

# Effectiveness of the connection between beam and double-tee element for the retrofitting of existing precast buildings

## Studio dell'efficacia dell'adozione di angolari di collegamento trave-tegolo nelle strutture prefabbricate esistenti

V. Ligabue<sup>1</sup>, M. Bovo<sup>1</sup>, M. Savoia<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Department of Civil, Chemical, Environmental and Materials Engineering, DICAM, University of Bologna, Bologna, Italy*

**ABSTRACT:** The seismic sequence that struck the Emilia region in May 2012 showed the high vulnerability of precast structures with respect to earthquake actions. This is mainly due to lack of construction details, that could allow to sustain the actions induced by the earthquake, since most of the buildings have been designed and built before the introduction of the current seismic regulations in the area. The lack of a properly connection between precast elements, often relying only on friction force, was recognised as one of the main causes of the observed failures. In the present work, the effectiveness of the introduction in existing precast buildings of a beam-roofing element connection system realized through L-shaped steel plates, has been studied and evaluated selecting a case study. The connection system, designed according to a simplified procedure, has been verified in terms of collapse fragility curves, hence comparing the probability of collapse of the building before and after the retrofit intervention. / Il terremoto che nel maggio 2012 ha violentemente colpito l'Emilia Romagna ha mostrato come le numerose strutture prefabbricate delle aree del cratere siano fortemente vulnerabili alle azioni sismiche. Tale evidenza è da ricondursi principalmente all'assenza di dettagli costruttivi adeguati a sostenere le azioni indotte dal sisma, poiché gran parte degli edifici presenti sono stati realizzati prima dell'entrata in vigore delle attuali norme. La mancanza di un'efficace connessione tra elementi prefabbricati, spesso affidata alla sola forza d'attrito, è stata una delle principali cause dei collassi osservati. A tal riguardo, nel presente lavoro viene studiata l'efficacia di un sistema di collegamento trave-tegolo, realizzato mediante angolari metallici e inseriti in un edificio prefabbricato esistente identificato come caso studio. Il sistema di connessione, dimensionato per mezzo di una procedura semplificata, è stato verificato confrontando la propensione al collasso dell'edificio mediante lo studio delle curve di fragilità al collasso prima e dopo l'inserimento del sistema di collegamento.

**KEYWORDS:** precast structure; L-shaped plate; retrofitting intervention; structural collapse / struttura prefabbricata; angolari metallici; interventi di rinforzo; collasso strutturale

### 1 INTRODUZIONE

Il terremoto che nel maggio 2012 ha colpito l'Emilia Romagna ha mostrato come le numerose strutture prefabbricate delle aree del cratere siano fortemente vulnerabili poiché, per la maggior parte, progettate in assenza di prescrizioni sismiche. Le carenze strutturali più gravi sono state riscontrate principalmente negli edifici prefabbricati costruiti prima dell'entrata in vigore dell'attuale normativa progettuale (NTC, 2008) basata su una più recente classificazione sismica (OPCM 3274, 2003). Elemento di grande vulnerabilità, rilevato per questa tipologia strutturale, è rappresentato dalla mancanza di efficaci connessioni tra i vari elementi prefabbricati. Essendo la costruzione dimensionata unicamente con riferimento ai carichi verticali e all'azione del vento, tipicamente mancano collegamenti meccanici tra i vari elementi e questi ultimi sono solamente appoggiati a secco l'uno sull'altro. L'unica forza resistente in grado di

opporsi al movimento relativo tra elementi è quindi la forza d'attrito. Per limitare gli effetti di questa carenza e per una rapida messa in sicurezza di queste strutture è stata studiata una soluzione progettuale ispirata ai seguenti principi:

- la connessione tra trave-tegolo deve essere assicurata senza apportare modifiche allo schema statico della struttura originaria e senza incrementarne la rigidità;
- la connessione deve presentare una adeguata deformabilità, al fine di evitare l'instaurarsi di picchi di sollecitazione che potrebbero essere non sopportabili dai collegamenti stessi e dagli ancoraggi di questi ultimi alle travi o ai tegoli di copertura.

L'importanza di una corretta progettazione delle connessioni tra elementi prefabbricati è stata confermata in alcuni studi recenti (es. Safecast, 2012, Belletti et al., 2013, 2014) ispirati alle vulnerabilità che il recente sisma dell'Emilia ha evidenziato (Sa-

voia et al., 2012; Minghini et al., 2015). Per rispondere ai suddetti requisiti, in Bacci et al. 2012 è stato proposto un collegamento di semplice realizzazione e installazione e ottenuto mediante l'impiego di un angolare metallico, di opportuna forma e dimensione, da collegarsi a trave e tegolo mediante ancoranti chimici. Nel presente lavoro è stata testata l'efficacia del sistema di collegamento impiegandolo per la messa in sicurezza di un edificio prefabbricato esistente identificato come caso studio. Il sistema di connessione è stato dimensionato per mezzo della procedura semplificata presentata in Ligabue et al., 2014. La riduzione della vulnerabilità dell'edificio analizzato, intesa come variazione della sua propensione al collasso prima e dopo l'inserimento del sistema di collegamento, è stata studiata attraverso curve di fragilità al collasso ottenute mediante una metodologia semplificata basata su analisi statiche non lineari.

