



Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



6 / 13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

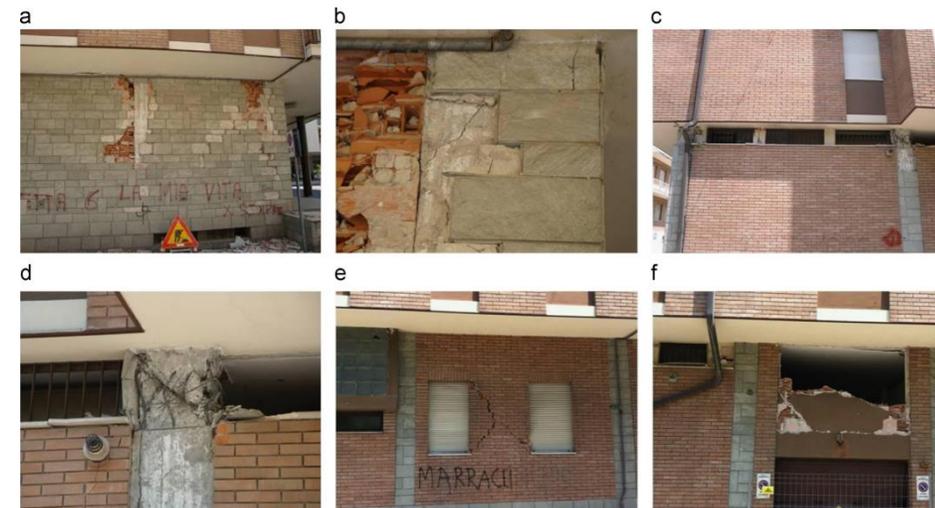
SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

Verifica sismica degli edifici con tamponature murarie
Paolo Ricci

- Perché fare ricerca sulle tamponature sotto azione sismica?
 - ✓ L'importanza di questi elementi è stata ampiamente dimostrata dall'osservazione dei danni agli edifici in c.a. provocati dagli eventi sismici del recente passato, sia in termini di vulnerabilità propria che di influenza sulla riposta strutturale

L'Aquila (2009)



Emilia (2012)

- Perché fare ricerca sulle tamponature sotto azione sismica?
 - ✓ L'importanza di questi elementi è stata ampiamente dimostrata dall'osservazione dei danni agli edifici in c.a. provocati dagli eventi sismici del recente passato, sia in termini di vulnerabilità propria che di influenza sulla risposta strutturale
 - ✓ La ricerca – sia sperimentale che numerica – sulla risposta di questi elementi è ormai pluridecennale, ma i risultati raggiunti non sono caratterizzati da una completezza e una solidità paragonabili al campo degli elementi strutturali
 - ✓ Ciò si riflette e si traduce in una serie di possibili 'vuoti' normativi che di fatto richiedono lo sviluppo di ulteriori strumenti di verifica e di progetto
 - ✓ In questo ambito si inserisce il Progetto **ReLUIIS-DPC**, con apposite linee di ricerca dal 2014 ad oggi

Risultati riportati nel seguito prodotti nell'ambito di:

Progetto ReLUIIS-DPC 2022-23

**WP10: Contributi normativi relativi a costruzioni esistenti in muratura
Subtask 10.1.2: Muratura "non strutturale" (tamponature, partizioni)**

UR	Componenti
UNIPVa	Guido Magenes, Paolo Morandi, Riccardo Milanese, Maithree Kurukulasuriya
UNIROMA1	Luigi Sorrentino, Omar Alshawa
UNIPD	Francesca da Porto, Marco Donà, Nicolò Verlato, Marco Gaspari
UNIBS	Marco Preti, Francesca Fantoni, Luca Cominoli, Simone Pelucco
UNINAa	Paolo Ricci, Gerardo M. Verderame, Mariano Di Domenico, Maria Teresa De Risi, Carlo Del Gaudio
POLITO	Fabio Di Trapani, Gabriele Bertagnoli, Antonio Pio Sberna, Giuseppe Carlo Marano, Marilisa Di Benedetto
UNIPA	Liborio Cavaleri, Piero Colajanni, Marco Filippo Ferrotto, Hassan Bilal, Bharat Pradhan, Salvatore Pagnotta

- Macro-ambiti di interesse :



I. Modellazione della risposta, valutazione della domanda e della capacità (di spostamento) nel piano (In-Plane, IP)



II. Modellazione della risposta, valutazione della domanda e della capacità (in resistenza) fuori dal piano (Out-Of-Plane, OOP)



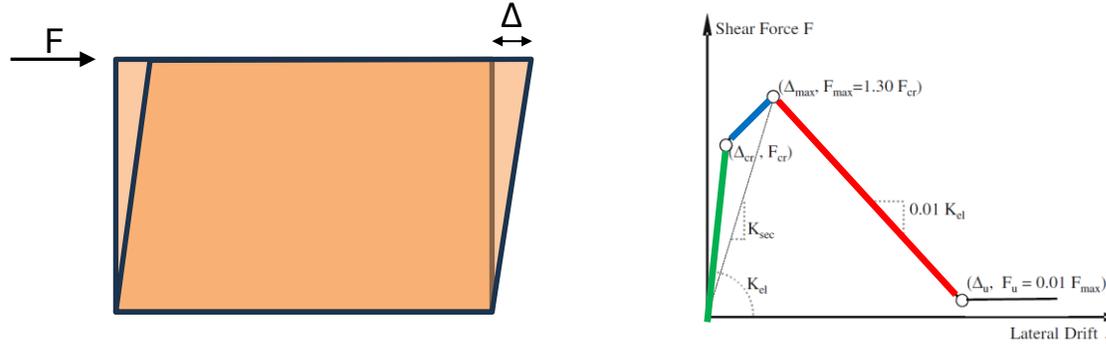
III. Interazione locale



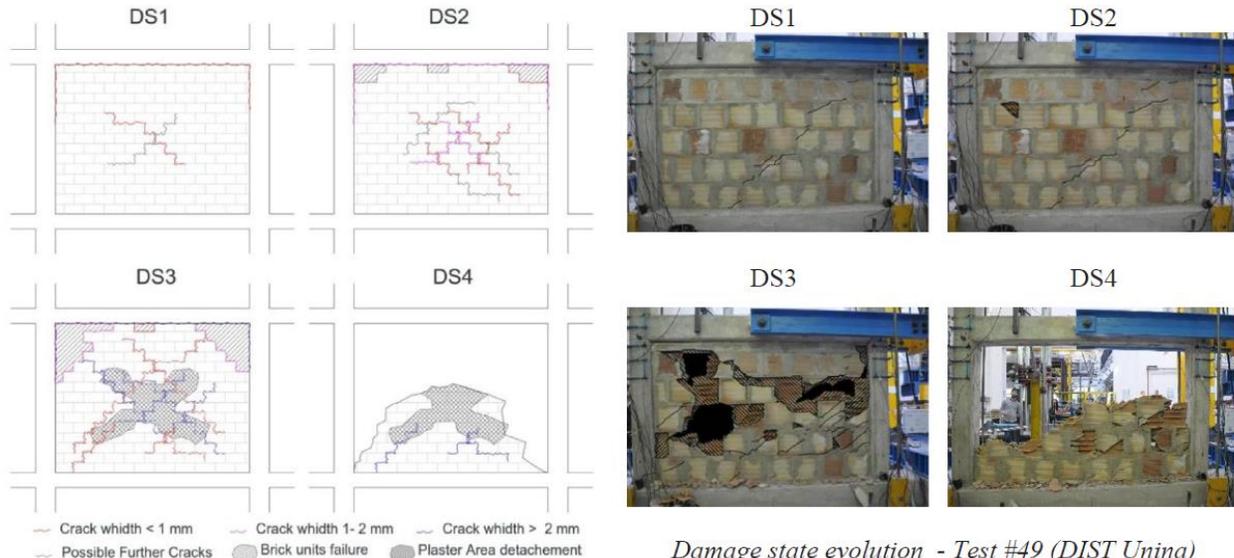
IV. Rinforzo e riduzione del danno

La risposta nel piano

- La risposta dei pannelli di tamponatura nel piano si può descrivere mediante la relazione taglio-spostamento (adimensionalizzato) laterale ed è caratterizzata da un comportamento pressoché trilineare (iniziale pseudo-elastico, fessurato fino al picco e discendente)



- Al crescere dello spostamento si osserva una progressione del danneggiamento, da ‘cosmetico’ a limitato a severo sino al completo collasso



- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.2.6

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

Qualora si adotti un modello di comportamento non dissipativo, oppure un modello dissipativo che utilizza il coefficiente di comportamento q , si impiegheranno per i materiali leggi costitutive elastiche.

Qualora si adotti un modello di comportamento dissipativo tenendo esplicitamente conto della capacità dissipativa, il legame costitutivo utilizzato per modellare la non linearità di materiale dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Delle non linearità geometriche, se significative, si terrà conto per ambedue i comportamenti.

Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.3.6.1

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{TP} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_p \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le *CU* III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

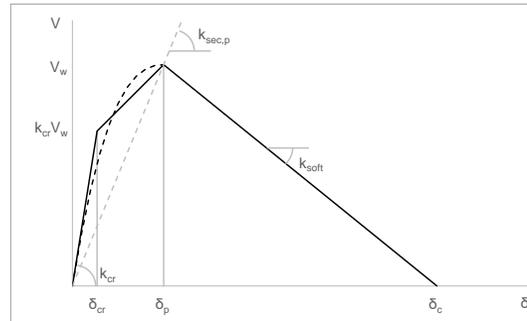
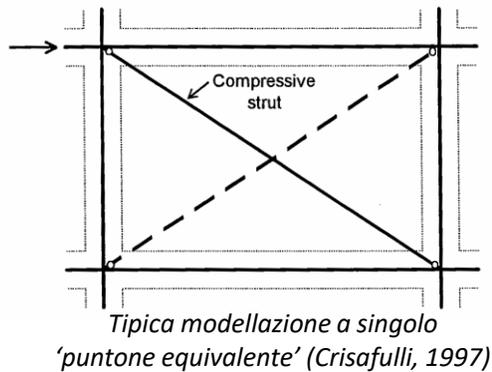
La risposta nel piano

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Quali approcci si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
 - ✓ Come tener conto della presenza delle tamponature in maniera semplificata senza eseguire analisi non lineari (o senza modellarle affatto)?
 - ✓ Quali limiti deformativi assumere per le verifiche in spostamento delle tamponature?

■ Obiettivi della ricerca:

- ✓ Quali approcci si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come tener conto della presenza delle tamponature in maniera semplificata senza eseguire analisi non lineari (o senza modellarle affatto)?
- ✓ Quali limiti deformativi assumere per le verifiche in spostamento delle tamponature?

Sviluppo di modelli di risposta V- Δ del pannello tri- o quadri-lineari, empirici o semi-empirici specializzati al caso di laterizi ‘robusti’ o ‘leggeri’:



$$k_w = \frac{E_w \vartheta t_w b_w}{d_w} \cos^2 \vartheta$$

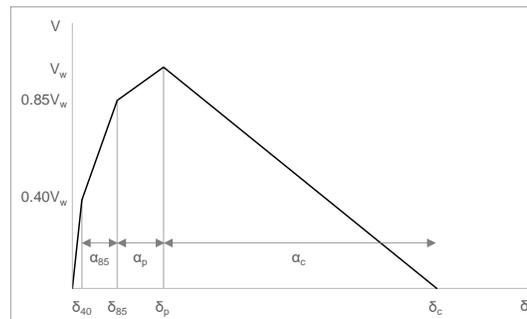
$$k_{sec,p} = 0.29 k_w$$

$$k_{soft} = -0.036 k_w$$

Drift δ
Drift δ_{SLU}
Drift δ

**Tamponamenti
in laterizio “robusto”**
Drift allo SLD
Drift allo SLU
 $= \delta_p + (\delta_{SLU} - \delta_p) / 0.25$

**Tamponamenti
in laterizio “leggero”**
Drift allo SLD
Drift allo SLU
 $= \delta_p + (\delta_{SLU} - \delta_p) / 0.75$



$$V_w = \alpha_V \times t_w l_w \times \min \left\{ \begin{array}{l} (1.2 \sin \theta_w + 0.45 \cos \theta_w) \tau_0 + 0.3 \sigma_v \\ 0.6 \tau_{cr} + 0.3 \sigma_v \\ 1.16 \tan \theta_w f'_m \lambda^{-1} \\ 1.12 \sin \theta_w \cos \theta_w f'_m \lambda^{-0.88} \end{array} \right.$$

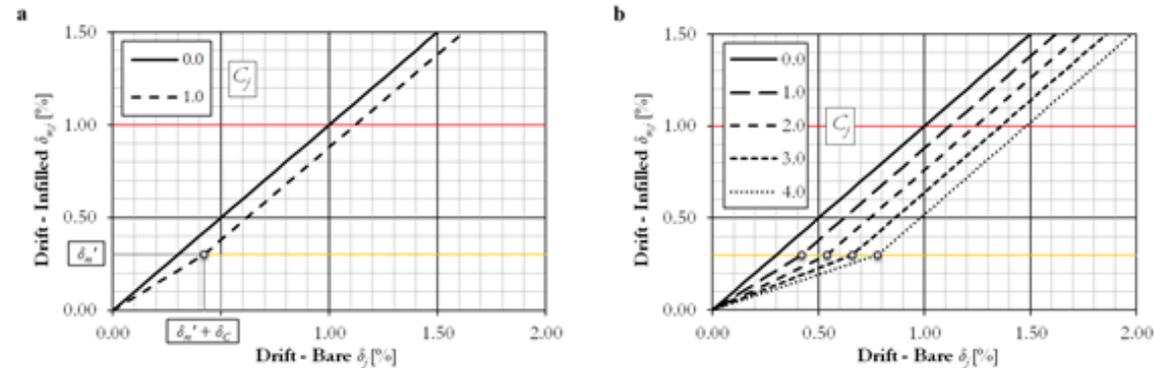
$$\alpha_i = \prod_{j=0}^4 \gamma_{i,j}$$

	δ_{40}	α_{85}	α_p	α_c	
valore medio	$\gamma_{i,0}$	1.6E-04	8.1E-04	2.1E-03	2.8E-02
tamponamenti con fori verticali	$\gamma_{i,1}$	1.71	2.34	1.58	0.86
tamponamenti con fori orizzontali	$\gamma_{i,2}$	1.75	1.31	0.66	1.20
analisi monotona	$\gamma_{i,3}$	0.67	0.63	0.68	1.39
blocchi calcestruzzo alleggerito e AAC	$\gamma_{i,4}$	0.99	1.48	1.70	1.22

- Obiettivi della ricerca:

- ✓ Quali approcci si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come tener conto della presenza delle tamponature in maniera semplificata senza eseguire analisi non lineari (o senza modellarle affatto)?
- ✓ Quali limiti deformativi assumere per le verifiche in spostamento delle tamponature?

Proposta di modelli semplificati per valutare gli spostamenti della struttura tamponata a partire dall'analisi della struttura nuda in funzione di un parametro di rigidità relativa tamponature/struttura



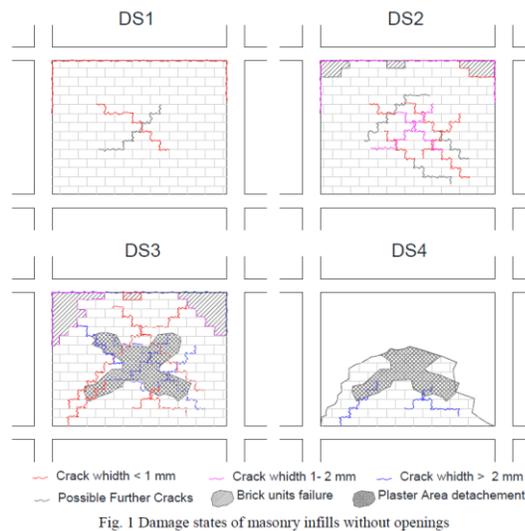
$$\delta_{w,j} = \begin{cases} \frac{\delta_{m,j}' \delta_j}{\delta_{m,j}' + \delta_{c,j} C_j}, & \delta_j \leq \delta_{m,j}' + \delta_{c,j} C_j \\ \delta_j - \delta_{c,j} C_j, & \delta_j > \delta_{m,j}' + \delta_{c,j} C_j \end{cases}$$

In alternativa, si propone l'utilizzo di procedure per la calibrazione di 'IDR capaci equivalenti' da utilizzare con riferimento alla struttura 'nuda'

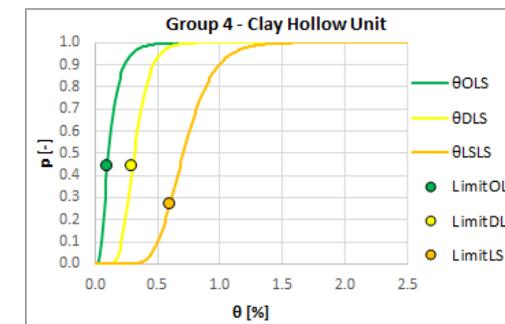
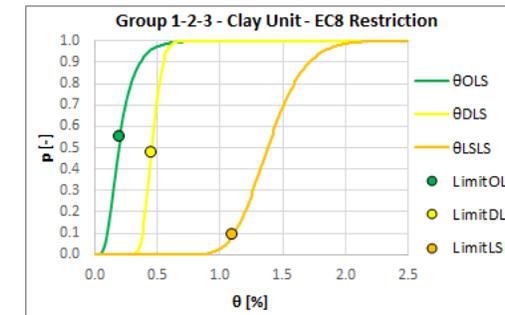
■ Obiettivi della ricerca:

- ✓ Quali approcci si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come tener conto della presenza delle tamponature in maniera semplificata senza eseguire analisi non lineari (o senza modellarle affatto)?
- ✓ Quali limiti deformativi assumere per le verifiche in spostamento delle tamponature?

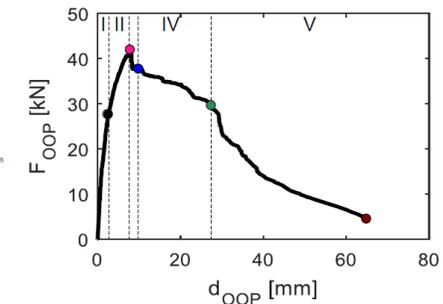
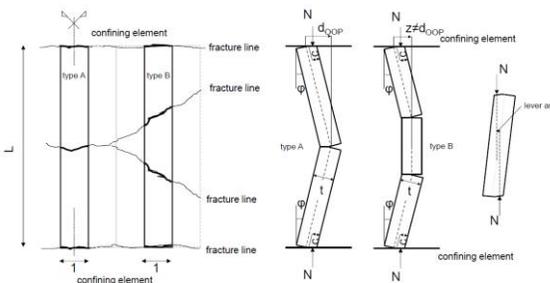
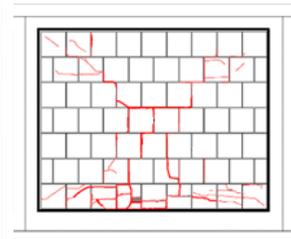
Definizione di una 'metrica del danno', successiva raccolta e analisi di dati sperimentali e infine proposta di valori di IDR da adottare per Stati di Danno corrispondenti a diversi Stati Limite



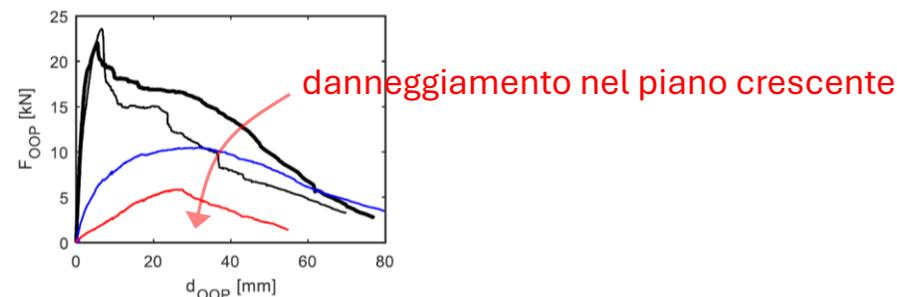
Damage State	Adopted (Cardone and Perrone, 2015)
DS1 Light cracking	Detachment between the masonry panel and RC frame. Light diagonal cracking of the infill (1-2 cracks with widths < 1 mm) in both directions.
DS2 Extensive cracking	The cracks developed at DS1 widen (1 mm < width < 2 mm). New diagonal cracks are expected to appear in both directions (25-35% of the panel area). Possible failure of some brick units located on the upper corners and top edge of the infill (corresponding to 10% of the panel area).
DS3 Corner crushing	Detachment of large plaster area and significant sliding in the mortar joints. Crushing and spalling of brick units (30% of the panel area).
DS4 Collapse	In-plane or out-of-plane (whichever occurs first) global collapse of the wall .



- La risposta dei pannelli di tamponatura fuori dal piano si può analizzare come la risposta di un elemento bidimensionale (piastra), con massa uniformemente distribuita (ma non uniformemente eccitata!)
- I meccanismi resistenti che si instaurano sono inizialmente prevalentemente flessionali e successivamente prevalentemente 'ad arco'



- Durante l'azione sismica il danneggiamento nel piano varia la risposta fuori dal piano, riducendo rigidità e resistenza del pannello



- A complicare ulteriormente il problema intervengono la possibile presenza di aperture e la variabilità delle condizioni di vincolo sul contorno

- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.2.3

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

- Cosa dice (e non dice) la norma:

Circolare 2019, §C7.2.3

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.3.6; Circolare 2019, §C7.3.6

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

Tabella C7.3.1 - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso			
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLE	NS	§ 7.3.6.1									x
	ST		Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura								
	IM	Funzionamento degli impianti				§ 7.3.6.3					x
	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
SLD	NS	§ 7.3.6.1						x	x		
	ST		Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura								
SLU	ST			§ 7.3.6.1				x	x	x	
	NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				§ 7.3.6.3				x	x
	IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti					§ 7.3.6.3		x	x	

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidità degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della F_a , si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica F_a si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3.

- Cosa dice (e non dice) la norma:

Circolare 2019, §C7.2.3

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Elementi Secondari⁵

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle NTC. Quando gli elementi secondari soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati come previsto nel § 7.2.3 delle NTC, non subiscono plasticizzazioni, per questi ultimi possono essere adottati i particolari costruttivi prescritti al Capitolo 4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Capitolo 7.

Elementi costruttivi non strutturali

Le NTC classificano gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

- 1) elementi con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
- 2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Ai fini anche della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali, si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale oltre alla massa degli elementi che viene sempre considerata anche la loro rigidità descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare ad una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali); a tal fine risulta utile la seguente definizione di spettri di risposta di piano.

Spettri di risposta di piano

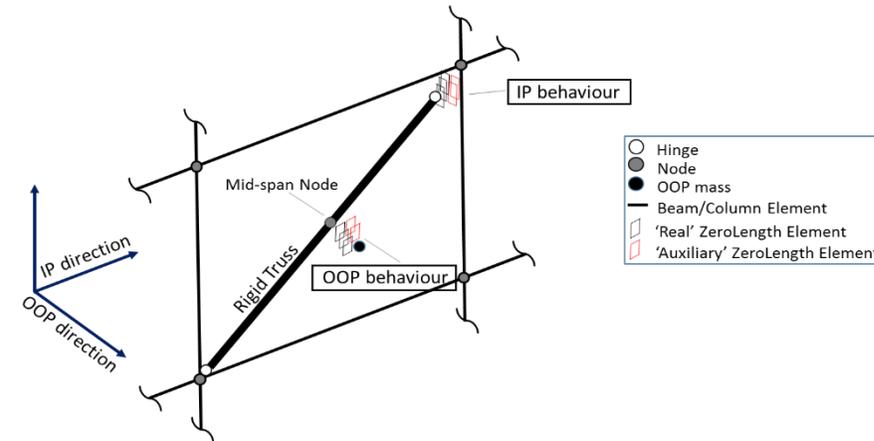
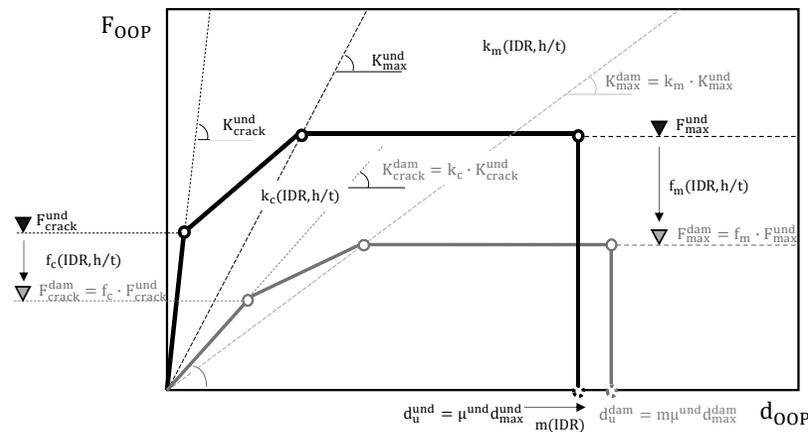
Gli spettri di risposta di piano rappresentano un modello per la valutazione dell'azione sismica in un predeterminato punto della struttura. Diverse formulazioni, più o meno approssimate, possono essere utilizzate. Nel seguito si riportano alcuni possibili metodi di calcolo, è ammesso l'uso anche di altre formulazioni purché di comprovata e documentata validità.

