

Lezione

Progetto di Strutture

Impostazione della carpenteria

Impostazione della carpenteria

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri

- (La struttura deve essere in grado di portare)
- carichi verticali
 - azioni orizzontali equivalenti al sisma

Obiettivi generali

Rendere la struttura il più regolare possibile

- ★ Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti
- ★ Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi con conseguente

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidzze

Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali
che azioni orizzontali

Può essere utile scindere il problema in due fasi :

1. Impostare la carpenteria pensando innanzitutto ai soli carichi verticali
tenendo però presenti i criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Rivedere la carpenteria per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali :

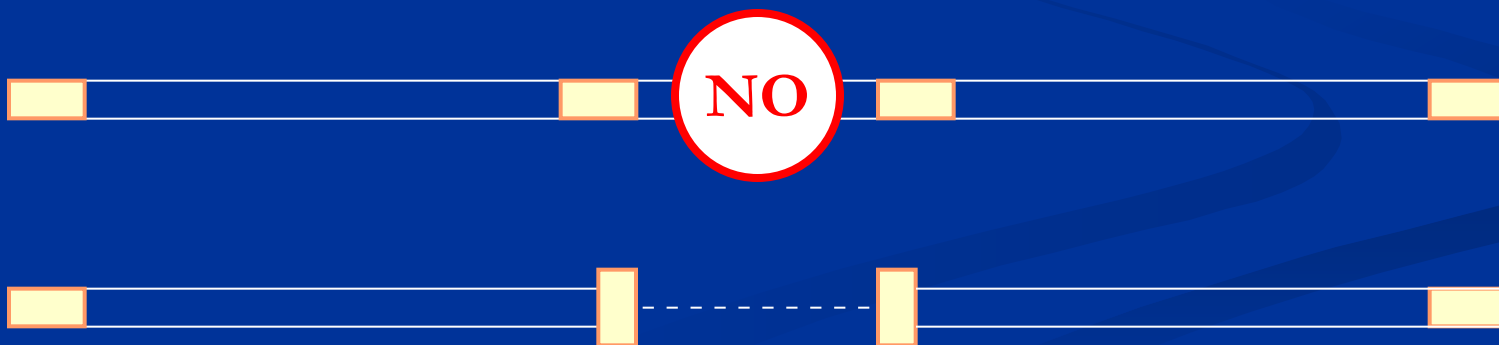
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

Elemento	Per soli carichi verticali	In zona sismica
Solaio	7.00 m	6.00 m
Sbalzo	2.50 m	2.00 m
Trave emergente che porta rilevanti carichi verticali	6.00 m	5.50 m
Trave a spessore che porta rilevanti carichi verticali	5.00 m	4.50 m

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



Edifici a struttura intelaiata

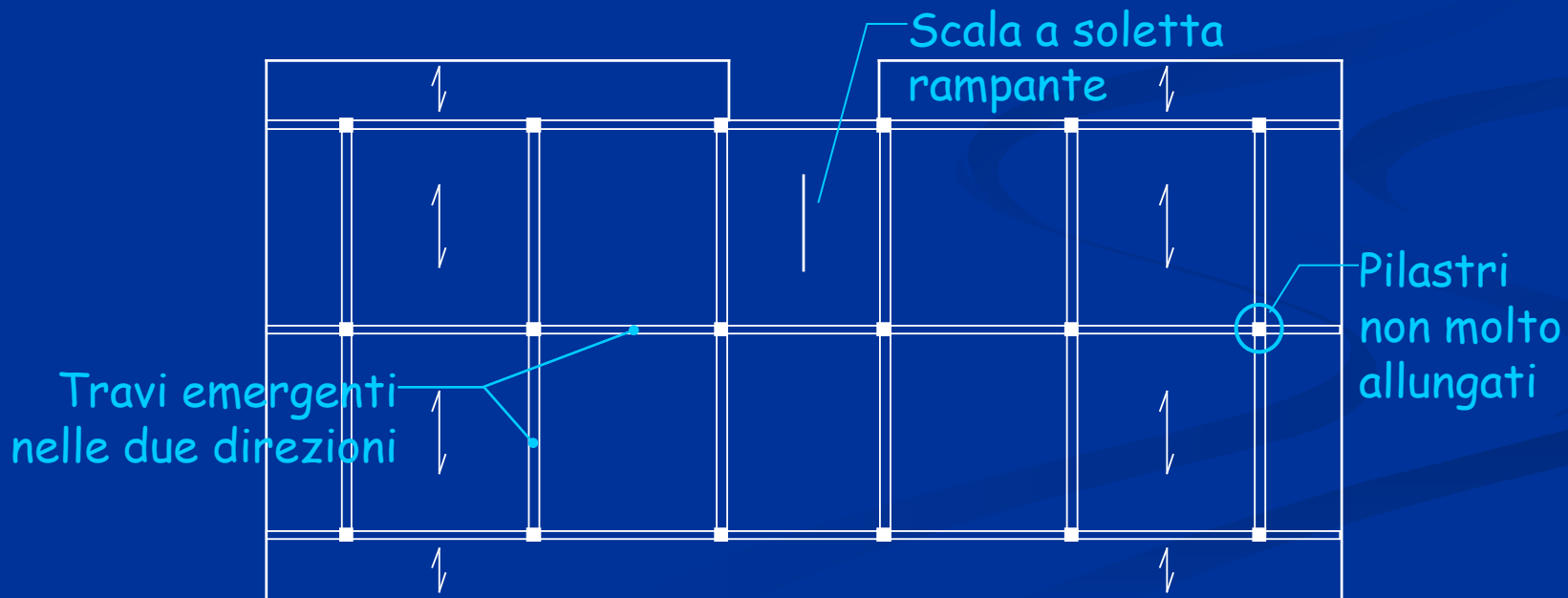
Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta



Elementi resistenti alle azioni orizzontali

Rigidezze



Sisma



trave
emergente

pilastro

Buona
rigidezza a
tutti i piani



Sisma



trave a
spessore

Buona
rigidezza solo
al primo piano



Sisma



trave
emegente

Rigidezza
limitata a
tutti i piani



Sisma



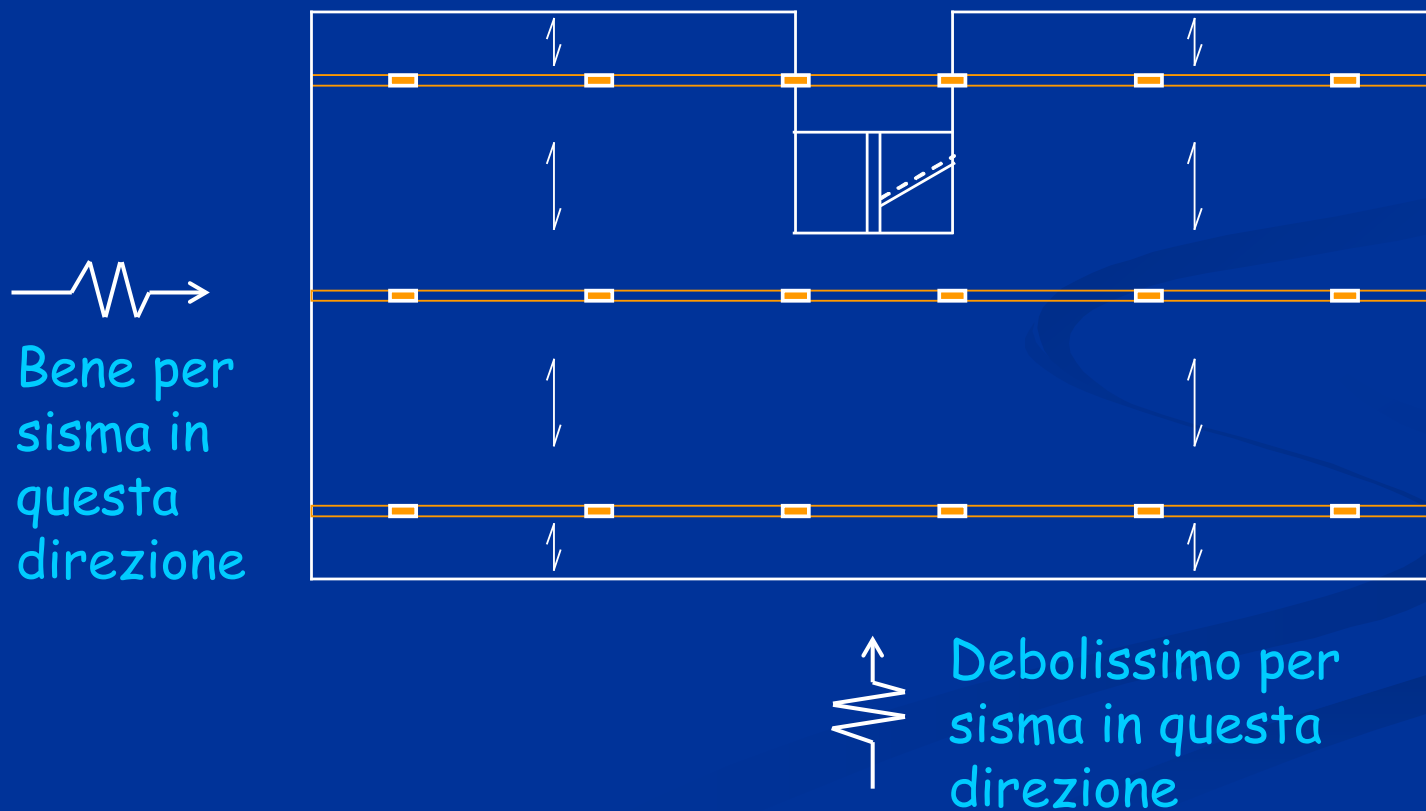
trave a
spessore

Rigidezza
trascurabile
a tutti i piani

Carpenteria :

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

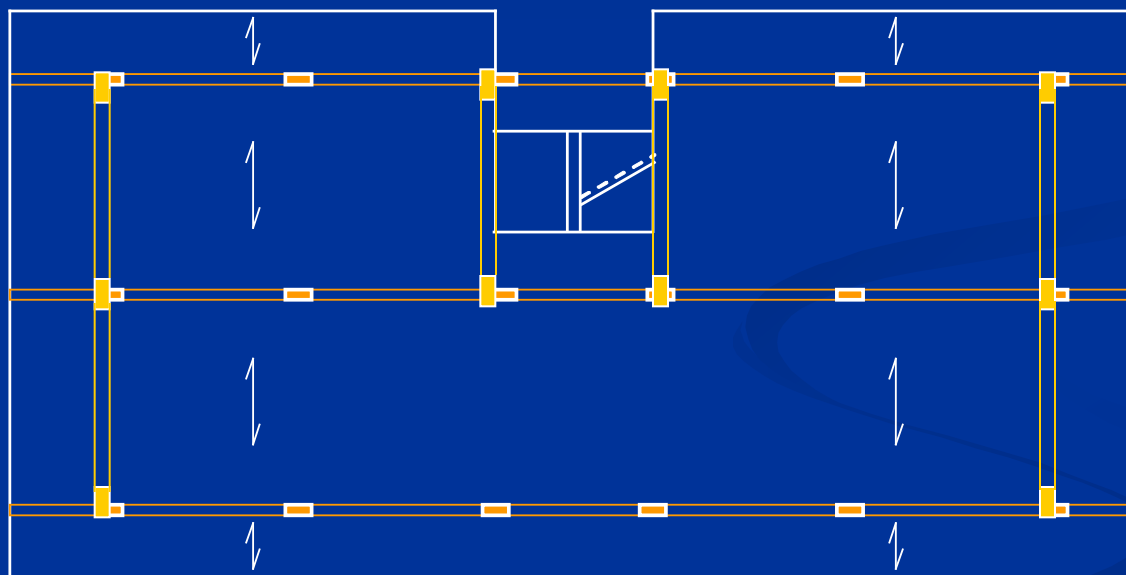
Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria :

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali :



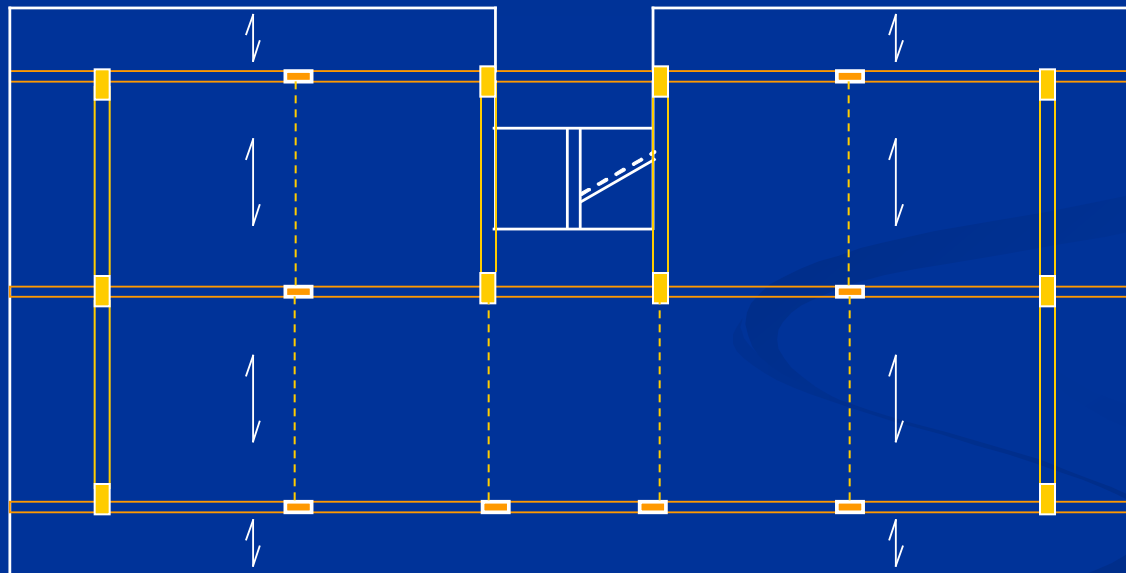
Orientare diversamente
alcuni pilastri

Aggiungere
travi emergenti

Carpenteria :