## 2 PROVE SPERIMENTALI SU ANGOLARI METALLICI

Nel presente lavoro si è validato un sistema di collegamento, tra travi e tegoli prefabbricati, realizzato da angolari metallici costituiti da una lamiera di spessore costante piegata a freddo e caratterizzati da dimensioni e posizione dei fori opportuni al fine di garantire determinate prestazioni in termini di resistenza e duttilità. Un esempio di tale collegamento è presentato in

Figura 1. Se sottoposto a forti azioni di trazione, l'angolare plasticizza in corrispondenza di un valore prefissato di forza, con un conseguente abbattimento della sua rigidità ed evitando così di sollecitare eccessivamente gli ancoranti chimici che lo connettono agli elementi di calcestruzzo. Allo stesso tempo, l'angolare impedisce la caduta del tegolo avendo un limite massimo di deformazione che corrisponde al suo completo raddrizzamento. Il comportamento degli angolari è stato studiato mediante una serie di prove sperimentali e attraverso una successiva elaborazione numerica. Il confronto tra i risultati delle prove di laboratorio e analisi agli elementi finiti ha permesso di mettere a punto un criterio semplificato per il dimensionamento degli angolari stessi (per una esaustiva descrizione della procedura si veda Ligabue et al. 2014). La

Figura 1 mostra attraverso la curva forza-spostamento il meccanismo di deformazione e successiva plasticizzazione degli angolari fino a raggiungere il raddrizzamento degli stessi senza generare rotazioni all'elemento vincolato. Si osserva un comportamento iniziale particolarmente rigido quando l'angolare ha comportamento elastico lineare, seguito da un abbattimento di rigidità al momento dello snervamento con ingresso in un regime di grandi spostamenti e deformazioni, ed

infine una tendenza graduale all'incrudimento quando l'angolare tende a raddrizzarsi. La modellazione agli elementi finiti degli angolari di collegamento (i cui dettagli sono riportati in Ligabue et al. 2014). è stata in grado di cogliere in modo sufficientemente accurato il comportamento osservato sperimentalmente. Per questo motivo, anche i risultati di simulazioni numeriche condotte su geometrie diverse da quelle testate sono state considerati attendibili. I modelli numerici sono stati utilizzati per mettere a punto una procedura semplificata basata su relazioni empiriche in grado di stimare il legame forza-spostamento di angolari di geometria generica (Ligabue et al. 2014). In questo studio, la procedura è stata adottata per dimensionare gli angolari di collegamento per la struttura prefabbricata selezionata come caso studio.

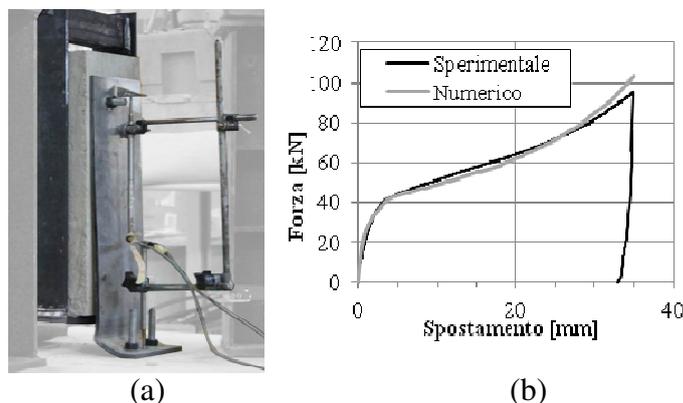


Figura 1. Characterization of the L-shaped steel plates. (a) Experimental set-up. (b) Force-displacement experimental relation and comparison with numerical outcome. / Prove di caratterizzazione degli angolari metallici. (a) Set-up di prova. (b) Curva forza-spostamento sperimentale e confronto con la soluzione numerica.

## 3 DEFINIZIONE DEL CASO STUDIO

### 3.1 Descrizione del modello geometrico e numerico

Al fine di ottenere risultati realistici e rappresentativi ma allo stesso tempo facilmente controllabili, si è deciso di adottare nel presente lavoro un sistema strutturale elementare che simuli il comportamento di un generico edificio prefabbricato. Tale sistema è composto da due telai piani collegati da elementi orizzontali di impalcato. I telai principali sono realizzati da una trave orizzontale in doppio appoggio su due pilastri simmetrici incastrati alla base. La Figura 2 mostra le sezioni trasversali adottate per gli elementi che costituiscono i telai. Il sistema, scelto come caso studio, rappresentando la struttura portante di un tipico edificio prefabbricato monopiano con travi a doppia pendenza che sorreggono tegoli TT di copertura, simula il comportamento di una tipologia di prefabbricati tra le più diffuse sul territorio nazionale. In Figura 2 è riportata anche una vista del modello numerico agli elementi finiti creato per lo stu-

dio del comportamento dell'edificio. Tale modello è stato ottenuto mediante il software di calcolo MidasGEN (MidasGEN 2015). Le due travi principali, i quattro pilastri e i tegoli di copertura sono stati discretizzati utilizzando dei General Beam Elements ai quali si sono assegnate le sezioni di Figura 2 e un modulo elastico  $E=34077$  MPa. Si è previsto inoltre che sulla copertura sia presente un carico uniformemente distribuito pari a  $5$  kN/m<sup>2</sup>. In corrispondenza delle estremità le travi e i tegoli sono stati rilasciati alle rotazioni al fine di simulare il comportamento in semplice appoggio usualmente assunto per i sistemi costruttivi prefabbricati posati a secco oggetto del presente studio.

