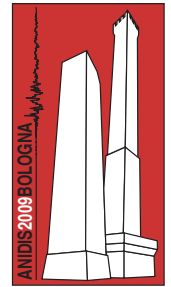


Strutture esistenti e di nuova progettazione: comportamento sismico a confronto

F. De Luca, L. Elefante, I. Iervolino, G.M. Verderame

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125 Napoli.



Keywords: Existing structures, Seismic behaviour, RC frames, non-linear analysis.

ABSTRACT

Existing building stock in Italy, as well as in many other Mediterranean countries, mostly consists of structures designed for gravity loads only, where the hazard at site would require proper seismic design. The main purpose of this study is to compare seismic behaviour of two different structures, one designed for gravity loads only, and one reflecting modern earthquake resistant design criteria. In particular, the performances of a bidimensional RC frame designed in accordance with Regio Decreto 2229 (1939) have been compared with the same frame but designed according to Decreto Ministeriale 14/01/2008, the recently released Italian seismic code. The two RC frames are characterized by the same global geometry (storey heights, bay lengths), but feature different material properties and element cross-section proportions. These differences strictly affect non-linear cyclic behaviour of the structural elements. Seismic assessment of the two frames has been carried out by non-linear dynamic analyses, including the incremental procedure, on a lumped plasticity model using the OPENSEES software. Seismic input and hazard evaluation are those made publicly available by Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia and acknowledged by the seismic code.

1 INTRODUZIONE

L'idea di svolgere un confronto tra due realtà quali l'ambito del costruito esistente e tutto quello che, in senso lato, si intende per "nuova progettazione" è evidentemente questione particolarmente ampia. La volontà essenziale del lavoro è cogliere, attraverso una applicazione, le differenze essenziali tra le prestazioni sismiche di un edificio esistente e uno di nuova progettazione (entrambi rappresentati da telai estrapolati).

Partendo dalle stesse condizioni, stesso sito di fondazione e identica geometria globale (altezze di interpiano e luci delle campate uguali), si sono utilizzate due normative differenti per progettare i telai. Il primo telaio è progettato per soli carichi gravitazionali in base alle prescrizioni del Regio Decreto 2229 (1939), mentre il secondo è progettato anche per azioni sismiche in base alle prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (2008).

La modellazione delle strutture è stata eseguita secondo l'approccio a *plasticità concentrata*

seguito due differenti ipotesi di curve iniluppo momento-rotazione. Esse rappresentano l'estremo superiore e inferiore delle rigidezze che si possono assumere per gli elementi, in modo da ottenere un intervallo di variabilità della risposta strutturale di ciascuno dei due telai.

La metodologia di analisi scelta per articolare il confronto proposto è l'analisi dinamica non lineare. Si svolge inoltre anche un'analisi di tipo statica non lineare che funge da riferimento, oltre che assolvere allo scopo di completare il ventaglio di possibilità proposto dalla normativa nell'ambito di procedure di verifica non lineari.

L'analisi dinamica non lineare pone una serie di questioni associate alla scelta dell'input sismico e al legame di questo con la pericolosità al sito che verranno affrontate in relazione alle prescrizioni normative previste dalle NTC 2008.

Le diverse dimensioni delle sezioni, maggiori nel telaio progettato per carichi sismici, conducono a due strutture di rigidezza elastica sensibilmente diversa, quantificabile attraverso la differenza dei due periodi principali di vibrazione. Ciò comporta richieste in termini di spostamento minori per il telaio in classe di

duttilità alta a parità di spettro di riferimento. I due telai hanno capacità di spostamento molto differenti, ma comunque compatibili con la richiesta prevista delle NTC per il sito scelto.

Lo studio descritto nel seguito approfondisce i temi legati alle scelte di modellazione e alle modalità di analisi per la progettazione e la verifica delle strutture in ambito normativo.

2 I TELAI: PROGETTAZIONE E PROPRIETA' DINAMICHE

I telai di cui si simula la progettazione hanno la stessa geometria, sono simmetrici e caratterizzati da quattro campate di 4,5m ciascuna e da altezze di interpiano pari a 3,0m, eccezion fatta per il primo interpiano che misura 4,5m.

Il primo telaio è progettato in base alle procedure prescritte dal Regio Decreto 2229 e alla pratica progettuale dell'epoca, documentata dai manuali coevi di uso comune (Santarella 1956, 1968; Pagano 1963, 1968). I carichi verticali provenienti dal solaio vengono ripartiti per aree di influenza e la stessa procedura serve a stabilire lo sforzo normale sollecitante i pilastri. Tale approccio progettuale fa sì che si possa progettare esclusivamente il singolo telaio senza dover considerare un modello tridimensionale. Le proprietà dei materiali che si utilizzano in fase di progettazione per il calcestruzzo sono pari a 6MPa come tensione ammissibile per la sollecitazione di sforzo normale centrato e 7.5MPa per la sollecitazione di flessione semplice, per l'acciaio invece si considera una tensione pari a 180MPa.

I pilastri sono calcolati per sforzo normale centrato, valutando l'area minima di calcestruzzo necessaria; l'area di acciaio è invece calcolata in base ai minimi di armatura longitudinale prescritti dal decreto (0,8% dell'area strettamente necessaria di calcestruzzo) e alla limitazione di porre almeno quattro ferri reggi staffa; anche per le armature trasversali ci si rifà ai minimi imposti.

Le sezioni delle travi sono progettate a flessione con una procedura di calcolo alle tensioni ammissibili. Le armature trasversali degli elementi del telaio progettato per carichi gravitazionali non sono computate ai fini della caratterizzazione del comportamento degli elementi, giacché l'assenza di un dettaglio di chiusura adeguato di queste ultime le rende inefficaci rispetto alla funzione di confinamento.

Il secondo telaio è progettato, oltre che per carichi gravitazionali, anche per sollecitazioni sismiche in base alle NTC in *classe di duttilità alta*. La norma infatti prevede, rispetto agli stati

limite ultimi, la scelta, a discrezione del progettista, tra due classi di dissipazione o di duttilità, alta (CD''A'') e bassa (CD''B''), che si differenziano per impegno plastico di elemento cui ci si riconduce in fase di progettazione. Per ambedue le classi, in ogni caso, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La presenza dei carichi sismici prevede che venga progettata tutta la struttura in base ad un modello tridimensionale e che i pilastri siano verificati per una sollecitazione di pressoflessione deviata. Tale procedura di progettazione è svolta attraverso un software di calcolo commerciale in modo da simulare la pratica professionale comune.

