

## **INFLUENZA DI GIUNTI SEMI-RIGIDI SULLA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI MONOPIANO IN ACCIAIO**

### **INFLUENCE OF SEMI-RIGID JOINTS ON THE SEISMIC RESPONSE OF SINGLE-STOREY STEEL BUILDINGS**

Greta Agata Venneri,  
Giuseppe Brando  
University of "G. d'Annunzio" of Chieti-  
Pescara  
Department of Engineering and Geology  
Pescara, 65127, Italy  
greta.venneri@unich.it,  
giuseppe.brand@unich.it

Gianfranco De Matteis  
University of University of Campania  
"L. Vanvitelli"  
Department of Architecture and Industrial Design  
Aversa (CE), 81031, Italy  
gianfranco.dematteis@unicampania.it

#### **ABSTRACT**

During the modeling phase of metal joints, it is essential to make adequate assessments concerning their performance, in order to avoid errors concerning the strength and deformability evaluation of the whole structures to which they belong to. The design common practice usually assumes, for joints, simplified structural models, namely "pinned model" for gravity frames and "fixed model" for continuous frames, ignoring the possibility of having semi-rigid joints and semi-continuous frames. The purpose of the present work is to evaluate the influence of semi-rigid and partial-strength joints on the seismic performance of single storey steel buildings, in which beam-to-column joints and column bases were designed as continuous. To this purpose, a sample of as-built single-storey buildings is considered. The Component Method is first applied to determine whether the investigated joints, in their actual state, exhibit the expected stiffness and strength. Subsequently, finite element models of the structures, in which joints are included as elasto-plastic springs, are setup. Linear and nonlinear analyses are performed, in order to compare the influence of different constraint typologies on the global behavior. In particular, fragility curves are compared, also to determine whether the examined joints need reinforcement.

#### **SOMMARIO**

In fase di modellazione risulta fondamentale effettuare un'adeguata previsione delle prestazioni di giunti metallici, per evitare possibili errori nella valutazione della resistenza e della deformabilità delle strutture cui appartengono. Ciononostante, la progettazione dei giunti predilige ancora mo-

delli semplificati, quali il “modello cerniera” per i telai pendolari e il “modello incastro” per i telai a nodi rigidi, ignorando la possibilità di avere giunti semi-rigidi e telai semi-continui. Il presente lavoro ha lo scopo di valutare l’influenza di giunti semi-rigidi e a parziale ripristino di resistenza sulle prestazioni sismiche di edifici in acciaio monopiano in cui i nodi trave-colonna e colonna-fondazione sono stati progettati come continui. A tal uopo, è considerato un campione di edifici esistenti. Viene applicato dapprima il Metodo delle Componenti per stabilire se i giunti, nella realtà, hanno le caratteristiche di rigidezza e resistenza attese. Ciascuna struttura è poi riprodotta attraverso modelli ad elementi finiti, sui quali sono condotte analisi lineari e non lineari per confrontare l’influenza di differenti tipologie di vincolo sul comportamento globale. Tale confronto è implementato in termini di curve di fragilità, finalizzate anche a stabilire l’eventuale necessità di interventi di rinforzo dei giunti.

## 1 INTRODUZIONE

Gli edifici in acciaio sono una tipologia costruttiva ampiamente diffusa in Italia, soprattutto nell’ambito dell’edilizia industriale. Tra questi, le strutture monopiano si presentano relativamente leggere e progettate, nella maggior parte dei casi, oltre che per carichi gravitazionali, solo per azioni orizzontali da vento, trascurando le sollecitazioni di natura sismica o sottostimandone l’intensità rispetto agli standard attuali. Di conseguenza, per questa categoria di edifici, alcuni aspetti riguardanti la risposta sismica restano ancora poco esplorati, sia in ambito scientifico che professionale [1]–[3]. Tra le questioni aperte, di particolare interesse è l’influenza del comportamento dei giunti sulle prestazioni sismiche globali delle strutture cui appartengono.