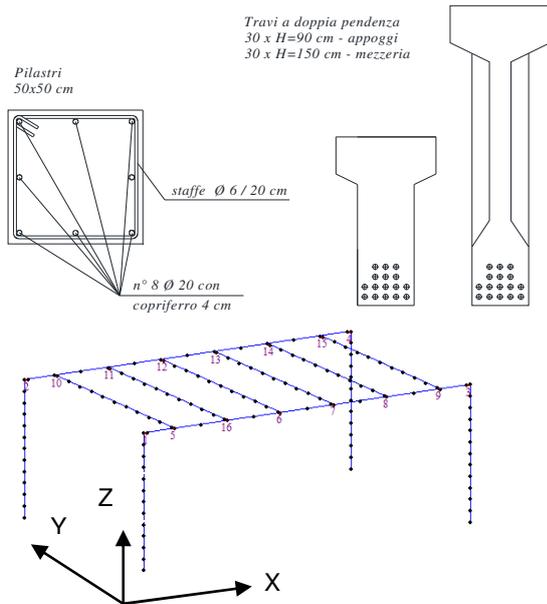


Figura 2. Case-study definition: cross-sections of precast beams and columns and finite element model. / Definizione del caso studio: sezioni trasversali di travi e pilastri dell'edificio a struttura prefabbricata e modello agli elementi finiti.

Per rappresentare l'eccentricità presente agli appoggi tra fine trave e asse pilastro e tra fine tegolo e asse trave, si sono utilizzati dei General Link Elements (MidasGEN 2015) come mostrato in Figura 2. A tali elementi è stata assegnata una rigidità infinita in corrispondenza dei gradi di libertà traslazionali e rotazionali. Per la struttura così definita si è identificato un periodo naturale di vibrazione nella direzione Y di interesse pari a  $T=0.87$  s. Nel modello strutturale sono state poi inserite le due possibili cause di non linearità ritenute essere di maggiore interesse per lo studio in questione. La prima concerne lo scorrimento trave-tegolo che può portare a movimenti relativi tra i due elementi; la seconda riguarda la possibilità di formazione di cerniere plastiche flessionali alla base dei pilastri. La prima possibile causa di non linearità è stata inserita nel modello mediante l'assegnazione ai General Link Elements che modellano gli appoggi, di una legge bilineare forza-spostamento che simula il comportamento ad attrito delle connessioni trave-tegolo. In particolare si è assunta una legge di tipo elasto-plastico come mostrato

in Figura 3. Al tratto elastico (tratto a rigidità  $K_0$ ) è stata attribuita una rigidità longitudinale assiale elastica dei General Link Elements pari a  $10^6$  N/mm. Il valore assegnato a  $K_0$  garantisce la condizione di spostamenti pressoché nulli prima di raggiungere la resistenza limite offerta dalla forza d'attrito. Per la rigidità del secondo tratto si è assunto un valore di  $K_1$  pari a zero (forza d'attrito costante dopo il superamento del limite di scorrimento). La forza limite nella curva di Figura 3 ( $F_1(+)$  e  $F_1(-)$ ) è stata calcolata attraverso la legge di attrito data da (1) nota che sia la forza verticale agente in corrispondenza delle connessioni:

$$F_H = \mu \cdot F_V \quad (1)$$

dove:

$F_H$  : è la forza d'attrito limite riferita alla direzione orizzontale;

$\mu$  : è il coefficiente d'attrito;

$F_V$  : è la forza verticale agente sulle superfici a contatto.

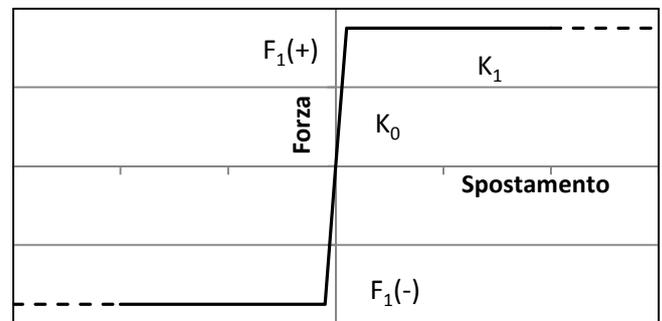


Figura 3. Elasto-plastic relation adopted to simulate the friction connection. / Relazione forza-spostamento elasto-plastica adottata per la modellazione non lineare dei collegamenti ad attrito.

Il valore di  $F_V$  per il caso in questione è pari a  $33,13$  kN. Il valore del coefficiente d'attrito  $\mu$  nell'ipotesi di interposizione di uno strato di neoprene tra le superfici a contatto è stato assunto in accordo con la (CNR10018 1999) e (Magliulo et al. 2011) pari a  $0.1$ . Per introdurre la possibilità della formazione di cerniere plastiche flessionali, è stata inserita alla base dei General Beam Elements che modellano i pilastri, una cerniera a plasticità distribuita avente una divisione a fibre della sezione trasversale.

### 3.2 Curva di capacità pre-intervento

Al fine di valutare la capacità resistente e deformativa della struttura, si è realizzato una analisi di pushover in direzione Y imponendo una forza concentrata crescente applicata sul baricentro di ciascun tegolo. La curva di capacità ottenuta è riportata in Figura 4 ed è presa come curva di riferimento della capacità strutturale prima dell'inserimento degli angolari metallici di collegamento. I tre diversi meccanismi di collasso considerati per la struttura sono: il raggiungimento della rotazione ultima di un pilastro (calcolata secondo le NTC, 2008), il raggiungimento

di uno spostamento relativo trave-tegolo pari alla lunghezza d'appoggio del tegolo stesso sulla trave (assunta pari a 10 cm); il raggiungimento della capacità a taglio di un pilastro (calcolata secondo NTC, 2008). Il raggiungimento della prima condizione di collasso determina il punto in cui la curva di capacità viene interrotta (indicato con il marker grigio in Figura 4). Nel caso specifico, nella situazione pre-intervento, il collasso avviene per perdita di appoggio dei tegoli in corrispondenza di un taglio alla base della struttura pari a circa 44 kN.

