Workshop

Progetto di edifici antisismici con struttura in c.a.

Catania

aula IT del DAU

10-20 settembre 2013

13b, 14, 15 - Dimensionamento e verifica di massima

Criteri generali di dimensionamento
(a partire dai carichi verticali)

Dimensionamento solaio

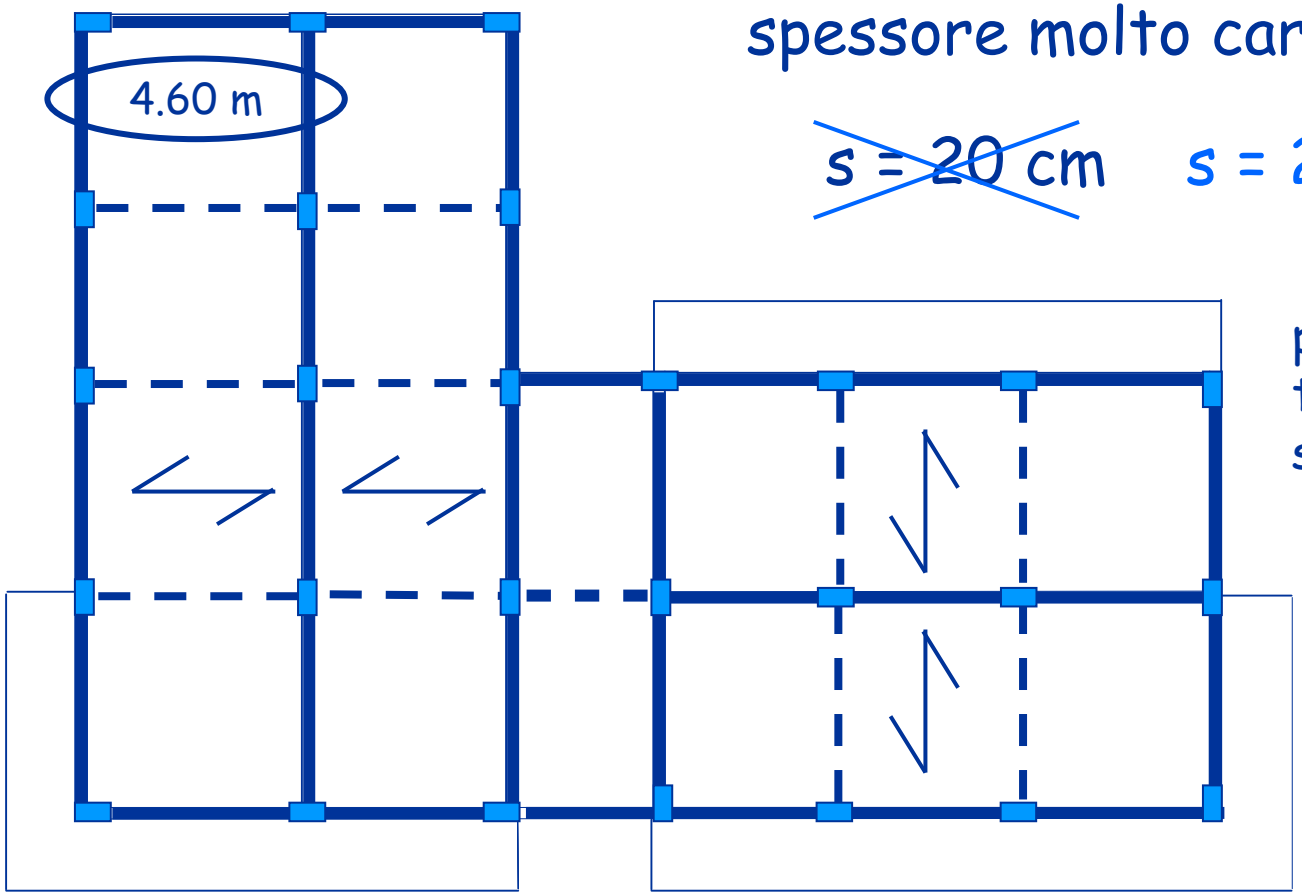
- In presenza di travi emergenti: dimensionare il solaio per gli usuali limiti di deformazione
  (un tempo $s \geq L_{max}/25$, ora limiti vari)
- Se vi sono alcune travi a spessore lunghe e molto caricate aumentare un po' lo spessore
- Se vi sono solo travi a spessore usare uno spessore del solaio sufficientemente alto (almeno 28 cm)
- L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)
  Per questo basta una soletta di 4-5 cm con rete ∅8 / 25x25

Esempio

La luce massima delle campate di solaio è inferiore a 5.00 m

Non ci sono travi a spessore molto caricate

~~s = 20 cm~~ s = 22 cm



per il torrino scala s = 18 cm

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti (kN/m^2), da utilizzare per le successive analisi

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

Dimensionamento

travi emergenti, travi a spessore, pilastri

Immediatamente valutabile:

- Effetto dei carichi verticali (M per le travi, N per i pilastri)

Determinabile in maniera approssimata:

- Effetto del sisma (M per travi e pilastri, ΔN per i pilastri)

Dimensionamento travi a spessore
per edifici con numerose travi emergenti

- Dimensionamento per soli carichi verticali

Momento sollecitante $$M_{Ed} = \frac{q\,l^2}{12} \div \frac{q\,l^2}{8}$$

Larghezza necessaria $$b = \frac{M_{Ed}\,r^2}{d^2}$$ con r = 0.019÷0.020

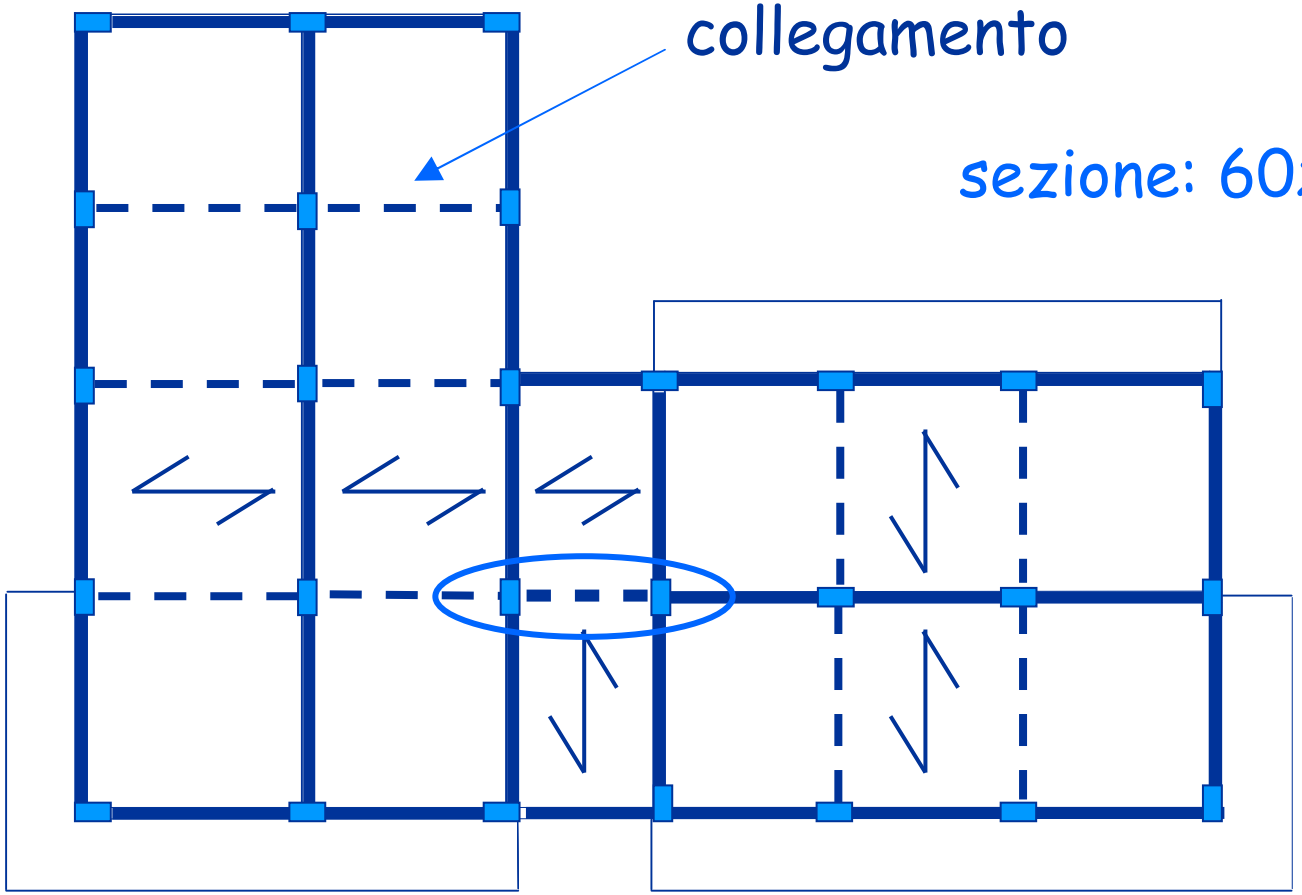
- Nessuna prescrizione specifica per il sisma, perché la trave è in questo caso un elemento secondario

Esempio

L'unica trave a spessore che porta carichi verticali ha luce modesta (3 m)

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

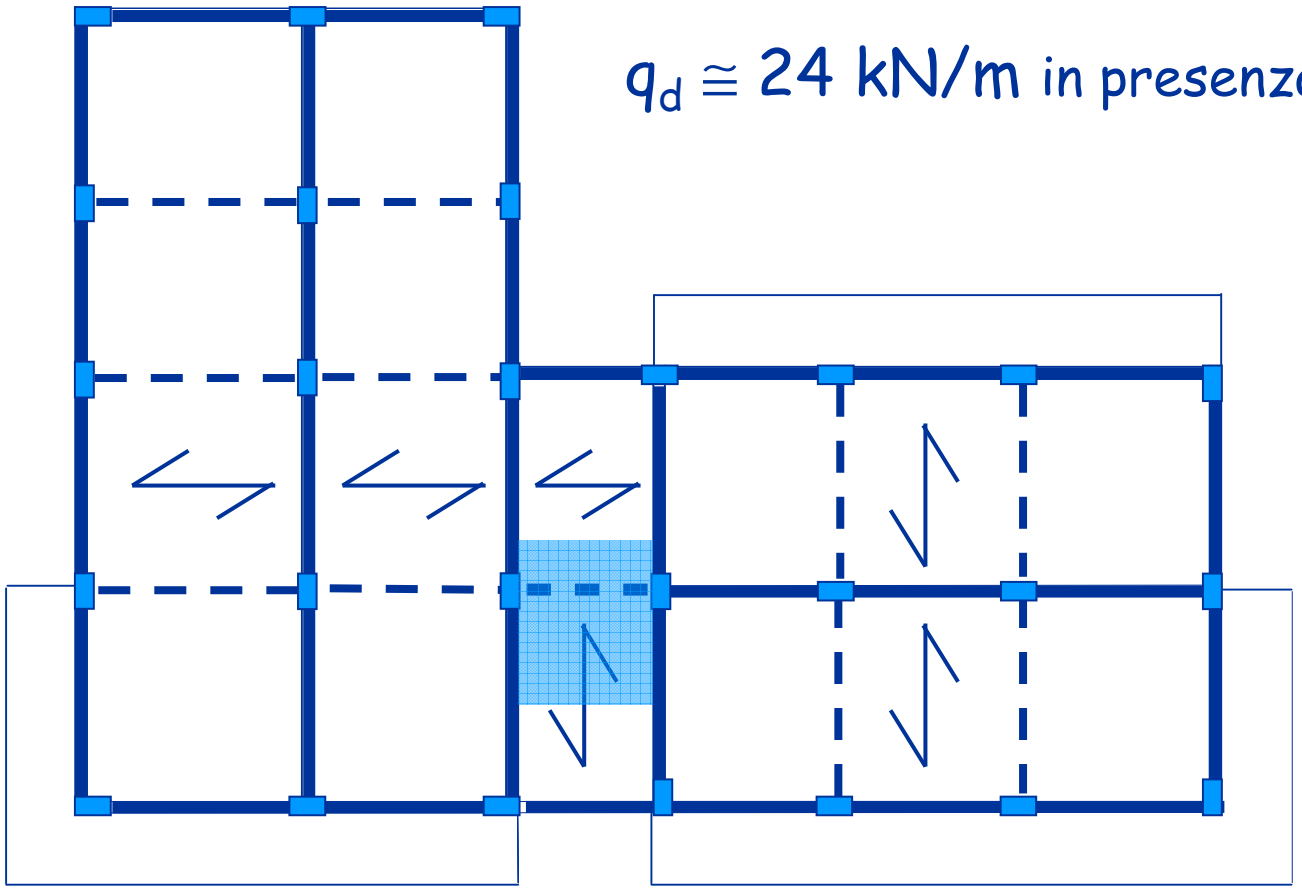


Esempio

La trave a spessore caricata porta circa 2.5 m di scala e 1 m di solaio

$q_d \cong 40$ kN/m in assenza di sisma

$q_d \cong 24$ kN/m in presenza di sisma



Esempio – dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{40 \times 3.0^2}{10} \cong 36 \text{ kNm}$$

Il momento totale in presenza di sisma certamente non è più grande

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{24 \times 3.0^2}{10} \cong 22 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

è certamente molto piccolo

Esempio – dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

h = 22 cm

c = 4 cm

M_{Ed} = 36 kNm

Calcestruzzo C25/30

R_{ck} = 30 MPa

f_{ck} = 25 MPa

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.020^2 \times 36}{0.18^2} = 0.44 \text{ m}$$

La sezione 60x22
va bene

Dimensionamento travi e pilastri
per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Stima degli altri carichi unitari (kN/m), per le analisi

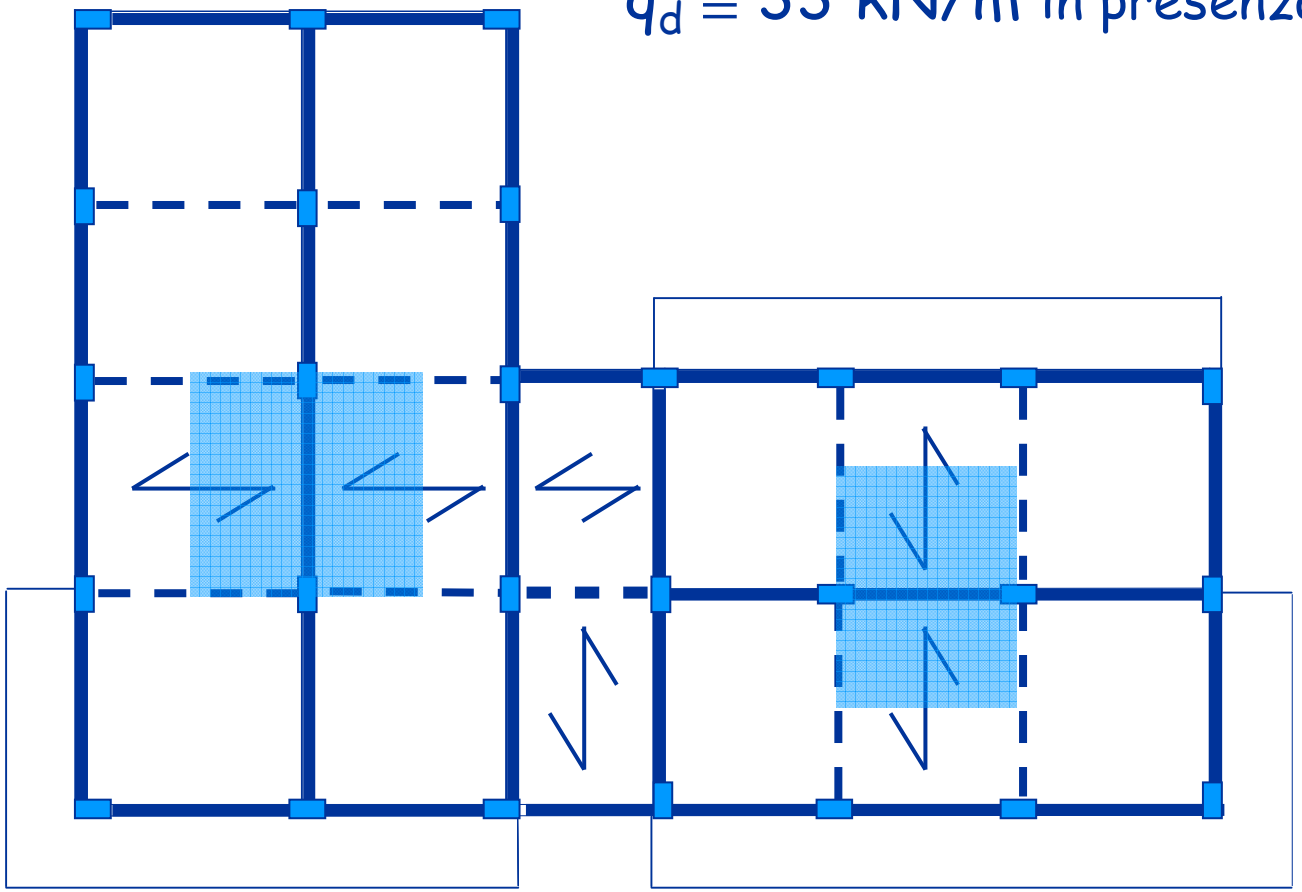
	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.0		5.2	4.0
Travi 30 x 50	3.5		4.5	3.5
Travi 60 x 22	1.6		2.1	1.6
Tamponature	6.0		7.8	6.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

