

Corso

# Progetto di strutture in zona sismica

Catania

ottobre - dicembre 2016

15 - Edifici con pareti: problematiche generali, impostazione della struttura, verifiche a taglio

15 dicembre 2016

Aurelio Gheresi

# Pareti in c.a.

## Perché parlarne ?

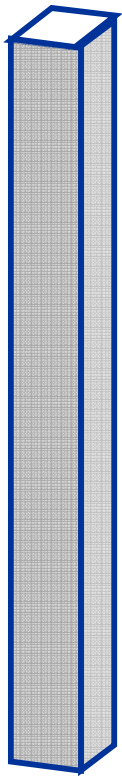
- Problemi relativi all'elemento strutturale "parete"
  - Comportamento
  - Modellazione
- Problemi relativi alla tipologia strutturale di edifici con pareti
  - Possibili tipologie
  - Comportamento
  - Modellazione

Elemento strutturale

# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

## Pilastro



Pilastro:

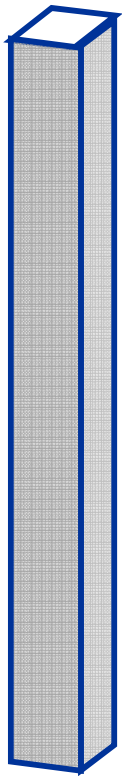
Asta che rispetta i  
requisiti di De Saint  
Venant

La dimensione longitudinale  
è nettamente prevalente  
rispetto alle dimensioni  
della sezione

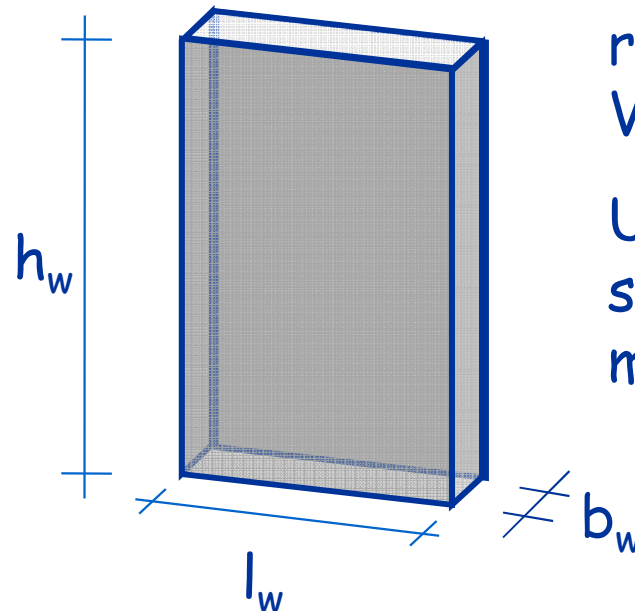
# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

Pilastro



Parete



Parete:

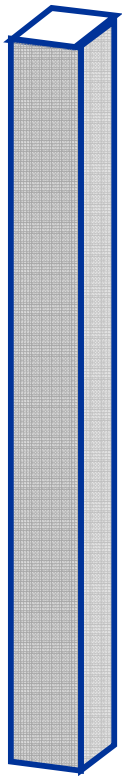
Asta che **non** rispetta i requisiti di De Saint Venant

Una dimensione della sezione è nettamente maggiore rispetto all'altra

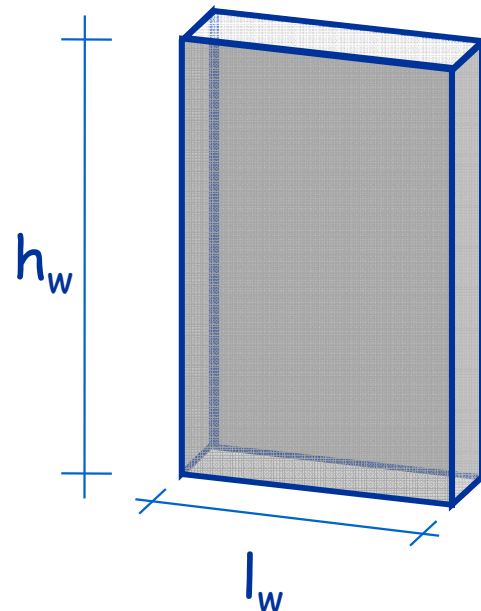
# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

Pilastro

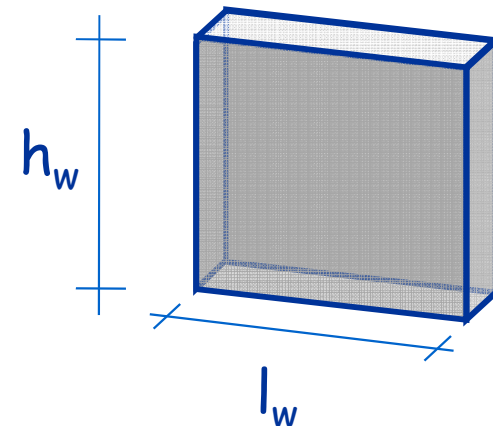


Parete snella



Parete tozza

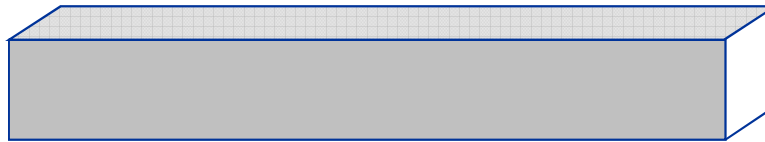
Ulteriori differenze  
a seconda del rapporto  
 $h_w / l_w$



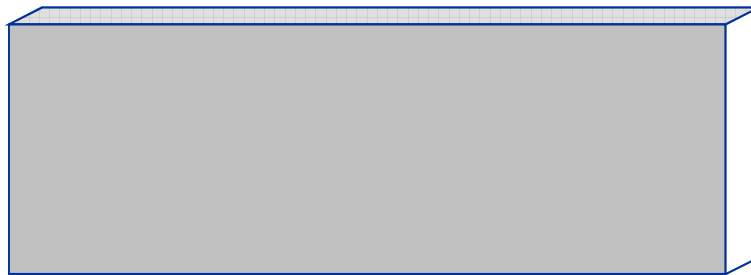
# Elemento strutturale "parete"

- Ma un discorso analogo vale anche per le travi ...

Trave



Trave  
parete



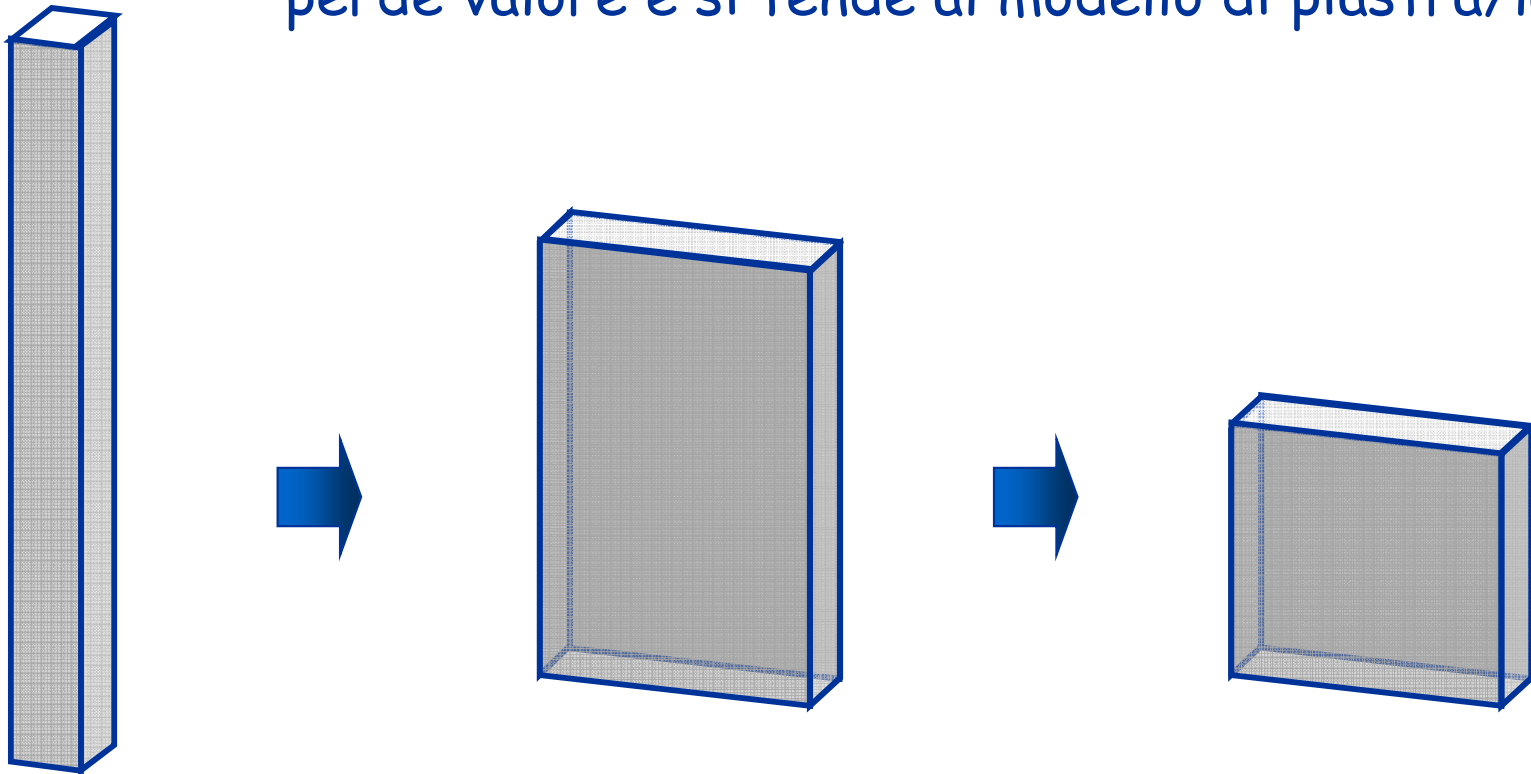
Esempio: trave realizzata come parapetto

Ma anche: travi a spessore molto larghe,  
travi di fondazione molto alte

# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

Via via il modello di trave di De Saint Venant  
perde valore e si tende al modello di piastra/lastra





... e quindi

1. Problemi specifici dell'elemento, man mano che cambia il rapporto tra le tre dimensioni (lunghezza, base e altezza della sezione)
  - Il passaggio è graduale, qualunque limite è convenzionale

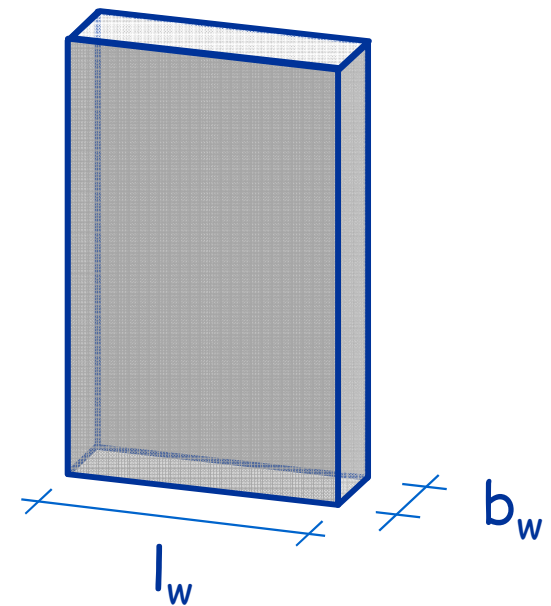
# Secondo la normativa: parete in cemento armato

Elemento strutturale la cui sezione trasversale presenta una dimensione (lunghezza  $l_w$ ) preponderante rispetto all'altra (larghezza  $b_w$ )

Secondo le NTC 08 deve essere:

$$l_w > 4 b_w$$

Il limite è solo orientativo, se il rapporto è 3.9 o 4.1 non cambia gran ché ...



## Secondo la normativa: parete in cemento armato

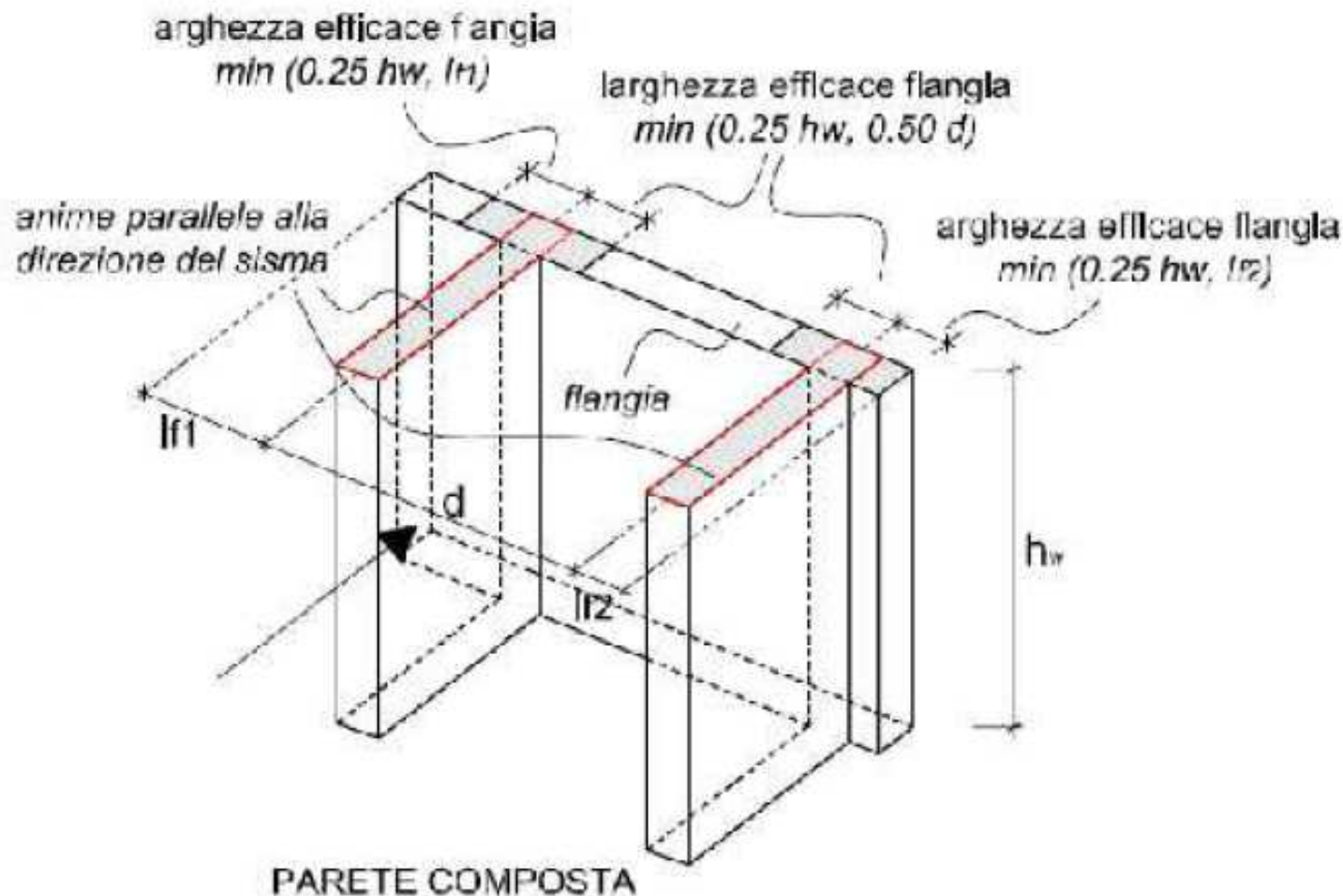
Nella bozza di normativa vi è una ulteriore distinzione tra:

- Parete **semplice**  
elemento con sezione rettangolare
- Parete **composta**  
elemento con sezione costituita da più rettangoli

Nel caso di parete **composta** si considera resistente l'anima parallela alla direzione del sisma ed una parte «efficace» delle ali ortogonali all'anima

# Secondo la normativa: parete in cemento armato

- Parete composta



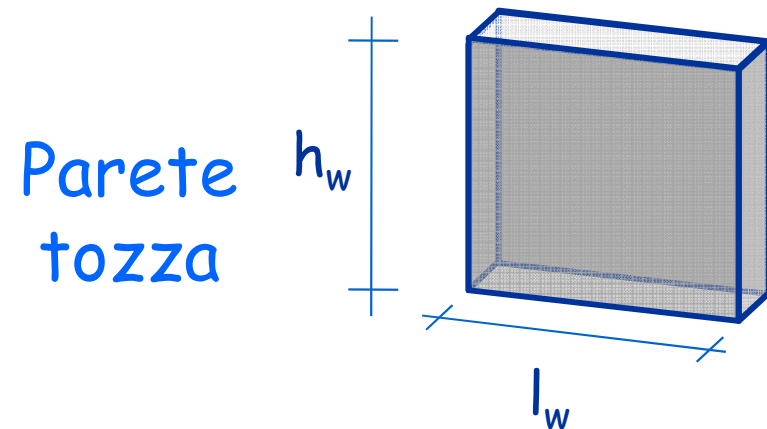
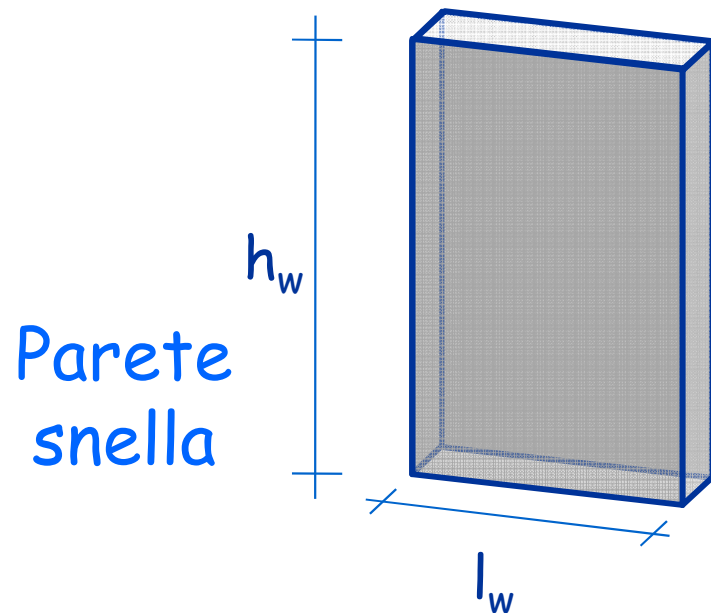
## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Quando  $h_w \gg l_w$  (parete snella)

Gli effetti delle azioni sono simili a quelli delle travi

Quando  $h_w$  è paragonabile  $l_w$  (parete tozza)

Sono necessari modelli ad hoc

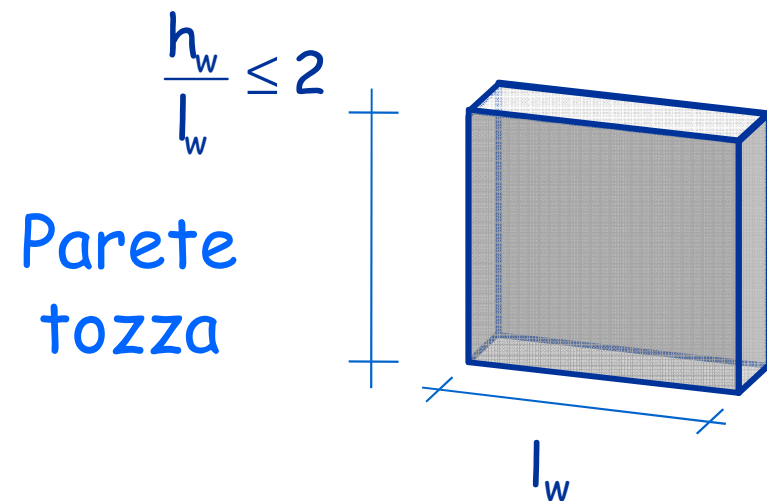
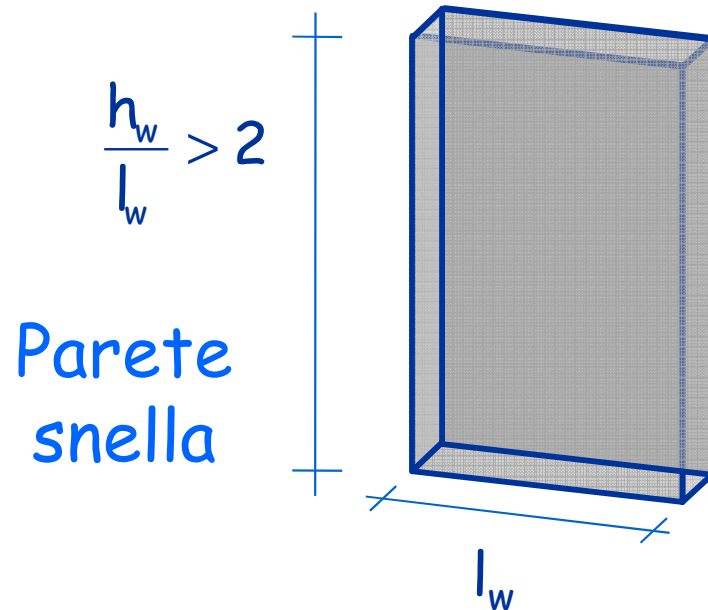


# Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Le NTC 08 per valutare l'incremento di taglio dovuto ai modi superiori definiscono la parete:

- snella quando  $\frac{h_w}{l_w} > 2$
- tozza quando  $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$

Limite convenzionale



# Secondo la normativa: classificazione delle pareti

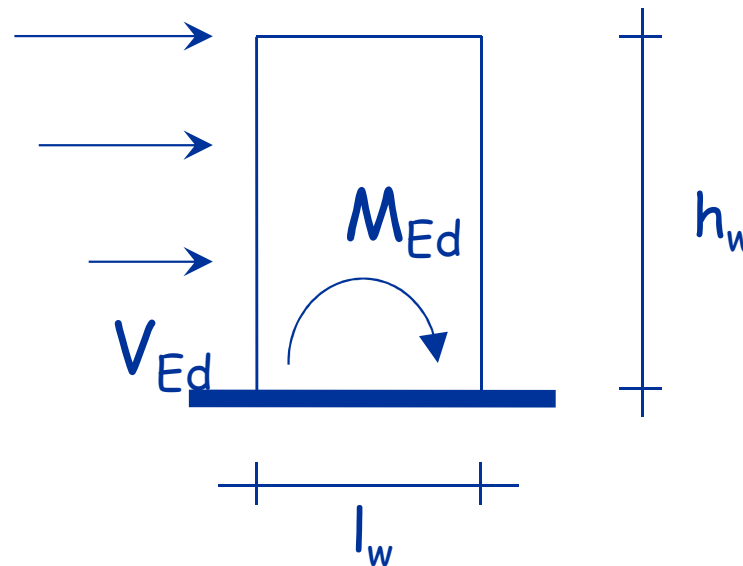
Le NTC 08 per i criteri di verifica (a taglio-trazione) definiscono la parete in funzione del rapporto  $\alpha_s$

