

PROBLEMATICHE DI MODELLAZIONE NELLA VALUTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

R. Sousa^a, F. Bianchi^a, R. Pinho^b, R. Nascimbene^a

^a *EU CENTRE - European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering,
Via Ferrata 1, 27100 Pavia, e-mail: romain.sousa@eucentre.it, federica.bianchi@eucentre.it,
roberto.nascimbene@eucentre.it*

^b *Università degli Studi di Pavia - Dipartimento di Meccanica Strutturale,
Via Ferrata 1, 27100 Pavia, e-mail: rui.pinho@unipv.it*

Sommario

Argomento: *Problemi di modellazione per l'analisi sismica delle strutture esistenti*

Molti edifici in c.a. del patrimonio edilizio esistente sono stati progettati per i soli carichi verticali, presentando un'inadeguata resistenza ai carichi laterali e scarsi dettagli costruttivi. Inoltre, il concetto di regolarità in pianta e in elevazione, tipico di una buona progettazione sismica, spesso è stato trascurato. Per valutare il comportamento sismico di tali edifici, alcune recenti normative in materia sismica - quali l'EC8 e le NTC08 - hanno introdotto diverse prescrizioni sulle tipologie di analisi, le distribuzioni di carico, l'eccentricità accidentale, ecc., lasciando, però, ai progettisti piena autonomia a proposito delle strategie di modellazione (es. impalcati, tamponamenti verticali, tipologia di elementi finiti, masse, ecc.). L'obiettivo del presente lavoro è quello di stimare, tramite l'esecuzione di analisi non-lineari (statiche e dinamiche) per un edificio reale, l'influenza di tali strategie nella valutazione sismica delle strutture, al fine di fornire indicazioni sull'importanza di ogni scelta progettuale.

Parole chiave: edifici esistenti in c.a., risposta sismica, analisi non-lineare, elementi a fibre

1. INTRODUZIONE

Dal punto di vista della sicurezza sismica, la valutazione del patrimonio edilizio esistente pone un problema molto più serio e complesso se confrontato con la più sicura progettazione sismica delle nuove costruzioni. Inoltre, poiché negli ultimi trent'anni si è assistito ad un significativo aumento delle conoscenze nel campo dell'ingegneria sismica, si è constatato che anche le strutture relativamente più recenti non sono più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalle normative in continua evoluzione.

La comunità scientifica ha ormai riconosciuto che gli approcci basati sulle forze sono inadeguati per la valutazione sismica delle strutture esistenti, prediligendo gli approcci in spostamento che tendono a fornire una stima più idonea della capacità reale della struttura. Per attuare questa nuova filosofia e stimare con precisione le deformazioni degli elementi, generalmente valutate in termini di rotazioni alla corda, sono richiesti strumenti avanzati di modellazione tali da consentire alla struttura di andare oltre il campo lineare.

Allo stato attuale, le analisi dinamiche non-lineari sono l'approccio più accurato per valutare la risposta sismica delle strutture. Oltre a queste, le analisi statiche non-lineari (Pushover) sono considerate un approccio semplificato che consente la valutazione del comportamento della struttura quando è sottoposta ad un carico laterale monotono crescente. Nonostante quest'ultimo sia considerato

un metodo appropriato per le strutture regolari, l'estensione della sua applicazione a strutture irregolari è stata indicata come una delle principali limitazioni di questo tipo di analisi.

I risultati del presente lavoro forniranno alcune indicazioni sugli aspetti critici della modellazione strutturale che richiedono urgente attenzione al fine di superare alcune incertezze legate alla valutazione delle strutture esistenti in cemento armato.

2. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI EDIFICI IRREGOLARI IN C.A.

Gli eventi sismici che si sono verificati negli ultimi trent'anni, come il terremoto del Messico nel 1985, Northridge nel 1994, Kobe nel 1995 e Kocaeli nel 1999, hanno provocato gravi danni agli edifici in c.a. con comportamento non-duttile, mettendo in evidenza come molte costruzioni situate in zone sismiche non siano in grado di resistere a terremoti di intensità moderata e severa. Ciò è testimoniato dal fatto che tali strutture hanno mostrato danni rilevanti con conseguente perdita di vite umane.

Nella maggior parte dei casi le strutture sopra citate sono state progettate per resistere ai soli carichi gravitazionali, trascurando così tutti i concetti fondamentali per un buon comportamento sismico, come la regolarità in pianta e in elevazione, adeguati sistemi di resistenza laterale, opportuni dettagli costruttivi, ecc. Poiché le azioni laterali non sono state prese in considerazione in fase progettuale, le sezioni trasversali dei pilastri tendono ad essere relativamente piccole e con armatura longitudinale e trasversale insufficiente. Molto spesso queste strutture presentano anche una rastremazione dei pilastri lungo l'altezza dell'edificio. Di conseguenza questi elementi strutturali possiedono una ridotta capacità deformativa e, molto spesso portano alla formazione di meccanismi di "piano debole" e deformate caratterizzate da una forte componente torsionale.

Ci sono altri elementi strutturali che, pur non essendo considerati come parte del sistema sismo-resistente principale, potrebbero modificare la risposta dell'edificio quando quest'ultimo è sottoposto a carichi laterali. Per esempio, i pannelli di tamponamento sono spesso considerati elementi secondari o "non-strutturali", presenti solo per fornire una separazione fisica degli spazi e un opportuno isolamento, senza avere, pertanto, alcuna finalità strutturale. Per questo motivo, in genere vengono trascurati nella procedura di valutazione. Tuttavia, nei telai in c.a. con tamponamenti in muratura, questi ultimi possono avere un ruolo fondamentale nel controllo della risposta globale, influenzando le prestazioni del telaio e determinandone la rottura. L'esperienza acquisita dall'osservazione dei terremoti suggerisce che i pannelli di tamponamento molto resistenti, anche se non-strutturali, spesso forniscono la maggior parte della resistenza sismica necessaria e prevengono il collasso delle strutture in c.a. relativamente flessibili e deboli [1]. Tuttavia, molto spesso i tamponamenti non sono uniformemente distribuiti in pianta e in altezza, costringendo l'edificio a comportarsi in modo irregolare e, in questo modo, imponendo elevate richieste sia in termini di forze che di deformazioni, che possono portare al collasso locale o addirittura globale della struttura. In questo studio, i pannelli di tamponamento sono stati modellati utilizzando l'elemento proposto da Crisafulli [2].