La pratica progettuale degli edifici in acciaio ha portato, convenzionalmente, ad assumere, per i giunti, comportamenti limite: rigidi e a completo ripristino di resistenza o, al contrario, nominalmente incernierati. Tali assunzioni permettevano di semplificare le fasi di analisi e di progettazione delle strutture, a scapito, però, della corretta valutazione della risposta in termini di resistenza e deformabilità dei giunti, che, nella realtà, possono avere valori finiti di rigidezza e capacità flessionale, risultando semi-rigidi e a parziale ripristino di resistenza. Numerose ricerche hanno dimostrato, infatti, che per valutare correttamente il comportamento reale delle strutture metalliche è necessario considerare l’effetto della deformabilità dei giunti, che dipende dalla tipologia di unioni elementari, dalla deformabilità dei suoi componenti (bulloni, piastre di estremità, ecc.) e degli elementi collegati [4]–[6] [7], [8].

La letteratura scientifica propone diversi metodi per il calcolo del reale comportamento dei nodi, tra cui metodi basati sulla caratterizzazione sperimentale della risposta, ovvero su formulazioni empiriche, numeriche, analitiche o meccaniche con cui ricostruire la curva momento-rotazione e ottenere i valori effettivi di rigidezza e resistenza. Tra i metodi analitici, uno tra i più consolidati è sicuramente il Metodo delle Componenti, proposto dall’Eurocodice 3 – Parte 1-8 [1], [9]–[11].

Lo scopo del presente articolo è valutare l’influenza dei giunti semi-rigidi sulle prestazioni sismiche di edifici in acciaio monopiano, attraverso uno studio numerico condotto su un campione di dieci strutture esistenti site in provincia di Parma (Pr), la maggior parte adibite ad uso industriale. Tali strutture risultano caratterizzate da giunti originariamente progettati per essere continui; tuttavia, l’applicazione del Metodo delle Componenti ha dimostrato che il loro comportamento reale ha caratteristiche di resistenza e rigidezza inferiori a quelle attese in fase di calcolo. Per ciascun edificio sono stati realizzati modelli agli elementi finiti, in cui, ai fini della modellazione dei giunti trave-colonna e colonna-fondazione, sono stati riprodotti sia i vincoli teorici, come da progetto originario, sia il comportamento reale semi-rigido.

Dapprima si descrivono gli edifici oggetto di analisi e i principali aspetti di modellazione; successivamente si presentano i risultati relativi alle curve di fragilità, ottenute tramite analisi dinamiche non lineari e analisi multi strisce. Tali curve hanno permesso di valutare quanto la sicurezza si-

smica degli edifici esaminati sia stata sottovalutata a causa degli errori di valutazione commessi sulla risposta rotazionale dei giunti.

## 2 GLI EDIFICI OGGETTO DI ANALISI

### 2.1 Descrizione delle tipologie strutturali e dei giunti

Il campione di edifici esaminati comprende dieci strutture in acciaio esistenti, progettate e realizzate tra il 1970 e il 2018 in provincia di Parma (Italia), secondo le prescrizioni normative e le linee guida del periodo di riferimento. La maggior parte di queste strutture è destinata alla produzione manifatturiera, fatta eccezione per tre strutture, due delle quali destinate al ricovero di animali e una adibita a refettorio. Nel presente lavoro i dieci edifici sono nominati con le lettere dalla A alla L, di cui le Figg. 1, 2 e 3 mostrano la vista tridimensionale dei modelli agli elementi finiti. Sei edifici (A, B, C, D, E, F) hanno strutture caratterizzate da portali ad una o più campate in direzione trasversale (X), mentre in direzione longitudinale (Y) sono presenti telai con controventi concentrici. Due edifici (G, H) hanno uno schema strutturale a portale sia longitudinalmente che trasversalmente, risultando, pertanto, della tipologia resistente a momento in X e in Y. Gli edifici I e L presentano, in direzione longitudinale, pareti in muratura efficacemente collegate agli elementi in acciaio, che in tale studio sono state schematizzate con il modello del puntone equivalente secondo quanto riportato in [12] e [13]. In copertura tutti gli edifici presentano un sistema di arcarecci e controventi di falda.

