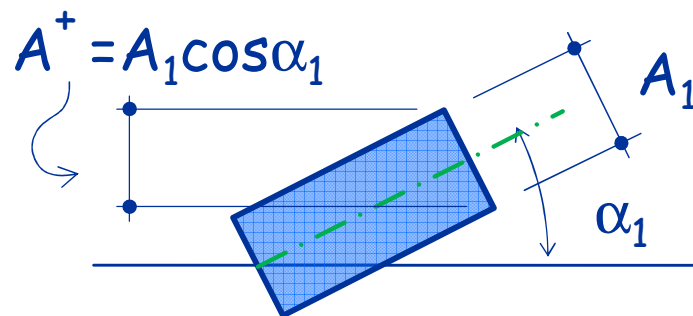
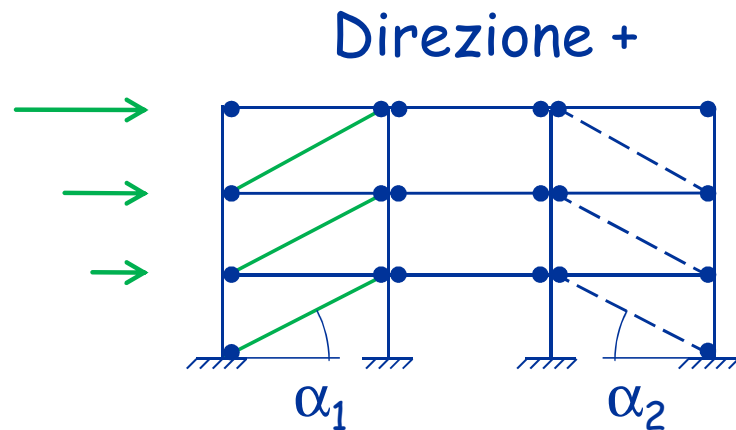
Progetto dei controventi

l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo che

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

A^+ e A^- sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, quando l'azione sismica ha rispettivamente la direzione positiva e negativa.

Progetto dei controventi



Condizione proposta
dall'Eurocodice 8

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

Progetto dei controventi

l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo che

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

A^+ e A^- sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, quando l'azione sismica ha rispettivamente la direzione positiva e negativa.

La resistenza laterale deve risultare indipendente dal verso dell'azione sismica.

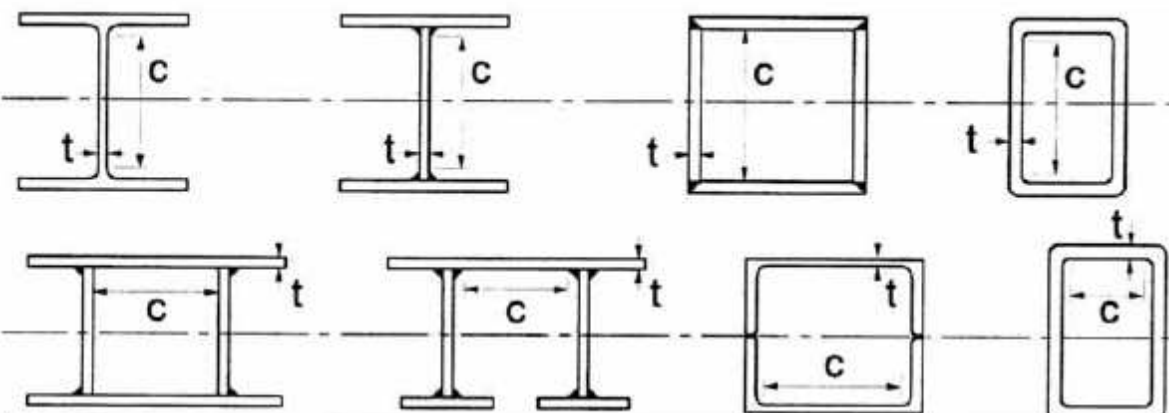
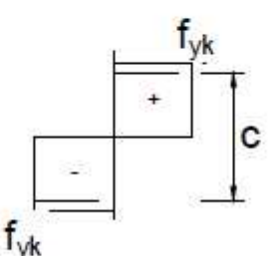
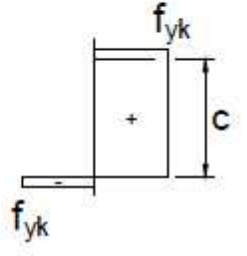
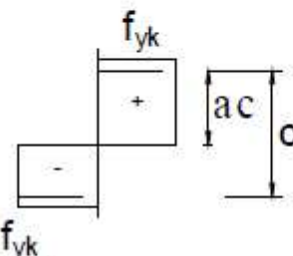
Spessori limite dei profili

REGOLA GENERALE (per tutte le strutture in acciaio)
per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

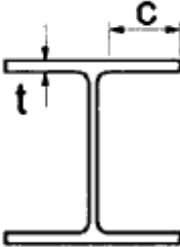
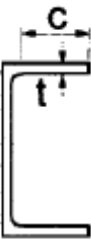
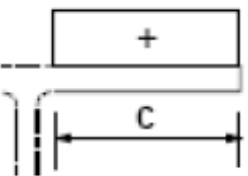
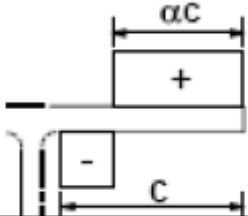
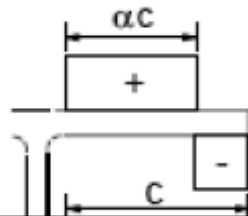
Garantisce la duttilità locale limitando il rapporto
larghezza-spessore b/t .

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 \leq q_0 \leq 4$	1 oppure 2
CD "A"	$q_0 > 4$	1

Spessori limite dei profili

			
Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$

Spessori limite dei profili

Piattabande esterne			
			
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate	
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione	
		Con estremità in compressione	Con estremità in trazione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

Spessori limite dei profili

Regola specifica per strutture in acciaio con controventi concentrici

➤ Aste del controvento con Sezioni Circolari Cave

$$d/t \leq 36$$

- d diametro esterno del tubo
- t spessore del tubo

➤ Profili Scatolari a Sezione Rettangolare

$$b/t \leq 18$$

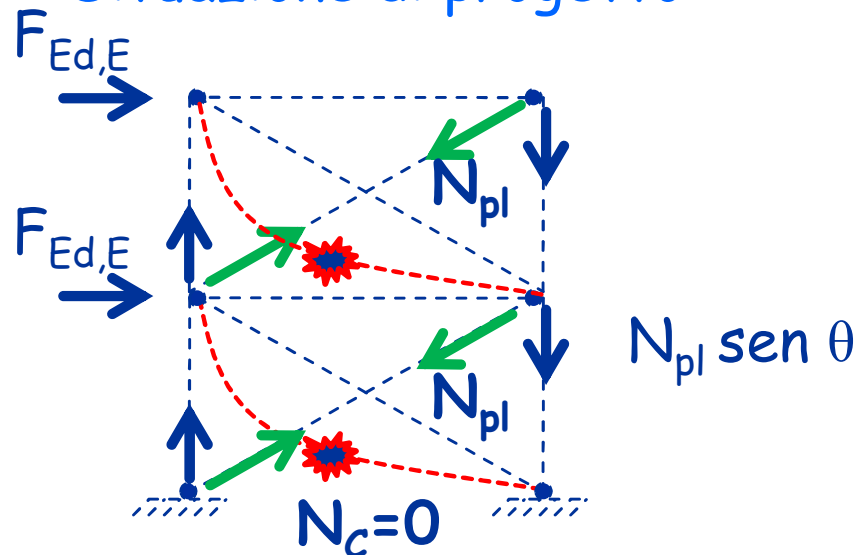
- b larghezza delle parti che costituiscono la sezione
- t spessore delle parti che costituiscono la sezione

Snellezza dei controventi

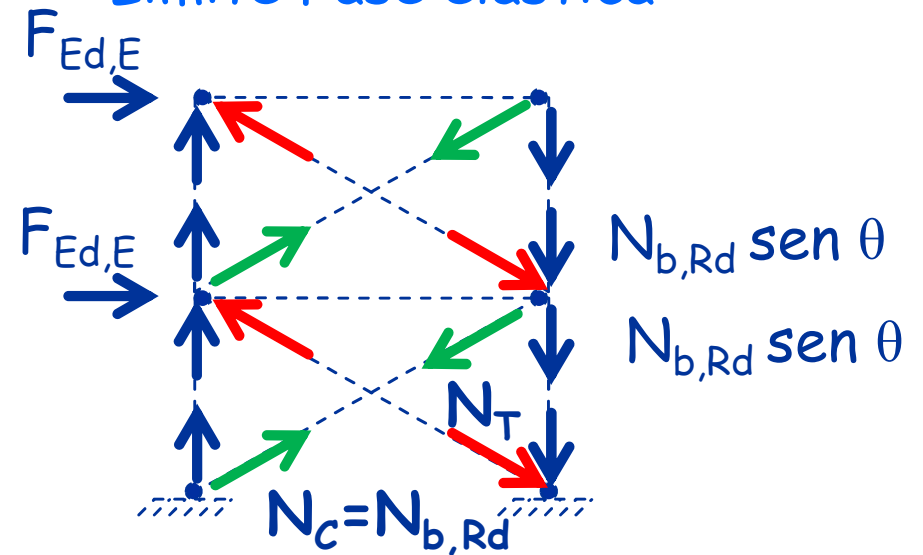
Per edifici con più di due piani,
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Situazione di progetto



