

Incontro di aggiornamento

Edifici antisismici in calcestruzzo armato
Aspetti strutturali e geotecnici secondo le NTC08

3 - Previsione numerica del comportamento

Orizzonte Hotel, Acireale
16-17 dicembre 2010

Aurelio Ghersi

Si fa riferimento
all'analisi lineare - statica

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m²

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m² (9 kN/m² in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala: $S = 48.0 \text{ m}^2$

V impalcato: $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo: $S = 323.5 \text{ m}^2$

Per il piano terra: $S = 263.2 \text{ m}^2$

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

Torrino + V impalcato: $S = 379.9 \text{ m}^2$

Esempio - masse

Impalcato	Superficie m ²	Incidenza kN/m ²	Peso kN
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

Spettro di risposta elastico

- Consente di determinare l'accelerazione sulla struttura, in funzione del suo periodo proprio
- La normativa fornisce i parametri a_g , F_0 , TC^* per ogni punto e per qualsiasi periodo di ritorno
- Il periodo di ritorno dipende da
 - vita nominale (e quindi tipo di costruzione)
 - classe d'uso
 - stato limite da considerare
- Da questi parametri e dalle caratteristiche del terreno si ricava lo spettro di risposta elastico

Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R

EdiLus-MS Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

es. via M. Cianculli, 114 MONTELUPO

Jesi, via Ancona 100

Cerca



Latitudine: Longitudine:

Classe dell'edificio
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti...

Vita Nominale: Struttura

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.051	2.417	0.279
Danno	50	0.066	2.460	0.285
Salvaguardia Vita	475	0.184	2.477	0.313
Prevenzione Collasso	975	0.243	2.481	0.321



ACCA software S.p.A.
Il software per l'edilizia

Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

Determinazione dei dati sismici

Periodo di riferimento V_R

EdiLus-MS

Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

Jesi, via Ancona 100

Cerca

Latitudine:
43.53728780

Longitudine:
13.26085850

Classe dell'edificio

II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti...

Vita Nominale: Struttura

50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica 50

indirizzo

classe

vita
nominale

Dati
corrispondenti

Stato limite e
periodo di ritorno

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.051	2.417	0.279
Danno	50	0.066	2.460	0.285
Salvaguardia Vita	475	0.184	2.477	0.313
Prevenzione Collasso	975	0.243	2.481	0.321

Determinazione dei dati sismici

EdiLus-MS

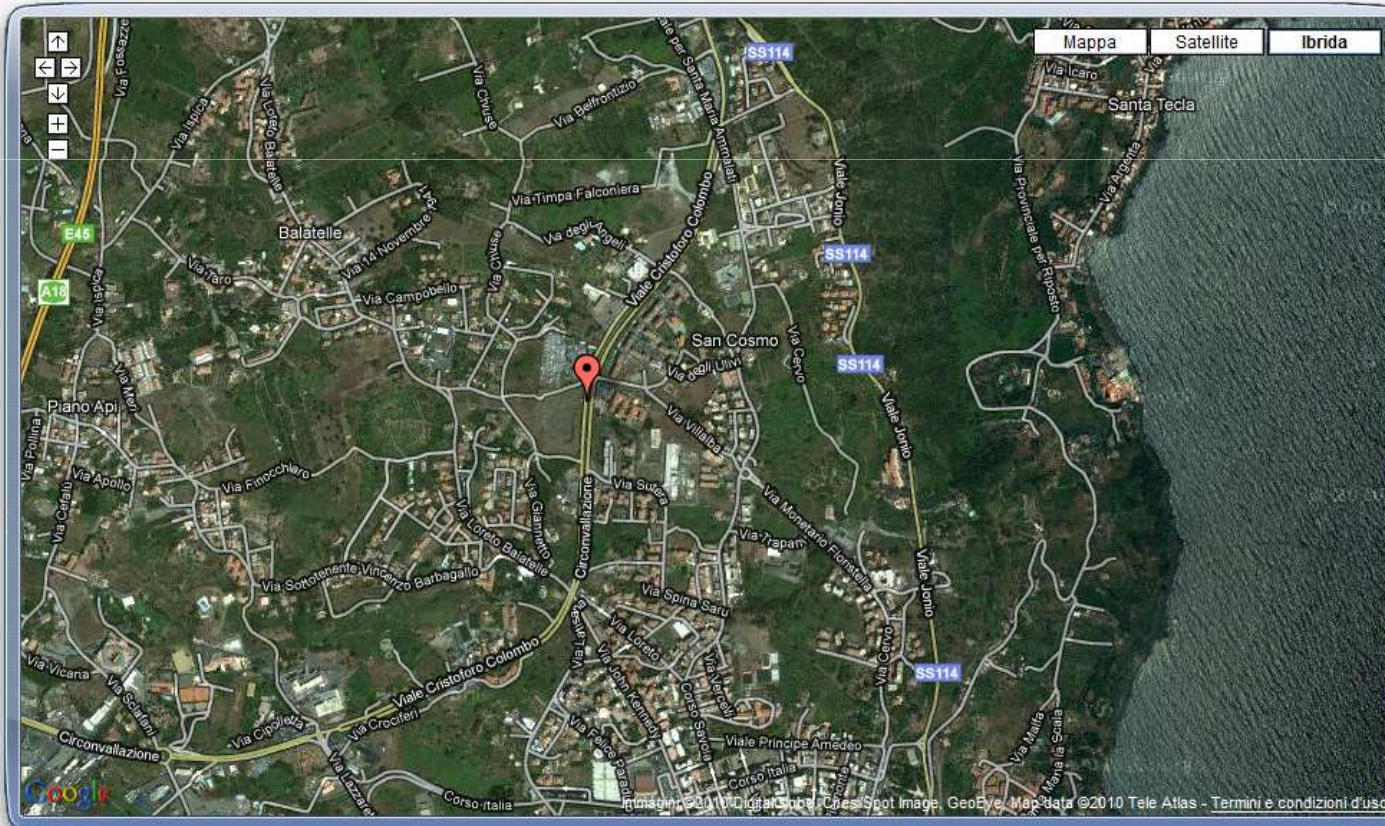
Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Via M. Cianciulli, 114 MONTELLA"

Viale Cristoforo Colombo 2, Acireale

Cerca



Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio
 II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti...

Vita Nominale Struttura 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica 50

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^+ [s]
Operatività	30	0.084	2.553	0.240
Danno	50	0.103	2.547	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.218	2.558	0.320
Prevenzione Collasso	975	0.277	2.541	0.348



ACCA software S.p.A.
 il software per l'edilizia

Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
 P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

37.62714835, 15.17851353

Determinazione dei dati sismici

EdiLus-MS

Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Via M. Cianciulli, 114 MONTELLA"

Viale Cristoforo Colombo 2, Acireale

Cerca

Latitudine Longitudine
 Classe dell'edificio
 Vita Nominale Struttura
 Periodo di Riferimento per l'azione sismica



Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.084	2.553	0.240
Danno	50	0.103	2.547	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.218	2.558	0.320
Prevenzione Collasso	975	0.277	2.541	0.348

Il software per l'azienda
 Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
 P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

37.62714835, 15.17851353

Caratteristiche del terreno nell'esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune
 $N_{SPT} = 40$

SONDAGGIO N° 6

		ATTREZZATURA ATLAS A50								
		CAROTIERE Ø 101 mm								
		CASSETTE CATALOGATRICI		5						
Scala 1:150	Profondità'	Stratigrafia	Descrizione	Potenza	Camp. indisturb.	Camp. rimaneg.	Falda	S.P.T.	R.Q.D.	Piezometro
	0.90		Materiale di riporto costituito da piccoli ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa.	0.90						
	1.60		Sabbie marnose, grigiastre a tratti debolmente argilose con inclusi elementi lapidei.	1.60		2.20		2.8		
	2.50		Sabbie marnose e/o marne sabbiose bianco crema.	2.50		C.1 2.50		3.25		
	6.00			6.00						
	6.50			6.50						
	7.50							7.5		
	7.95							7.95		
	8.70									
	10.00		Sabbie marnose con a tratti livelli decimetrici di argille brune.	10.00						
	11.50			11.50						
	11.80			11.80						
	12.00		Argille grigio-brune debolmente sabbiose con a tratti abbondanti elementi lapidei (paiesuolo).	12.00						
	13.40			13.40						
	13.70			13.70						
	14.50		Argille grigio-brune a tratti marnose con intercalati livelli sabbioso-marnosi.	14.50						
	15.70			15.70						
	16.20			16.20				16.2		
	16.85							16.85		
	18.10		Marne sabbiose e/o sabbie marnose bianco crema.	18.10						
	19.20			19.20				19.5		
	19.50			19.50				19.95		
	20.00		Argille marnose bianco giallastre con inclusi sporadici elementi lapidei eterometrici e con intercalati livelli di sabbie argillose debolmente limose.	20.00						
	21.00			21.00						
	21.50			21.50						
	24.70			24.70				24.7		
	25.00			25.00				25.15		
	26.50		Ciottoli eterometrici sub-arrotondati in poca matrice sabbiosa-argillosa.	26.50						
	27.50		Argille di colore bruno (paiesuolo) con abbondanti inclusioni di minuti elementi lapidei.	27.50						
	28.90			28.90						
	29.30		Sabbie marnose a tratti argillose bianco-crema.	29.30						
	30.00			30.00						

Caratteristiche del terreno nell'esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune
 $N_{SPT} = 40$

$$N_{SPT} = \frac{30}{\frac{12}{26} + \frac{6.1}{47} + \frac{1.9}{16} + \frac{6.5}{18} + \frac{3.5}{40}}$$

$$N_{SPT} = 25.9$$

Si può considerare
suolo di tipo C, perché
 $15 < N_{SPT} < 50$

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "A"

