

## VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. VALUTATI CON METODI NON LINEARI AVANZATI

Bruno Calderoni <sup>a</sup>, Emilia A. Cordasco <sup>b</sup>, Pietro Lenza <sup>c</sup>

Dip. d'Ingegneria Strutturale, Università "Federico II", Napoli,

<sup>a</sup>[calderon@unina.it](mailto:calderon@unina.it), <sup>b</sup>[emiliaangela.cordasco@unina.it](mailto:emiliaangela.cordasco@unina.it), <sup>c</sup>[lenza@unina.it](mailto:lenza@unina.it)

### ABSTRACT

The paper deals with the buildings erected in Italy in the '70es and '80s, designed only for gravity loads. A significant study case has been analyzed by means of dynamic and static analyses, in order to evaluate the seismic capacity and the effectiveness of specific reinforcing techniques. The structure shows a low seismic capacity along transversal direction for the presence of stocky columns of staircase. So in order to improve the seismic capacity it seems to be convenient to disconnect the knee beams from the external columns at each level, obtaining a more deformable structure. In this case the results provided by static and dynamic non linear analyses are very different. Multimodal and adaptive push-over analyses have been carried out too, giving further different results. In this paper the problems related to the corresponding different evaluations of the building are discussed.

### PAROLE CHIAVE

Vulnerabilità sismica, edifici in c.a., analisi non lineari.

### 1 INTRODUZIONE

È ben nota l'importanza della valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, progettati solo per carichi verticali ricadenti in zone classificate sismiche dopo la loro costruzione. Già in alcuni studi precedenti (Calderoni *et al.* 2006 a, 2006b, 2007) si è affrontato il tema degli edifici intelaiati in c.a., esaminando in particolare un caso studio caratterizzato da un elevato numero di piani e dalla tipica struttura del corpo scala realizzato con travi a ginocchio. La presente nota costituisce un ulteriore approfondimento del tema.

Alla luce della moderna concezione del comportamento sismico il progetto strutturale di miglioramento (o adeguamento) si fonda sia sulla resistenza che sulla duttilità.

La tipologia strutturale in esame, presentando pilastri tozzi nella zona del vano scala, evidenzia un motivo di particolare vulnerabilità nei meccanismi fragili dei suddetti ritri. Ne conseguono due strategie di adeguamento: la prima basata su interventi di rinforzo a taglio dei pilastri per aumentare la resistenza laterale dell'edificio ed evitarne i meccanismi fragili; la seconda nella disconnessione delle travi a ginocchio dai ritri stessi per ottenere una maggiore duttilità generale ed evitare i meccanismi fragili senza specifici interventi di rinforzo.

Se tuttavia è ben chiara la filosofia dell'intervento e la sua validità in termini qualitativi, rimane più problematica la valutazione quantitativa del miglioramento ottenibile. Gli

strumenti computazionali disponibili si inquadrano nell'analisi non lineare. L'approccio statico, in considerazione della particolarità della tipologia strutturale e soprattutto della elevata deformabilità dei sistemi in esame, richiede approfondimenti che attengono sia gli aspetti multimodali che adattivi. L'approccio dinamico individua invece nella scelta dell'input sismico e nel degrado ciclico dei concetti plasticizzati gli aspetti più delicati. In entrambi assumono grande importanza anche la non linearità geometrica e lo smorzamento viscoso. In assenza di una concreta possibilità di ottenere chiare conferme sperimentali delle simulazioni numeriche, assume particolare valore la possibile concordanza dei risultati dei diversi approcci possibili. Il confronto tra le due analisi non lineari può evidenziare infatti le rispettive qualità e/o limiti, conferendo, in caso di concordanza, maggiore affidabilità all'analisi.

## 2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio oggetto di studio è rappresentativo del tipo edilizio che si vuole esaminare, progettato per soli carichi verticali alle tensioni ammissibili tra gli anni '70 ed '80 e già ampiamente descritto in Calderoni *et al.*, (2006).