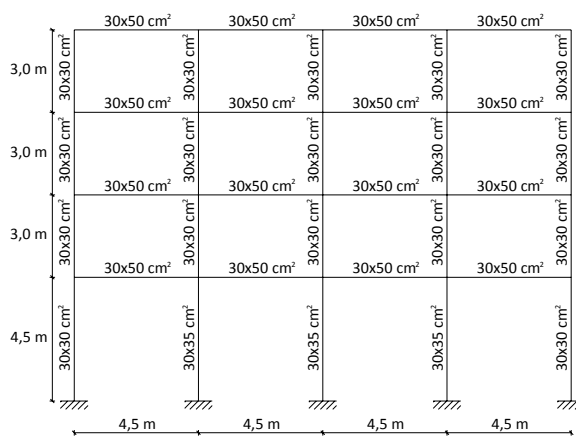


Figura 1. Telaio progettato per carichi gravitazionali.

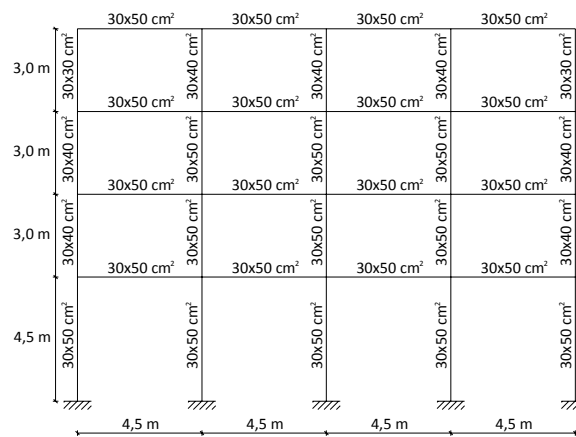


Figura 2. Telaio progettato in classe di duttilità alta.

Le dimensioni degli elementi trave sono uguali per entrambe le progettazioni, mentre le percentuali di armatura sono sensibilmente diverse. La definizione delle dimensioni degli elementi di ciascuno dei due telai conduce, attraverso un modello lineare, alla determinazione delle proprietà modali. Di particolare interesse ai fini dello svolgimento delle analisi non lineari che si intendono eseguire sulle due strutture sono il primo periodo di vibrazione e la percentuale di massa partecipante al primo modo (Tabella 1). In

base a tali valori è possibile verificare come entrambe le strutture siano dominate dal primo modo di vibrare. Inoltre, la struttura progettata sismicamente evidenzia, stante le maggiori dimensioni della sezione trasversale degli elementi che la costituiscono, un periodo di vibrazione minore della corrispondente struttura progettata per soli carichi gravitazionali, nella misura di circa il 30%.

Tabella 1. Proprietà dinamiche modali.

Modello	T ₁ [sec]	Massa primo modo [%]
Gravitazionale	0,95	95
Duttilità Alta	0,63	92

3 MODELLAZIONE NON LINEARE

La progettazione di entrambi i telai fornisce tutte le informazioni necessarie per la costruzione dei corrispondenti modelli non lineari.

La modellazione delle strutture è eseguita secondo l'approccio della plasticità concentrata degli elementi strutturali, tenendo conto dei diversi contributi deformativi connessi alla non linearità flessionale. E' verificata a priori l'assenza di crisi taglianti degli elementi.

Per le analisi viene utilizzato un programma di calcolo strutturale largamente diffuso in campo scientifico ed "open source": OPENSEES (S. Mazzoni *et al.* 2006). In particolare le cerniere plastiche sono state modellate attraverso lo *zeroLengthSection element* che consente di caratterizzare, mediante un legame generalizzato forza-spostamento relativo alla sezione, la connessione tra due nodi coincidenti posti nelle estremità degli elementi strutturali. Ciascuna cerniera plastica è stata dunque definita mediante un legame momento-rotazione: in particolare si è scelto un modello dissipativo di tipo Takeda (T. Takeda *et al.* 1970), che pur non essendo particolarmente dettagliato (ad es. non considera l'effetto *pinching*) è spesso utilizzato per descrivere il comportamento sismico di elementi in calcestruzzo armato.

Il calcolo dei momenti delle sezioni è stato eseguito ipotizzando un legame costitutivo del calcestruzzo di tipo Mander (J.B. Mander *et al.* 1988), non confinato nel caso del telaio progettato per soli carichi gravitazionali e confinato per il telaio di nuova progettazione. L'effetto del confinamento è stato valutato assumendo la formulazione suggerita nell'EC8 (CEN 2005). Per il telaio progettato per soli carichi gravitazionali si è assunto un valore della resistenza cilindrica media del calcestruzzo pari a

19MPa, per l'acciaio un valore di resistenza media allo snervamento pari a 360MPa. Per il telaio di nuova progettazione si sono assunti 29MPa e 450MPa per calcestruzzo ed acciaio rispettivamente.

Come già accennato, sono state considerate due diverse ipotesi di legame monotono per ciascun elemento strutturale. Le travi sono state caratterizzate, in prima istanza, (*ip.1*), mediante un modello momento-rotazione elasto-plastico che tenesse conto dell'abbattimento di rigidità associato alla fessurazione: in sostanza l'elemento è dotato della rigidità elastica non fessurata (EI_1) fino al valore del momento di *cracking* (M_{cr}), a partire dal quale si assume una rigidità secante (k_{sec}) definita dal punto di snervamento (M_y, θ_y), avendo calcolato la rotazione θ_y con la formulazione proposta dall'EC8 (1):

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot L_V}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{H}{L_V} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

Il legame prosegue poi con rigidità nulla sino al valore di rotazione ultima θ_u . La seconda ipotesi, (*ip.2*), ricalca la prima a meno del fatto che si assume che la rigidità EI_1 si mantenga sino allo snervamento. In Figura 3 sono mostrate le due ipotesi di legame monotono assunto per le travi. La valutazione della rotazione ultima è effettuata in base alle prescrizioni dell'EC8 (2) per entrambe le ipotesi di legame.