La risposta fuori dal piano

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
 - ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
 - ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
 - ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
 - ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

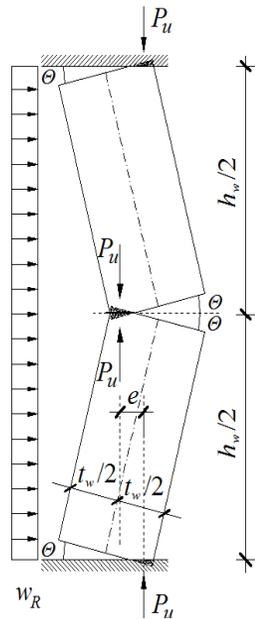
Proposta di modelli finalizzati a riprodurre la risposta non lineare del pannello di tamponatura, sia nel piano che fuori dal piano, fino al collasso dello stesso, con approcci empirici e/o meccanici, con una validazione basata su dati sperimentali



Obiettivi della ricerca:

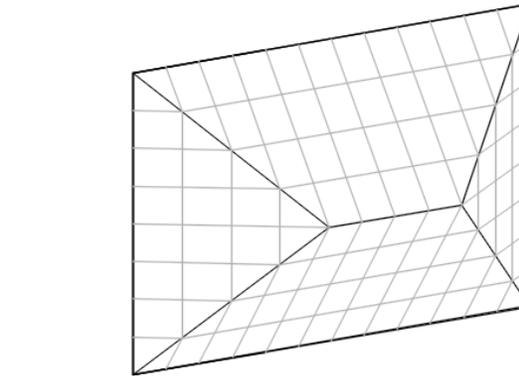
- ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
- ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

Sviluppo di modelli empirici o empirico-meccanici per la predizione della resistenza OOP, specializzati a diverse tipologie di tamponature:



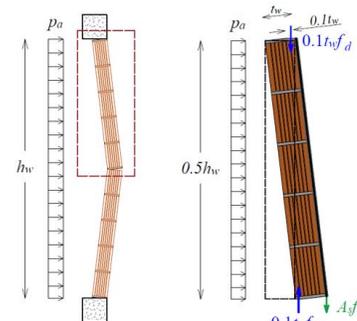
$$w_R = \frac{0.8t_w(0.9t_w - \Delta)}{h_w^2} f_d$$

Modelli ad arco per tamponature
vincolate su due lati

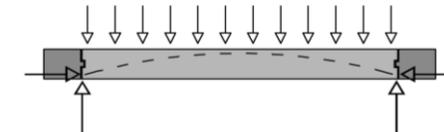


$$w_{Rd} = R_d R_{Op} R_{IP} \left[2.8 f_{d,v}^{0.8} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^{2.3} + 0.2 f_{d,h}^{1.4} \left(\frac{t_w}{L_w} \right)^{1.5} \right]$$

Modelli a doppio arco derivanti da
semplificazione numerica di metodi
a strisce



$$w_a \leq w_{R,\beta} = \beta_{a,j} \cdot w_R = \beta_a \cdot \left[0.72 \cdot f_d \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 + 7.2 \frac{t_w}{L_w h_w^2} A_s f_{yd} \right]$$



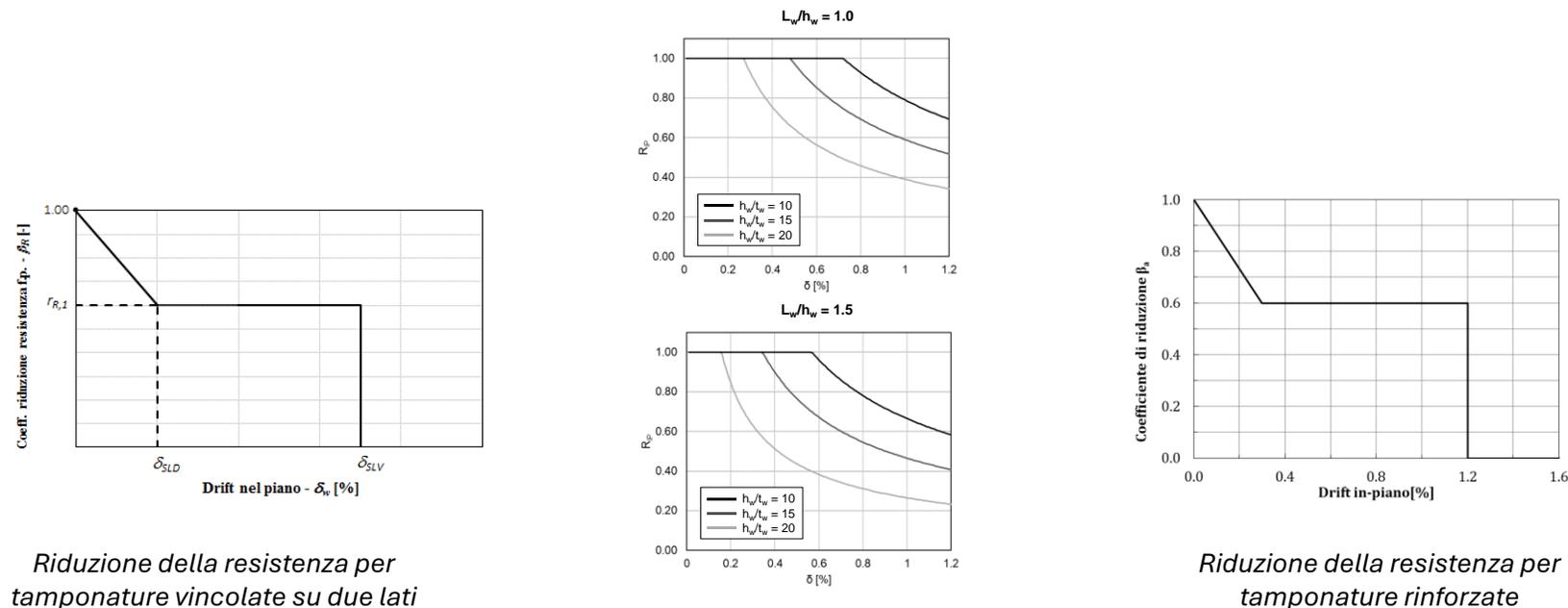
$$w_a \leq w_{R,\beta} = \beta_R \cdot w_R = \beta_R \cdot \max \left\{ \frac{(\alpha_2^{-1}) \cdot \left(\frac{t_w}{L_w} \right)^2 \cdot f_{x2}}{6}, \frac{(\alpha_2^{-1}) \cdot 0.1 t_w (0.9 t_w - \Delta)}{L_w^2} f_{hd} \right\}$$

Modelli ad arco orizzontale o
verticale per tamponature 'duttili' o
rinforzate

■ Obiettivi della ricerca:

- ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
- ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

Sviluppo di relazioni di degrado della resistenza per effetto dell'interazione IP/OOP:



Riduzione della resistenza per tamponature vincolate su due lati

Riduzione della resistenza per tamponature rinforzate

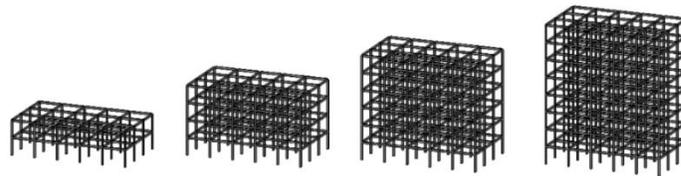
$$R_{IP} = \min \left(1; \frac{1.44 - 0.25 L_w/h_w - 0.04 \min(20; h_w/t_w)}{\delta[\%]^{0.72}} \right)$$

Riduzione della resistenza tamponature vincolate su quattro lati includendo l'effetto della snellezza e del rapporto di forma

■ Obiettivi della ricerca:

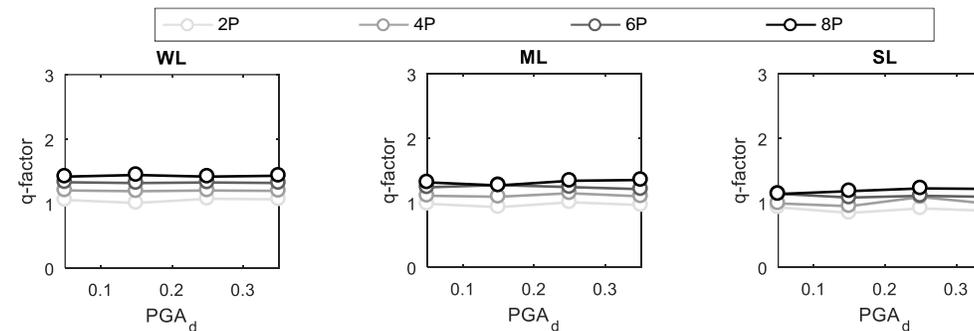
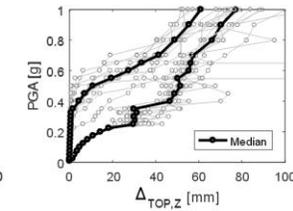
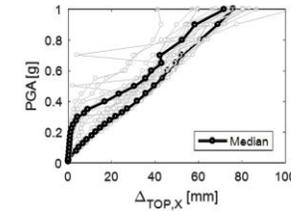
- ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
- ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

Calibrazione del fattore di comportamento (q):



Edifici casi-studio progettati in accordo con gli Eurocodici

Analisi non lineari dinamiche incrementali degli edifici casi-studio tenendo conto del fenomeno di interazione nel piano/fuori dal piano

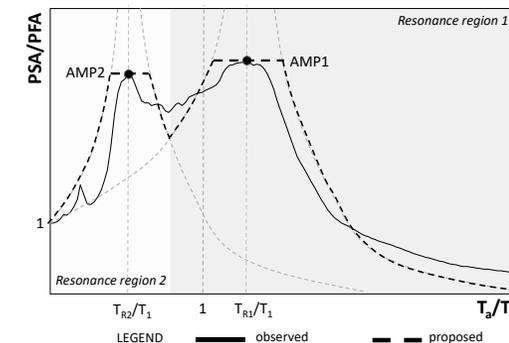
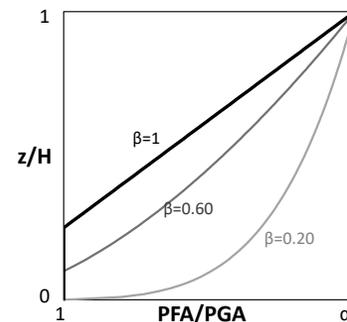
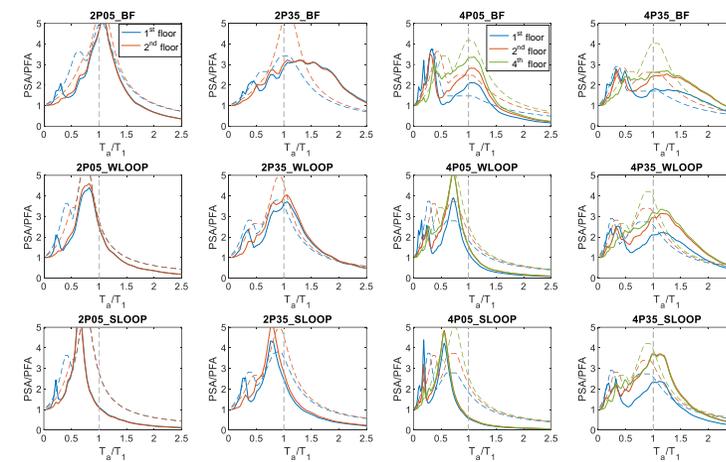
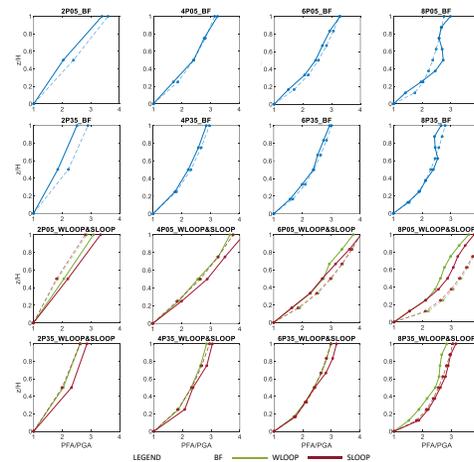


Proposta di valori di q differenziati per pannelli 'robusti' o 'leggeri'

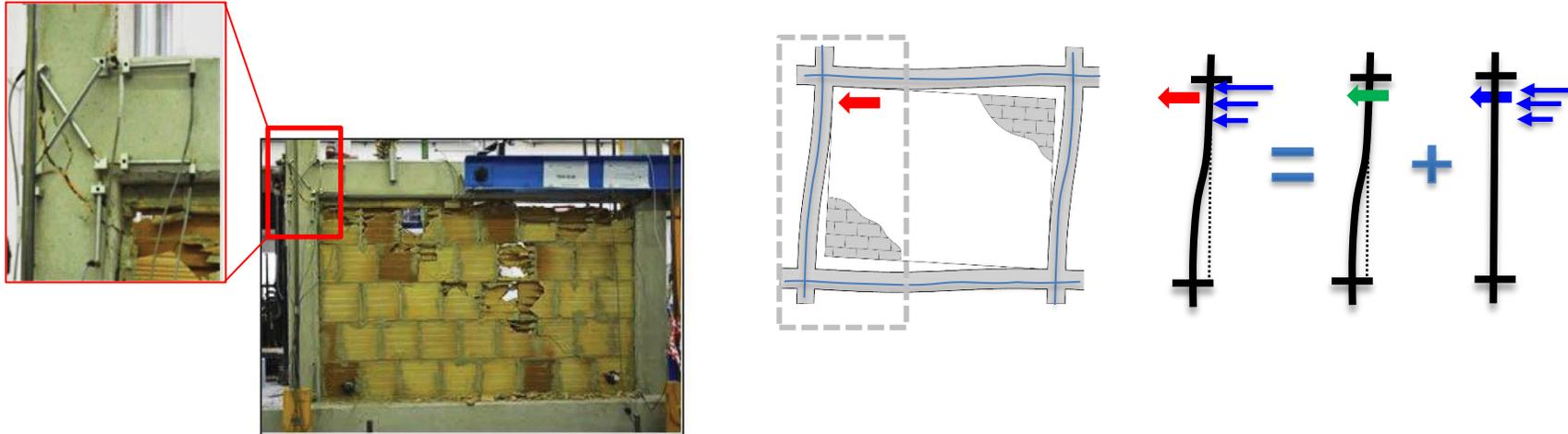
- Obiettivi della ricerca:

- ✓ Quali modelli si possono adottare per la modellazione della risposta non lineare?
- ✓ Come si può valutare la resistenza per verifiche fuori dal piano?
- ✓ Come si può stimare la domanda per verifiche fuori dal piano?

Proposta per la stima della domanda in accelerazione fuori dal piano sulla base di analisi dinamiche non lineari di edifici casi studio con e senza tamponature, con modellazione esplicita dell'evoluzione della risposta associata ai fenomeni di interazione IP/OOP e con diversi layout delle stesce:



- La presenza di tamponature in adiacenza a pilastri in c.a. dà origine a incrementi di sollecitazione tagliante in questi ultimi che possono condurre all'attivazione di meccanismi di crisi fragili



- La stima di questi incrementi di sollecitazione è particolarmente complessa, perché le prove sperimentali non possono (ovviamente) consentire di misurarli direttamente e perché essi sono legati alla resistenza complessivamente offerta dal pannello, a come essa si distribuisce al contatto con gli elementi circostanti e al meccanismo di crisi dello stesso

- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.4.4.2.1:§7.4.6.2.2

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

7.4.6.2.2 Pilastri

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali.

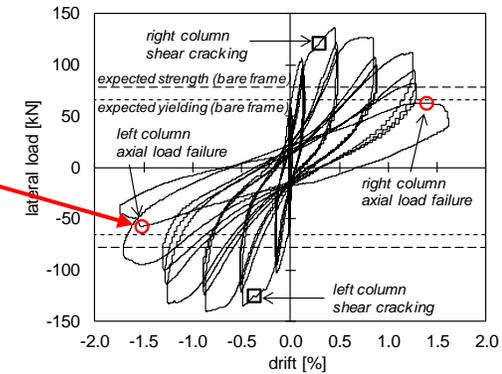
Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

Interazione locale

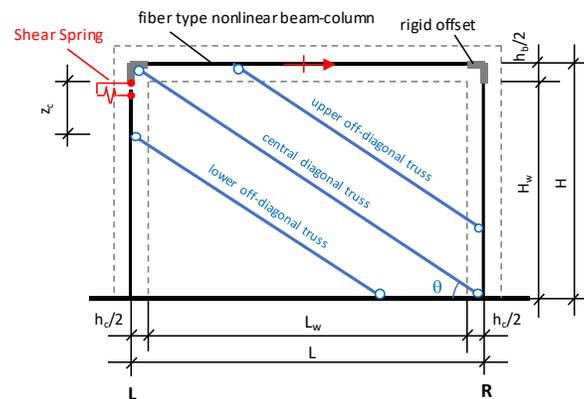
- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si può modellare il pannello per riprodurre il fenomeno di interazione locale?
 - ✓ Come si può stimare l'incremento di sollecitazione sui pilastri adiacenti?

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si può modellare il pannello per riprodurre il fenomeno di interazione locale?
 - ✓ Come si può stimare l'incremento di sollecitazione sui pilastri adiacenti?

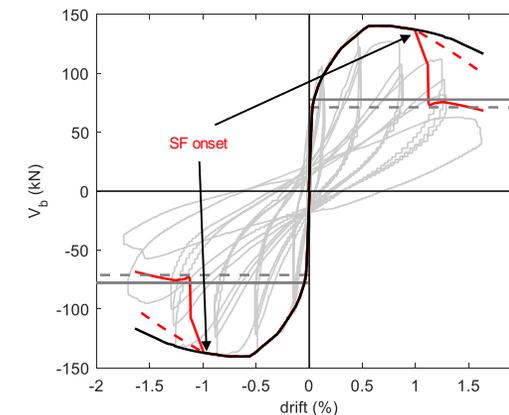
Modellazione con puntoni equivalenti multipli e confronto con prove sperimentali:



test su telai in c.a. con tamponature in laterizio forato con evidenza di crisi da interazione locale



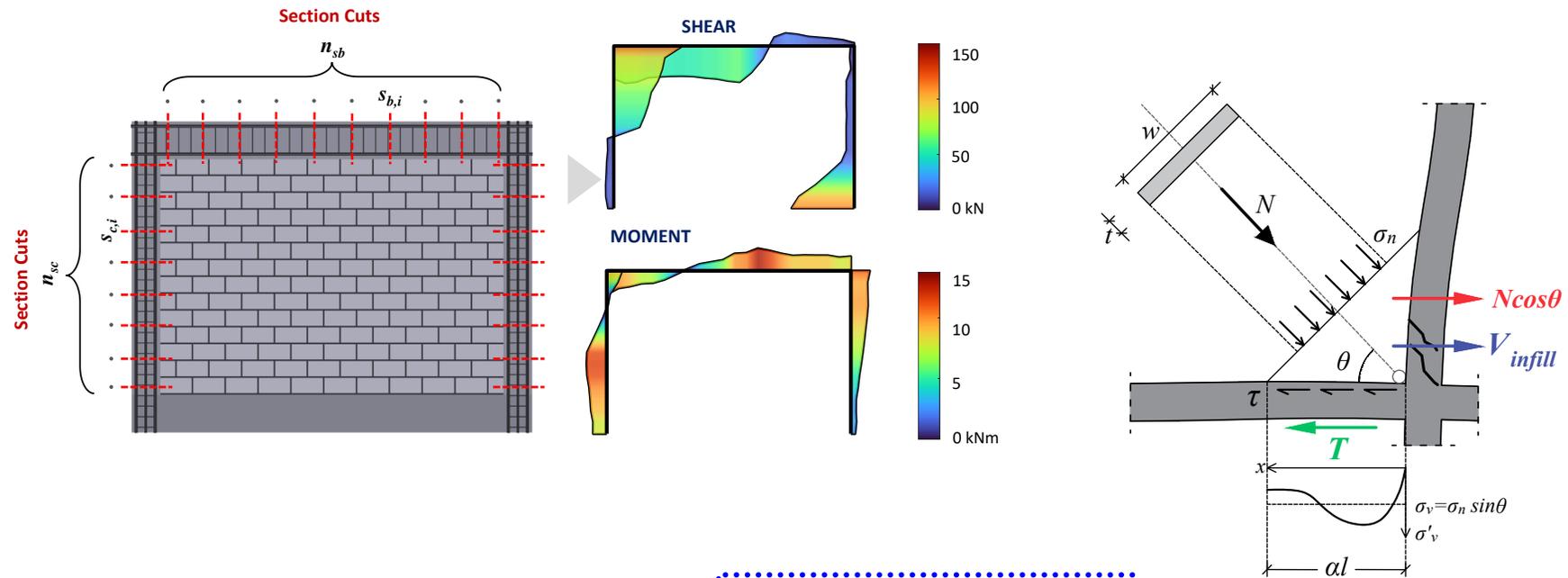
Modellazione multi-strut



Confronto numerico-sperimentale

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si può modellare il pannello per riprodurre il fenomeno di interazione locale?
 - ✓ Come si può stimare l'incremento di sollecitazione sui pilastri adiacenti?

Calibrazione di espressioni semplificate per la stima dell'entità dell'incremento della sollecitazione di taglio sulla base di analisi FEM:



$$V_{Ed,tot} = V_{frame} + N \left(\cos \theta - \frac{\mu \sin \theta \cdot (\alpha l)}{w} \right)$$

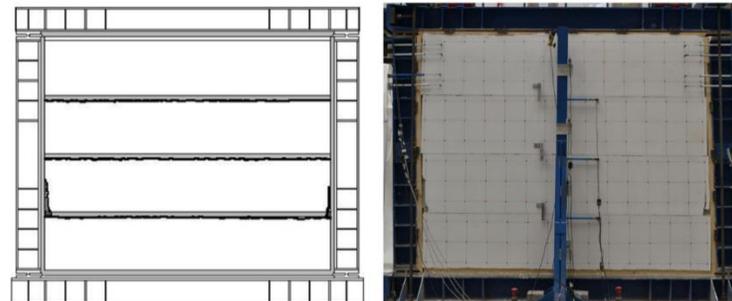
Rinforzo e riduzione del danno

- Lo sviluppo delle tecniche di rinforzo si traduce in diverse possibilità di incremento della capacità dei pannelli di tamponatura, in special modo nel caso di interventi su edifici esistenti, in particolare in termini di resistenza nei confronti delle sollecitazioni fuori dal piano; la ricerca – innanzitutto sperimentale – consente di caratterizzare la risposta dei pannelli rinforzati e di stimare l’incremento di resistenza apportato dal rinforzo



*Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni
(Dolce e Manfredi, 2011)*

- La mitigazione del danno può passare attraverso l’adozione di pannelli realizzati con tecniche innovative che – essenzialmente – consentono di ‘accomodare’ la richiesta di spostamento tra un impalcato e l’altro senza che questa si traduca in un danneggiamento significativo dei pannelli stessi



- Cosa dice (e non dice) la norma:

NTC 2018, §7.3.6; Circolare 2019, §C7.3.6

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

Tabella C7.3.1 - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso			
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLE	NS	§ 7.3.6.1									x
	ST										
	IM	Funzionamento degli impianti				§ 7.3.6.3					x
	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							
SLD	NS	§ 7.3.6.1							x	x	
	ST										
SLU	ST			§ 7.3.6.1					x	x	x
	NS				§ 7.3.6.3					x	x
	IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti					§ 7.3.6.3		x	x	

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidità degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della F_a , si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica F_a si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3.