Tale fabbricato è costituito da nove piani ed è caratterizzato, in sintesi, da regolarità in pianta (Figura 1), dalla presenza di telai prevalentemente nella direzione longitudinale e dalla scala realizzata con travi a ginocchio disposte in direzione trasversale.

Si è supposto che i materiali adottati per la realizzazione del fabbricato abbiano le seguenti resistenze: calcestruzzo:  $f_{cm}=20\text{N/mm}^2$ ; acciaio:  $f_{ym}=375\text{N/mm}^2$ .

Tali valori sostanzialmente coincidono con quelli ottenuti sperimentalmente su campioni di materiali prelevati da edifici analoghi a quello analizzato.

La quantità di armatura negli elementi strutturali è stata ricavata dagli elaborati progettuali ed è sintetizzata in Figura 1. Le staffe sono  $\phi 8$  ogni 20 cm.

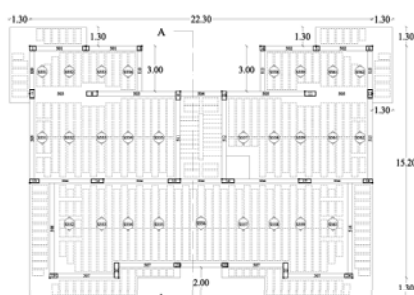
Le rotazioni ultime dei singoli elementi strutturali sono state calcolate secondo la formulazione dell'OPCM 3431, fornita nell'allegato 11; ma, cautelativamente, si è considerata una capacità rotazionale ultima ( $\phi_u$ ) dell'1% per i pilastri e del 2% per le travi. Il momento ultimo, corrispondente ad una rottura duttile è stato calcolato adottando le resistenze medie dei materiali, mentre il taglio ultimo, associato ad un meccanismo fragile, è stato valutato considerando i valori di resistenza di calcolo dell'acciaio e del calcestruzzo.

## 3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

### 3.1 Analisi statiche e dinamiche non lineari

Per valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio si è condotta inizialmente l'analisi statica non lineare della struttura piana in direzione sia longitudinale (x) che trasversale (y). È stato considerato un modello a telaio a plasticità concentrata con cerniere di tipo flessionale per le travi e pressoflessionale per i pilastri. Si noti che all'estremità superiore dei pilastri dell'ultimo piano è stata trascurata la formazione di cerniere plastiche. Infatti tali elementi, progettati considerando solo lo sforzo normale, risultano in campo plastico già solo per effetto dei carichi verticali. Di conseguenza, appare opportuno considerare le travi semplicemente appoggiate nel modello di calcolo in condizione sismica.

Per determinare le curve di push-over si sono adottate le distribuzioni di forze orizzontali convenzionalmente utilizzate per condurre analisi statiche non lineari, indicate dall'OPCM 3431: la prima proporzionale alle masse di piano (UP) e la seconda proporzionale al prodotto delle masse per gli spostamenti relativi al I modo di vibrare (MP).



**Figura 1. Caratteristiche geometriche dell'edificio ed armatura degli elementi strutturali**

Armatura Pilastri			
Piani	I, II	III, IV, V; VI, VII	VIII, IX
Af	1.2%	1%	0.6%

Armatura Travi			
	emergenti	spessore	a ginocchio
Af <sub>sup</sub>	0.55%	0.9%	0.41%
Af <sub>inf</sub>	0.17%	0.2%	0.41%

Dalle analisi, prescindendo dal problema della rottura a taglio, si ottiene che la vulnerabilità sismica della struttura, riferita ad un suolo di tipo B, è pari a  $0.39g$  in direzione x e a  $0.12g$  in direzione y. In realtà se si considera l'effettiva resistenza a taglio degli elementi strutturali la capacità sismica del fabbricato diminuisce notevolmente raggiungendo valori di PGA pari a  $0.09g$  in direzione x e  $PGA=0.03g$  in direzione y. Di tali analisi si è riferito più in dettaglio in Calderoni *et al.*, 2006a.