Parete "snella"

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Parete "tozza"

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$



Questo limite coincide col precedente per pareti ad un solo piano

# Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Le NTC 08 per i criteri di verifica (a taglio-trazione) definiscono la parete in funzione del rapporto  $\alpha_s$

Parete "snella"

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Parete "tozza"

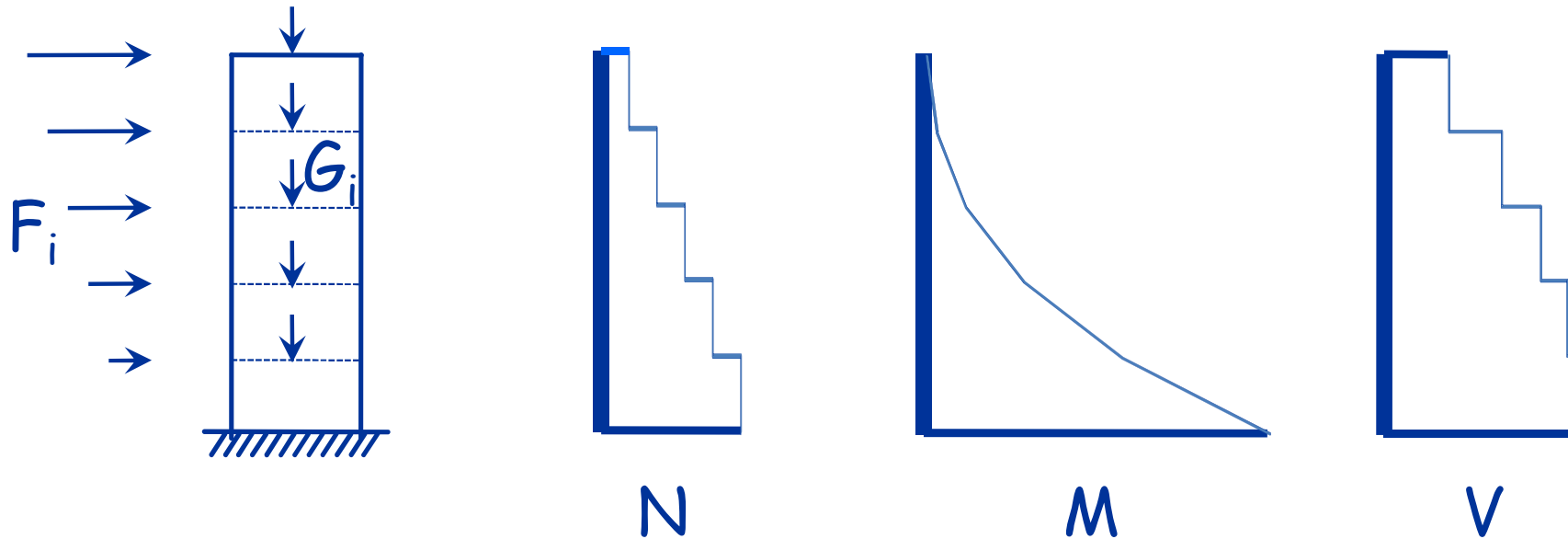
$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

## ATTENZIONE

il parametro  $\alpha_s$  è un parametro globale della parete. Non ha senso parlare di valore di  $\alpha_s$  a un piano



# Stato di sollecitazione: pareti snelle



Flessione composta

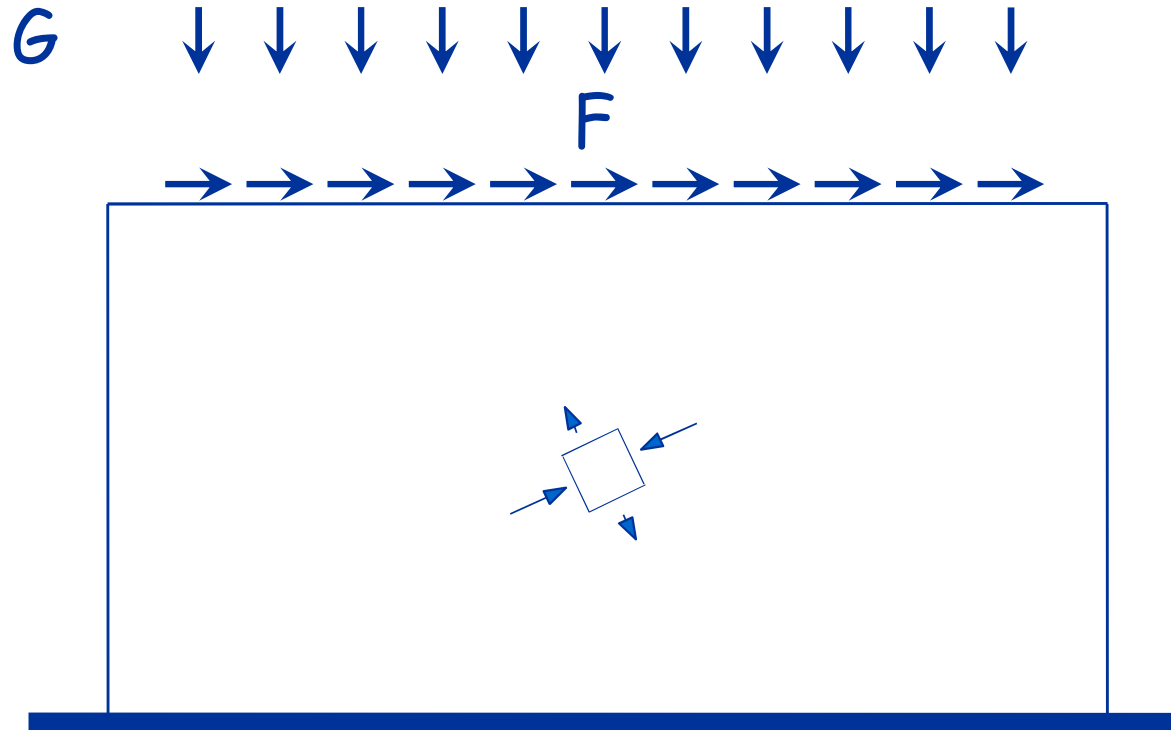
Sforzo normale dovuto ai carichi verticali

Momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

Taglio

Dovuto alle azioni orizzontali

# Stato di sollecitazione: pareti tozze

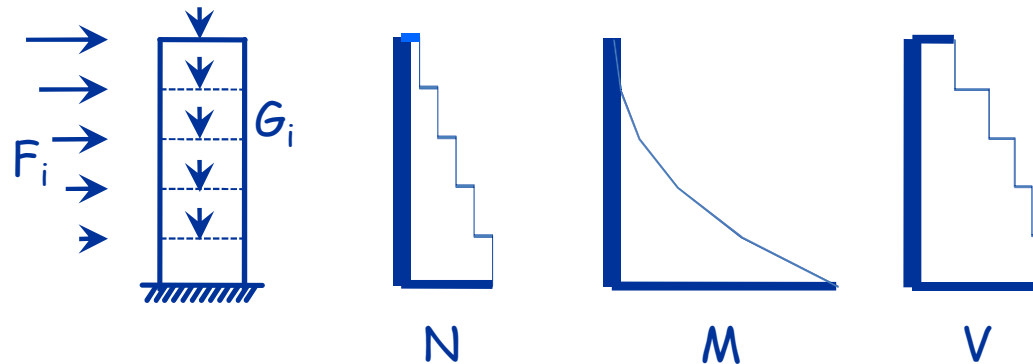


Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi derivanti da:

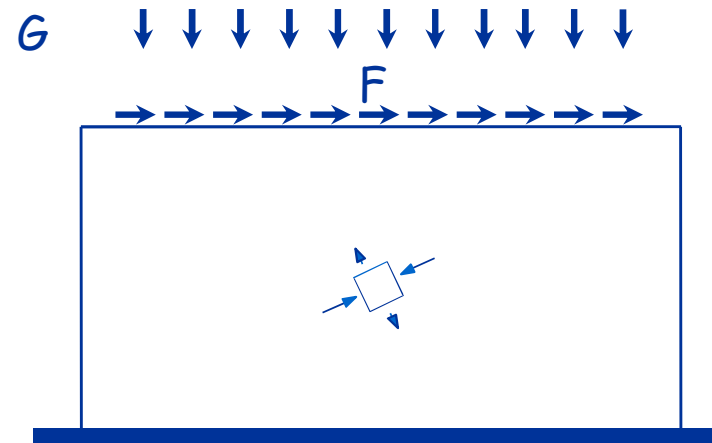
- analisi dello stato tensionale;
- risultati della sperimentazione.

# Stato di sollecitazione: pareti snelle e pareti tozze

- Pareti snelle



- Pareti tozze



Si hanno differenze, ma forse meno importanti di quanto sembrerebbe

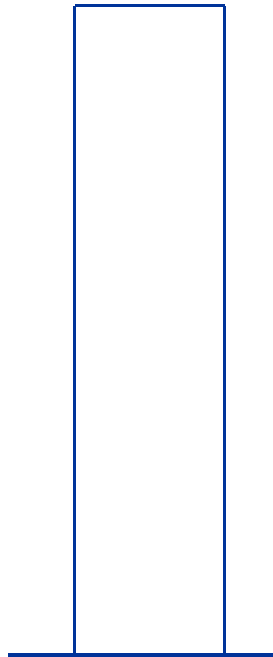
Tipologia strutturale

# Elemento strutturale

## ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale:  
definizioni dell'Eurocodice 8

### Parete duttile



#### Parete duttile:

parete incastrata alla base in modo tale che **non sia permessa rotazione relativa della base rispetto al resto del sistema strutturale**, che è progettata e dotata di dettagli locali per **dissipare energia** in una zona con cerniera plastica flessionale appena sopra la sua base

# Elemento strutturale

## ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale :  
definizioni dell'Eurocodice 8

### Parete debolmente armata



#### Parete debolmente armata:

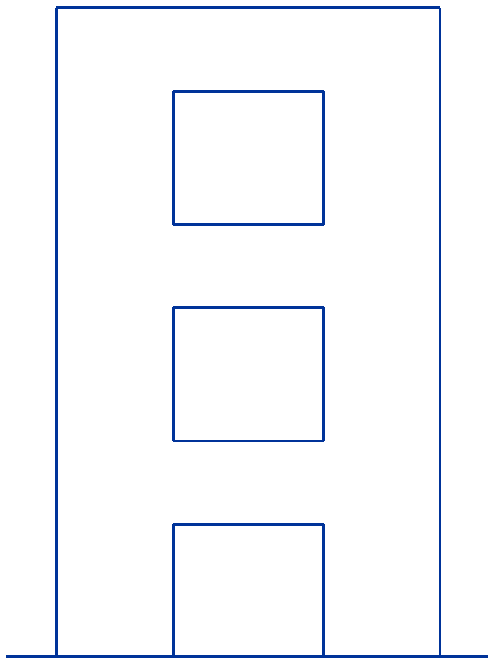
parete con grandi dimensioni trasversali, cioè una dimensione orizzontale  $l_w$  almeno uguale a 4.00 m o due terzi dell'altezza  $h_w$  della parete, che ci si aspetta sviluppi una fessurazione ed un comportamento inelastico limitati sotto la situazione sismica di progetto

# Elemento strutturale

## ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale:  
definizioni dell'Eurocodice 8

Pareti  
accoppiate



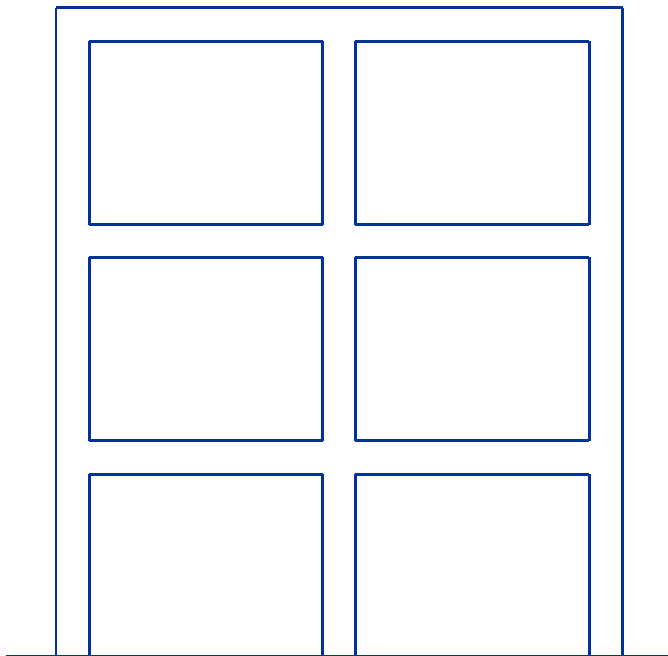
Pareti accoppiate:

elemento strutturale costituito da due pareti singole connesse secondo uno schema regolare da travi adeguatamente duttili, in grado di ridurre almeno del 25% la somma dei momenti flettenti alla base delle singole pareti pensate come non collaboranti

# Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale:  
definizioni dell'Eurocodice 8

## Sistema a telaio



### Sistema a telaio:

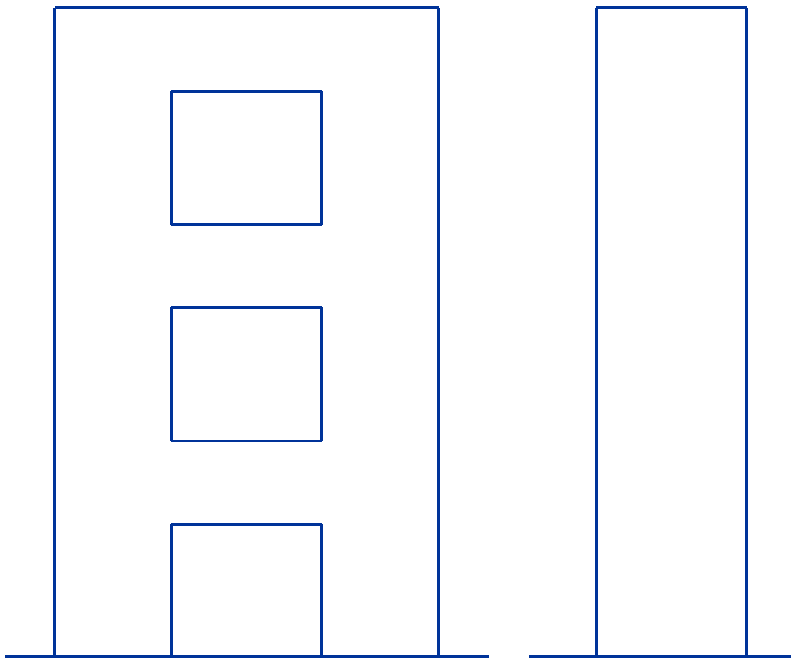
sistema strutturale nel quale i carichi sia laterali che verticali sono sopportati principalmente da telai spaziali (insiemi tridimensionali di travi e pilastri) la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale



# Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

## Sistema a pareti



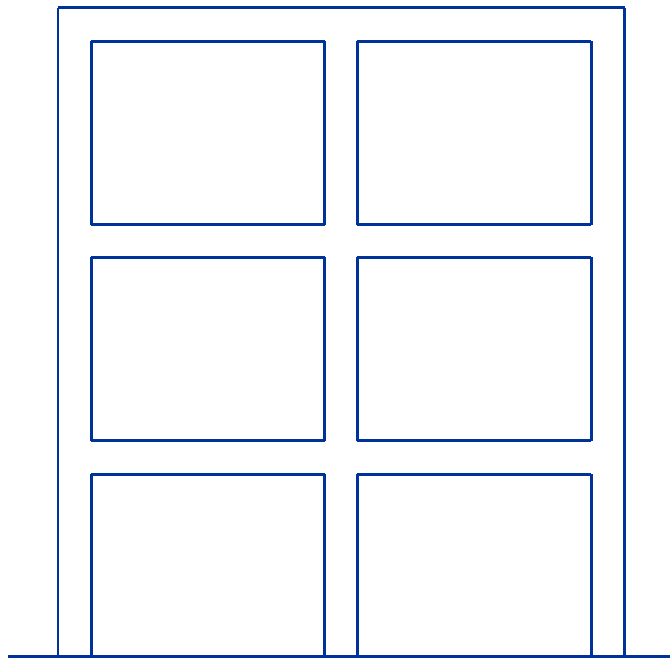
### Sistema a pareti:

sistema strutturale nel quale i carichi laterali sono sopportati principalmente da pareti la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale

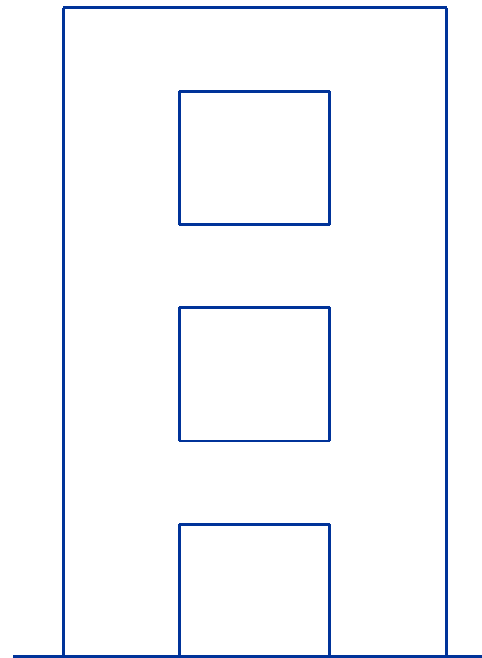
# Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

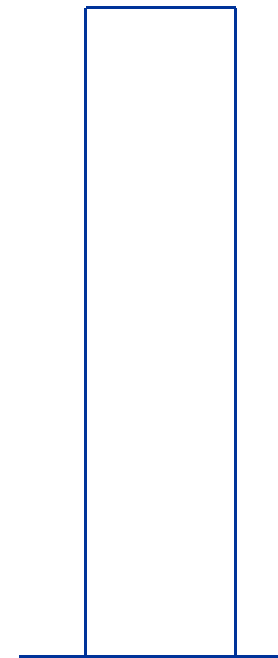
Telaio



Pareti  
accoppiate



Pareti  
singole



# Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

Telaio



Pareti accoppiate



Pareti singole



... e quindi

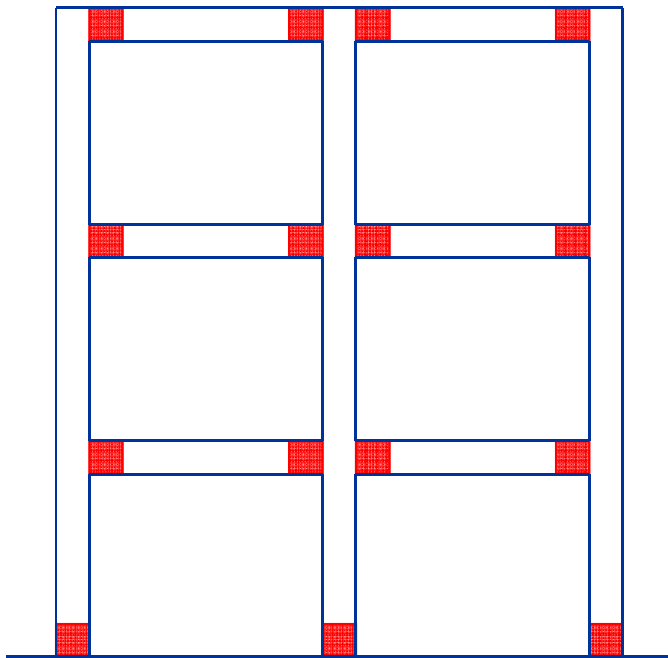
1. Problemi specifici dell'elemento, man mano che cambia il rapporto tra le tre dimensioni (lunghezza, base e altezza della sezione)
  - Il passaggio è graduale, qualunque limite è convenzionale
2. Problemi specifici della tipologia strutturale, man mano che si passa da uno schema fortemente iperstatico (telaio con molti piani e molte campate) ad uno schema sostanzialmente isostatico (mensola)

# Tipologia strutturale

## meccanismo di collasso

- Il meccanismo di collasso è legato alla tipologia

### Telaio



Telaio:

Formazione di cerniere agli estremi delle travi (e al piede dei pilastri del primo ordine)

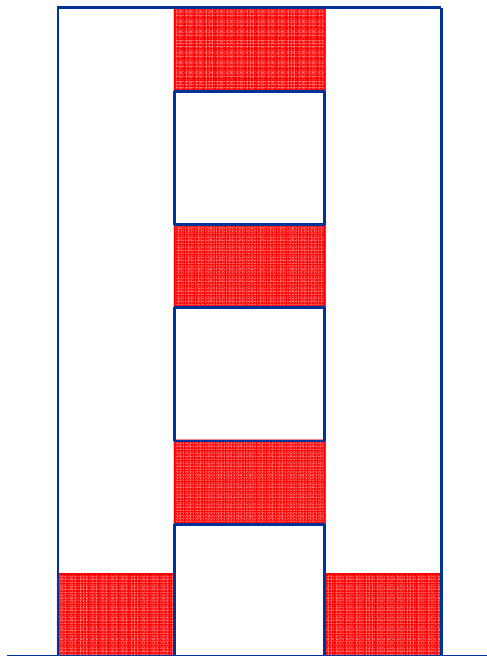
Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

# Tipologia strutturale

## meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
accoppiate



Pareti accoppiate:

Completa plasticizzazione delle  
travi di accoppiamento (e della  
sezione di base delle pareti)

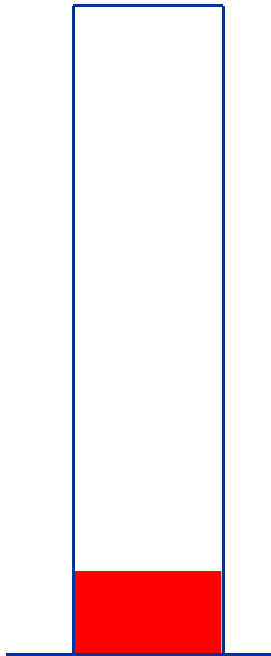
Meccanismo molto dissipativo,  
buona duttilità globale

