

Risposta di un edificio esistente in c.a. progettato per soli carichi verticali: prove cicliche in sito e analisi numeriche

Seismic behavior of an existing RC building designed for gravity loads only: on-site tests and numerical modelling

Simone Peloso¹, Chiara Casarotti², Alberto Pavese³, Filippo Dacarro⁴, Giuseppe Sinopoli⁵ ■

Sommario

Il lavoro numerico sperimentale presentato si inserisce nel contesto di un progetto di ricerca volto allo studio della risposta sismica delle costruzioni esistenti progettate per i soli carichi verticali nella regione Sicilia. L'edificio considerato, realizzato negli anni '80, ha una struttura intelaiata in calcestruzzo armato di due piani.

La modellazione numerica si è basata sulle informazioni ottenute dal progetto originale, integrate dai risultati di rilievi geometrici, indagini pacometriche e sclerometriche. Una serie di modelli numerici ha permesso di considerare l'incertezza relativa alle caratteristiche dei materiali, al comportamento dei solai e al contributo delle tamponature. Analisi pushover hanno portato alla determinazione delle curve di capacità della struttura, stimando quindi forze, spostamenti e duttilità. È inoltre stata stimata la più probabile sequenza di formazione delle cerniere plastiche nei pilastri.

I risultati delle simulazioni numeriche sono poi stati utilizzati per la progettazione del sistema di prova necessario allo svolgimento di un test ciclico quasi-statico. L'obiettivo era quello di imporre cicli unidirezionali a spostamenti crescenti fino al raggiungimento di un drift interpiano del 2%. L'esecuzione della prova ha portato dapprima al collasso delle tamponature e all'espulsione dei copriferrì, successivamente ha causato la formazione di cerniere plastiche e fessure a taglio in pilastri e nodi trave-pilastro.

L'analisi dei dati acquisiti durante la prova ha mostrato l'affidabilità delle previsioni numeriche: le curve forza-spostamento ottenute dalle analisi pushover stimavano correttamente il comportamento osservato sperimentalmente.

Parole chiave: Pushover, prove in sito, edificio esistente in c.a., meccanismi di rottura, prova in scala reale.

Abstract

The purpose of the present experimental research was to study the response to horizontal loading of existing constructions designed for gravity loads only in the Sicily Region (Italy). The building under investigation was an existing two-storey reinforced concrete structure, built in the 80's.

A numerical study on the structure gave the basis for the design of test set-up and actuation system, using information coming from original building drawings, on site geometric survey, pacometer and sclerometer investigations. A number of pushover analyses on several numerical models, carried out using the software SeismoStruct, accounted for the uncertainties related to the mechanical characteristics of the materials. Moreover, different modelling hypothesis allowed considering rigid or deformable floor slabs and significant or negligible contributions of the infill panels. The numerical analyses were finalized to assess the capacity of the structure in terms of both force and displacement, the ductility reserve and the most likely sequence of formation of plastic hinges and possible shear failures.

A pseudo-static cyclic testing protocol was used to investigate the response of the building applying series of three cycles at increasing displacement amplitude, up to a target inter-storey drift equal to 2%. At the end of the test, the infill panels completely collapsed. Columns and joints showed plastic hinges and shear cracks in different parts of the structure, with diffuse spalling of the concrete. As typical of this type of constructions, beams suffered almost no damages. Experimental and numerical results shown to be fair agreement.

Keywords: Pushover, On site cyclic tests, Existing RC building; Damage mechanism; Full scale tests, seismic assessment.

¹ Ph.D., Fondazione Eucentre, Pavia - ✉ simone.peloso@eucentre.it

² Ph.D., Fondazione Eucentre, Pavia - ✉ chiara.casarotti@eucentre.it

³ Professore, Università di Pavia - ✉ a.pavese@unipv.it

⁴ Ing., Fondazione Eucentre, Pavia - ✉ filippo.dacarro@eucentre.it

⁵ Ing., Fondazione Eucentre, Pavia - ✉ giuseppe.sinopoli@eucentre.it

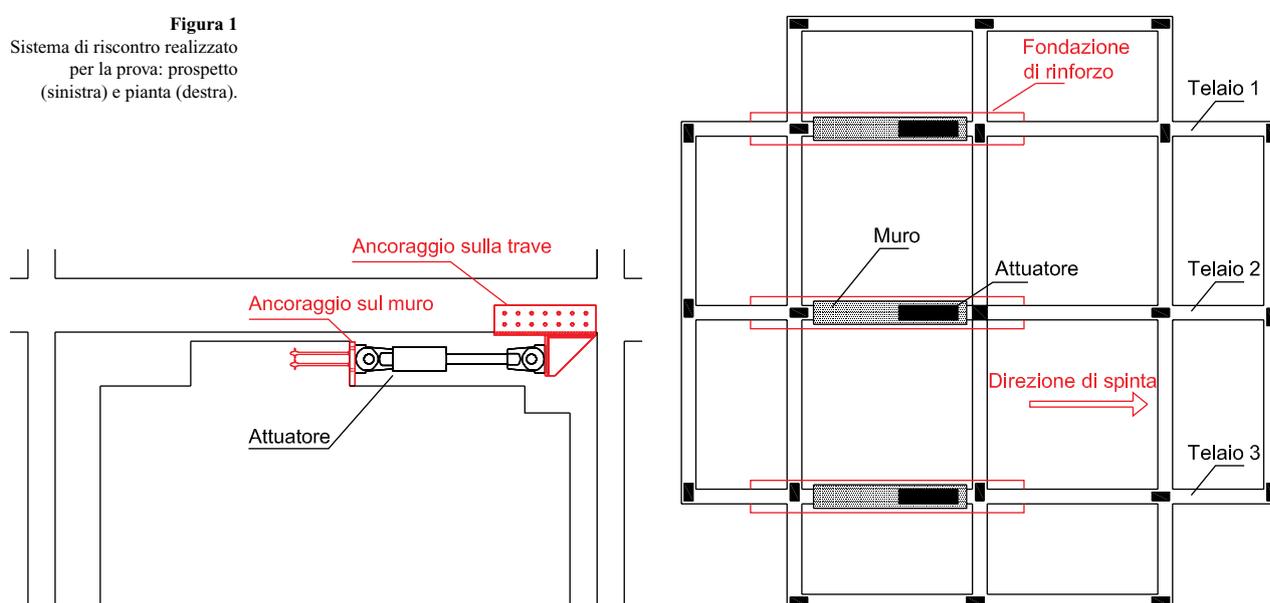
1. Introduzione

Volendo studiare la risposta sismica di strutture progettate secondo norme, ora superate, che sottostimano le azioni sismiche e non contemplano adeguati dettagli costruttivi, si è deciso di testare una struttura a telaio a due piani, realizzata in calcestruzzo armato nella prima metà degli anni '80.

L'edificio è stato sottoposto a serie di tre cicli pseudo-statici uni-direzionali ad ampiezza crescente. Poiché semplici analisi preliminari indicavano che il collasso sarebbe stato certamente caratterizzato dalla formazione di un piano debole al piano terreno, si è scelto di applicare il carico orizzontale al solo primo impalcato. Questo ha consentito di realizzare la struttura di riscontro all'interno del provino stesso, risolvendo al contempo i problemi legati alla carenza di spazio attorno all'edificio.

Il sistema di riscontro (Figura 1) era costituito da tre pareti in calcestruzzo armato, realizzate all'interno di una delle campate del telaio. Tali strutture sono state collegate alle fondazioni, dopo che queste ultime erano state adeguatamente rinforzate. Il sistema di attuazione era composto da tre attuatori collegati alla struttura tramite angolari metallici fissati alle travi in c.a. all'intradosso del soletto.