Si evidenzia, in generale, una certa vulnerabilità sismica dell'edificio data dalla scala, che comporta la presenza di pilastri tozzi e nello specifico una maggiore vulnerabilità in direzione trasversale, essendo costituita da soli quattro telai e da pilastri isolati.

In Calderoni *et al.*, 2006b sono stati analizzati i diversi tipi d'intervento che si possono attuare per conseguire un miglioramento sismico dell'edificio. Tra questi si è considerata la sconnessione della trave a ginocchio e della trave di pianerottolo dai pilastri della scala, evitando l'instaurarsi di pericolose rotture a taglio (meccanismo fragile) e permettendo quindi l'intero sviluppo delle capacità plastiche della struttura. Considerando questo intervento dall'analisi push-over si ottiene in direzione y una vulnerabilità sismica pari a  $0.25g$ .

Si noti che il telaio in direzione y, essendo costituito da pilastri isolati e da soli quattro telai, è già di per sé, piuttosto deformabile con un periodo  $T=1.5s$ . Esaminando infatti le forze sismiche relative ai primi tre modi della struttura originaria (Tabella 1) si ha che il tagliante alla base relativo al II modo è pari al 65% di quello del I modo, mentre la forza sismica associata al III modo di vibrare è pari al 21% del I modo. Tale circostanza è ancora più significativa se si considera l'intervento di sconnessione, nel qual caso anche le forze connesse al III modo della struttura rappresentano una percentuale ancora più consistente di quelle relative al I modo di vibrare (circa il 28%).

Risulta dunque un contributo elevato dei modi superiori al primo nel determinare il comportamento sismico della struttura, per cui sembra non corretto analizzarne la capacità sismica rifacendosi a distribuzioni di forze proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare. Si è quindi ulteriormente approfondita l'analisi della vulnerabilità sismica in direzione y prima e dopo l'intervento di sconnessione conducendo anche analisi dinamiche non lineari. Tali analisi sono state svolte considerando sia diversi pacchetti di accelerogrammi che diversi tipi di degrado ciclico della struttura.

Il primo gruppo di accelerogrammi utilizzato, fornito nel sito RELUIS, è compatibile con lo spettro dell'OPCM 3431 nell'intervallo  $0.15s-2s$ , per una  $PGA=0.25g$ , suolo tipo B e smorzamento pari al 5% del critico (Iervolino *et al.*, 2006).

**Tabella 1. Forze relative ai vari modi di vibrare**

Pre-intervento				Post-intervento			
modo	T [s]	M*	F [kN]	modo	T [s]	M*	F [kN]
1	1.50	72.0%	5545	1	2.00	72.0%	4153
2	0.52	16.3%	3623	2	0.71	14.0%	2654
3	0.29	5.1%	1180	3	0.38	5.5%	1180

Il secondo gruppo di terremoti, selezionati da Rinaldi (1997) è costituito da 30 accelerogrammi italiani storici, estratti dalla banca dati Enea-Enel, globalmente compatibili con lo spettro dell'EC8, suolo tipo A e  $PGA=0.16g$ , nell'intervallo di periodi  $0.5s-3s$ . Si noti che entrambi i gruppi di terremoti sono spettro-compatibili in un intervallo di periodi piuttosto limitato rispetto al periodo principale della struttura sconnessa e quindi non del tutto adeguati. Le analisi dinamiche non lineari sono state svolte con il codice di calcolo DRAIN2DX considerando sia un comportamento rigido-plastico delle cerniere che un comportamento isteretico degradante (modello di Takeda). Le analisi sono state svolte scalando con una certa continuità i gruppi di terremoti, in modo da far variare la  $PGA$  considerata da  $0.03g$  a  $0.25g$ .

Si noti che nei modelli strutturali con cerniere senza degrado ciclico si è tenuto conto dell'effetto  $P-\Delta$ , mentre nel caso delle cerniere plastiche con degrado ciclico non si è potuto considerare l'effetto  $P-\Delta$  a causa di problemi computazionali contingenti.