# Tipologia strutturale

## meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
singole



Pareti singole:

Plasticizzazione della sezione di base delle pareti, con rischio di rottura a taglio (da evitare)

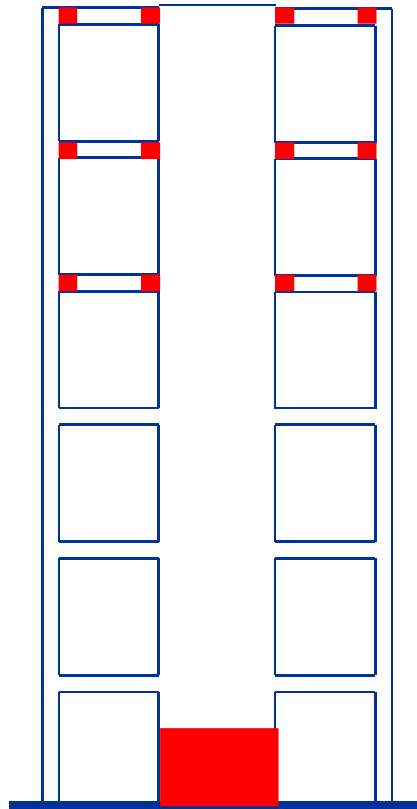
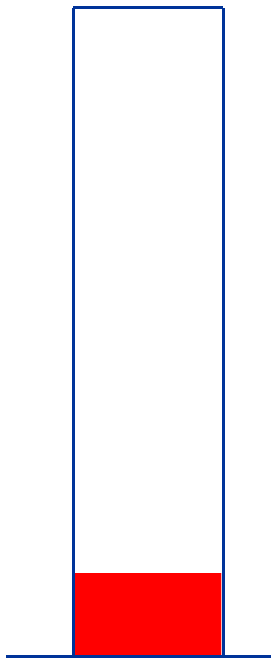
Meccanismo poco dissipativo, modesta duttilità globale

# Tipologia strutturale

## meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
singole



Pareti singole:

La contemporanea presenza di pilastri e travi introduce qualche altra plasticizzazione, ma la sostanza non cambia

Meccanismo poco dissipativo, modesta duttilità globale



## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie (NTC 08)

- *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;
- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti<sup>3</sup>; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;
- *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

# Secondo la normativa:

## classificazione delle tipologie (NTC 15)

- **strutture a telaio**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio **alla base**  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- **strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. §7.4.4.5), aventi resistenza a taglio **alla base**  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune "travi di accoppiamento" duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
- **strutture miste telaio-pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di **strutture miste equivalenti a telai**, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**;

# Commento

## alle indicazioni di normativa

- I limiti indicati (65%, ecc.) sono puramente convenzionali
- L'inserimento della tipologia "struttura mista telaio-pareti (con l'ulteriore distinzione "equivalente a telaio" ed "equivalente a pareti"), pur avendo qualche senso, rischia di confondere le idee



- L'importante è capire se il comportamento tende a quello di una struttura fortemente iperstatica (telaio a molte campate e molti piani) o sostanzialmente isostatica (singole mensole)
- Il progettista deve impostare la struttura facendo una scelta chiara tra le due possibilità

# Commento

## alle indicazioni di normativa

- Se si inseriscono pareti, distinguere innanzitutto:
  - Se si hanno **pareti accoppiate**  
il comportamento è simile a quello dei telai
  - Se si hanno **pareti singole** (non accoppiate)  
si ha un comportamento specifico, a mensola
- La scelta progettuale deve essere chiara:
  - Se vi sono pareti non accoppiate occorre dimensionarle in modo che esse portino (alla base) la quasi totalità dell'azione sismica
  - Il contributo dei telai verrà preso in considerazione nel calcolo (e potrà essere di aiuto), ma non cambia in maniera radicale il comportamento

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

# Secondo la normativa:

classificazione delle tipologie e valori di  $q$

Dipende da:

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

$$q = q_0 K_R$$

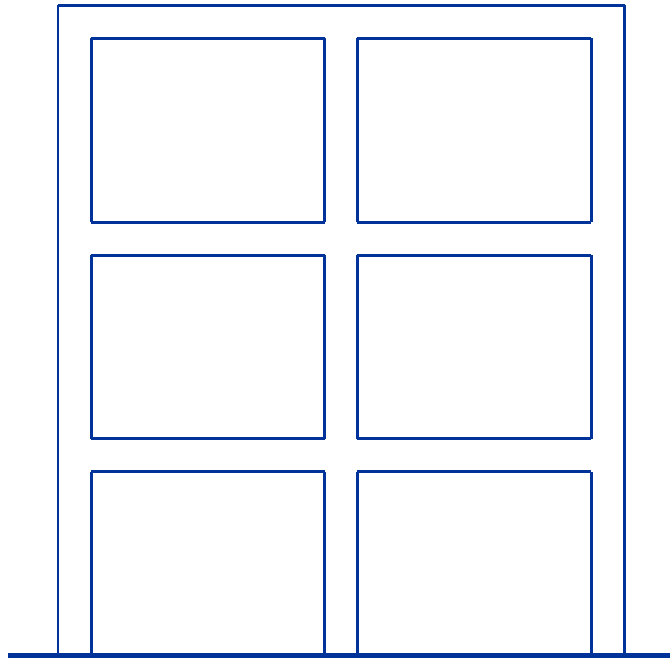


## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

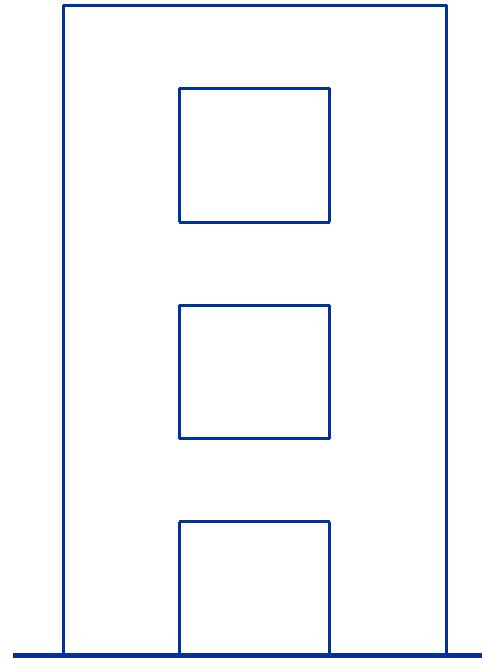
- Classe di duttilità alta: CD"A"
  - Per garantire questa duttilità, richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi
  - Ha senso usarla per strutture a telaio e per strutture a pareti accoppiate
- Classe di duttilità media: CD"B"
  - Richiede forze di progetto maggiori
  - Ha senso usarla per strutture a pareti isolate, perché questa tipologia è intrinsecamente meno duttile

# Comportamento e fattore di struttura $q$

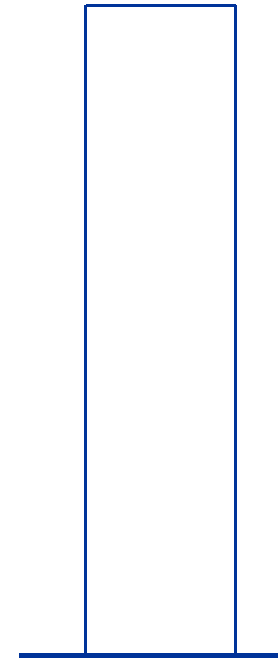
Telaio



Pareti  
accoppiate



Pareti  
singole



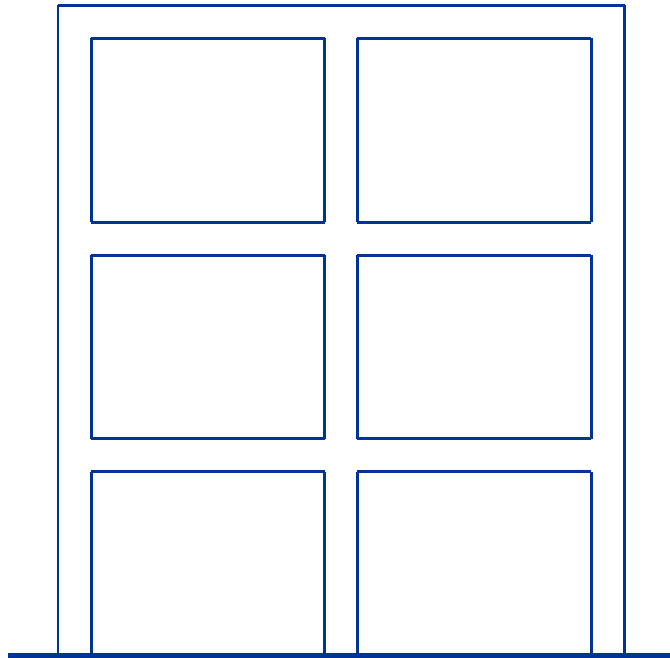
Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

Poco dissipativo:  
 $q$  più basso



# Comportamento e fattore di struttura $q$

Telaio



Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

CD "B"

$$q_0 = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

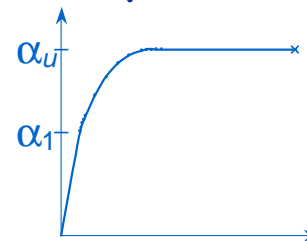
CD "A"

$$q_0 = 4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Telai ad un solo piano  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$

Telai a più piani ma  
una sola campata  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$

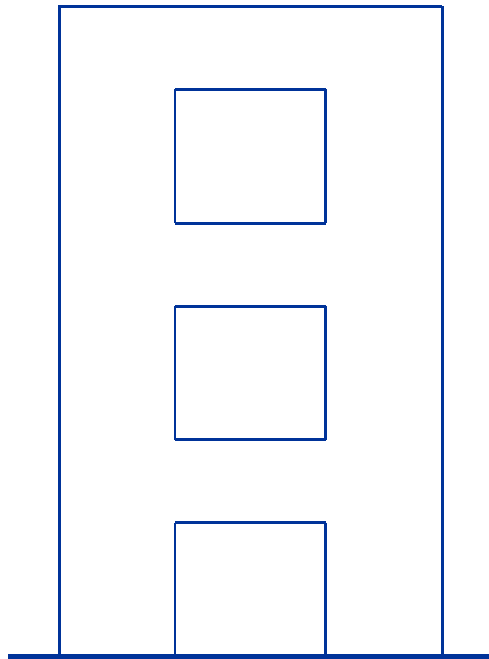
Telai a più piani e più  
campate  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$



Potrebbe essere  
determinato anche con  
analisi non lineari

# Comportamento e fattore di struttura $q$

Pareti  
accoppiate



Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

CD "B"

$$q_0 = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Si usa sempre

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$$

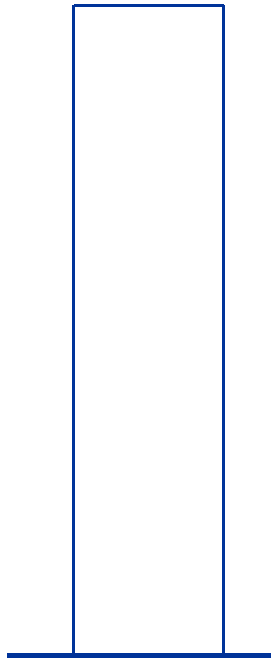
Notare: sono, in sostanza,  
telai a più piani ma una  
sola campata

CD "A"

$$q_0 = 4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

# Comportamento e fattore di struttura $q$

Pareti  
singole



Poco dissipativo:  
 $q$  più basso

CD "B"

$$q_0 = 3.0$$

Solo due pareti per  
ogni direzione

Più di due pareti per  
ogni direzione

CD "A"

$$q_0 = 4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.0$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$$

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

- Influenza della regolarità

$K_R$

Edifici regolari in altezza

1.0

Edifici non regolari in altezza

0.8

- Ma sulla regolarità c'è molto da discutere;  
ad esempio:
  - Influenza del comportamento mutuo telai-pareti

# Secondo la normativa:

## classificazione delle tipologie e valori di $q$

- Ulteriori indicazioni:

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$ , con:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

$K_w$  è minore di 1 per pareti tozze ( $h_w < 2 l_w$ )

# Vantaggi delle strutture con pareti

- Elevata rigidezza
  - riduce il danno agli elementi non-strutturali
  - riduce gli effetti del secondo ordine
- Minore sensibilità alla presenza ed alla eventuale distribuzione non regolare degli elementi non strutturali
- Elevata resistenza
- I carichi verticali possono essere ben portati anche dopo danni significativi

Impostazione della struttura

# Impostazione della struttura

## Pareti

- L'azione sismica deve essere affidata sostanzialmente alle pareti
- Le pareti devono essere presenti a tutti i piani e mantenere dimensioni costanti lungo l'altezza o variare con gradualità
- Le pareti devono avere dimensioni nettamente maggiori a quelle dei pilastri



La scelta della tipologia deve essere chiara. Non si può arrivare alle pareti aumentando via via, a tentativi, le dimensioni di alcuni pilastri



# Impostazione della struttura

## Pareti

- È preferibile che le pareti abbiano dimensioni tra loro comparabili

La rigidezza di ciascuna parete è legata sia al momento d'inerzia (deformabilità flessionale) che all'area (deformabilità tagliante).

Avere pareti di lunghezza molto diversa rende difficile stimare bene la loro rigidezza e valutare quale aliquota dell'azione sismica porterà ciascuna

# Impostazione della struttura

## Pareti

Quante pareti?

- Impostazione tradizionale:  
un numero minimo di pareti, sufficientemente grandi (per esempio, due per ciascuna direzione)

Con le vecchie normative, poche pareti di dimensioni non eccessive erano in genere sufficienti

Con le norme attuali si rischia di avere pareti esageratamente grandi

# Impostazione della struttura

## Pareti

Quante pareti?

- Impostazione diffusa in alcune zone (Friuli):  
un numero più alto di pareti, non particolarmente grandi (per esempio, 5-6 per ciascuna direzione)

Può risultare più semplice inserire pareti piccole nell'architettonico

È più semplice garantire un vincolo d'incastro alla base

# Impostazione della struttura

## Pareti

- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire un comportamento bilanciato, anche quando la pianta non è simmetrica
- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire una elevata rigidezza rotazionale. Devono quindi essere disposte perimetralmente

# Impostazione della struttura

## Pareti

- Le pareti devono avere un efficace vincolo al piede (sostanzialmente un incastro)

La pareti si comportano sostanzialmente come mensole. Una mensola senza incastro è labile



Come garantire l'incastro ?

# Impostazione della struttura

## Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un reticolo di travi di fondazione
  - Le travi di fondazione (in particolare quella sotto ciascuna parete) devono avere una sezione di rigidezza e resistenza comparabile a quella della parete
  - Le travi ortogonali (che formano il reticolo) distribuiscono l'azione su un'area più grande ed aiutano a limitare i cedimenti

La soluzione è accettabile se le pareti non sono molto lunghe; in caso contrario l'altezza delle travi di fondazione diventa improponibile

# Impostazione della struttura

## Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Travi di fondazione su pali
  - I pali saranno soggetti a forti trazioni/compressioni
  - Le travi di fondazione dovrebbero essere lunghe, per aumentare il braccio delle azioni sui pali, ma come conseguenza devono essere anche molto rigide e resistenti

La soluzione è accettabile solo in terreni che consentano di far lavorare bene i pali a trazione

# Impostazione della struttura

## Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio partono dalle pareti del cantinato l'incastro è facilmente garantito

È la soluzione preferibile sempre, ma in particolare quando le pareti sono molto lunghe



# Impostazione della struttura

## Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio poggiano su una fondazione non rigida ma sono bloccate a livello del primo impalcato, fondazione e impalcato costituiscono due appoggi sostanzialmente equivalenti a un incastro

Problemi:

- Al primo ordine brusca variazione di  $M$  e quindi taglio molto forte, spesso inaccettabile
- Azione concentrata sull'impalcato, che risulta molto sollecitato e non può più essere considerato infinitamente rigido

# Impostazione della struttura

## Pareti e telai

Idealmente il compito di pareti e telai è ben definito:

- Le pareti portano l'azione sismica
- I telai (pilastri più travi) portano i carichi verticali

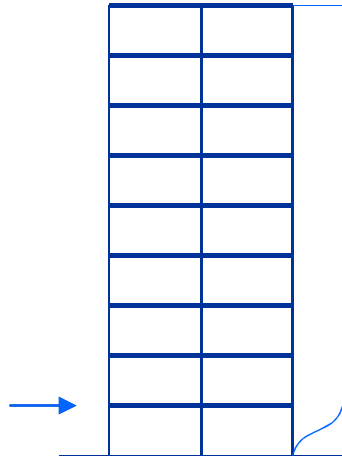
Questo consente di esaminarli separatamente nell'impostare la carpenteria

In realtà:

- Le pareti, che lavorano come mensole, ai piani superiori tendono ad appoggiarsi ai telai
- Agli ultimi piani i telai portano un'aliquota rilevante dell'azione sismica

# Pareti e telai

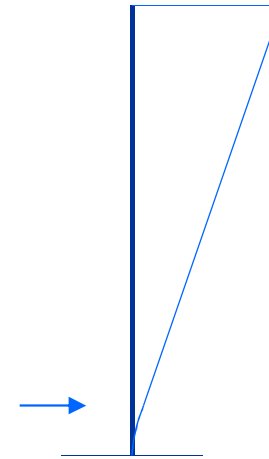
## Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori  
provocano grossi spostamenti ...

... ma gli spostamenti non  
aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti)

Forze applicate ai piani inferiori  
provocano piccoli spostamenti ...

... ma gli spostamenti aumentano  
di molto ai piani superiori

# Impostazione della carpenteria

Travi e pilastri portano principalmente i carichi verticali ma anche modeste azioni orizzontali (più rilevanti ai piani superiori)

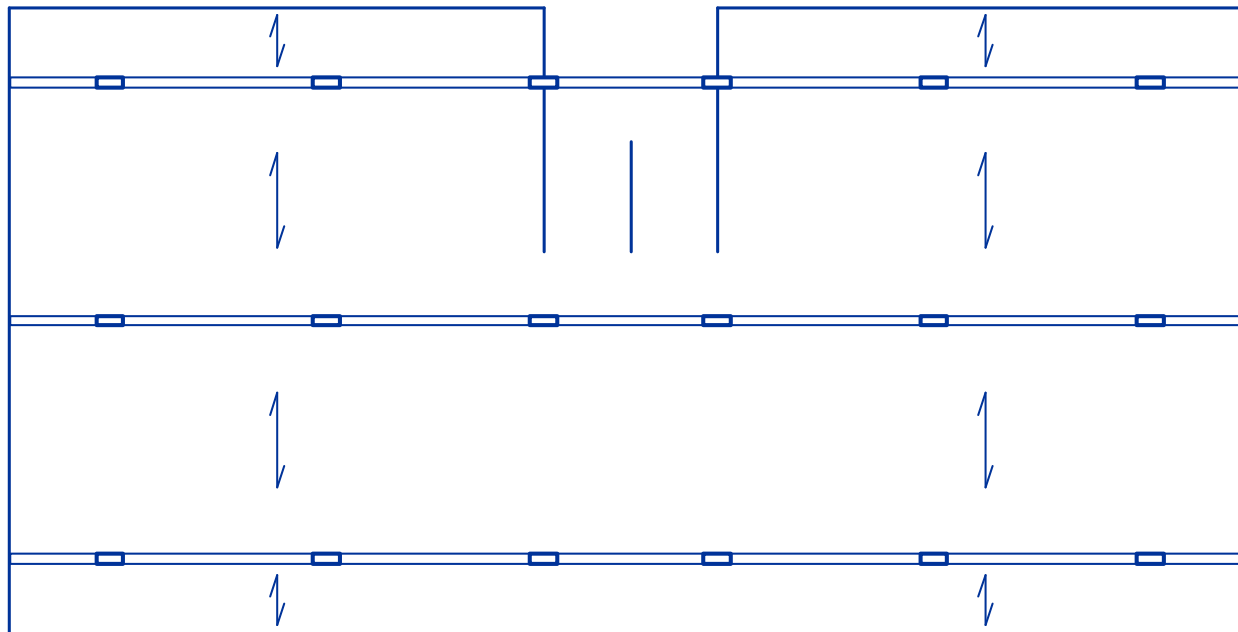
Può essere utile scindere il problema in due fasi:

1. Impostare la carpenteria pensando innanzi tutto ai soli carichi verticali  
tenendo però presenti i criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Inserire le pareti in carpenteria per renderla idonea a sopportare azioni orizzontali

# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

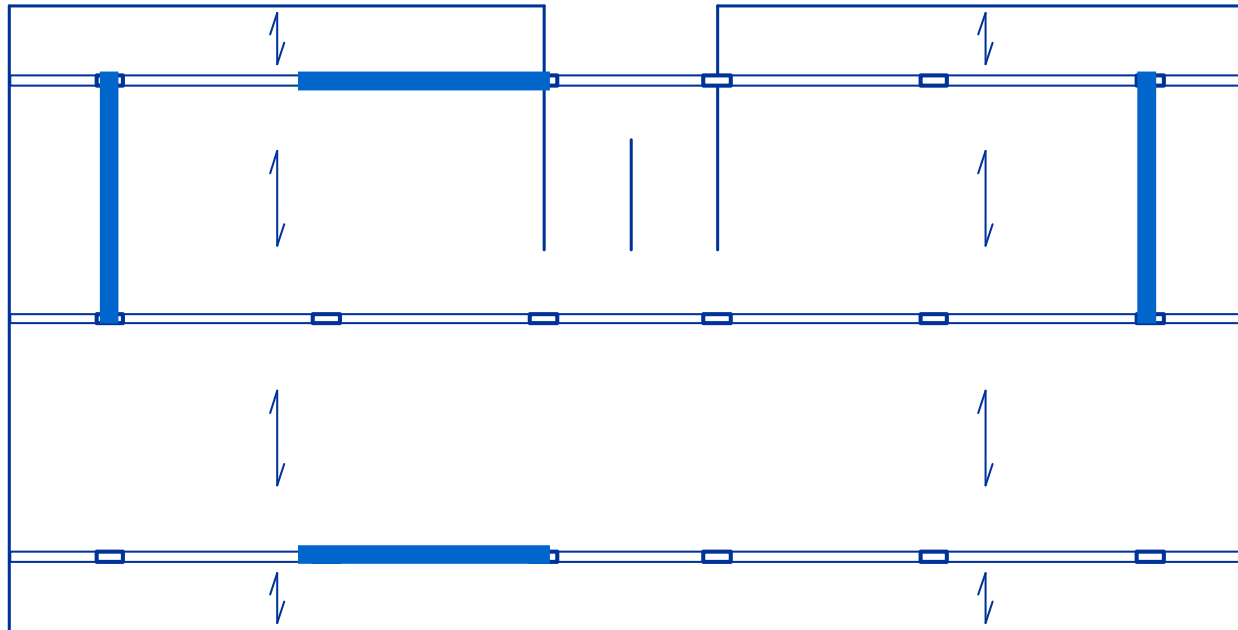
- Una carpenteria pensata per soli carichi verticali può, al limite, avere questo aspetto



# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

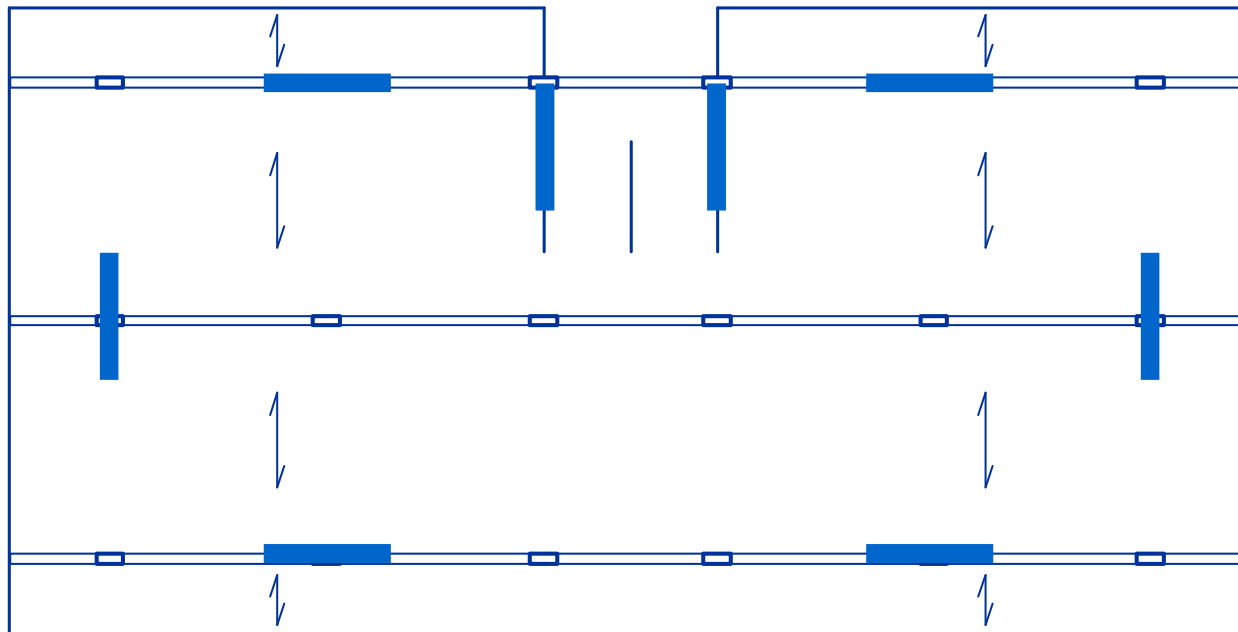
- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - Le pareti sono molto resistenti e rigide e quindi ne potrebbero bastare poche



# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - Sono condizionanti la posizione delle aperture e quella dei pilastri già previsti

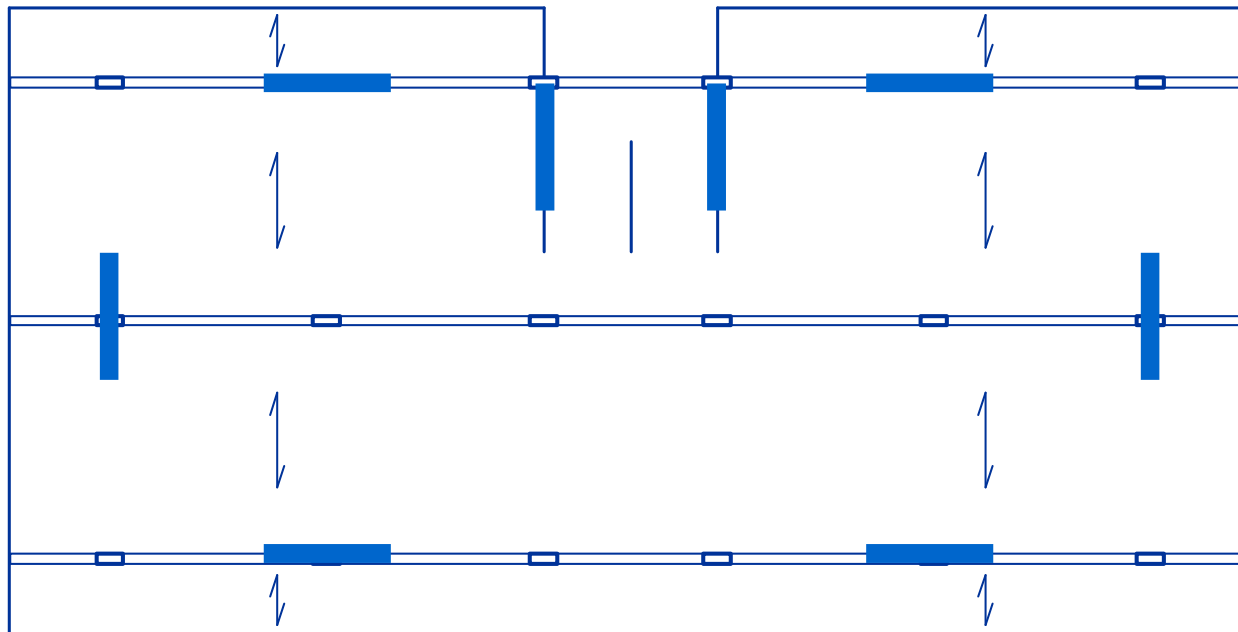


Può essere più semplice disporre un numero più alto di pareti, di dimensioni minori

# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - È bene conferire uguale rigidezza nelle due direzioni



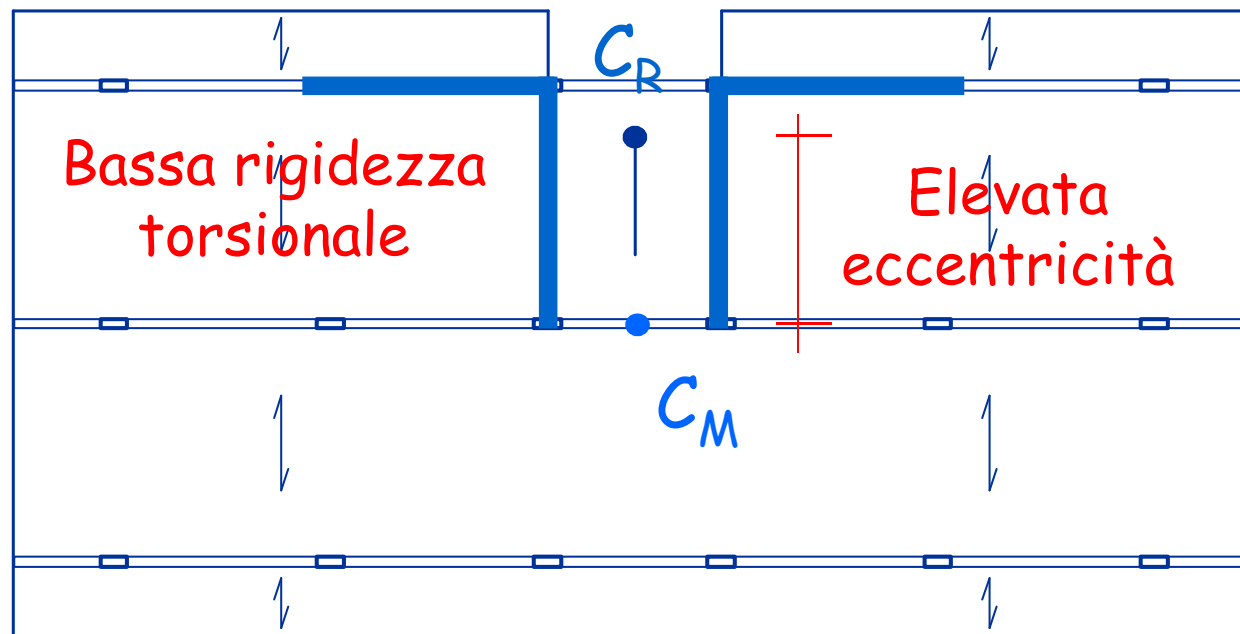
... e contemporaneamente garantire il bilanciamento e una buona rigidezza rotazionale



# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - La configurazione delle pareti deve essere bilanciata, per evitare un cattivo comportamento rotazionale

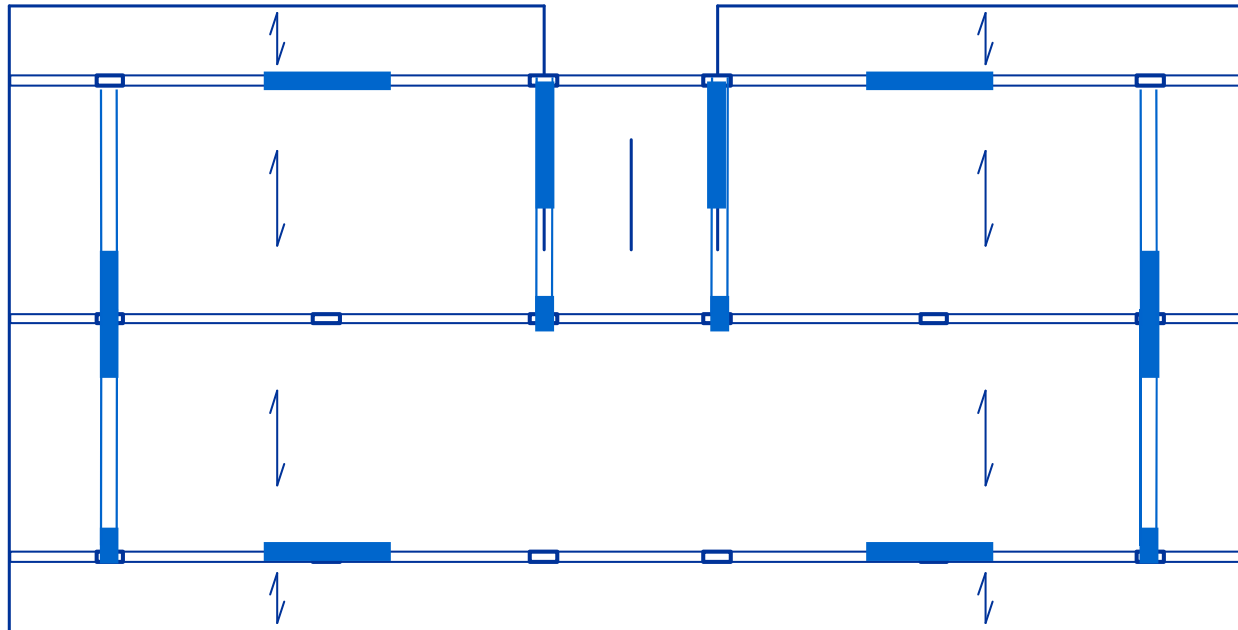


Questa configurazione non va bene

# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Cercare di realizzare una configurazione bilanciata anche per i pilastri

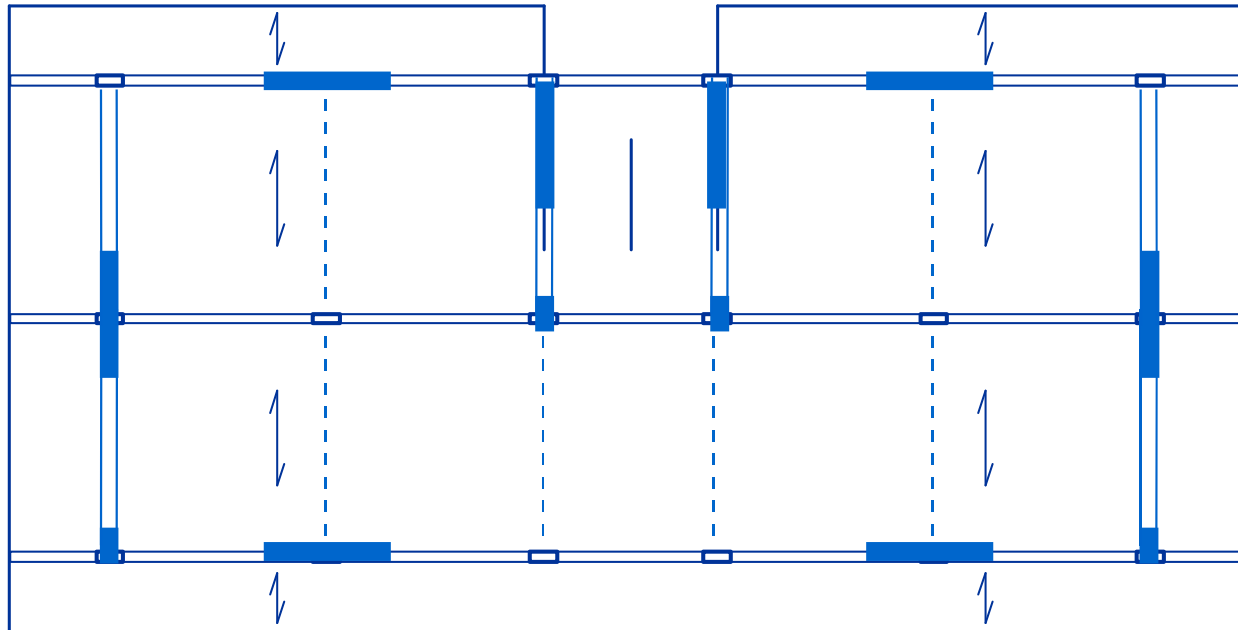


Agli ultimi piani questo potrebbe essere importante

# Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici



Esempio

# Edificio analizzato

## Tipologia:

edificio adibito a civile abitazione, a 6 piani

## Classe dell'edificio:

classe II (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)

## Ubicazione:

zona sismica 2 ( $a_g = 0.25 g$ )

## Categoria di suolo:

categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

# Edificio analizzato

Struttura portante principale:

con pareti (singole) in cemento armato

Solai:

in latero-cemento, gettati in opera

Scale:

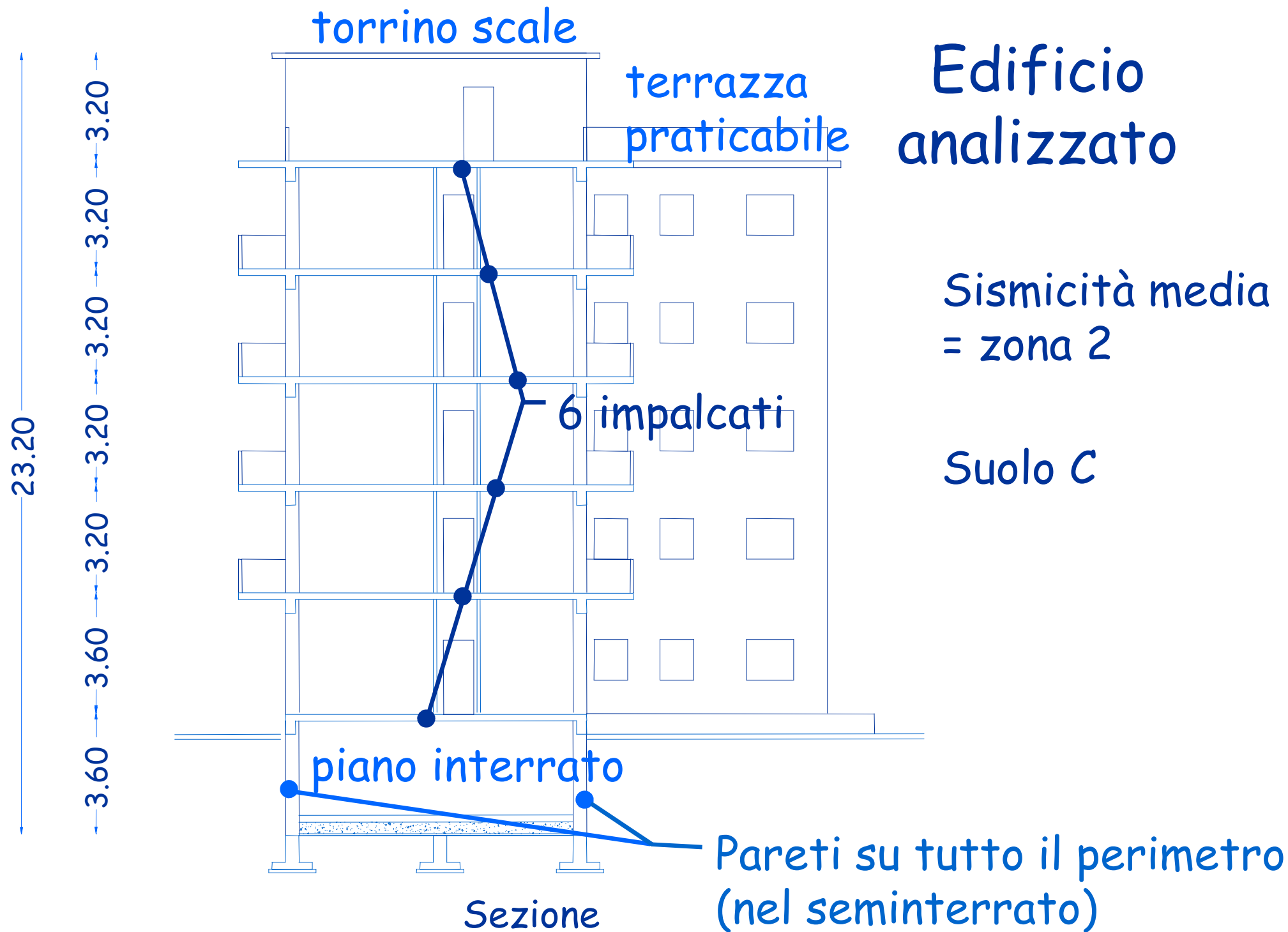
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Piano interrato e fondazioni:

Pareti lungo il contorno del cantinato e reticolo di travi rovesce

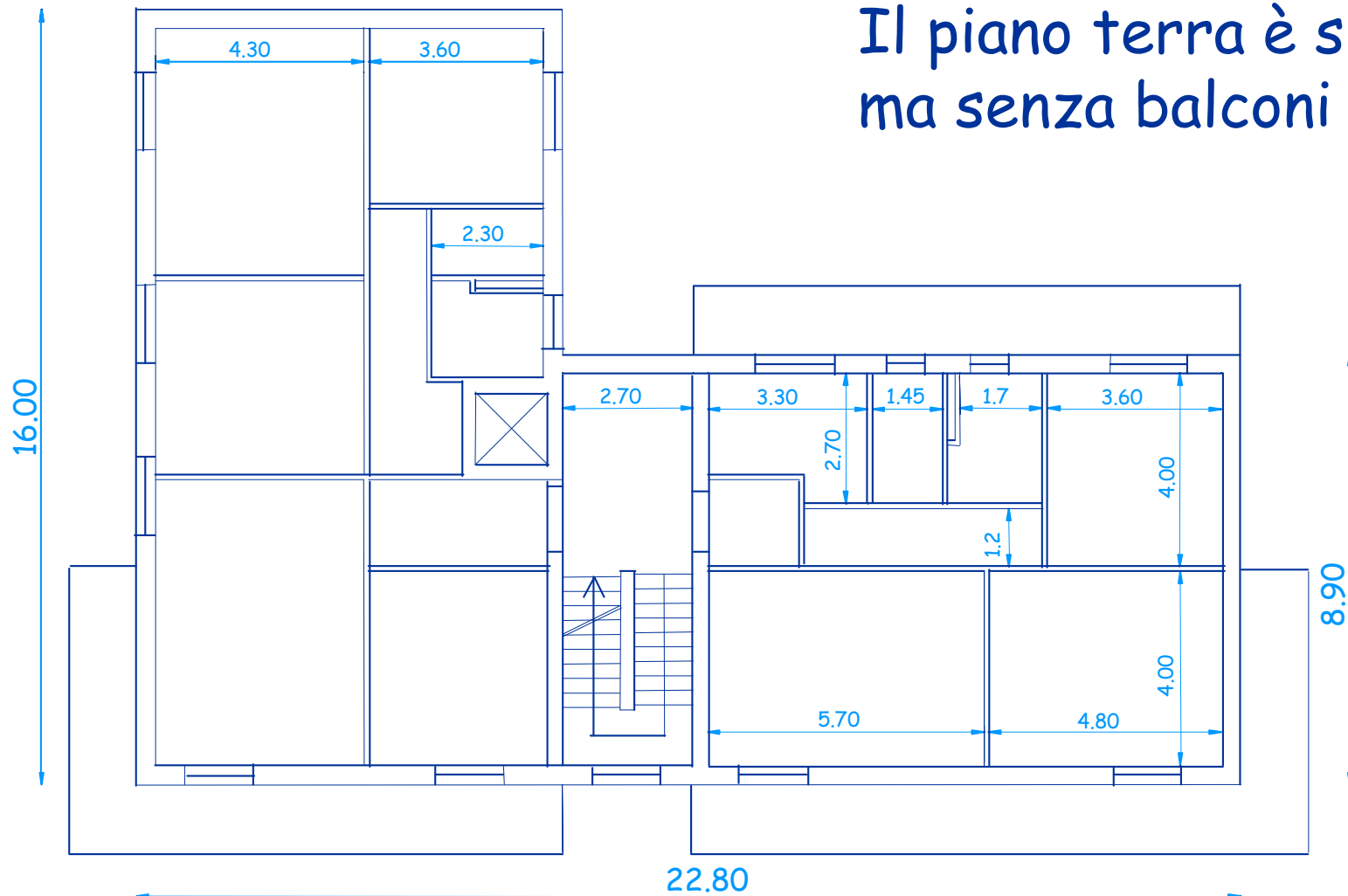
Materiali:

calcestruzzo C25/30, acciaio B450C



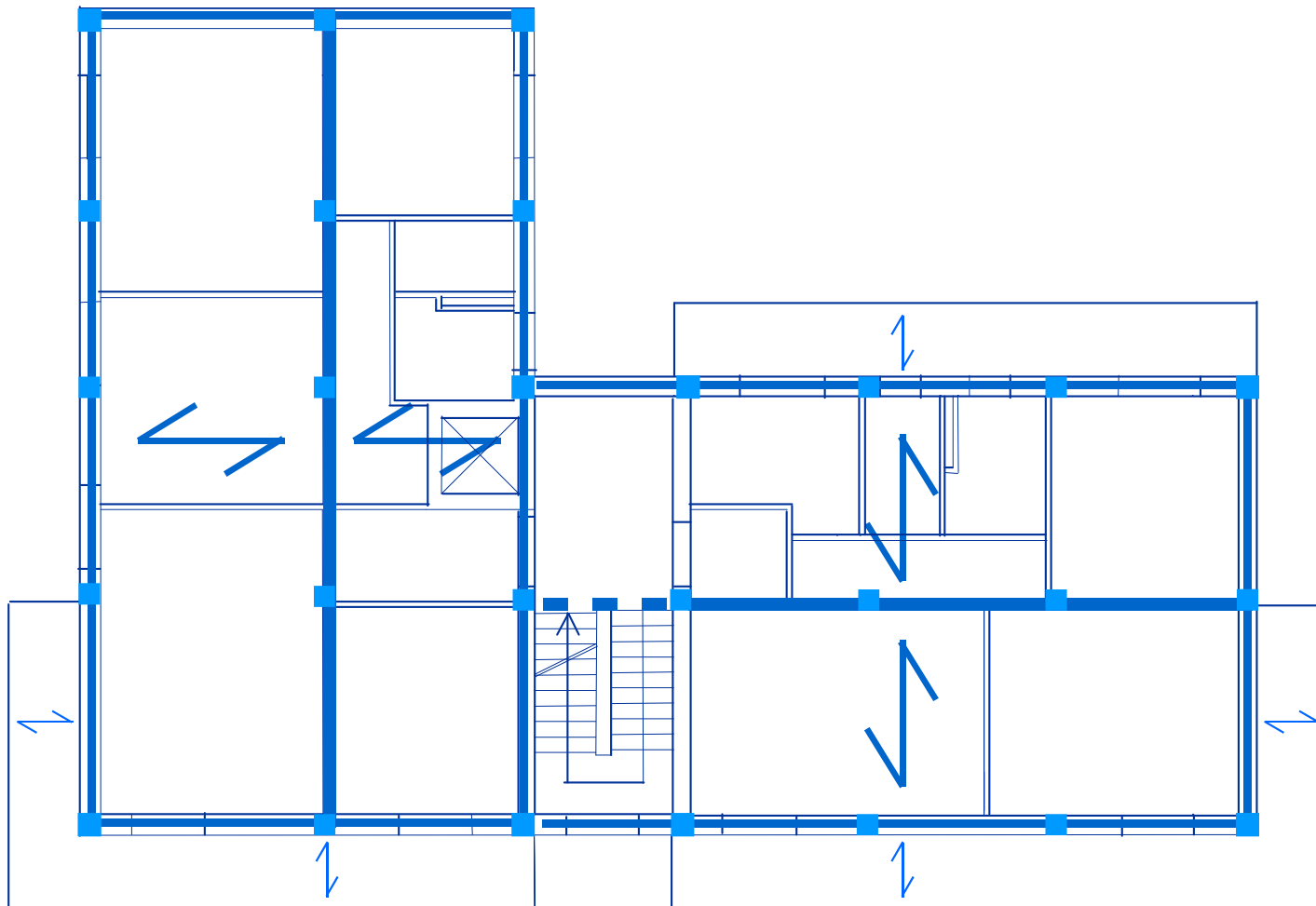
# Piano tipo

Il piano terra è simile,  
ma senza balconi





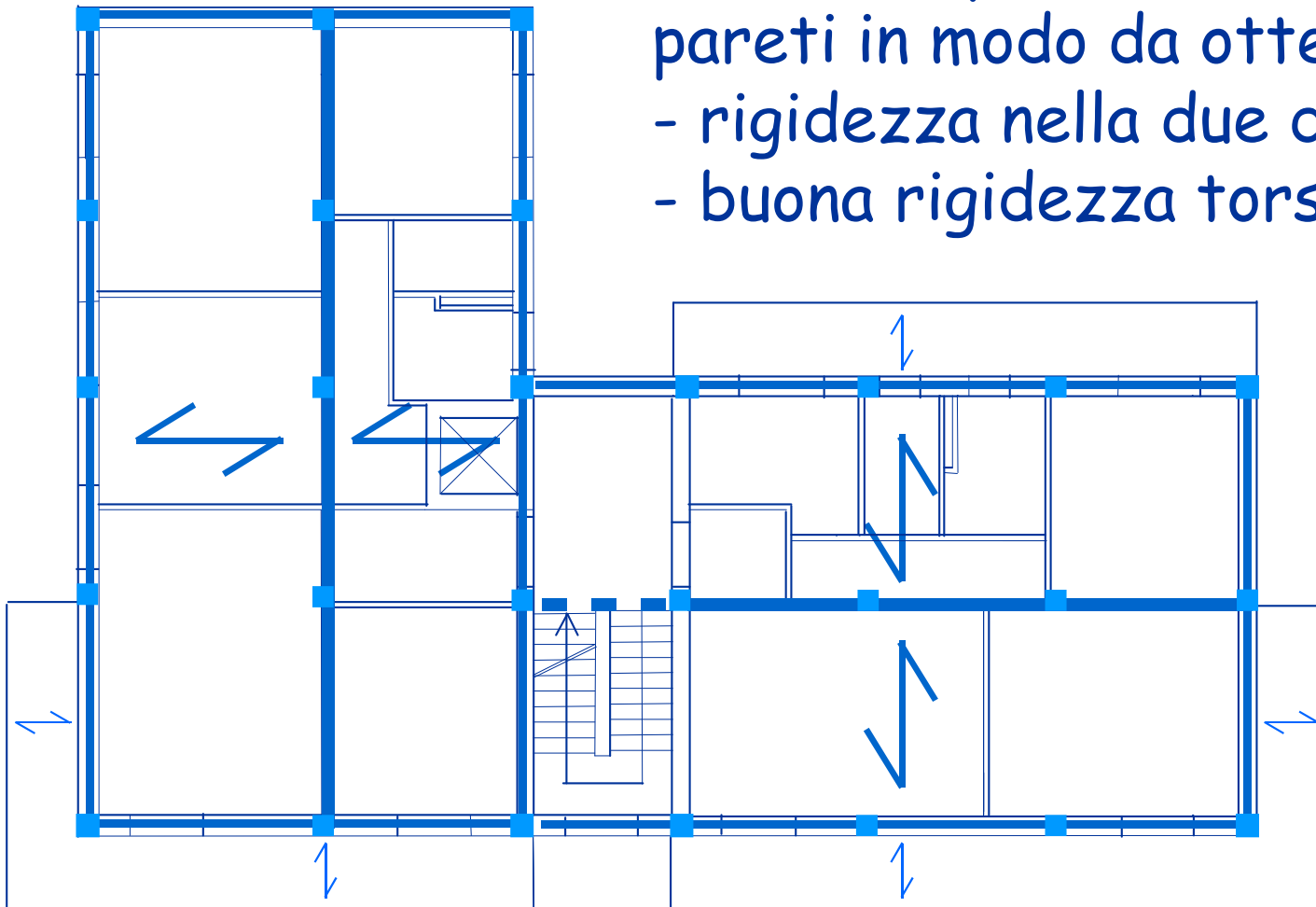
# Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



# Impostazione della carpenteria per il sisma

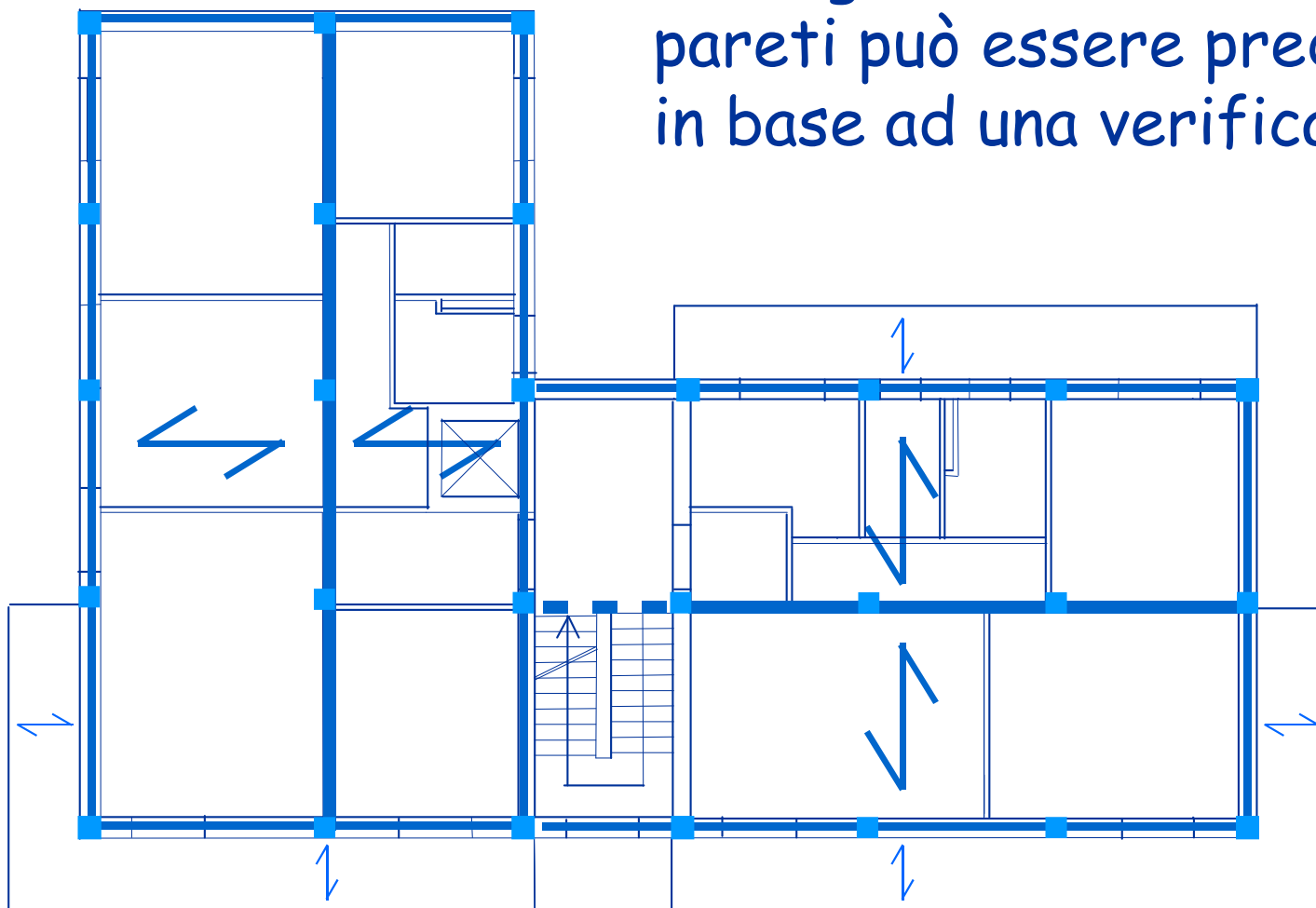
Si devono posizionare le pareti in modo da ottenere:

- rigidezza nella due direzioni
- buona rigidezza torsionale



# Impostazione della carpenteria per il sisma

La lunghezza totale delle pareti può essere predefinita, in base ad una verifica a taglio



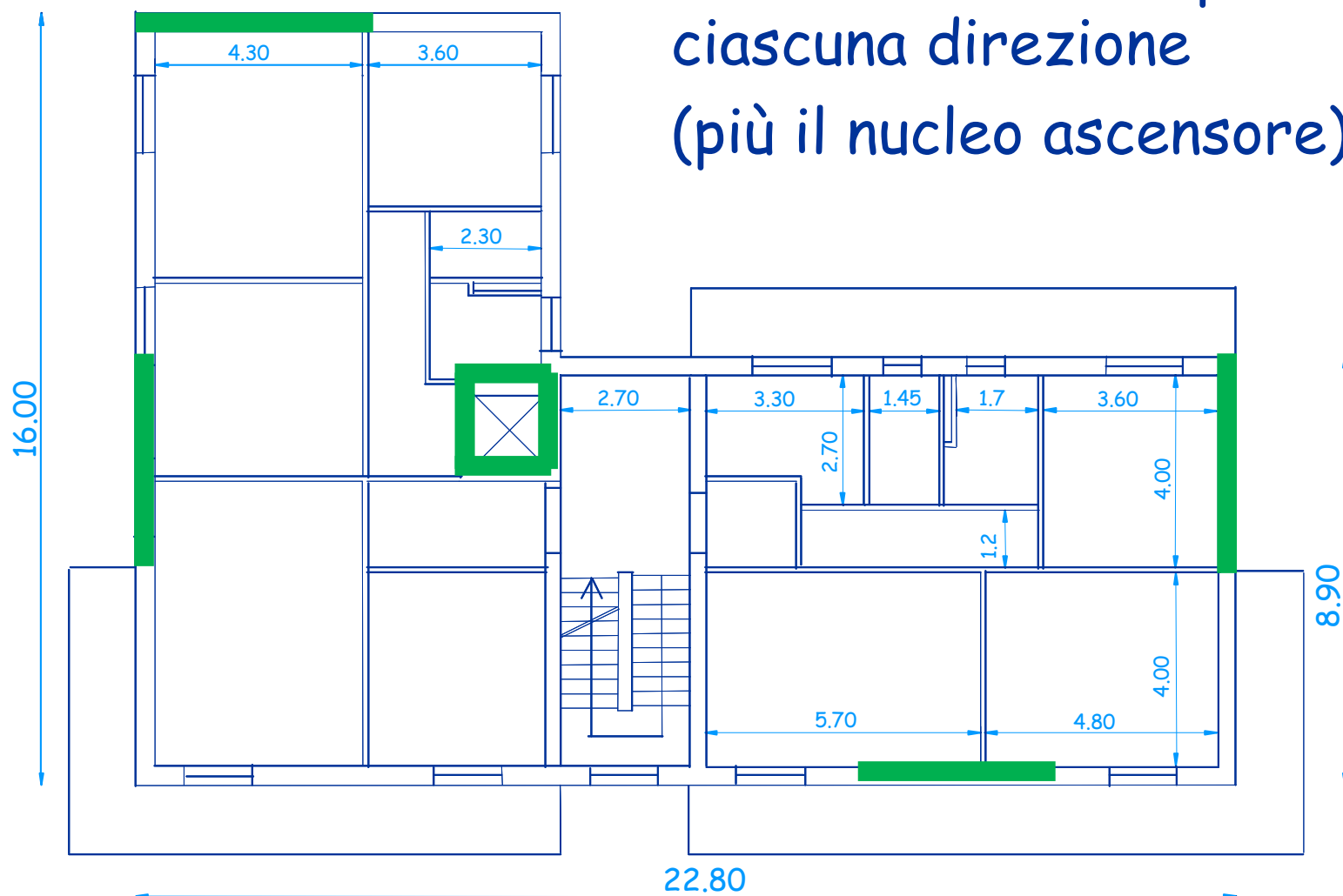
# Impostazione della carpenteria per il sisma

Soluzione con due pareti per  
ciascuna direzione  
(più il nucleo ascensore)



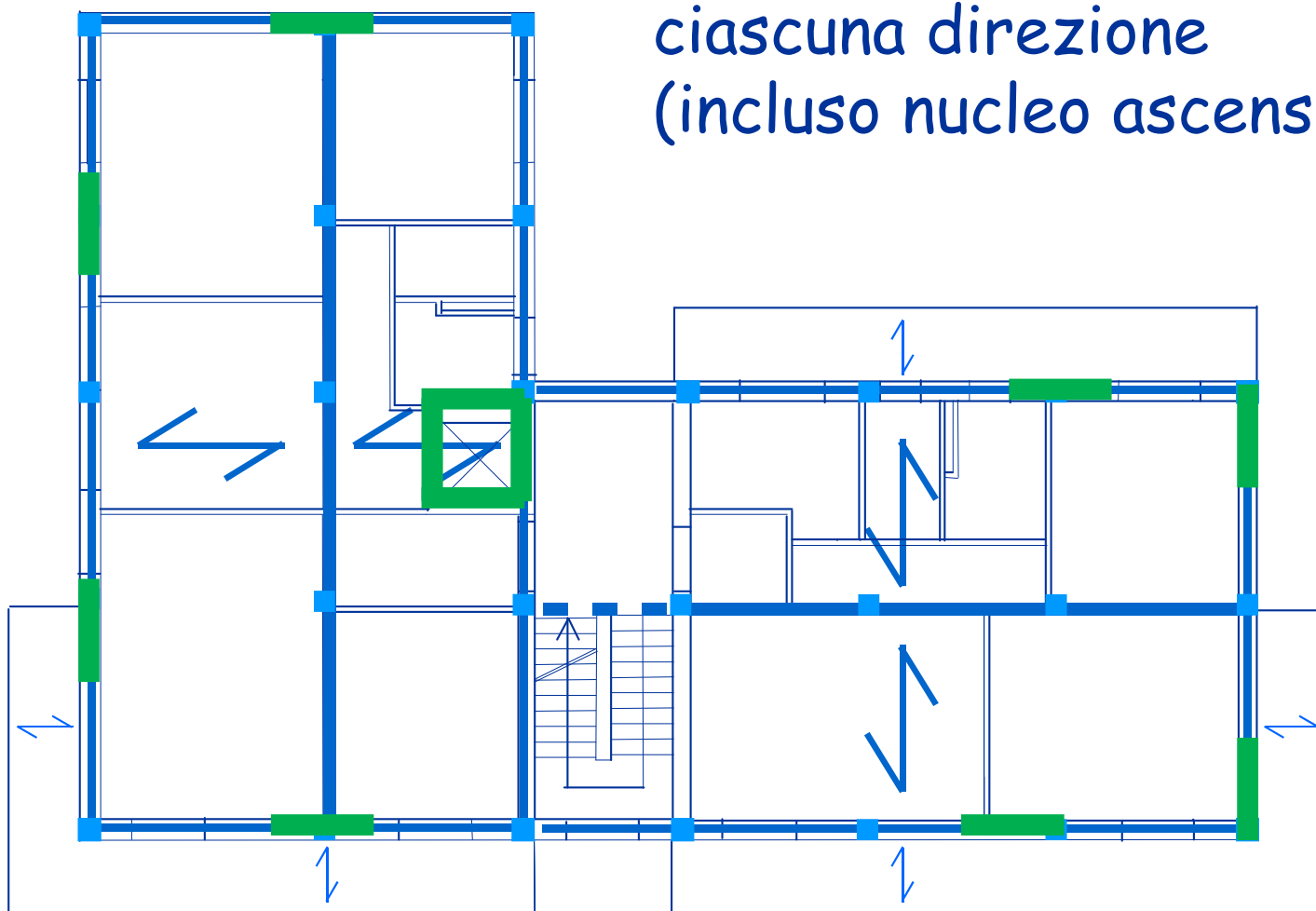
# Architettonico con le pareti

Soluzione con due pareti per  
ciascuna direzione  
(più il nucleo ascensore)



# Impostazione della carpenteria per il sisma

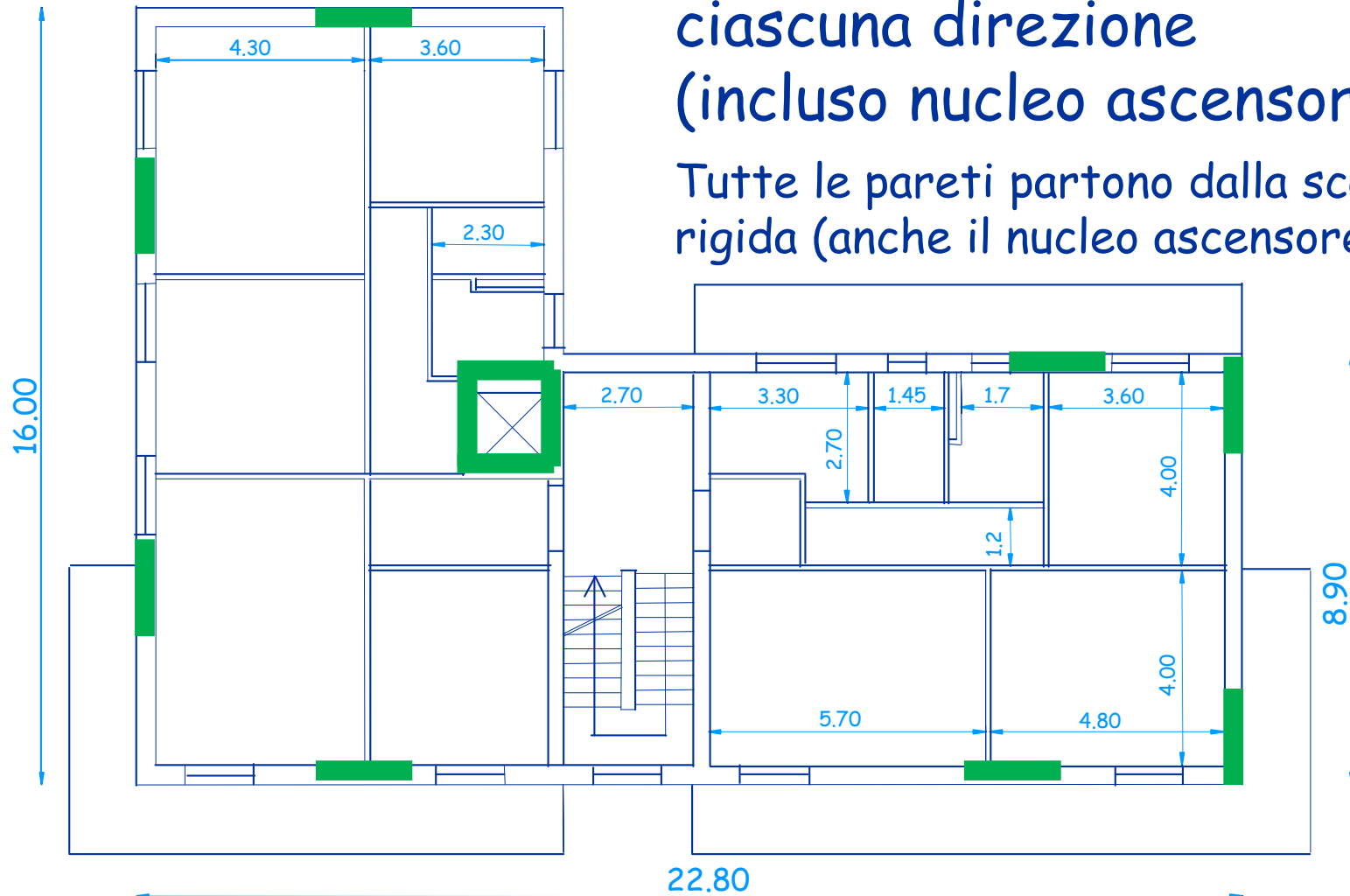
Soluzione con più pareti per ciascuna direzione  
(incluso nucleo ascensore)