Figura 1
Sistema di riscontro realizzato per la prova: prospetto (sinistra) e pianta (destra).



2. Prove su strutture al vero

In letteratura sono presenti vari lavori relativi alla valutazione sperimentale del comportamento sismico di edifici progettati per i soli carichi verticali. Sebbene parte di questi studi coinvolgano provini a grande scala o a scala reale, la grande maggioranza riguarda prove di laboratorio (e.g. Calvi et al., 2002; Coelho et al., 2005; Senaldi et al., 2014; Pavese et al., 2016; Graziotti et al., 2017). Le campagne sperimentali, realizzate in sito su edifici esistenti, sono normalmente più impegnative sia dal punto di vista economico che realizzativo. Rispetto alle prove in laboratorio, i test in sito sono dunque molto meno comuni, tuttavia hanno il valore aggiunto di poter studiare un edificio "reale" invece di un provino "costruito ora come allora".

Tra gli esempi di lavori relativi a prove in sito disponibili in letteratura possiamo ricordare i seguenti. Mazzolani et al. (2004) descrivono una campagna sperimentale su un edificio costruito a Bagnoli (NA) negli anni '70. La struttura è stata suddivisa in sei parti, ognuna delle quali è stata rinforzata con una tecnica di miglioramento sismico differente, e sono state condotte sia prove cicliche pseudo-statiche, sia prove dinamiche di oscillazione libera. A Solarino (SR), un edificio in c.a. progettato secondo la normativa vigente nel 1975 e mai ultimato è stato adeguato sismicamente tramite l'installazione un sistema di isolamento ibrido alla base. La struttura è stata poi testata dinamicamente, lasciandola libera di oscillare dopo aver imposto uno spostamento iniziale (Oliveto G. 2004). Nelle città di Hualien e Yulin (Cina) sono state eseguite quattro pushover in sito su due scuole esistenti al fine di testare le criticità delle modalità di costruzione e diverse possibili tecniche di miglioramento sismico (Tu et al., 2006). A L'Aquila (AQ) sono state condotte prove dinamiche in sito su una delle 185 palazzine isolate sismicamente del Progetto C.A.S.E. (Protezione Civile, 2010). Infine, nella città di Yangmei Town (Taiwan), una delle scuole danneggiata dal terremoto del 1998 è stata tagliata in 4 parti, in modo da ottenere due provini e due porzioni di struttura da utilizzare come riscontro per prove di spinta statiche e dinamiche (Weng et al., 2013).

Una problematica comune, analizzata nei lavori appena citati, è la realizzazione del sistema di reazione per l'applicazione della forza orizzontale. In alcuni casi, sono state costruite strutture aggiuntive, posizionate esternamente all'edificio da testare (come telai in acciaio o elementi in c.a.). In altri casi, la struttura di reazione è stata ottenuta dal campione stesso, separandone e rinforzandone una parte. Comune ai test distruttivi è anche la tipologia di risultati, normalmente dai test vengono ricostruiti: curve pushover o cicli forza-spostamento e relativo smorzamento equivalente, oltre alla distribuzione e sequenza di formazione delle cerniere plastiche.

3. Caso studio

L'edificio oggetto della prova è una villetta quadrifamiliare dei primi anni '80 (Casarotti et al., 2015). La costruzione è iniziata nel 1981 ed è stata interrotta nel 1983 senza portare l'opera a compimento, realizzando solo la struttura portante, i solai e parte dei tamponamenti. Come si può vedere nella Figura 2 lo stabile al rustico si trovava in uno stato di totale abbandono. Il fabbricato presenta una struttura intelaiata in calcestruzzo armato e si sviluppa su 2 livelli per un'altezza complessiva di circa 8 m, con altezza di piano pari a 3.70 m e 3.20 m per il primo e per il secondo impalcato rispettivamente.

La pianta dell'edificio è di forma irregolare in pianta e in elevazione, circa 20 m per 20 metri, per una superficie media lorda di piano di circa 350 m² (Figura 3). I solai del primo livello e della copertura, che si trovavano in uno stato di degrado avanzato, sono in latero-cemento (16 cm + 5 cm) gettati in opera. Le scale sono esterne e sono connesse all'edificio solo a livello della fondazione.



Figura 2
Vista Sud (sinistra) e Nord (destra) dell'edificio.

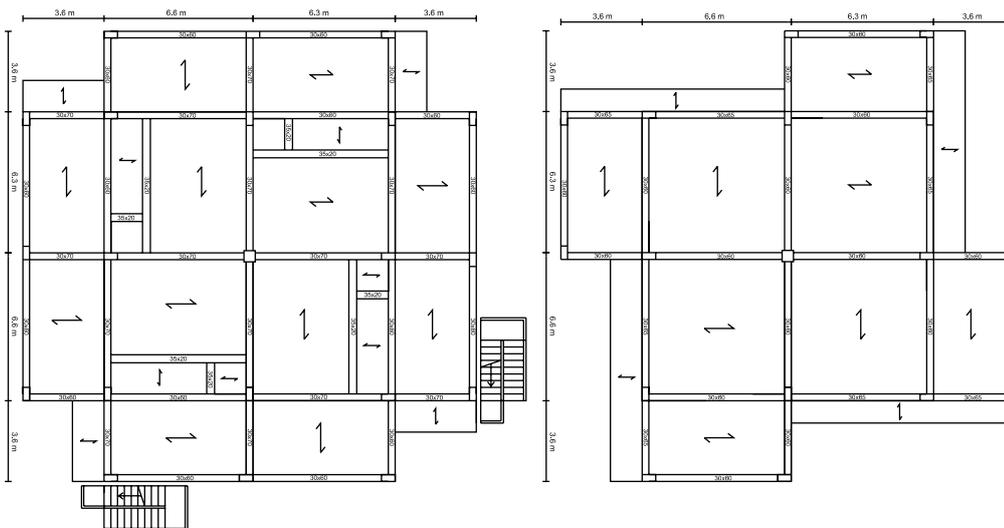


Figura 3
Pianta del primo (sinistra) e del secondo (destra) impalcato.

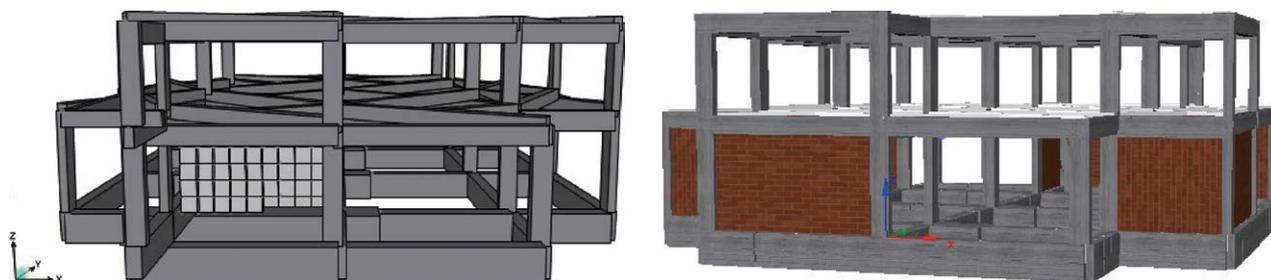
Il progetto originale e i relativi disegni esecutivi erano disponibili, tuttavia geometria è stata rilevata per controllare eventuali difformità. Oltre a questo, prove pacometriche e SonReb sono state utilizzate per valutare l'effettiva distribuzione delle armature, con particolare attenzione alle armature a taglio, e la qualità del calcestruzzo di fondazione, pilastri e travi.

3.1 Modello numerico

La modellazione numerica è stata utilizzata per valutare il comportamento e le prestazioni della struttura. I risultati delle analisi svolte, validati a posteriori dai dati sperimentali, sono stati utilizzati per la progettazione del sistema di prova e per la definizione del protocollo di prova.

