



Valutazione semplificata dell'interazione piano – fuori piano di tamponamenti in laterizio in edifici di nuova costruzione

Simone Castelli^a, Andrea Belleri^a, Alessandra Marini^a, Paolo Riva^a, Flavio Mosele^b

^a Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università degli studi di Bergamo, Viale Marconi 5, 24044 Dalmine, Italy

^b Consorzio Poroton, Via Franchetti, 4 - 37138 Verona, Italy

Keywords: Tamponamenti in laterizio, resistenza nel piano, resistenza nel fuori piano, strutture intelaiate in C.A.

ABSTRACT

I tamponamenti in laterizio, tipicamente utilizzati come chiusure perimetrali e divisori, possono interagire con la struttura portante influenzandone la risposta sismica. Per terremoti di bassa entità possono portare ad un effetto benefico di controventamento mentre, nel caso di accelerazioni maggiori, il danneggiamento dovuto alle sollecitazioni nel piano del pannello potrebbe portare ad una sensibile riduzione della resistenza nel fuori piano dello stesso. Tale riduzione della resistenza porterebbe quindi al potenziale ribaltamento dei pannelli creando di fatto una discontinuità in termini di rigidità nel piano, con possibile innesco di un meccanismo di piano debole oltre a rappresentare un pericolo per la sicurezza associato alla caduta di porzioni di tamponamento dall'alto. Il presente lavoro si propone di indagare tramite analisi parametriche l'entità degli spostamenti di interpiano attesi in edifici di nuova costruzione (NTC 2018) al variare della zona sismica per determinare il danno nel piano del pannello e la conseguente riduzione della capacità nel fuori piano.

1 INTRODUZIONE

La presenza di tamponamenti in laterizio in una struttura ne influenza la risposta sismica. Nonostante ciò, in fase di progetto, vengono generalmente trascurati e definiti come elementi non strutturali anche se possono irrigidire l'intero sistema diminuendone il periodo proprio ed aumentandone le azioni sollecitanti (Monaco et al. 2012). L'aumento delle sollecitazioni causa, come conseguenza, un aumento degli sforzi. Nella pratica di realizzazione è possibile prevedere degli accorgimenti per evitare l'interazione con la struttura, come ad esempio lasciare sufficiente spazio tra il telaio ed il tamponamento, anche se tipicamente non eseguito.

Il collasso dei tamponamenti interagenti può risultare pericoloso perché può modificare la risposta sismica della struttura e generare effetti indesiderati quali eccentricità di piano, effetti torsionali, irregolarità in altezza, possibili meccanismi di piano debole e fenomeni di pilastro corto con probabili crisi a taglio (collasso di tipo fragile) (Tabeshpour 2012). Altra criticità congiunta a tale tipologia costruttiva è associata al rischio di ribaltamento del tamponamento nel fuori piano con possibili danni a persone e cose. Vari

studi hanno dimostrato come il danneggiamento nel piano comporti una notevole riduzione della resistenza nel fuori piano (Guidi et al. 2013) (Verlato et al. 2014) (Hak et al. 2014) (Morandi et al. 2013) (Mohyeddin et al. 2013). Tutte queste criticità non possono essere trascurate, anzi, risultano tali da poter classificare un edificio, danneggiato a seguito di un evento sismico, come inagibile; ciò reca danno sia in termini economici, con costi di riparazione o di inattività dei processi produttivi o residenziali connessi all'edificio, sia in termini logistici. È quindi fondamentale che allo stato limite di danno (SLD) la progettazione dell'edificio avvenga in modo da mantenere il valore dello spostamento d'interpiano all'interno di valori consoni alle caratteristiche del tamponamento, mentre allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) le sollecitazioni devono essere tali da non portare al collasso dello stesso sia nel piano che nel fuori piano.

A tal riguardo, la presente ricerca vuole indagare il comportamento nel piano e nel fuori piano di tamponamenti inseriti in edifici a telaio in C.A. di nuova costruzione sviluppando analisi parametriche che considerano la variazione del

numero di piani e dell'accelerazione di picco del terreno.

2 CASI STUDIO

2.1 Edifici considerati

Per le analisi è stato preso a riferimento un edificio in C.A. con caratteristiche di regolarità sia in pianta che in elevazione con struttura a telaio. L'edificio è di tipo residenziale con piano interrato adibito ad autorimessa. L'edificio copre una superficie di circa 335 m² (come riportato in Figura 1), con un'altezza d'interpiano media pari a 3.15 m.