Ogni terremoto analizzato, in relazione ad un certo valore di  $PGA$ , è stato considerato non superato quando in un qualsiasi elemento strutturale si è raggiunto il valore della corrispondente rotazione plastica ultima ( $\phi_u$ ) o si è superata la resistenza ultima a taglio. Quindi, con riferimento all'intero pacchetto di terremoti, per ciascuna  $PGA$  si è calcolata la percentuale sul totale dei terremoti superati. Diagrammando tali percentuali in funzione delle  $PGA$ , sono state poi costruite le curve di vulnerabilità (o fragilità).

Nel caso specifico, essendo i pacchetti di terremoti utilizzati tali da restituire in media lo spettro corrispondente di riferimento, si è stabilito che la vulnerabilità della struttura analizzata è data dal valore di  $PGA$  per il quale il 50% dei sismi considerati risulta superato.

Occorre osservare che, per la struttura originaria, si verificano rotture a taglio in corrispondenza dei pilastri tozzi della scala, tanto che si riesce a raggiungere un valore molto bassa della  $PGA$  sopportabile ( $0.03g$ ). Pertanto si è passati direttamente all'analisi della struttura rinforzata a taglio in corrispondenza di tali pilastri; ovvero, come già fatto per l'analisi statica, non si è tenuto più conto delle rotture a taglio.

I risultati ottenuti sono descritti in dettaglio in Calderoni *et al.* 2007 e sintetizzati e confrontati con i valori di  $PGA$  provenienti dalle analisi statiche non lineari, in Tabella 2.

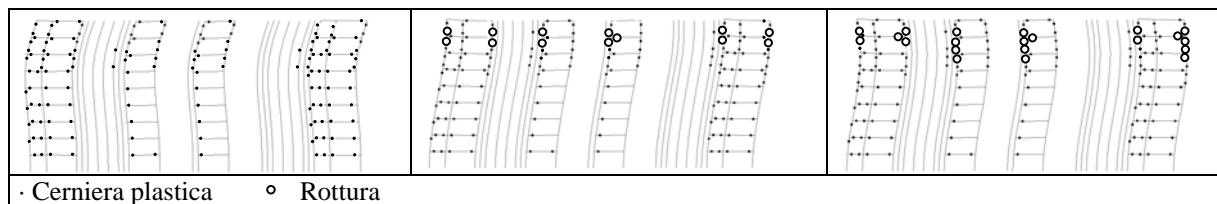
Per quanto riguarda l'analisi della vulnerabilità sismica per il telaio trasversale nella configurazione originaria si evidenzia una certa omogeneità di risultati al variare sia del pacchetto di terremoti utilizzato che del comportamenti ciclico considerato per le cerniere.

Per entrambe le strutture (originaria e dopo l'intervento) si è riscontrata una capacità sismica leggermente maggiore per il modello con il degrado ciclico delle cerniere plastiche. Ciò è dovuto molto probabilmente al non aver considerato in questo caso l'effetto  $P-\Delta$ , per cui durante l'evento sismico si sono registrati cicli isteretici maggiormente centrati rispetto alla posizione iniziale. Nel modello con le cerniere rigido plastiche si è registrato l'accumulo del danno in un solo verso con la conseguente rottura prematura delle cerniere, molto probabilmente proprio a causa degli effetti instabilizzanti.

Inoltre, si evince che pur essendo piuttosto elevati i contributi dei modi superiori al primo, l'analisi statica non lineare e la dinamica forniscono risultati nella sostanza coincidenti. Tale circostanza non è invece confermata per le struttura con la scala sconnessa. In tal caso si ha

**Tabella 2. Sintesi delle PGA per i diversi tipi di analisi**

Pre-intervento				Post-intervento			
Analisi	Input sismico	Tipo di degrado	PGA	Analisi	Input sismico	Tipo di degrado	PGA
Statica			0.12g	Statica			0.25g
Dinamica	RELUIS	Rigido plastica	0.09g	Dinamica	RELUIS	Rigido plastica	0.08g
Dinamica	RELUIS	Takeda	0.12g	Dinamica	RELUIS	Takeda	0.09g
Dinamica	Rinaldi	Rigido plastica	0.12g	Dinamica	Rinaldi	Rigido plastica	0.09g



**Figura 2. Evoluzione della deformata: terremoto Mercato S. Severino, 23/11/1980- PGA=0.25g**

che la vulnerabilità sismica ottenuta dall'analisi statica è pari a 0.25g, mentre l'analisi dinamica restituisce un valore nettamente inferiore, pari a circa 0.09g.

