

Corso di aggiornamento

**Progetto di edifici antisismici  
con struttura a telaio in acciaio**

6 - Dimensionamento e calcolo approssimato

Villa Redenta, Spoleto

23-24 marzo 2017

Aurelio Ghersi

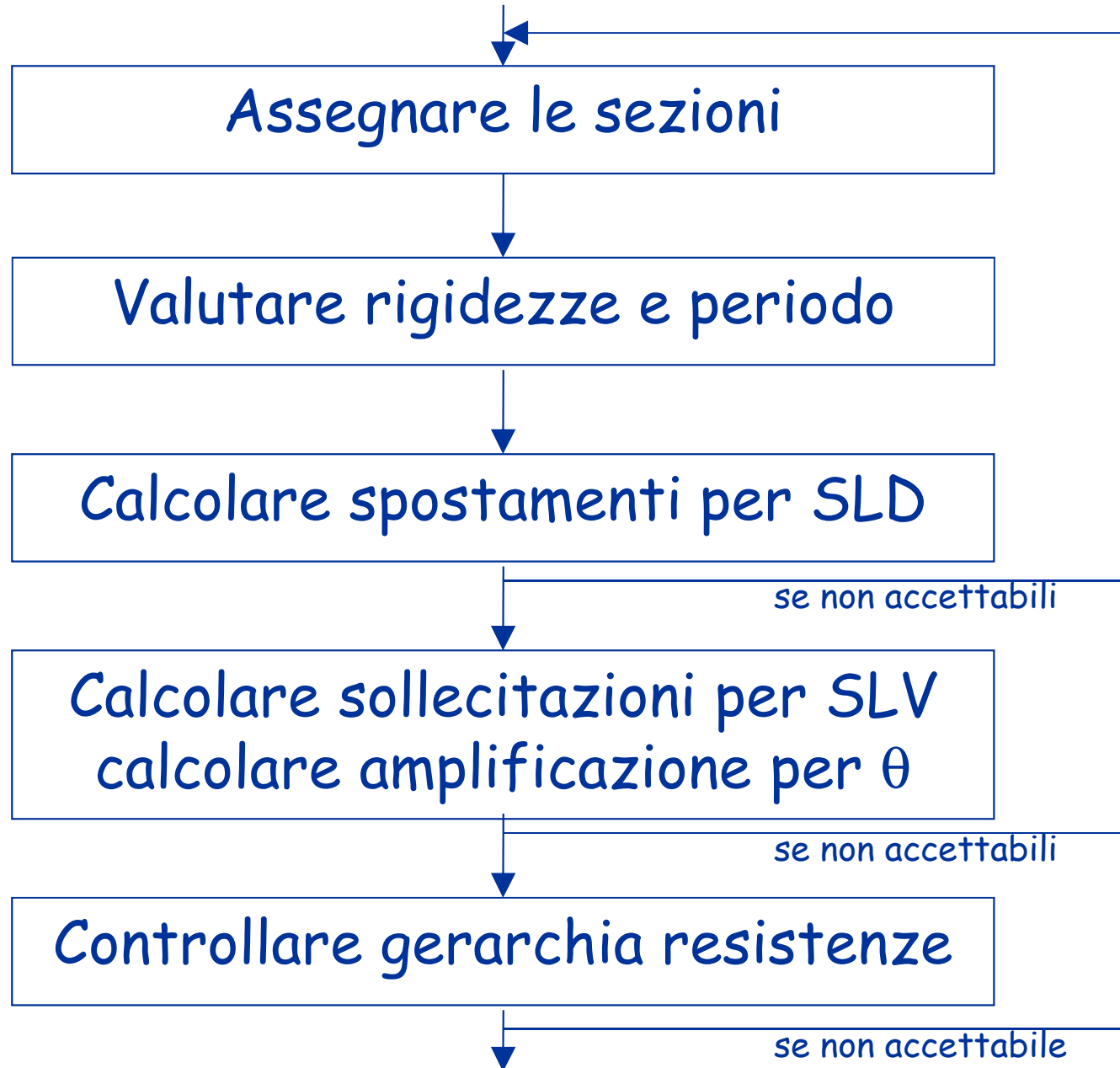
# Dimensionamento

- Le indicazioni da rispettare sono molte ed occorre almeno un calcolo di massima per verificarle
- Si potrebbe procedere per tentativi:
  - assegnare le sezioni
  - fare il calcolo
  - verificare le sezioni



... ma è preferibile organizzare un foglio di calcolo che faccia un calcolo di massima e tutti i controlli

# Schema logico



# Sezioni di primo tentativo

- Tenendo conto dei carichi verticali e, sommariamente, di indicazioni utili per gerarchia delle resistenze, si è visto che occorre usare come minimo:

Colonne

- Sezione HE 360 B  
in acciaio S355

Travi

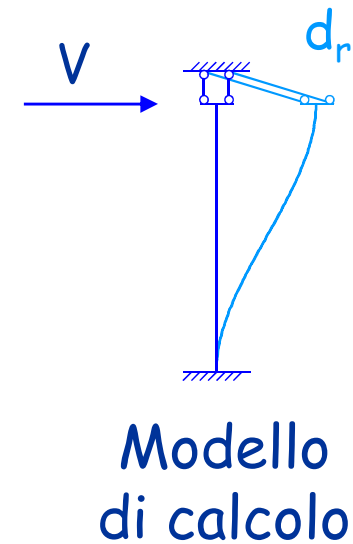
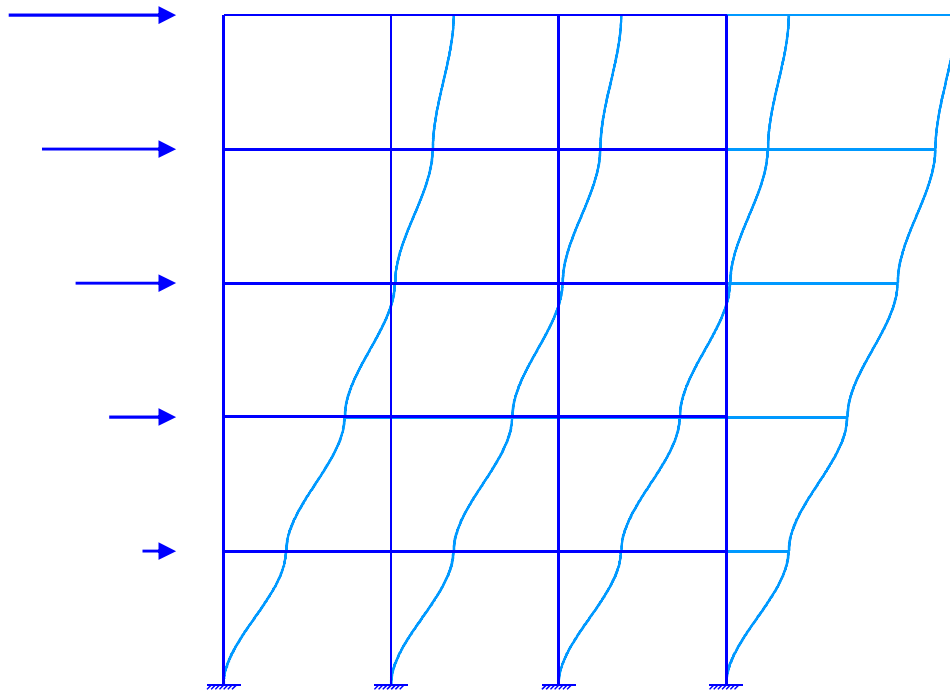
- Sezione IPE 360  
in acciaio S275

# Sezioni di primo tentativo

- Sezione HE 360 B
  - $A = 180.6 \text{ cm}^2$
  - $N_{Rd} = 6106 \text{ kN}$
  - $N_{Ed,q} \text{ max} = 1241 \text{ kN} \approx 0.2 N_{Rd}$
  - $M_{Rd,y(N)} = 827.2 \text{ kNm}$      $M_{Rd,z(N)} = 348.92 \text{ kNm}$
- Trave IPE 360
  - $M_{Rd} = 266.9 \text{ kNm}$
  - $1.1 \gamma_{ov} M_{Rd} = 367 \text{ kNm}$
- Il momento resistente  $M_{Rd,y}$  della colonna è più che sufficiente per la gerarchia delle resistenze
- Il momento resistente  $M_{Rd,z}$  della colonna potrebbe non essere sufficiente

# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide



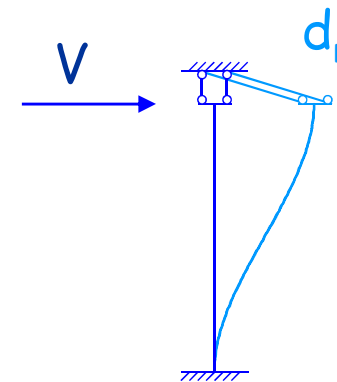
# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

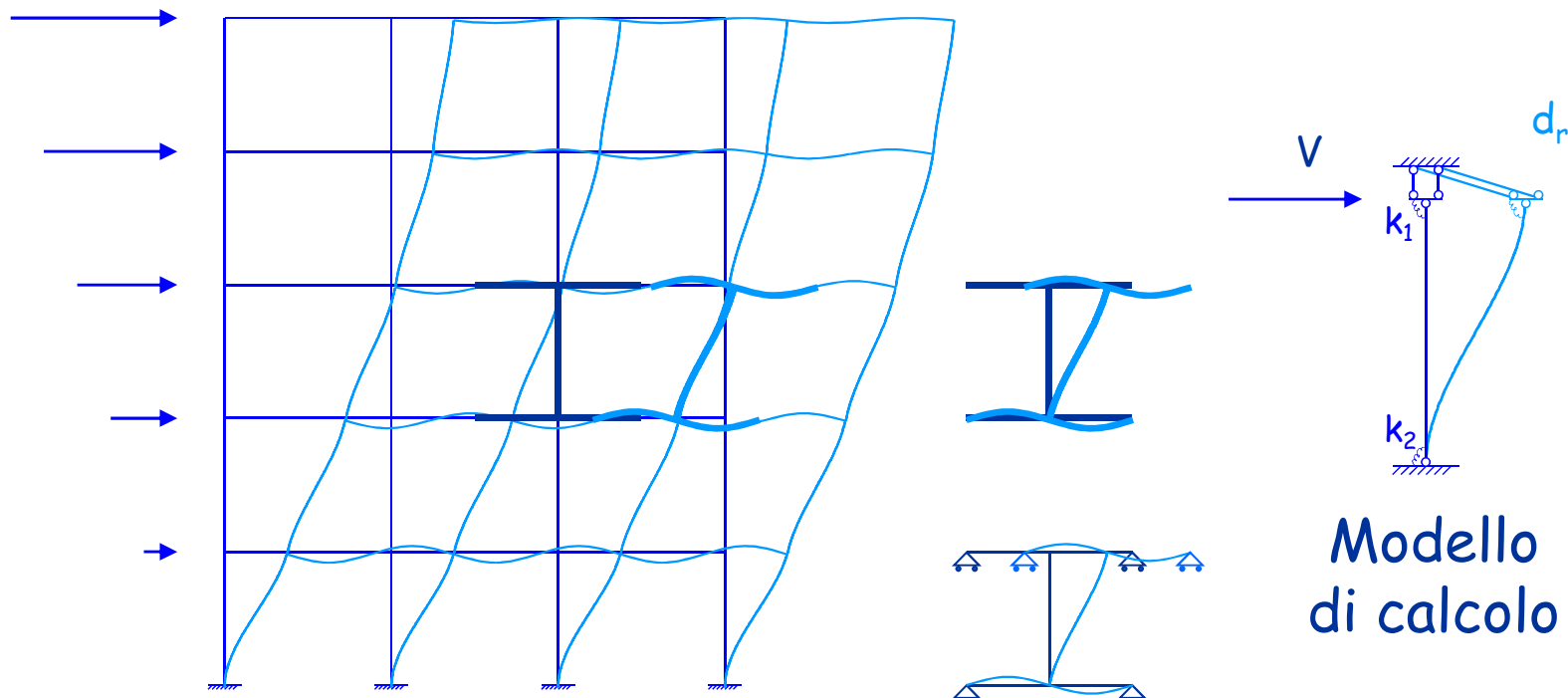
La rigidezza è proporzionale al momento d'inerzia della sezione



Modello  
di calcolo

# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili





# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$k_1 = \frac{12 E I_{t,\text{sup}}}{L_t}$$

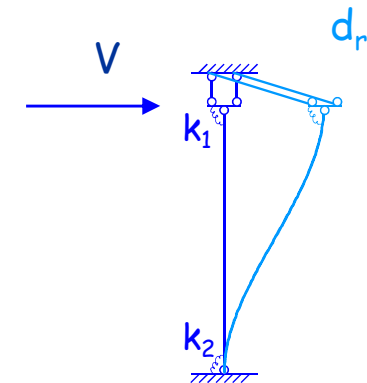


ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà (nel caso di piani intermedi)

$$k_1 = \frac{6 E I_{t,\text{sup}}}{L_t}$$

$$k_2 = \frac{6 E I_{t,\text{inf}}}{L_t}$$

pongo  $r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{sup}} / L_t}$   $r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{inf}} / L_t}$

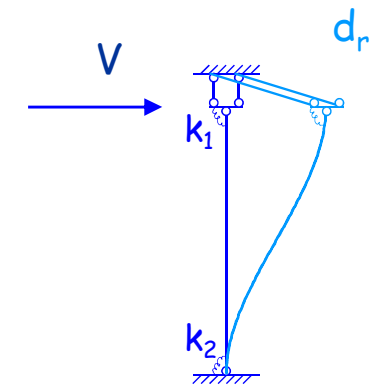


Modello di calcolo

# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$\begin{aligned}d_r &= \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right] \\&= \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) - \frac{1}{2} \frac{(r_1 - r_2)^2 / 6}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right] \\&\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) \right] \quad \text{se } r_1 \cong r_2\end{aligned}$$



Modello  
di calcolo

Lo spostamento dipende anche  
dalla rigidezza delle travi

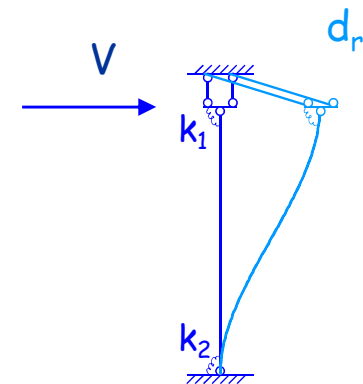
# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

In maniera semplificata, spostamento e rigidezze si possono esprimere direttamente con

$$d_r \cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t} \right) \right]$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t} \right)}$$



Modello di calcolo

# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

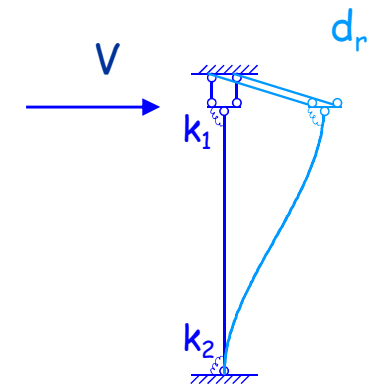
Ora preferisco però usare sempre l'espressione generale

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6}}$$

$$\text{con } r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{sup}} / L_t} \quad r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{inf}} / L_t}$$

Note:  $r = 0$  se la trave è infinitamente rigida (incastro)

si potrebbe dimezzare  $r$  se vi è solo il pilastro sup. o inf. ma non sembra funzioni bene