Esempio: travi

Le travi di spina portano circa 5 m di solaio

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

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



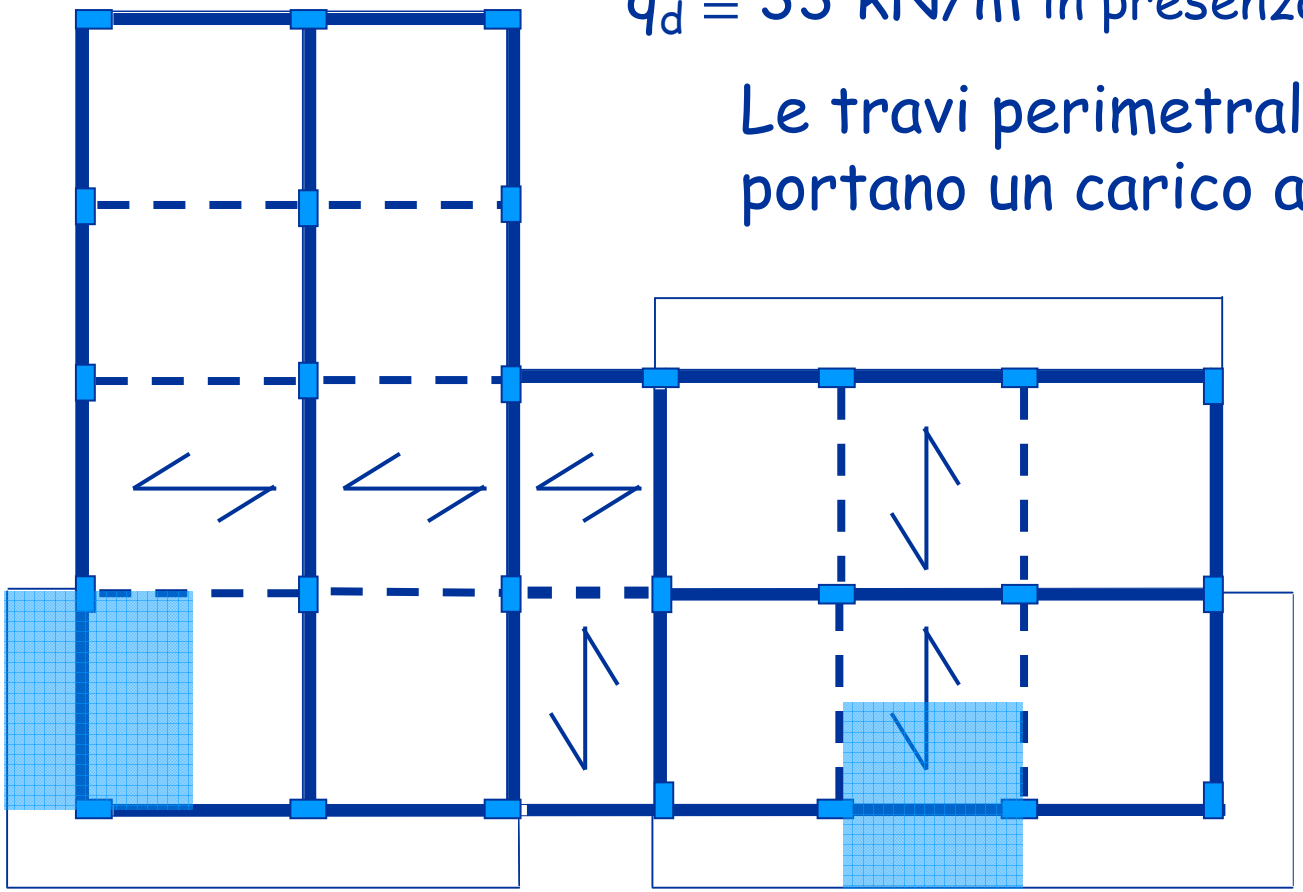
Esempio: travi

Le travi di spina portano circa 5 m di solaio

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

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

Le travi perimetrali portano un carico analogo



Momento flettente
prodotto dai carichi verticali

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Andrà sommato all'effetto del sisma

Momento per carichi verticali (senza sisma)

$$M = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{55 \times 4.20^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

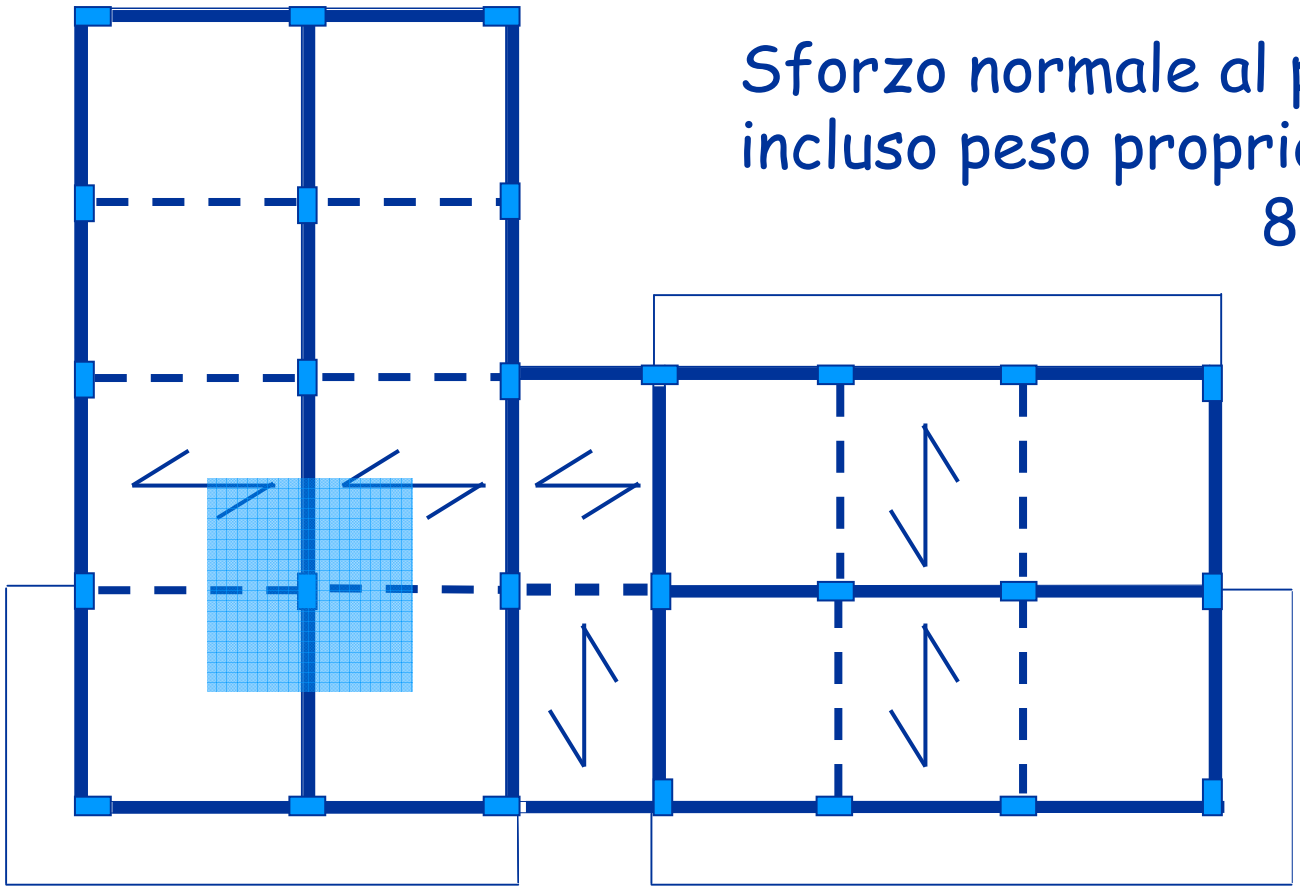
Può essere condizionante solo per travi molto lunghe
(non è il nostro caso)

Esempio: pilastri

Pilastro interno, porta
8 m di trave
21 m^2 di solaio

Carico al piano: 150 kN

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:
830 kN



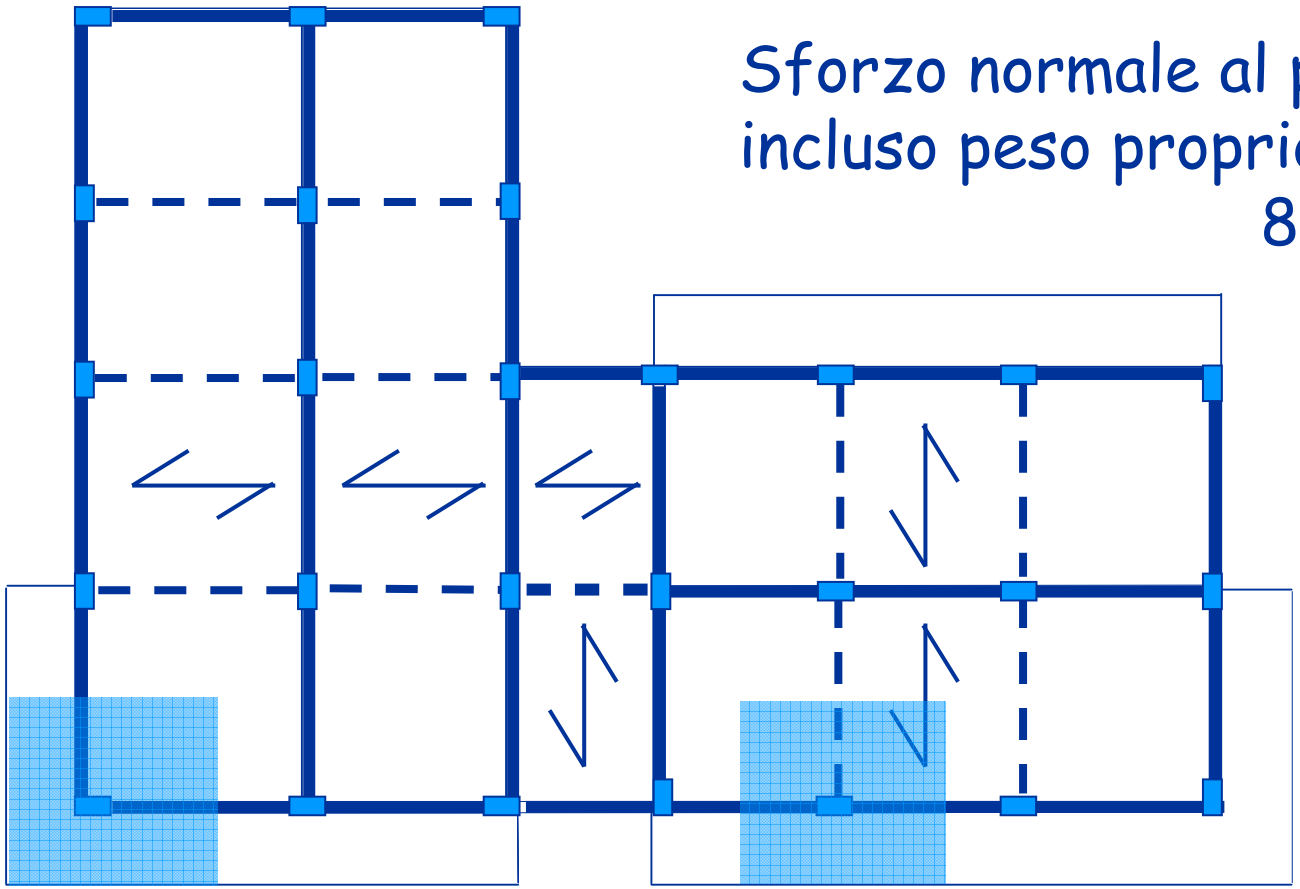
In assenza di sisma:
1330 kN

Esempio: pilastri

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi

Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:
830 kN



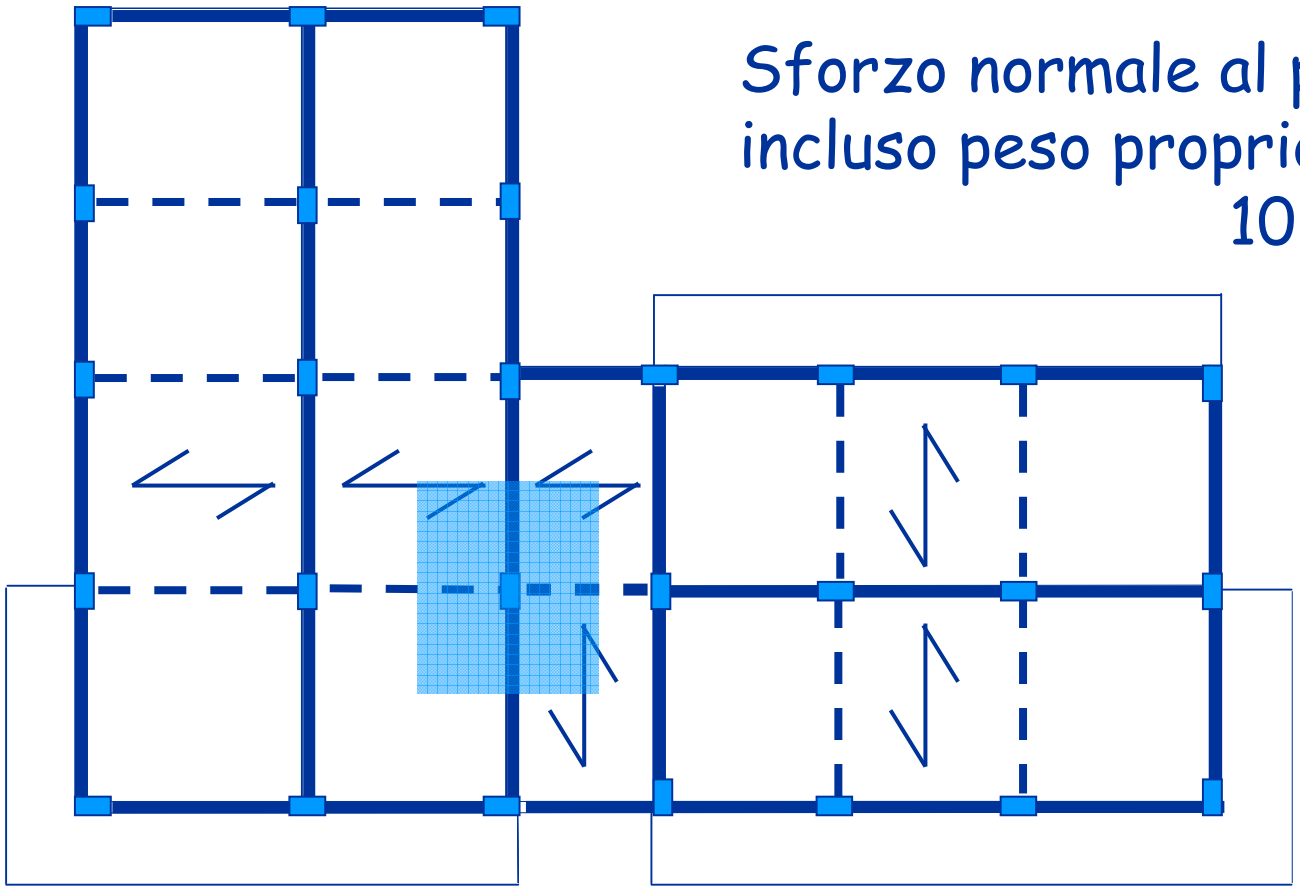
In assenza di sisma:
1330 kN

Esempio: pilastri

Pilastro interno in corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:
1050 kN



