

**Comune di Riccione**  
**Provincia di Rimini**

**RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA E SISMICA DI CONDOMINIO RESIDENZIALE**

MANUTENZIONE STRAORDINARIA ART. 7 COMMA 5 L.R. 15/2013

BENEFICI FISCALI ART. 119 LEGGE 77/2020

INTERVENTO LOCALIZZATO DI MIGLIORAMENTO SISMICO PUNTO 8.4.3 NTC 2018

**INTERVENTO SU CONDOMINI ERP**

condominio cod. 36600: via Isolaccia 1  
condominio cod. 36500: via Isolaccia 7  
condominio cod. 36400: via Ponte di Legno 1  
condominio cod. 34900: via Ponte di Legno 7

COMMITTENTE: GEAT S.R.L. - via Lombardia 17, Riccione

**Riferimenti**

tavola SIS/1

**relazione su intervento sismico**

**Scala**

**Il Tecnico**

**ing. Giulio Gubitosi**

mail: ingeo.ing.gubitosi@gmail.com  
pec : ing.giuliogubitosi@legalmail.it  
cell : 349 4022373

Data: \_\_\_\_\_ Revisione \_\_\_\_\_ Aggiornamento \_\_\_\_\_ Protocollo \_\_\_\_\_

## OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Le costruzioni oggetto dell'intervento sono assolutamente simili oltre che dal punto di vista architettonico anche per quanto riguarda la struttura, come si evince dall'analisi comparata dei progetti strutturali depositati.

Sono state realizzate in applicazione delle Norme Tecniche di cui al DM 16/01/1996 e della successiva Circolare Ministeriale num. 65 del 10/04/1997. Tale normativa introduceva le verifiche ai vari stati limite in base alle sollecitazioni sismiche derivanti dall'applicazione dei coefficienti relativi alla specifica zona.

Considerando l'evolversi della tecnologia e l'affinamento dei sistemi di calcolo, in applicazione della vigente normativa, NTC 2018, la struttura risulta vulnerabile al sisma agli stati limite ultimi e comunque soggetta a elevati spostamenti interpiano anche per stati limite inferiori (di danno).

Nella prassi della progettazione edilizia passata le tamponature erano prevalentemente considerate come l'involucro dell'edificio considerate solamente dal punto di vista energetico. Sebbene queste siano elementi non strutturali, il fenomeno di espulsione fuori dal proprio piano è di fatto un problema di salvaguardia della vita delle persone, oltre che causa di ingenti perdite economiche, essendo poi il loro dissesto costoso da ripristinare, cosa evidenziata dalle esperienze relative al danneggiamento degli edifici prodotto dai più recenti eventi sismici.

In generale, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 pongono particolare attenzione al tema degli elementi non strutturali che, se non progettati correttamente, possono generare collassi e ridurre la sicurezza delle strutture.

In particolare, come vedremo nel seguito, vengono chiariti i concetti espressi in precedenza dalle vecchie norme ed aggiunte nuove prescrizioni per analizzare questi elementi.

Preme evidenziare che le tamponature, durante un terremoto, oltre ad essere soggette ad azioni fuori piano, risultano contemporaneamente sottoposte ad azioni nel piano, generate dalla deformazione del telaio circostante. Il danneggiamento nel piano della tamponatura, provocato dalla deformazione del telaio circostante e dovuto alla scarsa resistenza a taglio delle stesse, ciò

ne causa una riduzione della resistenza fuori piano, rendendola ancor più vulnerabile rispetto al fenomeno di espulsione.

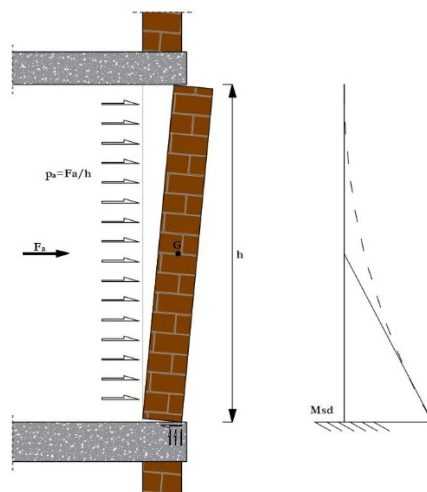
Lo scuotimento sismico investe l'edificio in tutte le direzioni sollecitando le tamponature nel piano e fuori piano. La risposta fuori piano della tamponatura viene influenzata negativamente dal danneggiamento nel piano della stessa, quindi, risulta importante studiare l'effetto combinato nel piano e fuori piano per poter progettare e garantire la sicurezza delle tamponature.

