

Problematiche di modellazione delle strutture esistenti in c.a. per la verifica sismica mediante analisi statica non lineare

L. Petti, I. Marino, M. De Iuliis, G. Giannattasio

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli studi di Salerno, Via Ponte don Melillo, 84084 Fisciano, Salerno

Keywords: Analisi Statica non Lineare, Verifica Strutture Esistenti

ABSTRACT:

Nel lavoro sono discusse alcune problematiche connesse all'uso delle metodologie di analisi statica non lineare per lo studio del comportamento sismico delle costruzioni esistenti. In particolare è indagata la risposta statica non lineare, ottenuta per mezzo di procedure semplificate a controllo di forza, al variare della modellazione numerica delle strutture e dei parametri di controllo delle procedure stesse. A tal fine nel lavoro si illustrano in forma comparata i risultati di analisi push-over condotte su strutture prese a riferimento al variare della descrizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, della modellazione del comportamento plastico degli elementi strutturali, dei vincoli interni adottati per la descrizione degli orizzontamenti, delle metodologie e delle procedure di analisi.

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'ingegneria sismica il metodo di riferimento per la valutazione della risposta strutturale è l'analisi modale con spettro di risposta assegnato. Tale metodologia, come noto, non permette di valutare le reali capacità deformative di una struttura in campo post-elastico, tuttavia ciò non rappresenta un limite per l'analisi degli edifici di nuova concezione, progettati nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze ed in modo da assicurare una prestabilita duttilità.

Diverso è il caso degli edifici esistenti di cui non è possibile prevedere a priori il comportamento in campo post-elastico in quanto generalmente progettati in assenza di adeguati criteri antisismici. In tal caso, l'esigenza di valutarne la risposta anche nei confronti di eventi sismici di forte magnitudo richiede necessariamente l'impiego di procedure di analisi di tipo non lineare [Lawson et al., 1994; Krawinkler and Seneviratna, 1998]. Tra queste, quelle semplificate di analisi statica non lineare (Nonlinear Static Procedures - NSP) a controllo di forza stanno diventando le metodologie di riferimento nelle moderne norme sismiche: *Capacity Spectrum Method* [ATC40], *Coefficient Method* [FEMA-274, NEHRP], *N2 Method* [EC8, OPCM 3274/03-3431/05].

Tali metodologie di analisi possono tuttavia dare risultati fortemente approssimati nel caso di strutture

alte e/o irregolari, nelle quali il contributo dei modi di vibrare superiori al primo è significativo, ovvero di strutture nelle quali il danno indotto dall'azione sismica modifica sensibilmente il comportamento dinamico. A tal proposito, sono state avanzate di recente proposte relative a metodologie alternative tra cui quelle di tipo "evolutive" o "adattivo" [Antoniou & Pinho, 2004] che risultano particolarmente adatte alle strutture esistenti in quanto consentono di portare in conto l'evoluzione del danneggiamento.

Indipendentemente dalla metodologia adottata, i risultati che si ottengono da tali analisi sono notevolmente influenzati dalla modellazione numerica del sistema strutturale nel suo complesso [Reddy, 2004]. In tale ambito, con il presente lavoro si vuole dare un contributo alla comprensione dell'importanza della scelta di un adeguato modello numerico rappresentativo della struttura che si vuole indagare. In particolare, scopo della ricerca è quello di individuare i parametri descrittivi del modello che più influenzano la risposta globale che si ottiene utilizzando metodi semplificati di analisi statica non lineare.

A tal fine, scelte alcune strutture di riferimento, sono state condotte analisi statiche non lineari a controllo di forza per differenti descrizioni del comportamento meccanico dei materiali, della modellazione del comportamento plastico degli elementi strutturali principali, dei vincoli interni adottati per la descrizione degli orizzontamenti, delle procedure e delle

metodologie di analisi. Le analisi numeriche sono state condotte con il programma agli elementi finiti OPENSEES [S. Mazzoni et al, 2006].

2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE INDAGATE

Ai fini dello studio sono state considerate due strutture campione:

1. la prima rappresentativa di edifici esistenti bassi ed irregolari in pianta ed in elevazione, progettati con le norme tecniche italiane dell'inizio degli anni '80 (*Edificio A*);
2. la seconda è descrittiva del modello in scala reale ICONS-FRAME [Carvalho et al.] di cui si dispone dei risultati di una vasta sperimentazione [Pinho and Elnashai]. Tale modello è rappresentativo di strutture progettate negli anni '60 senza criteri sismici (*Edificio B*).

La prima struttura presenta pianta rettangolare e si sviluppa su due livelli fuoriterra, per un'altezza totale di 8,25m. La struttura portante è intelaiata in c.a. con telai disposti in entrambe le direzioni, orizzontamenti realizzati con elementi predalle collegati attraverso una soletta gettata in opera e fondazioni del tipo a travi rovesce. I materiali utilizzati sono calcestruzzo R_{ck} 250 ed acciaio FeB44k. Nelle figure 1 e 2 si riportano gli schemi delle carpenterie dei due livelli.

