

Simplified models for the evaluation of the economic losses in precast structures due to earthquakes

Modelli semplificati per la valutazione delle perdite economiche di strutture prefabbricate in caso di terremoto

M. Bosio¹, M.E. Bressanelli¹, A. Belleri¹

¹ *Department of Engineering and Applied Sciences, University of Bergamo, Bergamo, Italy*

ABSTRACT: The problem of economic losses related to the structural and non-structural damage has been highlighted in the seismic sequences that hit the industrial area of Emilia-Romagna region in 2012. The impact in terms of economic losses in all industrial sectors emphasized the importance to evaluate the seismic risk in terms of probability of collapse and economic losses. The goal of this paper is the evaluation of the influence of various finite element models in the estimate of the direct economic losses. Starting from a case study, simplified models are proposed for a first and quick estimate of the economic losses in precast buildings built before the actual seismic code. The results of these analyses are compared with the results of more refined finite element models. / La problematica delle perdite economiche legate ai danni strutturali e non-strutturali di edifici prefabbricati è stata evidenziata in particolare dalle sequenze sismiche che nel 2012 hanno colpito estese zone industriali del territorio emiliano. Le ripercussioni in termini economici su tutti i comparti industriali colpiti hanno sottolineato l'importanza di valutare il rischio sismico di edifici esistenti sia in termini di probabilità di collasso sia in termini di perdite economiche. Il presente articolo si pone come obiettivo di valutare il grado di raffinatezza da raggiungere nei modelli a elementi finiti per una stima accurata delle perdite economiche dirette. Partendo da un caso studio, sono proposti modelli semplificati per una prima e rapida stima delle perdite attese di edifici prefabbricati costruiti prima dell'entrata in vigore delle attuali norme tecniche per le costruzioni. I risultati di tali analisi sono poi confrontati con quanto ottenuto a partire da modelli a elementi finiti più raffinati.

KEYWORDS: Expected annual loss; simplified models; precast industrial buildings / Perdita annua attesa; modelli semplificati; edifici prefabbricati industriali

1 INTRODUZIONE

Durante l'ultimo decennio numerosi ricercatori hanno concentrato la propria attività di ricerca nell'esaminare gli effetti del terremoto in termini di danni e perdite economiche. Tra questi studi si può evidenziare il metodo PEER-PBEE (Performance Based Earthquake Engineering) come quello maggiormente utilizzato per queste analisi. Questa procedura permette di stimare il comportamento prestazionale di una struttura in zona sismica in termini di perdite dirette e indirette (tipicamente tempo di inutilizzo della struttura, perdite economiche e decessi). La metodologia PEER-PBEE è composta da quattro macro-fasi: l'analisi di pericolosità, l'analisi strutturale, l'analisi dei danni ed infine l'analisi delle perdite (Günay et al. 2012, Krawinkler et al. 2004, Kunath et al. 2006).

Mediante l'applicazione del teorema della probabilità totale è possibile determinare la curva delle perdite attese per la struttura in funzione della frequenza di accadimento e, attraverso il suo integrale, il valore delle perdite medie annue attese.

Nel caso di edifici industriali si può osservare come l'aliquota maggiore di queste perdite è rappresentata dall'interruzione di servizio e dai danni al materiale contenuto nella struttura. Se pensiamo all'esperienza avuta con il sisma dell'Emilia-Romagna, la maggior parte dei danni è causata dalla mancanza di disposizioni sismiche in fase di progetto essendo questi edifici stati costruiti prima dell'entrata in vigore delle moderne norme sismiche (Magliulo et al. 2014a, Belleri et al. 2014a, Belleri et al. 2015). Le principali vulnerabilità riscontrate, in grado di provocare collassi sia locali che globali della struttura, sono da attribuirsi ad un inefficiente sistema di trasferimento dei carichi orizzontali negli

elementi prefabbricati che genera spostamenti e rotazioni incompatibili tra elementi strutturali e elementi secondari (Belleri et al. 2014b, Brunesi et al. 2015, Sotta et al. 2015, Belleri et al. 2016).

Questo articolo vuole proporre una modellazione semplificata per una rapida stima del valore di perdite dirette attese. I risultati ottenuti dai modelli semplificati sono confrontati con quanto ottenuto attraverso una modellazione tridimensionale completa della struttura avente grado di complessità crescente, pertanto capace di rappresentare al meglio le diverse vulnerabilità presenti.

2 MODELLAZIONE

Il layout analizzato è tipico di edifici industriali privi di criteri anti-sismici costruiti sul territorio italiano. Le colonne presentano un comportamento a mensola, collegando per solo attrito (Magliulo et al. 2014b, Zoubek et al. 2015) travi precomprese disposte in un'unica direzione. In direzione trasversale il collegamento viene garantito mediante tegoli semplicemente appoggiati alle travi. La fondazione è realizzata con plinti a bicchiere isolati nei quali vengono inserite le colonne e successivamente riempiti con malte o boiacche (Metelli et al. 2011, Belleri et al. 2012).