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3)^v \cdot \left(\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right)^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{H} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yv}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (2)$$

I pilastri sono caratterizzati da un legame momento-rotazione simmetrico con *softening*. Così come fatto per le travi anche per i pilastri si sono assunte due diverse rigidità fino allo snervamento: nella prima ipotesi, dopo un tratto a rigidità non fessurata fino al valore M_{cr} , la rotazione di snervamento θ_{y1} è stata calcolata assumendo il valore della formulazione proposta dall'EC8, definendo così la rigidità secante tra i valori M_{cr} e M_y ; nel secondo caso si è invece assunto che EI_1 si mantenga tale fino allo snervamento. Ciò corrisponde ad assumere una rotazione θ_{y2} calcolata come rapporto tra il momento di snervamento e la rigidità non fessurata. Il legame prosegue con un punto di massimo (M_{max}, θ_{max}), in cui la rotazione è stata

valutata, per entrambe le ipotesi di legame, alla luce di risultati ottenuti mediante prove sperimentali, pari al doppio del valore θ_{y1} , e con un successivo punto in cui si è assunto un valore del momento ultimo M_u pari a 0,85 volte il valore del momento massimo. Per la rotazione ultima θ_u ci si è nuovamente avvalsi della formulazione proposta dell'EC8. In Figura 4 è mostrato il legame tipo utilizzato per la caratterizzazione dei pilastri nelle due ipotesi di rigidità fino allo snervamento sopra descritte. La modellazione dei telai proposta non tiene conto dell'interazione tra le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente. In particolare, lo sforzo normale è stato assunto uguale per entrambi i telai e calcolato in base ad una distribuzione per aree d'influenza del carico gravitazionale proveniente dalle travi. Ciò conduce a due categorie di pilastri per ciascun livello (pilastri laterali PLi e pilastri centrali PCi).

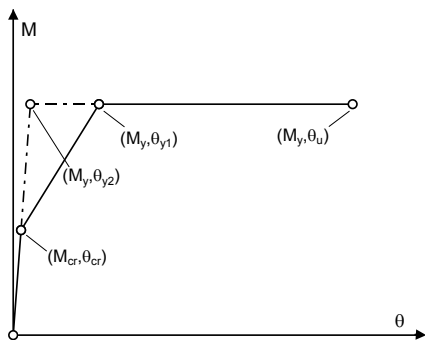


Figura 3. Modellazione del legame $M - \theta$ assunto per le travi, nell'ipotesi di modellazione 11 e 2 (ip.1 e ip.2).

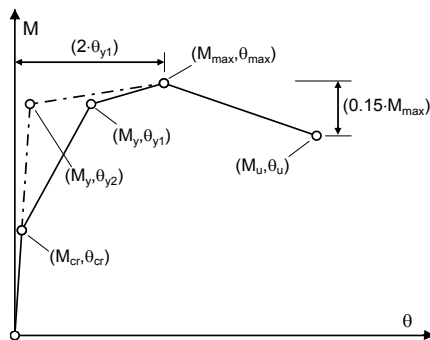


Figura 4. Modellazione del legame $M - \theta$ assunto per i pilastri, nell'ipotesi di modellazione 1 e 2 (ip.1 e ip.2).

La luce di taglio L_V assunta nelle formulazioni delle rotazioni proposte dall'EC8 è assunta pari alla metà della luce degli elementi strutturali. Le diverse proprietà meccaniche dei materiali, le dimensioni delle sezioni, l'entità delle armature longitudinali, nonché la presenza o meno dell'effetto del confinamento, conducono a valori del momento di snervamento fino a più di sei volte maggiori tra il modello gravitazionale e quello progettato in duttilità alta (Figura 5); lo stesso trend si rinviene in tutti gli altri valori di resistenza.

Le rotazioni di snervamento θ_{y1} variano, invece, in maniera non rilevante tra un modello e l'altro (Figura 6). L'andamento relativo alle rotazioni di snervamento θ_{y1} dipende dal primo addendo della formulazione dell'EC8. Esso, infatti, pesa sul totale in media per il 60% (in entrambi i casi) e le sezioni del telaio gravitazionale mostrano curvature di snervamento, ϕ_y , in molti casi maggiori di quelle del telaio progettato in alta duttilità. E', inoltre, importante osservare come le rotazioni ultime θ_u mostrino valori maggiori in media del 50% per il telaio di nuova progettazione; in tale caso a determinare la differenza è il termine che nella (2) tiene conto dell'eventuale effetto di confinamento associato alle armature trasversali e che assume valore unitario nel caso del telaio gravitazionale.

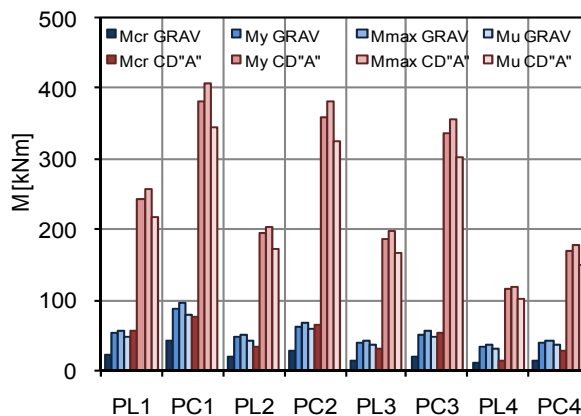


Figura 5. M_{cr} , M_y , M_{max} , M_u relativi a ciascuna tipologia di pilastro: pilastri laterali (PLi) e pilastri centrali (PCi) per piano dei due telai.

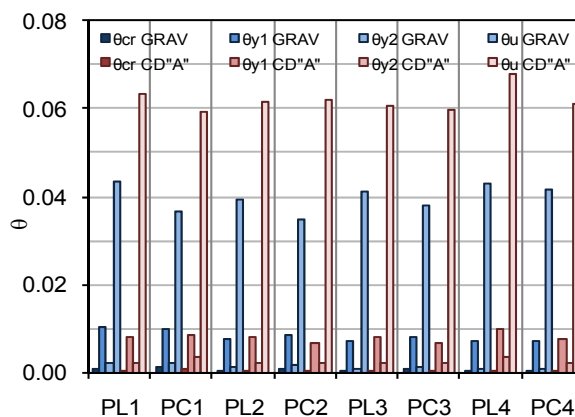


Figura 6. θ_{cr} , θ_{y1} , θ_{y2} , θ_u relativi a ciascuna tipologia di pilastro: pilastri laterali (PLi) e pilastri centrali (PCi) per piano dei due telai.

4 ANALISI STATICA NON LINEARE

Il modello non lineare, con entrambe le ipotesi di legame momento-rotazione, viene utilizzato per lo svolgimento di un'analisi statica non lineare su entrambi i telai, assumendo una distribuzione di forze affine al primo modo di

vibrare di ciascuno dei telai. Tale procedura dà la possibilità di valutare la capacità dei due telai allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), nonché la richiesta per lo stesso stato limite relativa al sito scelto e alla categoria di suolo B.