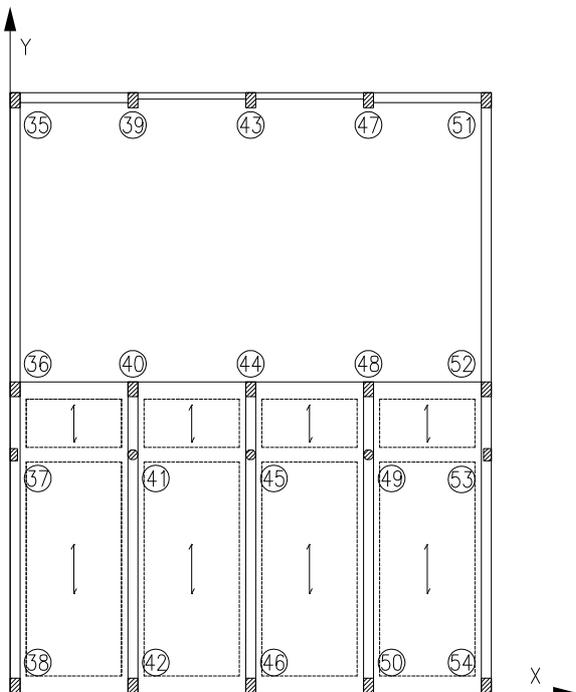


Figura 1. Carpenteria Primo Livello

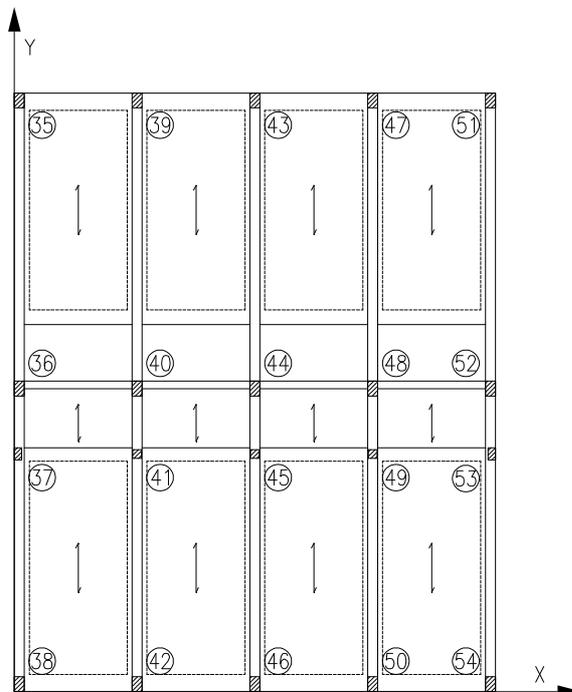


Figura 2. Carpenteria Secondo Livello

Di tale struttura, si evidenzia che al solo primo livello il solaio è interrotto in corrispondenza di una corte interna. Complessivamente sono presenti 5 telai in direzione Y, su cui poggiano i solai, posti ad interasse di 4,75 m. Tali telai sono composti da tre campate che misurano rispettivamente 11,70m, 2,65m e 9,35m (figure 3 e 4).

I telai disposti in direzione X sono realizzati per mezzo di travi a spessore. Ai fini dello studio si considera la sola direzione Y.

Pil. 60x40	Tra. 40x100	Pil. 60x40	Tra. 40x80	Pil. 35x35	Tra. 40x80	Pil. 60x40
Pil. 60x40	Tra. 40x100	Pil. 60x40	Tra. 40x80	Pil. Ø40	Tra. 40x80	Pil. 60x40

Figura 3. Telai di Bordo

Pil. 60x40	Tra. 40x100	Pil. 60x40	Tra. 40x80	Pil. 35x35	Tra. 40x80	Pil. 60x40
			Tra. 40x80		Tra. 40x80	

Figura 4. Telai Interni

Di seguito si riportano, tabelle 1 e 2, le armature degli elementi principali in c.a..

3 ASPETTI INERENTI LA PROCEDURA NUMERICA ADOTTATA PER LE ANALISI NON LINEARI

Tabella 1. Armature Pilastri (simmetrica).

PILASTRO(ORD.)	1°	2°
40 - 44 - 48	6 ϕ 16	6 ϕ 16
38 - 54	10 ϕ 16	10 ϕ 16
42 - 46 - 50	14 ϕ 16	14 ϕ 16
36 - 52	8 ϕ 16	8 ϕ 16
39 - 43 - 47	18 ϕ 20	18 ϕ 20
35 - 51	16 ϕ 16	16 ϕ 16
37 - 53	4 ϕ 16	4 ϕ 16
41 - 45 - 49	10 ϕ 16	10 ϕ 16

Tabella 2. Armature Travi (superiore/inferiore)

CAMPATE	1°			2°			3°		
	Sx	Mz	Dx	Sx	Mz	Dx	Sx	Mz	Dx
35-36-37-38	6 ϕ 16	3 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	3 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	5 ϕ 16	5 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16					
40-41-42				8 ϕ 16	6 ϕ 16	10 ϕ 16	10 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
				7 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
44-45-46				8 ϕ 16	6 ϕ 16	10 ϕ 16	10 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
				7 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
48-49-50				8 ϕ 16	6 ϕ 16	10 ϕ 16	10 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
				7 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
51-52-53-54	6 ϕ 16	3 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	3 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	5 ϕ 16	5 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16					

Per quanto attiene, invece, il modello ICONS-FRAME, esso è costituito da un telaio di quattro livelli e tre campate i cui schemi sono riportati in figure 5 e 6 [Carvalho et al., 1999].

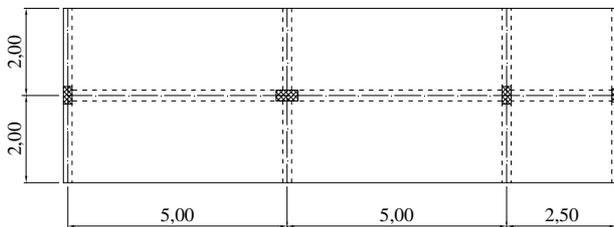


Figura 5. Pianta ICONS-FRAME

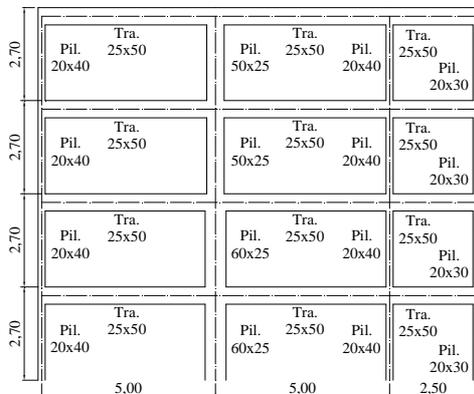


Figura 6. Telaio ICONS-FRAME

Tale struttura è stata progettata secondo la pratica costruttiva adottata nei paesi dell'Europa meridionale negli anni '50-'60. Si rimanda al lavoro di [Carvalho et al., 1999] per ulteriori dettagli.

