

## Vulnerabilità sismica di edifici in c.a. realizzati negli anni '70

A. Masi, M. Vona

*Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italia*

**SOMMARIO:** In precedenti studi sono stati analizzati schemi strutturali piani rappresentativi di edifici in c.a. italiani progettati per soli carichi verticali a partire dagli anni '70. Sono così state individuate le caratteristiche strutturali più diffuse ed è stata messa a punto una idonea metodologia per la valutazione della risposta non lineare e l'attribuzione della vulnerabilità sismica. A partire da tali risultati sono state individuate le tipologie tridimensionali più frequenti e considerati edifici con 2, 4 e 8 piani. La risposta sismica delle tipologie selezionate è stata valutata mediante simulazioni numeriche in campo non lineare, utilizzando accelerogrammi naturali selezionati dalla Banca Dati Europea. La risposta è stata analizzata mediante curve di fragilità considerando diversi parametri della risposta rappresentativi del danno strutturale e non strutturale. Dalle curve di fragilità si è poi risalito ai livelli di danno e all'attribuzione della classe di vulnerabilità in accordo con la Scala Macrosismica Europea del 1998.

**ABSTRACT:** In previous studies the seismic vulnerability of some plane frames relevant to existing vertical load designed R/C buildings was evaluated. The frames were representative of mid-rise building types widely present in the Italian building stock constructed in the last 30 years. In the present paper 3-D types representative of real RC buildings made up of some plane frames and considering also low-rise and high-rise structures, are studied. Particularly, to evaluate the major role of masonry infills in the seismic behaviour of vertical load designed R/C buildings, three main building types are examined: buildings without infills (BF type), regularly infilled buildings (IF type) and pilotis buildings (PF type). The seismic response is calculated through non linear dynamic analyses using natural accelerograms relevant to Italian earthquakes. Finally, the damage levels and the vulnerability of each type, according to the European Macroseismic Scale 1998, are evaluated.

### 1 INTRODUZIONE

Lo studio riportato nel presente lavoro è finalizzato alla determinazione della vulnerabilità sismica di tipologie tridimensionali rappresentative di edifici esistenti in cemento armato a struttura intelaiata costruiti dopo il 1970. Esso costituisce la prosecuzione di uno studio sullo stesso tema ma relativo a tipologie bidimensionali (Masi et al. 2001, Masi 2003a).

I principali risultati ottenuti in tale studio furono l'individuazione delle caratteristiche strutturali più diffuse per gli edifici in esame e la messa a punto di una metodologia di valutazione per la attribuzione della vulnerabilità sismica a schemi piani caratteristici di strutture realizzate per soli carichi verticali. In particolare furono analizzati tre schemi piani relativi ad un edificio di 4 piani, con dimensioni che frequentemente si osservano negli edifici in c.a. appartenenti al patrimonio edilizio italiano, costituiti da: (i) telai non tamponati o con tamponature inefficienti, (ii) telai tamponati, (iii) telai parzialmente tamponati con piano porticato. Questi risultati hanno costituito il punto di partenza del presente lavoro nel corso del quale, individuate le tipologie tridimensionali più frequenti costituite dall'assemblaggio di più telai piani precedentemente studiati, viene valutata la vulnerabilità del complesso tridimensionale.

La vulnerabilità è stata valutata utilizzando la metodologia di analisi descritta in (Masi et al. 2001, Masi 2003a), cui si rinvia per maggiori dettagli. Nel seguito verranno sinteticamente ripresi gli aspetti essenziali e, viceversa, descritti più approfonditamente le variazioni od integrazioni apportate. La metodologia è articolata in in cinque fasi fondamentali.

Inizialmente sono state selezionate le tipologie da esaminare. La scelta è stata effettuata esaminando le caratteristiche strutturali più diffuse degli edifici in c.a. non antisismici realizzati a par-

ture dagli anni '70, dunque secondo i criteri contenuti nella legge 1086 del 1971 ed i successivi decreti di attuazione. A partire dalle tipologie pianee individuate in (Masi et al. 2001) sono stati introdotti altri fattori caratterizzanti le tipologie edilizie, quali la variabilità del numero di piani e le diverse modalità di assemblaggio tridimensionale di più telai piani. Il progetto 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. Nella terza fase è stata valutata la capacità resistente delle varie tipologie mediante analisi dinamiche non lineari utilizzando il codice agli elementi finiti IDARC 2D in grado di effettuare modellazioni molto accurate per caratterizzare il comportamento non lineare degli edifici in c.a.. Le analisi sono state effettuate considerando accelerogrammi naturali opportunamente selezionati nell'ambito della Banca dati Europea (Ambraseys et al. 2000). La quarta fase consiste nell'esaminare la risposta mediante curve di fragilità relative ad 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 in termini di *PGA*. Infine, è stata attribuita la classe di vulnerabilità ad ogni tipologia, in accordo con la Scala Macrosismica Europea del 1998 (ESC 1998), considerando l'evoluzione del livello di danno al crescere dell'intensità sismica.

## 2 SELEZIONE DELLE TIPOLOGIE TRIDIMENSIONALI

Le tipologie tridimensionali più diffuse sono state individuate esaminando i database raccolti nel corso di diverse campagne di rilevamento condotte in Italia (es. Dolce et al. 2001) ed utilizzando le informazioni dedotte da progetti tipici.

In particolare l'esame degli elaborati progettuali di edifici tipici 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, anche per la collocazione, frequentemente centrale, del corpo scala.

Sulla base di tali informazioni, la tipologia edilizia individuata è caratterizzata da uno sviluppo prevalente in una direzione, dalla simmetria morfologica e dalla assenza di telai con travi nella direzione trasversale, salvo per i telai di estremità.

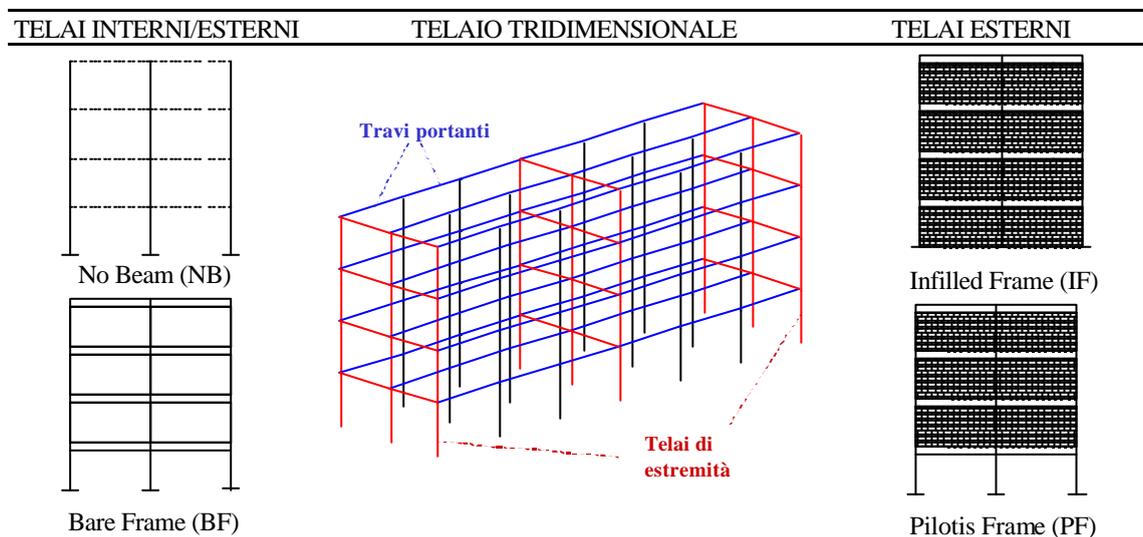


Figura 1. Tipologie di riferimento bi- e tridimensionali per edifici post '70.

La lunghezza totale può essere estremamente variabile in funzione della luce delle campate e, soprattutto, del numero di campate stesse. Mediamente si rilevano campate di 5 metri in numero variabile da un minimo di 3 ad un massimo che può arrivare anche a 10 o più. I solai sono generalmente orditi in un'unica direzione, quella trasversale più corta. Tipicamente il numero di piani varia da un minimo di 2 (nel qual caso il numero delle campate in direzione longitudinale sarà minore) fino ad oltre 10, con un'altezza di interpiano di circa 3 metri.

Nella figura 1 sono riportati alcuni schemi relativi alla tipologia edilizia di riferimento, in cui i telai piani perimetrali possono presentare:

- elementi di tamponatura collaborante lungo tutta l'altezza (Tipologia IF, Infilled Frame);
- nessun elemento di tamponatura, ossia tamponature di scarsa qualità e/o con numerose aperture e, quindi, non in grado di fornire un contributo resistente significativo (Tipologia BF, Bare Frame);
- elementi di tamponatura assenti soltanto al piano terra (Tipologia PF, Pilotis Frame).