L'edificio è considerato ipoteticamente collocato nel comune di Mirandola. Si tratta di un edificio industriale prefabbricato con configurazione rettangolare in pianta di dimensioni 40m x 80m e altezza dei pilastri pari a 7m. La struttura si presenta con due campate da 20m in direzione trasversale e dieci campate con luce di 8m in direzione longitudinale. I pilastri sono distribuiti a passo regolare e hanno sezione quadrata di dimensioni 0.45x0.45m, armati con 14 barre $\phi 14$ disposte omogeneamente sul perimetro. Nell'estremità superiore delle colonne è presente una doppia forcina con il compito di mantenere in equilibrio la trave in fase di realizzazione. Le dimensioni della forcina sono 0.12x0.45m e l'armatura è costituita da 8 $\phi 8$ disposti su due file lungo il lato maggiore. Le travi sono del tipo a doppia pendenza con luce di 20m. Su di esse poggiano tegoli a doppio T per la realizzazione del manto di copertura. Le chiusure laterali sono realizzate mediante pannelli verticali lungo il lato corto e pannelli orizzontali nell'altra direzione. Tutti i collegamenti sono garantiti dal solo attrito. Per quanto riguarda i materiali è stato considerato calcestruzzo C50/60 e acciaio B450C.

2.1 Descrizione dell'input sismico

Per l'esecuzione delle analisi è stato applicato l'input sismico del terremoto che ha colpito l'Emilia-Romagna in data 29/05/2012 considerando sia le componenti orizzontali che la componente verticale del moto.

In particolare, dal confronto con le accelerazioni previste dalle NTC08, si è osservato come il sisma verificatosi, nell'ipotesi di categoria di sottosuolo C e coefficiente topografico T1, sia associato ad un periodo di ritorno di circa 2475 anni riferendosi alla struttura considerata. Questo valore è stato successivamente utilizzato per scalare gli accelerogrammi in modo da ottenere le sollecitazioni ai vari stati limite previsti dalla normativa (SLO, SLD, SLV, SLC) per un edificio con vita utile di 50 anni. Come si potrà osservare nel capitolo destinato alla descrizione dei risultati, questi stati limite verranno integrati con altri tre di periodo di ritorno 71, 125 e 201 anni al fine di migliorare la stima delle perdite economiche.

2.2 Descrizione modelli

Data la natura della struttura descritta, sono state analizzate quattro tipi di vulnerabilità: formazione di cerniera plastica alla base delle colonne, danneggiamento dei pannelli perimetrali, rottura delle forcine e caduta dei tegoli in copertura. La modellazione (Figura 1) inizia dapprima con un modello semplice che tiene conto solo delle prime due vulnerabilità (M1). Esso è realizzato attraverso una singola colonna incastrata alla base, al quale viene attribuito un comportamento non lineare del tipo "Modified Takeda". In sommità ad essa è stata collocata la massa tributaria della copertura, 26'388 kg.

La seconda famiglia di modelli (M2 e M3) aggiunge al modello appena descritto la vulnerabilità delle forcine. In M2, le forcine sono modellate attraverso un singolo elemento beam a cui viene attribuito un comportamento non lineare alla base della forcina. In M3, entrambe le parti delle forcine sono modellate e poste alla distanza reale rispetto all'asse del pilastro tramite un collegamento rigido. L'estremità superiore di entrambe le parti delle forcine è collegata alla trave attraverso una molla agente solo in compressione per simulare il contatto con la trave. In entrambi i casi la massa tributaria della copertura è collocata in sommità all'elemento rigido che simula la trave (Figura 1).

Nel modello 4 (M4) non si considera la vulnerabilità della forcina ed è inserita la vulnerabilità dei tegoli attraverso un collegamento ad attrito. Data l'assenza di un modello attritivo di tipo Coulomb nel software di analisi considerato (MidasGen), è stato inserito un modello di tipo "friction pendulum" (Tsai et al. 2003) utilizzando un raggio di curvatura pari a 4m in modo da rendere trascurabile la forza di richiamo generata dal sistema a pendolo. In questo caso la massa associata ai tegoli è stata posta nel nodo superiore del sistema appena citato mentre la restante parte è collocata nel nodo inferiore. L'ultima famiglia di modelli (M5 e M6) aggiunge ai modelli già descritti con vulnerabilità della forcina quella associata alla caduta dei tegoli.