Un altro aspetto che richiede particolare attenzione è il modo in cui vengono modellati i solai. Il solaio, molto spesso ignorato nel processo di valutazione strutturale, può giocare un ruolo importante, soprattutto nel caso di edifici irregolari - il suo effetto dipende principalmente dal relativo rapporto tra la sua rigidezza nel piano e quella degli elementi verticali, nonché dalla sua posizione nel piano. In genere possono essere considerate tre diverse strategie di modellazione: assenza di solaio, diaframma rigido, e una soluzione intermedia (e forse più realistica), in cui viene considerata la rigidezza effettiva del solaio esistente. Quest'ultima strategia può essere attuata tramite l'impiego di bielle incrociate equivalenti oppure, soluzione forse più semplice e veloce, per mezzo di vincoli nodali esterni con calibrate funzioni di penalizzazione. Si ricorda che le diverse ipotesi appena citate non influenzano solamente il comportamento globale delle strutture, ma anche quello a livello degli elementi, come sarà dimostrato al paragrafo 8.

Per tener conto delle incertezze dovute alla posizione delle masse e alla variazione spaziale del moto sismico, alcune recenti normative in materia sismica come l'EC8 [3] e le NTC08 [4] hanno introdotto il concetto di "eccentricità accidentale" (che impone un ulteriore effetto torsionale alla struttura) e un certo numero di distribuzioni di carico laterale per l'analisi statica non-lineare, volte a riprodurre gli effetti dei modi di vibrare più elevati in pianta e in elevazione.

In sintesi, nel presente studio parametrico è stata valutata l'importanza nonché l'impatto, nella valutazione delle strutture in c.a., dei seguenti parametri strutturali:

- pannelli di tamponamento;
- solaio rigido/deformabile;
- eccentricità accidentale.

3. MODELLAZIONE DI EDIFICI IN C.A.

Supportati dalla rapida crescita, negli ultimi anni, degli strumenti di calcolo assistito, gli ingegneri strutturali hanno oggi a disposizione codici molto avanzati. Inoltre, i professionisti sono sempre più costretti a tenersi aggiornati sugli sviluppi di modellazione e sulle richieste normative. Ponendo l'attenzione su quest'ultima osservazione, il presente lavoro si propone di chiarire alcuni problemi di modellazione che si sono dimostrati cruciali nella valutazione sismica delle strutture esistenti in c.a..

Come accennato in precedenza, le analisi dinamiche non-lineari sono, in questo momento, l'approccio più accurato per stimare il comportamento sismico delle strutture. Tuttavia, questa procedura avanzata richiede un grande sforzo computazionale per l'elaborazione delle analisi e, allo stesso tempo, i risultati estrapolati dal software forniscono informazioni relative ad un singolo evento sismico. Pertanto, al fine di ovviare a questi inconvenienti, l'analisi statica non-lineare si pone come un approccio semplificato che consente la stima della capacità, definita in termini di taglio alla base e spostamenti laterali, di strutture sottoposte a carichi laterali via via incrementati.

Al fine di semplificare la procedura di valutazione, un approccio comune consiste nel concentrare la massa della struttura ai nodi trave-colonna piuttosto che distribuirla lungo gli elementi.

Seguendo questa procedura, il tempo necessario per la costruzione del modello, nonché la fase di svolgimento dell'analisi, potrebbe essere notevolmente ridotto. L'utilizzo della massa distribuita rappresenta un approccio più adatto e preciso che permette la corretta caratterizzazione di entrambi i comportamenti strutturali, globale e locale. D'altro canto, a partire dalle ricerche presentate in [5], la concentrazione delle masse in corrispondenza dei nodi strutturali trave-colonna è una soluzione particolarmente appropriata per l'analisi statica non-lineare poiché la valutazione delle forme modali e della risposta globale dell'edificio è coerente con la scelta di distribuire le forze laterali di pushover nei nodi strutturali. Tuttavia, poiché questa ipotesi potrebbe portare a incongruenze a livello dell'elemento, è stato eseguito uno studio di sensitività facendo uso di entrambi gli approcci.

In precedenza, particolare attenzione è stata indirizzata alle problematiche di modellazione associate alla prestazione computazionale. Tuttavia, va sottolineato che anche il tempo impiegato durante le fasi di pre- e post-elaborazione è molto importante. Per questo motivo, e considerando che per entrambi i carichi statici e sismici il danno delle travi è concentrato alle estremità dell'elemento, viene preso in considerazione un elemento trave "semplificato", che consiste in un unico elemento che per tutta la sua lunghezza è caratterizzato da una sola sezione (quella di estremità). In questo approccio, il numero di sezioni, nonché il numero di elementi è notevolmente ridotto. Inoltre, in questo modo le rotazioni alla corda degli elementi possono essere ottenute direttamente dal software senza ulteriori calcoli. Risulta quindi ovvio che, poiché in questo approccio le travi non possiedono sufficiente armatura per resistere ai momenti positivi in mezzera, è raccomandato l'uso di masse concentrate applicate ai nodi trave-colonna.

In sintesi, sono state selezionate le seguenti ipotesi di modellazione/analisi al fine di valutare la loro influenza sulla risposta sismica delle strutture esistenti in c.a.:

- confronto tra analisi non-lineare statica e dinamica;
- modellazione della massa (concentrata o distribuita);
- suddivisione degli elementi (elemento trave "semplificato").

