



Analisi dinamiche non lineari per la validazione di un metodo speditivo per il monitoraggio sismico di edifici esistenti in c.a.

A. Masi, F.C. Ponzo, R. Ditommaso, A. Digrisolo, G. Auletta, M. Vona

Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia Applicata (DiSGG) – Università della Basilicata. Viale dell'Ateneo Lucano 10, 85100 Potenza

Keywords: Cemento armato, Edifici strategici, Monitoraggio strutturale, Valutazione del danno, Analisi dinamiche non lineari.

ABSTRACT

Il presente lavoro si propone di fornire un contributo alla valutazione del rischio sismico di strutture strategiche in condizioni di emergenza. L'esigenza di monitorare in modo speditivo ma sufficientemente affidabile un elevato numero di edifici ubicati in zona sismica, in particolare nella fase post-evento, richiede metodi semplificati ed economici, ma allo stesso tempo robusti, in grado di valutare l'eventuale stato di danneggiamento mediante l'analisi delle caratteristiche dinamiche del sistema.

Per la messa a punto e la verifica dell'efficacia di tali metodiche è opportuno passare attraverso simulazioni numeriche in grado di fornire in modo accurato le prestazioni in campo non lineare. In passato alcuni autori del presente lavoro hanno condotto vaste campagne di analisi parametriche in campo dinamico non lineare per la valutazione della vulnerabilità di edifici esistenti in c.a. (Masi 2003, Masi *et al.* 2011). È stato esaminato un numero significativo di tipologie edilizie, le cui caratteristiche sono state definite mediante progettazione simulata, tale da fornire un quadro abbastanza articolato e significativo del patrimonio edilizio italiano. Sono state considerate differenti altezze, dimensioni in pianta, nonché la presenza e posizione di tamponature collaboranti nei confronti delle azioni sismiche.

Basandosi sui risultati delle simulazioni numeriche di cui sopra, il presente studio ha come obiettivo quello di effettuare un'ulteriore messa a punto e validazione di una metodologia speditiva per la valutazione del danno, già proposta (Ponzo *et al.* 2010), basata su un approccio di tipo statistico, in grado di stimare il massimo drift d'interpiano, assunto quale indicatore del danno, a partire da alcuni parametri ricavati da poche misurazioni effettuate al livello più alto dell'edificio monitorato.

1 INTRODUZIONE

Nel corso degli ultimi due decenni molte ricerche sono state dedicate alla valutazione del danno sugli edifici utilizzando tecniche non distruttive (Non-destructive Damage Evaluation: NDE) basate sulla variazione del comportamento dinamico del sistema (Ditommaso *et al.*, 2010; Ditommaso *et al.*, 2011a e 2011b; Mucciarelli *et al.*, 2011; Picozzi *et al.*, 2010 e 2011; Ponzo *et al.*, 2010; Ponzo *et al.*, 2011). I metodi NDE possono essere classificati in quattro diversi livelli (Stubbs *et al.*, 2000), funzione del tipo di informazioni fornite (Rytter, 1993):

I. Metodi di primo livello: in grado di valutare soltanto la presenza di un eventuale danno sulla struttura;

II. Metodi di secondo livello: capaci di valutare la presenza di un eventuale danno fornendo anche indicazioni circa la posizione;

III. Metodi di terzo livello: capaci di identificare un eventuale danno fornendo indicazioni circa la posizione e l'entità del danneggiamento;

IV. Metodi di quarto livello: capaci di individuare l'eventuale presenza di danno, stimarne l'entità e la posizione oltre a dare indicazioni circa l'impatto che il danneggiamento ha sulla struttura.

Ogni metodologia, in funzione del livello in cui si colloca, richiede una quantità di informazioni via via crescenti, oltre ad algoritmi per l'analisi a complessità variabile. Dunque, la messa a punto di metodologie raffinate richiede, in genere, costi elevati, risulta computazionalmente onerosa a causa degli elevati tempi di calcolo e comporta, infine, una maggiore probabilità di errore nell'interpretazione dei risultati.

La valutazione dello stato di integrità di un numero sempre crescente di strutture ed infrastrutture richiede uno sforzo importante, soprattutto se l'obiettivo è quello di fornire una accurata valutazione del rischio sismico su larga scala. Le indagini basate sulla sola ispezione visiva sembrano essere sempre più inadeguate.

Nell'ambito dei progetti di ricerca RELUIS-DPC 2005-2008 Linea 9 e RELUIS-DPC 2010-2013 Linea 3.1, entrambi finanziati dal Dipartimento nazionale di Protezione Civile (DPC), è stata definita una metodologia speditiva finalizzata ad ottenere utili informazioni sull'evoluzione del danno di edifici strategici, durante e dopo un evento sismico, basando le analisi su pochi sensori installati al solo ultimo livello della struttura. La fattibilità e l'ottimizzazione dei costi sono i più importanti obiettivi del sistema di controllo semplificato, tutto volto a favorire un utilizzo diffuso di tali sistemi.

La ulteriore validazione ed un eventuale upgrade di tale metodologia richiede l'esecuzione di ampie analisi parametriche. A tale scopo, sono disponibili studi effettuati a partire dalla fine degli anni '90 sugli edifici esistenti italiani in c.a., in cui sono stati esaminati modelli che fossero rappresentativi del patrimonio edilizio italiano, allo scopo di valutarne la vulnerabilità sismica. Sulla base di una procedura appositamente messa a punto (Masi *et al.*, 2001; Masi 2003) sono stati esaminati inizialmente schemi piani e poi schemi tridimensionali (Masi e Vona, 2004) con riferimento all'edilizia realizzata a partire dagli anni '70. La procedura si compone delle seguenti fasi principali:

1. Selezione di alcune tipologie di edifici in c.a., effettuata esaminando le caratteristiche strutturali più tipiche di edifici non antisismici italiani.
2. Progetto simulato degli elementi strutturali considerando l'azione dei soli carichi verticali, con riferimento alle norme ed alla manualistica dell'epoca ed adottando criteri analoghi a quelli desunti dall'esame di progetti tipici.

3. Valutazione della capacità resistente mediante analisi dinamiche non lineari;
4. Costruzione di curve intensità-danno valutando alcuni parametri di risposta collegabili al danno strutturale o non strutturale (richieste di duttilità nelle travi e nei pilastri, drift) al variare dell'intensità sismica.

Nel presente lavoro la metodologia proposta da Ponzo *et al.* (2010) viene applicata e testata su alcuni modelli numerici definiti e studiati in (Masi *et al.*, 2009) caratterizzati dall'essere fortemente rappresentativi dell'edilizia italiana esistente. Maggiori dettagli sulle tipologie esaminate e alcuni richiami sul metodo di analisi sono riportati nei paragrafi successivi.

