# Behaviour of plane R/C frames with FRC in inelastic regions

Valutazione del fattore di struttura per telai piani in ca con FRC nelle zone di nodo

# L. Candido<sup>1</sup>, F. Micelli<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Department of Engineering for Innovation, University of Salento, Lecce, Italy

ABSTRACT: The beneficial effect of using fibres in reinforced concrete structures has been widely proved in the last decades at a local level or in single members. The use of Fiber Reinforced Concrete (FRC) materials may solve problems arising during execution, due to the excessive amount of steel reinforcement required by high ductility demands in seismic design. Within this context, the global behaviour of Reinforced Concrete (R/C) seismic resistant plane frames was investigated when fibre-reinforced concretes are used in the inelastic regions of beams and columns. A large number of typical frames commonly found in residential buildings with two-four bays and two-eight storeys were considered and numerically analysed. The joint panels were modelled with or without rigid end-sections. The in-plane stiffness of the floors is introduced as well. Nonlinear static and dynamic analyses were run, adopting a diffused-plasticity model. The global behaviour factor of FRC/RC structures is presented and discussed. / L'effetto benefico di usare fibre corte in calcestruzzi fibro-rinforzati è stato dimostrato negli ultimi decenni a livello locale. L'uso di calcestruzzi fibrorinforzati (FRC) può risolvere problemi di esecuzione, legati ad un eccessiva quantità di armatura richiesta dai codici normativi ai fini antisismici. In tale contesto, il comportamento globale di telai in calcestruzzo armato (C.A.) è stato studiato ipotizzando la presenza nelle zone inelastiche di giunto trave-colonna di materiali FRC. E' stata condotta una estensiva analisi numerica su telai piani tipici di costruzioni civili residenziali a 2-4 campate e 2-4-8 piani. La zona di giunto è stata considerata sia rigida che deformabile, con o senza vincolo di diaframma rigido. Sono state eseguite analisi statiche e dinamiche nonlineari, adottando un modello a plasticità diffusa di tipo a fibre. Il comportamento globale di tali strutture è discusso anche mostrando i valori ottenuti per il fattore di struttura nei diversi casi.

**KEYWORDS:** fibre-reinforced concrete; structural robustness; material heterogeneity / calcestruzzo fibro-rinforzato; robustezza strutturale; eterogeneità del materiale

# **1 INTRODUZIONE**

Negli ultimi decenni l'uso dei calcestruzzi fibrorinforzati al fine di migliorare le prestazioni meccaniche degli elementi strutturali è stato oggetto di numerosi progetti di ricerca. Si è già dimostrato come l'utilizzo di tali materiali generi un'eccellente performance sismica in elementi sismo-resistenti critici nei confronti di sollecitazioni taglianti (Bayasi & Gebman 2002, Filiatrault et al. 1995, Henager 1977, Jiuru et al. 1992, Shannag et al. 2005, Fischer and Li 2002, 2003). Parra-Montesinos & Wight (2000) hanno studiato gli effetti dei calcestruzzi ad alta prestazione su nodi trave-colonna, osservando un incremento della resistenza a taglio, della capacità di spostamento e della tolleranza del danno nel caso di elementi critici nei confronti del taglio e della flessione. Successivamente, Parra-Montesinos (2005) ha applicato HPFRC (High Performance Fibre Reinforced Concrete) al fine di ridurre o eliminare del tutto il rinforzo trasversale nelle regioni critiche di travi e pilastri. Travi in HPFRC con fibre in PE sono state testate sprovviste di staffe, sotto carico ciclico invertito, misurando elevati sforzi di picco da taglio e rotazioni delle cerniere plastiche senza un significativo degrado di resistenza, e comunque mantenendo un'adeguata duttilità. Yuan et al. (2013) hanno condotto test su nodi costituiti da calcestruzzi ECC (Engineered Cementitious Composites) in sostituzione del calcestruzzo ordinario e sprovvisti di staffe, sottoponendoli a carico ciclico, verificando un aumento della capacità del carico ultimo e della duttilità del nodo, così come della capacità di dissipazione energetica, dovuto alla duttilità e alla resistenza a taglio degli ECC.