Oltre a ciò, ci sono molte altre questioni strutturali, come l'effetto dell'interazione suolo-struttura, il comportamento dei nodi trave-colonna, lo scorrimento delle barre, ecc., che hanno bisogno di ulteriori chiarimenti. Tuttavia, a causa della loro complessità e importanza secondaria in termini pratici, non sono stati inclusi nel presente studio parametrico.

4. INQUADRAMENTO DELLO STUDIO PARAMETRICO

La struttura analizzata in questo lavoro è l'edificio SPEAR, prototipo costruito nell'ambito del progetto SPEAR. L'obiettivo principale di tale progetto era quello di contribuire al miglioramento delle attuali pratiche di progettazione, valutazione e adeguamento e allo sviluppo di nuovi metodi semplificati per la valutazione sismica e la riabilitazione delle strutture esistenti [6]. Per enfatizzare i problemi causati dall'irregolarità in pianta nelle vecchie strutture, il prototipo è stato appositamente progettato in modo da rappresentare una tipica costruzione non antisismica: si tratta di un sistema "trave forte-colonna debole", a cui si aggiungono gli inconvenienti originati dall'eccentricità di piano, i problemi dovuti agli scarsi dettagli costruttivi, agli elementi o nodi dimensionati per gravità e ad una ormai superata pratica costruttiva.

L'analisi della struttura è stata eseguita con SeismoStruct, programma agli elementi finiti capace di predire il comportamento in grandi spostamenti di strutture intelaiate tridimensionali soggette a carichi statici e dinamici, tenendo in considerazione sia la non linearità geometrica sia l'inelasticità dei materiali [7].

Il lavoro di Lanese *et al.* [8] ha messo in evidenza una buona concordanza tra i risultati osservati nei test sperimentali e quelli analitici (ottenuti modellando l'edificio in SeismoStruct). Considerando come punto di partenza il modello proposto da questi autori, l'edificio è stato modificato al fine di valutare l'importanza dei parametri menzionati in precedenza.

Si evidenzia che l'influenza di ogni singolo parametro è stata valutata indipendentemente dagli altri. Al fine di ottenere risultati dettagliati, sono state compiute 344 analisi statiche non-lineari e 224 analisi dinamiche non-lineari (NLTHAs). Per semplicità, nel presente lavoro verrà presentata una selezione dei risultati più rappresentativi.

5. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio è una costruzione con struttura intelaiata in c.a. di tre piani fuori terra, regolare in elevazione e con un'altezza di piano pari a 3 m. La configurazione del piano non è simmetrica nelle due direzioni X e Y (Figura 1), con le campate dei telai che vanno da 3 a 6 metri. Quasi tutte le colonne hanno una sezione quadrata di 250 x 250 mm; l'unica che si differenzia è la colonna C6 (Figura 2), di sezione 250 x 750 mm, che rende l'edificio molto più rigido lungo la direzione Y.

Il centro di rigidità (CR) (basato sulla rigidità secante a snervamento delle colonne) è eccentrico rispetto al centro di massa (CM) di 1,3 m nella direzione X (~ 13% della dimensione del piano) e di 1,0 m in direzione Y (~ 9,5% della dimensione del piano) [6].

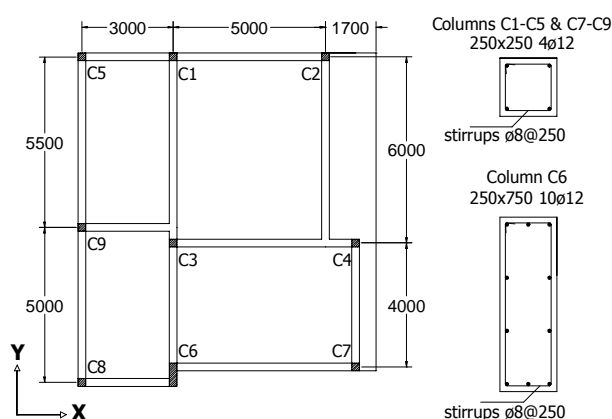


Figura 1: Geometria dell'edificio in esame

6. DEFINIZIONE DELLE ANALISI DA SVOLGERE

Come accennato in precedenza, la struttura è stata sottoposta ad analisi non-lineari sia statiche che dinamiche. Per quanto riguarda le prime, la recente normativa italiana NTC08 [4] suggerisce di

selezionare almeno due delle cinque distribuzioni di forze d'inerzia presentate nel seguito (si fa notare che l'introduzione della distribuzione adattiva rappresenta una novità nella normativa italiana):

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (triangolare);
- distribuzione corrispondente al primo modo vibrare (modale);
- distribuzione proporzionale ai tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare;
- distribuzione uniforme di forze;
- distribuzione adattiva.

Per lo svolgimento delle analisi dinamiche, invece, al fine di acquisire una rappresentazione realistica del comportamento strutturale e di valutare le prestazioni degli approcci semplificati, come l'analisi statica non-lineare, sono stati selezionati 7 accelerogrammi reali. La selezione è stata fatta in modo tale che la media degli spettri di risposta dei 14 record (7 accelerogrammi per ciascuna direzione) fosse il più vicino possibile allo spettro di risposta elastico (Figura 2).

