

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

01 - Introduzione

Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

Pareti in c.a. Perché parlarne ?

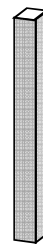
- Problemi relativi all'elemento strutturale "parete"
 - Comportamento
 - Modellazione
- Problemi relativi alla tipologia strutturale di edifici con pareti
 - Possibili tipologie
 - Comportamento
 - Modellazione

Elemento strutturale

Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

Pilastro



Pilastro:

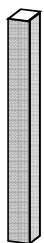
Asta che rispetta i requisiti di De Saint Venant

La dimensione longitudinale è nettamente prevalente rispetto alle dimensioni della sezione

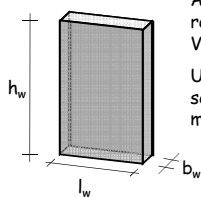
Elemento strutturale "parete"

- 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

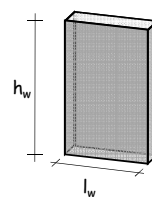
Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra/lastra

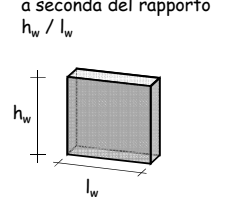
Pilastro



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



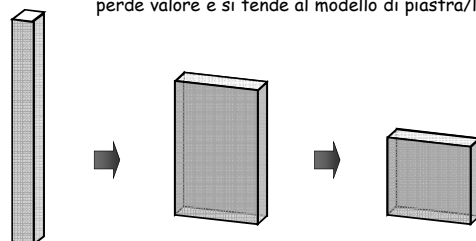
Esempio: trave realizzata come parapetto

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

- 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

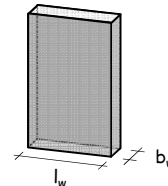
Secondo la normativa: parete in cemento armato

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 ...



NTC 08, punto 7.4.3.1

NTC 15, punto 7.4.4.5

Secondo la normativa: parete in cemento armato

Nella bozza di normativa vi è una ulteriore distinzione tra:

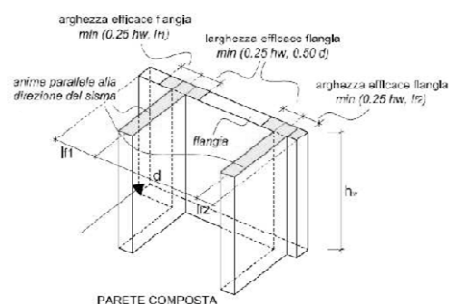
- Parete semplice
elemento con sezione rettangolare
- Parete composta
elemento con sezione costituita da più rettangoli

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

NTC 15, punto 7.4.4.5

Secondo la normativa: parete in cemento armato

- Parete composta

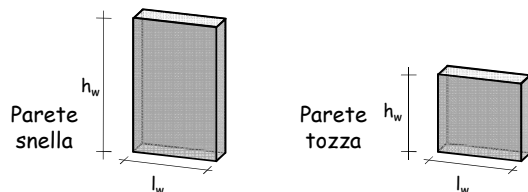


NTC 15, punto 7.4.4.5

Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Quando $h_w \gg l_w$ (parete snella)
Gli effetti delle azioni sono simili a quelli delle travi

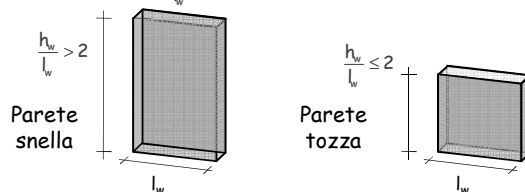
Quando h_w è paragonabile l_w (parete tozza)
Sono necessari modelli ad hoc



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



NTC 08, punto 7.4.4.5.1

NTC 15, punto 7.4.4.5

Secondo la normativa: classificazione delle pareti

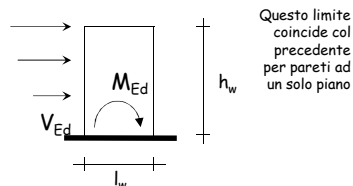
Le NTC 08 per i criteri di verifica (a taglio-trazione) definiscono la parete in funzione del rapporto α_s

Parete "snella"

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

Parete "tozza"

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



NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

NTC 15, punto 7.4.4.5.1

Secondo la normativa: classificazione delle pareti

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

Parete "snella"

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

Parete "tozza"

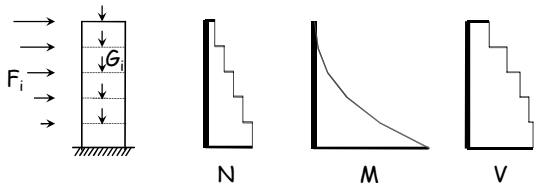
$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

ATTENZIONE
il parametro α_s è un parametro globale della parete. Non ha senso parlare di valore di α_s a un piano

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

NTC 15, punto 7.4.4.5.1

Stato di sollecitazione: pareti snelle



Flessione composta

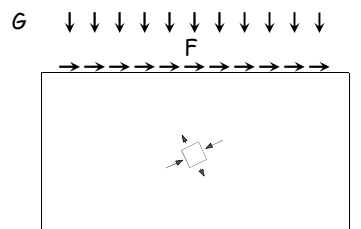
Sforzo normale dovuto ai carichi verticali

Momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

Taglio

Dovuto alle azioni orizzontali

Stato di sollecitazione: pareti tozze

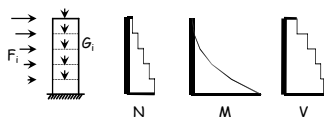


Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi derivanti da:

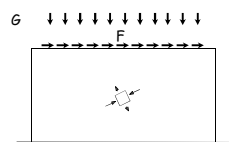
- analisi dello stato tensionale;
- risultati della sperimentazione.

Stato di sollecitazione: pareti snelle e pareti tozze

- Pareti snelle



- Pareti tozze



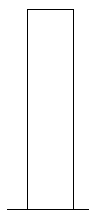
Si hanno differenze, ma forse meno importanti di quanto sembrerebbe

Tipologia strutturale

Elemento strutturale ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale:
definizioni dell'Eurocodice 8

Parete duttile



Parete duttile:

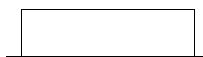
parete incastrata alla base in modo tale che non sia permessa rotazione relativa della base rispetto al resto del sistema strutturale, che è progettata e dotata di dettagli locali per dissipare energia in una zona con cerniera plastica flessionale appena sopra la sua base

Eurocodice 8, punto 5.1.2

Elemento strutturale ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale :
definizioni dell'Eurocodice 8

Parete debolmente armata



Parete debolmente armata:

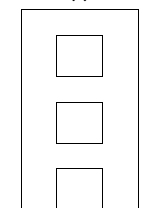
parete con grandi dimensioni trasversali, cioè una dimensione orizzontale l_w almeno uguale a 4.00 m o due terzi dell'altezza h_w della parete, che ci si aspetta sviluppi una fessurazione ed un comportamento inelastico limitati sotto la situazione sismica di progetto

Eurocodice 8, punto 5.1.2

Elemento strutturale ai fini della tipologia strutturale

- L'elemento strutturale:
definizioni dell'Eurocodice 8

Pareti accoppiate



Pareti accoppiate:

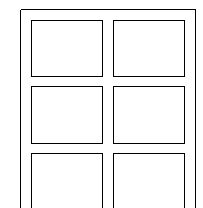
elemento strutturale costituito da due pareti singole connesse secondo uno schema regolare da travi adeguatamente duttili, in grado di ridurre almeno del 25% la somma dei momenti flettenti alla base delle singole pareti pensate come non collaboranti

Eurocodice 8, punto 5.1.2

Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale:
definizioni dell'Eurocodice 8

Sistema a telaio



Sistema a telaio:

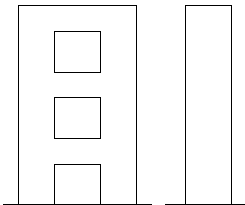
sistema strutturale nel quale i carichi sia laterali che verticali sono sopportati principalmente da telai spaziali (insiemi tridimensionali di travi e pilastri) la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale

Eurocodice 8, punto 5.1.2

Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

Sistema a pareti



Sistema a pareti:

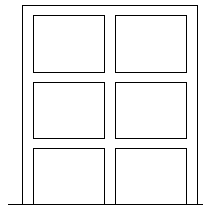
sistema strutturale nel quale i carichi laterali sono sopportati principalmente da pareti la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale

Eurocodice 8, punto 5.1.2

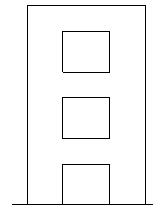
Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

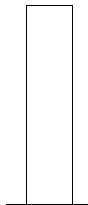
Telaio



Pareti accoppiate



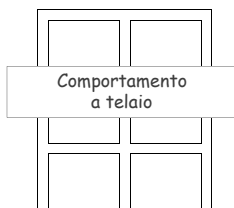
Pareti singole



Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

Telaio



Pareti accoppiate



Pareti singole



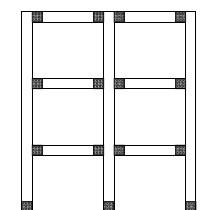
... e quindi

- 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
- 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:

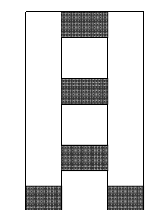
Formazione di cerniere agli estremi delle travi (e al piede dei pilastri del primo ordine)

Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

Tipologia strutturale meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti accoppiate



Pareti accoppiate:

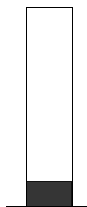
Completa plasticizzazione delle travi di accoppiamento (e della sezione di base delle pareti)

Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

Tipologia strutturale meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti
singole



Pareti singole:

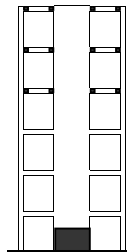
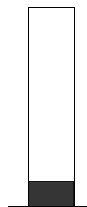
Plasticizzazione della sezione di base delle pareti, con rischio di rottura a taglio (da evitare)

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; 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*;

NTC 08, punto 7.4.3.1

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**;

Piccole differenze

NTC 15, punto 7.4.3.1

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

$$q = q_0 K_R$$

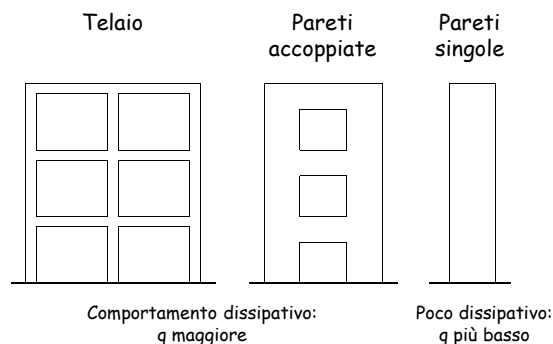
NTC 08, punto 7.3.1

Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di q

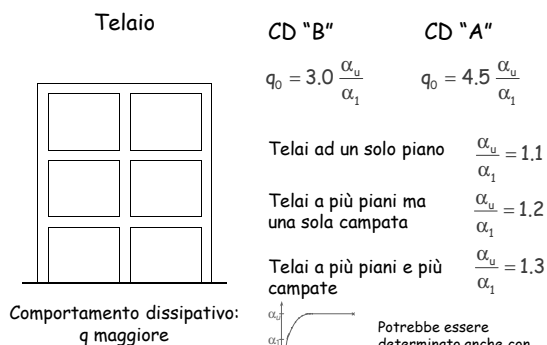
- Classe di duttilità alta: CD "A"
 - Per garantire questa duttilità, richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi
 - Ha senso usarla per strutture a telaio e per strutture a pareti accoppiate
- Classe di duttilità media: CD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

NTC 08, punto 7.2.1

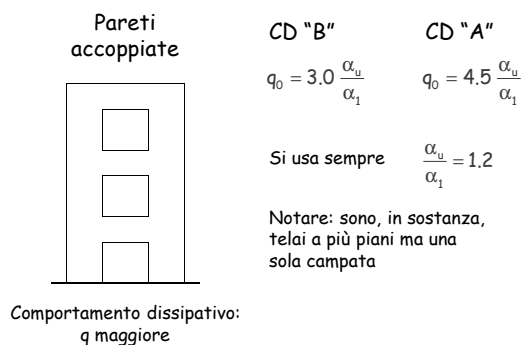
Comportamento e fattore di struttura q



Comportamento e fattore di struttura q

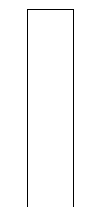


Comportamento e fattore di struttura q



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 α_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 α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_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 ($h_w < 2 l_w$)

NTC 08, punto 7.4.3.2

NTC 15, punto 7.3.1

Vantaggi delle strutture con pareti

- Elevata rigidità
 - 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

Importanti distinzioni

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato
 - Le pareti possono essere considerate come "pareti estese debolmente armate"
- Edifici con pareti estese a tutta altezza
 - È questa la reale tipologia di "edificio a pareti"

Argomenti trattati

- Comportamento e verifica delle pareti
- Edificio con pareti solo al primo livello
 - Problematiche specifiche
- Problematiche di calcolo della tipologia a pareti non accoppiate
- Edificio con pareti non accoppiate
 - Criteri di dimensionamento
 - Modellazione e analisi sismica
 - Valutazione globale del comportamento strutturale
 - Progetto delle armature

Norme di riferimento italiane

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)
D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09 n. 617
 - Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
 - Capitolo 4, par. 1: Costruzioni di calcestruzzo
 - Capitolo 7: Progettazione per azioni sismiche
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale

Norme di riferimento europee

- EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1): Azioni sulle strutture
- EN 1992 (Eurocodice 2), parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- EN 1998 (Eurocodice 8), parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

02 - Edifici con pareti solo al primo livello:
 problemi specifici

Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato

Nota: le pareti di solito sono quelle che servono da contenimento al terreno



Se le pareti non possono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato è indispensabile staccarle dalla struttura

Ovvero: le pareti di contenimento del terreno devono essere arretrate e separate da pilastri, travi e impalcato

Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

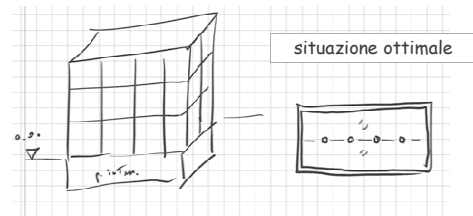
La nuova bozza di normativa ribadisce il concetto: Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

NTC 15, punto 7.2.1

Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

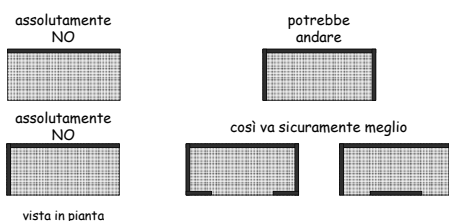
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

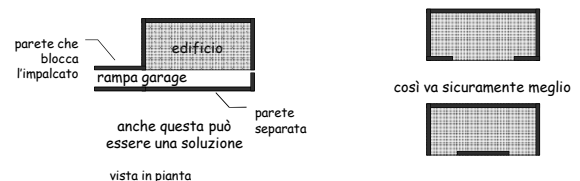
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
 - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato
 - Le pareti possono essere considerate come "pareti estese debolmente armate"

Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

Per la singola direzione:

- Periodo fondamentale non superiore a T_c
- Almeno due pareti con $l_w \geq \text{MIN}(4.00 \text{ m}; 2/3 h_w)$
- Le pareti portano almeno il 20% del carico gravitazionale

Definizione poco significativa: in sostanza

- Devono essere estese
- Devono essere molto rigide (tanto da bloccare bene il primo impalcato)

NTC 08, punto 7.4.3.1

Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

La nuova bozza di normativa chiarisce meglio il concetto:

Una struttura a pareti è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_c

NTC 15, punto 7.4.3.1

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Occorre esaminare in maniera distinta la struttura a pareti del primo livello e la struttura a telaio sovrastante

- Usare fattori di struttura diversi per le due strutture
- È possibile usare modelli geometrici distinti per le due strutture (ognuno col proprio q)
- Se più comodo, si può usare un unico modello geometrico che comprende entrambe le strutture, calcolandolo con i due diversi fattori di struttura (e usando per ciascuna struttura il calcolo appropriato)

NTC 08, punto 7.4.3.2

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q_0 = 3 k_w$$

ma in questo caso $k_w = 0.5$ perché $l_w \gg h_w$

quindi $q_0 = 1.5$

inoltre $K_R = 1.0$ perché le pareti sono solo a un piano

quindi $q = 1.5$

NTC 08, punto 7.4.3.2

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q = 1.5$$

- Amplificazione del taglio:

per pareti estese debolmente armate il taglio dovrebbe essere amplificato di $(q+1)/2$ e quindi di 1.25 (vedi più avanti, tipologia pareti non accoppiate)

questa mi sembra una cautela

eccessiva, ma comunque poco rilevante

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

È a tutti gli effetti una struttura a telaio (può essere di CD "A" oppure "B")

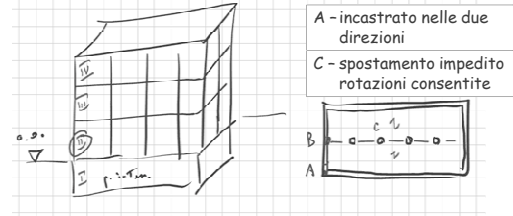
- Fattore di struttura: come per una qualsiasi struttura a telaio
- Nel modello geometrico (e nel giudizio sulla regolarità) fare attenzione al diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)



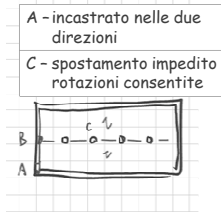
Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

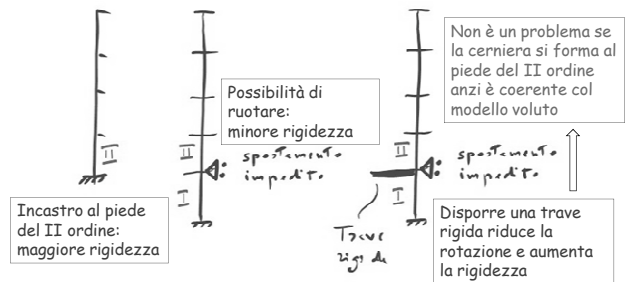
- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

La regolarità in pianta e la regolarità in altezza del telaio possono essere condizionate dal diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo



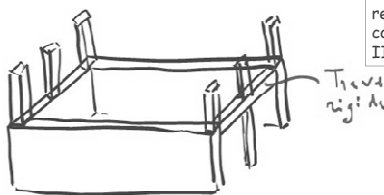
Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

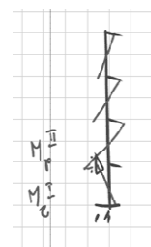
- Modellazione e comportamento



La trave rigida non serve a regolarizzare il comportamento della "scatola"

Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento di un pilastro che parte dal I ordine

Inversione del taglio (e della pendenza del momento flettente)

Se le travi sono a spessore:

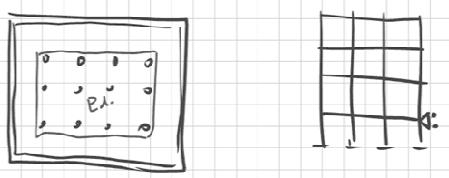
$$M_t^I \cong M_p^{II}$$

Se le travi sono rigide:

$$M_t^I \ll M_p^{II}$$

Edifici con base molto più estesa

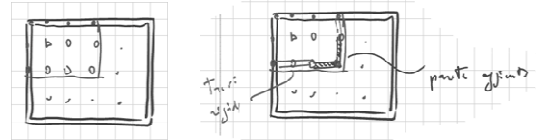
- Con l'edificio in posizione simmetrica



- Problemi:
 - Maggiori sollecitazioni nell'implacato
 - Rischio di cedimenti differenziali (maggiori al centro) da evitare con fondazioni rigide

Edifici con base molto più estesa

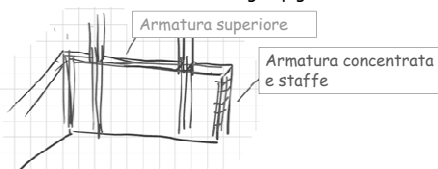
- Con l'edificio in posizione non simmetrica



- Ulteriori problemi:
 - Dissimmetria → rischio di rotazione del primo impalcato

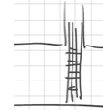
Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro



Calcolo e armature pareti

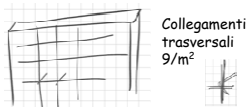
- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)



- Portare l'armatura di attesa fino al piede della parete
- Staffarla bene

Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
 - Per il taglio:
 - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per $b_w=30$ cm, 6 cm²/m)



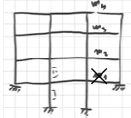
Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
 - Il calcolo con $q=1.5$ (ma anche con $q=1$) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
 - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
 - Per la flessione:
 - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
 - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
 - Per il taglio:
 - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per $b_w=30$ cm, 6 cm²/m)
 - Per lo scorrimento:
 - Attenzione se lo sforzo normale è basso

Se occorre, mettere barre inclinate

Calcolo e armatura telaio sovrastante

- Come se avesse un piano in meno, cioè come se partisse dal II ordine
- La previsione delle sollecitazioni (per la relazione secondo il capitolo 10) può essere fatta con un piano in meno
 - Nella ripartizione del taglio tra i pilastri occorre tenere conto della differenza di rigidità dovuta al diverso grado di vincolo al piede del II ordine



Corsi di aggiornamento

Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

03 - Edifici con pareti (singole): impostazione della struttura

Spoletto

17-18 e 24-25 giugno 2016

Aurelio Ghersi

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 tagliente).
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

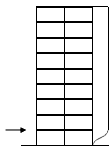
Questo consente di esaminarli separatamente nell'impostare la carpenteria

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

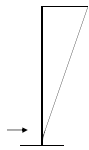
Pareti e telai

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)

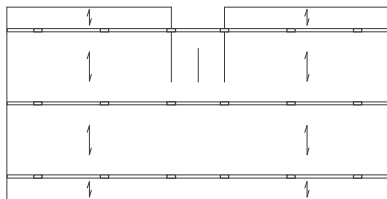
Può essere utile scindere il problema in due fasi:

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 supportare azioni orizzontali

Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

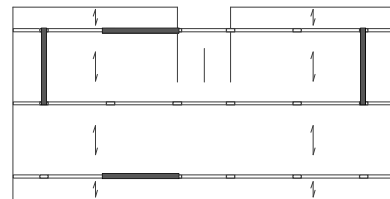
- Una carpenteria pensata per soli carichi verticali può, al limite, avere questo aspetto



Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

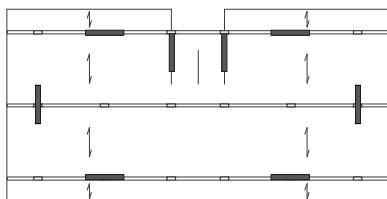
- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
 - Le pareti sono molto resistenti e rigide e quindi ne potrebbero bastare poche



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

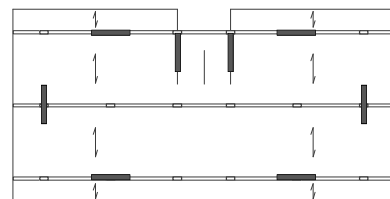


Può essere più semplice disporre un numero più alto di pareti, di dimensioni minori

Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

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

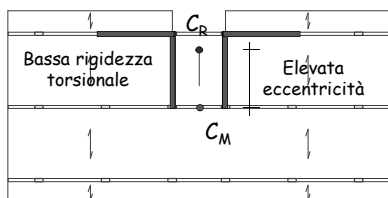


... e contemporaneamente garantire il bilanciamento e una buona rigidezza rotazionale