Le analisi sono state condotte con il programma OPENSEES che consente di descrivere un sistema strutturale complesso mediante un linguaggio di programmazione aperto in ambiente Tcl. Tale programma è stato scelto in quanto consente di governare le analisi ed ogni aspetto della modellazione indagato nello studio.

Nel lavoro, al fine di valutare l'influenza sulla risposta globale delle strutture dei principali aspetti della modellazione, è stato scelto di adottare un'unica procedura numerica basata sull'algoritmo di "Newton-Raphson with line search" e sul solutore "SparseGeneral with pivot" che consente di gestire matrici delle rigidità sparse [S. Mazzoni, et al., 2006]. Tale procedura di integrazione, sebbene richiede generalmente tempi maggiori, si è dimostrata la più stabile ed efficiente nel risolvere i problemi considerati ed, inoltre, consente di controllare in modo esplicito la convergenza delle analisi, verificando ad ogni iterazione che l'errore compiuto sugli incrementi degli spostamenti sia minore di una determinata tolleranza, assunta nel lavoro pari a 10^{-6} . Tale metodo non consente di controllare, invece, in maniera diretta l'errore commesso sugli equilibri tra le forze esterne e le sollecitazioni interne ed, inoltre, la sperimentazione condotta ha evidenziato alcune difficoltà numeriche nel gestire legami costitutivi del calcestruzzo che prevedano una resistenza a trazione non nulla.

Sui modelli descritti sono state condotte analisi statiche non lineari a controllo di forza con distribuzioni di forze uniformi, triangolare ed adattiva. In particolare, nel primo caso è stata applicata alla struttura una distribuzione costante di azioni orizzontali che non tiene conto dei pesi sismici dei vari livelli ed è incrementata ad ogni step secondo la relazione seguente:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N}$$

dove ΔV_b è l'incremento del taglio alla base e N il numero totale di piani della struttura.

Nel caso di distribuzione triangolare delle azioni, è stata applicata uno schema di forze crescenti linearmente in elevazione in considerazione dell'altezza e del peso sismico di ogni livello, incrementata ad ogni step secondo la legge:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{l=1}^N W_l \cdot h_l} \cdot \Delta V_b$$

dove W_i e h_i rappresentano rispettivamente il peso e l'altezza del piano, ΔV_b l'incremento del taglio alla base.

Nel caso, invece, di distribuzione modale adattiva, ad ogni step le forze applicate ai diversi livelli sono state incrementate in accordo all'evoluzione che la prima forma modale subisce a causa del danneggiamento. In particolare, l'incremento di forza ad ogni livello è descritto dalla relazione:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \cdot \phi_{i1}}{\sum_{l=1}^N W_l \cdot \phi_{l1}} \cdot V_b - F_i^{old}$$

dove Φ_i rappresenta il contributo della prima forma modale al piano i esimo, V_b è il nuovo taglio alla base della struttura e F_i^{old} rappresenta la forza al piano i esimo nello step di carico precedente.

4 DESCRIZIONE DEI MODELLI ADOTTATI

Ai fini del lavoro, le strutture considerate sono state descritte per mezzo di modelli numerici bidimensionali e tridimensionali. Il comportamento non lineare degli elementi strutturali è stato descritto sia per mezzo di modelli a plasticità concentrata che distribuita. In tutti i casi analizzati, il comportamento non lineare delle sezioni è stato valutato per mezzo di modelli a fibre e sono stati portati in conto gli effetti dovuti alla non linearità geometrica.

Nel caso di modelli a plasticità concentrata, gli elementi strutturali sono descritti da un modello elastico-lineare nella zona centrale e da cerniere plastiche nelle zone terminali nell'ipotesi di distribuzione uniforme della flessibilità. In particolare, la lunghezza della cerniera plastica è stata valutata in accordo all'Eurocodice 8 (par. A.3.1.1) ovvero alle norme allegiate all'Ordinanza P.C.M 3431/05 (All. 11A). In tutti i casi la flessibilità delle aste tiene conto della reale distribuzione delle sollecitazioni ad ogni passo.

Nei modelli a plasticità distribuita è stata invece considerata un'opportuna discretizzazione degli elementi estendendone il comportamento plastico lungo l'intera lunghezza. In particolare, per i pilastri sono stati adottati elementi del tipo *force-based element* e per le travi *displacement-based element* [A. Neuenhofer, et al. 1997, 1998]. In tal modo è stato possibile controllare in modo diretto la deformazione assiale delle travi in considerazione dei vincoli imposti dagli orizzontamenti.

Nelle analisi il comportamento del calcestruzzo è stato descritto per mezzo di tre legami costitutivi [Mander et al., 1988]:

- modello di Kent-Scott-Park, nell'ipotesi di materiale non resistente a trazione, figura 7 (*Concrete 01*);

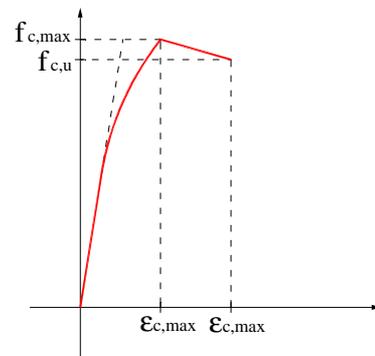


Figura 7. Modello calcestruzzo *Concrete01*

- modello di Kent-Scott-Park, nell'ipotesi di materiale resistente a trazione, figura 8 (*Concrete 02*);

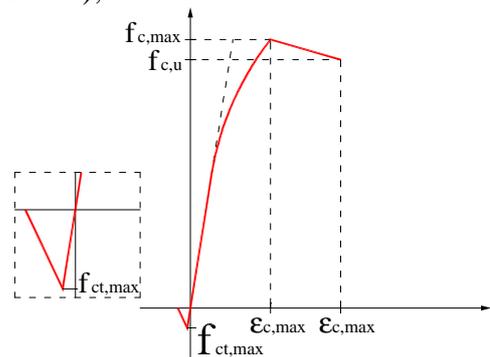


Figura 8. Modello calcestruzzo *Concrete02*

- modello di Popovics nell'ipotesi di materiale resistente a trazione fino al raggiungimento della massima resistenza a trazione, figura 9 (*Concrete 04*).