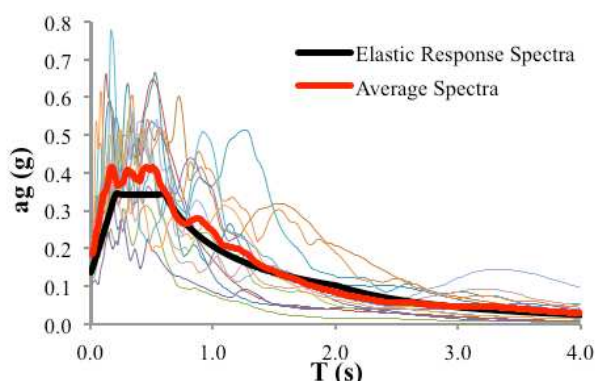


Figura 2: Spettri di risposta in accelerazione

La struttura è stata poi sottoposta ad una coppia di accelerogrammi applicati alla base e simultaneamente nelle due direzioni orizzontali (X e Y).

Si fa notare che l'alta deviazione di ciascuno spettro di risposta rispetto alla media è difficile da evitare, quindi per i diversi accelerogrammi si osserva una grande variazione nella risposta dinamica. Ricordiamo, tuttavia, che l'obiettivo principale è quello di valutare l'affidabilità dei diversi approcci, piuttosto che una conformità della capacità/domanda sismica rispetto ai requisiti normativi.

Le proprietà principali degli accelerogrammi selezionati sono presentate nella Tabella 1:

Tabella 1: Proprietà principali degli accelerogrammi selezionati

Terremoto	Data	Mw	PGA_X (g)	PGA_Y (g)	Cat. suolo
Montenegro	15/04/1979	6.9	0.18	0.22	A
Montenegro (aftershock)	24/05/1979	6.2	0.20	0.27	B
Campano-Lucano	23/11/1980	6.9	0.16	0.18	B
Spitak	07/12/1988	6.7	0.18	0.18	C
Umbria-Marche	26/09/1997	6.0	0.20	0.22	C
Izmit	17/08/1999	7.6	0.24	0.14	A
Ano Liosia	07/09/1999	6.0	0.12	0.11	B

Infine, per rendere le analisi più brevi, ciascuno record è stato "accorciato" in modo tale che la sua durata fosse compresa tra il 5% e il 95% dell'intensità totale di Arias, come raccomandato da Bommer e Martinez-Pereira [9], e stimata attraverso il software SeismoSignal [10].

7. VALUTAZIONE GLOBALE

Il primo obiettivo del lavoro è stato quello di valutare il comportamento dell'edificio (sottoposto a diversi approcci di modellazione) a livello globale. Nei paragrafi seguenti è presentata una descrizione

del comportamento osservato per ciascun tipo di analisi (non-lineare statica e dinamica) e per i diversi parametri. I risultati ottenuti sono espressi in termini di taglio alla base e spostamento in sommità.

7.1 Confronto tra analisi statica e dinamica

Osservando la Figura 3 si può notare che le analisi statiche non-lineari sono in grado di stimare con precisione la risposta globale dell'edificio. Infatti, i valori ottenuti dalle analisi dinamiche non-lineari (cerchi neri) sono molto prossimi alle cinque curve di capacità. Nonostante sia difficile identificare la curva che meglio si adatta ai risultati ottenuti con le analisi dinamiche non-lineari, appare evidente che le curve fornite dalle analisi pushover adattive sono, più delle altre, in grado di catturare il reale comportamento dinamico, soprattutto nel ramo post-picco. È importante sottolineare che le curve di capacità sono state stimate per ogni direzione in modo indipendente, mentre per l'analisi dinamica non-lineare le accelerazioni alla base sono state applicate contemporaneamente nelle due direzioni.

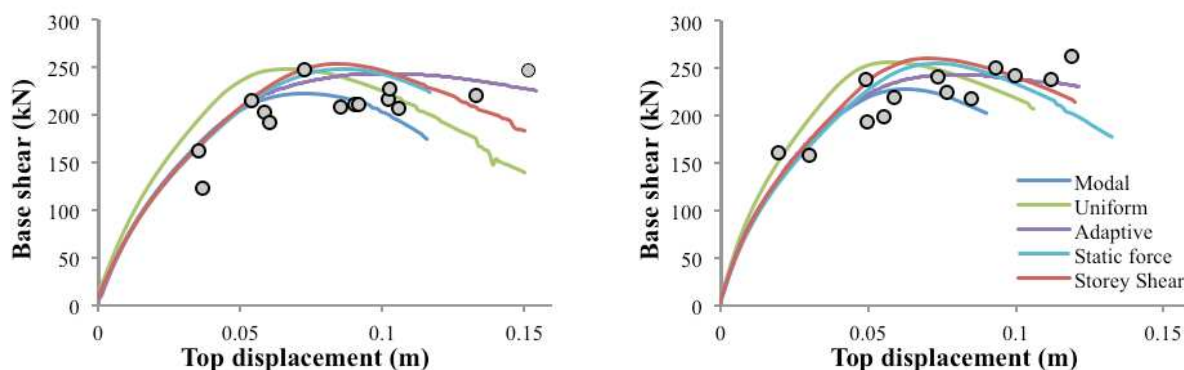


Figura 3: Confronto tra analisi statica e dinamica non-lineare – assenza di solaio (sinistra) e bielle equivalenti (destra)

Al contrario, in presenza di pannelli di tamponamento nei telai esterni si riscontra una maggior differenza nei risultati, come illustrato in Figura 4 (sinistra). Tali differenze sono dovute al fatto che le analisi statiche non-lineari non tengono in considerazione il degrado ciclico (sia in termini di resistenza che di rigidità) dei pannelli di tamponamento. Questo effetto appare evidente osservando il comportamento isteretico ottenuto attraverso le analisi dinamiche non-lineari (Figura 4 (destra)).