Limite Fase elastica



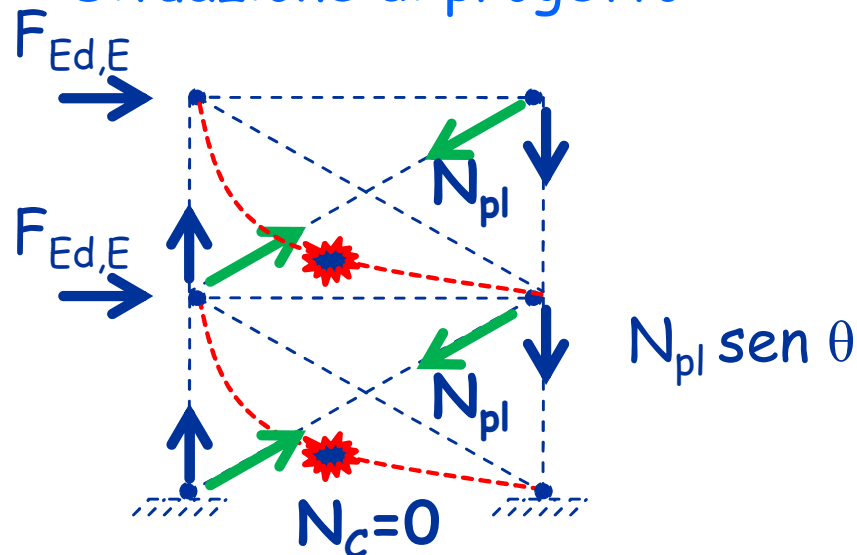
$$\text{se } \bar{\lambda} \geq 1.3 \Rightarrow \chi \leq 0.5 \Rightarrow 2 N_{b,Rd} \leq 2 \times 0.5 N_{pl} \leq N_{pl}$$

Snellezza dei controventi

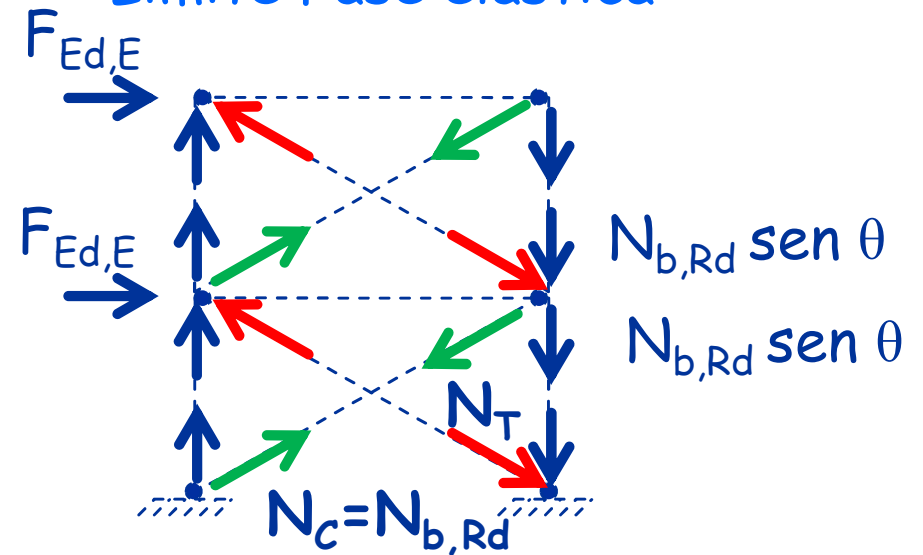
Per edifici con più di due piani,
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare
le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Situazione di progetto



Limite Fase elastica



$$\text{se } \bar{\lambda} < 1.3 \Rightarrow \chi > 0.5 \Rightarrow 2 N_{b,Rd} > 2 \times 0.5 N_{pl} \geq N_{pl}$$

Snellezza dei controventi

Per edifici con più di due piani,
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Il limite inferiore è definito per evitare di sovraccaricare le colonne nella fase di comportamento elastica delle diagonali.

Il limite superiore mira ad ottenere un comportamento ciclico più dissipativo.

Sovreresistenza dei Controventi

Sovreresistenza del controvento del piano i:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura è richiesto che

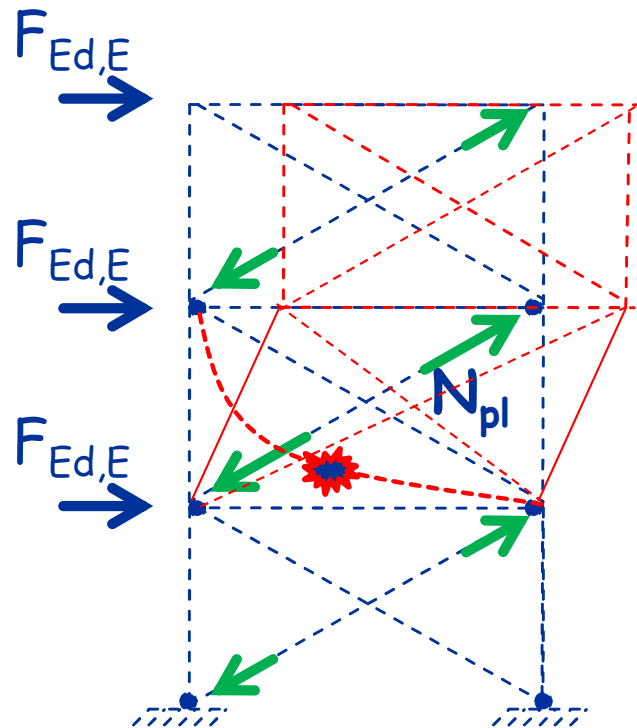
$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

Attenzione !

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto della diagonale:

Controventi a diagonale tesa attiva: $N_{pl,Rd}$

Sovreresistenza dei Controventi



$$\Omega > 1.25$$

$$\Omega = 1$$

$$\Omega > 1.25$$

La dissipazione è
significativa solo a
pochi piani

Progetto degli altri elementi

Con la sola eccezione delle diagonali,
tutti gli elementi della struttura controventata
devono avere un comportamento elastico
sino al collasso della struttura

“le strutture con controventi concentrici devono essere progettate
in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la
rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne”.



Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali
devono essere progettati sulla base delle massime
azioni sviluppabili dalle diagonali

Progetto di travi e colonne: Sollecitazioni di progetto

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$$

Ω è il minimo dei coefficienti di sovrarresistenza dei controventi

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

γ_{Rd} , è il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale.
In assenza di valutazioni specifiche:

Acciaio	γ_{Rd}
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

Progetto di travi e colonne: Verifica

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}(M_{Ed})} \leq 1$$

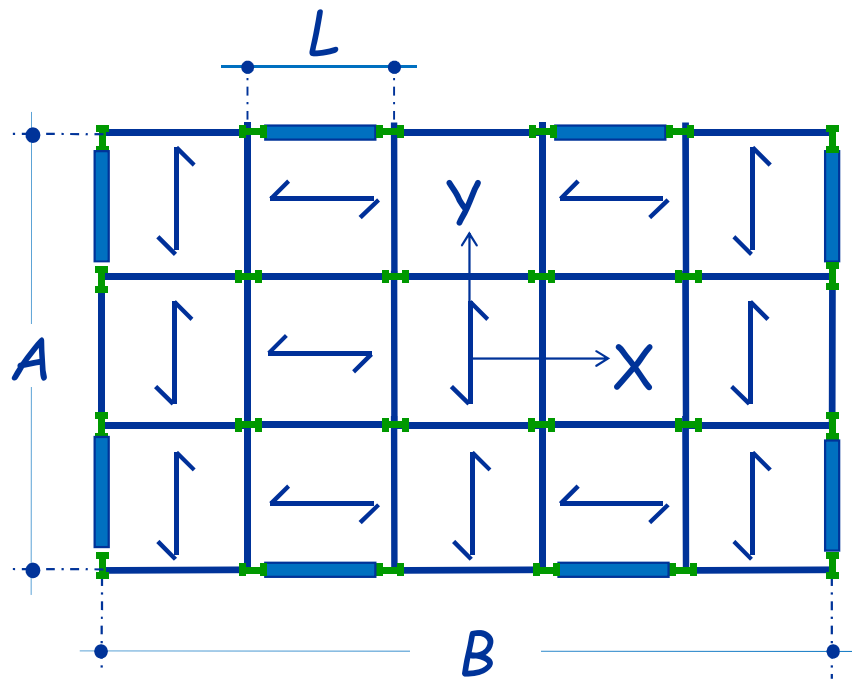
$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità in presenza il valore di progetto del momento

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale nell'elemento $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$