L'insieme struttura e sistema di riscontro è stato modellato con due software di calcolo (Figura 4): SAP2000 (CSI, 2014) e SeismoStruct (Seismosoft, 2014). La doppia modellazione, elastica nel primo caso e non lineare nel secondo, è stata utilizzata per studiare diversi aspetti critici: non ultima, l'interazione tra il telaio e la struttura di riscontro. Il modulo elastico degli elementi lineari utilizzati per modellare i pilastri, le travi e le fondazioni, rispettivamente 32 GPa, 33 GPa e 35 GPa, riflettevano i risultati ottenuti dai test SonReb. Analogamente, i valori medi della resistenza dei materiali utilizzati nell'ambito della modellazione non lineare sono stati derivati da prove sperimentali. Per coerenza tra i due software di analisi, per modellare il comportamento rigido nel piano dei solai, sono state utilizzate delle bielle rigide assialmente e prive di massa e peso.

Figura 4
Struttura modellata con
SAP2000 (sinistra) e
SeismoStruct (destra).



L'obiettivo principale della modellazione in SAP2000 era quello di esaminare le sollecitazioni sul sistema di riscontro, che doveva lavorare in campo elastico, e di valutare i cedimenti aggiuntivi in fondazione che potevano essere causati dalla prova ciclica. Sono stati confrontati due modelli: il primo, allo stato fatto, aveva lo scopo di ricavare le sollecitazioni legate ai carichi permanenti (strutturali e non strutturali) e stimare i cedimenti fondazionali passati. Il secondo modello, relativo alla configurazione di prova, includeva anche le tre pareti di riscontro e un sistema di forze auto-equilibrato, rappresentante le coppie di forze applicate dagli attuatori al provino e alla struttura di rinforzo. Confrontando i risultati, è stato valutato l'incremento di sollecitazione nelle travi di fondazione, base per la progettazione del necessario rinforzo strutturale.

La struttura è stata inoltre modellata non linearmente in SeismoStruct per stimarne le prestazioni, e per poter quindi dimensionare i sistemi di riscontro e di attuazione necessari per l'esecuzione dei test. Si nota che i modelli non lineari includevano i rinforzi fondazionali ma trascuravano i muri di riscontro, la loro presenza è stata ritenuta ininfluenza sulla risposta forza-spostamento del telaio. Analisi pushover su vari modelli hanno permesso di valutare l'effetto di alcune delle variabili in gioco. In maggior dettaglio, non potendo definire con precisione e a priori il comportamento della struttura, sono state fatte quattro diverse ipotesi di modellazione: con solai rigidi e deformabili, con e senza la presenza delle tamponature. Per quanto riguarda il comportamento degli orizzontamenti, si è ritenuto opportuno procedere in questo modo in quanto il loro notevole deterioramento rendeva difficile stimarne la rigidezza. Altrettanto incerta era l'efficacia dei collegamenti tra le tamponature e il telaio in c.a., che ne rendeva dunque questionabile il contributo sulla risposta della struttura. Le tamponature sono state modellate come elementi inelastici secondo il modello tirante/puntone di Crisafulli (1997). Il contributo dei pannelli in termini di resistenza e rigidezza si annulla al raggiungimento della loro resistenza massima oppure del limite di drift fuori dal piano dell'elemento (assunto pari a 0.5%).

La stima finale della capacità del telaio è stata fatta sottoponendo i modelli non lineari ad analisi pushover, applicando la distribuzione uniforme di spostamento scelta per lo svolgimento del test. Indipendentemente dal verso dell'analisi, gli spostamenti sono stati imposti alle tre travi centrali del primo impalcato, in corrispondenza del reale punto di collegamento degli attuatori alla struttura. Nella Figura 5 vengono riportate le curve pushover dei diversi modelli per entrambi i versi di sollecitazione. Nella Tabella 1 vengono riportati i risultati ottenuti dalle diverse analisi pushover, in termini di taglio massimo alla base e di spostamento massimo misurato in corrispondenza del nodo centrale del primo impalcato. Lo spostamento massimo, dato dal modello con solai deformabili e senza il contributo delle tamponature, è pari a circa 80 mm. Come atteso, la presenza delle tamponature influenza in maniera importante la risposta della struttura, irrigidendo il ramo elastico fino al raggiungimento del

valore limite di rottura dei tamponamenti stessi, valore oltre il quale le 2 curve tendono ovviamente a coincidere. Nel modello con solai rigidi, inoltre, la presenza delle tamponature ha grande influenza anche sul valore di taglio massimo raggiunto durante la prova, che si verifica proprio in corrispondenza del valore limite di rottura delle tamponature.

L'intervallo di forze massime ottenuto dalla simulazione numerica è dunque tra 1500 kN e 2000 kN. Con questi dati è stato possibile progettare il sistema di prova, cioè, in serie, rinforzo fondazionale e muri di riscontro, ancoraggi per gli attuatori e sistema di attuazione.

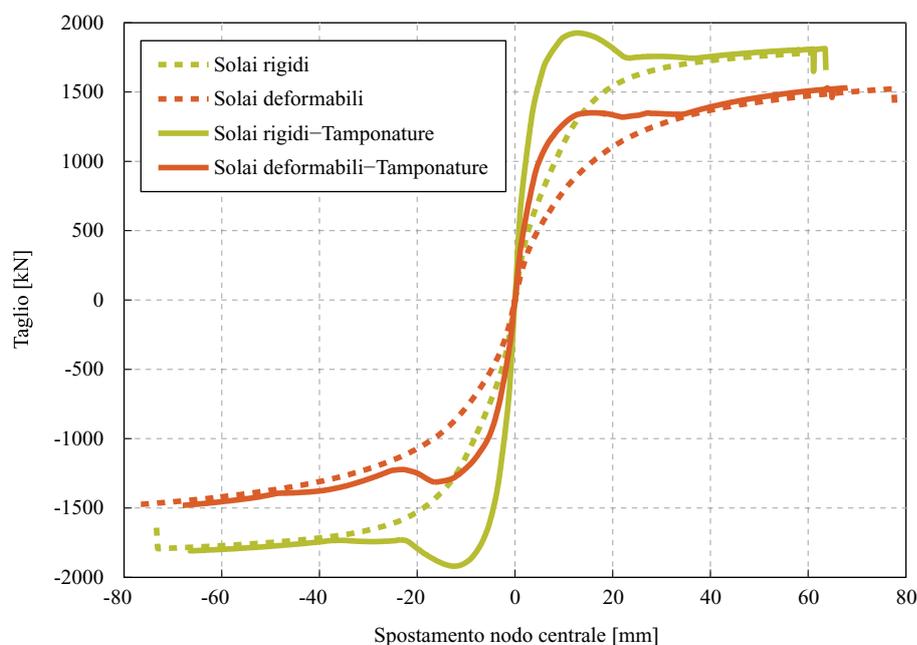


Figura 5
Curve pushover.