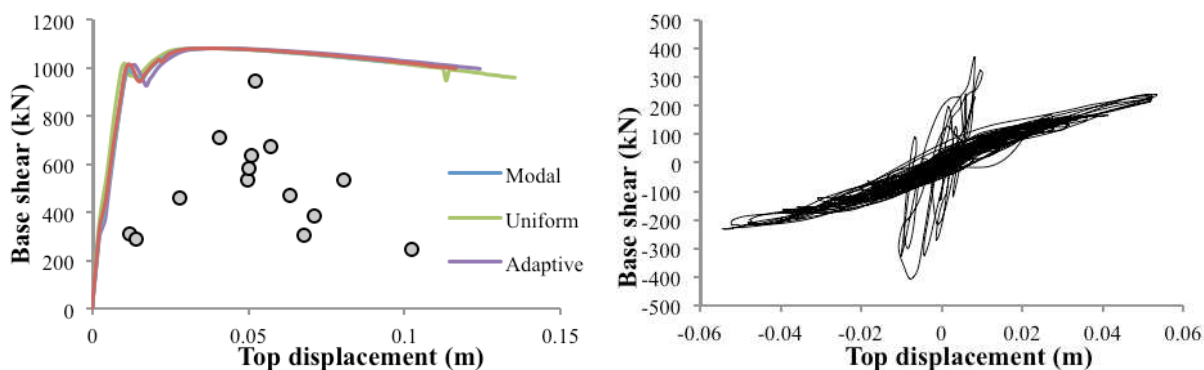


Figura 4: Confronto tra analisi statica e dinamica non-lineare – modello con pannelli di tamponamento (sinistra) e comportamento isteretico – modello con pannelli di tamponamento (destra)

7.2 Influenza dell'eccentricità accidentale

Secondo le prescrizioni normative [3, 4] si deve tener conto di due diverse eccentricità (e in entrambe le direzioni). In realtà, quella che prevede l'imposizione di una "rotazione artificiale" opposta alla deformazione naturale dell'edificio riduce la sua componente torsionale. I risultati presentati in Figura 5 indicano che il contributo dell'eccentricità accidentale alla capacità globale, sia in termini di taglio alla base che di spostamento in sommità, non è significativo. Inoltre, quando l'effetto torsionale viene aggiunto nella direzione opposta all'originaria eccentricità dell'edificio (Acc. Ecc. 2), il taglio alla base

così come la capacità di deformazione è, naturalmente, aumentato.

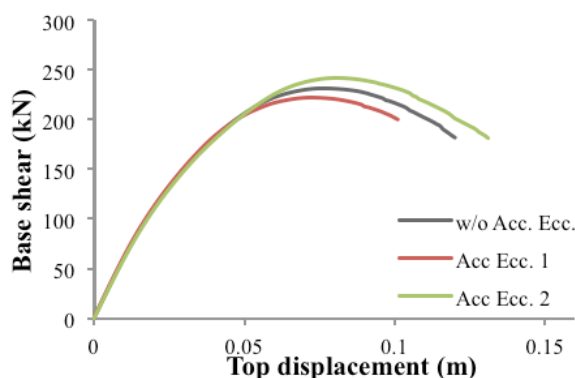


Figura 5: Curve di capacità ottenute con e senza eccentricità accidentale

7.3 Modellazione dei solai

Come accennato in precedenza, la presenza di un impalcato rigido nel piano assume grande importanza soprattutto in presenza di significative variazioni di rigidità degli elementi verticali. Nel caso in esame, poiché in direzione Y una colonna (denominata C6 in Figura 1) ha una rigidità flessionale più elevata rispetto a quella degli altri pilastri, il taglio alla base aumenta in maniera significativa, contrariamente a quanto si può osservare in direzione X (Figura 6). L'aumento in termini di resistenza nel modello con diaframma rigido può arrivare fino al 20% rispetto a quello senza diaframma.

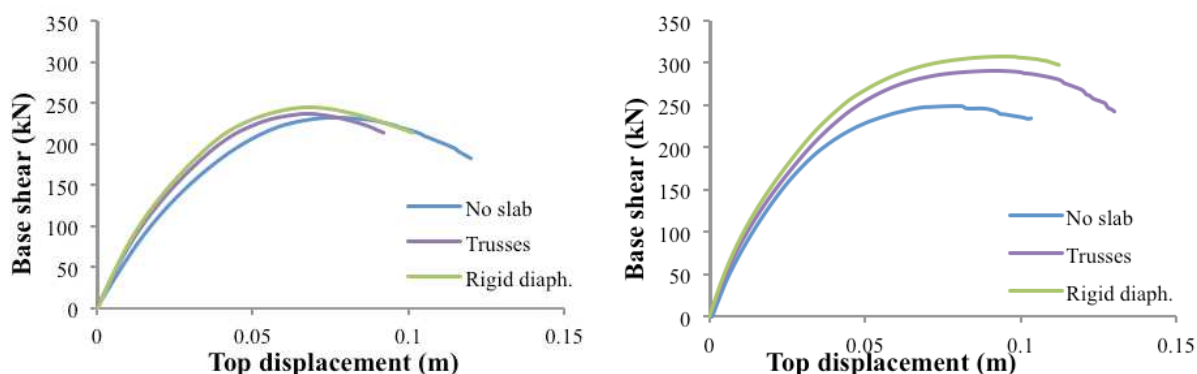


Figura 6: Curve di capacità con diversa modellazione dei solai in direzione X (sinistra) e Y (destra)

Allo stesso modo, la presenza dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a. aumenterà in modo significativo la rigidità dei telai stessi. Tuttavia, poiché i pannelli sono stati collocati solo nei telai perimetrali, la risposta della struttura sarà controllata principalmente dai solai, piuttosto che dalle tamponature, come illustrato in Figura 7.