Modello  
di calcolo

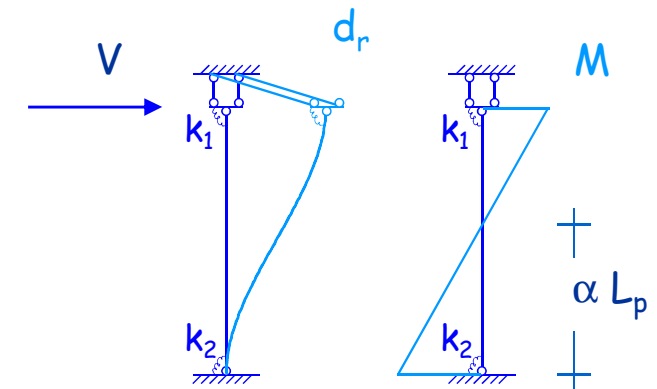
# Rigidezza laterale

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

Dallo schema si può ottenere anche la  
posizione del punto di nullo di  $M$

Dista dalla base  $\alpha L_p$ , con

$$\alpha = 0.5 \frac{1 + r_1 / 3}{1 + r_1 / 6 + r_2 / 6}$$



Modello  
di calcolo

Note:  $r = 0$  se la trave è infinitamente rigida (incastro)  
si potrebbe dimezzare  $r$  se vi è solo il pilastro sup. o inf. ma non sembra funzioni bene

# Foglio di calcolo Rigidezza\_acc

<b>Superiormente</b>			<b>pilastro</b>			<b>k (t=inf)</b>			18.11	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra ▼			profilato <b>HE 320 B</b>			riduzione			0.251	
			inerzia <b>max</b>							
			Lp <b>3.50</b> m			<b>k</b>			<b>4.56</b>	<b>kN/mm</b>
<b>Inferiormente</b>						<b>punto di nullo di M a</b>			<b>0.500</b>	<b>da base</b>
esiste un pilastro al di sotto ▼										
<b>Travi superiori e inferiori</b>			<b>travi superiori</b>							
diverse tra loro ▼			<b>trave sx</b>			<b>trave dx</b>				
			profilato <b>IPE 360</b> cm			profilato <b>IPE 360</b> cm				
			Lt <b>5.50</b> m			Lt <b>5.50</b> m				
<b>Travi a destra e sinistra</b>			<b>travi inferiori</b>							
due, dx e sx, diverse tra loro ▼			<b>trave sx</b>			<b>trave dx</b>				
			profilato <b>IPE 360</b> cm			profilato <b>IPE 360</b> cm				
			Lt <b>come sup</b>			Lt <b>come sup</b>				
E	<b>210000</b>	MPa								

In **rosso** i dati da inserire

Caselle a discesa per selezionare le possibili situazioni

In **blu** i risultati forniti

# Foglio di calcolo Rigidezza\_acc

Superiormente	
esiste un pilastro al di sopra	▼
non esiste pilastro al di sopra	
esiste un pilastro al di sopra	
la trave superiore è infinitamente rigida	

$r_1$  potrebbe dimezzarsi \*

caso standard

$r_1 = 0$

Inferiormente	
esiste un pilastro al di sotto	▼
non esiste pilastro al di sotto	
esiste un pilastro al di sotto	
la trave inferiore è infinitamente rigida	
il pilastro è incastrato alla base	

$r_2$  potrebbe dimezzarsi \*

caso standard

$r_2 = 0$

Travi superiori e inferiori	
diverse tra loro	▼
uguali tra loro	
diverse tra loro	

Travi a destra e sinistra	
due, dx e sx, diverse tra loro	▼
una sola	
due, dx e sx, diverse tra loro	
due, dx e sx, uguali tra loro	

\* ma per ora non  
la modifico

# Foglio di calcolo Rigidezza\_acc



Nota: nel foglio di calcolo è inserita una protezione, per evitare che si inseriscano valori in celle sbagliate. La protezione è senza password e può essere rimossa se si vuole modificare il file



# Foglio di calcolo Rigidezza\_acc

Superiormente			pilastro			k (t=inf)			18.11	kN/mm	non esiste pilastro al di sopra					
esiste un pilastro al di sopra			profilato HE 320 B			riduzione			0.251		esiste un pilastro al di sopra					
			inerzia max								la trave superiore è infinitamente rigida					
			Lp 3.50 m			k			4.56	kN/mm						
Inferiormente						punto di nullo di M a			0.500	da base	non esiste pilastro al di sotto					
esiste un pilastro al di sotto											esiste un pilastro al di sotto					
											la trave inferiore è infinitamente rigida					
											il pilastro è incastrato alla base					
Travi superiori e inferiori			travi superiori													
diverse tra loro			trave sx			trave dx										
			profilato IPE 360			cm	profilato IPE 360			cm	uguali tra loro					
			Lt 5.50			m	Lt 5.50			m	diverse tra loro					
Travi a destra e sinistra			travi inferiori								una sola					
due, dx e sx, diverse tra loro			trave sx			trave dx					due, dx e sx, diverse tra loro					
			profilato IPE 360			cm	profilato IPE 360			cm	due, dx e sx, uguali tra loro					
			Lt come sup				Lt come sup									
E	210000	MPa														
Ip	30820	cm4	sx	16270	lt,sup	16270	cm4		IPE 360		sx	16270	lt,inf	16270	cm4	
E Ip / Lp	1.85E+07	kN mm		5.50	E lt,s / Lt	6.21E+06	kN mm		5.50		5.50	E lt,i / Lt	6.21E+06	kN mm		
					r1	2.98						r2	2.98			
			IPE 360	dx	16270	lt,sup	16270	cm4		IPE 360	IPE 360	dx	16270	lt,inf	16270	cm4
			5.50		5.50	E lt,s / Lt	6.21E+06	kN mm		5.50		5.50	E lt,i / Lt	6.21E+06	kN mm	

Nel foglio sono presenti zone che contengono valori intermedi di calcolo, da non modificare (sono visibili in carattere grigio chiaro)

# Rigidezza laterale

Nel caso in esame abbiamo più situazioni:

- Colonna lato rigido + 1 trave
- Colonna lato rigido + 2 travi
- Colonna lato flessibile + 1 trave
- Colonna lato flessibile + 2 travi

Occorre inoltre distinguere:

- 1° ordine: la fondazione è rigida
- Altri ordini: la colonna è tra due travi flessibili

Provo a usare colonne HE 360 B e travi IPE 360

# Rigidezza laterale

<b>Superiamente</b>		<b>pilastro</b>				<b>k (t=inf)</b>	25.39	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra	▼	profilato	HE 360 B			riduzione	0.193	
		inerzia	max					
		Lp	3.50	m		k	4.91	kN/mm
<b>Inferiamente</b>					punto di nullo di M a		0.500	da base
esiste un pilastro al di sotto	▼							
<b>Travi superiori e inferiori</b>		<b>travi superiori</b>						
diverse tra loro	▼	trave sx=dx						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	5.50	m				
<b>Travi a destra e sinistra</b>		<b>travi inferiori</b>						
due, dx e sx, uguali tra loro	▼	trave sx=dx						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	come sup					
E	210000	MPa						

<b>Superiamente</b>		<b>pilastro</b>				<b>k (t=inf)</b>	25.39	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra	▼	profilato	HE 360 B			riduzione	0.107	
		inerzia	max					
		Lp	3.50	m		k	2.72	kN/mm
<b>Inferiamente</b>					punto di nullo di M a		0.500	da base
esiste un pilastro al di sotto	▼							
<b>Travi superiori e inferiori</b>		<b>travi superiori</b>						
diverse tra loro	▼	trave						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	5.50	m				
<b>Travi a destra e sinistra</b>		<b>travi inferiori</b>						
una sola	▼	trave						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	come sup					
E	210000	MPa						



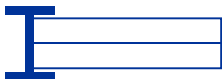

<b>Superiamente</b>		<b>pilastro</b>				<b>k (t=inf)</b>	5.96	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra	▼	profilato	HE 360 B			riduzione	0.505	
		inerzia	min					
		Lp	3.50	m		k	3.01	kN/mm
<b>Inferiamente</b>					punto di nullo di M a		0.500	da base
esiste un pilastro al di sotto	▼							
<b>Travi superiori e inferiori</b>		<b>travi superiori</b>						
diverse tra loro	▼	trave sx=dx						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	5.50	m				
<b>Travi a destra e sinistra</b>		<b>travi inferiori</b>						
due, dx e sx, uguali tra loro	▼	trave sx=dx						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	come sup					
E	210000	MPa						