Sulla base dei benefici illustrati, ottenuti su campioni rappresentativi risulta di interesse scientifico investigare sui possibili vantaggi globali che potrebbero scaturire dall'utilizzo di calcestruzzi FRC, con particolare riguardo a quelli ad alte prestazioni, per utilizzo in ambito sismico. A questo scopo è stata condotta una estensiva campagna di analisi numeriche, basata su analisi statiche e dinamiche non lineari a plasticità distribuita. Si è calcolato il fattore di struttura q di telai piani in calcestruzzo armato ordinario e misti con impiego di FRC/HPFRC nelle regioni dissipative, come rappresentato in Figura 1. Nello specifico le zone dissipative includono la zona di pannello del nodo trave-colonna e le regioni critiche di travi e pilastri, come definite nelle NTC08 e per tutta la relativa lunghezza. La lunghezza critica di travi e pilastri è funzione esclusivamente della geometria della sezione e vale rispettivamente 66 cm e 45 cm. Per i dettagli di armatura delle zone critiche di travi e pilastri sono state seguite le indicazioni riportate dalle NTC 08 per classe di duttilità bassa "CD B".



Figure 1. Example of investigated frames / Rappresentazione dei telai studiati.

### 2 ANALISI NUMERICHE

### 2.1 Casi di studio

Lo studio è stato condotto in maniera parametrica ipotizzando diverse geometrie di telai piani, a 2-4 campate e a 2-4-8 piani, progettati secondo l'Eurocodice 8 in classe di duttilità bassa (CD"B"). Per ogni telaio l'altezza di interpiano è assunta pari a 3.3 m mentre la lunghezza delle campate è pari a 5.0 m. I carichi verticali gravitazionali includono il peso proprio (3.6 kN/mq) ed il peso dei carichi permanenti (2.0 kN/mq), tramezzature (1.0 kN/mq) ed accidentali (2.0 kN/mq), assunti nella combinazione sismica, per una lunghezza di influenza pari a 2.5 metri nella direzione perpendicolare al telaio principale studiato. Alla base delle strutture sono stati assunti vincoli di incastro. Tutte le travi hanno medesima sezione 30x50 cm, con armatura longitudinale assunta per semplicità continua da appoggio ad appoggio, e pari a  $3+3\Phi16$  inferiori e superiori e  $2\Phi16$ di parete. Per i pilastri si è adottata una percentuale geometrica di armatura longitudinale pari a circa l'1.6%. Per i telai a due piani i pilastri hanno sezione 40x40 cm, mentre per i telai a 4 piani i pilastri hanno sezione 45x45 cm. Infine per i telai a 8 piani i pilastri ai quattro piani più alti hanno sezione 40x40 cm, seguono due piani di pilastri 45x45 cm e quindi i due piani inferiori con pilastri 50x50 cm. Pertanto i pilastri presentano armatura totale simmetrica con 8,

10 e 12  $\Phi$ 20, rispettivamente per i pilastri di base 40, 45 e 50 cm. In questa condizione, la gerarchia delle resistenze risulta verificata ad ogni nodo. Ciascuna geometria è stata modellata considerando 2 diverse classi di calcestruzzo ordinario (C25/30 e C40/50) e 3 classi di calcestruzzo fibro-rinforzato (C25/30, C50/60 e C80/95), ottenendo 6 combinazioni di materiali che si distinguono per la tipologia di calcestruzzo utilizzato nelle zone dissipative e per quello utilizzato al di fuori di esse. La Tabella 1 riassume le proprietà di base e le combinazioni dei materiali adottati. Per i calcestruzzi ordinari non è considerata alcuna resistenza a trazione, mentre per i calcestruzzi fibrorinforzati si è adottata una deformazione ultima pari al 3%. Inoltre, l'effetto di confinamento dovuto alla sola presenza delle staffe è tenuto in prescrizioni considerazione secondo le di NTC08/Eurocodice 2. Si rende pertanto necessario differenziare tra regioni di materiale confinato e non confinato, distinguendo le porzioni di ogni elemento in funzione del passo delle staffe. Per le zone critiche di travi e pilastri sono state progettate staffe con passo 12 cm, mentre al di fuori della zona critica le staffe hanno passo 18 cm. In particolare, per calcestruzzi ordinari non confinati di classe inferiore a C50/60 sono assunti  $\varepsilon_2=0.20\%$  e  $\varepsilon_2=0.35\%$ , mentre per classi superiori  $\varepsilon_2 = 0.20\% + 0.0085\% (f_{ck}-50)^{0.53}$  e  $\varepsilon_{cu} = 0.26\% + 3.5\% [(90-f_{ck})/100]^4$ . L'effetto del confinamento indotto dalle staffe è implementato adottando le relazioni fornite dagli Eurocodici. Pertanto, se  $\sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$  allora  $f_{ck,c} = f_{ck}(1 + 5\sigma_2/f_{ck})$ , se invece  $\sigma_2 \ge 0.05 f_{ck}$ , dunque  $f_{ck,c} = f_{ck}(1.125 + 2.5\sigma_2/f_{ck}; \epsilon_{c2,c})$  $\varepsilon_{c2}(f_{ck,c}/f_{ck})^2$  e  $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2\sigma_2/f_{ck}$ . In assenza di indicazioni specifiche, per i calcestruzzi fibrorinforzati solo il valore di  $\varepsilon_{cu}$  è incrementato di 0.3% per tenere conto della presenza delle fibre, ma non è stato considerato alcun effetto di confinamento indotto dalle stesse sulle regioni in cui esse sono presenti. Per le barre di acciaio si è adottato un acciao convenzionale del tipo B450C. Tutte le analisi sono basate sui valori di progetto e non su quelli caratteristici.