Al paragrafo 3.2 delle "Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni" si legge: *"Per gli edifici in calcestruzzo armato, analogamente a quanto sopra detto per le strutture assimilabili ai capannoni industriali, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore, eseguendo solamente interventi locali di rafforzamento ed anche in assenza di una preventiva attribuzione della Classe di Rischio. Ciò è possibile soltanto se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni e se saranno eseguiti tutti gli interventi seguenti:*

- *confinamento di tutti i nodi perimetrali non confinati dell'edificio;*
- *opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;*
- *eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate."*

Nello specifico dovendo lavorare con la presenza dei residenti, non è possibile intervenire in maniera efficace sui nodi esterni e comunque trattandosi di strutture relativamente recenti, di forma regolare e con una struttura uniforme, può essere lecito tralasciare tale intervento, mentre resta conveniente l'ingabbiamento delle tamponature, anche per preservare l'intervento previsto di cappotto termico.

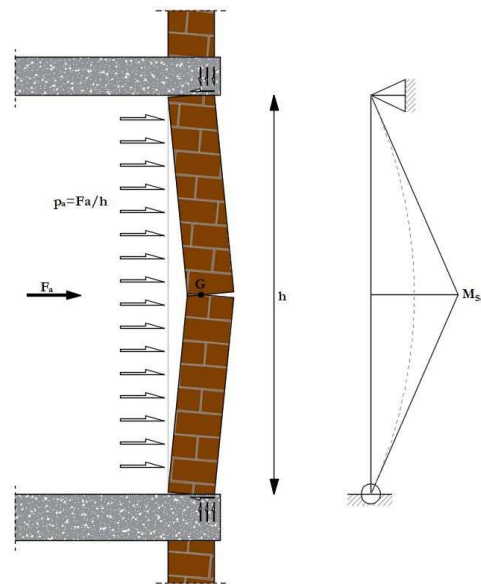
Negli edifici esistenti relativi a tale periodo le tamponature si presentano non collegate al telaio circostante cioè libere in sommità e alle estremità laterali. È possibile dunque schematizzare l'elemento bidimensionale tamponatura come una trave a mensola soggetta al carico sismico orizzontale. Il meccanismo di collasso prevede la rotazione rigida del pannello di tamponatura attorno alla cerniera orizzontale alla base, formatasi a causa di sollecitazioni fuori piano.



La metodologia di verifica più appropriata a questo caso è la verifica del cinematismo per ribaltamento semplice della parete, che consiste nel confronto tra il momento ribaltante dovuto alle azioni sismiche ortogonali al piano e il momento stabilizzante dovuto ai pesi gravanti sul tamponamento.

Nel caso in cui questa verifica non risulti soddisfatta, risulta necessario eseguire un intervento di collegamento della tamponatura alla cornice strutturale.

In seguito alla solidarizzazione della tamponatura al telaio circostante, nel pannello potrà dunque instaurarsi una nuova tipologia di meccanismo di collasso, del tipo illustrato nella figura sottostante:



*Cinematismo del tipo arco a tre cerniere*

Occorre precisare che in tal modo si sta considerando il comportamento flessionale in verticale della tamponatura, trascurando l'eventuale contributo resistente dovuto alla flessione orizzontale derivante dall'aderenza della stessa con i pilastri.

Per eseguire la verifica di espulsione della tamponatura collegata al telaio circostante è possibile seguire due metodologie:

- Metodologia basata sulla verifica a pressoflessione;
- Metodologia di verifica con meccanismo ad arco e degrado di resistenza.

La "Metodologia basata sulla verifica a pressoflessione" segue le prescrizioni dell'NTC2018 secondo cui la verifica di espulsione è da intendersi come la verifica a pressoflessione della sezione più sollecitata dell'elemento non strutturale.

Il tamponamento può essere dunque schematizzato come una trave appoggiata alla base e in sommità su cui agisce la forza sismica orizzontale e la cui sezione più sollecitata a flessione risulta essere quella di mezzeria. Per eseguire la verifica a pressoflessione di quest'ultima, bisogna calcolarne la resistenza flessionale con la formula relativa alla muratura portante e confrontarla con la sollecitazione dovuta al carico sismico orizzontale.

Applicando questa metodologia, si ottiene un momento resistente che può non risultare sufficiente a equilibrare quello sollecitante soprattutto nelle zone con una pericolosità sismica maggiore.

Questo risultato è legato all'incapacità della formula di resistenza di interpretare correttamente il comportamento fuori piano del tamponamento, come dimostrano vari studi sperimentali.

La risposta alle azioni fuori piano di un tamponamento costruito in aderenza con il telaio è meglio interpretata considerando l'«effetto ad arco», che si sviluppa nello spessore della tamponatura, in presenza di travi del telaio in grado di resistere alla spinta dell'arco e con una connessione trave-tamponamento capace di impedire movimenti fuori piano di quest'ultimo.

Il meccanismo resistente fuori piano del tipo ad arco prevede la formazione di tre cerniere, una in mezzera e le altre in prossimità delle travi, con formazione quindi di schema isostatico di arco a tre cerniere, che può diventare un cinematismo nel caso in cui le tre cerniere si allineano.

La "Metodologia di verifica con meccanismo ad arco con degrado di resistenza" è appunto basata su questo meccanismo resistente e sul degrado di resistenza fuori piano dovuto al danneggiamento subito dalla tamponatura stessa per deformazioni nel piano.