Ω è il minimo dei coefficienti di sovraresistenza dei controventi

L'edificio in esame

Pianta

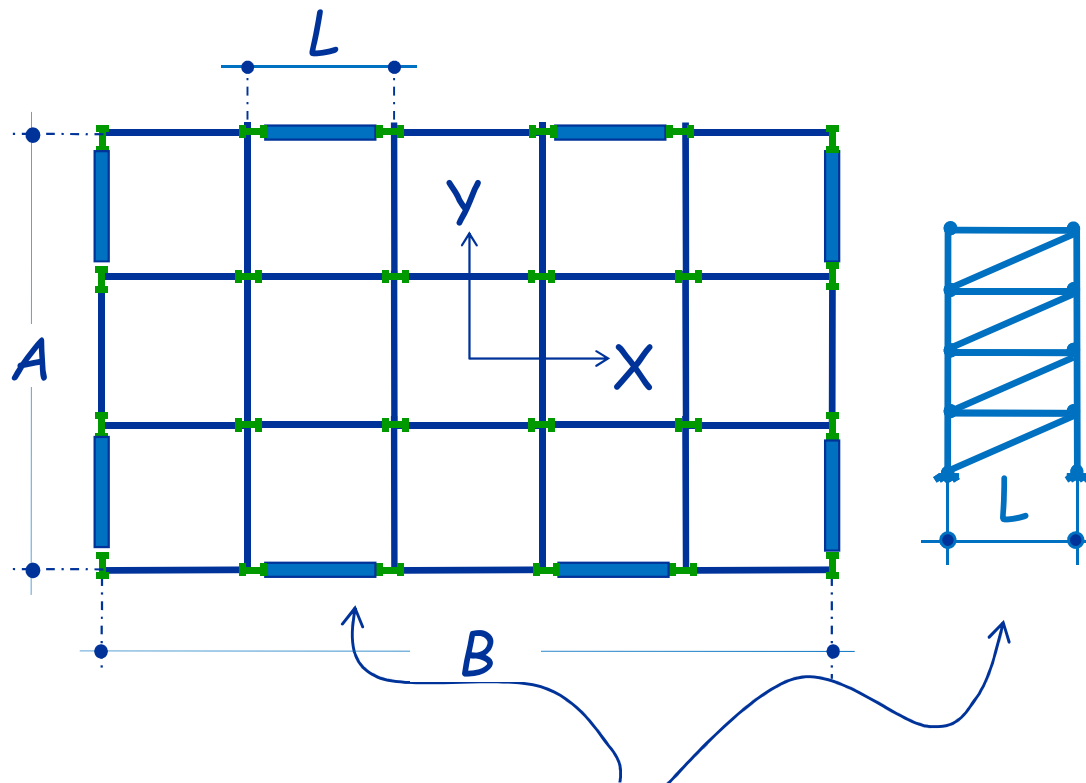


L'edificio è :

- di pianta rettangolare (960 m²)
eguale ad ogni piano.
- costituito da 4 elevazioni ($h_p=3.3$ m)

L'edificio in esame

Pianta



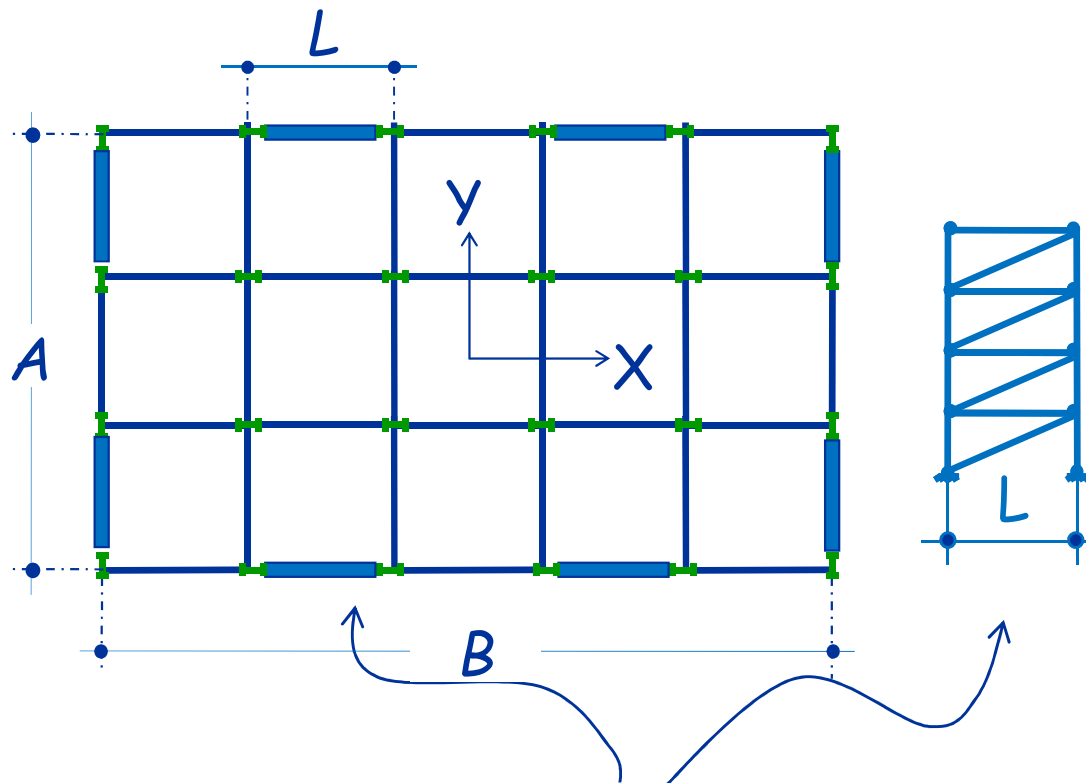
Telai con controventi diagonali
(disposti simmetricamente)

Collegamenti:

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

L'edificio in esame

Pianta



Telai con controventi diagonali
(disposti simmetricamente)

Carichi e masse di piano

carichi verticali:

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

$$W = 5 \times (24 \times 40) / 2 \\ = 2400 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 244.65 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.205	g
F_0	2.470	
T_c^*	0.525	s
ξ	0.03	---

Dato	Valore	
S_s	1.40	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
C_c	1.478	---
T_B	0.175	s
T_c	0.525	s
T_D	2.420	s