Per la schematizzazione delle zone di nodo sono utilizzati due differenti tipi di modellazione: pannelli nodali infinitamente rigidi o modellati con elementi a fibre. Solo successivamente si è supposta la presenza di un vincolo di diaframma rigido di piano. Per le analisi push-over sono considerati due tipi di profili di carico laterale in accordo con le NTC08 § 7.4.3.1: la distribuzione principale (b) proporzionale alla deformata del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata (distribuzione lineare); e la distribuzione secondaria (a) proporzionale alle masse di piano (distribuzione costante). In totale sono stati analizzati con analisi push-over 144 telai differenti. Le analisi dinamiche non lineari IDA (Incremental Dynamic Analysis) sono state eseguite con riferimento ai telai a due campate ed esclusivamente in presenza di diaframma rigido. Sono stati utilizzati fino a 7 accelerogrammi naturali spettrocompatibili generati con il software SEISM-HOME (Rota et al. 2012) per un sito collocato presso Reggio Emilia, con superficie topografica orizzontale e tipo di suolo di categoria A, con tempo di ritorno 475 anni. Le analisi IDA sono svolte applicando in serie il set di accelerogrammi con differenti *Scale Factor* (SF), fino al collasso delle strutture.

 
 Table 1. Mechanical Properties of Concretes / Proprietà meccaniche di base dei calcestruzzi.

| Mechanica                          | ul Pl  | ain Conc | retes    | FRCs     |            |
|------------------------------------|--------|----------|----------|----------|------------|
| Property                           | C25/30 | C40/50   | FRC25/30 | FRC50/60 | ) FRC80/95 |
| R <sub>ck</sub> [MPa]              | 30     | 50       | 30       | 60       | 95         |
| f <sub>ck</sub> [MPa]              | 25     | 40       | 25       | 50       | 80         |
| f <sub>cd</sub> [MPa]              | 14.17  | 22.67    | 14.17    | 28.33    | 45.33      |
| E <sub>cm</sub> [GPa]              | 31.476 | 35.220   | 31.476   | 37.278   | 42.244     |
| f <sub>ctk</sub> [MPa]             | -      | -        | 1.80     | 2.90     | 3.20       |
| f <sub>ctd</sub> [MPa]             | -      | -        | 1.20     | 1.90     | 2.13       |
| $\boldsymbol{\epsilon}_{tu}$ [MPa] | -      | -        | 3%       | 3%       | 3%         |

