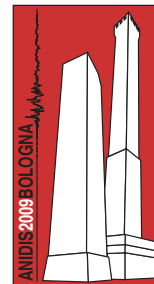


Un metodo speditivo per il monitoraggio di edifici strategici in zona sismica

Ponzo F.C., Auletta G., Ditommaso R., Mossucca A.

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia Applicata. Università degli Studi della Basilicata



ABSTRACT

La crescente richiesta di monitoraggio di edifici strategici ubicati nelle zone sismiche ha spinto alcuni settori della ricerca ad approfondire gli studi per la messa a punto di metodi semplificati ed economici per l'identificazione di vibrazioni anomale e la valutazione del danno subito dagli edifici a seguito di eventi sismici.

I metodi classici utilizzati per monitorare gli edifici prevedono l'installazione di un elevato numero di sensori lungo lo sviluppo della struttura monitorata. Gli elevati costi correlati e la intrinseca complessità nell'elaborazione dei dati spesso limitano un utilizzo diffuso di tali sistemi. La messa a punto di un sistema semplificato, in grado di fornire in *real-time*, o quasi *real-time*, informazioni sullo stato di salute di un grande numero di edifici diffusi sul territorio può rappresentare uno strumento di fondamentale importanza nelle fasi di valutazione degli scenari di danno post-terremoto e di organizzazione dei soccorsi.

La metodologia proposta è basata su un approccio di tipo statistico che stima 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. I parametri utilizzati sono: (i) l'accelerazione massima; (ii) variazioni delle frequenze minime e finali del primo modo di vibrazione per le due direzioni principali; (iii) variazione dello smorzamento viscoso equivalente.

Il metodo è stato testato mediante l'elaborazione dei risultati di numerose analisi numeriche non lineari. Nel presente lavoro vengono illustrati i concetti principali alla base del metodo e i risultati delle elaborazioni numeriche condotte.

Keywords: Identificazione dinamica, Monitoraggio strutturale, Valutazione del danno.

1. INTRODUZIONE

La valutazione dello stato di salute di un numero sempre crescente di strutture ed infrastrutture richiede uno sforzo enorme soprattutto se l'obiettivo è quello di fornire una fedele valutazione del rischio sismico. La prassi attuale, basata sulla sola ispezione visiva, sembra essere sempre più inadeguata.

Nell'ambito del progetto di ricerca RELUIS linea 9, finanziato 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. Nel corso degli ultimi due decenni molte ricerche sono state fatte circa la 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.*, 2008; Picozzi *et al.*, 2008 - 2009]. I metodi NDE possono essere classificati in quattro diversi livelli [Stubbs *et al.*, 2000], funzione del tipo di informazioni fornite dal singolo approccio [Rytter, 1993]:

- I. Metodi di primo livello: solo in grado di valutare 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 precise informazioni oltre a richiedere 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.

Obiettivo del presente lavoro è stato quello di mettere a punto una metodologia semplificata, che si collocasse all'interno dei metodi di I livello, in grado di dare informazioni, in continuo, sulla sicurezza e l'affidabilità degli edifici strategici. La metodologia, basata su un approccio di tipo statistico, è in grado di rilevare l'evoluzione del danno effettuando un confronto della risposta dinamica del sistema prima, durante e dopo l'evento sismico. Tale risposta viene valutata considerando i parametri dinamici della struttura valutati dalle registrazioni effettuate all'ultimo livello dell'edificio e, a partire da questi parametri, effettuando una stima dello spostamento massimo interpiano esibito durante l'evento sismico. Quest'ultima grandezza viene assunta quale indicatore del danno subito dall'edificio.

Al fine di verificare l'efficacia del metodo, nel presente lavoro vengono illustrate due applicazioni effettuate sia su dati sperimentali che su dati ricavati da simulazioni numeriche in campo non lineare.

2. APPROCCIO TEORICO

I metodi di primo livello sono generalmente basati sulla variazione delle frequenze di vibrazione o sulla variazione dello smorzamento viscoso equivalente. Tali metodi risultano essere convenienti data la semplicità e l'innegabile vantaggio di utilizzare pochi sensori installati sulla struttura, anche se tale approccio può portare a valutazioni talvolta errate. In effetti la variazione della frequenza di vibrazione nel tempo, non è necessariamente legata alla presenza di danno, ma può essere determinata da diversi fattori quali, per esempio, la variazione della temperatura esterna, la configurazione delle

masse e/o delle rigidità, specie per le strutture particolarmente deformabili in acciaio o cemento armato [Doebling e Farrar, 1998]. La variazione delle frequenze può risultare, in alcuni casi, legata anche al contenuto d'acqua del terreno di fondazione.