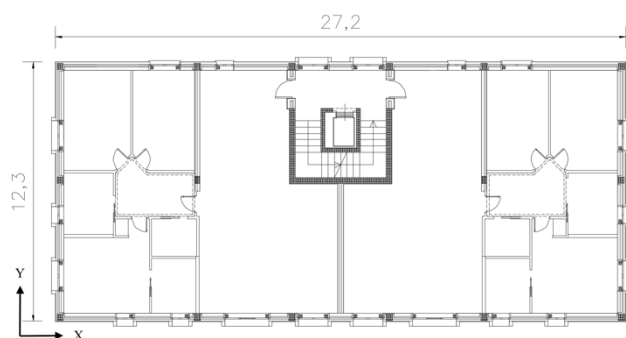


Figura 1. Piano tipo dell'edificio considerato.

Le analisi parametriche svolte, hanno considerato un numero di piani variabile: 3, 5 e 7, e la variazione dell'ubicazione dell'edificio, sia in termini di pericolosità sismica che di categoria di sottosuolo per delineare le possibili configurazioni presenti sul territorio nazionale. In questo lavoro sono state considerate nell'ordine (Tabella 1): Milano, Padova, Mirandola, Potenza e Amatrice.

Tabella 1. Zone e categorie del sottosuolo considerate
Nota: a_g è l'accelerazione di riferimento su suolo rigido

Località	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	SLV	
			a_g	$a_g \cdot S$
Milano	C	T1	0.049g	0.074g
Padova	D	T1	0.085g	0.153g
Mirandola	C	T1	0.140g	0.207g
Potenza	B	T1	0.202g	0.242g
Amatrice	B	T1	0.259g	0.300g

2.2 Progettazione e modellazione della struttura

La progettazione della struttura è stata effettuata in conformità alla normativa vigente (NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008) e relativa circolare esplicativa (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2019)). Ogni elemento strutturale è stato prima predimensionato e poi successivamente verificato al fine di garantire un adeguato livello di duttilità delle sezioni. Dal punto di vista progettuale è stato

deciso di affidare il compito sismo resistente al solo telaio perimetrale. Travi e pilastri interni sono stati quindi considerati come elementi strutturali secondari. L'influenza della soletta rampante del vano scala non è stata implementata nel modello ad elementi finiti. Come parametri di progettazione si sono tenuti in conto, oltre che ovviamente le verifiche di resistenza e duttilità dei vari elementi strutturali, il contenimento del coefficiente θ per le non linearità geometriche al di sotto di 0.2 per evitare analisi non lineari. Al termine della progettazione si è proceduto a verificare il drift di interpiano a SLD: nel caso di drift superiore allo 0.5% (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) si è eseguito un irrigidimento della struttura aumentando le sezioni degli elementi (si rimanda al paragrafo 4.1 per dettagli in merito).

L'edificio, riportato in Figura 2, così strutturato (senza considerare il vano scale) porta volutamente ad una flessibilità accentuata nella direzione Y, considerata come "caso limite" ai fini della ricerca per valutare condizioni estreme di comportamento, rispetto alla direzione X, che rappresenta il "caso realistico", essendo caratterizzata da una coppia di telai multi-campata affini alla consueta pratica edilizia. Con questo si è potuto analizzare dunque anche l'incidenza della rigidità del telaio strutturale sulla risposta delle tamponature come ulteriore parametro di studio.

La modellazione della struttura è stata sviluppata attraverso il software ad elementi finiti Midas GEN (2017). Il telaio, costituito da travi e pilastri, è stato modellato attraverso l'utilizzo di elementi beam. I pilastri facenti parte della struttura sismo resistente sono stati vincolati alla base mediante vincoli ad incastro. Per quanto riguarda il telaio centrale, ovvero la parte di struttura non sismo resistente ma finalizzata al solo compito di sorreggere i carichi verticali, è stato svincolato alle estremità rispetto alle rotazioni. I carichi considerati sono: permanenti (6 kN/m²), accidentali (2 kN/m²) e tamponamenti perimetrali (10 kN/m). Agli elementi sismo resistenti è stato assegnato un fattore di riduzione della rigidità, causato dalla fessurazione, pari a 0.7 per i pilastri e 0.5 per le travi. La struttura è stata valutata tramite analisi dinamica lineare a spettro di risposta usando una combinazione modale CQC come da NTC 2018 § 7.3.3.1 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) su un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore al 85%.

Va inoltre specificato come i tamponamenti siano stati modellati esclusivamente come massa partecipante e non in termini di rigidità; tale ipotesi risulta conservativa nel calcolo della riduzione di rigidità nel fuori piano in quanto

porta a una sovrastima degli spostamenti d'interpiano della struttura e di conseguenza a una sovrastima dell'abbattimento della resistenza fuori piano degli stessi.