### 2.2 Modellazione numerica

Le analisi numeriche sono state effettuate utilizzando il software di calcolo Midas/Gen 2015 (v1.1). Esse si distinguono in due gruppi principali, i cui telai differiscono nella modellazione scelta del nodo trave-colonna. Nel primo gruppo, rappresentato in Figura 2.a, si è modellata la regione nodale come infinitamente rigida attraverso link rigidi di lunghezza pari alla dimensione del nodo, sia per le travi che per i pilastri, come suggerito dalle FEMA 356 § 6.5.2.1; nel secondo gruppo, rappresentato in Figura 2.b, le regioni nodali sono assimilate a porzioni di pilastro cui sono assegnate sezioni a fibre a plasticità distribuita. Link rigidi orizzontali schematizzano le porzioni di travi contenute nel volume di pannello, al fine di non sovrapporre effetti di non-linearità. Il vincolo di diaframma rigido è assunto solo per i casi del primo gruppo. In tutti i telai, travi e pilastri sono modellati con elementi beam a plasticità distribuita sull'intero elemento (modello a fibre); in questo modo ogni sezione è suddivisa in un numero discreto di fibre (nel caso in esame si è scelto 100 fibre totali, 10 per lato) e lo stato tenso-deformativo degli elementi si ottiene attraverso l'integrazione della risposta non-lineare monoassiale delle singole fibre in cui la sezione è stata discretizzata. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato, si delineano come fibre il nucleo della sezione confinato, quello non confinato e le armature, come riportato in Figura 2. In Midas/Gen l'implementazione del modello a fibre è del tipo force-based (Spacone et al. 1996), ovvero le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo esatto l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in base alle forze nodali, e le funzioni che riproducono il campo di spostamenti si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni plastiche sulla sua lunghezza.

Nel modello a fibre il legame costitutivo della sezione non è specificato, ma segue il legame uniassiale di sforzo-deformazione del materiale cui sono composte le varie fibre.

Per l'acciaio si è adottato il modello di Menegotto & Pinto (1988) come modificato da Filippou (1983), con i seguenti parametri: fy = 391 MPa, Es = 210.000 MPa e b = 0.0052. Per il calcestruzzo si a-dottano un modello di tipo Kent & Park, come modificato da Scott (1982) per le zone non confinate e parabola-rettangolo per le zone confinate. Solo per gli FRC si è attribuito un legame bilineare a trazione con tensione residua nulla per il valore di deformazione ultima.



Figure 2. Joint modelling: (a) rigid links; (b) fiber element / Modellazione del giunto: (a) link rigidi; (b) elemento a fibre.

# **3 RISULTATI E DISCUSSIONE**

### 3.1 Curve di capacità

L'estensivo studio parametrico consente una agevole interpretazione del comportamento dei telai sotto analisi. In particolare, il comportamento globale è studiato in termini di curve di capacità (taglio alla base vs spostamento del baricentro impalcato superiore). Da esse si ricava, seguendo le indicazioni fornite dalle NTC08, il comportamento del sistema ad un grado di libertà equivalente (SDOF curve). Sono così note le grandezze da cui dipende il fattore di struttura, di cui al paragrafo successivo. Inoltre, il comportamento locale è studiato in termini di diagrammi momento-curvatura, M-y, per le sezioni di base del pilastro dei telai (versante destro), ottenendo informazioni circa la duttilità della sezione. Nelle figure le curve sono denominate con un codice che individua in maniera univoca la curva rappresentata. La prima parte del codice, es. 2x2, individua la geometria del telaio. Segue una lettera, F o R, che identifica il nodo a fibre o con link rigido. Segue una seconda lettera, L o C, che identifica il tipo di carico, rispettivamente, lineare o costante. Nel caso di diaframma rigido una lettera D precede tutte le lettere. Infine, chiude un codice, es. FRC25-RC25, che identifica l'abbinamento dei materiali rispettivamente in zona inelastica ed in zona elastica. La Figura 3 riporta le curve di capacità per tutte le combinazioni dei materiali, per i telai 4x4, con carico uniforme (a) e lineare (b), ed in presenza di diagramma rigido (c). La Figura 4 riporta le curve di capacità per il caso di carico lineare e diaframma rigido anche per i telai 4x2 e 4x8. In tal modo, è possibile avere un confronto completo tra le curve push-over di telai di altezza diversa. Le Figure sono selezionate allo scopo di essere quanto più possibile rappresentative delle tendenze generali riscontrate nello studio complessivo di tutte le analisi svolte.

Gli esiti mostrano un generale incremento della capacità a taglio per le strutture con FRC nelle zone dissipative rispetto ai telai di riferimento in C.A. (Fig. 3 e 4). Inoltre, gli spostamenti ultimi aumentano all'aumentare del numero di piani e al diminuire del numero di campate. Le curve riferite ai telai con combinazioni di materiale FRC80/RC25 e FRC80/RC40 riportano in alcuni casi andamento del tipo softening. Inoltre, per i casi FRC80/RC40 e FRC80/RC25 si osserva che la rottura del primo elemento si sposta, all'aumentare del numero di piani, dalle zone critiche verso quelle non critiche. Pertanto, il calcestruzzo FRC80/95 non viene sfruttato al massimo delle potenzialità, sue a causa dell'eccessiva differenza di resistenza tra i due materiali adottati. La presenza del diaframma rigido generalmente comporta un valore maggiore di taglio alla base ma un minore spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo. Ma l'effetto tende ad invertirsi nei telai di con numero di piani maggiore o uguale a 4, dove peraltro l'irrigidimento della risposta complessiva è più marcato.