Lo studio numerico ha considerato le dimensioni geometriche e, in prima battuta, le condizioni di vincolo riportate nella documentazione originale di progetto. Per tutte le strutture, lo schema di vincolo adottato per i giunti colonna-fondazione è l'incastro nella direzione resistente a momento e la cerniera nella direzione controventata; mentre per i collegamenti delle travi principali con le colonne sono stati assunti vincoli cerniera. In soli due edifici (A e F) i nodi trave-colonna sono stati ipotizzati come vincoli incastro. Come da indicazioni progettuali, i materiali considerati per le membrature e le piastre di collegamento sono acciaio tipo Fe360 e Fe430, con tensione di snervamento rispettivamente pari a  $235 \text{ N/mm}^2$  e  $275 \text{ N/mm}^2$ ; i bulloni impiegati per i collegamenti hanno classe di resistenza 5.6, 6.8 e 8.8. I giunti di base esaminati, progettati per essere rigidi e a completo ripristino di resistenza, sono costituiti dal profilo della colonna saldato alla piastra di base, la quale risulta ancorata, mediante un numero minimo di quattro tirafondi, al blocco di calcestruzzo del plinto di fondazione. Inoltre, tali giunti, fatta eccezione per quelli degli edifici G e L, risultano irrigiditi da piatti verticali saldati alla piastra di base e alla colonna. I giunti trave-colonna esaminati (strutture A e F) sono bullonati flangiati, quindi composti da una piastra bullonata alla piattabanda della colonna e sulla quale è saldato il tronco trave.

### 2.2 Classificazione dei giunti

I giunti trave-colonna e colonna-fondazione degli edifici considerati sono stati classificati mediante il Metodo delle Componenti [11], procedura attendibile ai fini della caratterizzazione meccanica dei nodi, sebbene essa risulti talvolta laboriosa nelle stime dei valori di rigidezza e resistenza [10]. Dunque, la curva momento-rotazione ( $M-\theta$ ) dei singoli nodi è stata ricavata attraverso l'assemblaggio delle caratteristiche di rigidezza e resistenza delle varie componenti, ciascuna valutata singolarmente mediante le formulazioni dell'EC 3 – 1-8. Le curve  $M-\theta$  ottenute descrivono un comportamento reale semi-rigido e a parziale ripristino di resistenza. Pertanto, i giunti che in principio erano stati assunti come continui nella realtà esibiscono caratteristiche di rigidezza e resistenza inferiori. La Fig. 4 mostra il giunto di base della struttura B con il relativo diagramma  $M-\theta$ , nel quale sono riportati anche i limiti di rigidezza e resistenza che definiscono, secondo la normativa europea, le varie tipologie di giunti.