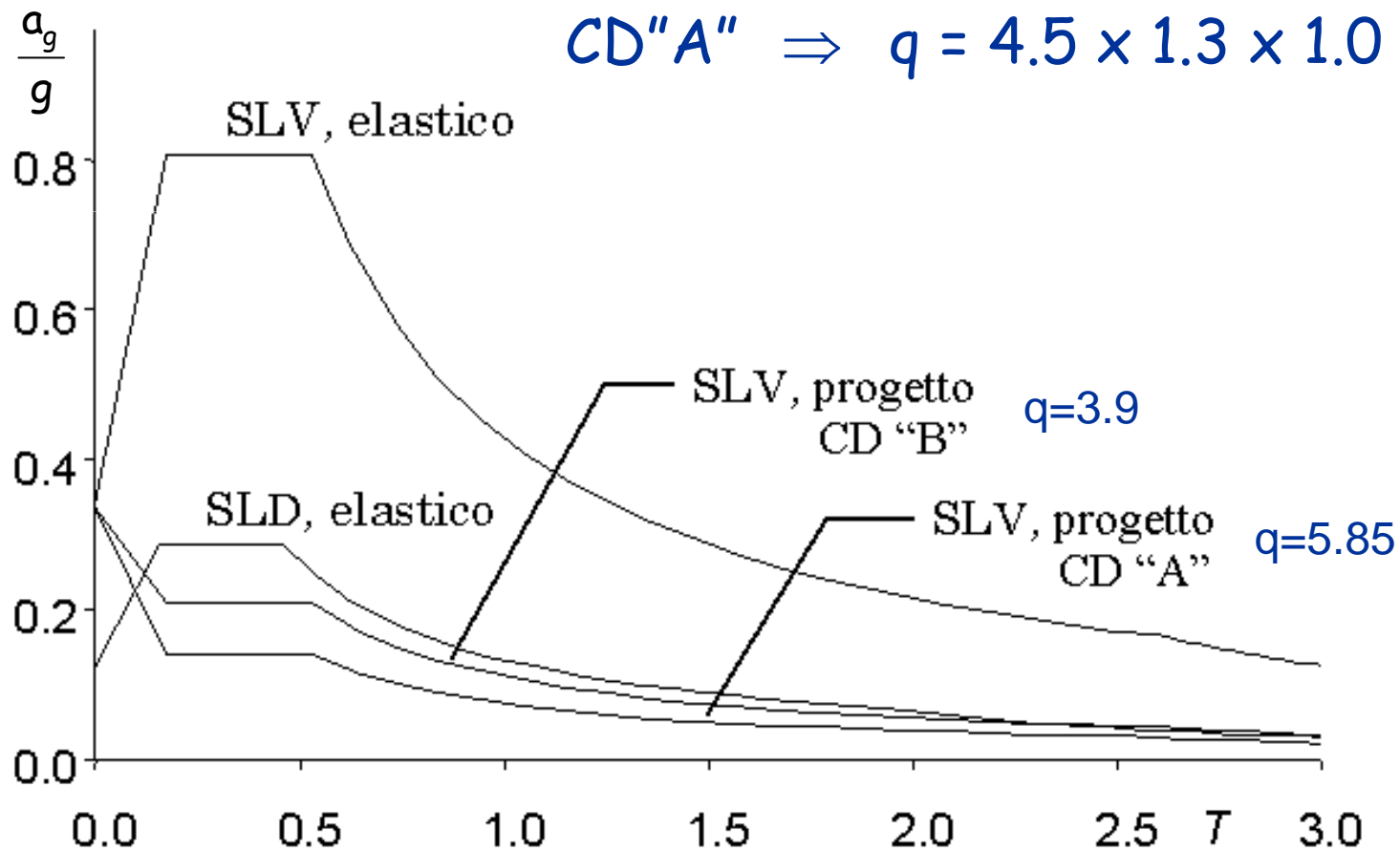
$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ telaio con più piani e più campate

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

La struttura è progettata ad alta duttilità

$$CD "A" \Rightarrow q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

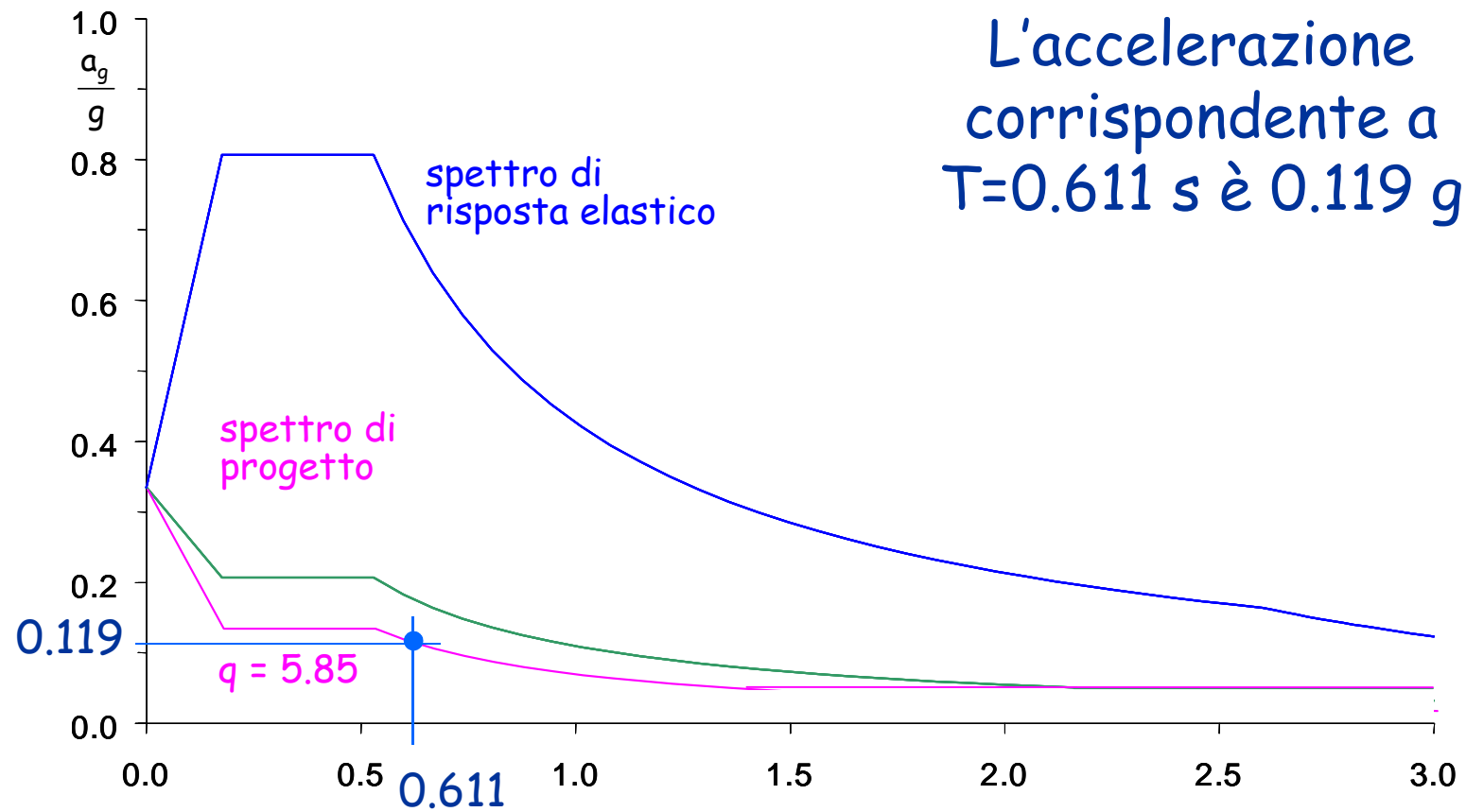
H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

Nell'esempio:

$$H = 16.40 \text{ m (escluso torrino)}$$

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale



Forze per analisi statica

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$$
$$= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$$

Forza al piano

$$F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$$

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

Ma attenzione al periodo ...

- 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)

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

Stima del periodo con formula di Rayleigh

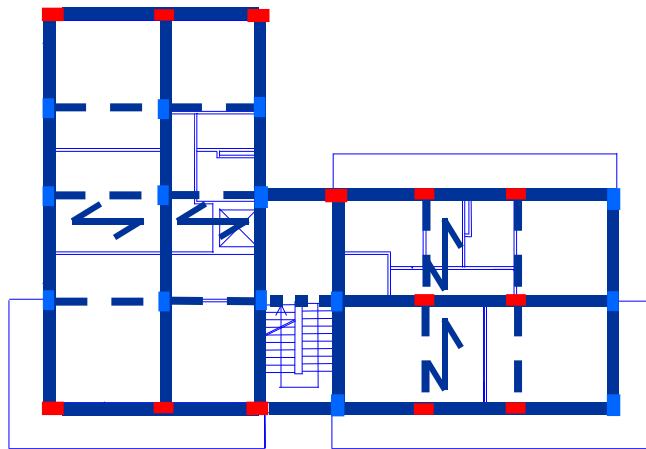
- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidità
- Stima delle rigidità
possibilità 1: approccio globale semplificato

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

considerando solo i pilastri "che contano"

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



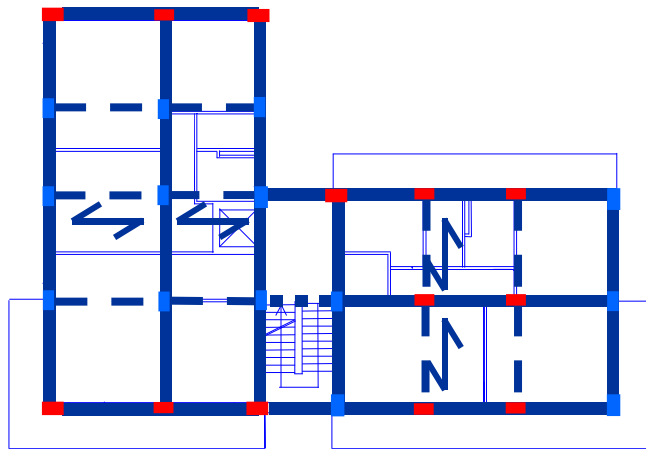
I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