La metodologia di modellazione del nodo, rigido o a fibre, non ha di fatto alcuna influenza sul risultato dei singoli telai. Per quanto riguarda l'influenza della forma di carico laterale, le curve di capacità presentano valori di taglio alla base superiori e minori spostamenti massimi se il carico laterale è costante piuttosto che lineare. Questo risponde a quanto già largamente noto alla comunità scientifica. Rispetto alle variabili geometriche, il taglio alla base aumenta all'aumentare del numero di piani - per effetto di carichi assiali superiori e quindi di momenti resistenti maggiori - e del numero di campate.

### 3.2 Analisi del fattore di struttura

Le analisi statiche non-lineari effettuate forniscono risultati in termini di curve di capacità e di diagrammi momento-curvatura, attraverso i quali è possibile determinare il fattore di struttura di ogni singolo telaio per mezzo di una relazione consolidata nelle normative più recenti. E' possibile calcolare il fattore di struttura attraverso una relazione semplificata in funzione del rapporto di sovraresistenza,  $\Omega$ , tra il valore del taglio alla base per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

$$q = R_{\mu} \Omega \tag{1}$$

Rµ è il fattore di duttilità che dipende da duttilità intrinseca µ, damping e periodo fondamentale di vibrazione della struttura. Per il calcolo di R<sub>µ</sub> si è fatto riferimento alle relazioni R-µ-T proposte da Newmark and Hall (1982), Krawinkler and Nasser (1992), Fajfar (2000) e da Priestley (1992). Il fattore di sovraresistenza, Ω, è calcolato come rapporto tra il taglio massimo e quello relativo al raggiungimento dello snervamento della prima sezione. Tipicamente lo snervamento della sezione corrisponde a quello dell'armatura tesa o, solo per calcestruzzi di bassa resistenza, al raggiungimento di f<sub>cd</sub> nel lembo compresso. La duttilità globale, µ, è stata calcolata, secondo NTC08, rispetto alla bilinearizzazione del sistema *SDOF* descritta al paragrafo precedente.

I valori più alti di fattore di strutture sono relativi ai telai a 4 piani, per i quali il collasso è di tipo globale. Invece, in alcuni casi di telai a 8 piani con impiego di FRC80 in zona dissipativa si osserva un meccanismo di collasso indesiderato, al di fuori delle regioni critiche, impedendo un pieno sfruttamento della duttilità della struttura e delle proprietà dei materiali fibrorinforzati. In linea di massima i valori del fattore di struttura non varia con il numero di campate, nè con il profilo di carico. In tutti i casi, invece, se il calcestruzzo usato in zona inelastica è di classe prossima a quella del calcestruzzo ordinario usato nelle zone elastiche di telaio, la continuità in termini di resistenza tra i due materiali permette di sfruttare al meglio le proprietà di entrambi, evitando così rotture indesiderate o premature a causa di regioni fortemente disomogenee. La Figura 5 mostra come la presenza del diaframma rigido ha un notevole influenza con effetto di riduzione del fattore di struttura. La Figura 5 fornisce inoltre il valore di fattore di struttura ottenuto in funzione del tipo di telaio: completamente realizzato in calcestruzzo ordinario o misto con presenza di FRC nei nodi e nelle zone critiche di travi e pilastri. Si osserva una sostanziale equivalenza tra le due tipologie di telaio.

In accordo alle NTC08, per tutti i telai studiati il fattore di struttura q è pari a 3.9, ottenuto per struttura a telaio a più piani e più campate, regolare in altezza ( $K_r = 1$ ), in classe di duttilità bassa. I casi di telai studiati, con diverse geometrie e combinazioni di materiali, hanno valore medio di fattore di struttura sempre superiore a quello individuato adottando la formula semplificata delle NTC08. I telai a due piani, tuttavia, non sembrano sviluppare sufficiente capacità dissipativa a causa del basso numero di sezioni disponibili per il raggiungimento di un danneggiamento diffuso all'interno del telaio.