Sebbene tale meccanismo sia coerente con le risultanze sperimentali e ampiamente documentato in ambito internazionale, tale interpretazione del comportamento fuori piano non è ancora stata esplicitamente inserita nella Normativa Italiana per la progettazione di nuovi edifici, ma, è presente a livello europeo nell'Eurocodice 6 (EC6).

La trattazione del comportamento ad arco e la relativa formula di verifica della resistenza viene fornita al §6.3.2 dell'EC6:

$$q_{lat d} = f_d \left( \frac{t}{l_a} \right)^2$$

dove

$q_{lat d}$  è la resistenza laterale di progetto per unità di area di tamponature;

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della tamponatura nella direzione della spinta dell'arco;

$l_a$  è la lunghezza o altezza del muro tra gli appoggi in grado di resistere alla spinta dell'arco, nel nostro caso l'altezza;

t è lo spessore del muro.

Con questa schematizzazione, anziché confrontare il momento agente con quello resistente, risulta più immediato verificare che la resistenza laterale di progetto,  $q_{lat d}$ , risulti maggiore della forza agente distribuita sulla superficie del muro  $F_a/(l \cdot h)$ .

Inoltre, per tenere conto del degrado della resistenza fuori piano in funzione dello spostamento nel piano, è necessario effettuare prove combinate nel piano e fuori piano al fine di calibrare un coefficiente di riduzione,  $\beta_a$ , da utilizzare nella precedente formulazione:

$$q_{lat d} = \beta_a f_d \left( \frac{t}{l_a} \right)^2$$

dove,  $\beta_a$ , è appunto un coefficiente riduttivo che considera il danneggiamento nel piano della tamponatura.

Rispetto alla formulazione per pressoflessione presente nelle NTC2018, questo approccio è in grado di descrivere il comportamento fuori piano di una tamponatura esistente collegata al telaio circostante in modo più realistico.

In conclusione, qualora l'esito della verifica di espulsione della tamponatura collegata al telaio circostante sia negativo, risulta necessario eseguire un rinforzo per azioni fuori piano della stessa.

#### VERIFICA DI ESPULSIONE DELLA TAMPONATURA

Le nuove norme riportano una tabella che riassume tutte le verifiche da eseguire sulle strutture, in base alla classe d'uso ed agli stati limite:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I			CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>		
SLE	SLO					RIG		FUN		
	SLD	RIG	RIG			RES				
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA		
	SLC		DUT <sup>(*)</sup>			DUT <sup>(*)</sup>				

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Per le strutture in classe d'uso I, gli edifici agricoli e le opere di importanza minore, le verifiche degli elementi non strutturali non sono richieste.

I controlli sono necessari solo per le strutture di classe II o superiore.

La sigla STA, in corrispondenza della colonna riservata agli elementi non strutturali sta per verifiche di stabilità, che la norma definisce al §7.3.6.2 in questo modo: *"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."*

Nel caso di tamponature di civili abitazioni bisogna eseguire la verifica di espulsione delle stesse, definita dalla Norma come verifica di stabilità, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

#### INDIVIDUAZIONE DELLA DOMANDA SISMICA

Il calcolo della domanda sismica per gli elementi non strutturali può essere eseguito come suggerito al §7.2.3 delle Norme Tecniche: *"La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:*

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

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."*

Nella Circolare n.7 del 2019, al §C.7.2.3 *"Criteri di progettazione di elementi strutturali ed elementi costruttivi non strutturali"*, nella parte relativa agli *"Elementi costruttivi non strutturali"* è prevista una *"Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai"* per il parametro  $S_a$ .



Sostanzialmente, 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 la seguente espressione:

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

Figura 1 - Circolare n.7 del 2019: Espressione [C.7.2.11]

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame 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;

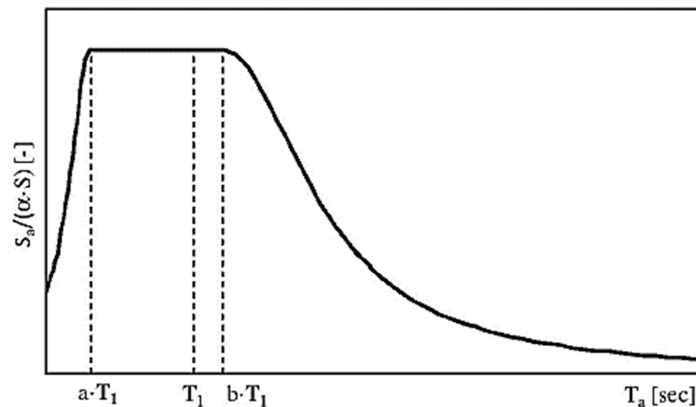
$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

$a$ ,  $b$ ,  $a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione.

	a	b	$a_p$
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1,0	2,5

NTC 2018: Tabella C.7.2.II

"Gli spettri di piano, descritti attraverso l'equazione C.7.2.11, 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  $\alpha_p$  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."