Inoltre i telai piani si differenziano per la rigidità dei traversi, che possono consistere in travi emergenti (telaio Rigid Beam, RB), travi a spessore (telaio Flexible Beam, FB) o travetti di solaio (telaio No Beam, NB).

Infine, se si considerano le modalità di assemblaggio più frequentemente ricavate dall'esame degli elaborati progettuali reperiti e dalle morfologie tipicamente osservate nel patrimonio edilizio italiano, possono essere individuati quattro diversi schemi tridimensionali riportati in figura 2.

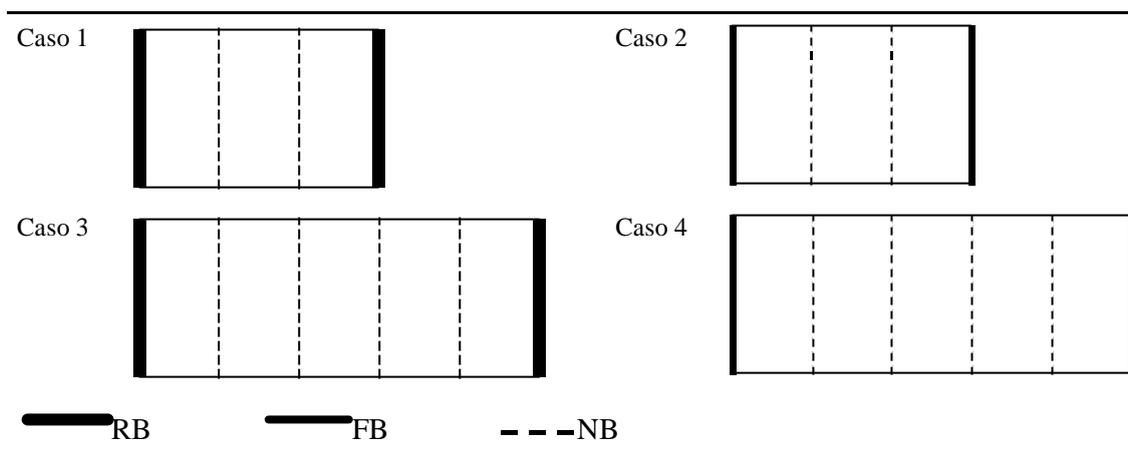


Figura 2. Assemblaggi tridimensionali esaminati.

### 3 PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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 calcestruzzo di classe  $R_{ck}$  250 ed acciaio tipo A38 (poi diventato FeB 38k).

Per quanto riguarda le dimensioni degli elementi strutturali, le travi emergenti hanno dimensioni 30x50 cm, le travi a spessore hanno dimensioni 70x22 cm e il solaio ha spessore 22 cm (nelle successive analisi non lineari, nel caso di assenza di travi di collegamento, ossia telai interni NB, si è considerata collaborante una fascia di solaio larga 1.0 m). Per quanto riguarda le dimensioni dei pilastri ed i dispositivi di armatura progettati si rimanda a (Masi 2003b), considerando che, rispetto alle dimensioni degli schemi esaminati in (Masi 2003a), gli unici elementi strutturali di nuova progettazione sono i pilastri dei primi quattro livelli dei telai ad otto piani.

### 4 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI IN C.A.

Le possibilità di modellazione offerte dagli attuali codici di analisi strutturale non lineare sono di due tipi: micromodellazione e macromodellazione. I primi, seppur teoricamente più raffinati grazie alla possibilità di una valutazione puntuale del comportamento non lineare, richiedono

l'introduzione di numerosi parametri descrittivi del comportamento ciclico dei materiali e delle loro interazioni, la cui valutazione sperimentale si presenta piuttosto onerosa. Inoltre, l'onere computazionale è molto elevato ed improponibile nel caso si debba eseguire una ampia analisi parametrica che richieda centinaia di simulazioni numeriche.

Pertanto, nel presente studio si è deciso di adottare una macromodellazione degli elementi strutturali, le cui caratteristiche isteretiche sono governate dal modello a tre parametri introdotto da Park nel 1987 (Park et al. 1987a, 1987b, Valles et al. 1996). 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.

Il codice di calcolo utilizzato è l>IDARC-2D.5 (Valles et al. 1996, Sivaselvan et al. 1999) il quale prevede la possibilità di modellare i cicli di isteresi mediante tre regole fondamentali (involuppo monotono di tipo bilineare, trilineare, continuo). Il modello a tre parametri di Park richiede la definizione di un involucro monotono di tipo trilineare a partire dal quale è possibile definire varie regole di degrado isteretico in funzione di tre parametri di degrado  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  che regolano, rispettivamente, il degrado di rigidezza, il degrado di resistenza ed il degrado per pinching.

I risultati di indagini sperimentali disponibili (ad es. Failla e Campione 1997, Hakuto et al. 2000, Aycardi et al. 1994), relativi ad elementi in c.a. non duttili armati con acciaio ad aderenza migliorata, non forniscono indicazioni affidabili per la quantificazione dei parametri di degrado. Un interessante contributo è fornito in Ghobarah et al. (1999), in cui viene proposto un approccio per la modellazione di telai in c.a. non duttili che si basa sull'analisi dei risultati di alcune indagini sperimentali condotte su elementi armati con barre ad aderenza migliorata. Dall'esame e dal confronto dei risultati dei test vengono ricavati valori di  $\gamma = 0.75-1$  e  $\alpha = 1-2$ , con i valori più elevati relativi alle colonne con armature continue ed alle travi mentre, per quanto riguarda  $\beta$ , si propone un valore costante pari a 0.1. Kunnath et al (1995a, 1995b), sulla base dei risultati di test su sub-assemblaggi con dettagli tipici di edifici progettati a carichi verticali, propongono valori di  $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 0.15$  e  $\gamma = 0.3$  oppure 0.5, rispettivamente, per armature longitudinali inferiori delle travi ancorate nei nodi o passanti.

Sulla base delle indicazioni tratte dai predetti studi, e tenendo conto delle caratteristiche degli elementi strutturali in esame, sono stati adottati i valori dei parametri riportati in tabella 1.

Tabella 1. Valori adottati per i parametri relativi al degrado di rigidezza, resistenza e pinching.

	Degrado di rigidezza ( $\alpha$ )	Degrado di resistenza ( $\beta$ )	Effetto pinching ( $\gamma$ )
Travi	2	0.1	0.7
Colonne	1.5	0.1	0.7

## 5 MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE

La tamponatura presente abitualmente negli edifici esistenti è costituita da una doppia fodera di laterizi forati di spessore totale pari mediamente a 200 mm (120 + 80 mm) con caratteristiche meccaniche scarse. Il singolo pannello di tamponatura può essere modellato sia con un puntone equivalente che mediante un pannello a taglio equivalente. Nel presente studio la valutazione della capacità resistente ed irrigidente globale della tamponatura è stata inizialmente effettuata considerando un puntone equivalente poi tradotto nel pannello a taglio con uguali resistenza e rigidezza.

L'area del puntone è stata determinata moltiplicando lo spessore del pannello  $t_w$  per una larghezza equivalente  $b_w$  calcolata mediante la relazione di Mainstone (1974) valida per pannelli in laterizio di forma rettangolare. Assumendo, sulla base delle indicazioni tratte dalla normativa e dalla letteratura, una resistenza ultima a compressione  $f_w$  per la muratura in laterizi forati pari a  $1.2 \text{ N/mm}^2$ , si perviene alle caratteristiche del pannello a taglio equivalente, avente area  $A_w = 1000000 \text{ mm}^2$ , resistenza limite  $F_y = 116 \text{ kN}$ , modulo elastico a taglio  $G_w = 81 \text{ N/mm}^2$ , spostamento al limite elastico  $u_y = 4.3 \text{ mm}$ , drift al limite elastico  $u_y/h_w = 0.14\%$  ( $h_w =$  altezza del pannello).

Le analisi numeriche sono state eseguite modellando il singolo pannello di tamponatura con un elemento bidimensionale presente nella biblioteca di elementi del programma di calcolo IDARC2D. Questo elemento è dotato di un legame costitutivo in grado di portare in conto effetti di degrado di rigidezza, di resistenza e per pinching. Lo sviluppo di tale legame è basato sul modello di Wen-Bouc (Bouc 1967, Baber e Noori 1985) i cui parametri sono stati settati in modo da

riprodurre il comportamento sperimentale di pannelli di tamponatura in laterizio forato sottoposti a carichi ciclici.

In figura 3 è riportato il legame costitutivo adottato, il quale mostra come, in termini di capacità dissipative, il contributo delle tamponature sia fortemente variabile con il livello di sollecitazione in conseguenza dei significativi fenomeni di degrado che si verificano al crescere dell'intensità sismica. I risultati delle analisi non lineari mostrano come ciò accada sia in termini assoluti che relativi rispetto alle corrispondenti capacità dissipative della struttura in c.a..