Figure 3. Push-over curves for frames 4x4: (a) uniform load; (b) linear load; (c) floor in-plane perfect stiffness / Curve di capacità per i telai 4x4: (a) carico uniforme; (b) carico triangolare; (c) diaframma rigido.





Figure 4. Push-over curves for linear load: (a) frame 4x2; (b) frame 4x8 / Curve di capacità per carico triangolare: (a) telaio 2x2; (b) telaio 2x8.









Figure 5. Behavior factor q: (a) material combination; (b) geometry; (c) lateral load; (d) in-plane stiffness / Fattore di struttura q: (a) combinazioni materiali; (b) geometria del telaio; (c) carico laterale; (d) vincolo di diaframma rigido.

#### 3.3 Confronto tra analisi Push-over e IDA

Le analisi di spinta forniscono una relazione continua tra taglio alla base (V) e spostamento in sommità  $(d_c)$ , mentre le analisi IDA restituiscono una relazione discreta di punti. Poiché durante un'analisi dinamica i valori massimi di taglio e spostamento non coincidono nell'istante, è utile fornire una rappresentazione sia in termini di  $V(d_{c,max})$  vs  $d_{c,max}$  che di  $V_{max}$ vs  $d_{c,max}$ . La Figura 6 riporta gli esiti dell'analisi del telaio 2x2 con materiali RC25-RC25 e FRC80-RC25, come caso più rappresentativo.

Il primo diagramma illustra chiaramente il buon accordo tra le curve di push-over e i punti discreti ottenuti con le analisi dinamiche. Tali punti, in effetti, individuano condizioni equilibrate e congruenti. Il secondo diagramma, invece, riporta valori di tagli massimi corrispondenti a forzanti dinamiche, che possono essere ben superiori rispetto a quelli determinati attraverso l'analisi di spinta. Entrambi i diagrammi dimostrano, inoltre, come anche i massimi valori di spostamento ottenuti con analisi IDA possono essere superiori a quelli previsti da analisi push-over. L'incremento di taglio e spostamento è maggiormente accentuato nei telai con FRC nelle zone di nodo, rispetto a quelle in calcestruzzo ordinario, ed è più significativo per le strutture più alte. In casi eccezionali, taglio massimo e spostamento massimo possono essere finanche raddoppiati. Da ciò si conclude che la verifica dei tagli ottenuti con l'analisi push-over dovrebbe essere effettuata adottando un coefficiente parziale di sicurezza e che, allo stesso tempo, i valori dei fattori di duttilità ottenuti al paragrafo precedente devono intendersi cautelativi.





Figure 6. Capacity curves for accelerogram #3, frame 2x4, FRC50-RC25: (a)  $V(s_{max})$  vs  $s_{max}$ ; (b)  $V_{max}$  vs  $S_{max}$  / Curve di capacità per accelerogramma #3, telaio 2x4 FRC50-RC25: (a)  $V(s_{max})$  vs  $s_{max}$ ; (b)  $V_{max}$  vs  $S_{max}$ .

#### 3.4 Meccanismi di collasso

Per ogni tipologia di telaio in esame, modellato con impalcato infinitamente rigido, è stato effettuato un monitoraggio per ciascuna sezione, al fine di individuare gli eventuali meccanismi di collasso. La Figura 7 riporta il solo caso di telaio 2x4, FRC50-RC25. Nella rappresentazione i cerchi vuoti (in bianco) indicano lo snervamento dell'armatura, i cerchi parzialmente neri indicano l'espulsione del copriferro, mentre i punti di colore nero indicano il raggiungimento della rottura per la sezione.

In tutti i casi si è formato un meccanismo di collasso di tipo globale, con formazione e rottura delle cerniere plastiche formate alle estremità delle travi prima e dei pilastri al piede poi. Dalla Figura 7 emerge chiaramente come le analisi IDA conseguano una plasticizzazione più diffusa degli elementi, anche lungo l'altezza dei pilastri. Ciò conferma per altra via il raggiungimento di valori di deformazione sezionale e quindi di spostamento laterale riscontrati con le analisi IDA. In alcuni casi di telai con impiego di FRC di classe molto superiore a quella del calcestruzzo ordinario, si riscontra la formazione di un meccanismo globale indesiderabile con cerniere plastiche in zona centrale, ad un terzo circa dell'altezza dei pilastri.