Rinforzo e riduzione del danno

- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si possono dimensionare e realizzare i rinforzi?
 - ✓ Le tamponature innovative ('duttili')
 - ✓ Approcci alternativi alla riduzione del danno ('downgrade')

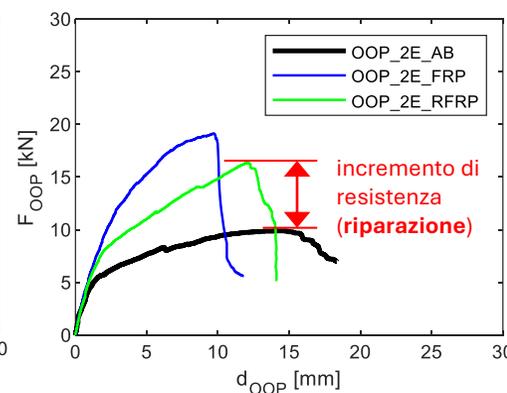
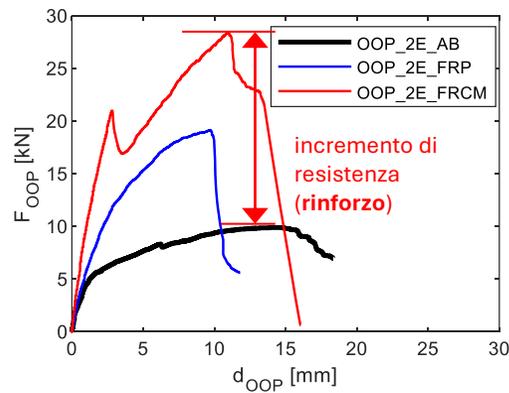
- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si possono dimensionare e realizzare i rinforzi?
 - ✓ Le tamponature innovative ('duttili')
 - ✓ Approcci alternativi alla riduzione del danno ('downgrade')



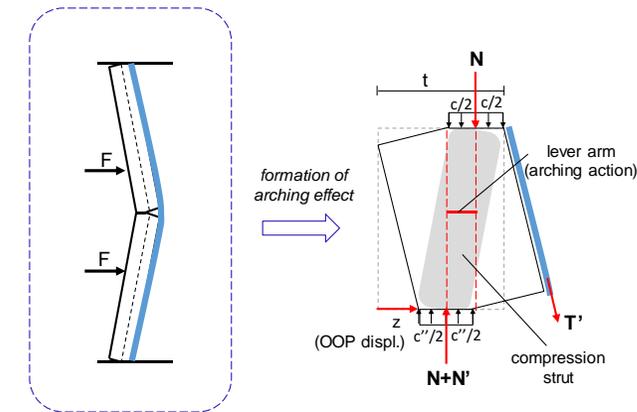
FRCM e rete in fibra di vetro



MAPEI EQ System®



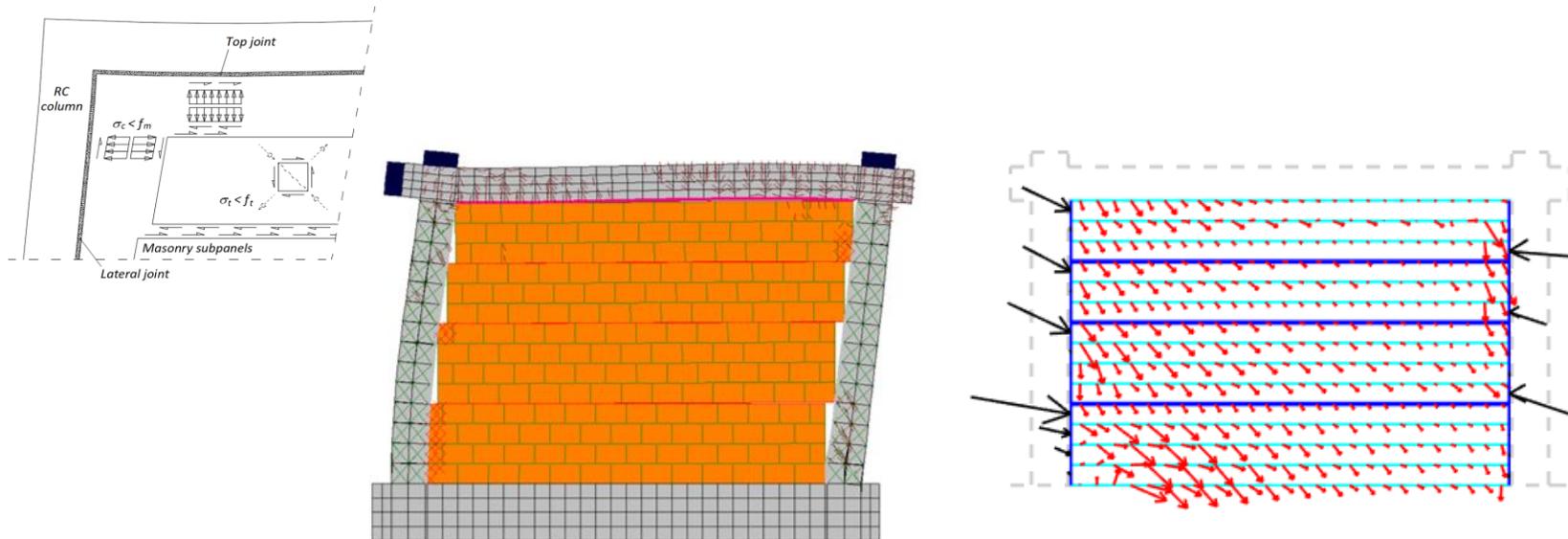
Confronti numerico-sperimentali



Modifica del modello di Dawe e Seah (1989)

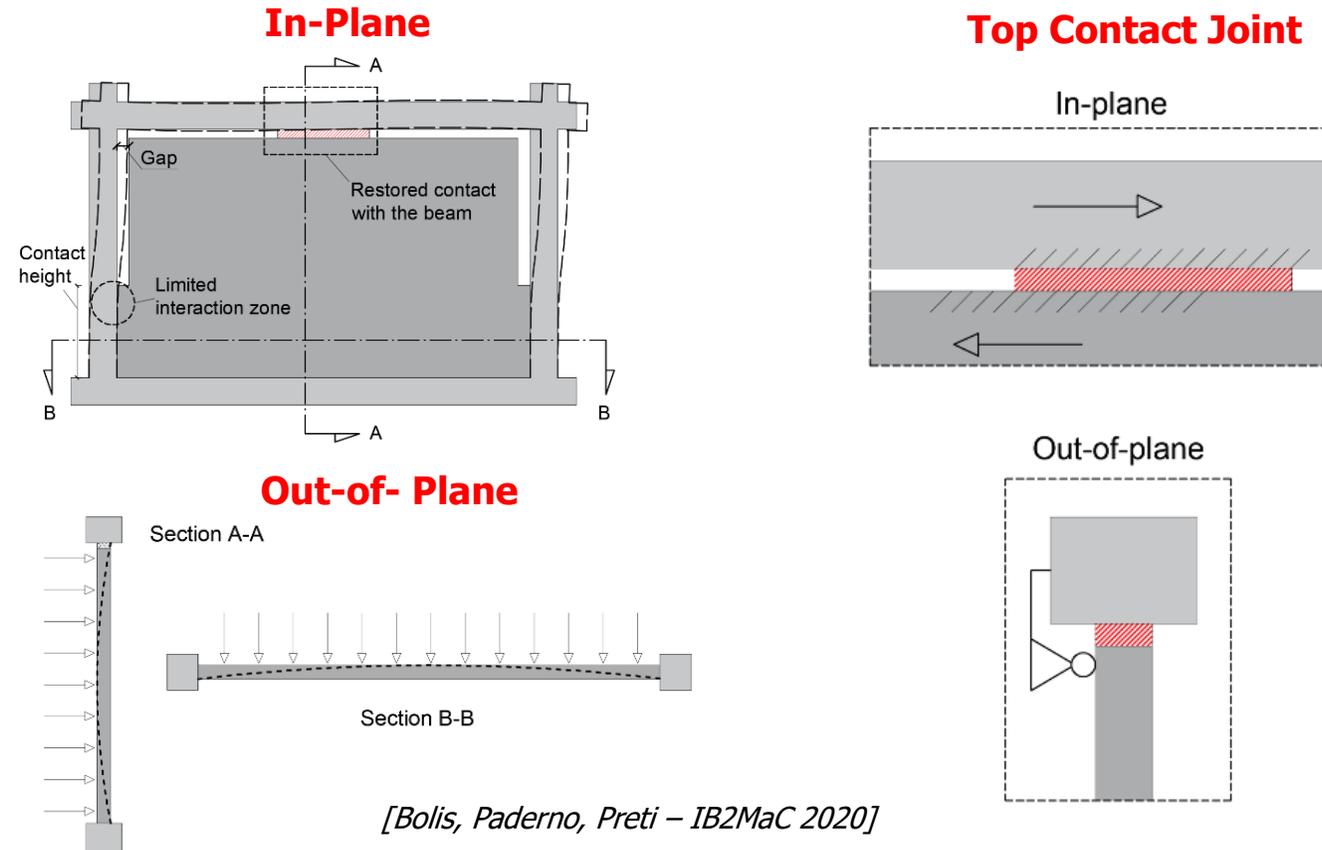
- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si possono dimensionare e realizzare i rinforzi?
 - ✓ Le tamponature innovative ('duttili')
 - ✓ Approcci alternativi alla riduzione del danno ('downgrade')

Studio del comportamento di tamponature 'duttili' (con giunti di scorrimento): individuazione dei limiti deformativi per diversi Stati Limite, sviluppo di modelli di capacità nel piano, valutazione numerica del fenomeno di interazione locale:



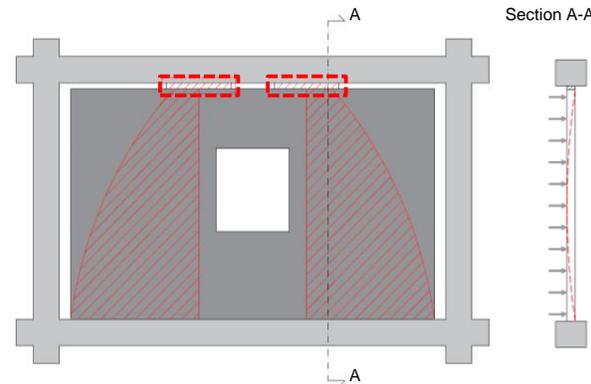
- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si possono dimensionare e realizzare i rinforzi?
 - ✓ Le tamponature innovative ('duttili')
 - ✓ Approcci alternativi alla riduzione del danno ('downgrade')

Proposta di tecniche di distacco parziale della tamponatura dal contorno per limitare l'interazione (e il danno) nel piano e preservare la resistenza fuori dal piano:

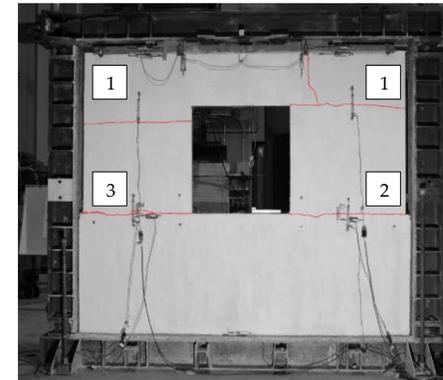


- Obiettivi della ricerca:
 - ✓ Come si possono dimensionare e realizzare i rinforzi?
 - ✓ Le tamponature innovative ('duttili')
 - ✓ Approcci alternativi alla riduzione del danno ('downgrade')

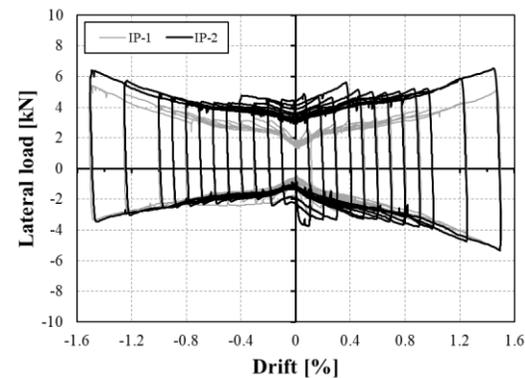
Proposta di tecniche di distacco parziale della tamponatura dal contorno per limitare l'interazione (e il danno) nel piano e preservare la resistenza fuori dal piano:



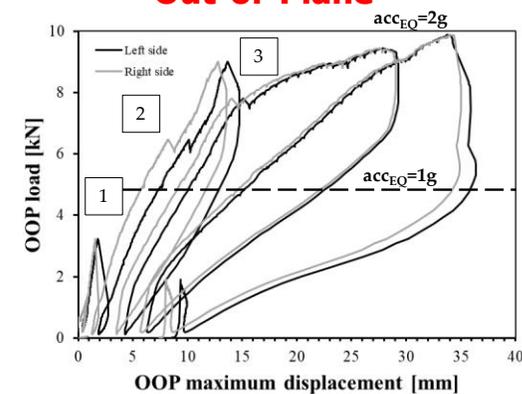
Laterizio forato
65% sp.8cm



In-Plane



Out-of-Plane





Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



6 / 13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

Verifica sismica degli edifici con tamponature murarie
Paolo Ricci



Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica e Strutturale



6/13
OTTOBRE
2024

#settimanadiPC

SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

Bologna, 9-11 ottobre 2024

Verifica sismica degli edifici con tamponature murarie: Linee Guida

Ing. Paolo Morandi



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

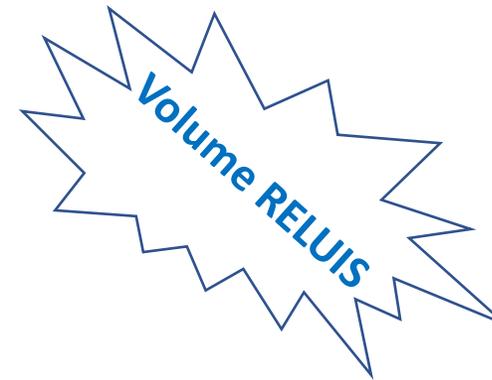
Prodotto della ricerca

10.1.2.P1.WP10 – Linee Guida Tamponature

LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E VERIFICA SISMICA DI TAMPONATURE MURARIE IN EDIFICI IN C.A.

Contributi:

- UNIPV-EUCENTRE
- UNINA
- UNIBS
- UNIPD
- UNIPA-POLITO
- UNIROMA1



- 1) Introduzione
- 2) Campo di applicazione delle linee guida e tipologie di tamponatura
- 3) Approccio progettuale e di verifica e criteri di modellazione
- 4) Verifiche in spostamento nel piano
- 5) Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti
- 6) Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature
- 7) Irregolarità globali dovute alle tamponature

Campo di applicazione e tipologie di tamponamento

- Tamponamenti e partizioni all'interno di edifici civili (altezza interpiano ~ 3.0 m)
- Edifici in c.a. (estensioni ad altri sistemi strutturali)
- Tamponature nuove ed "esistenti"
- Tamponature interagenti con la struttura:
 - ü Tamponature "non-duttili/poco duttili", realizzate cioè in muratura non armata senza un particolare collegamento strutturale (senza cioè legature, connettori a taglio od altro);
 - ü Tamponature "armate" o "rinforzate", realizzate cioè con l'inserimento di armature verticali e/o orizzontali nel corpo murario (tamponature di nuova costruzione o di sostituzione) o con reti di armatura in acciaio o in fibra di materiale composito (per es., fibra di vetro, aramide, ecc.) inserite all'interno di opportuni intonaci;
 - ü Tamponature "duttili", realizzate in muratura non armata ma con giunti scorrevoli o deformabili orizzontali o giunti scorrevoli verticali che suddividono la parete in sotto-pannelli.



Tamponature interagenti "non-duttili/poco duttili"

I) Monostrato a filo telaio (con soluzione a cappotto)



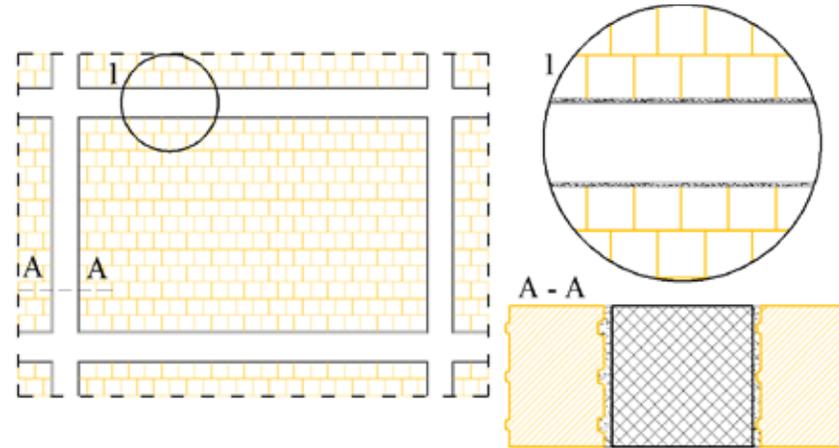
II) Monostrato a sbalzo (con soluzione a cappotto eventuale)



IIIa) Pluristrato con forati interni alla cornice del telaio e cappotto esterno

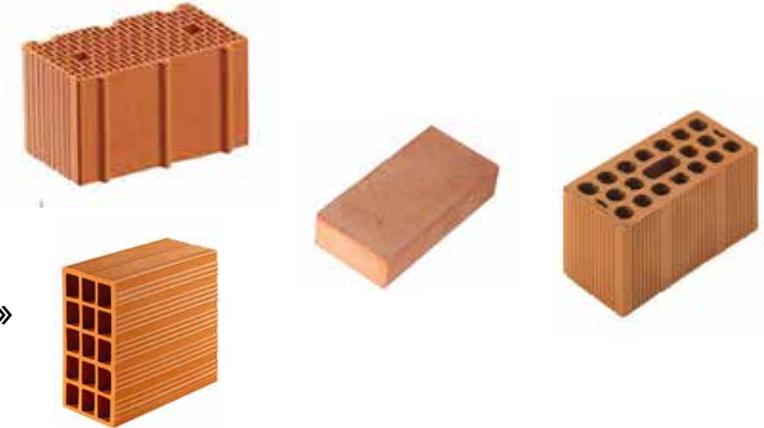


IIIb) Pluristrato con forati interni alla cornice del telaio e isolante interno

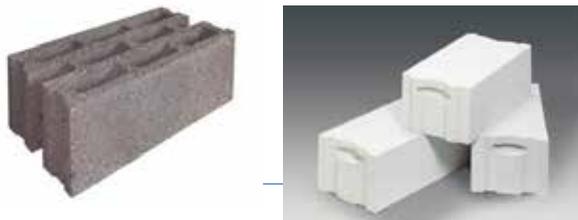


Laterizio

- 1) Blocchi in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 secondo la classificazione dell'EC6 con spessore ≥ 20 cm e $f_k \geq 3.0$ Mpa – Tamponature «robuste»
- 2) Blocchi in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 secondo la classificazione dell'EC6 senza le limitazioni di cui sopra
- 3) Laterizio del gruppo 4 secondo la classificazione dell'EC6 – tamponature «leggere»

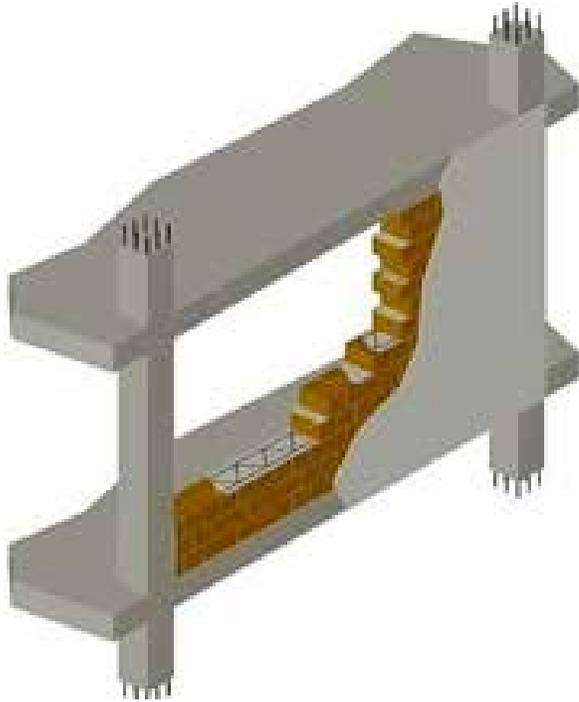


Calcestruzzo e AAC

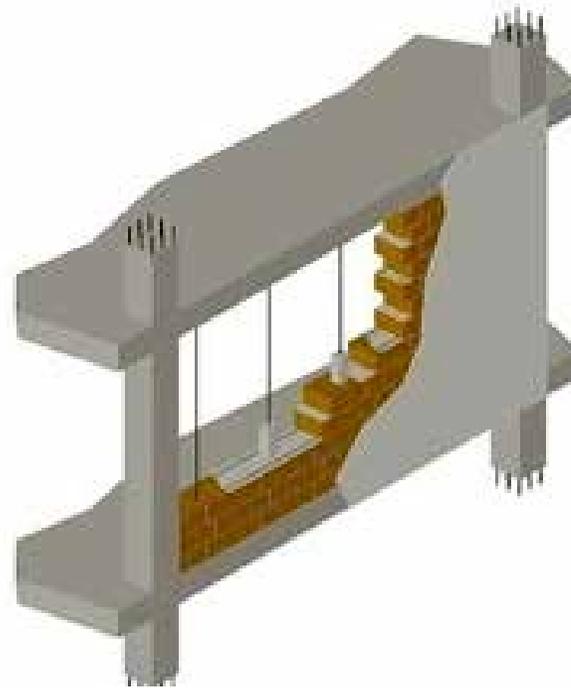


Tipologie di tamponatura

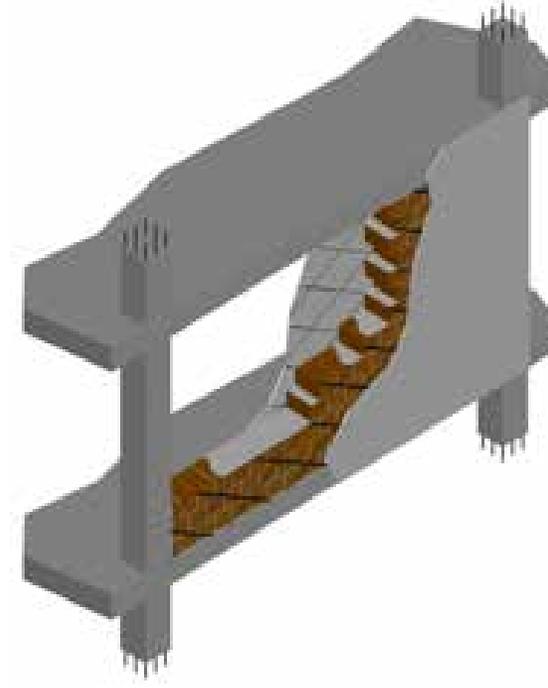
Tamponature interagenti "armate/rinforzate"



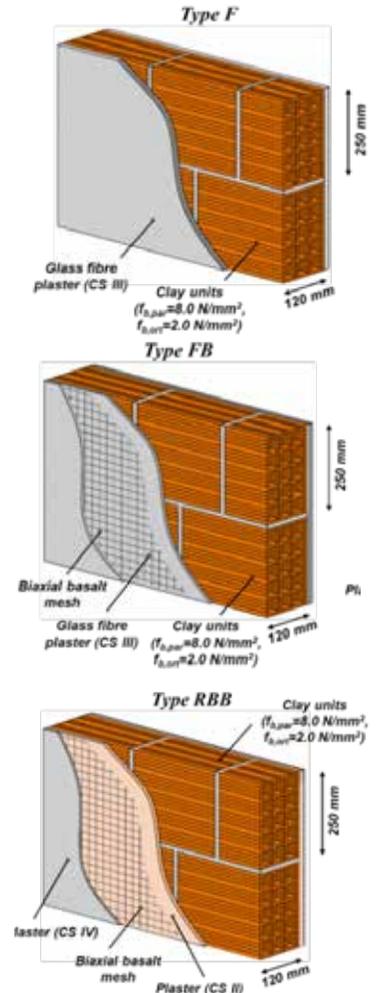
Armatura nei letti di malta



Armature verticali



«Intonaci armati» con reti metalliche o in composito (CFRP, FRCM)

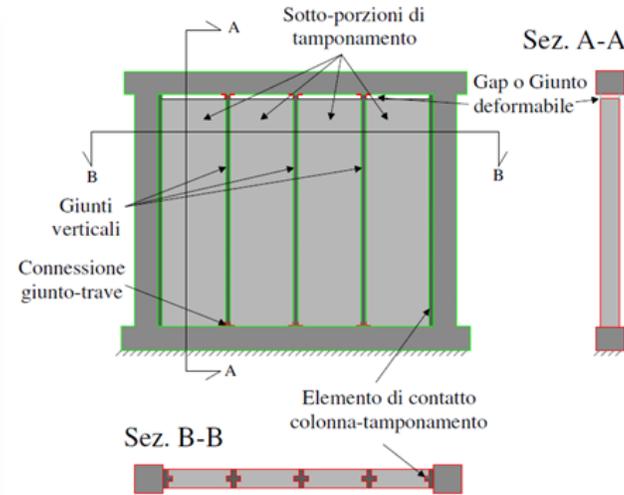
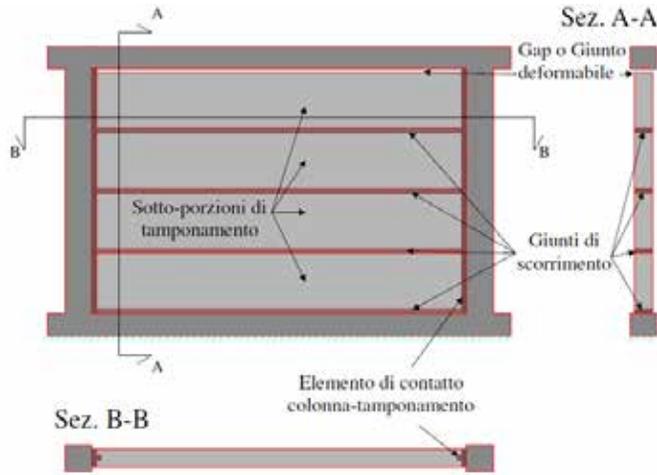


Minotto et al., 2020

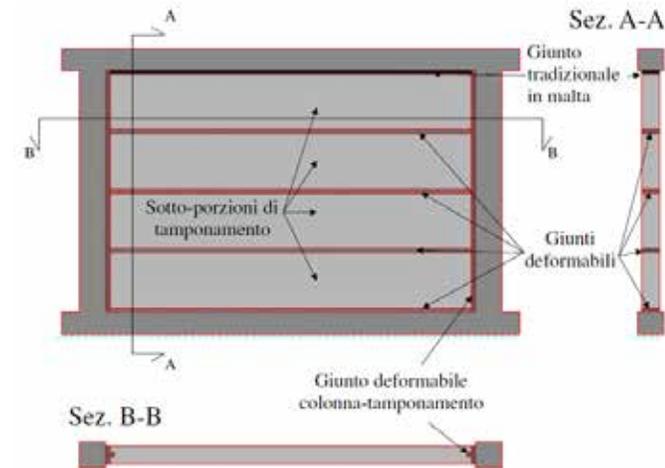
Tipologie di tamponatura

Tamponature interagenti "duttili"

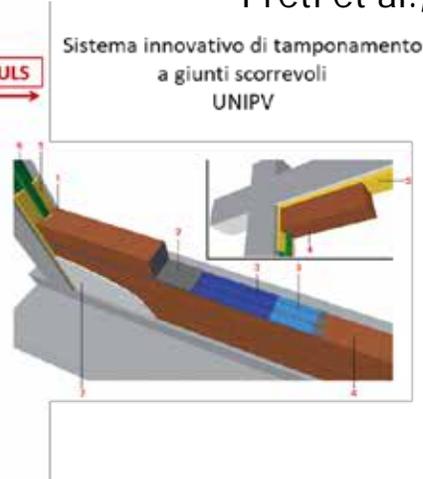
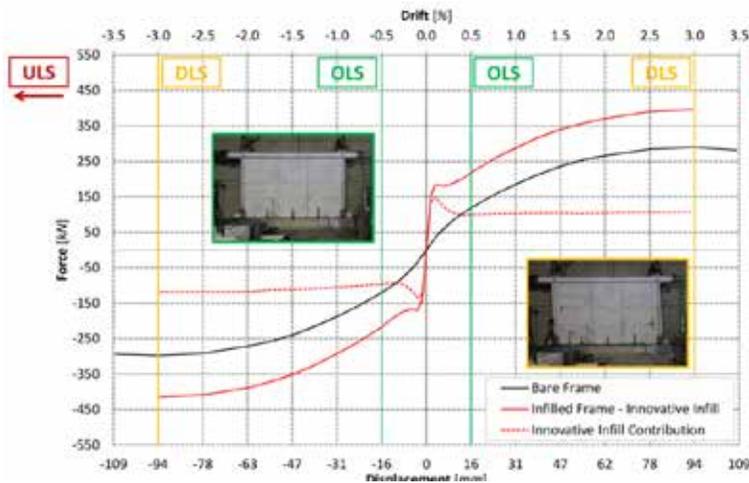
Preti et al., 2012-2015; Morandi et al., 2018



Preti et al., 2018



Verlato et al., 2016



Definizione tamponature duttili è già presente nella Circolare NTC2018 !!

