

Corsi di aggiornamento

Progettiamo insieme

Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

04 - Dimensionamento e verifica di massima
per edifici con tutte travi a spessore

Spoletto

8-9 e 15-16 aprile 2016

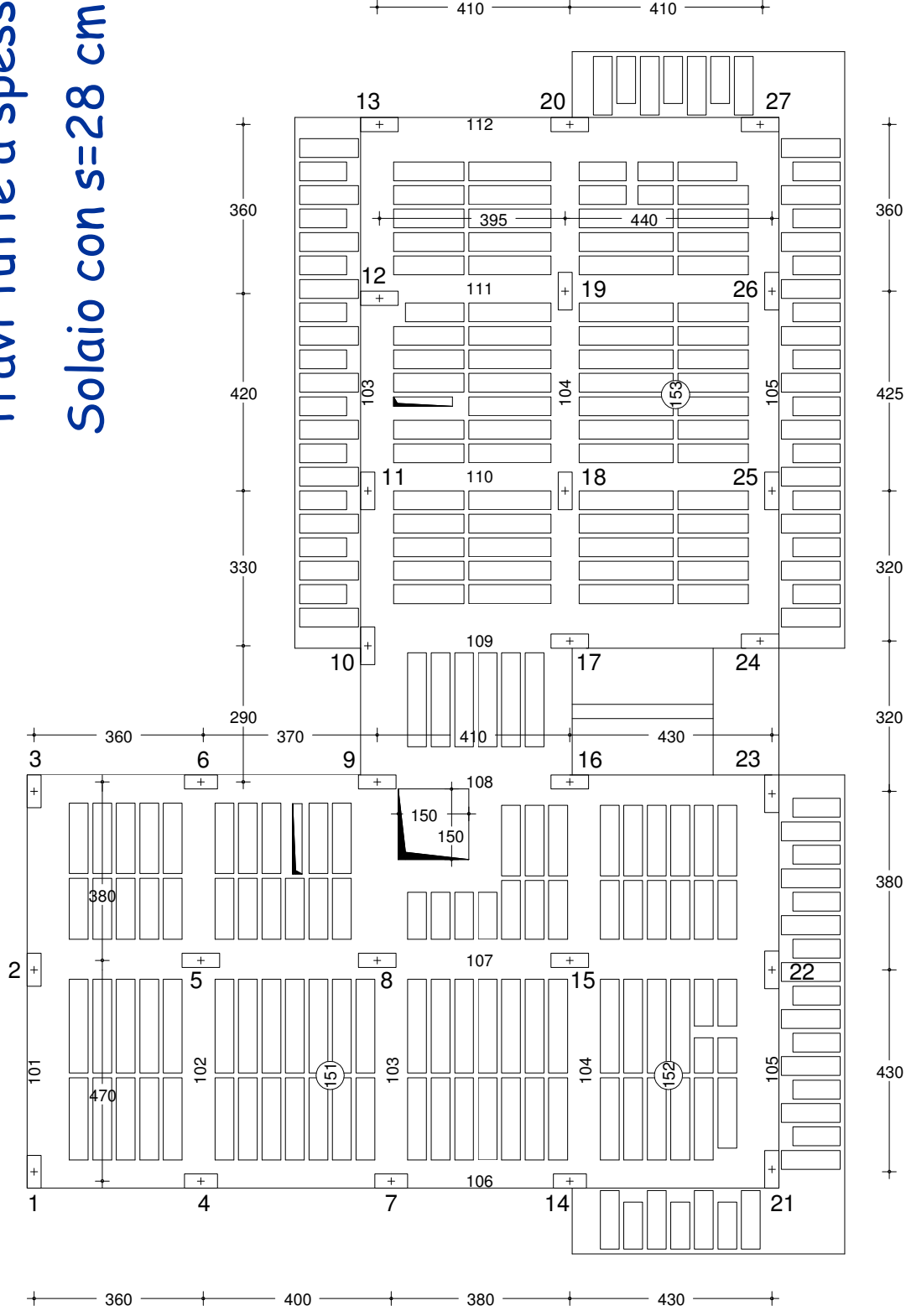
Aurelio Ghersi

Edificio esaminato

- Numero di impalcati: 6

Travi tutte a spessore

Solaio con $s=28$ cm



Considerazioni generali

- La scelta di usare solo travi a spessore è usata in alcune regioni, anche per la libertà di pianta che consente
- Questa impostazione non è ottimale, per vari motivi:
 - Porta in genere a schemi molto deformabili, per i quali diventa meno corretto trascurare nel calcolo gli elementi non strutturali
 - La deformabilità può portare problemi per lo stato limite di danno
 - La differenza di rigidezza tra pilastri di coltello e di piatto si riduce e questo rende difficile conferire adeguata rigidezza rotazionale: è forte il rischio di ricadere in schemi torsionalmente deformabili

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	kN/m ²
Solaio del piano tipo	4.5 + 1.2	2.0	10.7	6.3	
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	kN/m
Travi 60 x 28	3.2		4.2	3.2	
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)