In assenza di sisma:
1570 kN

Esempio: pilastri

Pilastro laterale privo di sbalzo o d'angolo con uno sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:

600 kN

In assenza di sisma: 900 kN

Esempio: pilastri

Pilastro d'angolo privo di sbalzo

Carico al piano ancora minore

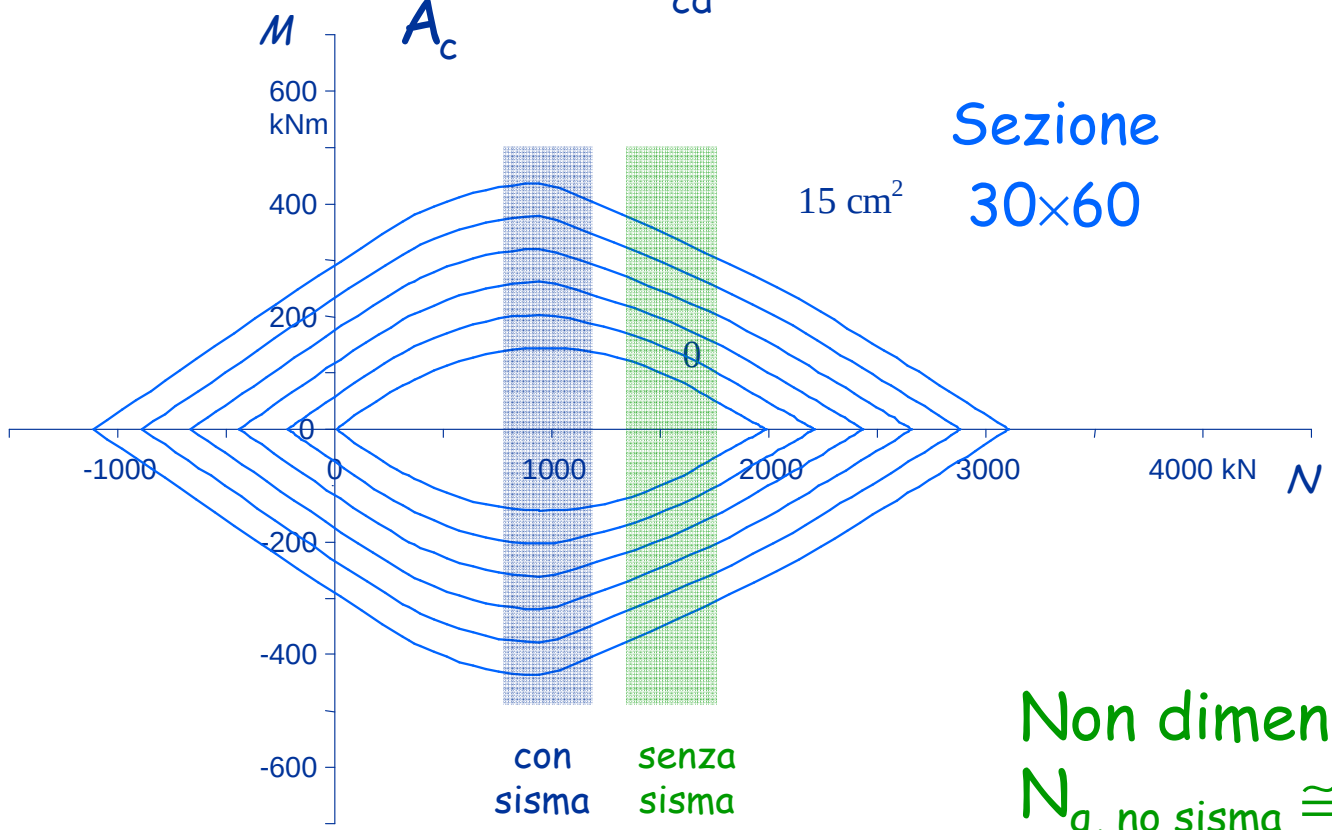
Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:

380 kN

In assenza di sisma: 560 kN

Considerazioni
domini M-N per i pilastri

Il massimo momento flettente può essere portato quando: $\frac{N}{A_c} \cong 0.5\, f_{cd}$

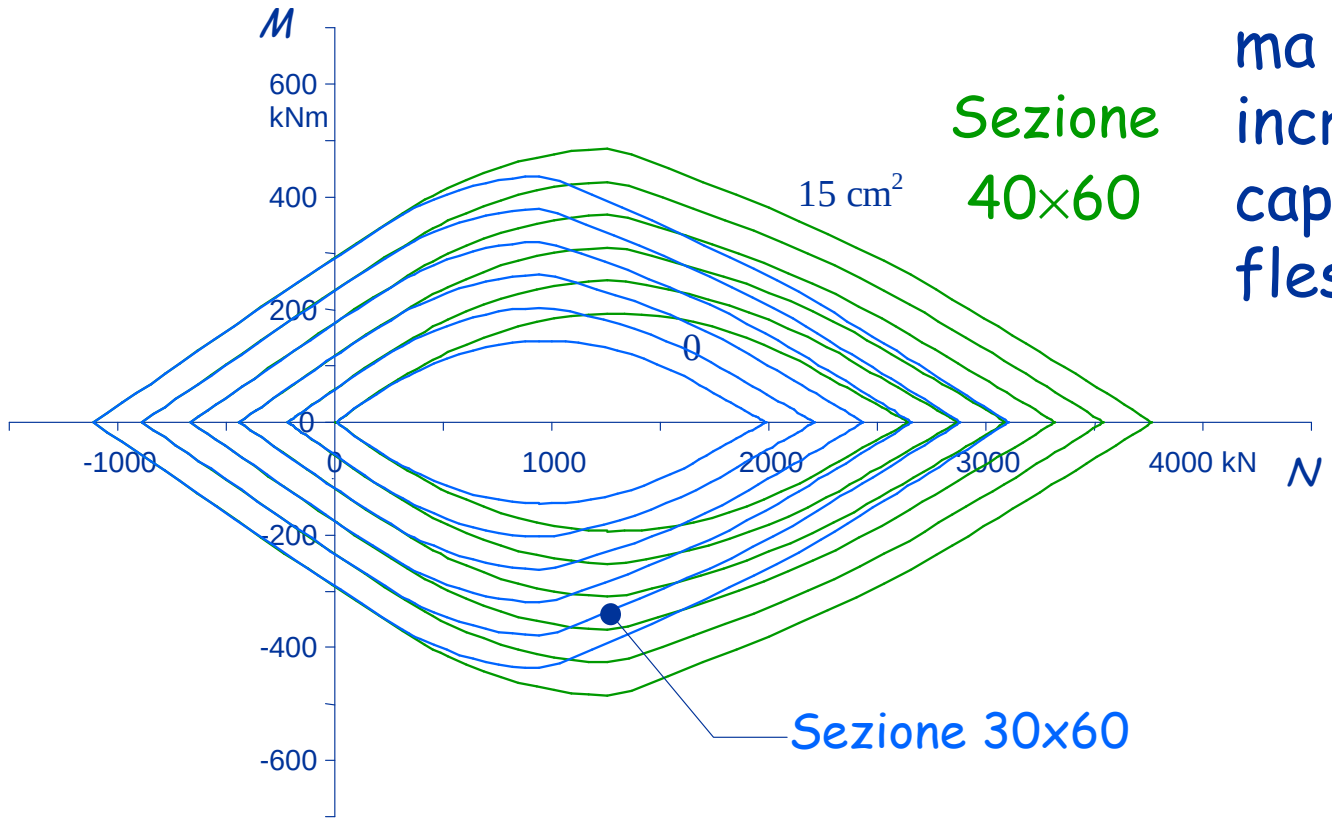


Sezione
30×60

Non dimenticare che
$N_{q,\ no\ sisma} \cong 1.5\, N_{q+sisma}$

Considerazioni
domini M-N per i pilastri

- Un aumento della larghezza della sezione produce un aumento dello sforzo normale resistente

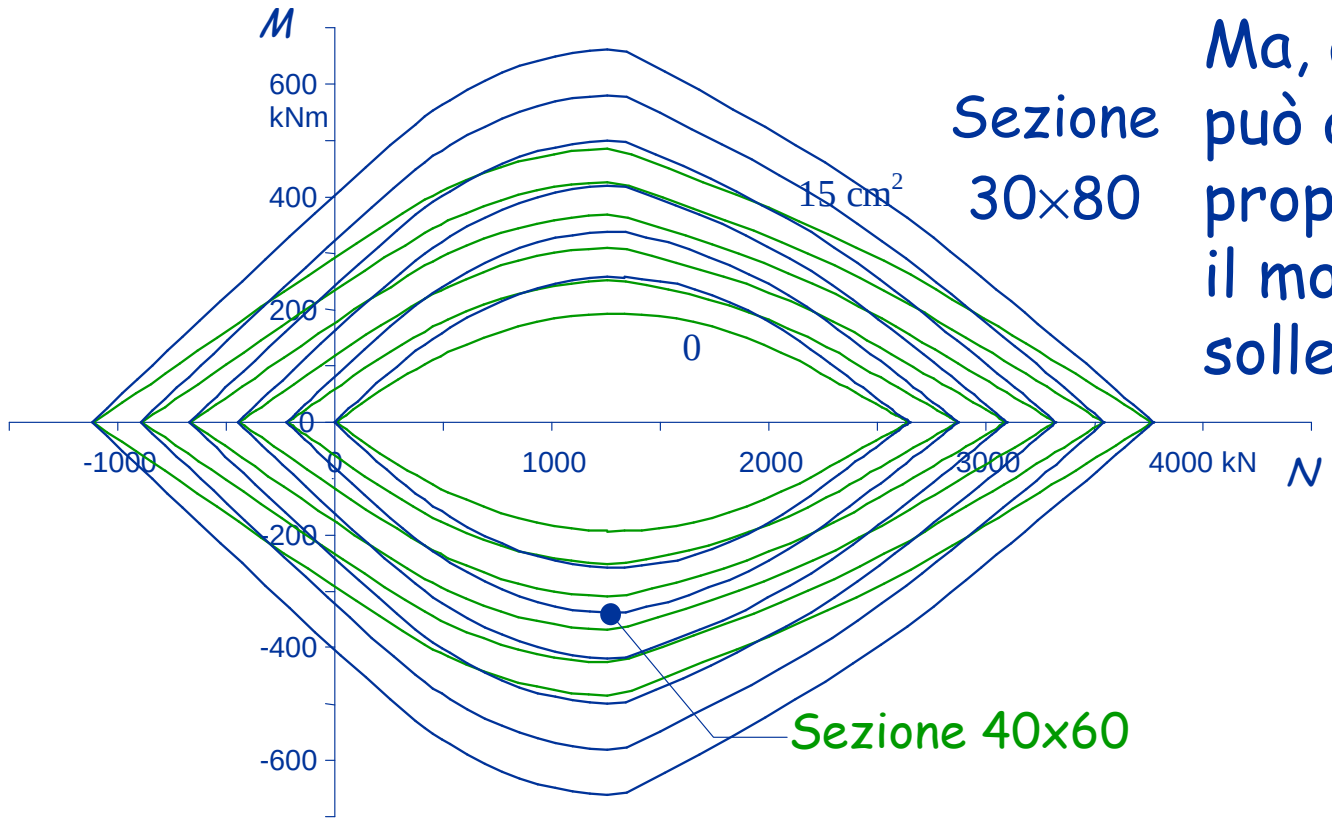


Sezione 40×60

ma un modesto incremento di capacità flessionale

Considerazioni
domini M-N per i pilastri

Un aumento di altezza della sezione (a parità di area) produce un buon incremento di capacità flessionale



Sezione 30×80

Ma, attenzione: può aumentare proporzionalmente il momento sollecitante

Considerazioni
sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media N/A_c non superi:

in presenza di sisma

$0.35\text{-}0.4\ f_{cd}$	se si prevedono momenti flettenti elevati, ma non troppo (esempio: zona 2, suolo C, q non troppo basso)
$0.3\ f_{cd}$	se si prevedono momenti flettenti più elevati (zona 1 o suolo D, CD "B")
$0.5\ f_{cd}$	se si prevedono momenti flettenti più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

Considerazioni
sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media N/A_c non superi:

in presenza di sisma

0.35-0.4 f... se si prevedono momenti flettenti ... io: ... basso)

0.3 f_{cd} ... enti ... D "B")

0.5 f_{cd} ... enti più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

La normativa impone di non superare (includendo il ΔN da sisma):

0.55 f_{cd} per classe di duttilità "A"
0.65 f_{cd} per classe di duttilità "B"

NTC08, punto 7.4.4.2.2.1

Considerazioni
sezioni dei pilastri

- È opportuno usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

  Quindi cercare di mantenere – più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

- È opportuno ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

  Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

  Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

  Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Dimensionamento travi e pilastri
per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Poi:
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

Stima dell'effetto del sisma

Effetto del sisma

- Stima delle masse
- Stima iniziale del periodo
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Valutazione delle forze per analisi statica
- Ripartizione del taglio tra i pilastri
- Stima del momento flettente nei pilastri
- Stima del momento flettente nelle travi

↓

- Dimensionamento sezioni
- Valutazione rigidezze e nuova stima periodo
- Stima degli spostamenti per SLD
- Eventuali iterazioni

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m^2

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:	$S = 48.0\ m^2$
V impalcato:	$S = 331.9\ m^2$
Piano tipo:	$S = 323.5\ m^2$
Per il piano terra:	$S = 263.2\ m^2$

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

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

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 progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposa 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"
$q_0 = 3.0\ \alpha_u/\alpha_1$	struttura intelaiata in c.a. - CD"B"
$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$	telaio con più piani e più campate
$K_R = 1$	la struttura è regolare in altezza

Criteri generali per la scelta di q

- Valore di q basso:
  - Sollecitazioni da sisma più alte
  - Sezioni maggiori → periodo T più basso
  - Ulteriore possibile incremento delle forze, perché T è basso

    ma, tendenzialmente, danni minori

- Valore di q alto:
  - Sollecitazioni da sisma minori
  - Sezioni minori → periodo T più alto
  - Ulteriore possibile riduzione delle forze, perché T è alto

    ma, tendenzialmente, danni maggiori

Criteri generali per la scelta di q

- Valore di q basso:
  - È imposto dalla norma nel caso di edifici con sole travi a spessore (meno duttili)
  - Lo consiglio quando si prevedono sollecitazioni da sisma non troppo alte

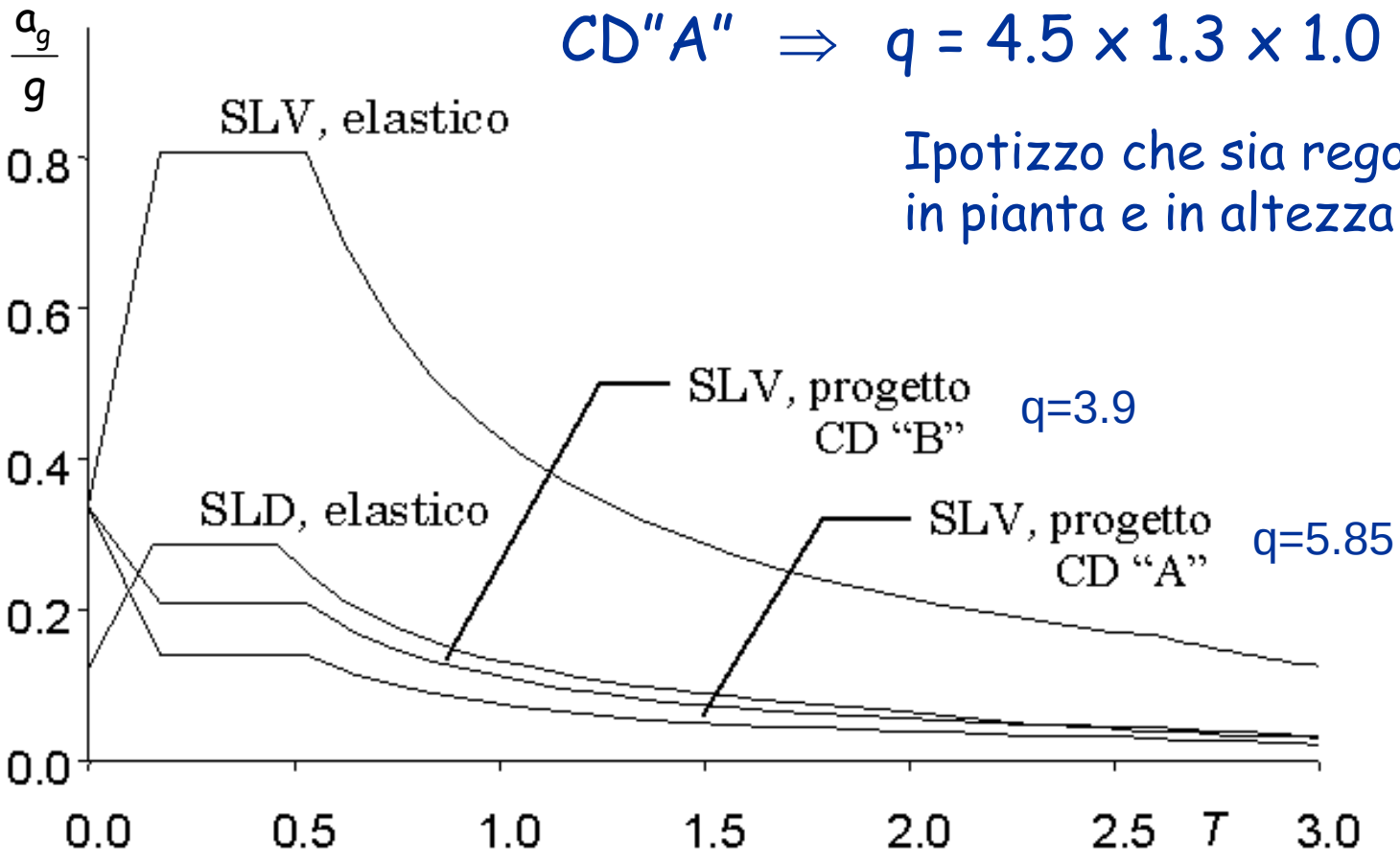
- Valore di q alto:
  - Lo consiglio quando si prevedono sollecitazioni da sisma abbastanza alte

Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura ad alta duttilità

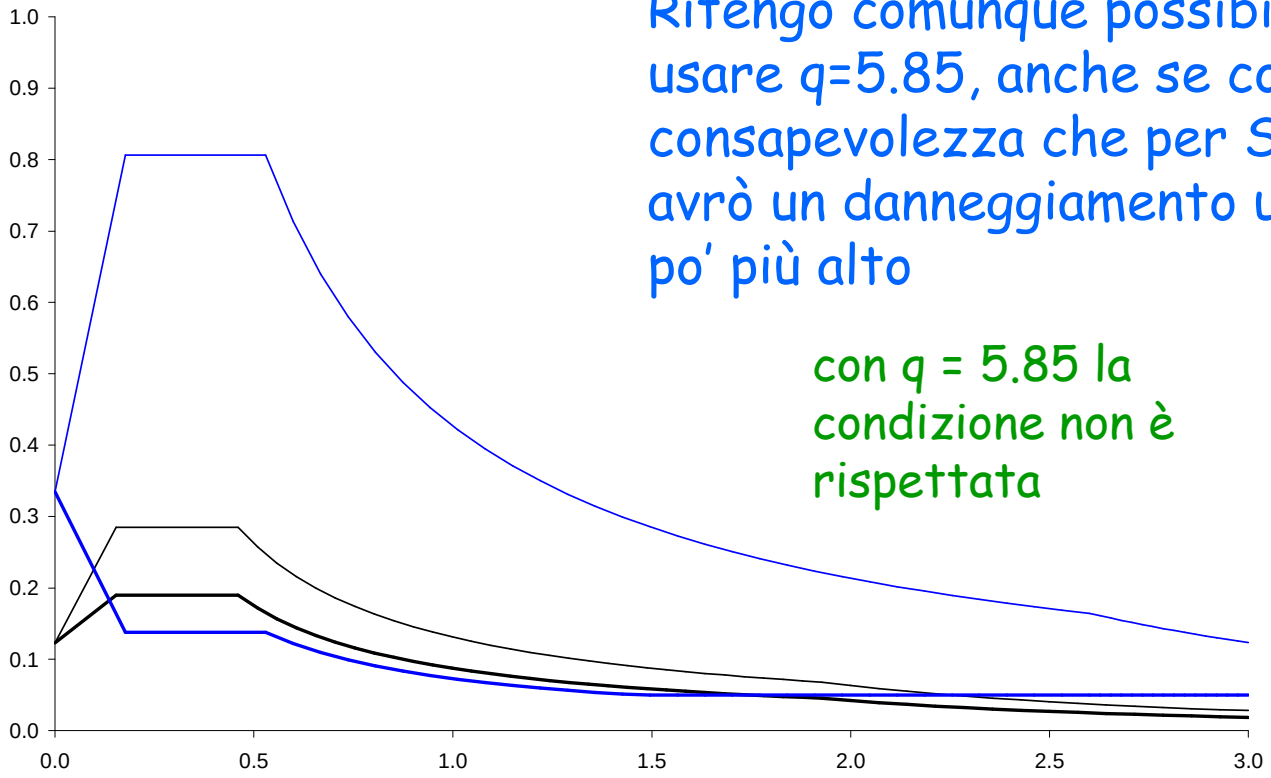
CD"A" $\Rightarrow$ $q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza



Considerazioni:
novità introdotte dalla NTC 2013

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



Ritengo comunque possibile usare q=5.85, anche se con la consapevolezza che per SLD avrò un danneggiamento un po' più alto

con q = 5.85 la condizione non è rispettata

Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione $T_1 = C_1 H^{3/4}$

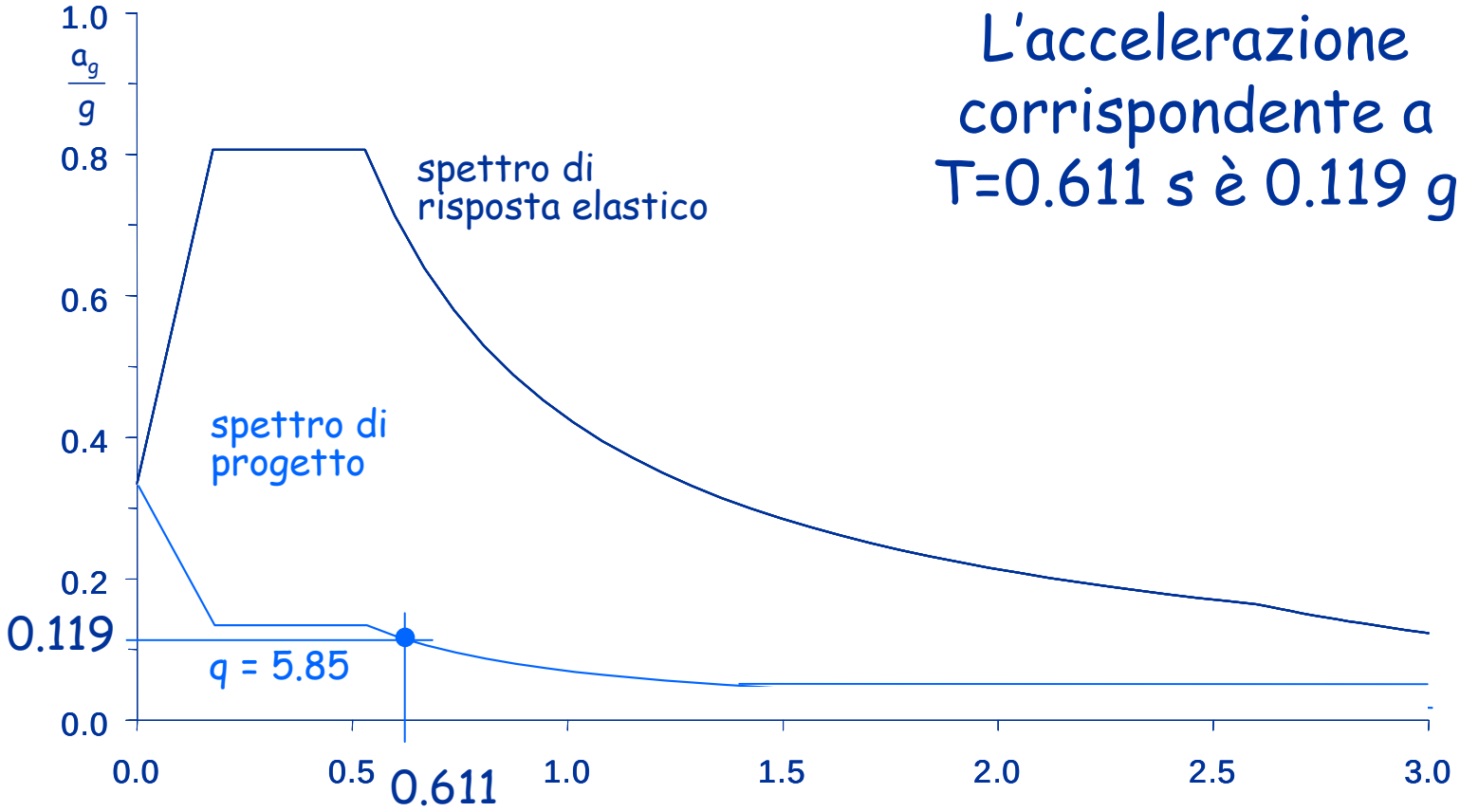
con $C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.

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

Nell'esempio: H = 16.40 m (escluso torrino)

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

Esempio – ordinata spettrale



L'accelerazione corrispondente a T=0.611 s è 0.119 g

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		

Previsione dei risultati del calcolo

Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"; se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità propria del sistema
2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M
3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi
4. Valutare il ΔN nei pilastri, dal taglio nelle travi
5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
   - eccentricità accidentale
   - effetto combinato delle diverse componenti
   - gerarchia delle resistenze per i pilastri

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

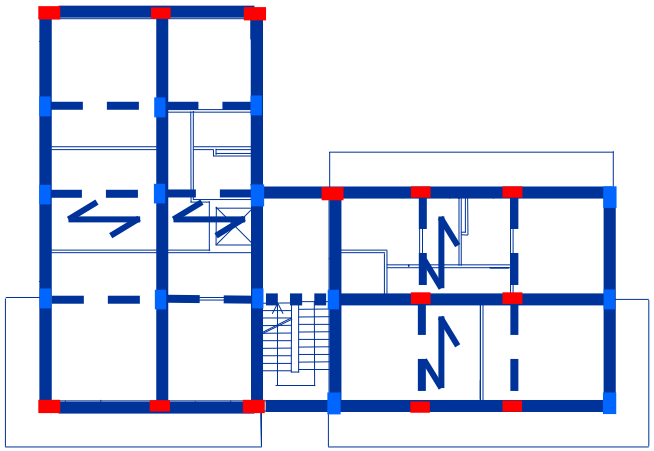
1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"
   (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

Nota: in prima approssimazione conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano. Nelle eventuali iterazioni successive si possono differenziare i pilastri, ove necessario

Nelle eventuali iterazioni, se si sono valutate le rigidezze dei singoli pilastri tenendo conto anche delle travi, si può ripartire tenendo conto di queste rigidezze (ma il calcolo diventa più oneroso – in genere non ne vale la pena)

Caratteristiche della sollecitazione
1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



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

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri (direzione x)

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

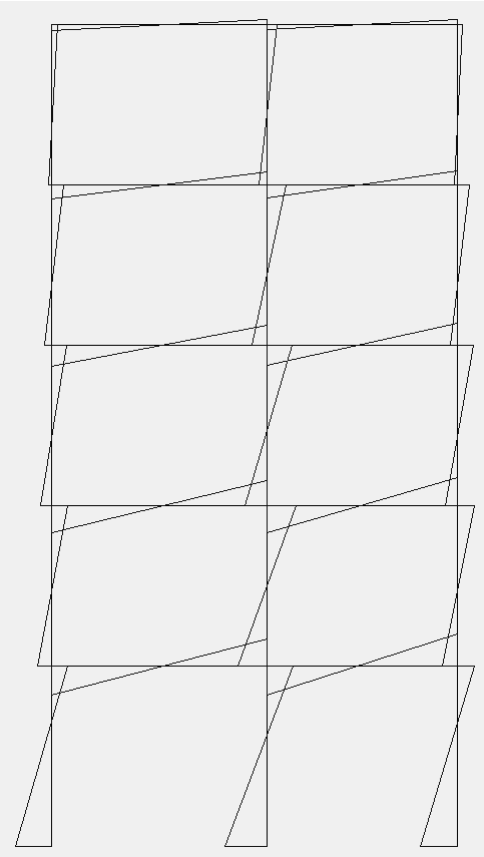
In eventuali iterazioni potrei ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro

Avrei una precisione maggiore, ma con più fatica

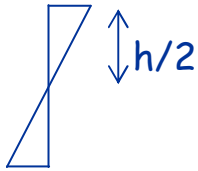
Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi non modifico questi valori

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

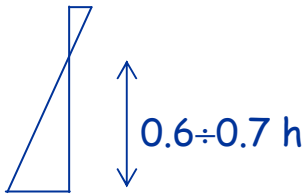
2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M



Tipico diagramma di M per effetto di forze orizzontali



ai piani superiori



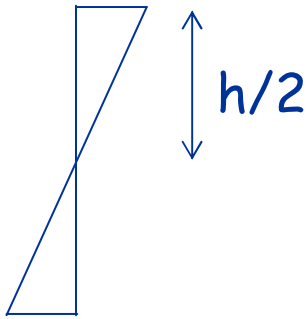
al primo ordine

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M

ai piani superiori

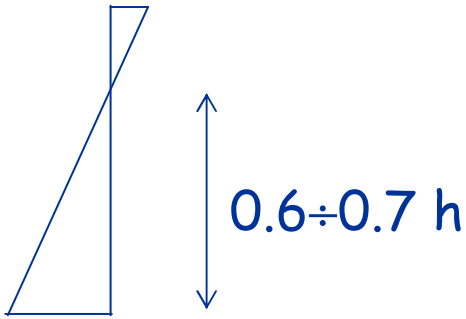
$M = 0.5\ V\ h$



$M = 0.5\ V\ h$

al primo ordine

$M_{testa} = 0.4\ V\ h$



$M_{piede} = 0.6\ V\ h$

(oppure 0.7 V h)

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			264.8

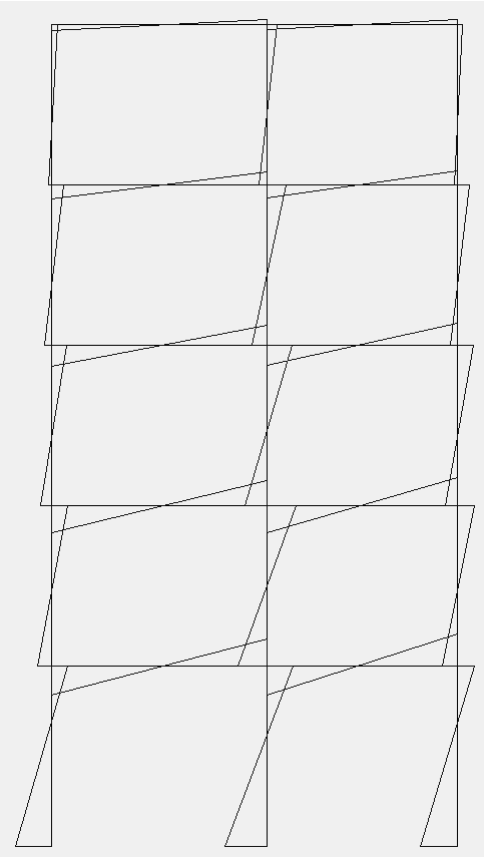
$M = V\,h\,/2$

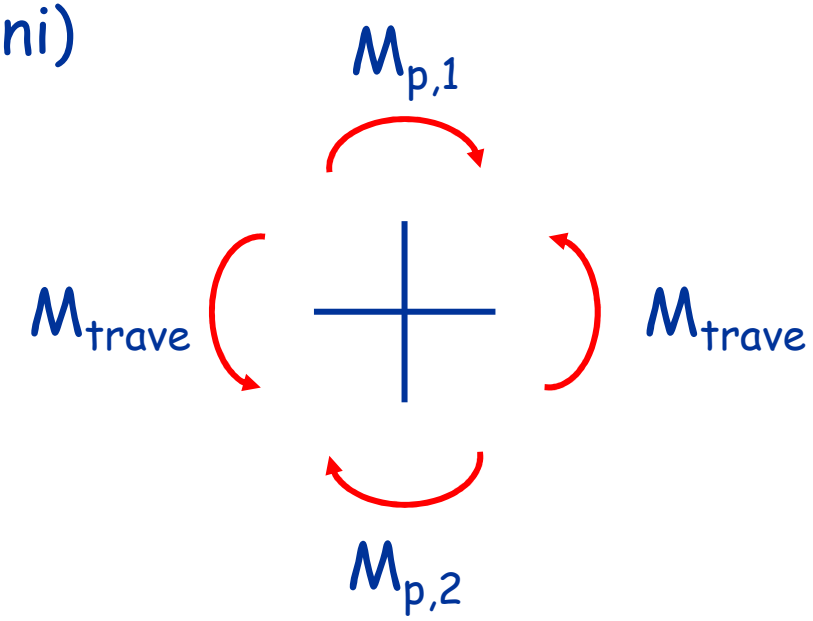
$M = V\,0.4\,h$

$M = V\,0.6\,h$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)