Il metodo proposto per il monitoraggio dello stato di salute degli edifici strategici si basa su un numero limitato di registrazioni fatte all'ultimo livello di un edificio (generalmente accelerazioni, ma possono essere utilizzate anche le velocità o gli spostamenti) e supera alcune delle limitazioni insite nei classici metodi di primo livello. La procedura per la valutazione dell'indice di danno (in questo caso massimo drift d'interpiano) utilizza parametri estraibili dalle registrazioni fatte in testa alla struttura durante l'evento sismico: Massima Accelerazione Assoluta, variazioni delle frequenze fondamentali e variazione dello smorzamento viscoso equivalente.

Dopo aver estratto i parametri, questi vengono combinati mediante una relazione di tipo non-lineare, ricavata da valutazioni statistiche, al fine di valutare il valore del massimo drift atteso. Il valore del massimo drift stimato può essere assunto direttamente quale indicatore di danno o anche come fattore di correzione dell'indice di danno stimato tramite un classico metodo di primo livello basato sulla variazione di frequenza.

2.1 Definizione dei parametri strumentali

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) della 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) della frequenza fondamentale ante-evento ($f_{iniziale}$) e post-evento (f_{finale}). Quest'ultimo parametro è rappresentativo dell'eventuale danno cumulato dell'edificio monitorato. I parametri sopra citati possono essere valutati 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) 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 in modo 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.

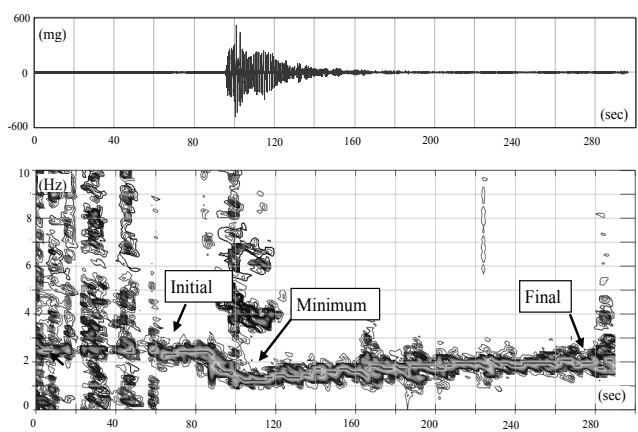


Figura 1. Segnale accelerometrico e STFT.

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

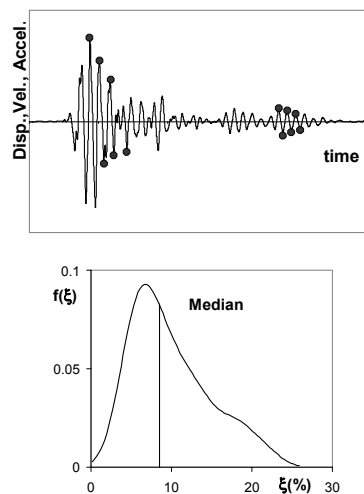


Figura 2. (a) Metodo del decremento logaritmico su un segnale registrato (b) Distribuzione statistica.

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, di quest'ultima, viene calcolato il valore mediano che risulta essere il valore del fattore di smorzamento viscoso equivalente assunto per il sistema (Figura 2b). Al fine di valutare la veridicità dell'ipotesi fatta sulla distribuzione dei valori dello smorzamento viene effettuato il test d'ipotesi di Kolmogorov-Smirnov [Piccolo, 1998]. Utilizzando tale approccio si calcola la variazione di smorzamento viscoso equivalente, ante e post sisma, che costituisce l'ultimo dei parametri necessari per la valutazione dell'indice di danneggiamento.

3. ANALISI DI REGRESSIONE PER LA VALUTAZIONE DELLE COSTANTI STRUTTURALI

La verifica dell'esistenza di una relazione funzionale tra i parametri utilizzati ed il massimo drift d'interpiano è stata condotta mediante la realizzazione di numerose analisi di correlazione effettuate considerando:

- i risultati di test sperimentali su tavola vibrante eseguiti presso il Laboratorio Prove materiali e Strutture dell'Università di Basilicata. Tali sperimentazioni sono state condotte nell'ambito dei progetti di ricerca TREMA e POP [Dolce et al. 2005, 2006];
- analisi numeriche non lineari basate sull'utilizzo di diversi accelerogrammi naturali compatibili con l'OPCM 3431, realizzate nell'ambito del progetto DPC-RELUIS 2005-08, Linea 9. Gli accelerogrammi utilizzati come input sono stati estratti dall'European

Strong Motion Database, per differenti tipologie di terreni. Nelle analisi sono state considerate, inoltre, diverse tipologie strutturali.