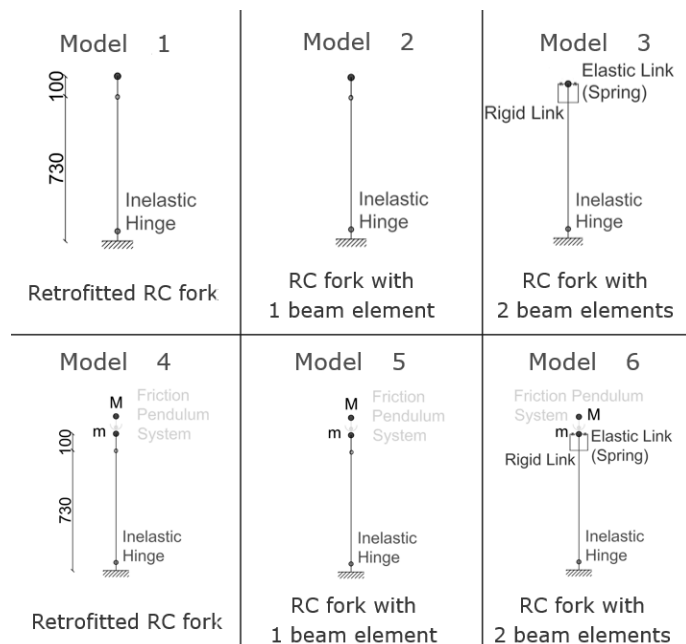


Figura 1 Simplified Models / Modelli semplificati

Ognuna di queste famiglie di modelli è stata poi estesa al modello tridimensionale per poter confrontare i valori delle predite. In particolare chiameremo M1-3d l'estensione al modello completo tridimensionale di M1, in modo analogo i modelli M2 e M3 rappresentano la semplificazione del modello M2.3-3d, il modello M4-3d rappresenta il caso completo del modello M4 mentre i modelli M5 e M6 verranno confrontati con il modello M5.6-3d.

3 PARAMETRI DI STIMA

Uno dei passaggi fondamentali per l'applicazione della procedura PEER-PBEE consiste nella determinazione delle curve di fragilità dei vari elementi e nella stima dei costi di riparazione per portare la struttura nella condizione pre-sisma. In questo capitolo andremo quindi a descrivere per ogni vulnerabilità i parametri che caratterizzano la curva di fragilità e i relativi costi di riparazione.

3.1 Collasso della struttura

La curva viene determinata a partire dal valore dell'accelerazione di collasso media e da una data dispersione β . Il valore dell'accelerazione è ricavato attraverso il foglio di calcolo SPO2IDA (Vamvatsikos et al.2006) che simula un'analisi dinamica incrementale a partire dai risultati di un'analisi pushover. Nel caso specifico, in seguito a quest'analisi è stato possibile determinare il valore di collasso medio pari a 0.68g nelle condizioni attuali della struttura ed in seguito ad un ipotetico intervento di rinforzo mediante confinamento dei pilastri nella zona della cerniera plastica pari a 1.61g. A partire da questi parametri, attribuendo un valore di dispersione pari a

0.6, si sono ottenute le curve di fragilità rappresentate in Figura 1 e Figura 2.

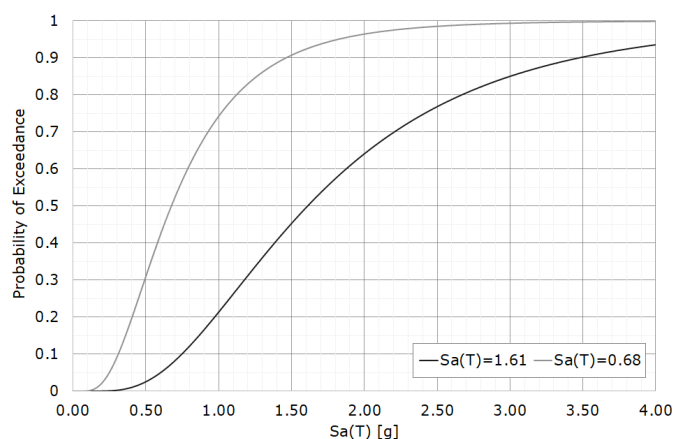


Figura 2 Fragility curves for global collapse / curve di fragilità per il collasso della struttura

A questa fragilità sono associati i costi di ricostruzione della struttura stimati in 1'212'000 € a cui vanno aggiunti i costi di smaltimento delle macerie stimati pari a 40'000 €.

3.2 Danneggiamento dei pilastri

Le curve di fragilità dei pilastri sono state realizzate a partire dal valore medio della curvatura e della sua dispersione (β). La probabilità di danneggiamento dei pilastri è stata valutata per tre diversi stati limite di danno (Tabella 1). Il primo stato di danno (DS1), ovvero quello più lieve, coincide con una leggera fessurazione alla base del pilastro. L'intervento scelto per il ripristino del danno consiste nell'iniezione con resina epossidica delle fessure. Il secondo stato di danno (DS2) è caratterizzato dall'espulsione del copriferro alla base del pilastro; come intervento è stato proposto il ripristino del copriferro. Infine l'ultimo stato di danno (DS3) è associato al collasso dell'elemento. A questa voce non è collegato nessun particolare costo di ricostruzione poiché si assume che con il collasso della colonna si abbia il collasso della struttura pertanto il valore di perdite è già conteggiato come indicato nel paragrafo 3.1.

Tabella 1. Fragility curve of the column / Curva di fragilità della colonna.

Column	Curvature (rad/mm)	β	Repair costs (€)
DS1	9.44e-7	0.40	126.00
DS2	9.58e-6	0.40	287.00
DS3	6.86e-5	0.40	*

* already considered in the collapse of the structure.