Per l'equilibrio:

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

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			264.8	

$M_t = M_{p5}/2$

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

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

4. Valutare il ΔN nei pilastri

Nei pilastri di estremità (o dove c'è una trave rigida ed una a spessore) nasce un ΔN dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{trave} = \frac{2\,M_t}{l_{trave}}$$

Il ΔN ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{pil,n} = \sum_{i=n}^{N} V_{trave,i}$$

Caratteristiche della sollecitazione
4 - ΔN nei pilastri

$V_{t,5}=2\ M_{t,5}/l$

l_{trave} = 4.10 m

$\Delta N = V_{t,5}$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
   - eccentricità accidentale
   - effetto combinato delle diverse componenti
   - gerarchia delle resistenze per i pilastri

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

Caratteristiche della sollecitazione
5a – 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			264.8	

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

Caratteristiche della sollecitazione
5a – 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			317.7	

+20%

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
   - eccentricità accidentale
   - effetto combinato delle diverse componenti
   - gerarchia delle resistenze per i pilastri

La gerarchia delle resistenze dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (a parte la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"A" (1.3 per CD "B")

Caratteristiche della sollecitazione
5b – 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			317.7	

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
5b - 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			317.7	

Moltiplicati per 1.5

Caratteristiche di sollecitazione nella direzione y

- Ho un numero diverso di pilastri (14 anziché 13) ma la differenza è modesta:
  posso ritenere che i risultati non cambino
- C'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporta:
  - La necessità di aumentare le sollecitazioni nel lato destro dell'edificio
  - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente q

  o, meglio, è opportuno ridimensionare la struttura

Dimensionamento

- Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri

- In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:
  - Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo
  - Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero "non validato"

Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Dimensionamento: travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

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

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Momento massimo, totale

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

Dimensionamento: travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

b = 30 cm

h = da determinare

c = 4 cm

M_{Ed} = 277 kNm

Calcestruzzo f_{ck} = 25 MPa

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018\sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.55\ \text{m}$$

sezione: 30x60

Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

… ma si riducono di molto ai piani superiori

È possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

La riduzione sarebbe necessaria se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al 4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

Dimensionamento: pilastri

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate al primo e secondo ordine

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	121.6
4	214.5
3	284.7
2	332.4
1 testa	317.7
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfetariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

Dimensionamento: pilastri

Piano	Momento pilastro (kNm)	Sforzo normale (kN)	ΔN da sisma (kN)
5	121.6	77 ÷ 253	± 16.5
4	214.5	154 ÷ 451	± 62.0
3	284.7	231 ÷ 649	± 129.7
2	332.4	308 ÷ 847	± 213.4
1 testa	317.7	385 ÷ 1045	± 301.5
piede	317.7		

Coppie M-N più gravose

M = 332 kNm

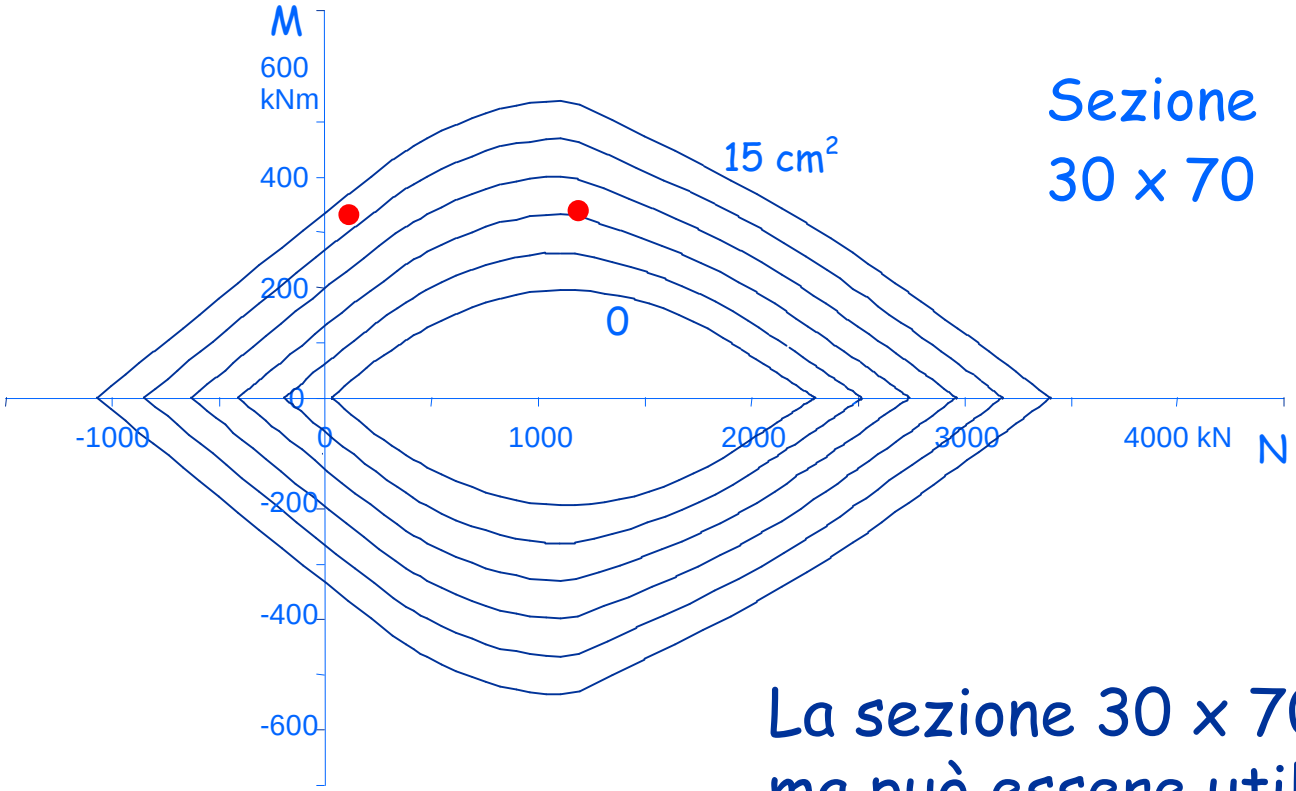
N_{min} = 95 kN

M = 317 kNm

N_{max} = 1346 kN

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



Sezione
30 x 70

M = 332 kNm

N = 95 kN

M = 317 kNm

N = 1346 kN

occorrono
5 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 è al limite
ma può essere utilizzata

Dimensionamento: pilastri

- Utilizzerò sezioni 30x70, necessarie per i tre ordini inferiori
- Potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma preferisco mantenerla invariata
  - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
  - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
  - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente
- Potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)

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

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

m_i: massa di piano

F_i: Forza di piano

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

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidezze

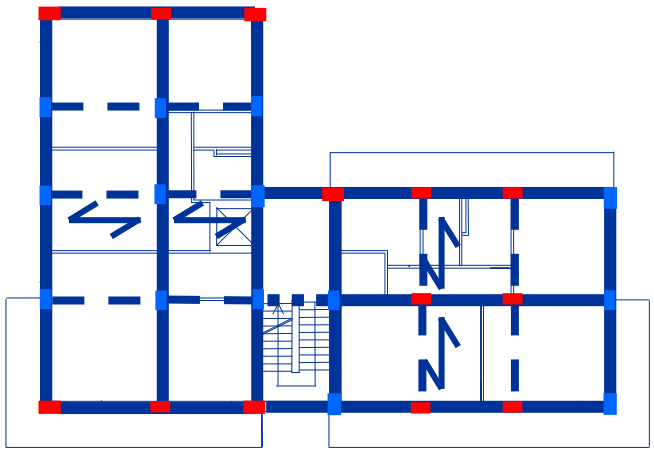
- Stima delle rigidezze
  possibilità 1: approccio globale semplificato

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

considerando solo i pilastri "che contano"

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
  possibilità 1: approccio globale semplificato



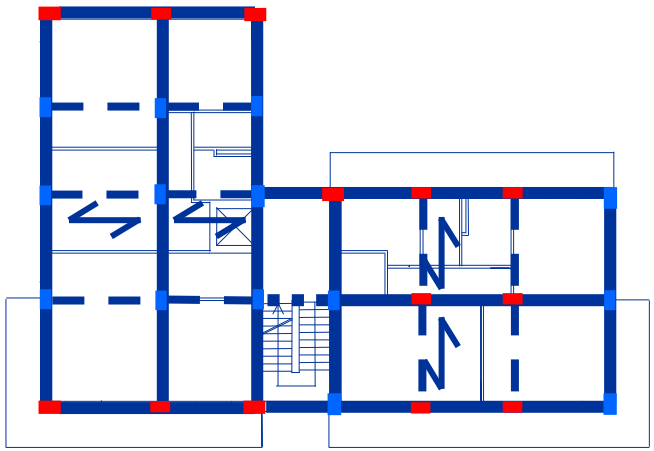
I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

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, direzione x

Pilastri 30x70 (13)

L_p=3.20 m

I_p=857500 cm^4

Travi30x60 (15)

L_t=4.00 m in media

I_t=540000 cm^4

Ottengo

k = 472.7 kN/mm

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-1

Periodo proprio della struttura

direzione x

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	472.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	472.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	472.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Periodo

Periodo proprio della struttura

direzione x

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

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

$T = 0.582$ s

Periodo proprio della struttura

direzione y

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	411.1	1.34	11.66
IV	418.6	968.2	506.0	1.91	10.32
III	317.1	1285.3	506.0	2.54	8.41
II	215.6	1500.9	506.0	2.97	5.87
I	92.9	1593.8	548.9	2.90	2.90

Periodo proprio della struttura

direzione y

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	11.66	6409	47.4
IV	329.8	418.6	10.32	4321	35.1
III	329.8	317.1	8.41	2667	23.3
II	329.8	215.6	5.87	1266	11.4
I	268.3	92.9	2.90	270	2.3
somma				14932	119.5

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

T = 0.562 s

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

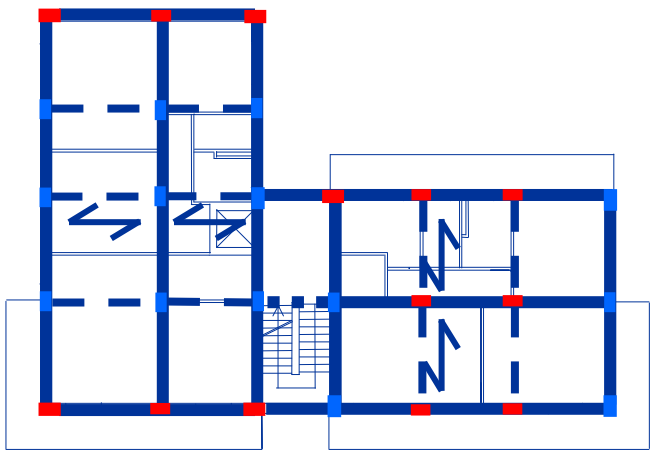
- Stima delle rigidezze
  possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro

  Considerare ciascun pilastro e le travi che lo vincolano

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

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
  possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro



Al piano tipo

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-2

Pilastro rigido, 2 travi emergenti (10)
k = 33.14 kN/mm

Pilastro rigido, 1 trave emergente (3)
k = 19.90 kN/mm

Pilastro debole, 2 travi emergenti (1)
k = 13.31 kN/mm

Pilastro debole, 1 trave emergente (5)
k = 10.51 kN/mm

Pilastro debole, travi a spessore (4+4)
k = 3.87 – 2.16 kN/mm

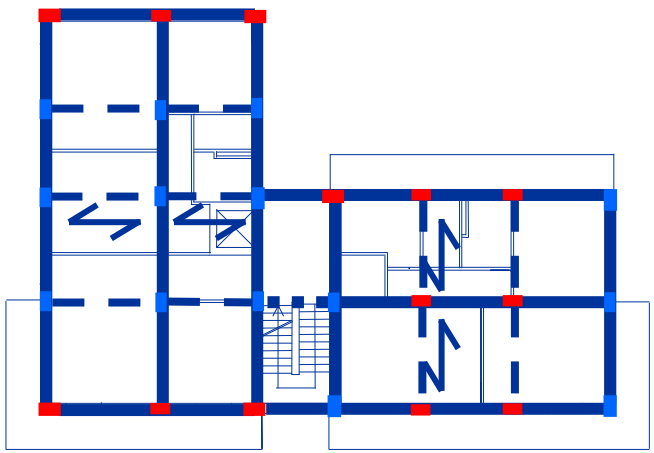
Ottengo

k = 481.1 kN/mm

Più o meno come prima

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
  possibilità 2: approccio per singola tipologia di pilastro



Si trova:

$T_x = 0.574\ s$

$T_y = 0.556\ s$

Vedi file Excel
Dimensionamento-schema base
foglio Periodo

Con dettaglio ancora maggiore,
esaminando i pilastri uno ad uno:

$T_x = 0.564\ s$

$T_y = 0.548\ s$

Vedi file Excel
Rigidezze-schema base
foglio Periodo

Periodo proprio della struttura
ed eventuali iterazioni

- La formula di normativa aveva fornito un periodo T=0.611 s
- Le valutazioni più precise forniscono un periodo compreso tra 0.55 s e 0.58 s (leggermente minore per la direzione y, che è un po' più rigida)
- Questa differenza porterebbe ad un leggero incremento di sollecitazioni (circa il 10%)…
  … ma il dimensionamento fatto non verrebbe modificato

Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

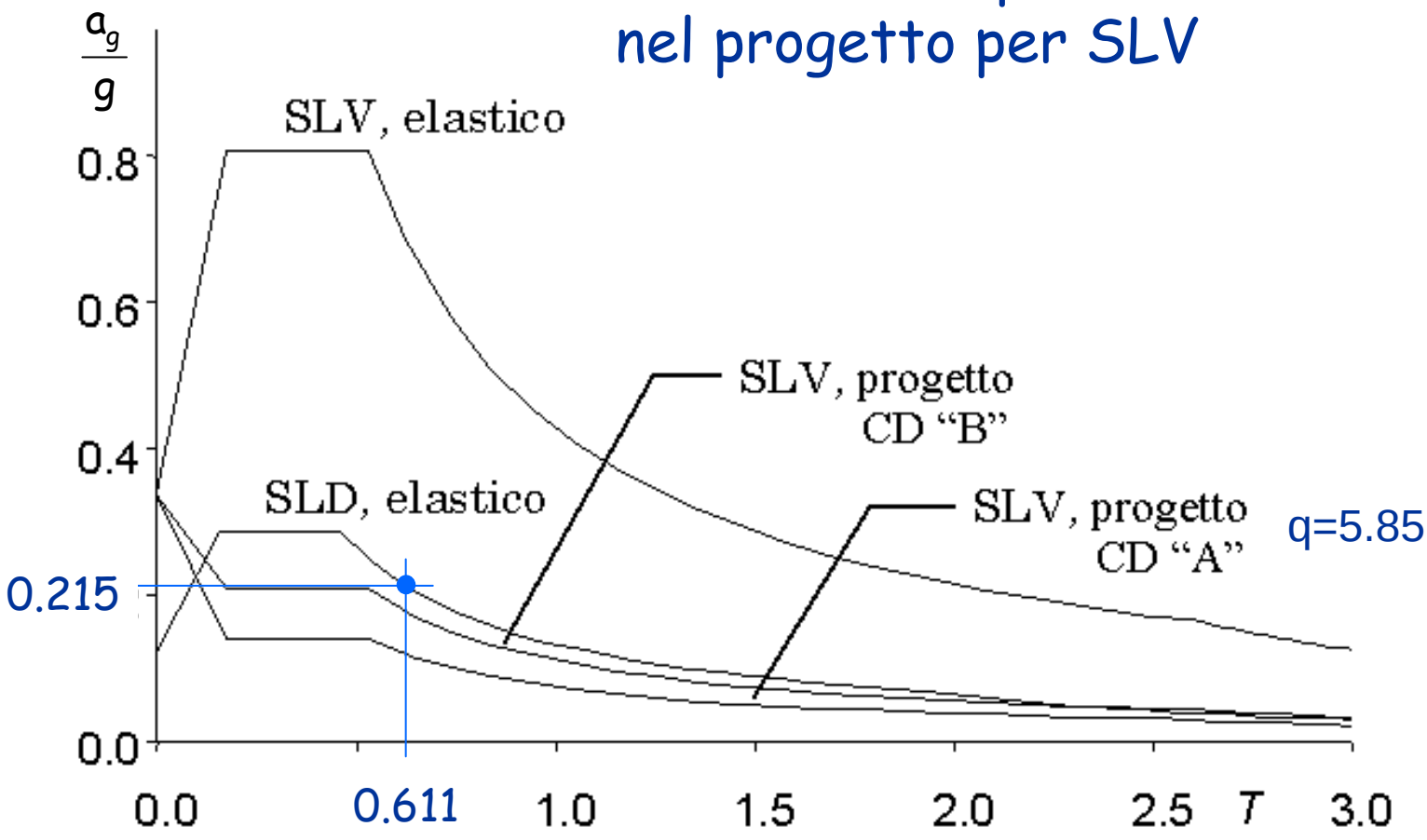
Gli spostamenti (relativi) sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

