

Edifici in cemento armato

Progettazione strutturale

Catania, 23 marzo 2004

Aurelio Ghersi

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

- La qualità del comportamento strutturale
- La capacità di prevedere il comportamento della struttura
- Il costo necessario per rendere la struttura idonea a sopportare le azioni e ad essere adatta all'uso per il quale è prevista

Si veda l'articolo "La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica"

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

Adeguate fondazione

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

=

Esistenza di chiari e diretti percorsi di
trasmissione delle forze verticali e sismiche

La modellazione, l'analisi, il dimensionamento,
la definizione dei dettagli, la costruzione
sono soggetti a minori incertezze

La previsione del comportamento
della struttura è più affidabile

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

=

Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

Consente una trasmissione diretta
delle forze di inerzia
generate dalla massa distribuita dell'edificio

Evita concentrazioni di tensione
o elevate richieste di duttilità locale,
che possono causare
un collasso strutturale prematuro

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o
quasi simmetrica, una disposizione simmetrica
degli elementi resistenti evita rotazioni in pianta,
aiutando il raggiungimento dell'uniformità

Anche in assenza di simmetria, si possono disporre
gli elementi strutturali in maniera bilanciata, in
modo da limitare la rotazione in pianta

**Principi base
della progettazione strutturale**

Iperstaticità

L'impiego di tipologie strutturali fortemente iperstatiche, come i telai, consente una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura

**Principi base
della progettazione strutturale**

Resistenza e rigidità bi-direzionale

Il moto sismico ha sempre due componenti orizzontali

La struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali agenti in qualsiasi direzione

**Principi base
della progettazione strutturale**

Resistenza e rigidezza torsionale

=

Adeguata rigidezza e resistenza
agli elementi strutturali più eccentrici

Serve per limitare gli effetti dei moti torsionali
che tendono a sollecitare in modo
non uniforme i differenti elementi strutturali

**Principi base
della progettazione strutturale**

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

=

Esistenza di una soletta di adeguato spessore,
continua e senza forti riduzioni in pianta

Serve per garantire la trasmissione delle azioni
inerziali dalle masse agli elementi resistenti

Consente di limitare il numero di modi
da prendere in considerazione per valutare
la risposta dinamica della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Adeguata fondazione

=

Elementi di fondazione ben collegati tra loro
e dotati di adeguata rigidezza

Serve per evitare cedimenti differenziali
(verticali e orizzontali) del piede dei pilastri

Assicura che l'intero edificio sia soggetto
ad una uniforme eccitazione sismica

Processo progettuale

Pianta architettonica

Impostazione della carpenteria

Dimensionamento degli elementi strutturali

Verifica di massima

Calcolo

Impostazione della carpenteria

Impostazione della carpenteria

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri (pensando anche alla fondazione)

La struttura deve essere in grado di portare

- i carichi verticali
- le 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 rigidità

Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
 - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

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 innanzi tutto 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:

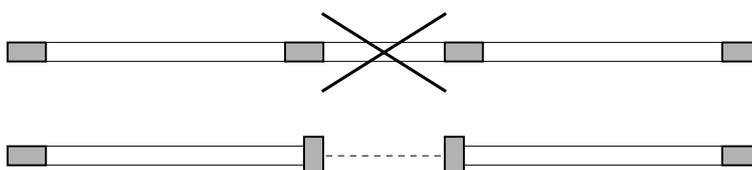
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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

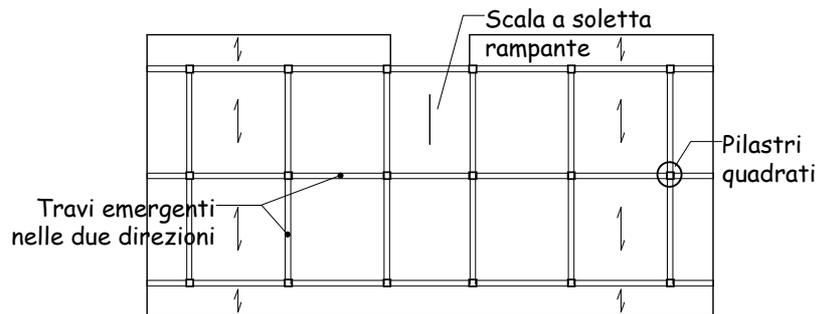
Nell'impostazione per carichi verticali:

- 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

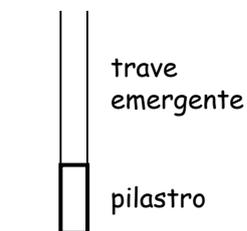
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

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

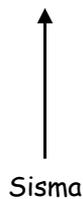


Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elemento con buona rigidezza a tutti i piani

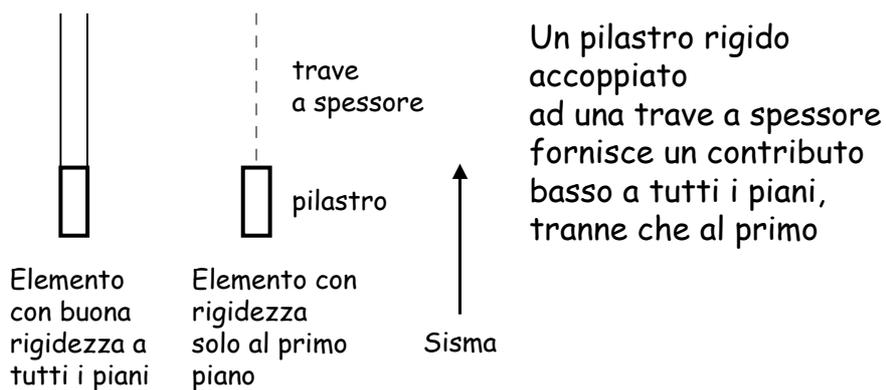


La resistenza all'azione sismica è affidata ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti