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

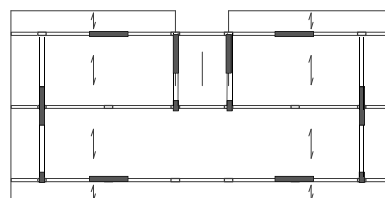


Questa configurazione non va bene

Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

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

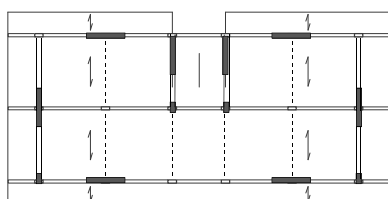


Agli ultimi piani questo potrebbe essere importante

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

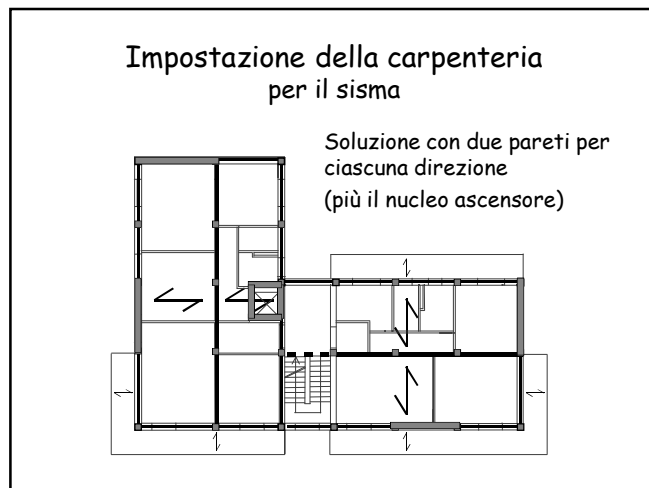
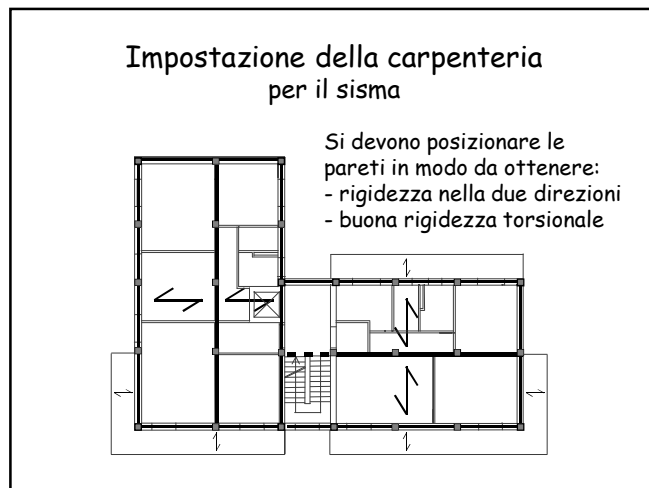
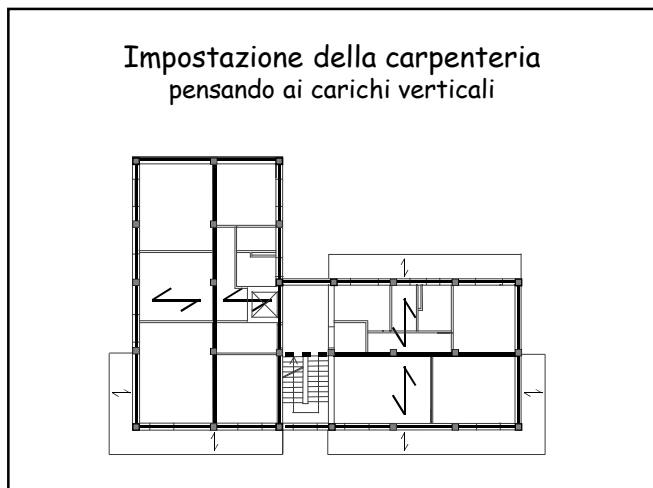
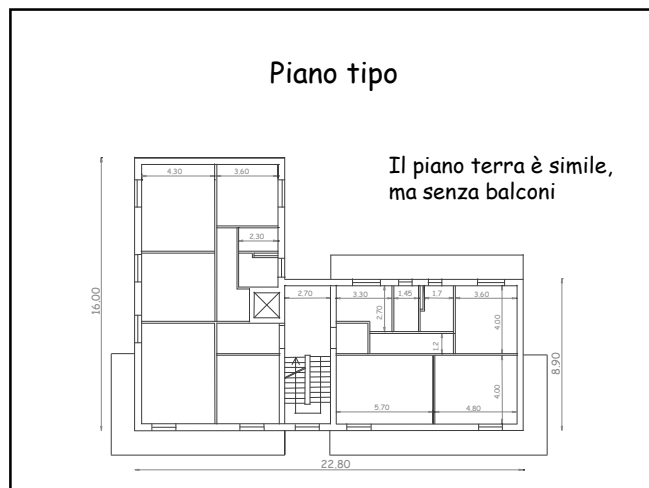
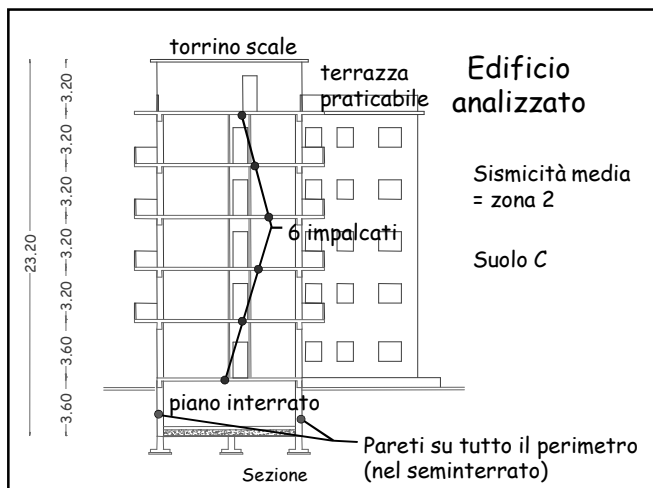
Struttura portante principale:
con pareti (singole) in cemento armato

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



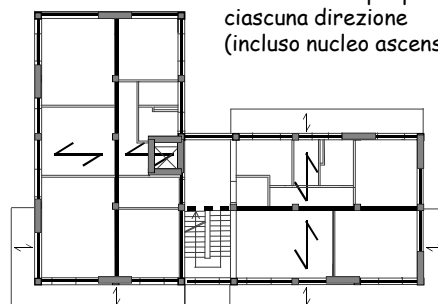
Architettonico con le pareti

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)



Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

04 - Comportamento dinamico delle pareti non accoppiate

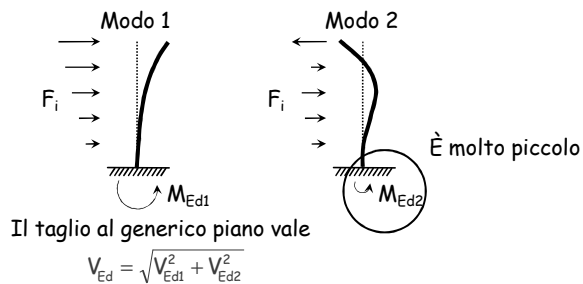
Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

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



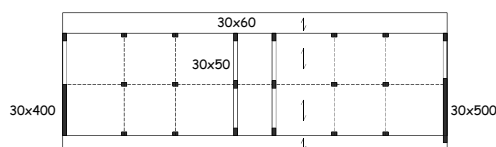
Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- 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



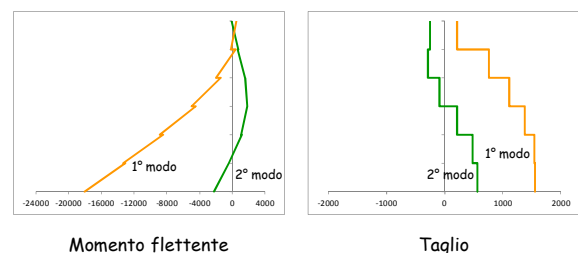
6 piani
 $H_{piani} = 3.20 \text{ m}$
 $L_{travi} = 4.00 \text{ m}$

$W_6 = 3000 \text{ kN}$
 $W_{altri} = 3300 \text{ kN}$
 $C_M = C_R$

Vedi cartella "Pareti"

Comportamento elastico lineare analisi modale

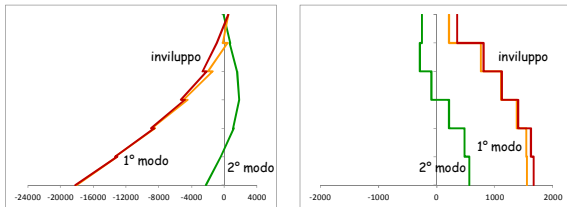
- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)



Comportamento elastico lineare analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)

Il 2° modo da un contributo minimo

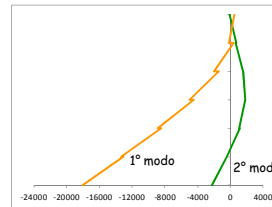


Momento flettente

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

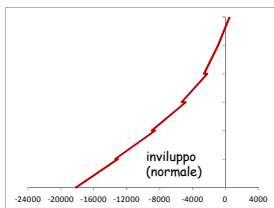


Momento flettente

- 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

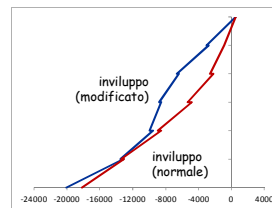


Momento flettente

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

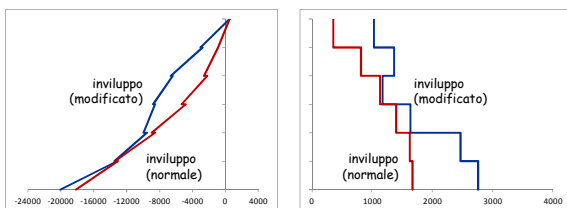


Momento flettente

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

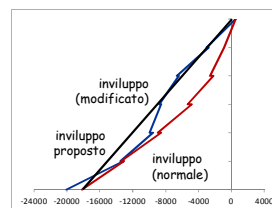


Momento flettente

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

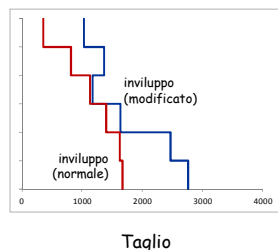
NTC 08, punto 7.4.4.5.1

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

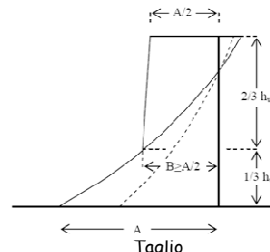


Comportamento elasto-plastico analisi modale

- 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

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Il taglio andrebbe calcolato come segue
- Il contributo alla risposta sismica del modo 2 può essere espresso in funzione di quello del modo 1

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

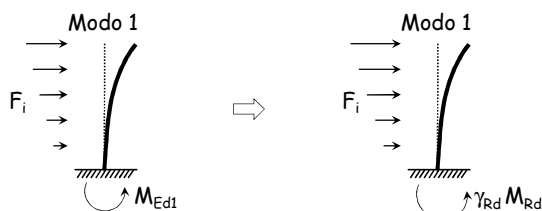
$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

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 sovrarresistenza

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



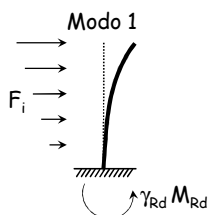
Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovrarresistenza

- 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 $\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{M_{Ed1}}$



Amplificazione delle sollecitazioni per effetto di modi superiori e sovrarresistenza

- Tenendo conto di modi superiori e sovrarresistenza

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

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

$$1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{q M_{Ed1}} \right)^2 + \left(\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} \leq q$$

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

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

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

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

Strutture di classe di duttilità B

$$\text{pareti snelle} \quad 1.5$$

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

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A

$$q = 4$$

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

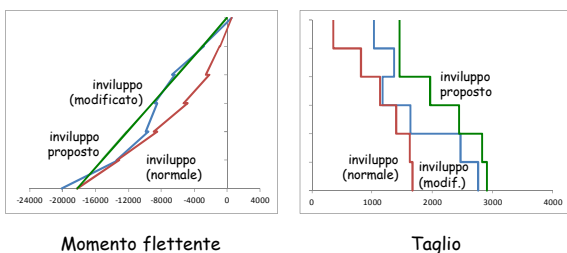
si ipotizza $M_{Rd} = M_{Ed}$

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

Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

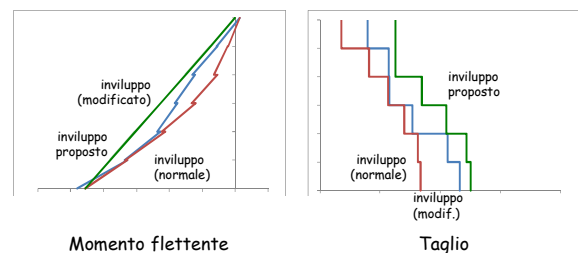
Struttura di classe di duttilità A incremento taglio 1.744



Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità B incremento taglio 1.5



Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

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

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

Classe di duttilità A

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

Classe di duttilità B

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

NTC 15, punto 7.4.4.5.1

Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

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

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 ~~1.88~~
1.50

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

05 - L'elemento parete: taglio (pareti snelle)

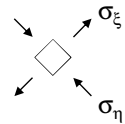
Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

Taglio
 brevi richiami

- Secondo la teoria di De Saint Venant, il taglio genera tensioni tangenziali τ



- Se in un elementino infinitesimo vi sono solo τ , a queste corrispondono tensioni principali di trazione e compressione inclinate a 45°

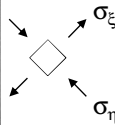


Taglio
 brevi richiami



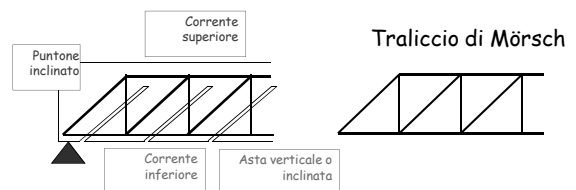
foto M. Dasasso

Si avranno quindi lesioni a 45° , perpendicolari alla direzione di trazione



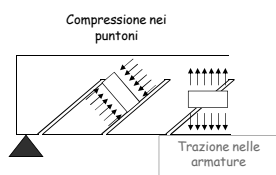
Taglio
 brevi richiami

- Il classico modello di traliccio di Mörsch prevede puntoni compressi a 45° e tiranti corrispondenti alle armature a taglio



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 breve richiami

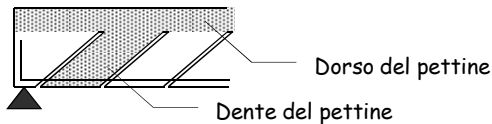
- Modello "normale"

- 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

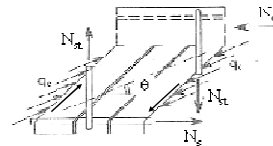
Modello a pettine



Taglio breve 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 θ

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

Taglio problemi particolari

- 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

- 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

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

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

Taglio problemi particolari

- 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
- Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
 - In questi casi θ deve rimanere 45°

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

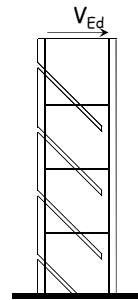
Taglio problemi particolari

- 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
- Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
 - In questi casi deve θ rimanere 45°
- 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



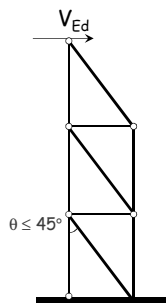
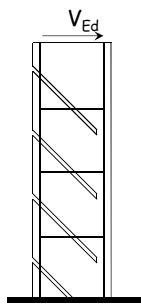
Attraverso l'analisi di:

- 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

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



$f'_{cd} = v_1 f_{cd}$ $v_1 = 0.5$ resistenza ridotta a causa della
trazione in direzione ortogonale

α_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
 α_c è in genere
prossimo ad 1

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2

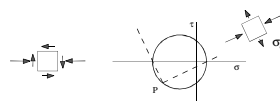
Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

In presenza di compressione:

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

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_c}$$



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

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

Definizione: zona critica (o zona dissipativa)

Zona critica

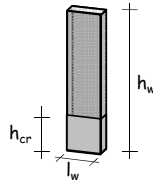
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche flessionali, ovvero ...