*Circolare n.7 del 2019: Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali*

Come abbiamo visto in precedenza, la Norma consente di ridurre la domanda sismica,  $S_a$ , su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fatto di comportamento  $q_a$ .

Al paragrafo §C.7.2.3 della Circolare, nella parte relativa agli "Spettri di risposta di piano", è riportata una tabella [C.7.2.I] con i valori di  $q_a$  utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

Nel caso in esame si ha  $S_a = 0,74g$ .

Elemento non strutturale	q <sub>a</sub>
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne 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	2,0

*Circolare n.7 del 2019: Valori di q<sub>a</sub> per elementi non strutturali*

Per procedere operativamente con la definizione della forza sismica agente sulla tamponatura, F<sub>ar</sub>, bisogna in primo luogo individuare il periodo proprio della stessa, T<sub>ar</sub>, ed il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata, T<sub>1</sub>

Il periodo proprio dell'elemento tamponatura può essere valutato in via approssimata facendo riferimento al periodo proprio di un sistema ad un grado di libertà secondo la formula:

$$T_a = \alpha h^2 \sqrt{\frac{A \gamma_m}{E I g}}$$

- $\alpha$  è il coefficiente di vincolo ed è pari a 1,785 per elementi non vincolati superiormente (mensole) e  $\frac{2}{\pi}$  per elementi dotati di antiribaltamento (travi appoggiate);
- $h$  è l'altezza della tamponatura;
- $A$  è l'area in pianta della tamponatura;
- $\gamma_m$  la densità della tamponatura;
- $E$  è il modulo di elasticità della tamponatura;
- $I$  è l'inerzia della tamponatura;
- $g$  è l'accelerazione gravitazione.

dove  $l$ ,  $t$ ,  $h$  sono rispettivamente lunghezza, spessore e altezza dell'elemento,  $E$  è il modulo elastico a compressione della muratura in N/m<sup>2</sup> e  $I$  è il momento d'inerzia della sezione rettangolare della parete ( $J = l \cdot t^3 / 12$ ) in m<sup>4</sup>.

*"Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T<sub>1</sub> può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:*

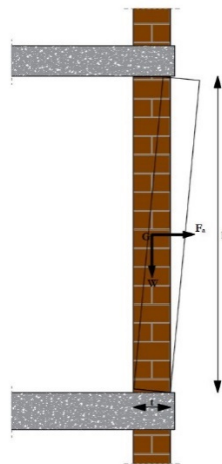
$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura."

Risulta pertanto possibile definire la forza orizzontale,  $F_a$ , da applicare alla tamponatura, così da procedere con la verifica di espulsione della stessa.

#### VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE DELLA TAMPONATURA

Come anticipato in precedenza, la tamponatura esistente è schematizzabile come una trave a mensola soggetta alla forza sismica orizzontale,  $F_a$ , ed al peso proprio,  $W$ . In ragione di ciò, il meccanismo di collasso prevede la rotazione rigida del pannello attorno alla cerniera alla base formatasi a causa delle sollecitazioni fuori piano.



#### *Meccanismo di collasso del tipo ribaltamento semplice*

La verifica del cinematismo per ribaltamento semplice della parete consiste nel confronto tra il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto alla forza sismica ortogonale al piano e il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto alla forza peso gravante sul tamponamento. ( $F_a = 8,9 \text{ kN}$ )

$$M_R = F_a \cdot \frac{h}{2}$$

$$M_S = W \cdot \frac{t}{2}$$

La verifica di ribaltamento semplice della tamponatura risulta ovviamente soddisfatta nel caso in cui sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$M_S \geq M_R$$

Nel caso in esame si ha:

$$M_R = 2,9 \text{ kNm}$$

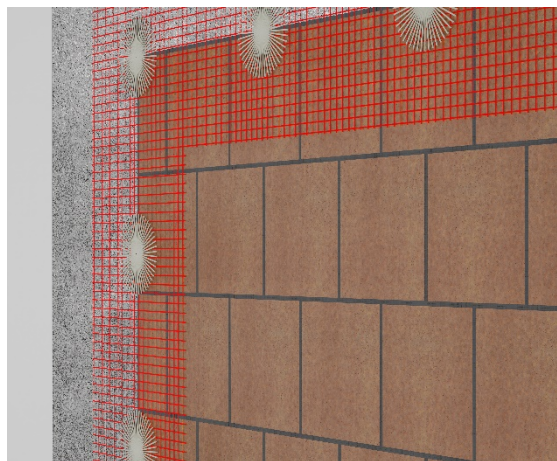
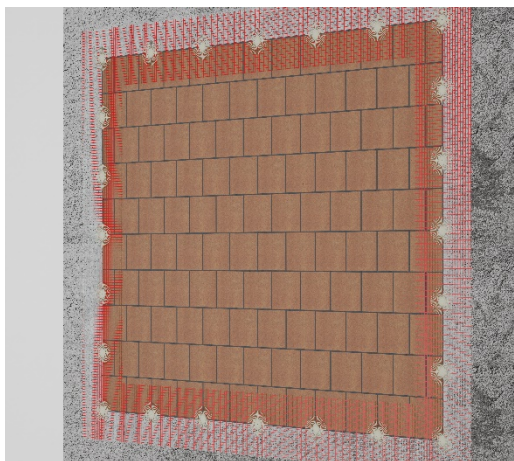
$$M_S^* = 3,4 \text{ kNm}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta ma considerando che abbiamo un coefficiente di sicurezza pari a 1,17 e che allo stato le tamponature non hanno alcun sistema di fissaggio ai telai, appare lecito a vantaggio di sicurezza di eseguire l'intervento di solidarizzazione perimetrale alla cornice strutturale.