Inoltre in Figura 2 si riporta l'evoluzione della deformata dinamica della struttura in direzione y post-intervento di sconnessione della scala per il modello con cerniera rigido plastica, sottoposta al sisma di Mercato S. Severino 23.11.1980 scalato per una PGA pari a 0.25g. Si evince che la deformata complessiva della struttura è data dalla combinazione dei primi tre modi della struttura e che le rotture sono localizzate principalmente in corrispondenza dei pilastri dei telai ai livelli superiori.

### 3.2 Analisi statiche non lineari multimodali e adattive

Data la mancata omogeneità di risultati tra analisi statiche e dinamiche, anche in termini molto significativi, sono state considerate anche ulteriori procedure di calcolo statico modificate rispetto a quelle tradizionali. Sono state quindi svolte analisi push-over multimodali ed adattive sul telaio in direzione y nella configurazione post-intervento.

Per quanto riguarda le analisi multimodali sono state utilizzate tre differenti distribuzioni delle azioni orizzontali lungo l'altezza:

- **Modello B1:** le forze statiche sono proporzionali alle componenti di un modo equivalente di vibrazione valutato attraverso la seguente relazione:

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{k=1}^{n_s} (\phi_{ij} \cdot \Gamma_j)^2} \quad F_i = \frac{m_i \cdot \bar{\phi}_i}{\sum_{k=1}^{n_s} m_k \cdot \bar{\phi}_k} \cdot V_b \quad (1)$$

dove  $\Gamma_j$  è il coefficiente di partecipazione modale e  $n_s$  è il numero di modi significativi.

- **Modello B2:** la distribuzione di forze è data dalle forze associate ad ogni singolo modo di vibrare della struttura:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_s} (\Gamma_j \phi_{ij} S_{aj} m_i)^2} \quad (2)$$

- **Modello B3:** le forze sono valutate come differenza dei tagli di piano tra due livelli adiacenti, ottenuti dalla combinazione del tipo SRSS dei tagli relativi ai singoli modi, mediante la seguente espressione:

$$F_i = Q_i - Q_{i+1} \quad Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_m} Q_{ij}^2} \quad (3)$$

Si noti che tale distribuzione di forza viene indicata dal D.M. 2005 come una delle possibili distribuzioni di forze principali da adottare per condurre analisi statiche non lineari.

In Figura 3 sono rappresentate le deformate al collasso ottenute dall'analisi push-over per due di queste distribuzioni di forze multimodali e per quelle proporzionali al I modo di vibrare. Nonostante i differenti modelli di carico utilizzati si nota quasi in tutti i casi una deformata

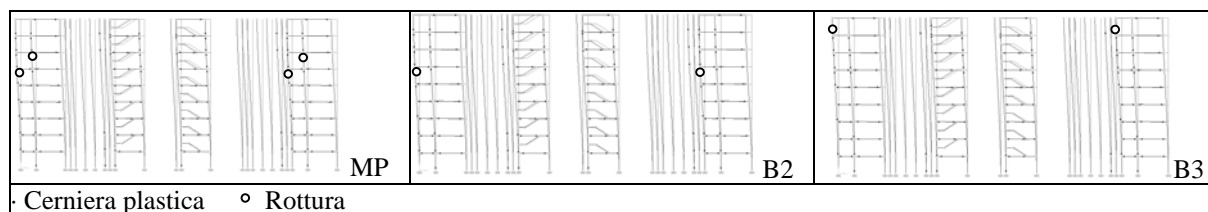


Figura 3. Deformate al collasso per i differenti modelli di carico

piuttosto simile, caratterizzata da una maggiore vulnerabilità dei pilastri ai piani alti, con il raggiungimento della rotazione ultima tra il sesto ed il settimo livello. Solo per la distribuzione di forze B3, la rotazione ultima viene raggiunta in corrispondenza della base dei pilastri dell'ultimo piano.