Tabella 1 - Massimo taglio alla base e spostamento ricavati tramite analisi Pushover per i diversi modelli

Modello	Taglio max alla base (spinta/tiro) [kN]		Spostamento max (spinta/tiro) [mm]	
Solai rigidi, senza tamponature	1781	-1793	60	-73
Solai deformabili, senza tamponature	1522	-1473	77	-76
Solai rigidi, con tamponature	1925	-1919	64	-67
Solai deformabili, con tamponature	1530	-1481	68	-68

Poiché le simulazioni numeriche non consideravano possibili rotture a taglio degli elementi, successivamente alle analisi, sono state condotte le verifiche di resistenza a taglio per pilastri e travi. Scopo di queste ulteriori verifiche era quello di prevedere la corretta sequenza e le modalità di collasso degli elementi strutturali, in modo da essere pronti a gestire eventuali collassi fragili durante la prova sperimentale. Il progetto originale prevedeva, per travi e pilastri, l'utilizzo di staffe $\Phi 6$. Il passo emerso dal rilievo a campione era di 20 cm sui pilastri e di 15 cm e 25 cm sulle travi, rispettivamente agli appoggi e in mezzera. Sono state fatte verifiche sia con barre $\Phi 6$ sia con barre $\Phi 5.5$, per tenere conto della diffusa corrosione che negli anni ha diminuito la sezione effettiva dei ferri. La resistenza a taglio degli elementi è stata calcolata sia utilizzando le formule da normativa che considerando valori medi delle resistenze e trascurando i coefficienti parziali di sicurezza per i materiali. La resistenza media a snervamento dell'acciaio, pari a 410 N/mm^2 , è stata ricavata tramite prove di trazione e piegamento su alcuni campioni di barre prelevate dalla struttura.

4. Setup di prova

Come precedentemente accennato, le travi di fondazione su cui sono state realizzate le pareti di riscontro sono state rinforzate. La sezione originale, di altezza 110 cm e base 50 cm, è stata allargata di 30 cm per lato. Tale intervento di adeguamento è stato esteso oltre i pilastri adiacenti alle pareti di riscontro, come si può vedere in Figura 6 (destra), al fine di assorbire l'incremento di sollecitazioni nelle travi di fondazione vicine. Il rinforzo è stato solidarizzato alla sezione esistente mediante l'utilizzo connettori passanti attraverso la fondazione originale.

Figura 6
Armature aggiuntive in
fondazione (sinistra) e
adeguamento fondazionale
completato (destra).



In Figura 7 viene mostrata l'armatura di una delle tre pareti di riscontro e la parete ultimata. In sommità si nota la mensola tozza dove è stato collegato l'attuatore tramite una piastra di collegamento verticale in acciaio (Figura 8, sinistra). Per il collegamento alla struttura invece è stato progettato un sistema di aggancio costituito da piastre in acciaio posizionate all'intradosso della trave del telaio, e solidarizzate alla stessa attraverso connettori passanti (Figura 8, destra).

Figura 7
Armatura (sinistra) e parete
completata (destra).



Figura 8
Elementi in acciaio per il
collegamento dell'attuatore
disposti sulla parete (sinistra)
e sulla trave (destra).



Il sistema di attuazione, progettato in funzione delle caratteristiche del test da realizzare, sfrutta tre martinetti idraulici a doppio effetto, mostrati in Figura 9. La risposta della struttura alle sollecitazioni esterne è stata monitorata misurando, in vari punti, gli spostamenti longitudinali e trasversali del primo impalcato. La Figura 10 riassume sinteticamente la disposizione della strumentazione utilizzata: i. potenziometri, di corsa pari a 250 mm, per misurare lo spostamento lungo la direzione di spinta, ii. tastatori, di corsa pari a 100 mm, per lo spostamento nella direzione ortogonale a quella di spinta, iii. pressostati per derivare la forza trasmessa dagli attuatori. Il sistema di acquisizione registrava inoltre i segnali di read-out di forza e spostamento degli attuatori provenienti dal sistema di controllo.



Figura 9
Dettaglio attuatore e panoramica dell'installazione di prova.

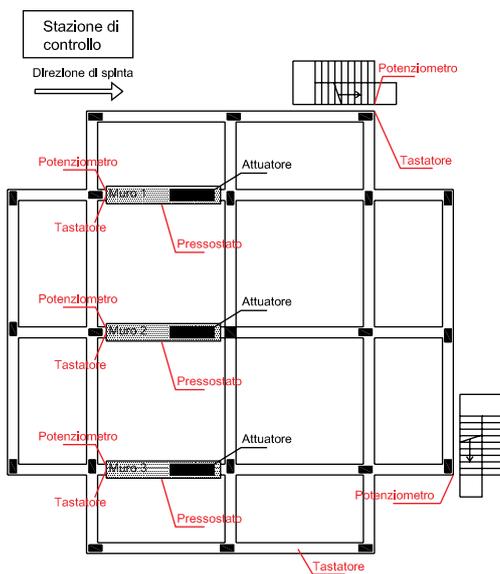


Figura 10
Distribuzione della strumentazione sulla pianta della struttura e dettaglio trasduttori di spostamento.

5. Risultati sperimentali e confronto con le modellazioni numeriche

Come riportato nella Tabella 2 sono stati effettuati 9 test, consistenti ciascuno in 3 cicli bidirezionali (spinta e tiro) in controllo di spostamento con forma d'onda triangolare. Per ragioni di sicurezza, a causa dell'innesco di una serie di rotture di tipo fragile, si è deciso di limitare lo spostamento massimo a circa 63 mm. A tale ampiezza, si è però ritenuto opportuno eseguire un unico ciclo.

Tabella 2 - *Protocollo di prova*

Test	Spostamento (*) [mm]	Drift (*) [%]	Velocità media di carico [mm/s]	Forma d'onda	Cicli [#]
1	±2.7	±0.07	0.03	Triangolare	3
2	±4.3	±0.12	0.04	Triangolare	3
3	±6.8	±0.18	0.05	Triangolare	3
4	±9.6	±0.26	0.06	Triangolare	3
5	±12.9	±0.35	0.08	Triangolare	3
6	±21.6	±0.58	0.10	Triangolare	3
7	±36.8	±0.99	0.18	Triangolare	3
8	±52.6	±1.42	0.19	Triangolare	3
9	±62.4	±1.69	0.19	Triangolare	1

(*) spostamento raggiunto ad ogni ciclo, media dei 3 valori di spostamento dei trasduttori.

Nella Figura 11 viene riportata la pianta con la numerazione dei pilastri (prefisso "c") e delle tamponature (prefisso "i"), utile per individuare gli elementi a cui si farà riferimento nel proseguo. Le etichette utilizzate hanno colori differenti per separare gli elementi in due insiemi: in rosse quelli con l'asse di maggior resistenza allineato alla direzione di spinta, in blu i restanti.

Dopo ogni test sono stati rilevati i danni sugli elementi strutturali e su quelli non strutturali, ovvero sulle tamponature, appositamente imbiancate prima dell'inizio delle prove per cogliere al meglio l'evoluzione del quadro fessurativo (e.g. Figura 12). In generale, le travi non hanno riportato fessurazioni importanti, come atteso con questo tipo di costruzioni caratterizzate da una gerarchia di resistenza del tipo travi forti – pilastri deboli. Viceversa, per quasi tutti i pilastri si è verificata l'espulsione del copriferro, lo snervamento e l'instabilizzazione delle barre alla base e alla sommità dell'elemento.

Più in dettaglio, le prime tre prove non hanno causato nessun danneggiamento degno di nota. Durante il test #4 (spostamento 9.6 mm, drift 0.26%), hanno iniziato a svilupparsi le prime lesioni, riassunte in Figura 13. La quarta serie di cicli ha causato l'inatteso ribaltamento del tamponamento i5, probabilmente scarsamente connesso col telaio, mentre le altre tamponature

Figura 11
Etichette dei pilastri ("c")
e delle tamponature ("i").