#### INTERVENTO DI SOLIDARIZZAZIONE

Al paragrafo 4.1 delle "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" vengono presentati gli interventi di collegamento delle tamponature alla cornice strutturale finalizzati ad evitare il ribaltamento delle stesse. Tali interventi sono riconducibili sostanzialmente all'utilizzo di materiali fibrorinforzati o di piatti e angolari metallici.

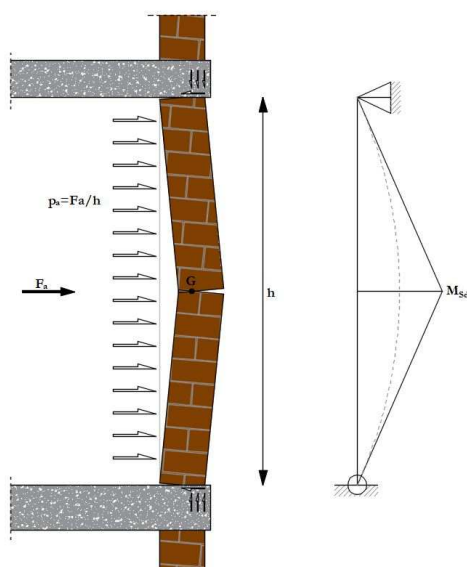
Si prevede l'impiego di materiali fibrorinforzati, dopo attento esame delle soluzioni proposte dal mercato, si è deciso di adottare l'intervento brevettato dalla ditta OLYMPUS che si attua mediante applicazione dall'esterno, di strisce di rete perimetrali con sistema FRCM.



## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Come già in precedenza anticipato, in seguito alla solidarizzazione della tamponatura al telaio circostante, nel pannello potrà instaurarsi un meccanismo di collasso del tipo arco a tre cerniere a causa dell'attingimento della capacità flessionale nella sezione di mezzeria.

Di conseguenza risulta necessaria la verifica di espulsione della tamponatura secondo la "Metodologia basata sulla verifica a pressoflessione" della sezione più sollecitata della stessa.



*Meccanismo di collasso del tipo arco a tre cerniere*

La tamponatura viene sostanzialmente schematizzata come una trave appoggiata alla base e in sommità su cui agisce la forza sismica orizzontale,  $F_a$ .

La domanda prodotta dalla forza orizzontale,  $F_a$ , è la sollecitazione flessionale  $M_{Sd}$  che, com'è noto, assume valore massimo nella mezzeria dell'elemento.

La verifica a flessione dell'elemento è soddisfatta se, nella sezione più sollecitata risulta:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

essendo  $M_{Sd}$  e  $M_{Rd}$  rispettivamente i momenti di calcolo, sollecitante e resistente, quest'ultimo valutato in funzione dello sforzo normale di calcolo nella sezione di verifica (il peso della metà superiore della tamponatura).

Per quanto riguarda la formulazione per il calcolo della capacità fuori piano delle tamponature, nella Norma al §7.2.3 si legge: *"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."*

Nel caso in esame di tamponature esistenti, al fine di stimare la capacità nei confronti del carico sismico orizzontale si fa riferimento al paragrafo §7.8.2.2.3 delle NTC2018, che riguarda la verifica a pressoflessione fuori piano per muratura portante.

Il paragrafo §7.8.2.2.3 "Pressoflessione fuori piano" riporta che: *"Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la verifica si può fare utile riferimento al 7.8.2.2.1."*

Al paragrafo §7.8.2.2.1 "Pressoflessione nel piano" si legge: *"La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$ , tale momento ultimo può essere calcolato come:*

$$M_u = \left( l^2 t \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

dove:

$M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$l$  è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione  $\sigma_0 = N/(lt)$ , con  $N$  forza assiale agente positiva se di compressione; se  $N$  è di trazione,  $M_u = 0$

$f_d = f_k/\gamma_M$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.”

Per il calcolo del momento resistente a pressoflessione,  $M_{Rd}$ , della sezione di mezzeria, si utilizza la medesima formula prevista dalla Norma per sezione di muratura portante:

$$M_{Rd} = \left( t^2 l \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

dove:

$M_{Rd}$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$l$  è lo spessore della zona compressa della parete (lunghezza complessiva della parete);

$t$  è l'altezza della sezione (spessore della tamponatura);

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione,  $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$ , con  $N$  forza assiale di compressione agente nella sezione;

$f_d = f_k/\gamma_M$  è la resistenza a compressione di progetto della tamponatura.