Per poter meglio confrontare i risultati ottenuti dalle diverse analisi condotte (statiche e dinamiche) in Figura 4 vengono riportate nello stesso diagramma sia le curve push-over relative ai diversi modelli di carico adottati, sia le curve IDA corrispondenti ai differenti input sismici e comportamenti ciclici delle cerniere. Queste ultime sono state ottenute considerando per ogni *PGA* la coppia costituita dal valor medio (sui terremoti utilizzati) del massimo tagliante alla base e dello spostamento massimo alla sommità del telaio ( $F_{bmax}$ ,  $d_{top, max}$ ). Tale curva è stata rappresentata con una linea spessa a tratto continuo fino al punto che rappresenta la *PGA* in corrispondenza della quale il 50% dei terremoti appartenenti al pacchetto di input sismici considerati è risultato superato.

Si nota innanzitutto che il variare del pacchetto di terremoti utilizzato non determina variazioni significative nei risultati ottenuti, almeno nel caso di cerniera rigido plastica.

Invece il considerare le cerniere plastiche alla Takeda (cioè con degrado ciclico) restituisce un comportamento globale più deformabile della struttura. In ogni caso le tre curve dinamiche corrispondenti ai diversi casi analizzati sono comprese, almeno per il tratto iniziale (comunque fino al valore di *PGA* per la quale si raggiunge la rottura della struttura), tra le curve di push-over corrispondenti alle due distribuzioni di forze convenzionali (UP ed MP), che rappresentano i due limiti superiori ed inferiori del comportamento del telaio. In

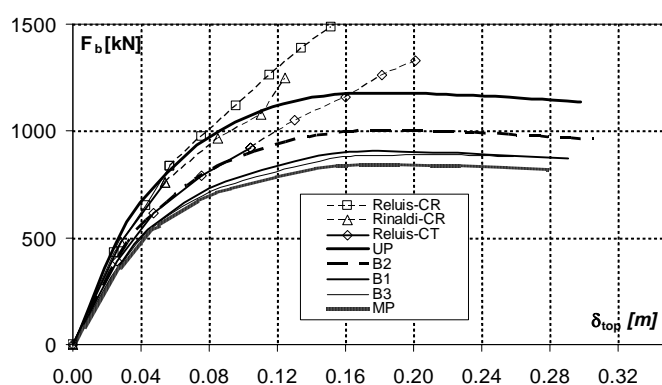


Figura 4. Push-over multimodali a confronto con le IDA

	PGA
UP	0.27g
MP	0.25g
B1	0.25g
B2	0.25g
B3	0.18g

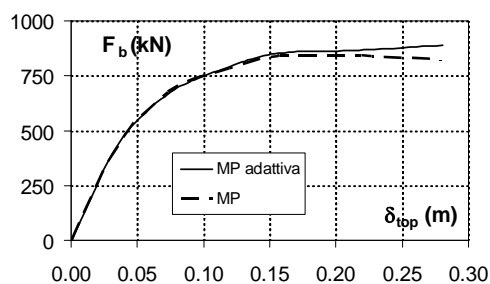
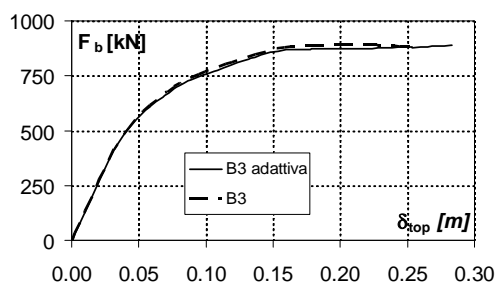


Figura 5. Push-over adattiva a confronto

particolare le curve IDA risultano più vicine alla curva statica relativa alla distribuzione di forze uniforme piuttosto che a quella multimodale. Le due curve (MP ed UP) definiscono i limiti dell'intervallo anche con riferimento ai risultati relativi alle varie distribuzioni di forze multimodali considerate, le cui curve si posizionano comunque al di sopra di quella MP e al disotto di quella UP. È interessante notare una buona coincidenza tra la curva statica corrispondente al modello di carico B2 e la IDA relativa al modello di Takeda.