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

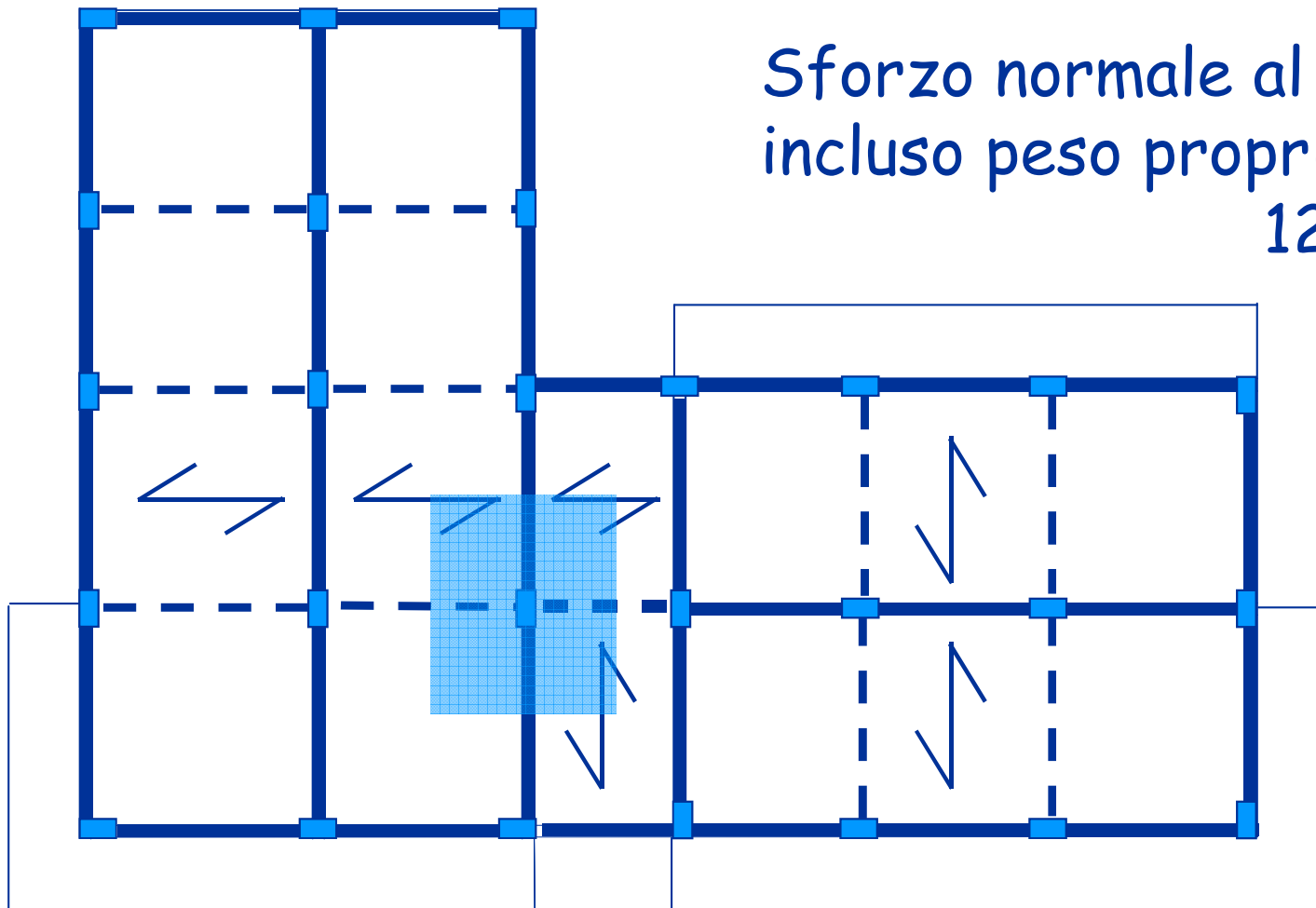
Può essere condizionante solo per travi molto lunghe
(non è il nostro caso)

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
 - Fattore di struttura e spettro di progetto
 - Stima iniziale del periodo
 - 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 $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

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:

$$q_0 = 3.0 \times 1.3$$

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 e
in pianta

Si calcola:

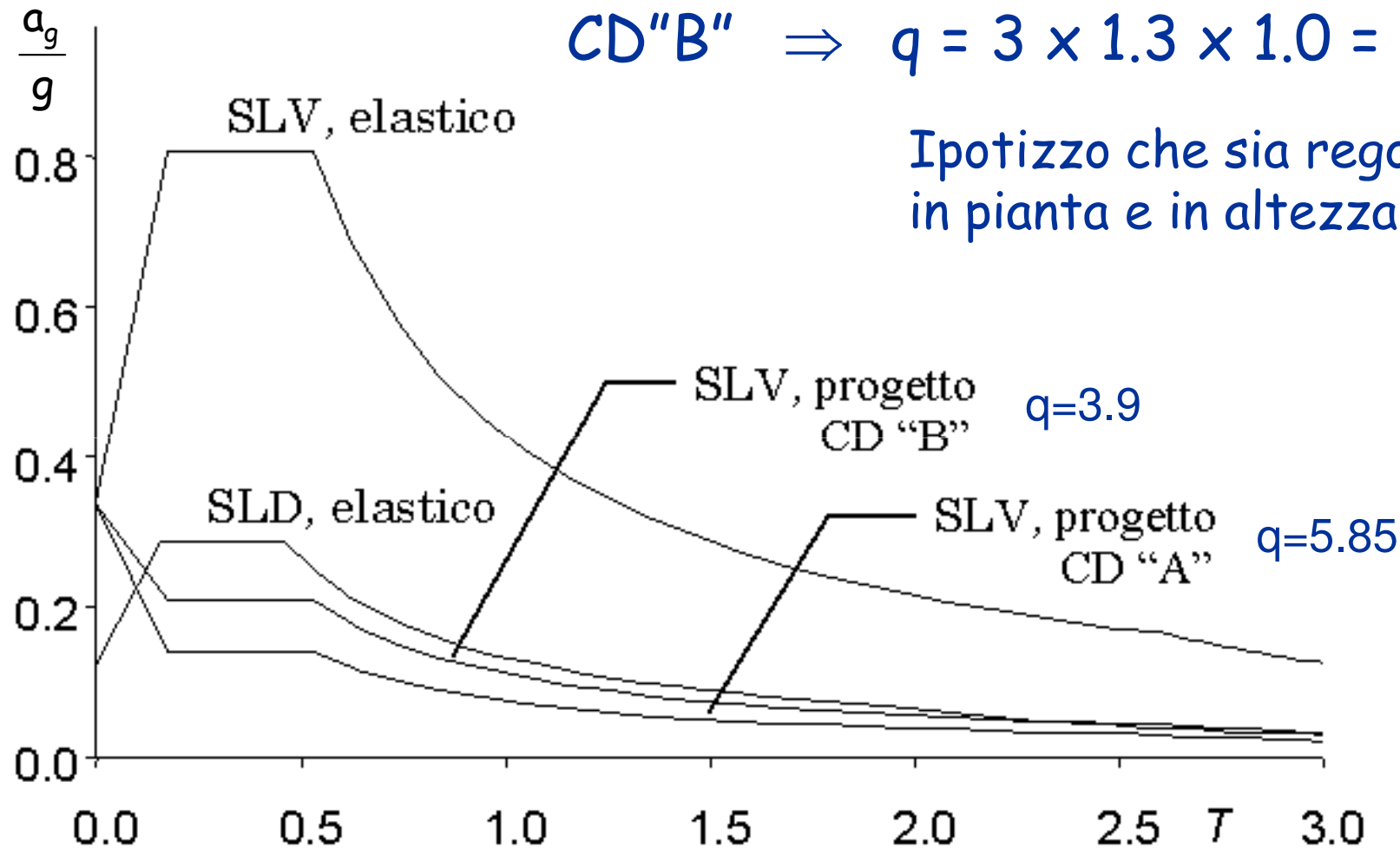
$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

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)

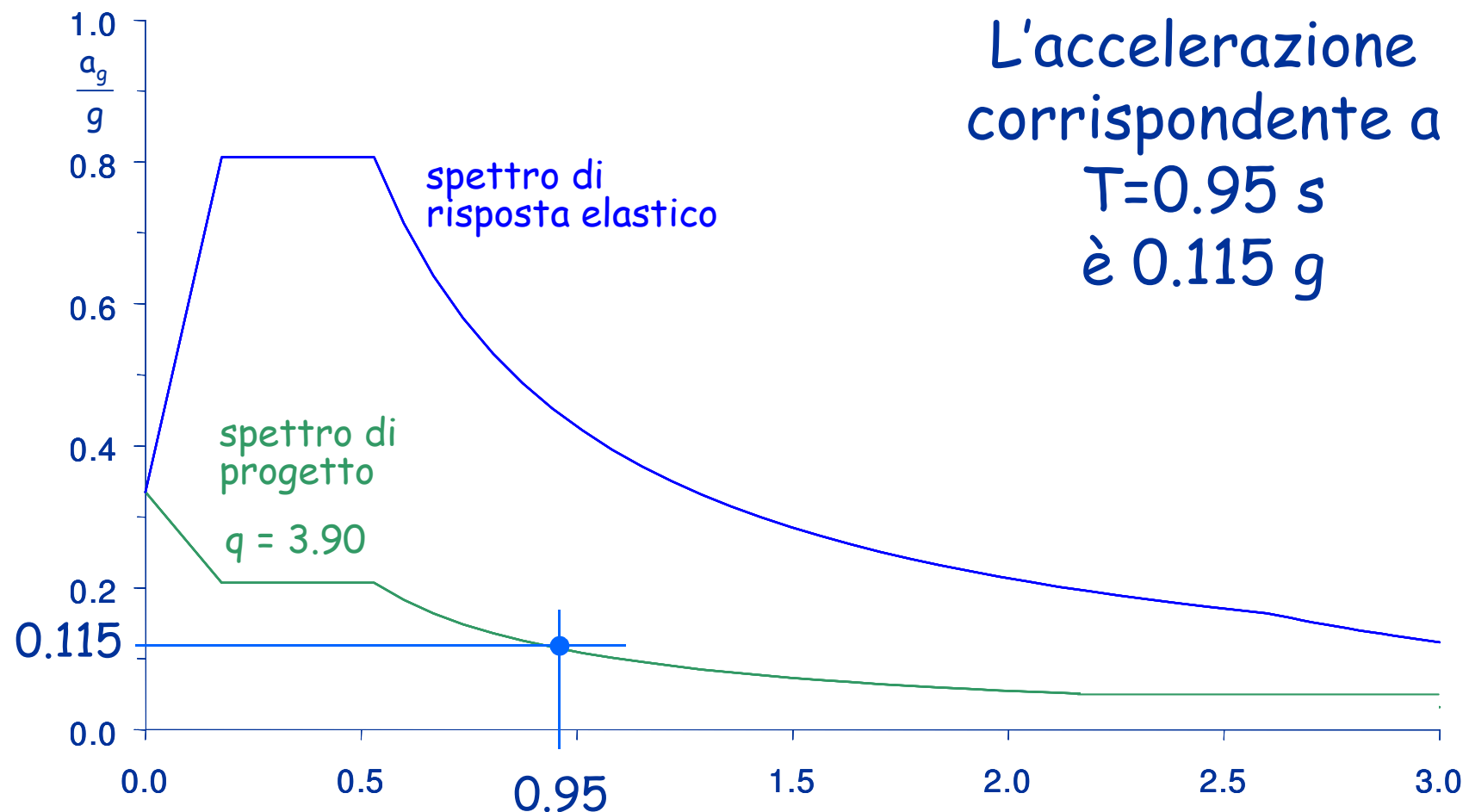
$$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