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

Esempio

Edificio analizzato

Tipologia:	edificio adibito a civile abitazione, a 5 piani
Classe dell'edificio:	classe 2 (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)
Ubicazione:	zona sismica media intensità
Categoria di suolo:	categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

Edificio analizzato

Struttura portante principale:	con struttura intelaiata in cemento armato
Solai:	in latero-cemento, gettati in opera
Scale:	a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")
Fondazioni:	reticolo di travi rovesce
Materiali:	calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ acciaio B450C

Edificio analizzato

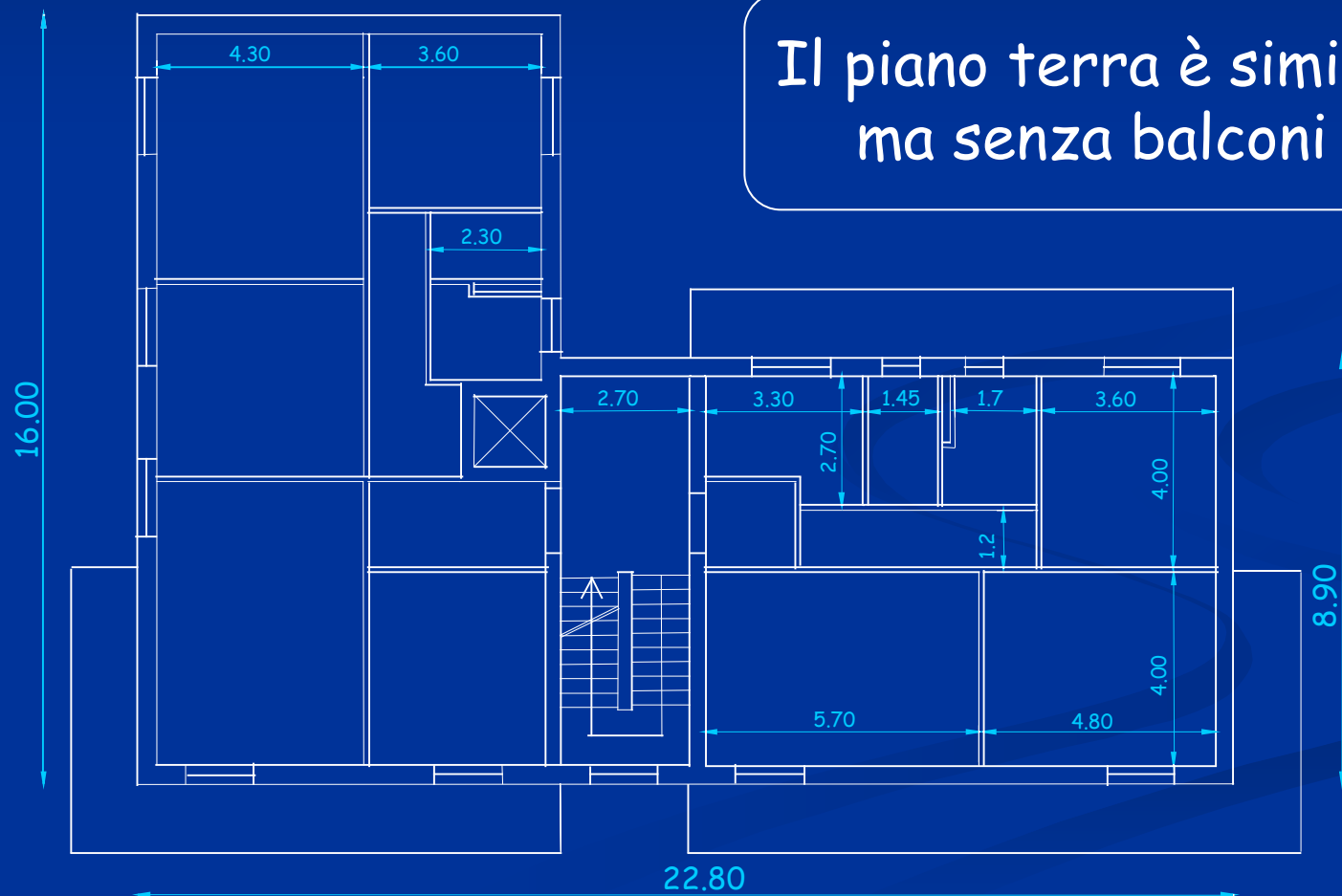


Sismicità media
= (vecchia zona 2)

Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

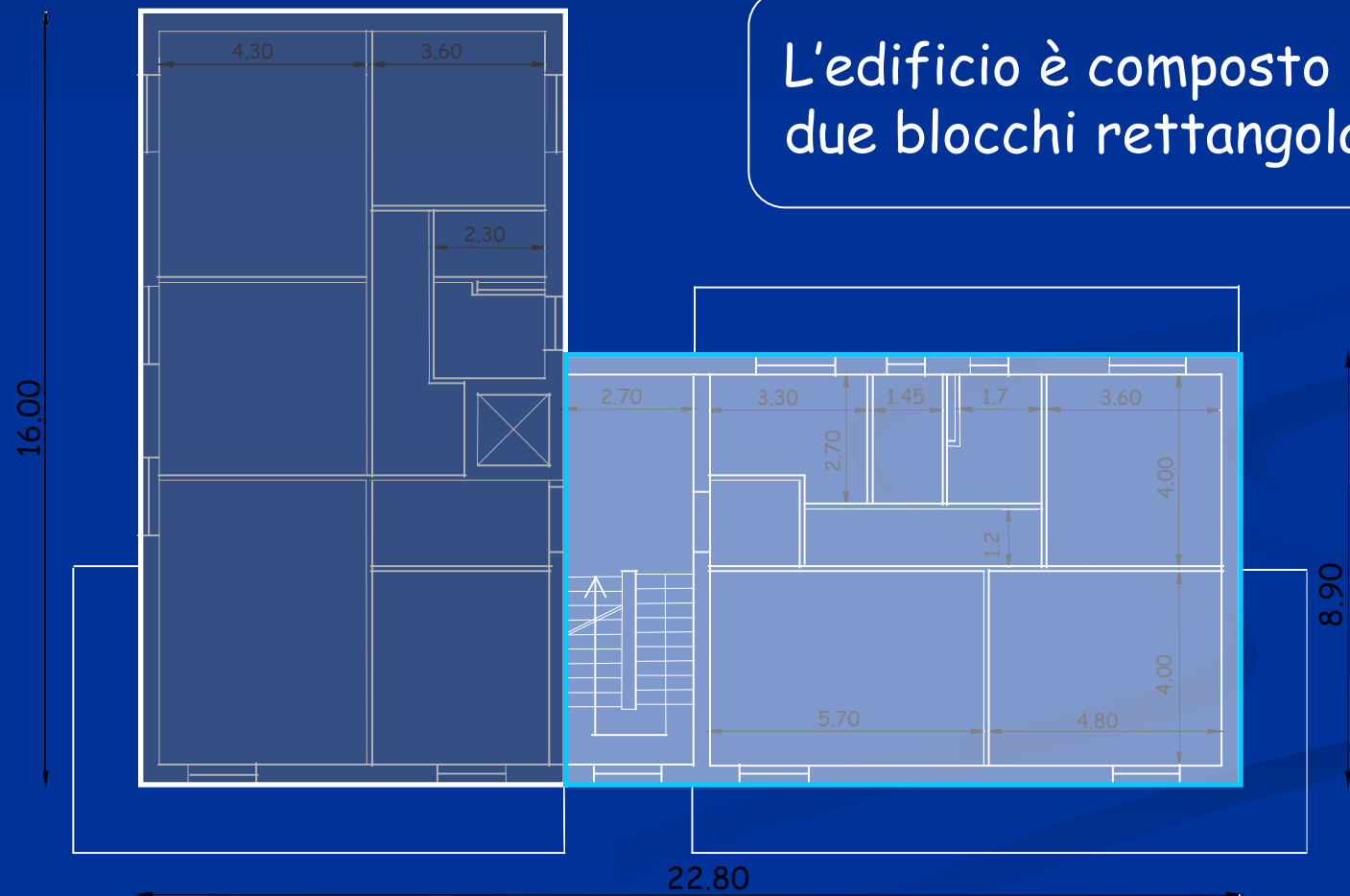
Sezione

Piano tipo



Il piano terra è simile,
ma senza balconi

Piano tipo



L'edificio è composto da due blocchi rettangolari

Piano tipo



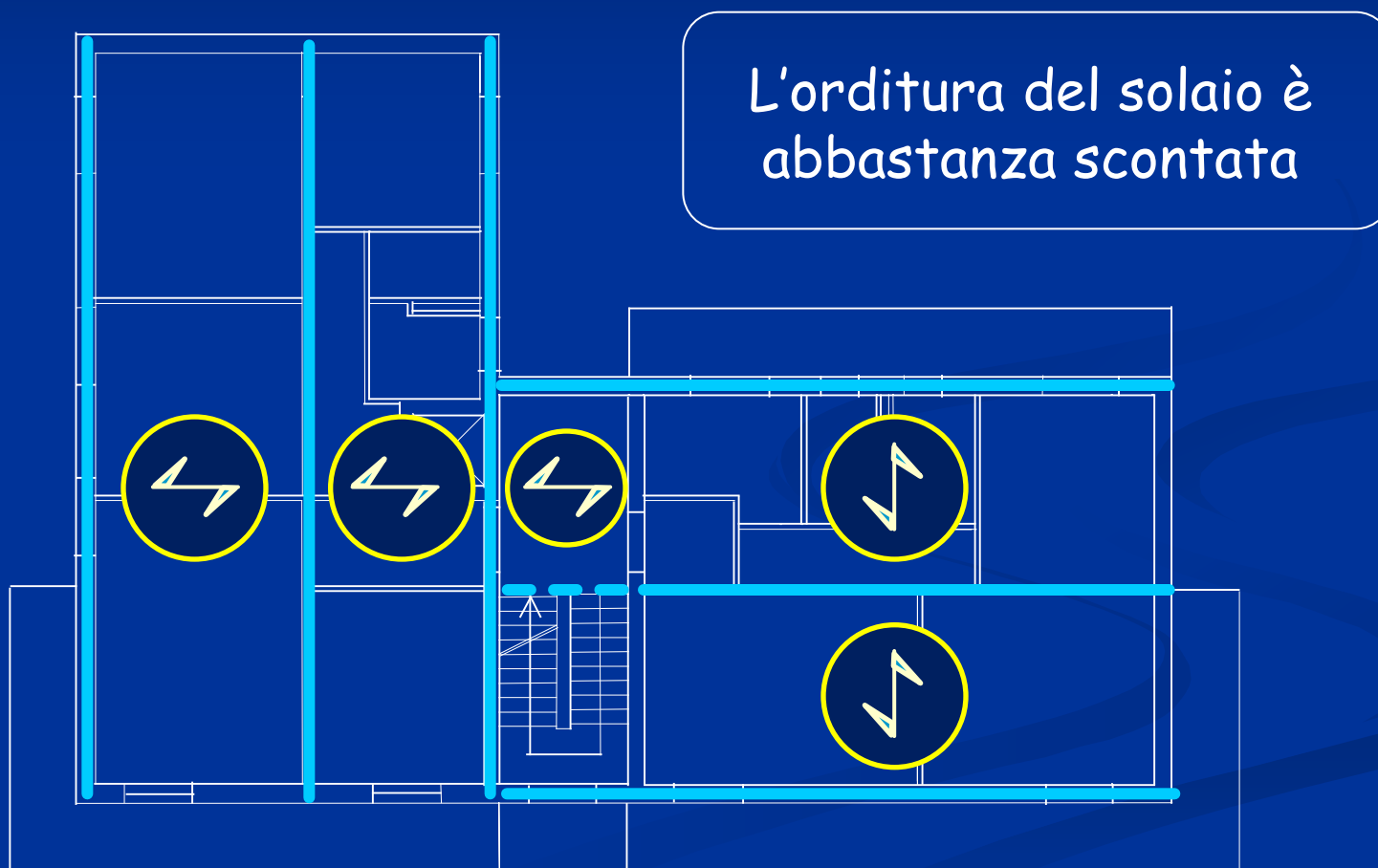
Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi verticali



Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi verticali



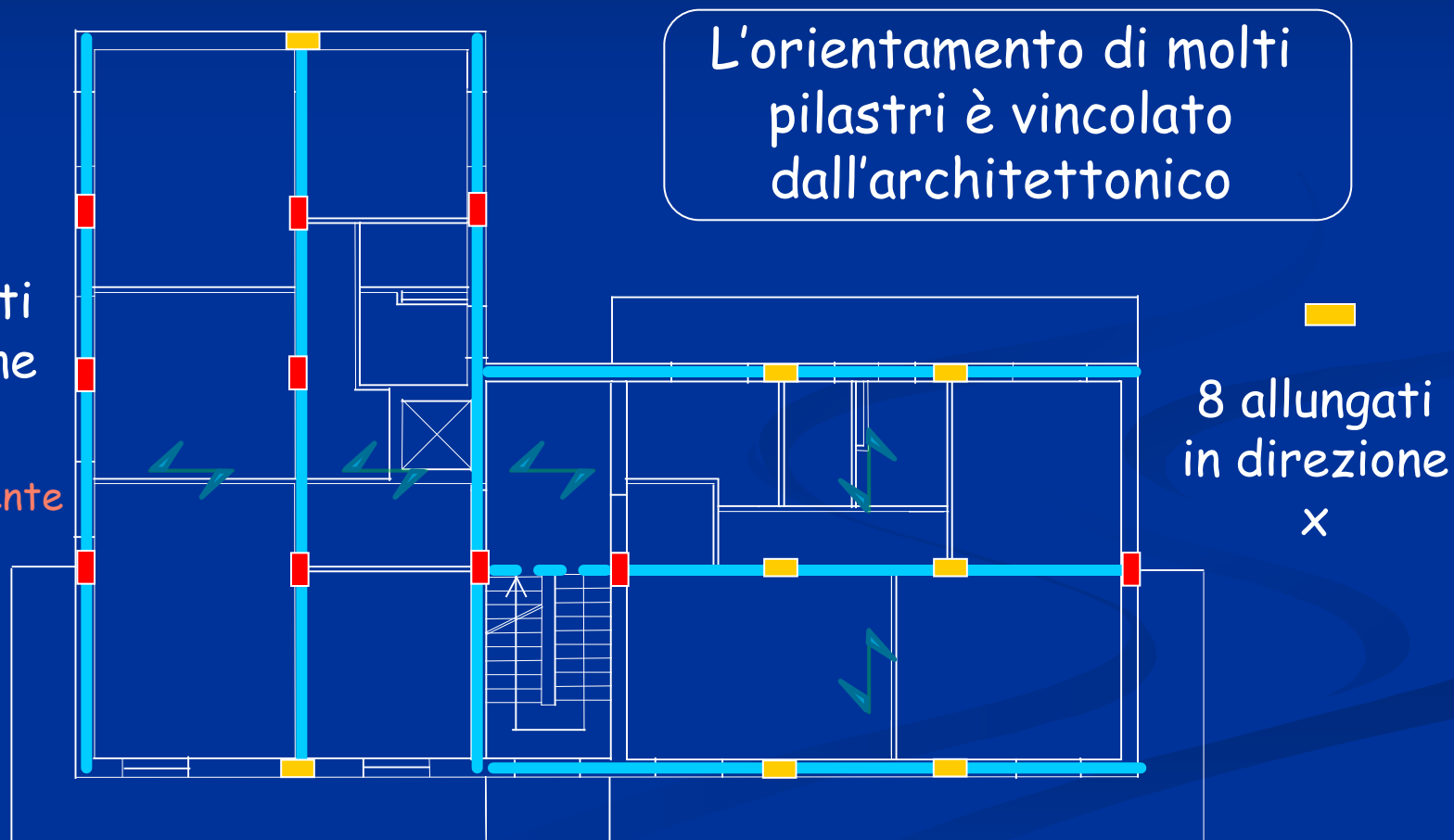
Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi verticali



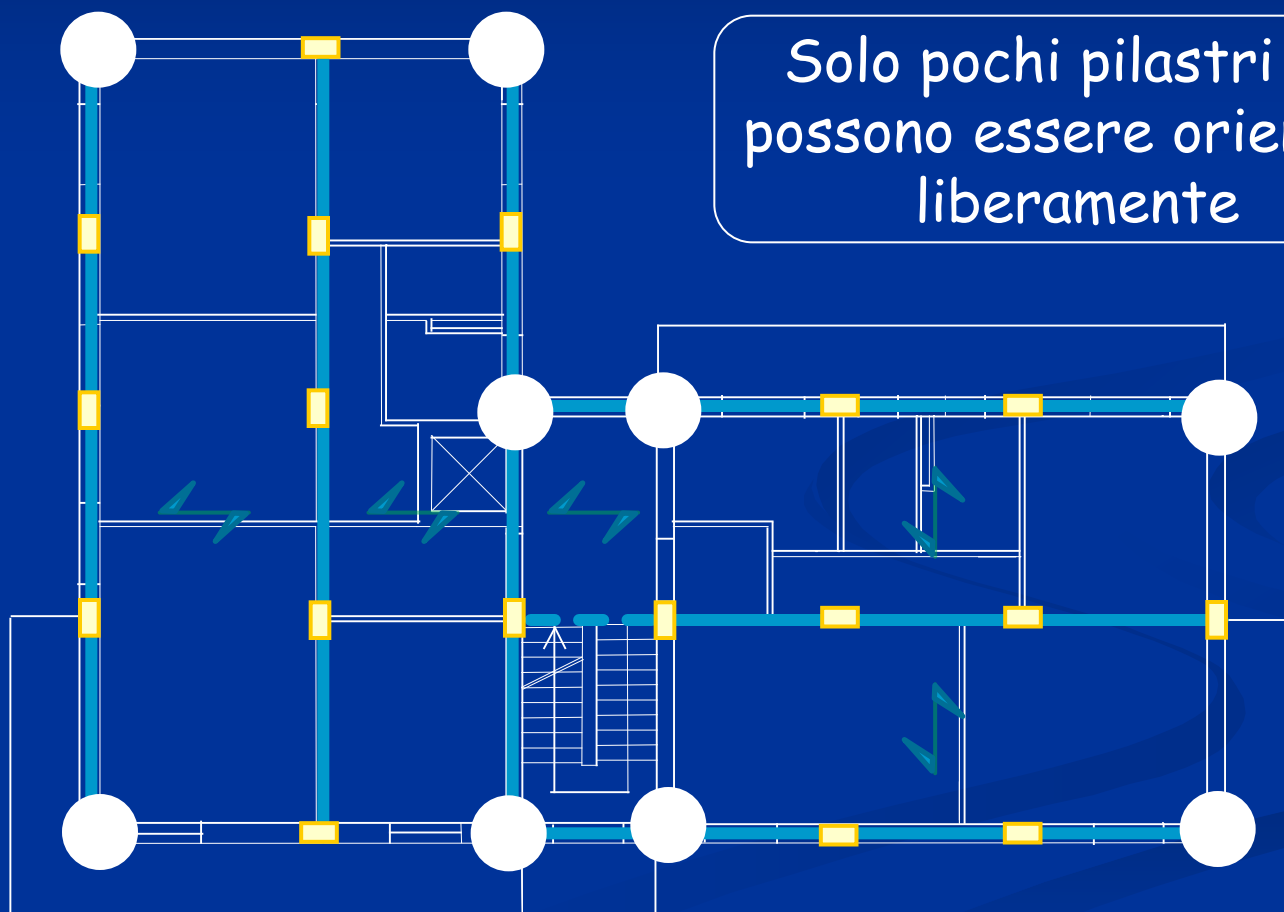
Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi orizzontali



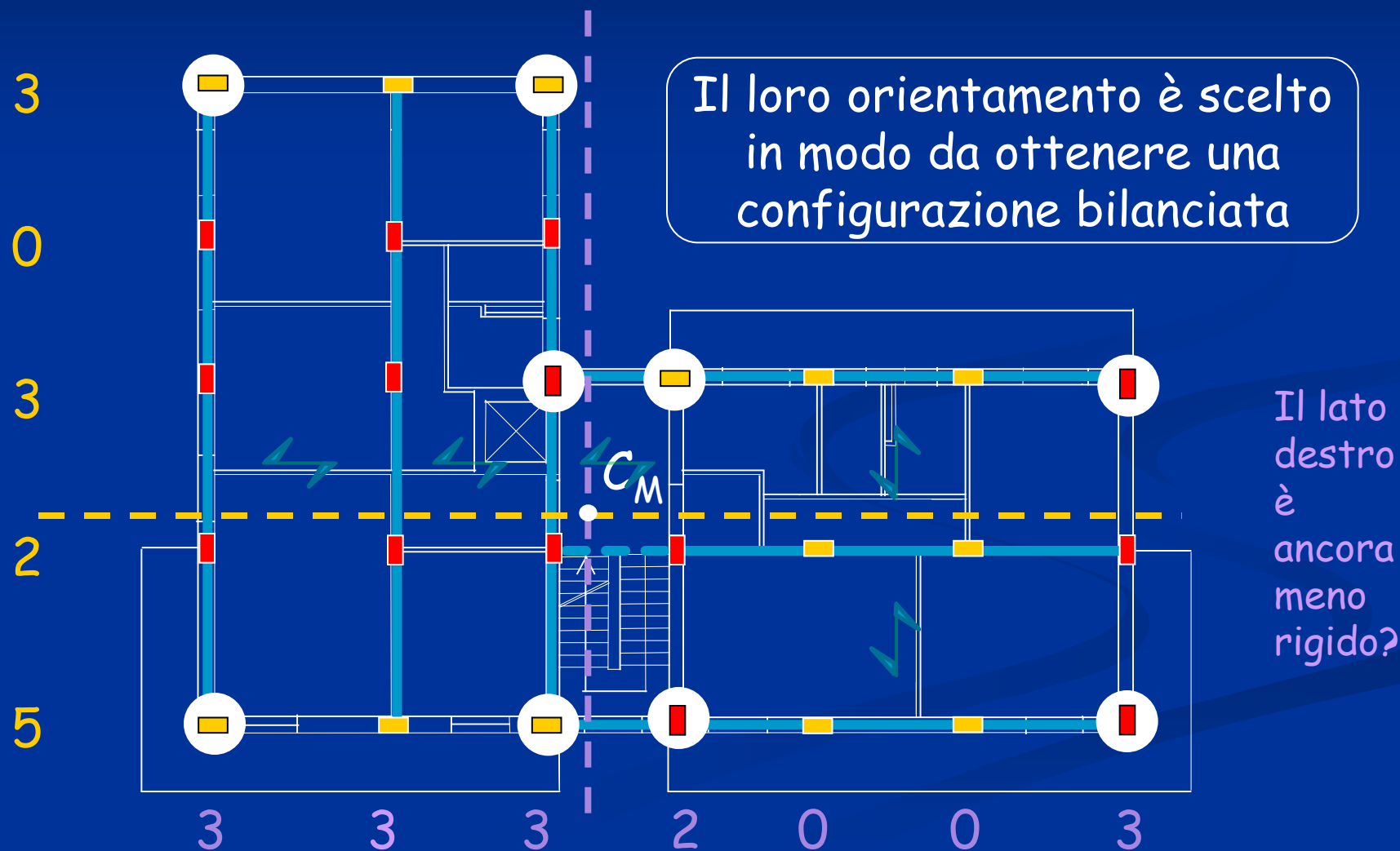
Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi orizzontali



Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi orizzontali



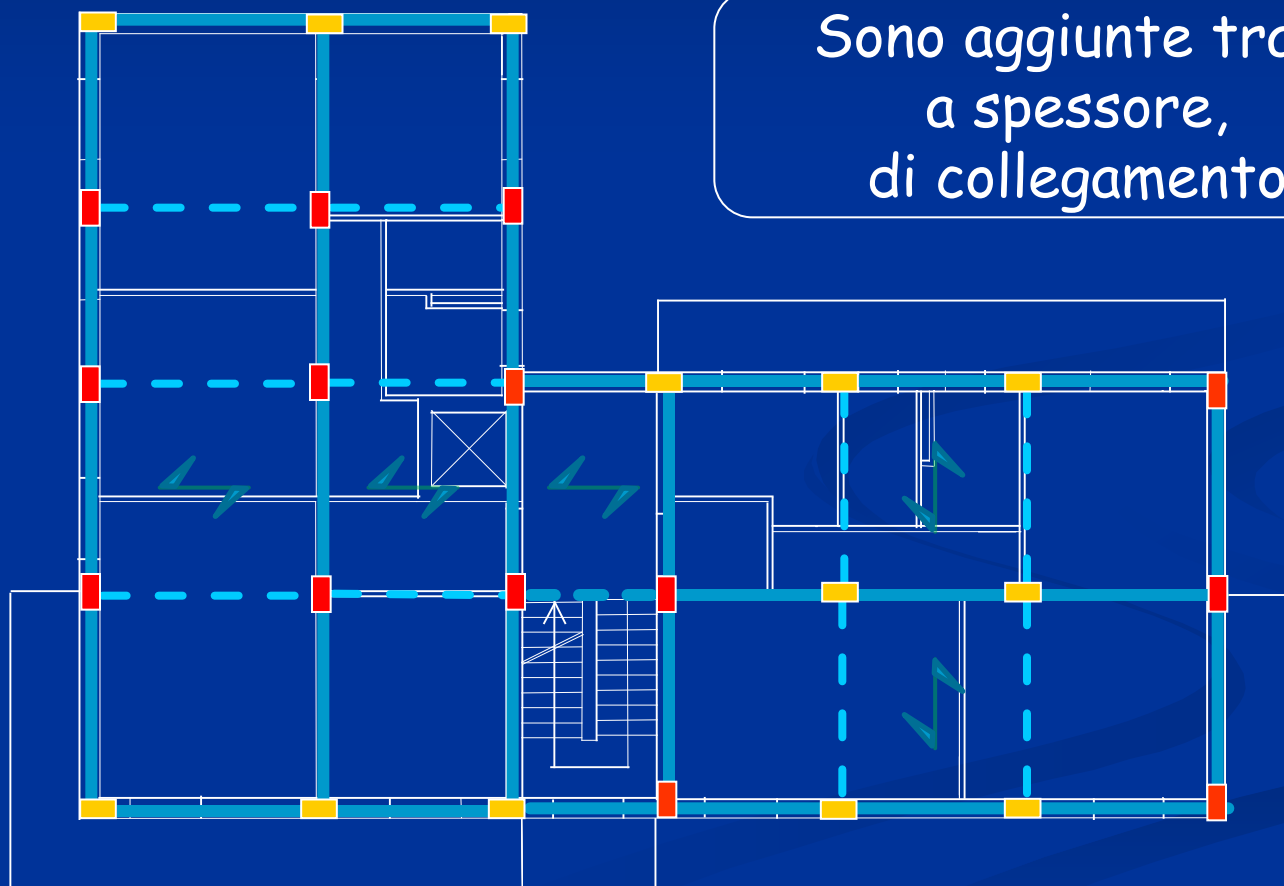
Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi orizzontali