Nel caso in esame risulta:

$$M_{Sd} = 2,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 26,0 \text{ kNm}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta, avendo un coefficiente di sicurezza pari a 8,96 di conseguenza si ritiene di poter limitare l'intervento al livello precedente, in quanto il passaggio successivo sarebbe il consolidamento dell'intera parete, ma ciò oltre a comportare notevoli costi, potrebbe andare ad interferire con gli impianti.

In relazione all'effettivo miglioramento sismico, tale intervento è avvalorato da prove su modello effettuate presso l'istituto GIORDANO.



VERIFICA ANALITICA

Il procedimento sopra schematizzato è stato verificato analiticamente con software del fornitore, da precisare che la tamponatura degli edifici è realizzata con unico blocco forato di cm. 28, e di conseguenza si presta bene all'intervento progettato.

A base dei calcoli è stato considerato un equivalente blocco POROTHON non portante con indice di foratura del 55% le caratteristiche meccaniche sono comunque comprese nei valori forniti dalla TAB. C8.5.1 – NTC 2018.

PARAMETRI SISMICI DEL SITO

LATITUDINE

43,9931293

LONGITUDINE

12,6173208

Tipologia di costruzione

2 – Opere ordinarie

Classe d'uso della struttura

Classe II

Stato limite	$a_g/g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$
Operatività (SLO)	0,0547 (g)	2,460	0,273 s	0,537 m/s <sup>2</sup>
Danno (SLD)	0,0657 (g)	2,518	0,280 s	0,645 m/s <sup>2</sup>
Salvaguardia vita (SLV)	0,1872 (g)	2,488	0,300 s	1,837 m/s <sup>2</sup>
Collasso (SLC)	0,2435 (g)	2,522	0,310 s	2,388 m/s <sup>2</sup>

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>S<sub>S</sub> Amp. Stratigrafica</b>	1,5000	1,500	1,421	1,332
<b>C<sub>C</sub> Coef. Funz. Categoria</b>	1,6116	1,598	1,562	1,545
<b>S<sub>T</sub> Amp. Topografica</b>	1,0000	1,000	1,000	1,000
<b>S Amp. Sito S=S<sub>S</sub>*S<sub>T</sub></b>	1,5000	1,5000	1,4205	1,3317

**Periodi fondamentali**

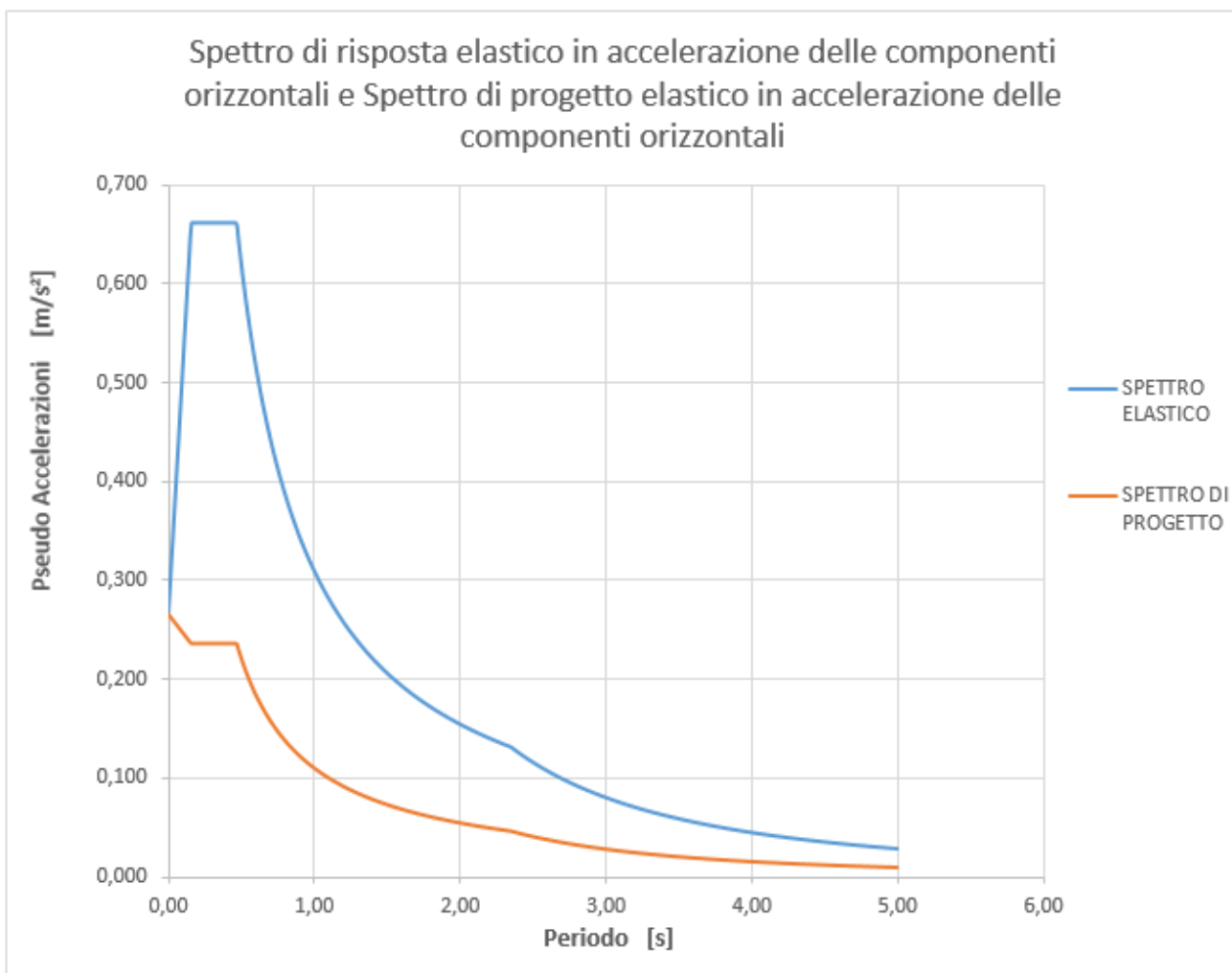
$T_0$	0,000	s
$T_B$	0,156	s
$T_C$	0,469	s
$T_D$	2,349	s