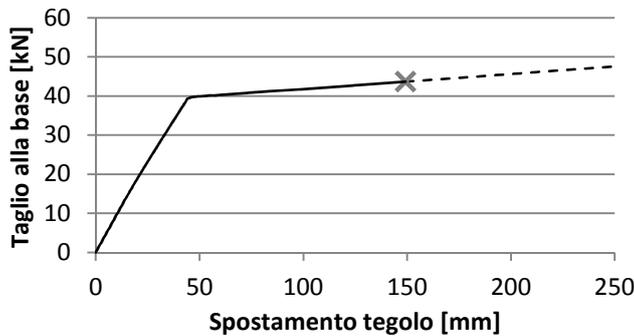


Figura 4. Pushover curve for the structure before the retrofitting intervention. / Curva di pushover per la struttura pre-intervento.

### 3.3 Curva di capacità post-intervento

Sulla base della curva di pushover della struttura allo stato di fatto, una volta noto il meccanismo di collasso (legato alla perdita di appoggio del tegolo che scivola dalla trave), si è proceduto al dimensionamento dell'angolare metallico, da inserire per evitare tale meccanismo. A tal fine si è proceduto, mediante la procedura semplificata proposta in Ligabue et al. (2014), a definire la geometria dell'angolare di collegamento. Ciascun angolare è stato progettato per arrivare allo snervamento al medesimo istante di carico in cui si raggiunge il momento di snervamento delle armature della sezione di base dei pilastri. Il momento di snervamento alla base dei pilastri è raggiunto per un taglio alla base della struttura di circa 144 kN. Tale taglio alla base della struttura corrisponde ad una forza di 6 kN per ciascun angolare (considerando la presenza di 6 tegoli con 4 angolari resistenti a sola trazione per ciascun appoggio). Sulla base di tale forza, la geometria più idonea ricavata mediante la procedura di dimensionamento è risultata essere quella riportata in Figura 5.

Definita la legge forza-spostamento dell'angolare in funzione delle sue proprietà geometriche, si è proceduto a sostituire le cerniere plastiche che simulano il comportamento della connessione ad attrito, con la cerniera plastica con hardening che simula il comportamento non lineare dell'angolare. Dal nuovo modello, mediante analisi pushover in direzione Y, si è ottenuta la nuova curva di capacità della struttu-

ra a seguito dell'inserimento degli angolari di collegamento. La nuova curva è riportata in Figura 6. Considerando i medesimi meccanismi già citati in precedenza, si è individuato sulla curva di pushover lo step corrispondente al raggiungimento del collasso della struttura. In questa seconda fase il meccanismo che governa il collasso è il raggiungimento della rotazione ultima di un pilastro. Tale situazione si verifica per un taglio totale alla base della struttura pari a circa 200 kN. Per tale valore di carico gli angolari di collegamento risultano snervati a trazione e si raggiunge un valore dello spostamento relativo tegolo-trave pari a circa 8.5 cm (inferiore al limite di 10 cm fissato come massimo ammissibile). Come si vede da un semplice confronto su tagli alla base della struttura e spostamenti in copertura, prima e dopo l'intervento di inserimento degli angolari, la capacità resistente e deformativa dell'intera struttura è cresciuta notevolmente.

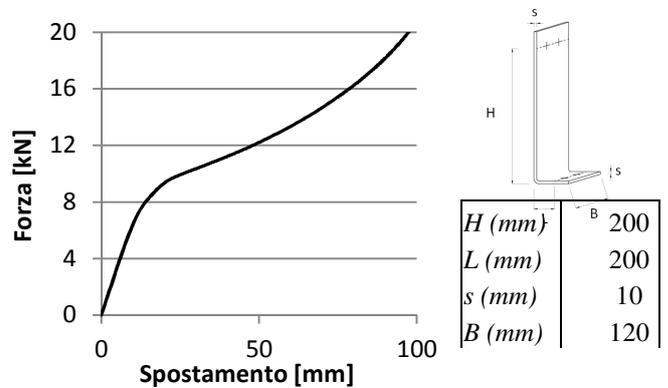


Figura 5. Force-displacement relation and dimensions for the L-shaped plates as obtained from the simplified design procedure. / Curva forza-spostamento e geometria dell'angolare ottenuta mediante la procedura di dimensionamento semplificata.

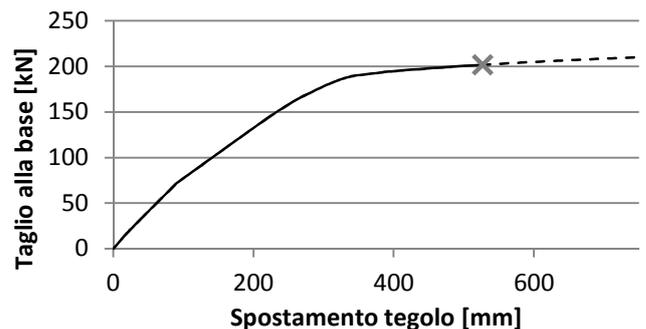


Figura 6. Pushover curve for the structure after the retrofitting intervention (control point on a double-tee element). / Curva di pushover dopo l'intervento di inserimento degli angolari metallici (spostamento registrato in corrispondenza al baricentro di un tegolo di copertura).