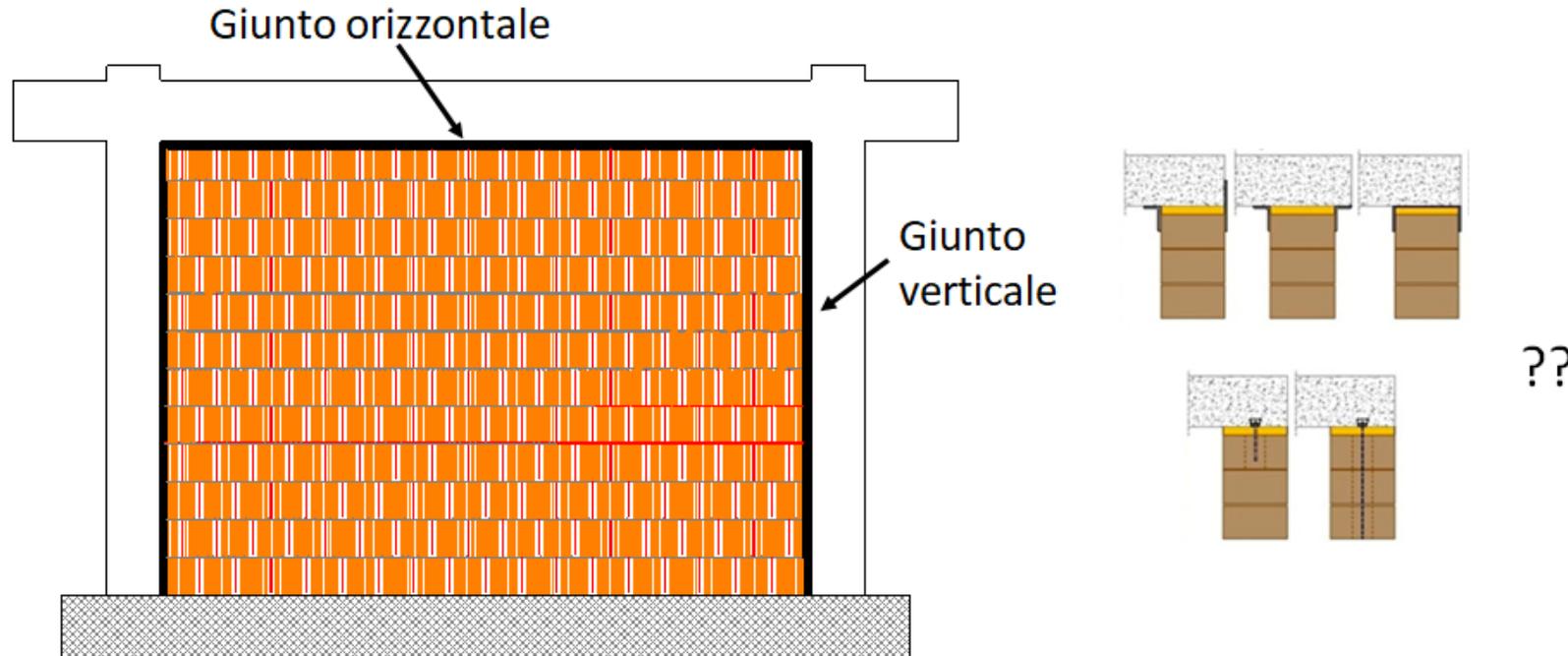
Tipologie di tamponatura

Tamponature interagenti “duttili”

INSYSME - EU FP7 Grant Agreement n° 606229
UNIVERSITA' DI PAVIA
TSJ_1_IPH
Fully infilled / In-plane high-velocity test
EUCENTRE - Trees Lab

Tipologie di tamponatura

Tamponature non interagenti



ATTENZIONE !!!

Progettazione di sistemi strutturali per edifici con tamponamenti

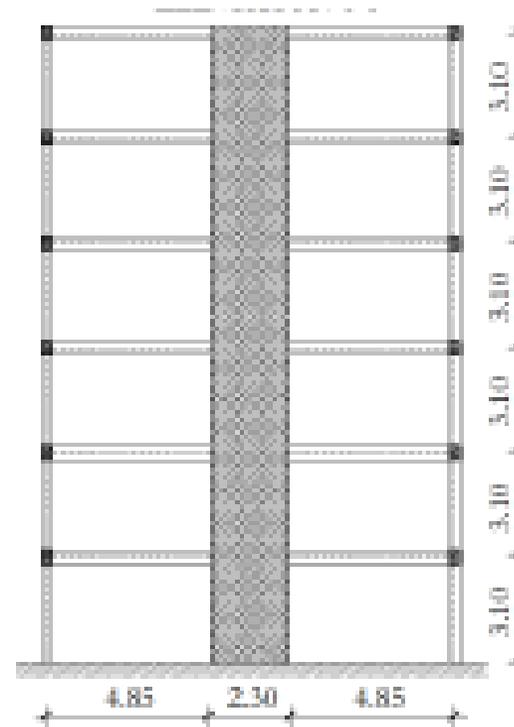
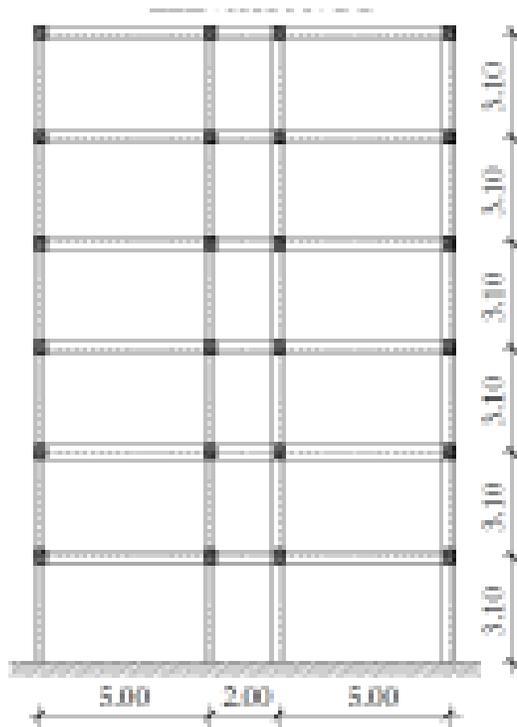
E' possibile progettare e costruire in muratura soluzioni sicure per l'involucro e le partizioni «non strutturali»?

- Sì, e le soluzioni possibili sono diverse in funzione del livello di pericolosità sismica del territorio:
 - ü Tamponature monostrato (o pluristrato leggere ?) aderenti alla struttura (fino a pericolosità medie ma con accorgimenti sulla struttura);
 - ü Soluzioni innovative/rinforzate (fino a pericolosità alta e molto alta).
- Sì, applicando correttamente le normative integrate da indicazioni in documenti di comprovata validità.

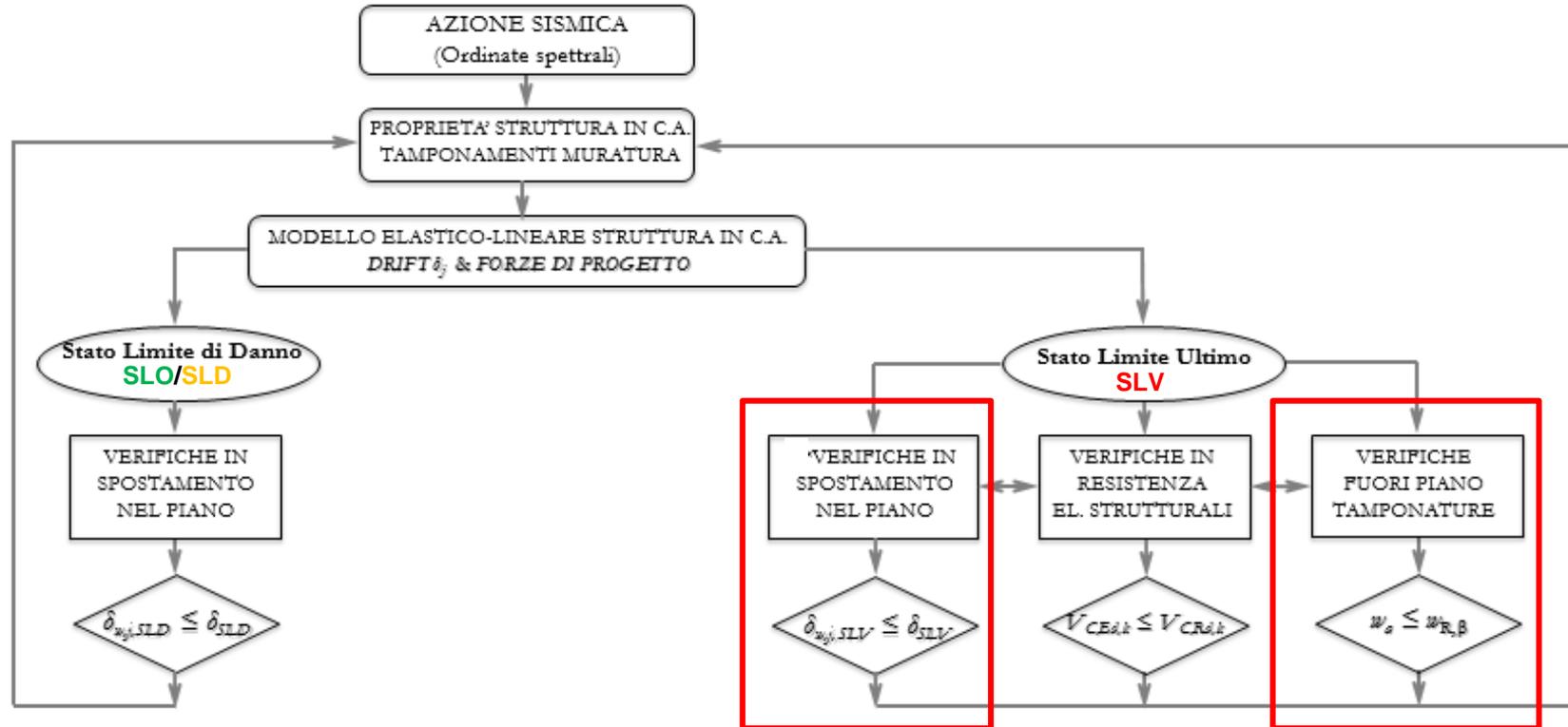
Progettazione di sistemi strutturali per edifici con tamponamenti

Adeguate concezione strutturale:

- ü Adeguata rigidezza strutturale in funzione della tipologia di tamponamento (es. utilizzo di sistemi misti telaio-pareti)



Approccio progettuale e di verifica e criteri di modellazione



**Nuova
verifica**

**Riduzione della
resistenza fp in funzione
del drift nel piano**

NOVITA'

Verifiche in spostamento nel piano

Capacità di spostamento

$$\begin{array}{l}
 d_{r,SLO} \leq \delta_{SLO} \cdot h \\
 d_{r,SLD} \leq \delta_{SLD} \cdot h \\
 d_{r,SLV} \leq \delta_{SLV} \cdot h
 \end{array}$$

per costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV

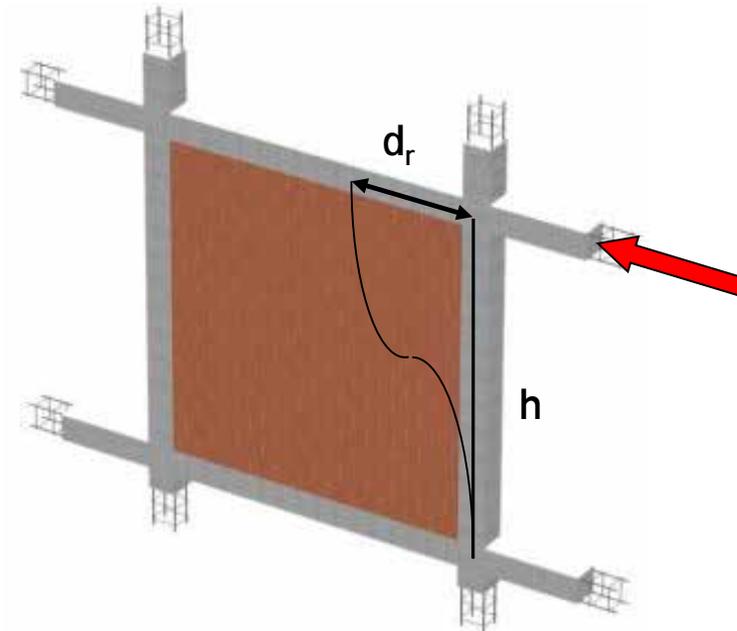
per costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

per tutte le costruzioni, utile anche per la valutazione della resistenza fuori piano

Domanda di spostamento

drift

$$\delta = dr/h$$



VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO

ü TIPI DI ANALISI :

- Analisi elastiche e lineari con q (statica equivalente / multi-modale con spettro di risposta)
- Analisi non lineari (statiche/pushover; dinamiche/time-history)

ü TIPI DI MODELLAZIONE :

1) Modello strutturale nudo:

- a) Trascurando il contributo irrigidente delle tamponature
- b) Considerando il contributo irrigidente delle tamponature a-posteriori in modo semplificato

2) Modellazione esplicita delle tamponature

VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO

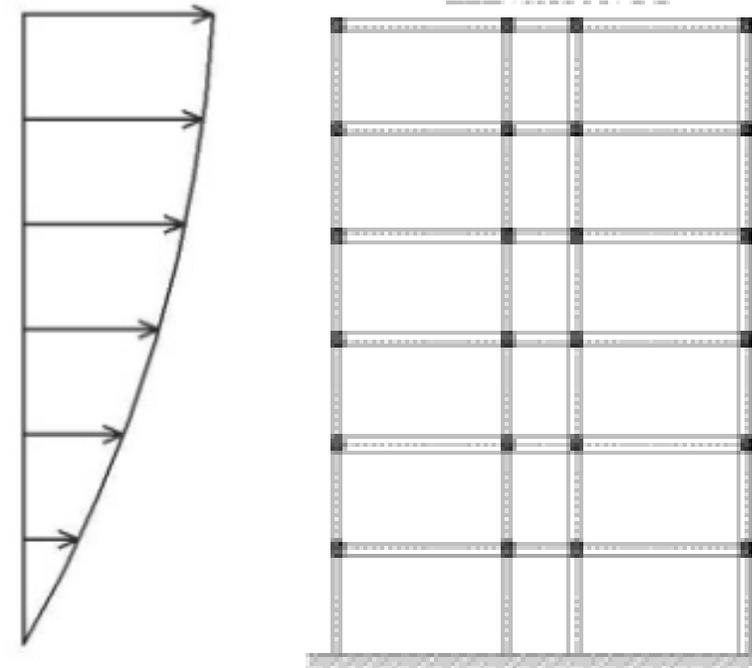
1a) MODELLO NUDO, trascurando il contributo delle tamponature

Analisi su un modello strutturale "nudo": criterio comune all'attuale pratica progettuale

$$d_{r,SLO}^n$$

$$d_{r,SLD}^n$$

$$d_{r,SLV}^n$$



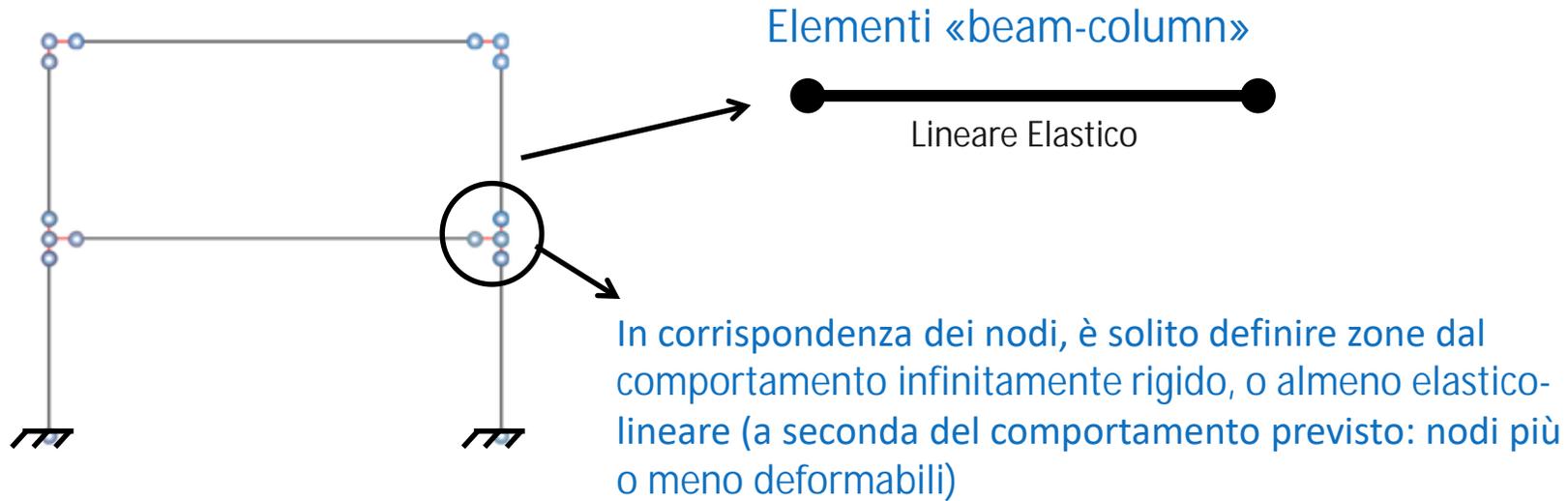
FATTORE DI COMPORTAMENTO q DELL'EDIFICIO

Nella scelta del fattore di comportamento q , particolare attenzione va posta al fatto che la presenza di tamponamenti può modificare la gerarchia delle resistenze a livello globale della struttura valutata nel dimensionamento e verifica della struttura “nuda” e, conseguentemente, indurre meccanismi di collasso diversi rispetto a quelli previsti nella progettazione in duttilità. In assenza di valutazioni esplicite con analisi non-lineari, **il fattore di comportamento q di progetto può essere opportunamente ridotto per tener conto della possibile variazione del meccanismo di collasso rispetto a quello previsto per il telaio nudo.**

Nel caso di **tamponamenti duttili** con distribuzione regolare in pianta ed elevazione, gli studi ad oggi disponibili (Pelucco, Preti, 2024) **non mostrano variazioni significative del meccanismo di collasso globale** in presenza rispetto ai telai “nudi”.

Nel caso di **tamponature interagenti “non-duttili”**, si può assumere che, **se le tamponature sono distribuite in modo regolare e non provocano crisi fragili a causa del fenomeno di interazione locale, le tamponature conducono complessivamente a un incremento della capacità sismica dell'edificio e quindi del grado di sicurezza nei confronti di tale azione.** La normativa attuale (NTC 2018) implicitamente riconosce ciò e consente quindi di eseguire la progettazione allo SLV mediante un modello **strutturale “nudo”**. Se, viceversa, si volesse tener conto esplicitamente della presenza delle tamponature anche nella progettazione allo SLV, pur restando nell'ambito di un'analisi lineare con progetto alle forze mediante il fattore di comportamento q , si dovrebbero modellare esplicitamente tali elementi e si dovrebbe poi adottare un valore di q opportunamente ridotto, calibrato in modo coerente con l'approccio di modellazione che si utilizza per eseguire le analisi, e facendo comunque riferimento al primo collasso “strutturale”, ovvero di elementi in c.a.

Modelli struttura in c.a.



- PREDIMENSIONAMENTO
- CORRETTA VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ELASTICA

Valutazione delle rigidezze elastiche "fessurate" da utilizzare nei modelli strutturali:

- le NTC riportano che, nel caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio può essere **ridotta fino al 50 %** della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.
- procedimenti più rigorosi, Circolare NTC2018
- procedimenti più rigorosi, Paulay and Priestley, 1992, adattato:

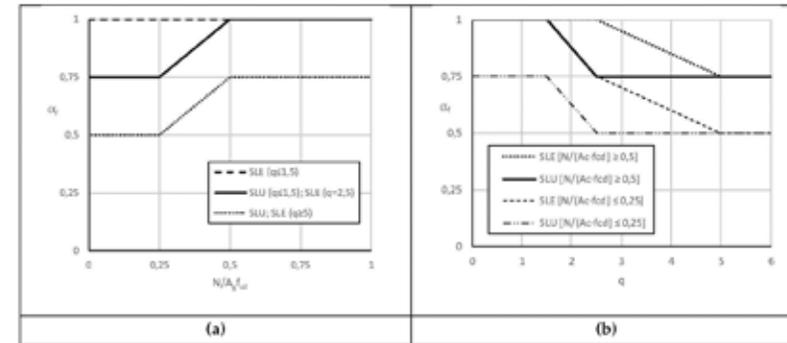
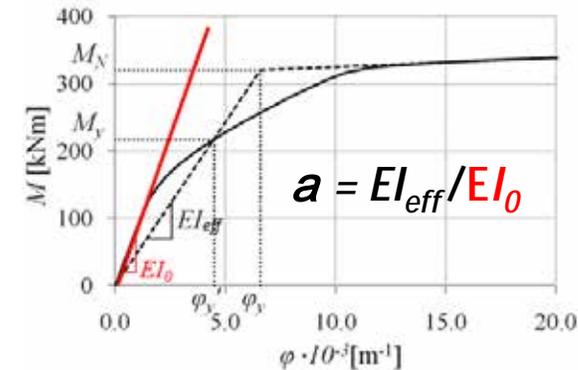


Figura C7.2.5 Dipendenza di α_e dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q .