3.3 Danneggiamento della forcella

In modo analogo a quanto fatto per il pilastro sono state definite le curve di fragilità per la forcella. Per la determinazione del danno è stata scelta la curvatura alla base della forcella come parametro ingegneristicamente significativo, individuando tre diversi DS: il primo associato ad una lieve fessurazione, il secondo all'espulsione del copriferro ed infine il collasso della struttura. Gli interventi necessari per le riparazioni sono gli stessi evidenziati per i pilastri per quanto riguarda DS1 e DS2, mentre per DS3 è conteggiata anche la ricostruzione della porzione di copertura (travi e tegoli) che la forcella sorregge. I principali valori sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2. Fragility curve of the RC fork / Curva di fragilità della forcella.

Fork	Curvature (rad/mm)	β	Repair costs (€)
DS1	1.89e-6	0.40	325.00
DS2	3.08e-5	0.40	599.00
DS3	2.34e-4	0.40	38,166.00

3.4 Danneggiamento dei pannelli

La fragilità dei pannelli è associata alle modalità con cui questi elementi vengono collegati alla struttura portante. In questo caso sono stati evidenziati due DS. Il primo associato allo snervamento dei collegamenti anti-ribaltamento in posizione superiore: danno riparabile sostituendo l'elemento di collegamento. Il secondo DS è associato al collasso del pannello e il costo di riparazione è associato al costo di ricostruzione e alla posa del pannello.

Tabella 3. Fragility curve of cladding panel / Curva di fragilità del pannello di rivestimento.

Cladding panel	Displacement (m)	β	Repair costs (€)
DS1	5.00e-3	0.40	197.00
DS2	4.00e-2	0.40	2'208.00

3.5 Danneggiamento dei tegoli

Il danno è associato all'impermeabilizzazione del manto di copertura che si danneggia con lo spostamento relativo tra i tegoli e alla perdita dell'appoggio. Sono stati definiti tre DS. Il primo raggiungibile con piccoli spostamenti del pannello (circa 1/3 rispetto alla lunghezza d'appoggio), il secondo con spostamenti intermedi ed il terzo con la perdita d'appoggio e la caduta del tegolo. Gli interventi per il ripristino del danno sono individuati nelle operazioni atte a ripristinare l'impermeabilizzazione della struttura per i primi

due DS e nel ripristino del tegolo nel caso dell'ultimo DS.

Tabella 4. Fragility curve of the roof element / Curva di fragilità del tegolo di copertura.

Roof element	Displacement (m)	β	Repair costs (€)
DS1	0.03	0.40	151.00
DS2	0.06	0.40	200.00
DS3	0.08	0.40	1'238.00

4 PROCEDURA DI CALCOLO

In questo capitolo si illustra la metodologia e le formulazioni applicate per determinare il valore delle perdite. Viene fatta una distinzione tra la procedura utilizzata per i modelli semplificati, dove è presente un solo elemento per rappresentare ogni tipologia di componente della struttura, e quella per i modelli completi. Infatti, nel secondo caso, si incorre nel rischio di valutare più volte le perdite di un singolo elemento. Tale formulazione risulterà pertanto più complessa.

Il parametro fondamentale per la determinazione del valore economico è dato dalla probabilità che si raggiunga un determinato stato limite di danno, questo valore è ottenibile dalle curve di fragilità definite al capitolo precedente. Infatti entrando nella curva di fragilità con il valore del parametro ingegneristicamente significativo si ottiene il valore di probabilità di superamento di un dato DS. Definiti questi valori, le perdite si ricavano facilmente moltiplicando il valore di probabilità per il costo di riparazione di un determinato danno.

4.1 Perdite nei modelli semplificati

Come detto precedentemente, nel caso di modelli semplificati si modella un solo elemento per ogni parte della struttura, pertanto non si incorre nel rischio di conteggiare più volte le perdite di un elemento. Le perdite sono quindi date dall'espressione:

$$C_{tot} = C_c + C_{pil} \cdot n_{pil} + C_{for} \cdot n_{for} + C_{pan} \cdot n_{pan} + C_{teg} \cdot n_{teg} \quad (1)$$

Dove con C_{tot} si fa riferimento alle perdite attese totali per il collasso della struttura, con C_c le sole perdite associate al collasso globale, C_{pil} le perdite associate al danneggiamento del pilastro, C_{for} le perdite per i danneggiamenti delle forcelle, C_{pan} le perdite dei pannelli ed infine C_{teg} le perdite dei tegoli di copertura. In modo analogo con n_{pil} , n_{for} , n_{pan} , n_{teg} si fa riferimento al numero di pilastri, forcelle, pannelli e tegoli costituenti la struttura. Per quanto riguarda

le perdite per il collasso della struttura queste sono calcolate come:

$$C_c = P_{C-STR} \cdot (C_{Ric} + C_{Sma}) \quad (2)$$

dove P_{C-STR} è la probabilità di collasso della struttura, C_{Ric} il costo di ricostruzione e C_{Sma} il costo di smaltimento delle macerie. Le perdite per gli altri elementi vengono calcolate come riportato in equazione 3:

$$C_i = \left[(P_{DS1,i} - P_{DS2,i}) \cdot C_{DS1,i} + (P_{DS2,i} - P_{DS3,i}) \cdot C_{DS2,i} + P_{DS3,i} \cdot C_{DS3,i} \right] \cdot P_{NC-STR} \quad (3)$$

dove con P_{DS} e C_{DS} si identifica la probabilità di raggiungimento di un dato DS ed i costi associati alla sua riparazione, mentre P_{NC-STR} rappresenta la probabilità di non collasso della struttura definita come $1 - P_{C-STR}$.