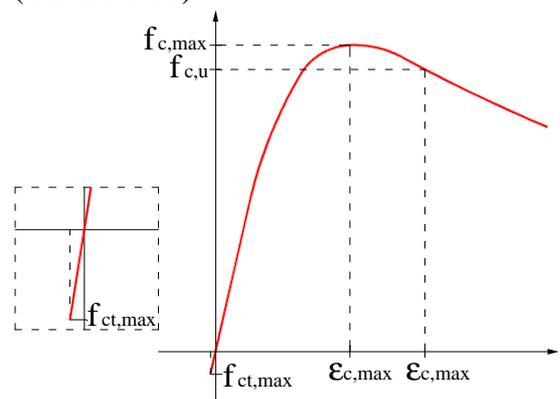


Figura 9. Modello calcestruzzo *Concrete04*

Per l'acciaio si considera, invece, un legame costitutivo elastico - perfettamente plastico.

Per l'*edificio A* è stato assunto per il calcestruzzo non confinato un valore di 33,5 MPa per la resistenza massima a compressione in corrispondenza di una deformazione del 0,2% e di 28,45 MPa in corrispondenza della massima deformazione (0,35%). L'effetto del confinamento è stato valutato considerando il modello di Richart.

Per l'acciaio è stata assunto un comportamento elasto-plastico con resistenza al limite elastico pari a

430 MPa.

Per l'*edificio B* è stato invece utilizzato per il calcestruzzo non confinato un valore di 16,0 MPa per la resistenza massima a compressione in corrispondenza di una deformazione pari a 0,2% e di 13,60 MPa in corrispondenza della massima deformazione (0,35%). Anche in tal caso, l'effetto del confinamento è stato valutato considerando il modello di Richart. Per l'acciaio è stato assunto un comportamento elasto-plastico con una resistenza al limite elastico pari a 343 MPa.

I modelli bidimensionali sono stati costruiti disponendo in serie i telai longitudinali delle strutture indagate secondo le seguenti modalità:

- telai collegati ad ogni livello imponendo lo stesso spostamento orizzontale rispettivamente per il nodo finale e quello iniziale di ogni coppia di telai consecutivi (*pendoli*);
- telai collegati imponendo spostamenti orizzontali identici per tutti i nodi di uno stesso livello (*diaframma rigido*);
- telai collegati imponendo spostamenti orizzontali identici per tutti i nodi di uno stesso livello ma considerando le travi non vincolate nei confronti delle deformazioni longitudinali (*travi sconnesse*).

Per i modelli tridimensionali, gli orizzontamenti sono stati descritti attraverso elementi piastra di opportuna rigidità (*shell*) ovvero con vincoli cinematici rappresentativi di impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano (*diaframma*).

5 DESCRIZIONE DEI PRINCIPALI RISULTATI

Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte sul modello bidimensionale rappresentativo dell'*Edificio A* per distribuzione di forze uniforme al variare del legame costitutivo del calcestruzzo, della descrizione delle zone rigide in corrispondenza dei nodi, dei vincoli dovuti agli orizzontamenti e del tipo di plasticità.

Le analisi statiche non lineari condotte hanno mostrato, come era da attendersi, che nel caso particolare dell'*edificio A* la risposta risulta poco influenzata dalla distribuzione di forze adottata. Si veda, ad esempio, nella figura 10 il confronto tra le risposte valutate per le diverse distribuzioni di carico per il modello bidimensionale (*diaframma rigido*) a plasticità distribuita nel caso di calcestruzzo non resistente a trazione (*concrete 01*) ed aste con estremi rigidi in corrispondenza dei nodi.

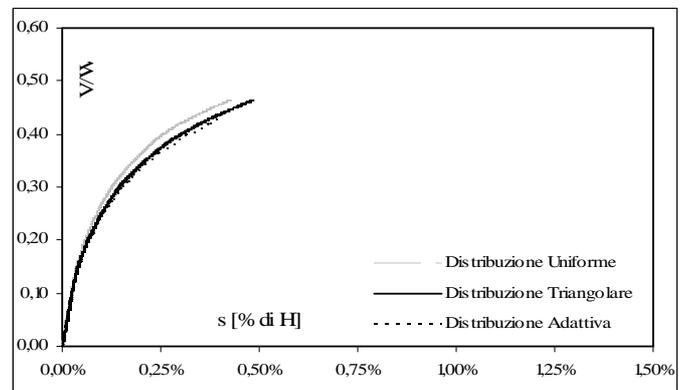


Figura 10. *Edificio A*, Influenza sulla risposta della distribuzione di forze adottata

Nelle figure 11-14 si riporta l'andamento della risposta statica non lineare al variare della modellazione del comportamento del calcestruzzo per i casi di plasticità concentrata ovvero distribuita e presenza o meno di zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi.