<b>Superiamente</b>		<b>pilastro</b>				<b>k (t=inf)</b>	5.96	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra	▼	profilato	HE 360 B			riduzione	0.338	
		inerzia	min					
		Lp	3.50	m		k	2.01	kN/mm
<b>Inferiamente</b>					punto di nullo di M a		0.500	da base
esiste un pilastro al di sotto	▼							
<b>Travi superiori e inferiori</b>		<b>travi superiori</b>						
diverse tra loro	▼	trave						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	5.50	m				
<b>Travi a destra e sinistra</b>		<b>travi inferiori</b>						
una sola	▼	trave						
		profilato	IPE 360	cm				
		Lt	come sup					
E	210000	MPa						

File Excel Rigidezza\_acc\_HE360, un foglio per ciascuna situazione

# Rigidezza laterale

- Riepilogando, con colonne HE 360 B e travi IPE 360

schema	1° ordine	Altri ordini
	9.25	2.72
	11.38	4.91
	3.43	2.01
	4.19	3.01

# Rigidezza laterale

- Rigidezza totale, somma delle rigidezze delle singole colonne

Rigidezze		vedi file Rigidezza_acc_HE360								
						numero di pilastri			rigidezza totale	
piano	rig/def	travi	k	k/kmax		dir x	dir y		dir x	dir y
2,3,4,5	Rig	2	4.91	1.00		9	9		81.48	79.49
	Rig	1	2.72	0.55		3	3		16.6	16.2
	Def	2	3.01	0.61		5	3			
	Def	1	2.01	0.41		7	9			
1	Rig	2	11.38	1.00		9	9		175.15	173.62
	Rig	1	9.25	0.81		3	3		15.4	15.3
	Def	2	4.19	0.37		5	3			
	Def	1	3.43	0.30		7	9			

# Rigidezza laterale

- Rigidezza totale, somma delle rigidezze delle singole colonne

piano	Direzione x	Direzione y
5,4,3,2	81.48	79.49
1	175.15	173.62

# Rigidezza laterale

## controllo bilanciamento della struttura

- Avendo stimato le rigidezze si può controllare il bilanciamento della struttura
- Ho usato un foglio di calcolo appositamente predisposto: Centro rigidezze-schema base acc

# Schema strutturale

## posizione e numerazione pilastri

Schema strutturale (pilastri e telai)												
Disporre nelle caselle verdi il numero di ciascun pilastro in modo da ricostruire visivamente la pianta												
Riportare nelle caselle gialle l'ascissa dei telai in direzione y e l'ordinata dei telai in direzione x, ricostruendo visivamente lo schema												
	x =	0.15		6.15		12.15		17.15		22.15		27.15
y =												
22.15		1		2		3						
17.15		4		5		6						
12.15		7		8		9		10		11		12
6.15		13		14		15		16		17		18
0.15		19		20		21		22		23		24



# Dati relativi alle rigidezze e risultati

## Baricentro e raggio d'inerzia delle rigidezze

numero di pilastri

24

### Centro di rigidezza

### Rigidezza dei pilastri

pilastro	rigidezza per sisma x	rigidezza per sisma y
1	9.25	3.43
2	11.38	3.43
3	9.25	3.43
4	3.43	11.38
5	4.19	11.38
6	3.43	11.38
7	3.43	11.38
8	4.19	11.38
9	4.19	11.38
10	11.38	3.43
11	11.38	3.43
12	3.43	9.25
13	3.43	11.38
14	11.38	4.19
15	4.19	11.38
16	11.38	4.19
17	11.38	4.19
18	3.43	11.38
19	9.25	3.43
20	11.38	3.43
21	4.19	9.25
22	11.38	3.43
23	11.38	3.43
24	3.43	9.25

Si ottiene:

$$\begin{aligned} xG_k &= 11.68 \text{ m} \\ yG_k &= 9.13 \text{ m} \\ r_{kx} &= 12.14 \text{ m} \\ r_{ky} &= 12.20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_x &= 27.00 \text{ m} \\ L_y &= 22.00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma k_x &= 175.13 \\ \Sigma k_y &= 173.61 \end{aligned}$$

Masse:

$$\begin{aligned} xG_m &= 11.54 \text{ m} \\ yG_m &= 9.40 \text{ m} \\ r_m &= 9.89 \text{ m} \end{aligned}$$

### Centro di massa

Eccentricità

$$\begin{aligned} \Delta x &= 0.14 \text{ m} \\ \Delta y &= -0.27 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ecc / L &= 0.5\% \\ &= 1.2\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{kx} / r_m &= 1.23 \\ r_{ky} / r_m &= 1.23 \end{aligned}$$

# Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di  $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

In un edificio in acciaio il peso delle masse di piano è in genere minore ( $6\div 8 \text{ kN/m}^2$ ) perché:

- La struttura è molto più leggera
- Solaio, massetto, pavimento spesso sono più leggeri
- I tramezzi spesso sono più leggeri

Il peso delle masse può essere stimato moltiplicando la superficie dell'impalcato per  $7.5 \text{ kN/m}^2$  ( $6 \text{ kN/m}^2$  in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

# Masse

- Stima approssimata

piano	S [m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	W [kN]
5	569.23	6.0	3415.4
4	452.40	7.5	3393.0
3	452.40	7.5	3393.0
2	452.40	7.5	3393.0
1	452.40	7.5	3393.0
			16987.3

# Masse

- Un calcolo più dettagliato conferma i valori

Peso delle masse di piano								
	torrino		V impalcato		IV-III-II impalcato		I impalcato	
Elemento	quantità	peso	quantità	peso	quantità	peso	quantità	peso
Solaio del piano tipo					393.6	1987.9	393.6	1987.9
Solaio di copertura			393.6	1810.7				
Solaio torrino scala	65.2	221.6						
Sbalzo copertura cornicione	12.5	48.6	48.5	189.1				
Scala			49.5	316.6	58.8	376.1	58.8	376.1
Travi IPE 300	40.5	23.1	219	124.8	231	131.7	231	131.7
Pareti di tamponamento	17.6	105.6	61.7	370.2	88.2	529.2	88.2	529.2
Tramezzi			36	108.0	72	216.0	72	216.0
Colonne HEB 450	6	10.3	30	51.3	48	82.1	48	82.1
Colonne scala HEB 140			4	1.0	8	2.0	8	2.0
Totale		409.2		2971.7		3325.0		3325.0
massa		41.71		302.93		338.94		338.94

File Excel Dimensionamento\_2, foglio Masse

# Determinazione del periodo

La normativa suggerisce di assumere

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

con

$$C_1 = 0.085$$

per strutture intelaiate in  
acciaio

$H$  = altezza dell'edificio dal  
piano di fondazione (m)

Nell'esempio:

$$H = 17.50 \text{ m} \quad (\text{escluso torrino})$$

$$T_1 = 0.085 \times 17.50^{3/4} = 0.727 \text{ s}$$

## Ma attenzione ...

- La formula di normativa non tiene conto della effettiva rigidezza della struttura
- È opportuno controllare appena possibile se il periodo è plausibile (e quindi se le forze sono effettivamente quelle da usare)
- Possibile procedimento per valutare il periodo:

Formula di Rayleigh

$m_i$ : massa di piano

$F_i$ : Forza di piano

$u_i$ : spostamento del baricentro di piano  
(provocato dalla forze  $F_i$ )

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

# Determinazione del periodo

Per applicare la formula di Rayleigh:

- Occorre conoscere le masse ai vari piani
- Si potrebbe usare una qualsiasi distribuzione di forze (ma può essere comodo assegnarne una corrispondente alle forze dell'analisi statica)



Quindi:

1. Calcolo delle forze a meno di  $a_g$  (che dipende da  $T$ )
2. Applicazione della formula di Rayleigh

# Forze

- Si applica la formula per l'analisi statica (a meno di  $S_d/g$ , non ancora nota)

$$V_b = W \cdot \lambda \cdot \frac{S_d(T_1)}{g} = W \times 1 \quad \Rightarrow \quad F_i = V_b \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

ag	1		Vb	16987.3	kN			
piano	S [m <sup>2</sup> ]	w [kN/m2]	W [kN]	h [m]	z [m]	W z	F [kN]	V [kN]
5	569.23	6.0	3415.4	3.50	17.50	59769	5687.3	5687.3
4	452.40	7.5	3393.0	3.50	14.00	47502	4520.0	10207.3
3	452.40	7.5	3393.0	3.50	10.50	35626	3390.0	13597.3
2	452.40	7.5	3393.0	3.50	7.00	23751	2260.0	15857.3
1	452.40	7.5	3393.0	3.50	3.50	11875	1130.0	16987.3
			16987.3			178523	16987.3	



