

Università degli Studi di Sassari
Dipartimento di Architettura, Design e Urbanistica (DADU)

COSTRUZIONI IN MURATURA

7. Verifica di strutture in muratura
secondo le NTC2008 e l'Eurocodice 6

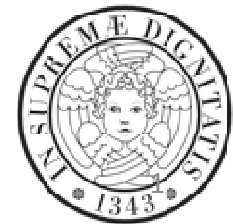
Ing. Linda Giresini



Università di Pisa - **DESTEC**

Dipartimento di Ingegneria dei Sistemi, dell'Energia, del Territorio e Costruzioni

Alghero, 11-12-13 Aprile 2013



Normative di riferimento

A LIVELLO NAZIONALE:

D.M.LL.PP. 14/01/2008: “Norme Tecniche per le costruzioni”:

-Punto 4.5: Costruzioni in muratura (generalità e verifiche sotto carichi statici);

-CAPITOLO 7: Progettazione per azioni sismiche:

Punto 7.2: Criteri generali di progettazione e modellazione (azioni sismiche);

Punto 7.8: Costruzioni in muratura in zona sismica;

-CAPITOLO 8: Costruzioni esistenti:

Punto 8.7.1: Costruzioni in muratura

E corrispondenti punti della

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

A LIVELLO EUROPEO:

EUROCODICE 6, Progettazione delle strutture in muratura: UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

Compressione semplice



P

Compressione centrata:
eccentricità del carico nulla

$$\sigma_d \leq f_u$$

Tensione
di calcolo

Resistenza a
compressione

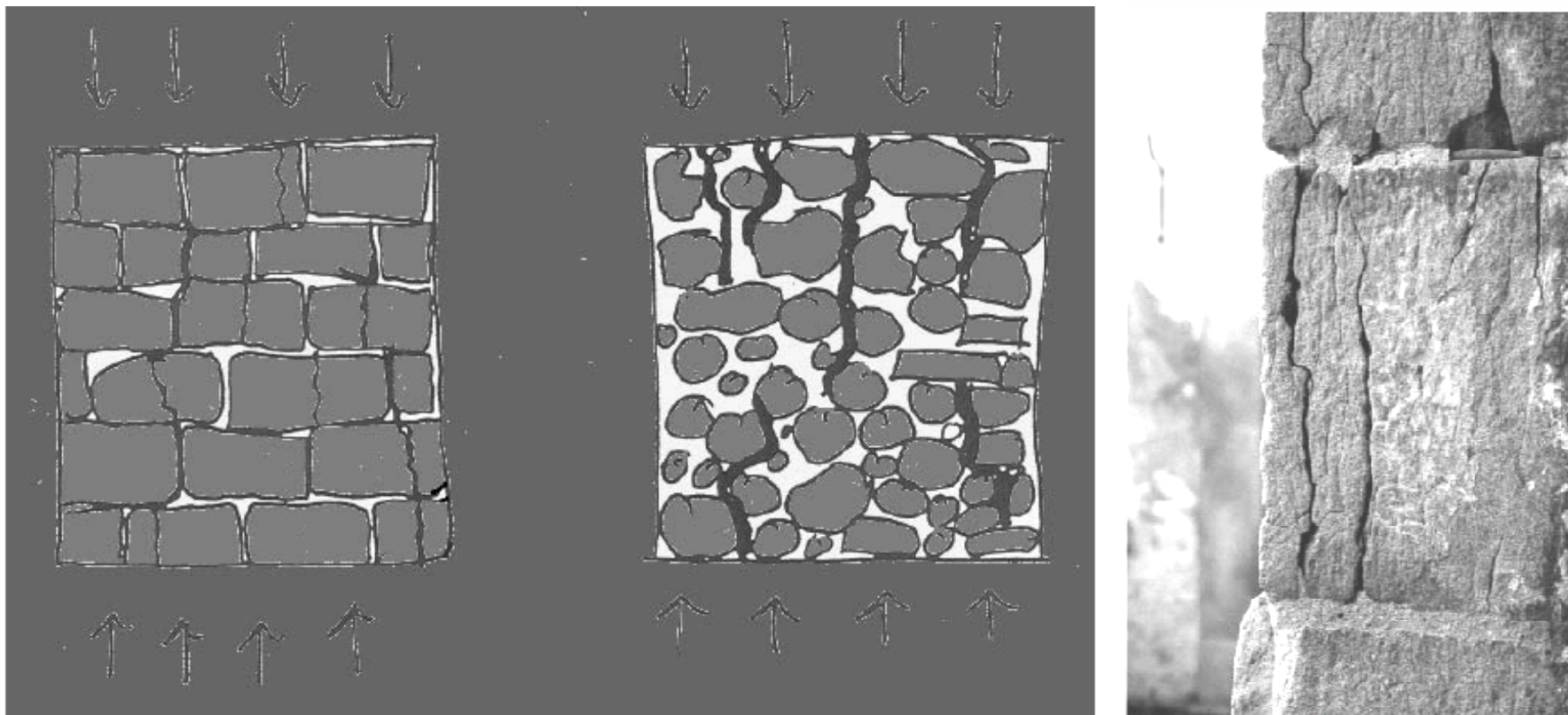
Spessore t

Lunghezza l

Questa verifica non è prevista dalla norma in quanto è obbligatorio tenere conto di eccentricità

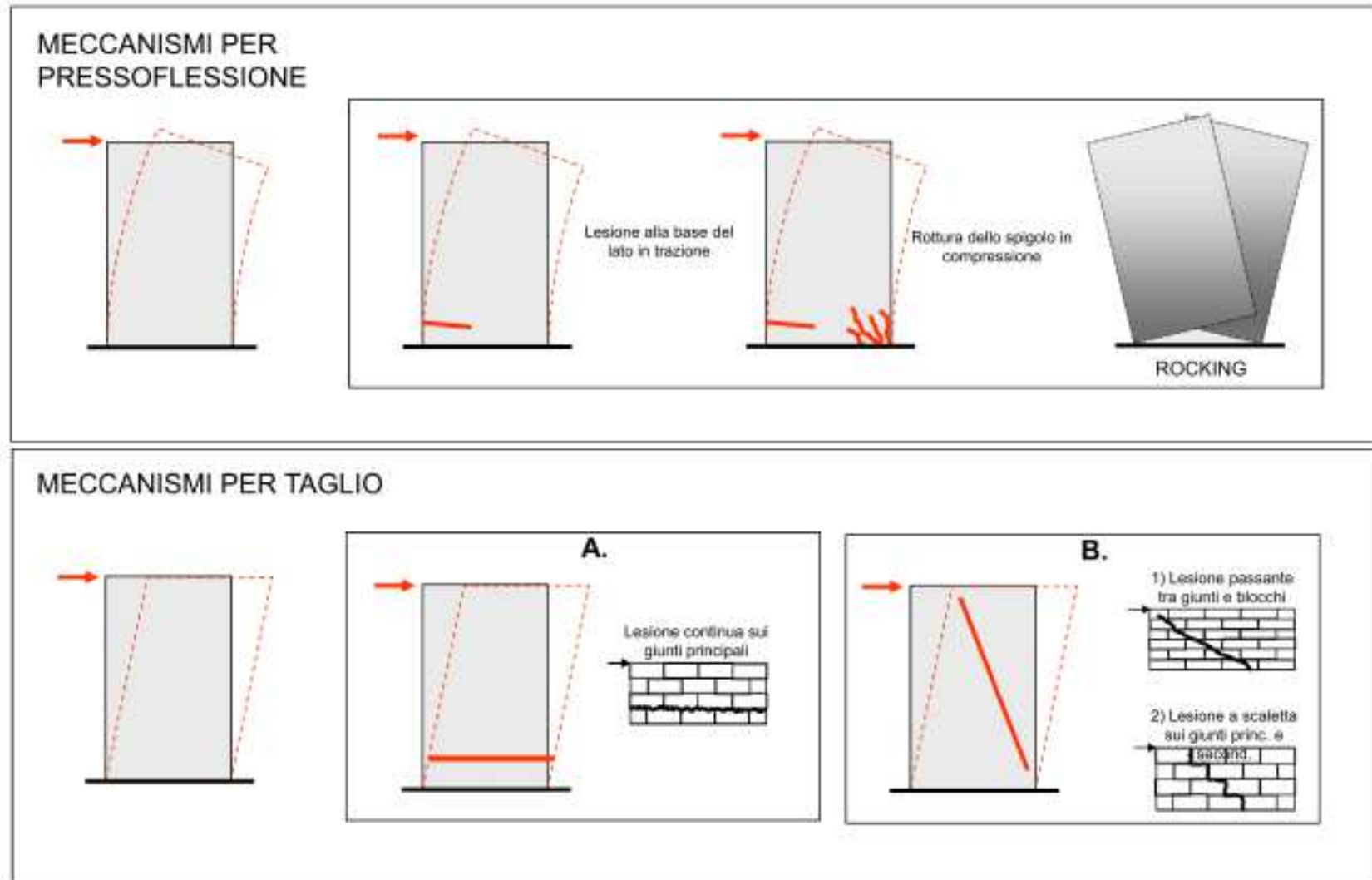
→ la verifica a compressione semplice si “complica” in quella a presso-flessione

Lesioni generate da compressione semplice



Le lesioni sono diffuse, parallele alla direzione del carico.

Stati limite per pannelli in muratura



Nella realtà i meccanismi non sono spesso ben definiti e si considerano misti.

Verifiche di sicurezza per le strutture in muratura

Punti 4.5.6.2. e 7.8.2.2. NTC08

SLU

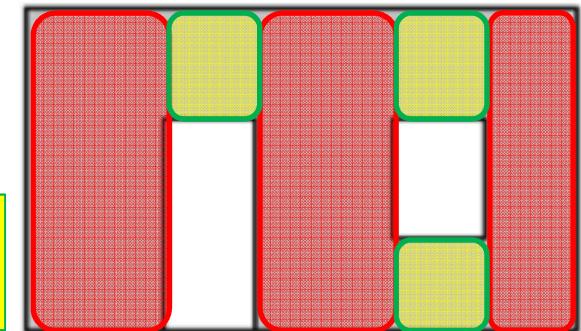
1. Verifica a pressoflessione **nel** piano
2. Verifica a pressoflessione **fuori** piano
3. Verifica a taglio
4. Verifica di **travi di accoppiamento** (flessione e taglio)
5. Verifica per carichi concentrati

SLE

Non è generalmente necessario eseguire queste verifiche se quelle agli Stati Limite Ultimi sono soddisfatte (4.5.6.3)

Maschi murari

Fasce o travi di accoppiamento



Verifiche di sicurezza per le strutture in muratura

SLU

$$M_d \leq M_u \quad (\text{nel piano})$$

$$M_d \leq M_u \quad (\text{fuori piano})$$

$$V_d \leq V_{Rd}$$

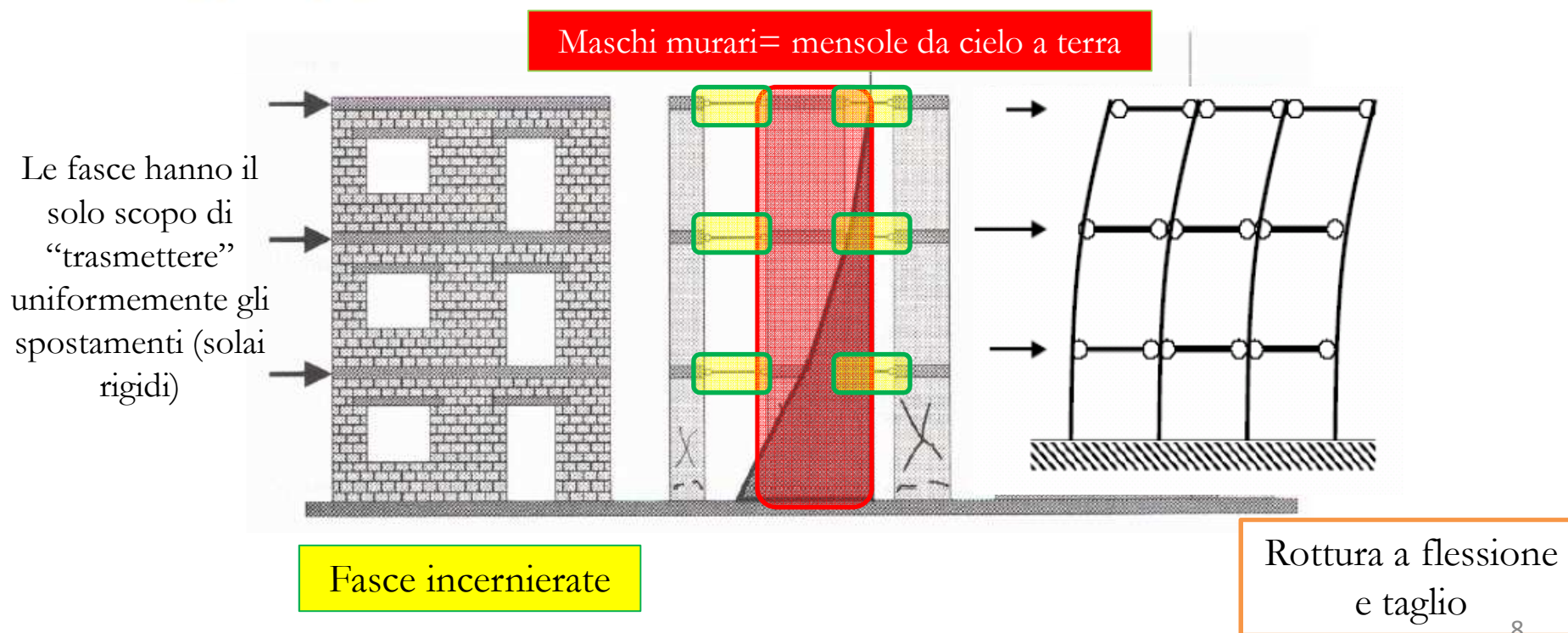
Etc.

Diseguaglianza tra azione sollecitante (pedice d) e resistenza massima (pedice u o Rd)

Calcolo dell'azione sollecitante per le verifiche

Modelli per edifici in muratura: schema a mensole accoppiate

- l'azione orizzontale è riportata dal solaio alle pareti su di esso collegate
- I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano e quindi indeformabili
- La quota di forza assorbita da ogni parete è proporzionale alla rigidezza della stessa rispetto alla rigidezza totale di piano
- La rigidezza di ogni parete dipende dallo schema statico assunto
- La verifica a carichi orizzontali può essere condotta separatamente lungo le due direzioni principali di sviluppo dell'edificio

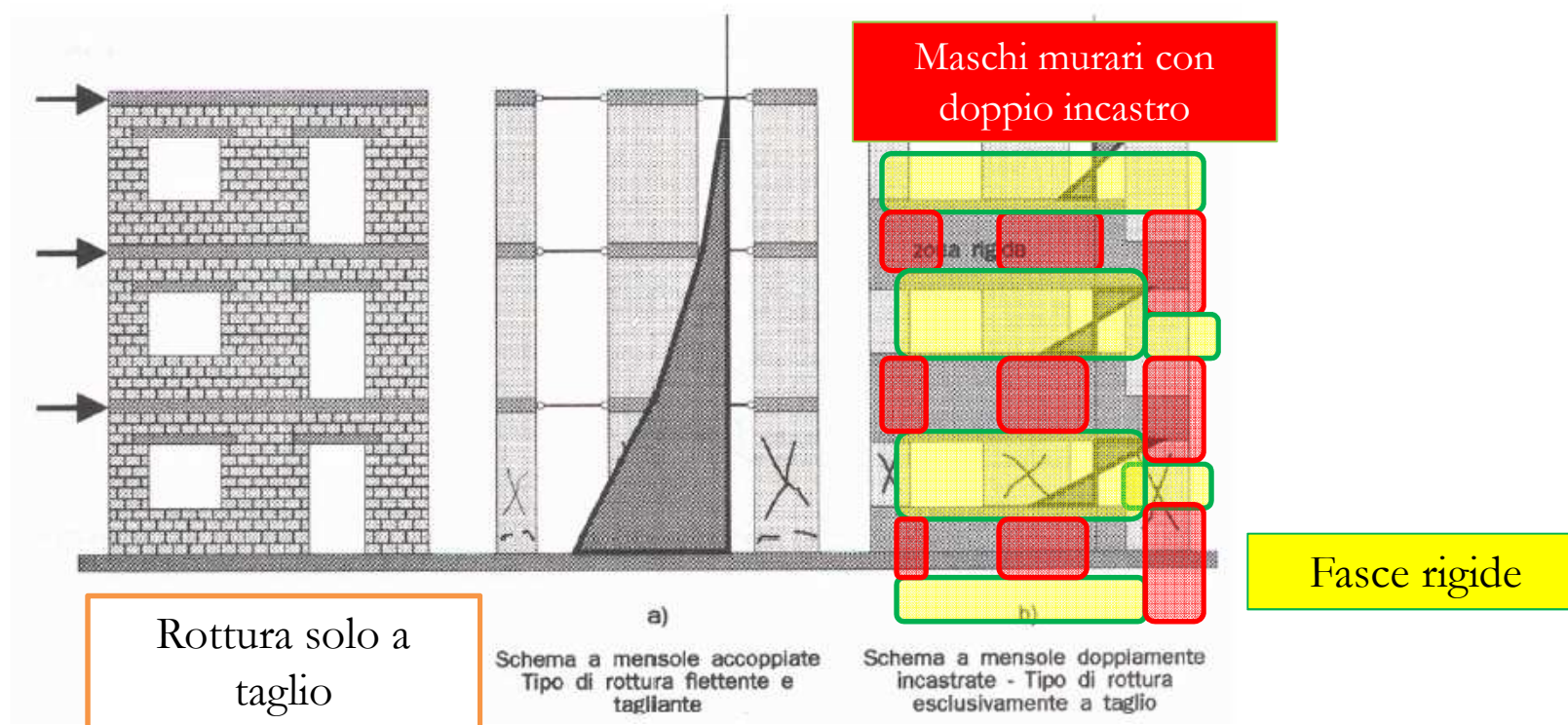


Nota: le considerazioni che seguono sui modelli sono valide per la risposta ad azioni orizzontali

Calcolo dell'azione sollecitante per le verifiche

Modelli per edifici in muratura: schema a mensole con doppio incastro

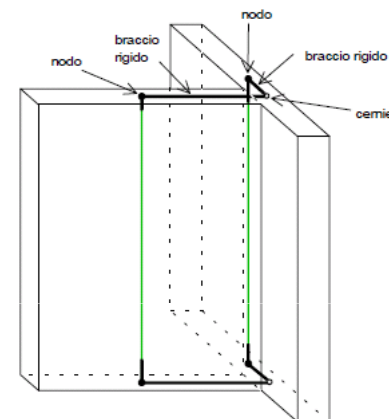
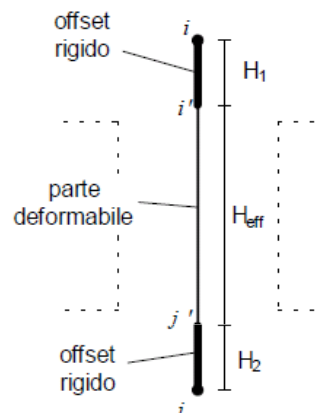
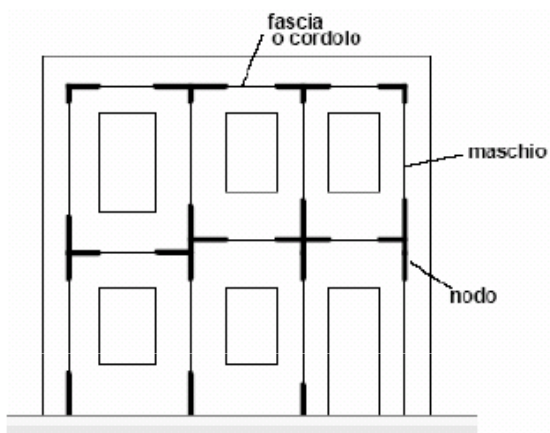
In alternativa, se opportunamente collegate ai maschi, le travi possono essere considerate nel modello, purché opportunamente verificate. Nel caso di muratura ordinaria, è lecito considerarle se le travi di accoppiamento sono portate da un cordolo in c.a. o un architrave resistente a flessione opportunamente ammortato ai maschi.