Le travi emergenti sono:
15 in direzione x
16 in direzione y

Considero 13 pilastri e
15 travi (direzione x)

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al piano tipo

Pilastri 30x70 (13)

$L_p = 3.20$ m

$I_p = 857500$ cm⁴

Travi 30x60 (15)

$L_t = 4.00$ m in media

$I_t = 540000$ cm⁴

Ottengo

$k = 472.7$ kN/mm

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	384.3	1.43	12.49
IV	418.6	968.2	427.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	427.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	427.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+V	348.5	549.6	12.49	6862	54.3
IV	329.8	418.6	11.06	4628	40.3
III	329.8	317.1	9.01	2856	26.8
II	329.8	215.6	6.29	1356	13.0
I	268.3	92.9	3.11	289	2.6
somma				15992	137.0

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

$$T = 0.582 \text{ s}$$

La differenza è modesta; non cambio

Stima del periodo con formula di Rayleigh

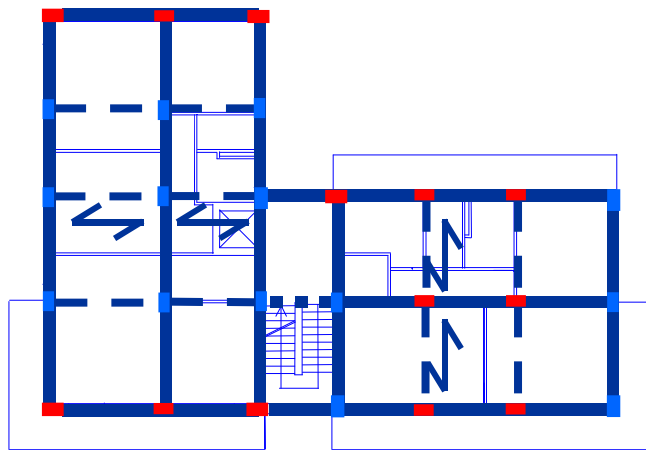
- Stima delle rigidzze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro

Considerare ciascun pilastro e le travi che lo vincolano

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

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Ottengo

$$k = 475.9 \text{ kN/mm}$$

Più o meno come prima

Al piano tipo

Pilastro rigido, 2 travi emergenti (10)
 $k = 33.14 \text{ kN/mm}$

Pilastro rigido, 1 trave emergente (3)
 $k = 19.90 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, 2 travi emergenti (1)
 $k = 13.31 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, 1 trave emergente (5)
 $k = 10.51 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, travi a spessore (4+4)
 $k = 3.07 - 1.68 \text{ kN/mm}$

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

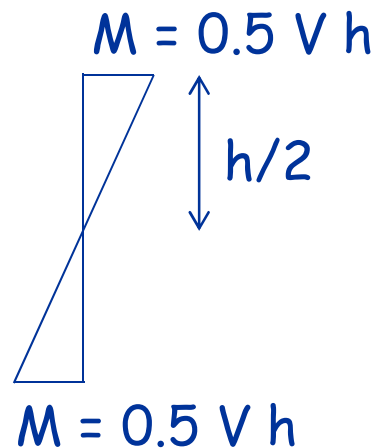
1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

Se si sono valutate le rigidzze dei singoli pilastri tenendo conto anche delle travi, si può ripartire tenendo conto di queste rigidzze (ma il calcolo diventa più oneroso - in genere non ne vale la pena)

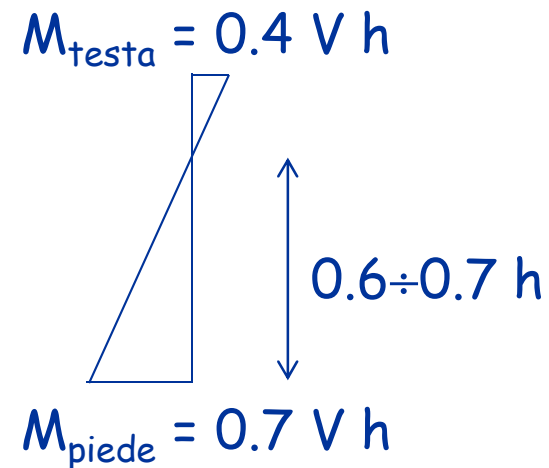
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

2. Valutare il momento nei pilastri

ai piani superiori

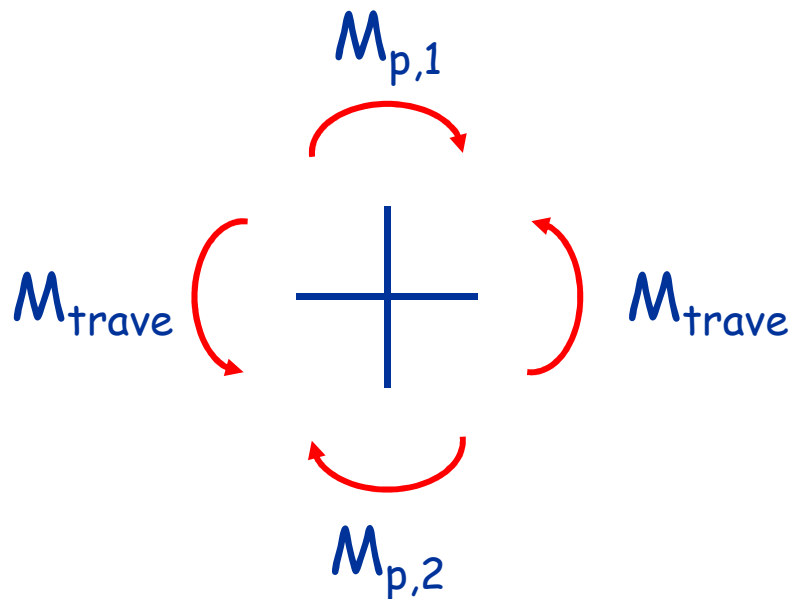


al primo ordine



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?

4. 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%

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

5. Incrementare i momenti nei pilastri (tranne che alla base) per tener conto della gerarchia delle resistenze;
in linea di massima moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "A"; a volte occorre un valore maggiore ai piani superiori

Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli" (in particolare al 1° ordine)

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			309.0

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.7 h$$

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

$$M_{+} = M_{p5}/2$$

$$M_{+} = (M_{p5} + M_{p4})/2$$

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			370.7	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			370.7	

Questi valori vanno incrementati per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC 08 (punto 7.2.1) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con sovraresistenza 1.1 (mentre è 1.3 per CD"A")

Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			370.7	

Moltiplicati
per 1.5

Caratteristiche della sollecitazione

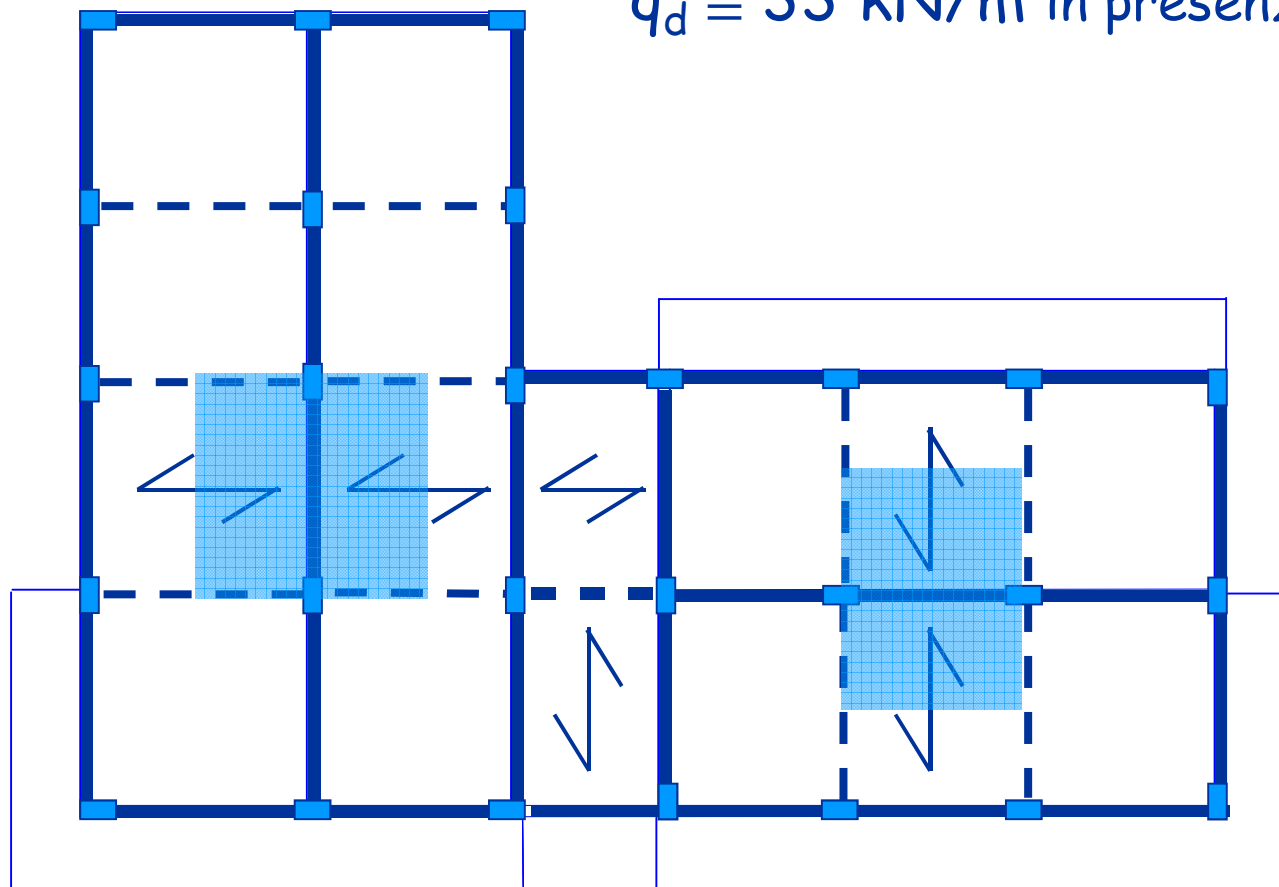
- Le sollecitazioni trovate devono essere confrontate con i valori forniti dal calcolo
- Possono servire anche, in una fase iniziale, per giudicare la correttezza del dimensionamento