Località: Catania

Periodo di riferimento della costruzione: 50 anni

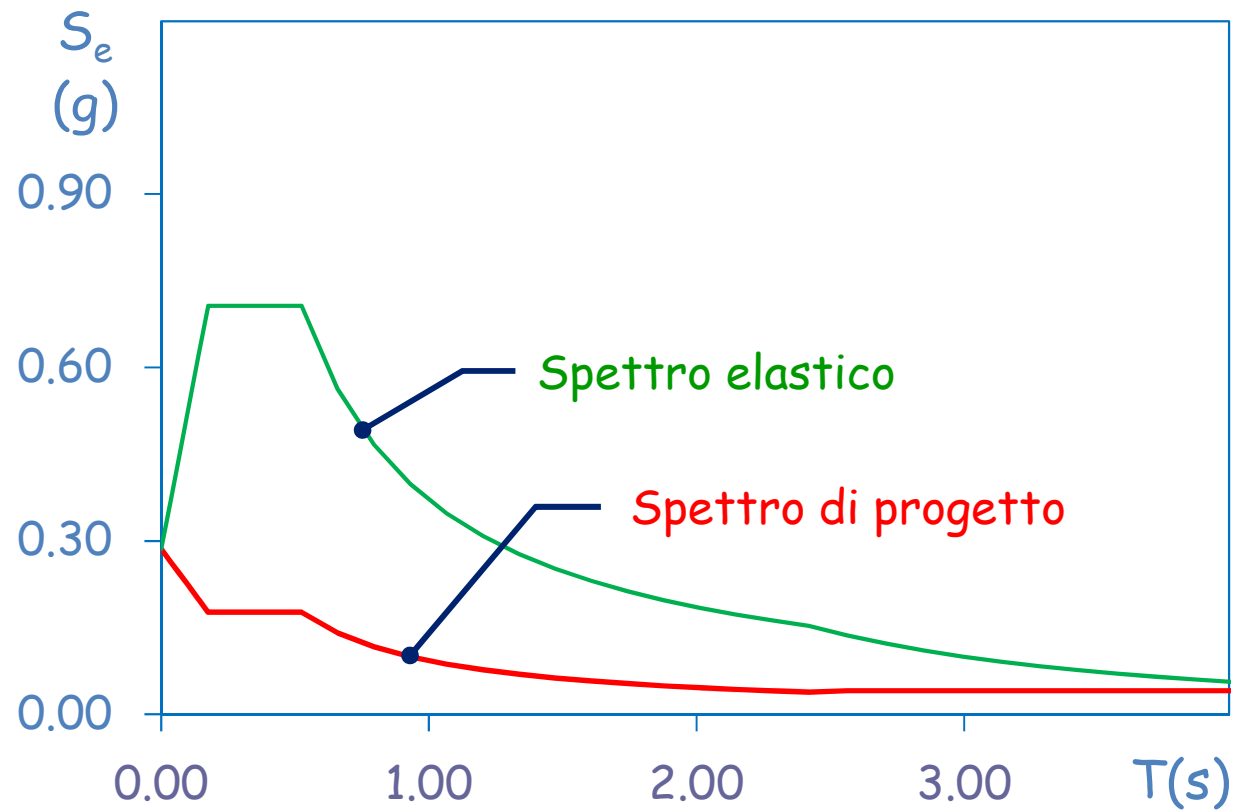
Suolo: C

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

Spettro Elastico e di Progetto



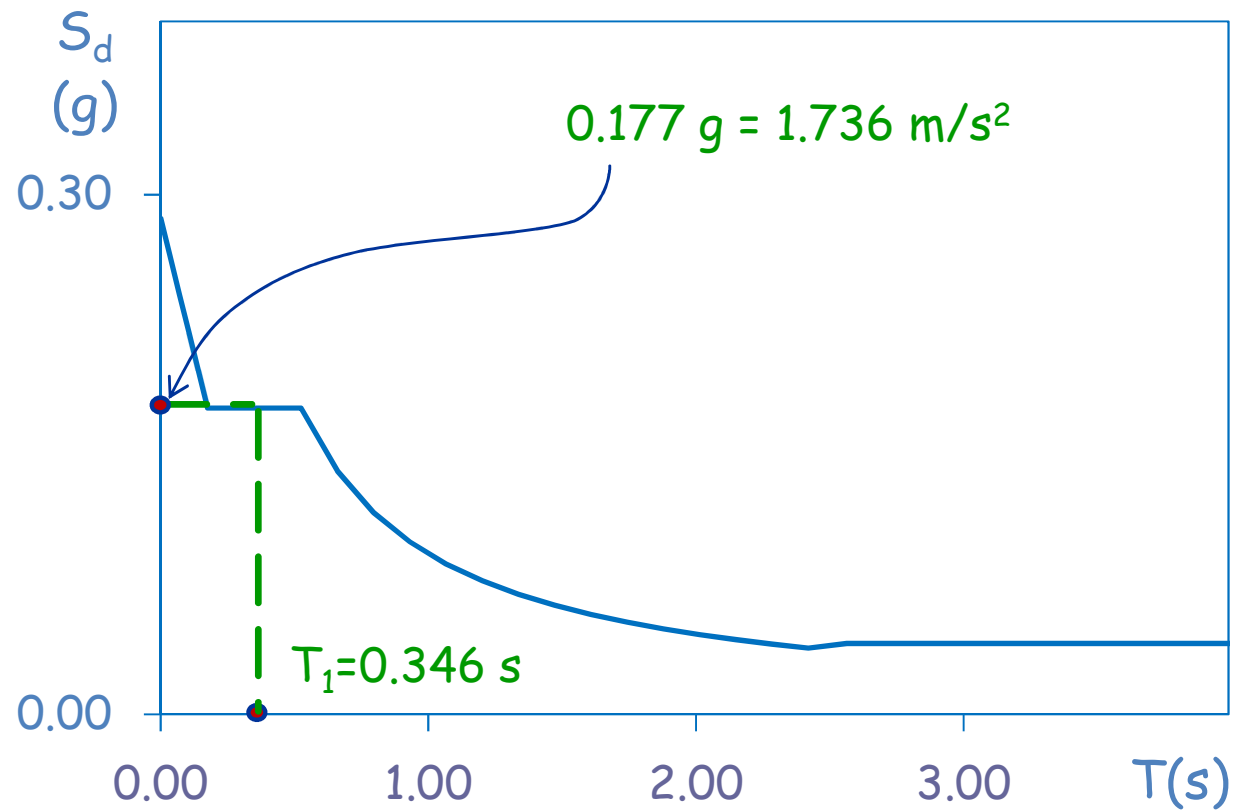
1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati: $T_1 = C_1 \times H^{3/4}$

- Per edifici controventati $C_1 = 0.050$
 - $H = h_p \times 4 = 3.30 \times 4 = 13.20 \text{ m}$
- 

$$T_1 = 0.050 \times 13.20^{3/4} = 0.346 \text{ s}$$

Pseudo-Accelerazione di Progetto



Calcolo del taglio alla base

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

- $S_d(T_1) = 0.177 g$
- $W = 2400 \text{ kN} \times 4 = 9600 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.177 g \frac{9600 \text{ kN}}{g} \times 0.85 = 1442.2 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

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

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 2400$ kN (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 2400 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 79200$ kNm
- $F_h = 1442.2$ kN

$$F_i = 1442.2 \times \frac{3.3 \times 2400}{79200} = 144.2 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

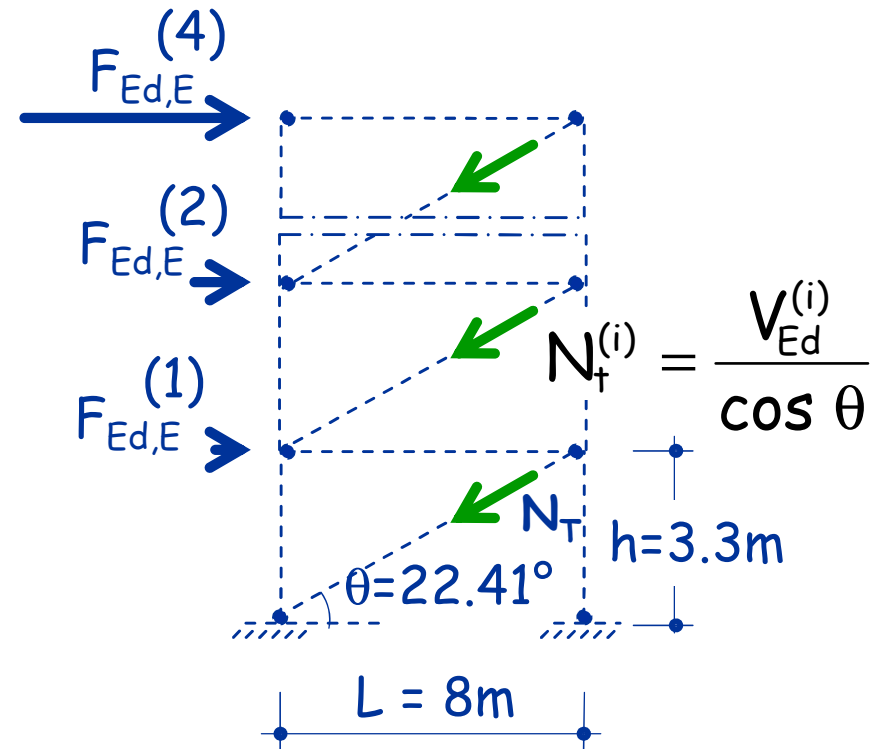
$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 2400$
- $\sum z_i W_i = 79200 \text{ kNm}$
- $F_h = 1442.2 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
4	13.2	576.9	576.9
3	9.9	432.7	1009.5
2	6.6	288.4	1298.0
1	3.3	144.2	1442.2

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

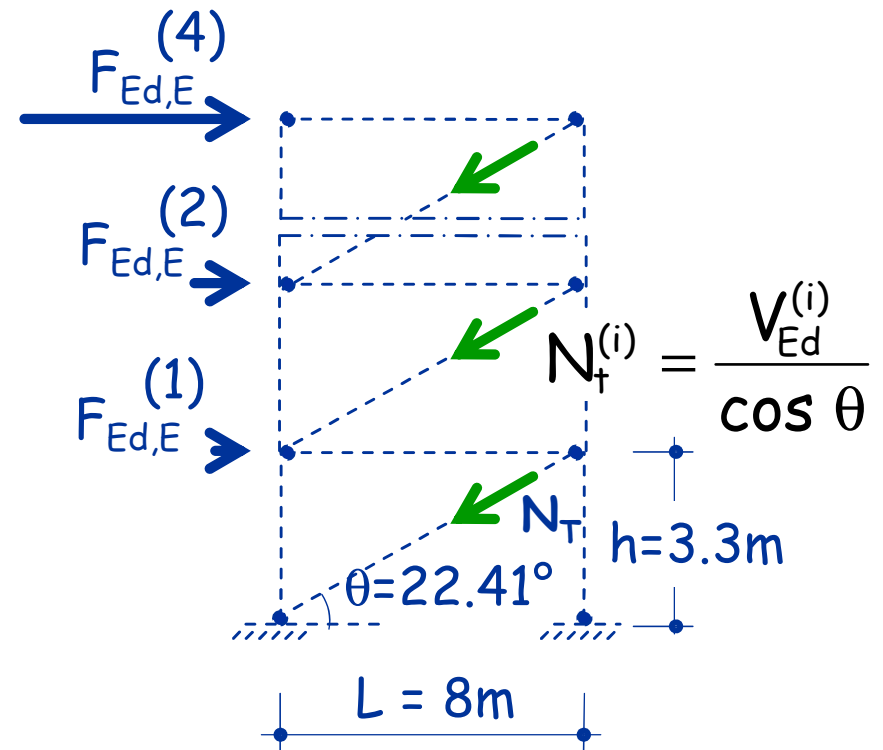
Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
4	576.9	576.9
3	432.7	1009.5
2	288.4	1298.0
1	144.2	1442.2



$$N_+^{(4)} = \frac{576.9 \text{ kN}}{\cos \theta} = 624.5 \text{ kN}$$

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	576.9	576.9	624.5
3	432.7	1009.5	1092.0
2	288.4	1298.0	1404.0
1	144.2	1442.2	1560.1



$$N_+^{(1)} = \frac{1442.2 \text{ kN}}{\cos \theta} = 1560.1 \text{ kN}$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)
4	624.5
3	1092.0
2	1404.4
1	1560.1

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M0} = 1.05$
- $N_{Ed} = 1092.0 \text{ kN}$



$$A \geq \frac{1.05 \times 1092.0}{235} \times 10 = 48.8 \text{ cm}^2$$



Scatolare 175 x 8
 $A = 51.24 \text{ cm}^2$

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5			
3	1092.0	Scat 1750x8	S235	1146.8
2	1404.4			
1	1560.1			

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5	Scat 150x5	S235	629.8
3	1092.0	Scat 175x8	S235	1146.8
2	1404.4	Scat 180x10	S235	1445.1
1	1560.1	Scat 200x10	S235	1624.2

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5	629.8
3	1092.0	1146.8
2	1404.4	1445.1
1	1560.1	1624.2

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \Rightarrow \Omega_4 = \frac{629.8}{624.5} = 1.008$$

...

$$\Omega_1 = \frac{1624.2}{1560.1} = 1.041$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Ω
4	624.5	629.8	1.008
3	1092.0	1146.8	1.050
2	1404.4	1445.1	1.029
1	1560.1	1624.2	1.041