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

Consiglio un valore maggiore del 20% ÷ 50%

Periodo ed ordinata spettrale

- Ipotizzo un periodo pari a 0.95 s



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

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	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		

Valori ottenuti con il
file Excel Rigidezza

pilastro	70x30	$l=3.20$ m
travi	60x28	$l=4.50$ m
$k = 6.02$ kN/mm		

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

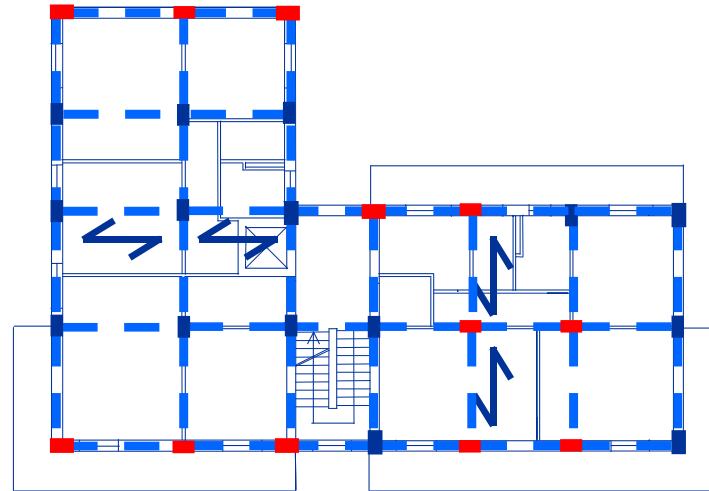
e che i pilastri di estremità valgano 0.7 di quelli interni

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

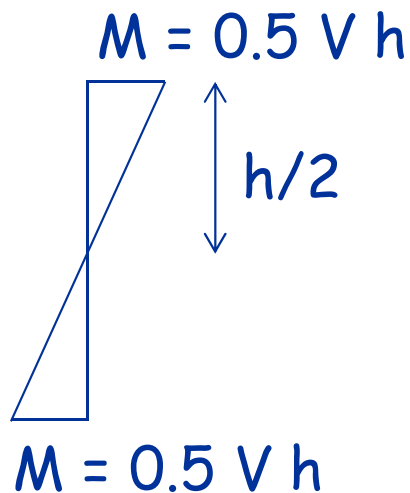
Piano	Pilastri "equivalenti"	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
6	20.2	549.0	27.2
5	20.2	983.7	48.7
4	20.2	1333.5	66.0
3	20.2	1598.5	79.1
2	20.2	1778.7	88.1
1	17.2	1856.3	107.9

Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

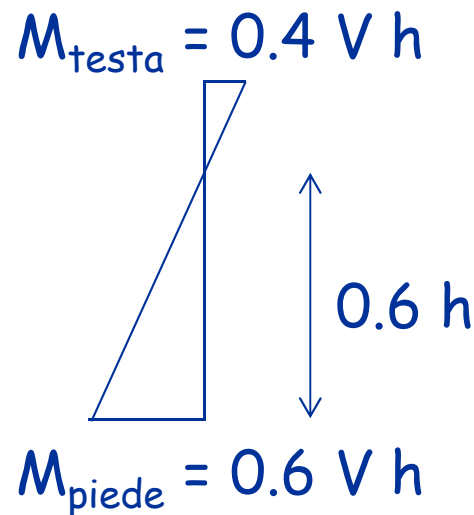
In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

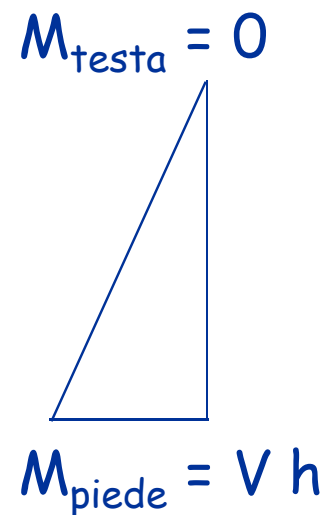
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



Caratteristiche della sollecitazione

2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	
6	549.0	27.2	43.5	$M = V h / 2$
5	983.7	48.7	77.9	
4	1333.5	66.0	105.6	
3	1598.5	79.1	126.6	$M = V 0.4 h$
2 testa	1778.7	88.1	112.7	$M = V 0.6 h$
piede			169.1	
1 testa	1856.3	107.9	0.0	$M = V h$
piede			388.5	

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	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

$$V_{t,6}=2$$

$$M_{t,6}/l$$

$$l_{trave} = 4.10 \text{ m}$$

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

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)

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

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

$h = 28 \text{ cm}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Ed} = 204 \text{ kNm}$