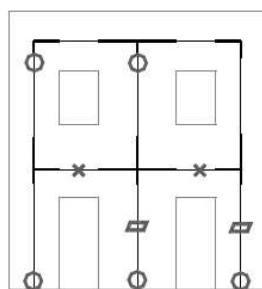
Calcolo dell'azione sollecitante per le verifiche

Modelli per edifici in muratura: schema a mensole con doppio incastro

Modello a telaio equivalente o metodo SAM (Magenes, 2000)

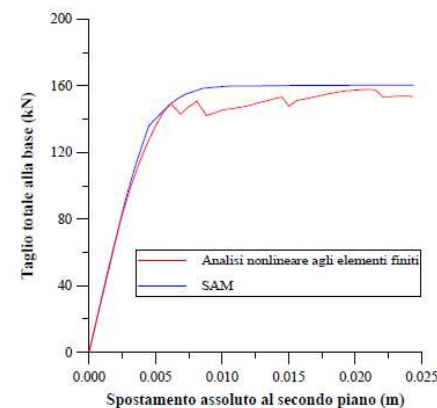


Analisi agli elementi finiti: distribuzione del danneggiamento nei giunti di malta



Metodo SAM: meccanismi di rottura rilevati.

- Rottura per flessione
- ▭ Rottura per scorrimento
- × Rottura per taglio con fessure diagonali



Coefficienti di sicurezza per le Verifiche

Tab 4.5.II. NTC08

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I , malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I , malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II , ogni tipo di malta	2,5	3,0

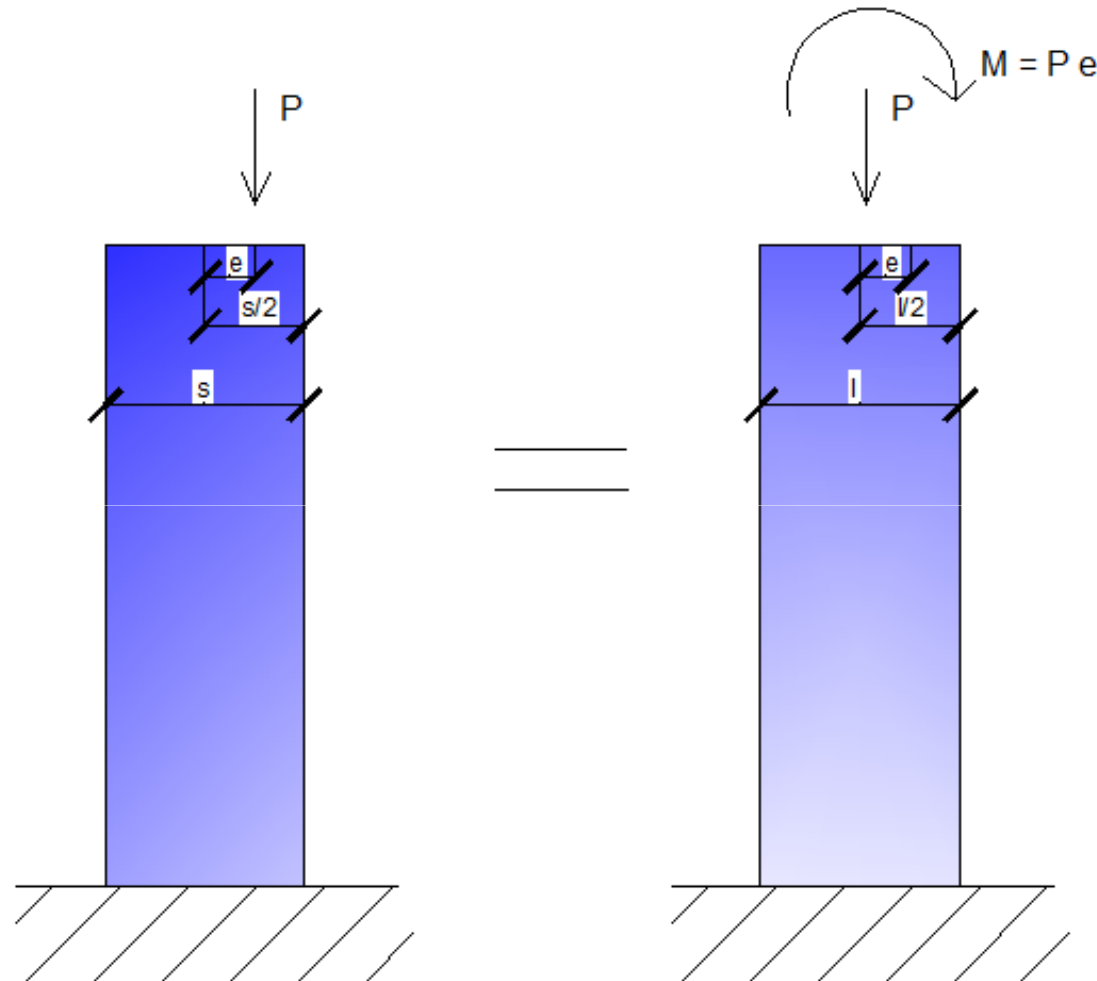
In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

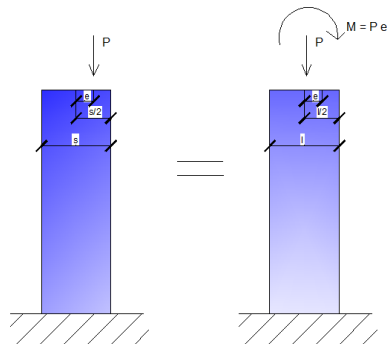
- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Meccanismi per pressoflessione



Sovrapposizione degli effetti

Meccanismi per pressoflessione



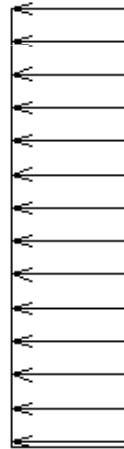
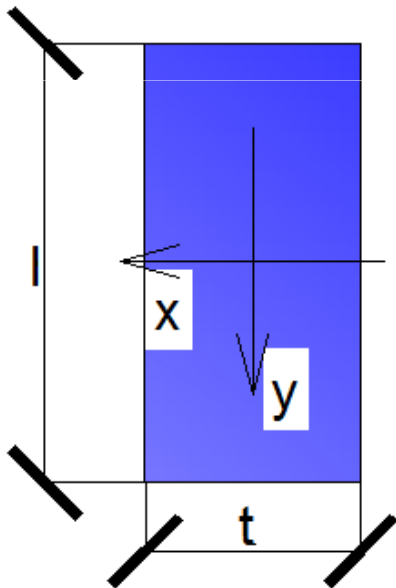
Ipotesi di Eulero Bernoulli:
nella flessione le sezioni si
mantengono piane



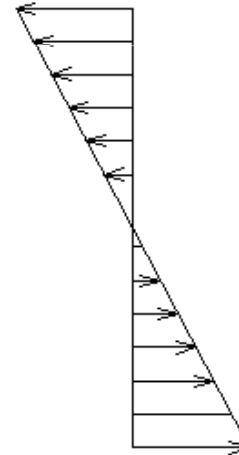
$$A = l * t$$

$$\sigma = P/A$$

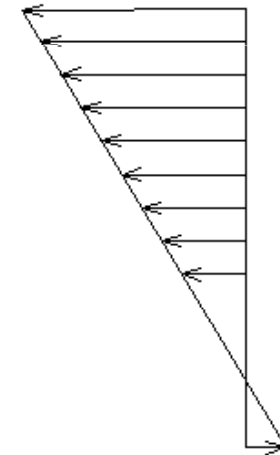
$$\sigma_M = M_x y/J_x$$



+

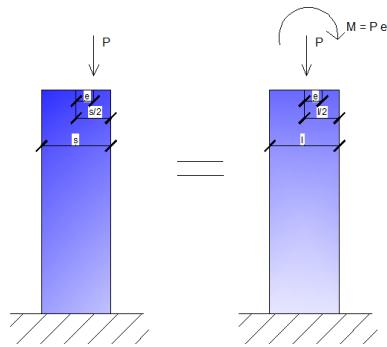


=



Materiale omogeneo lineare elastico isotropo: si sommano le tensioni date dai due contributi considerati separatamente.

Meccanismi per pressoflessione



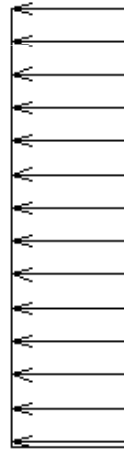
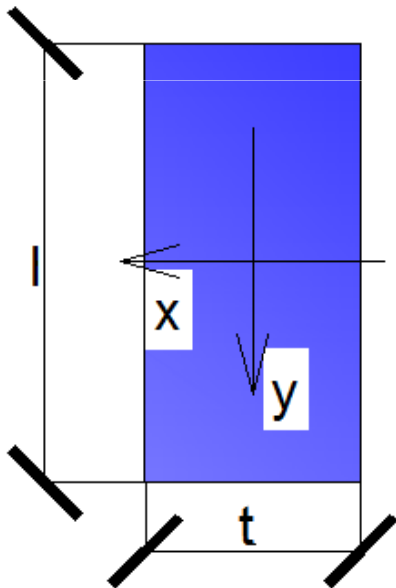
Ipotesi di Eulero Bernoulli:
nella flessione le sezioni si
mantengono piane



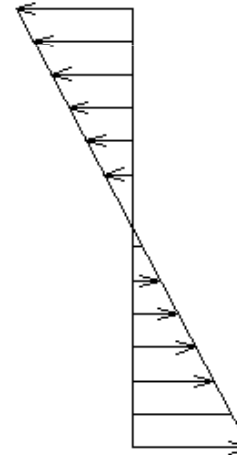
$$A = l * t$$

$$\sigma = P/A$$

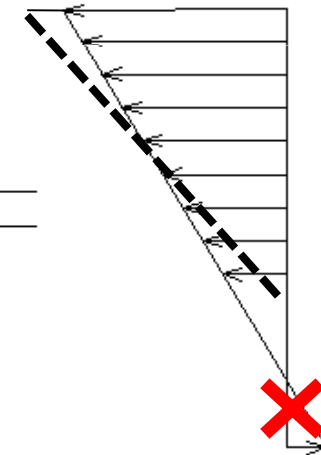
$$\sigma_M = M_x y/J_x$$



+

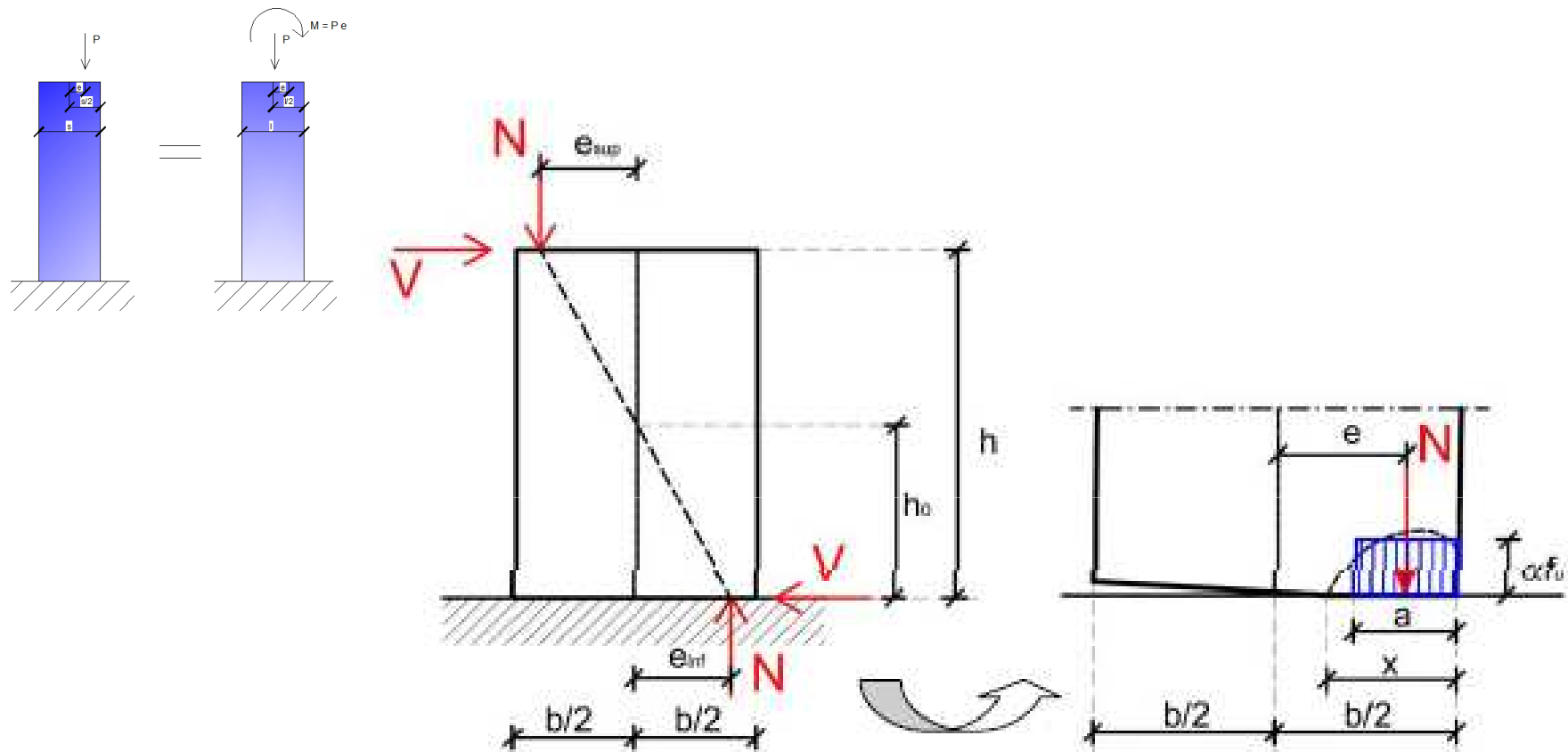


=



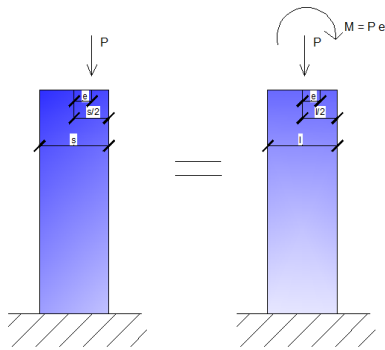
La muratura non si considera resistente a trazione!

Meccanismi per pressoflessione



La muratura non si considera resistente a trazione!

Pressoflessione nel piano (punto 7.8.2.2.1 NTC08)



$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

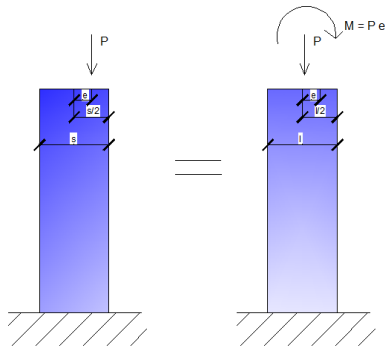
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$M_d \leq M_u$$

Momento Sollecitante
($d=design$)

Momento Ultimo

Pressoflessione fuori piano (punto 7.8.2.2.3 NTC08)



$$M_u = (t^2 / 12) \sigma_0 (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

E' sufficiente sostituire l a t nella verifica a pressoflessione nel piano.

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

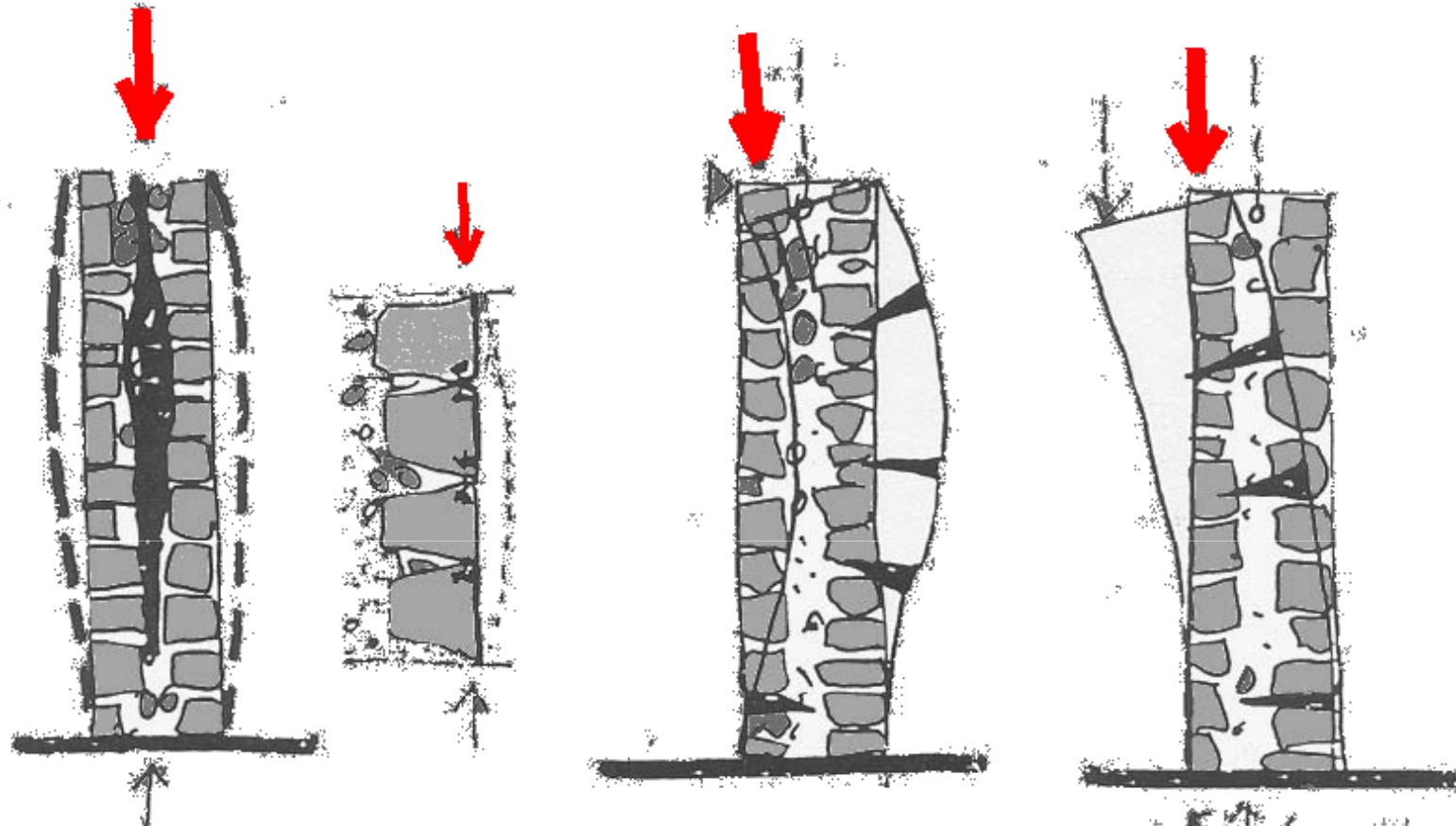
σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

$$M_d \leq M_u$$

Debbono essere soggette a questa verifica tutte le pareti avente funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma.