... 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



NTC 08, punto 7.4.6.2.4

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 $\cot \theta = 1$

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

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

- $V_{Ed} = 6000$ kN
- calcestruzzo di classe C25/30 ($f_{cd} = 14.2$ MPa)
- $b_w = 30$ 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 $\cot \theta = 1$)

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

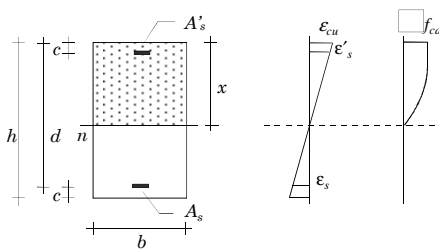
06 - L'elemento parete: flessione composta
 (indicazioni base per il dimensionamento)

Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

Flessione composta
 brevi richiami

1. Determinare il momento resistente $M_{N,Rd}$ in funzione dello sforzo normale sollecitante N_{Ed}
 - Assegnare un diagramma limite di deformazioni ed il corrispondente diagramma di tensioni
 - Determinare la risultante delle tensioni e quindi N
 - Variare il diagramma di deformazioni in modo da avere $N = N_{Ed}$
 - Determinare il momento resistente corrispondente a questo diagramma di deformazioni

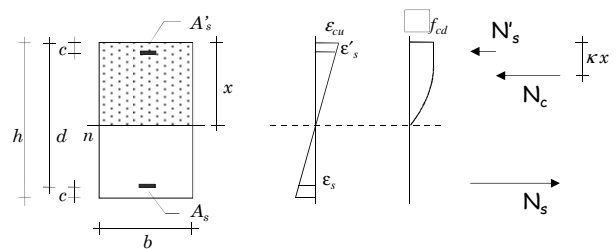
Verifica a flessione composta
 procedimento



Dati:
 Geometria della sezione
 Armature
 Coppia $M_{Ed}-N_{Ed}$

Incognite:
 Posizione dell'asse neutro
 Momento resistente M_{Rd}
 corrispondente a N_{Ed}

Verifica a flessione composta
 procedimento



Per trovare l'asse neutro: $N_c + N'_s + N_s = N_{Ed}$
 (equilibrio alla traslazione)

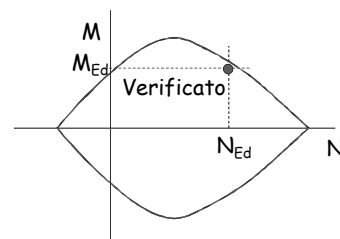
Poi calcolare M_{Rd} , con equilibrio alla rotazione

Flessione composta
 brevi richiami

2. Determinare il dominio di resistenza (o curva di interazione) $M_{Rd} - N_{Rd}$
 - Assegnare un diagramma limite di deformazioni ed il corrispondente diagramma di tensioni
 - Determinare la risultante delle tensioni e quindi N_{Rd}
 - Determinare il momento resistente corrispondente a questo diagramma di deformazioni, M_{Rd}
 - Variare il diagramma di deformazioni in modo da ottenere tutte le coppie $M_{Rd} - N_{Rd}$

Dominio di resistenza
 per la verifica

- La sezione è verificata se il punto che rappresenta la coppia $M_{Ed} - N_{Ed}$ è interno al dominio



Flessione composta brevi richiami

3. Utilizzare formule approssimate

(vedi A. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti)

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right]^m$$

$$N_{c,max} = A_c f_{cd} \quad M_{c,max} = 0.12 A_c h f_{cd}$$

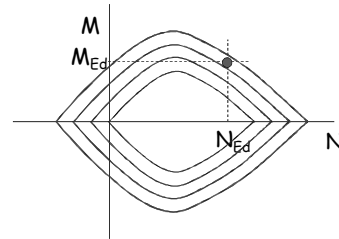
$$N_{s,max} = A_{s,tot} f_{yd} \quad M_{s,max} = 0.5 A_{s,tot} (h - 2c) f_{yd}$$

$$v_M = 0.48 \quad m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s,max} / N_{c,max}}$$

per sezione rettangolare con armatura simmetrica
($A_s = A'_s$; $A_{s,tot} = 2 A_s$)

Dominio di resistenza per il progetto delle armature

- Tracciando il dominio con più curve, che rappresentano diverse quantità di armatura, è possibile determinare l'armatura necessaria per una assegnata coppia $M_{Ed} - N_{Ed}$



Flessione composta per le pareti Cosa cambia?

- L'armatura è costituita da tante barre: occorre decidere come disporle



concentrata
agli estremi
(su più strati)



distribuita
uniformemente



un po' distribuita e
un po' concentrata

Distribuzione dell'armatura e proprietà della parete

- Resistenza**
Capacità di portare momento flettente
- Duttilità**
Capacità di deformarsi plasticamente
Duttilità = rapporto tra curvatura ultima e curvatura allo snervamento dell'armatura tesa
- Influenza della distribuzione dell'armatura:**
Studio di Cardenas e Magura, 1973

Studio di Cardenas e Magura

Riproduce (analiticamente) il comportamento della parete sotto l'effetto di un momento flettente crescente fino al collasso per valutare

- Momento resistente
- Duttilità disponibile

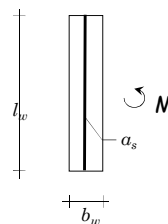
Considera sezioni con diverse quantità d'armatura

Considera due distribuzioni di armature

- Distribuita uniformemente
- Concentrata prevalentemente alle estremità

Studio di Cardenas e Magura procedimento

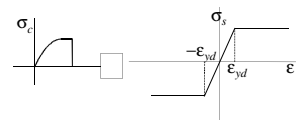
- Si considera nullo lo sforzo normale
- Si fa crescere il momento flettente fino al collasso



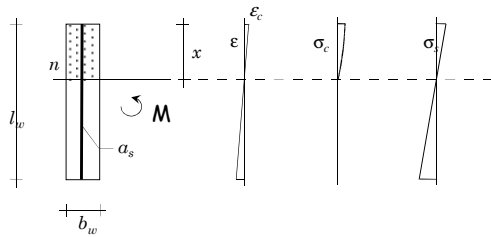
Sezione: $b_w = 20 \text{ cm}$, $l_w = 500 \text{ cm}$

Materiali: Calcestruzzo C25/30
Acciaio B450

Legami $\sigma - \epsilon$

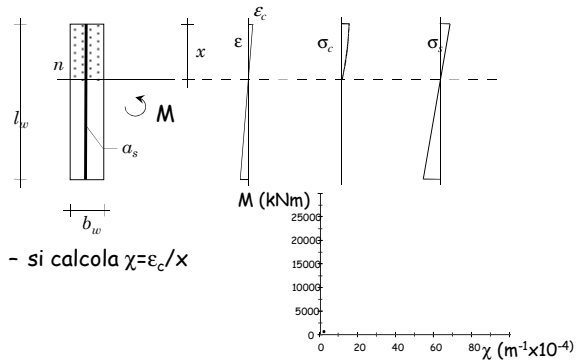


Studio di Cardenas e Magura procedimento



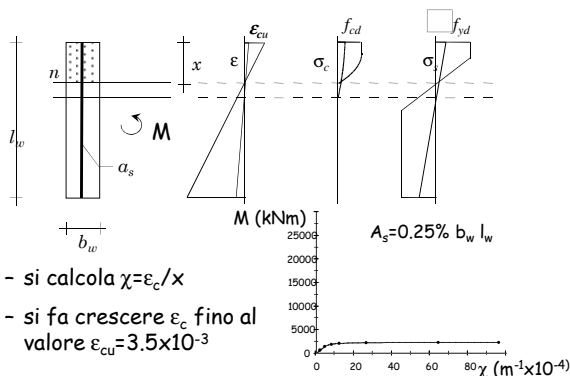
- si assegna ϵ_c ;
- si determina x con equilibrio alla traslazione;
- si calcola il momento M corrispondente.

Studio di Cardenas e Magura procedimento



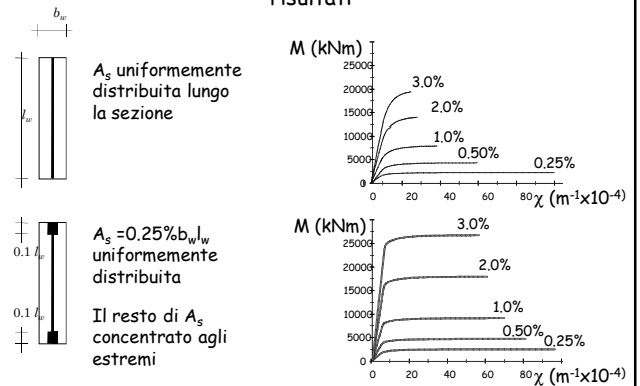
- si calcola $\chi = \epsilon_c / x$

Studio di Cardenas e Magura procedimento

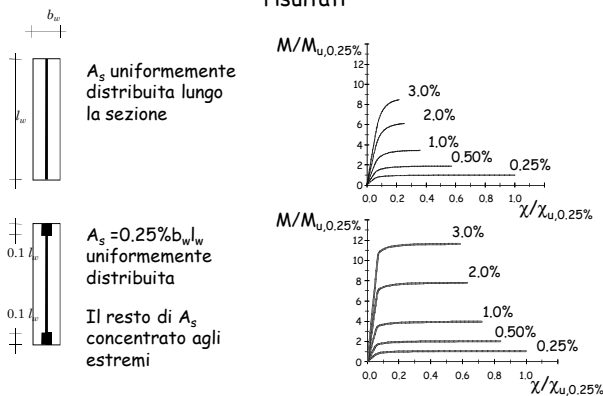


- si calcola $\chi = \epsilon_c / x$
- si fa crescere ϵ_c fino al valore $\epsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}$

Studio di Cardenas e Magura risultati



Studio di Cardenas e Magura risultati



Studio di Cardenas e Magura risultati

- Armatura con distribuzione uniforme
 - Aumentando la quantità di armatura si aumenta il momento resistente ma si riduce pesantemente la duttilità
- Armatura prevalentemente alle estremità
 - A parità di armatura complessiva si ottiene un momento resistente superiore a quella precedente
 - All'aumentare della quantità di armatura la riduzione di duttilità disponibile è inferiore



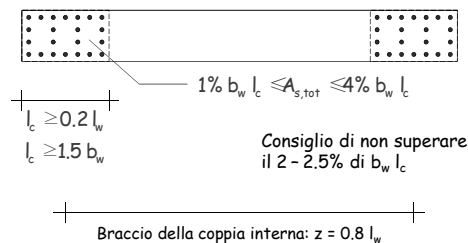
Conviene concentrare l'armatura alle estremità

Indicazioni di normativa zone di estremità

- Individuare zone alle estremità della sezione della parete, nelle quali è disposta una buona quantità di armatura longitudinale, ben confinata
 - La zona confinata deve estendersi per un tratto l_c fino a raggiungere il "punto dove il calcestruzzo non confinato può frantumarsi ed essere espulso per le grandi deformazioni di compressione"
Eurocodice 8, punto 5.4.3.4.2(6)
 - La zona confinata deve estendersi per un tratto l_c "pari al 20% della lunghezza l_w in pianta della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete"
NTC08, punto 7.4.6.2.4

Indicazioni di normativa zone di estremità

- Nella zona confinata si deve disporre una armatura longitudinale adeguata



Indicazioni di normativa zone di estremità

- Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

Indicazioni di normativa zone di estremità

- Durante il sisma la compressione che le zone confinate della parete devono sostenere ciclicamente è elevata



Instabilità delle barre



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

Le staffe si possono aprire o rompere



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

Disgregamento del nucleo di calcestruzzo



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

Indicazioni di normativa zone di estremità

- Durante il sisma la compressione che le zone confinate della parete devono sostenere ciclicamente è elevata



Per prevenire l'instabilità delle barre delle zone confinate e la disgregazione del nucleo di calcestruzzo occorre disporre una buona staffatura



Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro **non inferiore a 6 mm**, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a **8 volte il diametro della barra o a 10 cm**. Le barre non fissate devono trovarsi a **meno di 15 cm** da una barra fissata.

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

Indicazioni di normativa zone di estremità

- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

Zona critica

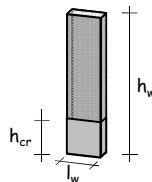
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche, ovvero ...