Calcolo momento-curvatura della sezione (è necessario conoscere l'armatura)

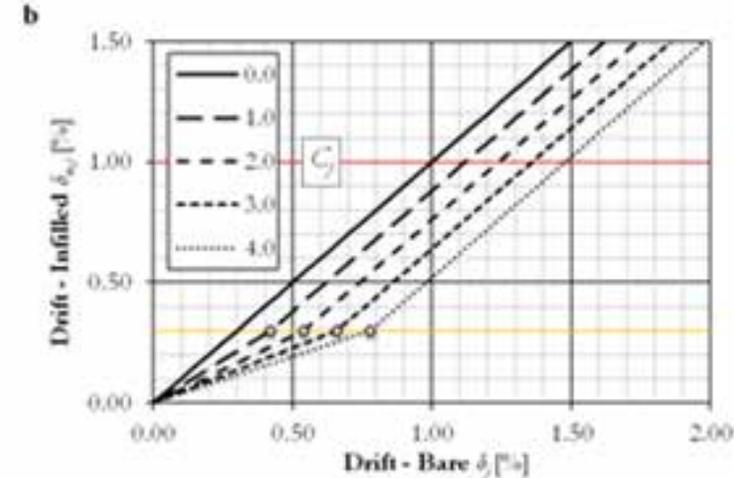
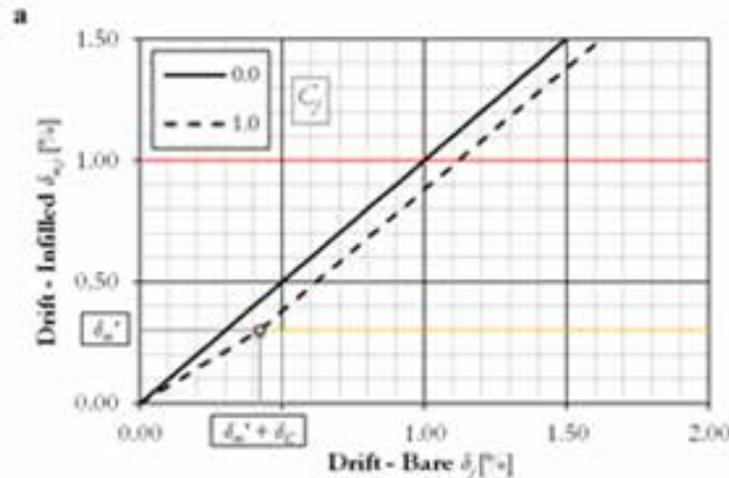
Elementi strutturali	Intervallo di I_{eff}/I_0
Travi, rettangolari	0.30 – 0.50
Travi, a T e a L	0.25 – 0.45
Colonne, $N > 0.5 f_c \cdot A$	0.70 – 0.90
Colonne, $N = 0.2 f_c \cdot A$	0.50 – 0.70
Colonne, $N = - 0.05 f_c \cdot A$	0.30 – 0.50

VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO:

1b) MODELLO NUDO, considerando il contributo delle tamponature a-posteriori in modo semplificato

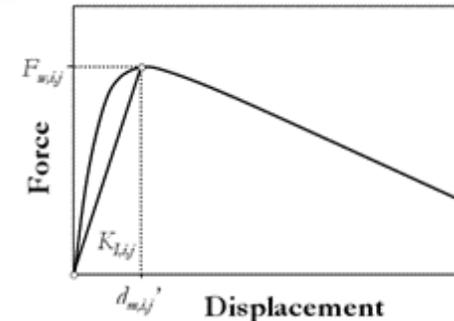
Hak et al., 2018

ANNEX K,
prEN1998-1-2



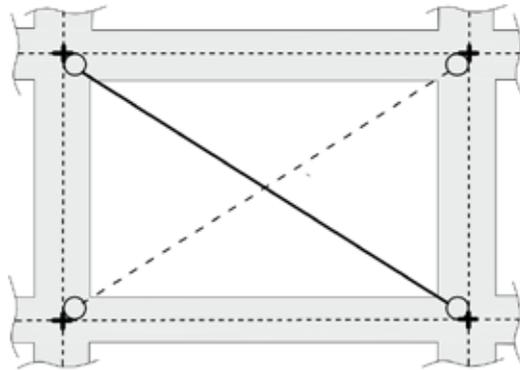
$$C_j = \frac{K_{I,j}}{K_{S,j}} \quad K_{S,j} = \frac{V_j}{d_{r,j}} \quad K_{I,j} = \sum_{i=1}^{n_j} K_{I,i,j}$$

$$V_j = \sum_{i=j}^{n_s} \ddot{a} F_i \quad K_{I,i,j} = \frac{F_{w,i,j}}{d_{m,i,j}}, \quad K_{I,i,j} = \frac{F_{w,i,j}}{d_{m,i,j} h_j}$$



VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO:

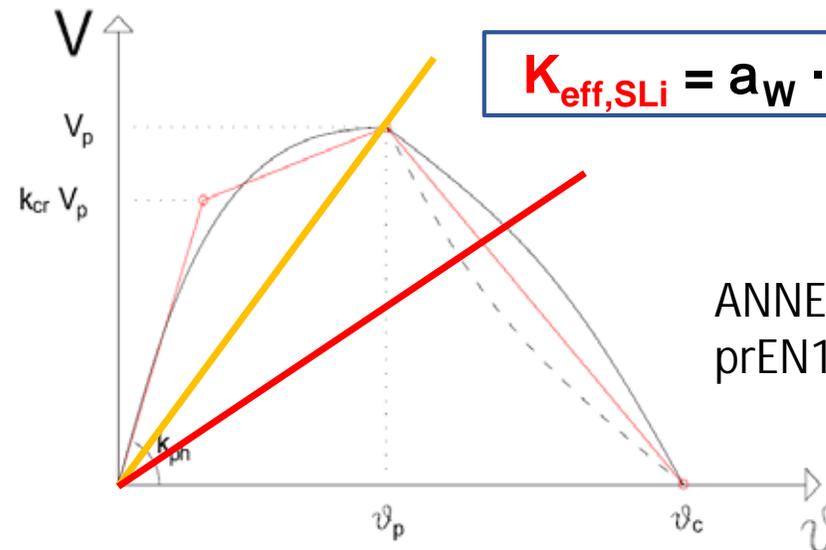
2) MODELLO TAMPONATO: modellazione esplicita delle tamponature



$$k_{ph} = \frac{E_p t_p w_s}{l_s} \cos^2 \alpha \quad (M.1)$$

where:

- E_{pa} is the elastic modulus of masonry assigned to the inclined direction;
- A is the angle between the diagonal and the horizontal (beam);
- t_p is the infill panel thickness;
- w_s is the infill strut equivalent width;
- l_s is the length of the panel diagonal.



$$K_{eff,SLi} = a_w \cdot k_{ph}$$

Analisi lineari

ANNEX M,
prEN1998-1-2

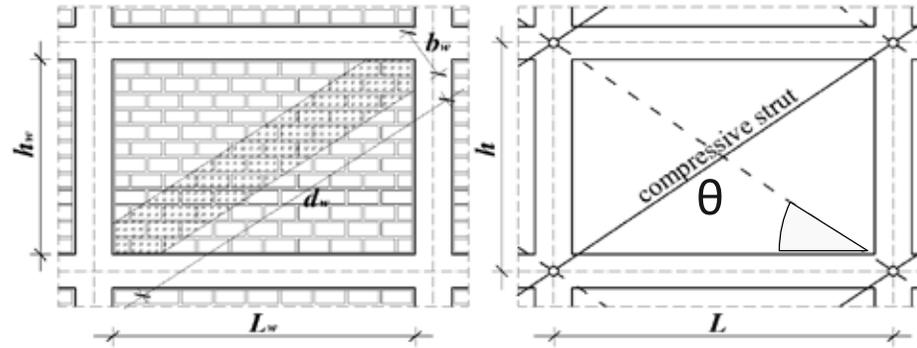
Table 1: Drift at cracking at peak strength and at ultimate conditions

	Unreinforced masonry with clay units of group 1,2 and 3, thickness ≥ 200 mm, $f_k \geq 3$ MPa	Unreinforced masonry with units group 4
k_{cr}	0.80	0.80
Drift ϑ_p	Drift at DL, see 7.4.3.1(3) to (6))	Drift at DL, see 7.4.3.1(3) to (6))
Drift ϑ_{SD}	Drift at SD, see 7.4.3.1(3) to (6))	Drift at SD, see 7.4.3.1(3) to (6))
Drift ϑ_c	$= \vartheta_p + (\vartheta_{SD} - \vartheta_p)/0.25$	$= \vartheta_p + (\vartheta_{SD} - \vartheta_p)/0.75$

Definizione dei parametri fondamentali del puntone diagonale:

Rigidezza e resistenza

(tamponamento à biella equivalente)



Rigidezza del puntone equivalente (che rappresenta il tamponamento):

$$K_d = E_{w\theta} A_w / d_w \quad \text{nella direzione inclinata del puntone} \quad (A_w = t_w b_w)$$

$$K_h = (K_d) \cdot \cos^2 \theta \quad \text{nella direzione orizzontale}$$

Resistenza del puntone equivalente (che rappresenta il tamponamento):

$$F_d = f'_m A_w \quad \text{nella direzione inclinata del puntone} \quad (A_w = t_w b_w)$$

$$F_h = (F_d) \cdot \cos \theta \quad \text{nella direzione orizzontale}$$

Rigidezza

Bertoldi et al. [38]

$$\frac{b_w}{d_w} = \frac{K_1}{\lambda h} + K_2$$

Paulay and Priestley [39]
prEN1998-1-2

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.25$$

$\lambda h < 3.14$: $K_1 = 1.300$; $K_2 = -0.178$

$3.14 < \lambda h < 7.85$: $K_1 = 0.707$; $K_2 = -0.010$

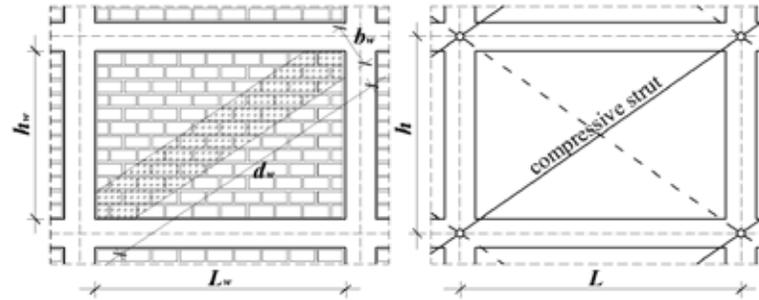
$\lambda h > 7.85$: $K_1 = 0.470$; $K_2 = 0.040$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w \theta t_w \sin 2\theta}{4E_c I_c h_w}}$$

(Stafford Smith, [36])

E_c : elastic modulus of concrete

I_c : moment of inertia adjacent columns



Resistenza

Bertoldi et al. [38]

$$V_w = f'_m t_w b_w \cos \theta$$

$$f'_m = \min(\sigma_{w,cc}; \sigma_{w,ccorn}; \sigma_{w,ss}; \sigma_{w,sd})$$

$$b_w = \left(\frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \right) d_w$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w \theta t_w \sin 2\theta}{4E_c I_c h_w}}$$

$$\sigma_{w,cc} = \frac{1.16 f_{vert} \tan \theta}{K_1 + K_2 \lambda h}$$

f_{vert} : vertical compr. strength of masonry
(Compression at the center of the infill)

$$\sigma_{w,ss} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) f_{v0} + 0.3 \sigma_v}{\frac{b_w}{d_w}}$$

f_{v0} : initial shear strength of bed-joints

σ_v : vertical stress

(Sliding shear failure of the infill)

$$f_v = f_{v0} + 0.4 \sigma_v$$

f_{v0} : initial shear strength of bed-joints

σ_v : vertical stress

$$\sigma_{w,ccorn} = \frac{1.12 f_{vert} \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda h)^{-0.12} + K_2 (\lambda h)^{0.88}}$$

f_{vert} : vertical compr. strength of masonry
(Compression at the corners of the infill)

$$\sigma_{w,sd} = \frac{0.6 f_t + 0.3 \sigma_v}{\frac{b_w}{d_w}}$$

f_t : shear strength under diagonal compression

σ_v : vertical stress

(Diagonal cracking of the infill)

EC8/EC6 [12,40]
prEN1998-1-2

$$V_w = f_v t_w L_w$$

Altri modelli:

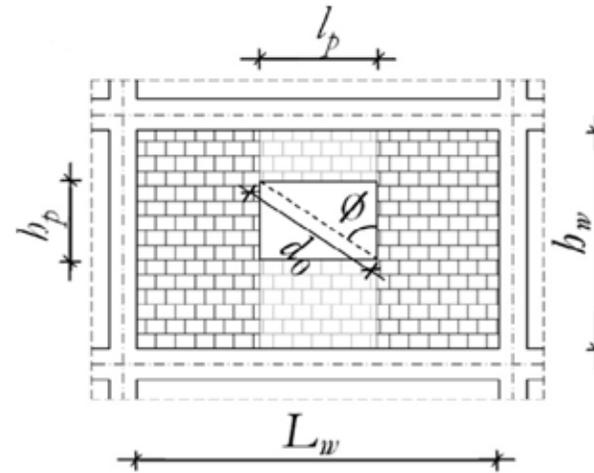
De Risi et al., 2018

Liberatore et al., 2017

Di Trapani et al., 2018

Caso: parete di tamponamento con apertura

Coefficienti r_p per ridurre rigidezza e resistenza in base alla geometria:



$$\alpha_a = 100(l_p h_p)/(L_w h_w); \alpha_l = 100l_p/L_w; \alpha_h = 100h_p/h_w; \alpha_d = L_w h_w - (d_w \sin(2\theta) - d_o \sin(\theta + \phi))^2 / (2 \sin(2\theta))$$

Decanini et al. [41] prEN1998-1-2

$$r_p = a \exp(b \alpha_a) + c \exp(d \alpha_l)$$

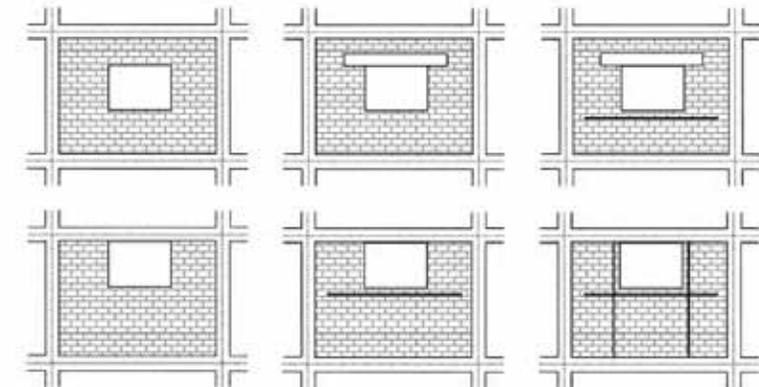
Dawe and Seah [43]

$$r_p = 1 - 1.5 \alpha_l / 100; \alpha_l < 66\%$$

Al-Chaar [46]

$$r_p = 1 - 1.6(\alpha_a / 100) + 0.6(\alpha_a / 100)^2; \alpha_a < 60\%$$

Type of opening	a	b	c	d
Non reinforced	0.55	-0.035	0.44	-0.025
Partially reinforced	0.58	-0.030	0.42	-0.020
Reinforced	0.63	-0.020	0.40	-0.010



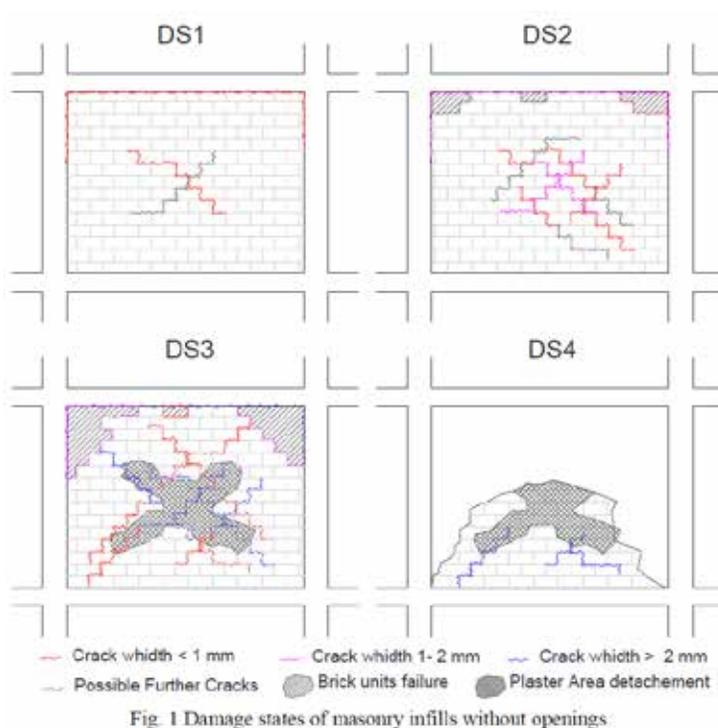
CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Dataset prove sperimentali

General Information and Reference [I]			Information on Masonry Type, Units and Mortars [III]																								Geometric Information on Masonry Infills [IV]																							
#1	#2	#3	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17	#18	#19	#20	#21	#22	#23	#24	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17							
Source/Reference	Specimen	Scale	Material masonry unit	L_u [mm]	H_u [mm]	t_u [mm]	Holes direction	Void Ratio [%]	$f_{b,v}$ [MPa]	$f_{b,h}$ [MPa]	Bed Joints	Head Joints	Mortar type	f_{mortar} [MPa]	Strength class	Masonry density [kg/m ³]	f_{mv} [MPa]	f_{mh} [MPa]	$f_{k,1}$ [MPa]	$f_{k,2}$ [MPa]	$f_{k,0}$ [MPa]	μ [-]	τ [MPa]	E_{mv} [MPa]	E_{mh} [MPa]	G [MPa]	Boundary conditions	t_w [m]	L_w [m]	H_w [m]	L_w/H_w [-]	H_w/t_w [-]	L_w/t_w [-]	Vertical compression on infill σ_{nw} [MPa]	Number of layers	Number of openings	L_{op} [m]	H_{op} [m]	A_{op}/A_v [-]	L_{op}/L_w [-]	H_{op}/H_w [-]	ecc_{hor} [-]	ecc_{vert} [-]							
Angel and Abrams (1994)	1	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Type S				11.5											4 edges	0.048	2.44	1.63	1.50	33.96	50.83		22	0													
Angel and Abrams (1994)	2a - 2b	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Type N	8.3			10.9		1.52	0.22	0.39						8046	3165	4 edges	0.048	2.44	1.63	1.50	33.96	50.83		22	0												
Angel and Abrams (1994)	2c	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Type N	8.3			10.9		1.52	0.22	0.39						8046	3165	4 edges	0.048	2.44	1.63	1.50	33.96	50.83		22	0												
Angel and Abrams (1994)	3a - 3b	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			5.2											5212	1744	4 edges	0.048	2.44	1.63	1.50	33.96	50.83		24	0											
Angel and Abrams (1994)	3c	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			5.2											5212	1744	4 edges	0.048	2.44	1.63	1.50	33.96	50.83		24	0											
Angel and Abrams (1994)	4a - 4b	2:3	CH			92					F	F	Type N	8.3			22.9		1.52	0.22	0.39						12438	1048	4 edges	0.092	2.44	1.63	1.50	17.72	26.52		8	0												
Angel and Abrams (1994)	5a - 5b	2:3	CH			143					F	F	Type N	8.3			21.5		1.52	0.22	0.39						11625	1048	4 edges	0.143	2.44	1.63	1.50	11.40	17.06		8	0												
Angel and Abrams (1994)	5c	2:3	CH			143					F	F	Type N	8.3			21.5		1.52	0.22	0.39						11625	4309	4 edges	0.143	2.44	1.63	1.50	11.40	17.06		8	0												
Angel and Abrams (1994)	6a - 6b	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			4.6											2137	862	4 edges	0.098	2.44	1.63	1.50	16.63	24.90		23	0											
Angel and Abrams (1994)	6c	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			4.6											2137	862	4 edges	0.098	2.44	1.63	1.50	16.63	24.90		23	0											
Angel and Abrams (1994)	6d	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			4.6											2137	862	4 edges	0.098	2.44	1.63	1.50	16.63	24.90		23	0											
Angel and Abrams (1994)	7a - 7b	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Type N	8.3			11		1.52	0.22	0.39							2923	1151	4 edges	0.098	2.44	1.63	1.50	16.63	24.90		23	0											
Angel and Abrams (1994)	8a - 8b	2:3	CLS	92	48	48	/	/	24		F	F	Lime mortar	6.2			3.5											2358	552	4 edges	0.187	2.44	1.63	1.50	8.72	13.05		23	0											
Komaranehi et al. (2011)	S1	1:2	CLS	120	36.6	59.5	/	/	46.04		F	F	Lime cement mortar	4.91			6.62											3412		4 edges	0.06	2.42	1.36	1.78	22.67	40.33	0.10	31	0											
Komaranehi et al. (2011)	S3	1:2	CLS	120	36.6	59.5	/	/	46.04		F	F	Lime cement mortar	4.91			6.62											3412		4 edges	0.12	2.30	1.30	1.77	10.83	19.17	0.10	30	0											
Morandi et al. (2018) - UNIPV [1]	TA1	1:1	CLH	235	235	350	Vertical	50%	8.64	2.78	GP	DTG	GP	7.68	M5	958	4.64	1.08			0.359	1.31					5299	494	4 edges	0.350	4.22	2.95	1.43	8.43	12.06	0.00	12	0												
Morandi et al. (2018) - UNIPV [1]	TA2	1:1	CLH	235	235	350	Vertical	50%	8.64	2.78	GP	DTG	GP	7.68	M5	958	4.64	1.08			0.359	1.31					5299	494	4 edges	0.350	4.22	2.95	1.43	8.43	12.06	0.00	12	0												
Morandi et al. (2018) - UNIPV [1]	TA3	1:1	CLH	235	235	350	Vertical	50%	8.64	2.78	GP	DTG	GP	7.68	M5	958	4.64	1.08			0.359	1.31					5299	494	4 edges	0.350	4.22	2.95	1.43	8.43	12.06	0.00	12	0												

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Dataset prove sperimentali: metrica del danno



	Damage State	Descrizione danno
SLO	DS1 Light cracking	Detachment between the masonry panel and RC frame. Light diagonal cracking of the infill (1-2 cracks with widths < 1 mm) in both directions.
SLD	DS2 Extensive cracking	The cracks developed at DS1 widen (1 mm < width < 2 mm). New diagonal cracks are expected to appear in both directions (25-35% of the panel area). Possible failure of some brick units located on the upper corners and top edge of the infill (corresponding to 10% of the panel area).
SLV	DS3 Corner crushing	Detachment of large plaster area and significant sliding in the mortar joints. Crushing and spalling of brick units (30% of the panel area) .
SLC	DS4 Collapse	In-plane or out-of-plane (whichever occurs first) global collapse of the wall .