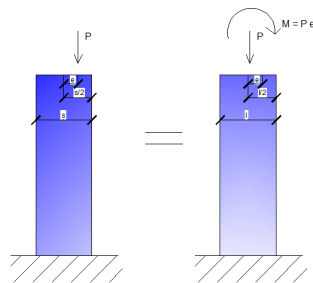
Lesioni dovute a Pressoflessione (fuori piano)



Sforzo normale centrato

Pressoflessione (Sforzo normale eccentrico)

Pressoflessione (Sforzo normale eccentrico)



Eccentricità (4.5.6.2 NTC08)

Eccentricità totale dei carichi verticali

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

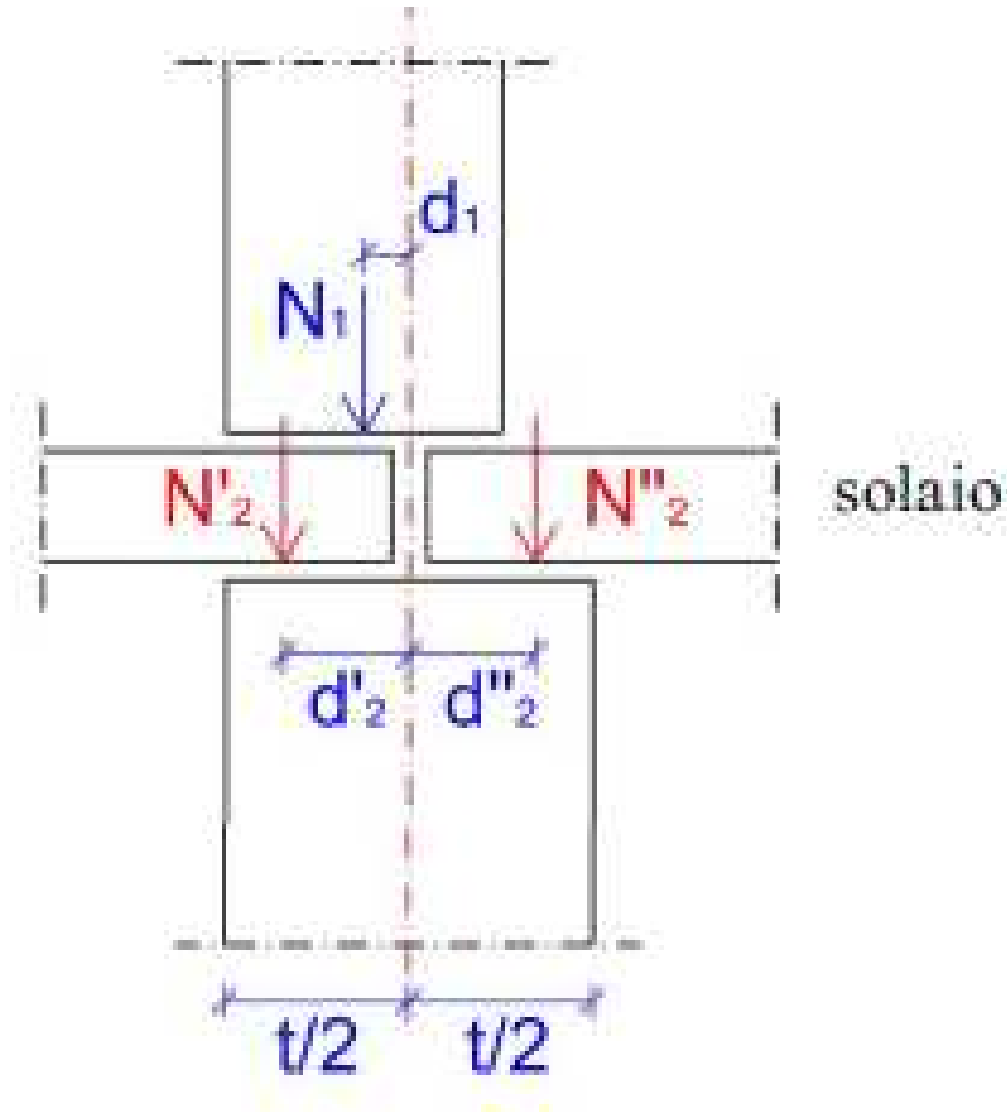
N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

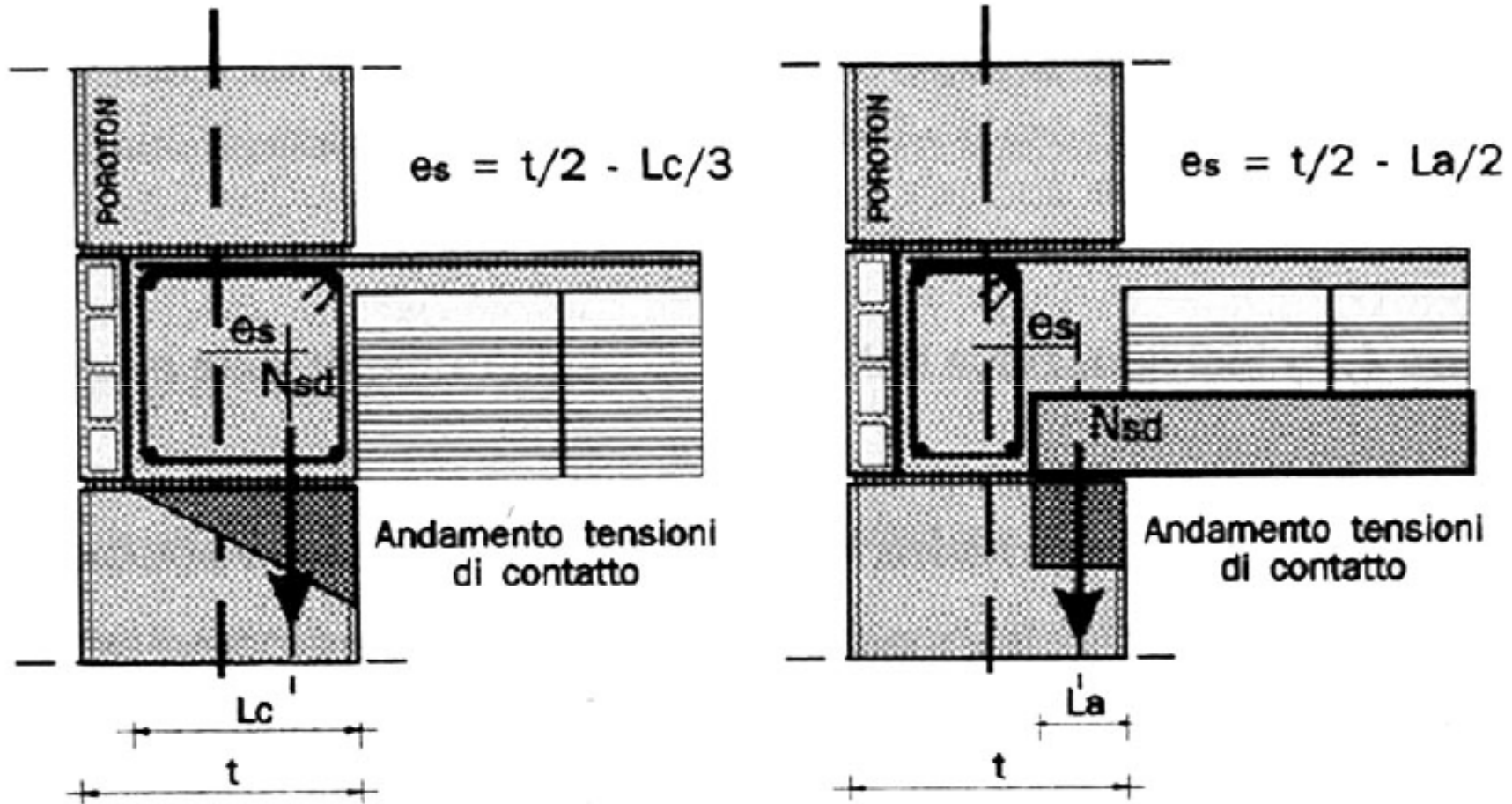
d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

Eccentricità e_{s_2} (4.5.6.2 NTC08)



Eccentricità e_{s2} (4.5.6.2 NTC08)



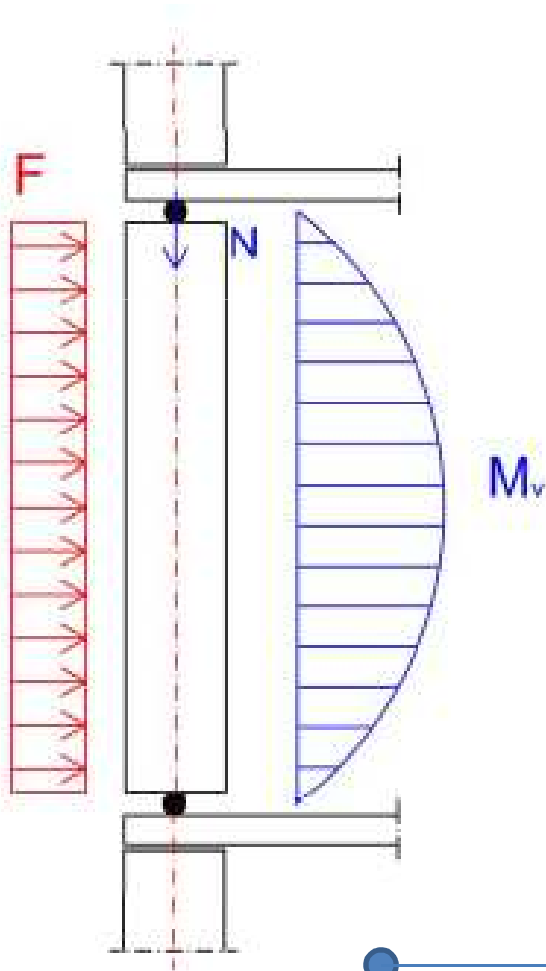
Eccentricità (4.5.6.2 NTC08)

Eccentricità dovuta alle az.
orizzontali

$$e_v = M_v / N$$

M_v : momento flettente massimo
dovuto alle azioni orizzontali

N : sforzo normale nella relativa sezione
di verifica



Eccentricità (4.5.6.2 NTC08)

Eccentricità accidentale

$$e_a = h / 200$$

h : altezza interna di piano

Eccentricità dovuta alle az.
orizzontali

$$e_v = M_v / N$$

M_v : momento flettente massimo
dovuto alle azioni orizzontali

N : sforzo normale nella relativa sezione
di verifica

Sezioni di estremità

$$e_1 = |e_s| + e_a;$$

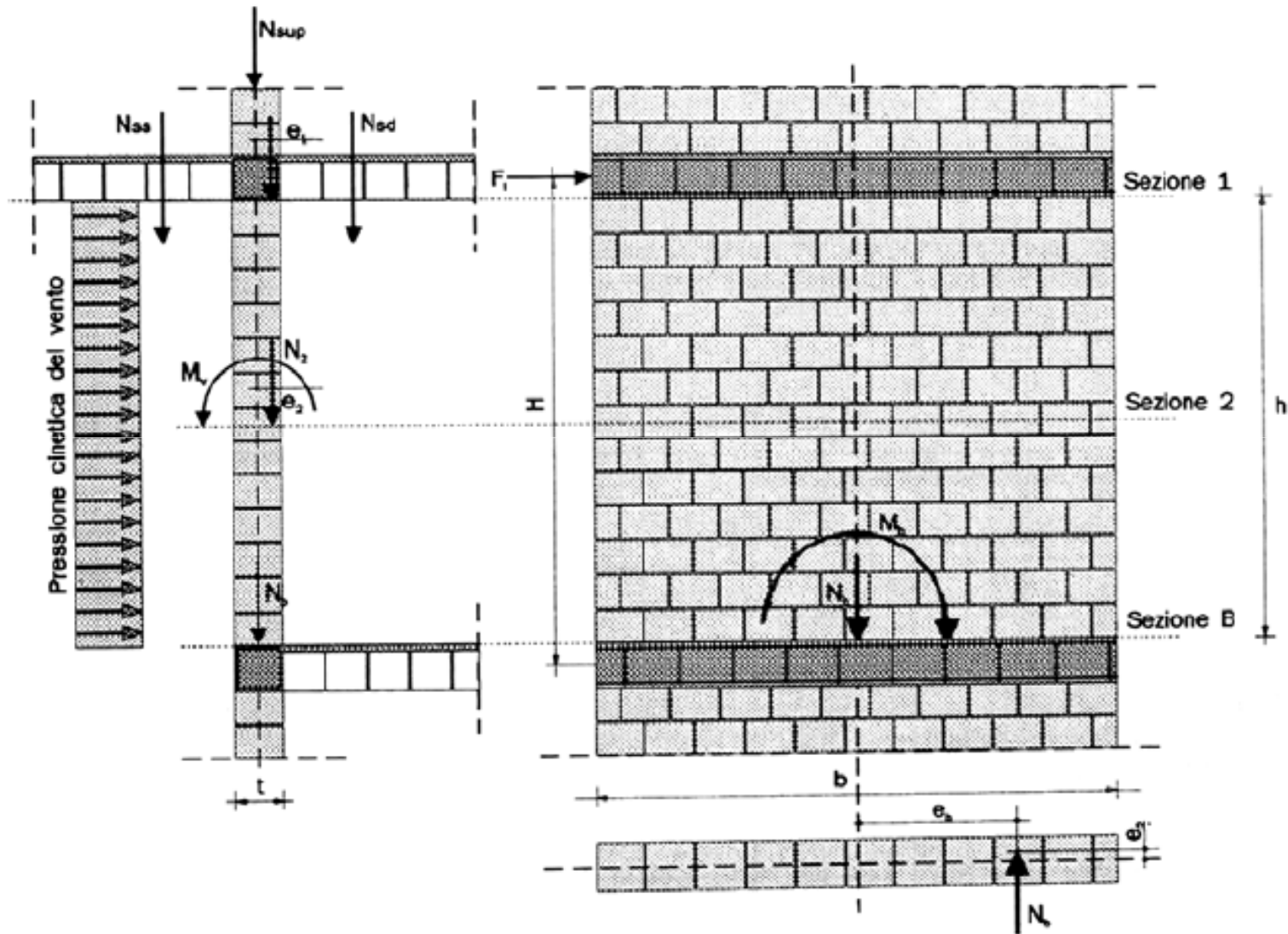
Sezioni dove è massimo M

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Occorre considerare sempre almeno l'eccentricità

accidentale, ed inoltre deve essere: $e_1 \leq 0,33 t$; $e_2 \leq 0,33 t$

Eccentricità



Pressoflessione per carichi laterali (punto 4.5.6.2 NTC08)

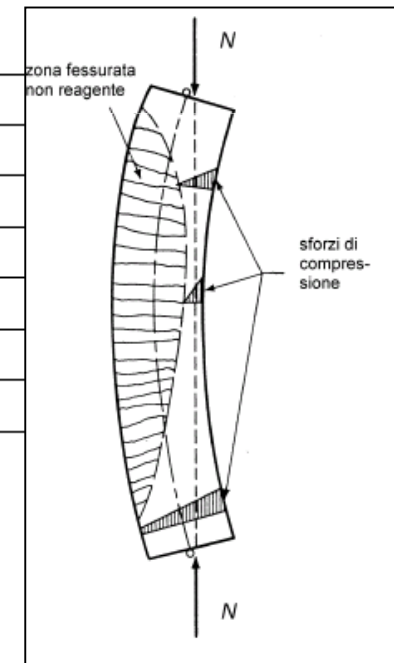
L'elevata snellezza delle pareti può indurre i cosiddetti **effetti del secondo ordine**. Le sollecitazioni flettenti del primo ordine, date da $N \cdot e$, sono incrementate per effetto dell'aumento dell'eccentricità dovute al momento stesso.

$$f_{d,rid} = \Phi f_d$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del materiale

Resistenza di calcolo a compressione

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---



Tab.4.5.III
 e : eccentricità del carico
 t : spessore parete

$$h_0 = \rho h$$

Pressoflessione per carichi laterali (punto 4.5.6.2 NTC08)

$$f_{d,rid} = \Phi f_d$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del materiale ≤ 1

Resistenza di calcolo a compressione

$$h_0 = \rho h$$

Lunghezza di libera inflessione della parete (uguale ad h per muro isolato)

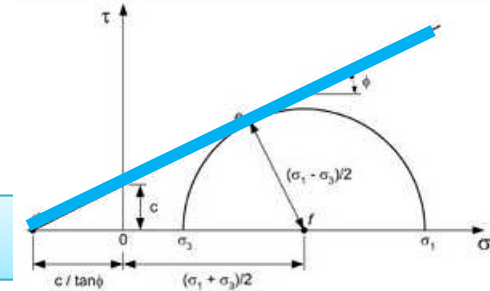
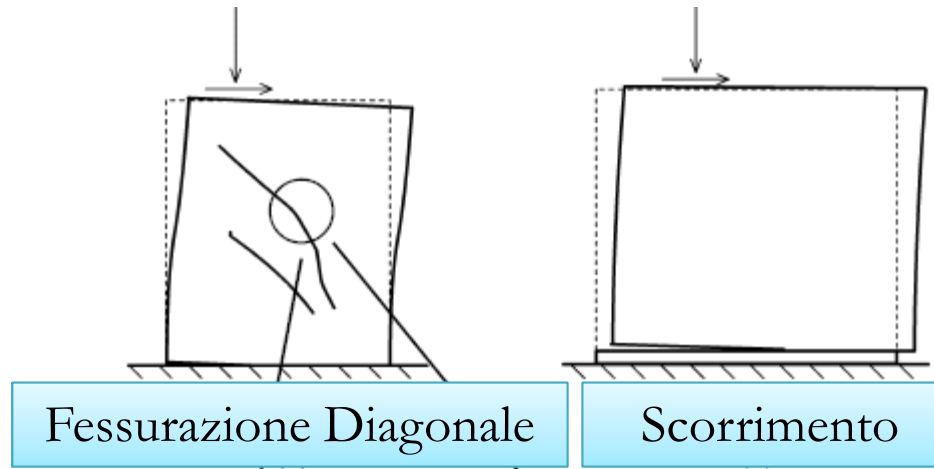
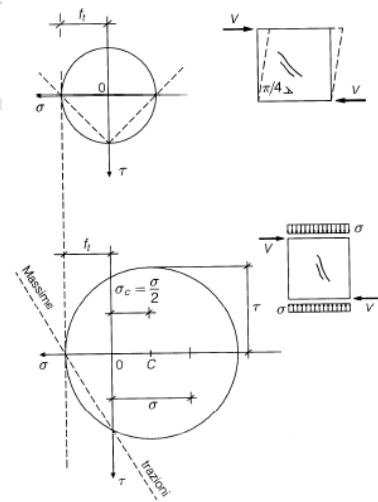
h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Fattore laterale di vincolo ρ
a : interasse tra muri trasversali

Nota: il fattore si calcola con la tabella sovrastante solo per muri privi di aperture, irrigiditi da vincoli rappresentati da muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm e di lunghezza l non inferiore a 0.3h.