4.2 Perdite dei modelli completi

Per il calcolo delle perdite nei modelli completi, la procedura rimane pressoché la stessa tuttavia le formulazioni per la stima delle perdite della copertura è modificata per evitare di conteggiare più volte lo stesso danno. Ad esempio, nel caso di un tegolo, la doppia valutazione delle perdite potrebbe avvenire sia perché l'elemento tegolo ha subito uno scorrimento maggiore del suo appoggio, sia perché è avvenuto il collasso di una forcella con conseguente collasso della trave e dei tegoli da essa supportati. Perciò si è deciso di suddividere i costi di ricostruzione per i DS3 della forcella nei costi per la sola forcella (C_{for}), per la trave (C_{tra}) e per la porzione di copertura (C_{cop}). In questo modo è possibile dapprima calcolare la probabilità di collasso delle forcelle in testa ad un pilastro come:

$$P_{Bl-for} = P_{c-f1} + P_{nc-f1} \cdot P_{c-f2} \quad (4)$$

dove P_{Bl-for} rappresenta la probabilità di collasso dell'insieme delle forcelle (f1 e f2) in testa al pilastro; P_{c-fi} , rappresenta la probabilità di collasso dell'i-esima forcella e P_{nc-fi} la probabilità di non collasso dell'i-esima forcella.

Note le probabilità di collasso dei due gruppi di forcelle che sorreggono una trave è possibile, in modo analogo a quanto fatto per le coppie di forcelle, determinare la probabilità di collasso della trave. Infine note la probabilità di collasso di due travi consecutive è possibile calcolare la probabilità di collasso di una porzione di copertura. Pertanto nell'eq.1 non si avrà più il numero degli elementi totali poiché la va-

lutazione verrà effettuata su ogni singolo elemento costituente la struttura. Verrà anche modificato il termine che rappresenta le perdite per le forcelle poiché non terrà conto di ciò che la forcella sorregge, ma del solo costo di ricostruzione della forcella stessa. Si aggiungeranno tuttavia il costo di ricostruzione della trave, ottenuto moltiplicando la probabilità di collasso della trave per il suo costo di ripristino ed il costo per la caduta della porzione di copertura, calcolata in modo analogo. L'ultimo termine ad essere modificato è la perdita dei tegoli (C_{teg}) che sarà moltiplicata per la probabilità di non collasso della porzione di copertura:

$$C_{tot} = C_c + \sum C_{pil} + \sum C_{for} + \sum C_{pan} + \sum C_{tra} + \sum C_{cop} + \sum C_{teg} \quad (5)$$

5 RISULTATI DELL'ANALISI

Dalle analisi condotte è emersa la necessità di integrare le valutazioni condotte considerando gli stati limite da normativa con altri valori intermedi, associati a bassi periodi di ritorno. In caso contrario, si sovrastima il valore delle perdite (EAL, expected annual loss). Si può osservare come bassi periodi di ritorno portano con sé bassi valori di perdite tuttavia queste sono anche caratterizzate da probabilità elevate. Pertanto nella determinazione di EAL risulta fondamentale definire con precisione anche questi valori. In Figura 3 è possibile osservare quanto appena descritto, prendendo a riferimento il modello M1-3d (analogamente per gli altri modelli). Considerando i soli stati limite previsti dalla normativa si considererebbe in aggiunta la parte grigio-chiaro, con una maggiorazione di circa il 25% di EAL.

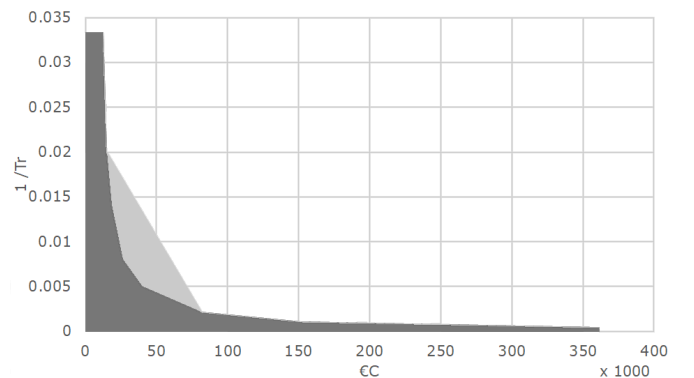


Figura 3 Expected annual loss evaluated for 5 limit states (in light grey) and 8 limit states (in dark grey) / Calcolo delle perdite annue medie per 5 punti (in grigio chiaro) e per 8 punti (in grigio scuro)

5.1 Risultati dei modelli completi

In questa sezione sono mostrati i risultati ottenuti dalla modellazione completa dell'edificio per il confronto con i relativi modelli semplificati.