**Acc. Spettro orizzontale elastico**

Se (0)	0,266	$m/s^2$
Se ( $T_B$ )	0,662	$m/s^2$
Se ( $T_C$ )	0,662	$m/s^2$
Se ( $T_D$ )	0,132	$m/s^2$

**Acc. Spettro orizzontale di progetto**

Sd (0)	0,266	$m/s^2$
Sd ( $T_B$ )	0,236	$m/s^2$
Sd ( $T_C$ )	0,236	$m/s^2$
Sd ( $T_D$ )	0,047	$m/s^2$



Per le verifiche è stato preso in considerazione il pannello murario in posizione più svantaggiata, cioè di maggiori dimensioni e posto alla maggiore altezza rispetto al piano di fondazione.

## VERIFICHE DELLE TAMPONATURE

La verifica è stata effettuata nella condizione più onerosa, allo SLC stato limite di collasso:

Azione sismica

Livello di conoscenza:	LC3
Fattore di conoscenza:	1,00

Azione sismica

Accelerazione massima su suolo rigido (ag):	0,2435	g
Coeff. amplificazione stratigrafica (S):	1	

Caratteristiche della struttura

Tipologia della costruzione:	Telaio in calcestruz		
Altezza della costruzione (H):	12	m	
Periodo della costruzione ( $T_1$ ):	0,48	sec	<input checked="" type="checkbox"/> Auto

Carichi aggiuntivi

Categoria:	Aree per attività domestiche e residenziali	
Sovraccarichi orizzontali lineari ( $H_k$ ):	1,0	kN/m
Sovraccarico orizzontale ( $F_{Hk}$ ):	5,1	kN
Altezza di applicazione sovracc. ( $h_{load}$ ):	1,20	m
Momento ribaltante aggiuntivo ( $M_{Ed,load}$ ):	6,12	kN

**INTERVENTO STRUTTURALE ADOTTATO**

Scelta rinforzo

Rete:	<input type="text" value="OLY MESH GLASS 320"/>	<input type="button" value="v"/>
Numero strati di rete:	<input type="text" value="1"/>	
Fattore parziale della rete:	<input type="text" value="1,5"/>	
Modulo di elasticità longitudinale:	<input type="text" value="45000"/>	MPa
Spessore equivalente della rete:	<input type="text" value="0,0597"/>	
Deformazione a rottura:	<input type="text" value="1,80"/>	
Massima deformazione del rinforzo:	<input type="text" value="0,004"/>	
Area resistente della rete:	<input type="text" value="294,47"/>	mm <sup>2</sup> /m

**VERIFICHE FINALI TAMPONATURE**

Caratteristiche tamponatura

Tipo di vincolo:	Non ancorata superiormente	
Altezza tamponatura al netto delle travi (h):	2,6	m
Larghezza della tamponatura (l):	5,1	m
Spessore pannello (t):	0,28	m
Distanza dal piano di fondazione (z):	12	m
Peso specifico ( $\gamma$ ):	6,47	kN/m <sup>3</sup>
Resistenza media a compressione ( $f_m$ ):	5	MPa
Resistenza media a taglio della tamponatura ( $\tau_0$ ):	0,08	MPa
Modulo elastico della muratura ( $E_m$ ):	2400	MPa
Coefficiente parziale della muratura:	2	
Resistenza a compressione di progetto ( $f_d$ ):	2,50	MPa
Periodo proprio della tamponatura:	0,08	s

Sollecitazioni

Carico laterale agente sulla tamponatura:	3,4	kNm
Momento sollecitante ( $M_{Ed}$ ):	2,9	kNm
Taglio massimo agente all'estremità ( $V_{Ed}$ ):	1,7	kN