La vulnerabilità sismica della struttura in relazione alle differenti curve di push-over è stata valutata adottando, per la definizione dell'oscillatore semplice equivalente, una forma della deformata della struttura uguale a quella della distribuzione delle forze applicate divise le corrispondenti masse di piano. Come si vede dalla Figura 4, per i modelli di carico multimodali si ottengono  $PGA$  comprese tra  $0.18g$  e  $0.27g$ . In particolare il valore più basso si raggiunge per la distribuzione di forze relativa alla differenza dei tagli di piano ottenuti dalle forze corrispondenti ad un'analisi dinamica della struttura. Sembra quindi che con questo modello di carico si riesca a tenere conto, almeno in parte, degli effetti dei modi superiori, pur raggiungendo valori di vulnerabilità ancora piuttosto lontani da quelli restituiti dalle analisi dinamiche ( $PGA=0.09g$ ). Come si evince anche da altri lavori (Marino *et al.*, 2003) sembrerebbe che per strutture con periodi molto alti le analisi statiche multimodali non riescano comunque a restituire i risultati ottenuti con un'analisi dinamica non lineare.

Probabilmente tale differenza è dovuta al diverso peso che l'effetto  $P-\Delta$  assume per le analisi statiche e per quelle dinamiche non lineari. Infatti nel primo tipo di analisi (condotta a spostamento controllato) l'effetto instabilizzante dei carichi verticali comporta, a parità di spostamento, una riduzione della forza che la struttura è in grado di sopportare, mentre per le analisi dinamiche lo spostamento non è controllato, per cui l'effetto  $P-\Delta$  provoca direttamente aumenti degli spostamenti con possibilità aggiuntiva di innescare effetti di instabilità dinamica, anche locali, non controllati che possono portare alla rottura prematura della struttura. Naturalmente tale differenza è più evidente per strutture con periodo principale particolarmente elevato, come nel caso in esame.

Per riuscire a cogliere con analisi statiche non lineari il comportamento restituito dalle analisi dinamiche non lineari sono state condotte anche analisi push-over di tipo adattivo, nelle quali la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni step di carico in base alle nuove caratteristiche dinamiche che la struttura assume durante l'evento sismico a causa della formazione di cerniere plastiche (Anthoniou e Pinho, 2004).

In questo lavoro le analisi adattive sono state svolte adottando, ad ogni passo di calcolo, una distribuzione di forze proporzionale alla deformata ottenuta allo step precedente. Sono state utilizzate due differenti distribuzioni di forze iniziali, la MP e la B3 già prima descritte.

Le corrispondenti curve di push-over vengono separatamente messe a confronto in Figura 5 con quelle relative alle analisi non adattive condotte con gli stessi modelli di carico. Si evince, in entrambi i casi, una sostanziale omogeneità di risultati (sia in termini di curve push-over che di  $PGA$ ), per cui sembra che, almeno per la struttura analizzata, non sia determinante l'evoluzione della deformata nel definirne l'effettiva capacità sismica.

#### 4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Si è approfondita la valutazione della capacità sismica di un edificio esistente in c.a., progettato per soli carichi verticali, che costituisce un esempio significativo di una tipologia molto diffusa sul territorio. La struttura evidenzia in direzione trasversale una capacità sismica molto bassa, per la presenza di pochi telai e dei pilastri tozzi della scala, che collassano a taglio quando la struttura è ancora in campo elastico. Per ottenere un consistente miglioramento sismico si è presa quindi in considerazione anche la sconnessione delle travi a