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Meccanismi di rottura a taglio

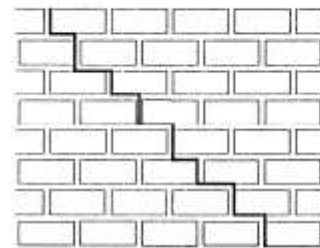


Rottura per raggiungimento della resistenza a trazione

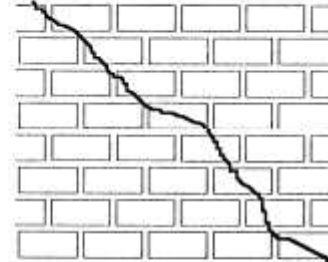
Criterio di **Turnsek & Cacovic (1971)**

$$V_u = \frac{f_{tu} l t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{l t}$$

b : rapporto di forma per il pannello; dipende dal rapporto h/l



fessurazione diagonale con giunti deboli



fessurazione diagonale con giunti resistenti

Rottura secondo la legge di

Mohr - Coulomb

$$\tau = c + \mu \sigma$$

Verifica a taglio (punto 7.8.2.2.2 e 11.10.3.3 NTC08)

$$V_t = l' t f_{vd}$$

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Resistenza a taglio per
scorrimento (Mohr Coulomb)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n$$

f_{vk} = resistenza caratteristica a taglio

f_{vko} = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali

σ_n = tensione normale media dovuta ai carichi verticali agente sugli elementi di verifica

Verifica a taglio (punto 11.10.3.3 NTC08)

Inoltre, per elementi resistenti artificiali semipieni o forati occorre verificare che:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1.4 \cdot \overline{f_{bk}} < 1.5 \text{ MPa (7.8.2.2)}$$

$f_{vk,lim}$ = valore massimo della resistenza caratteristica a taglio

$\overline{f_{bk}}$ = resistenza caratteristica degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro

$$V_d \leq V_t$$

Taglio Sollecitante ($d=design$)

Taglio resistente

Verifica a taglio per fessurazione diagonale (circolare)



Gli sforzi taglianti possono indurre una rottura per fessurazione diagonale. Tale verifica è contemplata nella Circolare solo per costruzioni esistenti (muratura irregolare o con blocchi non particolarmente resistenti)

Criterio di Turnsek & Cacovic (1971)

$$V_t = \frac{l}{t} \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l}{t} \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

C8.7.1.1

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente, positiva se di compressione)

f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1,

dove h è l'altezza del pannello

Criterio di Benedetti e Tomazevic (1984)

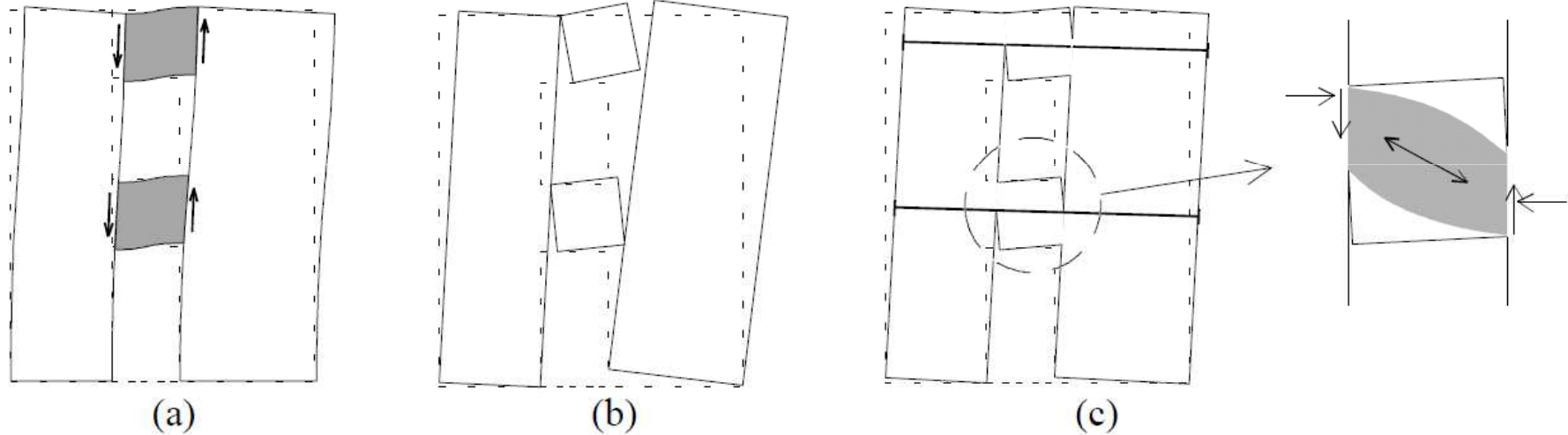
$b = 1.5$ per $h/l \geq 1.5$ (pannelli snelli),

$b = 1$ per $h/l \leq 1.5$, e

$b = h/l$ per $1 < b < 1.5$.

Verifica travi di accoppiamento in muratura

Risposta delle fasce murarie ad azioni orizzontali



Taglio e (presso-tenso)flessione

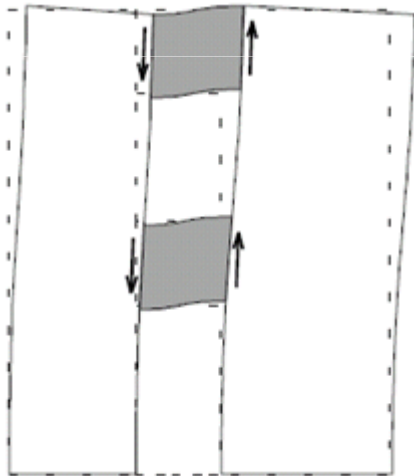
Verifica travi di accoppiamento in muratura

Verifica a TAGLIO (scorrimento)

$$V_t = h t f_{vd0}$$

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).



$$V_d \leq V_t$$

Taglio Sollecitante

Taglio Resistente

Verifica travi di accoppiamento in muratura

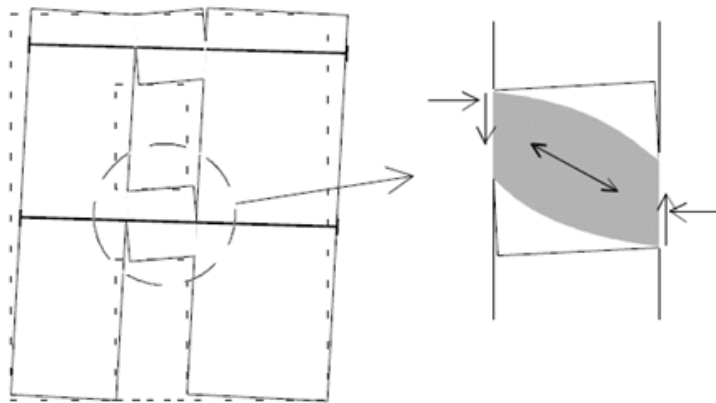
Verifica a PRESSO-TENSO FLESSIONE

$$M_u = H_p \cdot h / 2 [1 - H_p / (0,85f_{hd} \cdot h \cdot t)] \quad (7.8.5)$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4f_{hd}ht$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).



$$M_d \leq M_u$$

Verifica travi di accoppiamento in muratura

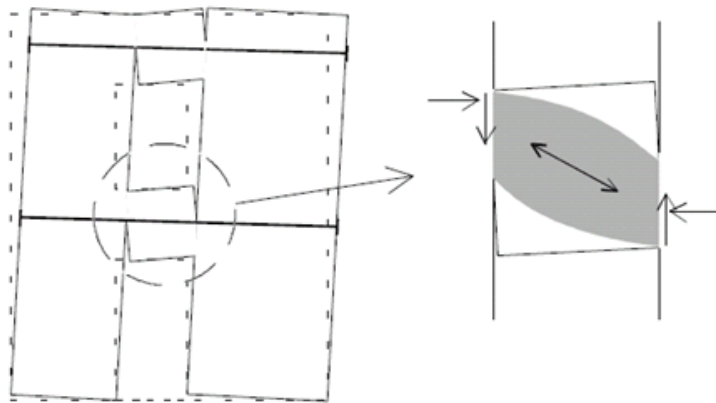
Verifica a TAGLIO da meccanismo di pressoflessione

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l \quad (7.8.6)$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .



$$V_{Rd} = \min (V_p, V_t)$$

$$V_d \leq V_{Rd}$$

Verifica per carichi concentrati (EC6)

$$N_{Sdc} \leq N_{Rdc}$$

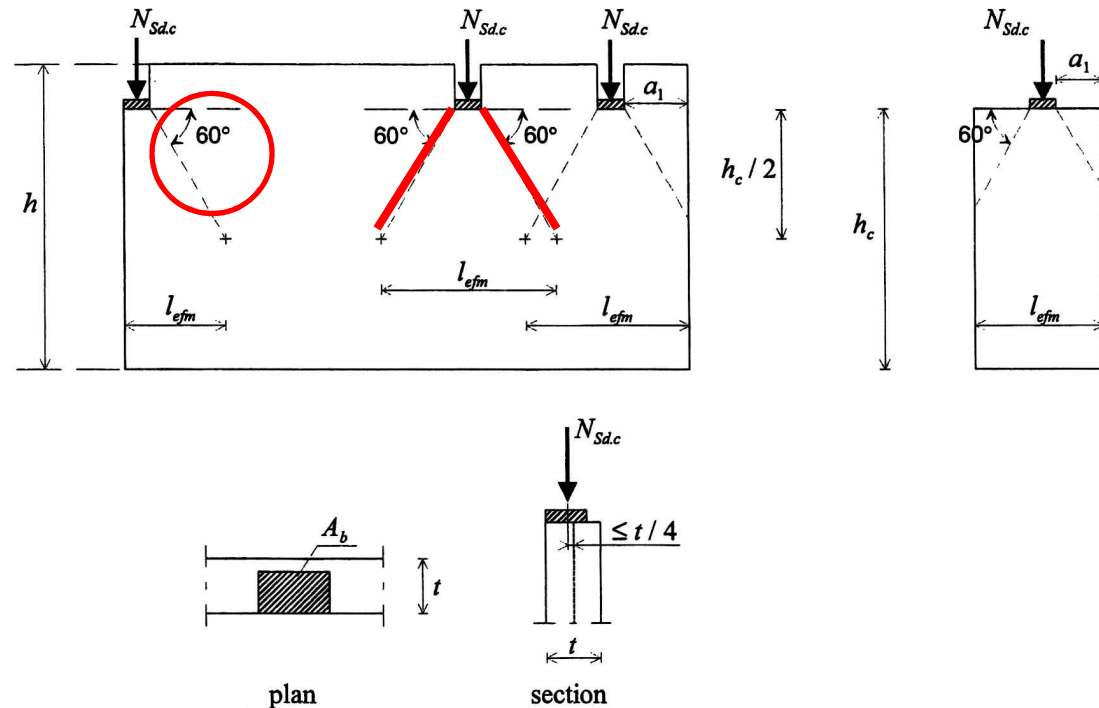
$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right)$$

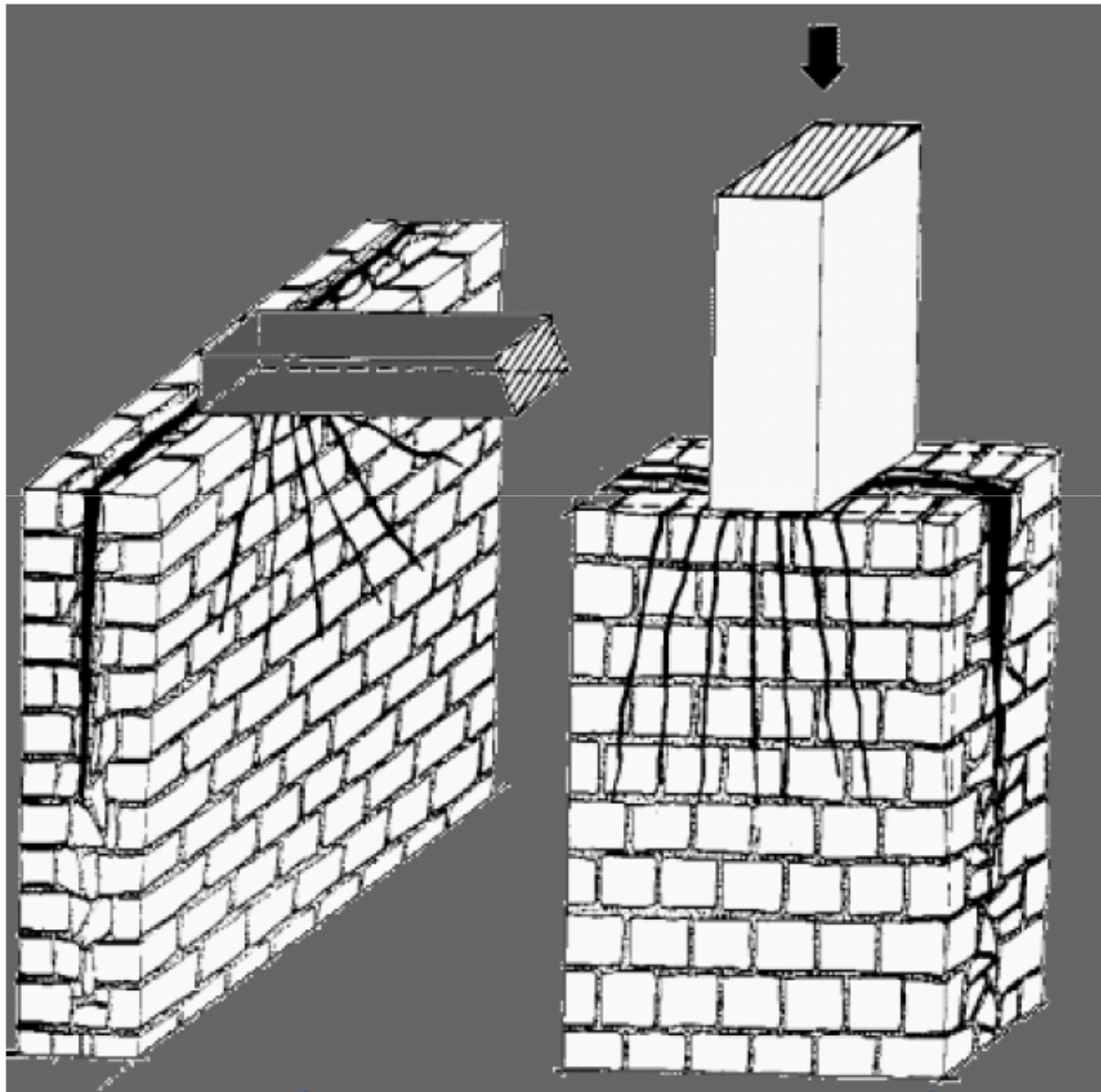
Fattore amplificativo che tiene conto della diffusione del carico.

f_d Resistenza a compressione di calcolo della muratura

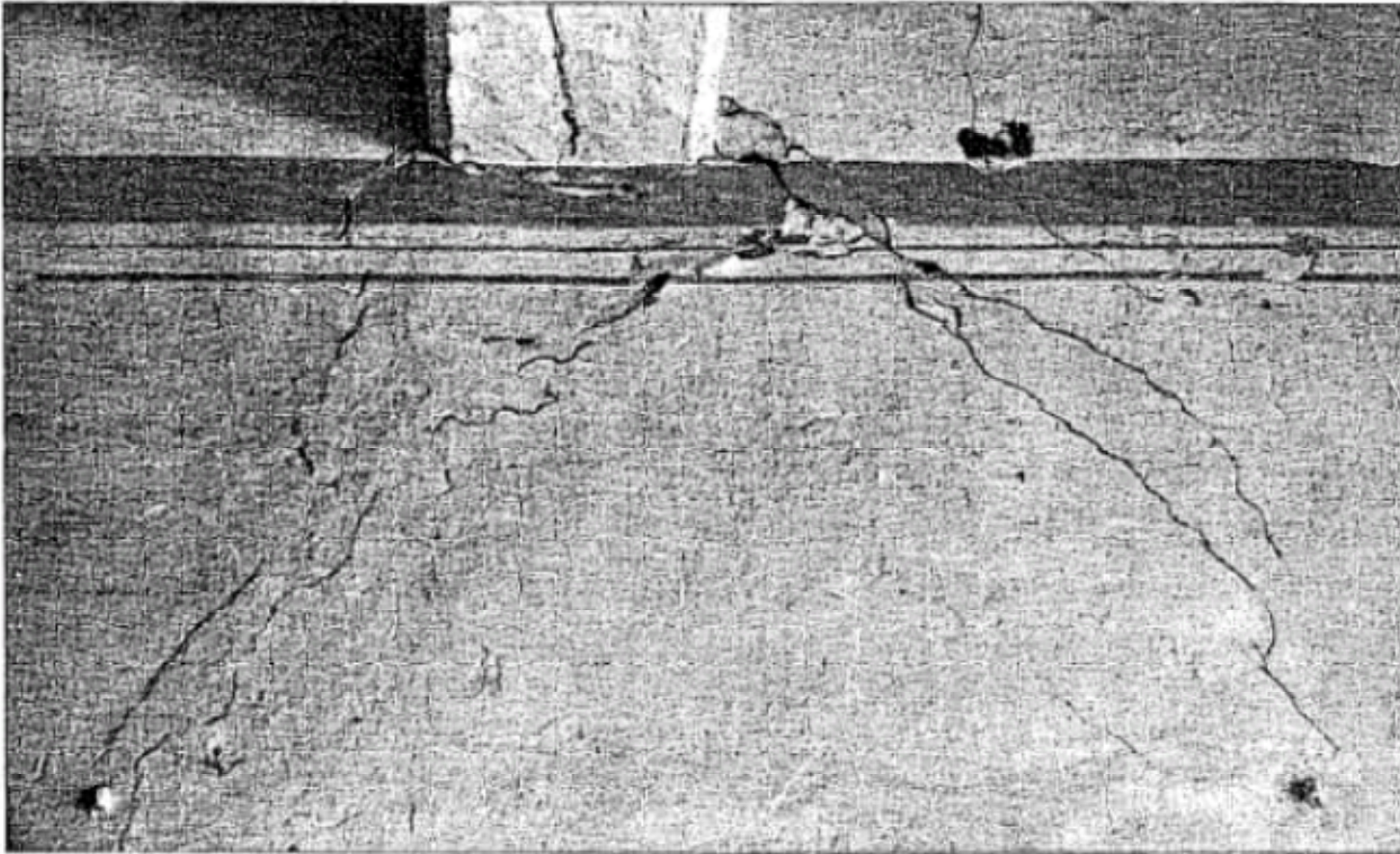
A_b Area su cui insiste il carico concentrato.