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

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

$h_{cr} \leq h_1$ piano per edifici fino a 6 piani

$h_{cr} \leq h_2$ piani edifici con più di 6 piani



NTC 08, punto 7.4.6.2.4

Indicazioni di normativa zone di estremità

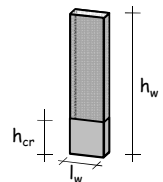
- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

Zona critica

È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche

Al di fuori della zona critica

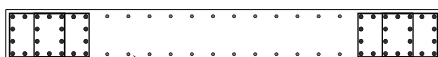
È comunque opportuno tenere presente le indicazioni precedenti, sia pure in maniera più blanda



Indicazioni di normativa zona centrale

- Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%, per controllare la fessurazione da taglio

Questa armatura è sufficiente anche per la fessurazione da flessione nel piano di maggior rigidità



$$A_s \geq 0.2\% A_c$$

Per flessione nel piano debole è tesa solo una fila di barre ed il minimo sarebbe 0.15% $A_{c,tesa}$, ovvero 0.3% $A_{c,tot}$. Questa flessione è però in genere trascurabile

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

Indicazioni di normativa altre prescrizioni

Nella zona centrale

- Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%, per controllare la fessurazione da taglio

In tutta la parete

- Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

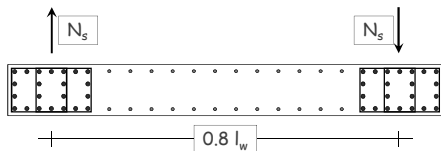
Dimensionamento delle pareti (controllo in base a flessione)

Dimensionamento delle pareti controllo in base a flessione

- Il primo dimensionamento delle pareti deve essere fatto a taglio (anche perché il taglio è facilmente prevedibile)
- Fatto questo, occorre stimare il momento flettente (meno immediato) e controllare che le sezioni scelte vadano bene anche a flessione
 - La stima del momento flettente richiede l'uso di modelli semplificati, che si vedranno dopo
 - Una prima verifica del dimensionamento può essere fatta trascurando lo sforzo normale e controllando che la quantità di armatura sia accettabile

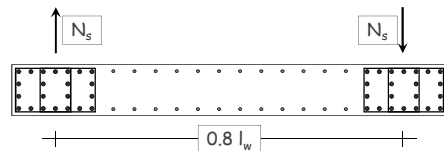
Dimensionamento delle pareti controllo in base a flessione

- Il momento flettente può essere portato con una coppia di forze (trazione-compressione) dalle barre poste nelle zone di estremità
- La verifica del calcestruzzo non è rilevante
- Occorre controllare che la quantità di armatura sia compatibile con la sezione



Dimensionamento delle pareti controllo in base a flessione

- Si ottiene $A_s = \frac{M_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd}}$
- Si deve controllare che $\rho = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} \leq \rho_{max} = 0.040$
(meglio limitare ρ a $0.020 \div 0.025$)



Dimensionamento delle pareti controllo in base a flessione

Esempio:

Sia

- $M_{Ed} = 15000 \text{ kNm}$
- Acciaio B450C ($f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$)
- $b_w = 30 \text{ cm}$
- $l_w = 550 \text{ cm}$

Si ottiene

$$A_s = \frac{15000 \times 10}{0.8 \times 5.5 \times 391.3} = 87.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{87.1}{30 \times 110} = 0.0264$$

accettabile

Se N_{Ed} è rilevante
l'armatura necessaria
sarà minore

Dimensionamento delle pareti controllo in base a flessione

- La formula di verifica può essere trasformata in formula di progetto della sezione a flessione

$$\text{da } A_s = \frac{M_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd}} \quad \rho = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} \leq \rho_{max}$$

$$\text{si ottiene } l_w \geq r_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b_w}} \quad \text{con } r_s = \sqrt{\frac{1}{0.16 f_{yd} \rho_{max}}}$$

ad esempio $r_s = 0.024$ per B450C e $\rho_{max} \approx 0.025$

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
 Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

07 - Dimensionamento e verifica di massima

Spoletto
 17-18 e 24-25 giugno 2016
 Aurelio Ghersi

Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ➡ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

Impostazione della carpenteria per il sisma



Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Solaio

- In funzione della luce, in modo da non avere problemi di deformazioni
- Aumentare lo spessore se vi sono travi a spessore lunghe e molto caricate

Nell'esempio si è scelto uno spessore $s = 22$ cm

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F	
Solaio del piano tipo (incluso tramezzi)	5.2	2.0	10.0	5.8	kN/m ²
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.5	4.8	
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4	
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.5	6.6	
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9	
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4	kN/m
Tamponature	7.0		9.1	7.0	
Tramezzi	3.0		3.9	3.0	

Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Travi

- In funzione della luce e dei carichi, valutati per aree (o meglio larghezze) di influenza
- Definire una sezione unica per tutte le travi emergenti
- Eventualmente, abbondare un po' per tener conto del sisma
- Travi di collegamento: sezione minima



Altri carichi unitari

Una volta definita la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

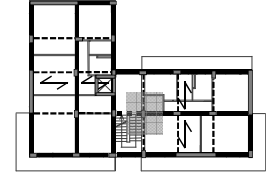
	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F	kN/m
Travi 30 x 50	2.9		3.8	2.9	
Travi 60 x 22	2.2		2.9	2.2	

Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Pilastri

- In funzione dei carichi, valutati per aree di influenza
- Si può usare una tensione media fino a f_{cd} (meglio $0.8 f_{cd}$)
- Usare max 2-3 sezioni diverse al primo ordine
- Mantenerele costanti o ridurle di poco ai piani superiori
- Non ridurli mai a dimensioni minori di quelle delle travi



Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	N_{Ed}	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	30 x 50

La sezione 30x50 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

La si mantiene invariata per tutta l'altezza

Riepilogo dimensioni solaio, travi, pilastri

- Solaio spessore 22 cm
- Travi emergenti 30x50
Travi a spessore 60x22
- Pilastri 30x50

Le dimensioni degli elementi strutturali sono uguali a tutti i piani

Dimensionamento pareti

- Il dimensionamento deve essere effettuato in funzione dell'azione sismica
- Procedimento:
 - Valutazione masse
 - Definizione fattore di struttura
 - Valutazione forze (per analisi statica)
 - Calcolo del taglio alla base
 - Dimensionamento pareti a taglio
 - Previsione del momento flettente e verifica dimensioni pareti

Masse

- In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di $8 \div 11 \text{ kN/m}^2$
È leggermente più alto in questo caso, per il peso delle pareti

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 11 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: $S = 48.0 \text{ m}^2$

VI impalcato: $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo: $S = 323.5 \text{ m}^2$

I impalcato: non considerato
per azione sismica

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 + VI	379.9	9.0	3419
V, IV, III, II	323.5	11.0	3559
I	--	--	--

Peso totale = 16359 kN

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1$ struttura a pareti - CD"A"
con $\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$ se vi sono 2 sole pareti per direzione, 1.1 se sono più di 2

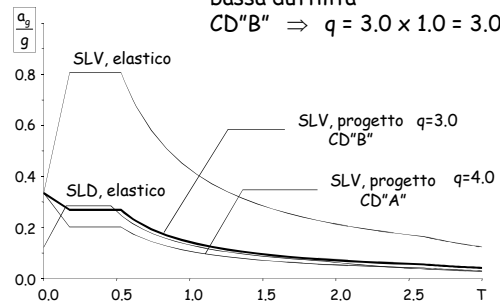
$q_0 = 3.0$ struttura a pareti - CD"B"

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

$$\text{CD"B"} \Rightarrow q = 3.0 \times 1.0 = 3.0$$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

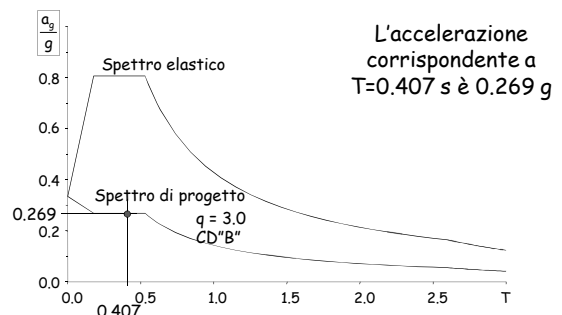
con $C_1 = 0.050$
per strutture diverse da quelle
intelaiate in acciaio e c.a.

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

Nell'esempio: $H = 16.40 \text{ m}$ (escluso torrino e
piano cantinato)

$$T_1 = 0.050 \times 16.40^{3/4} = 0.407 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale



Forze per analisi statica

$$\text{Taglio alla base } V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) = 0.85 \times 17655 \times 0.269 = 4036.8 \text{ kN}$$

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

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	16.40	56072	1288.6	1288.6
5	3559	13.20	46979	1079.6	2368.3
4	3559	10.00	35590	817.9	3186.2
3	3559	6.80	24201	556.2	3742.4
2	3559	3.60	12812	294.4	4036.8
somma	17655		175654		

Come dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Come dimensionare le pareti?

1. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

$$V_{Ed} = 4036.8 \text{ kN} \times 1.1 = 4440.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovrarresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

$$V_{Ed} = 4440.5 \text{ kN} \times 1.5 = 6660.7 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato), invertendo la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)



$$L_{tot} = \frac{V_{Ed}}{0.8 \alpha_c f_{cd} b_w} \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} = 5 \div 7.25 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \text{ per CD "B"}$$

Come dimensionare le pareti?

- Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato), invertendo la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

assumo $b_w = 30 \text{ cm}$

consiglio di usare $5.5 \div 6$ nell'espressione ($\cot \theta = 1.5 \div 2$)

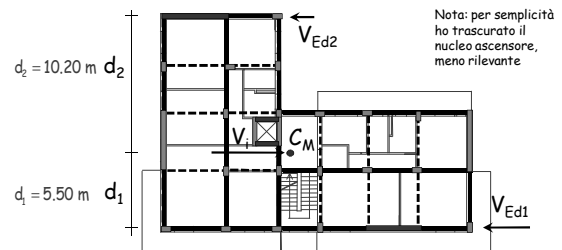
$$L_{tot} = 5.5 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}} = 5.5 \times \frac{6660.7}{0.30 \times 14.2} \times 10^{-3} = 8.60 \text{ m}$$

Questo valore può essere utile per scegliere se mettere solo due oppure più pareti

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

- Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti



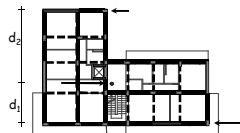
Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

- Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

La resistenza è proporzionale all'area della parete (e quindi alla sua lunghezza l_w)

La rigidezza flessionale è proporzionale al momento d'inerzia della parete (e quindi al cubo della sua lunghezza l_w)



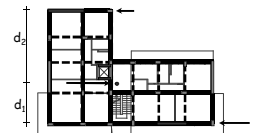
Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

- Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

La resistenza è proporzionale all'area della parete (e quindi alla sua lunghezza l_w)

La rigidezza flessionale è proporzionale al momento d'inerzia della parete (e quindi al cubo della sua lunghezza l_w)



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

- Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

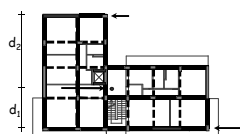
Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} l_{w,1}$$

$$d_1 = 5.50 \text{ m} \quad d_2 = 10.20 \text{ m} \quad l_{w,tot} = 8.60 \text{ m}$$



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

- Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot} \quad \Rightarrow \quad l_{w,1} = 5.60 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.00 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} l_{w,1}$$

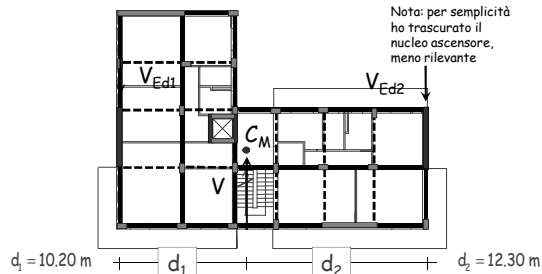
Si è scelto $l_{w,2} = 4.80 \text{ m}$ per vincoli architettonici

$$l_{w,2} = 4.55 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

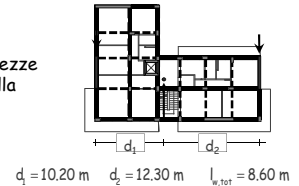
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1}$$



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con 2 pareti

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot} \Rightarrow l_{w,1} = 4.70 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.90 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1} \Rightarrow l_{w,2} = 4.40 \text{ m}$$

Si è scelto $l_{w,1} = l_{w,2} = 4.50 \text{ m}$ per vincoli architettonici

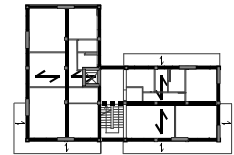
Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale - caso con più pareti

Se si dispongono 4 pareti per direzione, più il nucleo ascensore, ciascuna parete dovrà essere lunga circa 1.50 m

Definire il bilanciamento delle pareti può essere un po' più complesso, meglio controllarlo dopo un primo calcolo



Come dimensionare le pareti?

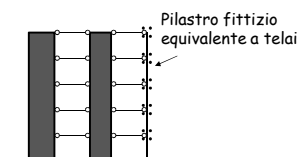
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Piano	Taglio globale (kN)		
	Dal calcolo	$\times 1.1 \times 1.5$	Involuppo in altezza
6	1288.6	2126.2	3330.4
5	2368.3	3907.7	4278.6
4	3186.2	5257.2	5257.2
3	3742.4	6175.0	6175.0
2	4036.8	6660.7	6660.7

Sarebbe possibile ridurre le dimensioni, ma si è preferito mantenerle costanti

Previsione del momento flettente

- Non è facile stimare con formule semplificate l'interazione tra pareti e telai, perché hanno un comportamento molto diverso lungo l'altezza
- Si può usare un modello semplificato, da risolvere con un programma di calcolo



Previsione del momento flettente

Si può risolvere un modello di calcolo semplificato per tener conto dell'interazione tra pareti e telai



- La sezione delle pareti è quella già calcolata
- Il pilastro fittizio ha un momento d'inerzia equivalente

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato

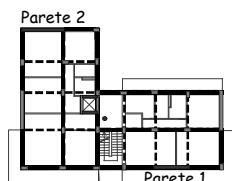
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{inf}} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri "che contano"

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato



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

Le travi emergenti sono:
13 in direzione x
14 in direzione y

Considero 9 pilastri e
12 travi (direzione x)

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al primo piano, direzione x

Pilastri 30x50 (9)

$L_p = 3.60$ m

$I_p = 312500$ cm⁴

Travi 30x50 (12)

$L_t = 4.00$ m in media

$I_t = 312500$ cm⁴

Otengo

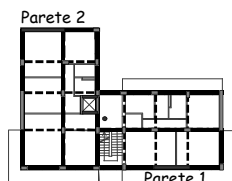
$k = 128.8$ kN/mm

Vedi file Excel Parete-telaio
foglio Rigidzza-1

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al piano tipo, direzione x

Pilastri 30x50 (9)

$L_p = 3.20$ m

$I_p = 312500$ cm⁴

Travi 30x50 (12)