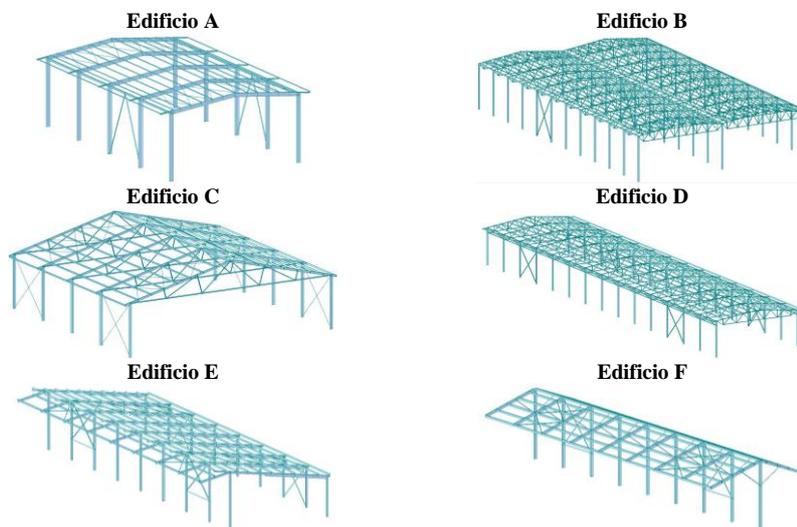


Fig. 1. Modelli ad elementi finiti delle strutture controventate

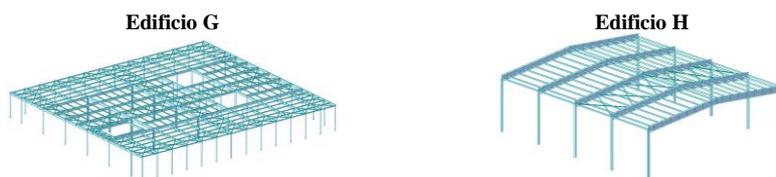


Fig. 2. Modelli ad elementi finiti delle strutture resistenti a momento



Fig. 3. Modelli ad elementi finiti delle strutture con pareti in muratura

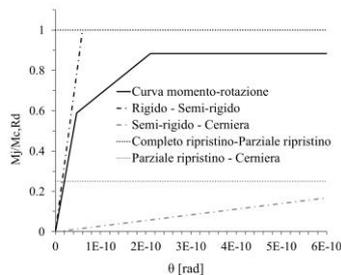
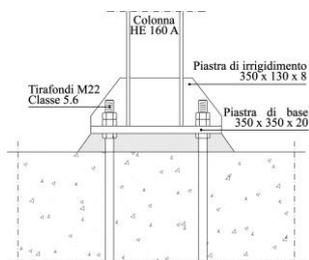


Fig. 4. Giunto colonna-fondazione della struttura B e corrispondente legame momento-rotazione

### 2.3 Modellazione numerica di edifici monopiano in acciaio

La modellazione tridimensionale ad elementi finiti delle strutture e le relative analisi (Figg. 1, 2 e 3) sono state condotte tramite il codice commerciale Midas Gen [14]. Le travi e le colonne sono state modellate come elementi lineari monodimensionali, cui sono state assegnate, in corrispondenza delle sezioni di estremità, cerniere plastiche formulate in accordo alla FEMA [15] per tenere conto del comportamento non lineare delle loro sezioni, ai fini della corretta esecuzione delle analisi dinamiche non lineari. Sono state altresì imposte cerniere taglianti in corrispondenza della mezzeria degli elementi. Le membrature soggette a soli sforzi di trazione e compressione, quali le diagonali dei controventi, i correnti e i montanti delle travature reticolari, sono state modellate come elementi trave con svincoli flessionali alle estremità, per simularne il comportamento ad asta. Per ciascun edificio sono stati prodotti due modelli, differenti in termini di modellazione dei giunti: il “modello teorico” con giunti rigidi e a completo ripristino di resistenza, secondo quanto ipotizzato nel progetto originale, e il “modello reale” con giunti semi-rigidi e a parziale ripristino di resistenza, il cui comportamento è stato trovato in accordo alle curve ottenute dall’applicazione del metodo delle componenti. Nel modello teorico, le colonne sono state modellate come mensole incastrate nella direzione dei portali e incernierate nella direzione controventata. Nel modello reale, per i gradi di vincolo rotazionali dei giunti semi-rigidi sono state implementate delle molle non lineari disposte alla base delle colonne [16]. Per le molle è stato adottato un modello isteretico di tipo Bouc-Wen [17], [18], le cui caratteristiche di rigidezza e resistenza sono state imposte sulla base dei grafici tracciati in fase di classificazione dei giunti (Fig. 4). I gradi di vincolo traslazionali dei nodi semi-rigidi sono stati modellati tramite bracci infinitamente rigidi. In entrambi i modelli -teorico e reale- le membrature di copertura sono state riprodotte come incernierate alle estremità, tranne per le strutture A e F, per le quali cui sono stati utilizzati vincoli incastro nel modello teorico e molle rotazionali nel modello reale.

## 3 ANALISI E RISULTATI

Sui modelli ad elementi finiti sono state effettuate analisi modali e analisi lineari e non lineari. I risultati ottenuti per il modello teorico e per quello reale sono stati confrontati, al fine di valutare l’influenza della minore rigidezza dei collegamenti sulla risposta globale degli edifici. Per la stima della vulnerabilità sismica, sono state svolte analisi dinamiche non lineari time history. Alle singole strutture sono stati applicati 125 accelerogrammi naturali suddivisi in famiglie, ciascuna rappresentativa di un certo valore di accelerazione. Quindi, la principale incertezza considerata nel problema è quella relativa ai moti del suolo (record-to-record variability) [19]. Le registrazioni utilizzate nel presente studio sono state selezionate nell’ambito di un progetto ReLUIIS condotto in annualità precedenti (WP4 – MARS Seismic Risk Map).