ginocchio dai pilastri della scala, che restituisce però uno schema molto deformabile. La struttura in direzione trasversale, sia nella configurazione iniziale che in quella successiva all'intervento è stata analizzata con procedure di calcolo non lineari sia statiche che dinamiche. In particolare per la struttura originaria ( $T=1.5s$ ) si è evidenziata una sostanziale coincidenza dei risultati, mentre per la struttura sconnessa ( $T=2.0s$ ) i buoni risultati conseguiti con le analisi statiche ( $PGA=0.25g$ ) non sono stati confermati da quelle dinamiche con le quali si è riscontrata un valore di capacità sismica nettamente inferiore ( $PGA=0.09g$ ). Si conferma quindi la difficoltà, già segnalata in letteratura, di ottenere una valutazione concordante tra le due analisi non lineari, nel caso di sistemi particolarmente deformabili. Ritenendo di individuare la causa di tale differenza nella maggiore incidenza che hanno i modi superiori in una struttura molto deformabile e nel progressivo danneggiamento, si è approfondita l'analisi statica non lineare adottando anche procedure adattative e multimodali. Il tentativo non ha restituito i risultati attesi ma ha evidenziato ulteriori possibili criticità dei due approcci che potrebbero essere responsabili di tale discordanza. Ovviamente l'incertezza che ne consegue non è puramente computazionale o comunque teorica, ma anche sostanziale in quanto non consente di esprimere un giudizio sereno sull'efficacia degli interventi di miglioramento sismico eventualmente adottati. Sul fronte dell'analisi statica sembra in particolare evidente la ridotta capacità di tener conto in maniera efficace degli effetti della non linearità geometrica, che assume particolare rilevanza proprio in strutture molto deformabili. Sul fronte dell'analisi dinamica è emersa innanzitutto la necessità di acquisire input sismici che siano spettro-compatibili anche nel campo dei periodi alti (attualmente non disponibili). Inoltre emerge il delicato problema di valutare se la minore capacità, probabilmente determinata da un maggior peso degli effetti instabilizzanti, corrisponda alla realtà fisica o solo ad una maggiore sensibilità numerica della procedura computazionale. E' evidente che i problemi riscontrati e non ancora risolti sono molto significativi, per cui, nei casi di non concordanza dei due approcci (statico e dinamico) come nell'esempio esposto, la valutazione ingegneristica di una struttura esistente o di un intervento di miglioramento sismico risulta ancora notevolmente incerta, costringendo ad applicare criteri di fascia sviluppati però anche sulla base di analisi lineari.

## 5 BIBLIOGRAFIA

- Antoniou S., Pinho R. (2004). "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.8, No 4
- Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. (2006a). "Vulnerability and Assessment of Existing R.C. Building in Seismic Areas", *Proc. of 2th fib congress*, Napoli (su CD Rom).
- Calderoni B., Cordasco E. A., Lenza P. (2006b). "La vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. progettati per soli carichi verticali", *Atti del 16° convegno CTE*, Parma.
- Calderoni B., Cordasco E. A., Lenza P. (2007). "Profili di sostenibilità dell'adeguamento sismico degli edifici in c.a.", *Atti del 24° convegno nazionale aicap*, Salerno.
- Iervolino I., Maddaloni G., Cosenza E. (2006). "Accelerogrammi Naturali Compatibili con le Specifiche dell'OPCM 3274 per l'Analisi non Lineare delle Strutture" *Atti del 16° Congresso CTE*, Parma.
- Marino M., Muratore M., Rossi P.P. (2003). "Pushover analysis in the evaluation of the seismic response of steel frames", *Proceedings of 4<sup>th</sup> International Conference Stessa*, Naples, Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Lenza P. (2004). "La vulnerabilità sismica delle costruzioni in muratura a carattere monumentale", *Atti del XII convegno ANIDIS "L'ingegneria sismica in Italia"* Genova.
- Rinaldi Z. (1997) *Individuazione delle Caratteristiche Spettrali di Accelerogrammi Naturali Italiani e Selezione di Registrazioni Compatibili con gli Spettri di Normativa*, CUEN, Napoli.