Esempio

Le travi di spina portano
circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 33 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma



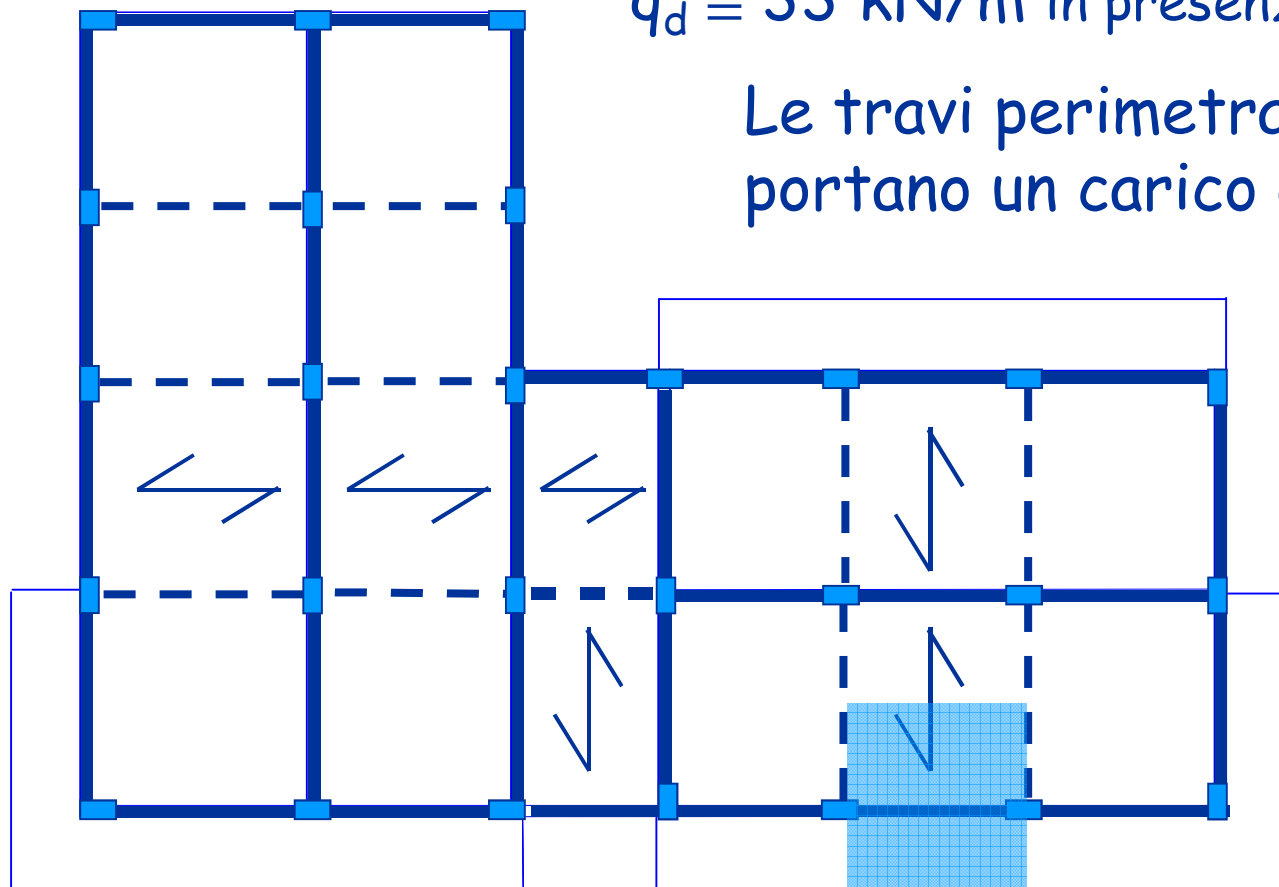
Esempio

Le travi di spina portano
circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 33 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma

Le travi perimetrali
portano un carico analogo



Esempio - controllo travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 217 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 217 = 277 \text{ kNm}$$

Esempio - controllo travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcestruzzo } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Massimo momento portato dalla trave

$$M = \frac{b d^2}{r^2} = \frac{0.30 \times 0.56^2}{0.018^2} = 290 \text{ kNm}$$

va bene

Esempio - controllo pilastri (Nota: i pilastri sono tutti uguali)

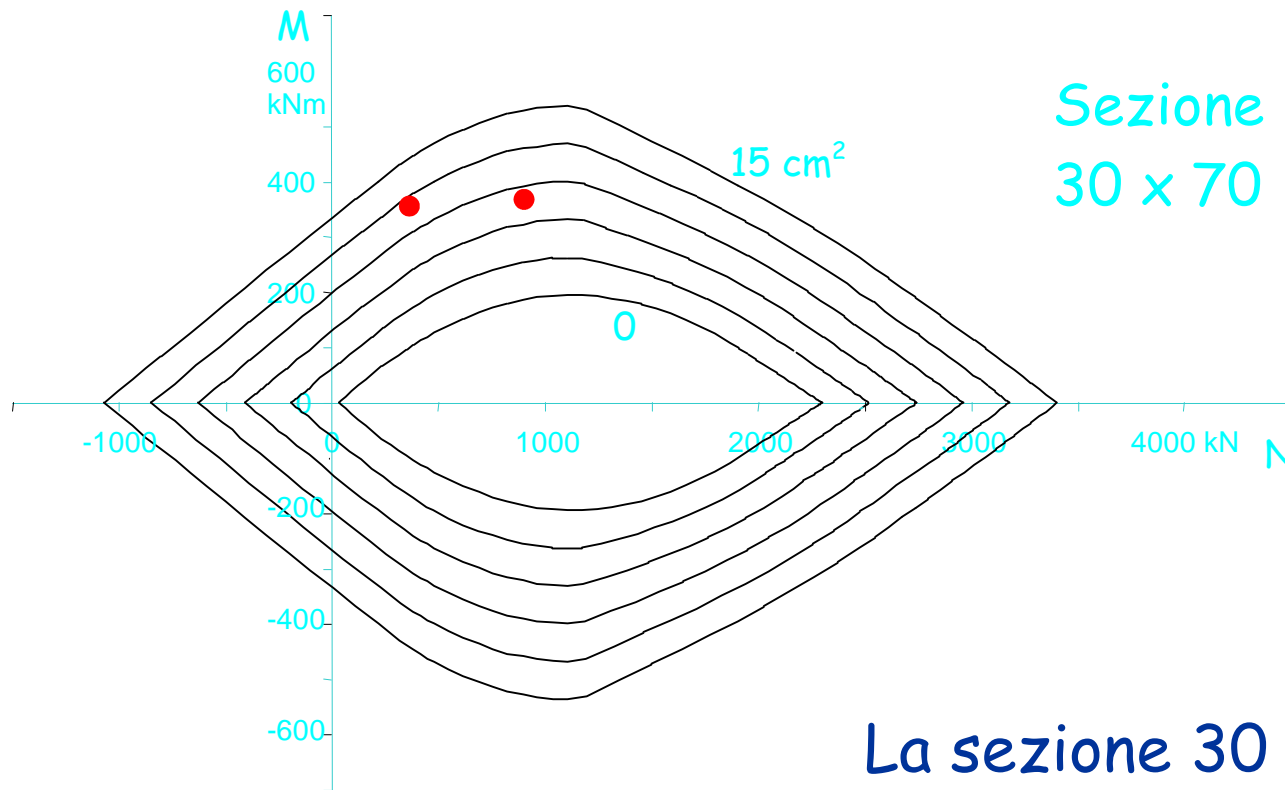
Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			370.7	

Sezione più sollecitata

Esempio - controllo pilastri

(Nota: i pilastri sono tutti uguali)

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 371 \text{ kNm}$$

$$N = 380 \text{ kN}$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

Sezione
30 x 70

occorrono
4 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Come prevedere gli spostamenti?

Gli spostamenti sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

1. Se le travi fossero infinitamente rigide, lo spostamento di interpiano d_r potrebbe essere valutato con

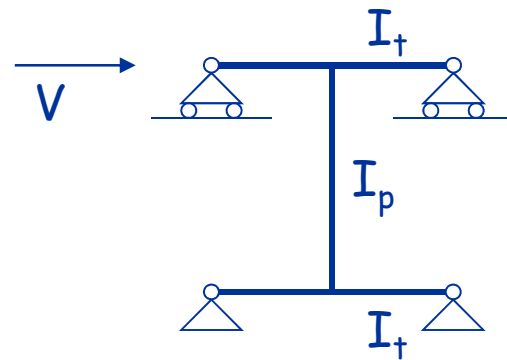
$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p}$$

In questa espressione si potrebbero includere solo i pilastri "che contano"

Ma le travi non sono infinitamente rigide e gli spostamenti sono più alti

Come prevedere gli spostamenti?