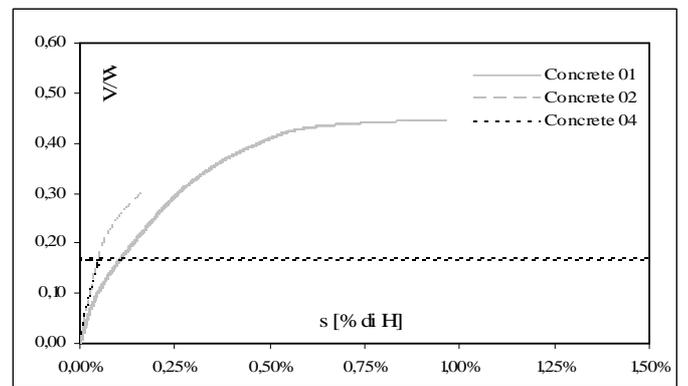


Figura 11. *Edificio A - Diaframma Rigido*, Influenza sulla risposta del legame costitutivo del calcestruzzo nel caso di plasticità concentrata e senza zone rigide

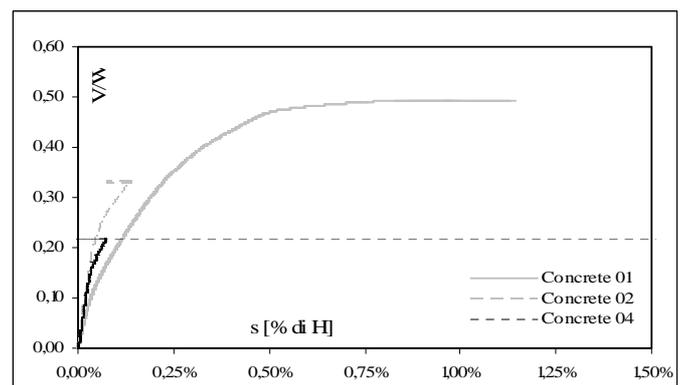


Figura 12. *Edificio A - Diaframma Rigido*, Influenza sulla risposta del legame costitutivo del calcestruzzo nel caso di plasticità concentrata e in presenza di zone rigide

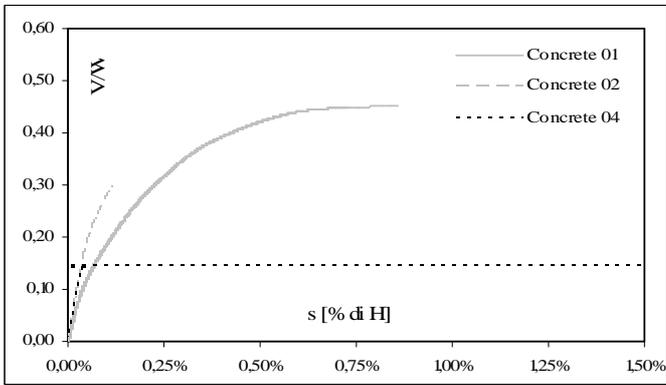


Figura 13. Edificio A – Diaframma Rigido, Influenza sulla risposta del legame costitutivo del calcestruzzo nel caso di plasticità distribuita e senza zone rigide

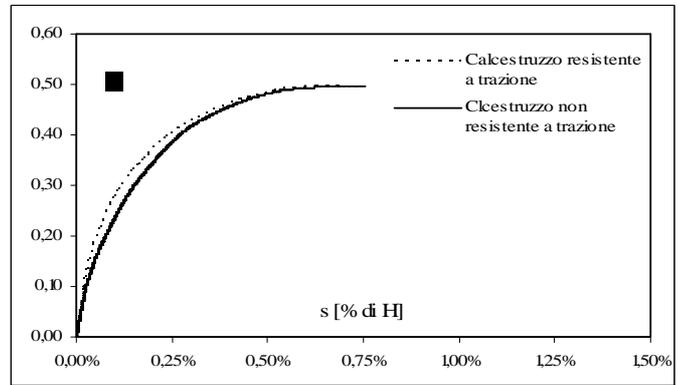


Figura 15. Edificio A – Diaframma Rigido, Influenza sulla risposta del legame costitutivo del calcestruzzo nel caso di plasticità distribuita e in presenza di zone rigide

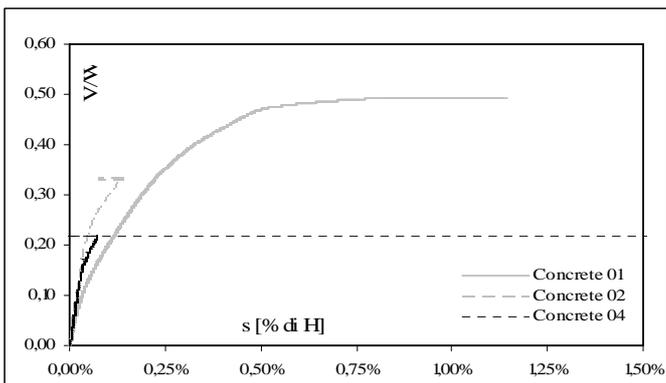


Figura 14. Edificio A – Diaframma Rigido, Influenza sulla risposta del legame costitutivo del calcestruzzo nel caso di plasticità distribuita e in presenza di zone rigide

Nelle figure 16-18 si riporta l'andamento della risposta in considerazione o meno delle zone rigide nelle aste in prossimità dei nodi ed al variare dei vincoli previsti in corrispondenza degli orizzontamenti. Le analisi sono state condotte considerando il calcestruzzo non resistente a trazione (*Concrete 01*) e modelli a plasticità concentrata.