Sisma

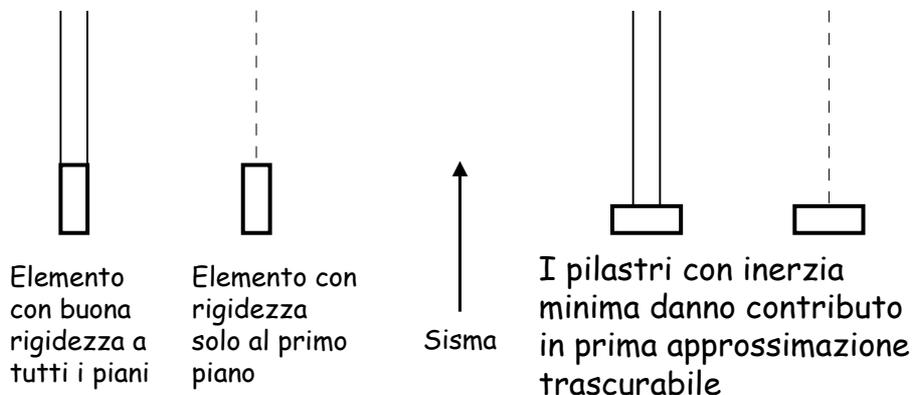
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore
e pilastri rettangolari



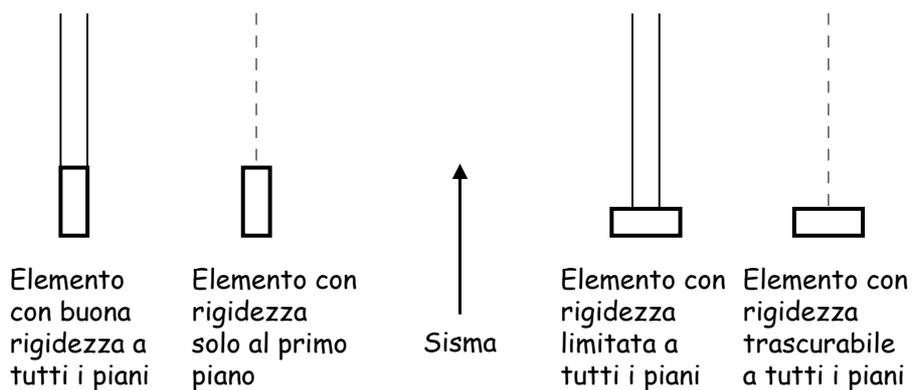
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore
e pilastri rettangolari



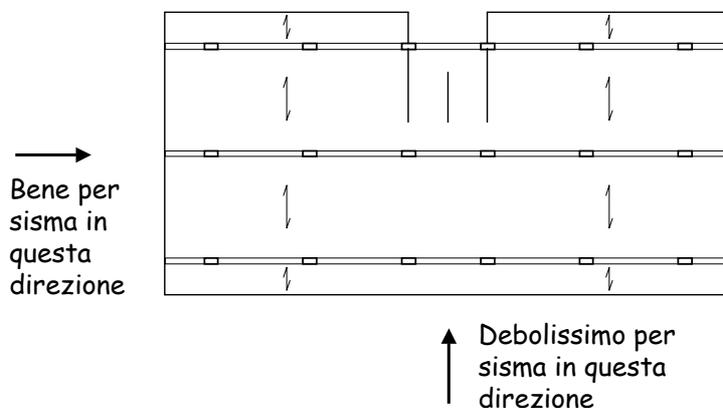
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore
e pilastri rettangolari



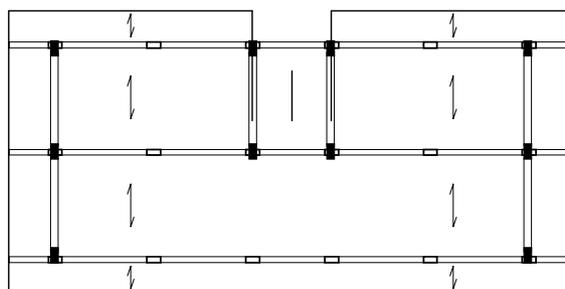
Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria:
da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

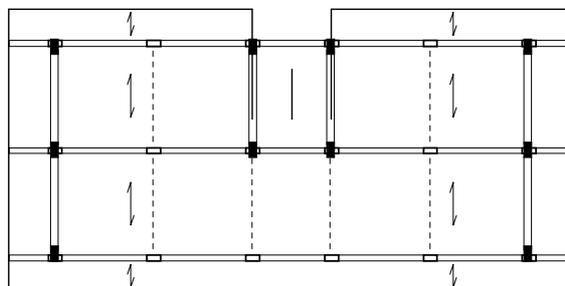


Girare un certo numero
di pilastri

Aggiungere travi emergenti
per renderli efficaci

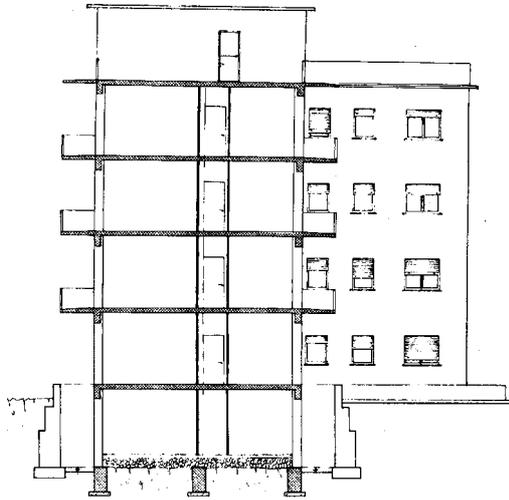
Carpenteria:
da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