Dalla curva di Figura 6 (che riporta uno spostamento di collasso letto in corrispondenza di un elemento di copertura pari a circa 530mm) emerge un drift di piano pari a circa 8.9%. Per calcolare la rotazione alla corda realmente impressa ai pilastri occorre però utilizzare lo spostamento orizzontale alla sommità del pilastro. La curva di Figura 7 considera appunto in

ascissa lo spostamento orizzontale della testa dei pilastri. Da tale curva si evince che il punto ultimo (raggiungimento della massima rotazione alla corda al collasso) corrisponde ad uno spostamento in testa ai pilastri di circa 270mm ovvero un drift del 4.5%. Si noti che lo spostamento ultimo al collasso calcolato secondo le NTC è in linea con le indicazioni fornite dall'ASCE-41 (2007), secondo cui lo stato limite di collasso per elementi in cemento armato è raggiunto in corrispondenza di un drift del 4%.

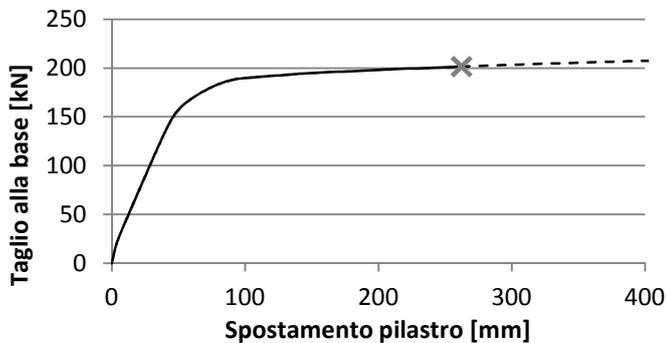


Figura 7. Pushover curve for the structure after the retrofiting intervention (control point on a column top). / Curva di pushover dopo l'intervento di inserimento degli angolari metallici (spostamento in corrispondenza della testa del pilastro).

## 4 DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITA' E DELL'INPUT SISMICO

### 4.1 CSM e curve di fragilità

Una volta ottenuta la relazione forza-spostamento per la struttura pre e post-intervento, la valutazione delle sue prestazioni viene effettuata secondo il Capacity-Spectrum-Method (CSM) descritto dalla ATC-40 (1996).

Secondo il CSM, la risposta strutturale deve essere rappresentata in formato ADRS (cioè in un grafico spostamenti-accelerazioni) trasformando la curva di pushover nella cosiddetta curva di capacità. La curva di capacità può quindi essere confrontata direttamente con l'azione sismica, poiché anche lo spettro di un accelerogramma può essere rappresentato in formato ADRS. Il metodo si basa sull'ipotesi che il massimo spostamento di un sistema non lineare ad un grado di libertà possa essere stimato a partire dal massimo spostamento di un sistema elastico lineare ad un grado di libertà caratterizzato da un appropriato periodo proprio di vibrazione e da un coefficiente di smorzamento equivalente. Il Capacity-Spectrum Method presuppone che lo smorzamento equivalente del sistema sia proporzionale all'area racchiusa dalla

curva di capacità e il periodo equivalente è il periodo secante della struttura, cioè quello che corrisponde al suo spostamento ultimo. Entrambi i parametri sono funzione della capacità di duttilità della struttura.

In particolare, l'ATC-40 (1996) fornisce indicazioni per la valutazione dello smorzamento equivalente in base al comportamento isteretico della struttura e della sua capacità in termini di duttilità. In una prima fase l'azione sismica, rappresentata attraverso il suo spettro di risposta, viene moltiplicata per un adeguato coefficiente di riduzione  $R$  funzione dello smorzamento equivalente della struttura. In questo modo si ottiene lo spettro smorzato. Successivamente questo spettro viene scalato fino a "toccare" il punto ultimo della curva di capacità (cioè il cosiddetto performance-point). Poiché la misura dell'intensità comunemente adottata nella valutazione della vulnerabilità si riferisce tipicamente ad un smorzamento convenzionale del 5%, lo spettro scalato che corrisponde al performance-point viene diviso per il fattore  $R$ . In questo modo è possibile ottenere lo spettro di risposta corrispondente ad uno smorzamento convenzionale del 5% in grado di indurre il collasso nella struttura considerata.

Con riferimento a questo spettro finale, è possibile individuare sia la Peak Ground Acceleration (PGA) sia l'accelerazione spettrale che corrisponde al periodo fondamentale della struttura ( $S_a(T_1)$ ). Selezionando opportunamente un gruppo di accelerogrammi in grado di rappresentare la variabilità dell'azione sismica che potrebbe colpire la struttura analizzata e ripetendo la stessa procedura per ciascuno degli accelerogrammi considerati, è possibile ottenere un certo numero di misure di intensità (PGA o  $S_a(T_1)$ ) che corrispondono al raggiungimento dello stato limite di collasso e di conseguenza è possibile definire una curva di fragilità al collasso. Queste curve legano la misura d'intensità considerata con la probabilità di raggiungere uno stato limite, in questo caso il collasso. Tipicamente, queste funzioni sono ben descritte da una distribuzione lognormale e, come tali, possono essere compiutamente descritte tramite il valore della mediana e un termine di dispersione. Per questo motivo, la fase finale di questa procedura prevede di effettuare una regressione non lineare sui valori di PGA o  $S_a(T_1)$  ottenuti in precedenza, ottenendo così una funzione di fragilità al collasso. La procedura è stata applicata alla struttura ante-operam e post-operam, permettendo di cogliere la riduzione della vulnerabilità della struttura a seguito dell'intervento di messa in sicurezza studiato. In Figura 8 è rappresentata schematicamente la procedura descritta e applicata al caso studio considerato.