Sono riportati i risultati per strutture progettate in Classe di Duttilità Alta (CDA) (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

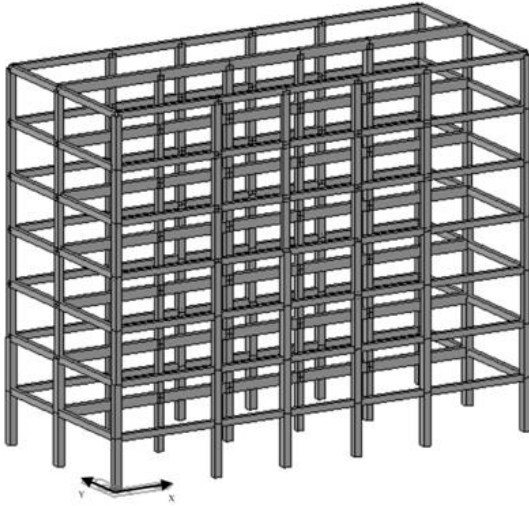


Figura 2. Esempio di modello dell'edificio: caso di 7 piani.

3 VERIFICA NEL FUORI PIANO

Per il calcolo della domanda sismica sugli elementi costruttivi non strutturali, nel nostro caso i tamponamenti, si fa riferimento al paragrafo §7.2.3 della NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) tramite la formula

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} \quad (1)$$

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 corrispondente allo stato limite in esame;

W è il peso dell'elemento;

q_0 è il fattore di comportamento dell'elemento, nel presente lavoro considerato pari a 2, come indicato in EC8 (EN 2005) e NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008).

NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) suggerisce (circolare applicativa §C7.2.3 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2019)) il calcolo delle accelerazioni degli elementi secondari tramite l'analisi di spettri di piano, i quali possono essere calcolati tramite due approcci. In questa sede si è deciso di applicare la procedura semplificata (possibile solo in caso di

strutture a telaio sismo-resistente, come in questo caso) la quale permette di ricavare l'accelerazione $S_a(T_a)$ tramite parametri semplici da calcolare:

$$\alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - T_a/aT_1\right)^2} \right] \quad (2)$$

$$\alpha \cdot S \cdot (1 + z/H) \cdot a_p \quad (3)$$

$$\alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - T_a/bT_1\right)^2} \right] \quad (4)$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di 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;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerate;

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.

Eq. 2 vale per $T_a < aT_1$, Eq. 3 vale per $aT_1 < T_a < bT_1$ mentre Eq. 4 vale per $T_a \geq bT_1$.

Gli spettri di piano, descritti attraverso Eq. 2-3-4, riportati in Figura 3, 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 , riportati in Tabella 2, 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.

Tabella 2. Coefficienti per il calcolo degli spettri di piano.

	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

La domanda è stata stimata anche con EC8 §4.3.5.2 (EN 2005) (come recepito da NTC 2008 §7.2.3 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008)) attraverso la formula

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (5)$$

dove i parametri indicati mantengono lo stesso significato spiegato in precedenza.

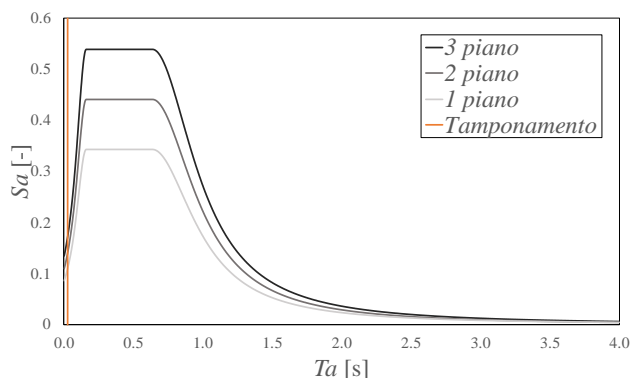


Figura 3. Spettri di piano per la struttura a tre piani in direzione X per Milano, la linea verticale rappresenta il periodo T_a del tamponamento.

Per quanto riguarda nello specifico la capacità nel fuori-piano di pannelli di tamponamento, questa è stimata tramite il prodotto della resistenza fuori piano della tamponatura integra moltiplicata per un coefficiente correttivo β_a che tiene conto della riduzione della resistenza dovuta al danneggiamento nel piano (valutato piano per piano), attraverso la seguente formulazione:

$$p_r = 0.72 \cdot \beta_a \cdot f_d \cdot (t/h)^2 \quad (6)$$

dove:

f_d è la resistenza a compressione della muratura, considerata pari a 4 MPa;

t è lo spessore della muratura considerato pari a 0.30 m;

l è la larghezza unitaria;

h è l'altezza del tamponamento, considerata pari a 3.15 m.