Osservando il grafico riportato in Figura 4 si può evidenziare come nel caso dei modelli M1-3d e M4-3d l'andamento della curva, con l'aggiunta dei periodi di ritorno discussi precedentemente, non presenta particolari punti di discontinuità, mentre negli altri modelli si ha un repentino cambio di pendenza tra il periodo di ritorno a 201 anni e lo stato limite di salvaguardia della vita. Questo significa che i periodi di ritorno così definiti non sono stati in grado di individuare l'incipiente collasso delle forcelle, pertanto si potrebbe aggiungere un nuovo periodo intermedio per migliorare la stima. Va tuttavia sottolineato come in termini di EAL tali valori siano associati a basse probabilità, pertanto l'errore commesso incide poco sul valore finale.

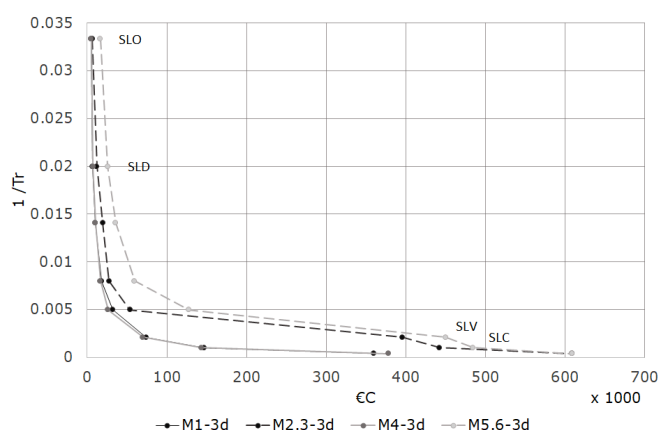


Figura 4 Expected losses for different return periods for complete models / Perdite attese per differenti periodi di ritorno per i modelli completi

Analizzando la Figura 5, contenente i valori delle perdite medie annue attese per ogni famiglia di elementi, si osserva che i valori delle perdite associate al collasso della struttura sono ridotti. Ciò è indice di una struttura caratterizzata da una probabilità di collasso globale bassa, dove tuttavia i collassi di tipo locale associati alle fragilità dei singoli elementi risultano preponderanti.

Si può inoltre osservare come i valori associati ai pilastri mantengono un andamento abbastanza costante ed indipendente dalla tipologia di modellazione. Analizzando le altre tipologie di elemento si vede come i pannelli e le forcelle rappresentano la voce maggiore nella valutazione delle perdite mentre la caduta dei tegoli risulta quasi trascurabile. Questo, nel modello M4-3d, è dovuto ad un basso scorrimento relativo tra tegoli ed appoggio. Solo nello scenario rappresentativo del sisma dell'Emilia si ha una caduta dei tegoli per perdita d'appoggio (circa il 10% dei tegoli totali). Nel modello M5.6-3d, dove sono considerate tutte le vulnerabilità, si osserva come il collasso dei tegoli non contribuisce affatto al calcolo

delle perdite; questo è dovuto al collasso dell'intera copertura a causa del precedente collasso locale delle forcelle.

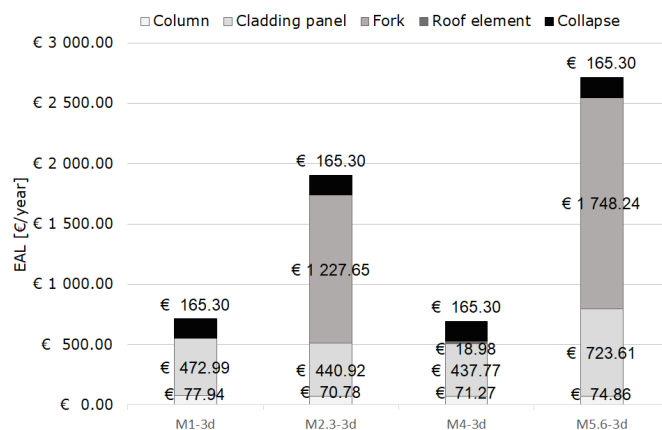


Figura 5 EAL for different damageable groups in complete models / Perdite annue attese per le diverse tipologie di elemento per i modelli completi

5.2 Risultati dei modelli semplificati e confronto con i modelli completi

L'obiettivo di questa sezione è quello di mostrare i valori delle perdite ottenute non più con una modellazione completa della struttura ma semplificando il modello a un solo pilastro.

I risultati riportati in Figura 6 mostrano come, apparentemente, i risultati ottenuti non rispecchiano i valori calcolati attraverso i modelli completi. L'assenza degli elementi trave e tegolo porta a sovrastimare gli spostamenti nell'estremo superiore e, di conseguenza, i valori di perdite attesi per i pannelli perimetrali. Si può inoltre osservare come nel caso del modello semplificato che prende in considerazione tutte le vulnerabilità (M6) non si osserva il collasso dell'intera copertura. Nel caso della copertura, come evidenziato al capitolo 4.2, il collasso non dipende dai valori registrati sulla singola forcella ma dalle probabilità di collasso delle travi e quindi dai valori ottenuti dalle forcelle che sorreggono le travi.