Impostazione della carpenteria

pensando ai carichi orizzontali



Sono aggiunte travi
a spessore,
di collegamento

Carpenteria finale

Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima

Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni

$$s \geq \frac{L_{\max}}{25}$$

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi a spessore

Aumentare lo spessore del solaio in presenza di travi a spessore molto lunghe e caricate

L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

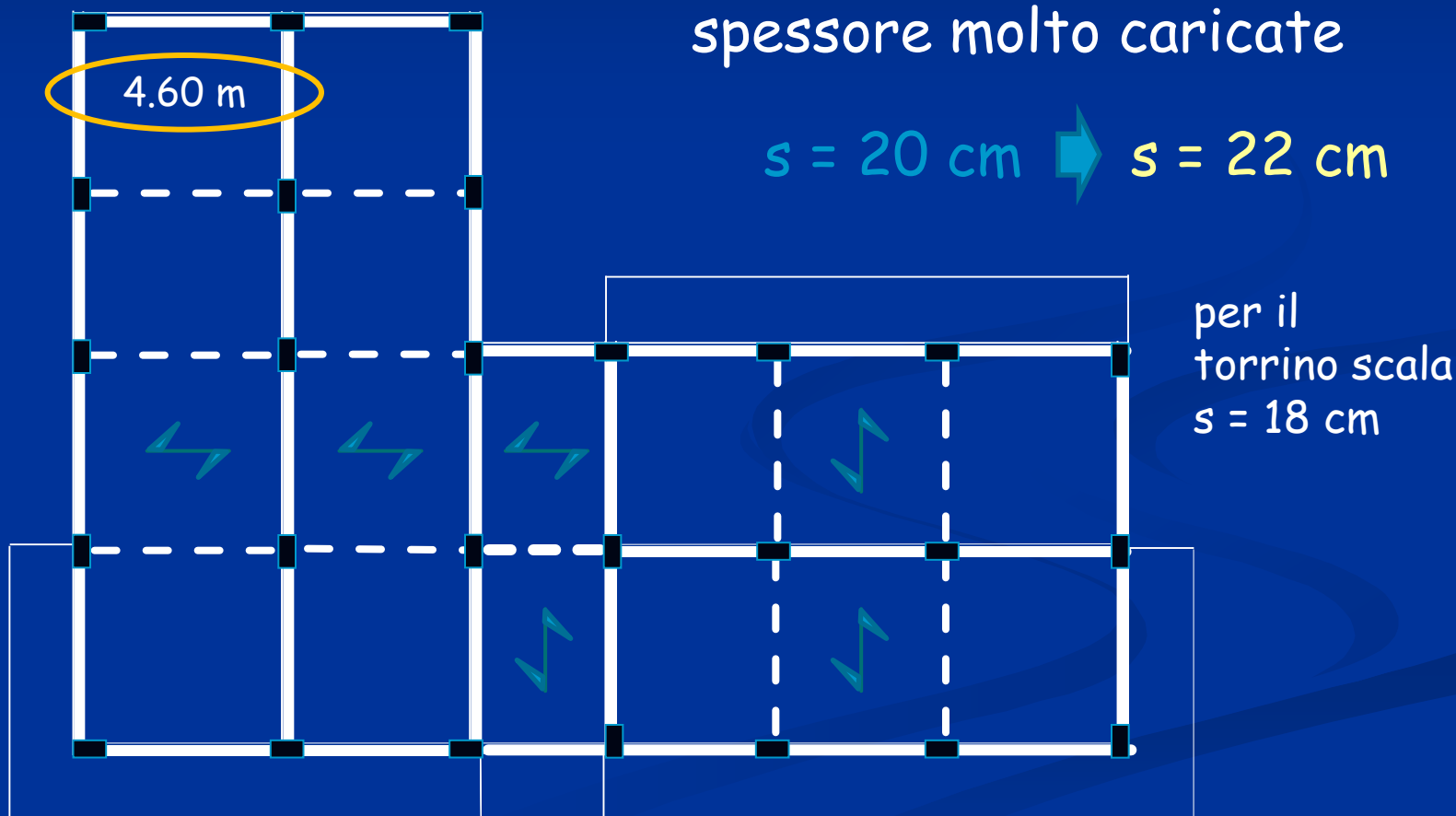
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

Solaio

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

Non ci sono travi a
spessore molto caricate



Carichi unitari

Una volta definito lo spessore,
si possono calcolare i carichi unitari (kN/m²)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Solaio (kN/m ²)	5.00	2.00	9.70	5.60
Sbalzo (kN/m ²)	4.00	4.00	11.20	6.40
Scala (kN/m ²)	5.00	4.00	12.50	7.40
Tamponatura (kN/m)	7.0		9.1	7.0
Peso proprio trave (kN/m)	4.0		5.2	4.0

Dimensionamento travi a spessore

Caso A. Più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionare in base ai soli carichi verticali

Caso B Tutte le travi sono a spessore

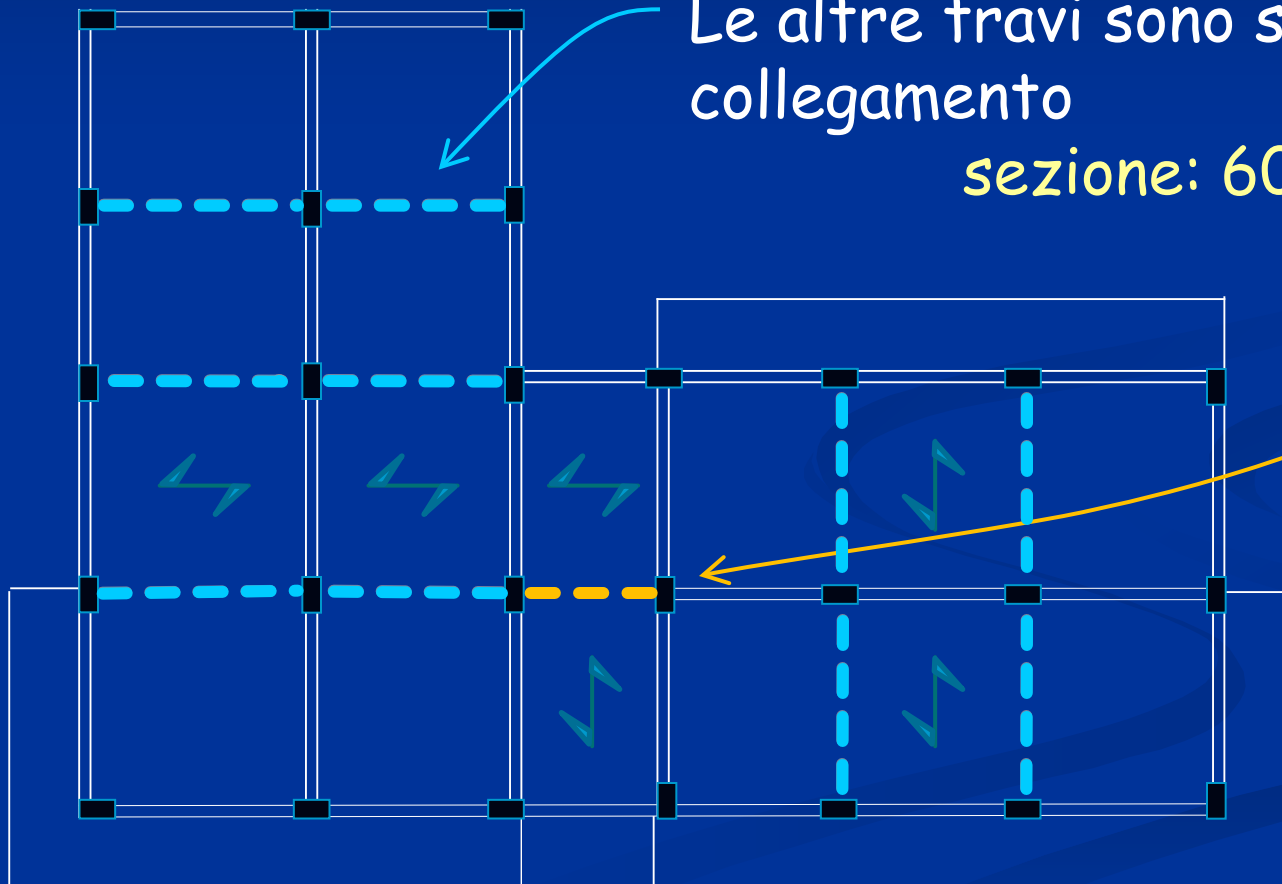
Aumentare l'altezza della trave
(spessore del solaio) di 4-6 cm

Esempio

Dimensionamento
travi a spessore

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

Le altre travi sono solo di collegamento
sezione: 60x22



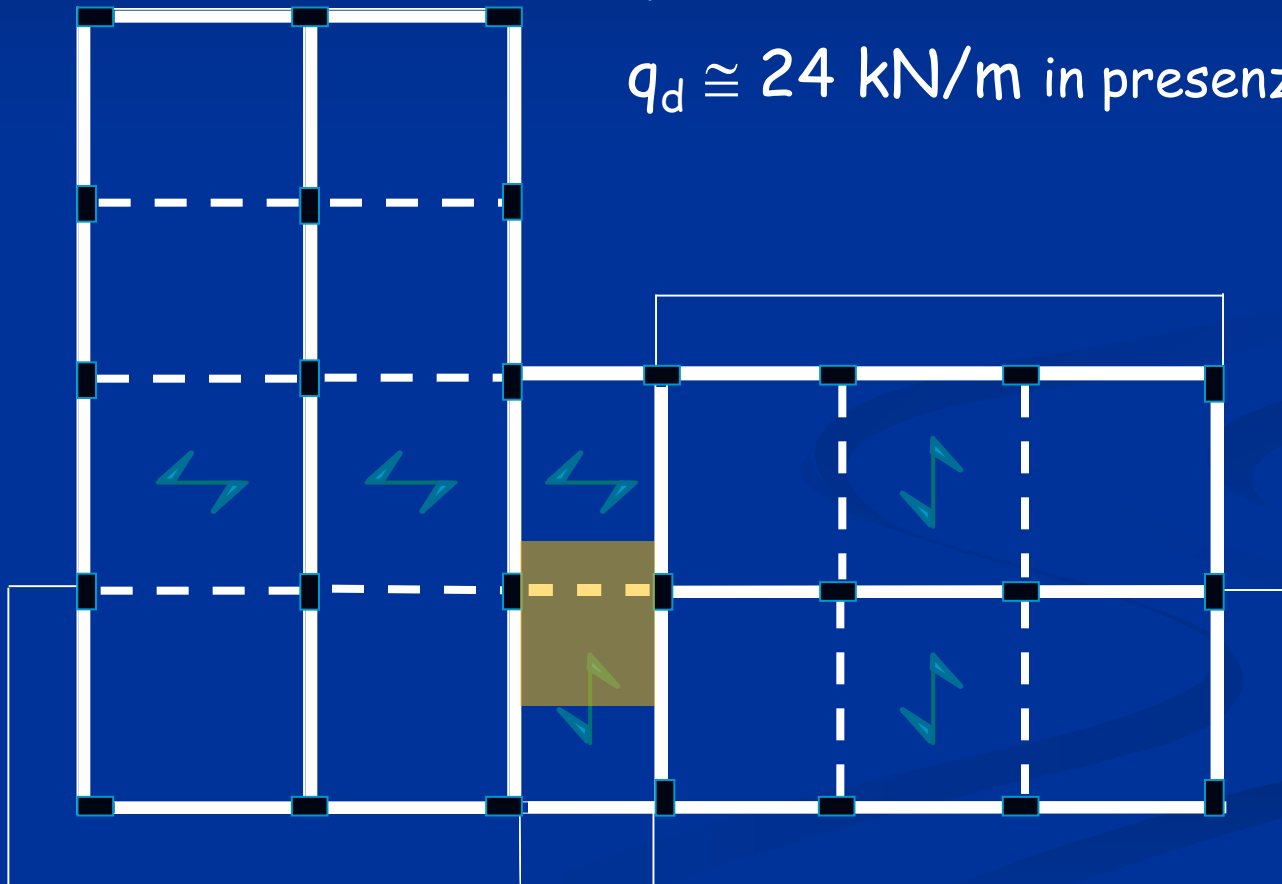
Esempio

Dimensionamento
travi a spessore

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

$q_d \cong 41 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

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



Esempio

Dimensionamento travi a spessore

- Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{41 \times 3.0^2}{12} \cong 31 \text{ kNm}$$

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

- Momento per carichi verticali (in presenza di sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{24 \times 3.0^2}{12} \cong 18 \text{ kNm}$$

Il momento per azione sismica
è certamente molto piccolo

Esempio

Dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

$h = 22 \text{ cm}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Sd} = 31 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.019^2 \times 31}{0.18^2} = 0.35 \text{ m}$$

La sezione 60x22
va bene

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

Metodo A

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si incrementa forfettariamente il momento flettente prima ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

Metodo B

- In alternativa (metodo più preciso) ...

Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine in modo che la tensione media N/A_c non superi:
 in presenza di sisma
 - $0.35 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)
 - $0.30 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti più elevati

Dimensionamento pilastri

Consigli:

2. 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

Dimensionamento pilastri

Consigli:

3. 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

Esempio

Pilastro interno

Carico:
8 m di trave
21 m² di solaio

Carico al piano: 150 kN

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



Esempio

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi

Carico:

Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



Esempio

Pilastro interno
in corrispondenza della scala

Carico:

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
1050 kN



Esempio

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

Carico minore al piano

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
600 kN



Esempio

Pilastro d'angolo
privo di sbalzo

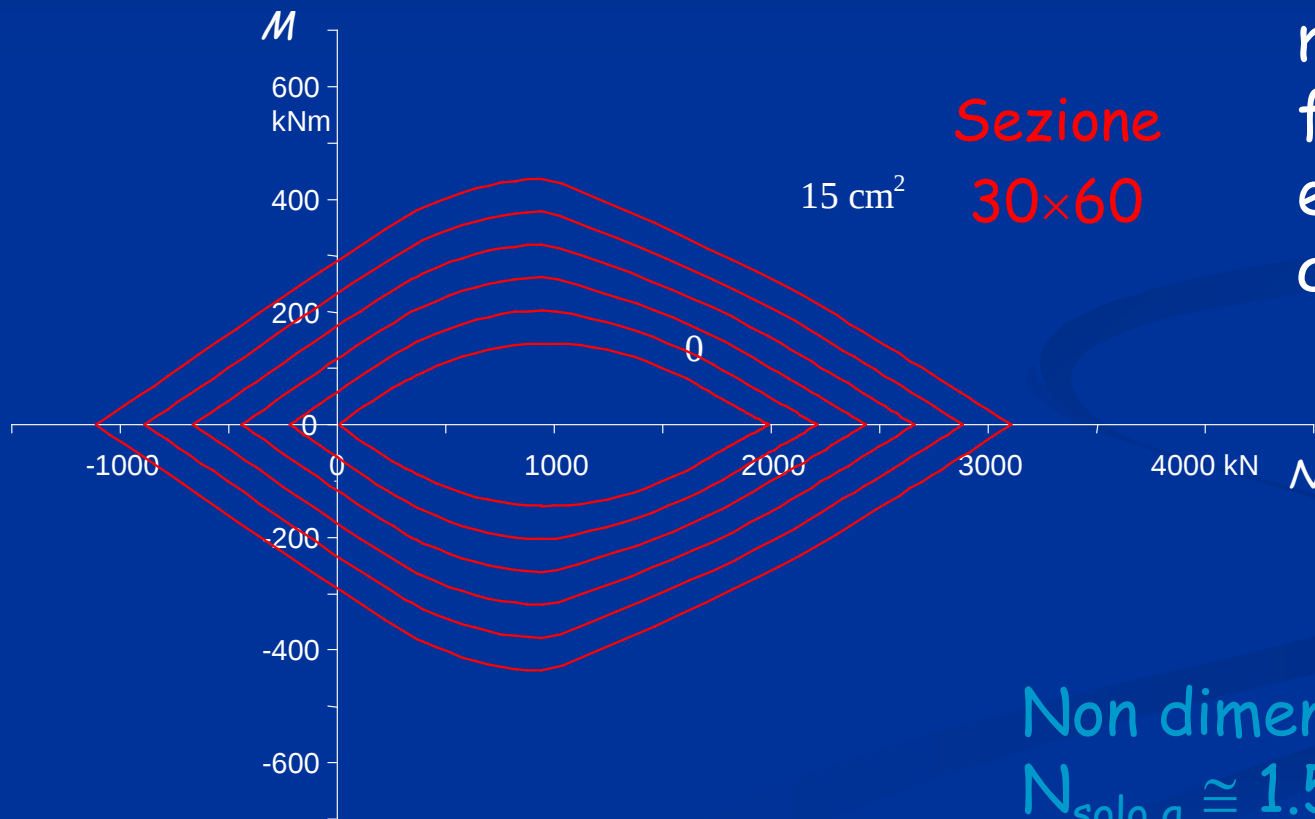
Carico al piano ancora
minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:

380 kN



Dimensionamento pilastri

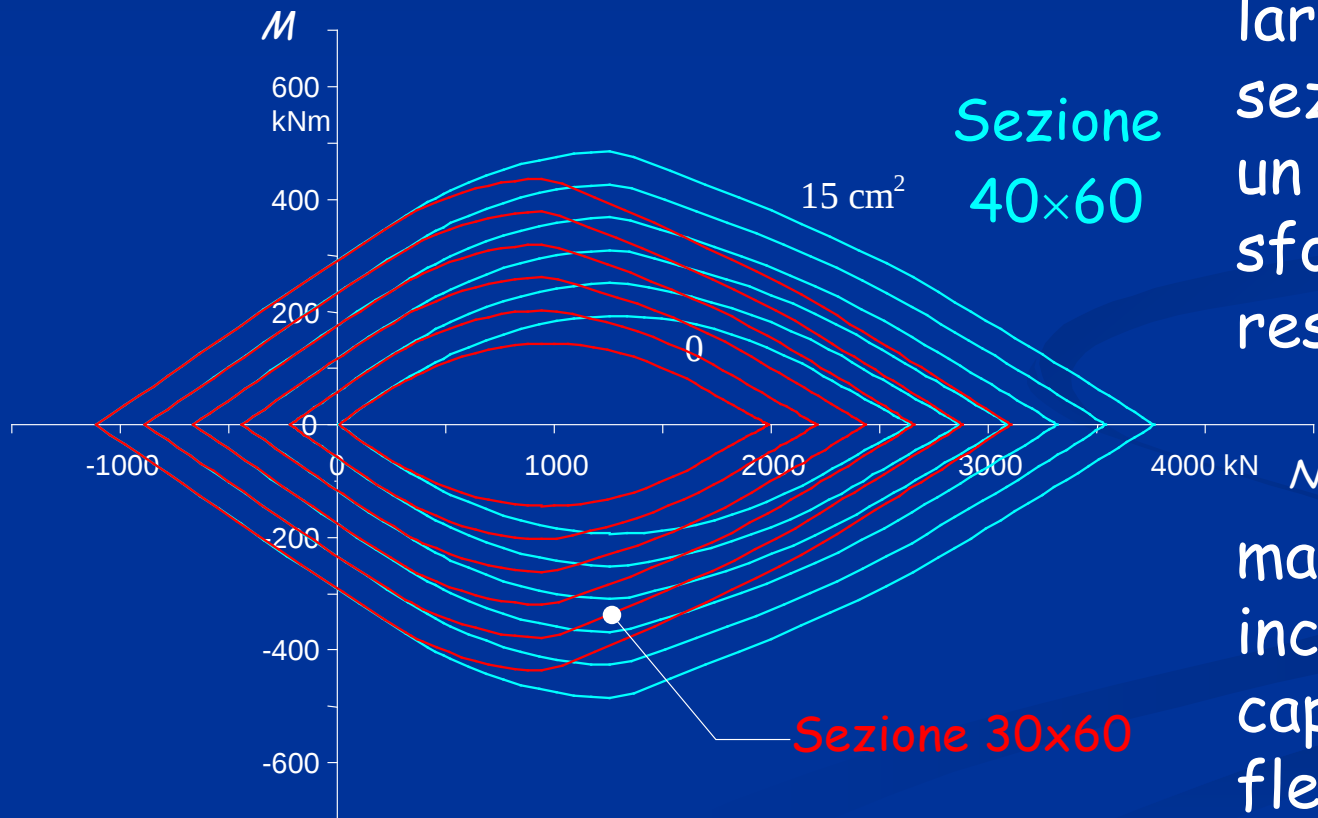


Il massimo momento flettente può essere portato quando:

$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$$

Non dimenticare che
 $N_{\text{solo } q} \cong 1.5 N_{q+\text{sisma}}$

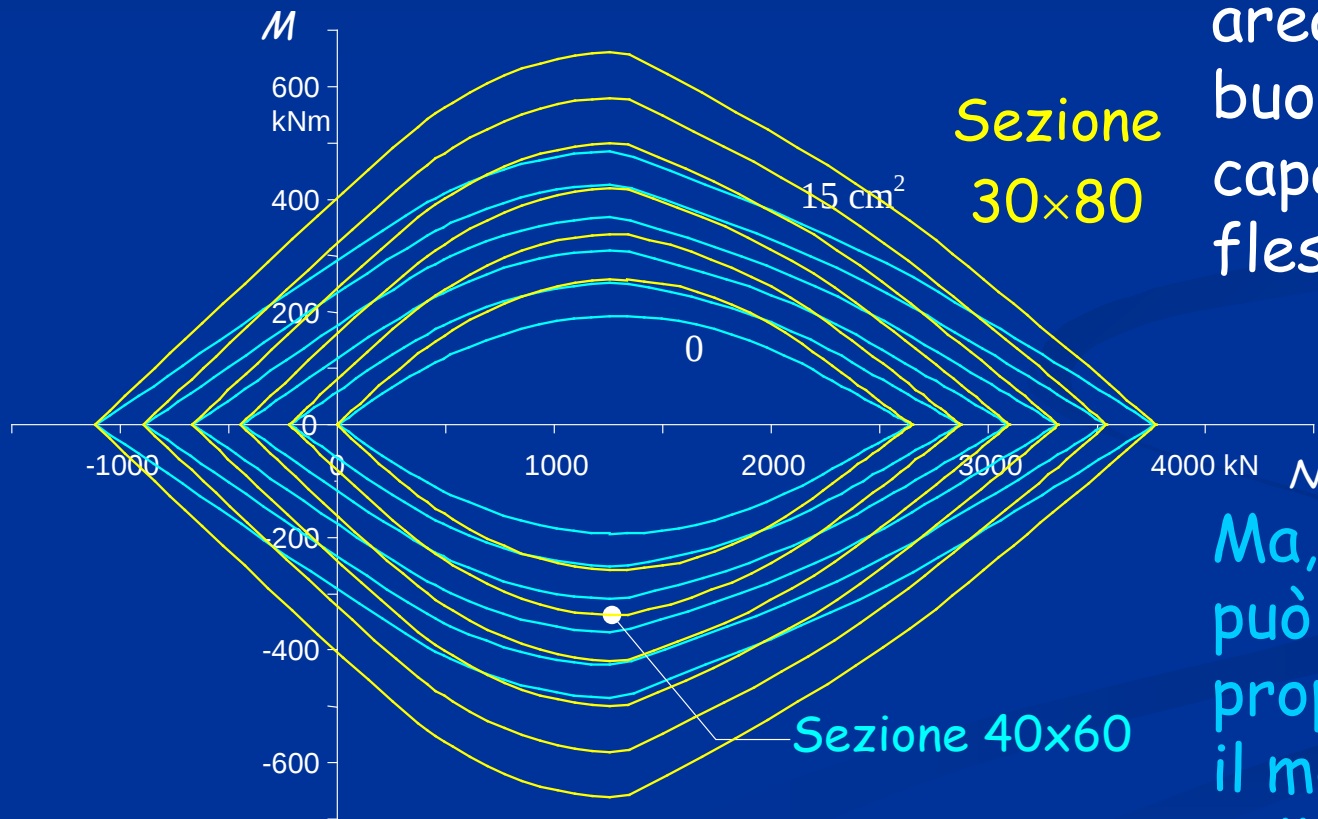
Dimensionamento pilastri



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

ma un modesto incremento di capacità flessionale

Dimensionamento pilastri



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

Ma, attenzione: può aumentare proporzionalmente il momento sollecitante

Esempio

Dimensionamento pilastri (alta duttilità)

Tipo di pilastro	N_{Sd} (SLU con F)	A_c
Pilastri più caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	600 kN	1210 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	380 kN	770 cm ²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C)

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.35 f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{5.0} \times 10$$

Esempio

Dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{Sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm ²	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1210 cm ²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	770 cm ²	30 x 30	30 x 70

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e permette una più uniforme distribuzione delle azioni sismiche.