### 3.1 Analisi multi-strisce

I risultati delle analisi time history sono stati usati per lo svolgimento di analisi multi-strisce [20], finalizzate al calcolo delle probabilità di superamento degli stati limite selezionati, per ogni famiglia di registrazioni. Il calcolo delle probabilità è stato effettuato mediante il confronto tra domanda e capacità in termini di spostamento. Il parametro di domanda scelto corrisponde al drift di piano prodotto da ciascun accelerogramma. La capacità strutturale è stata identificata con i valori limite di drift di piano associati ai tre stati limite definiti dalla normativa FEMA-356 [21]: 0.7% per lo stato limite di Operatività (IO), 2.5% per lo stato limite di Salvaguardia della Vita (LS) e 5% per lo stato limite di Prevenzione del Collasso (CP). Ad ogni stato limite è associato uno specifico livello di danno (D1, D2, D3). La PGA media di ciascuna famiglia è la misura di intensità sismica (IM) del problema.

### 3.2 Curve di fragilità

Le curve di fragilità sono un utile strumento per la valutazione delle prestazioni sismiche globali degli edifici esistenti. Nello specifico, le funzioni  $F_d(x)$  (eq. 1) descrivono la probabilità, per una data misura di intensità dell'azione sismica (IM), che il danno misurato (DM) superi un determinato stato limite. Per i telai resistenti a momento il drift di interpiano è considerato un parametro attendibile per la stima del danno atteso.

$$F_d(x) = P(DM \geq d | IM = x) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_d} \cdot \ln \left( \frac{IM}{IM_d} \right) \right] \quad (1)$$

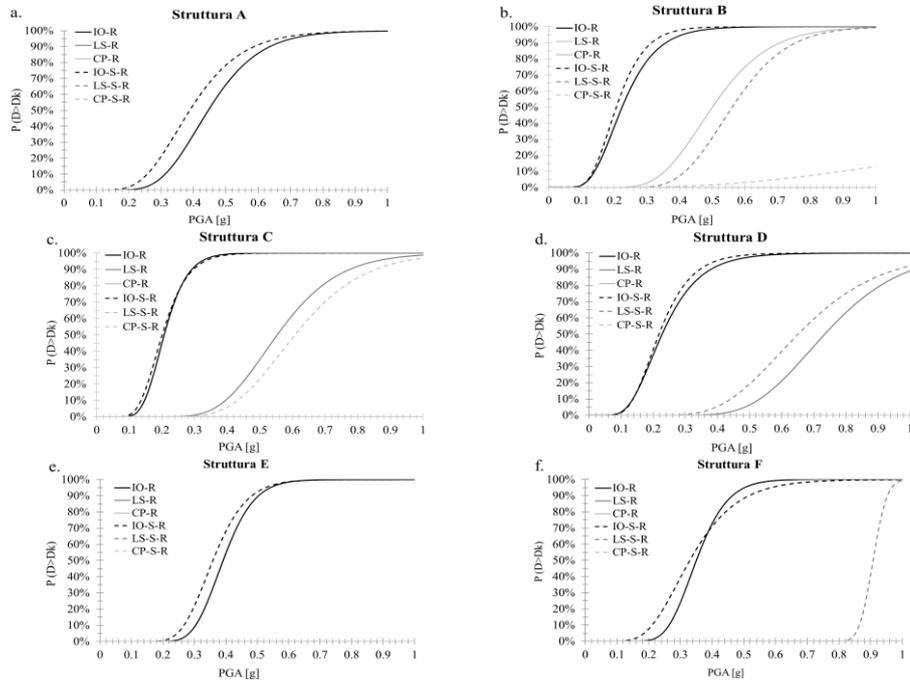
In Figg. 5, 6 e 7 sono riportate le curve di fragilità ricavate rispettivamente per le strutture controventate, per le strutture resistenti a momento e per quelle con elementi in muratura, ottenute per i tre stati limite IO, LS e CP. "R" e "S-R" indicano rispettivamente le funzioni tracciate per il modello teorico con giunti rigidi e per il modello reale con giunti semi-rigidi. I grafici dimostrano che la presenza di giunti semi-rigidi incide sulle prestazioni degli edifici, rendendoli talvolta più vulnerabili alle azioni sismiche, come riscontrato negli edifici A, D ed E (Fig.5(a), 5(d), 5(e)). La struttura H manifesta il medesimo comportamento, tranne allo stato limite CP per valori di PGA fino a 0.85 g (Fig.6(b)), dove il trend si inverte. Per le strutture B, C e G si osserva, invece, che allo stato limite SL è più vulnerabile il modello con giunti rigidi (Fig.5(b), 5(c) e Fig.6(a)), mentre agli stati limite IO e CP il comportamento è pressoché analogo per i modelli rigido e semi-rigido, tranne che per la struttura G, la quale, in presenza di giunti semi-rigidi, ha probabilità di superamento di poco maggiori allo stato limite IO. Nelle restanti strutture si riscontrano i seguenti comportamenti: la struttura F con giunti semi-rigidi ha probabilità di superamento maggiori allo stato limite SL, e a quello di Operatività per valori di PGA fino a 0,375 g (Fig.5(f)). La struttura I, agli stati limite LS e CP, nel suo stato attuale risulta più sicura di come sia stata progettata (Fig.7(a)); la struttura L presenta curve di fragilità che si intersecano e che esprimono una maggiore vulnerabilità della struttura semi-rigida solo a partire da determinati valori di PGA (Fig.7(b)). Quasi tutti gli edifici, fatta eccezione per le strutture H, I (Fig.6(b) e Fig.7(a)) e per il modello con vincoli rigidi della struttura B (Fig.5(b)), non raggiungono lo stato limite di prevenzione al collasso CP per gli accelerogrammi di input utilizzati. Addirittura, le strutture A ed E non raggiungono neppure lo stato limite LS (Fig.5(a) e 5(e)).