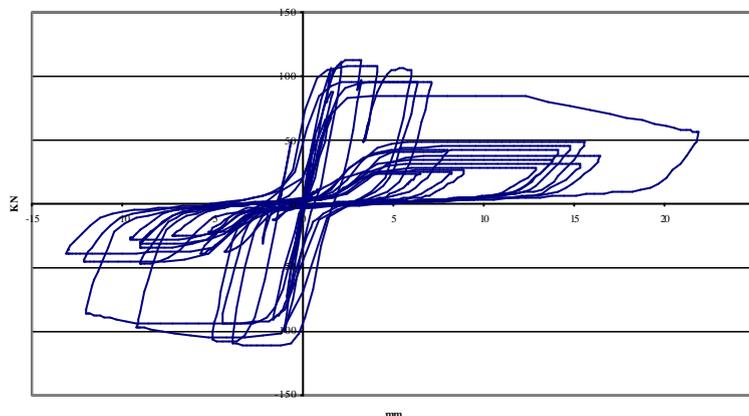


Figura 3. Legame forza-spostamento di un pannello di tamponatura sottoposto a carichi ciclici.

## 6 ANALISI NON LINEARI

La risposta sismica è stata valutata mediante analisi dinamiche non lineari portando in conto l'effetto P- $\Delta$  dovuto ai carichi verticali. Nelle analisi è stata considerata anche una componente di dissipazione di tipo viscoso valutata secondo Rayleigh, considerando lo smorzamento proporzionale alla massa ed alla rigidità istantanea ( $\mathbf{C} = \alpha_M \mathbf{M} + \alpha_K \mathbf{K}$ ). I coefficienti  $\alpha_M$  e  $\alpha_K$  sono stati valutati in funzione dei valori delle pulsazioni  $\omega_1$  e  $\omega_2$  del primo e secondo modo di vibrare e dei corrispondenti valori dei rapporti di smorzamento  $\xi_1$  e  $\xi_2$ . Nei telai tamponati si è assunto  $\xi_1 = \xi_2 = 2\%$ , mentre in quelli non tamponati (ossia con tamponature inefficienti) si è assunto  $\xi_1 = \xi_2 = 5\%$  per portare in conto, in accordo con Chopra (1995), le capacità dissipative delle tamponature e tramezzature in ogni caso presenti anche se considerate non collaboranti alla resistenza sismica.

Al fine di valutare realisticamente le capacità resistenti, nel definire le resistenze dei materiali e le azioni si è fatto riferimento a valori dei coefficienti di sicurezza, rispettivamente, non ridotti o non amplificati rispetto a quelli utilizzati nelle verifiche convenzionali di normativa. Inoltre, sono stati considerati valori medi e non valori caratteristici. Si è considerato un calcestruzzo tipo  $R_{ck}$  250 avente resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ . Pertanto, nelle analisi non lineari si è assunto come valore di calcolo il corrispondente valore della resistenza media  $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$ , ricavato dall'espressione  $f_{cm} = (f_{ck} + 8)$  riportata nell'EC2. Per quanto riguarda l'acciaio del tipo A38 (corrispondente all'attuale acciaio tipo FeB38k), avente resistenza caratteristica a snervamento  $f_{yk} = 380 \text{ N/mm}^2$ , è stata considerata una resistenza media  $f_{ym} = 400 \text{ N/mm}^2$ .

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.

Il legame costitutivo momento-curvatura è stato ottenuto considerando un meccanismo di crisi di tipo essenzialmente flessionale e portando in conto il contributo dello sforzo assiale.

Per il calcolo delle duttilità disponibili si è seguita l'impostazione riportata nel classico testo di Park e Paulay del 1975 corretta, per riferirla al caso delle costruzioni esistenti, con le indicazioni tratte prevalentemente da Calvi e Priestley (CEB, 1998) oltre che da Panagiotakos (1998). Per quanto riguarda i valori delle deformazioni ultime si è assunto, per il calcestruzzo,  $e_{cu} = 0.005$  (calcestruzzo non o scarsamente confinato), e per l'acciaio  $e_{su} = 0.02$ . I risultati ottenuti in termini di duttilità di curvatura disponibile, pari al rapporto  $\phi_u/\phi_y$  tra la curvatura ultima  $\phi_u$  (valore minimo tra i due calcolati con riferimento a  $e_{cu} = 0.005$  e  $e_{su} = 0.02$ ) e la curvatura al limite elastico

$\phi_y$ , sono variabili da una tipologia all'altra e, nel caso dei pilastri, da piano a piano. I valori più bassi ottenuti sono pari a circa 10 per i pilastri dei telai a 2 piani, 7 per i pilastri dei telai a 4 piani e 6 per i pilastri dei telai a 8 piani, mentre per le travi, sia emergenti che a spessore, il valore ottenuto è pari a circa 10.

## 7 SELEZIONE DELL'INPUT SISMICO

Il problema di una adeguata selezione dell'input sismico era emerso molto chiaramente in (Masi et al. 2001, Masi 2003a). L'utilizzo di accelerogrammi artificiali estratti usando il codice SIMQKE dallo spettro tipo B dell'EC8 se, da un lato, portava ad una individuazione oggettiva dell'input che rendeva meglio confrontabili i risultati, dall'altro non appariva realistico stante la eccessiva onerosità degli accelerogrammi artificiali in virtù del loro elevato potenziale distruttivo conseguenza anche del carattere convenzionale degli spettri di normativa. Per poter effettuare valutazioni reali e non solo in termini relativi del danno atteso, è necessario che l'intensità, il contenuto in frequenze ed energetico degli accelerogrammi adoperati sia il più realistico possibile.

Non essendosi rivelati praticabili altri tentativi di ottenere accelerogrammi generati artificialmente con procedure alternative al classico SIMQKE, si è ritenuto opportuno adoperare esclusivamente input sismico naturale estratto da una vasta banca dati di registrazioni accelerometriche, la European Strong-Motion Database (Ambraseys et al. 2000). Da essa sono state inizialmente selezionate, tenendo conto anzitutto della qualità delle registrazioni, circa 400 registrazioni relative al territorio italiano. Data la molteplicità dei casi da analizzare e l'onere delle analisi non lineari il numero di accelerogrammi selezionati era troppo elevato per cui si è cercato un criterio di selezione che consentisse di ottenere un numero limitato di registrazioni, caratterizzate in base al valore del *PGA*, ma rappresentative del potenziale distruttivo medio dei terremoti italiani. Ogni registrazione è stata caratterizzata mediante i parametri *PGA*, *PGV*, Intensità di Arias *Ia*, Intensità di Housner *IS*, individuando, successivamente, le correlazioni *PGA - Ia*, *PGA - IS*, *PGA - PGV*. Quindi è stata cercata, per ognuna delle correlazioni suddette, la linea di tendenza meglio correlata e, stabilita una fascia di accettabilità intorno alle regressioni individuate, sono state eliminate le registrazioni che non entravano nel range considerato per tutte e tre le relazioni, fino ad ottenere un numero di accelerogrammi limitato ma con valori di *PGA* ben distribuiti sull'intero intervallo  $PGA = 0 - 0.5g$ .

Va evidenziato come tutti gli accelerogrammi naturali presi in esame, dunque anche quelli selezionati, presentando valori piuttosto bassi dell'intensità di Arias, posseggono un basso potenziale distruttivo se raffrontati con accelerogrammi artificiali estratti dagli spettri dell'EC8. In particolare, i massimi valori di *Ia* ottenuti per gli accelerogrammi con *PGA* dell'ordine di 0.4-0.5g, sono pari a circa 100-120 cm/s, ossia fino a 67 volte inferiori rispetto ai corrispondenti accelerogrammi artificiali.

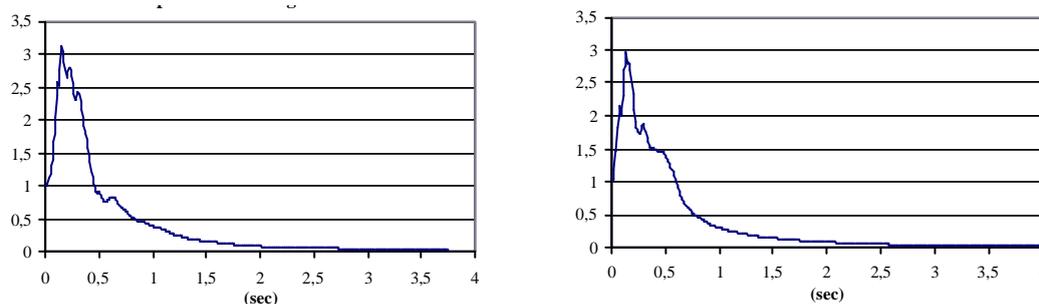


Figura 4. Spettri di risposta medi per gli accelerogrammi con  $PGA = 0.16g$  e  $PGA = 0.32g$ .

Inoltre, al fine di poter meglio interpretare i risultati delle analisi numeriche si è ritenuto utile determinare gli spettri delle pseudoaccelerazioni con riferimento a tre intervalli di intensità sismica:  $PGA = 0.16g$ ,  $0.16g < PGA < 0.32g$ ,  $PGA = 0.32g$ . In figura 4 sono riportati gli spettri di risposta medi degli accelerogrammi per il primo ed il terzo gruppo dei tre intervalli di intensità suddetti (lo spettro relativo al gruppo intermedio è sostanzialmente coincidente con il primo).