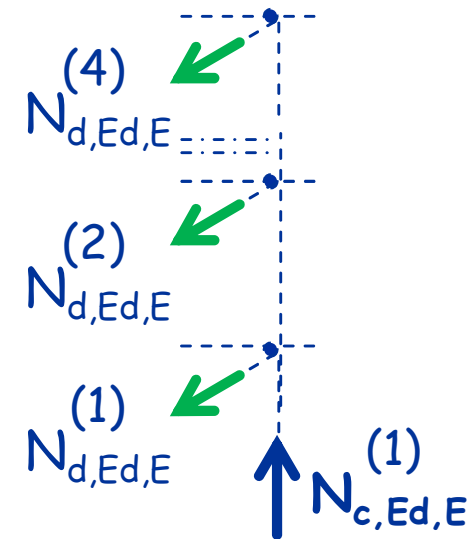
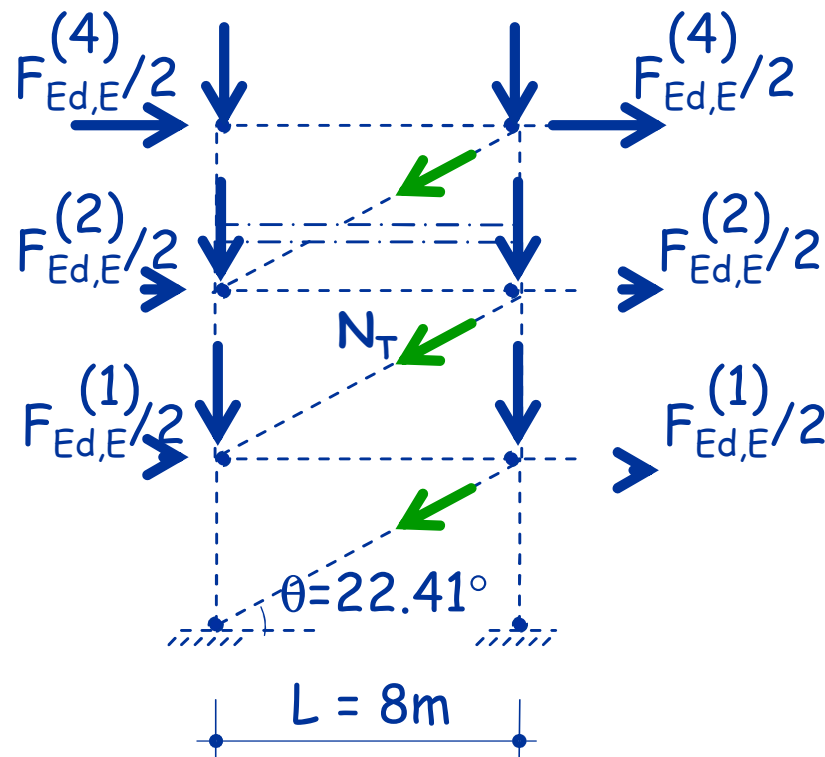
Ω_{min}

Ω_{max}

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1.050}{1.008} < 1.25$$

La condizione di uniformità
delle sovreresistenze è
soddisfatta

Sforzo Normale delle Colonne Centrali



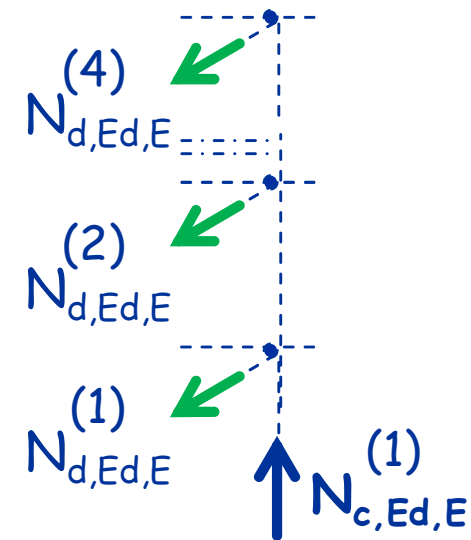
$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + \underbrace{1.1 \gamma_{Rd} \Omega}_{1.1 \times 1.20 \times 1.008 = 1.331} \sum_{j=i+1}^n N_{d,Ed,E}^{(j)} \text{sen} \theta$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.008 = 1.331$$

Sforzo Normale delle Colonne Centrali

Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
4	-316.7
3	-871.0
2	-1583.6
1	-2375.4



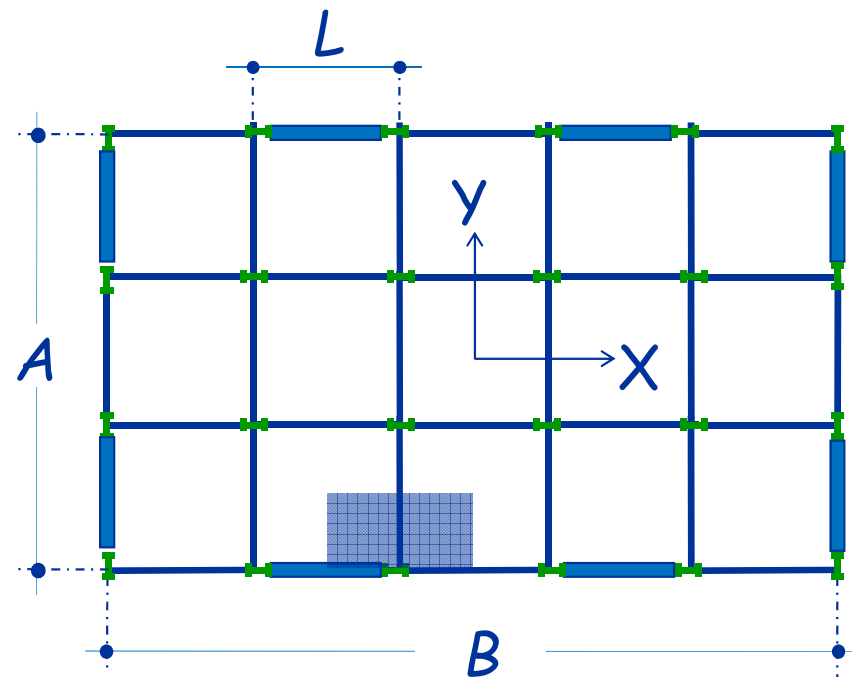
$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 1.331 \times (624.5 + 1092.0 + 1404.4 + 1560.1) \sin 22.4$$

$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 2375.4 \text{ kN}$$

Sforzo Normale delle Colonne Centrali

Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
4	-316.7	-160.0
3	-871.0	-320.0
2	-1583.6	-480.0
1	-2375.4	-640.0

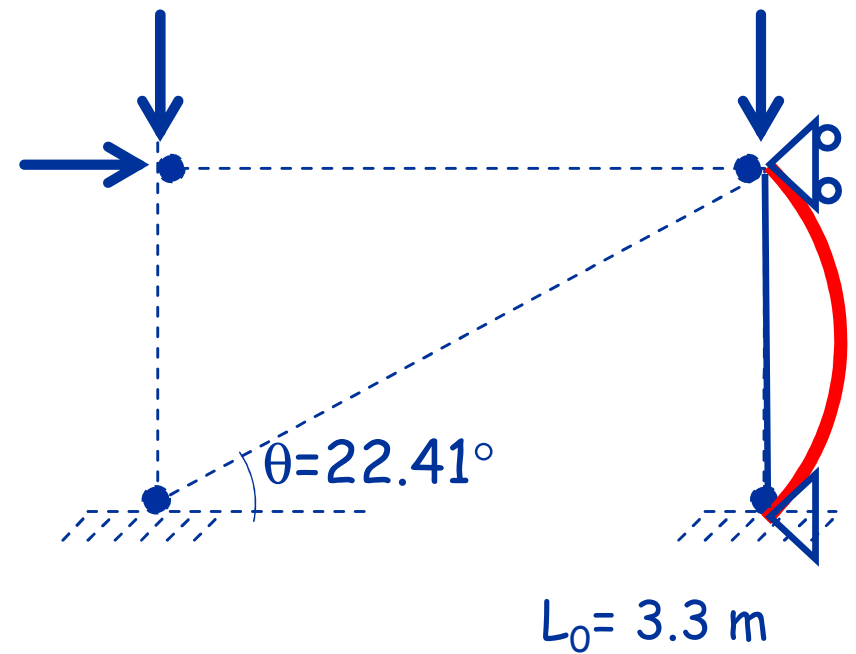


$$N_{c,Ed,G}^{(4)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160\text{kN}$$

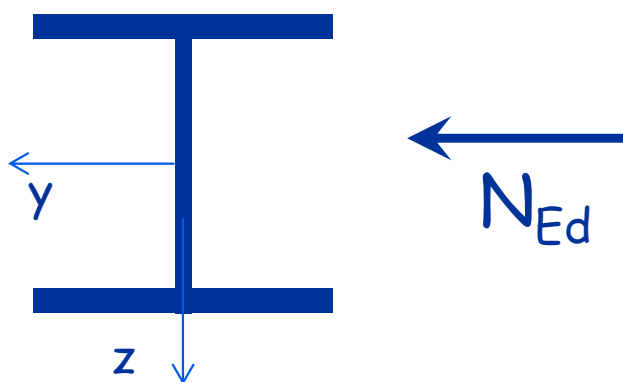
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	-316.7	-160.0	-476.7
3	-871.0	-320.0	-1191.0
2	-1583.6	-480.0	-2063.6
1	-2375.4	-640.0	-3015.4

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$$

Acciaio S235

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

(uguale nei due piani)

Assumo $\chi = 0.8$ e calcolo ...