L'intera metodologia può essere rappresentata sinteticamente mediante il seguente diagramma di flusso di seguito riportato:

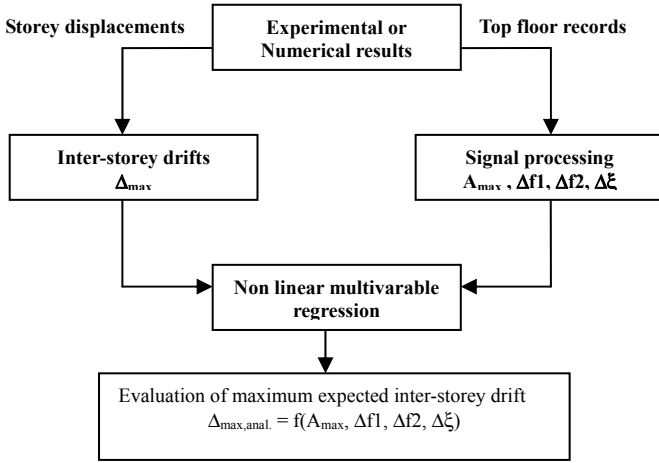


Figura 3. Diagramma di flusso della metodologia.

Utilizzando gli output relativi ai test sperimentali e numerici è stata costruita la matrice di eq. (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, dunque, si è scelto di 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 sovradimensionato di equazioni per ogni struttura, partendo dai dati sperimentali e/o numerici a disposizione.

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

Tali costanti costituiscono i fattori caratteristici di ogni singola struttura o tipologia strutturale e vengono determinati considerando tutti i set di risultati. Dunque, la relazione analitica utilizzata per valutare il massimo drift d'interpiano, atteso lungo l'altezza della struttura, può essere così espressa:

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

Il peso del contributo di ogni singolo parametro, relativo alla precedente relazione, può essere stimato per mezzo della seguente equazione:

$$W_i = \frac{|F_i|}{\sum_i |F_i|} \quad (6)$$

3.1 Verifica del metodo mediante analisi di Test sperimentali

Per la verifica della procedura proposta, sono stati considerati i risultati di due importanti ed estesi programmi sperimentali realizzati su due modelli tridimensionali in cemento armato, in scala $1/4$, derivanti da strutture prototipo progettate per resistere ai soli carichi gravitazionali. Il primo modello caratterizzato da 4 livelli è stato testato nel Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università di Basilicata, sede di Potenza, nell'ambito del progetto di ricerca POP [Dolce et al., 2005], attraverso prove su tavola vibrante unidirezionale (Fig. 4).

Il secondo modello, caratterizzato da 3 livelli e dalla presenza della tamponatura (Fig. 5), è stato testato sulla tavola vibrante a 6 gradi di libertà, con dimensioni in pianta 4x4m, presente presso il Laboratorio ENEA Casaccia (Roma), nell'ambito del progetto di ricerca TREMA [Dolce et al., 2006].

L'analisi di correlazione qui presentata è stata effettuata a partire dai risultati sperimentali ottenuti sottoponendo il modello POP a terremoti unidirezionali naturali ed artificiali. Per il modello TREMA è stato possibile utilizzare,

invece, i dati relativi a prove effettuate con sollecitazioni applicate contemporaneamente nelle due direzioni principali della tavola.

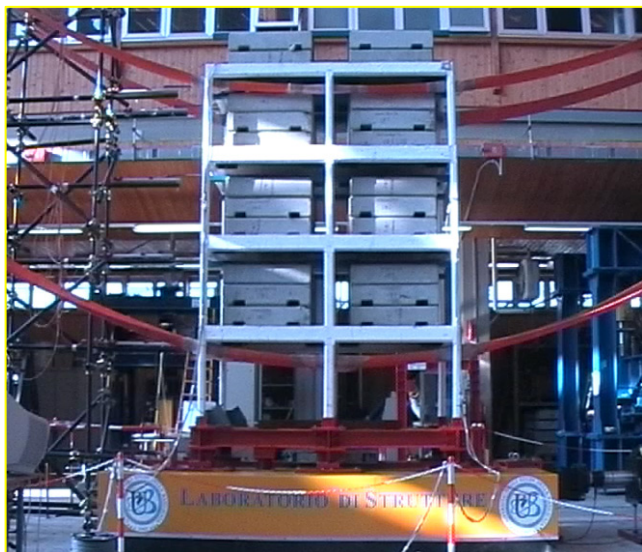


Figura 4. Modello sperimentale POP.



Figura 5. Modello sperimentale TREMA.

In entrambi i progetti di ricerca è stato utilizzato come sollecitazione in input alla base la registrazione di Colfiorito del terremoto Umbria-Marche del 1997. Inoltre, sono stati utilizzati anche input artificiali caratterizzati da spettri compatibili con quelli previsti dall'Eurocodice 8 per i suoli di caratteristiche medie (tipo B). In tutti i casi le accelerazioni sono state scalate nel tempo per un fattore pari alla radice quadrata del fattore di scala del modello, in questo caso pari a $(4)^{1/2}$.