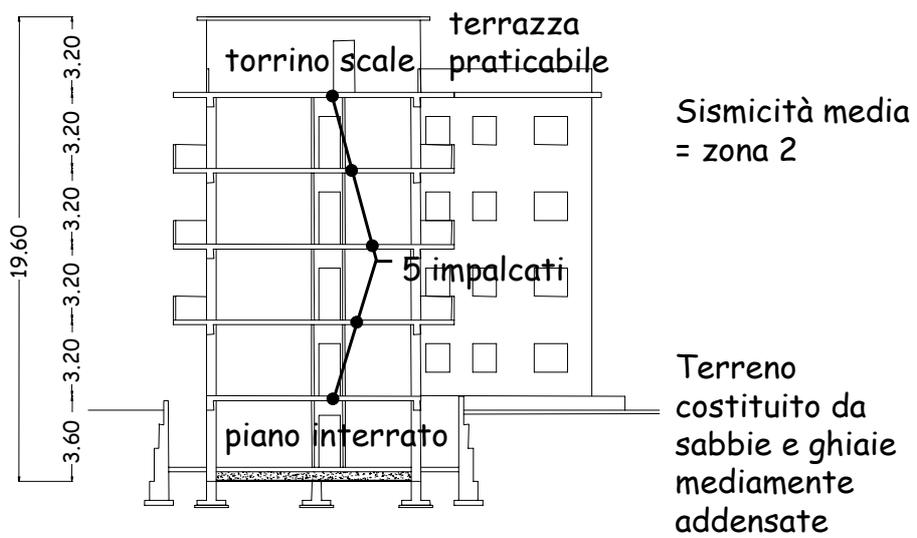
Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore,
che sono però irrilevanti ai fini sismici