Analizzando i valori delle perdite per vari periodi di ritorno si può osservare come l'uso di modelli semplificati porti ad errori di stima soprattutto per basse intensità del terremoto mentre se consideriamo intensità elevate, come mostrato in Figura 7 per lo scenario del sisma dell'Emilia, la valutazione porta a errori ridotti. In particolare si può osservare come nei modelli M1, M2, M3 e M6 si ha una leggera sovrastima delle perdite con valori che oscillano tra 3 e 6%, mentre nel modello M4 (rinforzo delle forcelle) si ha una sovrastima rispetto alle perdite di circa il 36% rispetto alle perdite valutate nel modello completo. In controtendenza troviamo il modello M5 (modellazione con singola forcella) che porta ad una sottostima delle perdite del 15%.

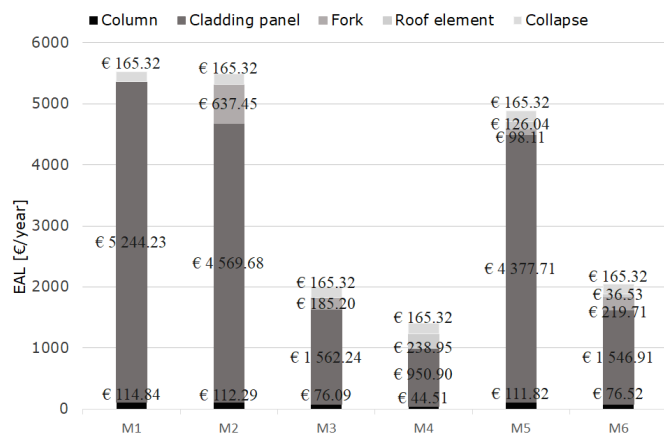


Figura 6 EAL for different damageable groups for the simplified models/Perdite annue attese per le diverse tipologie di elemento nel caso di modelli semplificati

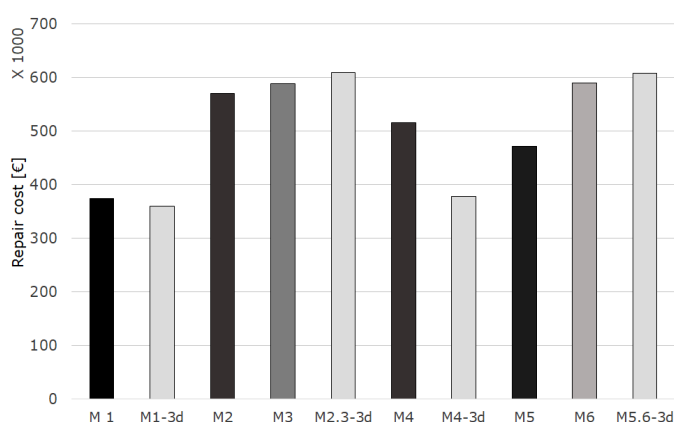


Figura 7 Comparison between simple and complete models considering the Emilia earthquake scenario/ Confronto tra modelli semplici e completi considerando lo scenario del terremoto dell'Emilia

6 CONCLUSIONI

Recent events showed how the seismic economic losses in precast structure are high due to inadequate design for horizontal load transferring. The paper analyses the suitability of a first and rapid procedure for the evaluation of the seismic economic losses.

The results in terms of expected annual losses show that excessive simplification of the model leads at an excessive loss of information and an overestimation of the economic losses. However, for high-intensity earthquakes, all the simplified model, except the model M4 and M5, namely the model that simulated the fragility of the roof and all the fragilities with the RC fork simulated only by one element, are able to provide a good estimation of the losses. The simplified models are able to evaluate the economic losses in the case of extensive damage but they provide wrong estimates in the case of low and moderate earthquakes.

It's important to highlight that in terms of EAL (Figura 8) only the model M3 and M6, i.e. RC forks

modelled with 2 elements, lead to similar values compared to the complete models. In particular, in the first case we have an underestimation of the 4% and in the second case an overestimation of the 25%. All the other models overestimate the losses of about 2-8 times.

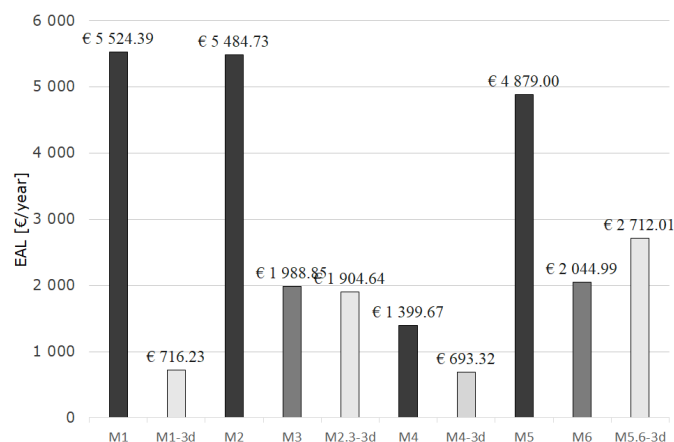


Figura 8 EAL for different models /Perdite annue attese per le diverse tipologie di modello

Considering the results of the refined models it is observed that most of the damage, for the considered case study, is associated with the fragility of the forks and of the cladding panels. It is therefore possible to define a ranking of the retrofit operations. For example, the provision of a mechanical connection between the beam and the roof elements does not provide an economic benefit because the collapse of the roof is governed by the collapse of the forks.