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

Calcolo della larghezza

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

Sezione necessaria: 115x28

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

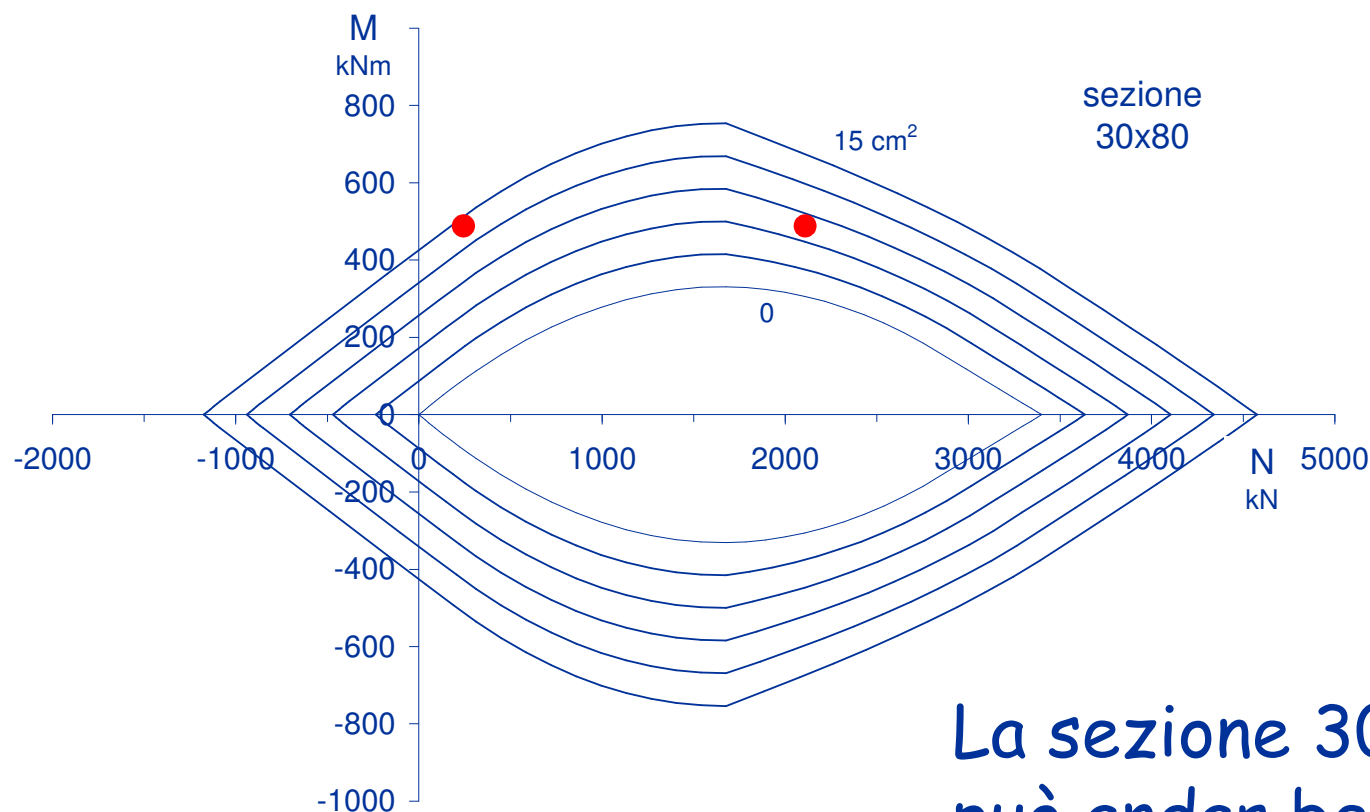
Calcolo della larghezza

Con calcoli più accurati si vede che potrebbe essere usata una sezione 80x28, con almeno 25 cm² di armatura tesa, o ancora minore (58x28), con armatura compressa pari quasi al 100%. Si rischia di arrivare a percentuali di armatura non accettabili

La normativa impone forti limiti (forse eccessivi)
alla larghezza delle travi a spessore