Lesioni dovute a carichi concentrati



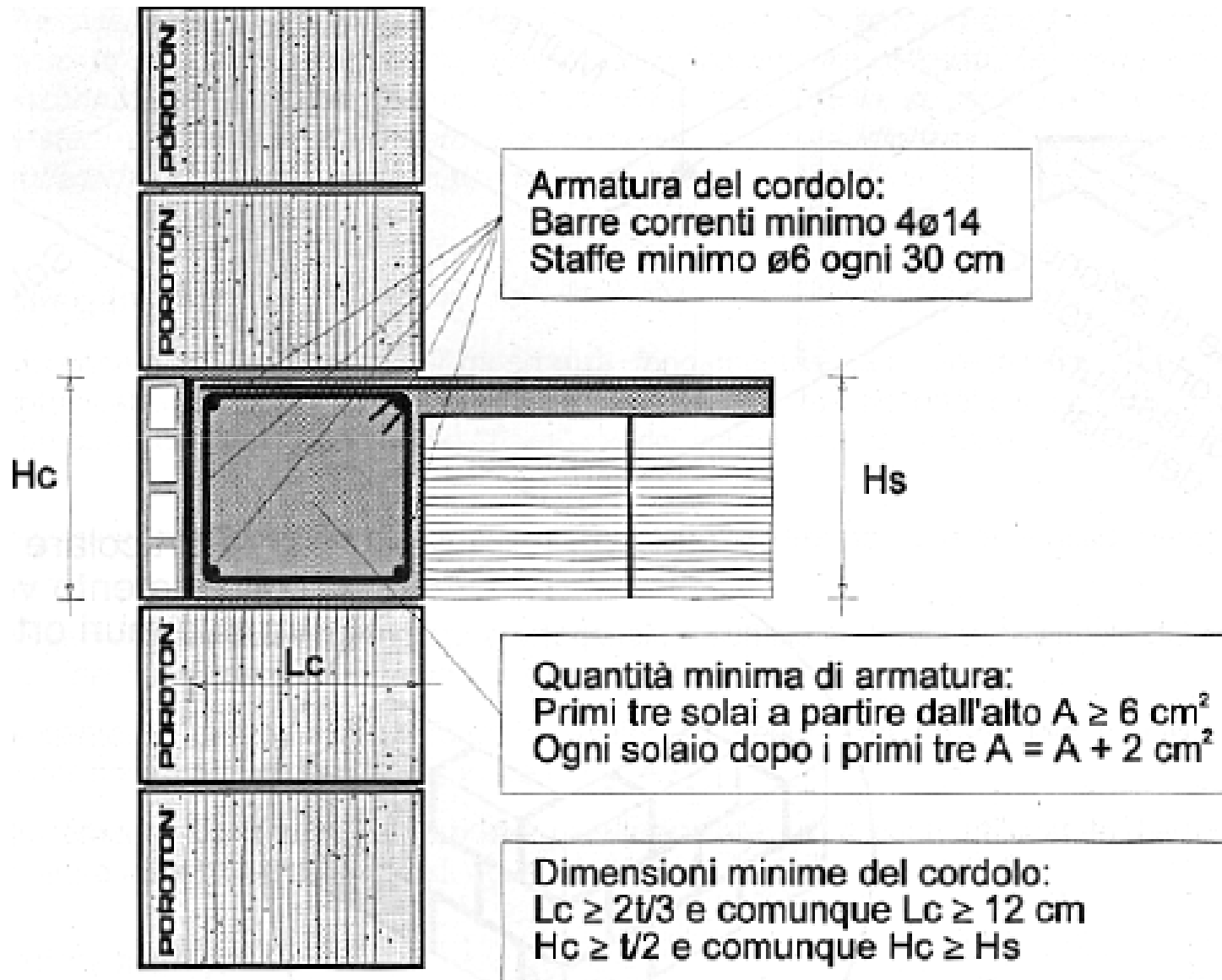
Lesioni dovute a carichi concentrati



Fot. 53.

Azione localizzata d'un trave di legno portante d'un solaio, su un muro interno (n. 201). Sotto l'appoggio il lieve corrugamento dell'intonaco denuncia lo schiacciamento del materiale murario e nelle regioni laterali, specie a destra, le caratteristiche fessurazioni radiali a 45°.

Prescrizioni costruttive per muratura in zona non sismica



Prescrizioni costruttive (7.8.5.1.NTC)

7.8.5.1 Costruzioni in muratura ordinaria

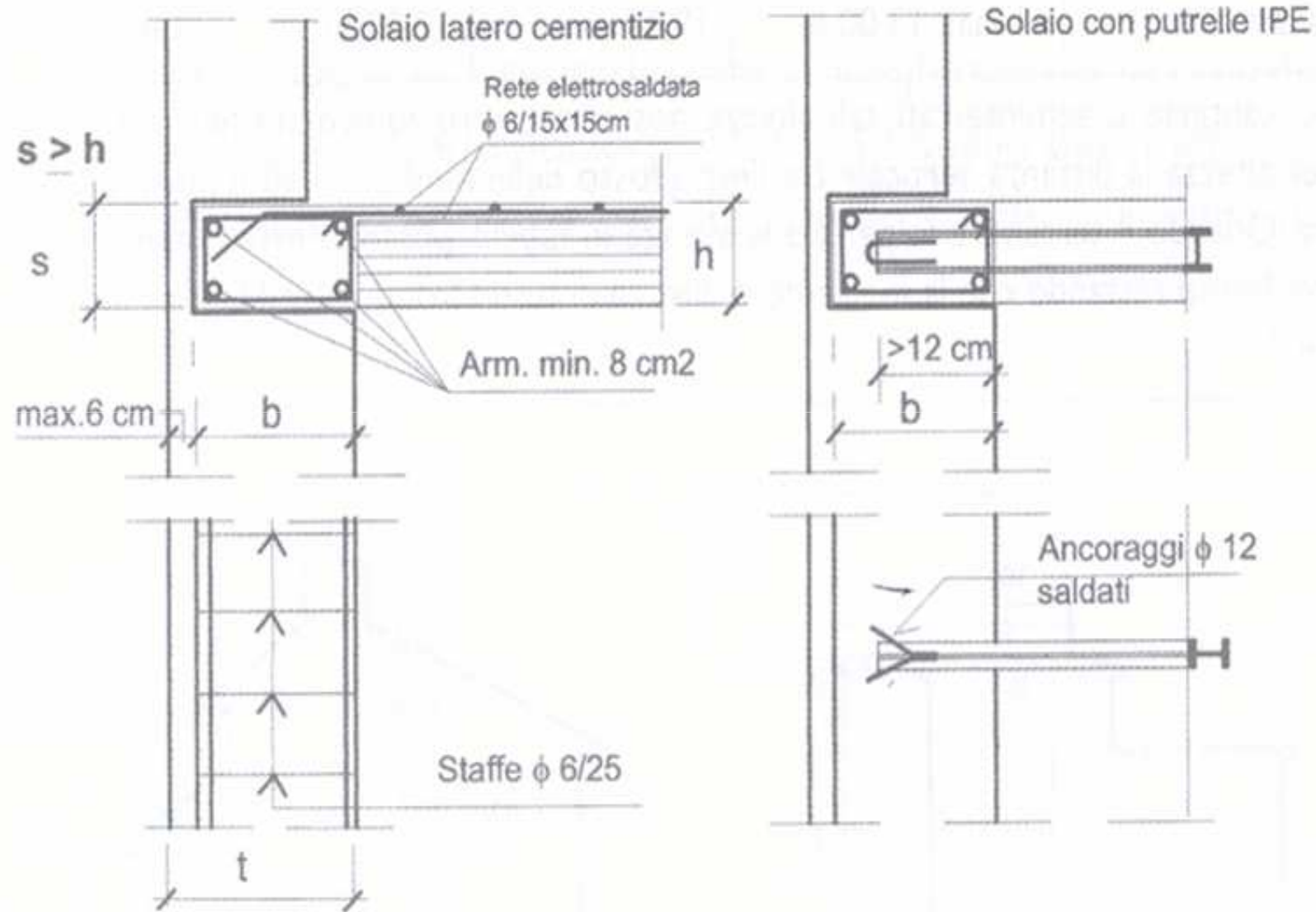
Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

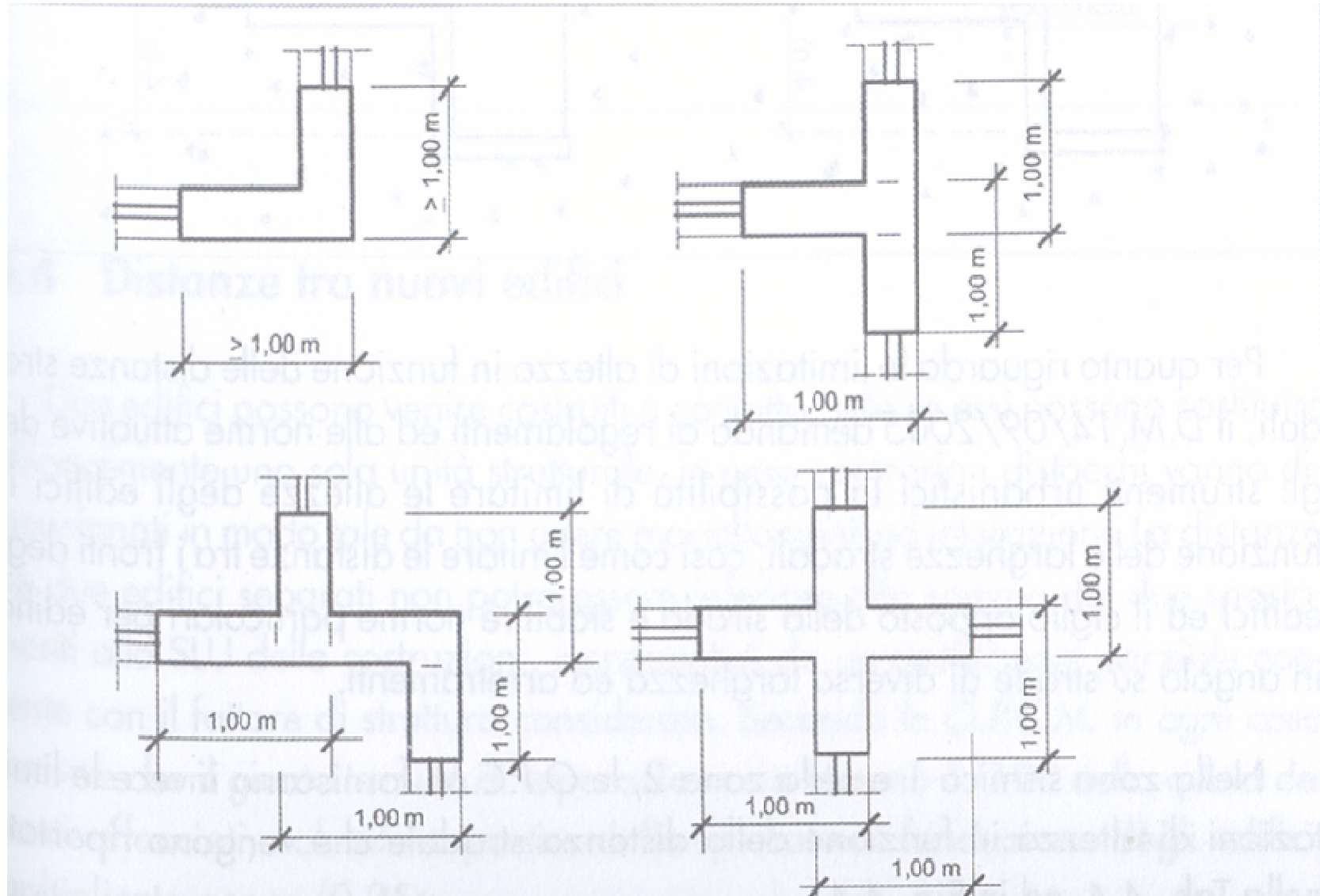
In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Prescrizioni costruttive (7.8.5.1.NTC)



Prescrizioni costruttive (7.8.5.1.NTC)



Prescrizioni costruttive (7.8.1.4.NTC)

7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

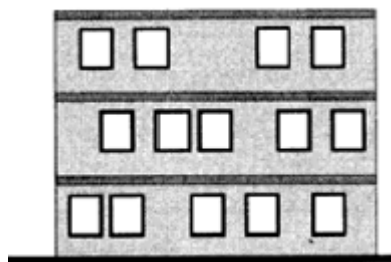
Tabella 7.8.II – *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.*

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

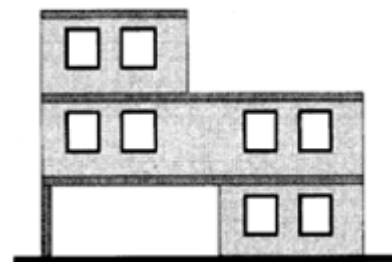
Edifici semplici in muratura (p.to 4.5.6.4. NTC08)

Edifici semplici in muratura (p.to 4.5.6.4. NTC08)

1. Pareti strutturali continue dalla fondazione sino in sommità

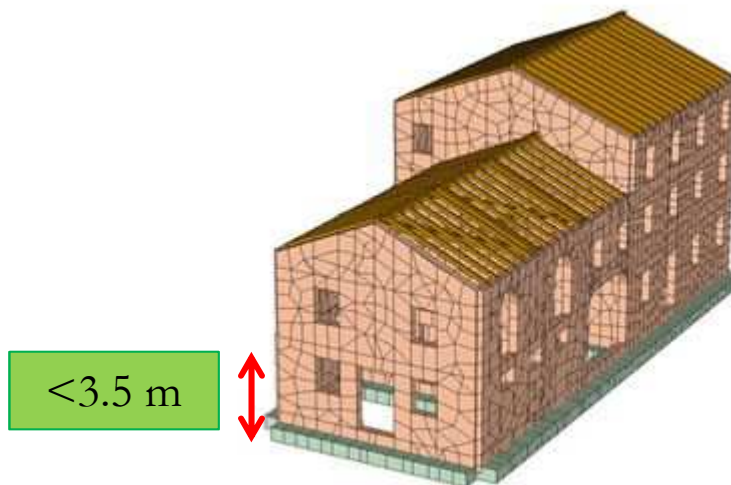


Sì



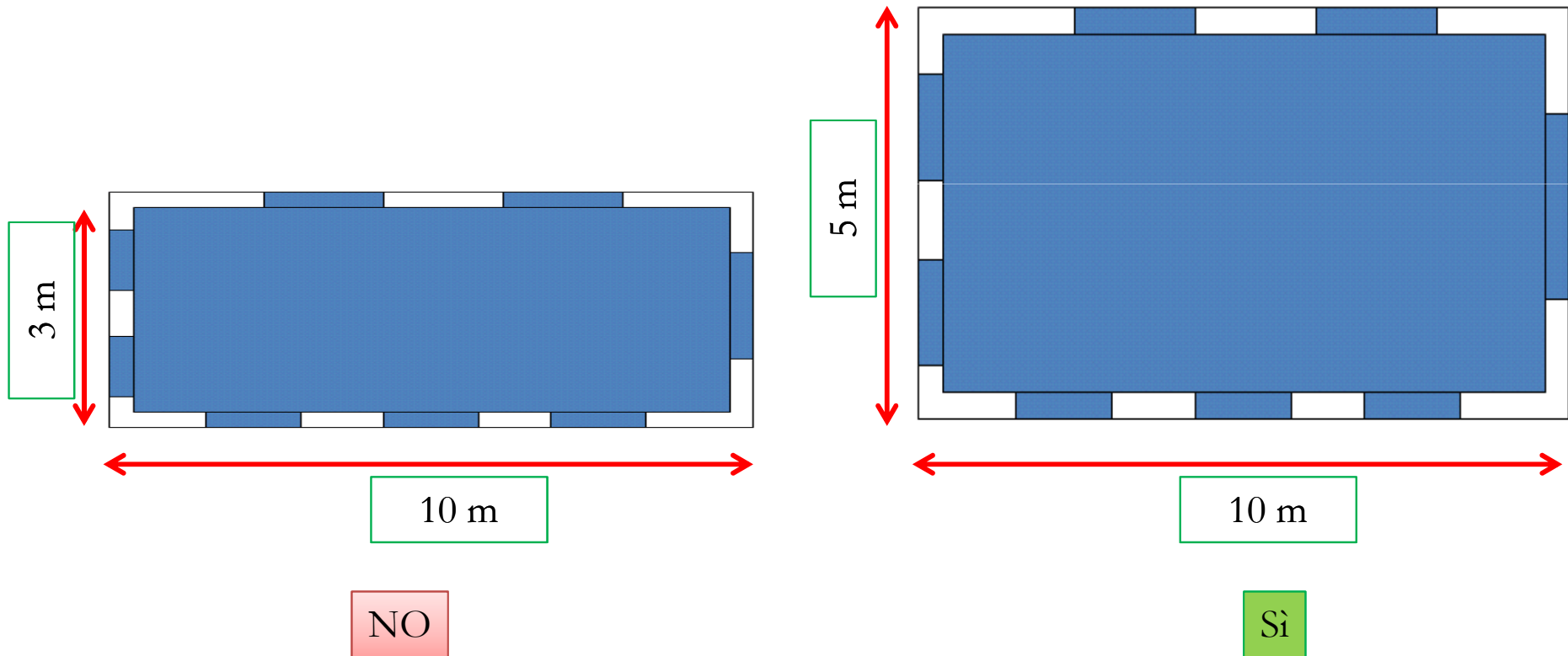
NO

2. Altezze di interpiano < 3.5 m



Edifici semplici in muratura (p.to 4.5.6.4. NTC08)

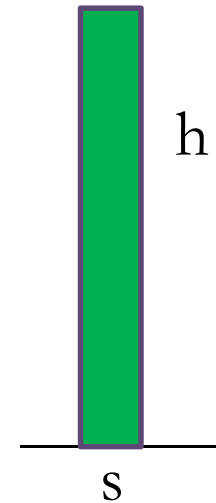
3. Numero dei piani non superiore a 3 (muratura ordinaria) o a 4 (muratura armata)
4. Planimetria inscrivibile in rettangolo il cui rapporto tra i lati non sia superiore a 3:1



Edifici semplici in muratura (p.to 4.5.6.4. NTC08)

5. Snellezza dell'edificio inferiore o uguale a 12

$$\text{Snellezza } \lambda = \frac{h}{s}$$



Oss. La lunghezza di libera inflessione è pari ad h per muro isolato (si veda pressoflessione per carichi laterali)

6. Carico variabile per i solai $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$

Edifici semplici in muratura in zona sismica (p.to 7.8.1.9 NTC08)

Per le costruzioni ricadenti in zona 2, 3 e 4 **non è necessario effettuare nessuna verifica sotto azioni sismiche**, purché siano soddisfatti i requisiti delle costruzioni semplici (p.to 4.5.6.4) e quelli di seguito elencati:

Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

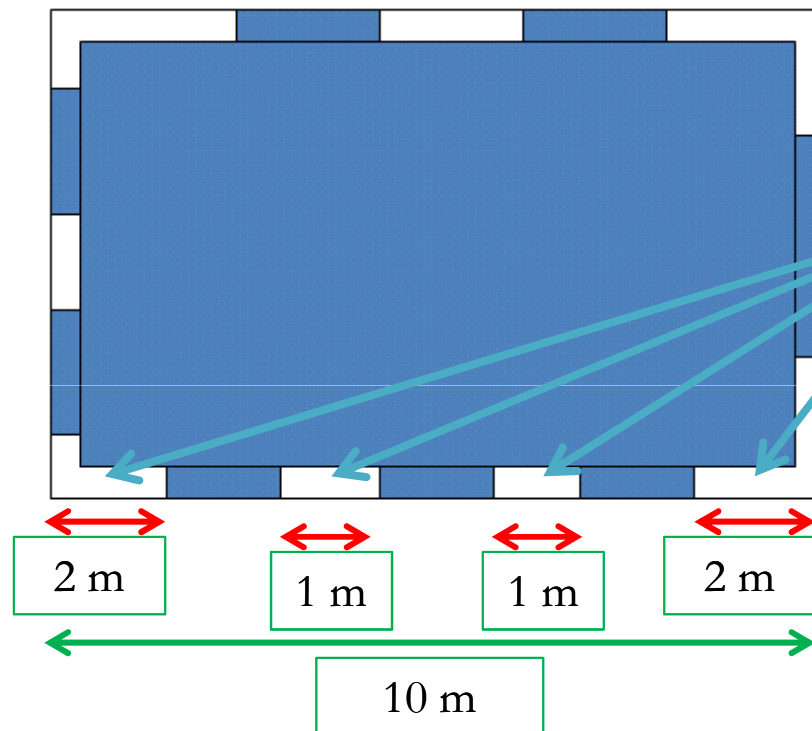
1. Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Edifici semplici in muratura in zona sismica (p.to 7.8.1.9 NTC08)

2. Lunghezza della somma delle pareti resistenti al sisma nella direzione corrispondente (parallela) non inferiore al 50% dell'intera lunghezza nella stessa direzione:

Considerando la direzione orizzontale:



HP: le pareti siano considerabili resistenti a sisma (tab. slide prec.)