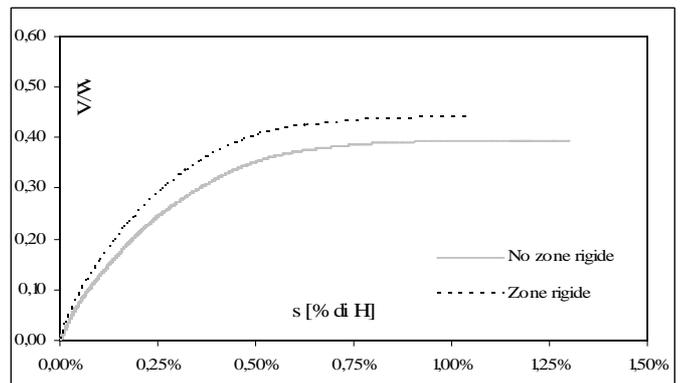


Figura 16. Edificio A – Plasticità Concentrata – Concrete 01, Influenza sulla risposta della modellazione delle zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi nel caso di telai longitudinali collegati da pendoli (*pendoli*)

I risultati ottenuti mostrano che generalmente nel caso di modelli in cui si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo l'analisi, a causa di problemi di convergenza numerica della procedura di integrazione adottata, sottostima il valore della resistenza massima della struttura. Inoltre, si osserva che l'analisi risulta fortemente instabile quando non si modella il comportamento del calcestruzzo dopo il raggiungimento della massima resistenza a trazione (*Concrete 04*). Ciò trova riscontro nei risultati delle analisi descritte in figura 15 ottenute adottando tolleranze più ampie per gli errori commessi nella procedura numerica di integrazione al passo. In tal caso, avendo adottato un errore massimo pari a 10^{-3} ed utilizzando un legame costitutivo del tipo *Concrete 02* si ottengono risultati confrontabili a quelli ottenuti utilizzando un legame costitutivo di calcestruzzo non resistente a trazione. Si osserva, inoltre, che considerare la resistenza a trazione del calcestruzzo produce un leggero irrigidimento del comportamento nella fase iniziale ma lascia inalterata la risposta in termini di resistenza massima e spostamento ultimo corrispondente.

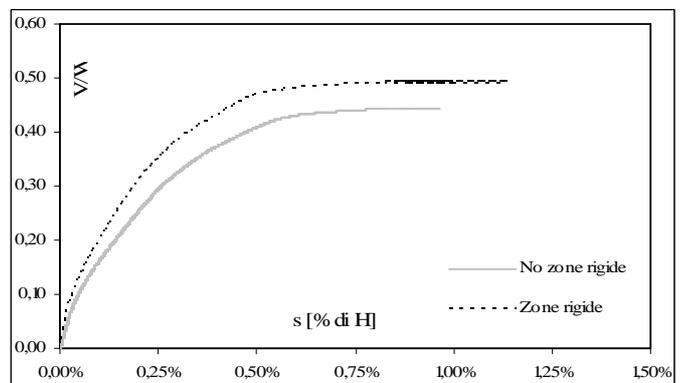


Figura 17. Edificio A – Plasticità Concentrata – Concrete 01, Influenza sulla risposta della modellazione delle zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi nel caso di telai longitudinali collegati da diaframma (*diaframma rigido*)

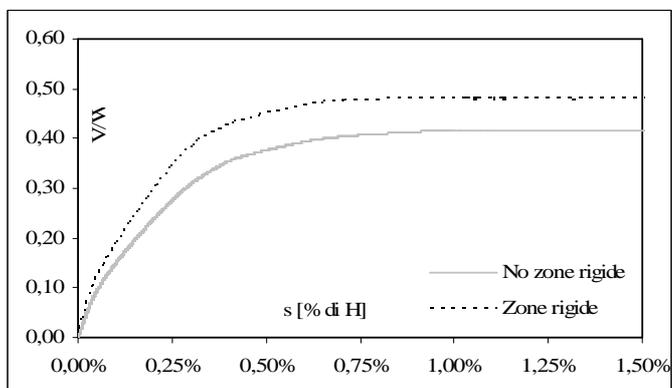


Figura 18. Edificio A – Plasticità Concentrata – Concrete 01, Influenza sulla risposta della modellazione delle zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi nel caso di telai longitudinali collegati da diaframma, ma con travi con deformazioni longitudinali libere (*travi sconnesse*)

I risultati mostrano che in generale considerare le estremità delle aste rigide in corrispondenza dei nodi comporta il raggiungimento di valori della resistenza maggiori, anche del 20%, indipendentemente dai vincoli considerati per descrivere gli orizzontamenti. Tali vincoli influenzano, invece, i valori dello spostamento ultimo che si raggiunge.

Nelle figure 19-20 si riporta il confronto tra le stesse risposte numeriche al variare dei vincoli considerati per gli orizzontamenti per i modelli a plasticità concentrata, nel caso si consideri o meno la presenza di zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi.

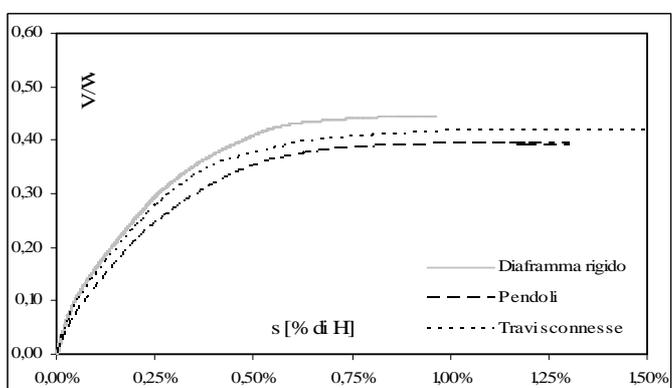


Figura 19. Edificio A – Concrete 01, Influenza sulla risposta della modellazione degli orizzontamenti nel caso di modelli a plasticità concentrata e senza zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi

Le analisi mostrano che la presenza di un diaframma rigido comporta, indipendentemente dalla presenza di zone rigide, valori della resistenza superiori anche del 20%. I valori minori della resistenza si ottengono nel caso si considerino vincoli del tipo *pendoli*. Vincoli del tipo *travi sconnesse* determinano un comportamento in termini di resistenza intermedio. Pur tuttavia, in quest'ultimo caso si attingono spostamenti ultimi maggiori rispetto al caso di vincoli del tipo *diaframma* o *pendoli*.