$L_t = 4.00$ m in media

$I_t = 312500$ cm⁴

Otengo

$k = 173.9$ kN/mm

Vedi file Excel Parete-telaio
foglio Rigidzza-1

Previsione del momento flettente

Pilastro equivalente al telaio

Impongo che:

$$\frac{12 E \sum I_p^*}{L_p^3} = k \quad \Rightarrow \quad I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E}$$

Primo piano:

$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{128.8 \times 3600^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1589674 \text{ cm}^4$$

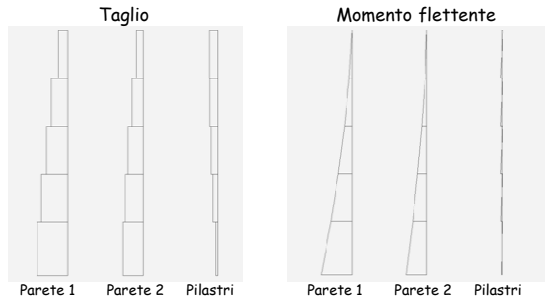
Piano tipo:

$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{173.9 \times 3200^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1507732 \text{ cm}^4$$

Vedi file Excel Parete-telaio
foglio Rigidzza-1

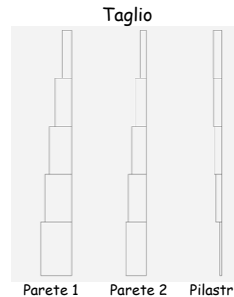
Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



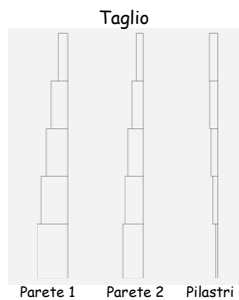
Si noti la distribuzione del taglio tra pareti e pilastri

ordine	par. 1	par. 2	pilastri
6	586.1	365.3	563.7
5	1019.9	685.5	552.0
4	1370.5	929.0	496.0
3	1651.2	1142.1	381.8
2	1822.7	1404.2	154.2

Valori da analisi modale

Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



Si noti la distribuzione del taglio tra pareti e pilastri

ordine	par. 1	par. 2	pilastri
6	38.7%	24.1%	37.2%
5	45.2%	30.4%	24.5%
4	49.0%	33.2%	17.7%
3	52.0%	36.0%	12.0%
2	53.9%	41.5%	4.6%

Valori da analisi modale

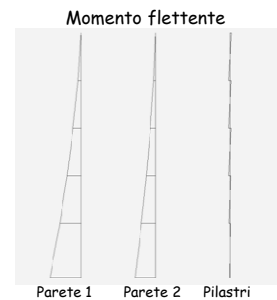
Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)

Valori del momento flettente nelle pareti

ordine	par. 1	par. 2
6	1876	1169
5	5058	3290
4	9247	6108
3	14265	9559
2	20553	14401

Valori da analisi modale



Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Periodo proprio (da analisi modale) $T = 0.381$ s
- Si possono anche usare i risultati dell'analisi statica e applicare la formula di Rayleigh

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+6	379.9	1288.6	14.72	18.972	0.0823
5	323.5	1079.6	11.05	11.924	0.0395
4	323.5	817.9	7.40	6.053	0.0177
3	323.5	556.2	4.07	2.262	0.0053
2	323.5	294.4	1.45	0.427	0.0007
somma				39.638	0.1456

Si ottiene $T = 0.381$ s

Verifica dimensionamento Parete n. 1

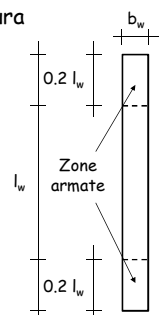
Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura
 $b_w = 30$ cm, $l_w = 550$ cm

$$M = 1.1 \times 20553 = 22608 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd}} = \frac{1.1 \times 20553 \times 10}{0.8 \times 5.50 \times 391.3} = 131.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{131.3}{0.2 \times 550 \times 30} = 3.98\%$$

Sono vicino al limite ($A_{smax} = 4\%$)
 ma è accettabile (anche perché N aiuta)



Verifica dimensionamento

Parete n. 2

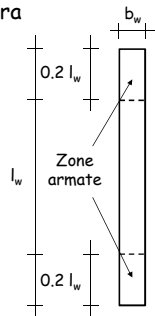
Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura
 $b_w = 30 \text{ cm}$, $l_w = 480 \text{ cm}$

$$M = 1.1 \times 14401 = 15841 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd}} = \frac{1.1 \times 14401 \times 10}{0.8 \times 4.80 \times 391.3} = 105.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{105.4}{0.2 \times 480 \times 30} = 3.66\%$$

È un'armatura forte ma accettabile



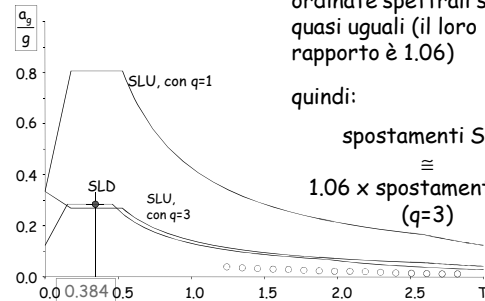
Spettri per SLU e SLD

nel caso in esame, per un periodo pari a 0.384 s le ordinate spettrali sono quasi uguali (il loro rapporto è 1.06)

quindi:

spostamenti SLD

\cong
 $1.06 \times \text{spostamenti SLU}$
 $(q=3)$



Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Piano	u SLV [mm]	u SLD [mm]	d _r SLD [mm]	h _r [m]	d _{r, amm} [mm]
6	14.72	17.16	4.28	3.20	16.0
5	11.05	12.88	4.25	3.20	16.0
4	7.40	8.63	3.88	3.20	16.0
3	4.07	4.75	3.06	3.20	16.0
2	1.45	1.69	1.69	3.60	18.0

Gli spostamenti (da analisi modale) incrementati per:

- 1.06 per differenza tra ordinate spettrali
- 1.10 per eccentricità accidentale

... sono pienamente ammissibili

Dimensionamento di struttura ad alta duttilità

Cosa cambia?

Il fattore di struttura è più grande
 Le forze di progetto sono più piccole

I criteri di gerarchia delle resistenze
 Si applicano secondo condizioni più restrittive
 (meccanismo di collasso più favorevole)

I limiti sui particolari costruttivi
 Sono più condizionanti
 (maggiore duttilità locale)

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.0 \times 1.0$$

struttura con 2 pareti per direzione

Prima era 3.0

duttilità alta

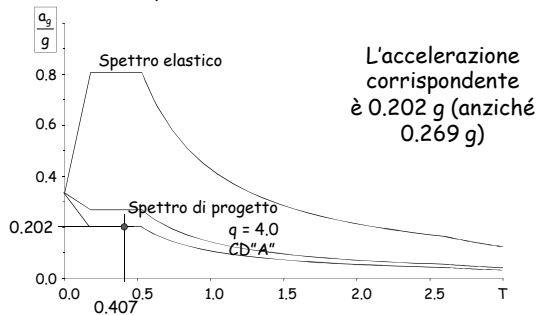
$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

$$q = 4.00 \text{ (prima era 3.0)}$$

Esempio - ordinata spettrale

Il periodo stimato è ancora $T = 0.407$ s



Forze per analisi statica

$$\text{Taglio alla base } V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) = 0.85 \times 17655 \times 0.202 = 3031.4 \text{ kN}$$

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

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	16.40	56072	967.7	967.7
5	3559	13.20	46979	810.7	1778.4
4	3559	10.00	35590	614.2	2392.6
3	3559	6.80	24201	417.7	2810.3
2	3559	3.60	12812	221.1	3031.4
somma	17655		175654		

Come dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Come dimensionare le pareti?

1. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

$$V_{Ed} = 3031.4 \text{ kN} \times 1.1 = 3334.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovrarresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

Come si calcola l'incremento?

Come dimensionare le pareti?

- Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$V_{Ed} = \varepsilon V_{analisi}$$

Pareti snelle

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

Pareti tozze

$$\varepsilon = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \gamma_{Rd} = 1.2$$

Come dimensionare le pareti?

- Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \quad \text{assumo} \quad \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05 \quad \Rightarrow \quad \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.26$$

$$\text{È stato stimato } T_1 = 0.407 \text{ s} \quad \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 1$$

$$q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 4 \times \sqrt{0.1} \times 1 = 1.264$$

Come dimensionare le pareti?

- Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$\begin{aligned} \text{Ed infine} \quad \varepsilon &= \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} = \\ &= \sqrt{1.26^2 + 1.264^2} = 1.78 \end{aligned}$$

$$\text{Quindi} \quad V_{Ed} = 3334.5 \text{ kN} \times 1.78 = 5935.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

- Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

$$\text{assumo } b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\text{pongo } \cot \theta = 1$$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd}' b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

- Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd}' b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

Ma la norma impone una ulteriore riduzione di resistenza

$$V_{Rd,max} = \frac{0.4}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd}' b_w z \quad \Rightarrow \quad l_w = \frac{6.97}{0.4} = 17.42 \text{ m}$$

È il doppio di ciò che serviva in CD "B" ???

Considerazioni

Il progetto ad alta duttilità richiede pareti molto più grandi rispetto a quello a bassa duttilità

Si poteva prevedere, perché

- Le azioni in CD "A" sono minori del 25% ($q = 4$ anziché 3)
- L'amplificazione per criterio di gerarchia delle resistenze è del 20% più grande (1.78 anziché 1.5)
- Ma soprattutto la resistenza a taglio è ridotta del 60%

Ma allora che vantaggi dall'alta duttilità?

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

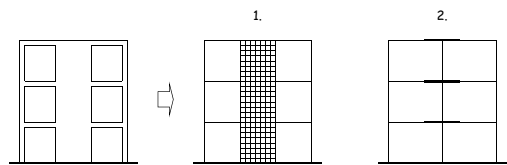
08 - Modellazione. Influenza di fondazione e terreno

Spoletto
17-18 e 24-25 giugno 2016
Aurelio Ghersi

Modellazione di pareti in c.a.

Possibili modellazioni:

1. Discretizzazione della parete con elementi finiti
2. Uso di elementi monodimensionali con tratti rigidi



Modellazione di pareti in c.a. con elementi finiti

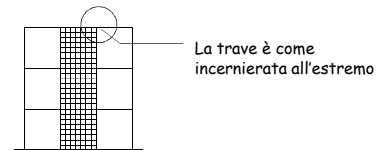
- Per cogliere il comportamento nel piano: elementi membranali (lastra)
- Se fa parte di un sistema spaziale e si vuol cogliere il comportamento fuori piano: elementi flessionali (piastra)

Cosa fa il vostro programma?

Modellazione di pareti in c.a. con elementi finiti

Problemi:

Drilling - i punti nodali non sono vincolati alla rotazione



I programmi usano vari artifici per eliminare il problema

Ma quanta approssimazione c'è?

Modellazione di pareti in c.a. con elementi finiti

Problemi:

- Il modello a elementi finiti fornisce uno stato tensionale
- La normativa fornisce prescrizioni in termini di caratteristiche di sollecitazione (M , V)

Calcolando la risultante delle tensioni
si può risalire a M e V

Ma quanta approssimazione c'è?

Modellazione di pareti in c.a. aste con tratti rigidi

- Per cogliere il comportamento nel piano, il modello fornisce valori accettabili (purché si consideri la deformabilità a taglio dell'asta)
- Si possono usare
 - Tratti infinitamente rigidi
 - Tratti con rigidezza finita ma molto grande
- Fuori piano, la parete potrebbe comportarsi come un'asta qualsiasi, senza tratti rigidi

Modellazione di pareti in c.a. aste con tratti rigidi

Problemi:

- La presenza di elementi con rigidezza molto diversa può dar luogo a problemi numerici (ad esempio, squilibri nei nodi)

Il programma segnala questi problemi?

Se vi sono squilibri, quanto sono rilevanti?

Modellazione di pareti in c.a. aste con tratti rigidi

Problemi:

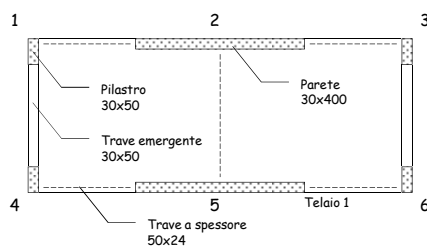
- Come si modella la struttura se sulla parete concorrono due distinti telai ortogonali?



Un tratto rigido con buona rigidezza torsionale?
oppure pilastri fittizi agli estremi?

Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- 5 piani - incastro al piede



Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi

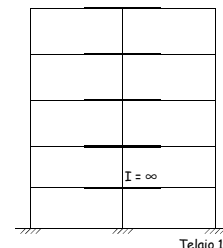


Analisi modale:

Modo 3, traslazione x

$T = 0.2016$ s

$M^* = 70.03\%$



Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	piano	momento		taglio	sforzo
		sup. (kNm)	inf. (kNm)		
4	5	7.53	-5.67	4.12	5.91
4	4	3.99	-4.55	2.07	12.94
4	3	4.13	-4.44	2.08	17.33
4	2	2.92	-3.73	2.08	24.76
4	1	0.88	-1.88	0.76	28.18
5	5	42.31	-51.29	41.75	0.00
5	4	-42.44	313.36	84.66	0.00
5	3	-268.38	-638.43	114.64	0.00
5	2	-597.53	-1052.32	135.84	0.00
5	1	-1008.41	-1542.90	148.47	0.00

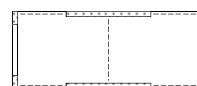
SQUILIBRIO NEI NODE

pilastro	piano	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	1	----	-2.80	-3.27
5	1	----	----	-20.62
4	1	----	2.00	-3.27
4	2	----	-4.42	-5.16
5	2	----	----	-32.57
6	2	----	4.42	-5.16

Piccoli squilibri
(poco rilevanti)

Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti molto rigidi (ma non infinitamente)



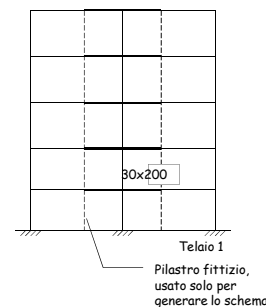
Analisi modale:

Modo 3, traslazione x

$T = 0.2019$ s

$M^* = 70.02\%$

Quasi identici a $I = \infty$



Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

2. Asta con tratti molto rigidi (ma non infinitamente)

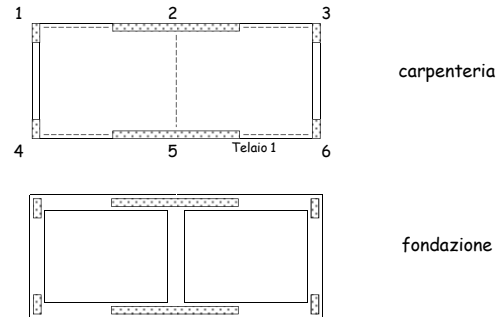
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI					Analisi statica	
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	
4	5	7.47	-5.62	4.09	5.85	
4	4	3.95	-4.51	2.65	12.79	
4	3	4.09	-4.41	2.66	19.12	
4	2	2.89	-3.71	2.06	24.46	
4	1	0.86	-1.87	0.76	27.83	
5	5	41.81	-92.00	41.81	0.00	
5	4	-43.82	-314.89	84.71	0.00	
5	3	-270.74	-637.74	114.69	0.00	
5	2	-600.48	-1035.29	135.88	0.00	
5	1	-1011.74	-1346.28	149.48	0.00	

Era -1542.90

Piccole differenze rispetto a $I = \infty$
ma ora lo squilibrio non c'è

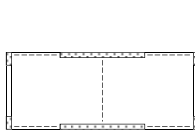
Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

- Stessa struttura, con fondazione



Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

1. Asta con tratti infinitamente rigidi

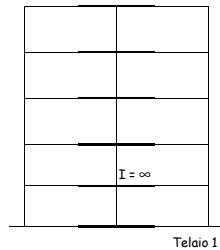


Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.2790$ s

$M^* = 77.32\%$



Telaio 1

Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

1. Asta con tratti infinitamente rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI					Analisi statica	
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	
4	5	5.42	-7.06	5.16	7.40	
4	4	5.07	-5.66	3.36	16.25	
4	3	5.55	5.00	3.50	24.53	
4	2	4.09	-4.27	2.61	31.52	
4	1	3.95	-7.75	3.26	37.87	
5	5	32.96	-74.02	39.60	0.00	
5	4	-12.54	-279.02	83.28	0.00	
5	3	-221.17	-582.22	112.63	0.00	
5	2	-530.59	-961.87	134.78	0.00	
5	1	-920.36	-1437.07	143.48	0.00	

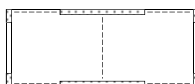
SQUILIBRIO NEI NODI

pilastro	piano	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	
4	1	----	-4.82	-5.64	
5	1	----	----	-35.52	
6	1	----	4.82	-5.64	
4	2	----	-6.04	-7.05	
5	2	----	----	-44.50	
6	2	----	6.04	-7.05	
6	3	----	9.44	-8.14	

Piccoli squilibri
(poco rilevanti)

Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

2. Asta con tratti rigidi (ma non infinitamente)



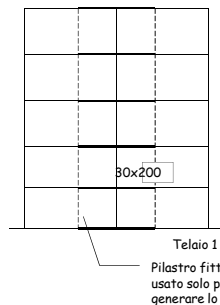
Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.3243$ s

$M^* = 79.56\%$

Differenze non trascurabili



Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

2. Asta con tratti rigidi (ma non infinitamente)

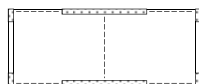
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI					Analisi statica	
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	
4	5	12.33	-9.24	6.74	9.65	
4	4	6.73	-7.45	4.43	21.22	
4	3	7.65	-7.96	4.89	32.31	
4	2	6.19	-6.07	3.83	42.73	
4	1	7.07	-12.21	5.35	52.22	
5	5	58.94	-47.33	36.52	0.00	
5	4	32.42	-227.23	81.14	0.00	
5	3	-145.91	-502.63	110.22	0.00	
5	2	-428.87	-853.35	132.34	0.00	
5	1	-787.63	-1288.09	139.29	0.00	

Era -1437.07

Differenze sensibili rispetto a $I = \infty$
ma ora lo squilibrio non c'è

Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

3. Asta con tratti più rigidi



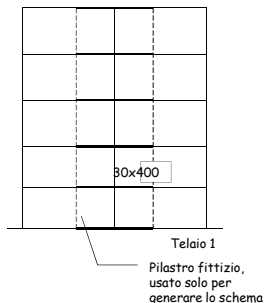
Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.2858$ s

$M^* = 77.34\%$

Le differenze ora sono molto minori



Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

3. Asta con tratti più rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

Analisi statica

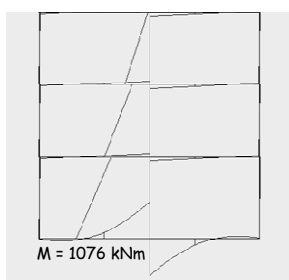
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	9.04	-7.39	0.38	7.72
4	4	9.31	-5.94	0.51	16.96
4	3	5.85	-6.22	0.77	25.54
4	2	4.39	-4.53	2.79	33.46
4	1	4.40	-0.41	0.56	39.92
5	5	55.24	-70.31	39.23	0.00
5	4	-6.13	-271.64	82.97	0.00
5	3	-211.00	-570.86	112.46	0.00
5	2	-516.21	-946.38	134.43	0.00
5	1	-901.53	-1415.96	142.88	0.00

Era -1437.07

Differenze modeste rispetto a $I = \infty$

e lo squilibrio non c'è

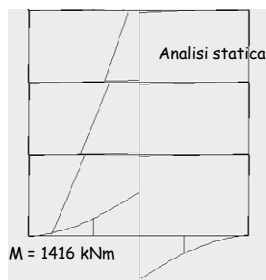
Influenza della rigidità della trave di fondazione



$M = 1076$ kNm

Trave fond. bassa

$T = 0.3908$ s

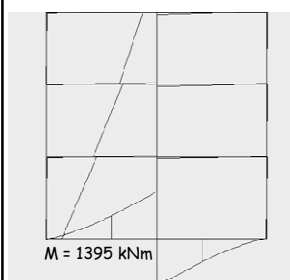


$M = 1416$ kNm

Caso base

$T = 0.2858$ s

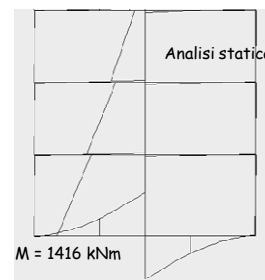
Influenza della rigidità del terreno



$M = 1395$ kNm

Terreno deformabile

$T = 1.4973$ s



$M = 1416$ kNm

Caso base

$T = 0.2858$ s

Confronto taglio pilastri/pareti

incastro

ordine	% pil	% par
5	16.4	83.6
4	5.9	94.1
3	4.4	95.6
2	2.9	97.1
1	1.0	99.0

fondazione (terreno soffice)

ordine	% pil	% par
5	22.3	77.7
4	8.1	91.9
3	6.6	93.4
2	4.1	95.9
1	5.5	94.5

fondazione (caso base)

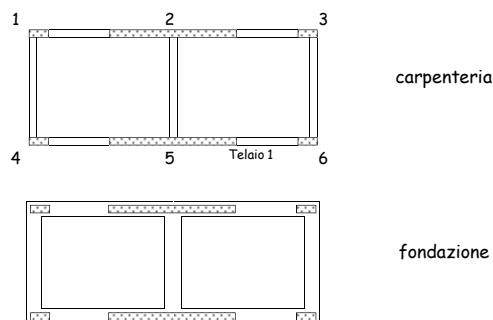
ordine	% pil	% par
5	21.5	78.5
4	7.8	92.2
3	6.3	93.7
2	4.0	96.0
1	4.7	95.3

fondazione (bassa)

ordine	% pil	% par
5	37.2	62.8
4	13.9	86.1
3	11.3	88.7
2	10.0	90.0
1	5.2	94.8

Confronto

- Stessa struttura, con pilastri e travi rigide



Confronto taglio pilastri/pareti

incastro

ordine	% pil	% par
5	32.2	67.8
4	13.8	86.2
3	10.8	89.2
2	7.8	92.2
1	2.8	97.2

fondazione
(caso base)

ordine	% pil	% par
5	41.8	58.2
4	18.4	81.6
3	15.6	84.4
2	12.7	87.3
1	12.0	88.0

fondazione
(terreno soffice)

ordine	% pil	% par
5	42.6	57.4
4	18.8	81.2
3	16.0	84.0
2	13.0	87.0
1	13.1	86.9

fondazione
(bassa)

ordine	% pil	% par
5	48.2	51.8
4	21.7	78.3
3	18.0	82.0
2	19.9	80.1
1	-0.4	100.4

Corsi di aggiornamento
Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

09 - Analisi e giudizio sulla struttura

Spoletto
17-18 e 24-25 giugno 2016
Aurelio Ghersi

Determinazione della risposta strutturale

Modello numerico

- Insieme di telai piani con impalcati rigidi
- Pareti modellate con elementi monodimensionali:
 - deformabili a flessione e a taglio
 - tratti molto rigidi in corrispondenza delle travi
- È considerata la rigidezza delle pareti nel piano di minore rigidezza

Metodo di analisi

- Analisi modale con spettro di risposta
- Combinazione dei modi mediante CQC

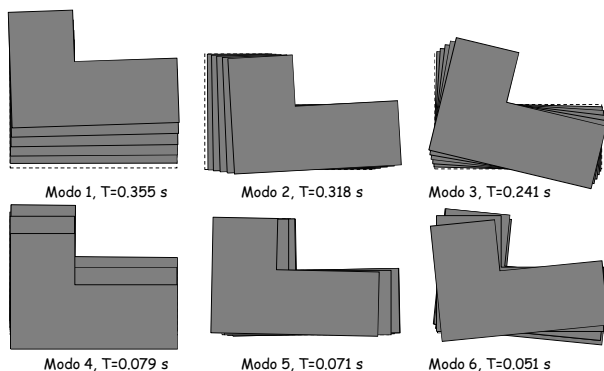
Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
 - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
 - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
 - corrispondono alle previsioni o no?

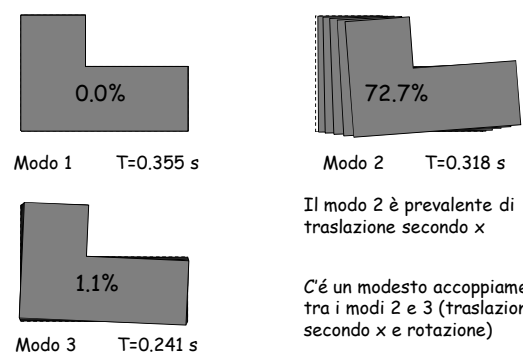
Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare il taglio nelle pareti
 - rispettano le previsioni o no?

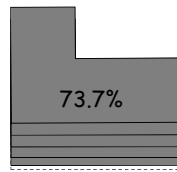
Deformate modali



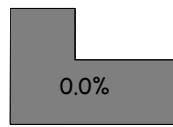
Masse partecipanti, sisma x



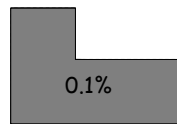
Masse partecipanti, sisma y



Modo 1 $T=0.355$ s



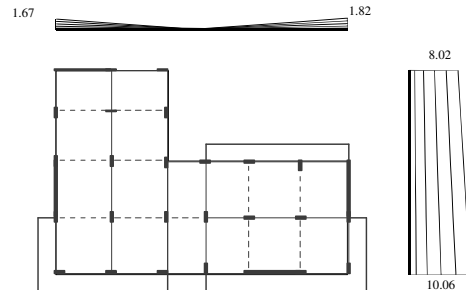
Modo 2 $T=0.318$ s



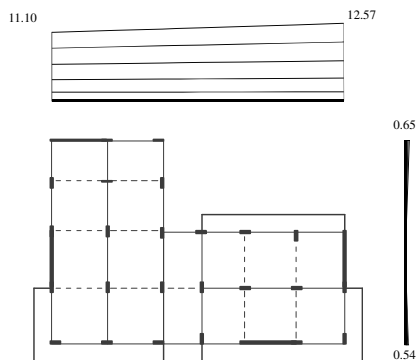
Modo 3 $T=0.241$ s

Il modo 1 di traslazione secondo y è del tutto disaccoppiato dagli altri due

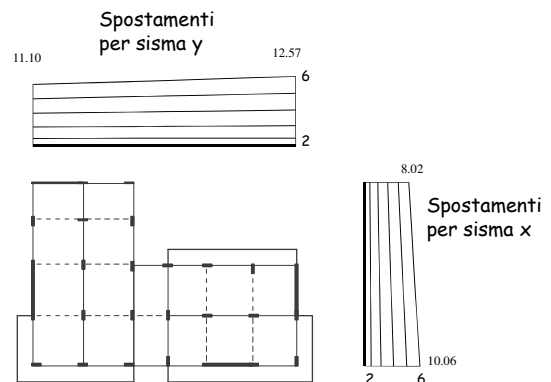
Involuppo modale sisma x



Involuppo modale sisma y

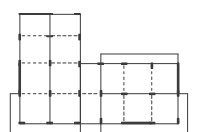


Spostamenti, involucro modale



Spostamenti, involucro modale

Spostamenti per sisma y uniformi (vicini a quelli del modo 2)