Nei test condotti nell'ambito del progetto POP sul modello a base fissa le accelerazioni di picco alla base sono state incrementate progressivamente partendo da 0.05g fino ad arrivare a 0.35g. Gli spostamenti ai vari livelli sono stati misurati tramite trasduttori digitali tipo

Temposonic, fissati all'esterno su una struttura di riferimento in acciaio. L'accelerazione di piano è stata monitorata attraverso un sistema di servo-accelerometri orizzontali, tipo Columbia, con fondo scala $\pm 2g$.

Nei test relativi al Progetto TREMA, il picco di accelerazione effettivo della tavola vibrante (PGA) è stato incrementato in modo progressivo partendo da 0.04g fino ad arrivare a 0.23g. In questa sperimentazione, il massimo spostamento in testa del modello è stato valutato sommando le storie dei drift ai vari livelli, per entrambe le direzioni principali, misurate grazie a traduttori digitali posizionati tra un livello e l'altro del modello. All'ultimo piano del modello, le accelerazioni sono state acquisite mediante 3 servo accelerometri orizzontali e le misure sono state valutate, attraverso opportune trasformazioni geometriche, nel baricentro di piano.

Le Figure 6 e 7 mostrano i valori sperimentali dei massimi drift interpiano, misurati durante le sperimentazioni relative ai progetti POP e TREMA, correlati singolarmente ai vari parametri strumentali considerati nella procedura.

Il massimo drift d'interpiano Δ_{max} risulta essere legato quasi linearmente alla massima accelerazione registrata all'ultimo piano del modello a_{max} , almeno per i valori tali da non comportare un danneggiamento significativo della struttura, così come mostrato nelle Figure 6a e 7a. Per valori maggiori di accelerazione, tali da comportare un innesco di danneggiamento nella struttura, si nota, invece, un brusco aumento del drift interpiano.

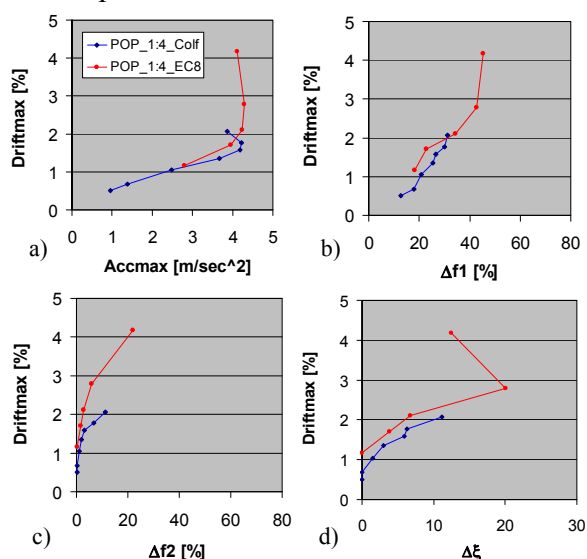


Figure 6. POP. Correlazioni tra il drift e i vari parametri strumentali.

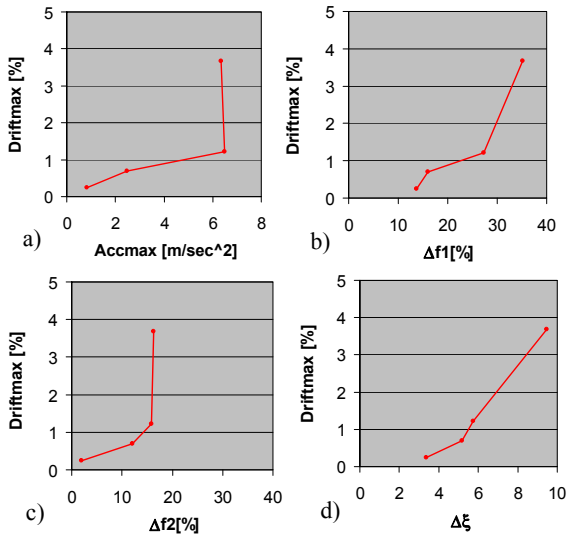


Figure 7. TREMA. Correlazioni tra il drift e i vari parametri strumentali.

Negli altri casi i diagrammi mostrano una dipendenza marcatamente meno lineare tra il massimo drift interpiano e gli altri parametri, ancor più evidente per Δf_2 e $\Delta \xi$ (Figg. 6c,d e 7c,d) e un grado di dispersione considerevolmente maggiore di a_{max} . È interessante notare come entrambe le variazioni di frequenza Δf_2 e la variazione di smorzamento viscoso equivalente $\Delta \xi$ assumano valori maggiori di zero per drift maggiori di 0.4-0.5%. Questi valori rappresentano la soglia oltre la quale convenzionalmente inizia il danneggiamento strutturale.