### CONCLUSIONI

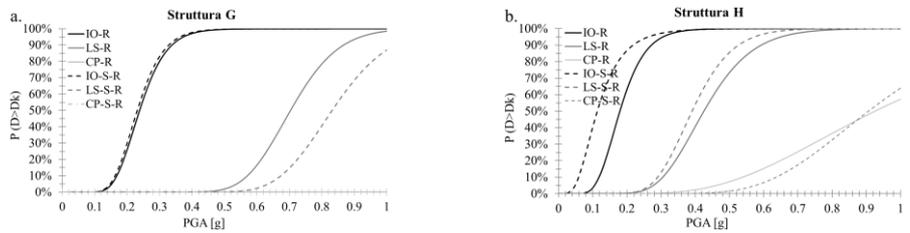
Il presente articolo ha descritto lo studio di vulnerabilità sismica condotto su un campione di edifici in acciaio monopiano esistenti, con lo scopo di valutare il gap in termini di sicurezza dovuto ad una errata interpretazione del comportamento dei giunti trave-colonna e colonna-fondazione. A tale scopo, per i suddetti modelli sono state tracciate e confrontate le curve di fragilità per tre stati limite (IO, LS, CP). Dal confronto tra curve di fragilità, si osserva che la probabilità di superamento degli stati limite è talvolta maggiore per le strutture con giunti reali (semi-rigidi). Gli edifici in cui si riscontra tale tendenza risultano essere, pertanto, più vulnerabili alle azioni sismiche rispetto a come ipotizzati in fase di progettazione. In tali situazioni sarebbe opportuno pensare ad interventi di rinforzo sui giunti per aumentare il livello di sicurezza dell'intera struttura. Per altri edifici, invece, i risultati esprimono un comportamento opposto, concludendo che le strutture nel loro stato as-built siano più sicure di come originariamente progettate.

### RINGRAZIAMENTI

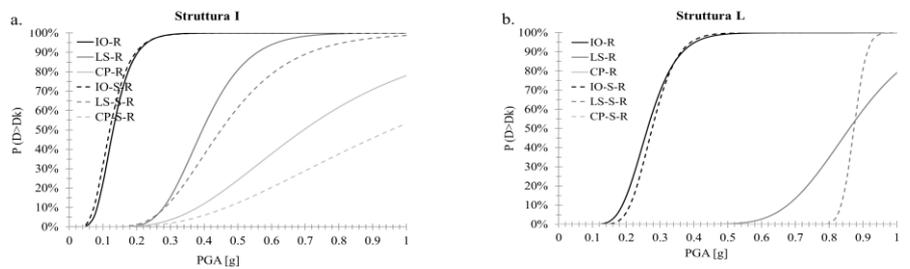
Lo studio presentato è stato sviluppato nell'ambito delle attività di un progetto ReLUIIS 2019-2021, finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.