Esempio



Sezione

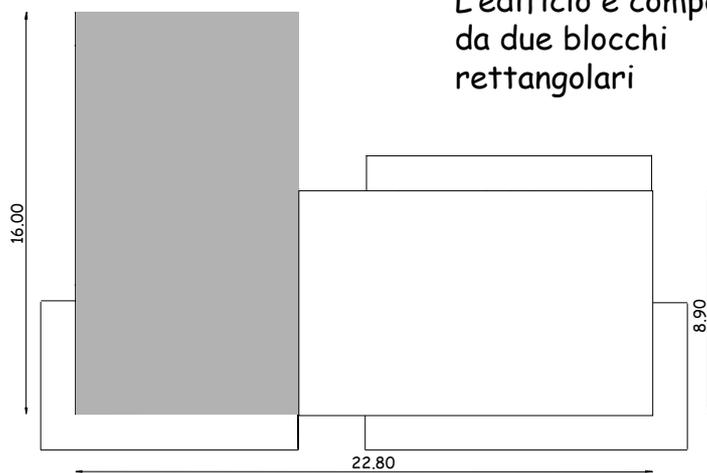
Esempio



Sezione

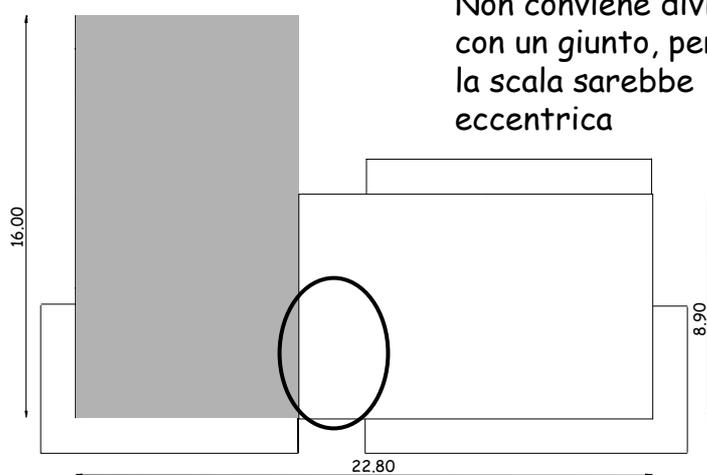
Piano tipo

L'edificio è composto da due blocchi rettangolari



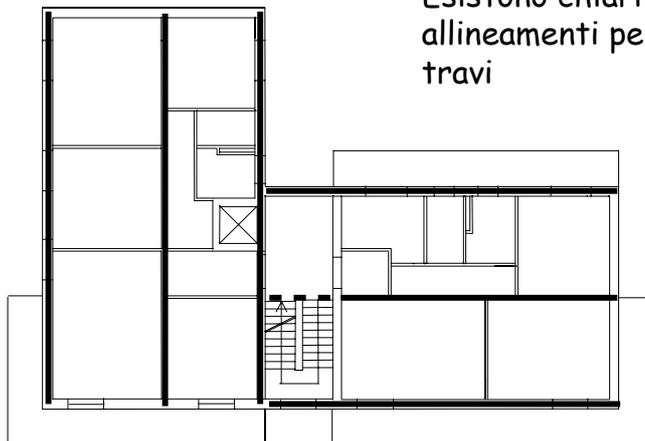
Piano tipo

Non conviene dividerli con un giunto, perché la scala sarebbe eccentrica



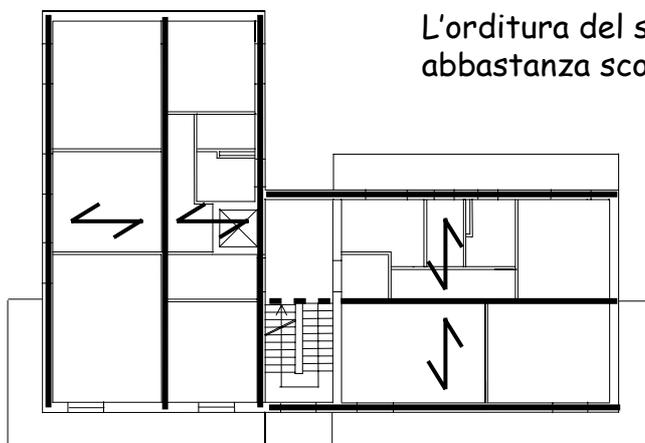
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

Esistono chiari allineamenti per le travi

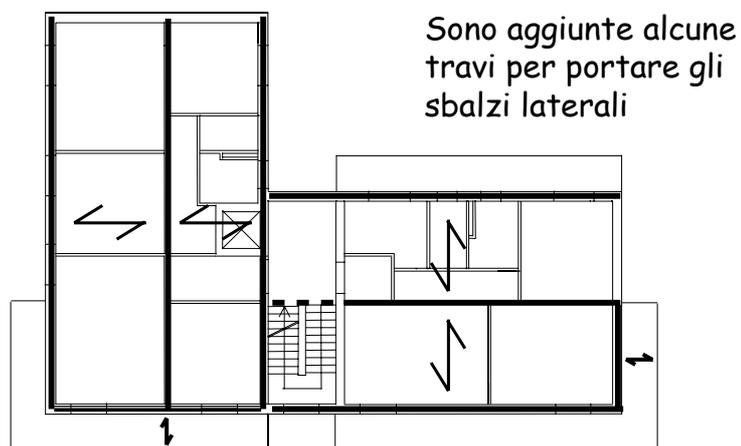


Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

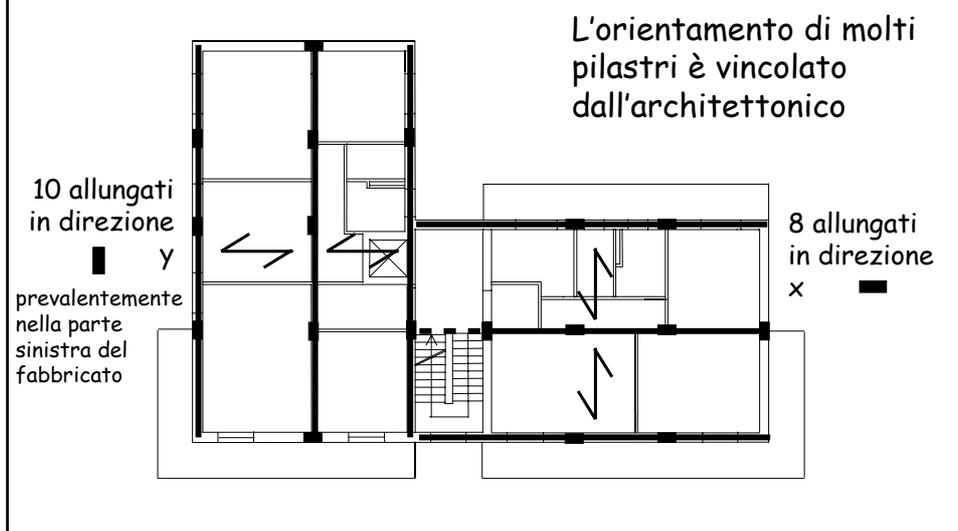
L'orditura del solaio è abbastanza scontata



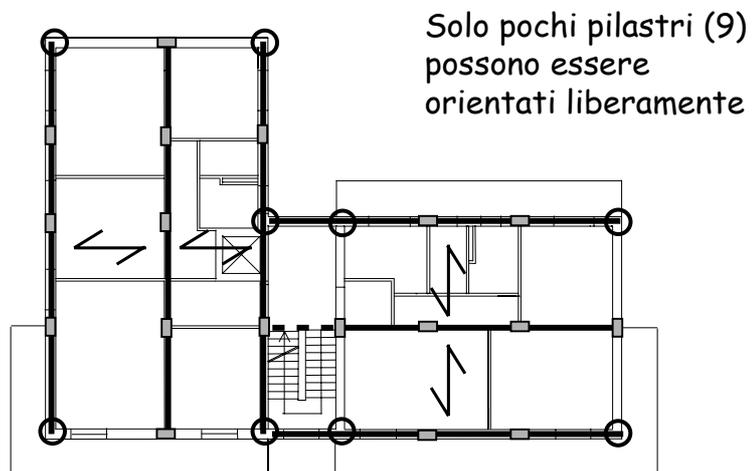
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



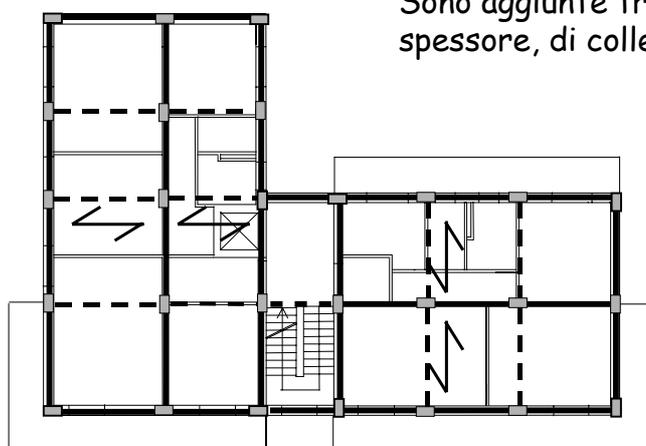
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi emergenti per dare rigidità ai pilastri