## 8 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI RISPOSTA E DI DANNO

I parametri di risposta esaminati sono stati l'accelerazione efficace  $A_{eff}$ , le richieste di duttilità nei pilastri e nelle travi sia come valori massimi in assoluto ( $DP_{max}$  e  $DT_{max}$ ) che come massimi delle medie di piano ( $DP_{med}$  e  $DT_{med}$ ), il massimo spostamento di interpiano rapportato all'altezza di piano  $Drift/h$ .

L'accelerazione efficace (pari al rapporto tra taglio alla base e peso dell'edificio) è un parametro rappresentativo della risposta globale che evidenzia l'evoluzione del degrado di resistenza e di rigidezza dell'intera struttura al variare dell'intensità sismica, senza dare indicazioni sulla localizzazione del danno. Lo stesso discorso vale per lo spostamento di interpiano che è un parametro particolarmente importante per valutare i danni agli elementi non strutturali come tramezzi e tamponature. La richiesta di duttilità determina l'impegno in campo plastico di una sezione consentendo la valutazione del danno strutturale e la sua localizzazione nel singolo telaio appartenente all'assemblaggio. Ogni sezione è caratterizzata da due valori di duttilità richiesta, per cui, avendo considerato per ogni elemento due cerniere plastiche, si hanno 4 valori per elemento. Nel valutare la risposta si è fatto riferimento ai valori massimi riscontrati elemento per elemento ed ai massimi delle medie di piano.

$L_d$	Definizione (EMS98)	$DP_{max}$	$DT_{max}$	$RDP_{max}$	$RDT_{max}$	$DP_{med}$	$DT_{med}$	$RDP_{med}$	$RDT_{med}$	$Drift/h$ (%)
0	DS = nullo DNS = nullo	< 1	< 1	-	-	-	-	-	-	< 0.1
1	DS = nullo DNS = lieve	≤ 1	≤ 1	-	-	< 1	< 1	-	-	0.1-0.25
2	DS = lieve DNS = moderato	-	-	0.1-0.4	0.2-0.5	-	-	< 0.1	< 0.2	0.25-0.5
3	DS = moderato DNS = grave	-	-	0.4-0.8	0.5-1	-	-	0.1-0.4	0.2-0.5	0.5-1.0
4	DS = grave DNS = molto grave	-	-	> 0.8	> 1	-	-	0.4-0.8	0.5-1	1.0-1.5
5	Crollo	-	-	-	-	-	-	> 0.8	> 1	> 1.5

Tabella 2. Valutazione dei livelli di danno apparente  $L_d$  (EMS 98) in base ai parametri di danno meccanico (DS = Danno Strutturale, DNS = Danno Non Strutturale).

Le richieste di duttilità sono state raffrontate alle capacità duttili degli elementi strutturali (duttilità disponibile nei pilastri  $DP_{dis}$  e nelle travi  $DT_{dis}$ ) ottenendo i seguenti rapporti:  $RDP_{max} = DP_{max} / DP_{dis}$  (max Rapporto di Duttilità nei Pilastri),  $RDP_{med} = DP_{med} / DP_{dis}$  (medio Rapporto di Duttilità nei Pilastri),  $RDT_{max} = DT_{max} / DT_{dis}$  (max Rapporto di Duttilità nelle Travi),  $RDT_{med} = DT_{med} / DT_{dis}$  (medio Rapporto di Duttilità nelle Travi).

Sulla base dei parametri suddetti nei paragrafi successivi è stato valutato il danno meccanico cui si perviene per i diversi livelli di intensità sismica e, adottando le definizioni riportate nella Scala Macrosismica Europea del 1998, sono stati definiti i diversi livelli di danno apparente che vanno dal danno nullo,  $L_d = 0$ , al crollo totale dell'edificio  $L_d = 5$  (Tabella 2). Il legame definito tra danno meccanico ed apparente è basato essenzialmente sull'esame di danni rilevati in precedenti terremoti e da indicazioni tratte dalla bibliografia. Il parametro  $Drift/h$  è stato utilizzato essenzialmente nella stima del danno fino ai livelli 2-3, mentre per i livelli di danno superiore fino al possibile crollo si è fatto riferimento principalmente ai parametri  $RDP_{med}$  e  $RDT_{med}$ .

## 9 ANALISI DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni in campo non lineare condotte sui vari assemblaggi tridimensionali sono stati analizzati in termini di accelerazione efficace, drift e richiesta di duttilità media nei pilastri. Poiché i risultati ricavati dalle analisi numeriche condotte adoperando gli accelerogrammi naturali individuati sono caratterizzati da una certa dispersione, il legame tra parametri di risposta ed intensità sismica è stato esaminato mediante le relative curve di regressione, le cui espressioni sono riportate in (Masi 2003b). Il grado di correlazione  $R^2$  delle curve è generalmente piuttosto alto, variabile tra 0.5 e 0.8. Va detto che l'analisi dei risultati ha evidenziato la scarsa influenza della rigidezza delle travi del telaio esterno (RB o FB) sul comportamento globale della struttura.

Pertanto, nel seguito vengono riportati soltanto i risultati relativi alle tipologie con travi emergenti nel telaio esterno (casi 1 e 3, ved. figura 2) considerando ed analizzando le diverse tipologie in base al numero di piani: 2 piani (figura 5), 4 piani (figura 6) ed 8 piani (figura 7). Per ciascun valore del numero di piani considerato i risultati sono poi esposti in funzione della dimensione in pianta dell'edificio (casi 1 e 3) e della presenza e distribuzione delle tamponature (casi BF, IF e PF). Prima di analizzare i risultati delle analisi non lineari si ritiene opportuno riportare in tabella 3 le caratteristiche modali (periodi e masse eccitate dei primi due modi) delle tipologie in esame poiché, come si vedrà, le loro caratteristiche dinamiche, rapportate alle caratteristiche spettrali medie dell'input sismico (ved. figura 4), hanno un ruolo rilevante sui risultati ottenuti.

Numero piani	Periodo (s)	Bare Frame		Infilled Frame		Pilotis Frame		
		M. mod. (%)	Caso1	Caso3	Caso1	Caso3	Caso1	Caso3
2	T1		0.44	0.51	0.27	0.32	0.37	0.42
	T2		0.14	0.16	0.10	0.11	0.11	0.12
	M1		89.11	87.90	91.77	90.93	97.15	95.96
	M2		10.89	12.10	8.23	9.07	2.85	4.04
4	T1		0.88	1.03	0.51	0.63	0.63	0.74
	T2		0.28	0.33	0.17	0.21	0.20	0.23
	M1		83.70	83.30	85.85	85.52	93.39	91.69
	M2		10.50	10.82	9.99	10.13	5.37	6.49
8	T1		1.60	1.89	1.00	1.22	1.03	1.26
	T2		0.57	0.65	0.34	0.41	0.35	0.43
	M1		73.00	73.53	77.71	77.50	80.50	79.81
	M2		14.27	12.08	13.08	13.03	12.67	12.72

Tabella 3. Caratteristiche modali delle tipologie esaminate.