I recenti eventi hanno evidenziato come, in caso di terremoto, le perdite subite dalle strutture prefabbricate hanno valori elevati dovuti ad una progettazione inadeguata nei confronti dei carichi orizzontali. Quel che si è cercato di individuare con questo articolo è una procedura semplificata in grado di fornire una prima e rapida stima delle perdite economiche dirette. Analizzando i risultati in termini di perdite medie attese si è visto come la semplificazione eccessiva degli elementi strutturali comporta un'eccessiva perdita di informazioni che si ripercuote in modo negativo sulla stima delle perdite. Tuttavia la maggior parte dei modelli semplificati, escludendo il M4 e M5, ossia i modelli che simulano la fragilità dei soli tegoli e simulando la forcina come un singolo elemento, sono in grado di fornire una buona stima delle perdite totali associate a terremoti con elevata intensità. Pertanto possiamo dire che l'eccessiva semplificazione del modello è adatta nel caso di elevati danni, ciò non accade per terremoti moderati. Analizzando i risultati in termini di EAL, come si può vedere in Figura 8, solo i modelli M3, fragilità delle forcine con doppio elemento, e M6, tutte le fragilità con doppia forcina, portano a valori simili ai rispettivi modelli completi con una sottostima del 4% nel primo caso e una sovrastima del

25% nel secondo. Tutti gli altri modelli non sono in grado di stimare correttamente il valore delle perdite, si ha infatti una sovrastima delle perdite tra le 2 e 8 volte.

Si osserva inoltre che, nel caso studio considerato, il maggior contributo alle perdite sia riconducibile al collasso delle forcelle e dei pannelli perimetrali. Pertanto è possibile definire un ordine negli interventi di miglioramento sismico della struttura. Ad esempio se consideriamo il solo rinforzo dei tegoli non si ha alcun tipo di beneficio poiché il collasso della copertura viene governato dalla fragilità delle forcelle.

REFERENCES

- Belleri, A. & Riva, P. 2012. Seismic Performance and Retrofit of Precast Concrete Grouted Sleeve Connections, *PCI J.*, vol. 57, no. 1, pp. 97-109.
- Belleri, A., Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M. & Riva, P. 2015. Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory, *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, pp. 1-10.
- Belleri, A., Torquati, M. & Riva, P. 2014. Seismic Performance of Ductile Connections Between Precast Beams and Roof Elements, *Mag. Concr. Res.*, vol. 66, no. 11, pp. 553-562.
- Belleri, A., Torquati, M., Marini, A. & Riva, P. 2016. Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 4, pp. 1103-1129.
- Belleri, A., Torquati, M., Riva, P. & Nascimbene, R. 2015. Vulnerability Assessment and Retrofit Solutions of Precast Industrial Structures, *Earthq. Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 801-820.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Bolognini, D. & Bellotti, D. 2015. Experimental Investigation of the Cyclic Response of Reinforced Precast Concrete Framed Structures, *PCI J.*, vol. 60, pp. 57-79.
- Günay, M. & Mosalam, K. 2012. PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited, *J. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 6, pp. 829-858.
- Krawinkler, H. & Miranda, E. 2004. Performance-Based Earthquake Engineering, in *Earthquake Engineering*, Edited by., no. Ch. 9, International Code Council (ICC), Ed. Boca Raton London New York Washington, D.C.: CRC PRESS, pp. 560-635.
- Kunnath, S.K., Larson, L. & Miranda E. 2006. Modelling Considerations in Probabilistic Performance-based Seismic Evaluation: Case study of the I-880 viaduct, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 1, pp. 57-75.
- Magliulo, G., Ercolino, M., Petrone, C., Coppola, O. & Manfredi G. 2014. The Emilia Earthquake: Seismic Performance of Precast Reinforced Concrete Buildings, *Earthq. Spectra*, vol. 30, no. 2, pp. 891-912.
- Magliulo, G., Ercolino, M., Cimmino, M., Capozzi, V. & Manfredi, G. 2014. FEM Analysis of the Strength of RC Beam-to-column Dowel Connections Under Monotonic Actions, *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 271-284.
- Metelli, G., Beschi, C. & Riva, P. 2011. Cyclic Behaviour of a Column to Foundation Joint for Concrete Precast Structures, *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 15, no. 9, pp. 1297-1318.
- Scotta R, De Stefani L., and Vitaliani R., 2015. Passive control of precast building response using cladding panels as dissipative shear walls, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 11, pp. 3527-3552.
- Tsai C.S., Tsu-Cheng Chiang, Bo-Jen Chen. 2003. Finite element formulations and theoretical study for variable curvature friction pendulum system, *Eng. Structures*, vol. 25, no. 14, pp. 1719-1730,
- Vamvatsikos D. and Allin Cornell C., 2006. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, pp. 1097-1117
- Zoubek B., Fischinger M., and Isakovic T., 2015. Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings, *Bull. Earthq. Eng.*, pp. 2145-2168.