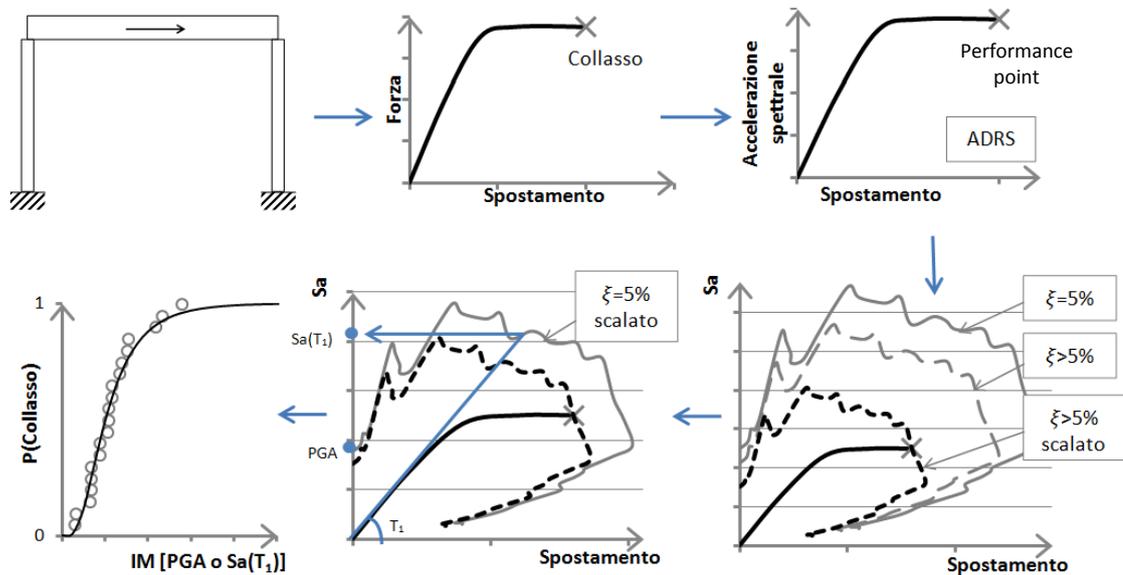


Figura 8. Procedure adopted for the definition of collapse fragility function. / Procedura adottata per la definizione delle funzioni di fragilit  al collasso.

#### 4.2 Selezione degli accelerogrammi

Come anticipato, uno dei passi della procedura   la selezione di un numero di registrazioni di terremoti in grado di rappresentare la domanda sismica. Questo passaggio permette di considerare la differente risposta strutturale attesa considerando diversi eventi sismici. Questo aspetto   direttamente considerato quando vengono svolte analisi dinamiche incrementali (IDA, Vamvatsikos e Cornell, 2002) che per  risultano estremamente onerose dal punto di vista computazionale, mentre   tipicamente trascurato quando le strutture sono soggette ad analisi di pushover.

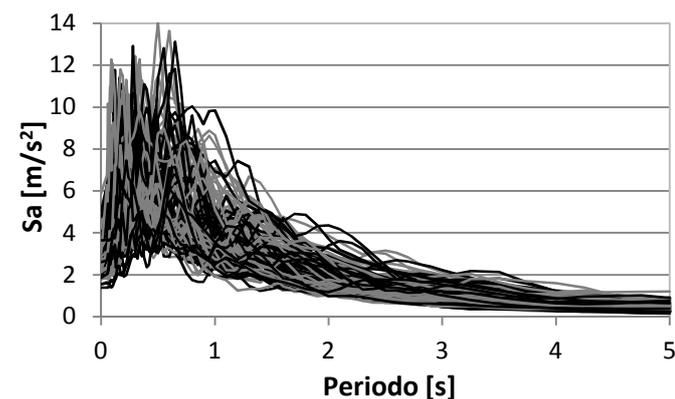


Figura 9. Acceleration spectra of the selected ground motions. / Spettri degli accelerogrammi selezionati.

Per catturare la diversa risposta di un edificio al variare dell'azione sismica, in questa procedura la domanda   rappresentata da un gruppo di 100 accelerogrammi registrati scelti in base alla loro compatibilit  con lo spettro elastico a pericolosit  uniforme definito dalle NTC per il sito oggetto di studio (Figura 9).

## 5 RISULTATI SULLA VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEL COLLEGAMENTO

In questa sezione viene riportata una sintesi dei maggiori risultati emersi dallo studio condotto.

In tabella 1 sono riassunti i parametri che definiscono la funzione lognormale che descrive la curva di fragilit  (in termini di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura  $Sa(T_1)$ ) per la struttura pre e post-intervento.

La Figura 10 riporta la curva di fragilit  ottenuta per la struttura originale, prima dell'intervento di messa in sicurezza sovrapposta alla curva di fragilit  corrispondente alla struttura post-intervento. Per entrambe le situazioni (pre e post) i 100 marker (rossi e azzurri) rappresentano i risultati dell'applicazione del CSM, mentre la linea continua nera   la distribuzione lognormale cumulata che li approssima al meglio.