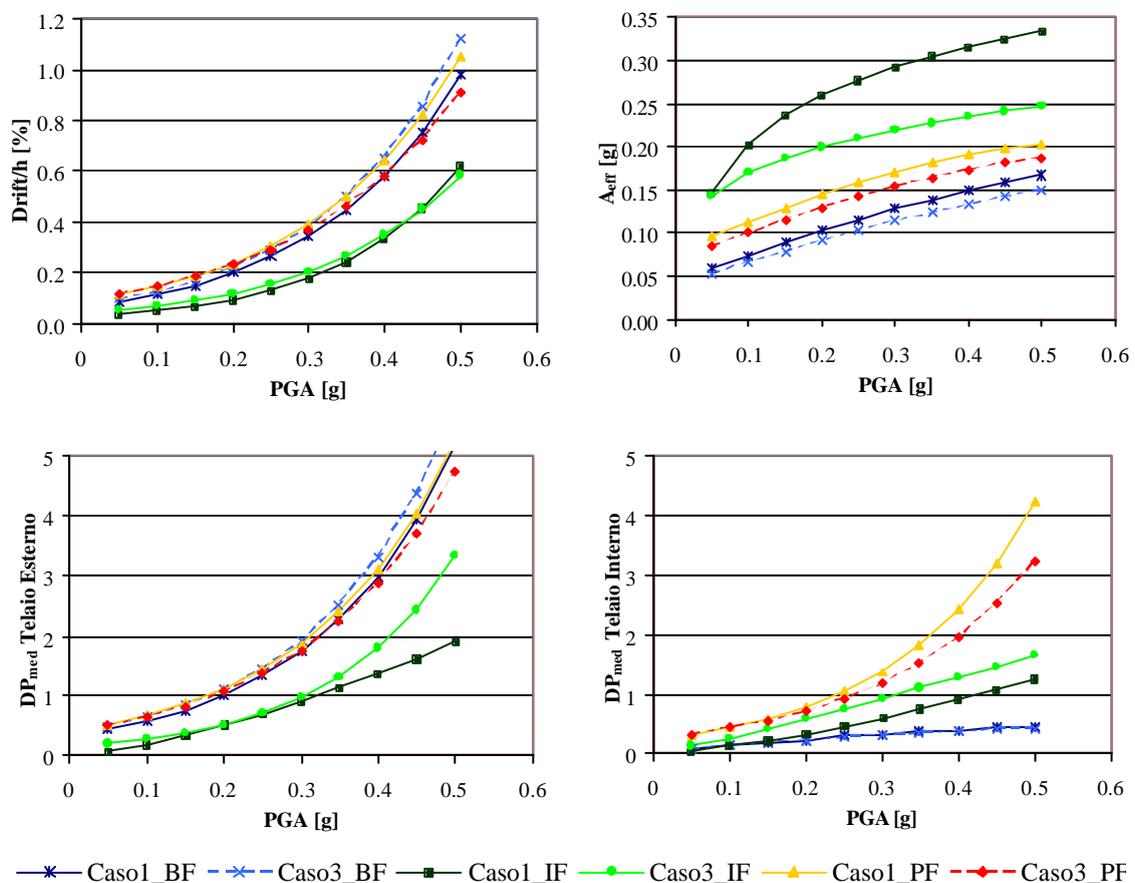


Figura 5. Andamento dei parametri di risposta per edifici a 2 piani

### Assemblaggi con telai a 2 piani

L'osservazione dei risultati evidenzia come, nel caso di telai di estremità completamente tamponati (IF), gli effetti massimi siano generalmente più bassi rispetto ai casi in cui le tamponature sono parzialmente (PF) o totalmente (BF) assenti. Meno marcato appare il ruolo della dimensione in pianta (caso 1 con 2 telai interni e caso 3 con 4 telai interni).

Sul *drift* influisce poco la dimensione in pianta (i valori relativi ai casi 1 e 3 praticamente coincidono) mentre un ruolo significativo assume la tamponatura. I massimi valori, pari a circa l'1%, si osservano per le strutture BF e PF.

Sulla accelerazione efficace influiscono entrambi i parametri. I massimi valori di  $A_{eff}$  si verificano nella tipologia IF con differenze, passando dal caso 1 al caso 3, che crescono significativamente con il *PGA*, arrivando fino a circa il 40%. I valori massimi variano da 0.15g a circa 0.35g.

La richiesta media di duttilità nei pilastri del telaio esterno (telaio RB) segue in parte l'andamento del *drift*: influisce poco la dimensione in pianta e molto la tamponatura. Fa eccezione la struttura IF che presenta i valori più bassi:  $DP_{med}$  cresce rapidamente nel caso 3 per  $PGA > 0.35g$ , con incrementi massimi, rispetto al caso 1, dell'ordine del 70%. Infatti, la presenza di un maggior numero di telai interni privi di travi sovraccarica maggiormente il telaio esterno più rigido e resistente.

I telai interni (telaio NB) presentano generalmente valori più bassi di  $DP_{med}$ . Entrambi i parametri determinano differenze significative, ad eccezione della struttura BF in cui i risultati dei casi 1 e 3 praticamente coincidono. Peraltro, la struttura BF presenta valori minori della struttura IF e sempre inferiori ad 1 (assenza di plasticizzazioni), mentre i valori più elevati si ottengono nella struttura PF per la quale, nel caso 1, si arriva a richieste di duttilità superiori a 4.

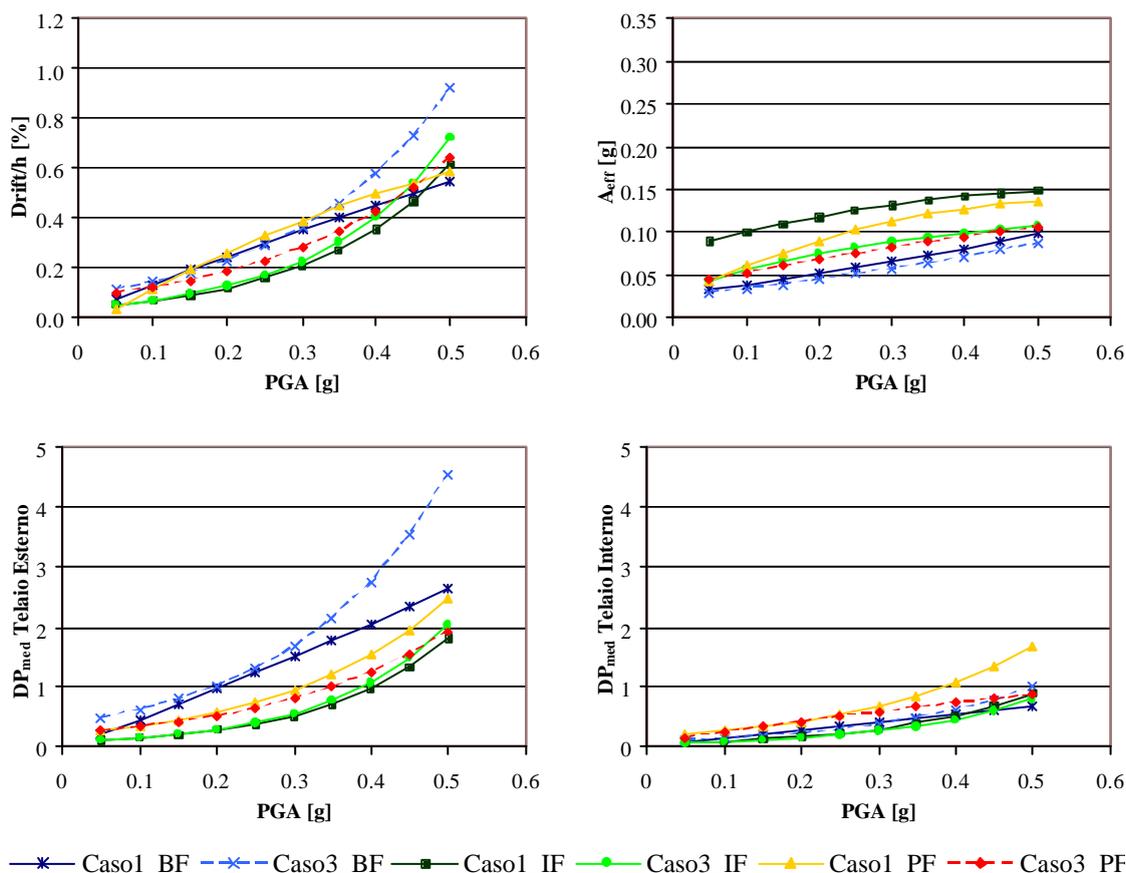


Figura 6. Andamento dei parametri di risposta per edifici a 4 piani

### Assemblaggi con telai a 4 piani

Il ruolo delle tamponature e della dimensione in pianta appare meno chiaro negli edifici a 4 piani, con andamenti piuttosto intrecciati di tutti i parametri di risposta al variare del *PGA*. Inoltre emerge una dipendenza meno marcata dalla distribuzione delle tamponature rispetto a quanto visto per gli edifici a 2 piani.

I livelli di *drift* raggiunti sono sostanzialmente confrontabili per le varie tipologie esaminate con alcune piccole differenze relative soprattutto al gradiente di crescita e, di conseguenza, al raggiungimento di valori corrispondenti ai primi danni non strutturali, anticipato nel caso di telai non o parzialmente tamponati (strutture BF e PF) con valori di *PGA* dell'ordine di 0.15g.

Per quanto riguarda l'accelerazione efficace i valori massimi si hanno, come negli edifici a 2 piani, nel caso di strutture tamponate, ma senza differenze significative tra le strutture parzialmente (PF) e completamente tamponate (IF). I valori massimi variano da circa 0.10g a 0.15g.

Anche i livelli di duttilità richiesta mantengono valori sostanzialmente confrontabili salvo nel caso 3 non tamponato in cui la presenza di un numero maggiore di telai intrinsecamente più deformabili porta a richieste di duttilità decisamente maggiori sui telai esterni degli assemblaggi.

Nei pilastri dei telai interni le richieste di duttilità sono in generale molto basse: i pilastri praticamente non plasticizzano mai salvo nel caso 1 con piano porticato che arriva a valori massimi pari a circa 2.