Somma delle lunghezze delle pareti resistenti a sisma in direzione orizzontale = 6 m
Lunghezza dell'edificio nella corrispondente direzione = 10 m

$\Rightarrow 6 / 10 = 60\% > 50\% \Rightarrow$ L'edificio si considera "SEMPLICE" anche dal punto di vista sismico

Verifica della struttura “metodo semplificato”

O metodo del “mega-pilastro”

secondo il punto 4.5.6.4 NTC

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

(4.5.13)

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Tensione ammissibile

Carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio considerando la comb. CARATTERISTICA (RARA)

$$G_{k1} + G_{k2} + P_k + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{kj}$$

Area totale dei muri portanti al piano considerato

$$\sigma = N / (0.65 A) \leq f_k / \gamma_M$$

4.2

Università degli Studi di Sassari
Dipartimento di Architettura, Design e Urbanistica (DADU)

COSTRUZIONI IN MURATURA

8. Esempio di progetto e verifica di
struttura in muratura secondo NTC08

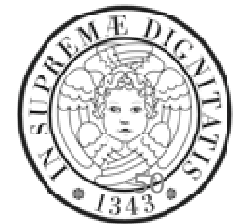
Ing. Linda Giresini



Università di Pisa - **DESTEC**

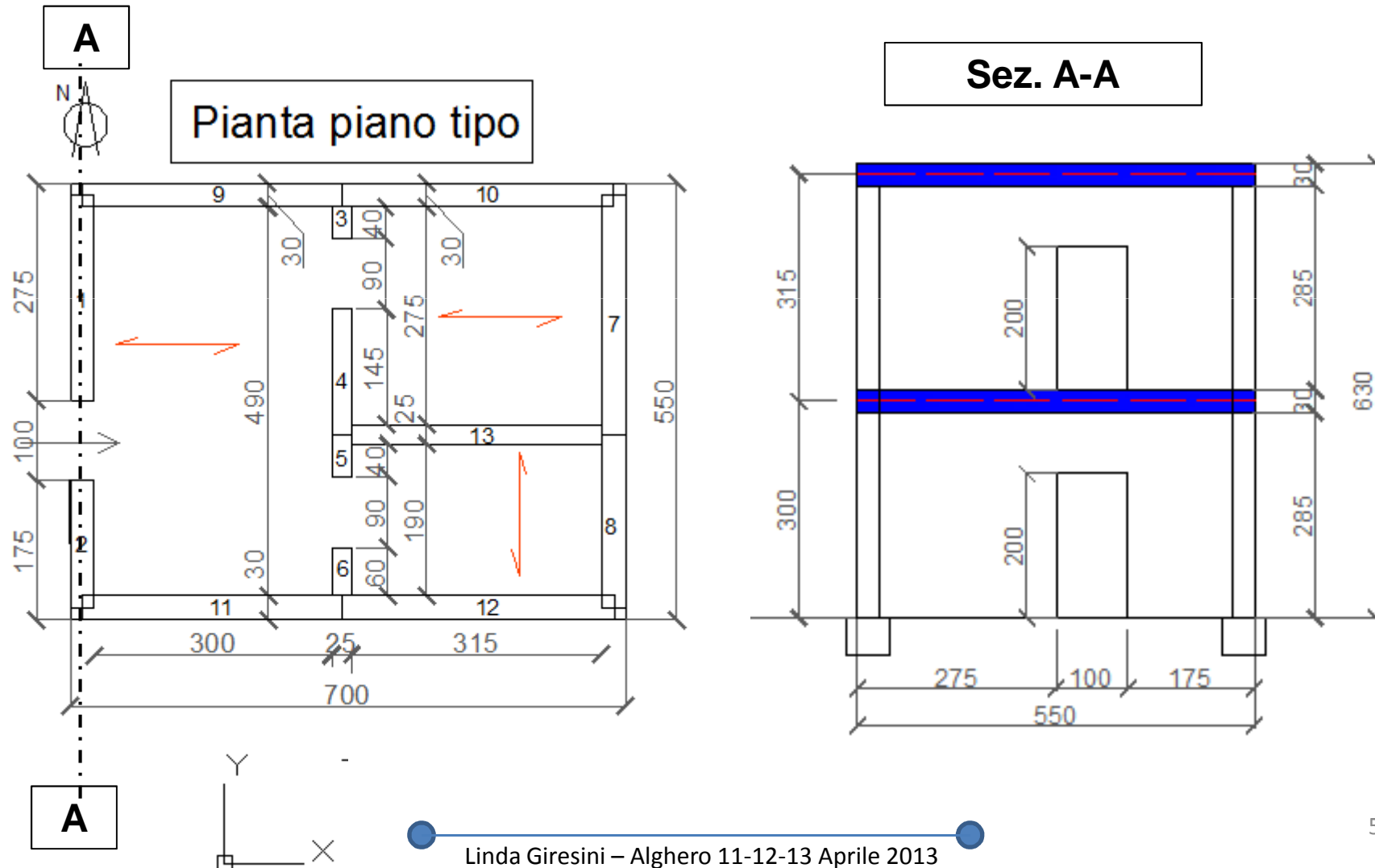
Dipartimento di Ingegneria dei Sistemi, dell'Energia, del Territorio e Costruzioni

Alghero, 11-12-13 Aprile 2013



Esercitazione

Effettuare le verifiche richieste dalla Normativa Italiana vigente (NTC 2008) per l'edificio in esame, costituito da muratura ordinaria portante in laterizio.



Definizione dei parametri meccanici

Muratura portante in laterizio semipieno – resistenza a compressione

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

OSS. P.to 7.8.1.2 NTC08:

per considerare la muratura portante per azioni sismiche f_{bk} non inferiore a 5 malta almeno M5.



$$f_k = 3.3 \text{ MPa}$$

Definizione dei parametri meccanici

Muratura portante in laterizio – resistenza a taglio

Tabella 11.10.VII- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm^2)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10



$$f_{vk0} = 0.10 \text{ MPa}$$

Esercitazione – definizione di edificio semplice

1. Pareti strutturali continue dalla fondazione sino in sommità



2. Altezze di interpiano < 3.5 m



3. Numero dei piani non superiore a 3 (muratura ordinaria)



4. Planimetria inscritta in rettangolo il cui rapporto tra i lati non sia superiore a 3:1



5. Snellezza dell'edificio inferiore o uguale a 12

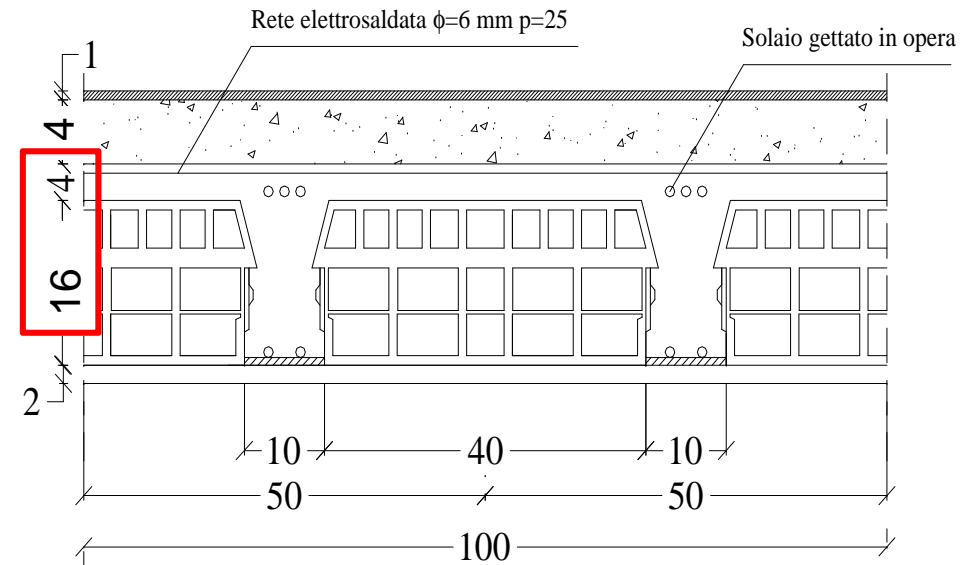
IN SOSPESO

6. Carico variabile per i solai $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$



Analisi dei carichi – pesi permanenti strutturali g_1

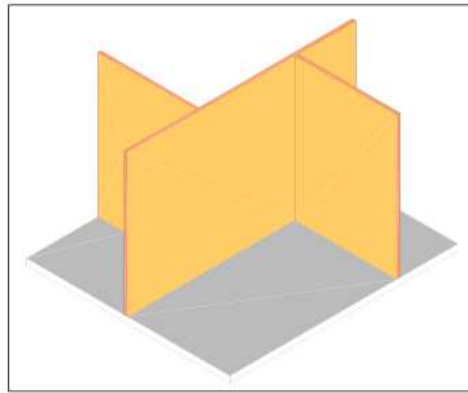
$$H \geq \frac{L_{\max}}{25} = 325/25 = 13.0 \text{ cm}$$



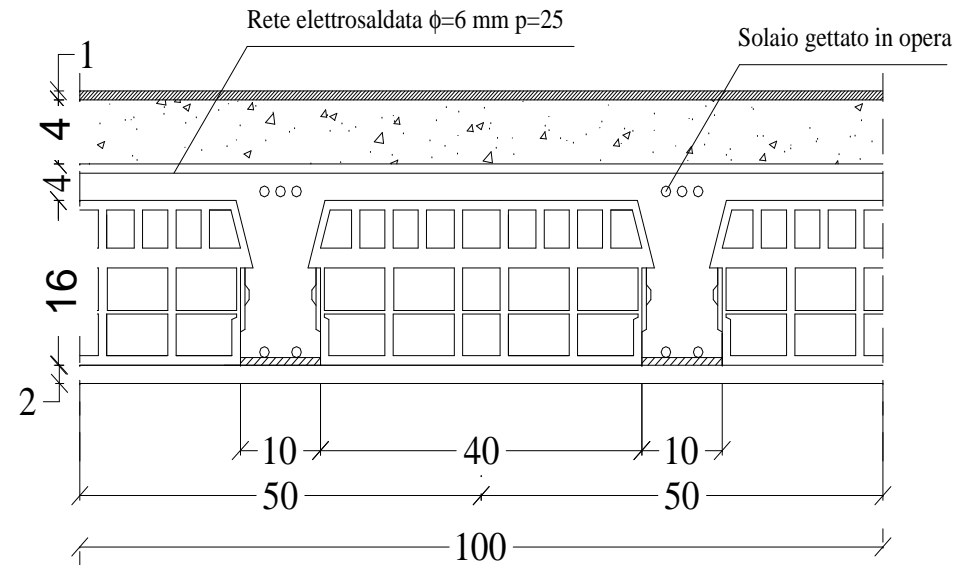
Peso proprio strutturale solaio piano tipo (valore caratteristico)		
Soletta	$0,04 \times 25 =$	$1,0 \text{ kN/m}^2$
Travetti	$(0,10 \times 0,16 \times 25 \times 1) \times 2 =$	$0,80 \text{ kN/ 1 m}^2$
Laterizi	$8 \text{ kN/m}^3 \times 0,16 \times 0,4 \times 2 =$	$1,03 \text{ kN/ 1 m}^2$
TOT.		$2,83 \text{ kN/m}^2$

$$g_{1k} = 2,83 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi – pesi permanenti non strutturali g_2



Tramezzi: carico equivalente uniformemente distribuito



per elementi divisori con

$$G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} \longrightarrow g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarichi fissi		
Massetto in cls magro	$0,04 \times 14 =$	$0,56 \text{ kN/m}^2$
Pavimento	$0,01 \times 21 =$	$0,21 \text{ kN/m}^2$
Intonaco	$1 \times 1 \times 0,02 \times 15 =$	$0,30 \text{ kN/m}^2$
Incidenza tramezzi		$0,40 \text{ kN/m}^2$
	TOT.	$1,47 \text{ kN/m}^2$

$$g_{2k} = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi

pesi permanenti strutturali e non strutturali e carichi accidentali

$$g_{1k} + g_{2k} = 4,30 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti strutturali

Carichi permanenti non strutturali

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico accidentale (civile abitazione)

Totale carichi permanenti del solaio	
Valore caratteristico	$g_k = 4,30 \text{ kN/m}^2$
Valore di calcolo	$g_d = 4,30 \times 1,3 = 5,59 \text{ kN/m}^2$
Carichi variabili	
Valore caratteristico	$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Valore di calcolo	$q_d = 2,00 \times 1,5 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Analisi dei carichi – carico neve

Sito di costruzione = Tempio Pausania (SS)

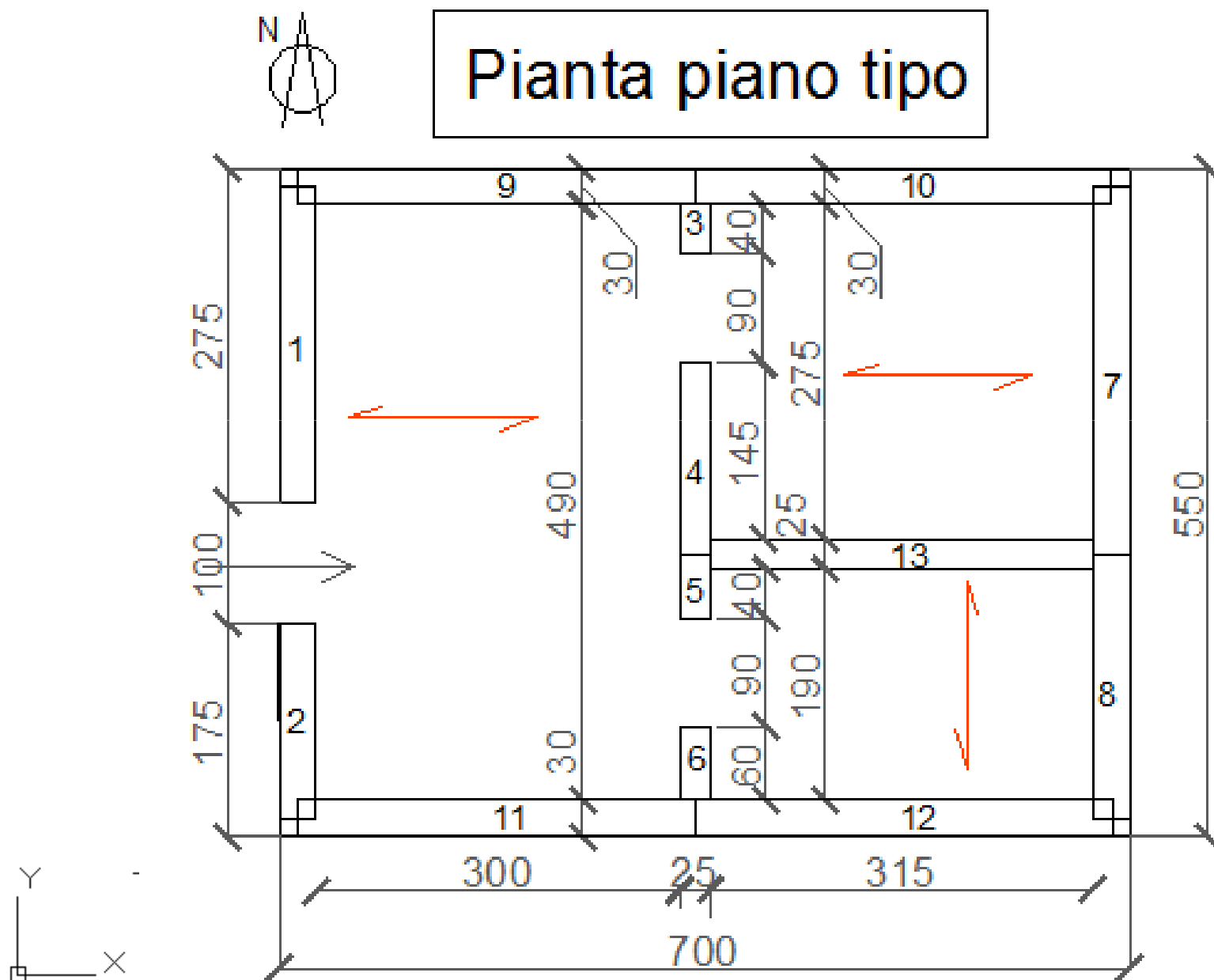
$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

- q_s il carico neve sulla copertura;
- μ_i il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} il valore di riferimento del carico neve al suolo fornito per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione, assunto unitario (classe di topografia normale);
- C_t è il coefficiente termico, assunto unitario.

Dati di Ingresso				
Zona	III	q_{sk}	1,22	kN/m ²
a_s [m]	566	C_t	1	
Topografia	Normale	C_e	1	
α [°]	0	μ_1	0,80	
q_s			0,97 kN/m ²	

$$q_s = 0,97 \text{ kN/m}^2$$

Numerazione dei setti murari



Caratteristiche geometriche dei setti murari

				h=1*300 cm
<u>Setto</u>	<u>Direzione</u>	<u>Lunghezza (cm)</u>	<u>Spessore (cm)</u>	<u>h/t</u>
1	Y	260	30	10
2	Y	160	30	10
3	Y	40	25	12
4	Y	157,5	25	12
5	Y	52,5	25	12
6	Y	60	25	12
7	Y	302,5	30	10
8	Y	217,5	30	10
9	X	327,5	30	10
10	X	342,5	30	10
11	X	327,5	30	10
12	X	342,5	30	10
13	X	315	25	12

5. Snellezza dell'edificio inferiore o uguale a 12, $(h/t)_{\max} = 12$



Percentuale delle aree resistenti lungo X e lungo Y

Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

(¹) S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)



$$A_{res_min} = 4\% A_{COPERTA}$$

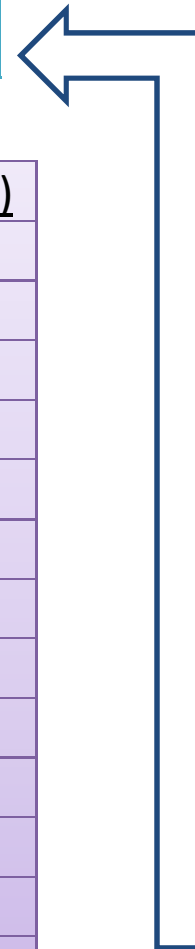
Sia in direzione
X che in
direzione Y

61

Percentuale delle aree resistenti lungo X e lungo Y

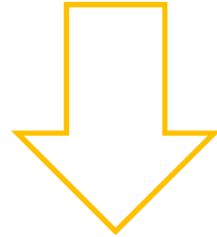
<u>Area totale coperta (m²)</u>	5.5*7=38,5
<u>4% Area totale coperta (m²)</u>	1,54

<u>Setto</u>	<u>Direzione</u>	<u>Area X (m²)</u>	<u>Area Y (m²)</u>
1	Y	-	0,78
2	Y	-	0,48
3	Y	-	0,1
4	Y	-	0,39375
5	Y	-	0,13125
6	Y	-	0,15
7	Y	-	0,9075
8	Y	-	0,6525
9	X	0,9825	-
10	X	1,0275	-
11	X	0,9825	-
12	X	1,0275	-
13	X	0,7875	-
<u>A_{tot} (m²)</u>		4,8075	3,595



> 1,54 m²

Percentuale delle aree resistenti lungo X e lungo Y



p.to 7.8.1.9 NTC08:
non è necessario effettuare alcuna verifica per le
AZIONI SISMICHE.