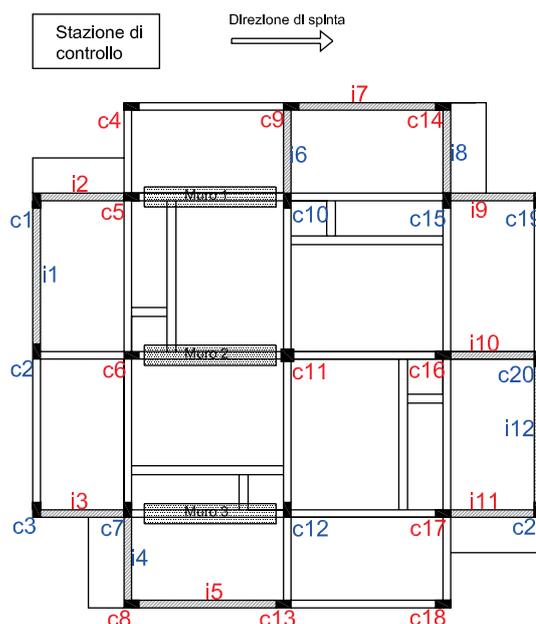


Figura 12
Pannello di tamponatura i2
(a); quadro fessurativo in
corrispondenza del:
test #2 – 4.3 mm/0.12% (b),
test #5 – 12.9 mm/0.35% (c),
test #8 – 52.6 mm/1.42% (d).



hanno riportato solo danni lievi. Nessun elemento strutturale ha riportato danni. Si noti che la normativa attuale (D.M., 2018) fissa lo 0.2%, 0.5% e 0.75% come limite per il drift allo stato limite di danno, rispettivamente della muratura ordinaria, dei tamponamenti fragili e duttili, mentre studi sperimentali recenti hanno dimostrato che un limite ragionevole da considerare per lo stato limite di danno per le tamponature di qualità scadente o comunque debole (e.g. a fori orizzontali) è nell'ordine di grandezza dello 0.3% (Hak et al., 2012).



Figura 13
Test #4, 9.6mm - 0.26%
Danni alle tamponature:
Tamponamento i5 (a);
Tamponamento i3 (b);
Tamponamento i10 (c);
Tamponamento i11 (d).



Figura 14
Test #6, 21.6mm - 0.58%
Danni alle tamponature:
da sinistra verso destra,
tamponamenti i9, i10, i11
(a); tamponamento i3 (b);
tamponamento i2 (c).

In Figura 14 si possono vedere i danni principali al termine del test #6 (21.6 mm, 0.58%). Durante questi cicli, in travi e pilastri non si sono sviluppate fessure importanti, viceversa i danni ai tamponamenti diventano gravi e si verificano dei collassi parziali. Chiaramente, al crescere del danneggiamento, il contributo di resistenza e di rigidezza offerto dalle tamponature diminuisce. Da questo punto del test è quindi lecito aspettarsi una maggiore mobilitazione delle riserve di resistenza del telaio, che quindi comincerà via via ad accumulare danni.

Le figure seguenti riassumono lo stato di danno al termine dell'ultimo test, ossia il #9 (62.4 mm, 1.69%). Come anticipato, le travi hanno riportato danni nulli o poco significativi, mentre tutte le tamponature disposte lungo la direzione di spinta, e già fortemente danneggiate dai test precedenti, sono collassate completamente (Figura 15). I pilastri maggiormente danneggiati sono quelli con asse forte parallelo alla direzione di spinta, che hanno ovviamente attirato una forza orizzontale maggiore. Per quasi tutti questi elementi, così come per il pilastro centrale C11 (Figura 16), si sono verificate rotture miste taglio-flessione al piede e in sommità, sovente accompagnate da espulsione del copriferro e instabilizzazione delle barre longitudinali (e.g. Figura 17 e Figura 18). Alla base dei pilastri c4 e c18 si sono formate fessure per flessione (Figura 19): il minor carico assiale di questi pilastri ha probabilmente spostato l'equilibrio tra capacità a taglio e a flessione. In generale, i pilastri di estremità delle campate esterne (c3, c4, c18, c19) hanno subito un minore danneggiamento: queste campate non erano direttamente sottoposte alla spinta degli attuatori. Analogamente, anche i pilastri con asse forte perpendicolare alla direzione di spinta hanno subito danni lievi fatta eccezione per i pilastri c3 e c20 per i quali si è verificata rispettivamente una rottura flessionale e una a taglio. Una rottura a taglio particolarmente grave si è verificata nel pilastro c9 (Figura 20 destra). Altre rotture a taglio hanno interes-

Figura 15
Test #9, 62.4 mm – 1.69%:
tamponamenti collassati nella
direzione di spinta.



Figura 16
Test #9, 62.4 mm – 1.69%:
danni alla testa e al piede del
pilastro c11.

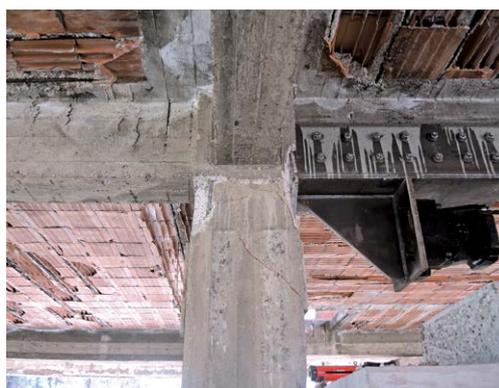


Figura 17
Test #9, 62.4 mm – 1.69%:
espulsione del copriferro,
collasso del calcestruzzo e in-
stabilizzazione delle barre
armature alla testa del pilastro
c6 (sinistra) e c13 (destra).



sato nodi non completamente confinati (Figura 21).

Nella Figura 22 vengono riportate le curve forza - spostamento dei singoli attuatori: in entrambi i grafici la forza è quella misurata nella direzione di spinta, mentre lo spostamento è valutato nella direzione di prova (grafico a sinistra) e nella direzione ortogonale (grafico a destra). In Figura 23, vengono riportate le curve forza totale - spostamento medio del primo impalcato e la curva di in-viluppo, sulla base della quale è stata valutata l'approssimazione bilineare isoenergetica riportata in figura. Infine, in Figura 24 si



Figura 18
Test #9, 62.4 mm - 1.69%:
Danni alla testa del pilastro c5.



Figura 19
Test #9, 62.4 mm - 1.69%:
rotture flessionali alla base
dei pilastri c4 (sinistra)
e c18 (destra).



Figura 20
Test #9, 62.4 mm - 1.69%:
rotture a taglio, pilastro c17
(sinistra) e pilastro c9 (centro
e destra).



Figura 21
Test #9, 62.4 mm - 1.69%:
danni al nodo in testa al
pilastro c14 (sinistra) ed al
pilastro c8 (destra).

mostra per i tre cicli di ciascun test, lo spostamento medio raggiunto e il rispettivo valore dello smorzamento viscoso equivalente. La restituzione analitica dei dati sperimentali sostanzialmente conferma quanto precedentemente osservato sul danno strutturale. La forza massima si raggiunge al test #4 in corrispondenza di uno spostamento di 9.6 mm; oltre tale limite le tamponature iniziano a danneggiarsi progressivamente in maniera significativa, la forza massima decresce e contestualmente si osserva un incremento dello smorzamento. Esaurito il contributo delle tamponature, oltre i 22 mm di spostamento, lo smorzamento aumenta in maniera significativa grazie al comportamento isteretico, cioè al danneggiamento, del telaio. Come tipico dei test ciclici su strutture soggette ad accumulo del danno, il primo ciclo genera lo smorzamento viscoso equivalente massimo men-