2 RICHIAMI SULLA PROCEDURA SEMPLIFICATA PER LA VALUTAZIONE DEL DANNO

Il metodo speditivo di monitoraggio delle strutture, proposto da Ponzo *et al.* (2010) si basa sulla valutazione del massimo drift atteso durante un evento sismico, assunto quale indice di danno. La procedura per la stima del massimo drift d'interpiano utilizza parametri estraibili dalle registrazioni fatte in testa alla struttura durante l'evento sismico, ossia: massima accelerazione assoluta, variazioni delle frequenze fondamentali e variazione dello smorzamento viscoso equivalente.

La massima accelerazione assoluta rappresenta il primo dei parametri strumentali considerati in tale metodologia. Questa può essere valutata direttamente dalle registrazioni accelerometriche relative all'ultimo livello della struttura. Predisponendo opportunamente la strumentazione sulla struttura è possibile ricostruire tutti gli spostamenti e le rotazioni di piano nel tempo.

Altri due parametri considerati nella procedura sono: (i) la variazione percentuale (Δf_1) tra la frequenza fondamentale valutata prima dell'evento sismico ($f_{iniziale}$) e la frequenza minima (f_{minima}) valutata durante il transiente; (ii) la variazione percentuale (Δf_2) tra la frequenza fondamentale ante-evento ($f_{iniziale}$) e post-evento (f_{finale}). Quest'ultimo parametro è rappresentativo dell'eventuale danno cumulato nell'edificio monitorato. I valori di tali parametri vengono calcolati mediante le seguenti relazioni:

$$\Delta f_1 = (f_{iniziale} - f_{minima}) / f_{iniziale} \quad (1)$$

$$\Delta f_2 = (f_{iniziale} - f_{finale}) / f_{iniziale} \quad (2)$$

Tutte le frequenze possono essere valutate in un'unica operazione mediante la *Short Time Fourier Transform* (STFT) (Gabor, 1946) applicata su tutto il segnale registrato. La registrazione deve comprendere una finestra significativa in termini temporali di segnale acquisito prima, durante e dopo l'evento sismico, tale da consentire di apprezzare le variazioni dei parametri. Calibrando opportunamente la lunghezza delle *moving window*, in funzione della durata complessiva del segnale e della frequenza di acquisizione utilizzata, è possibile ottenere una buona risoluzione sia nel tempo che in frequenza anche durante la fase transiente. In Figura 1 viene mostrato un esempio di applicazione ottenuto utilizzando una registrazione fatta su un edificio reale durante un terremoto.

L'ultimo parametro strumentale considerato nel metodo è la variazione di smorzamento viscoso equivalente ($\Delta\xi$) relativa al modo fondamentale della struttura. Tale informazione, utilizzata congiuntamente ai parametri descritti precedentemente, arricchisce la qualità e la quantità delle conoscenze circa il danneggiamento globale.

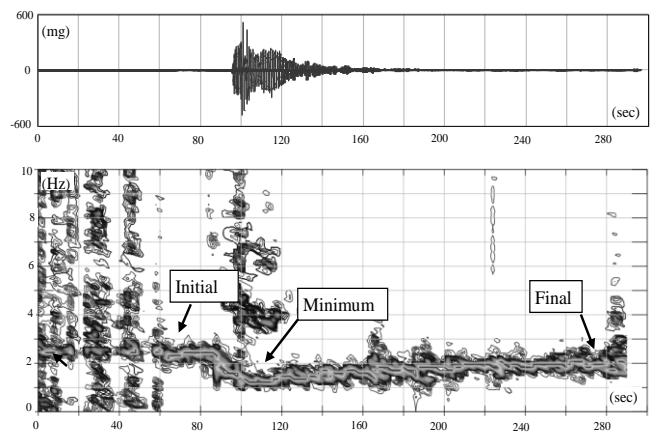


Figura 1. Segnale accelerometrico e STFT.

Per segnali non stazionari, lo smorzamento viscoso equivalente può essere valutato utilizzando una tecnica non parametrica di tipo *only-output* messa a punto da Mucciarelli e Gallipoli (2007). Tale tecnica permette di valutare lo smorzamento viscoso equivalente a partire da un segnale registrato, seguendo un approccio di tipo semi-probabilistico. Lo smorzamento viene stimato utilizzando il metodo del decremento logaritmico su un minimo di tre picchi consecutivi decrescenti, separati dallo stesso periodo T , come mostrato in Figura 2a. Tale periodo viene valutato considerando una prefissata tolleranza ε che risulta essere funzione

dello stesso periodo T . Una volta calcolato automaticamente il vettore $\xi = (\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n)$, costituito da un insieme di valori del fattore di smorzamento viscoso equivalente (ξ_i) valutati come sopra descritto, viene valutata la distribuzione statistica delle frequenze relative e, da quest'ultima, viene calcolato il valore mediano che risulta essere il valore del fattore di smorzamento viscoso equivalente assunto per il sistema (Figura 2b).

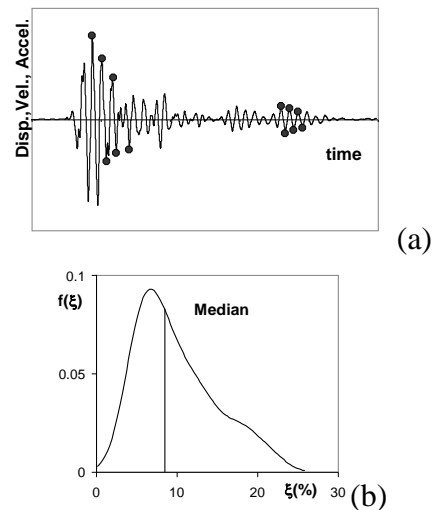


Figura 2. (a) Metodo del decremento logaritmico su un segnale registrato, (b) Distribuzione statistica.

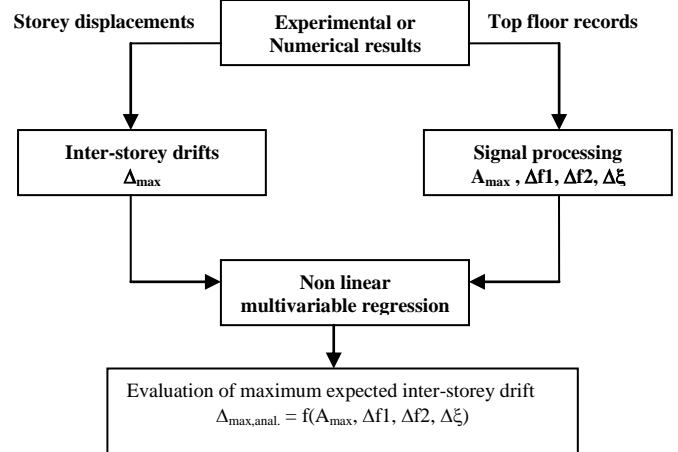


Figura 3. Diagramma di flusso della metodologia.