L'andamento del coefficiente correttivo è riportato in Figura 4, ricavato da una campagna di prove sperimentali su tamponature in laterizio piene e con aperture, considerando inoltre la presenza o meno di armatura interna, per il calcolo viene considerata la linea continua del grafico.

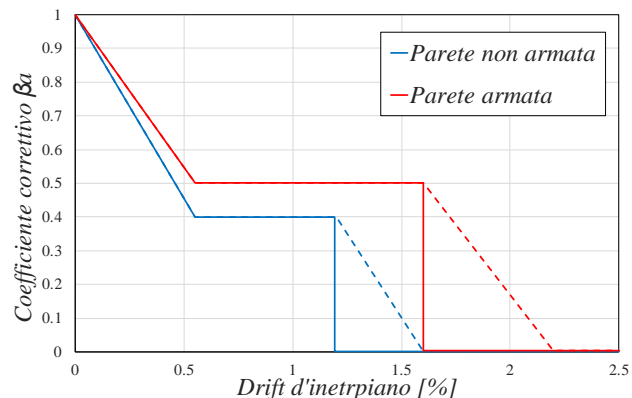


Figura 4. Variazione del parametro β_a (Verlato et al. 2014).

Nel presente lavoro è stata analizzata la prestazione dei soli tamponamenti in laterizio non armati.

4 RISULTATI

Nella discussione dei risultati ottenuti sono stati valutati il drift d'interpiano, indice utile a definire l'eventuale danneggiamento del tamponamento, l'accelerazione fuori piano applicata al tamponamento, nonché la stima dei margini di sicurezza al fine di stimare il pericolo del ribaltamento nel fuori piano del tamponamento.

4.1 Drift d'interpiano

Per il calcolo del drift d'interpiano, riportati in Figura 5 e 6, sono stati utilizzati gli spostamenti ottenuti sia con lo spettro elastico associato a SLD sia con lo spettro elastico associato a SLV (vedi paragrafo 4.2). Il calcolo è stato ripetuto per entrambe le direzioni principali della struttura ed i carichi sono stati assegnati secondo la combinazione sismica, ovvero applicando un coefficiente $\Psi_{2,i}$ ai carichi variabili pari a 0.3, trattandosi di edifici di categoria A: Ambiente ad uso residenziale (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008)(Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