Ho già fatto una previsione degli spostamenti per SLV con q=5.85

Data la linearità del calcolo, posso fare una proporzione tra ordinate spettrali e risultati del calcolo

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



Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Piano	u SLV [mm]	d_r SLV [mm]	d_r SLD [mm]	h_r [m]	$d_{r,\,amm}$ [mm]
5	12.49	1.43	2.57	3.20	16.0
4	11.06	2.05	3.68	3.20	16.0
3	9.01	2.72	4.88	3.20	16.0
2	6.29	3.18	5.70	3.20	16.0
1	3.11	3.11	5.59	3.60	18.0

Gli spostamenti sono pienamente ammissibili,
anche considerando il possibile incremento del 20% per eccentricità accidentale e combinazione componenti sisma

Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Considerazioni:

- La normativa ha subito varie evoluzioni, che nel caso della verifica allo SLD hanno comportato differenze molto più rilevanti che per la verifica allo SLV
- Attualmente i limiti per SLD sono meno condizionanti rispetto a versioni passate della norma
- È possibile che future versioni tornino a limiti più condizionanti

- La normativa 2013 introduce un fattore di comportamento ($q \leq 1.5$) anche per SLD, ma questo non influisce sulla verifica perché, per $T > T_C$, gli spostamenti calcolati con uno spettro ridotto di q vanno poi nuovamente amplificati per q

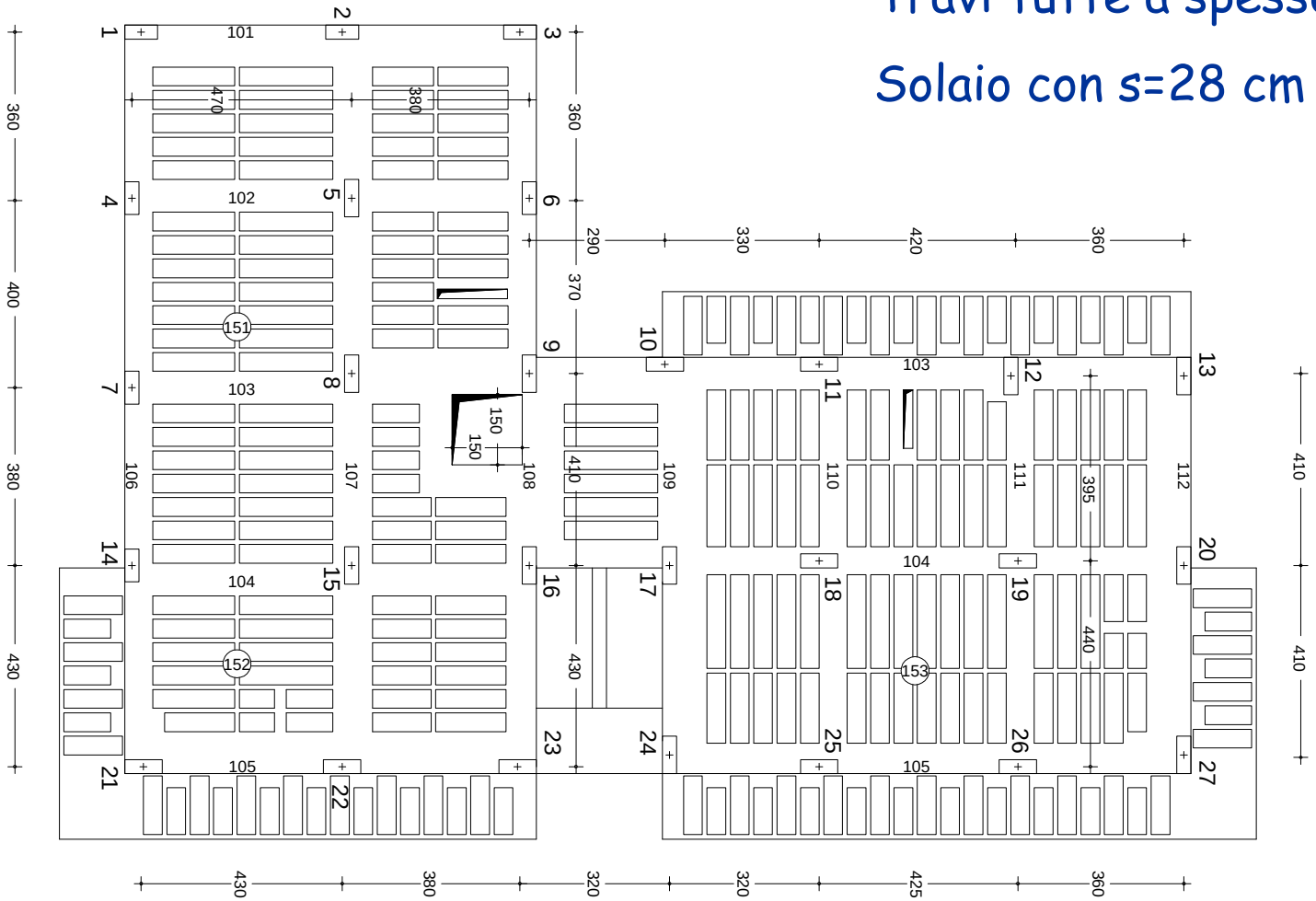
Dimensionamento e verifica di massima di edificio con tutte travi a spessore

Edificio esaminato

- Numero di impalcati: 6

Travi tutte a spessore

Solaio con s=28 cm



Dimensionamento travi e pilastri
per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Carichi unitari

Stima preliminare dei carichi unitari più rilevanti, da utilizzare per le successive analisi

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F	
Solaio del piano tipo	4.5 + 1.2	2.0	10.7	6.3	kN/m^2
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4	
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9	
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4	

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F	
Travi 60 x 28	3.2		4.2	3.2	kN/m
Tamponature	7.0		9.1	7.0	
Tramezzi	3.0		3.9	3.0	

Effetto dei carichi verticali

Momento flettente - travi

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{35 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Andrà sommato all'effetto del sisma

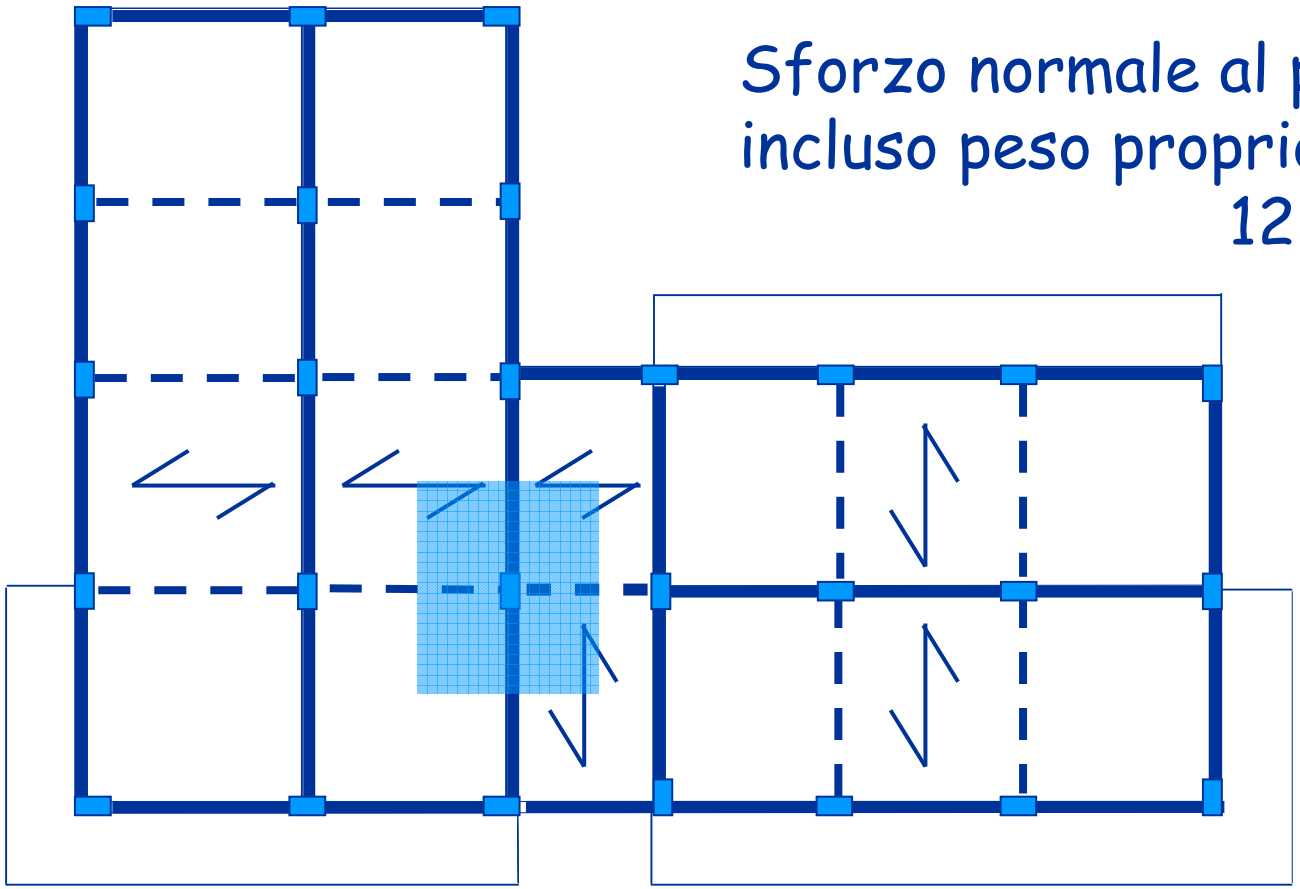
Momento per carichi verticali (senza sisma)

$$M = \frac{q\,L^2}{10} = \frac{58 \times 4.20^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

Può essere condizionante solo per travi molto lunghe
(non è il nostro caso)

Sforzo normale pilastri

Pilastro interno in corrispondenza della scala



Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:
1250 kN

In assenza di sisma:
1860 kN

Sforzo normale pilastri

Pilastro d'angolo privo di sbalzo

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio:

460 kN

In assenza di sisma:
670 kN

Dimensionamento travi e pilastri
per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Poi:
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

Effetto del sisma

- Stima delle masse
- Stima iniziale del periodo
- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Valutazione delle forze per analisi statica
- Ripartizione del taglio tra i pilastri
- Stima del momento flettente nei pilastri
- Stima del momento flettente nelle travi

↓

- Dimensionamento sezioni
- Valutazione rigidezze e nuova stima periodo
- Stima degli spostamenti per SLD
- Eventuali iterazioni

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m^2

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

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

Peso totale = 18991 kN

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 3.0 \times 1.3$ struttura intelaiata in c.a.

Prima era 4.5

telaio con più piani e più campate

duttilità bassa

$K_R = 1.0$ la struttura è regolare in altezza e in pianta

Si calcola:

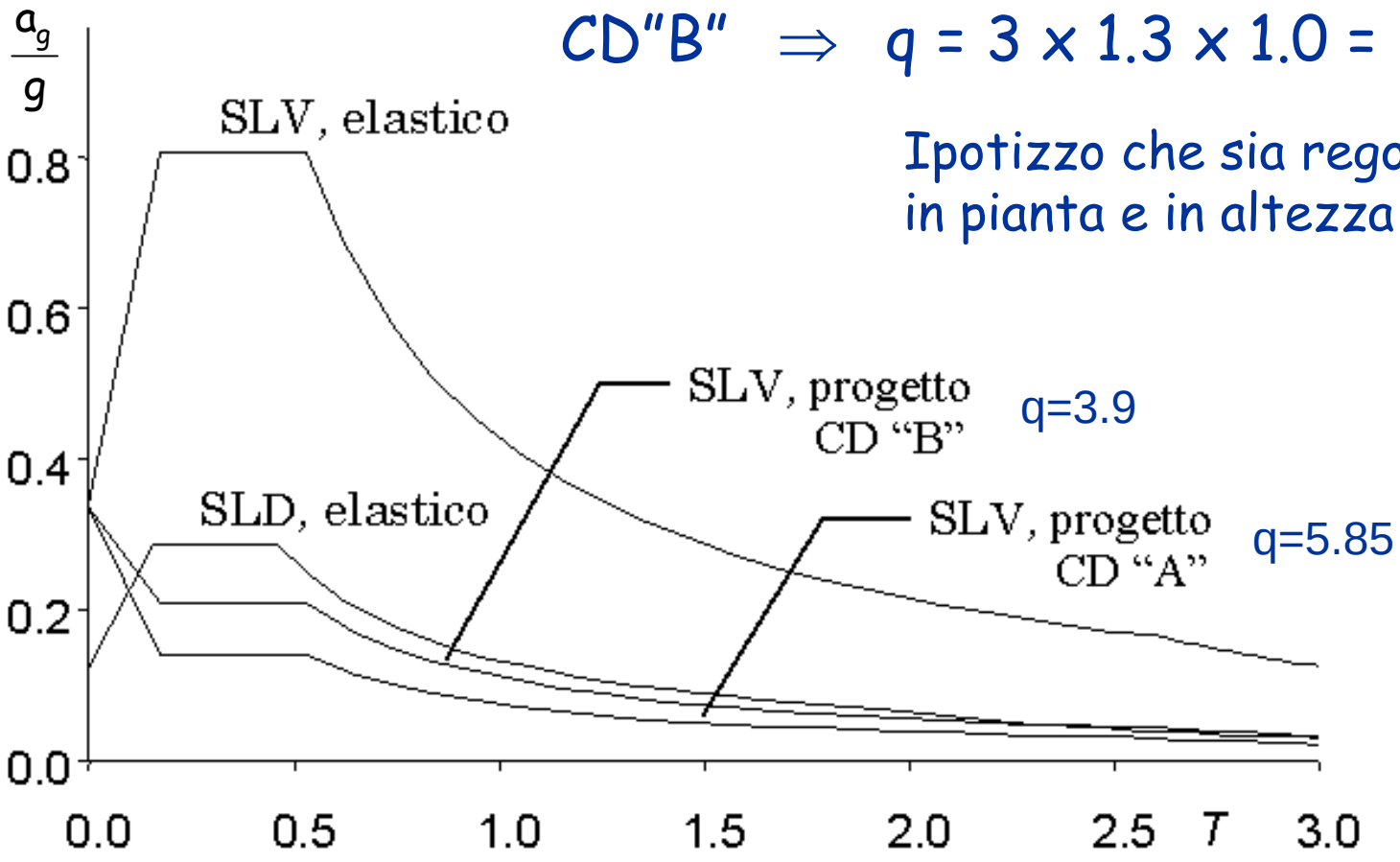
$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

CD"B" $\Rightarrow$ $q = 3 \times 1.3 \times 1.0 = 3.9$

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza



Stima del periodo
con formula di normativa

- La norma suggerisce di 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 m (escluso torrino)