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi a spessore, di collegamento



Dimensionamento solaio

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

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

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)

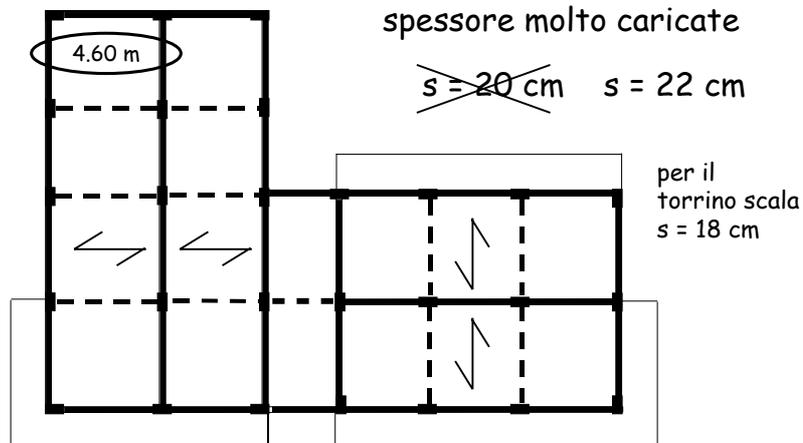
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm
con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

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

Non ci sono travi a
spessore molto caricate

$$\cancel{s = 20 \text{ cm}} \quad s = 22 \text{ cm}$$



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	Masse SLU	Masse SLD
Solaio del piano tipo	5.00	2.00	10.00	5.60	4.30*	4.70*
Solaio di copertura	4.20	2.00	8.88	4.80	4.80	5.60
Solaio torino scala	3.40	1.00	6.26	3.70	3.70	4.10
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.88	5.40	4.80	5.60
Sbalzo copertura	3.90	1.00	6.96	4.20	4.20	4.60
Scala, ultimo piano	5.00	4.00	13.00	8.20	8.20	9.00
Scala, altri piani	5.00	4.00	13.00	8.20	6.60	7.00

* escluso tramezzi

Dimensionamento travi a spessore

Se vi sono più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionamento in base ai soli carichi verticali

Se tutte le travi sono a spessore

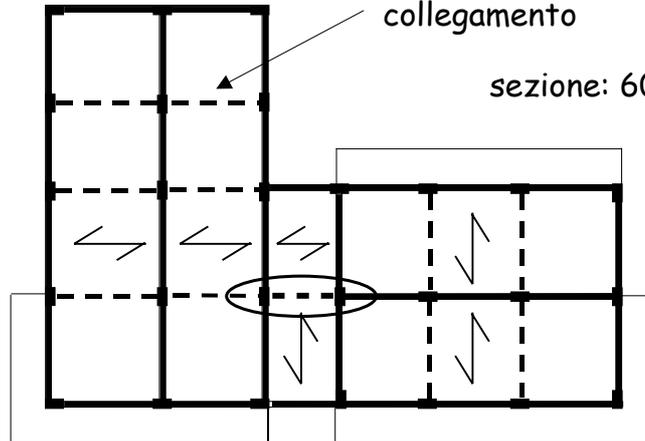
Aumentare l'altezza della trave (spessore del solaio) di 4-6 cm

Esempio

L'unica trave a spessore che porta carichi verticali ha luce modesta

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22



Dimensionamento travi emergenti

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Campate più corte (con pilastri rigidi):

- momento flettente da sisma più alto
- sollecitazioni da carichi verticali più basse e viceversa

Il momento massimo sarà 2-3 volte quello da soli carichi verticali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

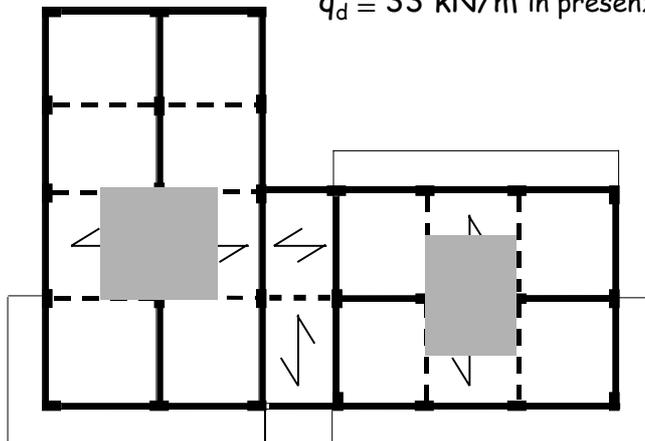
Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

Esempio

Le travi di spina portano
circa 5 m di solaio

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

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



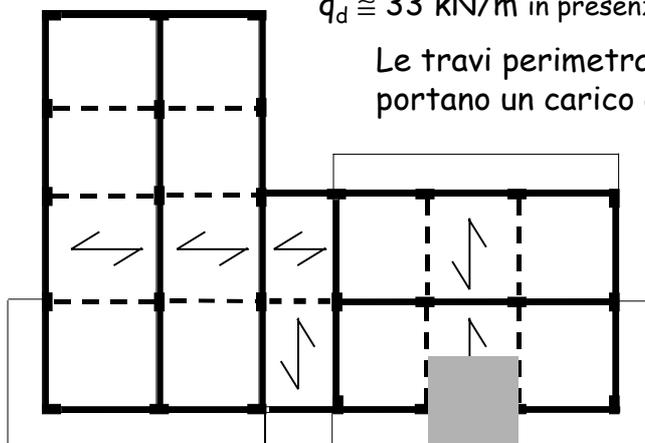
Esempio

Le travi di spina portano
circa 5 m di solaio

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

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

Le travi perimetrali
portano un carico analogo



Esempio - dimensionamento travi emergenti

Stima del momento, per soli carichi verticali

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{55 \times 4.30^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