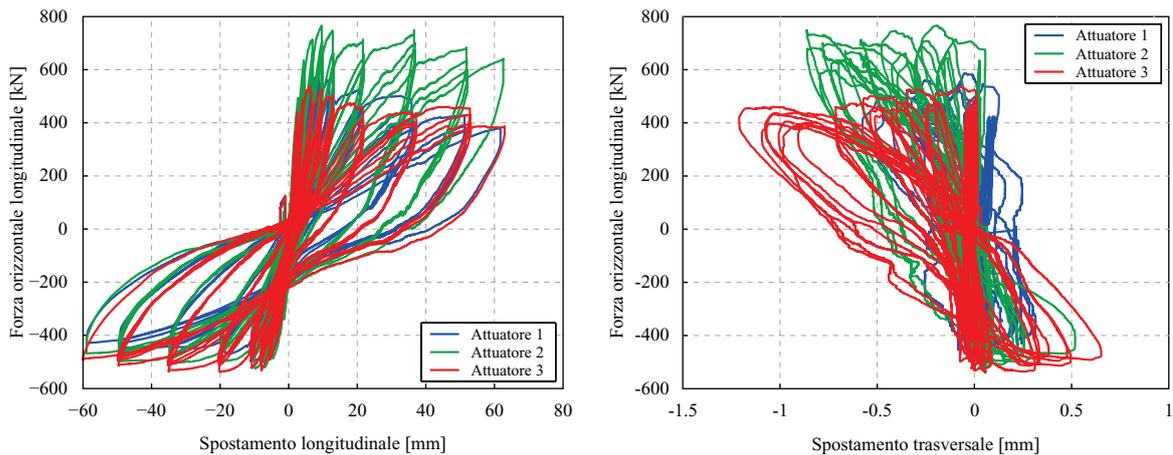


Figura 22
Grafici forza spostamento per ogni singolo attuatore. La forza è nella direzione di prova, lo spostamento è nella direzione di prova (sinistra) e nella direzione ortogonale (destra)(in alto).

Figura 23
Grafico forza totale – spostamento, curva di involucro, bilineare e cicli forza-spostamento involucro (a destra).

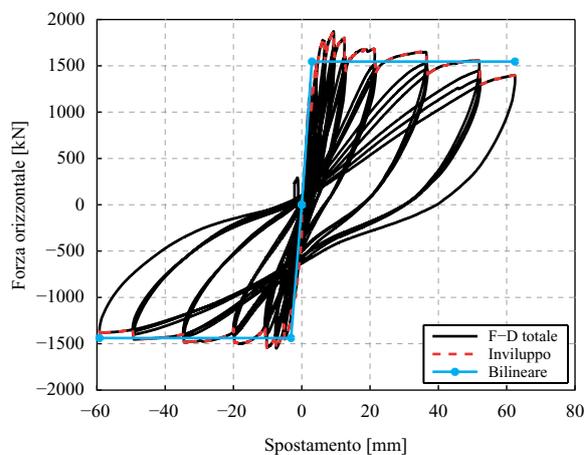
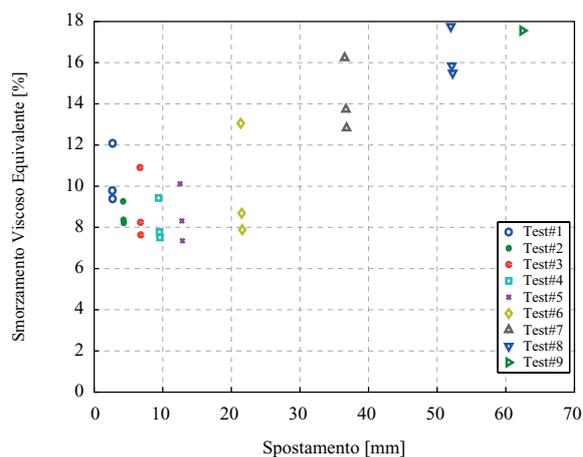


Figura 24
Smorzamento viscoso equivalente per i 3 cicli di ogni test.



tre per i cicli successivi, a parità di ampiezza, il valore decresce. L'incremento dello smorzamento, ovvero della dissipazione energetica, è legato alla diffusione o all'aggravio del danno in corrispondenza di ogni incremento di ampiezza dei cicli. Al test #9, il mancato incremento dello smorzamento indica il raggiungimento della capacità massima della struttura e l'imminente innesco di un meccanismo di collasso globale: ragione dell'interruzione della campagna sperimentale.

In Figura 25, i cicli forza-spostamento relativi al comportamento globale sono confrontati con le previsioni numeriche ottenute dai modelli non lineari inclusivi del contributo dei tamponamenti. In generale, le stime numeriche sono in buon accordo con i risultati delle simulazioni: la più accurata è quella relativa al modello con solai rigidi. Rigidezza iniziale e forza massima sono colte correttamente. Dopo il collasso delle tamponature, venendo meno uno dei contributi resistenti, la capacità della struttura di sopportare carichi orizzontali diminuisce. Il degrado di resistenza osservato sperimentalmente è però più accentuato di quanto previsto dai modelli numerici. Questa discrepanza è probabilmente legata ai meccanismi di danneggiamento per taglio, riscontrati in pilastri e nodi, ma trascurati dal software di modellazione utilizzato. Sulle curve pushover, un marker indica il punto in cui il primo pilastro raggiunge la propria resistenza a taglio, ovvero identifica lo spostamento oltre il quale l'affidabilità della modellazione diminuisce.

Nella stessa figura, oltre alle previsioni numeriche preliminari, è riportata una curva pushover (linea verde tratteggiata) ottenuta da un modello creato dopo la fase sperimentale. Avvantaggiandosi delle osservazioni sperimentali, si è deciso di escludere il contributo del pannello i5, ribaltatosi fuori piano dopo pochi millimetri di spostamento in maniera inattesa e numericamente imprevedibile. L'esclusione di questo elemento porta ad un miglioramento della stima del taglio massimo sopportato dal telaio.

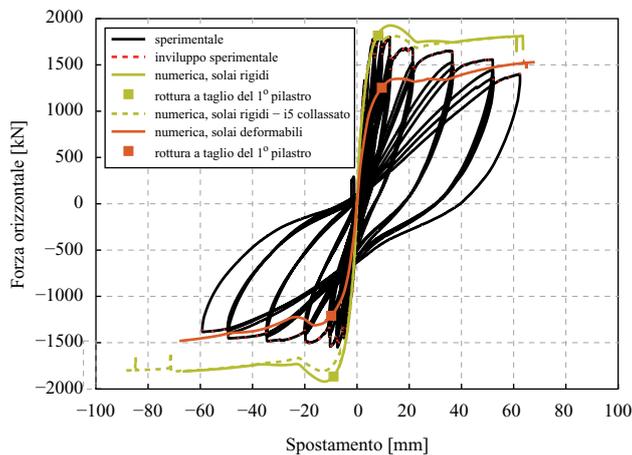


Figura 25
Curve di capacità analitiche e sperimentale.

Per quest'ultimo modello (linea verde tratteggiata), in Figura 26 i codici di colore distinguono le modalità di collasso degli elementi strutturali (rosso per flessione e verde per taglio) e individuano i tamponamento soggetti a crollo (blu). Si nota che la

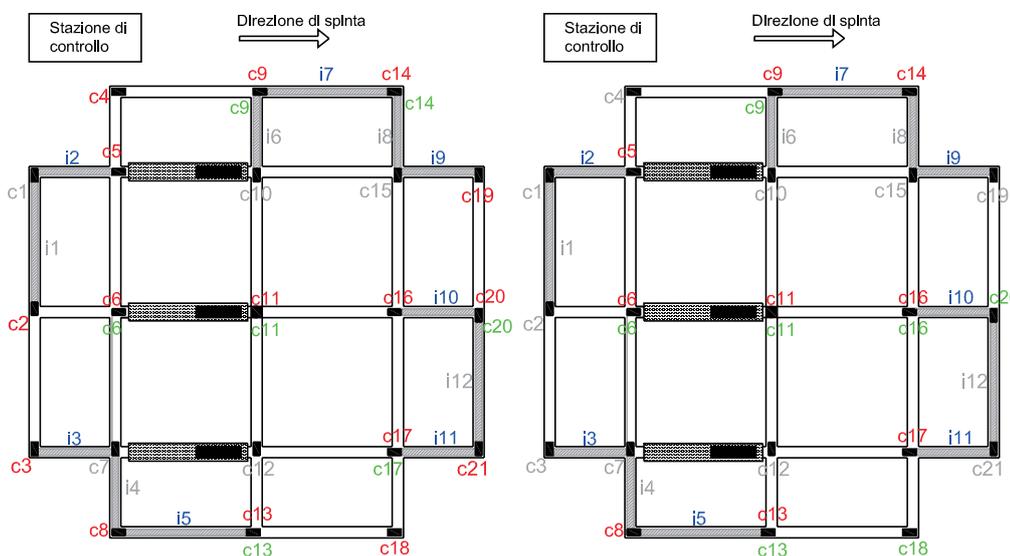


Figura 26
Modalità di collasso degli elementi: modello numerico (sinistra) e osservazioni sperimentali (destra) (rosso – flessione, verde – taglio, blu – collasso delle tamponature).