Al fine di valutare la veridicità dell'ipotesi fatta sulla distribuzione dei valori dello smorzamento viene effettuato il test d'ipotesi di Kolmogorov-Smirnov. Utilizzando tale approccio si calcola la variazione di smorzamento viscoso equivalente, ante e post evento, che costituisce l'ultimo dei parametri necessari per la valutazione dell'indice di danneggiamento.

Tale procedura è stata messa a punto e testata su vari modelli sia sperimentali in scala, che su

numerosi modelli numerici. L'intera metodologia è rappresentata sinteticamente nel diagramma di flusso riportato in Figura 3.

Utilizzando gli output relativi ai test sperimentali o numerici può essere costruita la matrice (3) contenente i quattro parametri strumentali (variabili indipendenti) ed il massimo drift d'interpiano (variabile dipendente) al fine di condurre delle analisi di correlazione. Ogni riga della matrice è relativa ad un singolo test (numerico o sperimentale).

$$\begin{pmatrix} \Delta_{\max 1} & a_{\max 1} & \Delta f_{11} & \Delta f_{21} & \Delta \xi_1 \\ \Delta_{\max 2} & a_{\max 2} & \Delta f_{12} & \Delta f_{22} & \Delta \xi_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Delta_{\max n} & a_{\max n} & \Delta f_{1n} & \Delta f_{2n} & \Delta \xi_n \end{pmatrix} \quad (3)$$

Nel caso di danneggiamento della struttura un approccio basato su relazioni di tipo lineare non è appropriato (Ponzo *et al.*, 2010), dunque, è opportuno optare per un approccio al problema basato su relazioni non lineari, in grado di descrivere meglio l'interdipendenza tra il massimo drift e i quattro parametri fisici individuati.

La legge ipotizzata è descritta da una curva di tipo polinomiale del secondo ordine, con otto coefficienti, che sembra riuscire a rappresentare in modo efficiente la correlazione esistente tra i diversi parametri. Le costanti c_1, \dots, c_8 rappresentano le costanti di regressione e possono essere determinate risolvendo il precedente sistema di equazioni sovradimensionato per ogni struttura, partendo dai dati sperimentali e/o numerici a disposizione.

$$\begin{pmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \dots \\ \Delta_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{\max 1}^2 & a_{\max 1} & \Delta f_{11}^2 & \Delta f_{11} & \Delta f_{21}^2 & \Delta f_{21} & \Delta \xi_1^2 & \Delta \xi_1 \\ a_{\max 2}^2 & a_{\max 2} & \Delta f_{12}^2 & \Delta f_{12} & \Delta f_{22}^2 & \Delta f_{22} & \Delta \xi_2^2 & \Delta \xi_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{\max n}^2 & a_{\max n} & \Delta f_{1n}^2 & \Delta f_{1n} & \Delta f_{2n}^2 & \Delta f_{2n} & \Delta \xi_n^2 & \Delta \xi_n \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \\ c_5 \\ c_6 \\ c_7 \\ c_8 \end{pmatrix} \quad (4)$$

Tali costanti rappresentano le costanti caratteristiche di ogni singola struttura o tipologia strutturale e vengono determinate considerando tutti i set di risultati. In conclusione, la relazione analitica utilizzata per valutare il massimo drift d'interpiano atteso lungo l'altezza della struttura, può essere così espressa:

$$\Delta_{an} = c_1 \cdot a_{\max}^2 + c_2 \cdot a_{\max} + c_3 \cdot \Delta f_1^2 + c_4 \cdot \Delta f_1 + c_5 \cdot \Delta f_2^2 + c_6 \cdot \Delta f_2 + c_7 \cdot \Delta \xi^2 + c_8 \cdot \Delta \xi \quad (5)$$

3 SELEZIONE DELLE TIPOLOGIE

Esaminando i database raccolti nel corso di diverse campagne di rilevamento condotte in Italia ed utilizzando le informazioni dedotte da progetti tipici, in studi precedenti (es. Masi *et al.*, 2001) sono state individuate alcune tipologie rappresentative di edifici esistenti a struttura intelaiata in c.a. frequentemente presenti sul territorio italiano. L'esame è stato svolto con riferimento ad edifici progettati a soli carichi verticali e, in particolare, nel presente lavoro vengono considerati gli edifici progettati a partire dagli anni '70. L'analisi ha evidenziato una serie di elementi tra i quali il più rilevante, in termini di comportamento sismico globale, è la presenza, ad esclusione del perimetro dell'edificio, di telai in una sola direzione, generalmente quella longitudinale. Inoltre vi è, in genere, una distribuzione delle rigidità sostanzialmente simmetrica in direzione trasversale.

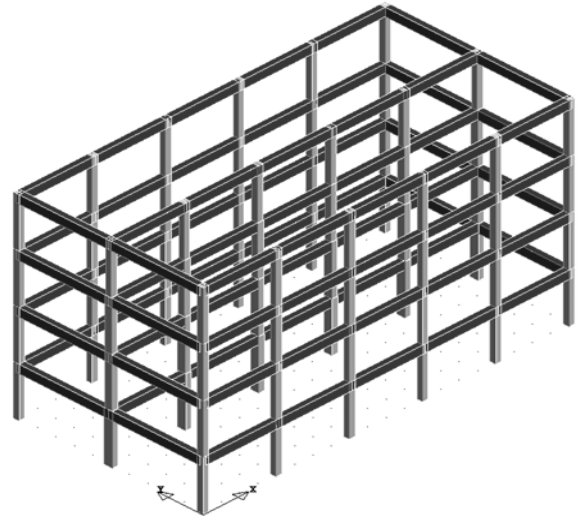


Figura 4. Schema tipo della tipologia edilizia tridimensionale di riferimento.

Sulla base di tali informazioni, la tipologia edilizia individuata è caratterizzata da una pianta di forma rettangolare con sviluppo prevalente in una direzione, da simmetria morfologica e dalla assenza di telai con travi nella direzione trasversale, salvo che nei telai di estremità.

La lunghezza totale può essere estremamente variabile in funzione della luce delle campate e del numero delle campate stesse; generalmente le campate misurano 4-5 metri e sono in numero variabile da un minimo di tre ad un massimo che

può arrivare anche a 10 o più. I solai sono generalmente orditi in un'unica direzione, ossia quella trasversale più corta.

Il numero di piani generalmente varia da 2 (nel qual caso il numero delle campate in direzione longitudinale sarà minore) fino ad oltre 10, con un'altezza di interpiano pari a 3 metri.

In Figura 4 è riportato uno schema tipo della tipologia edilizia tridimensionale di riferimento.

Poiché la tipologia edilizia individuata presenta una simmetria strutturale è possibile studiarne il comportamento considerando un modello pseudo tridimensionale costituito da un assemblaggio di strutture piane rappresentative dei telai che compongono l'edificio nella direzione trasversale (direzione "debole"). Gli elementi strutturali orizzontali che compongono i telai piani sono sia travi a spessore ed emergenti sia travetti di solaio rappresentativi di una fascia di solaio di 1 metro considerata efficace nel realizzare il collegamento interno tra i pilastri nella direzione trasversale dove non sono presenti telai.