Una volta determinato il set di costanti ($c_1..c_8$), mediante l'analisi di regressione non lineare, è stato possibile stimare analiticamente, con l'espressione riportata in eq. 5, i valori dei massimi drift a partire dai parametri ricavati dalle sole acquisizioni effettuate in sommità dei modelli sperimentali. Tali valori sono stati quindi confrontati con i valori sperimentali misurati direttamente sui modelli. Dunque, per ogni modello sperimentale è stato determinato un singolo vettore caratteristico di parametri (c_1, \dots, c_8) ricavato mediando i valori ottenuti dai dati sperimentali relativi a tutte le prove su tavola vibrante effettuate.

Le Figure 8 e 9, mostrano il confronto tra i valori dei massimi drift valutati analiticamente e quelli valutati sperimentalmente. In questo caso il fattore di correlazione tra i due parametri ($R^2 \approx 1$) dimostra la buona capacità di stima fornita dalla formulazione proposta.

Nelle Figure 10 e 11 vengono riportati i pesi di ogni singolo parametro strumentale valutato mediante regressione non lineare. Per il modello POP la massima accelerazione registrata all'ultimo

livello risulta avere il peso prevalente rispetto agli altri parametri per la determinazione del drift, soprattutto per basse intensità del terremoto.

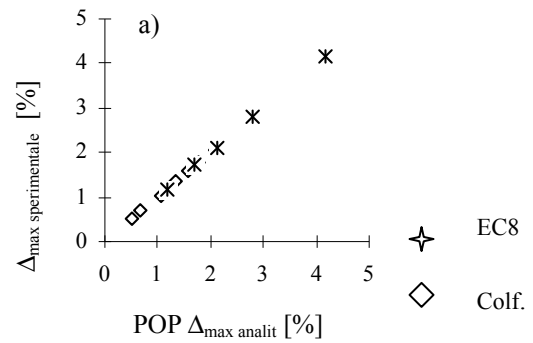


Figura 8. Modello POP: massimo drift sperimentale Δ_{max} rispetto a quello analitico Δ_{analit} .

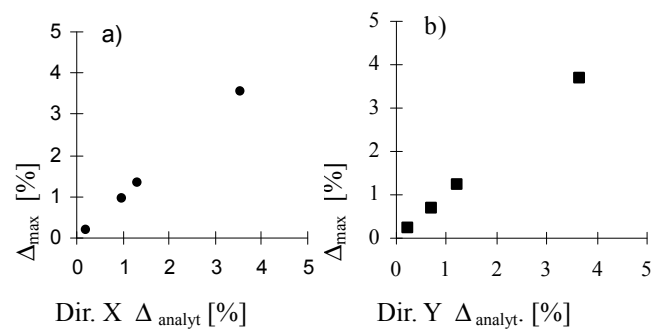


Figura 9. Modello TREMA: massimo drift sperimentale Δ_{max} rispetto a quello analitico Δ_{analit} .

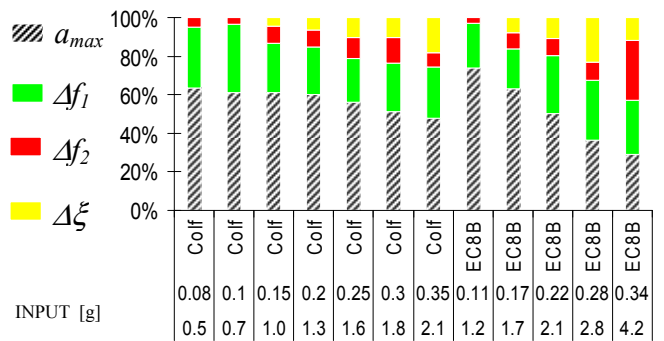


Figura 10. Modello POP: contributo dei singoli parametri strumentali per la determinazione del massimo drift strumentale.

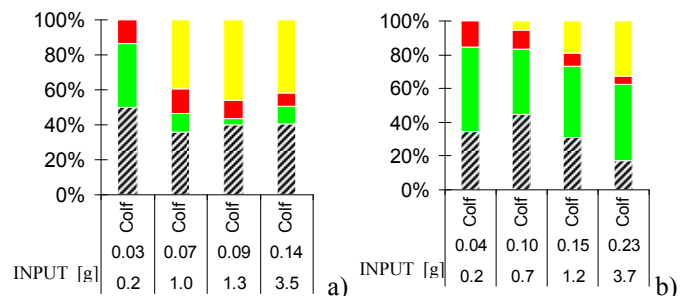


Figura 11. Modello TREMA: contributo dei singoli parametri strumentali per la determinazione del massimo drift strumentale, a) dir. X, b) dir. Y.

Al crescere dell'intensità sismica si nota, invece, un aumento dei contributi di Δf_2 e $\Delta \xi$, fino a valori confrontabili a quelli dell'accelerazione massima. Il peso di Δf_1 resta invece pressoché costante al crescere della PGA e si aggira intorno al 20-25%.