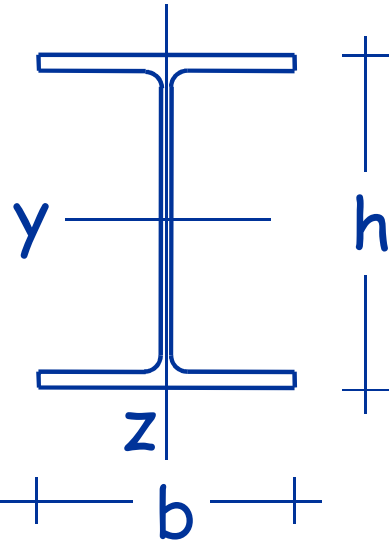
$$A = \frac{\gamma_{M0} \times N_{Ed}}{\chi f_y} = \frac{1.05 \times 3015.4}{0.8 \times 235} \times 10 = 168.4 \text{ cm}^2$$

Sezione **HEB 340**

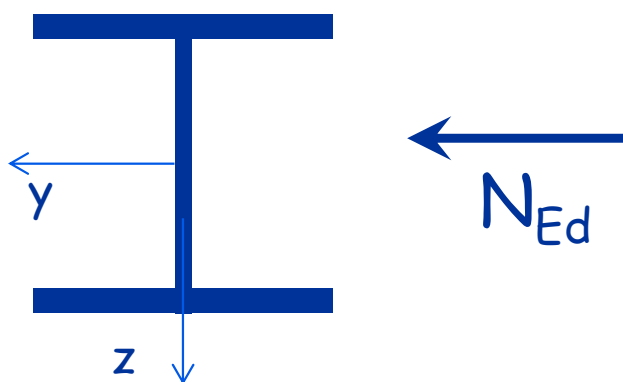
A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)
170.8	9690	7.53

43/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

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 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 1)



$$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$$

Acciaio S235

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

(uguale nei due piani)

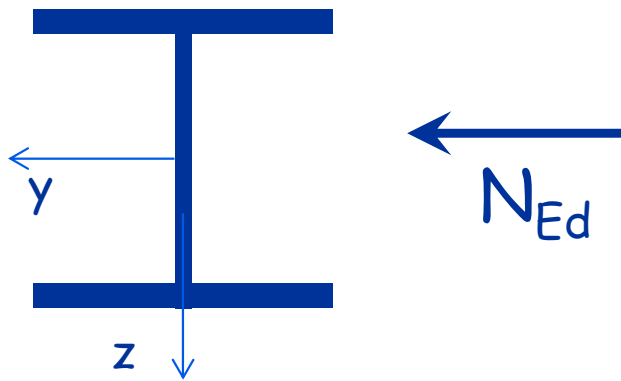
➔ Sezione **HEB 340**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
170.8	9690	7.53	C

Snellezza:

$$\bar{\lambda} = \frac{330}{7.53} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.81}{93.01} = 0.471$$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

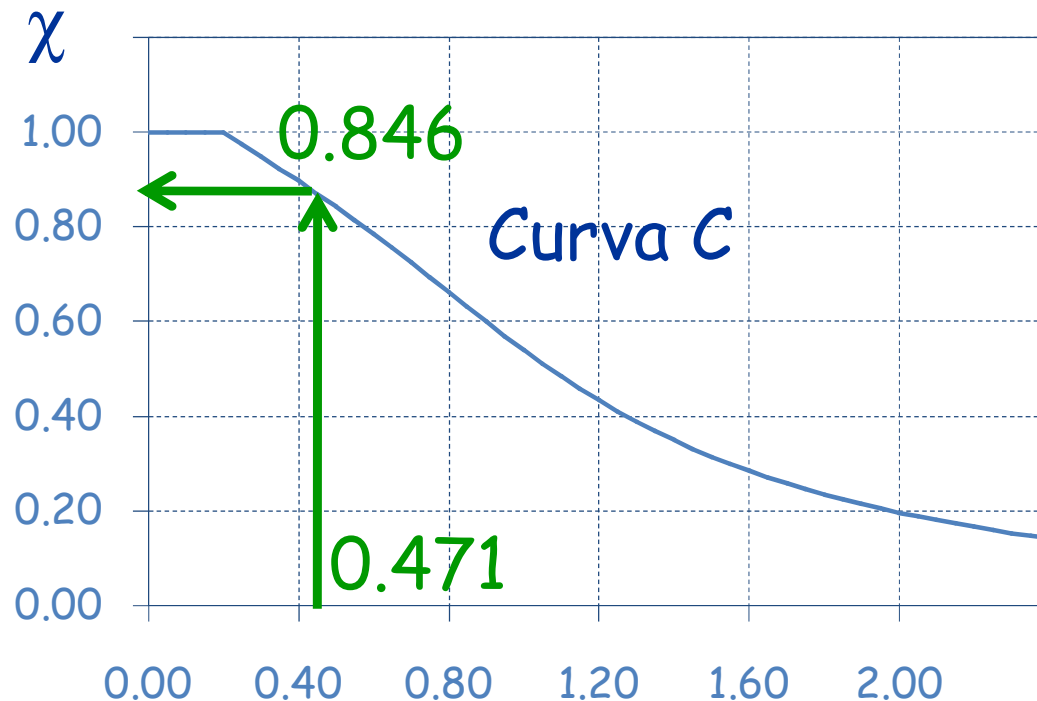


$$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Sezione **HEB 340**

$$A = 170.8 \text{ cm}^2$$

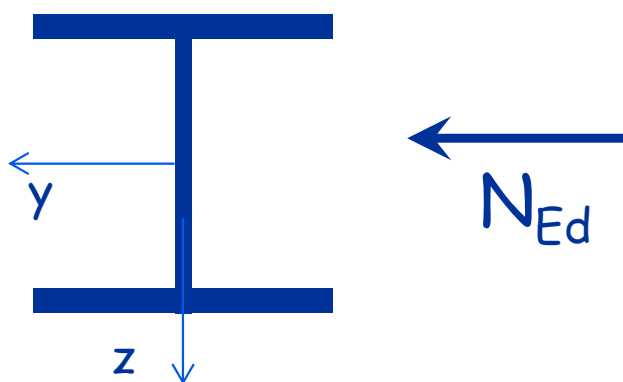


$$N_{b,Rd} = 0.846 \frac{170.8 \times 235}{1.05 \times 10}$$

$$N_{b,Rd} = 3234.0 \text{ kN}$$

Si può provare una
sezione più piccola.

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$$

Acciaio S235

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

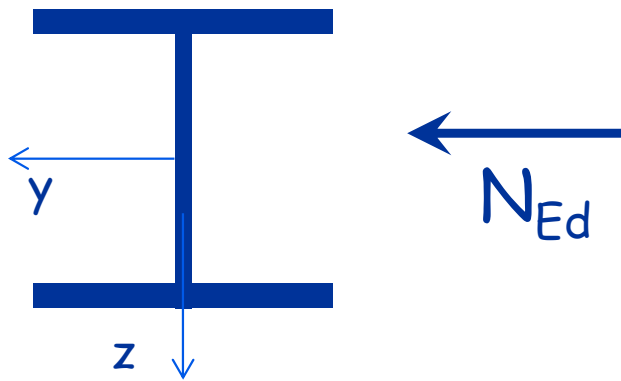
(uguale nei due piani)

➔ Sezione **HEB 320**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
161.3	9239	7.57	C

Snellezza:
$$\bar{\lambda} = \frac{330}{7.57} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.60}{93.01} = 0.469$$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

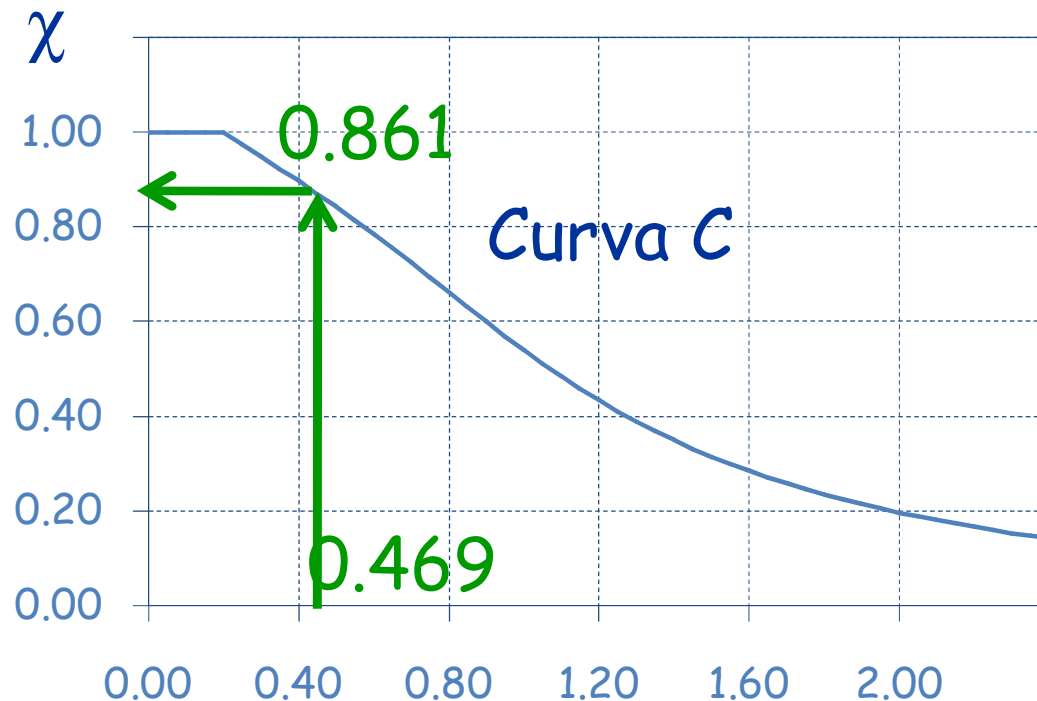


$$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Sezione **HEB 320**

$$A = 161.3 \text{ cm}^2$$



$$N_{b,Rd} = 0.861 \frac{161.3 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 3108.3 \text{ kN}$$