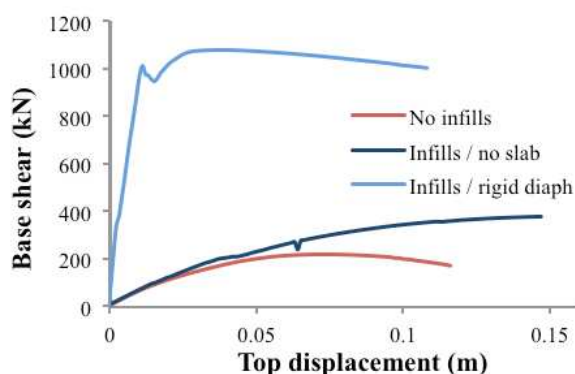


Figura 7: Curve di capacità considerando la struttura tamponata, con e senza solaio rigido nel piano

La ragione di questo comportamento risiede nel fatto che senza un solaio rigido nel piano il telaio interno è libero di deformarsi in modo indipendente da quelli di bordo, mentre in presenza di un solaio rigido i telai di bordo sono in grado di "attirare" più carichi e, di conseguenza, di cambiare la risposta complessiva della struttura.

7.4 Modellazione della massa

Poiché non sono state riscontrate notevoli differenze tra le diverse distribuzioni di carico, verranno mostrati solamente i risultati ottenuti per le seguenti distribuzioni: modale, uniforme e adattiva.

Osservando la Figura 8, la definizione della massa concentrata (curve dal colore più scuro) produce valori di taglio alla base leggermente più bassi di quelli ottenuti per il modello con massa distribuita (curve dal colore chiaro). Questi risultati conservativi sono, tuttavia, più evidenti nelle distribuzioni adattiva e modale. Questo fatto indica che i risultati ottenuti con diversi approcci di modellazione della massa sono interessati principalmente dalle variazioni delle proprietà modali delle strutture, piuttosto che dalle diverse distribuzioni di carico laterale.

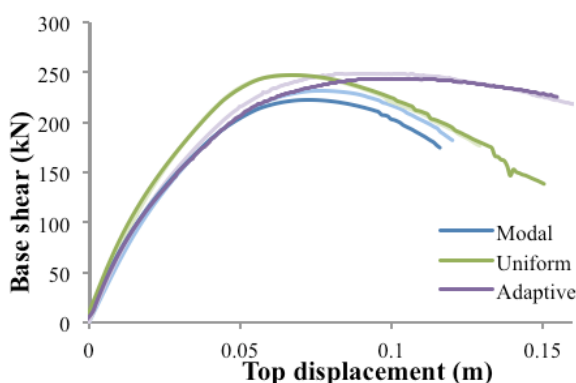


Figura 8: Curve di capacità considerando la massa concentrata (colori più scuri) e distribuita (colori più chiari) per tre differenti distribuzioni di carico

7.5 Discretizzazione degli elementi

Infine, è stato valutato il comportamento della struttura considerando l'elemento trave "semplificato". Si noti che, come discusso al paragrafo 3, questo confronto è stato fatto tra modelli con massa concentrata, in modo da fornire risultati coerenti. Osservando la Figura 9 sembra chiaro che l'implementazione di elementi trave semplificati abbia un'influenza trascurabile nella capacità globale dell'edificio. Ciò indica che, come previsto, la risposta sismica delle travi è governata dalle proprietà delle sezioni di estremità.

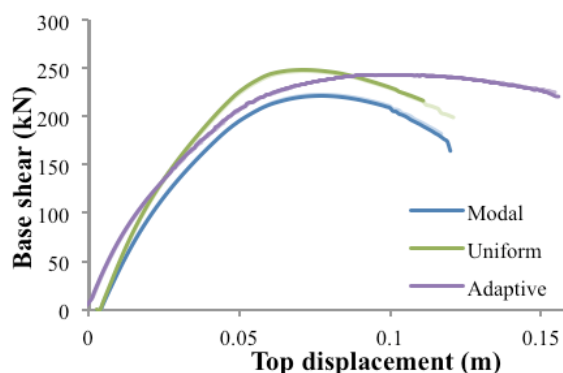


Figura 9: Curve di capacità considerando le reali sezioni delle travi (colori più scuri) e le sezioni semplificate (colori più chiari) per tre differenti distribuzioni di carico

8. VALUTAZIONE LOCALE

Nel paragrafo precedente sono state valutate le prestazioni dell'edificio a livello globale, confrontando i risultati ottenuti da entrambe le analisi non-lineari statiche e dinamiche. In questo paragrafo, invece, si intende valutare il comportamento strutturale a livello locale, e più precisamente in termini di rotazioni alla corda degli elementi. Per ciascuna curva di capacità è stato quindi valutato, seguendo la procedura statica non-lineare (NSP) denominata “Metodo N2” [11], un punto di performance (PP) per ciascuno dei tre Stati Limite (LS) prescritti dall’EC8 (ossia danno limitato (DL), danno severo (SD) e collasso (NC)).

Poiché l’obiettivo principale di questo lavoro è quello di valutare l’influenza dei diversi parametri e di fornire raccomandazioni su come la modifica di alcuni aspetti strutturali e di modellazione influenzerà la risposta delle strutture, i risultati non sono presentati in termini di rispetto della normativa (verifica della capacità) ma, piuttosto, tramite un confronto diretto delle rotazioni alla corda ottenute da diversi modelli. Così, per ogni punto di performance (PP), sono state stimate le rotazioni alla corda sia per le travi che per le colonne. Per semplicità vengono mostrati solo i grafici più significativi, in particolare quelli per lo Stato Limite di Collasso.

8.1 Influenza dell’eccentricità accidentale

I risultati osservati in termini di rotazione alla corda sono in linea con quelli osservati a livello globale; questo indica che non sono osservate differenze significative quando è considerata l’eccentricità accidentale.