# Determinazione degli spostamenti

- Taglio  $\rightarrow$  spostamento relativo di piano
- Spostamenti relativo  $\rightarrow$  spostamenti assoluti

piano	V [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
5	5687.3	81.48	69.80	653.53
4	10207.3	81.48	125.27	583.73
3	13597.3	81.48	166.87	458.46
2	15857.3	81.48	194.61	291.59
1	16987.3	175.15	96.99	96.99

# Periodo proprio della struttura

direzione x

Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+V	348.2	5687.3	653.5	3716.8	148.69
IV	345.9	4520.0	583.7	2638.5	117.85
III	345.9	3390.0	458.5	1554.2	72.70
II	345.9	2260.0	291.6	659.0	29.41
I	345.9	1130.0	97.0	109.6	3.25
somma				8678.0	371.91

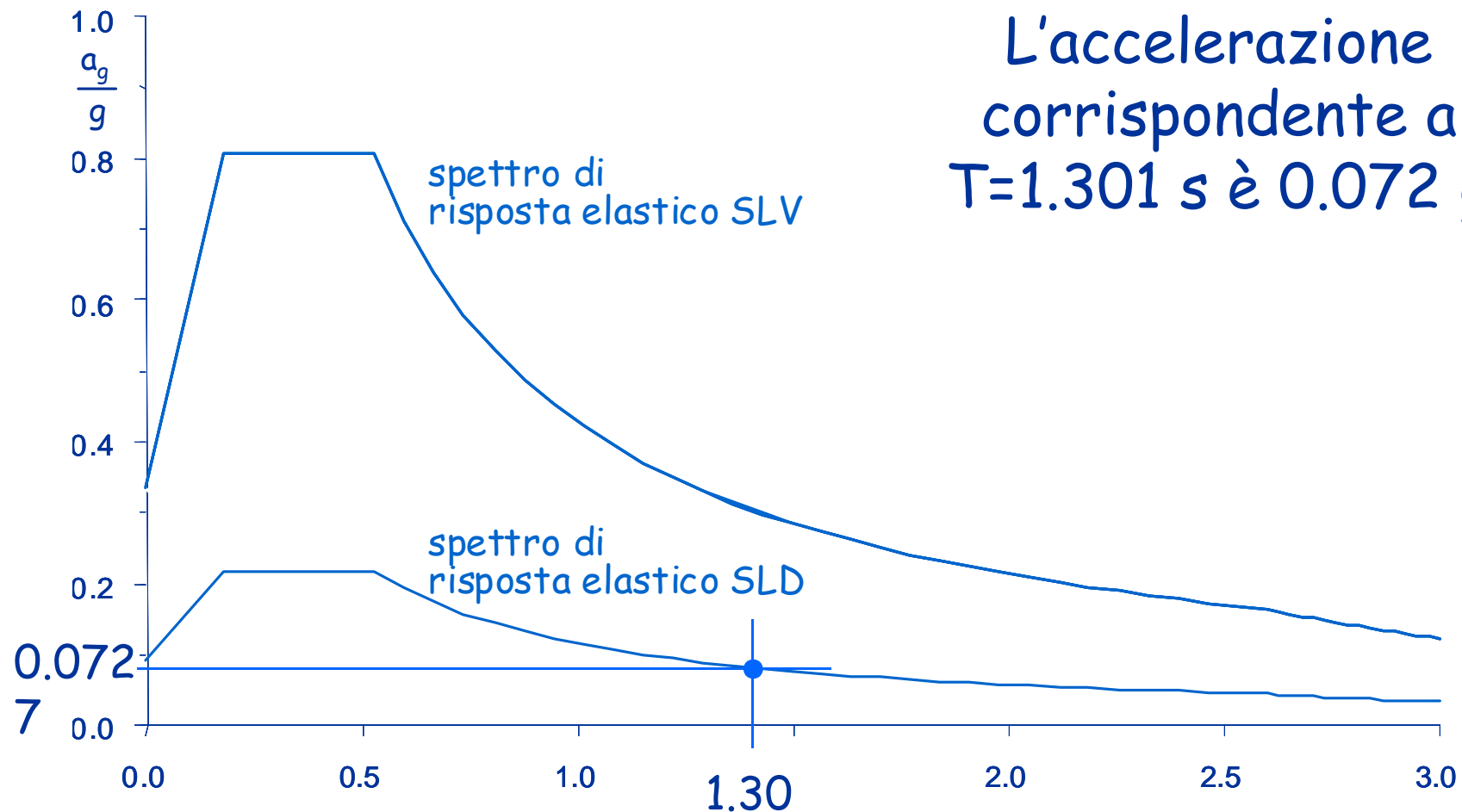
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$$T = 1.301 \text{ s}$$

Molto più grande di quanto previsto  
con la formula della normativa

# Ordinata spettrale

## spettro di risposta elastico SLD



# Spostamenti per SLD

- Gli spostamenti allo SLD si ricavano da quelli calcolati per  $a_g=1$ , moltiplicandoli per il valore di  $a_g$  ora trovato

piano	dr [mm]	u [mm]
5	69.80	653.53
4	125.27	583.73
3	166.87	458.46
2	194.61	291.59
1	96.99	96.99

X 0.072



dr [mm]	u [mm]
5.02	47.04
9.02	42.02
12.01	33.00
14.01	20.99
6.98	6.98

# Spostamenti per SLD

- Gli spostamenti allo SLD dovrebbero essere amplificati per tener conto di rotazioni dell'impalcato (eccentricità)

Piano	dr [mm]
5	5.02
4	9.02
3	12.01
2	14.01
1	6.98

X 1.20



dr [mm]
6.03
10.82
14.41
16.81
8.38

Valori proprio al  
limite, perché  
 $h=3.50$  m e  
 $0.005 h = 17.5$  mm

In modo analogo possono essere determinate periodi e spostamenti per sisma in direzione y ( $dr_{max}=16.63$  mm)

# Effetto P-δ per SLD

- È in genere trascurabile ... ma controlliamo  $\theta_i = \frac{P_i d_{i,u}}{V_{i,u} h_i}$

Verifica effetto P-δ			
P [kN]	dr/V [mm/kN]	P/h [kN/mm]	θ
3415.4	0.012	0.976	0.012
6808.4	0.012	1.945	0.024
10201.3	0.012	2.915	0.036
13594.3	0.012	3.884	0.048
16987.3	0.006	4.854	0.028

$$\theta_{\max} = 0.048$$

$$\theta_{\max} < 0.1$$

L'effetto P-δ può essere trascurato

Anche se lo si prendesse in conto  
l'incremento sarebbe minimo

$$\frac{1}{1 - \theta_{\max}} = 1.050$$

# Spettro di progetto per SLV

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

Per telai in acciaio:

$$q_0 = 5 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{per CD "A"}$$

$$q_0 = 4 \quad \text{per CD "B"}$$

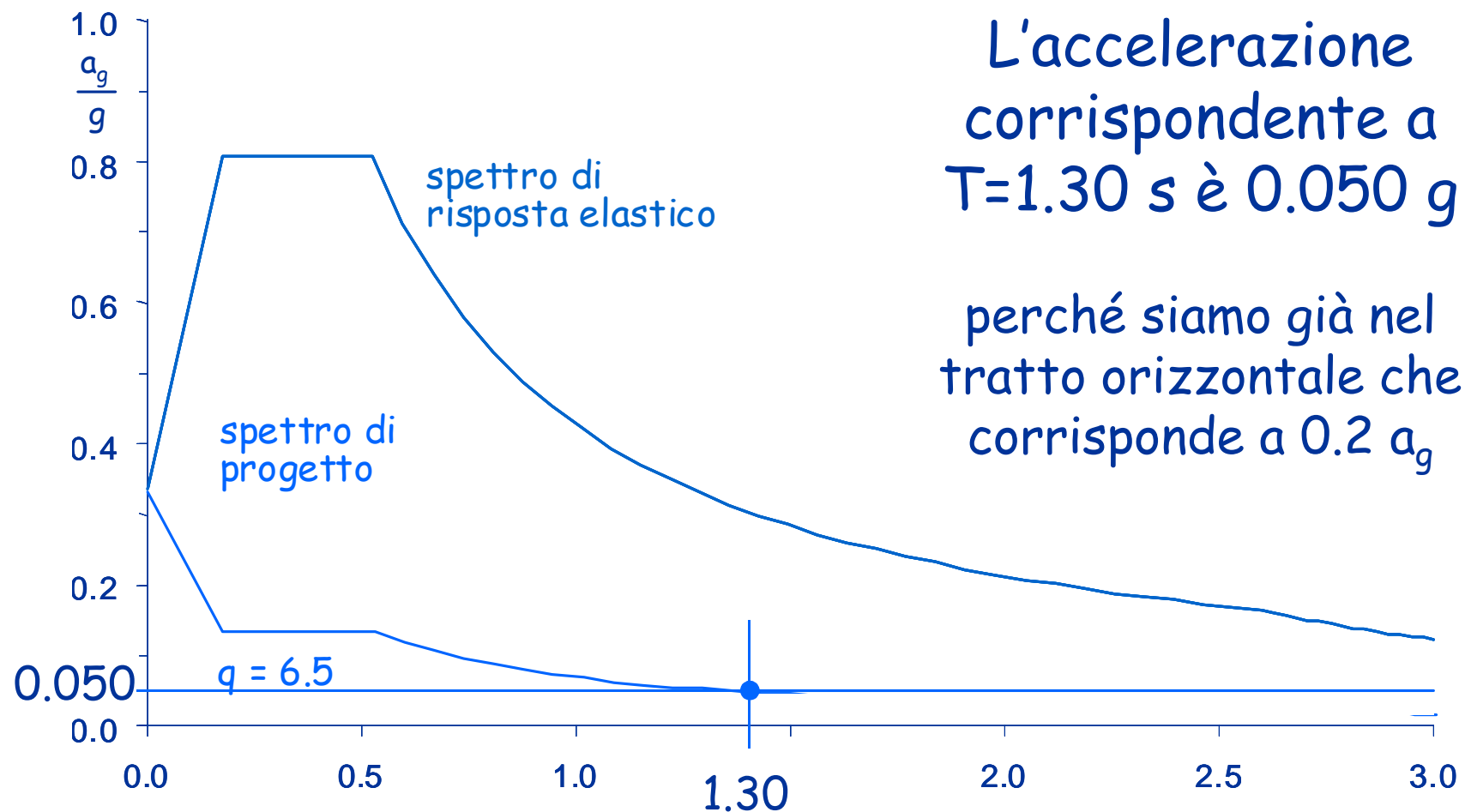
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3 \quad \text{telaio con più piani e più campate}$$

$$K_R = 1 \quad \text{la struttura è regolare in altezza}$$

Posso assumere  $q = 5 \times 1.3 = 6.5$

Ma lo sfrutterò veramente?

# Ordinata spettrale per SLV





# Forze e spostamenti per SLV

- Le forze e gli spostamenti allo SLV si ricavano da quelli calcolati per  $a_g=1$ , moltiplicandoli per il valore di  $a_g$  ora trovato

piano	F [kN]	V [kN]
5	5687.3	5687.3
4	4520.0	10207.3
3	3390.0	13597.3
2	2260.0	15857.3
1	1130.0	16987.3
	<u>16987.3</u>	

X 0.050



F	V	u [mm]	dr [mm]
284.36	284.36	32.68	3.49
226.00	510.36	29.19	6.26
169.50	679.86	22.92	8.34
113.00	792.86	14.58	9.73
56.50	849.36	4.85	4.85

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri in maniera forfaitaria, oppure in base a rigidezze stimate

Esempio: piano 5,  $V = 284.36$  kN

		piano 5
	k1	$V_p$ [kN]
col.rig-2 tra.	4.91	17.13
col.rig-1 tra.	2.72	9.48
col.def-2 tra.	3.01	10.51
col.def-1 tra.	2.01	7.03
totale	81.48	

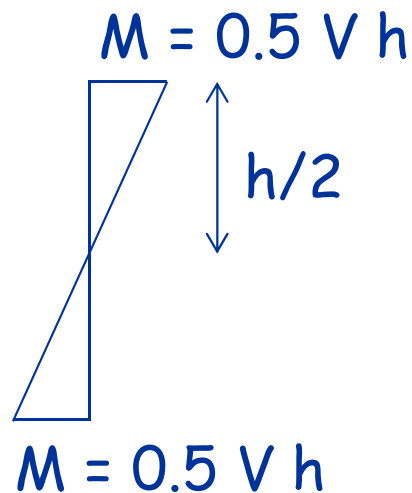
$$284.36 \times \frac{4.91}{81.48} = 17.13$$

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

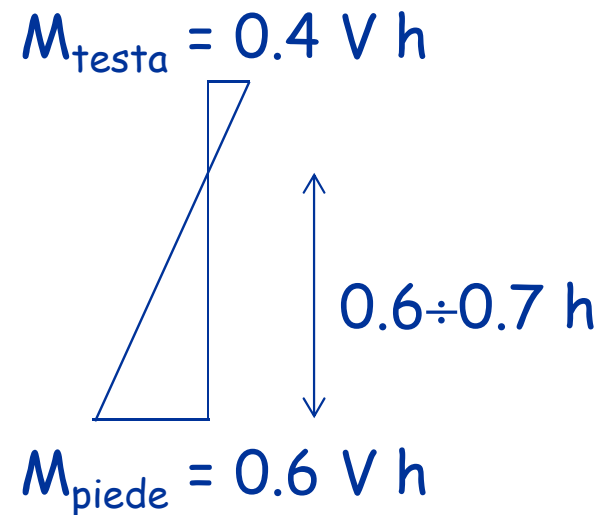
## 2. Valutare il momento nei pilastri

Se le travi sono abbastanza rigide

ai piani superiori



al primo ordine

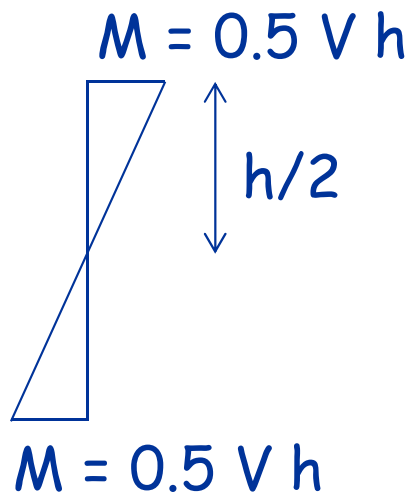


# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

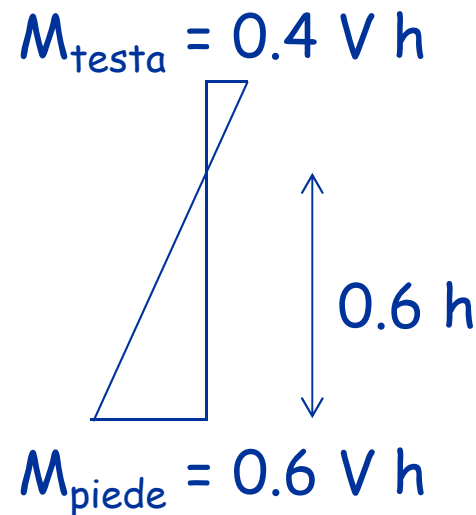
## 2. Valutare il momento nei pilastri

Se le travi sono più deformabili

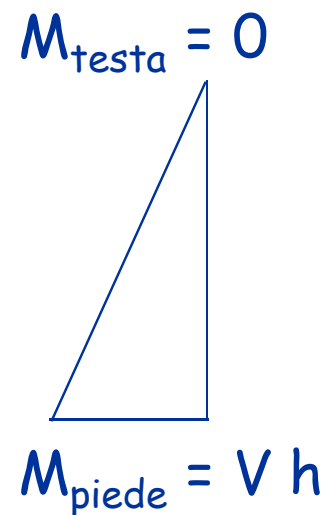
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 2. Valutare il momento nei pilastri

piano 5			
$V_p$ [kN]		$M_t$ [kNm]	$M_p$ [kNm]
17.13	0.5	29.98	29.98
9.48	0.5	16.59	16.59
10.51	0.5	18.39	18.39
7.03	0.5	12.30	12.30

piano 2			
$V_p$ [kN]		$M_t$ [kNm]	$M_p$ [kNm]
47.76	0.5	83.58	83.58
26.44	0.4	37.01	55.52
29.30	0.5	51.27	51.27
19.60	0.5	34.30	34.30