rottura a taglio è stata inserita nel software solo come criterio prestazionale (raggiungimento del valore di resistenza calcolata secondo il D.M. 2018, utilizzando staffè $\Phi 5.5$), e non a livello di modellazione dell'elemento.

Nei modelli numerici la prima tamponatura (i10) inizia a fessurarsi per uno spostamento pari a 6 mm. In corrispondenza di uno spostamento pari a 23 mm si ha il collasso di 5 tamponature (i2, i3, i9, i10, i11), mentre a 37 mm tutte le tamponature disposte lungo la direzione di spinta sono collassate: valori e sequenza in accordo con le osservazioni sperimentali.

Anche per gli elementi strutturali, i risultati sperimentali confermano la previsione numerica. In maggior dettaglio, le travi non presentano meccanismi di rottura a taglio o a flessione. Viceversa, in accordo con il comportamento sperimentale, il modello numerico prevede la formazione di cerniere plastiche e il superamento della resistenza a taglio per la maggior parte dei pilastri aventi la direzione forte allineata a quella di spinta e per il pilastro centrale. I pilastri aventi l'asse forte disposto trasversalmente alla direzione di spinta, attirando meno forza a causa della loro maggior flessibilità, non raggiungono i valori limite di resistenza o deformazione, ad eccezione del pilastro c20 per cui è prevista una rottura a taglio.

6. Conclusioni

I test in sito forniscono una preziosa possibilità di studiare il comportamento di un edificio esistente e di verificare la validità e l'accuratezza di metodi analitici grazie al confronto con i numerosi risultati sperimentali. Come nel caso dei test di laboratorio, è infatti possibile monitorare il comportamento ciclico e l'evoluzione del danno su elementi strutturali e non strutturali, registrare le variazioni di rigidità e apprezzare il comportamento della struttura nella fase di softening post picco, eventualmente arrivando all'attivazione di un meccanismo di collasso.

Il presente lavoro è stato condotto nell'ambito del progetto di ricerca PRISMA (PiattafoRme cloud Interoperabili per SMArt-government), con l'obiettivo di studiare la risposta sismica delle costruzioni esistenti progettate per i soli carichi verticali nella regione Sicilia. È stato individuato un edificio con struttura a telaio di due piani in calcestruzzo armato situato in provincia di Messina. La progettazione della prova, del relativo setup e sistema di attuazione è stata fatta sulla base del progetto originale, dei risultati di un rilievo geometrico e di una serie di test non distruttivi per la caratterizzazione dei materiali. La stima della capacità in termini di forza e spostamento è stata derivata da analisi pushover. Vari modelli non lineari hanno consentito di considerare diverse ipotesi riguardanti aspetti dubbi del comportamento strutturale, tra questi: rigidità dei solai ed effettivo contributo dei tamponamenti.

A posteriori, confrontando i risultati numerici e sperimentali, è apparso chiaro che il modello più accurato fosse quello che considerava solai rigidi e pieno contributo dei tamponamenti. È opportuno sottolineare che, prima della prova, queste ipotesi di modellazione non erano affatto scontate dato il diffuso degrado e sfondellamento dei solai e la limitata connessione tra tamponature e telaio portante. Forza massima e rigidità iniziale del telaio sono stati valutati correttamente dalla modellazione non lineare, così come la sequenza di danneggiamento. Come previsto numericamente, i test ciclici hanno causato il collasso di tutte le tamponature parallele alla direzione di prova, mentre i pannelli disposti perpendicolarmente hanno subito solo modesti danni. I pilastri con asse forte parallelo agli spostamenti indotti nella struttura, attirando forze maggiori a causa della loro maggiore rigidità, sono stati soggetti a espulsione del copriferro, snervamento delle armature longitudinali, formazione di cerniere plastiche e rotture miste flessione-taglio. Viceversa, i pilastri orientati ortogonalmente ai primi hanno mostrato una sufficiente flessibilità per accomodare gli spostamenti interpiano imposti senza subire gravi lesioni. Le travi non hanno sviluppato fessure degne di nota, mentre qualche nodo non completamente confinato si è fessurato per taglio. La risposta sperimentale ha confermato i risultati attesi e le tipologie di danno tipiche delle strutture a travi forti – colonne deboli.

Ringraziamenti

Si ringrazia il MIUR (Ministero dell'Istruzione dell'Università e della Ricerca) che ha supportato l'esecuzione della prova nell'ambito del progetto PRISMA (PiattafoRme cloud Interoperabili per SMArt-government) e i risultati seguenti nell'ambito del progetto DIONISO (Tecnologie innovative di domotica sismica per la sicurezza di edifici ed impianti).

Si ringrazia inoltre l'Ing. Antonino Lamberto per il supporto in loco all'implementazione della prova.

Bibliografia

- Calvi G.M., Magenes G., Pampanin S. (2002) - Experimental test on three storey r.c. frame designed for gravity only, 12th European Conference on Earthquake Engineering.
- Casarotti C., Pavese A., Sinopoli G. (2015) - AR11-2 Prova al vero struttura Saponara Marittima, technical report PRISMA project (PiattafoRme cloud Interoperabili per SMArt-government).
- Coelho E., Campos Costa A., Candeias P., Silva M.J.F., Mendes L. (2005) - Shake table tests of a 3-storey irregular RC structure design for gravity loads. Proc. of the International Workshop SPEAR, eds. M. Fardis and P. Negro, 123-138, Ispra.
- Crisafulli F.J. (1997) - Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.

- CSI (2014) - SAP2000 v14.0 - Integrated Software for Structural Analysis and Design, Computers and Structures Inc., Berkeley, California. Available from URL: www.csi-italia.eu
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (2018) - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018.
- Graziotti F., Tomassetti U., Kallioras S., Penna A., Magenes G. (2017) - Shaking table test on a full scale URM cavity wall building. Bulletin of earthquake engineering.
- 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.
- Mazzolani F., Della Corte G., Faggiano B. (2004) - Seismic upgrading of RC buildings by means of advanced techniques: The Ilva-Idem project. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper n°2878, Vancouver, B.C., Canada.
- Oliveto G. (2004) - Retrofitting of reinforced concrete buildings not designed to withstand seismic action: a case study using base isolation, 13th wcee, 2004, Paper No 954, Vancouver, Canada.
- Pavese A., Lanese I., Nascimbene R. (2016) - Seismic Vulnerability Assessment of an Infilled Reinforced Concrete Frame Structure Designed for Gravity Loads. Journal of Earthquake Engineering, Volume 21, 2017 – Issue 2.
- Protezione Civile (2010) - Test sismico sul progetto C.A.S.E. Disponibile sul sito: http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/view_new.wp;jsessionid=B8843631CB07122213C_E201229C07C5A?facetNode_1=f5_4&prevPage=news&facetNode_2=f1_1&contentId=NEW972
- Seismosoft (2014) - SeismoStruct v6.5 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from URL: www.seismosoft.com.
- Senaldi I., Magenes G., Penna A., Galasco A., Rota M. (2014) - The effect of stiffened floor and roof diaphragms on the experimental seismic response of a full-scale unreinforced stone masonry building. Journal of earthquake engineering. 18(3): 407-443.
- Tu Y. H., Hwang S.J., Chiou T.C. (2006) - In-site push over tests and seismic assessment on school building in Taiwan, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- Weng Y.T., Chiou T.C., Hwang S.J. (2013) - In-situ dynamic test of reui-pu school buildings in Taiwan. 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Taipei, Taiwan.