Cardone e Perrone, 2015

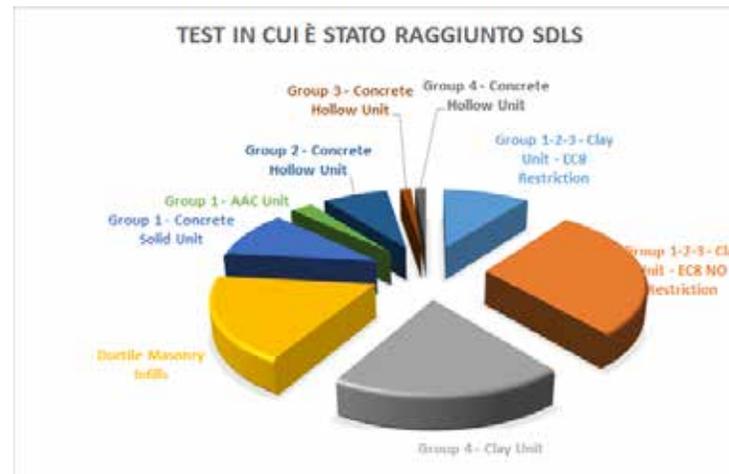
Morandi et al. 2018

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Dataset prove sperimentali: elaborazioni

	θ_{OLS} [%]	θ_{DLS} [%]	θ_{SDLS} [%]	θ_{CLS} [%]
Group 1-2-3 - Clay Unit - EC8 Restriction	13	11	8	1
Group 1-2-3 - Clay Unit - EC8 NO Restriction	34	38	22	31
Group 4 - Clay Unit	24	19	15	7
Ductile Masonry Infills	14	14	14	14
Group 1 - Concrete Solid Unit	6	8	8	1
Group 1 - AAC Unit	5	4	2	4
Group 2 - Concrete Hollow Unit	5	5	6	1
Group 3 - Concrete Hollow Unit	1	0	1	1
Group 4 - Concrete Hollow Unit	0	0	1	1

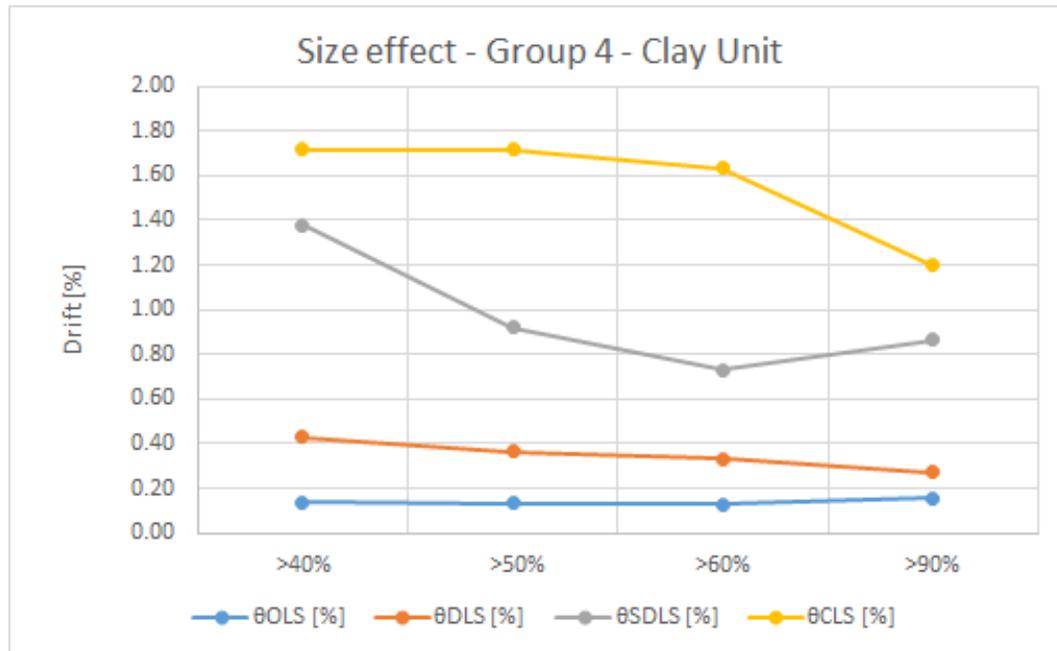
Totale campioni database:
Tamponamenti non duttili: 175
Tamponamenti duttili: 15



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Dataset prove sperimentali: elaborazioni

"SIZE EFFECT" dei campioni sperimentali



Specimen Dimension Factor:
 $h_{\text{tamponatura}}/2.70 \text{ m}$

Per la valutazione degli spostamenti: considerati i campioni con Size effect > 60%

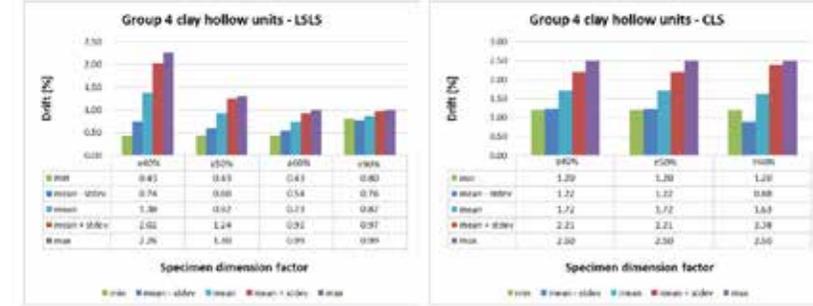
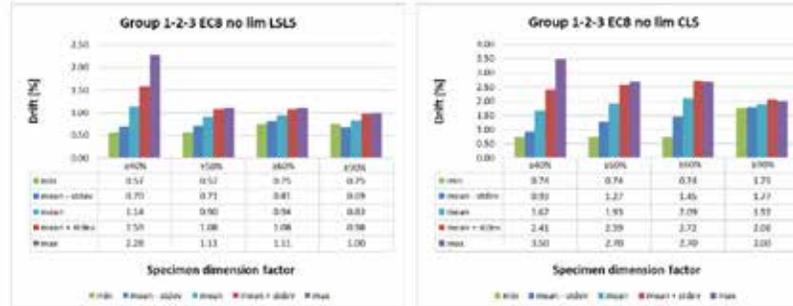
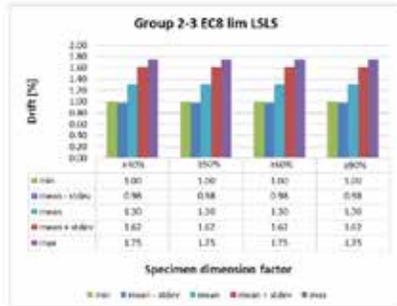
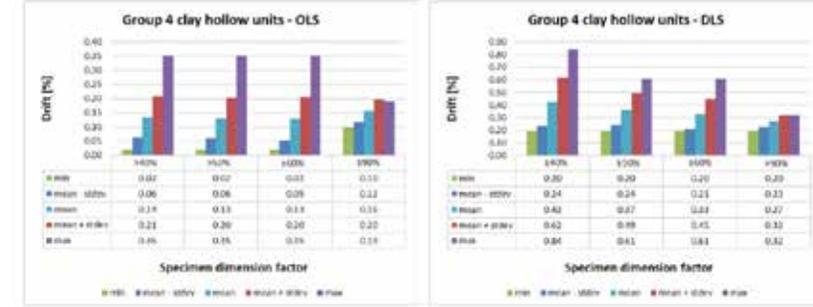
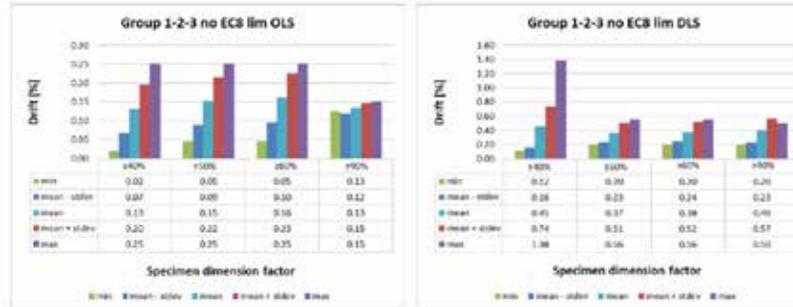
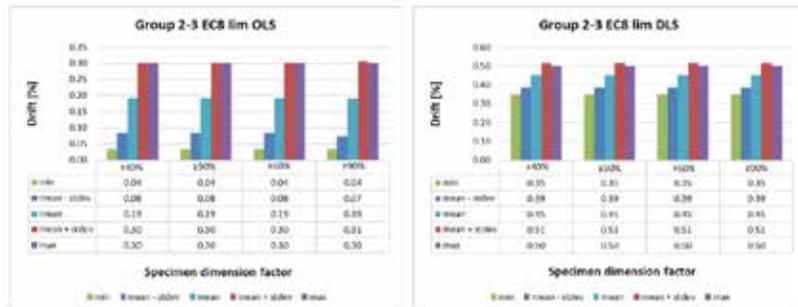
CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Dataset prove sperimentali: elaborazioni: drift max, min, medio, medio \pm stdev

Murature con blocchi in laterizio del gruppo 2 e 3 con spessore ≥ 20 cm e $f_k \geq 3.0$ MPa – "robusta"

Murature con blocchi in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 senza limitazioni di cui sopra

Murature con blocchi in laterizio del gruppo 4 - "leggera"



Drift medio

SLO	SLD	SLDS-SLU	SLC
0.19%	0.45%	1.30%	-

Drift medio

SLO	SLD	SLDS-SLU	SLC
0.16%	0.38%	0.94%	2.09%

Drift medio

SLO	SLD	SLDS-SLU	SLC
0.13%	0.33%	0.73%	1.63%

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO

Proposta, ancora in fase di discussione

Sistema	Tipologia	α_{SLO} [%]	α_{SLD} [%]	α_{SLU} [%]
Tamponamenti non-duttili	Murature con blocchi in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 con spessore ≥ 20 cm e $f_k \geq 3.0$ MPa – “robusta”	0.20	0.45	1.10
	Murature con blocchi in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 senza limitazioni di cui sopra	0.15	0.30	0.80
	Murature con blocchi in laterizio del gruppo 4 – “leggera”	0.15	0.30	0.60
	Altre tipologie murarie	0.15	0.30	0.60
Tamponamenti duttili a giunti scorr./def. orizz. e scorr. vert.	Tamponamenti in laterizio del gruppo 1, 2 e 3 con spessore ≥ 20 cm e $f_k \geq 3.0$ MPa	0.50	1.25	2.20

prEN1998-1-2

- $d_{r,SLO} \leq x \cdot h_s$
- $d_{r,SLD} \leq x \cdot h_s$
- $d_{r,SLV} \leq x \cdot h_s$
- Nel caso di **tamponamenti con aperture**, i limiti riportati in Tabella 4.1 devono essere ridotti di un valore pari ad almeno il 20%.
 - Nel caso di **tamponamenti in muratura armata o nel caso di inserimento nei pannelli murari di armatura diffusa verticale o orizzontale**, i limiti per i tamponamenti non-duttili riportati in Tabella 4.1 possono essere incrementati di un valore non maggiore del 20%.
 - Nel caso di **inserimento di un intonaco armato con reti in acciaio o in materiale composito su entrambe le facce del pannello murario e con ancoraggi trasversali** che collegano le reti sulle due facce, i limiti per i tamponamenti non-duttili riportati in Tabella 4.1 possono essere incrementati di un valore non maggiore del 40%.

Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

Nel caso di tamponature aderenti rigide/resistenti, è necessario prendere in debita considerazione l'effetto della componente orizzontale della spinta del puntone prodotto dalle tamponature sul telaio in c.a.

Colonne adiacenti a tamponature su un solo lato



Colonne d'angolo



Colonne adiacenti a tamponature con altezze inferiori



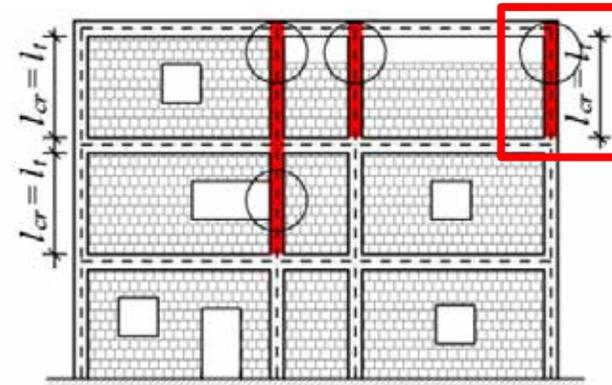
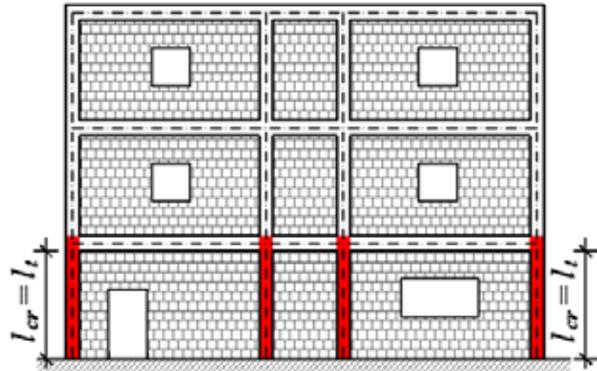
Colonne d'angolo



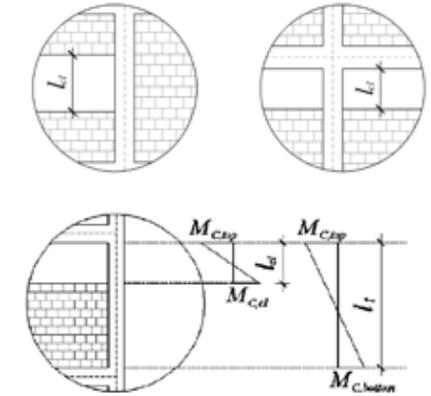
Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

PILASTRI DEL PIANO TERRA (EC8 – prEN1998-1-2)

TAMPONAMENTI CON ALTEZZA MINORE DELL'ALTEZZA DELLE COLONNE ADIACENTI (EC8 – prEN1998-1-2)



Anche per le NTC2018

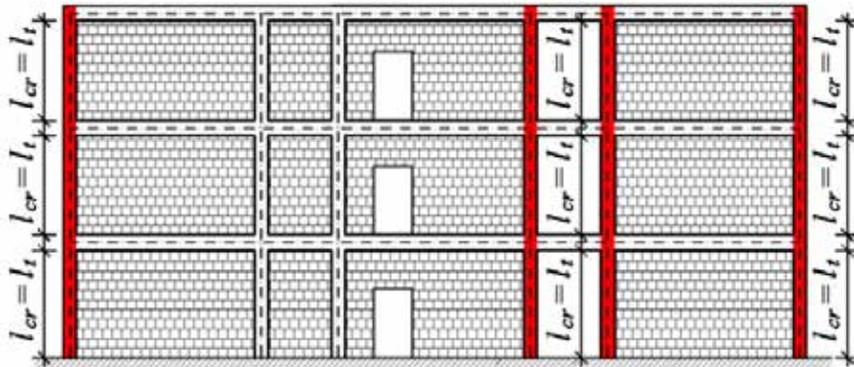


$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_{cl}}$$

Lunghezza critica per le colonne del piano terra

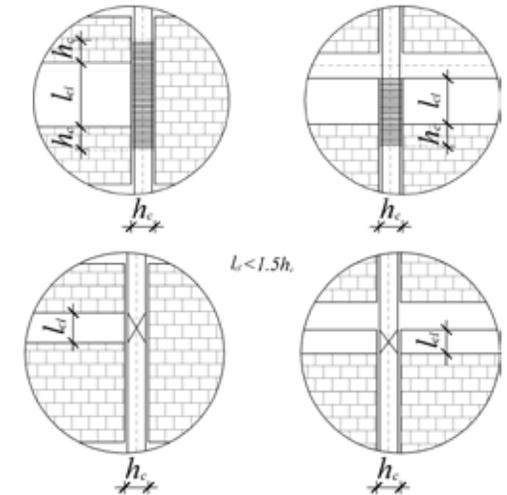
Lunghezza critica per le colonne adiacenti a tamponamenti con altezza minore

TAMPONAMENTI SU UN SOLO LATO DELLA COLONNA (EC8 – prEN1998-1-2)



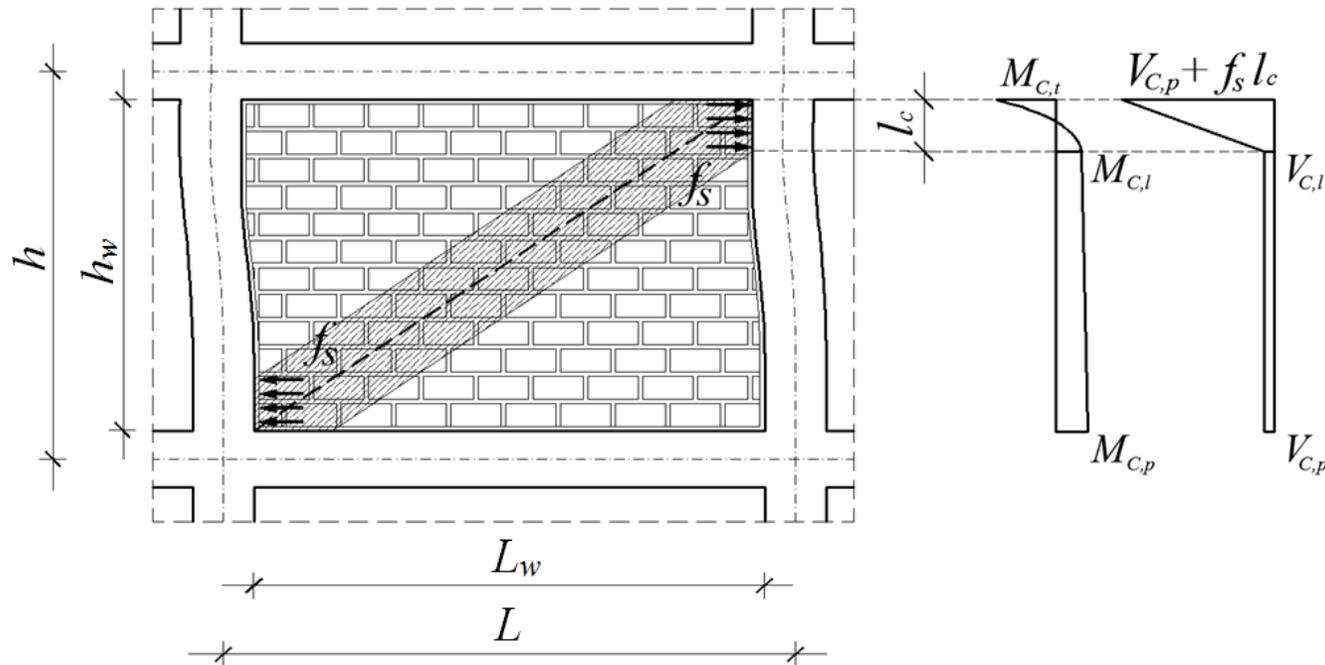
Tutta l'altezza del pilastro armata come nelle zone critiche !!

Lunghezza critica per le colonne adiacenti a tamponamenti su un solo lato



Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

Verifica del taglio agente sulle colonne in c.a. dovuto alla componente orizzontale della spinta del puntone dato dalla presenza delle tamponature non-duttili.



$$V_{C,Rd,lc} \geq V_{C,Ed,lc}$$

$$V_{C,Ed,lc} = \min(V_{C,Ed,w}; V_{C,Ed,M})$$

2 1

$$V_{C,Ed,M} = g_{Rd} \frac{2M_{C,Rd}}{l_c}$$

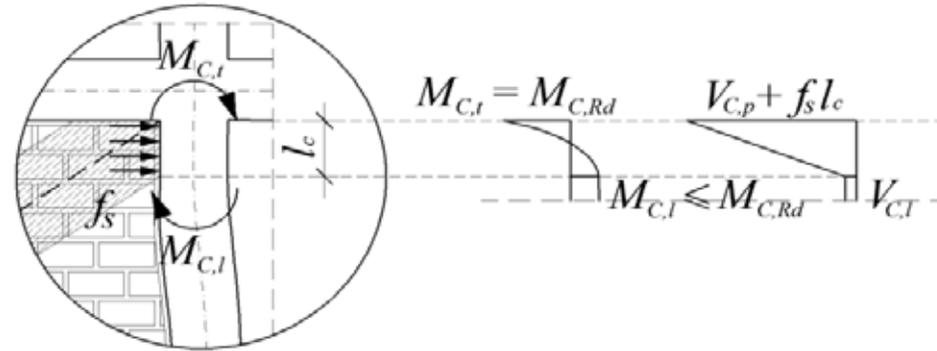
$$V_{C,Ed,w} = V_w$$

EC8
prEN1998-1-2

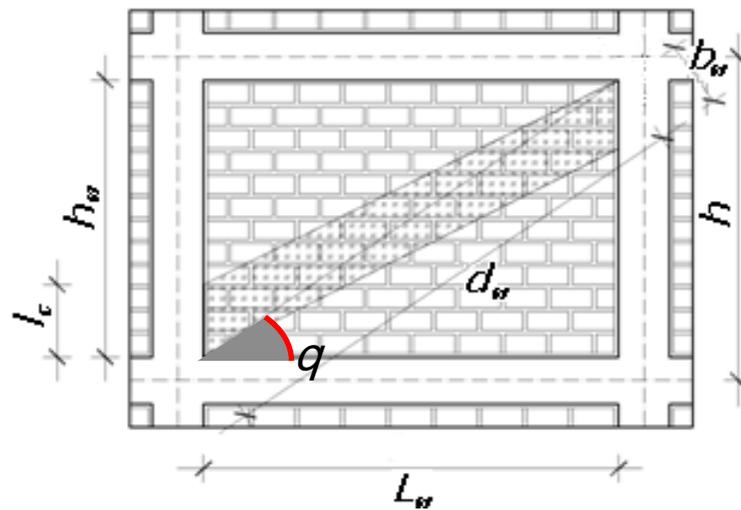
Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

$$1 \quad V_{C,Ed,M} = g_{Rd} \frac{2M_{C,Rd}}{l_c}$$

g_{Rd} coefficiente di sovraresistenza
(1.30 per CDA e 1.10 per CDB)



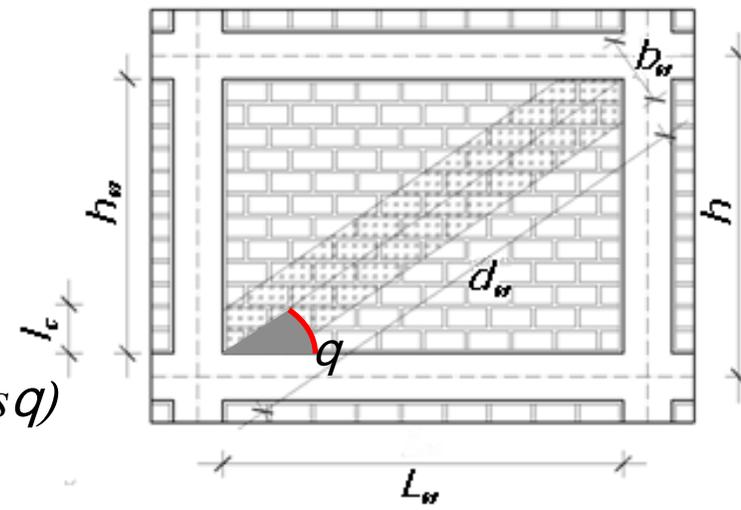
Lunghezza di contatto l_c



$$l_c = b_w / \cos q$$

prEN1998-1-2

$$l_c = b_w / (2 \cos q)$$

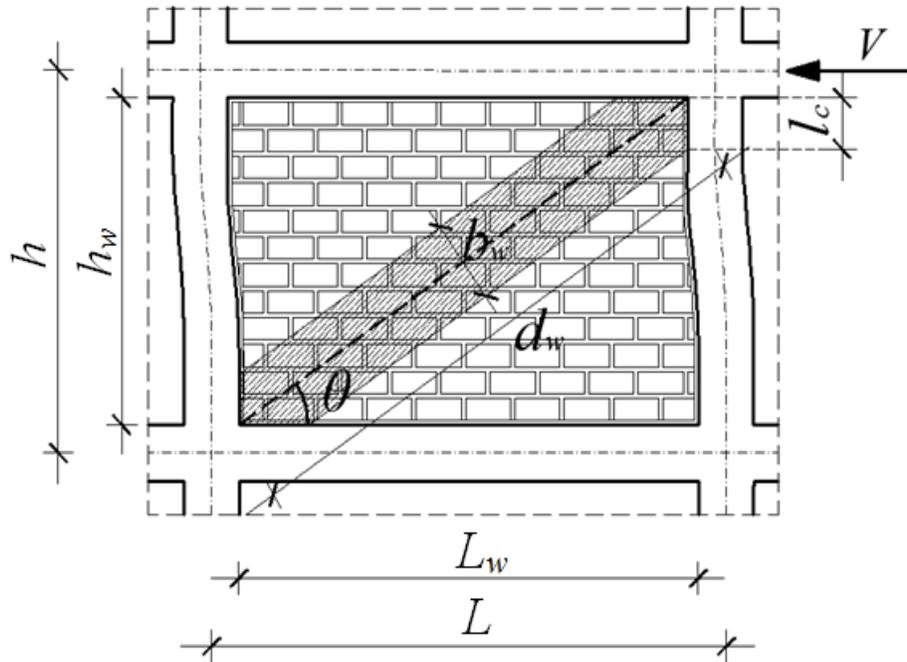


Es., Paulay and Priestley $b_w = 0.25d_w \rightarrow l_c = 0.25d_w / (2 \cos q) = 0.125d_w^2 / L_w$

Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

② $V_{C,Ed,w} = V_w$ Componente orizzontale della forza del puntone

$V_w = f_{v0} (t_w \cdot L_w)$ Resistenza taglio in assenza di sforzo normale (EC6, EC8, prEN1998-1-2)
oppure altre formulazioni riportate in precedenza

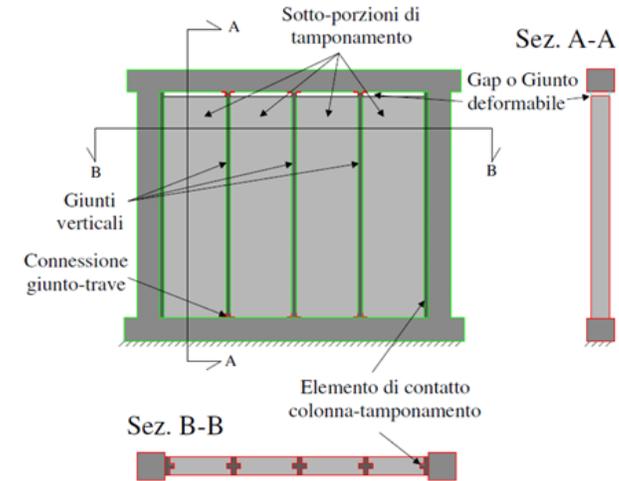


Altri metodi:
Di Trapani et al., 2023

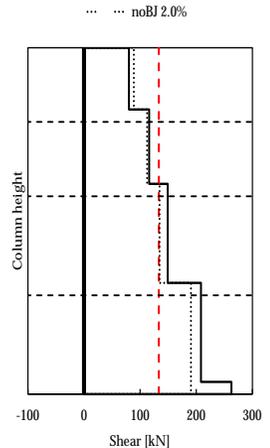
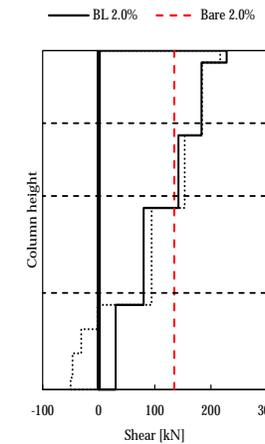
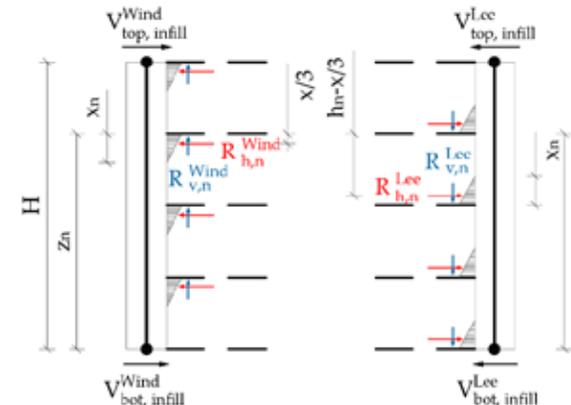
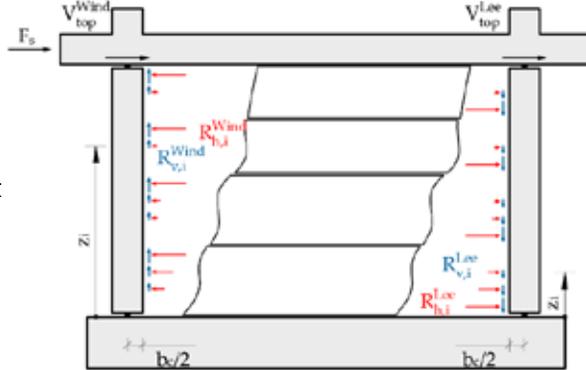
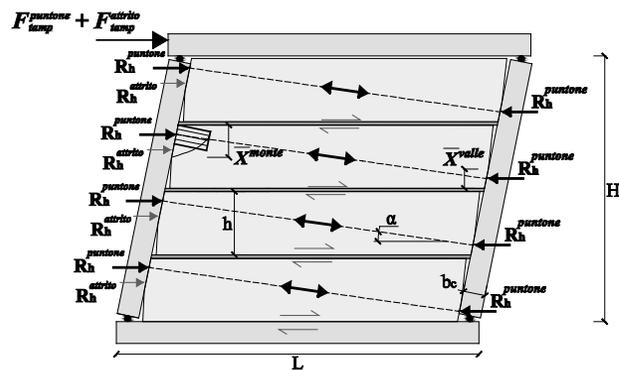
Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti - DUTTILI

Tamponature duttili a giunti scorrevoli verticali

Per i tamponamenti a giunti di scorrimento verticali, la spinta sulle colonne può essere considerata trascurabile, a patto di verificare che il meccanismo di scorrimento delle sotto-porzioni lungo i giunti verticali, e il conseguente "dondolio" delle stesse, si attivi per drift di interpiano inferiori allo 0,1% e si mantenga senza impuntamenti per tutto il campo di deformazioni di progetto.