# Architettonico con le pareti

Soluzione con più pareti per  
ciascuna direzione  
(incluso nucleo ascensore)

Tutte le pareti partono dalla scatola  
rigida (anche il nucleo ascensore)



## Comportamento dinamico delle pareti non accoppiate

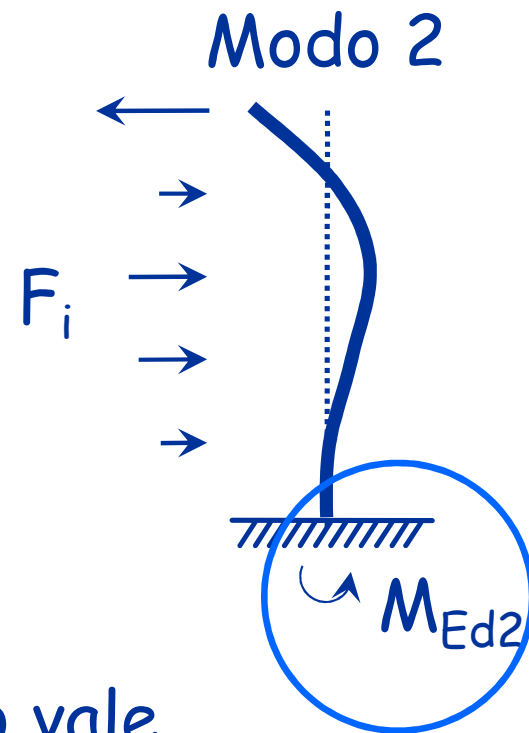
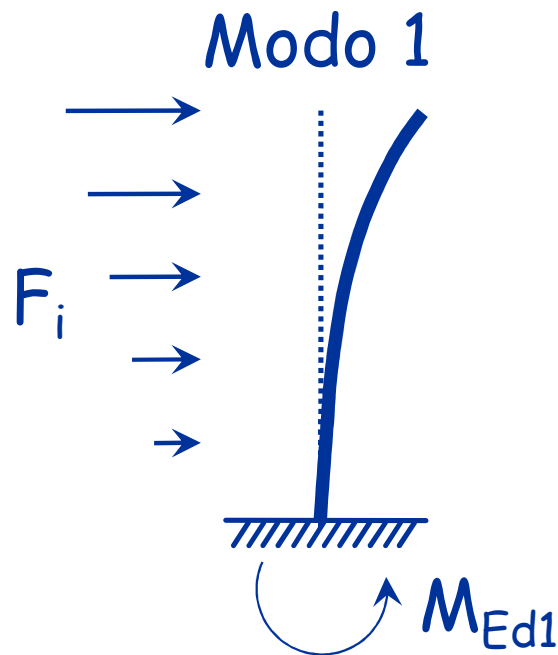


# Comportamento lineare e non lineare

- L'analisi modale valuta correttamente il comportamento elastico lineare
- Durante il sisma si supera la resistenza della struttura e si va in campo non lineare
  - La maggior resistenza (sovrarresistenza) a flessione induce maggiori sollecitazioni a taglio
  - Il contributo dei modi successivi al primo può diventare più rilevante

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Consideriamo i primi due modi di vibrazione



È molto piccolo

Il taglio al generico piano vale

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + V_{Ed2}^2}$$

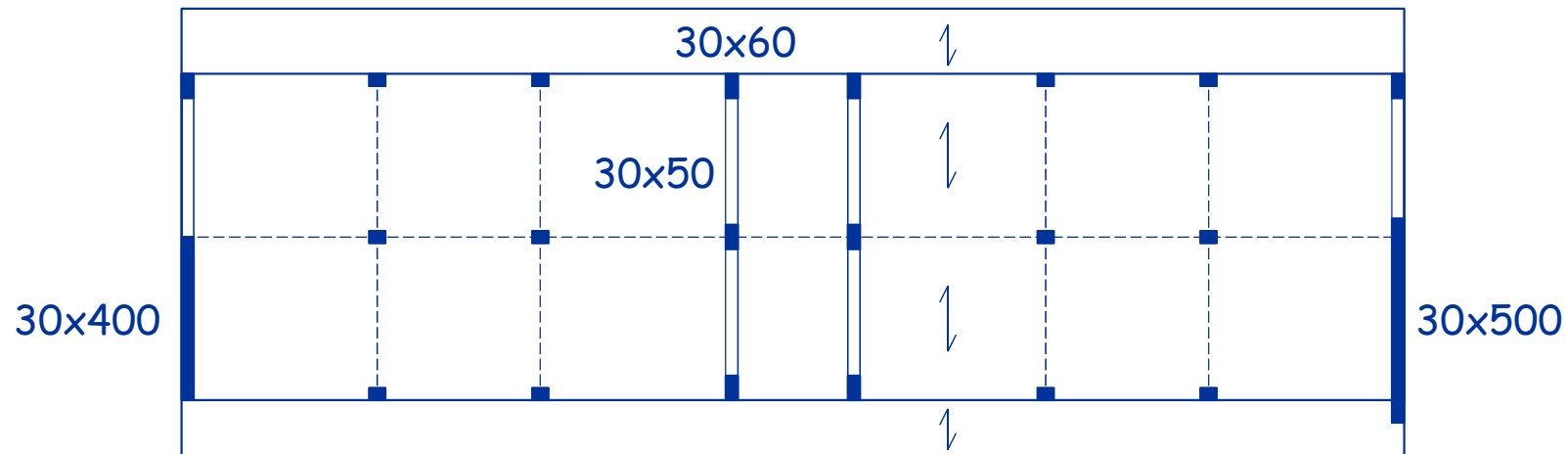
# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Il momento flettente alla base della parete è provocato sostanzialmente dal primo modo
- Il contributo del modo 2 non è influenzato dal momento alla base e dunque dalla plasticizzazione della parete
- Si può immaginare che la struttura risponda secondo il modo 2 elasticamente (cioè senza poter applicare la riduzione di  $q$ ) e dunque il taglio va calcolato come segue

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + (qV_{Ed2})^2}$$

# Esempio analizzato

- Edificio a sei impalcati, con due pareti
  - Pareti diverse, ma centro masse = centro rigidezze



6 piani

$H_{\text{piani}} = 3.20 \text{ m}$

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

$W_6 = 3000 \text{ kN}$

$W_{\text{altri}} = 3300 \text{ kN}$

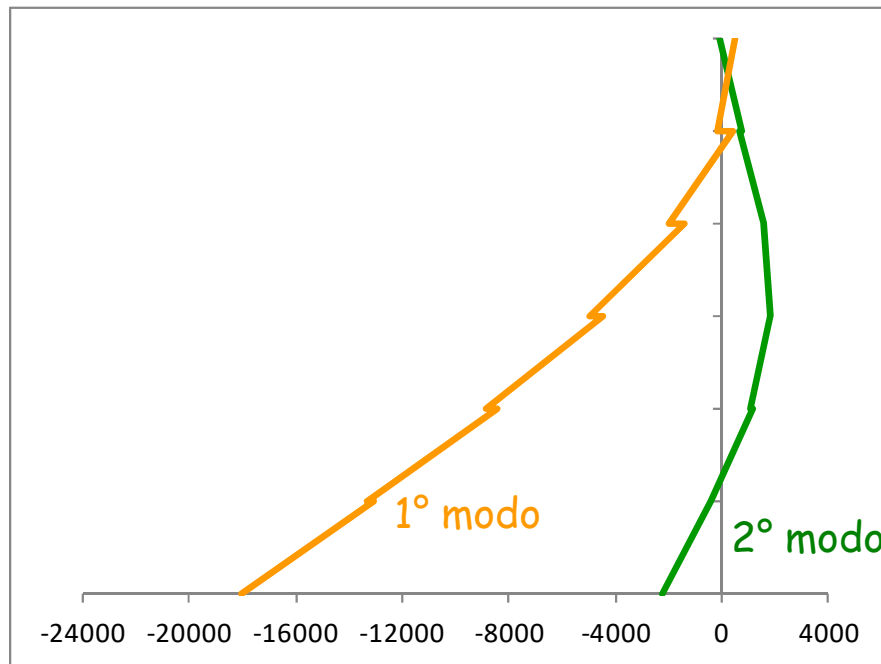
$C_M = C_R$

Vedi cartella "Pareti"

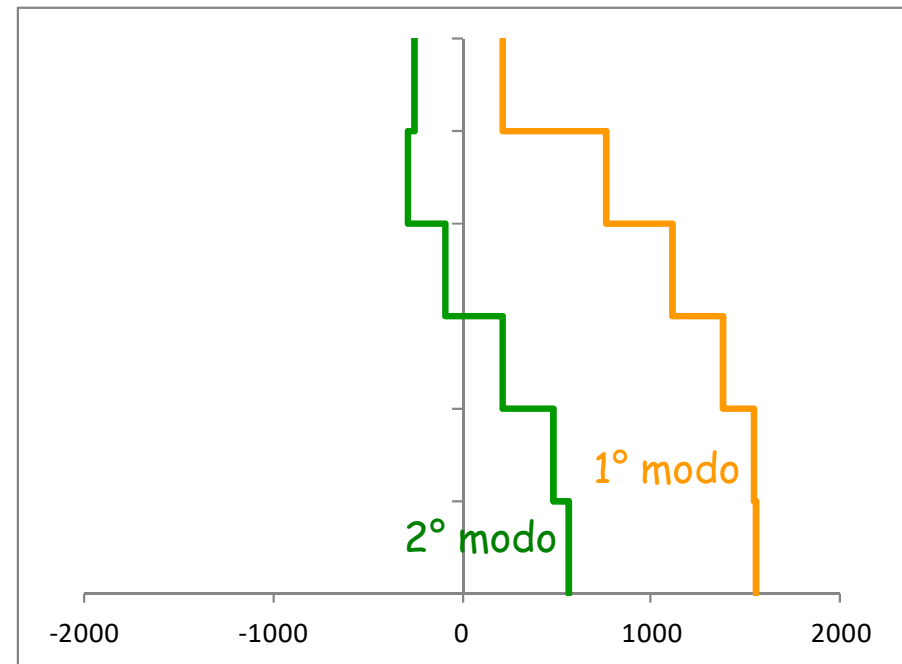
# Comportamento elastico lineare

## analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)



Momento flettente



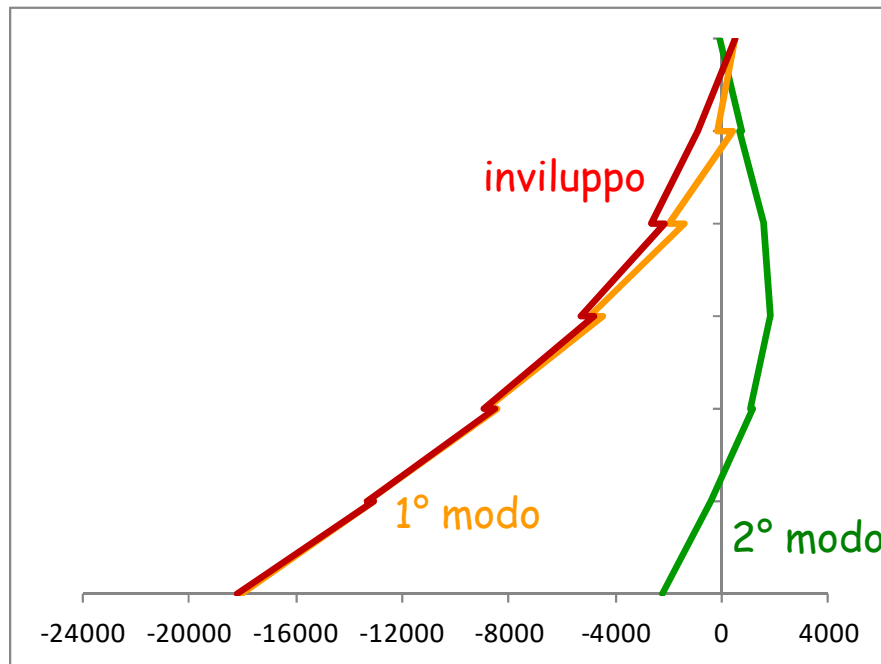
Taglio

# Comportamento elastico lineare

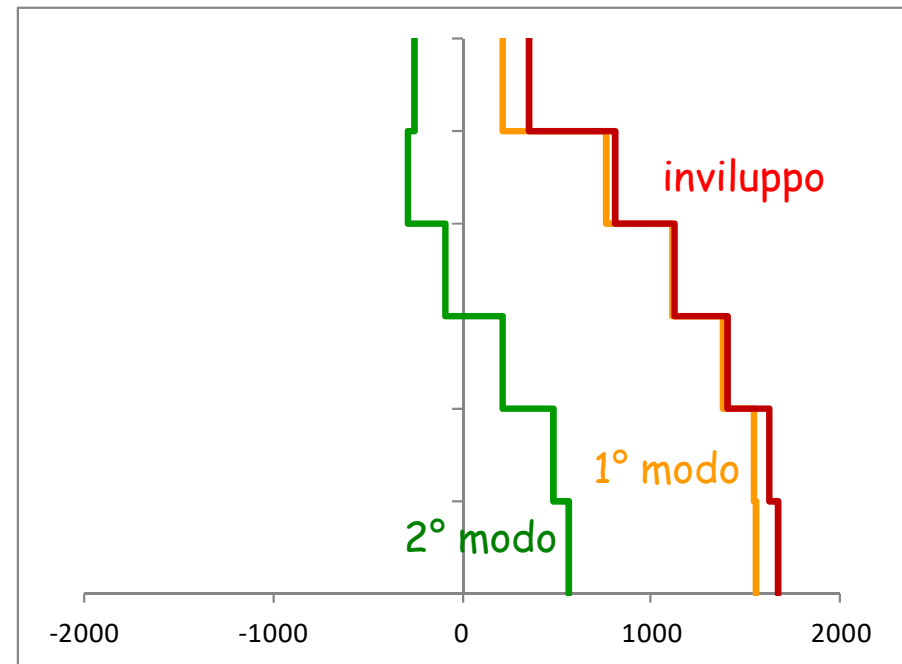
## analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)

Il 2° modo da un contributo minimo



Momento flettente

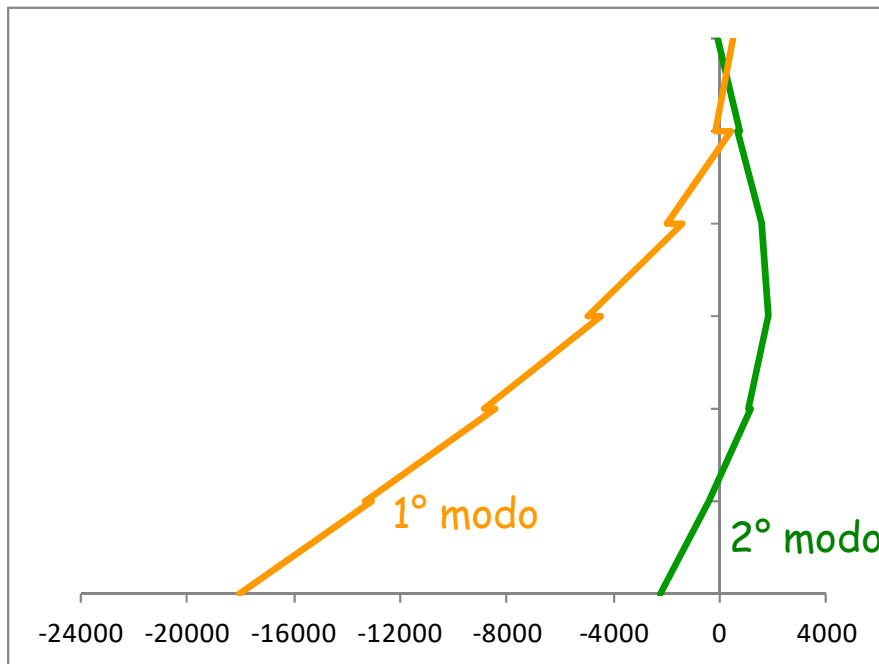


Taglio

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



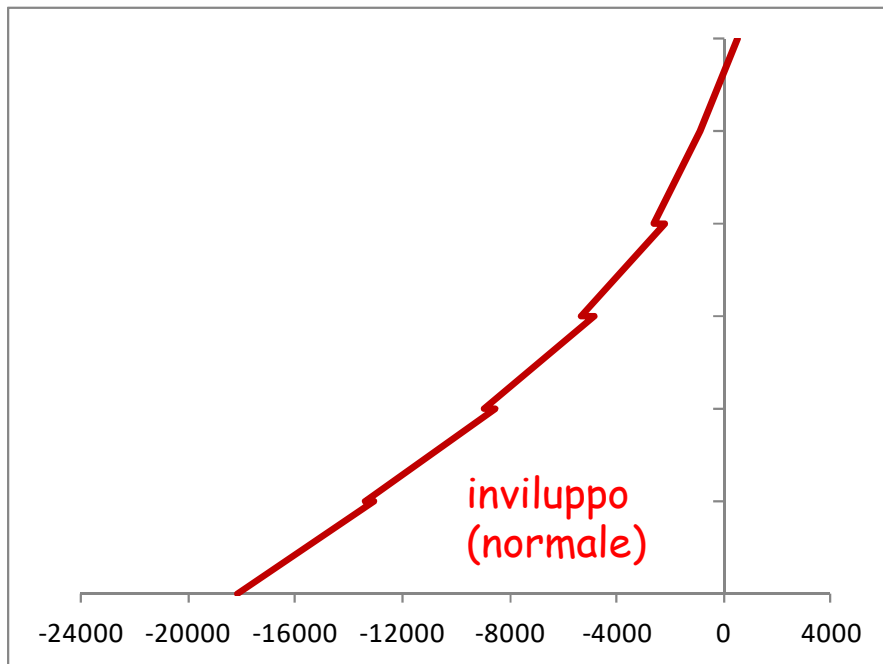
Momento flettente

- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'involuppo modale

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



Momento flettente

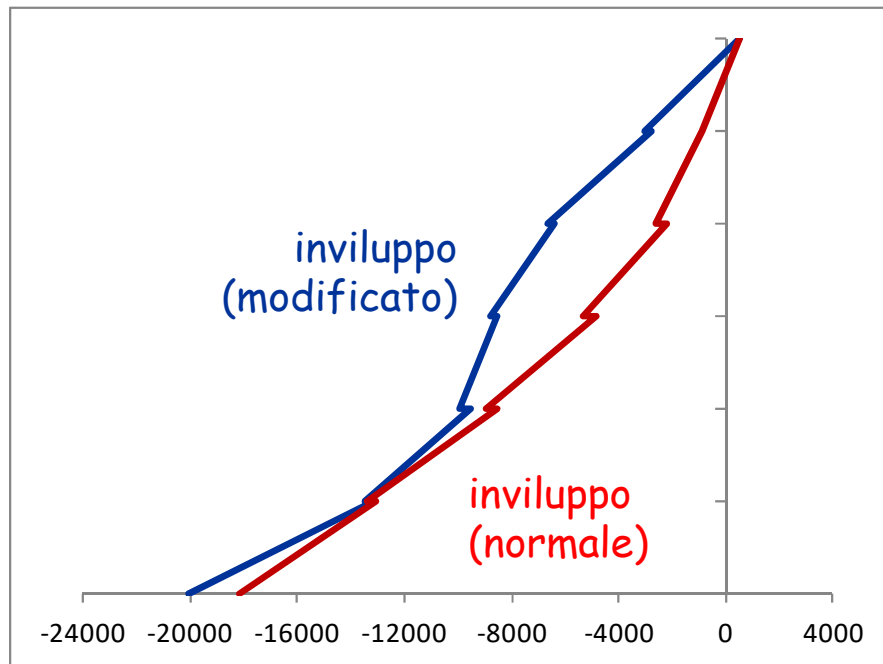
- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'inviluppo modale



# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



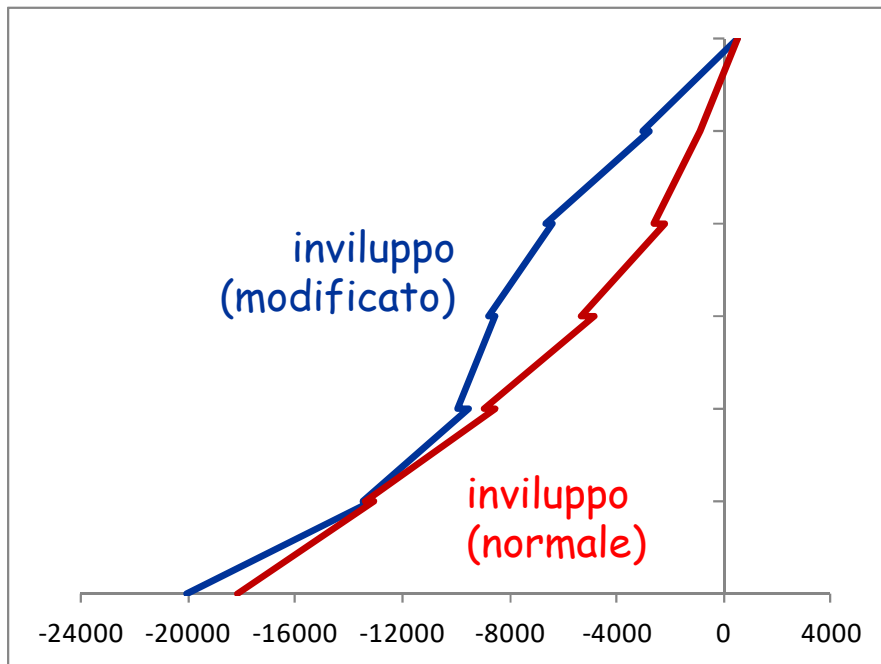
Momento flettente

- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'involuppo modale

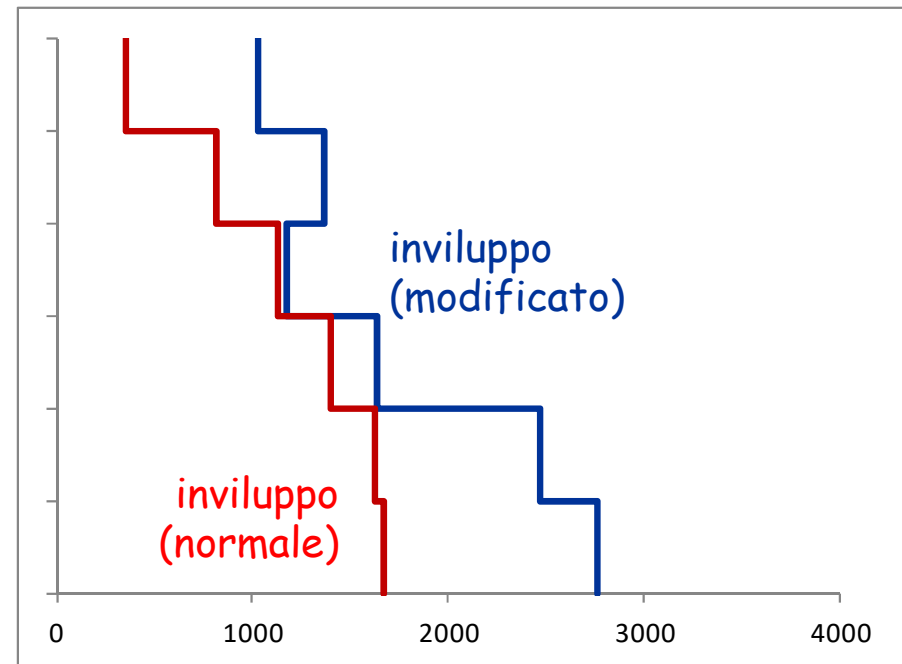
# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