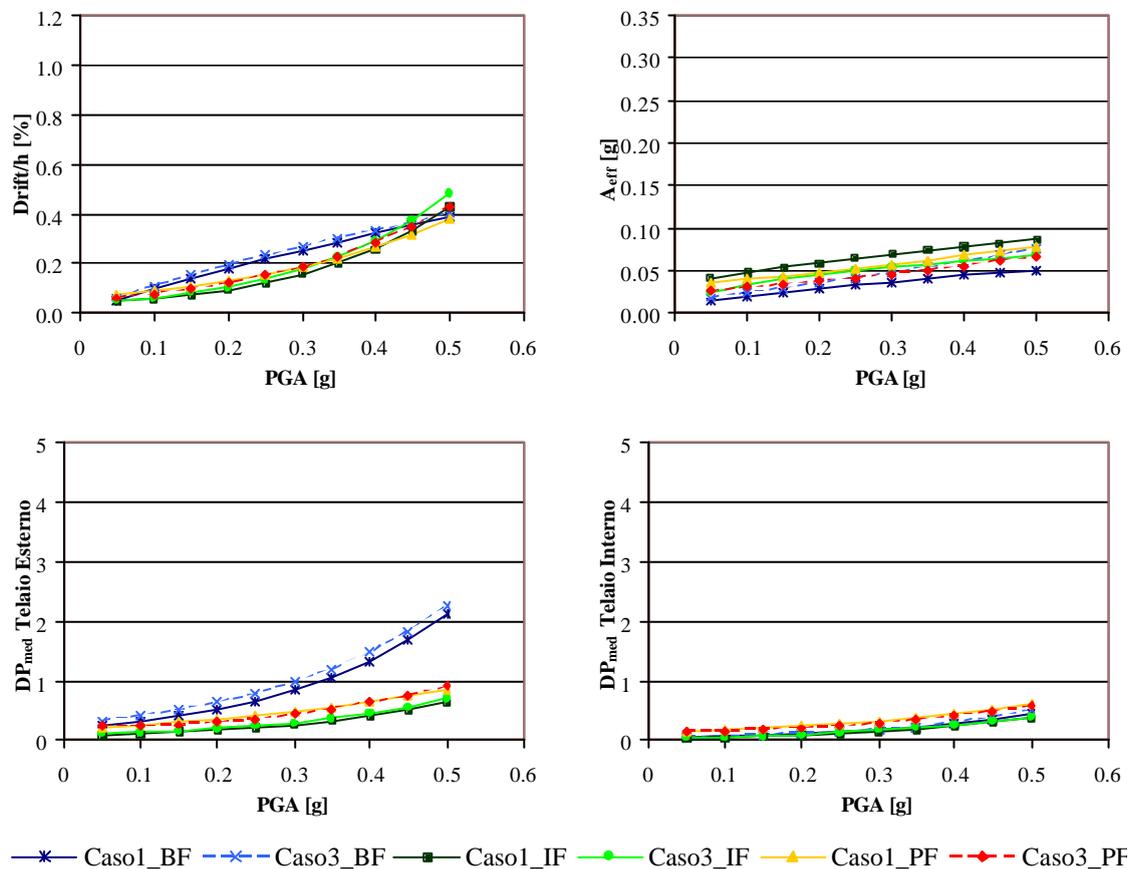


Figura 7. Andamento dei parametri di risposta per edifici ad 8 piani

### Assemblaggi con telai ad 8 piani

Le strutture ad 8 piani, nonostante la presenza delle tamponature, hanno periodi propri (ved. tabella 3) tali da collocarle in una zona dello spettro con valori delle pseudoaccelerazioni molto bassi già a partire dalle intensità più basse, ossia quando sono ancora in campo elastico.

I valori di *drift* risultano essere molto bassi anche alle alte intensità. La dimensione in pianta appare praticamente ininfluenza, mentre le tamponature producono differenze limitate soltanto sull'andamento. Mentre valori di *drift* dell'ordine dello 0.2% si raggiungono per *PGA* pari a circa

0.35g negli assemblaggi IF e PF e per  $PGA = 0.2g$  nel caso BF, i valori massimi di *drift* sono confrontabili per tutti i tipi di assemblaggi.

Le accelerazioni efficaci sono influenzate dalla presenza e distribuzione delle tamponature soltanto nel caso 1, mentre tale contributo risulta decisamente più modesto nel caso 3. I valori massimi variano da 0.05g a circa 0.10g.

Le richieste di duttilità ai pilastri  $DP_{med}$  presentano andamenti e valori generalmente inferiori rispetto alle strutture con 2 e 4 piani. Nel caso dei telai esterni, tale parametro assume i valori maggiori in assenza di tamponature, risultando più che doppio rispetto agli altri assemblaggi dove non si rilevano plasticizzazioni.

I valori di  $DP_{med}$  nei telai interni non presentano forti differenze tra le diverse tipologie e risultano sempre inferiori all'unità (assenza di plasticizzazioni).

## 10 VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI DANNO

La valutazione del livello di danno apparente è stata condotta utilizzando i parametri di risposta, rappresentativi del danno meccanico sia strutturale che non strutturale, e la metodologia descritti al paragrafo 8. In analogia con quanto fatto per i risultati delle analisi, nelle figure 8-10 si riportano i livelli di danno relativi ai soli casi 1 e 3. Maggiori dettagli sono riportati in (Masi 2003b). Nel seguito viene sinteticamente descritto ed analizzato il ruolo dei fattori maggiormente significativi nel determinare il danno, dunque la vulnerabilità, degli schemi in esame.

### Ruolo delle tamponature: tipologie BF, IF e PF.

La presenza di tamponature efficaci nel telaio di estremità può sortire effetti diversi sulla distribuzione del danneggiamento a seconda della regolarità con la quale esse sono distribuite lungo l'altezza. Tuttavia le notevoli differenze di comportamento riscontrate per i telai piani (Masi 2003a) si riducono per gli assemblaggi tridimensionali: maggiore è il numero dei telai interni e minore è l'influenza che le tamponature hanno sul comportamento dell'edificio. Ad attenuare ulteriormente gli effetti della presenza delle tamponature è il contenuto in frequenze delle azioni sismiche: i telai più resistenti ma anche più rigidi, come quelli tamponati, sono soggetti ad accelerazioni maggiori. La tipologia meno danneggiata è quella con telai estremi completamente tamponati che subisce al più danni di livello 3 (danno strutturale moderato), mentre livelli di danno confrontabili, che possono arrivare fino a crolli parziali (danno 4), spettano alle altre due tipologie con valori lievemente maggiori per le tipologie con telai di estremità non tamponati.

### Ruolo della dimensione in pianta: tipologie con 2 e 4 telai interni.

I telai interni, caratterizzati dall'assenza di travi, possono influenzare la risposta strutturale più o meno sensibilmente a seconda della rigidità del telaio esterno. Maggiore è la differenza di rigidità fra i telai interni ed i telai esterni e maggiore sarà l'incremento di effetti che questi ultimi dovranno sopportare a vantaggio dei telai interni. Chiaramente tale effetto è influenzato anche dal numero di telai interni. Confrontando i livelli di danno relativi ai casi 1 e 3 non emergono differenze rilevanti né una tendenza ben definita se si considera globalmente l'assemblaggio tridimensionale: c'è un lieve aumento del danno nei telai esterni passando dal caso 1 al caso 3, mentre il contrario accade per i telai interni. È da tener presente che gli effetti negativi di un maggior numero di telai interni possono essere compensati da una diminuzione delle accelerazioni spettrali conseguente all'incremento del valore dei periodi propri di vibrare della struttura. L'entità di questa sorta di compensazione dipende, oltre che dalle caratteristiche dell'azione sismica, anche dall'entità dei periodi propri in assoluto e non solo come differenza, in quanto gli spettri di risposta hanno un gradiente che è fortemente dipendente dagli intervalli di periodo considerati: superata la zona di ordinate massime esso si attenua rapidamente fino a diventare quasi nullo per i periodi maggiori. Pertanto, tale compensazione si evidenzia maggiormente nelle strutture più basse, le cui caratteristiche dinamiche le collocano in una zona dello spettro con un gradiente maggiore.

### Ruolo dell'altezza dell'edificio: telai a 2, 4 e 8 piani.

Come già rilevato in precedenza, date le caratteristiche dinamiche degli accelerogrammi adoperati e delle tipologie in esame, gli edifici più alti sono soggetti ad azioni sismiche minori. A

svantaggio delle strutture più alte potrebbe giocare l'effetto instabilizzante dei carichi (effetto P- $\Delta$ ): in realtà nelle analisi eseguite tale effetto è stato portato in conto ma si è rivelato trascurabile.