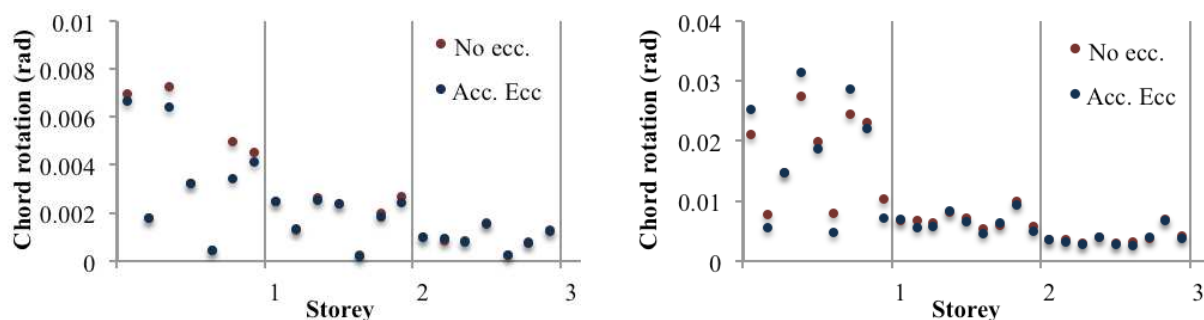


Figura 11: Rotazioni alla corda di travi (sinistra) e pilastri (destra) con e senza eccentricità accidentale

8.2 Modellazione dei solai

L’introduzione di un solaio rigido nel proprio piano fornirà un’ulteriore forza di compressione assiale nelle travi, aumentando in questo modo la loro capacità di deformazione. Inoltre, la presenza di bielle impone una distribuzione più uniforme delle deformazioni, in particolare nelle colonne più critiche.

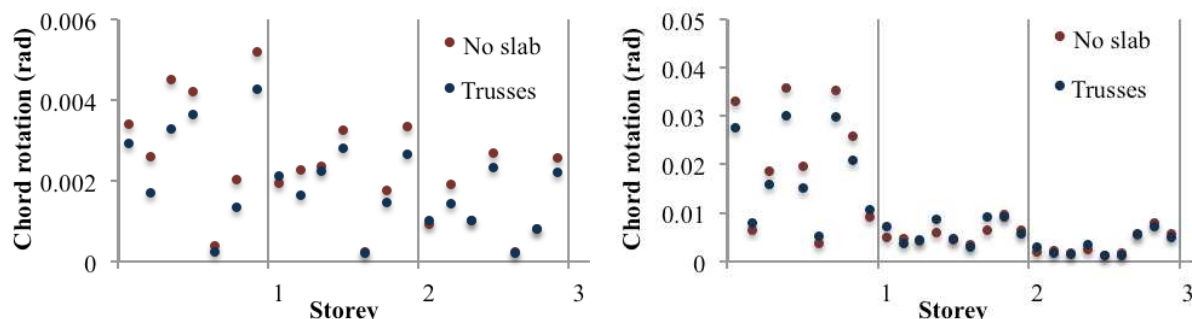


Figura 12: Rotazioni alla corda di travi (sinistra) e pilastri (destra) con e senza diaframma rigido

8.3 Modellazione della massa

L’effetto principale di concentrare le masse ai nodi trave-colonna è che lungo le travi non si svilupperanno i momenti dovuti ai carichi gravitazionali. Di conseguenza, come i carichi sismici generano momenti di segno opposto ad entrambe le estremità delle travi, anche le deformazioni

saranno diverse ad ogni estremità. Quindi, all'estremità della trave che ha momenti di segno diverso per carico statico e sismico sono attesi valori più bassi di rotazioni alla corda, mentre all'estremità opposta i risultati potrebbero essere evidentemente non conservativi, in particolare nelle travi più lunghe, dove si sviluppano momenti dovuti ai carichi gravitazionali più elevati. Nonostante non sia possibile individuare una chiara tendenza nei risultati dei pilastri, appare evidente che per un'intensità sismica più elevata (NC-LS) le differenze diventano meno significative; questo indica che, siccome i momenti sismici sono sempre più rilevanti rispetto a quelli statici, la variazione diminuisce.

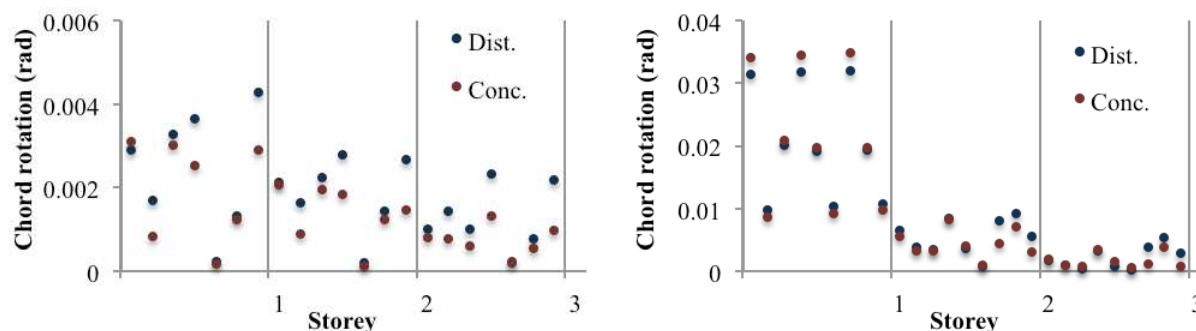


Figura 13: Rotazioni alla corda di travi (sinistra) e pilastri (destra) con masse distribuite e concentrate

8.4 Discretizzazione degli elementi

Infine, come ultimo parametro è stata valutata l'influenza della sostituzione delle travi reali con elementi "semplificati" (con stessa sezione per tutto l'elemento). I risultati non mostrano differenze sostanziali tra i due approcci. Ciò significa che, in generale, l'impiego di elementi "semplificati" non provoca una perdita di precisione in termini di rotazioni alla corda.