**Fig. 5.** Curve di fragilità edifici controventati: (a) Struttura A; (b) Struttura B; (c) Struttura C; (d) Struttura D; (e) Struttura E; (f) Struttura F



**Fig. 6.** Curve di fragilità strutture resistenti a momento: (a) Struttura G; (b) Struttura H



**Fig. 7.** Curve di fragilità strutture con elementi in muratura: (a) Struttura I; (b) Struttura L

**REFERENCES**

- [1] Della Corte G., De Matteis G., Landolfo R., and Mazzolani F. M., Seismic analysis of MR steel frames based on refined hysteretic models of connections, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 58, no. 10, pp. 1331–1345, 2002, doi: 10.1016/S0143-974X(02)00014-7
- [2] Petruzzelli F., Della Corte G., and Iervolino I., Rischio sismico di edifici industriali esistenti in acciaio: un caso studio, *ANIDIS*, 2011
- [3] Reinoso J. M., Loureiro A., Gutierrez R., and Lopez M., Mechanical stiffness prediction of beam-to-column stiffened angle joints, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 168, p. 105875, 2020
- [4] Lui E. M., and Chen W. F., Steel frame analysis with flexible joints, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 8, no. C, pp. 161–202, 1987, doi: 10.1016/0143-974X(87)90058-7
- [5] Chen W.-F., and Kishi N., Semirigid steel beam-to-column connections: data base and modeling, *J. Struct. Eng.*, vol. 115, no. 1, pp. 105–119, 1989
- [6] Ihaddoudène A. N. T., Saidani M., and Chemrouk M., Mechanical model for the analysis of steel frames with semi rigid joints, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 3, pp. 631–640, 2009
- [7] Nader M. N., and Astaneh A., Dynamic behavior of flexible, semirigid and rigid steel frames, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 18, no. 3, pp. 179–192, 1991, doi: 10.1016/0143-974X(91)90024-U.
- [8] Faridmehr I., Tahir M. M., Lahmer T., and Osman M. H., Seismic Performance of Steel Frames with Semirigid Connections, *J. Eng. (United Kingdom)*, vol. 2017, 2017
- [9] Daz C., Mart P., Victoria M., and Querin O. M., Review on the modelling of joint behaviour in steel frames, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 67, no. 5, pp. 741–758, 2011
- [10] D’Alessandro E., De Matteis G., and Brando G., Design charts for end-plate beam-to-column steel joints, *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 171, no. 6, pp. 472–486, 2018
- [11] CEN, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2005
- [12] Crisafulli F. J., Carr A. J., and Park R., Analytical modelling of infilled frame structures, *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 33, no. 1, pp. 30–47, 2000
- [13] Fardis M. N., and Panagiotakos T. B., Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: Infilled structures, *J. Earthq. Eng.*, vol. 1, no. 3, pp. 475–503, 1997, doi: 10.1080/13632469708962375
- [14] Midas GEN, “V3.2 Integrated solution system for building and general structures, MIDAS Information Technology Co., Ltd, 2021
- [15] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared for the Building Seismic Safety Council, Applied Technology Council (ATC), Washington DC, USA
- [16] Zareian F., and Medina R. A., A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems, *Comput. Struct.*, vol. 88, no. 1–2, pp. 45–53, 2010
- [17] Bouc R., Forced Vibration of Mechanical Systems with hysteresis, *Proceedings of 4th Conference Nonlinear Oscillation*, 1967, p. 315
- [18] Wen Y. K., Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, *ASCE J. Engng. Mech. Div. 102(EM2)*, pp. 249–263, 1976
- [19] Adam C., Tsantaki S., Ibarra L. F., and Kampenhuber D., Record-To-Record Variability of the Collapse Capacity of Multi-Story Frame Structures Vulnerable To P-Delta, 2014
- [20] Baker J. W., Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthq. Spectra*, vol. 31, no. 1, pp. 579–599, 2015, doi: 10.1193/021113EQS025M
- [21] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Applied Technology Council (ATC), Washington DC, USA

**KEYWORDS**

Giunti semi-rigidi, Edifici monopiano in acciaio, Prestazioni sismiche globali, Metodo delle Componenti, Curve di fragilità.