Per quanto riguarda la rigidezza delle travi si sono considerate: travi emergenti, travi a spessore e travetti di solaio. In particolare, tenendo conto delle tipologie di edifici osservati, delle dimensioni più frequenti per le travi ed il solaio e della disposizione degli elementi strutturali, sono stati individuati i seguenti tre casi di telai piani:

- *Telaio RB (Rigid Beam)*: telaio esterno con travi emergenti 30 x 50;
- *Telaio FB (Flexible Beam)*: telaio esterno con travi a spessore 70 x 22;
- *Telaio NB (No Beam)*: telaio interno con pilastri collegati soltanto dal solaio (2 travetti).

I telai piani perimetrali possono presentare elementi di tamponatura collaborante lungo tutta l'altezza, nessun elemento di tamponatura (assenza o, più realisticamente, non efficacia degli stessi) e, infine, elementi di tamponatura disposti in modo tale da dar luogo al classico piano porticato.

In considerazione delle differenti configurazioni di tamponatura nei telai esterni in grado di influenzare significativamente la risposta sismica degli edifici, sono state considerate tre configurazioni rappresentative delle tipologie edilizie più diffuse:

- *Bare Frame (BF)*: telai esterni non tamponati (o, più realisticamente, con tamponature non efficaci);
- *Infilled Frame (IF)*: telai esterni con tamponature regolarmente distribuite lungo l'altezza (efficaci rispetto all'azione sismica);

- *Pilotis Frame (PF)*: telai esterni con tamponature assenti al piano terra.

Tali configurazioni sono illustrate in Figura 5.

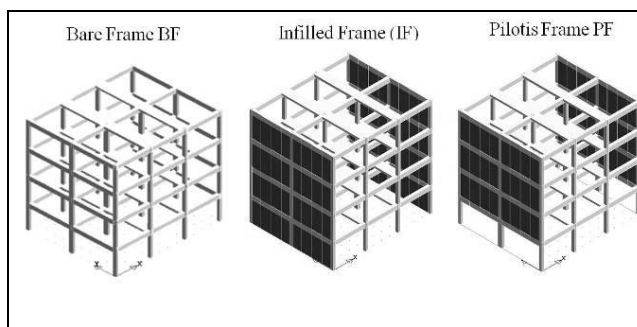


Figura 5. Tipologie di tamponature presenti sui telai esterni.

Considerando gli accoppiamenti ottenibili combinando i vari traversi e le varie disposizioni delle tamponature, si ottengono le tipologie che forniscono un quadro sufficientemente dettagliato delle possibili combinazioni presenti all'interno degli edifici esistenti. Tali schemi sono riportati in Figura 6.

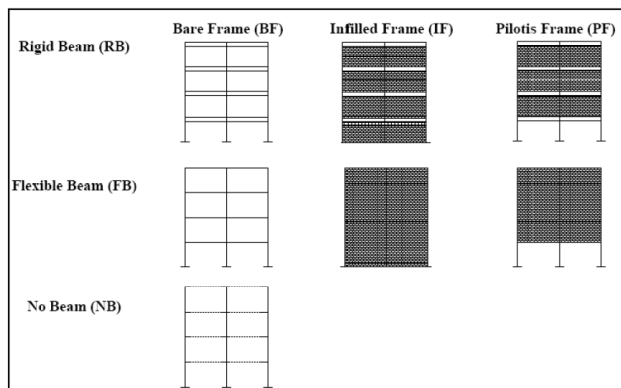


Figura 6. tipologie di telai piani al variare della rigidezza delle travi e della posizione delle tamponature.

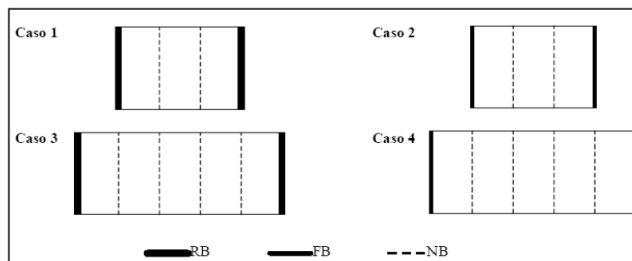


Figura 7. Piante dei diversi schemi tridimensionali analizzati.

Inoltre, considerando le modalità di assemblaggio più frequentemente ricavate dall'esame degli elaborati progettuali e dalle morfologie tipicamente osservate nel patrimonio edilizio italiano, possono essere individuati

quattro diversi schemi tridimensionali riportati in figura 7.

Infine, per quanto riguarda l'altezza, lo studio è stato condotto con riferimento a modelli con due, quattro e otto piani, rappresentativi di edifici esistenti a struttura intelaiata in c.a. bassi, di media altezza ed alti.

4 PROGETTAZIONE SIMULATA DEI MODELLI

Il progetto simulato degli elementi strutturali è stato condotto considerando l'azione dei soli carichi verticali, facendo riferimento alle norme vigenti nel periodo in esame ed adottando criteri analoghi a quelli desunti dall'esame di progetti tipici e dalla manualistica. In particolare sono stati considerati edifici costruiti dopo il 1971 per i quali la normativa di riferimento era la legge 1086 del 1971 (Legge 5/11/1971 n. 1086) e, più specificamente, il successivo Decreto Ministeriale del maggio 1974 (D. M. 30/5/1974).

I pilastri sono stati dimensionati a sforzo normale centrato ed armati con i minimi di normativa, mentre le travi sono state progettate adottando lo schema di calcolo semplificato di trave continua su più appoggi. Laddove la valutazione delle dimensioni degli elementi e delle armature non era imposta dall'entità delle sollecitazioni e/o da prescrizioni normative, ci si è basati su quelle che erano le indicazioni della manualistica più autorevole e le consuetudini progettuali ed esecutive del periodo. Il calcolo delle sollecitazioni applicate agli elementi è stato effettuato considerando i valori caratteristici dei carichi permanenti (peso proprio, sovraccarichi permanenti) ed accidentali, ricavati dall'analisi dei carichi effettuata secondo i criteri del periodo.

La verifica delle sezioni ed il calcolo delle armature sono stati effettuati con il metodo delle tensioni ammissibili considerando materiali frequentemente utilizzati nel periodo, ovvero un calcestruzzo del tipo R_{ck} 250, avente resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 20$ MPa, e un acciaio A38 (equivalente all'acciaio tipo FeB38k), avente resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} = 380$ MPa.

Per maggiori dettagli sulla procedura di progettazione simulata si rimanda a precedenti lavori (es. Masi, 2003).

5 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

La risposta sismica è stata valutata effettuando analisi dinamiche non lineari al passo su modelli pseudo tridimensionali.