Gli Autori

Simone Peloso

Il Dr. Ing. Simone Peloso è Capo del Dipartimento Prodotti Industriali e primo ricercatore.

Laureato in Ingegneria Civile (2001), ha completato la sua formazione ottenendo il titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria Sismica (2006) dall'Università degli Studi di Pavia.

Il suo percorso formativo include inoltre il Master di II Livello in Riduzione del Rischio Sismico (2002) della ROSE School – IUSS (Istituto Universitario di Studi Superiori) e un'esperienza come Visiting Scholar (2003) presso la University of Illinois at Urbana-Champaign (USA). Dal 2008 al 2011, il Dr. Peloso è stato professore a contratto dell'Università di Pavia per il corso di Fondamenti di Tecnica delle Costruzioni. I suoi interessi di ricerca includono: metodi sperimentali, analisi dei dati e interpretazione del comportamento strutturale; sistemi di monitoraggio e algoritmi automatici per l'identificazione dinamica; metodi semplificati di valutazione strutturale.

Il Dr. Peloso ha partecipato alle attività emergenziali successive ai terremoti di Salò (2004), Aquila (2009), Emilia (2012) e Amatrice (2012), collaborando alla gestione delle squadre e partecipando in prima persona alla valutazione di strutture critiche.

Chiara Casarotti

La Dott.ssa Casarotti, primo ricercatore presso la Fondazione Eucentre dal 2011, è capo del Dipartimento di Supporto alle Emergenze.

Ha conseguito un Master di II livello ed il Dottorato in Ingegneria Sismica, assegnato congiuntamente dall'Istituto di Studi Superiori di Pavia e dall'Università degli Studi di Pavia nel 2004, dopo di che ha trascorso circa un anno presso l'Università della California a San Diego come post-doc.

I suoi principali interessi scientifici riguardano la ricerca sperimentale applicata nel campo dell'ingegneria sismica, la risposta dinamica delle strutture in CA, i dispositivi di isolamento e dissipazione ed il supporto tecnico in emergenza sismica. In particolare si è occupata di procedure statiche lineari e non lineari per la valutazione sismica di strutture, analisi statica e dinamica di strutture in CA, sismologia ingegneristica, risposta sperimentale e modellazione numerica di dispositivi di isolamento / dissipazione, elaborazione di dati sperimentali, problemi inversi per la caratterizzazione strutturale.

Dal 2007 è responsabile della supervisione scientifica delle prove sugli isolatori effettuate nel laboratorio di Eucentre.

Dal 2009 si è occupata della gestione dell'emergenza e della risposta rapida alle catastrofi sismiche, sia nell'ambito di progetti pilota sui moduli del Meccanismo Europeo di Protezione Civile e di progetti nazionali per la Protezione Civile, sia in occasione dei tre maggiori eventi sismici italiani dell'ultimo decennio, con ruoli di coordinamento tecnico.

Alberto Pavese

Laurea cum laude in Ingegneria Civile presso l'Università di Pavia, Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture, consorzio Politecnico di Milano/Università di Pavia, Professore associato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura, Università di Pavia. Advisor del Dipartimento Prodotti Industriali presso la Fondazione Eucentre di Pavia.

Svolge da oltre 25 anni attività di ricerca teorica e sperimentale nel campo della vulnerabilità sismica delle strutture in c.a., dell'isolamento sismico alla base e dei metodi sperimentali per l'ingegneria strutturale. È stato responsabile del progetto delle attrezzature sperimentali dei laboratori della Fondazione Eucentre, che comprende la più grande tavola vibrante Europea, una tavola vibrante multiassiale, un simulatore dinamico per prove 3D su dispositivi di isolamento sismico tra i più grandi al mondo ed un sistema per prove ibride. Ha coordinato numerosi

progetti di ricerca scientifica in ambito nazionale ed internazionale, autore di oltre 150 pubblicazioni scientifiche.

Principali incarichi:

- Membro delle Commissioni per la revisione delle NTC08;
- Membro del Consiglio Direttivo del consorzio RELUIS, Rete dei Laboratori Universitari Italiani di Ingegneria Sismica;
- Board of Directors of ILEE, International Joint Research Lab on Earthquake Engineering, Shanghai;
- Responsabile del Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università di Pavia;
- Membro del Comitato Scientifico di ROSE School Pavia;
- Vice Presidente commissione UNI SC8 Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures;
- Liason Member del TC340 "Antiseismic Devices" nel CEN TC250/SC8 Eurocode 8;
- Titolare dei corsi di "Strutture in c.a." e "Progetto di Strutture in zona sismica" presso l'Università di Pavia è stato peer-reviewer per numerose riviste scientifiche internazionali;
- Chair di 7AESE, International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering

Filippo Dacarro

Attualmente responsabile dei laboratori Eucentre e Capo del Dipartimento Experimental Activities, Filippo Dacarro si è laureato nel 1998 presso la facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Pavia, ha lavorato presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Meccanica Strutturale – Università degli Studi di Pavia, occupandosi di prove sperimentali in laboratorio ed in situ.

Ha partecipato al progetto di modellazione FEM e monitoraggio della Basilica di San Gaudenzio (NO). È stato collaboratore per la redazione del progetto strutturale definitivo del Dipartimento di Emergenza e Accettazione (DEA).

Ha ideato e realizzato il sistema di monitoraggio della Basilica di San Pietro a Roma.

È stato collaboratore nella progettazione e direzione lavori dell'edificio Laboratorio Eucentre e delle relative strutture di prova.

Ha ideato ed installato i seguenti sistemi di monitoraggio: Basilica di Santo Stefano a Pavia; Ciminiera storica istituto Golgi Redaelli di Abbiategrasso; Istituto Fondazione Maugeri di Montescano; Torre dell'Orologio a Pavia.

È stato responsabile dell'allestimento tecnologico del nuovo laboratorio Eucentre.

Giuseppe Sinopoli

Giuseppe Sinopoli si è laureato nel 2013 presso la facoltà di Ingegneria Civile indirizzo Strutture dell'Università della Calabria.

Dal 2014 è collaboratore di ricerca presso la Fondazione Eucentre, inizialmente nella sede distaccata di Messina e successivamente presso la sede di Pavia.

Nel corso di questa collaborazione si è occupato principalmente di: valutazione della risposta di un edificio esistente in c.a. situato in provincia di Messina tramite modellazioni numeriche e analisi pseudo-statica (Pushover) in situ; valutazione della resistenza di alcuni edifici situati in Sicilia; elaborati tecnici e CAD per la progettazione di elementi strutturali, non strutturali e provini da sottoporre a test statici o dinamici nel laboratorio TREES Lab; modifiche apportate alla scheda di valutazione di danno e agibilità per i Ponti (PV-AeDES); attività varie di ricerca.

Nel 2016 ha partecipato alle ispezioni per la valutazione di agibilità delle Chiese e dei palazzi storici danneggiati dall'evento sismico che si è verificato in Centro Italia (in collaborazione col MIBACT).