Progetto delle Colonne

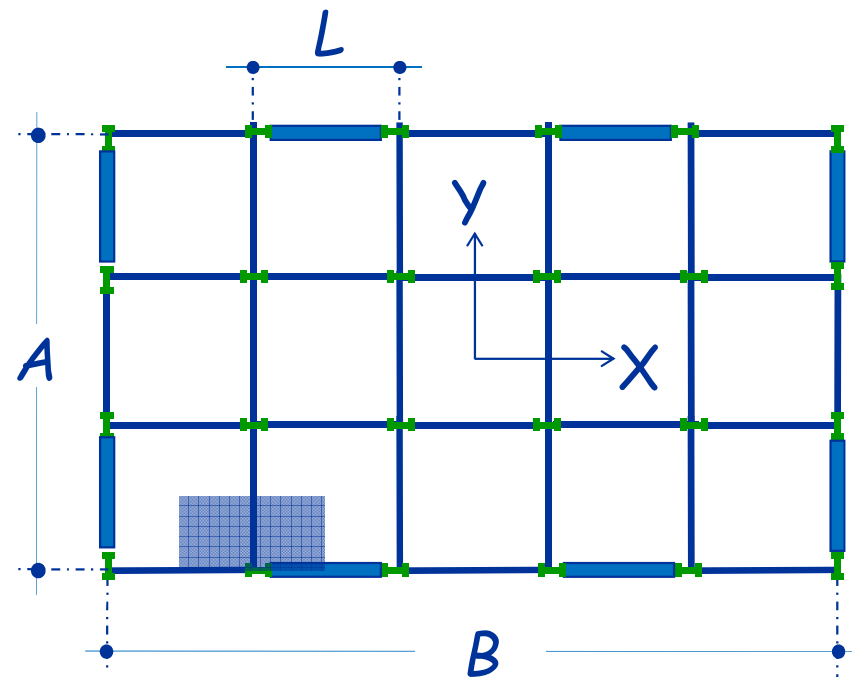
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	-316.7	-160.0	-476.7	HEB 200	S235	1266.1
3	-871.0	-320.0	-1191.0	HEB 200	S235	1266.1
2	-1583.6	-480.0	-2063.6	HEB 320	S235	3108.3
1	-2375.4	-640.0	-3015.4	HEB 320	S235	3108.3

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver St.
4	-316.7	-160.0	-476.7	HEB 200	S235	1266.1	0.38
3	-871.0	-320.0	-1191.0	HEB 200	S235	1266.1	0.94
2	-1583.6	-480.0	-2063.6	HEB 320	S235	3108.3	0.66
1	-2375.4	-640.0	-3015.4	HEB 320	S235	3108.3	0.97

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

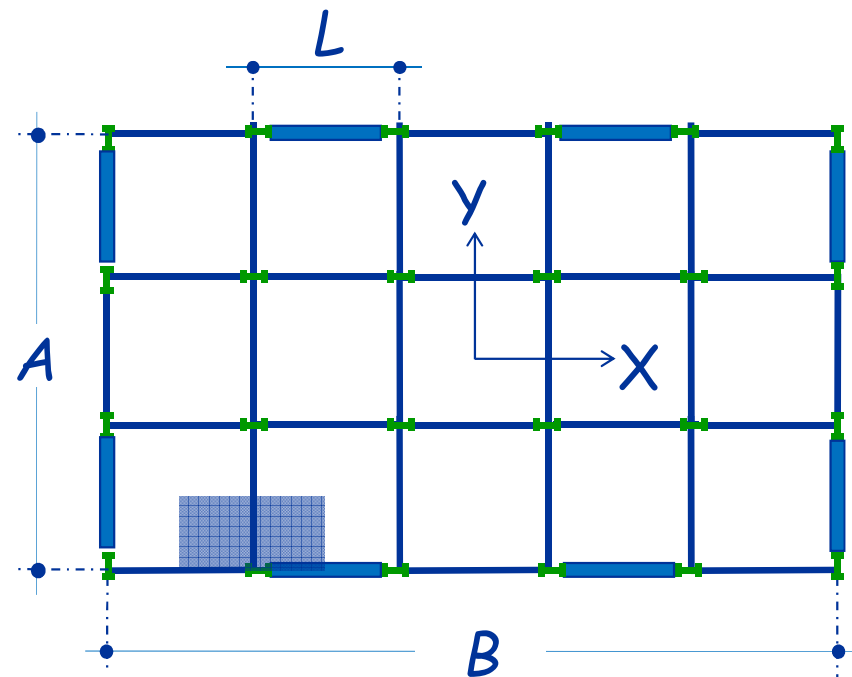
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.0	-160.0	-160.0
3	316.7	-320.0	-3.3
2	870.9	-480.0	390.9
1	1583.5	-640.0	943.5



L'effetto del sisma si sottrae a quello dei carichi verticali

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	-160	-294.4
3	-3.3	-588.8
2	390.9	-883.2
1	943.5	-1177.6
	G_k+F	G_d



Nella condizione non sismica

$$q_d = 1.4 \times 4.4 + 1.5 \times 2 = 9.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_{c,Ed}^{(4)} = 9.2 \times 32 = 294.4 \text{ kN}$$

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver St.
4	-294.4	HEB 160	S235	746.3	0.40
3	-588.8	HEB 160	S235	746.3	0.79
2	-883.2	HEB 200	S235	1266.1	1.70
1	-1177.6	HEB 200	S235	1266.1	0.93

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.

$$T_1 = 0.973 \text{ s anziché } 0.346 \text{ s}$$



Cambia lo sforzo normale di progetto sui controventi

Non Linearità Geometriche

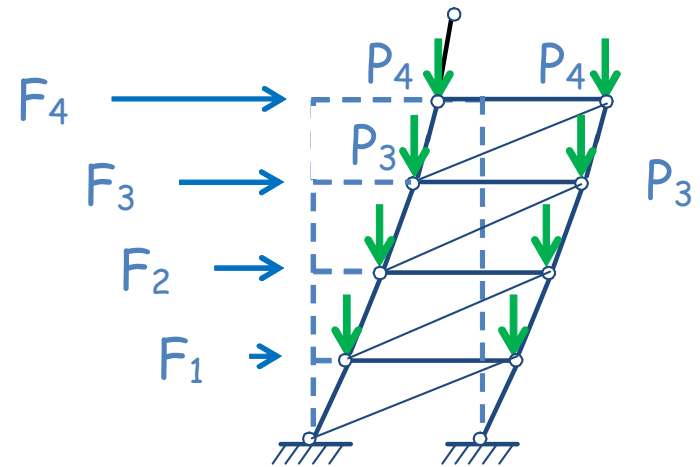
Le non linearità geometriche possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

dove:

$$d_r = d_E q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$d_r = d_E \left[1 + (q-1) \frac{T_c}{T_1} \right] \quad \text{se } T_1 < T_c$$



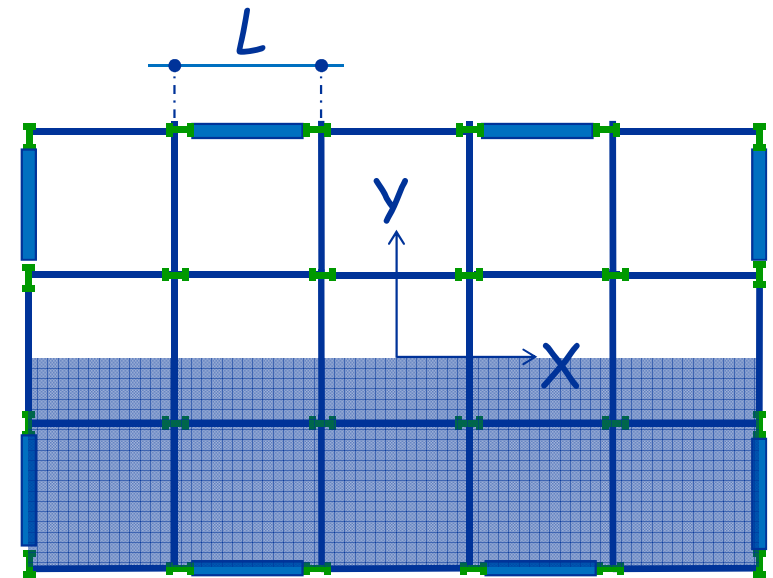
Se $0.1 < \theta < 0.2$ incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$

Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

Il carico totale di piano nella
combinazione sismica per
ciascun telaio è:

$$P^{(i)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (40\text{m} \times 12\text{m}) = 2400\text{kN}$$