Per il modello TREMA sono stati osservati degli andamenti meno regolari rispetto al modello non tamponato e differenziato a seconda della direzione, probabilmente a causa della presenza delle tamponature e di un danneggiamento, più accentuato in una direzione rispetto all'altra, dovuto ai precedenti test a cui era stato sottoposto il modello. In ogni caso la formulazione analitica proposta si è rivelata valida per stimare correttamente il massimo drift d'interpiano.

3.2 Simulazioni numeriche

Sono state pianificate ed in parte eseguite numerose simulazioni numeriche per ampliare lo studio dell'influenza dell'input sismico e dei parametri geometrici maggiormente significativi sulla formulazione per la stima del drift massimo. I parametri presi in considerazione sono: il numero di piani, l'altezza totale dell'edificio, l'altezza d'interpiano, i diversi rapporti in pianta fra i lati, la presenza o meno della tamponatura, la presenza di piani deboli e la normativa di riferimento usata per la progettazione (strutture antisismiche o no).

I primi risultati fin qui analizzati sono stati ottenuti analizzando un modello numerico non lineare relativo a una struttura in cemento armato regolare, con 5 piani, 4 telai lungo la direzione longitudinale (X) e 3 telai nella direzione trasversale (Y), avente una pianta rettangolare di 15x12m. La struttura è stata progettata seguendo le indicazioni fornite dalla norma sismica italiana [OPCM 3431/2005] per strutture di classe di duttilità alta (CDA), alta intensità sismica (PGA 0.35g) e suolo di tipo A. L'altezza d'interpiano è pari a 3m, per una altezza totale dell'edificio pari a 15m. Per le analisi è stato utilizzato il software basato su elementi finiti non lineari (SAP2000 non linear) [Wilson 2002].

Al fine di simulare il comportamento strutturale non lineare durante il terremoto, sono stati utilizzati degli elementi link multilinearplastic, con legame ciclico tipo (PIVOT), con degrado di resistenza e rigidezza. Sono state eseguite in totale 168 analisi non lineari, utilizzando, per ogni zona sismica (da 0.05g a 0.35g) e per ogni tipo di suolo A e B,C,E (S=1.25), gruppi di sette accelerogrammi naturali estratti dall'European Strong Motion Database, compatibili con la norma sismica italiana OPCM 3431/05. Per suoli soffici, tipo D, sono stati

utilizzati sette coppie di accelerogrammi artificiali, aventi lo spettro compatibile con quello di norma. La Figura 12 mostra gli spettri di risposta per ogni gruppo di input sismici.

La Figura 13 mostra la correlazione tra il massimo drift d'interpiano, valutato numericamente, ed i parametri strumentali considerati. Anche in questo caso, così come già evidenziato con i risultati sperimentali, il massimo valore del drift d'interpiano Δ_{max} (Fig. 13a) risulta essere linearmente dipendente dal valore della massima accelerazione registrata in testa alla struttura.

Nel diagramma rappresentato nella Figura 13a si osserva un basso valore della dispersione dei risultati. Gli altri parametri Δf_1 , Δf_2 e $\Delta \xi$ (Figg. 13b,c e d) mostrano una dispersione dei valori, maggiore rispetto a quella della massima accelerazione in testa all'edificio. Infatti la variazione di frequenza Δf_2 e la variazione di smorzamento $\Delta \xi$ confermano l'andamento osservato durante le analisi di correlazione dei dati sperimentali, in particolare, si nota che un valore del massimo drift, pari al 5%, rappresenta la soglia oltre la quale inizia il danneggiamento delle strutture in cemento armato.

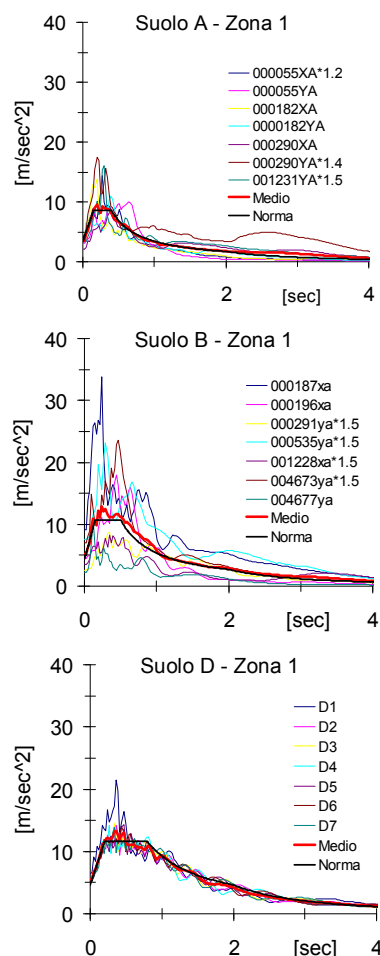


Figura 12. Spettri di risposta degli input sismici considerati nelle analisi numeriche.