Il sito scelto (lat. 40.78; long. 14.41) è caratterizzato da un valore della *peak ground acceleration*, PGA, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, pari a 0.156g; l'effetto di amplificazione associato alla categoria di suolo B, di media rigidità, conduce ad un valore di ancoraggio dello spettro di risposta, a_g , pari a 0.187g. La richiesta è valutata in base ai periodi effettivi ottenuti con la procedura di bilinearizzazione delle curve di push-over prevista dalle NTC.

In Figura 7 sono riportate le curve di push-over relative ai due telai con l'indicazione della capacità relativa all'SLV. I risultati delle analisi mostrano, per il telaio di nuova progettazione un meccanismo di collasso globale che coinvolge i primi tre piani mentre, per quello progettato per carichi gravitazionali, un meccanismo di piano al primo livello. Le curve di capacità riflettono in chiave globale le osservazioni svolte sulla caratterizzazione non lineare di elemento. La capacità di spostamento del telaio in duttilità alta, per entrambe le ipotesi di modellazione, è pari al doppio di quella del gravitazionale in corrispondenza di valori del taglio alla base, in media, tre volte maggiori.

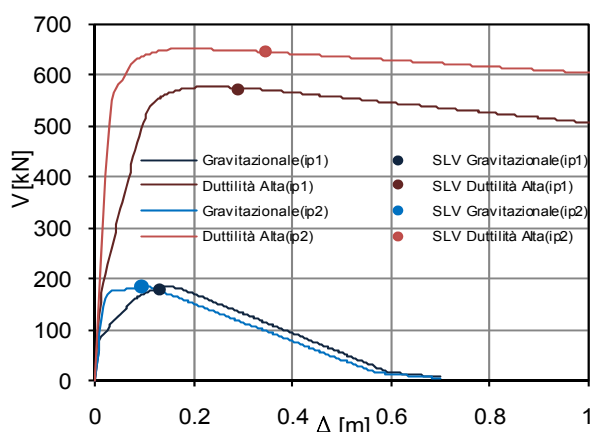


Figura 7. Curve taglio alla base, V – spostamento Δ relative ai due telai e capacità allo SLV.

In Tabella 2 sono riportati il periodo effettivo, lo spostamento richiesto, quello capace nonché il valore di ρ pari al rapporto domanda su capacità. Il valore del rapporto ρ mostra che i due telai sono entrambi verificati, ma con margini di sicurezza sensibilmente diversi in relazione alle diverse ipotesi di modellazione.

Dalle curve di push-over e dalla Tabella 2 è possibile notare come l'ipotesi 2 conduca a valori di spostamento richiesto ($\Delta_{\text{richiesto}}$) inferiori rispetto all'ipotesi 1 da ricondursi ai diversi

periodi effettivi. Infatti all'ipotesi 2 è associato, sia per il telaio progettato per soli carichi gravitazionali che per il telaio progettato per azioni sismiche in CD''A'', un periodo effettivo pari a quello elastico in quanto la procedura di bilinearizzazione proposta dalle NTC impone la determinazione della rigidità equivalente, k^* , in corrispondenza di un valore pari al 60% del taglio massimo alla base della curva di capacità che, insieme con l'andamento dell'involuppo $M-\theta$ di elemento assunto in fase di modellazione, conduce a tale risultato. E' da considerare inoltre la maggiore capacità in termini di spostamento (Δ_{capace}) che il telaio gravitazionale mostra per l'ipotesi di modellazione 1 nella misura di quasi il 50%. Tale risultato è da ricondursi al meccanismo locale di piano terra che interessa il telaio gravitazionale e consente di esprimere lo spostamento capace come somma di due aliquote: lo spostamento di piano terra, valutato in corrispondenza dell'attingimento della rotazione ultima di elemento da parte del primo pilastro, e lo spostamento relativo associato alle rotazioni dei piani superiori. Quest'ultima aliquota risulta maggiore nel modello caratterizzato dall'ipotesi di modellazione 1 per la presenza della fase di fessurazione.

Tabella 2. Risultati analisi statica non lineare.

Telaio	T_{eff} (s)	$\Delta_{\text{richiesto}}$ (m)	Δ_{capace} (m)	ρ (/)
Gravitazionale (ip.1)	1.52	0.10	0.13	0.74
Duttività Alta (ip.1)	1.06	0.07	0.29	0.26
Gravitazionale (ip.2)	0.95	0.06	0.09	0.65
Duttività Alta (ip.2)	0.63	0.04	0.35	0.13

5 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

Gli stessi modelli strutturali adoperati per l'analisi statica non lineare sono stati adoperati per l'analisi dinamica non lineare. A tale scopo sono stati selezionati due diversi set di accelerogrammi.

5.1 Scelta dell'input sismico

La selezione delle combinazioni di accelerogrammi da utilizzare per le analisi è stata fatta in base ai criteri delle NTC e alle istruzioni per l'applicazione di queste.

I set, ciascuno composto di sette registrazioni accelerometriche naturali (numero minimo per poter valutare la risposta strutturale in termini di media), sono stati selezionati in base alla disaggregazione della PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni in corrispondenza

delle coordinate geografiche del sito di interesse [http://esse1.mi.ingv.it/] (Figura 8).

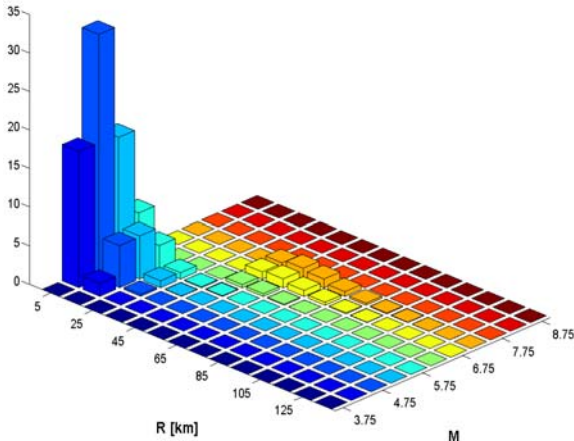


Figura 8. Disaggregazione della pericolosità sismica per il valore della PGA al sito (Torre del Greco; lat. 40.78, long. 14.41) con $T_R=475$ anni (INGV).