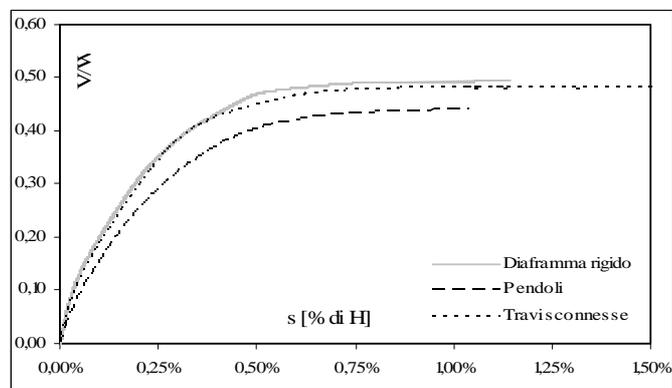


Figura 20. Edificio A – Concrete 01, Influenza sulla risposta della modellazione degli orizzontamenti nel caso di modelli a plasticità concentrata e in presenza di zone rigide nelle aste in corrispondenza dei nodi

Nel caso di modelli a plasticità distribuita si ottengono risultati simili a quelli ottenuti per plasticità concentrata (figura 21).

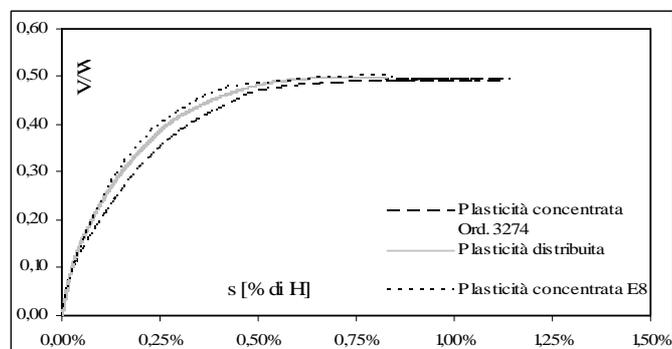


Figura 21. Edificio A – Concrete 01 – Diaframma rigido – Zone rigide, Influenza sulla risposta della modellazione della modellazione di plasticità degli elementi

Nella figura 22 si riporta il confronto tra le risposte statiche non lineari ottenute dal modello tridimensionale al variare delle condizioni di vincolo rappresentative degli orizzontamenti nel caso di plasticità distribuita. In particolare, gli orizzontamenti sono stati descritti adottando un diaframma rigido nel proprio piano ovvero elementi bidimensionali piastra in calcestruzzo di spessore equivalente 4 o 10cm. In tutti i casi si è considerata la presenza di zone rigide nelle aste in prossimità dei nodi.

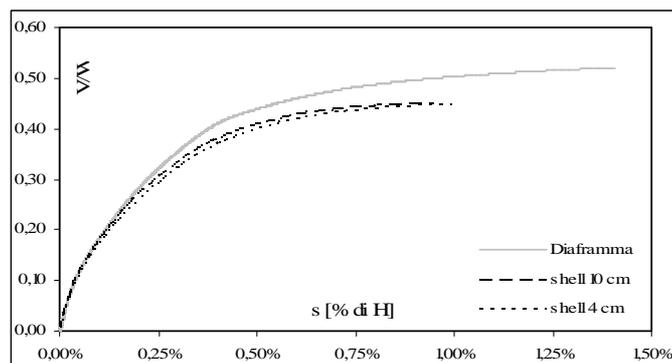


Figura 22. Edificio A – Concrete 01 – Diaframma rigido – Zone rigide, Influenza sulla risposta della modellazione dei vincoli che descrivono gli orizzontamenti

L'analisi dei risultati evidenzia che l'adozione di un diaframma rigido comporta una sovrastima delle massime resistenze. Le differenze che si ottengono invece dall'adozione di elementi piastra di spessore equivalente 4 ovvero 10 cm risultano trascurabili.

Per quanto attiene l'Edificio B, si riporta nella figura 23 il confronto tra le risposte valutate per le diverse distribuzioni di carico per il modello bidimensionale (*diaframma rigido*) a plasticità distribuita nel caso di calcestruzzo non resistente a trazione (*Concrete 01*) ed aste con estremi rigidi in corrispondenza dei nodi.

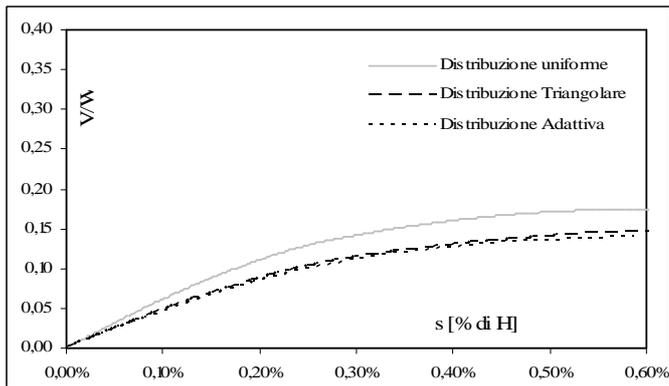


Figura 23. Edificio B – Concrete 01 – Diaframma rigido – Zone rigide – Modello bidimensionale, Influenza sulla risposta della distribuzione di forze adottata

In tal caso, i risultati mostrano che la resistenza minore si attinge nel caso di distribuzione delle forze del tipo adattivo con una risposta paragonabile a quella che si ottiene nel caso di distribuzione triangolare.

I risultati ottenuti dal modello bidimensionale trovano riscontro nelle analisi condotte sul modello tridimensionale nel quale gli orizzontamenti sono stati descritti mediante elementi piastra (figura 24).