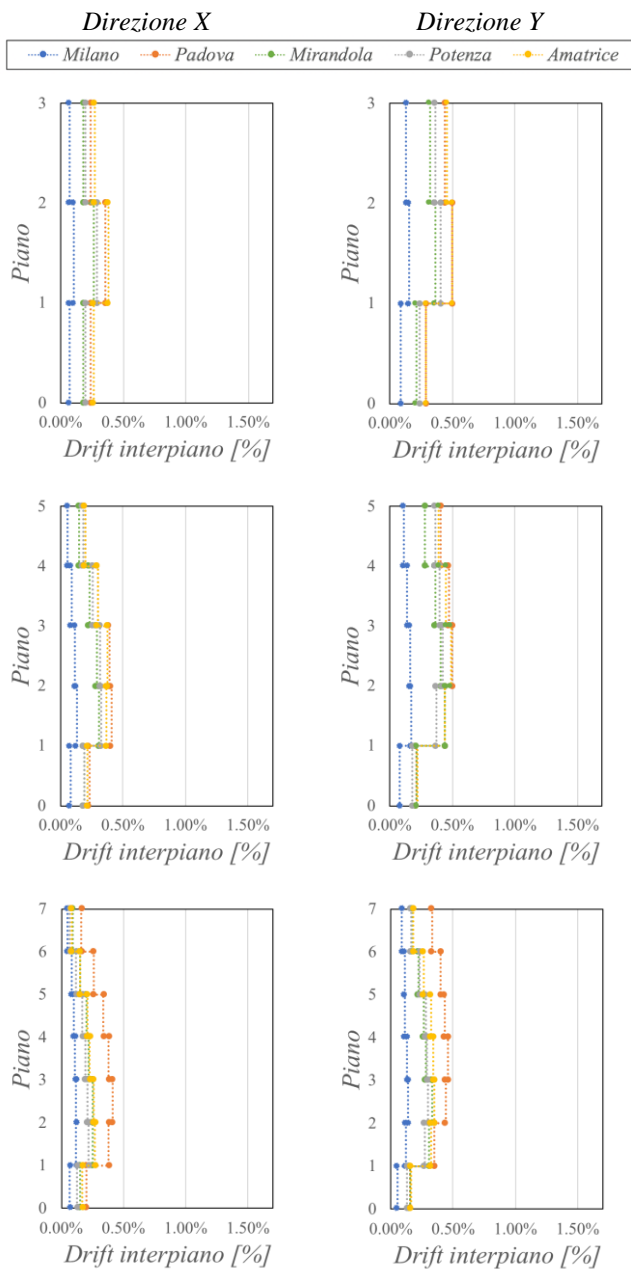


Figura 5. Drift nelle due direzioni al variare della località considerata e del numero di piani allo SLD.

Come si può notare i drift a SLD sono tutti inferiori allo 0.5%, ossia il limite imposto da normativa.

Per la direzione X il limite di drift allo 0.5 % non risulta dimensionante, per tutte le località e per tutte le tipologie analizzate, mentre in direzione Y a volte è stato necessario ridimensionare la struttura per sottostare a tale limite; ciò è successo per Padova e Amatrice nei telai a 3 e 5 piani.

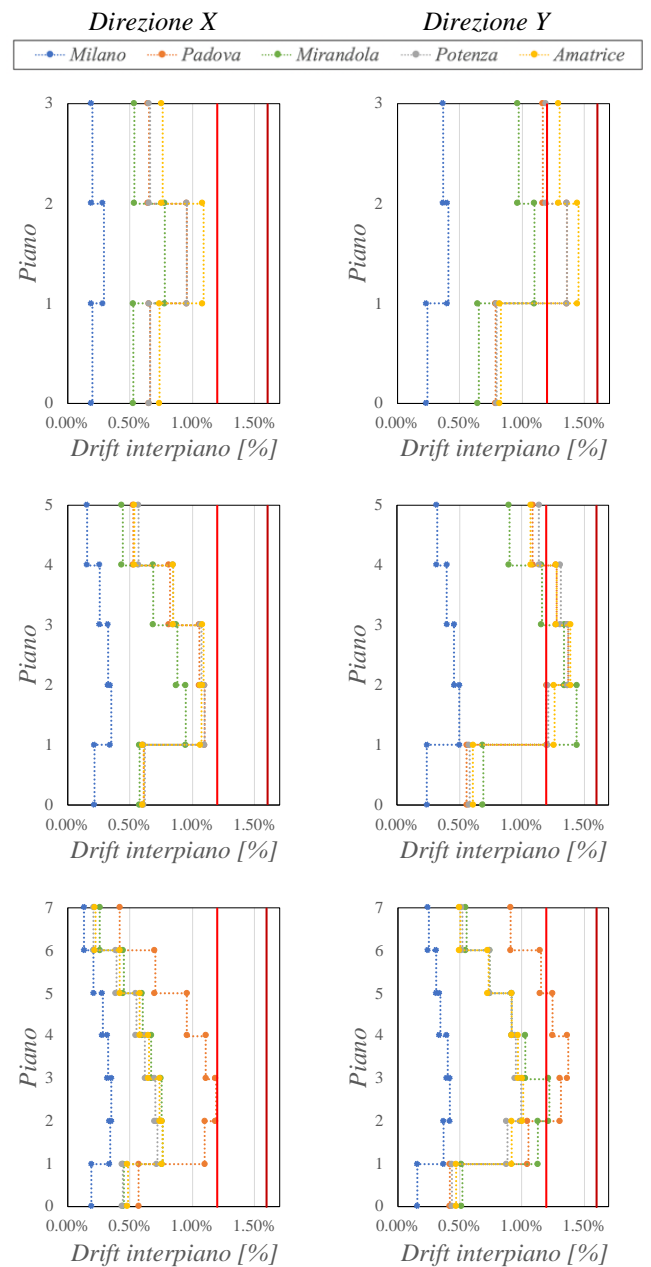


Figura 6. Drift nelle due direzioni al variare della località considerata e del numero di piani allo SLV; in linea rossa è rappresentato il limite per tamponatura non armata mentre in linea rosso scuro il limite per tamponatura armata.

Come si può vedere i drift non superano mai il limite per tamponatura armata mentre in certi casi limitati si supera quello per tamponatura non armata; quest'ultimi sono i casi in cui la successiva verifica a ribaltamento fuori piano non risulta soddisfatta in quanto la resistenza del pannello per drift così elevati risulta pari a zero (Figura 4). Si osserva che tali casi riguardano solamente la direzione Y, per la quale è stata estremizzata la flessibilità della struttura a scopo di indagine sperimentale.