Figure 7. Failure mechanisms, frame 2x4, FRC50-RC25: (left) *Push-over*; (right) *IDA* / Meccanismi di collasso, telaio 2x4, FRC50-RC25: (left) *Push-over*; (b) *IDA*.

#### 3.5 Curve di fragilità

Per la valutazione della vulnerabilità sismica si possono analizzare le curve di fragilità, ossia relazioni che forniscono il valore medio del danno in una costruzione in funzione di un parametro di intensità sismica IM, ovvero la probabilità di superamento di un certo livello di danno al variare dell'input. Il parametro IM è rappresentato dal prodotto tra l'accelerazione di picco, PGA ed il fattore di scala (SF). Nel presente lavoro si sono seguiti i due metodi discussi da Baker (2015) e di seguito denominati IDA e MSA (Multiple Stripe Analysis). Mentre nel primo caso la curva di fragilità è una curva classica di distribuzione cumulata basata sulla statistica dei collassi, il metodo MSA è basato sul metodo della verosimiglianza e tiene conto della probabilità di collasso associata a valori predeterminati di IM. Di fatto, pur usando le

analisi IDA effettuate sui 7 accelerogrammi, nel caso dell'MSA si può contare su un numero di livelli di IM superiore al numero di accelerogrammi.

La Figura 8 presenta le curve di fragilità ottenute con i dati dei 7 accelerogrammi per i telai 2x2 con combinazione dei materiali RC25-RC25 e FRC80-RC25. Si osserva che lo scarto tra le curve di fragilità ottenute con i due metodi è contenuto per i telai in questione, ma in qualche caso può dar luogo anche a differenze importanti. La Figura 8 mostra che, rispetto al sito in analisi, la probabilità di collasso dei telai misti è gradualmente superiore con la classe di FRC adottato in zona dissipativa rispetto a quella delle strutture in calcestruzzo ordinario. Il metodo MSA ha prodotto curve più cautelative per i telai in esame.



Figure 8. Fragility curves for frames 2x2 / Curve di fragilità per i telai 2x2.

# 4 CONCLUSIONI

The present paper presents a numerical investigation aimed at understanding the global behavior of earthquake-resistant R/C plane frames with FRC materials in the joint regions. Static and dynamic nonlinear analyses were performed, based on a diffused plasticity model with fibre sections. Investigations on a number of variables such as frame geometry, FRC/RC material grade combinations, lateral load, joint modelling and floor in-plane constraint are carried out. Frames with FRC in joints prove to have better performances than simple RC frames. In fact, in FRC frames the total resisting shear base is greater than in reference frames, while the behaviour factor is not affected and the collapse probability is unchanged. However, if the FRC has a very different grade than the plain concrete used outside inelastic regions, then undesired failures may occur in the plain concrete regions. For the investigated frames IDA analysis provides more accurate results than push-over analysis, since the non linear effects are better catched. The presented work is based on a bilinear tensile constitutive law, with zero-stress at ultimate strain for FRCs. Indeed, the work does not

account for the confining effect of fibers within the inelastic regions – which is additional to the effect caused by stirrups. Therefore, the final results should be considered conservative, since they are not able to fully assess the potential of the assumed substitution of plain concrete with FRC in the joint regions.

Una campagna di indagini numeriche è stata condotta al fine di stimare i possibili effetti, sul comportamento globale di telai piani in C.A. sismo-resistenti, dell'impiego di FRC nelle zone dissipative. Lo studio include analisi statiche e dinamiche non lineari, a plasticità diffusa e discretizzazione a fibre delle sezioni. Le variabili dell'indagine includono la geometria dei telai, la combinazione di materiali FRC/RC, la forma di carico laterale, la modellazione del nodo ed il vincolo di diaframma rigido. I telai misti, con presenza di FRC nelle zone di nodo, mostrano prestazioni globali superiori rispetto ai telai ordinari di riferimento. Infatti, si registrano tagli resistenti alla base incrementati con sostanziale conservazione della duttilità globale e della probabilità di collasso. Tuttavia, se la classe del materiale FRC adottato è nettamente superiore di quella del calcestruzzo usato per il resto del telaio, rotture indesiderate nel materiale ordinarie possono verificarsi al di fuori delle zone critiche. Le analisi IDA si sono dimostrate più accurate per lo studio dei telai misti rispetto alle analisi push-over. Il lavoro è basato su un comportamento bilineare a trazione degli FRC con resistenza nulla al valore di deformazione ultima e non tiene conto degli effetti di confinamento indotti dalla presenza delle fibre nelle regioni confinate - aggiuntivo rispetto a quello indotto dalla presenza delle staffe. I risultati, pertanto, sottostimano il potenziale effettivo dell'impiego di FRC nelle zone di nodo. Allo stesso tempo, i problemi di ordine esecutivo non sono considerati nella presente disamina.