Al fine di valutare realisticamente le capacità resistenti dei telai esistenti, nel definire le resistenze dei materiali e le azioni si è fatto riferimento a valori, rispettivamente, non ridotti e non amplificati dai coefficienti di sicurezza normalmente utilizzati nella progettazione. Inoltre, per quanto riguarda le resistenze, sono stati considerati valori medi e non valori caratteristici.

Le azioni sono state valutate ipotizzando che durante il sisma sia presente soltanto una quota limitata del carico accidentale sia in pianta che ai diversi piani, adottando dei coefficienti di riduzione funzione del numero e della destinazione d'uso dei piani. Sulla base delle indicazioni fornite dalle normative più recenti sono stati assunti i seguenti valori dei carichi verticali e dei pesi da assumere per valutare le azioni sismiche:

$$\text{carico verticale: } V_d = G_k + 0.3 Q_k \quad (6)$$

$$\text{peso sismico: } G_k + 0.3 \times 0.85 Q_k \quad (7)$$

dove G_k e Q_k sono i valori caratteristici dei carichi permanenti e dei carichi accidentali.

La valutazione del comportamento non lineare sotto azioni orizzontali delle strutture in c.a. è estremamente complessa e di difficile interpretazione, in particolare nel caso di strutture con limitata duttilità, come generalmente accade per quelle progettate a soli carichi verticali così come emerge dall'esame dei risultati sperimentali contenuti nella letteratura tecnica. La modellazione del comportamento non lineare deve in ogni caso fare riferimento a quanto emerso dalle sperimentazioni, cercando di riprodurre, in modo quanto più possibile aderente alla realtà, i principali fenomeni di degrado legati alla natura ciclica dell'azione.

Le possibilità di modellazione offerte dagli attuali codici di analisi strutturale non lineare sono di due tipi:

- *modellazione a plasticità diffusa (a fibre)*, basata sull'analisi della risposta strutturale mediante modelli agli elementi finiti con l'introduzione di legami costitutivi locali a livello di singoli materiali;

- *modellazione a plasticità concentrata* degli elementi strutturali, che porta in conto il comportamento ciclico non lineare in modo

globale mediante cerniere plastiche collocate in punti opportunamente individuati.

I primi, seppur teoricamente più raffinati, richiedono l'introduzione di numerosi parametri descrittivi del comportamento ciclico dei materiali e delle loro interazioni, la cui valutazione sperimentale si presenta piuttosto problematica. Inoltre, l'onere computazionale in termini di tempo macchina, nonostante gli indiscutibili progressi tecnologici degli ultimi anni, rimane decisamente elevato ed improponibile nel caso di una analisi parametrica vasta, come quella prevista nel presente lavoro (circa 1800 analisi dinamiche non lineari).

Sulla base delle precedenti considerazioni, nel presente studio si è deciso di adottare una modellazione mediante modelli a plasticità concentrata degli elementi strutturali, le cui caratteristiche isteretiche sono governate da un modello degradante (Valles *et al* 1996) a tre parametri, α , β e γ , che regolano, rispettivamente, il degrado di rigidezza, di resistenza e per effetto pinching. Tale modello, di tipo evolutivo e degradante, è in grado di riprodurre i principali fenomeni di degrado degli elementi in c.a. soggetti a forti azioni sismiche ed è stato ampiamente verificato in laboratorio (es. Bracci *et al* 1995). La definizione dei valori dei parametri di degrado, cruciale perché la modellazione a plasticità concentrata possa fornire risultati affidabili, è stata condotta sulla base dei risultati di numerose esperienze sperimentali (es. Ghobarah *et al.*, 1999). Il codice di calcolo utilizzato è l'IDARC-2D versione 7.0 (Reinhorn A. M. *et al.* 2009). Nelle analisi non lineari è stata considerata anche una componente di dissipazione di tipo viscoso, differente per telai tamponati e non tamponati, valutata secondo Rayleigh considerando lo smorzamento proporzionale alla massa ed alla rigidezza istantanea.

Per la caratterizzazione delle tamponature si è considerata una soluzione presente abitualmente negli edifici esistenti, costituita da una doppia fodera di laterizi forati di spessore totale pari a 200 mm (120 + 80) con caratteristiche meccaniche scarse (Masi, 2003). Le analisi numeriche sono state eseguite modellando il singolo pannello di tamponatura con un elemento bidimensionale presente nella biblioteca di elementi del codice di calcolo adoperato, dotato di un legame costitutivo in grado di portare in conto effetti di degrado di rigidezza, di resistenza

e di pinching. Lo sviluppo di tale legame è basato sul modello di Bouc (Bouc, R., 1967, Baber, T. T. *et al.*, 1985). In termini di capacità dissipativa, il contributo delle tamponature è variabile con il livello di sollecitazione in conseguenza dei significativi fenomeni di degrado che interessano i pannelli al crescere dell'intensità sismica.

6 SELEZIONE DELL'INPUT SISMICO

L'azione sismica riveste un ruolo cruciale nella risposta in campo non lineare delle strutture, in particolare per quelle esistenti, come evidenziato da diversi lavori di letteratura (es. Kwon e Elnashai 2006, Masi *et al.*, 2011). In particolare, in (Masi *et al.*, 2011) è mostrato quanto sia importante un'accurata selezione degli accelerogrammi da impiegare negli studi di vulnerabilità, condotta tenendo conto dei parametri che meglio rappresentano il potenziale distruttivo dei terremoti reali per ottenere valutazioni realistiche.

Alla luce di quanto appena esposto in questo lavoro sono stati adottati esclusivamente accelerogrammi reali estratti dalla vasta banca dati di registrazioni *European Strong-Motion Database* (Ambraseys N. *et al* 2004), le cui caratteristiche in termini di parametri sismici di picco (*Peak Ground Acceleration*, PGA) ed integrali (*Intensità di Housner*, IH) sono mostrate in Figura 8.

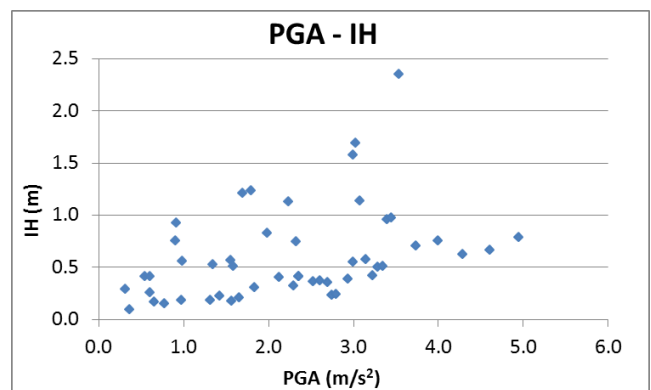


Figura 8. Caratteristiche degli accelerogrammi utilizzati.