Dall'analisi della disaggregazione della pericolosità si nota come siano essenzialmente due le coppie modali di magnitudo, M , e distanza, R , che la influenzano. In ragione di tale osservazione si considerano due combinazioni le cui rispettive registrazioni siano caratterizzate dai valori di M e R che individuano i terremoti di progetto per un periodo di ritorno T_R pari a 475 anni. In particolare per il *Set1* si è fatto riferimento a registrazioni relative ad eventi la cui M fosse compresa tra 6.0 e 7.0 e la cui distanza epicentrale fosse invece appartenente all'intervallo 40÷70km; per il *Set2*, invece, gli intervalli di riferimento sono stati per la magnitudo 4.5÷5.9 e per la distanza 0÷20km. L'ampiezza degli intervalli di M e R adottati è stata determinata in modo da centrarli sui valori modali, ma allo stesso tempo non escludere eventi vicini a tali valori a cui è associato un contributo all'hazard inferiore, ma comunque rilevante. Dal grafico della disaggregazione della PGA (Figura 8) si vede che agli intervalli scelti corrispondono contributi alla pericolosità molto diversi e che il contributo all'hazard della coppia M e R del *Set2* sembra essere preponderante. In effetti, una procedura rigorosa avrebbe richiesto una disaggregazione effettuata in corrispondenza dell'ordinata spettrale associata al primo periodo di ciascuno dei telai, ma il fatto che con l'aumento del periodo risulti sempre più rilevante l'effetto di terremoti di magnitudo e distanza maggiori, conduce a ipotizzare che, attorno ai periodi di ciascuno dei due telai, possano considerarsi dello stesso ordine di grandezza i contributi alla pericolosità dei due valori modali riscontrati nella disaggregazione relativa alla sola PGA.

La procedura di selezione, nonché di limitazione del valore del fattore di scala medio (SF), è stata svolta attraverso il software REXEL 2.1 beta, dedicato alla selezione degli accelerogrammi naturali e disponibile presso il sito della rete dei laboratori universitari di ingegneria sismica – ReLUIS [http://www.reluis.it/]. Le registrazioni accelerometriche appartenenti a ciascun set sono state scalate affinché la media degli spettri, smorzati al 5%, fosse al più, per un intervallo di periodi compreso tra $0.15T_1$ e $2T_1$, inferiore del 10% e superiore del 30% rispetto allo spettro elastico associato al sito scelto per $T_R=475$ anni.

Nelle Figure 9 e 10 sono rappresentati gli spettri associati a ciascuno dei sette accelerogrammi appartenenti ai due set selezionati, utilizzati poi per le analisi dinamiche non lineari sui due modelli costruiti per ciascuno dei due telai, così come descritto nel paragrafo 3; sono inoltre indicati i valori dei fattori di scala associati a ciascuna registrazione.

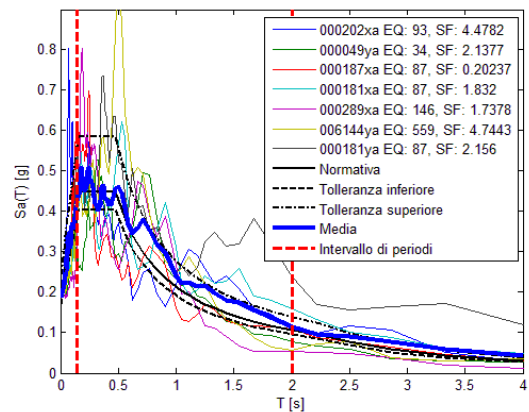


Figura 9. Spettri associati agli accelerogrammi appartenenti al *Set1* ($SF_{medio}=2.47$).

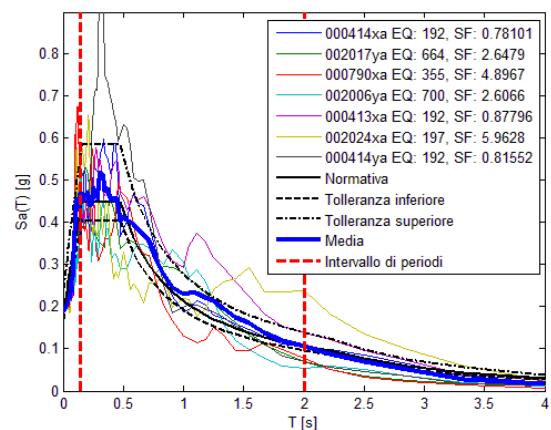


Figure 10. Spettri associati agli accelerogrammi appartenenti al *Set2* ($SF_{medio}=2.65$).

Il fattore di scala medio per ciascuno dei due set è stato limitato entro 2.7, ottenendo così un valore di SF mai maggiori di 6.

Tabella 3. Informazioni relative ai set di accelerogrammi.

	Codice registrazione	Nome evento	Mw	R (km)
Set1	000202	Montenegro	6.9	56
	000049	Friuli	6.5	42
	000187	Tabas	7.3	57
	000181	Tabas	7.3	68
	000289	Campano Lucano	6.9	48
	006144	Aigion	6.5	42
Set2	000414	Kalamata	5.9	11
	002017	Drama	5.2	19
	000790	Umbria Marche (aftershock)	5.2	18
	002006	Almiros (aftershock)	5.2	14
	000413	Kalamata	5.9	10
	002024	Kalamata (aftershock)	4.9	12

5.2 Risultati

La valutazione della risposta sismica dei due telai viene eseguita utilizzando come parametro di riferimento la massima rotazione relativa di interpiano (*interstory drift ratio*, IDR).

Per mettere in relazione le caratteristiche della registrazione accelerometrica con la risposta strutturale viene introdotto un parametro intermedio definito misura di intensità: in tale lavoro è stata adottata l'accelerazione spettrale relativa al periodo elastico dei due telai, $S_a(T_{el})$.

La Tabella 4 e le Figure da 11 a 14 mostrano i risultati ottenuti mediante le analisi dinamiche non lineari distinti in relazione ai due set e per le due ipotesi di modellazione, insieme con la media e la deviazione standard valutate in ipotesi di distribuzione lognormale del parametro di risposta, data la misura d'intensità del moto al suolo. Il fatto che i due telai non abbiano lo stesso periodo elastico conduce a valori di intensità diversi per lo stesso accelerogramma. Infatti $S_a(T_{el})$ è più efficiente della PGA a rappresentare l'entità dell'input associato alla singola registrazione accelerometrica.

Tabella 4. Media (μ) degli IDR e deviazione standard (σ) per ciascun set e per le diverse ipotesi di modellazione.

Telaio	Set1		Set2	
	μ	σ	μ	σ
Gravitazionale (<i>ip.1</i>)	0.94	0.57	0.87	0.39
Duttilità Alta (<i>ip.1</i>)	0.46	0.27	0.46	0.28
Gravitazionale (<i>ip.2</i>)	1.33	0.61	1.16	0.45
Duttilità alta (<i>ip.2</i>)	0.43	0.37	0.46	0.36

La maggiore dispersione dei valori di IDR per i telai progettati per soli carichi gravitazionali è da addursi alla loro maggiore escursione in campo plastico rispetto ai telai in duttilità alta.