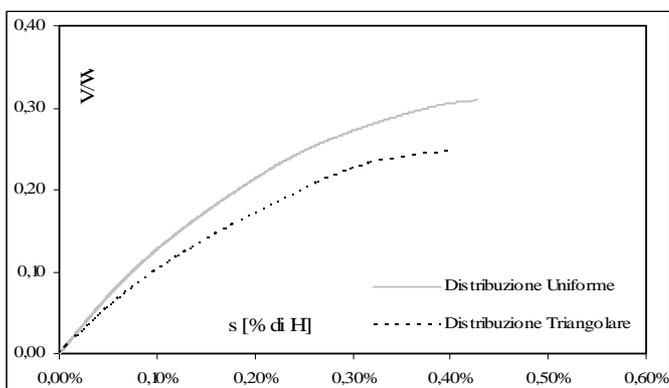


Figura 24. Edificio B – Concrete 01 – Diaframma rigido – Zone rigide – modello tridimensionale, Influenza sulla risposta della distribuzione di forze adottata

Nella figura 25 si riporta, infine, il confronto tra gli spostamenti massimi relativi di piano ottenuti dalla sperimentazione numerica condotta sul model-

lo tridimensionale e quelli ottenuti dalla sperimentazione sul modello in scala [Pinho and Elnashai, 2002].

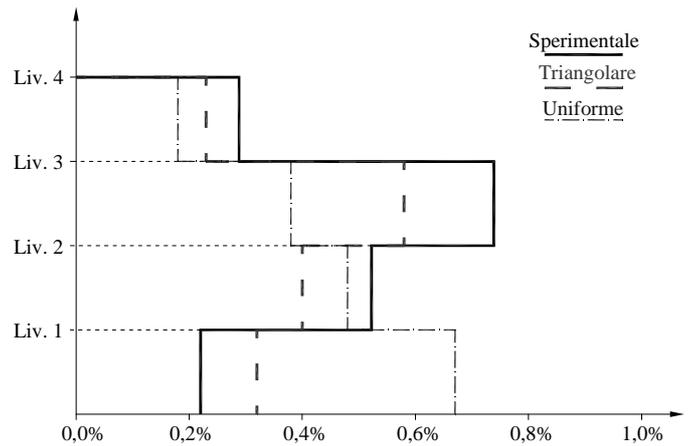


Figura 25. Edificio B – Confronto tra gli spostamenti di piano ottenuti dalla sperimentazione sul modello in scala e dalle analisi numeriche condotte.

Il confronto mostra che, in tal caso, l'adozione di una distribuzione triangolare delle forze coglie meglio il comportamento della struttura. Un risultato analogo lo si ottiene dal confronto della resistenza massima valutata numericamente con quella attinta nella sperimentazione sul modello in scala. I risultati mostrano, inoltre, che le analisi numeriche condotte a controllo di forza non sono, come era da aspettarsi, in grado di cogliere le reali capacità deformative e risultano pertanto cautelative nella stima della duttilità disponibile.

6 CONCLUSIONI

Il lavoro ha illustrato i risultati di una vasta sperimentazione numerica condotta al fine di evidenziare l'influenza della modellazione sulla risposta sismica valutata per mezzo di procedure semplificate di analisi statica non lineare a controllo di forza.

I risultati ottenuti dalle indagini condotte hanno evidenziato che la modellazione degli orizzontamenti influenza in modo marcato la risposta. In particolare, modellare gli orizzontamenti come infinitamente rigidi determina un sensibile aumento della resistenza massima. Un analogo risultato lo si ottiene considerando la presenza di zone rigide agli estremi degli elementi strutturali.

Sensibili differenze sono state inoltre riscontrate sulla capacità deformativa delle strutture indagate a seconda che il comportamento non lineare degli elementi strutturali sia descritto mediante modelli a plasticità distribuita ovvero concentrata. Alla modellazione a plasticità concentrata corrispondono capacità deformative notevolmente maggiori. Minore risulta, invece, l'effetto della diversa modellazione della plasticità sulla risposta in termini di resistenza.

I risultati ottenuti hanno infine evidenziato che

considerare la resistenza a trazione del calcestruzzo non influenza in maniera significativa la risposta numerica mentre comporta un notevole aggravio di natura computazionale.

BIBLIOGRAFIA

- Antoniou, S. and Pinho, R. [2004]. *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, no. 4.
- ATC40 [1996] *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Vol. 1, ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council.
- Bathe, K.J. [1982], *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall Inc
- Carvalho EC, Coelho E. [1999] *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames/Characteristics of the tests specimens, materials and testing conditions*. Lisbon: ICONS, LNEC Report
- Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance, Part 1*, European standard prEN 1998-1, Draft No.6. Brussels: European Committee for Standardization, Gennaio 2003.
- FEMA 274, NEHRP [1997] guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273, and NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 274. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency,.
- FIB [2003] Task Group 7.1, *Assessment and retrofit of reinforced concrete buildings*, FIB
- Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. [1998]. *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, *Engineering Structures*, 20(4-6), pp 452-464.
- Lawson, R.S., Vance, V. and Krawinkler, H. [1994]. *Nonlinear static push-over analysis - why, when, and how?*, Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, I, Vol I:283-292.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. [1988]. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), 1804-1825.
- S. Mazzoni, F. McKenna, G.L. Fenves, [2006] *OpenSees Command Language Manual*, University of California,
- A. Neuenhofer, F.C. Filippou, [1997] *Evaluation of nonlinear frame finite – element models*, *Journal of Structural Engineering*, July 1997, pp. 958 – 966
- A. Neuenhofer, F.C. Filippou, *Geometrically nonlinear flexibility – based frame finite element*, *Journal of Structural Engineering*, June 1998, pp. 704 – 711
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, 20 marzo 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n 3431, *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n.3274/03*, 3 maggio 2005.
- Pinho and Elnashai, [2002], *Dynamic Collapse Testing of a Full-Scale Four Story RC frame*, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 37, No. 4, Special Issue, pp. 143-164.
- Popovics, S., [1973], *A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete*. *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599.
- Reddy, J.N. [2004] *An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis* Oxford University Press, USA