2. Un possibile modello di calcolo



Se le travi sopra e sotto sono uguali si ha

$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p} \left[1 + \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t} \right]$$

Come prevedere gli spostamenti?

3. Se le travi sopra e sotto sono diverse

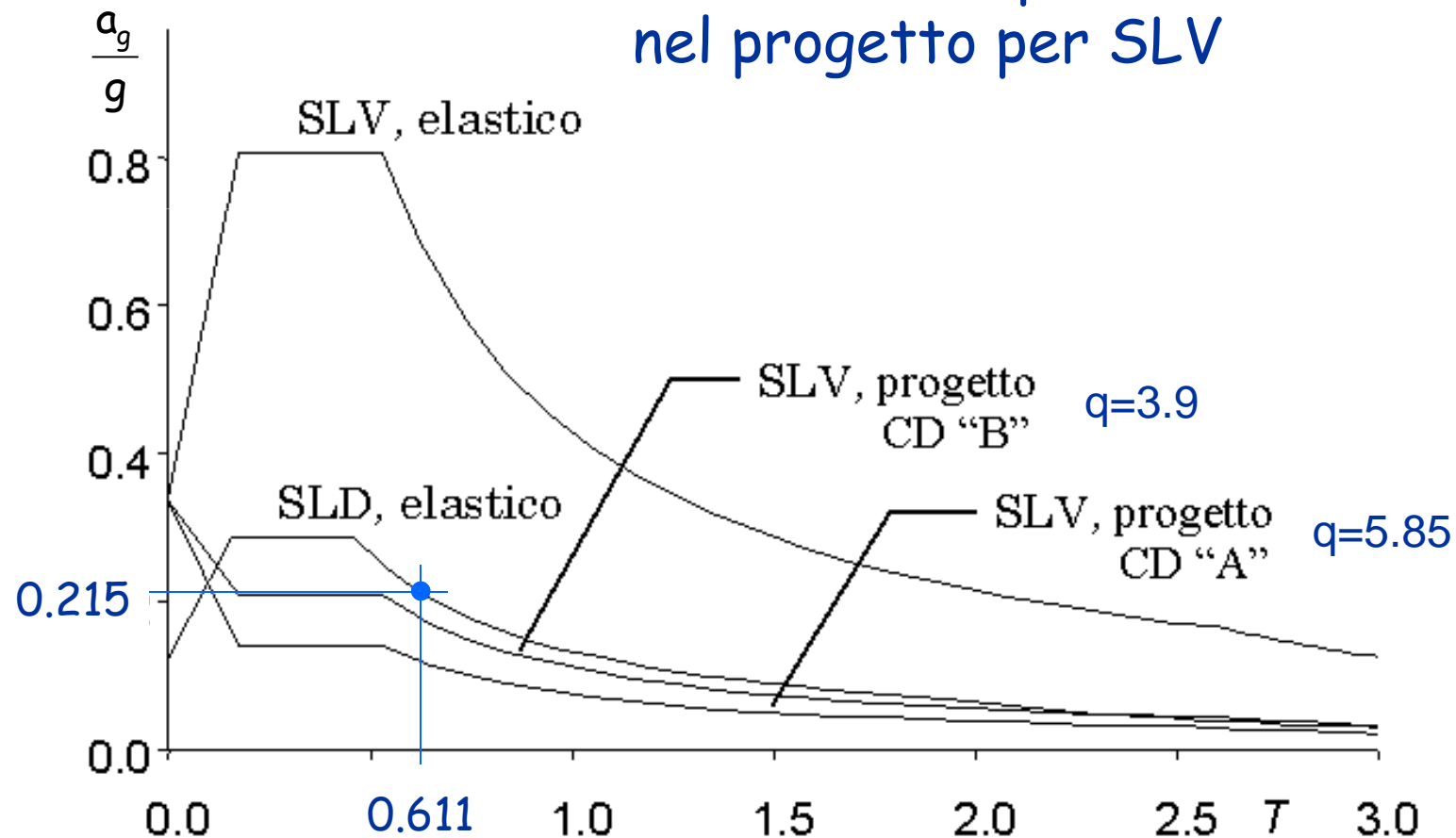
$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p} \left[1 + \frac{l_{media}}{h_r} \left(\frac{\sum I_p}{\sum I_{t,sup}} + \frac{\sum I_p}{\sum I_{t,inf}} \right) \frac{1}{2} \right]$$

Per il primo ordine, se si la trave di fondazione è molto rigida

$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p} \left[1 + \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_{t,sup}} \frac{1}{2} \right]$$

Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.215 g
cioè circa 1.8 per il valore usato
nel progetto per SLV



Previsione degli spostamenti per SLD nell'esempio

	Inerzia singola asta	n. aste	Inerzia totale
Pilastri 30x70	857500	13	11.148×10^6
Travi 5° impalcato 30x50	312500	15	4.687×10^6
Travi piano tipo 30x60	540000	15	8.100×10^6

$$E_c = 31500 \text{ MPa}$$

$$L_{\text{media, travi}} = 4.00 \text{ m}$$

Previsione degli spostamenti per SLD nell'esempio

Piano	F [kN]	V [kN]	h_r [m]	d_r [mm]	u [mm]
5	987.1	987.1	3.20	2.57	22.42
4	751.8	1738.9	3.20	3.68	19.85
3	569.5	2308.4	3.20	4.88	16.17
2	387.2	2695.6	3.20	5.70	11.29
1	166.8	2862.5	3.60	5.59	5.59

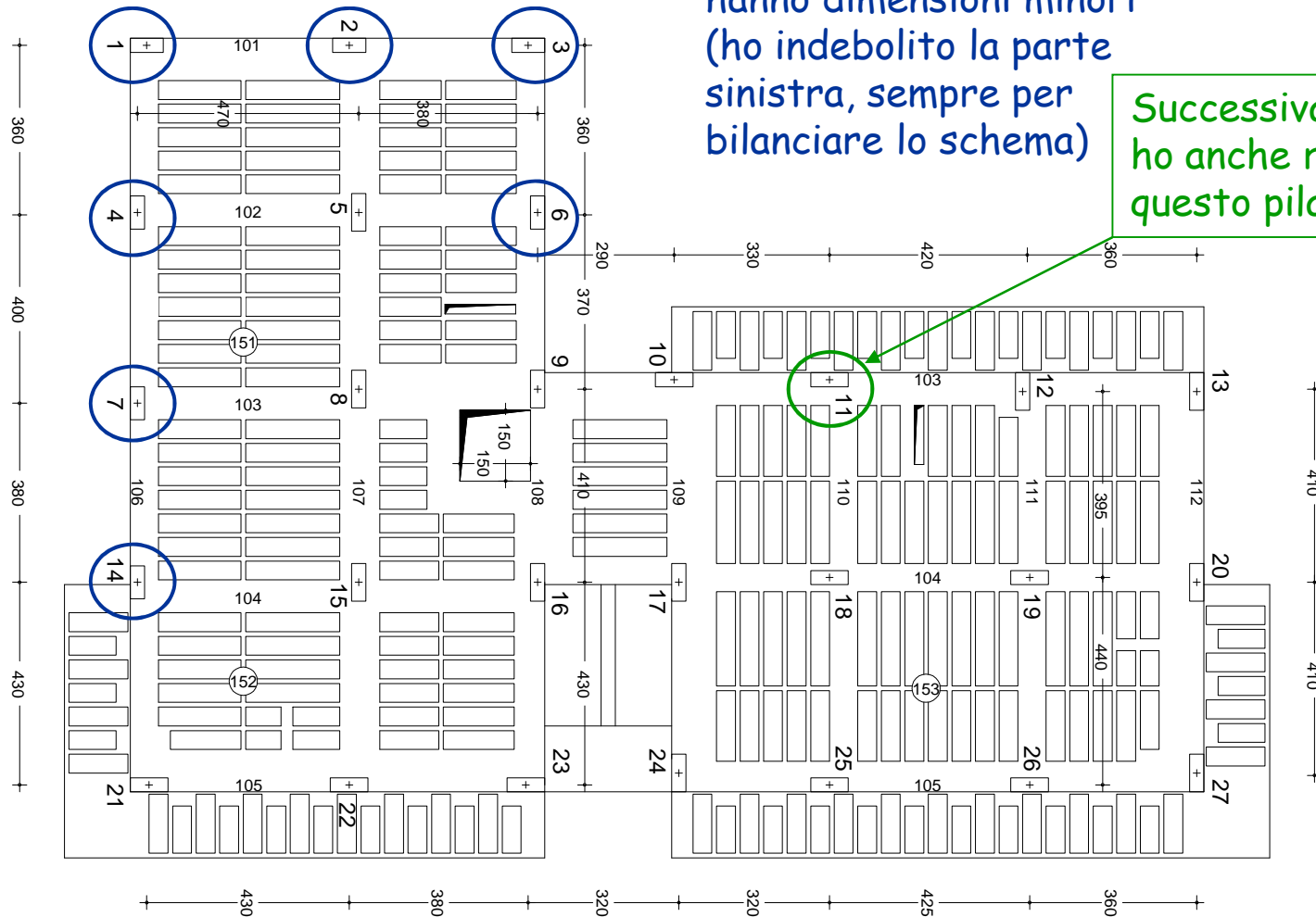
Nota: per lo SLV la previsione è 12.49 mm in testa

Previsione delle sollecitazioni
per edificio con tutte travi a spessore

Carpenteria edificio con travi a spessore

Solo questi pilastri hanno dimensioni minori (ho indebolito la parte sinistra, sempre per bilanciare lo schema)

Successivamente ho anche ruotato questo pilastro



Dimensioni pilastri

6 piani, con tutte le travi a spessore

Sezioni alla base e ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine	6° ordine
Pilastri molto caricati (2)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri caricati (18)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60

Cosa altro cambia?