I grafici che si riferiscono ai diversi set palesano invece come il Set1 sia caratterizzato da valori di intensità molto più dispersi del Set2 per

l'ordinata spettrale associata al periodo del telaio progettato in duttilità alta (0.63 secondi).

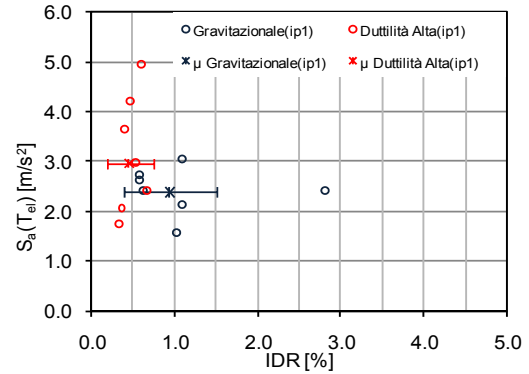


Figura 11. $S_a(T_{el})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il Set1 e l'ipotesi di modellazione 1.

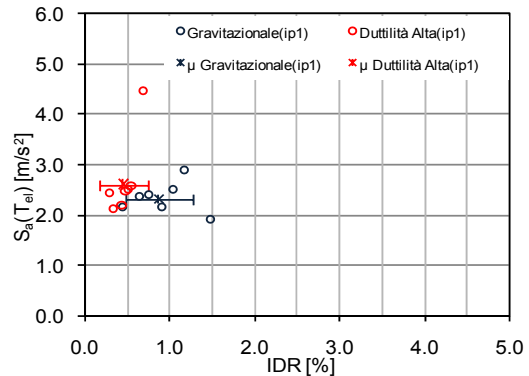


Figura 12. $S_a(T_{el})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il Set2 e l'ipotesi di modellazione 1.

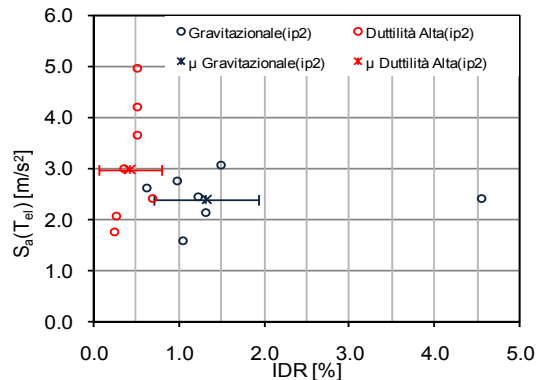


Figura 13. $S_a(T_{el})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il Set1 e l'ipotesi di modellazione 2.

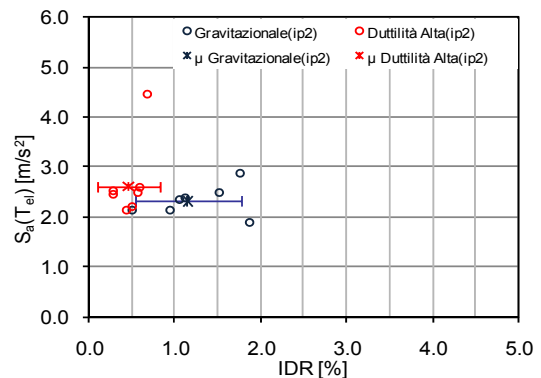


Figura 14. $S_a(T_{el})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il Set2 e l'ipotesi di modellazione 2.

La magnitudo, infatti, influenza la forma spettrale e al crescere di quest'ultima tende ad aumentare la dispersione delle ordinate.

Alle due diverse ipotesi di modellazione corrispondono, nel caso del telaio progettato per soli carichi gravitazionali, valori di IDR sensibilmente diversi mentre per il telaio di nuova progettazione si sono ottenuti valori simili. Il risultato relativo al telaio gravitazionale, caratterizzato da IDR sensibilmente maggiori nell'ipotesi di modellazione 2, appare in controtendenza con quanto ci si aspetterebbe dall'analisi delle rigidzze pre-yielding associate alla due diverse modellazioni.

In realtà l'effetto della fessurazione induce una variazione di richiesta non rilevante tra le due ipotesi; al contrario la rigidzza tra il punto di snervamento e il punto di massimo dell'involuppo $M-\theta$ è minore nell'ipotesi 2, di conseguenza il telaio caratterizzato da tale ipotesi, dopo lo snervamento (attinto per valori di IDR minori rispetto all'altro), ha una rigidzza secante inferiore rispetto al telaio modellato con l'ipotesi 1. L'osservazione relativa alla ridotta influenza della fessurazione sui valori di IDR è valida anche per il telaio in duttilità alta ed è, insieme con lo scarso impegno plastico della struttura, la causa dei valori di IDR simili ottenuti nelle due ipotesi di modellazione considerate.

I grafici proposti nelle Figure da 15 a 18 mostrano i profili piano a piano dei valori massimi di IDR attinti, in relazione ai diversi accelerogrammi, per ciascuno dei telai analizzati e per le due ipotesi di modellazione adottate.

In tali grafici sono inoltre riportati i profili ottenuti congiungendo i valori medi dei massimi IDR valutati in corrispondenza di ciascun piano in relazione al *Set1* (linea nera tratteggiata), al *Set2* (linea nera tratto e punto) ed all'insieme di tutti i 14 accelerogrammi costituenti i due set (linea nera continua).

Dall'analisi di tali grafici è possibile valutare l'accumulo di deformazione in corrispondenza dei diversi piani in relazione a ciascun accelerogramma. In particolare il risultato ottenuto mediante analisi statica non lineare, di meccanismo locale al primo livello per il modello progettato per soli carichi gravitazionali e di meccanismo globale che coinvolge i primi tre livelli per il telaio progettato sismicamente in duttilità alta, si ritrova nell'andamento di tali profili risultanti dalle analisi dinamiche non lineari. Inoltre tali grafici permettono di confrontare la risposta sismica dei telai associata ai diversi accelerogrammi.

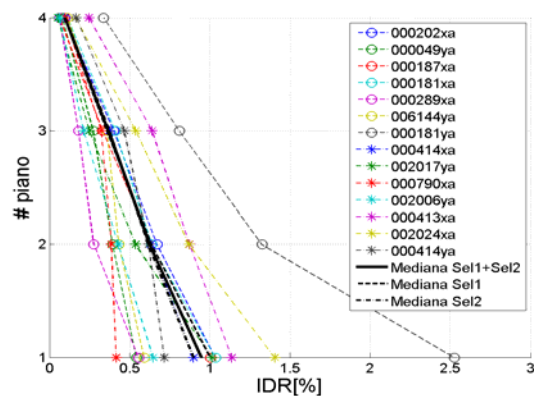


Figura 15. Profili piano a piano dei valori massimi di IDR per ciascun accelerogramma e valori medi dei set (telaio gravitazionale in ipotesi di modellazione 1).