Sono stati considerati valori di *PGA* variabili da 0.04g a circa 0.5g, mentre per *IH*, valutato mediante l'espressione (8), il range di valori è tra circa 0.1m e 2.4m.

$$I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi = 0.05) dt \quad (8)$$

dove S_v è lo spettro delle pseudo velocità, T è il periodo fondamentale e ξ è il rapporto di smorzamento.

7 RISULTATI

Nel seguito vengono discussi i risultati ottenuti per le tipologie *BF*, *IF* e *PF* applicando la formulazione proposta in Ponzio *et al.* (2010) per la valutazione del massimo valore di drift lungo l'altezza dell'edificio. Per esigenze di sintesi vengono presentati soltanto i risultati relativi agli edifici con 4 piani (4P), mentre quelli sugli edifici con un numero differente di piani verranno presentati in futuri lavori. Per ciascuna tipologia sono stati considerati i 4 schemi strutturali di Figura 7, così come descritto nei paragrafi precedenti.

Per tutte e tre le tipologie (*BF*, *IF* e *PF*), e per tutti e quattro i casi analizzati si propongono di seguito i grafici che mostrano il grado di correlazione tra il massimo drift d'interpiano, stimato attraverso il modello statistico-matematico proposto (valore stimato), e l'analogo parametro valutato direttamente mediante le analisi dinamiche non lineari (valore misurato). Al fine di meglio controllare la capacità predittiva dell'espressione (5), durante l'analisi di regressione non lineare è stata effettuata anche un'analisi dei residui. Tale tipologia di analisi consente di verificare la distribuzione dell'errore commesso durante la fase di stima del massimo drift atteso e di testare, quindi, la capacità predittiva del modello, che può essere considerato tanto più affidabile quanto più la distribuzione dell'errore, derivante dall'analisi di regressione, segue un andamento di tipo Gaussiano. Per valutare la distribuzione dei valori residui, tutto il campo di variazione è stato suddiviso in 50 intervalli. Tale scelta è stata mantenuta per tutti i confronti proposti in questo lavoro.

Le prime analisi hanno evidenziato una scarsa sensibilità della risposta, in termini di drift, al variare delle dimensioni in pianta e della rigidità delle travi, ossia tra i 4 casi mostrati in Figura 7, mentre si è confermato il ruolo importante delle tamponature, pertanto i risultati sono stati raggruppati per le tre tipologie *BF*, *IF* e *PF*.

La Figura 9 mostra, per la tipologia *BF* (telai non tamponati), l'elevato grado di correlazione esistente tra il drift stimato e quello misurato, con

un valore del coefficiente di determinazione R^2 pari a 0.83.

La figura 10, invece, che riporta la relativa analisi dei residui, mostra un andamento che ben approssima una distribuzione di tipo Gaussiano. Si osserva, inoltre, una concentrazione dei valori nell'intorno dello zero, a dimostrazione che l'errore commesso dal metodo risulta essere molto contenuto.

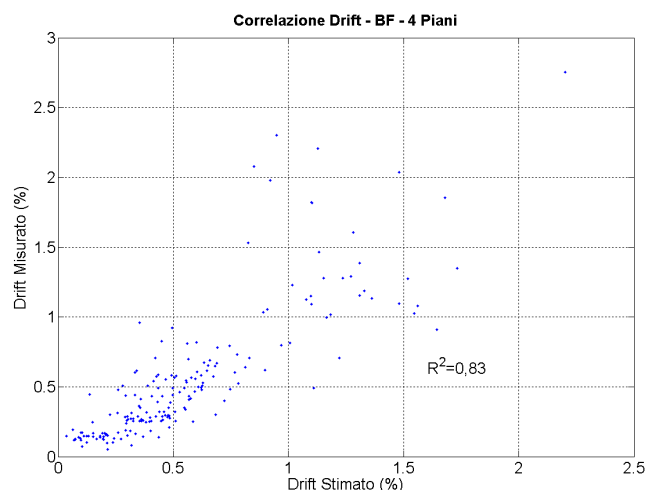


Figura 9. Drift stimato vs misurato (modelli 4P-BF).

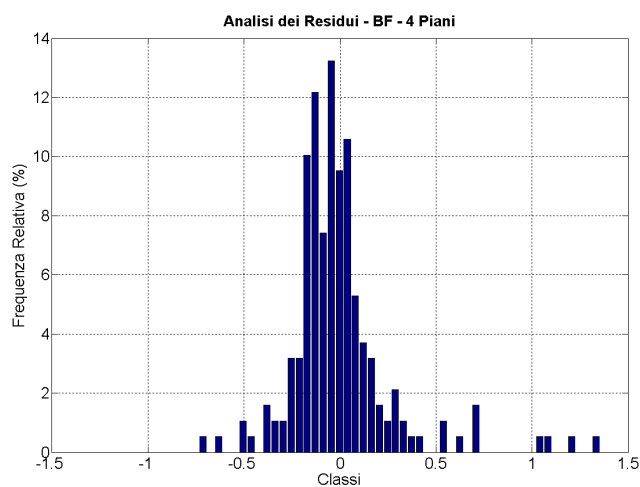


Figura 10. Analisi dei residui sui modelli 4P-BF.

I medesimi risultati sono riportati per le tipologie *IF* e *PF*, rispettivamente, nelle figure 11, 12, 13 e 14.

Per entrambe le tipologie è possibile estendere le considerazioni già fatte per la configurazione *BF*, peraltro rilevando gradi di correlazione drift stimato-misurato ancora più elevati rispetto al caso *BF*, caratterizzati da un coefficiente R^2 pari a 0.94 per la tipologia completamente tamponata (*IF*) e a 0.96 per la tipologia con piano porticato (*PF*).

È importante sottolineare che, anche in questi due casi, le differenze in termini di residui, tra le

analisi numeriche ed i risultati ottenuti applicando la metodologia proposta, sono piuttosto contenute e sempre assimilabili ad una distribuzione di tipo Gaussiano.

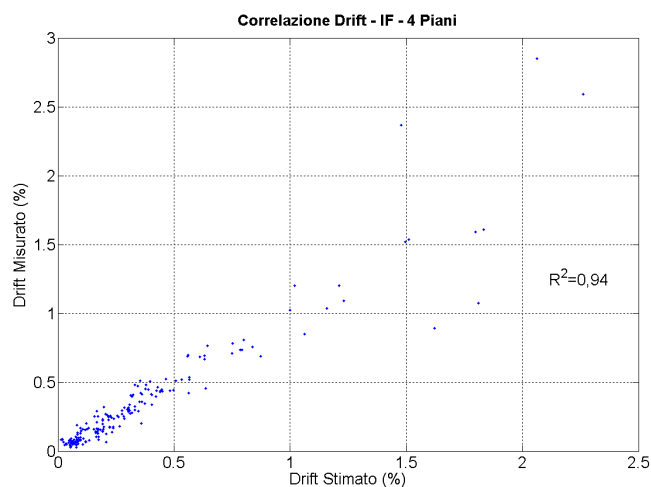


Figura 11. Drift stimato vs misurato (modelli 4P-IF)