Verifica tamponatura non rinforzata

* Momento resistente ( $M_{Rd}$ ):	3,4	kNm
------------------------------------	-----	-----

**VERIFICA SODDISFATTA**

\*equivalente al momento stabilizzante per tamponatura non vincolata superiormente

Verifica tamponatura con rinforzo

Verifica in regione 1 (compressione nella tamponatura)

Asse neutro ( $y_n^1$ ):	39	mm
Momento resistente rinforzo ( $M_d^1$ ):	76,8	kNm
Momento resistente tamp. ( $M_{Rd}^1$ ):	38,4	kNm
Deformazione effettiva ( $e_m$ ):	0,06	%

**La rottura non avviene per compressione della muratura**  
**VERIFICA NON NECESSARIA**

Verifica in regione 2 (trazione del rinforzo)

Asse neutro ( $y_n$ ):	8	mm
Momento resistente rinforzo ( $M_d^2$ ):	52,0	kNm
Momento resistente tamp. ( $M_{Rd}^2$ ):	26,0	kNm
Deformazione effettiva ( $e_m$ ):	11,28	%

**La rottura avviene per trazione del rinforzo**  
**VERIFICA SODDISFATTA**

Resistenza a taglio

Resistenza a taglio ( $f_{vd}$ ):	0,040	kN
Resistenza a taglio ( $V_{Rd}$ ):	1,7	kN

**VERIFICA SODDISFATTA**

Verifica del distacco di estremità

* Momento resistente ( $M_{Rd}$ ):	28,2	kNm
------------------------------------	------	-----

\*calcolo del momento resistente con capacità della rete ridotta

**VERIFICA SODDISFATTA**

RETE BIDIREZIONALE PREFORMATA IN FIBRA DI VETRO

• **OLY MESH GLASS 320**

<b>Caratteristiche tecniche</b>	<b>Valore nominale</b>	<b>Tolleranze</b>
Densità vetro	2,68 g/cm <sup>3</sup>	+/- 5%
<b>Resistenza a trazione singolo filo (ordito)</b> Velocità di trazione 100 mm/min	1,450 KN	+/- 5%
<b>Resistenza a trazione singolo filo (trama)</b> Velocità di trazione 100 mm/min	1,380 KN	+/- 5%
<b>Resistenza alla trazione (ordito)</b> Velocità di trazione 100 mm/min	72,5 KN/m	+/- 5%
<b>Resistenza alla trazione (trama)</b> Velocità di trazione 100 mm/min	69 KN/m	+/- 5%
Sezione resistente (ordito)	49,905 mm <sup>2</sup> /m	+/- 5%
Sezione resistente (trama)	49,905 mm <sup>2</sup> /m	+/- 5%
<b>Tensione di rottura (ordito)</b>	1,118 KN/mm <sup>2</sup>	+/- 5%
<b>Tensione di rottura (trama)</b>	1,124 KN/mm <sup>2</sup>	+/- 5%
Modulo elastico rete (ordito)	66750 N/mm <sup>2</sup>	+/- 5%
Modulo elastico rete (trama)	61680 N/mm <sup>2</sup>	+/- 5%

BETONCINO A BASE DI CALCE IDRAULICA

- **OLY WALL STRUKTURA-F**

La malta è a base di calce idraulica naturale, marcata CE conformemente ai requisiti della UNI EN 998-1/2 con sistema di certificazione 2+ per malte per muratura, fibrorinforzata, che presenta le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche	Valore tipico
Resistenza meccanica a compressione UNI EN 1015-12	a 7 gg > 9 MPa a 14 gg > 12 MPa a 28 gg > 15 MPa
Resistenza a taglio iniziale [MPa] in combinazione con elementi in muratura in conformità alla EN 771	0,15 [Valore tabulato]
Classe di reazione al fuoco	A1
Contenuto di cloruri	< 0,01
Massa volumica apparente della malta fresca UNI EN 1015-6	1900 Kg/m <sup>3</sup>
Consistenza della malta fresca UNI EN 1015-3	165 mm

FIOCCHI PER LA CONNESSIONE DEL SISTEMA AL TELAIO IN C.A.

- **OLY ROPE ARAMIDE 10**

Caratteristiche tecniche	Valore nominale
Diametro (mm)	10
N° di fili (-)	53
Peso (g/m <sup>2</sup> )	4.500
Peso connettore 10 ml (Kg)	0,45
Peso specifico del filato (g/cm <sup>3</sup> )	1,44
Resistenza meccanica a trazione del filato (MPa)	≥2.951
Modulo elastico del filato (GPa)	≥99
Allungamento (%)	2,9
Sezione resistente del connettore impregnato (mm <sup>2</sup> )	33,49
Modulo elastico del connettore impregnato (GPa)	107
Tensione a rottura del connettore impregnato (N/mm <sup>2</sup> )	1.574
Deformazione a rottura del connettore impregnato (%)	1,44
Carico a rottura del connettore impregnato (KN)	51,81