Si può pensare, in presenza di sisma: $M = 250 \text{ kNm}$

Dimensionamento della sezione:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{250}{0.30}} = 0.58 \text{ m}$$

sezione: 30x60

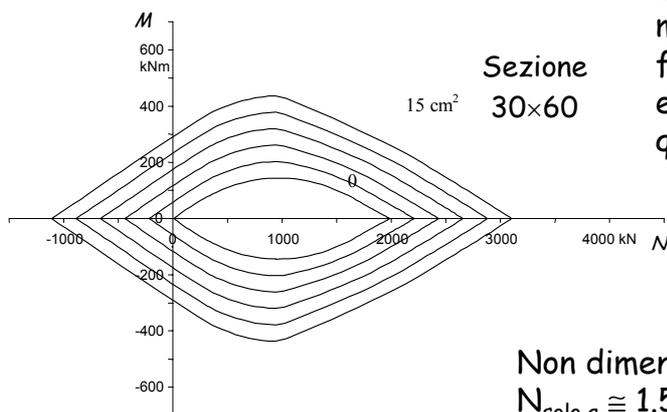
all'ultimo impalcato 30x50

Altri carichi unitari

Una volta definita la sezione delle travi, se ne possono calcolare i carichi unitari (kN/m)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F	Masse SLU	Masse SLD
Travi 30 x 60	4.20		5.88	4.20	4.20	4.20
Travi 30 x 50	3.50		4.90	3.50	3.50	3.50
Travi 60 x 22	1.60		2.24	1.60	1.60	1.60
Tompagnature	6.00		8.40	6.00	6.00	6.00
Tramezzi	3.00				3.00	3.00

Dimensionamento pilastri



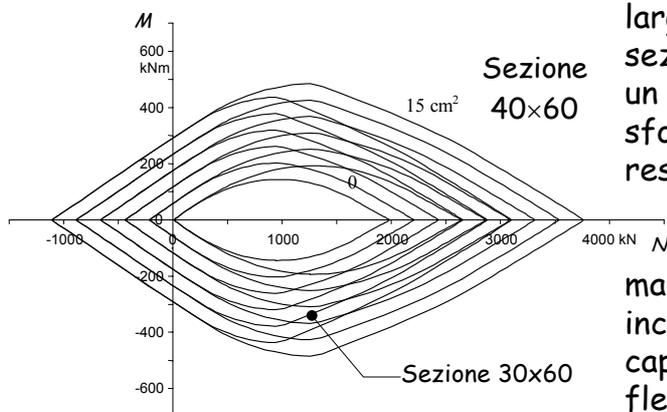
Sezione
30×60

Il massimo
momento
flettente può
essere portato
quando:

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

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

Dimensionamento pilastri

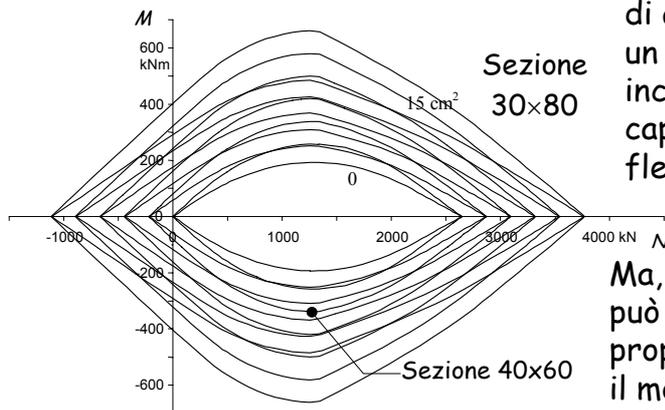


Sezione
40×60

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

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

$0.4 \alpha f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

$0.3-0.4 \alpha f_{cd}$ 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

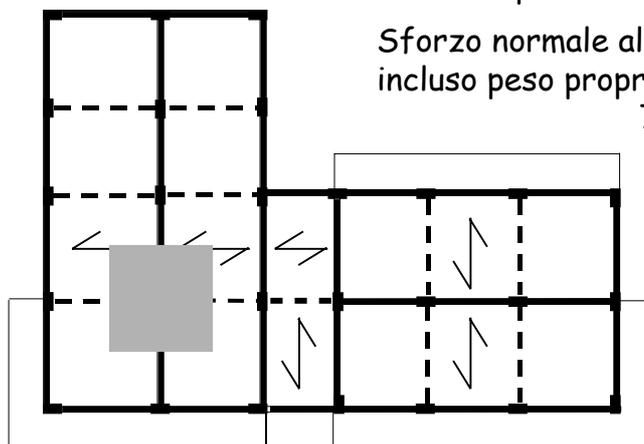
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