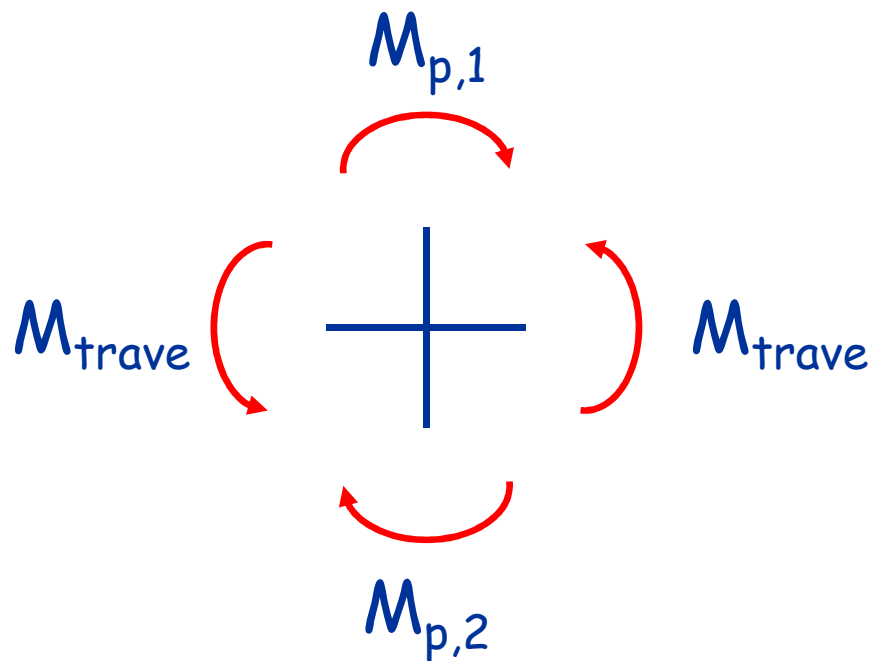
col.rig-2 tra.
col.rig-1 tra.
col.def-2 tra.
col.def-1 tra.

piano 1			
$V_p$ [kN]		$M_t$ [kNm]	$M_p$ [kNm]
55.19	0.2	38.64	154.54
44.85	0.0	0.00	156.96
20.34	0.4	28.48	42.71
16.63	0.2	11.64	46.55

File Excel Progetto 2017, foglio Direz x

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi

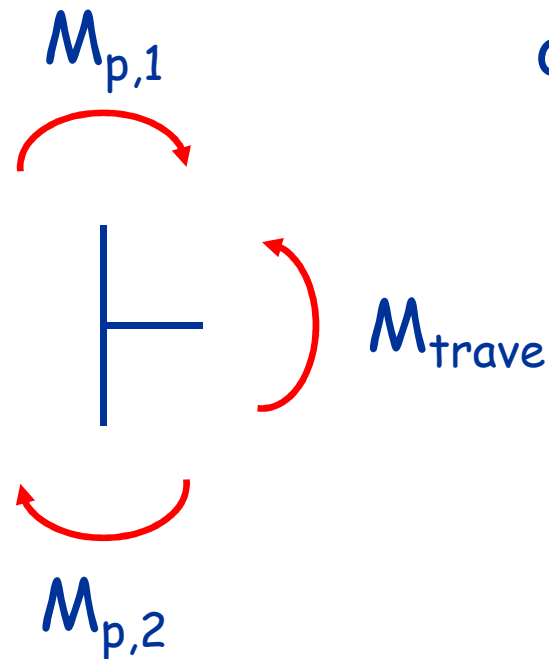


Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi



o, se c'è solo una trave

Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = M_{p,1} + M_{p,2}$$

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi

Nel caso in esame

piano 2						
	$V_p$ [kN]		$M_t$ [kNm]	$M_p$ [kNm]		$M_{tra}$ [kNm]
	47.76	0.5	83.58	83.58	2	77.63
	26.44	0.4	37.01	55.52	1	76.68
	29.30	0.5	51.27	51.27	2	47.62
	19.60	0.5	34.30	34.30	1	63.71
piano 1						
	$V_p$ [kN]		$M_t$ [kNm]	$M_p$ [kNm]		$M_{tra}$ [kNm]
col.rig-2 tra.	55.19	0.2	38.64	154.54	2	61.11
col.rig-1 tra.	44.85	0.0	0.00	156.96	1	55.52
col.def-2 tra.	20.34	0.4	28.48	42.71	2	39.87
col.def-1 tra.	16.63	0.2	11.64	46.55	1	45.94

$$\frac{38.64 + 83.58}{2} = 61.11$$

$$0 + 55.52 = 55.52$$



# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

4. Occorrerebbe inoltre incrementare i momenti per tenere conto di:
- eccentricità propria del sistema
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti

Se la struttura è bilanciata e sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

# Effetto P- $\delta$ per SLV

- Può essere condizionante

Per la normativa  $\theta = \frac{P d q}{V h}$

Per le considerazioni già fatte  $\theta = \frac{P d \frac{S_e(T)}{S_d(T)}}{V h \Omega \frac{\alpha_u}{\alpha_1}}$

Si noti che  $P d / V h$  non dipende dal valore delle forze ma solo dalla loro distribuzione

Quindi assume i valori già calcolati

# Effetto P- $\delta$ per SLV

- Se usassi la formula di normativa

$$\theta = \frac{P d q}{V h}$$

piano	Pd/Vh	q	Pd/Vh q
5	0.012	6.5	0.078
4	0.024	6.5	0.155
3	0.036	6.5	0.233
2	0.048	6.5	0.310
1	0.028	6.5	0.180