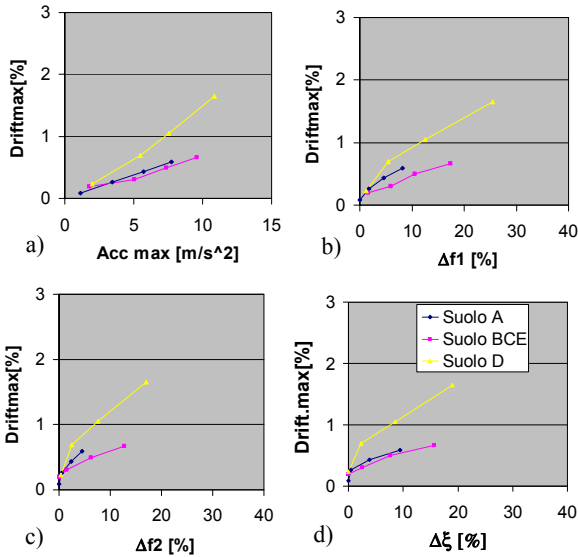


Figure 13. Numerico. Correlazioni tra il drift e I vari parametri strumentali.

Analogamente a quanto fatto per i modelli sperimentali anche per i modelli numerici è stata realizzata un'analisi di regressione, considerando tutti i risultati delle simulazioni numeriche. Dunque, è stato valutato un singolo vettore (c_1, \dots, c_8) , costituito dalle costanti rappresentative della tipologia strutturale considerata. In Figura 14 vengono confrontati i valori dei massimi drift d'interpiano valutati numericamente e quelli stimati analiticamente. Come per i test sperimentali, anche in questo caso la procedura analitica (eq. 5) fornisce una buona stima dei valori dei drift, come mostra il coefficiente di correlazione: R^2 prossimo a 1.

In Figura 15 sono riportati i pesi dei singoli parametri sulla valutazione dei massimi drift analitici. Le analisi non lineari confermano l'andamento osservato per i test sperimentali sul modello non tamponato.

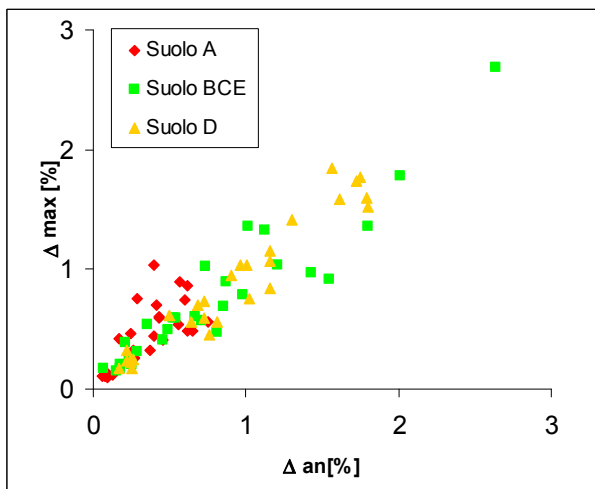


Figure 14. Diagramma Drift max analitico-Drift max misurato suolo A-BCE-D.

Per bassi valori della PGA e per tutti i suoli, la massima accelerazione valutata in testa alla

struttura fornisce il contributo maggiore nella valutazione di Δ_{max} , mentre per PGA crescenti la variazione di frequenza Δf_2 e la variazione di smorzamento $\Delta \xi$ diventano più importanti. Δf_2 mantiene la stessa importanza.

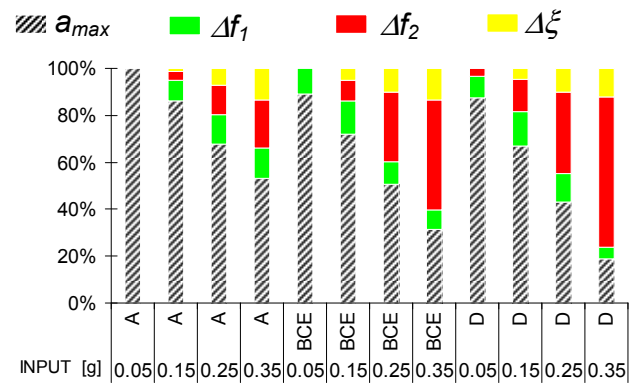


Figure 15. Fattore di peso dei singoli parametri strumentali sul massimo drift numerico per la struttura sismoresistente.