Pilastro interno, porta
8 m di trave
21 m² di solaio

Carico al piano: 140 kN

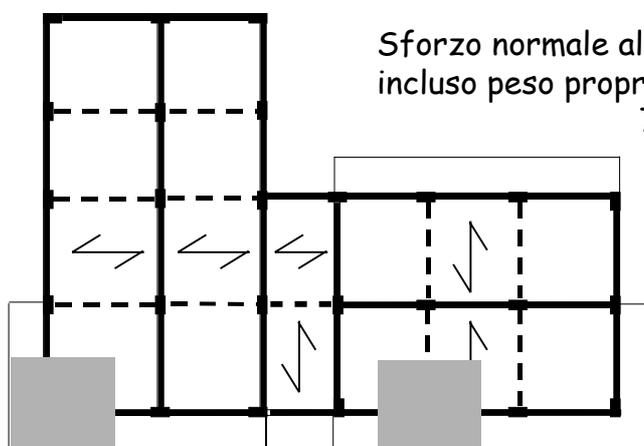
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN



Esempio

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi
Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN

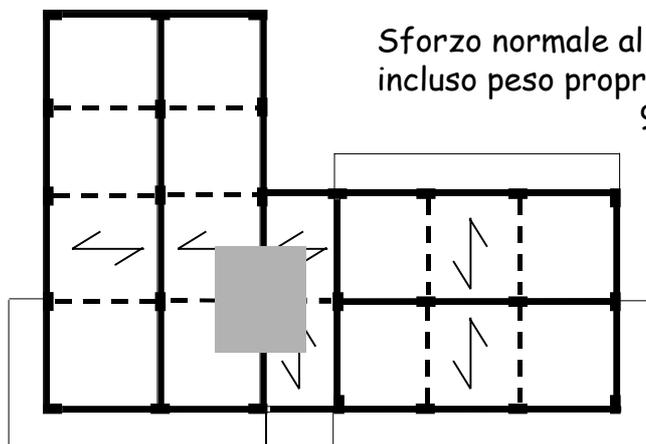


Esempio

Pilastro interno in
corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
900 kN



Esempio

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

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
580 kN



Esempio

Pilastro d'angolo
privo di sbalzo

Carico al piano ancora
minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
360 kN



Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{Sd} (SLU con F)	A_c
Pilastri più caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	580 kN	1290 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	360 kN	800 cm ²

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

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.4 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{4.5}$$

Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm ²	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1290 cm ²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	800 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 30x40

Esempio - con pilastri più sollecitati

Se l'edificio fosse stato
in zona 1 e suolo D

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.3 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{3.3}$$

Tipo di pilastro	N_{Sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	900 kN	2730 cm ²	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	770 kN	2340 cm ²	40 x 60	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1760 cm ²	30 x 60	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	1090 cm ²	30 x 40	30 x 70

Esempio - con pilastri più sollecitati

E ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	Sezione 2° ordine	Sezione ordini sup.
Pilastri molto caricati (2)	40 x 70	40 x 70	30 x 70
Pilastri caricati (18)	40 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30 x 70	30 x 70

Verifica di massima

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 dei tombagni)

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

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

5° 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

5° impalcato e torrino: $S = 379.9 \text{ m}^2$

Esempio - masse

	Superficie m^2	Incidenza kN/m^2	Peso kN
5° impalcato più torrino	379.9	9.0	3419
4° impalcato	323.5	10.0	3235
3° impalcato	323.5	10.0	3235
2° impalcato	323.5	10.0	3235
1° impalcato	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_D K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \times 1.3 = 5.85$ telaio con più piani e più campate

K_D duttilità alta o bassa?

K_R la struttura è regolare in altezza?

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- la massa rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- la rigidezza rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm 15\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

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

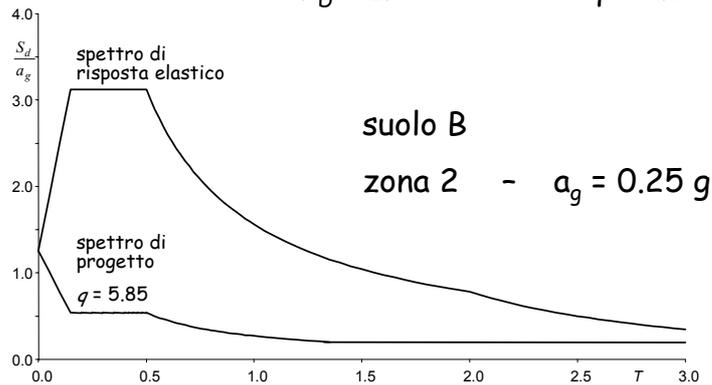
Ritengo che l'edificio in esame possa considerarsi sostanzialmente regolare in altezza:

$$K_R = 1.0$$

Spettro di progetto

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

$$K_D = 1.0 \quad \Rightarrow \quad q = 5.85$$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

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

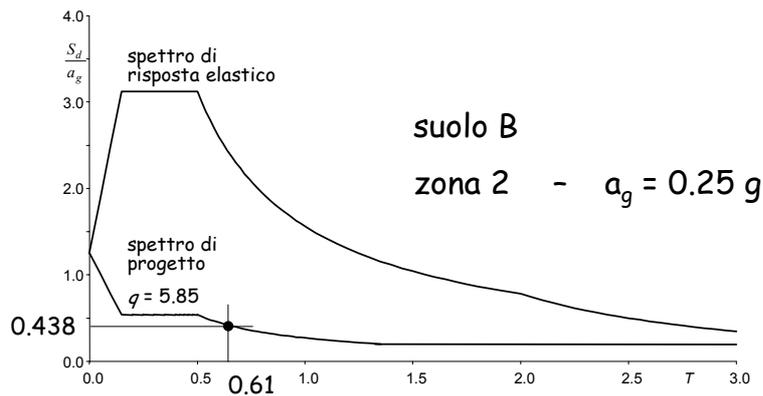
Nell'esempio:

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

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

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.438 \times 0.25 g = 0.109 g$$



Forze per analisi statica

$$\begin{aligned} \text{Taglio alla base} \quad V_b &= 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) = \\ &= 0.85 \times 15756 \times 0.109 = 1459.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

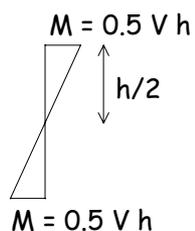
Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	503.4	503.4
4	3235	13.20	42702	383.4	886.8
3	3235	10.00	32350	290.4	1177.2
2	3235	6.80	21998	197.5	1374.7
1	2632	3.60	9475	85.1	1459.8
somma	15756		162597		

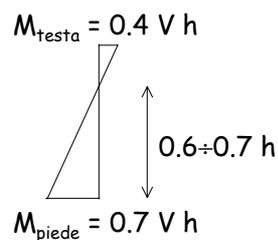
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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

ai piani superiori

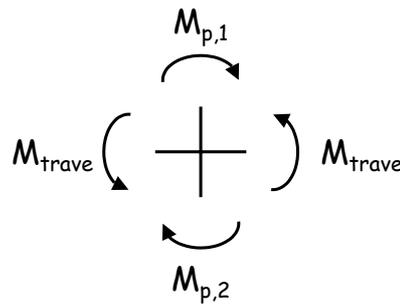


al primo ordine



Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

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

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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

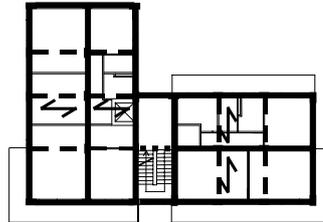
Se la struttura è sufficientemente rigida
torsionalmente, incrementare del 15%

5. Se la struttura deve essere ad alta duttilità, aumentare i momenti nei pilastri (tranne che alla base); in linea di massima moltiplicare: per 1.2÷1.5 ai piani inferiori per 2 ai piani superiori (escluso l'ultimo)

Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	503.4
4	886.8
3	1177.2
2	1374.7
1	1459.8



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

Ripartisco il taglio globale
tra 13 pilastri

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	503.4	38.7
4	886.8	68.2
3	1177.2	90.6
2	1374.7	105.7
1	1459.8	112.3

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 (kN)
5	503.4	38.7	62.0
4	886.8	68.2	109.1
3	1177.2	90.6	144.9
2	1374.7	105.7	169.2
1 testa	1459.8	112.3	161.7
piede			283.0

$M = V h / 2$ (pointing to 62.0)
 $M = V 0.4 h$ (pointing to 169.2)
 $M = V 0.7 h$ (pointing to 161.7)

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	62.0	31.0
4	886.8	68.2	109.1	85.6
3	1177.2	90.6	144.9	127.0
2	1374.7	105.7	169.2	157.0
1 testa	1459.8	112.3	161.7	165.4
piede			283.0	

$M_t = M_{p5} / 2$ (pointing to 31.0)
 $M_t = (M_{p5} + M_{p4}) / 2$ (pointing to 85.6)

Caratteristiche della sollecitazione
4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	62.0	31.0
4	886.8	68.2	109.1	85.6
3	1177.2	90.6	144.9	127.0
2	1374.7	105.7	169.2	157.0
1 testa	1459.8	112.3	161.7	165.4
piede			283.0	

Caratteristiche della sollecitazione
4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	71.3	31.0
4	886.8	68.2	125.5	85.6
3	1177.2	90.6	166.6	127.0
2	1374.7	105.7	194.6	157.0
1 testa	1459.8	112.3	186.0	165.4
piede			325.4	

+15%

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	71.3	35.6
4	886.8	68.2	125.5	98.4
3	1177.2	90.6	166.6	146.1
2	1374.7	105.7	194.6	180.6
1 testa	1459.8	112.3	186.0	190.3
piede			325.4	

+15%

Caratteristiche della sollecitazione 5 - per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	142.5	35.6
4	886.8	68.2	225.9	98.4
3	1177.2	90.6	283.3	146.1
2	1374.7	105.7	291.9	180.6
1 testa	1459.8	112.3	278.9	190.3
piede			325.4	

× 2

× 1.5

non modificato

Verifica travi

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

$$M = 190 \text{ kNm}$$

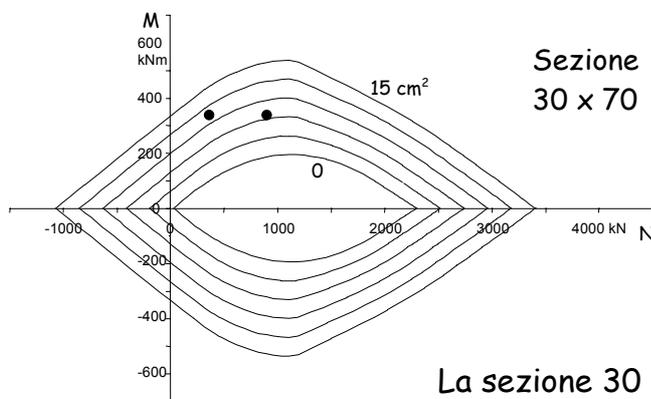
Momento massimo, totale

$$M = 60 + 190 = 250 \text{ kNm}$$

La sezione 30 x 60 va bene

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 325 \text{ kNm}$$

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

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

occorrono 3 o 4
Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

FINE

Immagini tratte dal libro:
A. Gheri, P. Lenza
Edifici antisismici in c.a.
(in preparazione)

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gheri

realizzazione

M. Bosco,
A. Gheri

ultimo aggiornamento

21/03/2004