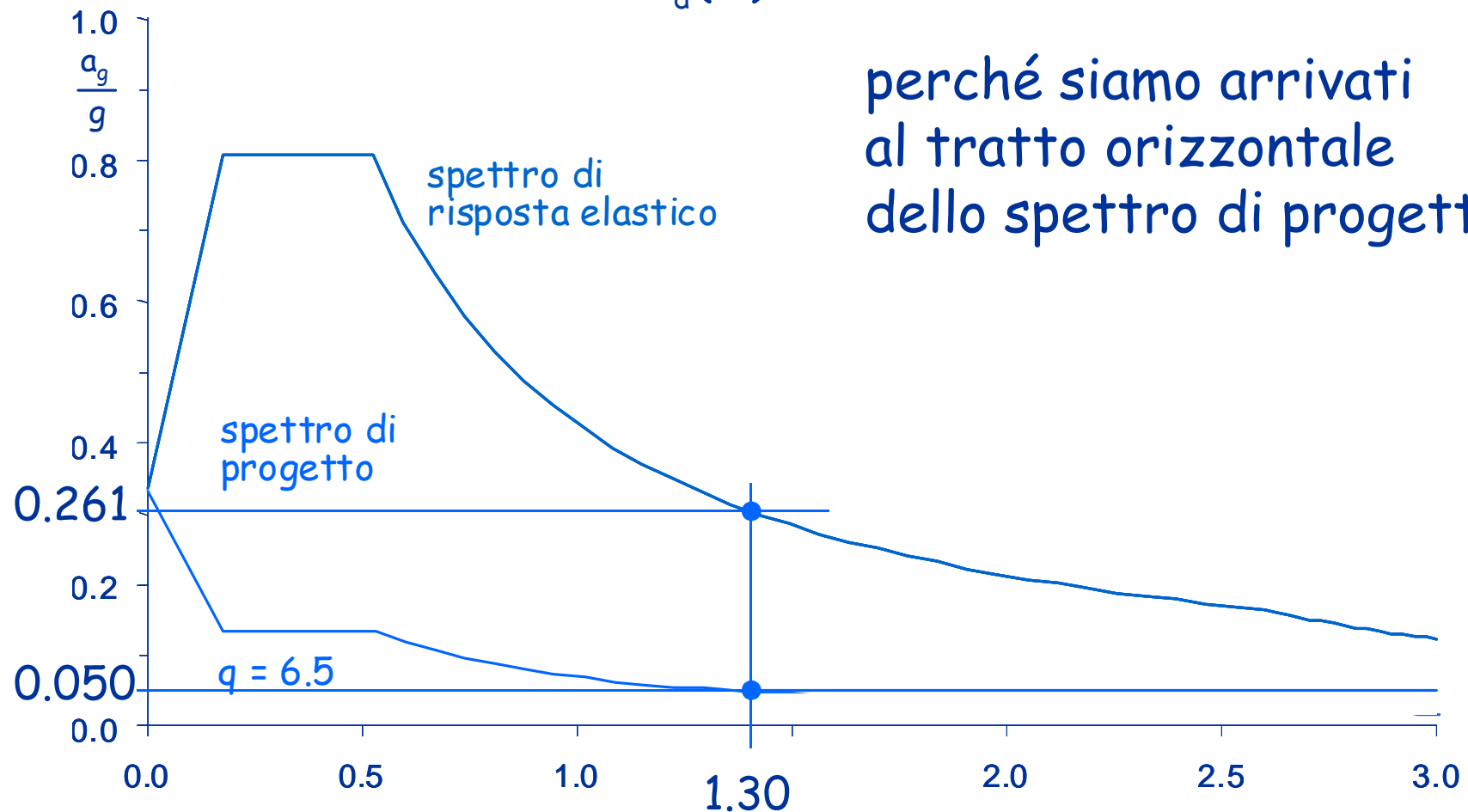
Valori molto alti, non accettabili

Nota: i valori di  $\theta$  dipenderebbero da  $q$  anche se la struttura è definita, mentre devono dipendere solo dalla struttura

# Effetto P- $\delta$ per SLV

## Ordinate spettrali

- Nel caso in esame  $\frac{S_e(T)}{S_d(T)} = \frac{0.261}{0.050} = 5.22 < q$



# Effetto P- $\delta$ per SLV

## Ordinate spettrali e sovrarresistenza

- Nel caso in esame  $\frac{S_e(T)}{S_d(T)} = \frac{0.261}{0.050} = 5.22$
- Non conosciamo ancora  $\Omega$  (ma potremmo calcolarlo)
- Possiamo assumere  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$



Dobbiamo quindi moltiplicare per  $\frac{5.22}{1.3} = 4.02$   
e non per 6.5

e ridurre ulteriormente di  $\Omega$

# Effetto P- $\delta$ per SLV

- Già così si ottiene

$$\theta = \frac{P d S_e(T) / S_d(T)}{1.3 V h}$$

piano	Pd/Vh	Se/Sd / 1.3	$\theta$
5	0.012	4.01	0.048
4	0.024	4.01	0.096
3	0.036	4.01	0.144
2	0.048	4.01	0.191
1	0.028	4.01	0.111

Valori alti, ma accettabili

Si avrebbe un incremento di sollecitazioni del 20-25%

Ma dobbiamo ancora tener conto di  $\Omega$

# Verifica di massima trave

- Momento flettente da carichi verticali,  
in condizione sismica  $M_q = 120 \text{ kNm}$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 77.6 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 111.7 \text{ kNm}$

- Momento totale  $M_{Ed} = 231.7 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd} = 266.9 \text{ kNm}$

Ok

# Verifica di massima colonna, lato rigido

- Sforzo normale da carichi verticali,  
in condizione sismica (stima)  $N_q = 1241 \text{ kN}$
- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 157.0 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 226.1 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd(N)} = 827.2 \text{ kNm}$

Ok

Occorre tener conto della gerarchia delle resistenze,  
ma c'è un buon margine



# Verifica di massima colonna, lato flessibile

- Sforzo normale da carichi verticali,  
in condizione sismica (stima)  $N_q = 1241 \text{ kN}$
- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 51.3 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 73.9 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd(N)} = 348.9 \text{ kNm}$

Ok

Occorre tener conto della gerarchia delle resistenze,  
ma c'è un buon margine

# Sovreresistenza $\Omega$ rispetto alla prima plasticizzazione

- La sovreresistenza è

$$\Omega = \text{Min} \left( \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}} \right)_{\text{travi}}$$

Ma  $M_{Ed,E}$  dovrebbe essere calcolato con incremento per  $\theta$ , che dipende da  $\Omega$

Nel caso in esame:

$$M_{pl,Rd} = 266.9 \text{ kNm} \quad M_{Ed,G} = 120 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 77.6 \text{ kNm (da incrementare per } 1/(1-\theta))$$

# Sovreresistenza $\Omega$ rispetto alla prima plasticizzazione

- Nel caso in esame:

$$M_{pl,Rd} = 266.9 \text{ kNm} \quad M_{Ed,G} = 120 \text{ kNm} \quad M_{pl,Rd} - M_{Ed,G} = 146.9$$

$$M_{Ed,E} = 77.6 \text{ kNm (da incrementare per } 1/(1-\theta))$$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E} \frac{1}{1-\theta}} \quad \theta = \frac{0.191}{\Omega}$$

$$\text{detto } r = \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}}$$

$$\text{si ha } \Omega = r \frac{1 + \sqrt{1 - 4 \times 0.191/r}}{2}$$

Si ottiene:

$$\Omega = 1.676$$

$$\theta = 0.114$$

$$\frac{1}{1-\theta} = 1.129$$

# Verifica colonna, lato rigido con gerarchia specifica per acciaio

- Il momento flettente deve essere calcolato con

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo

$$M_E = 157.0 \text{ kNm}$$

incremento per effetto P- $\delta$	1.129
$\gamma_{ov}$ per acciaio delle travi	1.25
incremento per sovraresistenza	1.676
incremento per eccentricità	1.20

$$M_{Ed} = 0 + 1.1 \times 1.25 \times 1.676 \times 1.2 \times 1.129 \times 157.0 = 490.2 \text{ kNm}$$

- Momento resistente

$$M_{Rd(N)} = 827.2 \text{ kNm} \text{ Ok}$$

# Verifica colonna, lato flessibile con gerarchia specifica per acciaio

- Il momento flettente deve essere calcolato con

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo

$$M_E = 51.3 \text{ kNm}$$

incremento per effetto P- $\delta$	1.129
$\gamma_{ov}$ per acciaio delle travi	1.25
incremento per sovraresistenza	1.676
incremento per eccentricità	1.20

$$M_{Ed} = 0 + 1.1 \times 1.25 \times 1.676 \times 1.2 \times 1.129 \times 51.3 = 160.2 \text{ kNm}$$

- Momento resistente

$$M_{Rd(N)} = 348.9 \text{ kNm} \text{ Ok}$$

# Verifica colonna, lato rigido con gerarchia "tradizionale"

- Momento resistente della trave 266.9 kNm
- Momento resistente della colonna,  
lato rigido 827.2 kNm
- In un nodo tipico convergono due travi e due  
colonne

$$1.3 \sum M_{Rd,tra} = 693.9 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rd,col} = 1654.4 \text{ kNm}$$

Ok

# Verifica colonna, lato flessibile con gerarchia "tradizionale"

- Momento resistente della trave 266.9 kNm
- Momento resistente della colonna,  
lato flessibile 348.9 kNm
- In un nodo tipico convergono due travi e due  
colonne

$$1.3 \sum M_{Rd,tra} = 693.9 \text{ kNm}$$

Ok

$$\sum M_{Rd,col} = 697.8 \text{ kNm}$$

giusto giusto