#### Ringraziamenti

Si ringrazia CSP FEA ed in particolare l'ing. Daniele Ruzzante per il supporto fornito durante la ricerca.

#### REFERENCES

- Baker, J.W. 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra, 31(1): 579-599.
- Bayasi, Z. & Gebman M. 2002. Reduction of lateral reinforcement in seismic beam-column connection via application of steel fibers, *ACI Structural Journal*, 99(6).
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performancebased seismic design. *Earthquake spectra*, 16(3): 573-592.
- FEMA 356 Prestandard November 2000.
- Filiatrault, A. Pineau, S. & Houde, J. 1995. Seismic behavior of steel-fiber reinforced concrete interior beam-column joints. *ACI Structural Journal*, 92(5).
- Filippou, F.C., Popov, E.P. & Bertero, V.V. 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.

- Fischer, G. & Li, V.C. 2002. Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel-reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions. *ACI Structural Journal*, 99(6).
- Fischer, G. & Li, V.C. 2003. Deformation behavior of fiberreinforced polymer reinforced engineered cementitious composite (ECC) flexural members under reversed cyclic loading conditions. *ACI Structural Journal*, 100(1).
- Gencturk, B. & Elnashai A.S. 2013. Numerical modeling and analysis of ECC structures. *Materials and Structures*, 46(4): 663-682.
- Henager, C.H. 1977. Steel Fibrous-Ductile Concrete Joint for Seismic-Resistant Structures, ACI Special Publication, 53.
- Jiuru, T., Chaobin, H., Kaijian, Y. & Yongcheng, Y. 1992. Seismic behavior and shear strength of framed joint using steel-fiber reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, 118(2): 341-358.
- Krawinkler H. & Nassar A.A. 1992. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, 23-39.
- Li, V.C., Wang, S. 2002. Flexural behaviors of glass fiberreinforced polymer (GFRP) reinforced engineered cementitious composite beams. ACI Materials Journal, 99(1).
- Menegotto, M. & Pinto P.E. 1973. Method of analysis for cyclically loaded Reinforced Concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- Midas/Gen. 2009. General Structural Design System for Windows, Online Manual, V.7.1. MIDAS Information Tech. Co., LTD.
- Mishra, D.K. & Li, V.C. 1995. Performance of a ductile plastic hinge design with an Engineered Cementitious composite. UMCEE Report, 95-06.
- Newmark N.M. & Hall W.J. 1982. Earthquake spectra and design. *Earth System Dynamics*, 1.
- Parra-Montesinos, G.J. & Wight, J.K. 2000. Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections. *Journal* of Structural Engineering. 126(10): 1113-1121.
- Parra-Montesinos, G.J. 2005. High-performance fiberreinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures. ACI Structural Journal, 102(5).
- Priestley, M.J.N. & Paulay, T. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Rota, M., Zuccolo, E., Taverna, L., Corigliano, M., Lai, C. G., & Penna, A. 2012. Mesozonation of the Italian territory for the definition of real spectrum-compatible accelerograms. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5): 1357-1375.
- Scott, B.D., Park, R. & Priestley, M.J.N. 1982. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI Journal Proceedings.
- Shannag, M.J., Abu-Dyya, N. & Abu-Farsakh, G. 2005. Lateral load response of high performance fiber reinforced concrete beam–column joints", *Construction and Building Materials*, 19(7): 500-508.
- Spacone, E., Filippou, F.C. & Taucer, F.F. 1996. Fibre beamcolumn model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(7): 711-726.
- Yuan, F., Pan, J., Xu, Z. & Leung C.K.Y. 2013. A comparison of engineered cementitious composites versus normal concrete in beam-column joints under reversed cyclic loading. *Materials and Structures*, 46(1-2): 145-159.