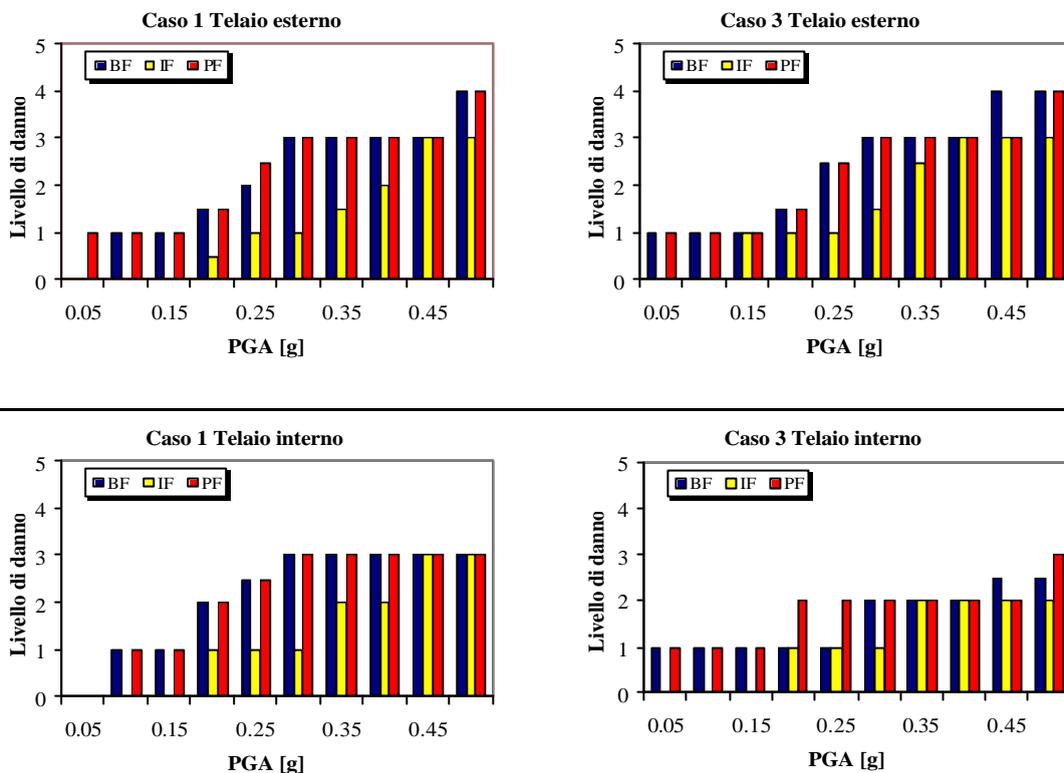


Figura 8. Andamento dei livelli di danno negli edifici a 2 piani.

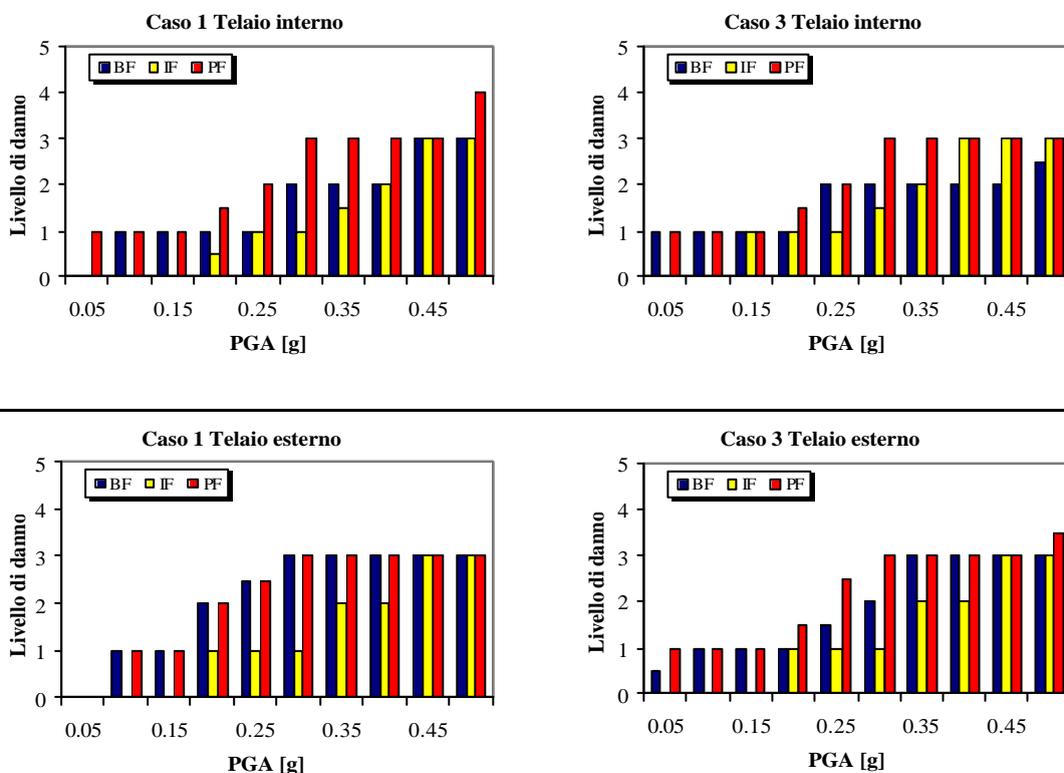


Figura 9. Andamento dei livelli di danno negli edifici a 4 piani.

A vantaggio degli edifici con numero maggiore di piani va detto che le caratteristiche di tali edifici, tipicamente realizzati da imprese di costruzioni dotate di maggiore esperienza e capacità tecnica, sarebbero da prevedersi migliori di quelle degli edifici bassi, spesso realizzati in economia dagli stessi proprietari o da imprese dotate di limitata capacità tecnica. Tale aspetto, oltre che di difficile valutazione in termini quantitativi, non è stato portato in conto nel presente studio, dove è stata considerata una buona qualità strutturale per tutte le tipologie esaminate.

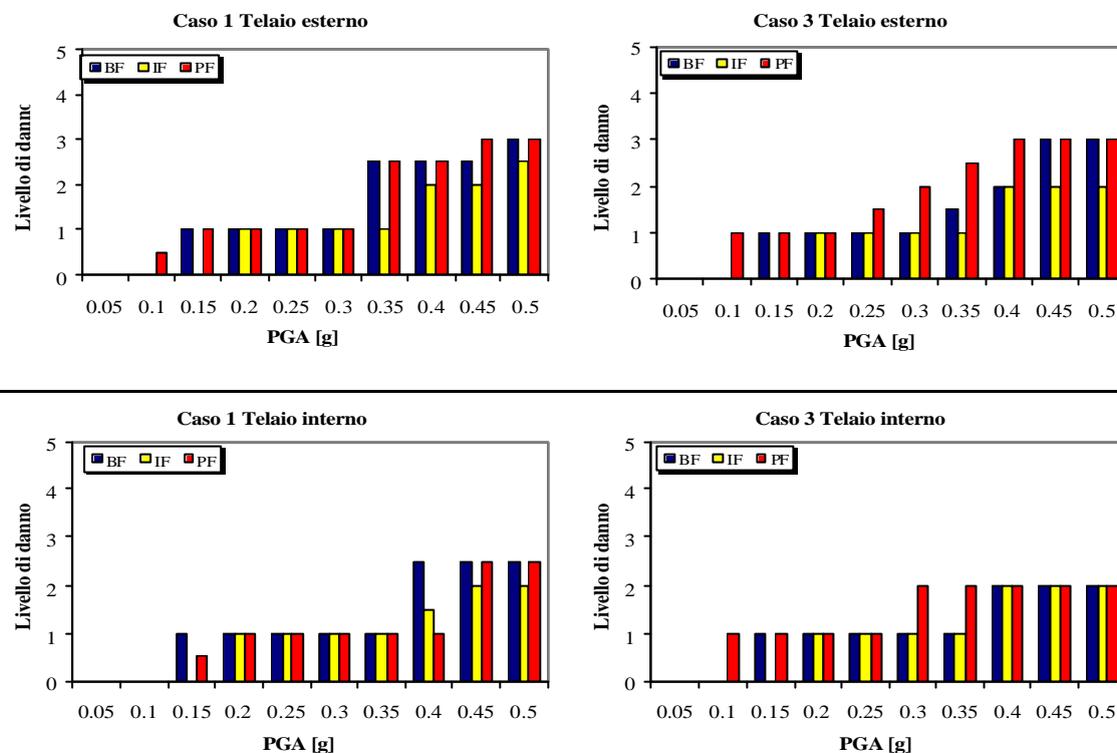


Figura 10. Andamento dei livelli di danno per edifici ad 8 piani.

In termini generali, l'esame dei livelli di danno riportati nelle figure 8-10 ha confermato il ruolo determinante delle caratteristiche dell'input sismico che, contrariamente a quanto ci si poteva aspettare, ha portato a valori di danno più elevati nelle strutture con un numero di piani minore.

## 11 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'

L'attribuzione della vulnerabilità è stata effettuata secondo la procedura descritta in (Masi 2001, 2003a). Essa è basata sostanzialmente sulle indicazioni ricavabili dalla EMS98, la quale prevede 6 classi di vulnerabilità, ordinate dalla A alla F, la cui attribuzione viene effettuata sulla base della tipologia costruttiva e del livello di protezione sismica. Per ognuno dei casi previsti, insieme alla più probabile classe di vulnerabilità, viene fornito un intervallo più o meno ampio che include situazioni meno probabili e casi eccezionali.