Esempio

Dimensionamento pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

quindi la si può mantenere invariata per tutta l'altezza

Solo per il torrino scala: sezioni 30x50

Esempio

Spettri di risposta elastica

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

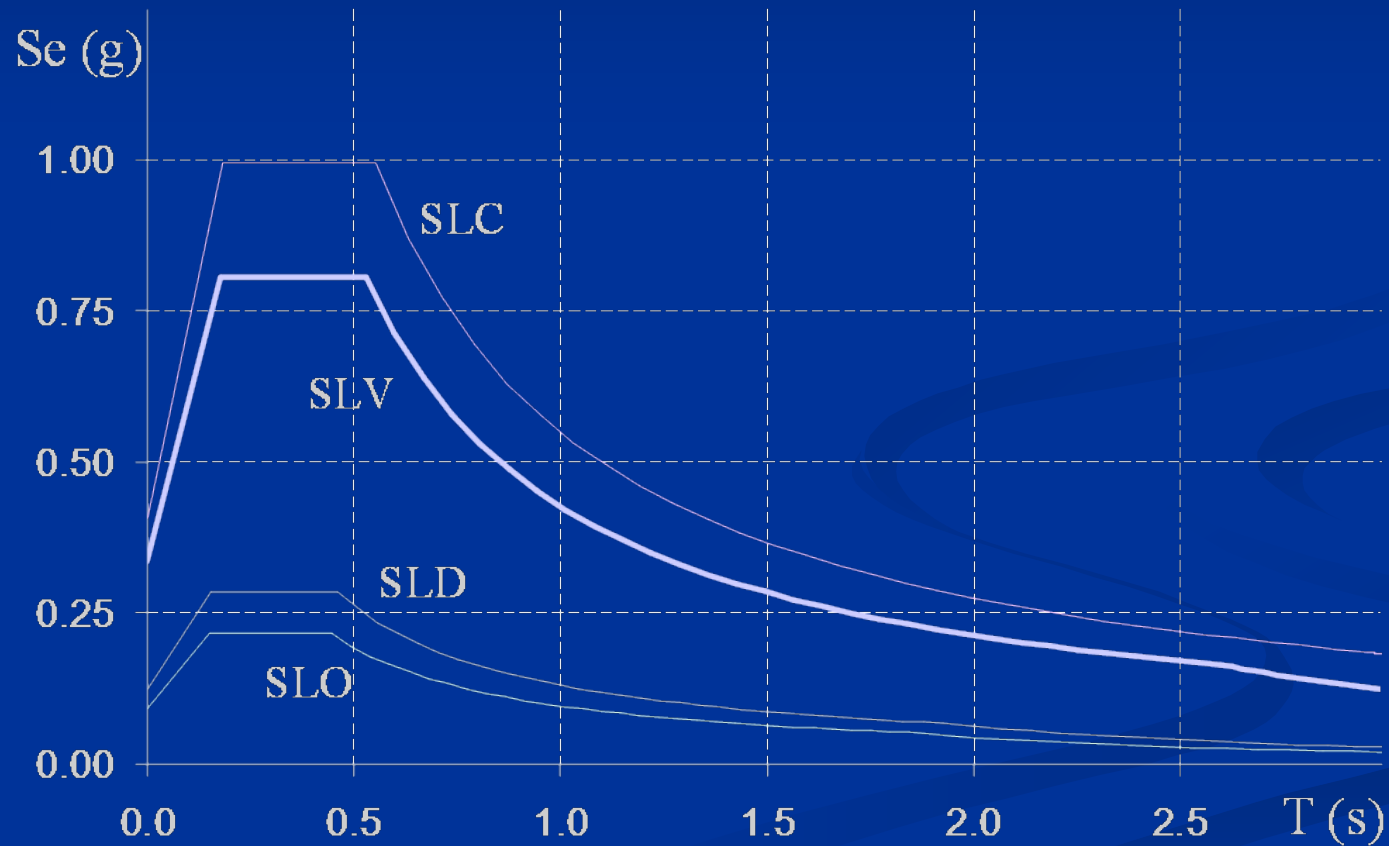
50 anni ($V_R = V_N C_U$)

$\left\{ \begin{array}{l} 0.81 \text{ SLO} \\ 0.63 \text{ SLD} \\ 0.10 \text{ SLV} \\ 0.05 \text{ SLC} \end{array} \right.$

T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^*
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

Esempio

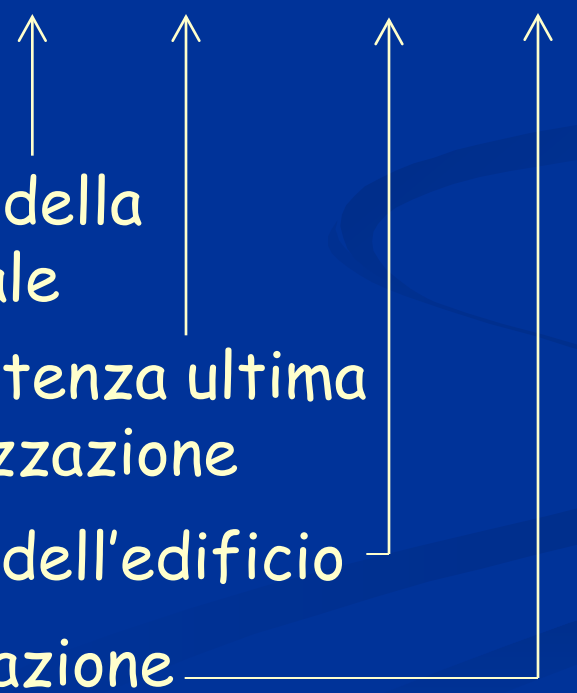
Spettri di risposta elastica



Fattore di struttura $q = q_0 K_R$

$$q = \left[q^* K_\alpha K_D \right] K_R$$


Dipende da:

- Duttività generale della tipologia strutturale
 - Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
 - Classe di duttilità dell'edificio
 - Regolarità in elevazione
- 

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

q₀

CD "B"

CD "A"

Struttura a telaio

3.0 α_u/α_1

4.5 α_u/α_1

Attenzione ! Il progettista deve scegliere, a priori,
quale classe di duttilità adottare

Sovraresistenza (edifici in cemento armato)

$$\alpha_u/\alpha_1$$

Telaio a 1 piano	1.1
------------------	-----

Telaio a più piani, una campata	1.2
---------------------------------	-----

Telaio a più piani, più campate	1.3
---------------------------------	-----

Oppure effettuare analisi statica non lineare

Regolarità in altezza (edifici in cemento armato)

K_R

Edifici regolari in altezza 1.0

Edifici non regolari in altezza 0.8

Nota ! La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato *a priori*, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo *a posteriori*, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

Ritengo che l'edificio in esame possa considerarsi sostanzialmente regolare in altezza:

$$K_R = 1.0$$

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = (3.0 \text{ o } 4.5) \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$$

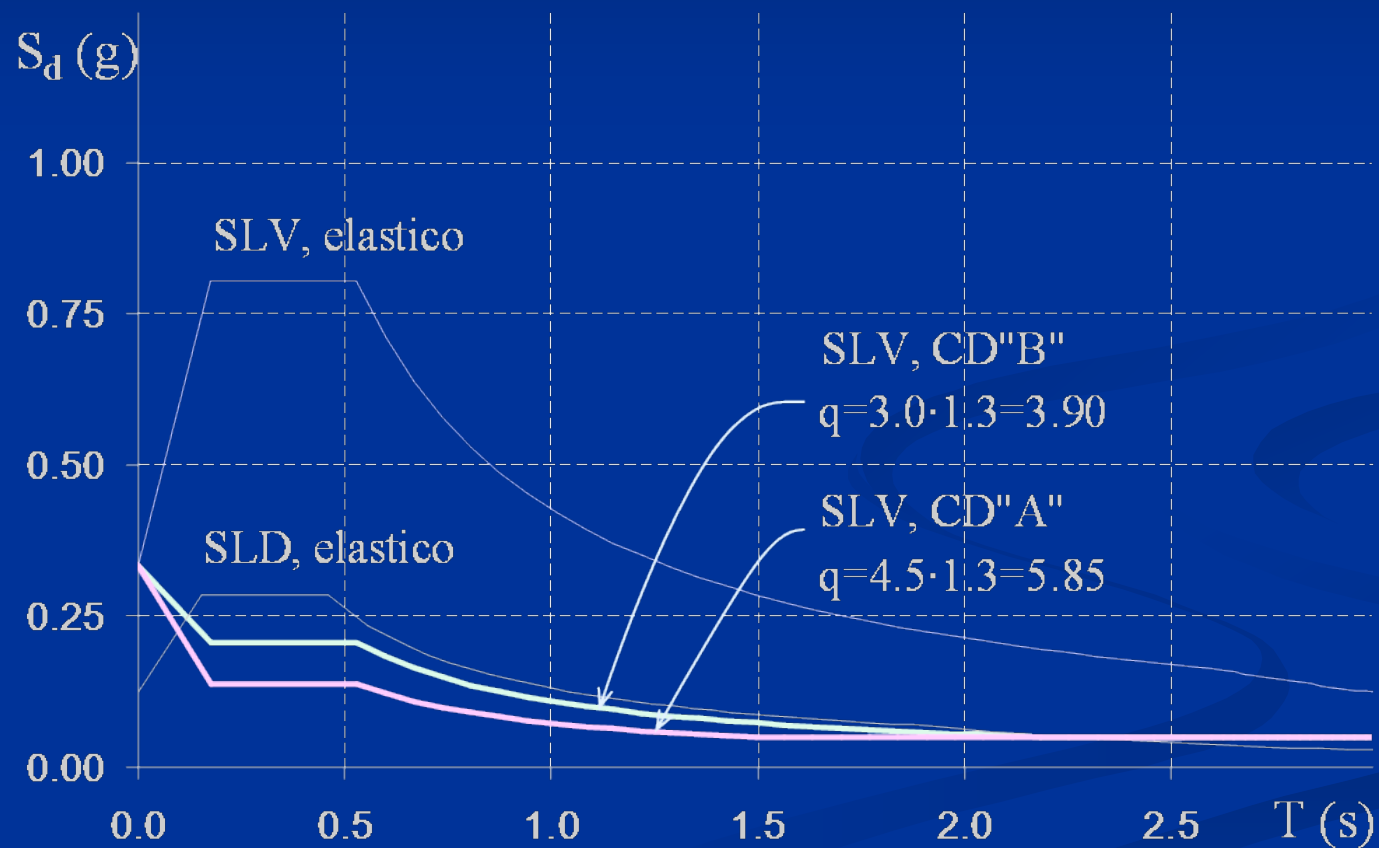
$$K_R = 1$$

Attenzione regolarità in pianta !!

struttura intelaiata in c.a.
a bassa o alta duttilità

telaio con più piani e più campate
la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto



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.

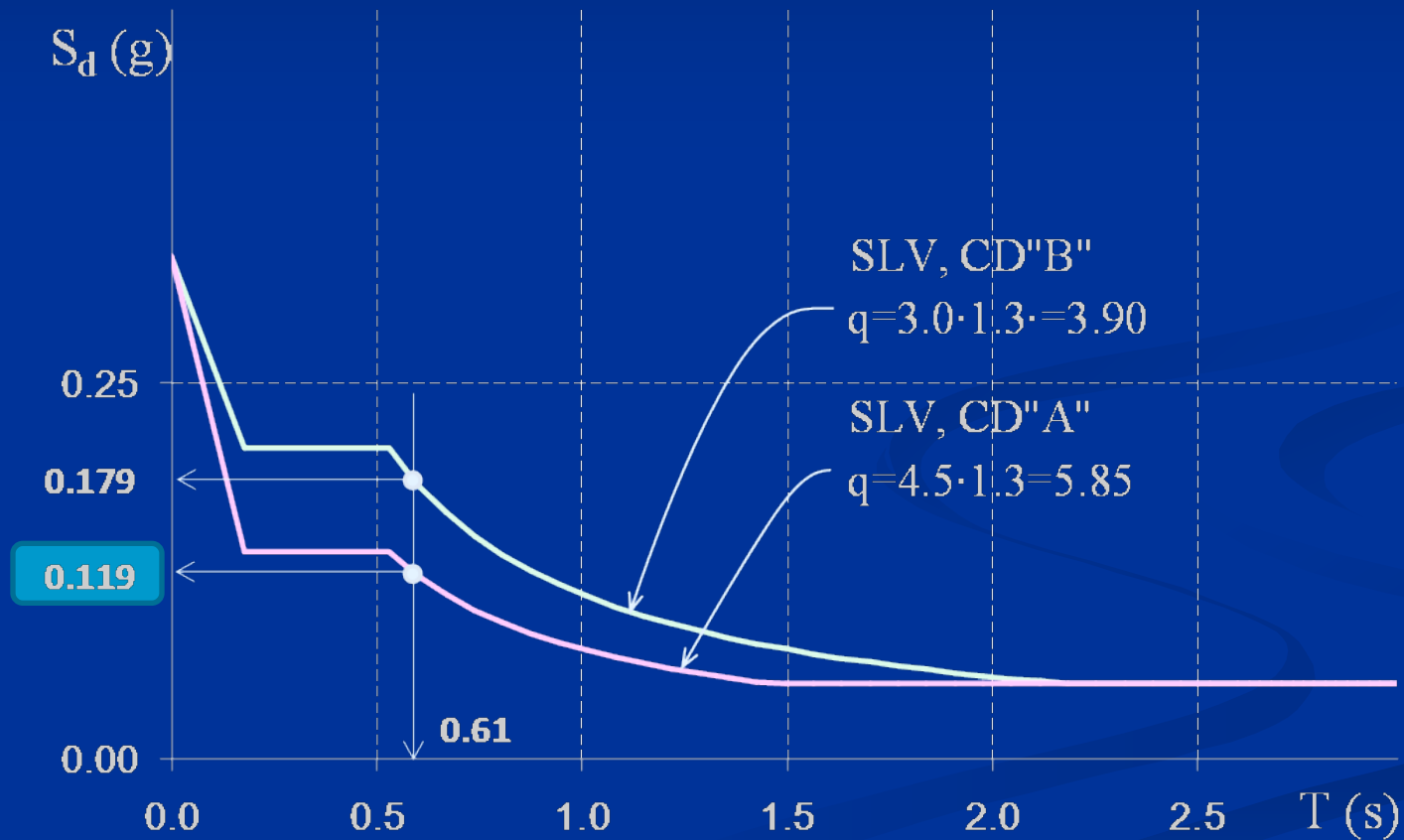
H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