Tamponature duttili a giunti scorrevoli orizzontale



Preti et al., 2019; Pelucco et al., 2024

$$V_{C,Ed,lc} = V_C + V_{W,JS}$$

Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti - DUTTILI

Tamponature duttili a giunti scorrevoli orizzontale

The design shear resistance $V_{w,SJ}$ of ductile infills with horizontal sliding planes with at least $N=4$ subpanels and infill-to-top beam and infill-to-column joint with soft material may be calculated by the following expression:

$$V_{w,SJ} = \kappa \frac{t_{lat}}{2} \bar{X} \sigma_c \left\{ [N + 1] + \left[N \left(\frac{\tan\theta_p - h/l_{ap}}{1 - \mu_j \tan\theta_p} \right) \mu_j \right] \right\} \quad \text{Preti et al., 2019; Pelucco et al., 2024}$$

where

- κ is equal to 0.30 for lateral contact infill-to-column joint with elastic response and equal to 0.50 for lateral contact infill-to-column joint with plastic response (i.e. wooden board);
- t_{lat} is the width of the infill-to-column contact, not larger than the infill thickness t_{ap} ;
- l_{ap} is the infill length;
- \bar{X} is the contact length of the subpanels equal to:

for lateral contact infill-to-column joint with plastic response:

$$\begin{cases} \bar{X} = h_{sub} (30 d_{r,SD} / h_s), & d_{r,SD} / h_s \leq 0.01 \\ \bar{X} = h_{sub} (1.4 \sqrt[3]{d_{r,SD} / h_s}), & d_{r,SD} / h_s > 0.01 \end{cases}$$

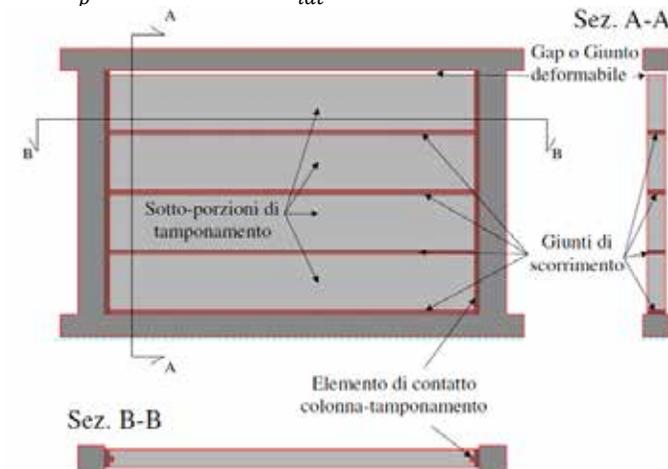
for lateral contact infill-to-column joint with elastic response:

$$\bar{X} = h_{sub} \cdot E_{lat}^{-0.37} (0.95 - 10 d_{r,SD} / h_s);$$

- h_{sub} is the average height of the subpanels;
- $d_{r,SD} / h_s$ is the calculated interstorey drift ratio at SD;
- σ_c is the compressive strength of the lateral contact infill-to-column joint equal to:
for lateral contact infill-to-column joint with plastic response:
 $\sigma_{c,y}$ the yielding strength of the contact material with plastic response, which should be lower than the horizontal compressive strength of masonry f_{lat} ;
- for lateral contact infill-to-column joint with elastic response:

$$\sigma_c = \frac{d_{r,SD} \bar{X}}{h_s s_{lat}} E_{lat}$$

- E_{lat} (in MPa) and s_{lat} are the elastic modulus and thickness of the contact joint with elastic response; E_{lat} and s_{lat} should satisfy $E_{lat} / s_{lat} < (2 f_{lat} / (d_{r,SD} h_{sub} / h_s))$ and $E_{lat} / s_{lat} < 0.8 \text{ N/mm}^3$;
- μ_j is the friction coefficient of the horizontal sliding joints;
- $\tan\theta_p$ is the inclination of the contact force equal to:
for lateral contact infill-to-column joint with plastic response:
 $\tan\theta_p = \mu_c$ where μ_c is the friction coefficient of lateral contact infill-to-column joint;
- for lateral contact infill-to-column joint with elastic response (E_{lat} in MPa):
 $\tan\theta_p = 0.3 + 0.005 E_{lat}$



Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica

Peso complessivo del muro compreso tra i due solai:

$$W_a = \rho_g \times l_w \times h_w$$

ρ_g : peso per unità di volume della muratura

t_w : spessore della tamponatura

h_w : altezza della tamponatura

l_w : lunghezza della tamponatura

Forza risultante orizzontale da applicare alla parete valutata con z quota del baricentro del muro rispetto alla base dell'edificio:

$$F_a = W_a S_a / q_a$$



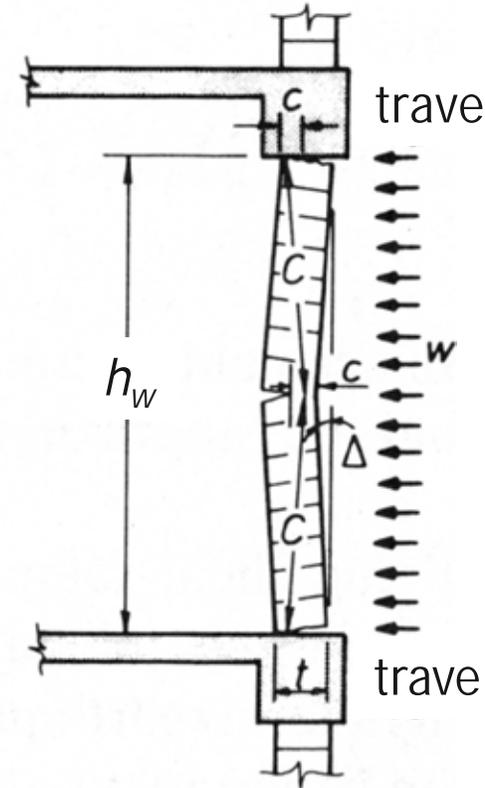
Forza orizzontale per unità di superficie:

$$W = \frac{F_a}{h_w \times l_w}$$

Fattore di comportamento dell'elemento q_a

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	



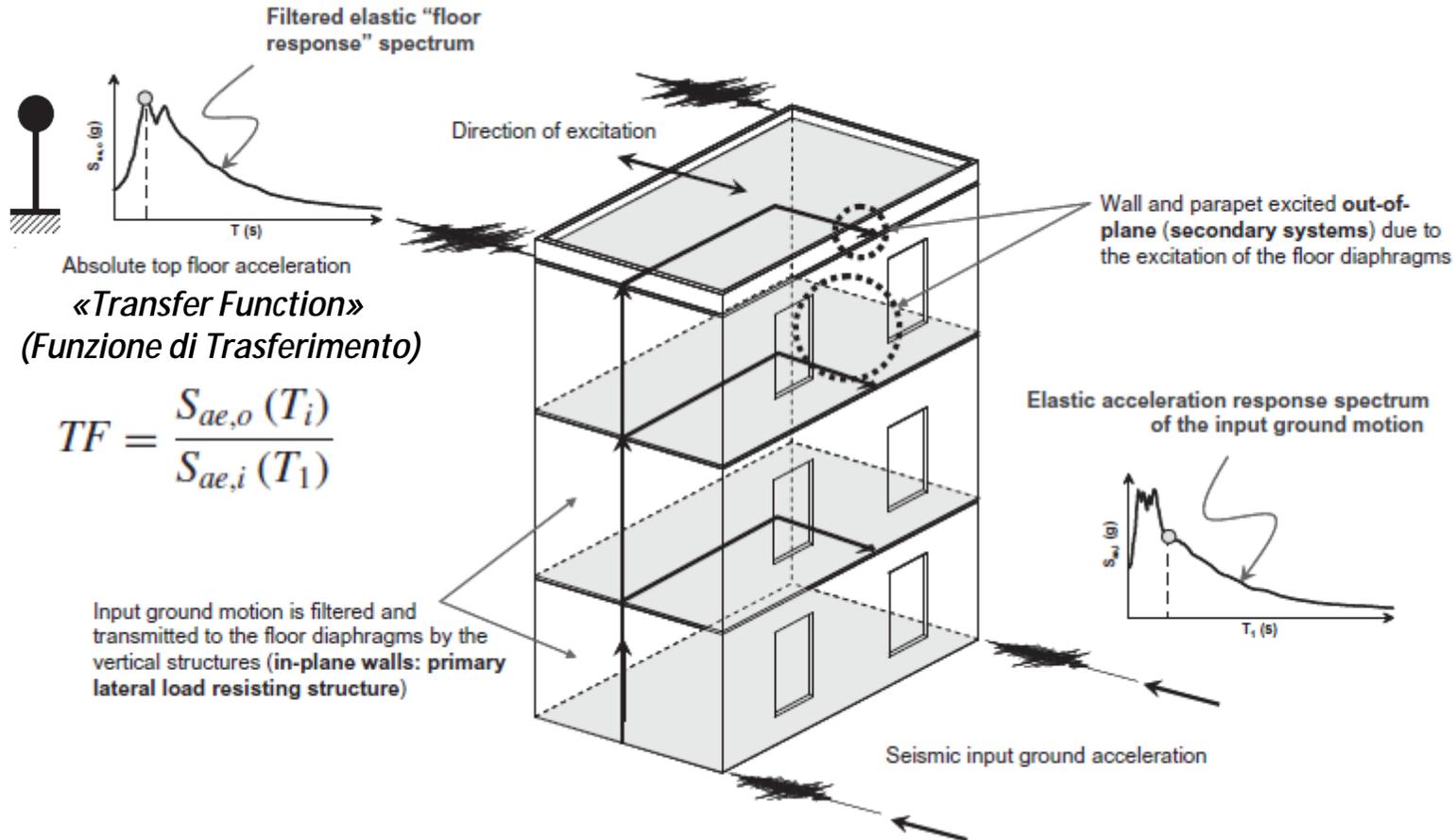
S_a è l'accelerazione massima, adimensionata a g, che subisce il pannello.

Per tamponature leggere (es. con blocchi del gruppo 4), si consiglia un valore di q_a più basso, pari a 1.30-1.50

CIRCOLARE NTC2018, EC8, prEN1998-1-2

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: 1) spettri di piano



Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: 1) spettri di piano

Nella formula [7.2.1], il parametro S_a rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da S_a al variare del periodo proprio T_a , a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano.

L'accelerazione del piano j-esimo della struttura relativa al modo i-esimo è data dalla relazione:

$$S_{a,ij} = \varphi_j \Gamma_i S_i(T_i) \quad [C7.2.1]$$

dove:

- $S_i(T_i)$ è l'ordinata dello spettro relativa al modo i-esimo (normalizzata rispetto a g ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento q della costruzione);
- Γ_i è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M \tau}{\varphi_i^T M \varphi_i} \quad [C7.2.2]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ_i è la forma modale del modo i-esimo normalizzata al valore massimo; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Circolare NTC2018

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i-esimo, è data, dunque, dall'equazione:

$$S_{a,ij} = S_{i,j} R \left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a \right) \quad [C7.2.3]$$

dove R , fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento ξ_a dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento T_a e il periodo del modo i-esimo della struttura T_i e vale:

$$R = \left[\left(2\xi_a \frac{T_a}{T_i} \right)^2 + \left(1 - \left(\frac{T_a}{T_i} \right)^2 \right)^2 \right]^{-\beta} \quad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo T_a posto al piano j-esimo, per effetto del modo di vibrare i-esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente β (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi ad es. attraverso la regola SRSS.

E' sostanzialmente una TF di 1 SDOF con forzante armonica «semplificata» (dinamica delle strutture !)

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: 3) metodo semplificato per costruzioni a telaio

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5 o 11].

Circolare NTC2018

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [\text{C7.2.11}]$$

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5$ s	0,8	1,4	5,0
$0,5$ s $< T_1 < 1,0$ s	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0$ s	0,3	1,0	2,5

dove:

- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;
- a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $z = 0$.

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: 3) metodo semplificato per costruzioni a telaio

Circolare NTC2018

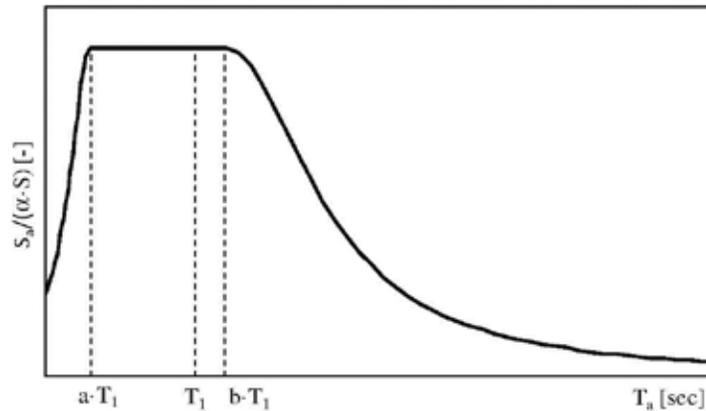
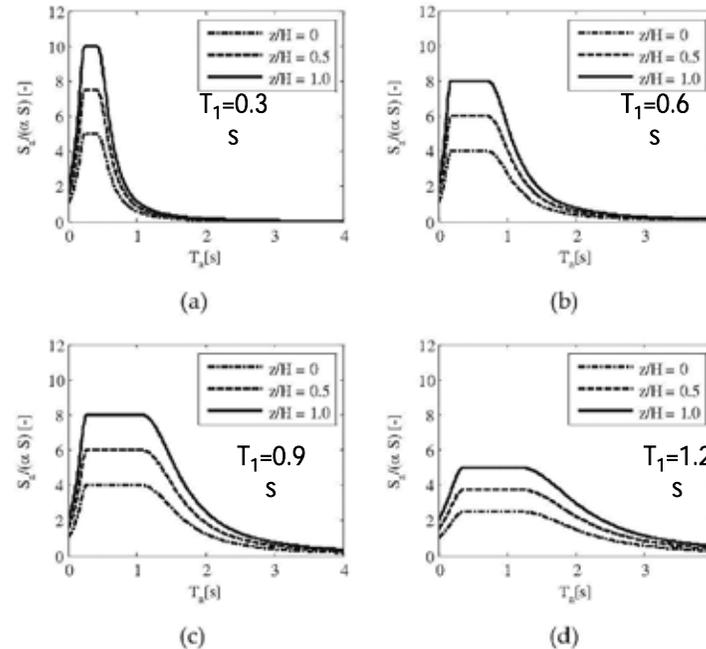


Figura. C7.2.3 –Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali



Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri a , b e a_p sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

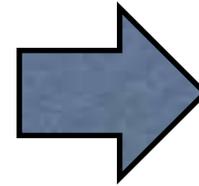
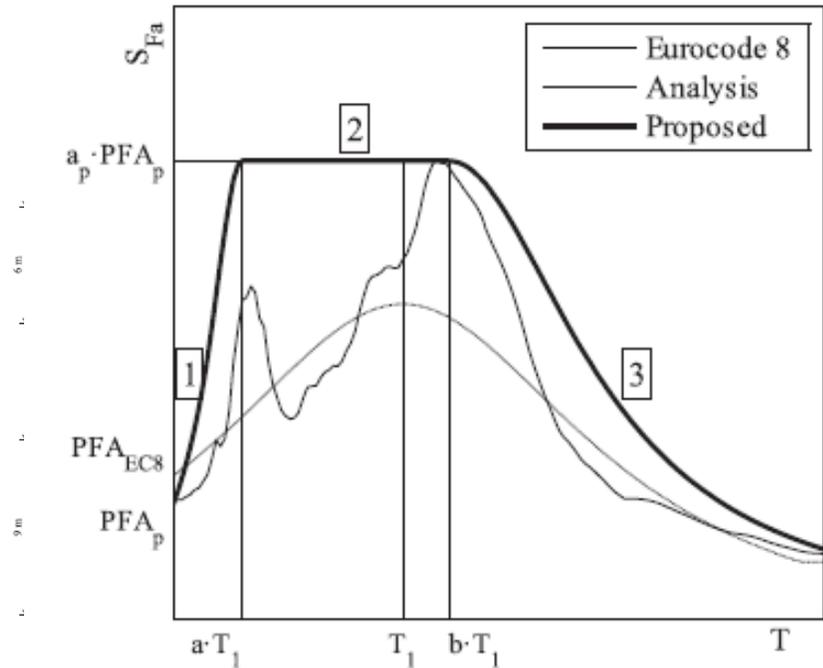


Ricerche alla base di questo criterio

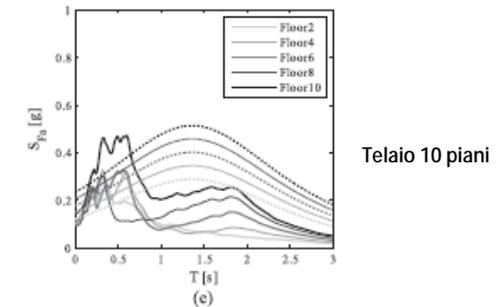
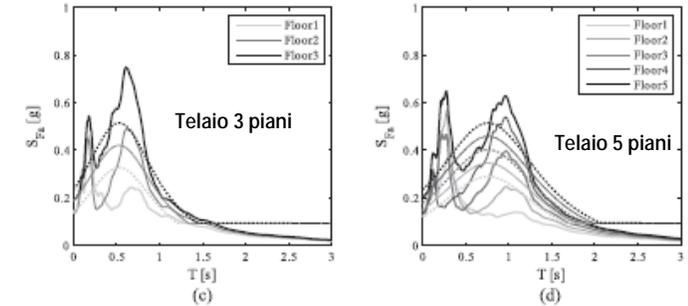
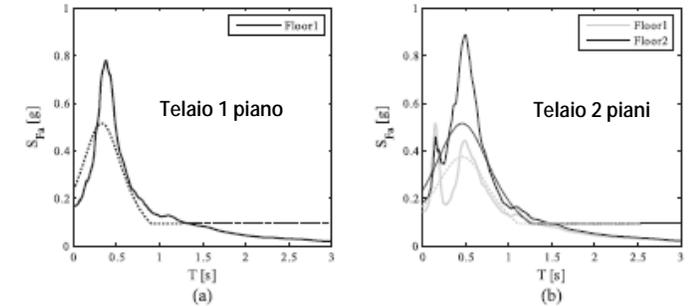
Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: 3) metodo semplificato per costruzioni a telaio

Analisi lineari e dinamiche non lineari di telai in c.a. "nudi"



Spettri di piano (linee solide) di modelli anelastici e confronto con spettri di piano EC8-NTC2008 (linee tratteggiate)



Petrone et al., 2015

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: Altri metodi

- ü *prEN1998-1-2*
- ü *Di Domenico et al. (2021)* – specifico per le tamponature in muratura
- ü *Calvi e Sullivan (2014)*

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: calcolo periodo fp della tamponatura

Inflessione in una direzione (comp. trave)

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\tilde{m}}{\tilde{k}}} = \frac{2 h_w^2}{\pi} \sqrt{\frac{m}{E_{mv} I_v}}$$

dove \tilde{m} e \tilde{k} sono la massa e la rigidezza generalizzata, E_{mv} è il modulo di elasticità della muratura in direzione verticale, m è la massa per unità di lunghezza del tamponamento, h_w è l'altezza del tamponamento e I_v è il momento d'inerzia fuori piano in direzione verticale ($=L_w t_w^3/12$).

Inflessione in due direzione (comp. piastra ortotropa)

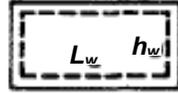
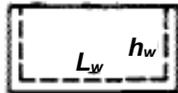
$$T_a = \frac{2\pi}{\omega} \quad \omega h_w^2 \sqrt{\frac{\rho}{D_y}} = \sqrt{\pi^4 \frac{D_x}{D_y} + J \left(\frac{h_w}{L_w}\right)^4 + 2 \left(\frac{h_w}{L_w}\right)^2 \left[K \left(\frac{D_x v_y}{D_y}\right) + 2L \left(\frac{D_{xy}}{D_y}\right) \right]}$$

$$D_x = \frac{E_{mh} t_w}{12 [1 - (v_x - v_y)]} = \frac{E_{mh} t_w}{12}$$

$$D_y = \frac{E_{mv} t_w}{12 [1 - (v_y - v_x)]} = \frac{E_{mv} t_w}{12}$$

$$D_{xy} = D_x v_y + 2 D_k$$

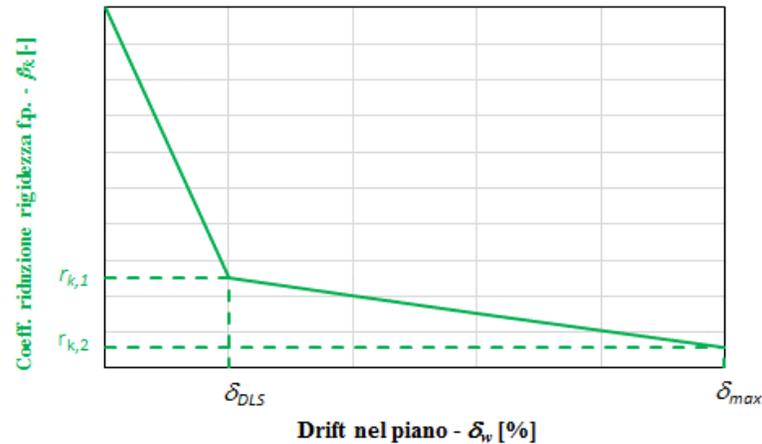
$$D_k = \frac{G t_w}{12}$$

Tipologia vincolo		J	K	L
Vincolo a cerniera sui 4 lati		97.41	97.41	97.41
Vincolo a cerniera su 3 lati (es. lato superiore libero)		0.00	0.00	29.61

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Definizione azione sismica: calcolo periodo f_p della tamponatura

Tamponature "robuste"



Morandi et al., 2021

Tamponature "leggere"

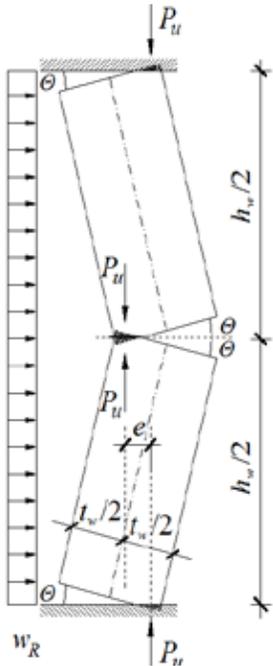
$$R_{k,IP} = \min \left(1; \frac{0.031}{\delta[\%]^{1.72}} \right)$$

Di Domenico et al., 2021

Tamponamenti "robusti"	
δ_{SLD} [%]	0.45
δ_{max} [%]	2.50
$r_{k,1}$	0.25
$r_{k,2}$	0.06

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Resistenza fuori piano – Inflessione verticale (solo vincolo sup. ed inf.)