PGA	0.10g	0.25g	0.35g	0.5g
I EMS	VI	VII	VIII	IX

Tabella 4. Legame PGA – I\_EMS per gli accelerogrammi adoperati

Esaminando le definizioni dei gradi di intensità sismica riportate nella EMS98, è possibile ricavare una stima dei livelli di danno medio e massimo previsti per le diverse classi di vulnerabilità al variare dell'intensità sismica. Confrontando tali livelli di danno con quelli stimati dalle analisi numeriche è possibile attribuire alle tipologie studiate una classe di vulnerabilità secondo quanto previsto dalla EMS98. Per effettuare tale operazione è necessario stabilire un legame tra PGA ed intensità EMS98, pur nella consapevolezza della scarsa affidabilità di tale legame. A tale scopo, facendo riferimento alla relazione di Margottini et al. (1985) e tenendo conto delle caratteristiche degli accelerogrammi adoperati, si è adottato il legame riportato in tabella 4.

La tipologia che mostra mediamente la maggiore vulnerabilità è quella relativa agli assemblaggi di 2 piani con piano porticato (classe di vulnerabilità tra A e B), seguita da quella di 2 piani priva di tamponature (classe B). Al contrario, i livelli più bassi di vulnerabilità sono relativi agli assemblaggi di 8 piani completamente tamponati (intermedi tra classe C e D). Si evidenzia una chiara riduzione di vulnerabilità al crescere del numero dei piani per tutti i casi esaminati. Rispetto alla dimensioni in pianta le differenze tra un caso e l'altro non sono evidenti, tuttavia livelli di vulnerabilità leggermente maggiori possono essere attribuiti alle tipologie con un maggior numero di telai interni.

## 12 CONCLUSIONI

Nel presente studio è stata valutata la vulnerabilità sismica di edifici esistenti a struttura intelaiata in c.a. progettati dopo il 1970 per soli carichi verticali. Sono state considerate strutture di buona qualità ottenute eseguendo una progettazione simulata basata sulle norme vigenti e sulle consuetudini costruttive tipiche del periodo in esame. Le principali caratteristiche tipologiche considerate sono state l'altezza (2, 4 ed 8 piani), le dimensioni in pianta (4 o 6 telai interni), la presenza e distribuzione delle tamponature (telai non tamponati, telai tamponati, piano porticato), la rigidità delle travi (emergenti, a spessore ed assenti).

L'esame dei risultati ha mostrato che, all'aumentare del numero di piani, gli effetti tendono mediamente a diminuire, poiché le strutture più alte si collocano in zone spettrali con ordinate decisamente minori. Ciò determina una evidente riduzione della vulnerabilità stimata, al crescere del numero dei piani, per tutti i casi esaminati. Per quanto riguarda le richieste di duttilità si hanno generalmente valori piuttosto bassi ed inferiori alle duttilità disponibili sia nelle travi che, ancor più, nei pilastri. In particolare, con le intensità sismiche più elevate, per i pilastri dei telai esterni si arriva a richieste medie di duttilità pari a 2-6 negli edifici di 2 piani, e appena superiori a 2 negli edifici di 8 piani. Valori ancora più bassi si rilevano nei pilastri dei telai interni. La variabilità del numero di telai interni (privi di travi) produce effetti positivi o negativi a seconda della rigidità del complesso strutturale e, dunque, anche del numero di piani: un maggior numero di telai interni produce mediamente effetti negativi per le strutture più basse e praticamente trascurabili per quelle più alte.

Per quanto riguarda la vulnerabilità, le tipologie che appaiono più vulnerabili sono quelle relative agli edifici di 2 piani con piano porticato, mentre i livelli più bassi di vulnerabilità sono relativi agli edifici di 8 piani completamente tamponati. Rispetto alla dimensioni in pianta, ossia al numero di telai interni, le differenze tra un caso e l'altro non sono evidenti, tuttavia i maggiori livelli di vulnerabilità si ottengono per gli edifici più grandi. In termini complessivi, nel caso di edifici bassi, le tipologie con piano porticato mostrano una vulnerabilità lievemente maggiore rispetto a quelle prive di tamponatura. nettamente più bassa è la vulnerabilità delle tipologie tamponate per tutti i numeri di piani considerati, paragonabile a quella di edifici intelaiati con un lieve o moderato livello di progettazione antisismica (classi C o D della scala EMS98).

L'esame dei risultati ottenuti nel corso del presente studio e di quelli precedenti evidenzia le problematiche, numerose ed articolate, ancora aperte. In primo luogo appare necessario ampliare la casistica di strutture spaziali già esaminate considerando la presenza di irregolarità in pianta. Inoltre va superata l'impostazione deterministica, adottando un approccio di tipo probabilistico, per giungere alla costruzione di curve di fragilità del tipo di quelle considerate nella metodologia americana HAZUS, ma che siano riferite alla realtà costruttiva italiana. In tal senso, tenuto conto che finora sono stati considerati soltanto edifici con buona qualità strutturale, gli aspetti di maggior rilievo da considerare sono la variabilità della qualità dei materiali, in particolare del calcestruzzo, e dei dettagli costruttivi.

In conclusione va sottolineato come sia la metodologia messa a punto, basata sulla progettazione simulata, che i risultati ottenuti, nonché i possibili sviluppi futuri dello studio, siano particolarmente attuali alla luce delle esigenze che scaturiscono dalla applicazione delle nuove norme tecniche per le zone sismiche (OPCM 2003) all'adeguamento del patrimonio edilizio esistente.

## RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato realizzato con il contributo finanziario del Dipartimento della Protezione Civile, Ufficio Servizio Sismico Nazionale nell'ambito della Convenzione di ricerca "Vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. - Parte II".

## BIBLIOGRAFIA

- Ambraseys, N., Smit, P., Berardi, R., Rinaldis, D., Cotton, F., Berge, C., 2000, European strong-motion database, European Council, Environment and Climate Research Programme.
- Aycardi, L.E., Mander, J.B., Reinhorn, M., 1994, Seismic resistance of reinforcing concrete frame structures designed only for gravity loads: experimental performance of subassemblages, *ACI Structural Journal*, September-October.
- 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.
- CEB 1998, Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response, *Bulletin 240*, Thomas Telford Ltd, London.
- Chopra, A.K. 1995, *Dynamics of Structures - Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Dolce, M., Masi, A., Marino, C., Vona, M., 2001. *Uno scenario di danno sismico per la città di Potenza. Atti X Convegno nazionale ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza-Matera.
- ESC Working Group Macroseismic Scales, 1998, European Macroseismic Scale 1998. *GeoForschungsZentrum Potsdam*, Germany.
- Failla, A., Campione, G., 1997, Comportamento di nodi esterni trave colonna in cemento armato debolmente armato, *Atti VIII Convegno Nazionale ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Taormina.
- 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, n° 1, Imperial College.
- Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H., 2000, Seismic load tests on interior and exterior beam column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural Journal*, January – February.
- Kunnath, K.S., Hoffmann, G., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., 1995a, Gravity load designed RC buildings - part I: seismic evaluation of existing construction, *ACI Structural Journal*, May-June.
- Kunnath, K.S., Hoffmann, G., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., 1995b, Gravity load designed RC buildings - part II: evaluation of detailing enhancements, *ACI Structural Journal*, July-August.
- Legge 5/11/1971 n. 1086, 1971, Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Mainstone, R.J., 1974, Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames, Current Paper CP13/74, Building Research Establishment, London.
- Margottini, C., Molin, D., Narcisi, B., Serva, L. 1985. Intensity vs. acceleration: italian data, *Atti del Convegno Historical Seismicity of Central-eastern Mediterranean Region*.
- Masi, A., Vona, M., Dolce, M., Telesca, F., Goretti, A., 2001, Resistenza sismica di telai in c.a. relativi ad edifici esistenti con e senza tamponature, *Atti del X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza-Matera.
- Masi, A., 2003a, Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 1, N. 3 (in stampa).
- Masi, A. (coord.), 2003b, Valutazione della vulnerabilità degli edifici in cemento armato – II Parte, Rapporto Finale della Convezione di Ricerca tra Università degli Studi della Basilicata e Servizio Sismico Nazionale, agosto 2003.
- OPCM n. 3274, 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, G.U. 8 maggio 2003.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 1998, Deformation-controlled seismic design of RC structures, *Proceedings of the 11th ECEE*, 6-11 September 1998, Paris.
- Park, R., Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, J. Wiley & Sons, New York.
- Park, Y.J., Ang, A.H.S., Wen, Y.K., 1987a, Damage limiting aseismic design of buildings, *Earthquake spectra*, vol. 3, N. 1.
- Park, Y.J., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., 1987b, IDARC: inelastic damage analysis of frame shear-wall structures, *Technical Report NCEER 87-0008*. Buffalo, N.Y..
- Sivaselvan, M.V., Reinhorn A.M., 1999, Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures, *Technical Report NCEER 99-0018*. Buffalo, N.Y..
- 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..