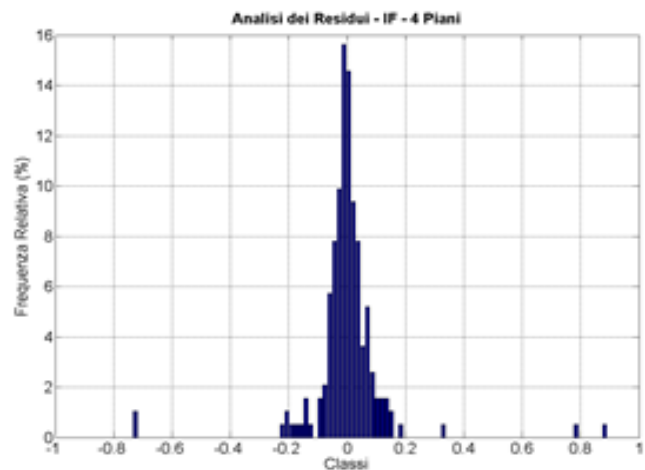


Figura 12. Analisi dei residui sui modelli 4P-IF.

Le differenze in termini di coefficiente di correlazione tra le diverse tipologie strutturali considerate, ed in particolare, la maggiore capacità predittiva del metodo nel caso di strutture completamente tamponate (IF) o con piano porticato (PF), quindi delle strutture meno regolari, potrebbe essere ascrivibile al fatto che tra i parametri utilizzati dal metodo un ruolo sostanziale viene giocato dalla differenza tra la frequenza fondamentale, valutata a struttura integra, e quella valutata durante e dopo il danneggiamento. Per una struttura di tipo BF, infatti, a seguito di un evento sismico, il danneggiamento, e quindi la plasticizzazione, risulta uniformemente distribuita fra gli elementi strutturali che compongono i diversi telai. Di conseguenza, le variazioni di frequenza sono, in genere, meno accentuate rispetto a quelle che si

riscontrano sui telai dotati di tamponatura o caratterizzati da piano debole. Infatti, per questi ultimi casi anche eventi di media intensità possono causare danni significativi alle tamponature o determinare la formazione di meccanismi di piano, dunque, variazioni significative e repentine di rigidezza.

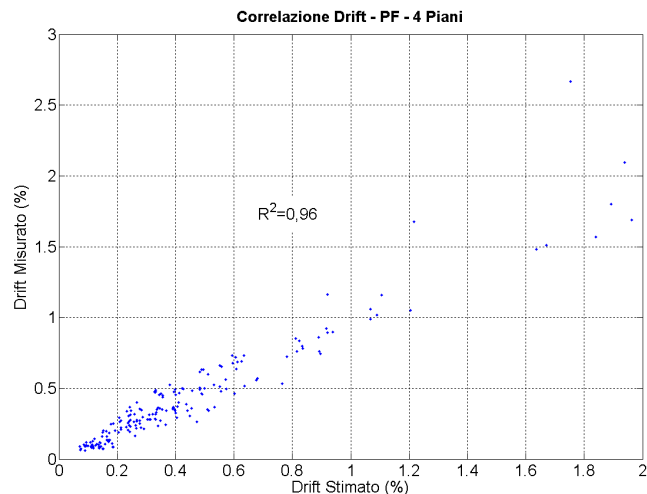


Figura 13. Drift stimato vs misurato (modelli 4P-PF).

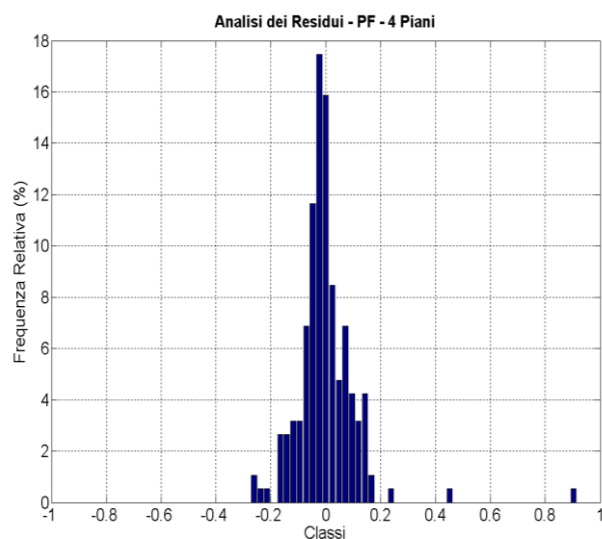


Figura 14. Analisi dei residui sui modelli 4P-PF.

Sulla base dei risultati ottenuti sui modelli esaminati, si rileva che, utilizzando la metodologia speditiva proposta, maggiori sono le variazioni dei parametri durante l'azione sismica più accurata risulta la stima del drift. Va però sottolineato che tale ipotesi va verificata mediante ulteriori analisi, in corso di elaborazione, che mirano ad effettuare dei confronti quantitativi e di correlazione tra il peso dei singoli parametri, così come è stato fatto da Ponzo *et al.* (2010), e le diverse tipologie analizzate.

8 CONCLUSIONI

È stata esaminata una metodologia proposta in Ponzo *et al.* (2010) quale strumento di monitoraggio speditivo di edifici intelaiati in c.a.. Essa consente di stimare l'eventuale danno, subito da una struttura a seguito di un evento sismico, mediante la stima del massimo drift di interpiano, utilizzato come parametro di risposta in grado di rappresentare efficacemente il livello di danno strutturale e non strutturale subito, come dimostrato in (Masi, 2003; Masi *et al.*, 2011). La valutazione viene effettuata attraverso una relazione non lineare che è funzione di alcuni parametri (accelerazioni massime, variazioni di frequenza e di smorzamento) stimati a partire dalla registrazione accelerometrica acquisita all'ultimo piano della struttura monitorata.

Al fine di testare la procedura proposta sono state considerate diverse tipologie strutturali in c.a., rappresentative del patrimonio edilizio italiano esistente, progettate in modo simulato considerando l'azione dei soli carichi verticali, con riferimento alle norme ed alla manualistica degli anni '70 ed adottando criteri analoghi a quelli desunti dall'esame di progetti tipici. Su tali modelli, ripresi da lavori effettuati per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a. (Masi e Vona, 2004; Masi *et al.*, 2009), sono state effettuate delle simulazioni numeriche in grado di fornire, in modo accurato, le prestazioni in campo non lineare. Nelle analisi dinamiche non lineari (ADNL) sono stati utilizzati cinquanta accelerogrammi naturali estratti dalla banca dati europea. Le tipologie analizzate differiscono per numero di piani, per presenza o meno di tamponature collaboranti sui telai esterni, per presenza di piano sofficce, per diversa dimensione in pianta, e per la rigidità delle travi dei telai esterni.