Verifica della struttura “metodo semplificato”

O metodo del “mega-pilastro”
secondo il punto 4.5.6.4 NTC

OBIETTIVO: calcolare

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)} \quad (4.5.13)$$

Carico verticale totale
alla base di ciascun piano
dell'edificio
considerando la comb.
CARATTERISTICA

Tensione ammissibile

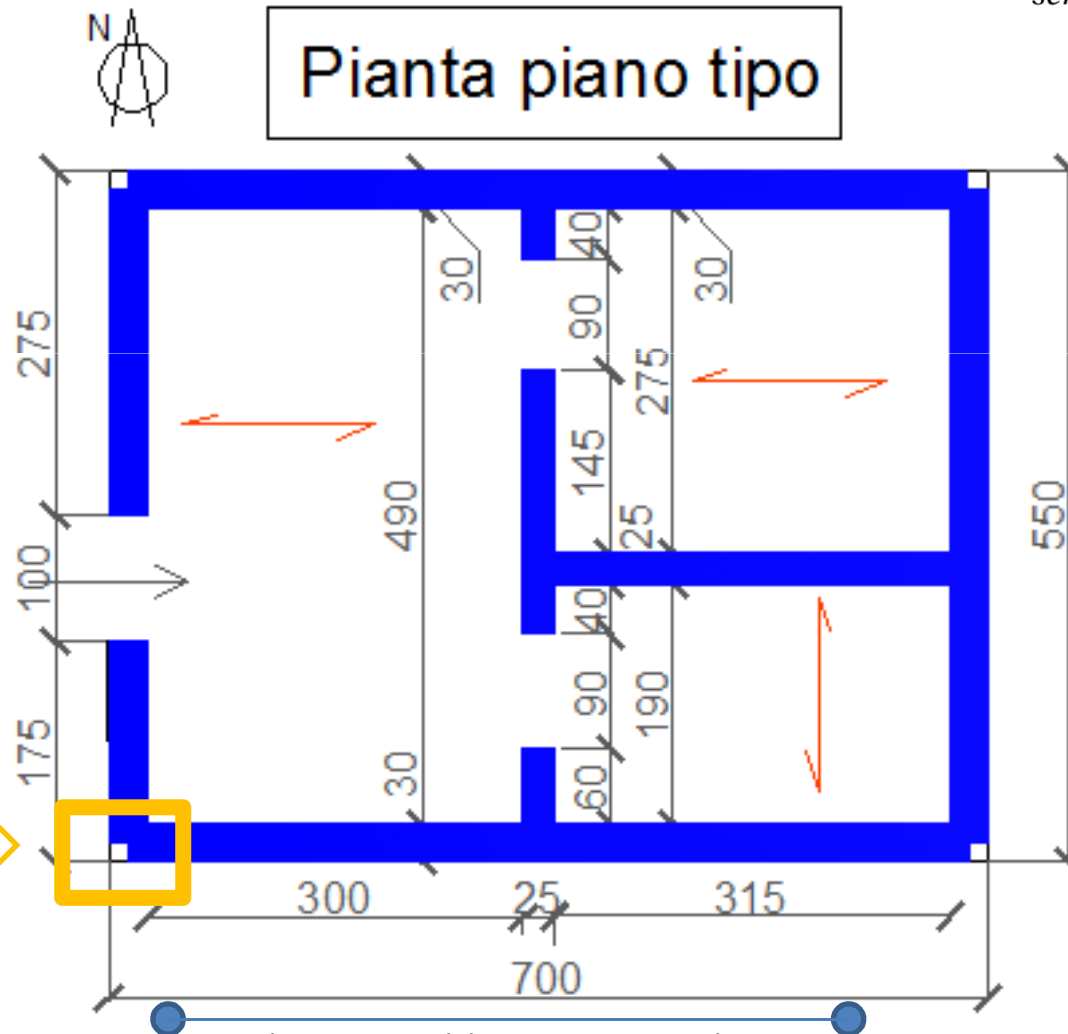
Area totale dei muri portanti
al piano considerato

Verifica della struttura “metodo semplificato”

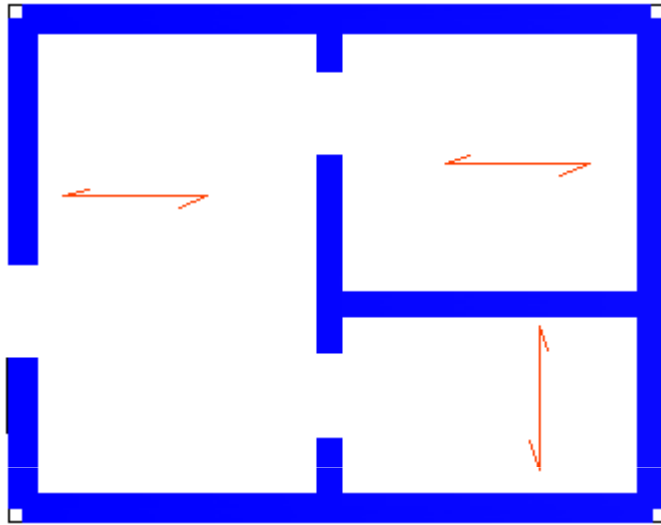
○ metodo del “mega-pilastro”

1. Calcolo dell'area resistente totale: $\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$

Nota: i quadratini esterni non si considerano, altrimenti si conterebbero due volte!



Verifica della struttura “metodo semplificato”



$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

<u>Area</u> <u>X (m²)</u>	<u>Area</u> <u>Y (m²)</u>	<u>A_{tot} = A_x + A_y (m²)</u>
4,808	3,595	8,403

Verifica della struttura “metodo semplificato”

O metodo del “mega-pilastro”

2. Calcolo di N:

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Combinazione caratteristica delle azioni
(RARA) (2.5.2 NTC08)

$$G_{k1} + G_{k2} + P_k + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{kj}$$

Carichi permanenti strutturali

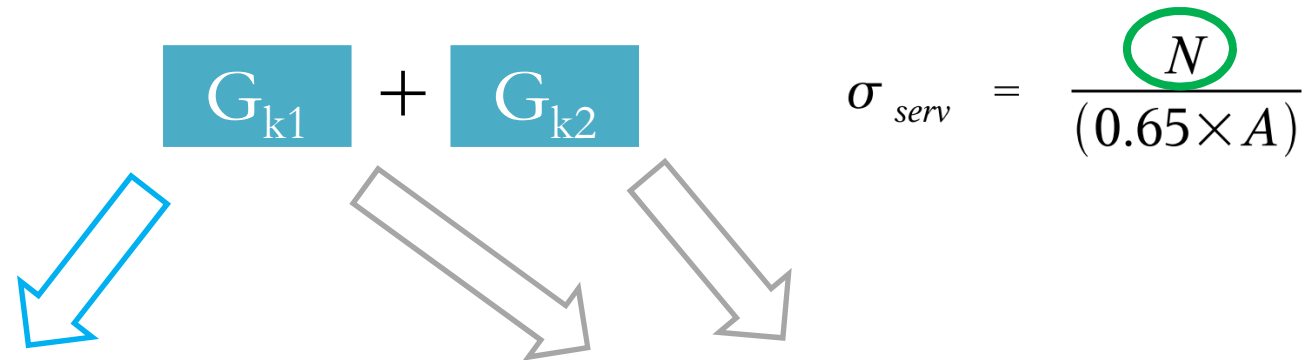
Carichi permanenti non strutturali

Pretensione o precompressione

Azioni variabili “dominanti” e combinate

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:



a) Peso della muratura portante

b) Carichi del solaio
+ intonaco muratura

a) **Muratura portante in laterizio semipieno $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$**

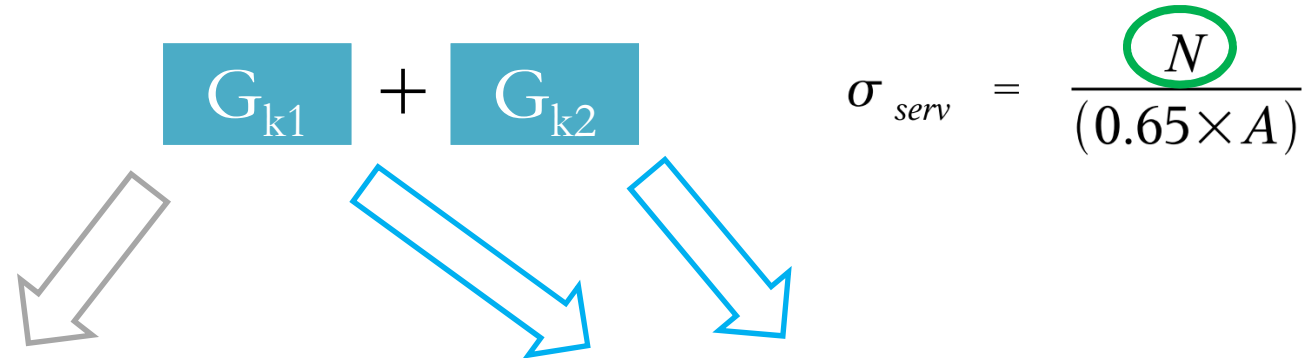
- spessore 25 cm : $g_{1k} = 12 \times 0.25 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

- spessore 30 cm : $g_{1k} = 12 \times 0.30 = 3.6 \text{ kN/m}^2$

Calcestruzzo armato cordoli dei solai $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:



a) Peso della muratura portante

b) Carichi del solaio
+ intonaco muratura

b) Hp: il carico permanente strutturale sia uguale per interpiano e copertura

$$g_{1k} + g_{2k} = 4,30 \text{ kN/m}^2$$

(solaio)

+

$$g_{2k} = 18 \times 0.015 \times 2 = 0.54 \text{ kN/m}^2$$

(intonaco muratura, 1.5 cm x 2 facce)

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

Pesi muratura + intonaco
(fasce escluse)

$$G_{k1} + G_{k2}$$

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

<u>Setto</u>	<u>Lunghezza (cm)</u>	<u>Sp. (cm)</u>	Peso muratura + intonaco (fasce escluse) <u>Peso interp. e copertura (kN)</u>
1	260	30	30,677
2	160	30	18,878
3	55	25	4,036
4	157,5	25	15,890
5	52,5	25	5,297
6	75	25	6,053
7	302,5	30	35,692
8	217,5	30	25,663
9	327,5	30	38,642
10	342,5	30	40,412
11	327,5	30	38,642
12	342,5	30	40,412
13	342,5	25	31,780
		P_{tot} (kN)	332,073

Verifica della struttura “metodo semplificato”

Pesi muratura + intonaco
(fasce incluse)

2. Calcolo di N:

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Setto	Lunghezza (cm)	Sp. (cm)	Peso muratura + intonaco (fasce incluse)	
			Peso interp. (kN)	Peso cop. (kN)
1	260	30	32,437	32,437
2	160	30	20,638	20,638
3	40	25	5,390	5,390
4	157,5	25	17,244	17,244
5	52,5	25	6,651	6,651
6	60	25	7,407	7,407
7	302,5	30	35,692	35,692
8	217,5	30	25,663	25,663
9	327,5	30	38,642	38,642
10	342,5	30	40,412	40,412
11	327,5	30	38,642	38,642
12	342,5	30	40,412	40,412
13	315	25	31,780	31,780
		P _{tot} (kN)	341,009	341,009

Oss.: includendo le fasce si ha un aumento del peso totale delle pareti del 2,7% circa.

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$Q_k$$

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Tabella 3.1.II □ Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	— —	— —	— —

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

	Lunghezza (cm)	Sezione (cm²)	Peso (kN)
<u>Cordolo copertura</u>	= 2 x 550 + 2 x 700	900	56,25
<u>Cordolo interpiano</u>	2500	900	56,25

<i>Carichi permanenti</i>	<u>g_{1k}+g_{2k} (kN/m²)</u>	<u>Area (m²)</u>	<u>Peso (kN)</u>
<u>Solaio di interpiano</u>	4,30	31,36	134,85
<u>Solaio di copertura</u>	4,30	31,36	134,85

<i>Carichi accidentali</i>	<u>q_k (kN/m²)</u>	<u>Area (m²)</u>	<u>Peso (kN)</u>
<u>Solaio di interpiano</u>	2,00	31,36	62,72
<u>Solaio di copertura</u>	0,50	31,36	15,68

<i>Carico neve</i>	<u>q_k (kN/m²)</u>	<u>Area (m²)</u>	<u>Peso (kN)</u>
<u>Solaio di copertura</u>	0,97	31,36	30,42

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Tab. 2.5.I NTC – Coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$G_{k1} + G_{k2} + Q_k + \sum \psi_{0j} Q_{kj} \sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Analisi dettagliata dei carichi - solaio di interpiano:

Peso portante muratura + intonaco = 341.01 kN

Peso solaio di interpiano = 134.85 kN

Cordolo di interpiano in c.a. = 56.25 kN

Carichi accidentali = 62.72 kN

Peso totale solaio piano primo = 594.83 kN

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$G_{k1} + G_{k2} + Q_k + \sum \psi_{0j} Q_{kj} \sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

Analisi dettagliata dei carichi

solaio di copertura (piana non praticabile):

Peso portante muratura + intonaco = 341.01 kN

Peso solaio copertura = 134.85 kN

Cordolo di interpiano in c.a. = 56.25 kN

Carichi accidentali = 15.68 kN

Carico neve = 30.42 kN

Peso totale solaio copertura (folla dominante) = 563.00 kN


Peso totale solaio copertura (neve dominante) = 573.50 kN

Verifica della struttura “metodo semplificato”

2. Calcolo di N:

$$G_{k1} + G_{k2} + Q_k + \sum \psi_{0j} Q_{kj} \sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)}$$

$$N = 594.83 + 573.50 = 1168.33 \text{ kN}$$

 $\sigma_{serv} = \frac{N}{(0.65 \times A)} = 1168.33 / (0.65 \times 84030) = 0.0214 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{2.14 \text{ daN/cm}^2}$

$$\sigma_{max} = f_k / 4.2 = 33 / 4.2 = \mathbf{7.86 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_{serv} < \sigma_{max}$$

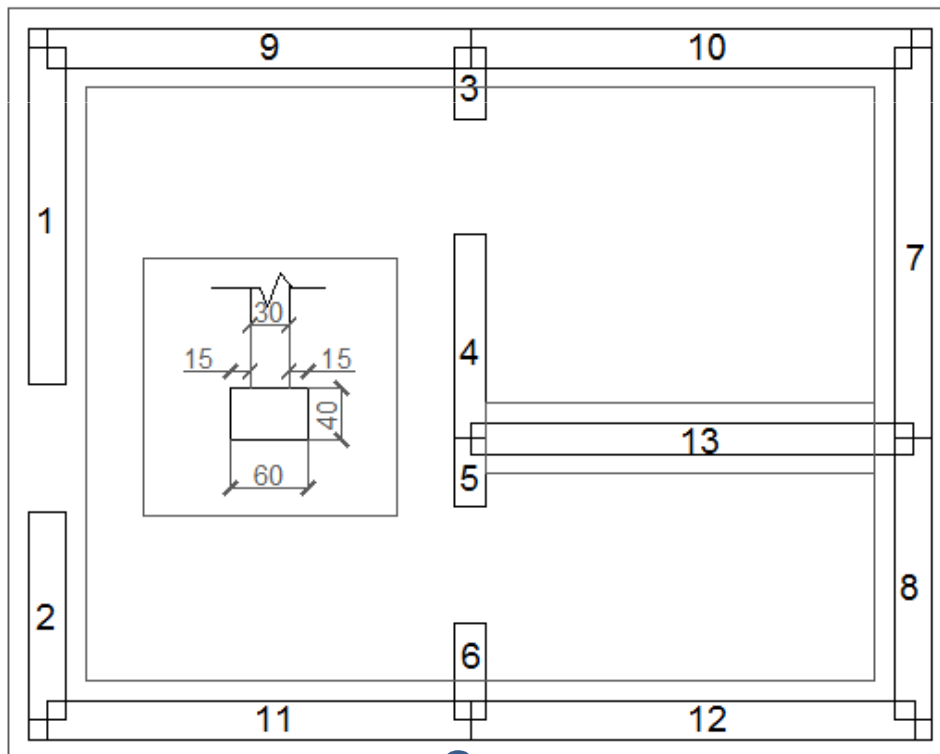
VERIFICA SODDISFATTA

$$\text{s.f.} = 7.86 / 2.14 = 3.67$$

Progetto delle fondazioni

Il valore della tensione di servizio non sarebbe accettabile per la verifica del terreno; occorre aumentare opportunamente l'area di impronta delle travi di fondazione secondo quanto prescritto dalla norma.

$$A_{\min} = N / \sigma_{\text{adm}} = 1168.33 / 150 \times 10^{-4} = 7.79 \text{ m}^2$$



$$A_{\text{fond}} = 18.38 \text{ m}^2$$



$$\sigma = 1168.33 / 18.38 / 100 = 0.64 \text{ daN/cm}^2$$

$$< \sigma_{\text{adm}} = 1.5 \text{ daN/cm}^2$$



Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

3. Calcolo dell'azione orizzontale indotta dal vento

Azione del vento secondo il punto 3.3 NTC08

Zona 6 $\rightarrow v_{b,0}=28$ m/s (velocità di riferimento per $a_s < a_0$)

$a_s > a_0 \rightarrow v_b=30$ m/s (velocità di riferimento di progetto)

$q_b=562.5$ N/m² (pressione cinetica di riferimento)