4.2 Accelerazione fuori piano e margini di sicurezza

Lo studio dell'accelerazione fuori piano del tamponamento risulta fondamentale per la verifica della capacità fuori piano dello stesso. Le accelerazioni fuori piano sono state valutate sia con la formula da NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) (Eq. 2-3-4) che da NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008) (Eq. 5). La forza sismica fuori piano è stata valutata moltiplicando l'accelerazione trovata per la massa del pannello e dividendo il tutto per il fattore q_a associato all'elemento non strutturale (Eq. 1). La resistenza del pannello è stimata tramite la formula in Eq. 6 dove il coefficiente β_a è valutato di volta in volta in funzione del drift raggiunto nel piano corrispondente.

A valle di tutte le analisi parametriche svolte si può concludere come i tamponamenti, in generale, mantengono un'ottima resistenza nei confronti della verifica a ribaltamento nel fuori piano. Si riportano i risultati in forma aggregata ed in termini di fattori di sicurezza relativi al collasso dei tamponamenti fuori piano calcolato come rapporto tra accelerazione associata al carico limite di rottura e accelerazione sollecitante. Valori superiori all'unità rappresentano elementi in grado di resistere alla sollecitazione imposta.

Nella direzione X (direzione più simile ad una situazione reale) (Figura 7 e Tabella 3) le verifiche risultano sempre soddisfatte e con fattori di sicurezza elevati. In direzione Y (direzione in cui è stata estremizzata la flessibilità della struttura) (Figure 8 e Tabella 4) le verifiche risultano non soddisfatte in alcuni casi a causa dell'abbattimento della capacità nel fuori piano dovuto a un drift elevato nel piano. Si osserva che in tali casi basterebbe utilizzare un tamponamento armato per soddisfare la verifica fuori piano.

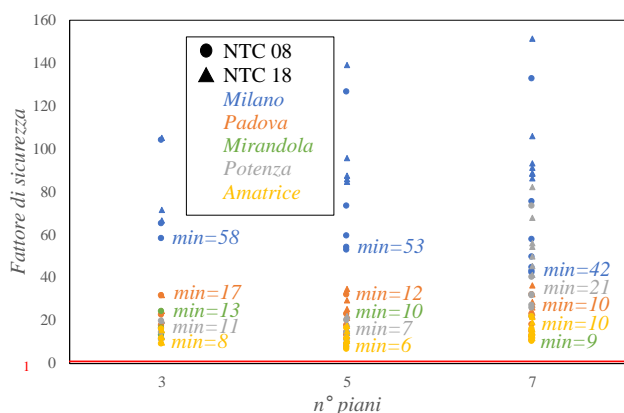


Figura 7. Fattori di sicurezza per la verifica a ribaltamento dei tamponamenti in direzione X.

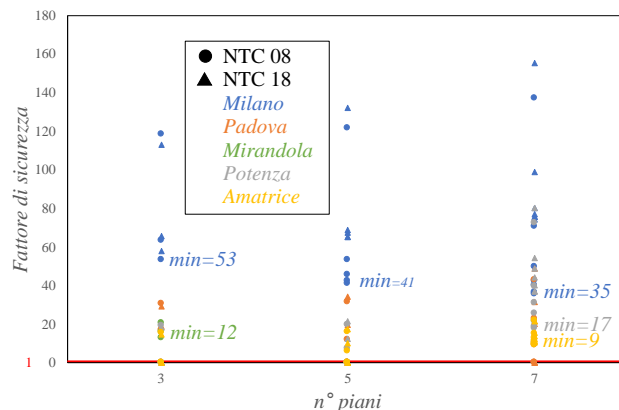


Figura 8. Fattori di sicurezza per la verifica a ribaltamento dei tamponamenti in direzione Y.

Per completezza si riportano nello specifico i casi in cui la verifica non risulta soddisfatta (direzione Y): 3 piani a Padova e Potenza al livello 2, ad Amatrice al livello 2 e 3; 5 piani a Padova e Potenza al livello 3 e 4, a Mirandola al livello 2 e 3, ad Amatrice al livello 2, 3 e 4; 7 piani a Padova al livello 3,4 e 5, a Mirandola al livello 3. Per tutte queste la verifica non risulta soddisfatta per tamponature ordinarie bensì risulta soddisfatta per tamponature armate.

Dai due grafici appena riportati si può notare come, in generale, i fattori di sicurezza calcolati secondo NTC 08 e NTC 18 risultino simili anche se più conservativi i primi.