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 466 \text{ kNm}$$

$$N = 220 \text{ kN}$$

$$N = 2100 \text{ kN}$$

occorrerebbero
5 $\varnothing 20$ per lato

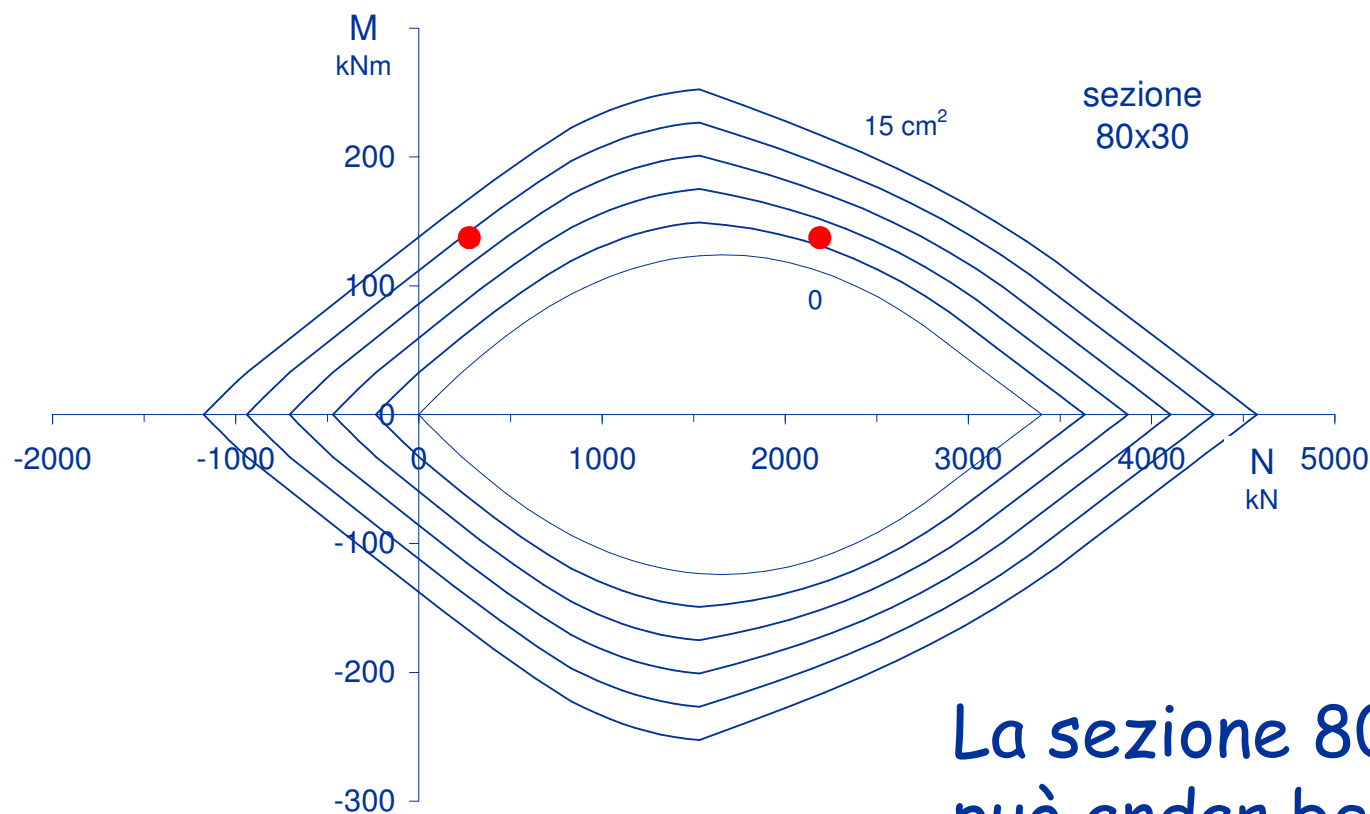
La sezione 30 x 80
può andar bene

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



$$M = 140 \text{ kNm}$$

$$N = 220 \text{ kN}$$

$$N = 2100 \text{ kN}$$

occorrerebbero
4 $\varnothing 20$ per lato

La sezione 80 x 30
può andar bene

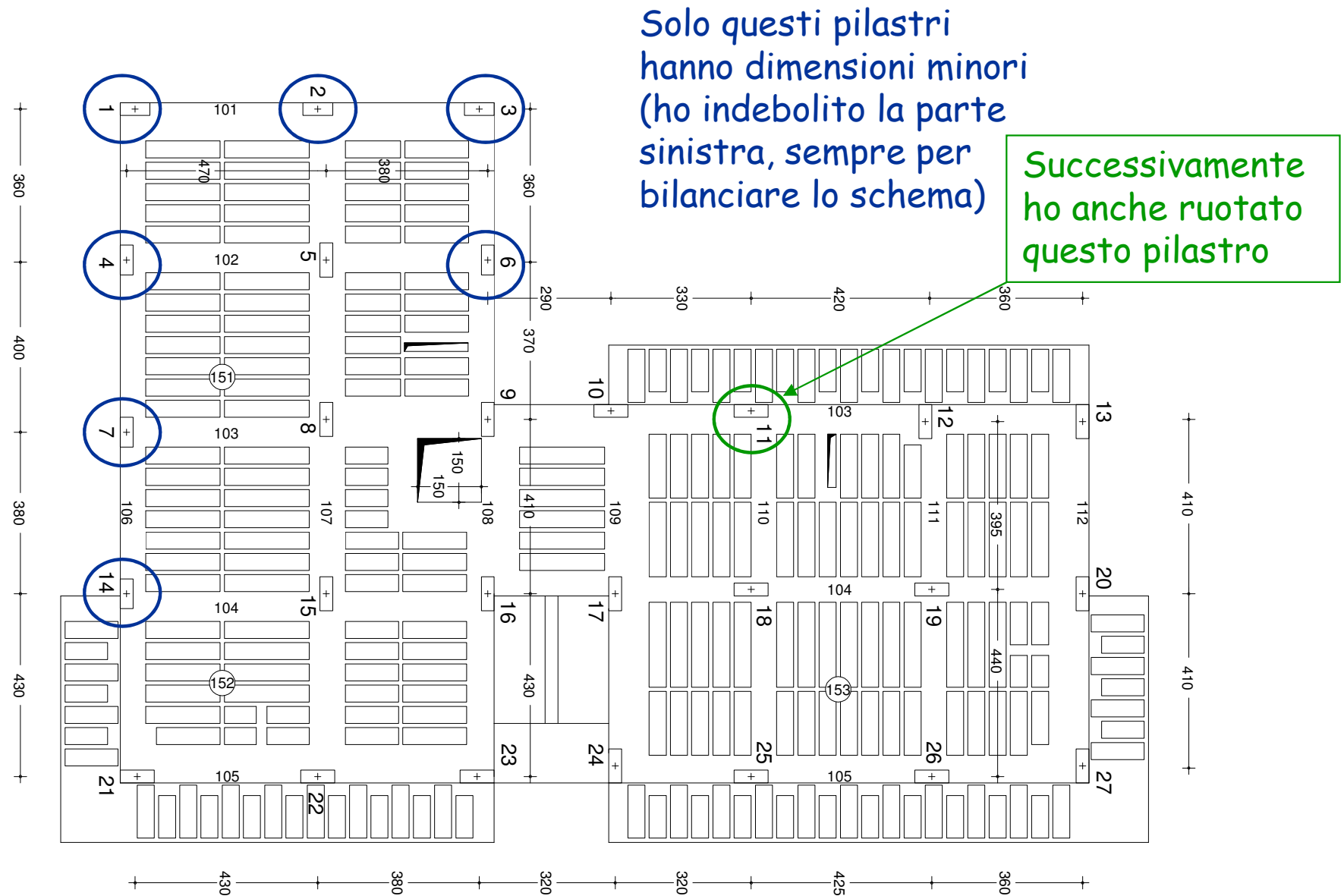
Dimensioni pilastri

6 piani, con tutte le travi a spessore

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

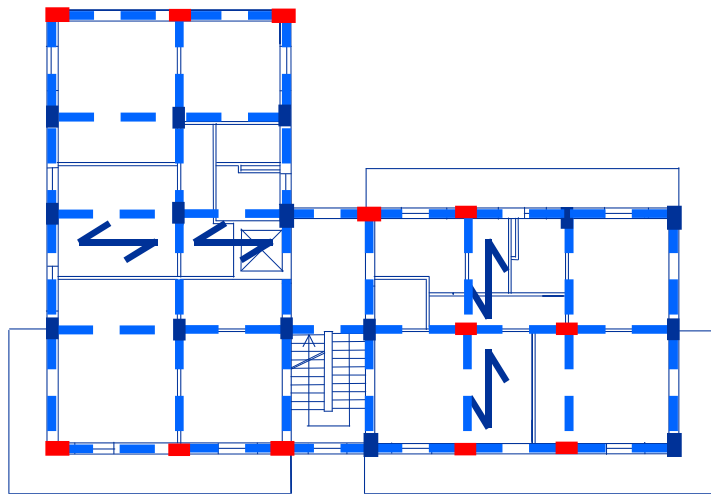
Tipo di pilastro	Sezione alla base	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine	6° ordine
Pilastri molto caricati (2)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri caricati (18)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60