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

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.61 \text{ s}$$

Esempio

Ordinata spettrale



Masse

In un edificio in conglomerato cementizio 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

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

Forze per analisi statica

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

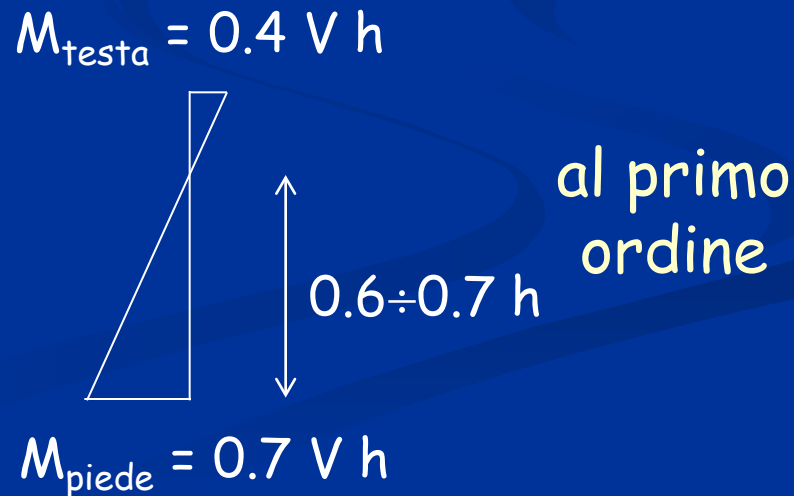
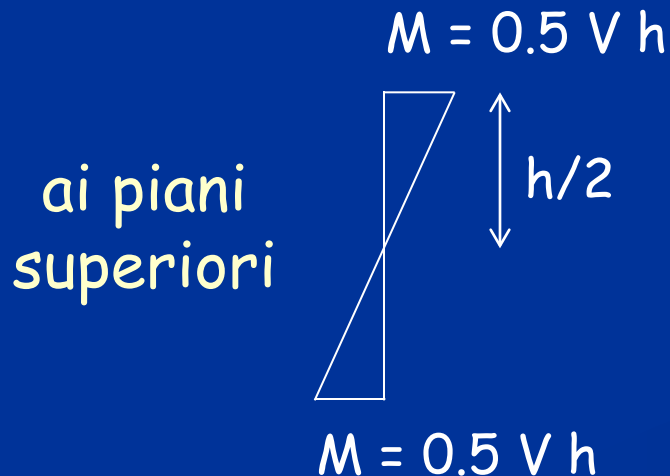
Forza al piano $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	W·z (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	1593.7
somma	15756		162597		

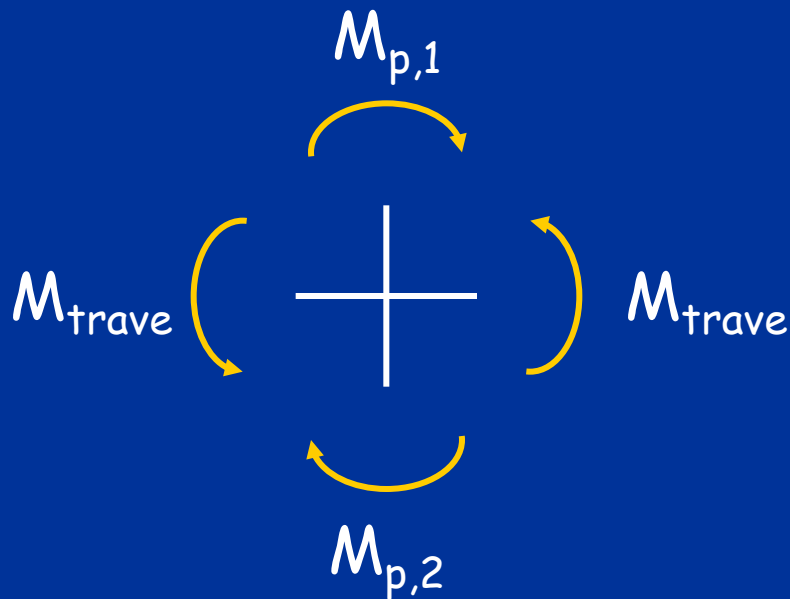
Come prevedere le sollecitazioni ?

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



Come prevedere le sollecitazioni ?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio
possiamo porre :

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

Come prevedere le sollecitazioni ?

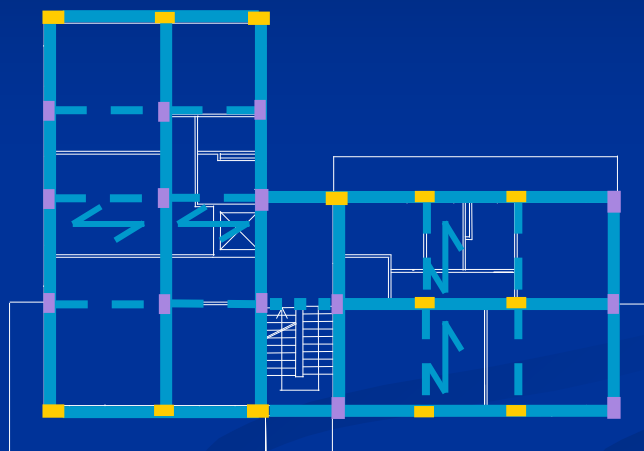
4. Incrementare i momenti per tenere conto dell'eccentricità accidentale

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

Caratteristiche della sollecitazione

1 - Ripartizione

Piano	Taglio globale incr. (kN)
5	659.5
4	1161.8
3	1542.4
2	1801.1
1	1912.6



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	659.5	50.7
4	1161.8	89.4
3	1542.4	118.6
2	1801.1	138.5
1	1912.6	147.1

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli"

Caratteristiche della sollecitazione

2 – Momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	659.5	50.7	81.1
4	1161.8	89.4	143.0
3	1542.4	118.6	189.8
2	1801.1	138.5	221.6
1 testa	1912.6	147.1	211.8
piede			370.7

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.7 h$$

Caratteristiche della sollecitazione

3 – Momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	659.5	50.7	81.1	40.6
4	1161.8	89.4	143.0	112.1
3	1542.4	118.6	189.8	166.4
2	1801.1	138.5	221.6	205.7
1 testa	1912.6	147.1	211.8	216.7
piede			370.7	

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

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

Caratteristiche della sollecitazione

4 – Incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	M _{pil} con gerarchia (kNm)
5	659.5	50.7	81.1	40.6	121.7
4	1161.8	89.4	143.0	112.1	214.6
3	1542.4	118.6	189.8	166.4	284.6
2	1801.1	138.5	221.6	205.7	332.4
1 testa	1912.6	147.1	211.8	216.7	317.7
piede			370.7		370.7

I momenti di progetto dei pilastri sono ottenuti da quelli dell'analisi moltiplicandoli per 1.5



Dimensionamento travi emergenti

Situazione sismica di progetto

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

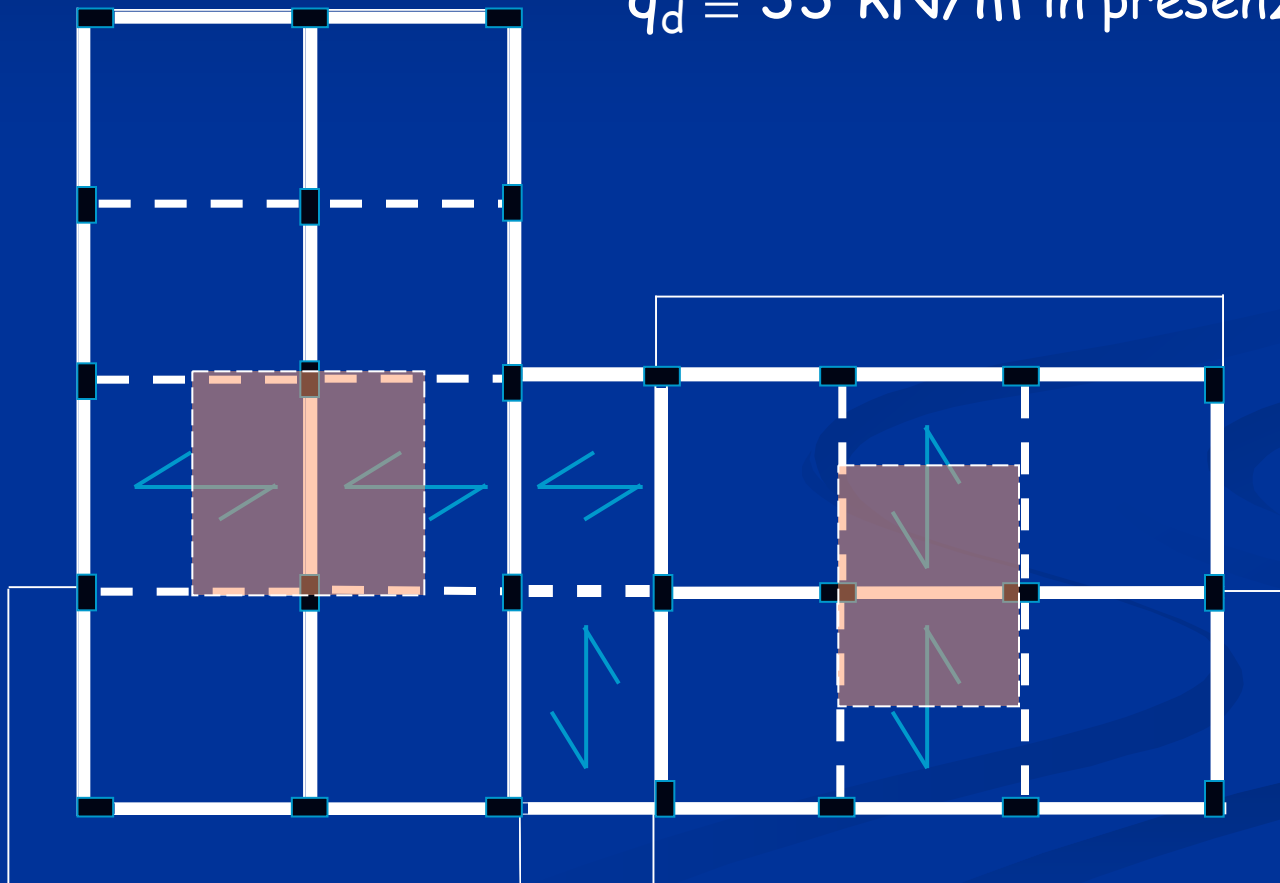
Esempio

Travi emergenti

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

Travi emergenti

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

Dimensionamento 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

$$M = 275 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 275 = 335 \text{ kNm}$$

Esempio

Dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Sd} = 335 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

sezione: 30x70

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.019 \sqrt{\frac{335}{0.30}} = 0.64 \text{ m}$$

Esempio

Dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$M_{Sd} = 335 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile

sezione: 30x60

(armatura compressa uguale al 50% di quella tesa):

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.014 \sqrt{\frac{335}{0.30}} = 0.47 \text{ m}$$

all'ultimo
impalcato
30x50

Verifica pilastri (pilastri uguali)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	M _{pil} con gerarchia (kNm)	Momento trave (kNm)
5	659.5	50.7	121.7	40.6
4	1161.8	89.4	214.6	112.1
3	1542.4	118.6	284.6	166.4
2	1801.1	138.5	332.4	205.7
1 testa	1912.6	147.1	317.7	216.7
piede			370.7	

Sezione più sollecitata

Verifica pilastri (pilastri uguali)