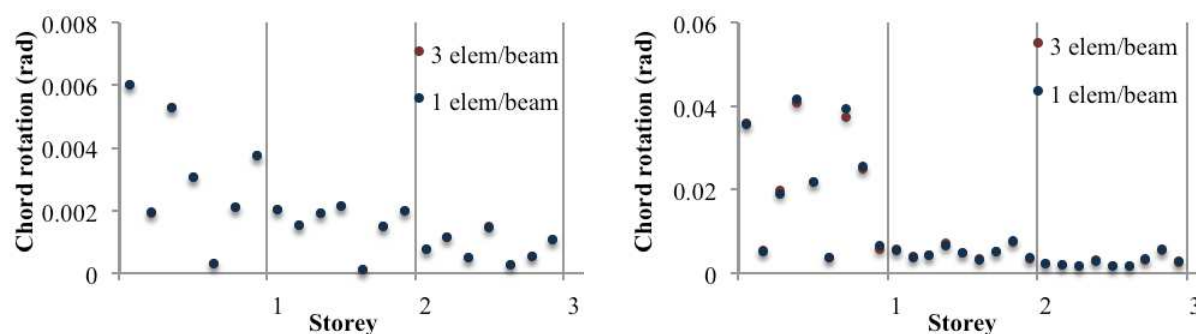


Figura 14: Rotazioni alla corda di travi (sinistra) e pilastri (destra) con le reali sezioni delle travi e con sezione semplificata

9. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati presentati in questo lavoro, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I risultati ottenuti durante questo studio indicano che le analisi statiche non-lineari sono in grado di prevedere con precisione il comportamento degli edifici, anche per il caso di strutture irregolari in pianta.
- Nelle analisi pushover non sono state osservate differenze significative nei risultati ottenuti applicando le cinque diverse distribuzioni di carico. Tipicamente, i risultati derivanti dalla distribuzione adattiva si trovano in una posizione intermedia tra quelli ottenuti con le due "estreme" distribuzioni tradizionali (modale e uniforme) e sembrano riprodurre meglio il comportamento strutturale, soprattutto nel ramo post-picco.
- La considerazione dell'eccentricità accidentale nella valutazione degli edifici esistenti, come prescritto dall'EC8, sembra avere un'influenza marginale sia a livello globale che locale.
- Un'attenzione particolare deve essere rivolta alla modellazione dei solai. I risultati indicano

chiaramente che il comportamento dell'edificio, sia a livello globale che locale, può essere controllato da questo parametro, soprattutto perché potrebbe generare un aumento della resistenza delle travi.

- La presenza dei pannelli di tamponamento trasforma in modo significativo la risposta strutturale. I tamponamenti, infatti, aumentano notevolmente la rigidità iniziale e la resistenza della struttura e potrebbero attrarre maggiori carichi sismici. Per far sì che i pannelli di tamponamento perdano la maggior parte della loro capacità dopo i primi cicli e per catturare correttamente il comportamento delle strutture in c.a. tamponate, deve essere eseguita un'analisi non-lineare dinamica, piuttosto che statica. Ulteriori studi dovrebbero essere affrontati su questo argomento.

- Specialmente nei casi in cui vengono modellate travi molto lunghe, l'impiego di masse equivalenti concentrate ai nodi trave-colonna potrebbe causare una sovrastima della capacità degli elementi. Questo problema può essere superato se, prima dello svolgimento dell'analisi sismica, vengono calcolati, e applicati ai nodi, forze/momenti equivalenti ottenuti dai carichi gravitazionali. Tuttavia, se si decide di seguire questa procedura, si perde il vantaggio (in termini di tempo) di impiegare questa semplificazione.

- È stato dimostrato che, in generale, le travi possono essere modellate con un elemento "semplificato", ossia caratterizzato dalla stessa sezione per tutta la sua lunghezza. Tuttavia, questa approssimazione è valida solo se le masse vengono concentrate ai nodi. Si spera che le ulteriori indagini in via di sviluppo forniscano indicazioni più chiare.

Infine, si fa notare che sono in fase di conclusione altri studi parametrici effettuati su 4 edifici reali.

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato parzialmente finanziato dalla Comunità Europea attraverso il progetto FP7 SYNER-G. Tale sostegno è riconosciuto con gratitudine.

BIBLIOGRAFIA

- [1] T. Panagiotakos, M. Fardis, "Seismic response of infilled RC frames structures", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 23-28 1996.
- [2] F.J. Crisafulli, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", *Thesis*, University of Canterbury, New Zealand, 1997.
- [3] CEN (2004), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings". EN 1998-1:2004 Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- [4] Decreto Ministeriale 14/01/2008, "NTC – 08 Norme Tecniche per le Costruzioni" (in Italiano)
- [5] V.Mpampatsikos, R.Nascimbene, L.Petrini, "A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to EUROCODE 8 and Italian Seismic Code", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12 (S1), pp.52-82, 2008.
- [6] E. Mola, P. Negro, "Full scale PsD testing of the torsionally unbalanced SPEAR structure in the 'as-built' and retrofitted configurations", *Proceeding of the International Workshop*, Ispra, 4-5 April 2005.
- [7] SeismoSoft, "SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures", Available from URL: www.seismosoft.com, 2011.
- [8] I. Lanese, R. Nascimbene, A. Pavese, R. Pinho, "Numerical simulations of an infilled 3D frame in support of a shaking-table testing campaign", *Proceedings of the RELUIS Conference on Assessment and Mitigation of Seismic Vulnerability of Existing Reinforced Concrete Structures*, Rome, Italy, 2008.
- [9] J.J. Bommer, A. Martinez-Pereira, "The effective duration of earthquake strong motion", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 2, 127-172, 1999.
- [10] SeismoSoft, "Seismosignal - A computer program for derivation of elastic and constant ductility inelastic response spectra", Available from URL: www.seismosoft.com, 2011.
- [11] P. Fajfar, M. Fischinger, "N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings", *Proc., 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Kyoto, Vol.5, 111-116, 1988.