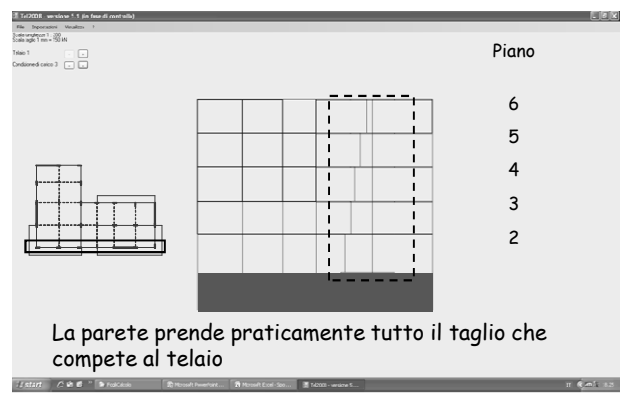
gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 20% rispetto a quelli per sisma x

La direzione y andrebbe irrigidita

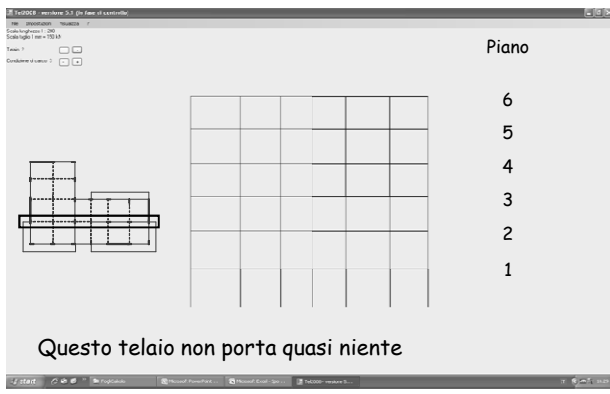
La parte inferiore andrebbe irrigidita

Piccola rotazione per sisma x (spostamenti dovuti ai modi 2 e 3)

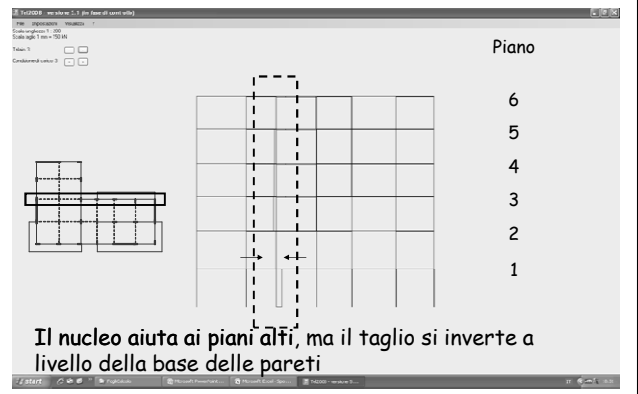
Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



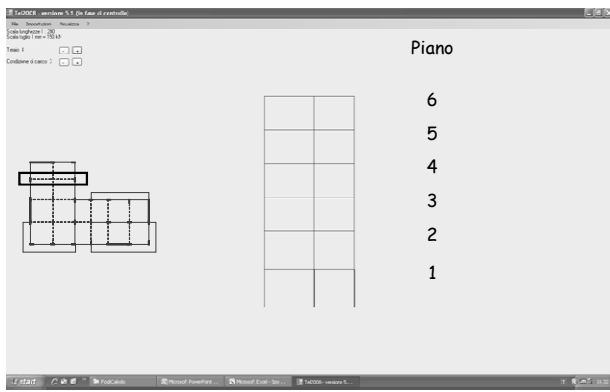
Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



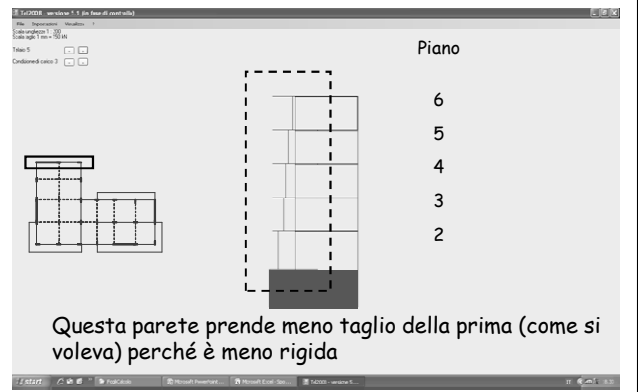
Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



Taglio pareti per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	838.0	425.0
5	1540.1	904.9
4	2072.0	1256.2
3	2433.7	1549.7
2	2625.2	1944.7

-6%

Nota: la valutazione la massa stimata era maggiore di circa il 6%

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi
Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (circa del 25%)

Taglio pareti per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	787.7	425.0
5	1447.7	904.9
4	1947.7	1256.2
3	2287.7	1549.7
2	2467.7	1944.7

-6%

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi
Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (circa del 25%)
La sovrastima si riduce al 20%

Taglio pareti per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	704.4	239.85
5	1294.6	583.03
4	1741.8	833.51
3	2045.8	1064.27
2	2206.8	1592.25

-6%

Nota: la valutazione la massa stimata era maggiore di circa il 6%

I valori previsti
sovrastimano ovunque
quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza
percentuale è
relativamente modesta
(poco più del 25%)

Taglio pareti per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	662.1	239.85
5	1216.9	583.03
4	1637.3	833.51
3	1923.1	1064.27
2	2074.4	1592.25

I valori previsti
sovrastimano ovunque
quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza
percentuale è
relativamente modesta
(poco più del 25%)

La sovrastima si riduce a
poco più del 20%

Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
→ eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
→ criteri di combinazione delle componenti

Queste regole sostanzialmente portano un incremento di sollecitazione nei telai più esterni

Eccentricità accidentale

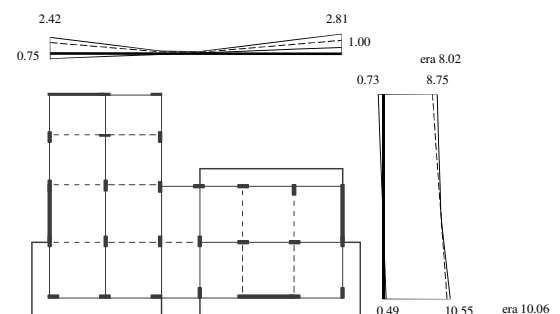
Eccentricità accidentale Esame dei risultati

Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze

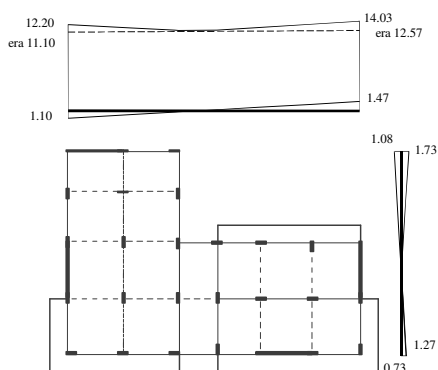
Fornisce informazioni su:

- rigidezza torsionale
- Affidabilità del predimensionamento

Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



Spostamenti per forze e coppie direzione y (analisi modale)



Spostamenti per forze e coppie considerazioni

- L'incremento va dal 5% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento è del 10% (sin e des) nel caso di azioni in direzione y

Incrementi di spostamento così contenuti sono indice di una struttura dotata di una buona rigidità torsionale

Nota. Per la struttura intelaiata il massimo incremento era circa il 20%

Combinazione delle azioni nelle due direzioni

Le componenti orizzontali

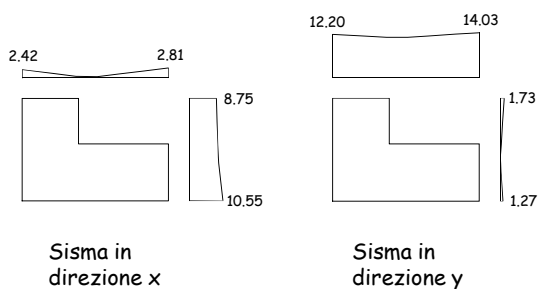
"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

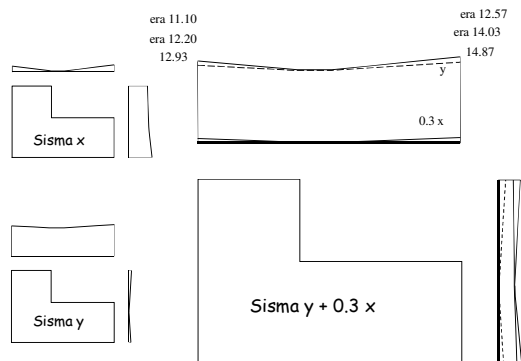
Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

NTC 08, punto 7.3.5

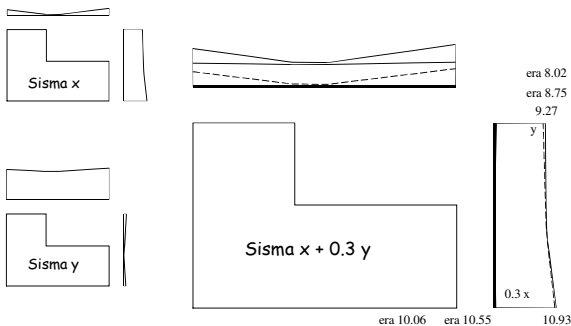
Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



Involuppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



Commenti

Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x-y

Pareti (vale anche per le travi):

- le pareti centrali (nucleo ascensore) ne risentono in misura minima
- le pareti di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento sensibile di caratteristiche di sollecitazione, ma sempre inferiore al 15% nel caso in esame

Nota. Per le travi della struttura intelaiata era il 30% e più

Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 15%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali fino a circa il 40% del massimo

Nota. Per i pilastri della struttura intelaiata arrivava al 60%

Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione dell'effetto di forze statiche era abbastanza corretta; la sovrastima delle sollecitazioni è dovuta:
 - sopravvalutazione della massa
 - aver trascurato i telai
 - uso dell'analisi modale anziché l'analisi statica
- l'effetto dell'eccentricità accidentale e la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è appena più gravosa del previsto

Il dimensionamento iniziale è accettabile?

Probabilmente sì, la sovrastima delle forze (del 25%) compensa ampiamente la leggera sottostima degli effetti di eccentricità accidentale e azione contemporanea delle due componenti del sisma (15% anziché 10%)

Se la risposta fosse stata negativa, si doveva ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

Stato limite di danno

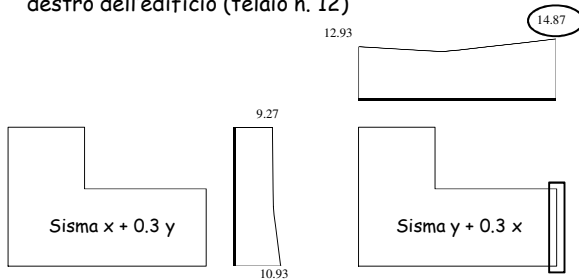
Stato limite di danno

Prima di passare alla definizione delle armature, è opportuno controllare gli spostamenti per lo stato limite di danno

Occorrerebbe ripetere tutto il calcolo, usando gli spettri relativi allo SLD, ma può essere più semplice valutare gli spostamenti a partire da quelli per lo SLV, tenendo conto della differenza di ordinata dei relativi spettri

Spostamenti

L'edificio è più flessibile in direzione y ed il telaio che subisce i massimi spostamenti è quello sul lato destro dell'edificio (telaio n. 12)



Spostamento d'interpiano per SLV telaio n. 12

Il massimo spostamento d'interpiano si riscontra al quinto piano

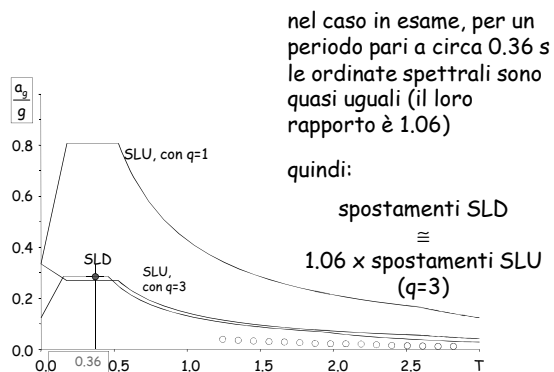
Piano	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	Y+0.3X
6	0.438	3.053	0.246	0.362	0.684	3.415	3.620
5	0.443	3.076	0.245	0.36	0.688	3.436	3.642
4	0.41	2.851	0.224	0.329	0.634	3.180	3.370
3	0.325	2.269	0.175	0.257	0.500	2.526	2.676
2	0.185	1.309	0.094	0.138	0.279	1.447	1.531

$$\text{SismaX} = Fx + M(Fx)$$

$$\text{SismaY} = Fy + M(Fy)$$

$$\text{Sisma} = \text{SismaY} + 0.3 \text{ SismaX}$$

Spettri per SLU e SLD



Verifica spostamenti per SLD

Spostamento relativo accettabile: 0.005 h

Nel caso in esame: $0.005 \times 3200 = 16 \text{ mm}$

Spostamento relativo massimo, fornito dall'analisi: $1.06 \times 3.6 = 3.9 \text{ mm}$ (al penultimo piano)

La verifica è ampiamente soddisfatta

Per l'edificio con struttura intelaiata era: 9.6 mm (tra II e I impalcato)