Occorre aumentare lo spessore del solaio
È stato portato a 28 cm

La struttura è progettata a bassa duttilità
Il fattore di struttura è più piccolo

La struttura è più deformabile
Il periodo sarà maggiore
Le formule di normativa non vanno bene
(lo si può aumentare "a occhio" del 50% o calcolarlo con la formula di Rayleigh)

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 3.0 \times 1.3$$

Prima
era 4.5

struttura intelaiata in c.a.

telaio con più piani e più campate
duttilità bassa

$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

Si calcola:

$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

Stima del periodo con formula di normativa

- Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

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

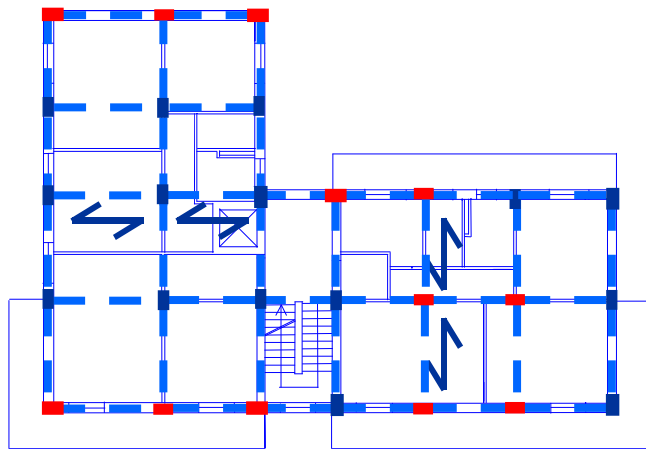
Nell'esempio:

$$H = 19.60 \text{ m (escluso torrino)}$$

$$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Pilastro di coltello, interno (9)
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)
 $\times 0.7 \rightarrow 5.6$

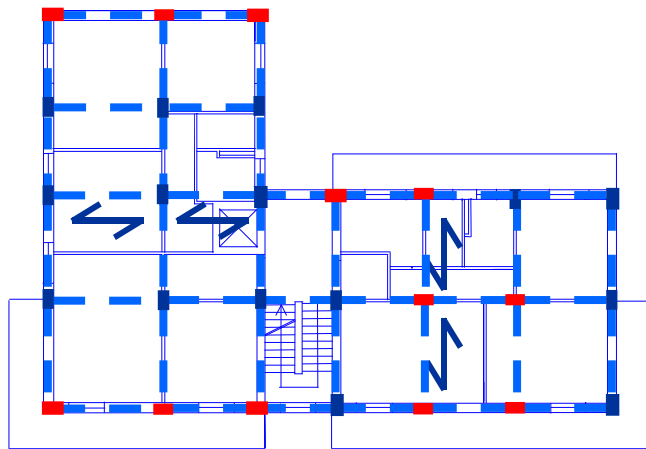
Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.5 \rightarrow 3.5$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Rigidezza

Al piano 3 (pilastri 30x70)

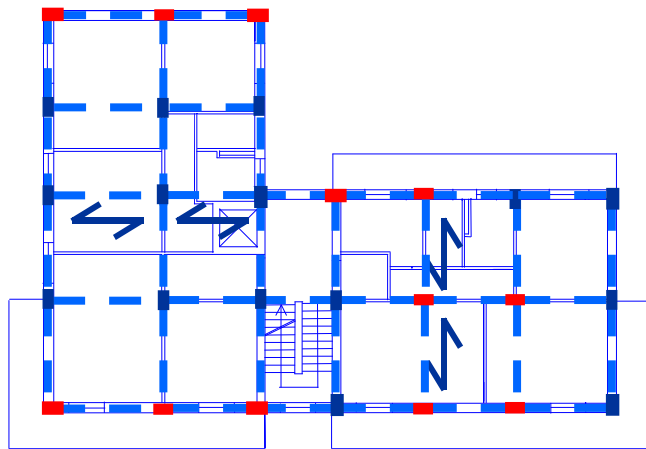
$k = 200.5 \text{ kN/mm}$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al primo ordine

Pilastro di coltello, interno (9)
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)
 $\times 0.5 \rightarrow 4.0$

Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.3 \rightarrow 2.1$

Travi: sono 22

Equivalgono a
17.2 pilastri

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	1193.5	1193.5	189.3	6.30	81.76
V	944.9	2138.4	189.3	11.30	75.46
IV	760.5	2898.9	200.5	14.46	64.16
III	576.2	3475.1	200.5	17.33	49.71
II	391.8	3866.9	207.4	18.65	32.37
I	168.7	4035.6	294.1	13.72	13.72

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.25 g

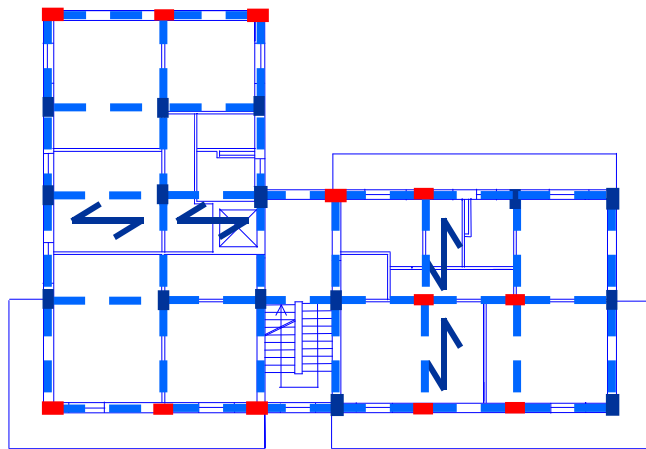
Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+VI	348.5	1193.5	81.76	97586	2330.0
V	329.8	944.9	75.46	71302	1877.8
IV	329.8	760.5	64.16	48797	1357.7
III	329.8	576.2	49.71	28640	814.7
II	329.8	391.8	32.37	12683	345.6
I	268.3	168.7	13.72	2315	50.5
somma				261323	6776.3

$$T = 1.012 \text{ s}$$

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Ottengo

$$k = 179.6 \text{ kN/mm}$$

Al piano 3

Pilastro 30x70, 2 travi a spessore (10)
 $k = 9.19 \text{ kN/mm}$

Pilastro 30x70, 1 trave a spessore (3)
 $k = 4.82 \text{ kN/mm}$

Pilastro 70x30, 2 travi a spessore (7)
 $k = 6.50 \text{ kN/mm}$

Pilastro 70x30, 1 trave a spessore (7)
 $k = 3.96 \text{ kN/mm}$

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	1193.5	1193.5	170.9	6.98	88.52
V	944.9	2138.4	170.9	12.51	81.54
IV	760.5	2898.9	178.3	16.26	69.03
III	576.2	3475.1	179.6	19.35	52.77
II	391.8	3866.9	184.7	20.93	33.42
I	168.7	4035.6	323.2	12.49	12.49

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.25 g

Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+VI	348.5	1193.5	88.52	105654	2731.2
V	329.8	944.9	81.54	77048	2192.6
IV	329.8	760.5	69.03	52495	1571.3
III	329.8	576.2	52.77	30405	918.2
II	329.8	391.8	33.42	13093	368.2
I	268.3	168.7	12.49	2106	41.8
somma				280801	7823.3

$$T = 1.049 \text{ s}$$

Periodo proprio della struttura

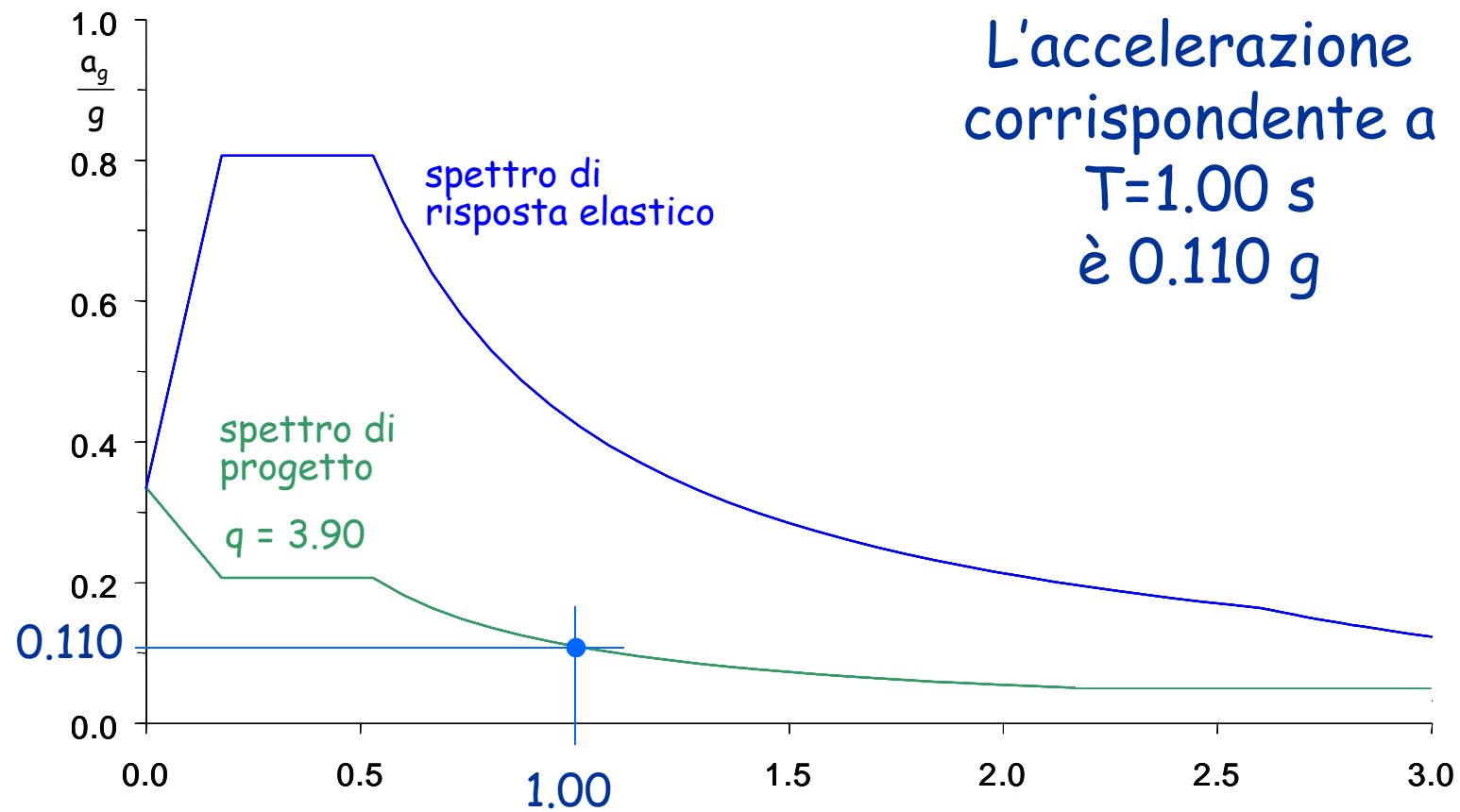
- Stima con formula di normativa:

$$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s} \quad (\text{molto pi\`u piccolo degli altri})$$

- Stima con approccio 1: $T_1 = 1.012 \text{ s}$
- Stima con approccio 2: $T_1 = 1.049 \text{ s}$

- Assumo: $T_1 = 1.00 \text{ s}$

Esempio - ordinata spettrale



Forze per analisi statica

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$$
$$= 0.85 \times 18991 \times 0.110 = 1775.7 \text{ kN}$$

Forza al piano

$$F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$$

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	19.60	67012	525.1	525.1
5	3235	16.40	53054	415.8	940.9
4	3235	13.20	42702	334.6	1275.5
3	3235	10.00	32350	253.5	1529.0
2	3235	6.80	21998	172.4	1701.4
1	2632	3.60	9475	74.2	1775.6
somma	18991		226591	1775.6	

Cosa cambia?

Le distribuzione del taglio (e quindi le sollecitazioni dei pilastri) vanno calcolate tenendo conto dell'influenza delle travi a spessore sulla rigidità dei pilastri

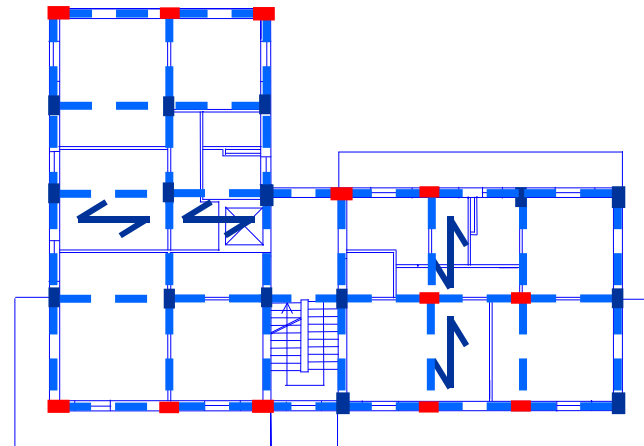
Ipotizzo che i pilastri di piatto valgano, rispetto a quelli di coltello:

Ordini 2-6	0.7
Ordine 1	0.5

e che i pilastri di estremità valgano 0.7 di quelli interni

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	525.1
5	940.9
4	1275.5
3	1529.0
2	1701.4
1	1775.6



Ripartisco il taglio globale
tra n pilastri equivalenti

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

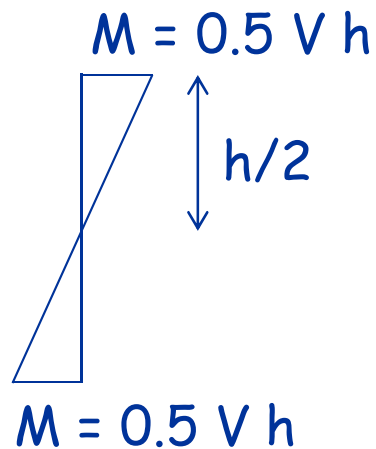
Piano	Pilastri "equivalenti"	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
6	20.2	525.1	26.0
5	20.2	940.9	46.6
4	20.2	1275.5	63.1
3	20.2	1529.0	75.7
2	20.2	1701.4	84.2
1	17.2	1775.6	103.2

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

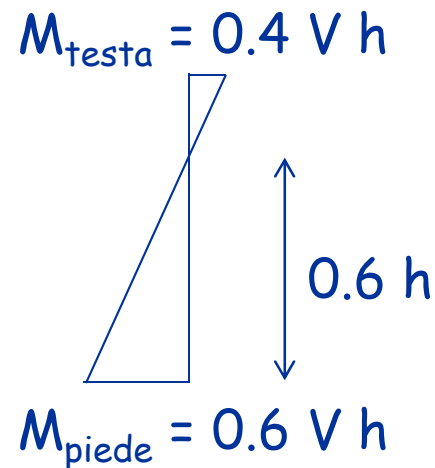
In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

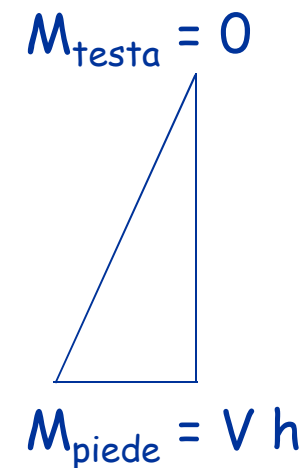
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
6	525.1	26.0	41.6
5	940.9	46.6	74.5
4	1275.5	63.1	101.0
3	1529.0	75.7	121.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8
piede			161.7
1 testa	1775.6	103.2	0.0
piede			371.6

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

$$M = V h$$

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

$$M_{+} = M_{p6}/2$$

$$M_{+} = (M_{p6} + M_{p5})/2$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	26.0	41.6	20.8
5	940.9	46.6	74.5	58.1
4	1275.5	63.1	101.0	87.8
3	1529.0	75.7	121.1	111.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8	114.5
piede			161.7	
1 testa	1775.6	103.2	0.0	80.9
piede			371.6	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	26.0	41.6	20.8
5	940.9	46.6	74.5	58.1
4	1275.5	63.1	101.0	87.8
3	1529.0	75.7	121.1	111.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8	114.5
piede			161.7	
1 testa	1775.6	103.2	0.0	80.9
piede			371.6	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	31.2	49.9	25.0
5	940.9	55.9	89.4	69.7
4	1275.5	75.8	121.2	105.3
3	1529.0	90.8	145.3	133.3
2 testa	1701.4	101.1	129.4	137.4
piede			194.1	
1 testa	1775.6	123.9	0.0	97.0
piede			446.0	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione

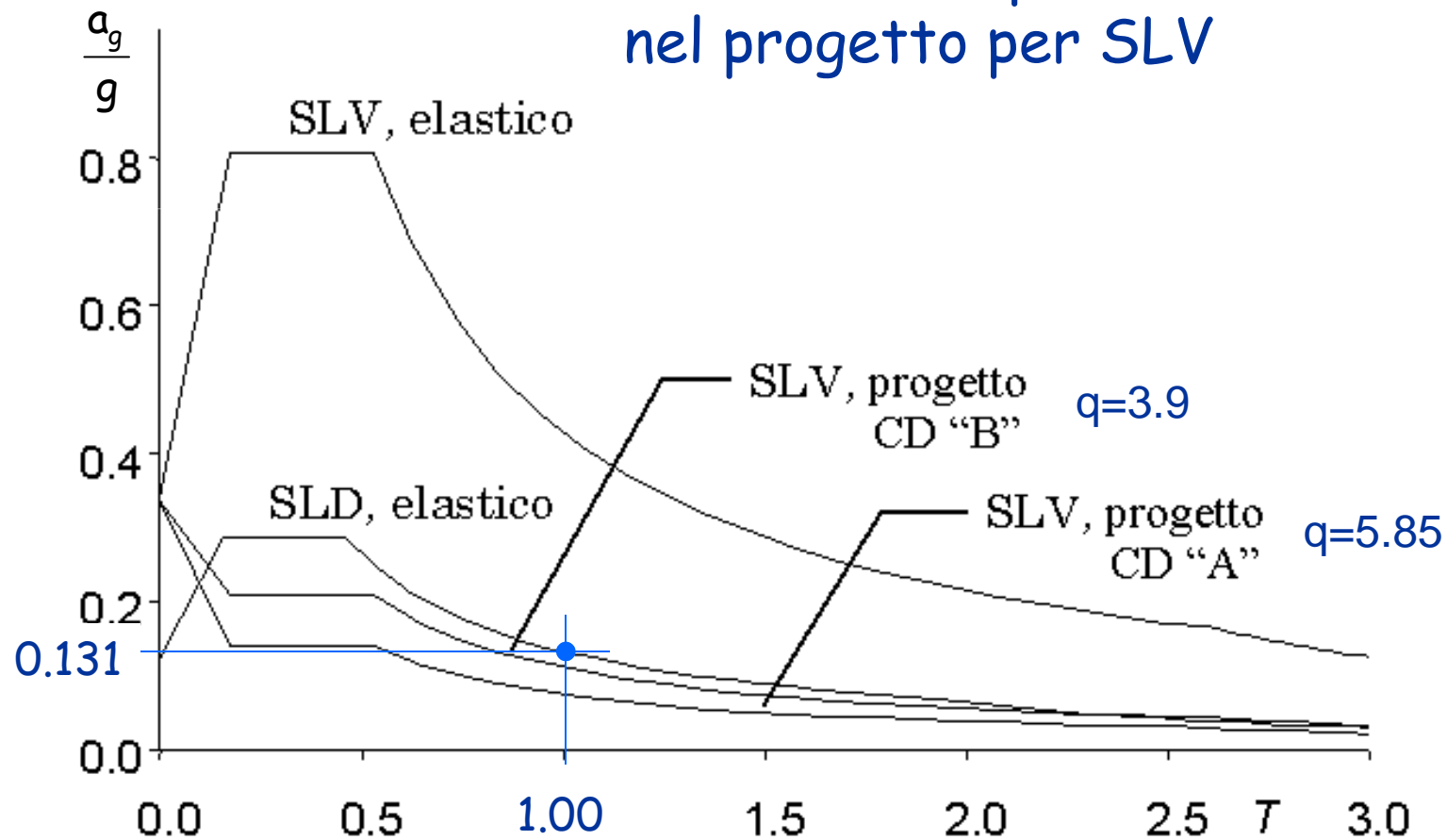
5 - gerarchia delle resistenze

Moltiplicati
per 1.3

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	31.2	64.9	25.0
5	940.9	55.9	116.3	69.7
4	1275.5	75.8	157.6	105.3
3	1529.0	90.8	188.9	133.3
2 testa	1701.4	101.1	168.2	137.4
piede			252.3	
1 testa	1775.6	123.9	0.0	97.0
piede			446.0	

Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.131 g
cioè circa 1.2 per il valore usato
nel progetto per SLV



Previsione degli spostamenti per SLD

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	628.7	628.7	189.3	3.32	43.08
V	497.9	1126.6	189.3	5.95	39.75
IV	400.6	1527.2	200.5	7.62	33.80
III	303.5	1830.7	200.5	9.13	26.19
II	206.4	2037.2	207.4	9.82	17.05
I	88.8	2126.0	294.1	7.23	7.23

Gli spostamenti sono accettabili (il limite è 16 mm o 18 mm a seconda del piano) anche se vi fosse un incremento del 20% per eccentricità accidentale

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 137 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 137 = 197 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

h = 28 cm

c = 4 cm

$M_{Ed} = 197 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo della larghezza

$$b = \frac{M r^2}{d^2} = \frac{197 \times 0.018^2}{0.24^2} = 1.10 \text{ m}$$

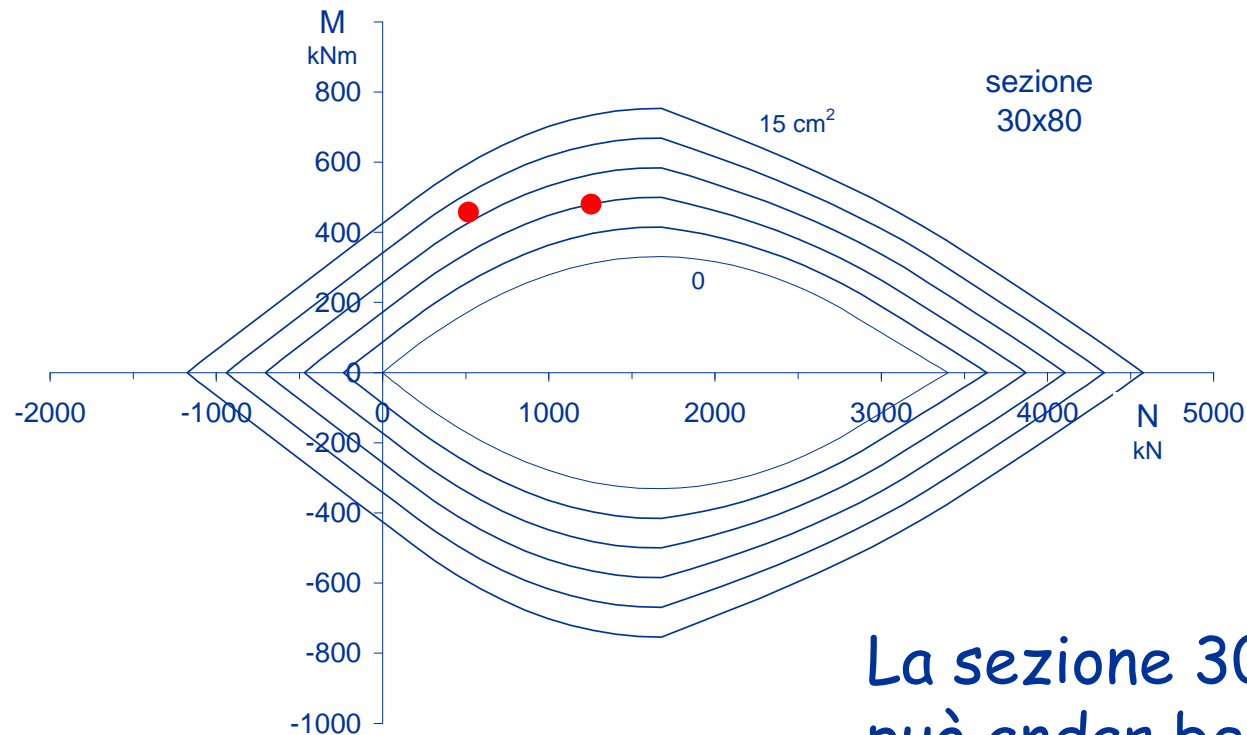
sezione: 110x28

Eccessiva?

Si potrebbe forse usare una larghezza minore,
mettendo una forte armatura compressa

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 446 \text{ kNm}$$

$$N = 450 \text{ kN}$$

$$N = 1250 \text{ kN}$$

occorrerebbero
4 $\varnothing 20$ per lato

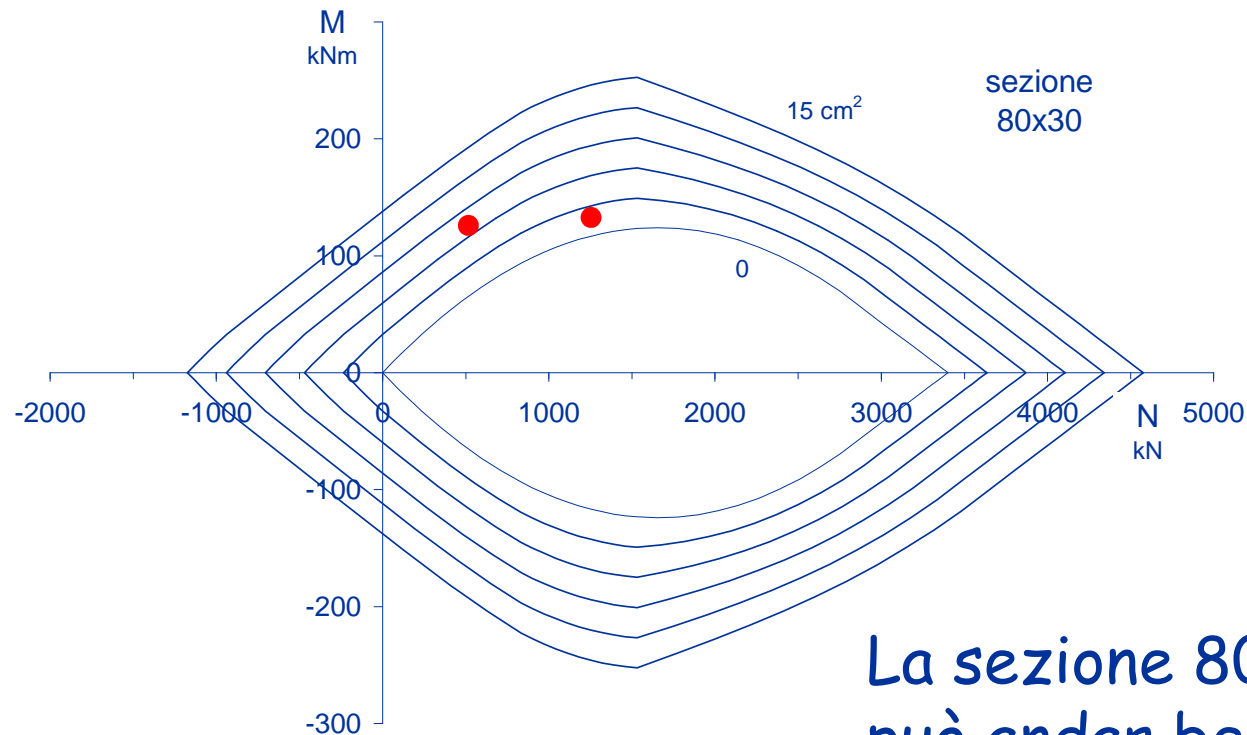
La sezione 30 x 80
può andar bene

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri di piatto

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)		molt	Momento pilastro (kNm)
6	525.1	26.0x0.7	18.2	0.5	29.1
5	940.9	46.6x0.7	32.6	0.5	52.2
4	1275.5	63.1x0.7	44.2	0.5	70.7
3	1529.0	75.7x0.7	53.0	0.5	84.8
2 testa	1701.4	84.2x0.7	59.0	0.5	94.3
piede				0.5	94.3
1 testa	1775.6	103.2x0.5	51.6	0.4	74.3
piede				0.6	111.5

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 112 \text{ kNm}$$

$$N = 450 \text{ kN}$$

$$N = 1250 \text{ kN}$$

occorrerebbero
3 $\varnothing 20$ per lato

La sezione 80 x 30
può andar bene