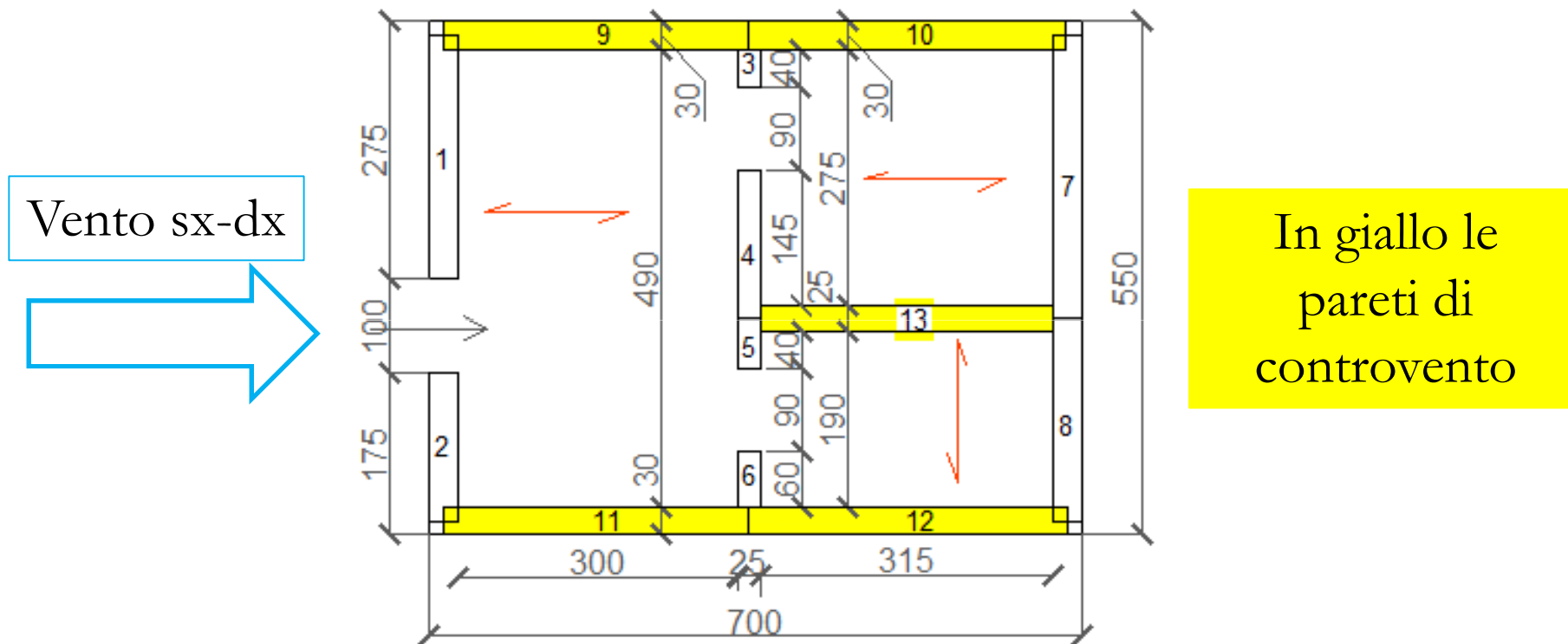
Categoria di esposizione IV, Classe di rugosità B, categoria topografica 1
 $\rightarrow c_e=1.5$ (coefficiente di esposizione per calcolo di p)

$p_1=562.5 \times 1.5 \times 0.8= 848.25$ N/m² (pressione del vento – parete sopra vento)

$p_2=562.5 \times 1.5 \times (-0.4)= -424.13$ N/m² (pressione del vento – parete sotto vento)

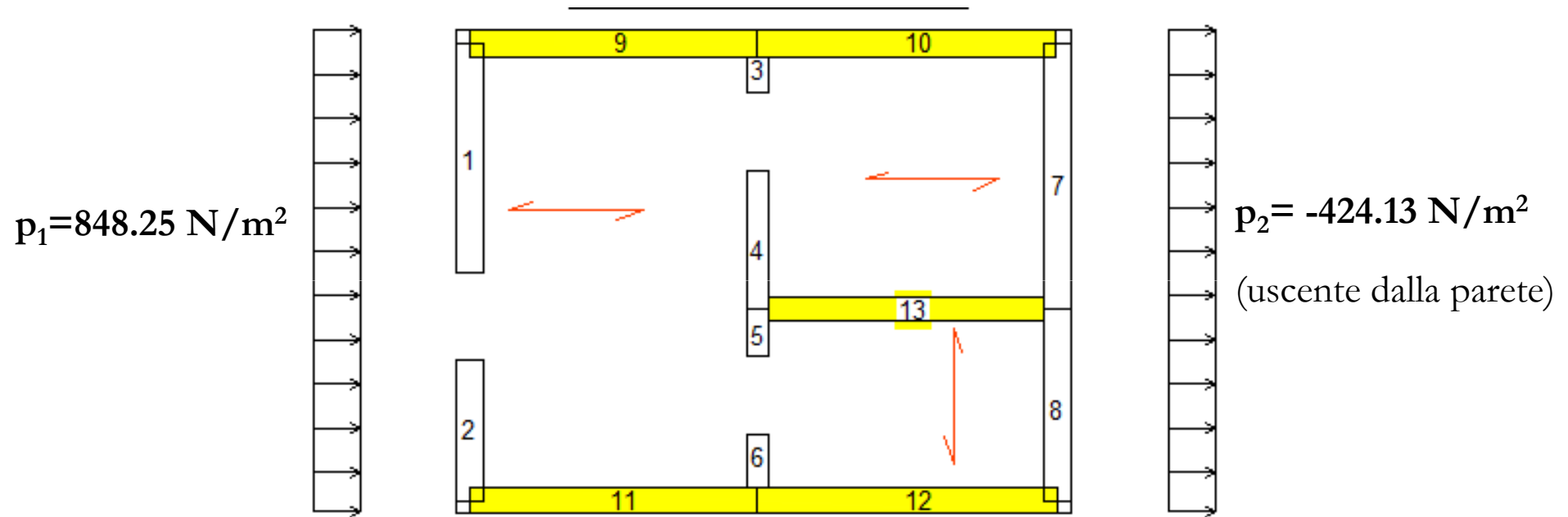
Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

3. Calcolo dell'azione orizzontale



Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

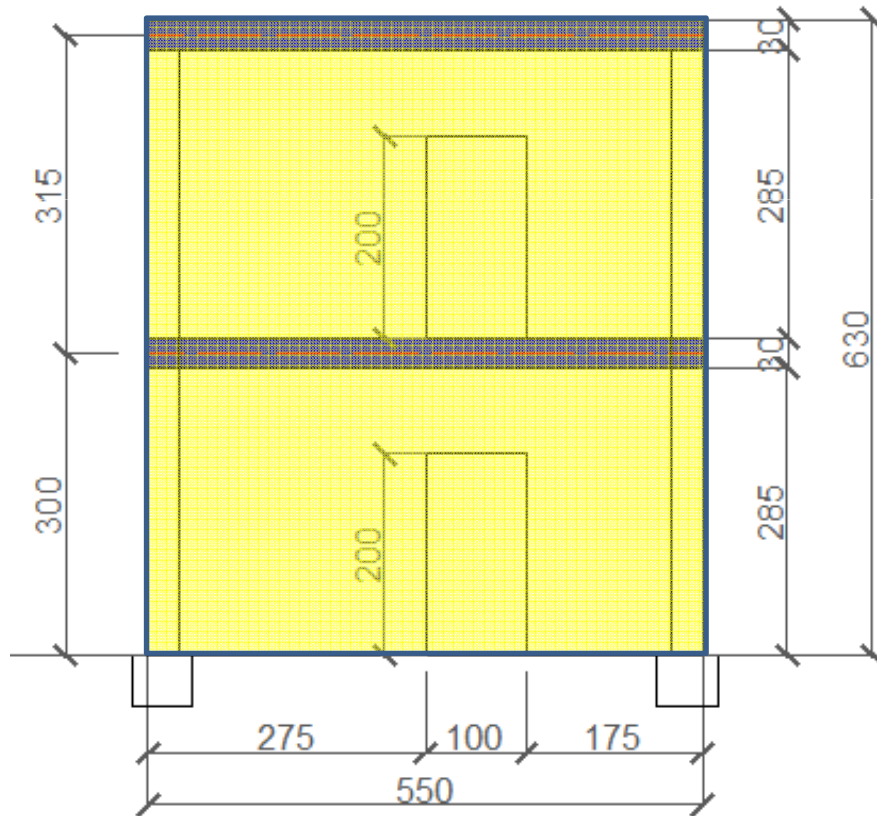
3. Calcolo dell'azione orizzontale



Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

3. Calcolo dell'azione orizzontale indotta dal vento

Occorre trasformare l'azione da uniformemente distribuita a concentrata, in modo da attribuirla, successivamente, alle pareti che resistono a taglio.



$$A_{\text{vento}} = 6.30 \times 5.50 = 34.65 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{tot}} = (0.848 + 0.424) \times 34.65 = 44.08 \text{ kN}$$

Carico concentrato indotto dal vento per la direzione X

Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

Distribuzione delle azioni orizzontali secondo le rigidezze

L'azione del vento si trasmette alle pareti di controvento secondo le rigidezze delle stesse. Per semplicità si considerano le sole rigidezze a taglio.

$$F_i = F_{tot} \cdot \frac{k_i}{\sum_1^n k_i} \quad \text{Azione sulla parete i-esima}$$

$$k_i = \left(\frac{GA}{\chi} \right)_i \quad \text{Rigidezza a taglio i-esima}$$

χ = *fattore di taglio*

G = *modulo di resistenza a taglio*

A = *area sezione trasversale parete*

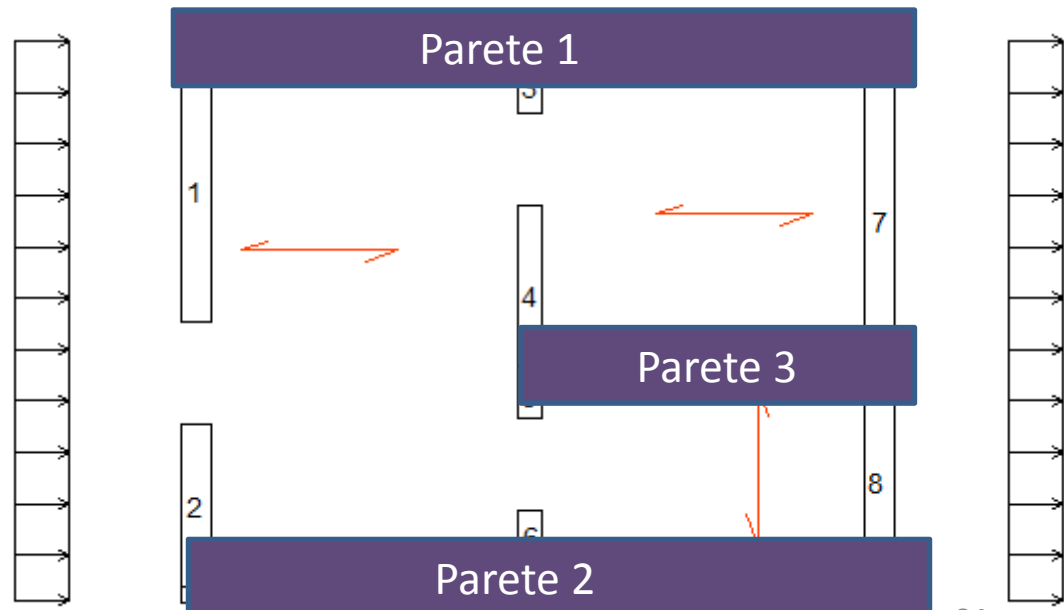
Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

Distribuzione delle azioni orizzontali secondo le rigidezze

$$F_1 = F_{tot} \cdot \frac{\left(\frac{GA}{\chi}\right)_1}{\left(\frac{GA}{\chi}\right)_1 + \left(\frac{GA}{\chi}\right)_2 + \left(\frac{GA}{\chi}\right)_3}$$

Azione sulla parete 1

I moduli di resistenza si elidono (il materiale è lo stesso) e così i fattori di taglio (le sezioni sono tutte rettangolari) quindi **la distribuzione avviene secondo le aree**



Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

3. Calcolo dell'azione orizzontale

	<u>Area parete controvento (m²)</u>	<u>F_i (kN)</u>	<u>τ_i (N/mm²)</u>
<u>Parete 1</u>	2,01	18,43	0,009
<u>Parete 2</u>	2,01	18,43	0,009
<u>Parete 3</u>	0,79	7,22	0,009
<u>Somma=</u>	4,81	44,07	

Calcolo semplificato

	<u>Area parete controvento (m²)</u>	<u>F_i (kN)</u>	<u>τ_i (N/mm²)</u>
<u>Parete 1 - 2</u>	2,01	22,04	0,011

Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali

4. Calcolo della resistenza a taglio

$$f_{vk0} = 0.10 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio in assenza di tensioni normali
(la “coesione di Mohr-Coulomb”)

$$\sigma_n = 0.214 \text{ MPa}$$

Tensione media dovuta ai carichi verticali



$$f_{vk} = 0.10 + 0.4 \times 0.214 = 0.186 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica
a taglio per scorrimento

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

$$f_{vd} = 0.186 / 3 = 0.062 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a
taglio per scorrimento

$$f_{vd} = 0.062 > \tau_d = 0.011 \text{ MPa}$$

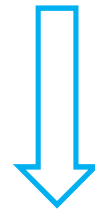


Verifica a taglio per effetto di azioni orizzontali azione sismica equivalente

Azione sismica con accelerazione 0.2 g

<u>Massa edificio</u>	110.88	kN/m/s ²
<u>a=0.2 g</u>	1.96	m/s ²
<u>Forza sismica equivalente</u>	217.55	kN

$\tau_d = 0.045$ MPa (distrib. secondo le rigidezze)
0.054 MPa (diviso 2)



$f_{vd} = 0.062$ MPa > $\tau_d = 0.054$ MPa



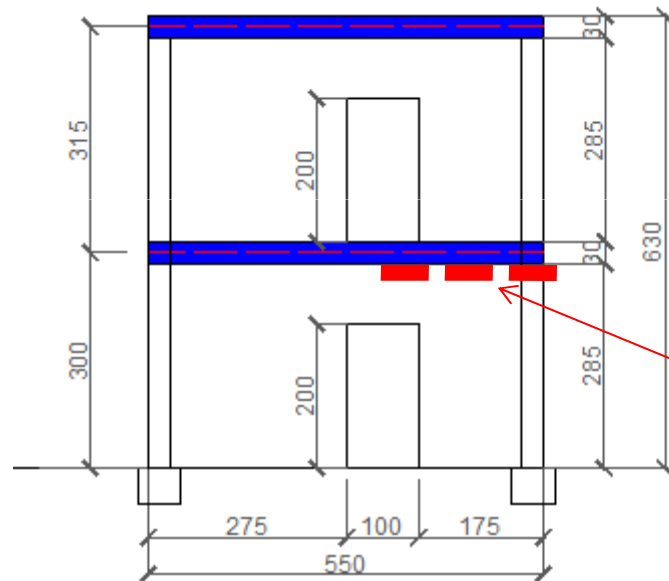
Masse associate ai seguenti carichi gravitazionali secondo (3.2.17 NTC08): $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$

Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

Momento Resistente

$$M_u = (\bar{t}^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

Sez. A-A



Da confrontare con il

Momento di Calcolo

Sezione di verifica (parete 2 lato ovest)

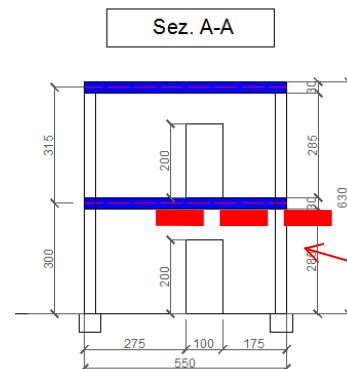
Occorre valutare le eccentricità
(per semplicità si considera la sola
eccentricità accidentale)

Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

$$M_d = P \times e$$

Estremità superiore parete n°2

Carico da solai (pesi perm.+acc.+neve)	15,66	kN/m ²
Carico concentrato	49,32	kN
Peso muratura+int. Sovrastanti (setto 2 piano primo)	26,83	kN
Peso cordoli sovrastanti	13,16	kN
Peso totale (con coeff. SLU)	89,31	kN
Eccentricità accidentale	0,01425	m
Momento di calcolo	1,27	kNm



NB: SI ASSUME LA
COMBINAZIONE SLU

Sezione di verifica

Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

Carico da solai (pesi perm.+acc.+neve)	15,66	kN/m ²
Carico concentrato	49,32	kN

Carico per unità di superficie dato dai valori caratteristici per i coefficienti di sicurezza.
 $=1,3*(4,3+4,3)+1,5*(2,0+0,5)+1,5*0,7*0,97$

Carico concentrato = $15,66 * 1,5 * 2,10$

Metà luce
solai
gravante su
parete 2

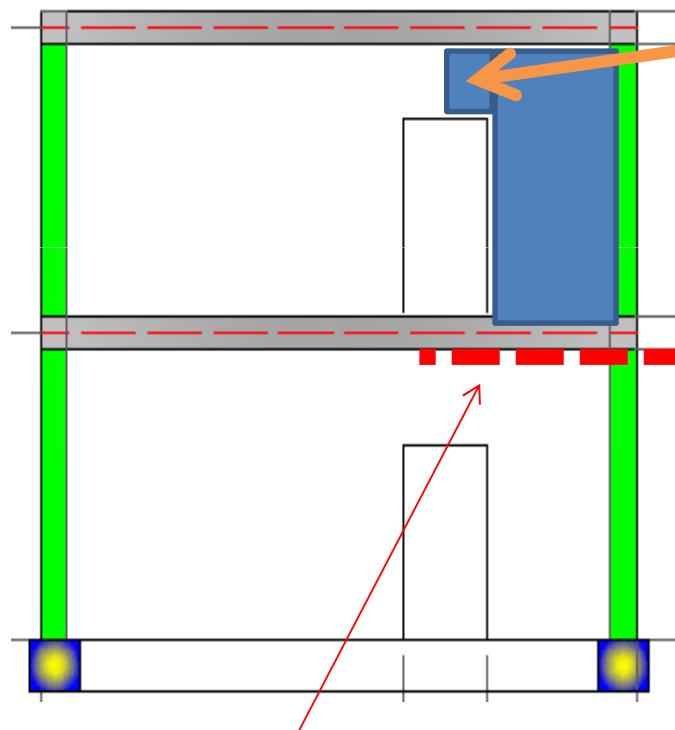
1,60m (lunghezza
parete)+0,5m
(metà porta)

Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

Peso muratura+int. Sovrastanti (setto 2 piano primo)

26,83

kN



Metà trave di accoppiamento
lunghezza 50 cm
Altezza 85 cm

Peso della porzione muraria in blu (figura a fianco) pari a
 $= 1,3 * 12 * 0,3 * (2,85 * 1,60 + 0,5 * 0,85)$
 $+ 1,3 * 0,54 * (2,85 * 1,60 + 0,85 * 0,5)$

Sezione di verifica

Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

Peso cordoli sovrastanti	13,16	kN
Peso totale (con coeff.SLU)	89,31	kN
Eccentricità accidentale	0,01425	m

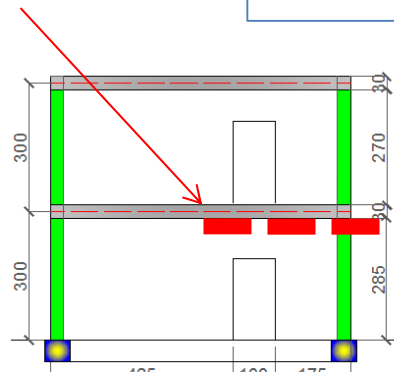
$$h/200 = 2,85/200$$

Peso dei due cordoli sovrastanti la sezione di verifica, di sezione $30 \times 30 \text{ cm}^2$ e di lunghezza $2,25 = 1,75 + 0,50$ (metà porta) m.

$$= 1,3 * 25 * 0,3^2 * 2,25 * 2$$

$$\text{Peso totale} = 49,32 + 26,83 + 13,16 = 89.31 \text{ kN}$$

Sezione di verifica



Verifica a pressoflessione fuori-piano della parete n°2

Momento Resistente

$$M_u = (t^2 / 12) \sigma_0 / 2 (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

σ_0	186,07	kN/m ²
l	1,60	m
t	0,30	m
f_d (kN/m ²)	3300	
M_u (kNm)	12,51	

$$M_d = 1,27 \text{ kNm} \leq 12,51 \text{ kNm} = M_u$$



VERIFICA SODDISFATTA