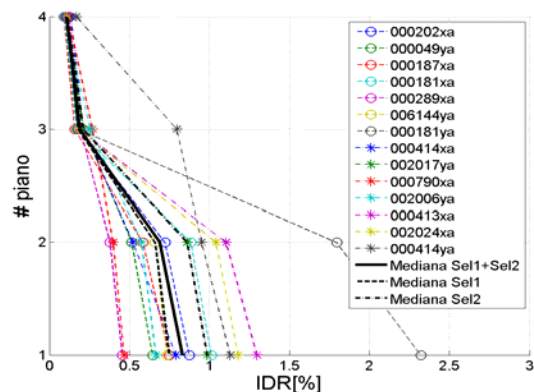


Figura 16. Profili piano a piano dei valori massimi di IDR per ciascun accelerogramma e valori medi dei set (telaio gravitazionale in ipotesi di modellazione 2).

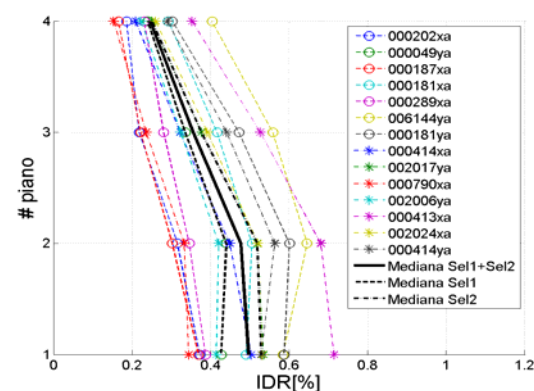


Figura 17. Profili piano a piano dei valori massimi di IDR per ciascun accelerogramma e valori medi dei set (telaio ad alta duttilità in ipotesi di modellazione 1).

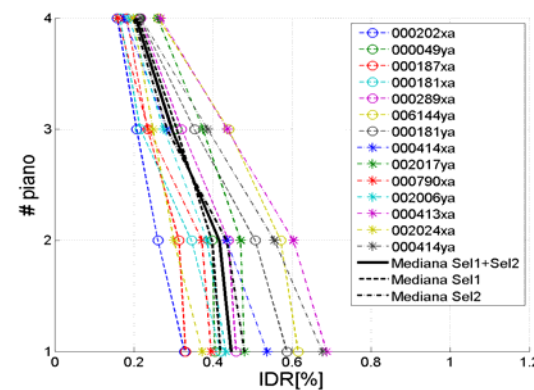


Figura 18. Profili piano a piano dei valori massimi di IDR per ciascun accelerogramma e valori medi dei set (telaio ad alta duttilità in ipotesi di modellazione 2).

I profili ottenuti con i valori medi dei massimi IDR relative ai due set di accelerogrammi mostrano andamenti simili e non sembrano essere particolarmente influenzati dalle caratteristiche di magnitudo e distanza utilizzate per la selezione dell'input; tali profili risultano invece influenzati dalla singola forma spettrale associata a ciascun record e limitata all'interno delle fasce di tolleranza considerate.

5.3 Risultati IDA

Allo scopo di approfondire l'analisi del comportamento sismico dei due telai piani considerati, in relazione alle diverse ipotesi di modellazione adottate, sono state condotte anche delle analisi dinamiche incrementali (IDA) (Vamvatsikos e Cornell, 2001), considerando un set di 14 accelerogrammi composto dall'unione di *Set1* e *Set2*. L'IDA, maggiormente impegnativa da un punto di vista computazionale, consente però di studiare il comportamento della struttura in relazione a crescenti livelli di sollecitazione sismica.

Per essere consistenti con i risultati discussi nel paragrafo precedente, si è scelto di interpretare anche i risultati delle analisi dinamiche incrementali in termini di profili piano a piano dei valori medi dei massimi IDR ottenuti dalle analisi condotte a livelli via via crescenti di $S_a(T_{el})$ (Vamvatsikos e Cornell, 2004).

In particolare, i grafici proposti nelle Figure da 19 a 22 mostrano i profili ottenuti per i due telai e le due diverse ipotesi di modellazione, relativi ad alcuni valori di $S_a(T_{el})$, caratteristici nel descrivere l'andamento delle curve IDA.

Dall'analisi di tali grafici è possibile per prima cosa notare come l'accumulo di deformazione risulti, anche al crescere di $S_a(T_{el})$, concentrato in corrispondenza del primo piano per il telaio gravitazionale e distribuito tra i diversi piani per il telaio ad alta duttilità. Inoltre i profili ottenuti mediante IDA evidenziano come, al crescere di $S_a(T_{el})$, la differenza di comportamento tra i due telai cresca in modo più che lineare.

Confrontando i risultati relativi al telaio gravitazionale, corrispondenti alle differenti ipotesi di modellazione, è immediato notare come alla modellazione con cracking (ip.1) corrisponda un accumulo di deformazione maggiore in corrispondenza del primo piano; tale osservazione può essere spiegata da una maggiore difficoltà, dovuta appunto al cracking, di redistribuzione della deformazione plastica al secondo piano, cosa che invece accade nel modello ip.2, scaricando il primo piano.

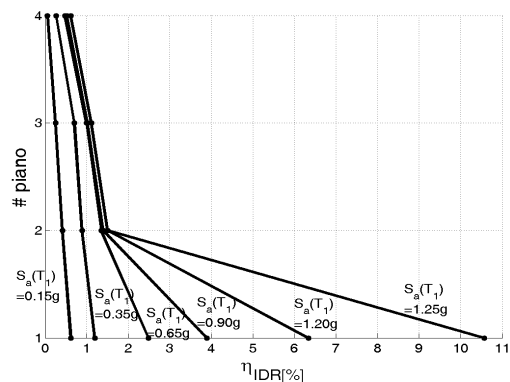


Figura 19. Valori medi dei massimi IDR per ciascun livello di piano in relazione valori specifici di $S_a(T_{el})$ (telaio gravitazionale in ipotesi di modellazione 1).