Tabella 3. Fattori di sicurezza in direzione X (minimo, media e massimo calcolati escludendo, se presenti, i fattori ≤ 1).

	NTC	Minimo	Media	Massimo	n° FS ≤ 1
		2008/18	2008/18	2008/18	
Milano	3	58/67	76/81	104/105	0
	5	53/85	73/99	126/140	0
	7	42/87	64/101	133/152	0
Padova	3	18/20	24/26	31/32	0
	5	13/21	20/27	32/35	0
	7	11/22	18/28	32/37	0
Mirandola	3	13/15	18/19	24/24	0
	5	11/17	15/20	24/26	0
	7	9/17	15/23	30/34	0
Potenza	3	11/13	15/16	20/20	0
	5	8/13	13/17	20/22	0
	7	22/41	36/57	73/82	0
Amatrice	3	9/10	12/13	16/16	0
	5	6/11	10/14	16/18	0
	7	10/12	14/16	22/22	0

Tabella 4. Fattori di sicurezza in direzione Y (minimo, media e massimo calcolati escludendo, se presenti, i fattori ≤ 1).

		Minimo	Media	Massimo	n°
	NTC	2008/18	2008/18	2008/18	FS ≤ 1
Milano	3	54/58	79/79	119/113	0
	5	41/65	61/80	122/132	0
	7	36/75	59/91	137/155	0
Padova	3	17/19	24/24	31/29	1
	5	12/20	22/27	32/34	2
	7	9/20	22/31	43/49	3
Mirandola	3	13/13	17/17	21/23	0
	5	13/14	21/18	35/25	2
	7	7/14	13/19	25/28	1
Potenza	3	20/19	20/19	20/19	1
	5	8/13	14/17	20/22	2
	7	18/37	32/49	73/80	0
Amatrice	3	16/15	16/15	16/15	2
	5	6/10	11/14	16/17	3
	7	9/11	13/14	22/22	0

Altra osservazione interessante è come nella direzione Y, per struttura a 7 piani, non risultino verificati i tamponamenti per Padova e Mirandola mentre risultino verificati per Milano e soprattutto Potenza e Amatrice; questo lo si può spiegare osservando gli spettri in termini di spostamento (Figura 9) anziché in termini di accelerazioni.

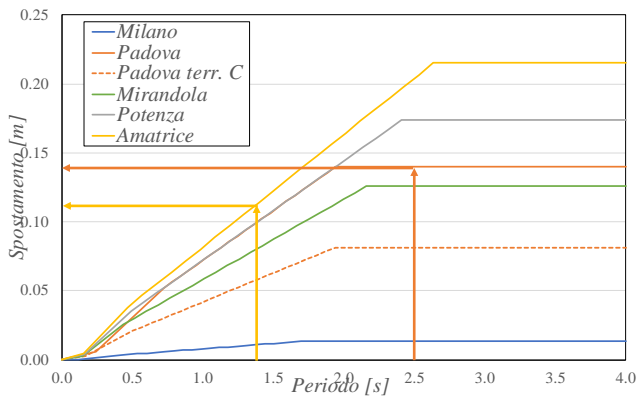


Figura 9. Spettri di spostamento in tutte le località considerate.

Si può esaminare come innanzitutto sia determinante il tipo di terreno considerato (Padova progettato per terreno di tipo D) e come lo spostamento stimato, per esempio, della struttura di 7 piani progettata a Padova nella direzione Y sia 0.14 m ($T = 2.53$ s) a fronte della struttura progettata ad Amatrice sempre di 7 piani sempre in direzione Y sia 0.12 m ($T = 1.45$ s).

Lo spostamento della struttura è stato calcolato nel seguente modo (NTC 2018 §7.3.3.3 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018))

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7)$$

dove:

$$\begin{cases} \mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \text{ se } T_1 < T_C \end{cases} \quad (8)$$

È interessante osservare come, nel momento in cui la normativa stabilisce che l'azione di progetto non debba essere inferiore al 20% di a_g , in tali zone non vale più la diretta proporzionalità tra spostamenti conseguenti da analisi plastica e spostamenti conseguenti da analisi elastica (cioè l'uguaglianza degli spostamenti così definita dalla Teoria del Fattore di Duttilità) e perciò risulta un fattore di struttura q ipotizzato diverso da quello effettivo q_{eff} , come schematizzato in Figura 10.