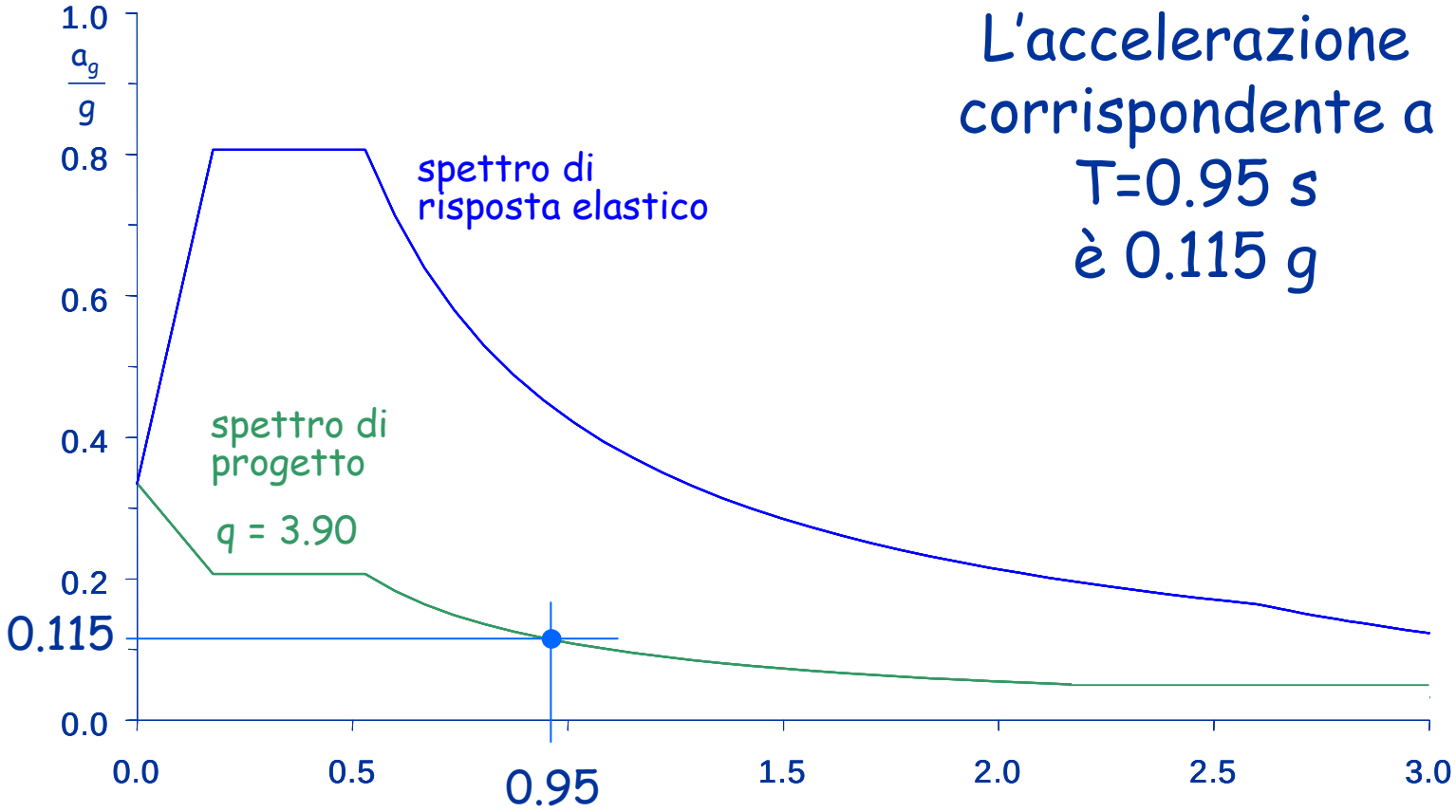
  $$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699\ s$$

- In realtà nel caso di edifici con tutte travi a spessore questa formula non da risultati attendibili

  Consiglio un valore maggiore del 20% ÷ 50%

Periodo ed ordinata spettrale

- Ipotizzo un periodo pari a 0.95 s



L'accelerazione corrispondente a T=0.95 s è 0.115 g

Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^{n} m_i \, S_d(T_1) =$

$$= 0.85 \times 18991 \times 0.115 = 1856.3 \text{ kN}$$

Forza al piano $F_k = \dfrac{m_k \, z_k}{\sum_{i=1}^{n} m_i \, z_i} V_b$

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	549.0	549.0
5	3235	16.40	53054	434.7	983.7
4	3235	13.20	42702	349.8	1333.5
3	3235	10.00	32350	265.0	1598.5
2	3235	6.80	21998	180.2	1778.7
1	2632	3.60	9475	77.6	1856.3
somma	18991		226591	1856.3	

Cosa cambia?
Considerazioni sulla rigidezza

Esempi:

pilastro	30x70	l=3.20 m
travi	60x28	l=4.50 m

k = 8.25 kN/mm

pilastro	70x30	l=3.20 m
travi	60x28	l=4.50 m

k = 6.02 kN/mm

Valori ottenuti con il file Excel Rigidezza

Per i pilastri che hanno travi a spessore sia sotto che sopra, cioè ai piani superiori, la differenza dovuta all'orientamento del pilastro è molto minore che non nel caso di travi emergenti (o di quanto avviene al primo ordine, a causa della rigidezza della fondazione)

Cosa cambia?
Considerazioni sulla rigidezza

- La ripartizione del taglio (e quindi il calcolo delle sollecitazioni dei pilastri) vanno fatte tenendo conto dell'influenza delle travi a spessore sulla rigidezza dei pilastri

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

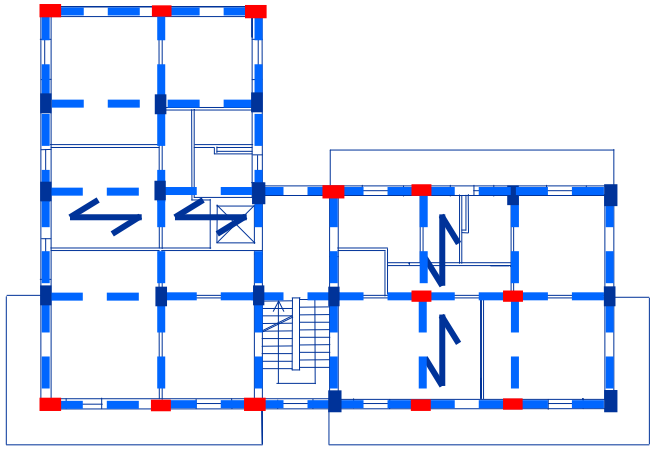
Ordini 2-6	0.7
Ordine 1	0.5

  e che i pilastri di estremità valgano 0.7 di quelli interni

  Ragionerò quindi in termini di "pilastri equivalenti"

Caratteristiche della sollecitazione
1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	549.0
5	983.7
4	1333.5
3	1598.5
2	1778.7
1	1856.3



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	549.0	27.2
5	20.2	983.7	48.7
4	20.2	1333.5	66.0
3	20.2	1598.5	79.1
2	20.2	1778.7	88.1
1	17.2	1856.3	107.9

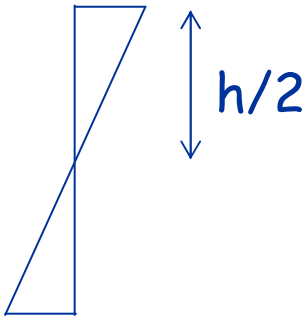
Caratteristiche della sollecitazione
2 – momento nei pilastri

In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

ai piani superiori

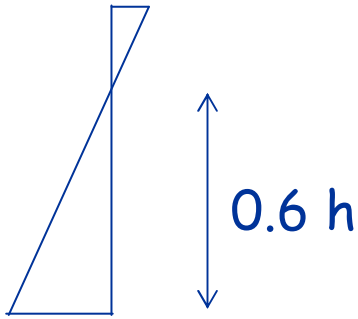
$M = 0.5\ V\ h$



$M = 0.5\ V\ h$

al secondo ordine

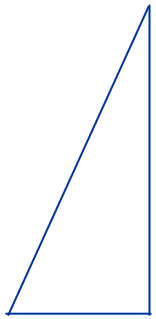
$M_{testa} = 0.4\ V\ h$



$M_{piede} = 0.6\ V\ h$

al primo ordine

$M_{testa} = 0$



$M_{piede} = V\ h$

Caratteristiche della sollecitazione
2 – momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
6	549.0	27.2	43.5
5	983.7	48.7	77.9
4	1333.5	66.0	105.6
3	1598.5	79.1	126.6
2 testa	1778.7	88.1	112.7
piede			169.1
1 testa	1856.3	107.9	0.0
piede			388.5

$M = V\,h\,/2$

$M = V\,0.4\,h$

$M = V\,0.6\,h$

$M = V\,h$

Caratteristiche della sollecitazione
3 - momento nelle travi

$M_t = M_{p6}/2$

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

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	27.2	43.5	21.7
5	983.7	48.7	77.9	60.7
4	1333.5	66.0	105.6	91.8
3	1598.5	79.1	126.6	116.1
2 testa	1778.7	88.1	112.7	119.7
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5
piede			388.5	

Caratteristiche della sollecitazione
4 - ΔN nei pilastri

$V_{t,6}=2\ M_{t,6}/l$

$\Delta N = V_{t,6}$

$l_{trave} = 4.10$ m

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastri (kN)
6	549.0	27.2	43.5	21.7	10.6
5	983.7	48.7	77.9	60.7	40.2
4	1333.5	66.0	105.6	91.8	85.0
3	1598.5	79.1	126.6	116.1	141.6
2 testa	1778.7	88.1	112.7	119.7	200.0
piede			169.1		
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5	241.6
piede			388.5		

$\Delta N = V_{t,6} + V_{t,5}$

Caratteristiche della sollecitazione
5a – incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	27.2	43.5	21.7
5	983.7	48.7	77.9	60.7
4	1333.5	66.0	105.6	91.8
3	1598.5	79.1	126.6	116.1
2 testa	1778.7	88.1	112.7	119.7
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	84.5
piede			388.5	

Caratteristiche della sollecitazione
5a – incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	32.6	52.2	26.1
5	983.7	58.4	93.5	72.8
4	1333.5	79.2	126.7	110.1
3	1598.5	95.0	151.9	139.3
2 testa	1778.7	105.7	135.3	143.6
piede			202.9	
1 testa	1856.3	129.5	0.0	101.4
piede			466.2	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione
5b - gerarchia delle resistenze

Moltiplicati per 1.3

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	549.0	32.6	67.8	26.1
5	983.7	58.4	121.6	72.8
4	1333.5	79.2	164.8	110.1
3	1598.5	95.0	197.5	139.3
2 testa	1778.7	105.7	175.8	143.6
piede			263.7	
1 testa	1856.3	129.5	0.0	101.4
piede			466.2	

Dimensionamento: travi a spessore

Momento per carichi verticali (con sisma)

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

Momento per azione sismica

$$M = 144 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 144 = 204 \text{ kNm}$$

Dimensionamento: travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

h = 28 cm

c = 4 cm

M_{Ed} = 204 kNm

Calcestruzzo f_{ck} = 25 MPa

Calcolo della larghezza

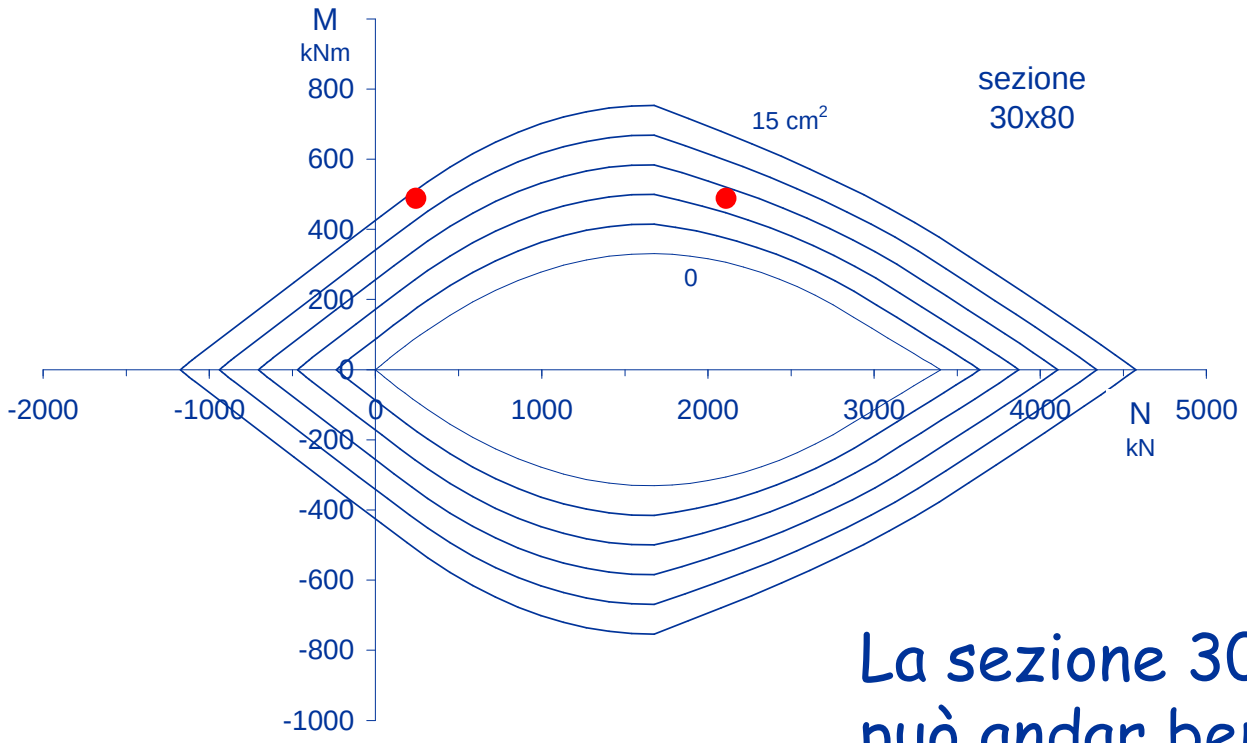
$$b = \frac{M\,r^2}{d^2} = \frac{204 \times 0.018^2}{0.24^2} = 1.15\ \text{m}$$

sezione: 115x28

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

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



M = 466 kNm

N = 220 kN

N = 2100 kN

occorrerebbero
5 Ø20 per lato

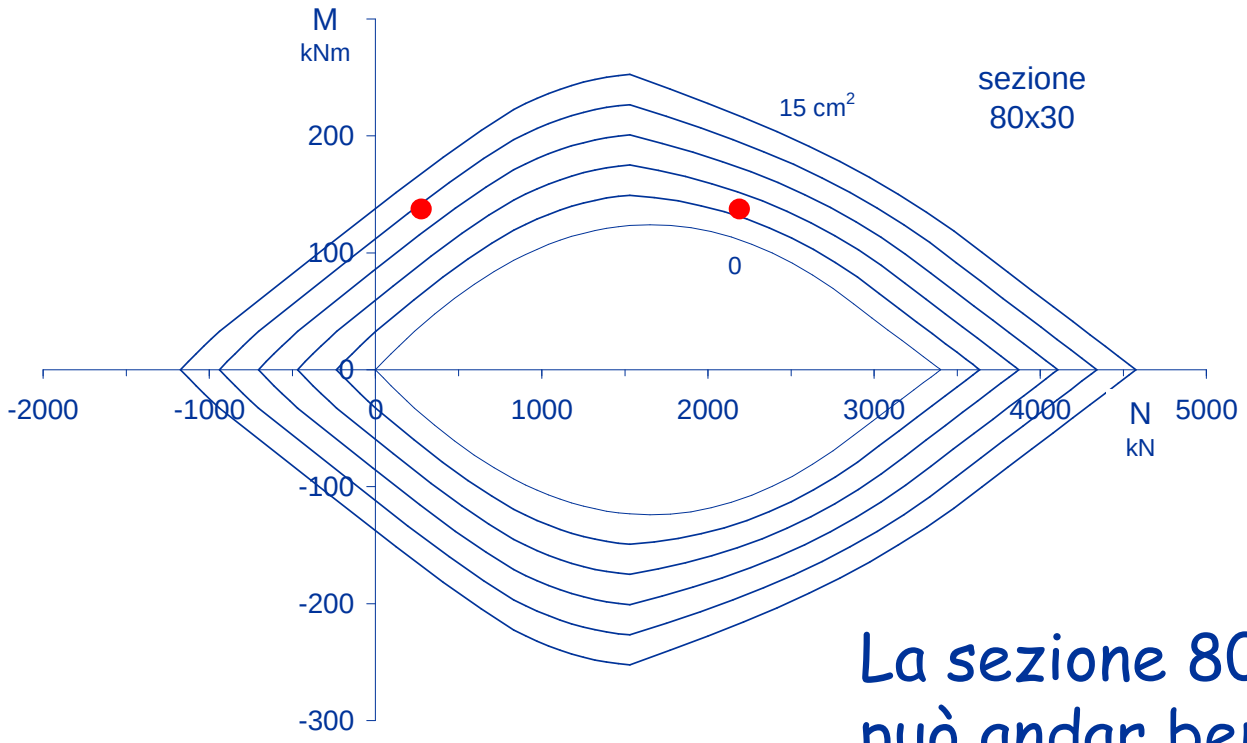
La sezione 30 x 80
può andar bene

Caratteristiche della sollecitazione momento nei pilastri di piatto

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)		molt	Momento pilastro (kNm)
6	549.0	32.6x0.7	22.8	0.5	36.5
5	983.7	58.4x0.7	40.9	0.5	65.4
4	1333.5	79.2x0.7	55.4	0.5	88.7
3	1598.5	95.0x0.7	66.5	0.5	106.4
2 testa	1778.7	105.7x0.7	74.0	0.5	118.4
piede				0.5	118.4
1 testa	1856.3	129.5x0.5	64.8	0.4	93.3
piede				0.6	139.9