Pilastri d'angolo (2)	30 x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

Carpenteria edificio con travi a spessore



Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze - direzione x
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)
 $\times 0.7 \rightarrow 5.6$

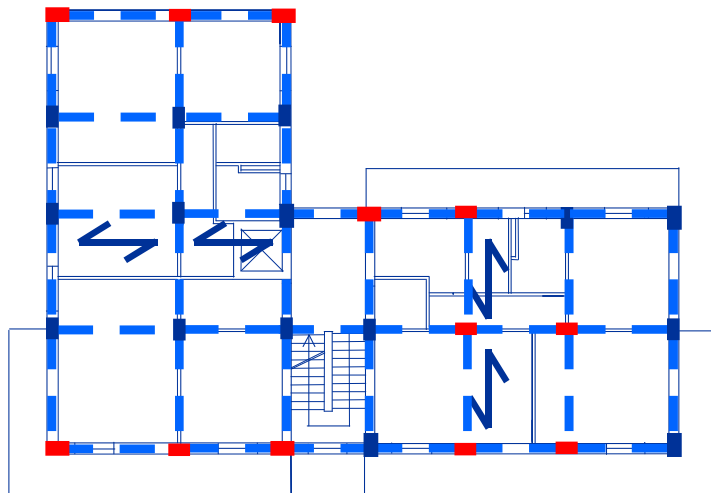
Pilastro di piatto, esterno (7)
 $\times 0.5 \rightarrow 3.5$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze - direzione x
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Rigidezza

Al piano 3 (pilastri 30x70)

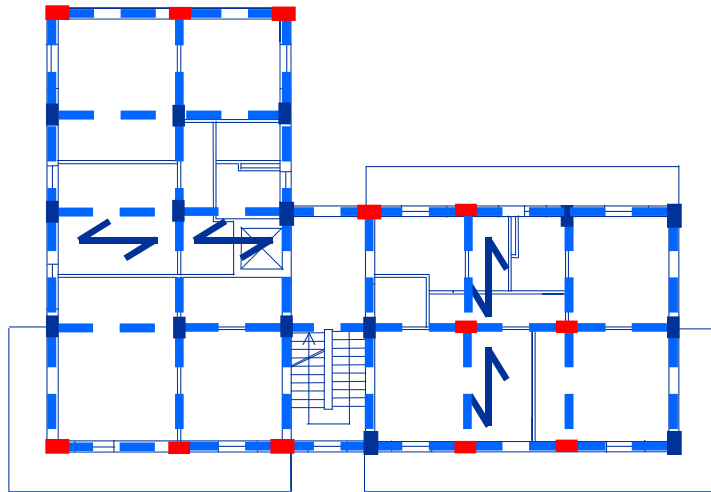
$k = 200.5 \text{ kN/mm}$

Travi: sono 22

Equivalgono a
20.2 pilastri

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze - direzione x
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	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