Momento flettente

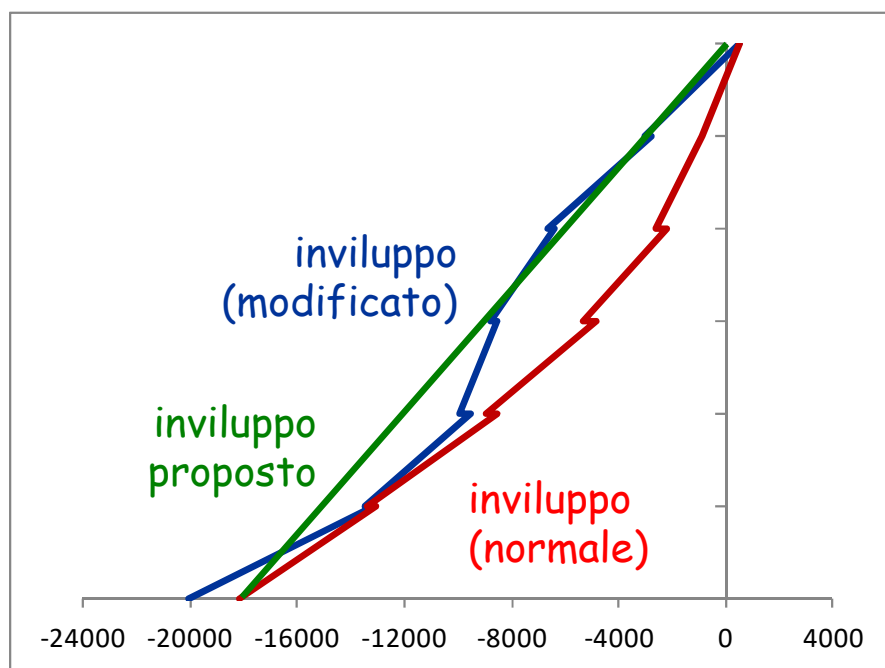


Taglio

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Commento: flessione
  - Si ha un incremento del momento flettente ai piani superiori



Momento flettente

- Suggerimento di normativa
- Adottare un diagramma del momento flettente lineare

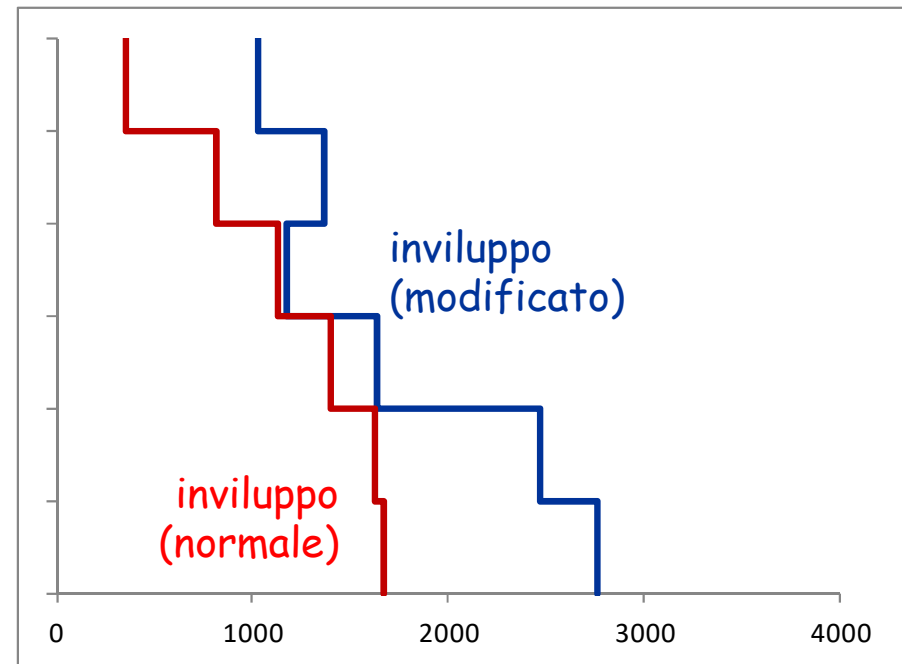
# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Commento: taglio
  - Si ha un forte incremento del taglio alla base
  - Ai piani superiori il taglio si mantiene forte

### Suggerimento di normativa

- Calcolare l'incremento alla base
- Mantenere in testa un taglio pari a metà del valore alla base



Taglio

# Comportamento elasto-plastico

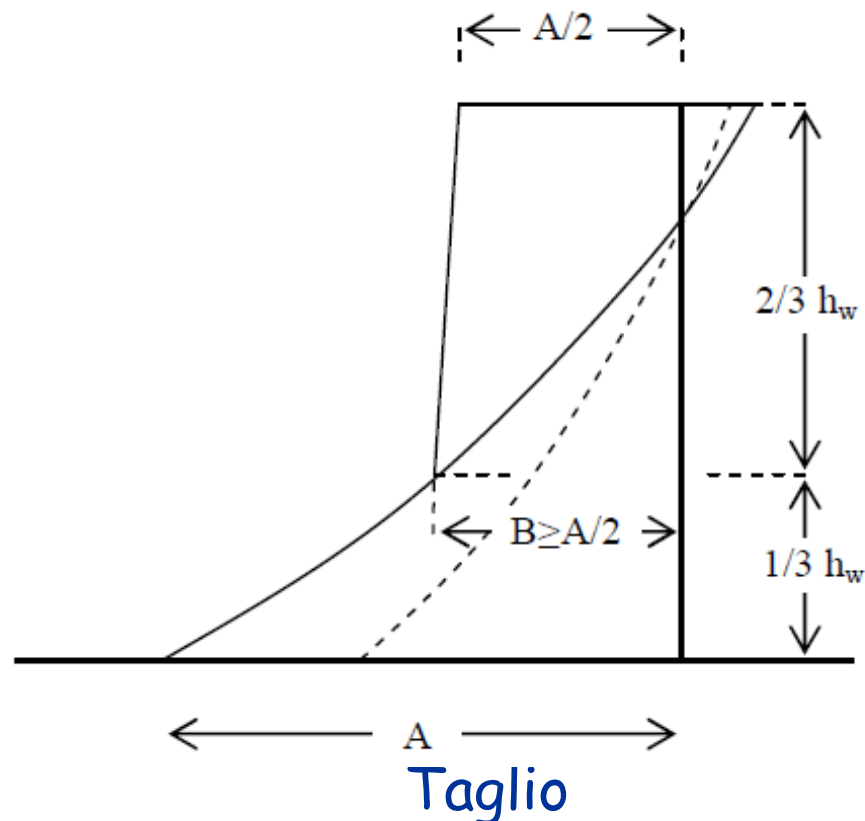
## analisi modale

- Commento: taglio
  - Si ha un forte incremento del taglio alla base
  - Ai piani superiori il taglio si mantiene forte

### Suggerimento di normativa

- Calcolare l'incremento alla base
- Mantenere in testa un taglio pari a metà del valore alla base
- Amplificare secondo la figura per  $z > h_w/3$

Nota: l'immagine di normativa non è molto verosimile, perché il taglio è costante a tratti



# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Il taglio andrebbe calcolato come segue

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + (qV_{Ed2})^2}$$

- Il contributo alla risposta sismica del modo 2 può essere espresso in funzione di quello del modo 1

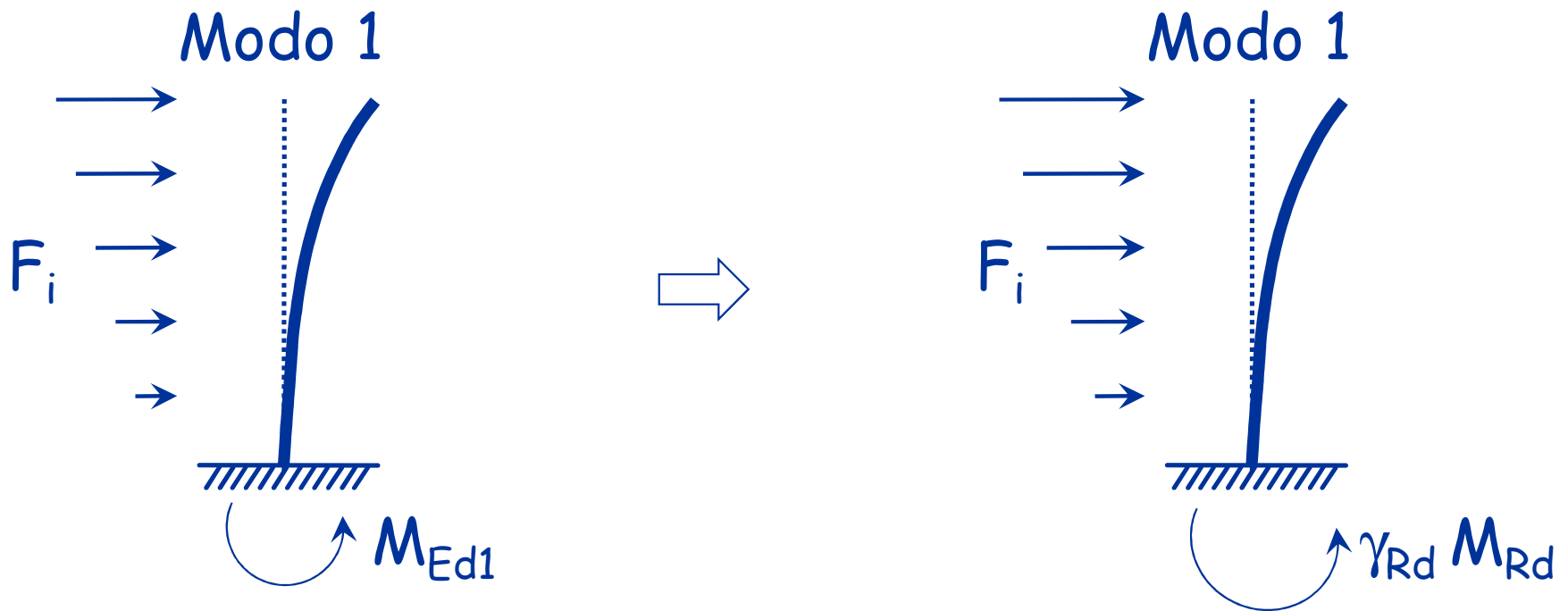
$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

ottenendo quindi

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovraresistenza

- La parete può avere al piede una resistenza a flessione maggiore di quella di calcolo
- Di conseguenza anche il taglio può aumentare

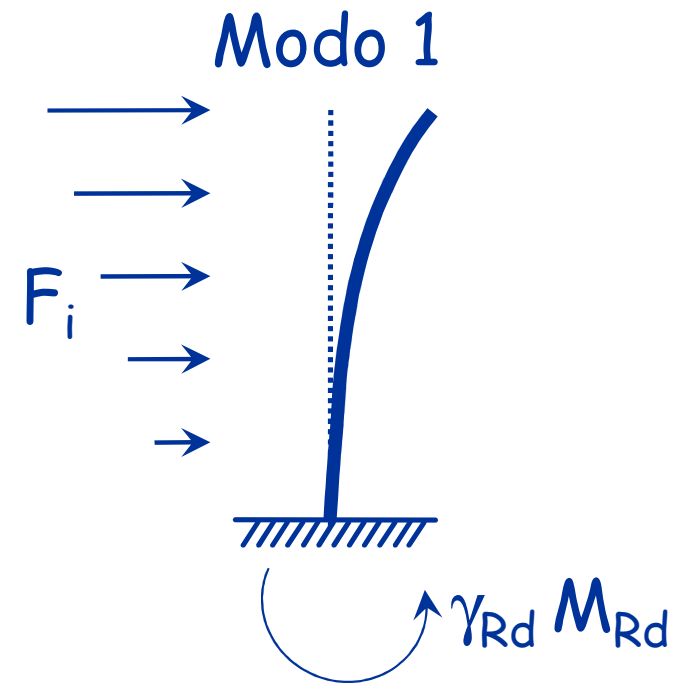


# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovraresistenza

- La parete può avere al piede una resistenza a flessione maggiore di quella di calcolo
- Di conseguenza anche il taglio può aumentare
- Si può incrementare in proporzione il contributo del primo modo

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

Moltiplicare  $V_{Ed1}$  per  $\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{M_{Ed}}$





# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto di modi superiori e sovrarresistenza

- Tenendo conto di modi superiori e sovrarresistenza

$$V_{Ed} = \sqrt{\left( \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V_{Ed1} \right)^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

- La norma prescrive quindi di amplificare il valore di calcolo  $V_{Ed}$  mediante il coefficiente

$$1.5 \leq q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} \leq q$$

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto di modi superiori e sovrarresistenza

- Più precisamente, la normativa prescrive come fattore di incremento

## Strutture di classe di duttilità A

pareti snelle  $1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} \leq q$  con  $\gamma_{Rd} = 1.2$

pareti tozze  $\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$

## Strutture di classe di duttilità B

pareti snelle 1.5

pareti estese  
debolmente armate  $\frac{q+1}{2}$

# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A

$$q = 4$$

$$T_1 = 0.514 \text{ s} \quad T_c = 0.53 \text{ s} \quad S_d(T_1) = S_d(T_c)$$

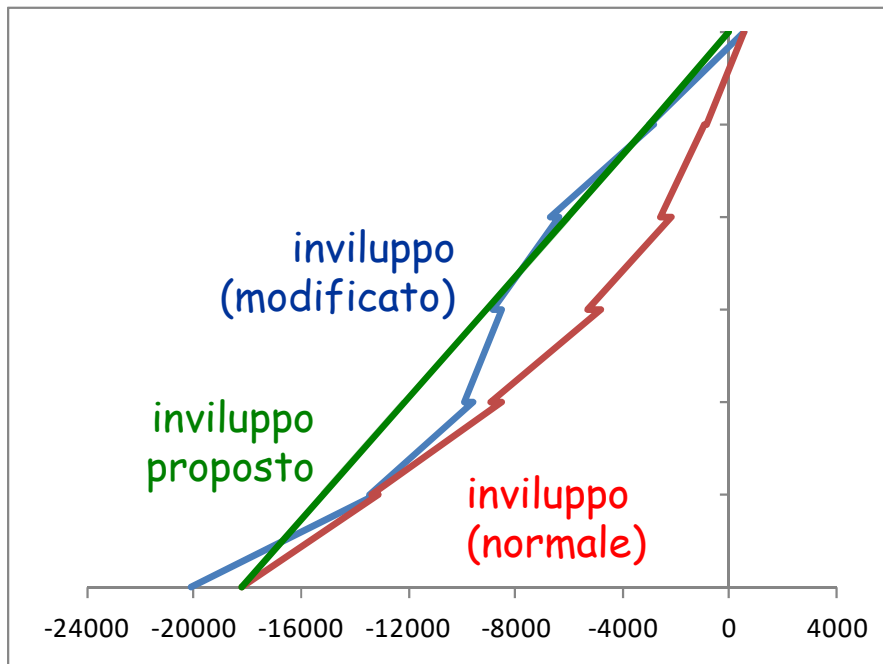
si ipotizza  $M_{Rd} = M_{Ed}$

$$q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} = 1.744$$

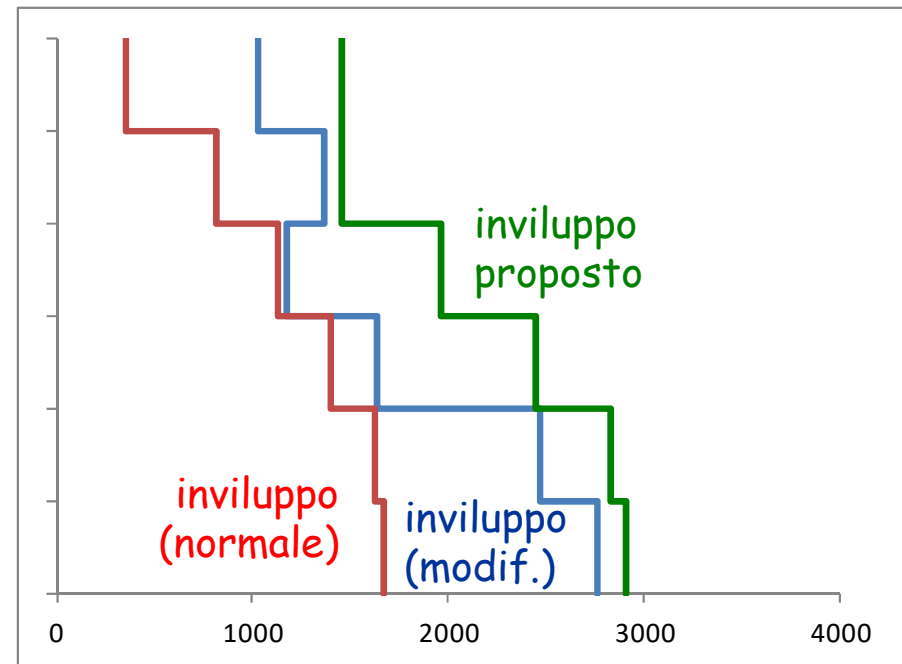
# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A    incremento taglio 1.744



Momento flettente

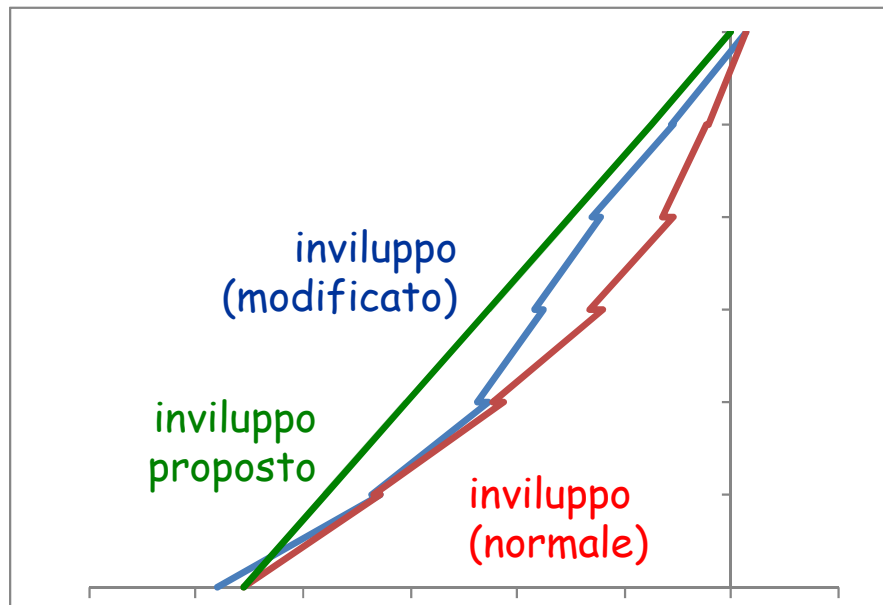


Taglio

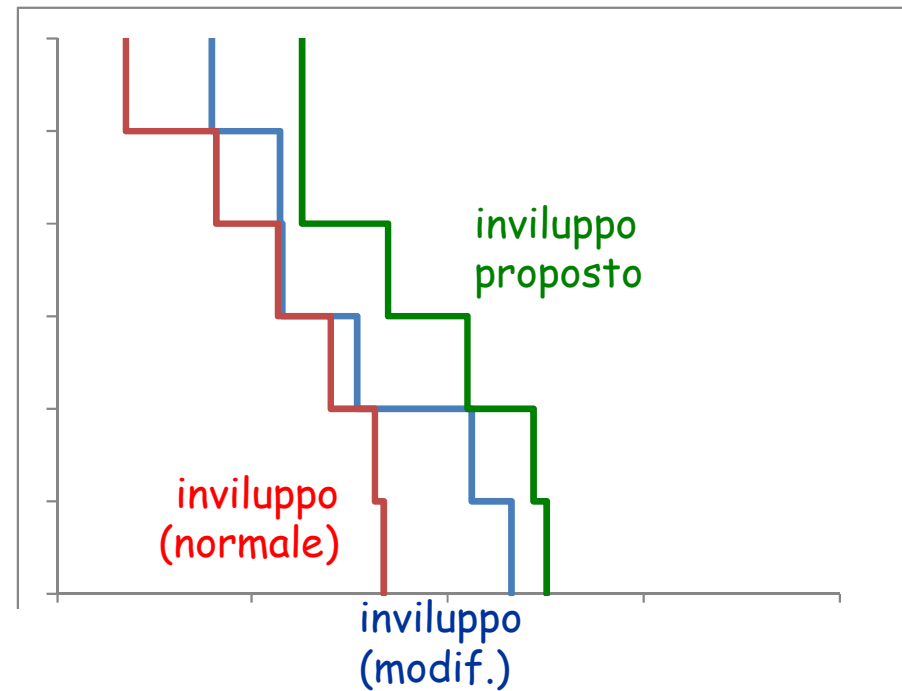
# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità B      incremento taglio 1.5