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



M = 140 kNm

N = 220 kN

N = 2100 kN

occorrerebbero
4 ∅20 per lato

La sezione 80 x 30
può andar bene

Dimensioni pilastri
6 piani, con tutte le travi a spessore

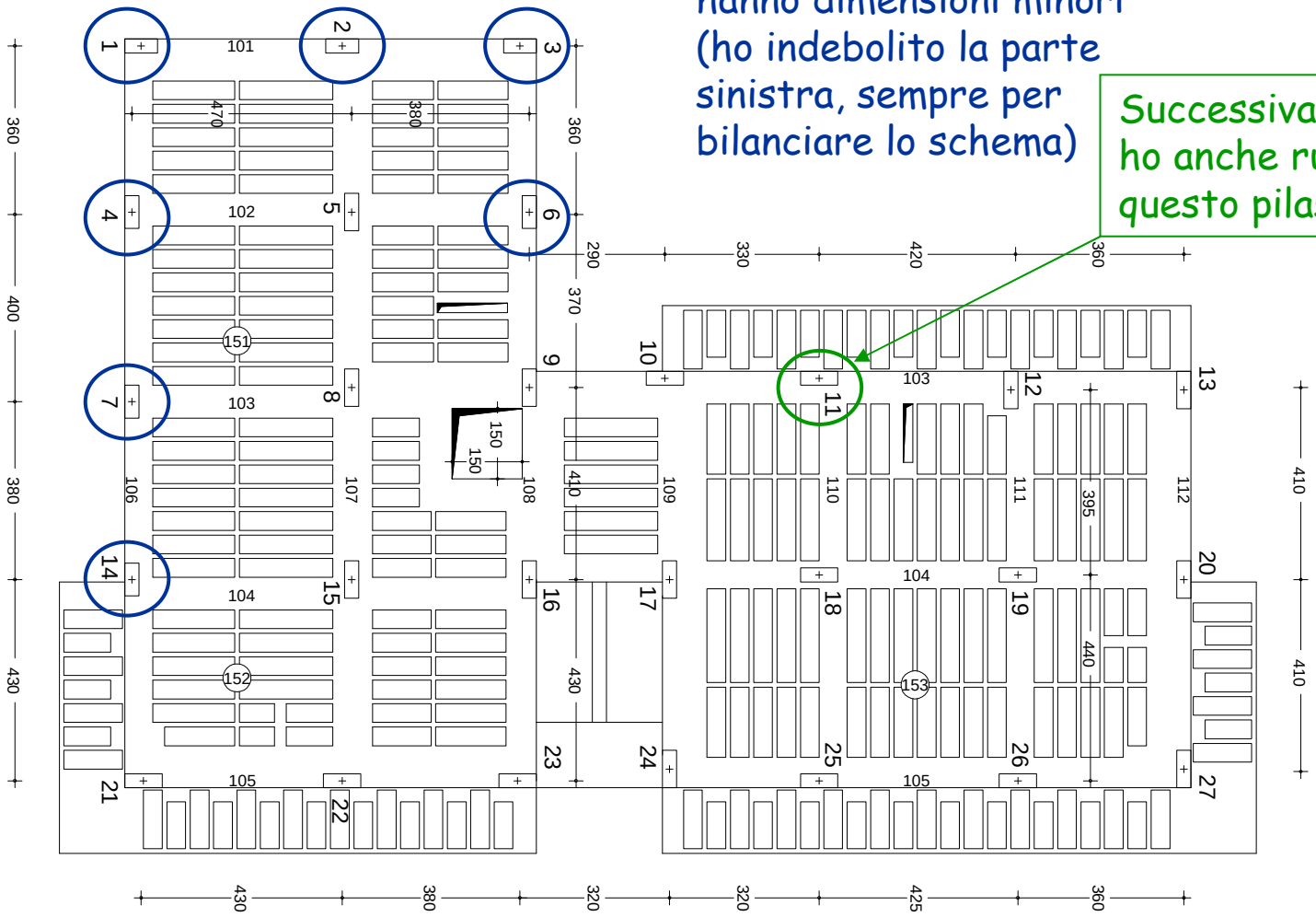
- Ho preferito differenziare la sezione di alcuni pilastri, meno caricati, anche per bilanciare meglio la rigidezza

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

Carpenteria edificio con travi a spessore

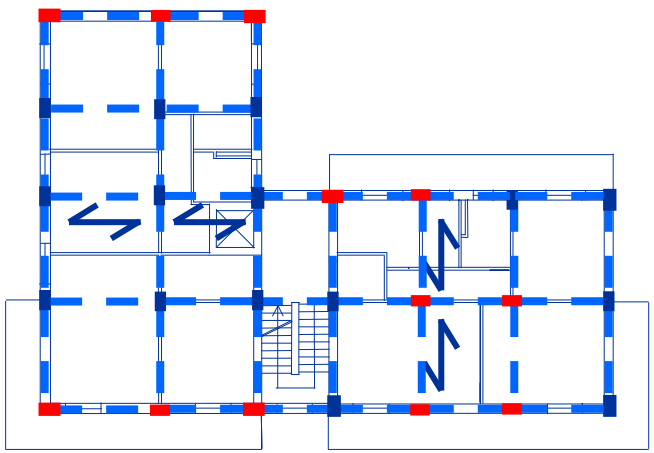
Solo questi pilastri hanno dimensioni minori (ho indebolito la parte sinistra, sempre per bilanciare lo schema)

Successivamente ho anche ruotato questo pilastro



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)
x 1.0 → 9.0

Pilastro di coltello, esterno (3)
x 0.7 → 2.1

Pilastro di piatto, interno (8)
x 0.7 → 5.6

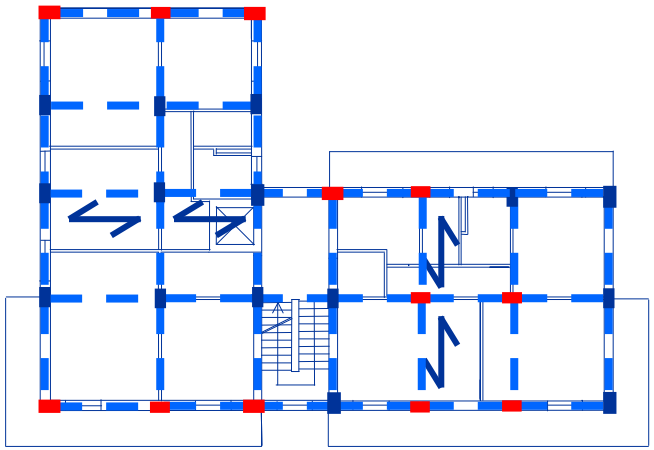
Pilastro di piatto, esterno (7)
x 0.5 → 3.5

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

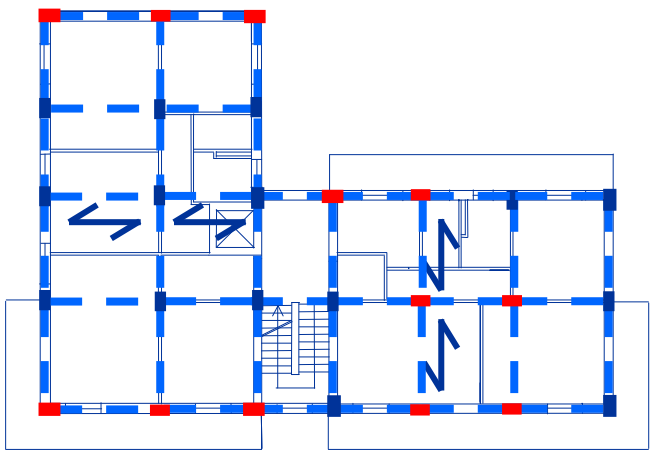
Al piano 3 (pilastri 30x70)
k = 200.5 kN/mm

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)
x 1.0 → 9.0

Pilastro di coltello, esterno (3)
x 0.7 → 2.1

Pilastro di piatto, interno (8)
x 0.5 → 4.0

Pilastro di piatto, esterno (7)
x 0.3 → 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	549.0	549.0	189.3	2.90	32.58
V	434.7	983.7	189.3	5.20	34.87
IV	349.8	1333.5	198.9	6.70	29.68
III	265.0	1598.5	200.5	7.97	22.97
II	180.2	1778.7	206.4	8.62	15.00
I	77.6	1856.3	290.8	6.38	6.38

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.115 g, già usate prima

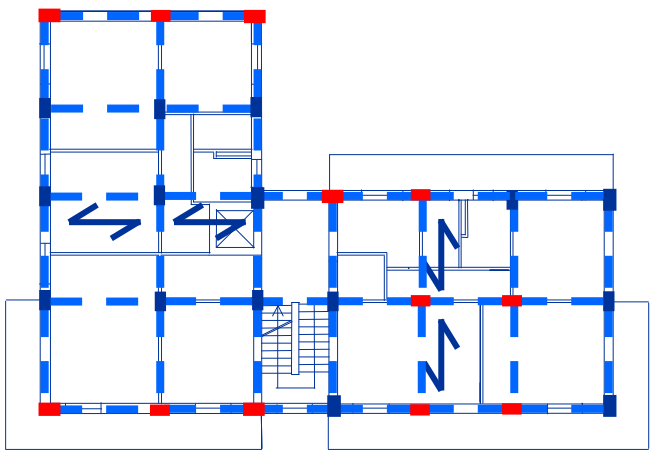
Periodo proprio della struttura

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	549.0	32.58	17885	369.9
V	329.8	434.7	34.87	15159	401.0
IV	329.8	349.8	29.68	10381	290.4
III	329.8	265.0	22.97	6088	174.1
II	329.8	180.2	15.00	2703	74.2
I	268.3	77.6	6.38	495	10.9
somma				52712	1320.6

$T = 0.994$ s

Stima del periodo
con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
  possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Al piano 3

Pilastro 30x70, 2 travi a spessore (10)
k = 9.19 kN/mm

Pilastro 30x70, 1 trave a spessore (3)
k = 4.82 kN/mm

Pilastro 70x30, 2 travi a spessore (7)
k = 6.50 kN/mm

Pilastro 70x30, 1 trave a spessore (7)
k = 3.96 kN/mm

Ottengo

k = 179.6 kN/mm

Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	549.0	549.0	170.9	3.21	40.72
V	434.7	983.7	170.9	5.76	37.51
IV	349.8	1333.5	178.3	7.48	31.75
III	265.0	1598.5	179.6	8.90	24.27
II	180.2	1778.7	184.7	9.63	15.37
I	77.6	1856.3	323.2	5.74	5.74

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	549.0	40.72	22356	577.9
V	329.8	983.7	37.51	16305	463.9
IV	329.8	1333.5	31.75	11107	332.5
III	329.8	1598.5	24.27	6432	194.3
II	329.8	1778.7	15.37	2770	77.9
I	268.3	1856.3	5.74	446	8.8
somma				59415	1655.3

$T = 1.049$ s

Periodo proprio della struttura

- Stima con formula di normativa:

  $T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699\ s$ (molto più piccolo degli altri)

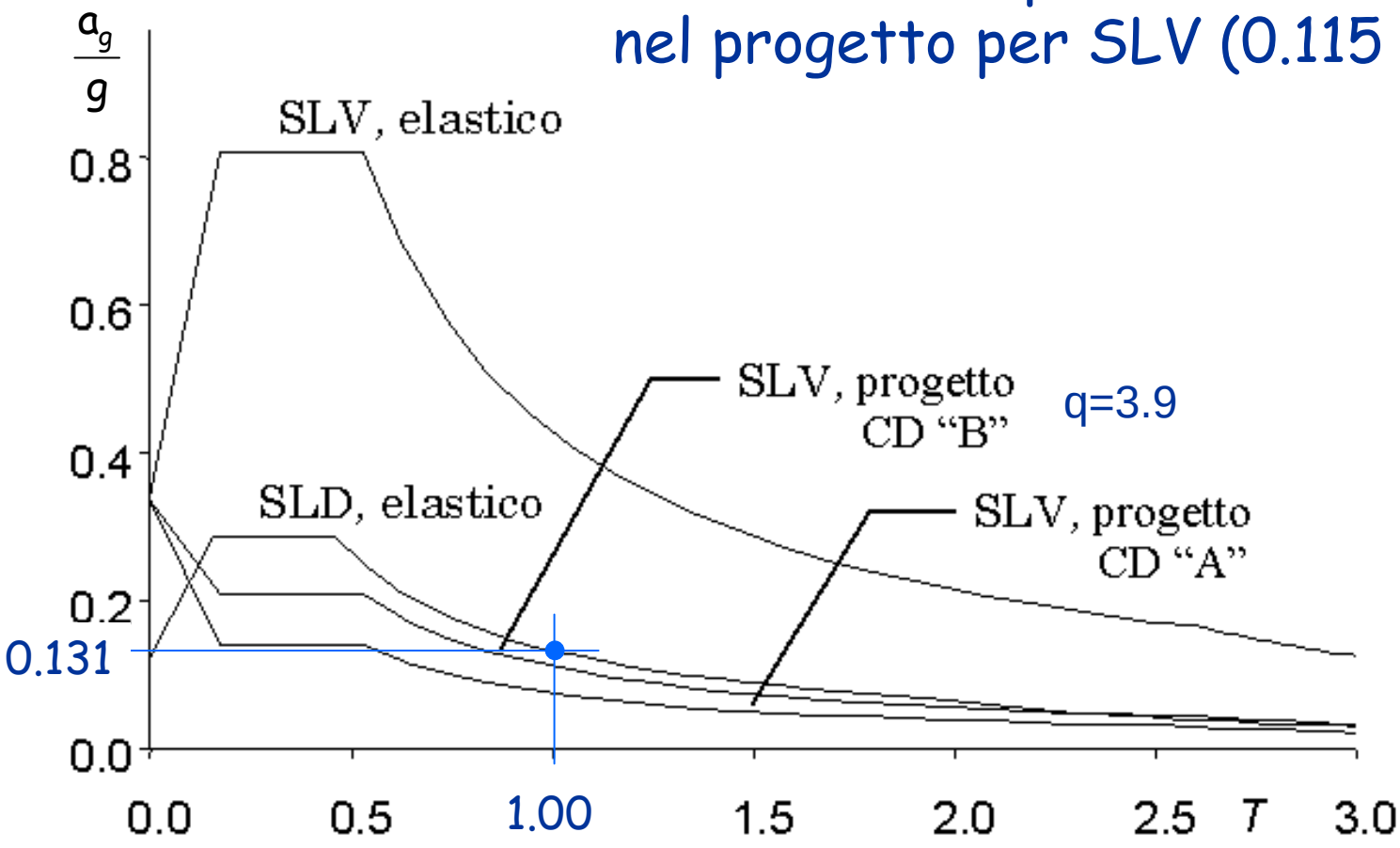
- Stima con approccio 1: T_1 = 0.994 s
- Stima con approccio 2: T_1 = 1.049 s

- Assumo: T_1 = 1.00 s

- Questo valore è 1.43 volte quello suggerito dalla normativa. Io avevo ipotizzato 0.95 s, questo valore è poco più grande e le forze saranno quindi poco più piccole (ma il dimensionamento va bene)

Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.131 g cioè circa 1.15 per il valore usato nel progetto per SLV (0.115 g)



Previsione degli spostamenti per SLD

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d_r (mm)	u (mm)
Torrino+VI	625.4	625.4	189.3	3.30	43.03
V	495.2	1120.6	189.3	5.92	39.73
IV	398.5	1519.0	198.9	7.64	33.81
III	301.9	1820.9	200.5	9.08	26.17
II	205.3	2026.2	206.4	9.82	17.09
I	88.4	2114.6	290.8	7.27	7.27

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