Utilizzando il dominio M-N

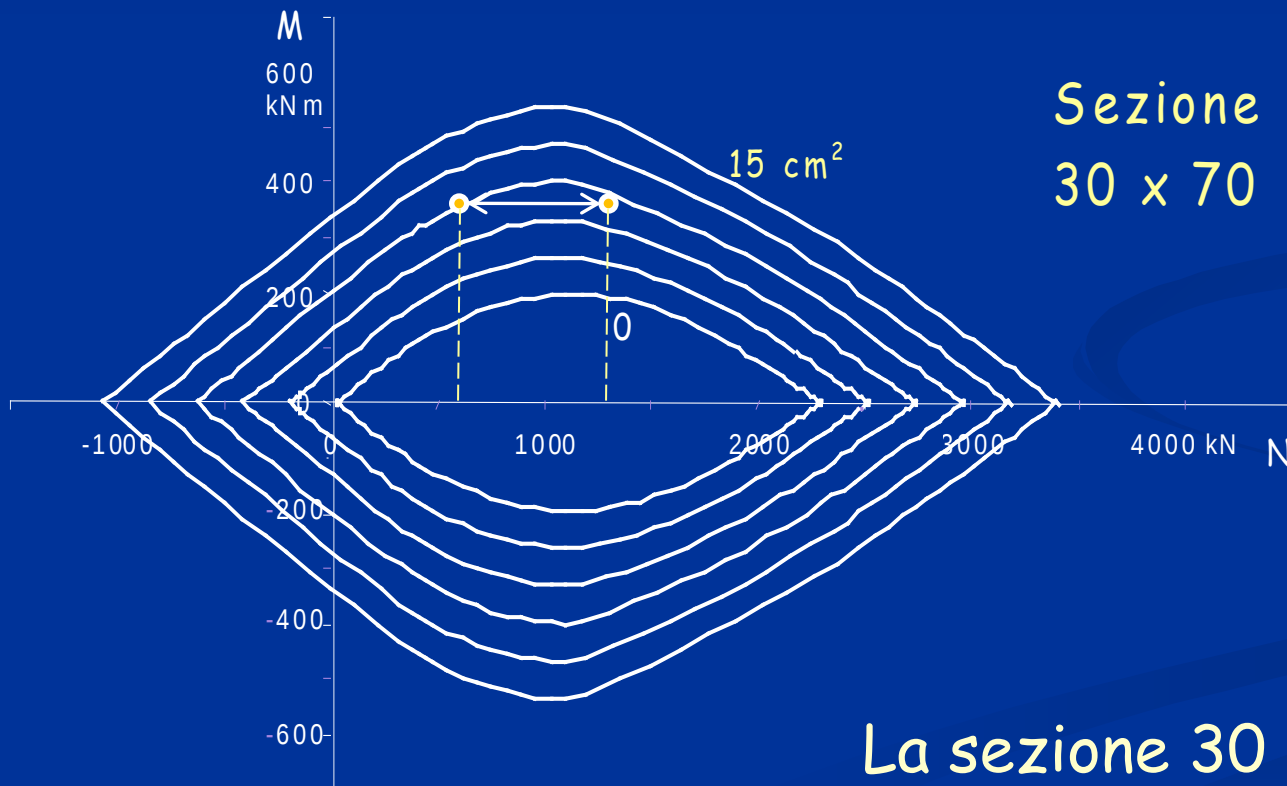
$$M = 371 \text{ kNm}$$

$$N = 360 \text{ kN}$$

Sezione

30 x 70

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



occorrono 5
 $\varnothing 20$ per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Verifica allo stato limite di danno

Spostamenti relativi

$$F_{i,SLD} = F_{i,SLV} \frac{S_{e,SLD}(T_1)}{S_{d,SLV}(T_1)} \leftarrow 0.215g$$

Spostamenti relativi

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

Verifica spostamenti relativi

Piano	Taglio (kN)	Altezza interpiano (m)	Spostamento (mm)	Limite (mm)
5	987.1	3.20	2.57	16
4	1738.9	3.20	3.68	16
3	2308.4	3.20	4.88	16
2	2695.6	3.20	5.70	16
1	2862.5	3.60	5.59	18

Dimensionamento e verifica di massima dell'edificio a bassa duttilità

Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più piccolo ...

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$$

struttura intelaiata in c.a.

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$$

telaio con più piani e più campate

$$K_R = 1.0$$

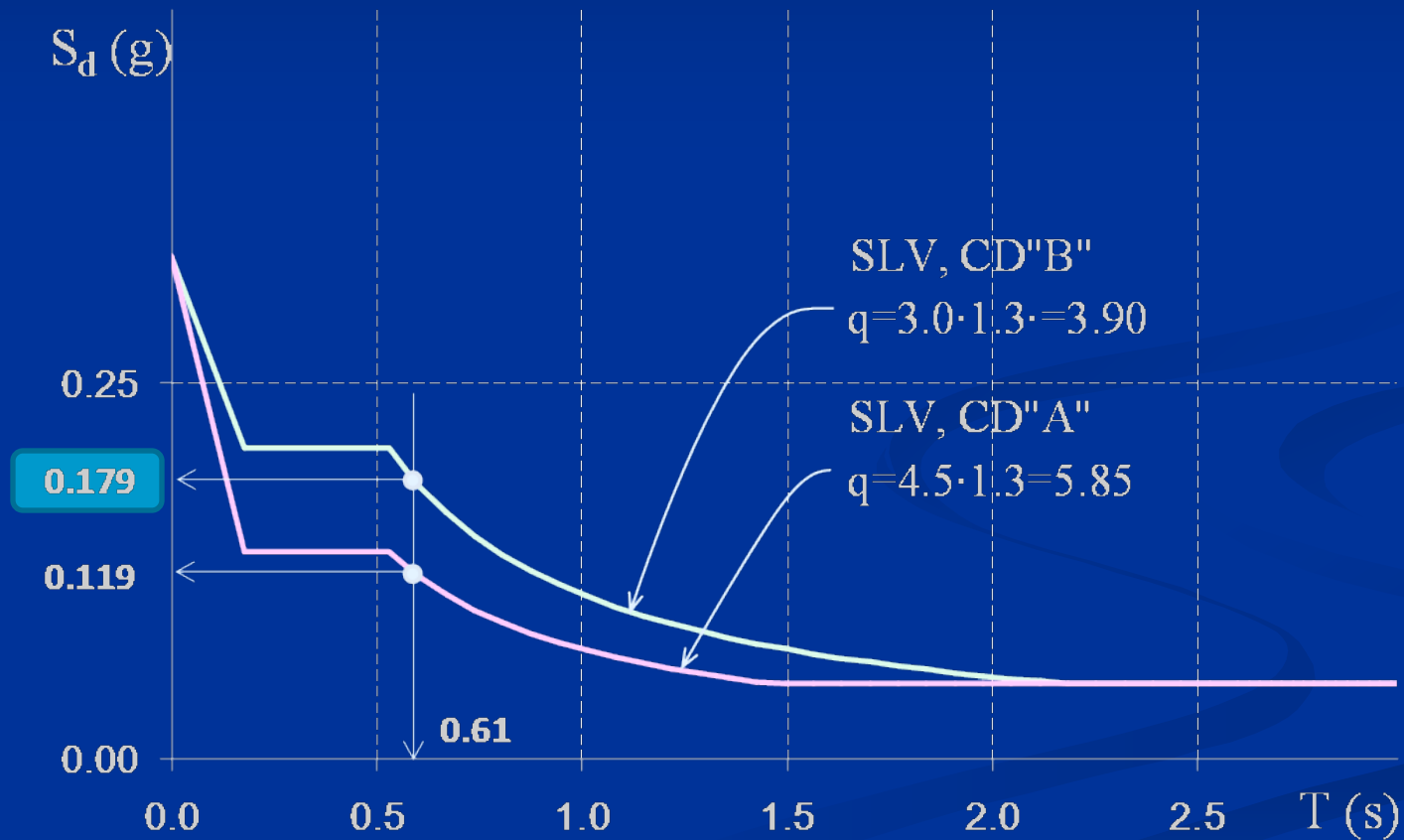
la struttura è regolare in altezza

Si calcola:

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

Esempio

Ordinata spettrale



Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più piccolo ...

Le forze e le sollecitazioni dovute al sisma sono pari al 150% di quelle dell'edificio ad alta duttilità

Le sollecitazioni dei pilastri vanno calcolate con criterio di gerarchia delle resistenze

Come prevedere le sollecitazioni ?

- Determinare i momenti dovuti al sisma incrementati per tenere conto dell'eccentricità accidentale
- Incrementare i momenti nei pilastri (tranne che alla base); in linea di massima moltiplicare per 1.3

Caratteristiche della sollecitazione

Edificio a bassa duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	M _{pil} con gerarchia (kNm)
5	989.3	76.3	122.1	61.0	158.7
4	1742.7	134.4	215.0	168.6	279.6
3	2313.6	178.5	285.6	250.3	371.3
2	2701.7	208.4	333.4	309.5	433.5
1 testa	2868.9	221.3	318.7	326.1	414.3
piede			557.7		557.7

I momenti di progetto dei pilastri sono ottenuti da quelli dell'analisi moltiplicandoli per 1.3



Esempio

Dimensionamento 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

$$M = 326 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 326 \cong 390 \text{ kNm}$$

Esempio

Dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Sd} = 390 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

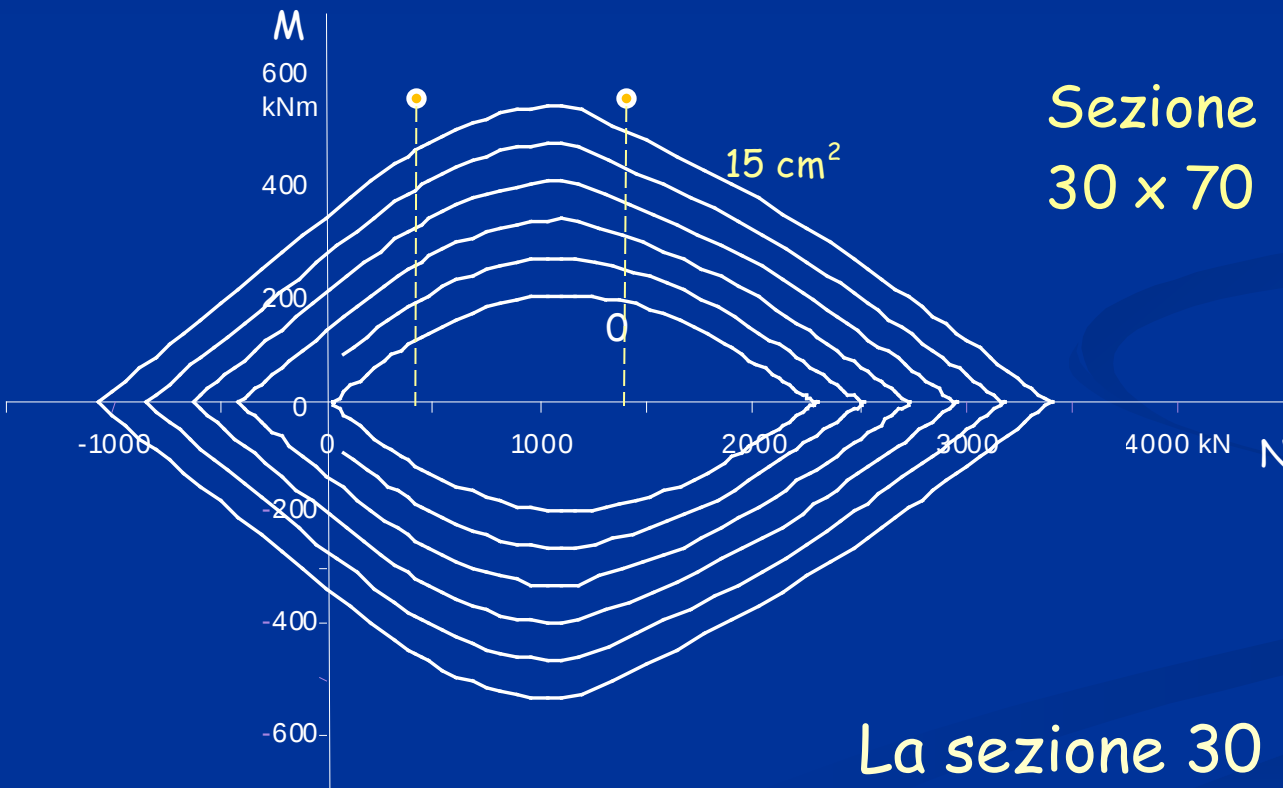
sezione: 30x70

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.019 \sqrt{\frac{390}{0.30}} = 0.69 \text{ m}$$

all'ultimo
impalcato
30x50

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



Sezione
30 x 70

$$M = 560 \text{ kNm}$$

$$N \cong 500 \text{ kN}$$

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

occorrono
6 $\varnothing$ 20 per lato

La sezione 30 x 70 non va bene

Esempio

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.3 f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{4.3} \times 10$$

Tipo di pilastro	N_{Sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	1050 kN	2470 cm ²	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	830 kN	1953 cm ²	40 x 60	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1411 cm ²	30 x 60	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	894 cm ²	30 x 40	30 x 70

FINE