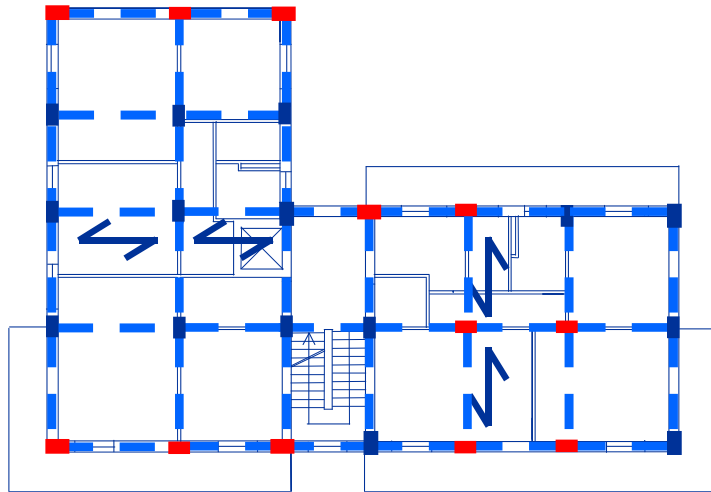
Periodo proprio della struttura

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

$$T = 0.994 \text{ s}$$

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)
 $k = 9.19 \text{ kN/mm}$

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)
 $k = 3.96 \text{ kN/mm}$

Ottengo

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

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

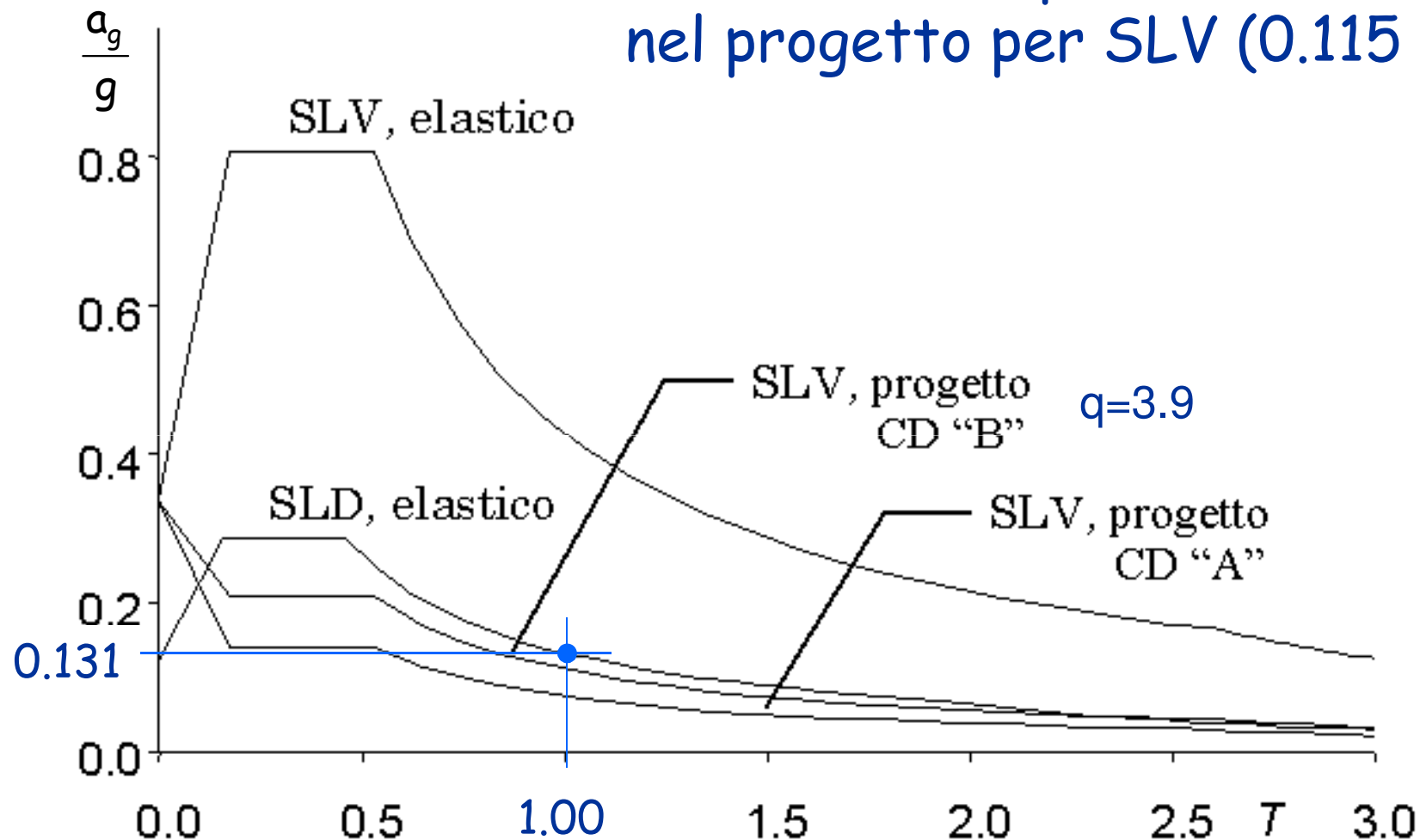
$$T = 1.049 \text{ s}$$

Periodo proprio della struttura

- Stima con formula di normativa:
 $T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$ (molto più piccolo degli altri)
- Stima con approccio 1: $T_1 = 0.994 \text{ s}$
- Stima con approccio 2: $T_1 = 1.049 \text{ s}$
- Assumo: $T_1 = 1.00 \text{ s}$
- 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