Momento flettente



Taglio

# Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

pareti snelle  $1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} \leq q$

pareti tozze  $\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$

Classe di duttilità A

$$q = 4 \text{ e } \gamma_{Rd} = 1.2$$

Classe di duttilità B

$$q = 3 \text{ e } \gamma_{Rd} = 1.0$$

# Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

pareti snelle

$$1.5 \leq q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} \leq q$$

Esempio per pareti snelle

$$T_1 = 0.514 \text{ s} \quad T_c = 0.53 \text{ s} \quad S_d(T_1) = S_d(T_c)$$

si ipotizza  $M_{Rd} = M_{Ed}$

Classe di duttilità A

$$q = 4 \text{ e } \gamma_{Rd} = 1.2$$

Incremento taglio 1.74

Classe di duttilità B

$$q = 3 \text{ e } \gamma_{Rd} = 1.0$$

Incremento taglio ~~1.38~~  
1.50

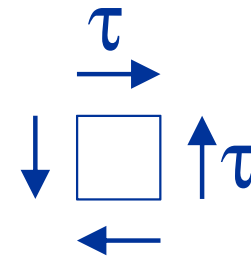
L'elemento parete: taglio (pareti snelle)



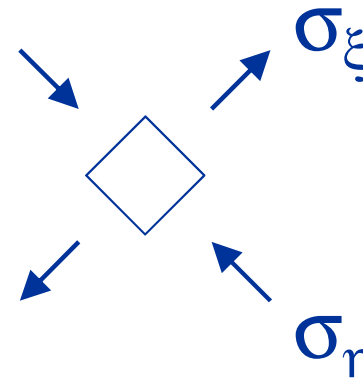
# Taglio

## brevi richiami

- Secondo la teoria di De Saint Venant, il taglio genera tensioni tangenziali  $\tau$



- Se in un elementino infinitesimo vi sono solo  $\tau$ , a queste corrispondono tensioni principali di trazione e compressione inclinate a  $45^\circ$



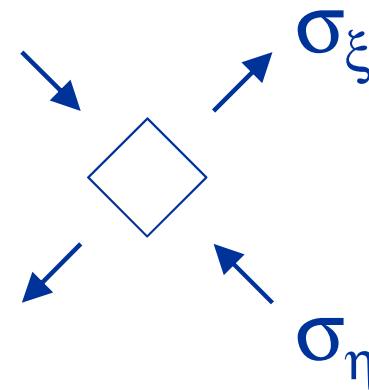
# Taglio

brevi richiami



foto M. Dasasso

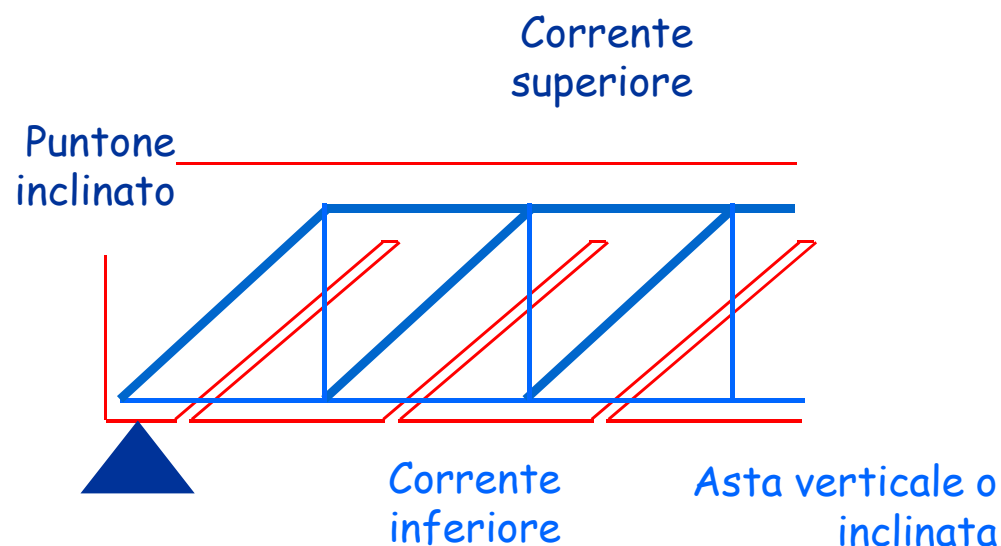
Si avranno  
quindi lesioni  
a  $45^\circ$ ,  
perpendicolari  
alla direzione  
di trazione



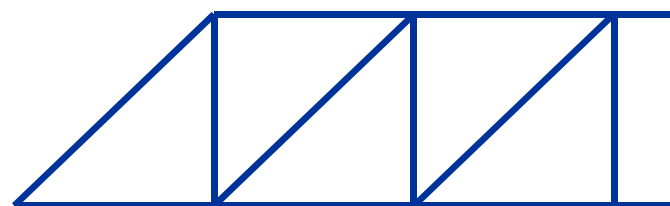
# Taglio

## brevi richiami

- Il classico modello di traliccio di Mörsch prevede puntoni compressi a  $45^\circ$  e tiranti corrispondenti alle armature a taglio



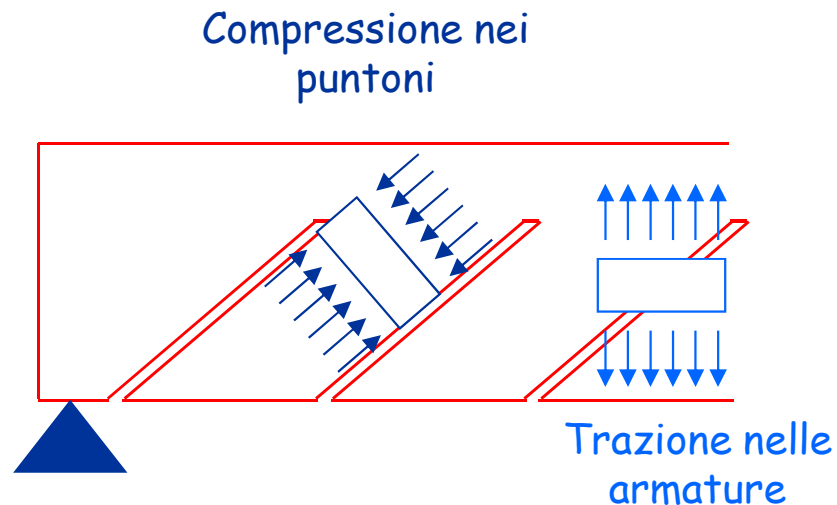
## Traliccio di Mörsch



# Taglio

## brevi richiami

- Sostanzialmente equivalente è il modello a campi di tensione, sviluppato in tempi recenti



Campi di tensione

# Taglio

## brevi richiami

- I modelli classici "affidano tutta la resistenza a taglio alle armature"
- I loro risultati sono cautelativi, cioè sottostimano la reale resistenza a taglio
- In tempi più recenti sono stati proposti modelli che meglio colgono la reale resistenza a taglio
  - Modello "normale"
  - Modello "a inclinazione variabile del traliccio" (o meglio del puntone)

# Taglio

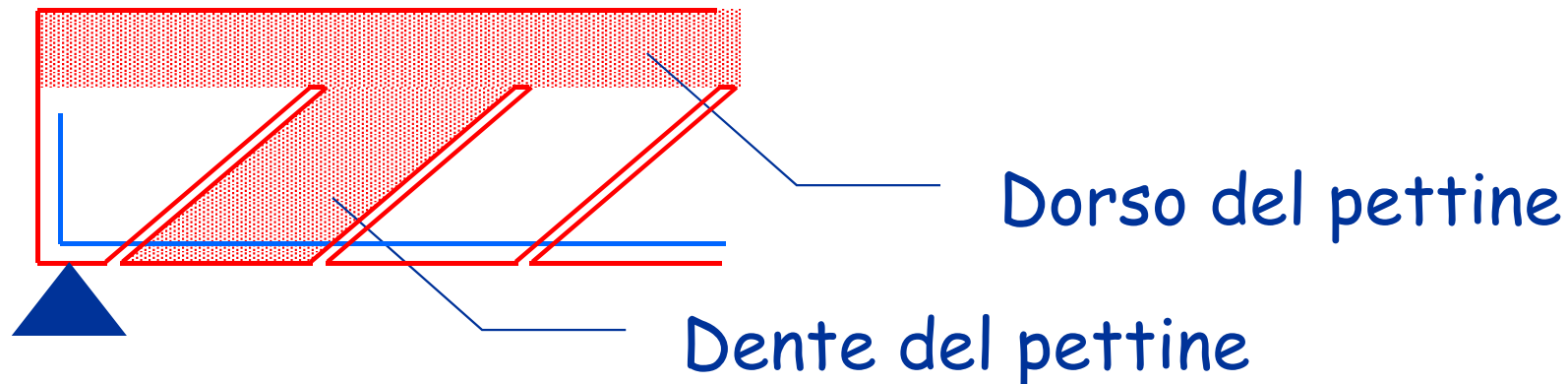
## brevi richiami

- Modello "normale"
  - Quando le armature a taglio si snervano rimangono il corrente compresso e i puntoni inclinati, che danno una ulteriore resistenza (valutata col "modello a pettine")

$$V_{Rd} = V_{wd} + V_{cd}$$

armatura a taglio  
calcestruzzo del pettine

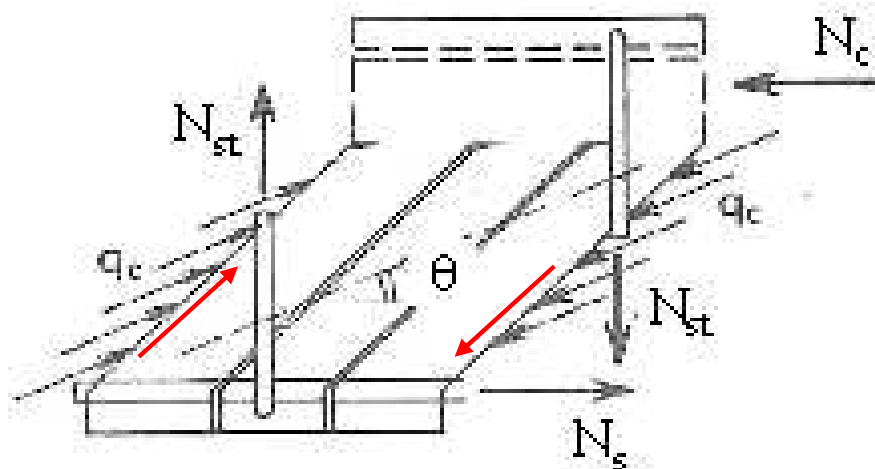
## Modello a pettine



# Taglio

## brevi richiami

- Modello "a inclinazione variabile del traliccio"
  - Quando le armature a taglio si snervano l'ingranamento degli inerti trasmette tensioni tra le facce della lesione e questo modifica l'inclinazione del puntone compresso



Si usano i modelli già citati (traliccio di Mörsch, campi di tensione) ma con puntone inclinati di un angolo  $\theta$

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

### Pareti snelle

- Si adottano i modelli di comportamento validi per le travi

### Pareti tozze

- Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi (ad esempio tirante-puntone)



# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

Pareti snelle

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Pareti tozze

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi  $\theta$  deve rimanere  $45^\circ$

Indicazioni specifiche sono fornite per gli edifici di classe di duttilità "A", che richiedono maggiore duttilità

# Taglio

## problemi particolari

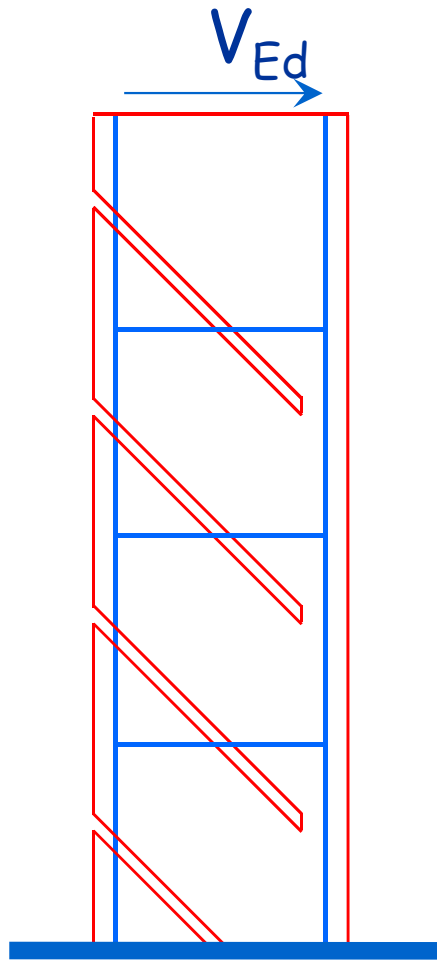
1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$
3. Il traliccio di Mörsch in presenza di sole staffe trascura la componente longitudinale della trazione: è necessario considerare (l'uno o l'altro, in alternativa)
  - Traslazione del diagramma dei momenti
  - Contributo dell'armatura di parete

Questo verrà esaminato in fase di progetto delle armature

Verifica a taglio di pareti snelle

# Verifica a taglio di pareti snelle

## modelli di calcolo



Attraverso l'analisi di:

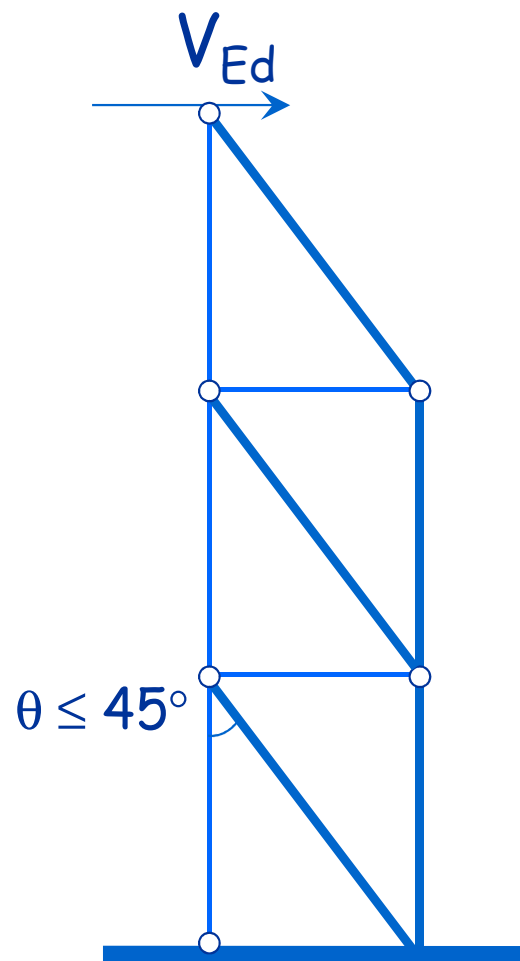
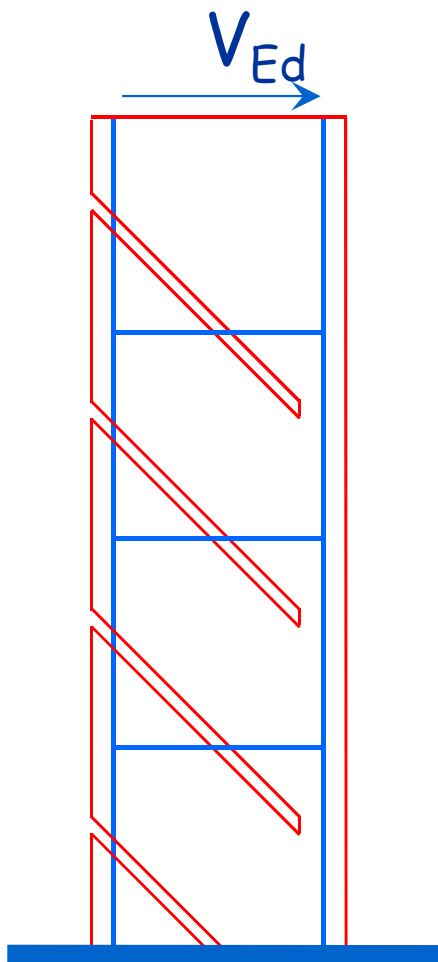
- stato tensionale
- lesioni da taglio
- ingranamento degli inerti



Modello a inclinazione variabile  
del traliccio

# Verifica a taglio di pareti snelle

## modelli di calcolo

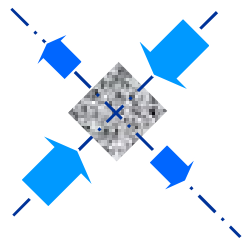


Puntoni ad inclinazione variabile  
 $\theta \leq 45^\circ$

# Resistenza del calcestruzzo

## compressione del calcestruzzo d'anima

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$



$$f'_{cd} = v_1 f_{cd} \quad v_1 = 0.5$$

resistenza ridotta a causa della trazione in direzione ortogonale

$\alpha_c$  tiene conto della compressione

$$\alpha_c = 1$$

in assenza di compressione

$$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}$$

per  $0 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.25$

$$\alpha_c = 1.25$$

per  $0.25 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.5$

$$\alpha_c = 2.5 \left( 1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right)$$

per  $0.5 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 1$

per le pareti  
 $\alpha_c$  è in genere  
prossimo ad 1

# Resistenza dell'armatura a taglio

## trazione dell'armatura d'anima

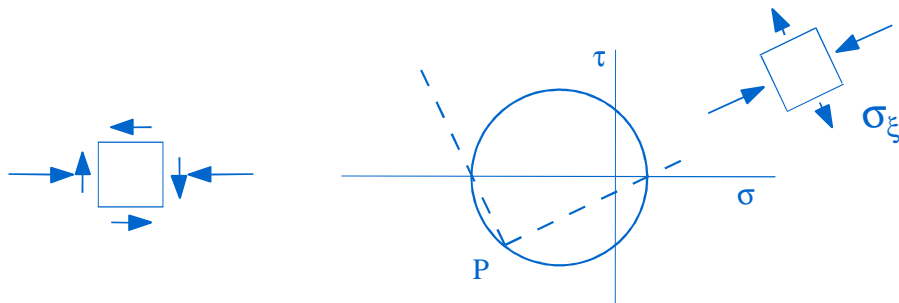
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

In presenza di compressione:

$$\cot \theta_1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_\xi}$$



Nota: Discordanza di simboli tra NTC08 e EC2.  
Io faccio riferimento a EC2

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2



# Resistenza a taglio pareti snelle

- Si applicano le formule generali

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

tenendo conto che  $z = 0.8 l_w$  (sarà precisato parlando di flessione)

Classe di duttilità B

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Classe di duttilità A

$$\cot \theta = 1$$

ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4 nelle zone critiche

# Definizione: zona critica (o zona dissipativa)

## Zona critica

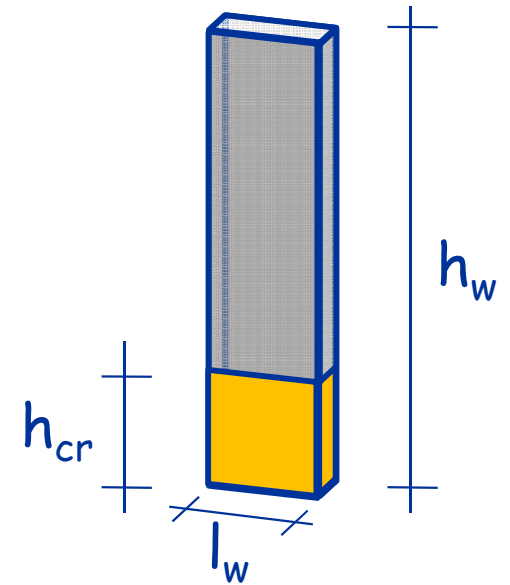
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche flessionali, ovvero ...

... la porzione di parete di altezza  $h_{cr}$  al di sopra dell'incastro

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w / 6)$$

$h_{cr} \leq h_{1 \text{ piano}}$  per edifici fino a 6 piani

$h_{cr} \leq h_{2 \text{ piani}}$  edifici con più di 6 piani



# Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

Usare  $\cot \theta = 1$

- Durante il sisma il progressivo danneggiamento del calcestruzzo riduce l'efficacia dell'ingranamento degli inerti per cui  $\theta = 45^\circ$

Ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4

- Usare  $\cot \theta = 1$  è cautelativo per l'armatura, quindi è prudente usarlo nel dimensionare l'armatura a taglio
- Usare  $\cot \theta = 1$  non è cautelativo per il calcestruzzo  
Se le armature si snervano  $\cot \theta$  cresce e la resistenza  $V_{Rd,max}$  del calcestruzzo si riduce.  
Per  $\cot \theta = 2$   $V_{Rd,max}$  si riduce di 0.8

Ma allora come mai  
0.4 e non 0.8?

# Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

- Notare l'evoluzione della normativa

Al di fuori della zona critica

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Nella zona critica

PreStandard EC8 1998:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Bozze EC8 2002 e 2001:

$$V_{Rd,max} = 0.8 \left( \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

NTC08, EC8 2005:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \left( \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

L'attuale 0.4 è voluto o è un errore di trascrizione?

# Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

## pareti snelle

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

- Si assume  $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \qquad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z$$

è penalizzante per le armature, ma si riesce a fare

- Nelle zone critiche

ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4

questo diventa veramente penalizzante per la classe B,  
ma io sono sempre più convinto che si tratti di un errore

# Dimensionamento delle pareti in base al taglio

# Dimensionamento delle pareti

- È abbastanza corretto dimensionare le pareti a taglio (anche perché il taglio è facilmente prevedibile)
- Occorre poi stimare il momento flettente (meno immediato) e controllare che le sezioni scelte vadano bene anche a flessione

# Dimensionamento delle pareti in base al taglio

- Le pareti possono essere dimensionate in maniera tale che la resistenza a taglio del calcestruzzo sia sufficiente a sopportare l'intera azione sismica

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \alpha_c f'_{cd} b_w 0.8 l_w \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

- Se pongo  $V_{Rd,max} = V_{Ed}$  (da sisma) posso ricavare la lunghezza totale  $L_{tot}$  delle pareti

$$L_{tot} = \frac{V_{Ed}}{0.8 \alpha_c f'_{cd} b_w} \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta}$$



# Dimensionamento delle pareti in base al taglio

- Assumo  $\alpha_c = 1$ ,  $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$   
 $\cot \theta = 1 \div 2.5$  per classe di duttilità B
- Si ha:

per  $\cot \theta = 1$  
$$L_{tot} = 5 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per  $\cot \theta = 1.5$  
$$L_{tot} = 5.42 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per  $\cot \theta = 2$  
$$L_{tot} = 6.25 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per  $\cot \theta = 2.5$  
$$L_{tot} = 7.25 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

# Dimensionamento delle pareti in base al taglio

Esempio:

Sia

- $V_{Ed} = 6000 \text{ kN}$
- calcestruzzo di classe C25/30 ( $f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$ )
- $b_w = 30 \text{ cm}$

Si ottiene

$$L_{tot} = 6.25 \frac{6000 \times 10^3}{30 \times 10^1 \times 14.2} \times 10^{-1} = 880 \text{ cm}$$

la lunghezza totale delle pareti deve essere pari a 880 cm  
(o un po' meno se si usa  $\cot \theta = 1$ )