Tabella 1: Median and dispersion for the collapse fragility functions before and after the intervention. / Mediana e dispersione delle funzioni di fragilit  al collasso per la struttura prima e dopo l'intervento

	Mediana $m/s^2$	Dispersione $\ln(m/s^2)$
Pre-intervento	1.89724	0.4671
Post-intervento	7.827945	0.4524

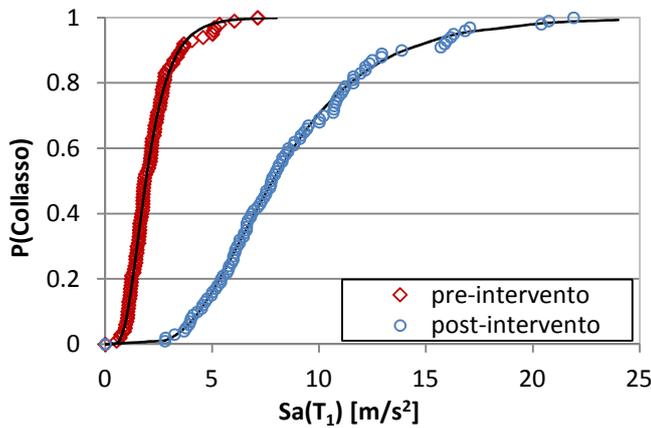


Figura 10. Collapse fragility functions before and after the retrofitting intervention. / Curve di fragilità al collasso per la struttura (pre-intervento) e dopo l'inserimento degli angolari metallici (post-intervento).

Come si può notare confrontando le due curve di fragilità, l'introduzione degli angolari di collegamento ha permesso di modificare sensibilmente il comportamento sismico della struttura oggetto di studio. In particolare la vulnerabilità della struttura a seguito dell'intervento risulta notevolmente ridotta rispetto alla situazione iniziale. Infatti, si può osservare a titolo d'esempio che l'accelerazione spettrale associata ad una probabilità di collasso del 50% passa da  $1.9\text{m/s}^2$  a  $7.8\text{m/s}^2$ . Questi valori suggeriscono che sarebbe necessaria un'accelerazione spettrale 4 volte più forte sulla struttura a seguito dell'intervento rispetto alla struttura originale per riscontrare la stessa probabilità di collasso del 50%. La diminuzione della vulnerabilità diviene ancora più evidente se, a parità del valore di accelerazione spettrale, si osserva la probabilità di collasso associata. In particolare, la Figura 11 mostra gli spettri (in entrambi le direzioni NS e EW) delle due main-shocks che hanno colpito l'Emilia nel maggio 2012.

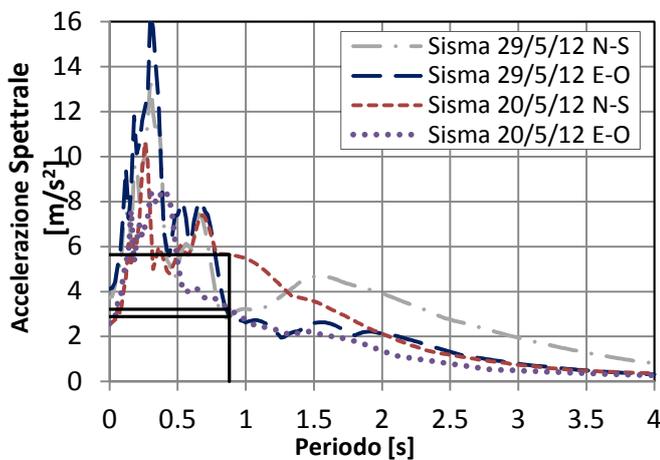


Figura 11. Elastic spectra of the main shocks for the Emilia earthquake. / Spettri degli accelerogrammi registrati delle due scosse principali (in entrambe le direzioni) del sisma dell'Emilia.

Le accelerazioni spettrali associate al periodo fondamentale della struttura in esame variano in un range molto ampio tra  $2.88$  e  $5.64\text{m/s}^2$ . Dalle funzioni di fragilità ottenute si può osservare che a queste accelerazioni corrispondono delle probabilità al collasso che variano tra 81% a 99% per la struttura prima dell'intervento mentre queste probabilità scendono in un range che va da 1.4% a 23% a seguito dell'introduzione del sistema di collegamento come mostrato in Figura 12, confermando l'efficacia dell'introduzione di questo semplice presidio anti-scivolamento.

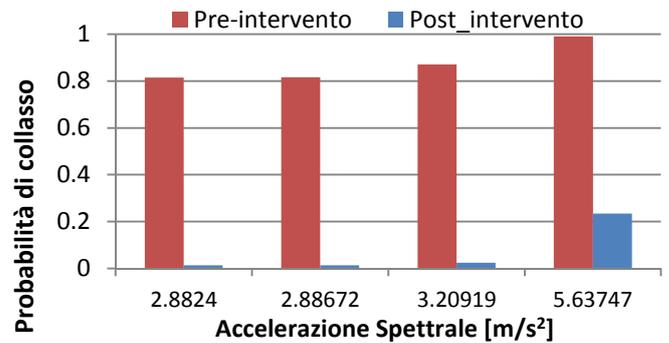


Figura 12. Collapse probability before and after the retrofitting intervention using as seismic input the main shocks recorded during the Emilia earthquake. / Probabilità di collasso per la struttura pre e post-intervento soggetta alle due scosse principali (in entrambe le direzioni) del sisma dell'Emilia.

## 6 CONCLUSIONI

The paper presents the main results of an experimental and numerical study conducted on a connection system between beams and double-tee roof elements, for the retrofitting of existing precast buildings built without the current seismic regulations. The present work aimed at studying the effect of the introduction of L-shaped steel elements connecting the beams and roof elements in a precast structure chosen as case-study. In particular, a simplified procedure, relying on force-displacement relationships obtained through pushover analyses, has been applied to obtain collapse fragility functions, curves able to correlate a seismic intensity measure with the probability of reaching the collapse limit state. The comparison between the collapse fragility functions before and after the proposed intervention showed a significant improvement of the behavior of the case-study structure after the insertion of the connecting steel elements.