4. CONCLUSIONI

La metodologia proposta può essere utilizzata per l'identificazione dell'eventuale danno presente su una struttura in cemento armato a seguito di un evento sismico. Inoltre è possibile quantificarne l'entità utilizzando pochi parametri strumentali ricavati dalle registrazioni accelerometriche relative all'ultimo piano della struttura monitorata (metodi di primo livello). Il danno viene espresso in termini di massimo drift d'interpiano, utilizzato come indicatore del danno, valutato attraverso una relazione non lineare che lega i parametri strumentali, valutati dalle registrazioni attraverso opportuni coefficienti, al massimo drift. Tali coefficienti vengono valutati preventivamente mediante analisi di regressione non lineare e assegnati una volta per tutte in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche dell'edificio.

La metodologia proposta è stata calibrata e verificata sia con un corposo dataset di analisi numeriche che con molti test sperimentali condotti su modelli in scala. Le prime analisi dei risultati mostrano che, per edifici regolari, l'unico caso studiato sino ad ora, il massimo valore della accelerazione in testa alla struttura è il parametro meglio correlato con il massimo drift d'interpiano valutato lungo l'altezza della struttura. Gli altri parametri diventano importanti per alti valori delle PGA, quando il comportamento della struttura passa da quasi lineare a fortemente non lineare.

L'approccio risulta promettente specie per alti livelli dell'eccitazione sismica. Inoltre, è caratterizzato dall'aver un costo di installazione praticamente irrisorio, tale vantaggio potrebbe favorirne la diffusione incrementando, di conseguenza, il numero di strutture strategiche monitorate.

RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato possibile grazie al Progetto DPC-RELUIS 2005-2008 (Linea di Ricerca 9) finanziata dal Dipartimento Nazionale di Protezione Civile.

BIBLIOGRAFIA

- Ditommaso R., M. Vona, M. Mucciarelli, A. Masi (2008). Identificazione dei modi rotazionali degli edifici mediante tecniche di misura di vibrazione ambientale. Atti del 27° Convegno nazionale GNGTS. Trieste, 8 - 10 ottobre 2008.
- S.W. Doebling, C.R. Farrar, M.B. Prime, (1998), A summary review of vibration-based damage identification methods. *The Shock and Vibration Digest*.
- Dolce M., Cardone D., Di Cesare A., Moroni C., Nicoletti M., Ponzo F.C., Nigro D., 2005. Dynamic Tests on a 1:4 Scaled R/C Existing Building: Comparison Of Several Isolation Systems. *9th Assisi, Kobe, Japan*.
- Dolce M., Cardone D., Moroni C., Nigro D., Ponzo F.C., Di Cesare A., Ventura G., De Canio G., Ranieri N., Goretti A., Marnetto R., 2006. Experimental Performance of Existing R/C Building Seismically Upgraded with New Added Viscous Damping Rubber Isolators. *4th World Conference on Structural Control and Monitoring, July, San Diego, USA*.
- Dolce M., Ponzo F.C., Masi A., Mucciarelli M., Gallipoli M., Di Cesare A., Tetta M., Vona M., (in press), Identification of the structural model and analysis of the global seismic behaviour of the IACP Bonifratro building, *The BobCode Project, BEE Special Issue*.
- Rytter A. 1993. Vibrational based inspection of Civil Engineering Structures. *Ph.D. Thesis, University of Aalborg, Denmark*.
- Gabor D., 1946. Theory of communication. *IEE Journal* 93, 429-457. *London, U.K.*
- Mucciarelli M., Gallipoli M. R., 2007. Damping estimate for simple buildings through non-parametric analysis of a single ambient vibration recording. *In press on Ann. Geoph.*
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri No. 3431/2005. *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del PCM n. 3274 del 20.03.2003, Roma, 3 Maggio 2005*.
- Stubbs N., Perk S., Sikorsky C., Choi S., 2000, A global non-destructive damage assessment methodology for civil engineering structures. *International Journal of System Science, 2000*.
- Wilson E.L., 2002. Three dimensional static and dynamic analysis of structures. *CSI - Computer and Structures, Inc, Berkeley California USA, January*.
- Piccolo D., 1998. Statistica. *Società editrice Il Mulino, Bologna, Italy*.
- Picozzi M., Milkereit C., Zulfikar C., Fleming K., Ditommaso R., Erdik M., Zschau J., Fischer J., Safak E., Özel O., Apaydin N. (2009). Wireless technologies for the monitoring of strategic civil infrastructures: an ambient vibration test on the Fatih Sultan Mehmet Suspension Bridge in Istanbul, Turkey. *In press on Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Picozzi M., Milkereit C., Zulfikar C., Fleming K., Ditommaso R., Erdik M., Safak E., Jäckel K.-H., Özel O., Zschau J., Apaydin N. and the SAFER and EDIM working groups (2008). Wireless technologies for the monitoring of strategic civil infrastructures: an ambient vibration test of the Fatih Sultan Mehmet Bridge, Istanbul, Turkey. *American Geophysical Union Fall Meeting 15-19 December 2008. San Francisco*.