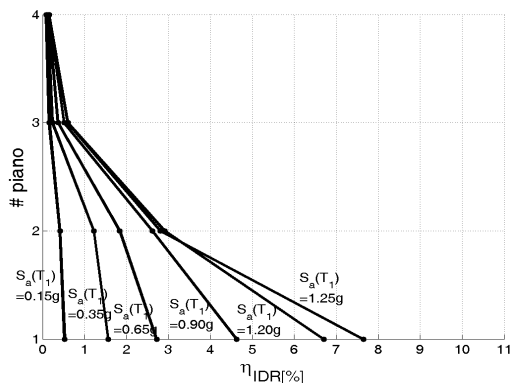


Figura 20. Valori medi dei massimi IDR per ciascun livello di piano in relazione valori specifici di $S_a(T_{el})$ (telaio gravitazionale in ipotesi di modellazione 2).

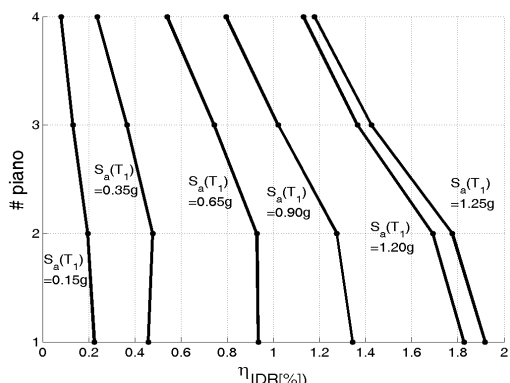


Figura 21. Valori medi dei massimi IDR per ciascun livello di piano in relazione valori specifici di $S_a(T_{el})$ (telaio ad alta duttilità in ipotesi di modellazione 1).

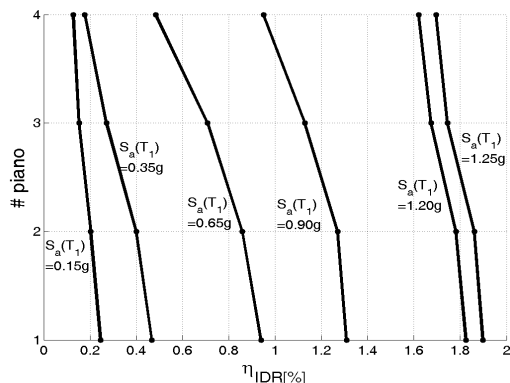


Figura 22. Valori medi dei massimi IDR per ciascun livello di piano in relazione valori specifici di $S_a(T_{el})$ (telaio ad alta duttilità in ipotesi di modellazione 2).

Si sottolinea, inoltre che questo diverso comportamento risulta in linea con i risultati dell'analisi statica non lineare, dove nella procedura di bilinearizzazione, ad un periodo effettivo minore (assenza di cracking, ip.2), corrisponde una richiesta in termini di spostamento minore.

6 CONCLUSIONI

Il lavoro presentato mostra, attraverso procedure di analisi non lineare, statica e dinamica, applicate a due telai piani, il diverso comportamento sismico di strutture concepite in base a criteri di progettazione antisismici e strutture pensate esclusivamente per resistere ai carichi di natura gravitazionale.

Inoltre, la possibilità di confrontare risultati provenienti da ipotesi di modellazione non lineari diverse, a parità di condizioni, ha consentito di valutare la variabilità della risposta strutturale associata a tali ipotesi, mostrando come, su una struttura progettata per soli carichi gravitazionali, due diverse assunzioni di rigidità possano influenzare la risposta fino a condurre a differenze nei risultati dell'ordine del 30%.

La selezione di due set di accelerogrammi, operata tenendo conto di parametri caratteristici degli eventi sismici di input, mostra come, in termini di media, si ottengano risultati simili tra un set e l'altro, sebbene essi facciano riferimento a diverse coppie magnitudo e distanza. Ciò è principalmente dovuto al controllo della forma spettrale di fatto imposto dalle modalità di selezione. La variabilità della risposta, tuttavia, risente della variabilità specifica dei campioni di accelerogrammi utilizzati, ponendo, ancora una volta, l'accento sulla questione di quale sia il numero corretto di registrazioni da utilizzare.

Una procedura alternativa per la valutazione del comportamento dinamico non lineare dei due telai, corrispondenti a diverse ipotesi di progettazione e di modellazione, è stata perseguita mediante analisi dinamica incrementale. I risultati ottenuti in termini di profili piano a piano dei valori medi dei massimi IDR, per livelli via via crescenti di $S_a(T_{el})$ hanno consentito la valutazione dei cambiamenti di comportamento in termini di deformabilità, indotti dal degrado di resistenza e rigidità delle strutture esaminate.

Il confronto tra la procedure di analisi non lineare, statica e dinamica, conduce a risultati consistenti in quanto mostrano il medesimo trend per entrambe le ipotesi di progettazione e di modellazione adottata.

La rigidità maggiore di una struttura antisismica progettata in duttilità alta conduce a richieste di spostamento o deformazione minori rispetto a quelle di una struttura di concezione puramente gravitazionale. Allo stesso tempo i dettagli strutturali, che le NTC prevedono per la classe di duttilità alta, comportano capacità rotazionali degli elementi notevolmente maggiori rispetto a quelle del telaio progettato secondo il RD 2229.

REFERENCES

- Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229, "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato", G.U. n. 92 del 18/04/1940.
- Min.LL.PP, DM 14 gennaio, (2008a), "Norme Tecniche per le Costruzioni", *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 29.
- Pagano M., "Teoria degli edifici - Edifici in cemento armato", *Napoli, Edizione Liguori*, 1968.
- ACCA SOFTWARE, EdiLus - CA, "Progettazione e calcolo delle strutture in C.A.", *Acca Software S.p.A.*
- Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N., "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *Journal of Structural Engineering Division*, ASCE, v.96, n.12, 1970, pp. 2557-2573.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114, n.8, August 1988, pp.1804-1826.
- Comité Européen de Normalisation (2005), Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance - part 3: Assessment and retrofitting of buildings", *EN 1998-3*, CEN, Brussels.
- Verderame G.M., Fabbrocino G., Manfredi G., "Seismic response RC columns with smooth reinforcement-PART1- Monotonic tests", *Engineering Structures* (in press)-2008.
- Min.LL.PP, (2008b), "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle costruzioni", *Ministero delle infrastrutture*.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., "Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", *Atti del Convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.*, Roma, 29-30 maggio 2008.
- Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L., et al., "Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual" (2006).
- Vamvatsikos D, Cornell CA. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514, 2001.
- Vamvatsikos D, Cornell CA. "Applied Incremental dynamic analysis", *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 2, pages 523-553, May 2004.