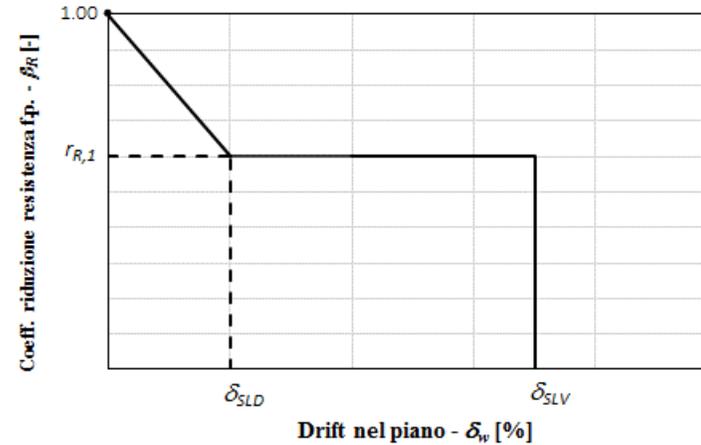
$$w_a \leq w_{R,\beta} = w_R \cdot \beta_R$$

$$w_R = \frac{0.8 t_w (0.9 t_w - \Delta)}{h_w^2} f_d$$

per $\frac{h_w}{t_w} < 20$ si assume $\Delta = 0$

EC6-1-1 2022

Un coefficiente amplificativo =1.5 è ammesso per le murature in laterizio e calcestruzzo del gruppo 1.



Morandi et al., 2022
prEN1998-1-2

$$\beta_R = \begin{cases} (r_{R,1} - 1) \cdot \frac{\delta_w}{\delta_{SLD}} + 1 & \delta_w \leq \delta_{SLD} \\ r_{R,1} & \delta_{SLD} < \delta_w \leq \delta_{SLV} \\ 0 & \delta_{SLV} < \delta_w \end{cases}$$

Masonry Type	Reduction factor, $r_{R,1}$
Unreinforced masonry with clay units in Groups 1,2 or 3 with a thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ MPa	0.50
Unreinforced masonry with clay units in Groups 1,2 or 3 other than the ones in the previous line	0.30
Unreinforced masonry with units of Group 4	0.20
Other classes	0.20

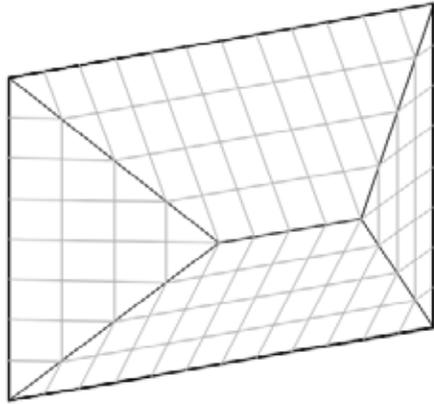
prEN1998-1-2

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Resistenza fuori piano – Inflessione verticale ed orizzontale (piastra vinc. 4 lati)

Valido per pareti "leggere" in laterizio' del gruppo 4

Ricci et al. (2018a-b),
Di Domenico et al. (2021)

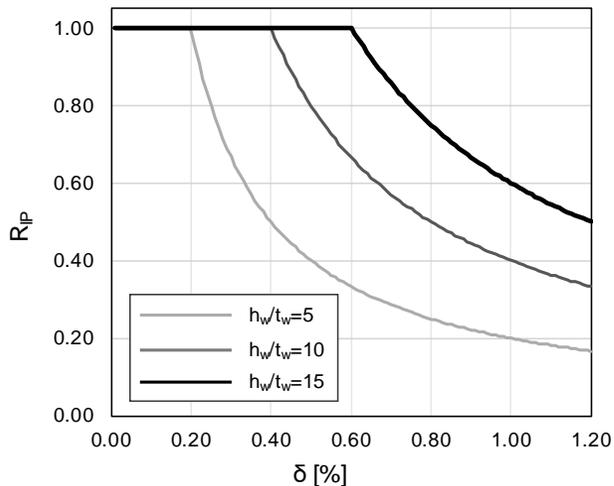


$$F_{Rd} = R_d R_{OP} R_{IP} \left[2.8 f_{d,v}^{0.8} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^{2.3} + 0.2 f_{d,h}^{1.4} \left(\frac{t_w}{L_w} \right)^{1.5} \right] h_w L_w$$

$$R_d = \min \left(1; \frac{1}{1000} \left(\frac{EI_c}{f_{d,h} t_w} \right)^{0.2} \right)$$

$$R_{OP} = 1 - \frac{A_{OP}}{h_w L_w}$$

$$R_{IP} = \min \left(1; \frac{1 - 0.04 \min(20; h_w/t_w)}{\delta [\%]} \right)$$



Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

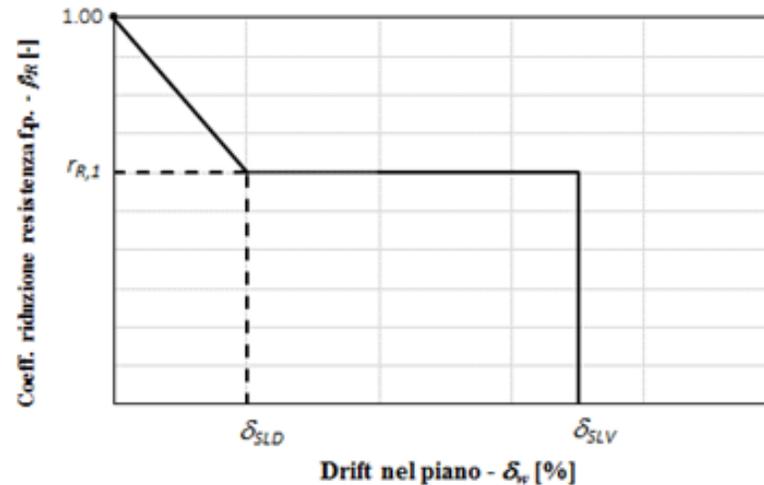
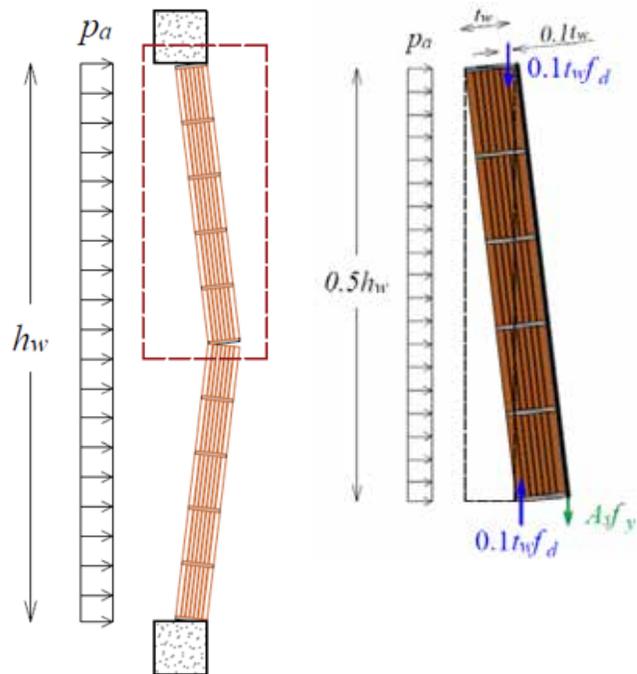
Resistenza fuori piano – Tamponature rinforzate

Valido per pareti "leggere" in laterizio del gruppo 4 rinforzate con intonaco + reti

$$w_a \leq w_{R,b} = b_{a,j} \times w_R = b_a \times \left(0.72 \times f_d \times \frac{t_w}{h_w} + 7.2 \frac{t_w}{L_w h_w^2} A_r f_{yd} \right)$$

Modello "ad arco modificato"

Morandi et al., 2013



Reduction factor, $r_{R,1} = 0.60$

Minotto et al., 2020

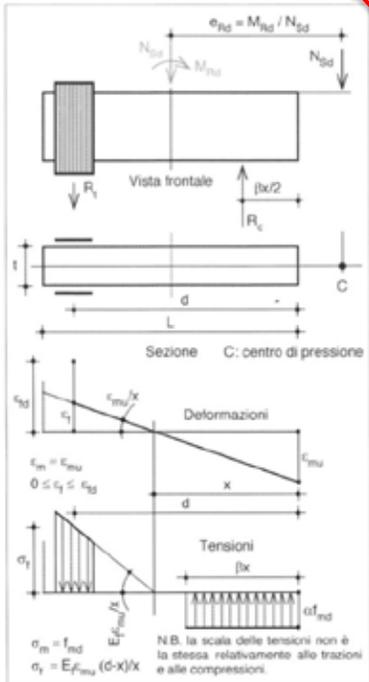
Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Resistenza fuori piano – Tamponature rinforzate

Valido per pareti "leggere" in laterizio del gruppo 4 rinforzate con intonaco + reti

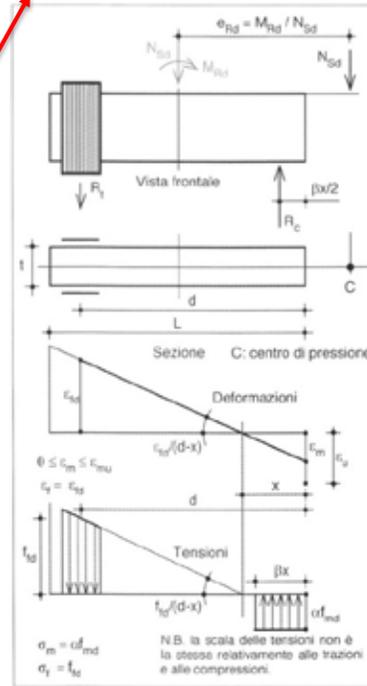
$$M_r(N_{sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} t_w x}{2} (L - \beta x) + \frac{\varepsilon_{mu}}{x} (d - x) E_f A_f \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

Rottura lato muratura



$$M_r(N_{sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} t_w x}{2} (L - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

Rottura lato rinforzo

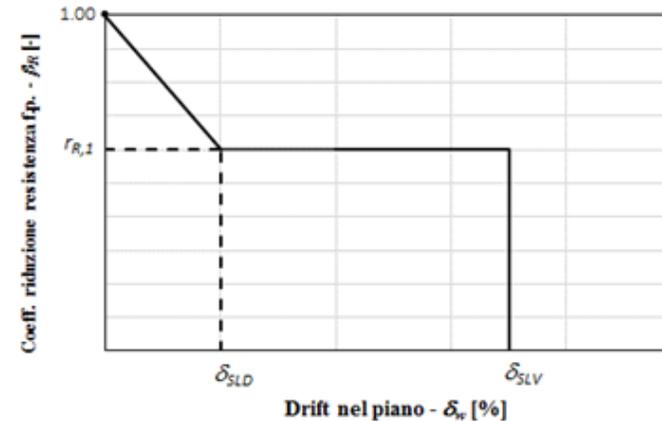


$$M_r = \min \{ M_{r,c}; M_{r,f} \}$$

$$w_a \leq w_{R,\beta} = \beta_{a,j} \cdot w_R = \beta_a \cdot \left[\frac{8M_r}{L_w \cdot h_w^2} \right]$$

Modello a pressoflessione con contributo semplificato dello sforzo normale

Reduction factor, $r_{R,1} = 0.60$

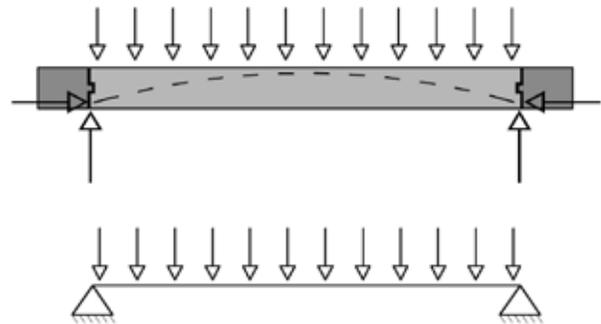


Minotto et al., 2020

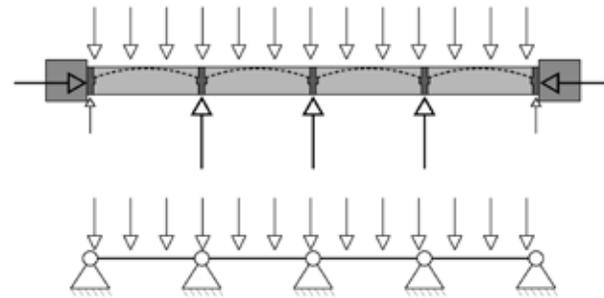
Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Resistenza fuori piano – Tamponature duttili

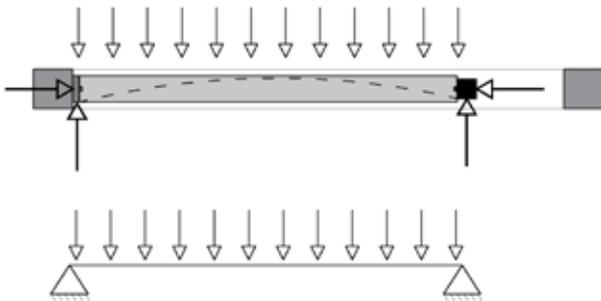
Tamponamenti a giunti scorrevoli orizzontali e verticali



(a)



(b)



(c)

$$w_a \leq w_{R,\beta} = \beta_R \cdot w_R = \beta_R \cdot \max \begin{cases} \frac{(\alpha_2^{-1})}{6} \cdot \left(\frac{t_w}{L_w}\right)^2 \cdot f_{x2} \\ \frac{(\alpha_2^{-1}) \cdot 0.1 t_w (0.9 t_w - \Delta)}{L_w^2} f_{hd} \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{g(L_w - g)}{4 \cdot 0.90 \cdot t_w}$$

Milanesi et al., 2021

f_{hd} è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nella direzione orizzontale, t_w è lo spessore della parete, L_w è la lunghezza della parete, D è l'inflessione fuori piano in mezzeria dell'arco, f_{x2} è la resistenza flessionale equivalente della muratura, (α_2^{-1}) può essere posto pari a 8, g è lo schiacciamento dell'elemento deformabile all'interfaccia pannello-pilastro, da calcolarsi in funzione dei materiali e dei dettagli costruttivi utilizzati all'interfaccia pannello-pilastro, β_R può essere assunto come unitario.

Verifiche in resistenza fuori piano sulle tamponature

Resistenza fuori piano – Tamponature duttili

Tamponamenti a giunti deformabili orizzontali

$$W_a \leq W_{R,\beta} = \beta_R \cdot W_R = \beta_R \cdot 0.72 \cdot (f_d \cdot \beta_f) \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, t_w è lo spessore della parete, h_w è la altezza della parete, β_R è il coefficiente riduttivo in funzione dei valori di drift interpiano $d_{f,w}$ allo SLV che tiene conto della riduzione di resistenza fuori piano dovuta al precedente danneggiamento nel piano che **può essere assunto unitario**, β_f è il coefficiente riduttivo che tiene conto della riduzione di resistenza a compressione della muratura dovuta all'inserimento di giunti deformabili, che può essere assunto pari a 0.80.

Irregolarità in pianta

NTC2018 - § 7.2.3

Qualora la distribuzione di tali elementi (ndr, elementi non strutturali) sia **fortemente irregolare in pianta**, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

EC8 - § 4.3.6.3.1

Nel caso di severe irregolarità in pianta, dovute alla disposizione non simmetrica dei tamponamenti (per esempio l'esistenza di tamponamenti principalmente lungo due facce consecutive dell'edificio), si raccomanda di utilizzare modelli spaziali dell'edificio per l'analisi della struttura. Si raccomanda che nel modello siano inclusi i tamponamenti

prEN1998-1-2

$$R_{sym,x} = \{ABS [(\Sigma l_{infill,left,x,i} d_i^2 - \Sigma l_{infill,right,x,i} d_i^2)]\} / (\Sigma l_{infill,left,x,i} d_i^2 + \Sigma l_{infill,right,x,i} d_i^2) \quad (7.6)$$

where

- $l_{infill,left,x,i}$ is the length of an infill parallel to axis x situated at left of axis x;
- $l_{infill,right,x,i}$ is the length of an infill parallel to axis x situated at the right of axis x;
- axis x is the axis in direction x passing through the centre of rigidity of the bare frame;
- d_i is the distance from infill *i* to axis x.

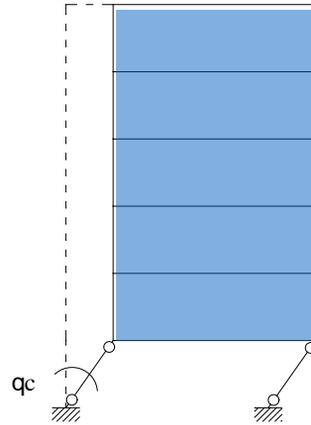
NOTE The ratios $R_{sym,x}$ and $R_{sym,y}$ characterise the regularity in plan of the interacting infills layout.

- ü Se $R_{sym,x/y} \leq 0.20 \Rightarrow$ OK
- ü Se $0.20 \leq R_{sym,x/y} \leq 0.40 \Rightarrow$ Sollecitazioni e spostamenti da amplificare per 1.30.
- ü Se $R_{sym,x/y} > 0.40 \Rightarrow$ Analisi con modellazione esplicita delle tamponature.

Irregolarità in elevazione

NTC2008 (e NTC2018) - § 7.2.3

Qualora la distribuzione di tali elementi sia **fortemente irregolare in altezza** deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.



EC8 - § 4.3.6.3.2 + prEN1998-1-2

In presenza di considerevoli **irregolarità in elevazione** (per esempio una riduzione drastica di tamponamenti in uno o più piani rispetto ad altri), devono essere aumentati gli effetti dell'azione sismica negli elementi verticali dei rispettivi piani; le sollecitazioni prodotte dall'azione sismica sono amplificate di un coefficiente di amplificazione definito come segue:

$$\eta = \frac{\Delta V_{RW}}{\Sigma V_{Ed}} \cdot \xi \cdot q$$

dove ΔV_{RW} è la riduzione totale della resistenza delle pareti di muratura nel piano considerato, paragonata al piano con più tamponamenti al di sopra di esso, ΣV_{Ed} è la somma delle azioni sismiche di taglio agenti su tutte le membrature sismiche verticali primarie del piano considerato. Se l'espressione di cui sopra porta a un coefficiente di amplificazione minore di 1,1, non è necessario modificare gli effetti delle azioni.

Bibliografia

- Al-Chaar, G. [2002] "Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures", ERDC/CERL TR-02-1 Research Report. Angel R, Abrams D, Shapiro D, Uzarski J, Webster M. Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills, University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign. ISSN: 0069-4274. vol. SRS-589. 1994.
- Bertoldi SH, Decanini LD, Gavarini C., [1993] "Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico". Atti del VI Convegno ANIDIS, 1993; 6: 815-824.
- Calvi, GM, Bolognini D. Seismic response of RC frames infilled with weakly reinforced masonry panels. J Earthq Eng 2001; 5.02: 153-185.
- Calvi, P. M., & Sullivan, T. J. (2014). Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems. Earthquakes and Structures, 7(1), 17–38. <https://doi.org/10.12989/EAS.2014.7.1.017>
- Cardone D., Perrone, 2015. Developing fragility curves and loss functions for masonry infill walls. Earthquakes and Structures 9(1), 257-279.
- da Porto F, Guidi G, Dalla Benetta M, Verlato N. Combined In-Plane/Out-of-Plane Experimental Behaviour of Reinforced and Strengthened Infill Masonry Walls. Proceedings of the 9th International Masonry Conference, 7-9 July 2014, Guimarães, Portugal.
- Dawe, J.L., Seah, C.K. [1988] "Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames," Proceedings of 8th International Brick and Block Masonry Conference, Dublin, Ireland.
- De Risi M.T., Del Gaudio C., Ricci P., Verderame G.M., 2018. In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. Engineering Structures. Vol. 168, pp. 257-275. doi:10.1016/j.engstruct.2018.04.065
- Di Domenico M, Ricci P, Verderame GM. Predicting the out-of-plane seismic strength of unreinforced masonry infills. Journal of Earthquake Engineering 2019a. doi: 10.1080/13632469.2019.1604453
- Di Domenico M, Ricci P, Verderame GM, 2021. Floor spectra for bare and infilled reinforced concrete frames designed according to Eurocodes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 50(13), 3577-3601
- Di Trapani, F., Bertagnoli, G., Ferrotto, M.F., Gino, D. [2018] "Empirical Equations for the Direct Definition of Stress–Strain Laws for Fiber-Section-Based Macromodeling of Infilled Frames" Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 144(11): 04018101.
- Di Trapani F., Di Benedetto M, Petracca M, Camata G. Infill-frame interaction: refined modelling for the analysis and the estimation of the internal forces in seismic assessment of rc building structures. Proceedings of the 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2023), Athens, Greece, 12-14 June 2023.
- Hak S., Morandi P., Magenes G., Sullivan T. (2012). Damage Control for Clay Masonry Infills in the Design of RC Frame Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 16, p. 1-35, ISSN: 1363-2469.
- Hak, S., Morandi, P., Magenes, G., (2018) "Prediction of inter-storey drifts for regular RC structures with masonry infills based on bare frame modelling", Bulletin of Earthquake Engineering, (2018) 16: 397-425. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0210-y>.

Liberatore L, Noto F, Mollaioli F, Franchin P. In-plane response of masonry infill walls: comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. *Engineering Structures* 167 (2018) pp. 533-548.

Milanesi R.R., Morandi P., Hak S., Magenes G., (2021). Experiment-based out-of-plane resistance of strong masonry infills for codified applications, *Engineering Structures*, 242 (2021) 112525. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.112525>.

Minotto, Massimiliano & Verlatto, Nicolò & Donà, Marco & da porto, Francesca. (2020). Strengthening of In-Plane and Out-of-Plane Capacity of Thin Clay Masonry Infills Using Textile- and Fiber-Reinforced Mortar. *Journal of Composites for Construction*. 24. 04020059. 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001067.

Morandi, P., Hak S., Magenes, G., (2013) "Simplified Out-of-plane Resistance Verification for Slender Clay Masonry Infills in RC Frames", *Atti del XV Convegno ANIDIS - L'ingegneria Sismica in Italia*; 30 Giugno – 4 Luglio 2013, Padova, Italy.

Morandi P., Hak S., Magenes G., (2017), "Experimental and numerical seismic performance of strong clay masonry infills. In appendix: guideline proposal for seismic design of masonry infills", *Research Report EUCENTRE 2017/02*, EUCENTRE FOUNDATION, Pavia. ISBN: 978-88-85701-03-8. <https://www.eucentre.it/editoria/report-di-ricerca-2/>

Morandi, P., Hak, S., Magenes, G., (2018) "Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills", *Engineering Structures*. [Volume 156](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.058), 1 February 2018, Pages 503–521. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.058>.

Morandi, P., Milanesi, R.R., Magenes, G. [2018] "Innovative solution for seismic-resistant masonry infills with sliding joints: in-plane experimental performance", *Engineering Structures*, 176, 719-733

Morandi, P., Milanesi R.R., Magenes, G., (2020). Criteri di progettazione sismica delle tamponature in muratura di laterizio: indicazioni nelle NTC2018, *Costruire in laterizio*, vol. 183, p. 60-68, ISSN: 0394-1599.

Morandi, P., Hak S., Milanesi R.R., Magenes G. (2021). In-plane/out-of-plane interaction of strong masonry infills: from cyclic tests to out-of-plane verification. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

Paulay, T., Priestley, M.J. [1992] *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, USA.

Penna A., Morandi P., Rota M., Manzini C.F., da Porto F., Magenes G. (2014). "Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake". *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 12, p. 2255-2273, ISSN: 1570-761X, doi: 10.1007/s10518-013-9496-6.

Preti, M., Bettini, N., and Plizzari, G. [2012]. "Infill Walls with Sliding Joints to Limit Infill-Frame Seismic Interaction: Large-Scale Experimental Test," *Journal of Earth-quake Engineering*, Vol. 16, No.1, pp. 125–141.

Preti, M., Migliorati, L., and Giuriani, E. [2015]. "Experimental testing of engineered masonry infill walls for post-earthquake structural damage control," *Bulletin of Earth-quake Engineering*, Vol. 13, No.7, pp. 2029–2049.

Preti M, Neffati M, Bolis V [2018] Earthen masonry infill walls: use of wooden boards as sliding joints for seismic resistance. *Constr Build Mater* 184:100–110

Preti, M., Bolis, V., Stavridis, A., 2019. Seismic infill-frame interaction of masonry walls partitioned with horizontal sliding joints: analysis and simplified modeling, *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10), doi: 10.1080/13632469.2017.1387195

Pelucco S., Milanesi R.R., Morandi P., Bolis V., Stavridis A., Magenes G., Preti M. (2024) Local interaction between frame and ductile masonry infills with sliding joints: construction implications and seismic design: submitted

Pelucco, S. (2024) Seismic performance and modelling of reinforced concrete frames infilled with horizontal sliding joint deformable infills. Tesi di dottorato-XXXVI ciclo, Relatore: Preti M.

Petrone C., Magliulo G., Manfredi G. (2015): "Seismic demand on light acceleration-sensitive non-structural components in European reinforced concrete buildings" *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2015; 44:1203–1217

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM. (2018) Experimental investigation of the influence of slenderness ratio and of the in-plane/out of- plane interaction on the out-of-plane strength of URM infill walls. *Construction and Building Materials*

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM. (2018) Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures* 2018b;173:960-978.

Verlato N., Guidi G., da Porto F., Modena C. (2016) Innovative systems for masonry infill walls based on the use of deformable joints: Combined in-plane/out-of-plane tests. *Proc. of 16th IBMAC*, 26-30 June 2016, Padova, Italy.



SCUOLA DI INGEGNERIA STRUTTURALE – RELUIS

GRAZIE PER L'ATTENZIONE

Ing. Paolo Morandi