This simple intervention, in fact, is effective in reducing the local vulnerability under investigation, without affecting the original mass or stiffness of the structure. It should be noted, however, that these results do not take into account the possible local mechanisms that could develop due to the anchorage of the connecting elements in the existing concrete. In fact, the interaction between concrete elements and the anchorage system was not considered at this

stage of the study but it will constitute the subject of future contributions.

In conclusion, postponing the activation of the sliding mechanism (fragile mechanism) after the activation of more ductile mechanisms such as the yielding of the steel reinforcement at the base sections of the columns, the hierarchy of strengths can be effectively altered according to the capacity design principles. / La memoria presenta i principali risultati di uno studio sperimentale e numerico condotto su un sistema di collegamento tegolo-trave e da applicarsi ad edifici prefabbricati costruiti in assenza di adeguate prescrizioni antisismiche. Lo studio ha permesso di osservare gli effetti dell'inserimento degli angolari di collegamento su di una struttura prefabbricata scelta come caso-studio. In particolare, è stata applicata una procedura semplificata, basata sui legami forza-spostamento ottenuti tramite analisi di pushover, per ottenere funzioni di fragilità al collasso. Il confronto tra le funzione di fragilità al collasso pre e post-intervento ha mostrato un sensibile miglioramento del comportamento della struttura a seguito dell'inserimento degli angolari di collegamento adottati per questo caso studio.

Questo semplice intervento, infatti, agisce efficacemente e localmente sulla singola vulnerabilità, senza alterare massa o rigidità della struttura nel suo complesso. È da sottolineare, tuttavia, che questi risultati non tengono conto di possibili meccanismi locali dovuti all'ancoraggio degli angolari negli elementi di calcestruzzo. Infatti in questa fase dello studio, l'interazione tra gli elementi in calcestruzzo e il sistema di fissaggio degli angolari non è stato considerato e costituirà oggetto di sviluppi futuri.

Eliminando il problema della caduta dei tegoli per perdita di appoggio dalle travi, la gerarchia dei meccanismi di collasso può essere opportunamente alterata posponendo l'attivazione del meccanismo di scivolamento (meccanismo fragile) all'attivazione di meccanismi più duttili come ad esempio lo snervamento delle barre d'armatura nelle sezioni di base dei pilastri solitamente associati ad accelerazioni più elevate. In conclusione quindi, l'intervento proposto, per quanto semplice e poco invasivo, si dimostra efficace nel ridurre la vulnerabilità di edifici dove l'appoggio tra gli elementi prefabbricati è affidato alla forza di attrito. In particolare, le analisi condotte mostrano apprezzabili miglioramenti nel comportamento sismico dell'edificio scelto come caso studio e rappresentativo di un gran numero di edifici presenti in Emilia e nell'area del cratere e caratterizzati dalla stessa tipologia costruttiva.

## BIBLIOGRAFIA

ASCE-SEI-41. 2007. Seismic Rehabilitation of existing buildings. *ASCE standard. American Society of Civil Engineering (ASCE)*.

- ATC-40. 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report No. 40, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Bacci, L., Vinciguerra A.L., Mazzotti, C. and Savoia, M. 2012. La messa in sicurezza delle scuole a struttura prefabbricata in Bologna, *ACI Italy Chapter*, Dalmine, Italy.
- Belletti, B., Baroni, L., Gasperi, A., and Stocchi, A. 2013. Il ruolo dei collegamenti fra elementi di copertura e travi principali nella definizione del comportamento a diaframma di edifici prefabbricati, *Atti del XV Convegno ANIDIS - L'ingegneria sismica in Italia*, Padova, 1-10.
- Belletti, B., Gasperi, A., and Spagnoli, A. 2014. Capacity Design-Based Seismic Forces in Floor-to-Beam Connections of Precast Concrete Frames. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-509.0000649.
- CNR 10018. 1999. Consiglio Nazionale delle Ricerche: Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego.
- Ligabue, V., Bovo, M. e Savoia, M. 2014. Connessioni tegolo-trave: studio sperimentale e numerico del comportamento di angolari di collegamento, *ACI Italy Chapter*, Bologna, Italy.
- Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2011. Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings. *Engineering Structures*, Vol. 33, p. 532-538.
- MIDASGen. 2015. User Manual and Analysis Manual <http://en.midasuser.com>.
- Minghini, F., Ongaretto, E., Ligabue, V., Savoia, M. and Tullini, N. 2015. Preliminary damage database for precast RC industrial buildings after the 2012 Emilia (Italy) earthquakes. Sottoposto a *Bulletin of Earthquake Engineering per lo Special Issue Post-Earthquake Assessment and Reconstruction*.
- NTC. 2008. D.M. 14/01/2008. Norme tecniche per le costruzioni.
- OPCM 3274. 2003. Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3274/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- SAFECAS 2012. Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions. SAFECAS Project (FP7/2007-2013.– Grant agreement n° 218417, 2009), *JRC Scientific and Policy Reports*, Paolo Negro and Giandomenico Toniolo Editors.
- Savoia, M., Mazzotti, C., Buratti, N., Ferracuti, B., Bovo, M., Ligabue, V. and Vincenzi, L. 2012. Damages and collapses in industrial precast buildings after the Emilia earthquake. *Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering* 29 (2-3), 120-131.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.