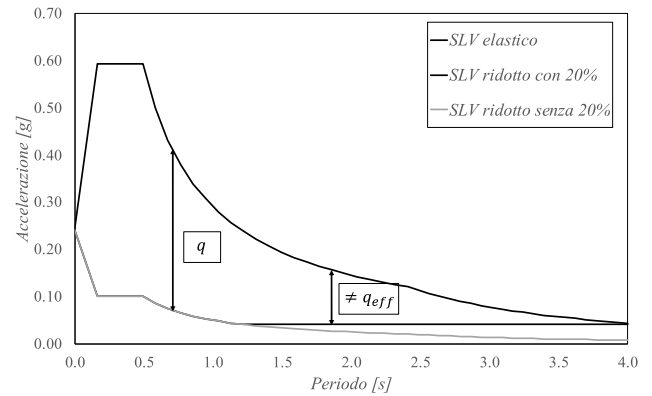


Figura 10. Spettro elastico e ridotto.

A questo punto le procedure per la corretta stima degli spostamenti si dividono in due: si potrebbe calcolare q_{eff} e poi stimare gli spostamenti tramite l'Eq. 7 e 8 o, come nel presente lavoro, stimare gli spostamenti tramite una nuova analisi elastica considerando questa volta direttamente lo spettro elastico. Si è osservato come il rapporto tra spostamenti a SLV e SLD sia all'incirca simile al rapporto tra accelerazione spettrale a SLV e accelerazione spettrale a SLD.

5 CONCLUSIONI

Lo studio effettuato ha portato alla luce come per costruzioni nuove con struttura sismo resistente a telaio in calcestruzzo armato non ci siano problemi di ribaltamento fuori piano per le tamponature ordinarie in laterizio nella direzione X (direzione realistica, essendo caratterizzata da una coppia di telai multi-campata affini alla consueta pratica edilizia), analizzando i risultati, si osserva come nei margini di sicurezza in direzione X il valore minimo riscontrato è 6 e si registra per edificio di 5 piani ad Amatrice. Invece, in alcuni casi, ci sia un possibile ribaltamento nella direzione Y (direzione caso studio in cui si è estremizzata la flessibilità). Si osserva che tali

considerazioni sono conservative in quanto i risultati delle analisi non includono la rigidità nel piano del tamponamento stesso, la quale andrebbe a diminuire gli spostamenti di interpiano e di conseguenza l'attitudine al ribaltamento nel fuori-piano. Pertanto si può concludere che, in generale, nella pratica edilizia questo tipo di tamponamenti non soffre di problemi per quanto riguarda il ribaltamento fuori piano anche se è obbligo la verifica soprattutto in quei casi di strutture estremamente flessibili o con condizioni al contorno (tipo di terreno, ecc...) che estremizzano gli spostamenti orizzontali in condizioni sismiche. Si osserva inoltre come il valore del drift d'interpiano diminuisce salendo verso la sommità dell'edificio ad esclusione del secondo/terzo impalcato nel quale si assiste ad un suo aumento; ciò è dovuto all'analisi lineare svolta che, ignorando le non linearità dovute al danneggiamento degli elementi, non coglie l'aumento di drift al piano terra associato alla formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri. Successivi sviluppi saranno lo studio parametrico per strutture sismo resistenti costituite da setti in C.A. e intelaiate in acciaio.

Earthquake Resistant Structures – Design, Assessment and Rehabilitation.

Verlato, N., Guidi, G., da Porto, F., 2014. Calcolo della resistenza fuori piano di tamponature realizzate con il Sistema anti espulsione: modellazione analitica e proposte progettuali, *Murature Oggi*, N.116.

RIFERIMENTI

- EN 1998-1:2005, Eurocode 8: Design of structures for resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, *European Comitee for Standardization*, Brussels, Belgium.
- Guidi, G., Da Porto, F., Dalla Benetta, M., Verlato, N., Modena, C., 2013. Comportamento Sperimentale nel Piano e Fuori Piano di Tamponamenti in Muratura Armata e Rinforzata. *Atti del XV Convegno Naz. ANIDIS*, Padova, Italy.
- Hak, S., Morandi, P., Magenes, G., 2014. Out-of-plane experimental response of strong masonry infills, *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 Gennaio 2019. *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Monaco, P., Netti, A., Fiore, A., 2012. The influence of masonry infill on the seismic behavior of RC frame buildings, *Journal of Engineering Structures*, **44**, 133-145.
- 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 Naz. ANIDIS*, Padova, Italy.
- Mohyeddin, A., Goldsworthy, H.M., Gad, E.F., 2013. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures*, **51**, 73-87.
- Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14/01/2008.
- Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 20/02/2018.
- Tabeshpour, M.R., Azad, A., Golafshani, A.A., 2012. Seismic Behaviour and Retrofit of Infilled Frames,