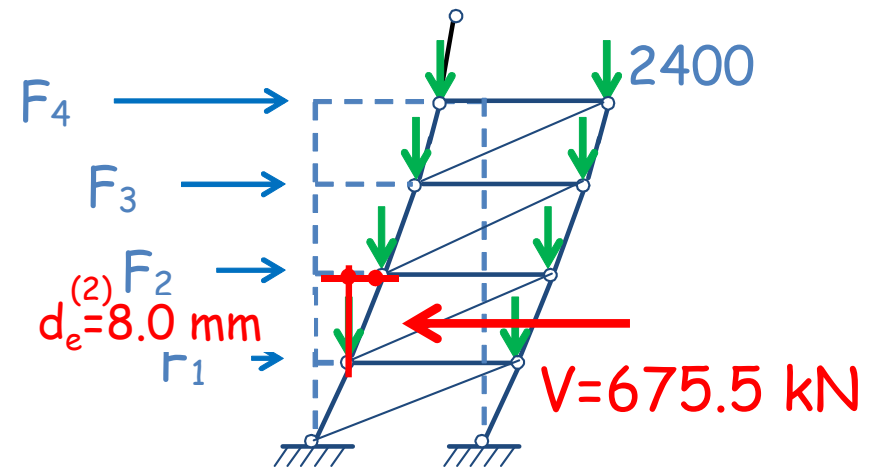
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

$$d_r = d_E \quad q = 8.0 \times 4$$

$$d_r = 32.1 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{3 \times 2400 \text{ kN} \times 32.1 \text{ mm}}{675.5 \text{ kN} \times 3300 \text{ mm}} = 0.11$$



Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ
4	2400	363.5	38.6	0.08
3	4800	539.9	34.3	0.09
2	7200	675.5	32.1	0.11
1	9600	758.4	21.9	0.08

$\theta > 0.1 \Rightarrow$ Bisogna considerare le non linearità geometriche

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ	1/(1- θ)
4	2400	363.5	38.6	0.08	1.09
3	4800	539.9	34.3	0.09	1.10
2	7200	675.5	32.1	0.11	1.12
1	9600	758.4	21.9	0.08	1.08

Le sollecitazioni sismiche devono essere amplificate per gli effetti del secondo ordine

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.



Cambiano lo sforzo normale di progetto sui controventi



Le sezioni di travi e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design

Sezioni dei Controventi

Confronti tra le iterazioni

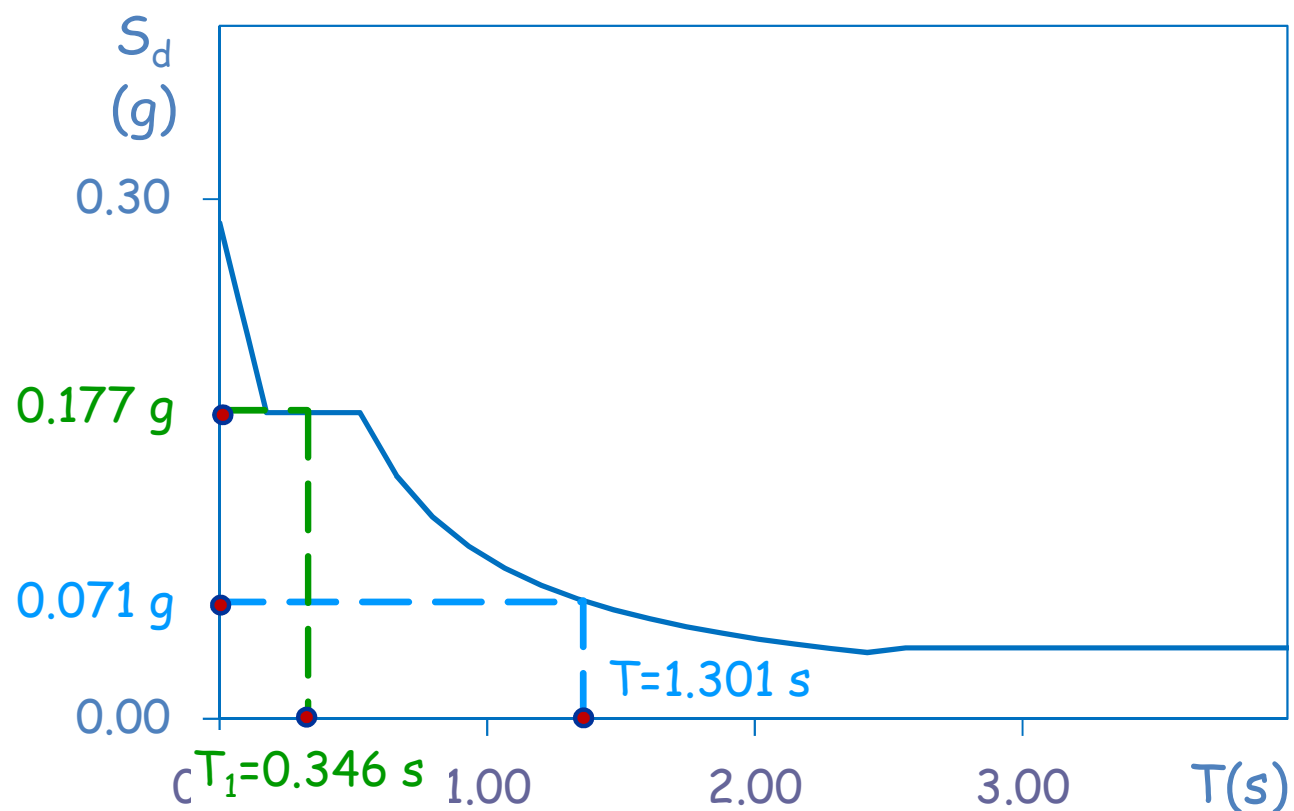
Piano	Profilo	λ	Profilo	λ
4	Scat 150x5	1.570	Scat 120x4	1.962
3	Scat 175x8	1.368	Scat 135x5	1.752
2	Scat 180x10	1.348	Scat 140x6	1.708
1	Scat 200x10	1.204	Scat 140x7	1.721

Prima iter. $T=0.346$ s
(da formula
approssimata)

Iter. finale $T=1.301$ s
(da analisi modale)

La snellezza normalizzata soddisfa i limiti di normativa

Sezioni dei Controventi Confronti



La variazione di periodo comporta una forte riduzione delle forze rispetto al primo dimensionamento

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.

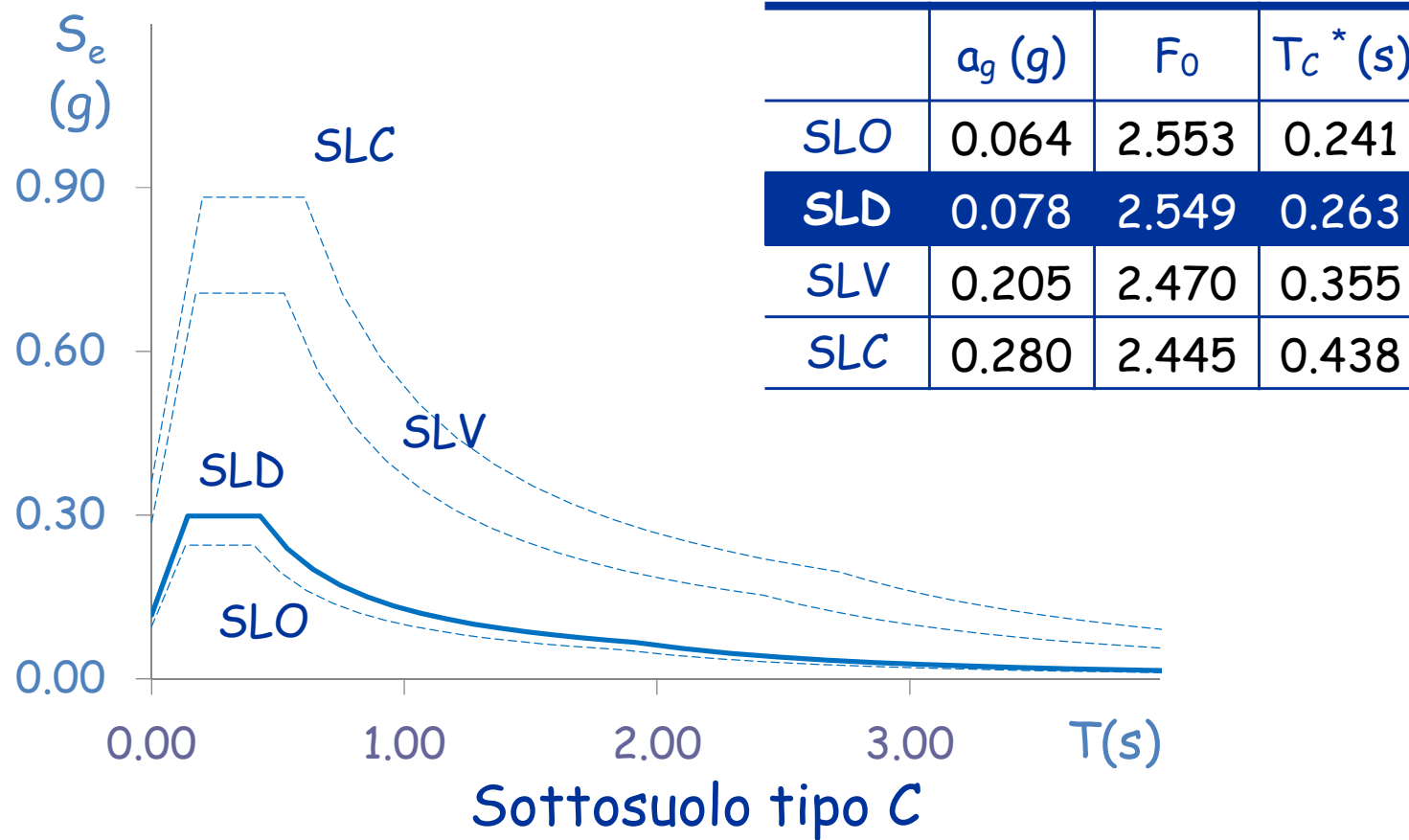
Criteri di Verifiche SLE

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



Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

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

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d _{lim} (mm)
4	15.98	16.5
3	16.24	16.5
2	15.55	16.5
1	12.08	16.5