I risultati preliminari riportati nel presente lavoro riguardano esclusivamente la strutture caratterizzate da un numero di piani pari a quattro, confrontando i risultati in funzione della distribuzione della tamponatura sui telai esterni.

Dalle analisi effettuate sugli edifici privi di tamponatura collaborante (BF), risulta una buona correlazione tra il Drift stimato dalla metodologia e quello ottenuto dalle ADNL. Risultati ancora migliori si sono ottenuti sia per gli edifici completamente tamponati (IF), che per quelli parzialmente tamponati con piano porticato (PF), che presentano un coefficiente di determinazione prossimo al 95%. È da ritenere che tale migliore

capacità predittiva del metodo sugli schemi meno regolari, inizialmente non prevista, potrebbe essere legata al fatto che esso è in grado di fornire stime del drift tanto più accurate quanto più evidenti sono le variazioni dei parametri utilizzati nel calcolo.

In conclusione, le analisi preliminari condotte nel presente lavoro confermano ulteriormente la buona capacità predittiva del metodo, seppur con un diverso livello di approssimazione, nel valutare il massimo drift d'interpiano a partire da dati accelerometrici registrati da una singola stazione ubicata in testa alla struttura.

RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato parzialmente finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile Italiana nell'ambito del progetto DPC-RELUIS 2010-2013 (Task 3.1).

REFERENCES

- Ambraseys N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjornsson R., Olafsson S., Suhadolc P., Costa G., 2004. Internet site for European Strong-motion data", Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata.
- Baber T. T., and Noori M. N., 1985. "Random Vibration of Degrading Pinching Systems," Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 8, pp. 1010-1026, August.
- Bouc, R., 1967. "Forced Vibration of Mechanical Systems with Hysteresis", Proceedings of the 4th Conference on Non-linear Oscillations, Prague.
- Bracci, J.M., G., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., 1995. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: performance of structural system, *ACI Structural Journal*, Vol. 2, No 5, pp. 597-609.
- Decreto Ministeriale 30/5/1974, "Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Ditommaso R., Mucciarelli M., Ponzio F.C., 2010. S-Transform based filter applied to the analysis of non-linear dynamic behaviour of soil and buildings. 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid, Republic of Macedonia. August 30 – September 03, 2010.
- Ditommaso R., Mucciarelli M., Ponzio F.C., 2011a. Analysis of non-stationary structural systems by using a band-variable filter. Submitted to Bulletin of Earthquake Engineering.
- Ditommaso R., Mucciarelli M., Ponzio F.C., 2011b. Un filtro tempo-frequenza per l'analisi delle caratteristiche dinamiche di strutture a comportamento non stazionario. XIV Convegno ANIDIS. 18-22 settembre 2011, Bari.
- Doebing S.W., C.R. Farrar, M.B. Prime, (1998), A summary review of vibration-based damage identification methods. The Shock and Vibration Digest.
- Gabor D., 1946. Theory of communication. *IEE Journal* 93, 429-457. London, U.K.

- Ghobarah A., Aziz T., Abou-Elfath H., 1999. Softening effects on the seismic response of non ductile concrete frames, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 1, pp. 59-81.
- Kwon O., Elnashai A., 2006. The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure, *Engineering Structures*, 28 2006, 289-303.
- Legge 5/11/1971 n. 1086. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato."
- Masi A., Dolce M., Telesca F., Vona M., Goretti A., 2001. *Resistenza sismica di telai in c.a. relativi ad edifici in c.a. con e senza tamponature*, Atti del X Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Potenza.
- Masi A., 2003. *Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, N. 3, pp. 371-395.
- Masi A., Vona M., 2004. Vulnerabilità sismica di edifici in c.a. realizzati negli anni '70, *Atti del XI Congresso Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Genova.
- Masi A., Vona M., Digrisolo A., 2009. Costruzione di curve di fragilità di alcune tipologie strutturali rappresentative di edifici esistenti in c.a. mediante analisi dinamiche non lineari, *Atti del XIII Congresso Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Bologna.
- Masi A., Vona M., Mucciarelli M., 2011. Selection of natural and synthetic accelerograms for seismic vulnerability studies on RC frames, *Journal of Structural Engineering*, Special Issue S-08-00262.
- Mucciarelli M, Gallipoli MR, 2007. Damping estimate for simple buildings through non-parametric analysis of a sin-gle ambient vibration recording. *Ann. Geoph.* 50:259–266.
- Mucciarelli, M., Bianca, M., Ditommaso, R., Gallipoli, M.R., Masi, A., Parolai, S., Picozzi, M., Milkereit, C., and Vona M., 2011. Far field damage on RC buildings: the case study of the Navelli during the L'Aquila (Italy) seismic sequence 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1007/s10518-010-9201-y.
- Picozzi M., C. Milkereit, C. Zulfikar, K. Fleming, R. Ditommaso, M. Erdik, J. Zschau, J. Fischer, E. Safak, O. Özel, N. Apaydin, 2010. Wireless technologies for the monitoring of strategic civil infrastructures: an ambient vibration test on the Fatih Sultan Mehmet Suspension Bridge in Istanbul, Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Volume 8, Number 3.
- Picozzi M., S. Parolai, M. Mucciarelli, C. Milkereit, D. Bindi, R. Ditommaso, M. Vona, M.R. Gallipoli, and J. Zschau, 2011. Interferometric Analysis of Strong Ground Motion for Structural Health Monitoring: The Example of the L'Aquila, Italy, Seismic Sequence of 2009. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101, No. 2, pp. 635–651.
- Ponzo F. C., Ditommaso R., Auletta G., Mossucca A. 2010. A fast method for structural health monitoring of italian reinforced concrete strategic buildings. *Bulletin of earthquake engineering*, Volume 8, N. 3 pp. 1421-1434.
- Ponzo F.C., Ditommaso R., Auletta G., 2011. Un approccio semplificato per la localizzazione del danno su strutture in cemento armato basato sulla trasformata di Stockwell. XIV Convegno ANIDIS. 18-22 settembre 2011, Bari.
- Reinhorn A. M., Roh H., Sivaselvan M., Kunnath S. K., Valles R. E., Madan A., Li C., Lobo R., Park Y.J., 2009. "IDARC 2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures", MCEER *Technical Report* - MCEER-09-0006, University at Buffalo – the State University of New York.
- Rytter A., 1993. Vibrational based inspection of Civil Engineering Structures. Ph.D. Thesis, University of Aalborg, Denmark.
- Stubbs N., Perk S., Sikorsky C., Choi S., (2000. A global non-destructive damage assesment methodology for civil engi-neering structures. *International Journal of System Science*, 2000.
- Valles R.E., Reinhorn A.M., Kunnath S.K., Li C., Madan A., 1996. Idarc 2d Version 4.0: a program for the inelastic damage analysis of buildings. *Technical Report NCEER 96-0010*. Buffalo, N.Y.