

# VALUTAZIONE PRESTAZIONALE DI STRUTTURE INTELAIATE IN ACCIAIO MEDIANTE METODI SEMPLIFICATI DI ANALISI NON LINEARE

## PERFORMANCE-BASED ASSESSMENT OF STEEL FRAMES WITH NON LINEAR STATIC PROCEDURES

M. Ferraioli, A. Lavino  
Seconda Università degli studi di Napoli  
Dipartimento di Ingegneria Civile  
Aversa (CE), Italia  
[massimiliano.ferraioli@unina2.it](mailto:massimiliano.ferraioli@unina2.it)  
[angelo.lavino@unina2.it](mailto:angelo.lavino@unina2.it)

### ABSTRACT

A comparative evaluation of design procedures considering both building code provisions both innovative methods based on the second order plastic analysis was carried out. At this aim, a multi-objective and multi-criteria performance evaluation of steel moment-resisting frame buildings was realised with specific acceptance criteria at the different limit states: Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention. As an alternative to non-linear response history analysis, an incremental non-iterative nonlinear static procedure based on the pushover analysis, the Inelastic and Capacity Spectra Method was used. Finally, the effects of higher modes contribution and time-variant distributions of inertia forces were investigated.

### SOMMARIO

Sono state valutate le prestazioni sismiche di strutture intelaiate in acciaio progettate in accordo con documenti normativi avanzati ovvero con procedure basate sull'analisi plastica del secondo ordine. A tale scopo, è stata condotta un'analisi multi-livello e multi-obiettivo che adotta criteri prestazionali specifici per le strutture intelaiate in acciaio per i diversi stati limite (Immediata Occupazione, Salvaguardia delle Vite Umane, Prevenzione del Collasso). In alternativa all'analisi dinamica non lineare, è stata proposta una procedura incrementale ma non iterativa basata sull'analisi di pushover, sul Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici. È stato infine valutato l'effetto del contributo dei modi di vibrazione più elevati e della variazione delle forze d'inerzia per effetto delle plasticizzazioni.

### 1 INTRODUZIONE

Le strutture intelaiate in acciaio sono strutture potenzialmente molto duttili in grado di sopportare cicli di carico e scarico con rilevanti deformazioni plastiche sia flessionali che taglianti. Il comportamento sismico esibito durante terremoti violenti ha tuttavia evidenziato aspetti critici nel comportamento sismico di tali strutture anche se progettate in accordo con codici sismici recenti. Procedure di progetto più avanzate [1],[2] basate sull'analisi plastica del se-

condo ordine e sui teoremi dell'analisi limite garantiscono una distribuzione delle plasticizzazioni coerente con un meccanismo di collasso di tipo globale, ma il costo della loro efficacia è un'incontrollabile sovraresistenza delle membrature. Inoltre, il livello di resistenza assegnato alla struttura con tali metodi è indipendente dall'intensità dell'azione sismica. Infine, la verifica allo stato limite ultimo non garantisce la sicurezza della struttura nei confronti degli altri stati limite. Da queste considerazioni e dall'esperienza di terremoti recenti ha preso vita una nuova generazione di codici sismici (SEAO-C-Vision 2000 [3], ATC-40 [4], FEMA-356[5]), il cui obiettivo è quello di fornire alla struttura doti di resistenza, rigidezza e capacità dissipativa corrispondenti alle prestazioni richieste ai vari livelli d'intensità dell'azione sismica.

## 2 CRITERI PRESTAZIONALI PER LE STRUTTURE INTELAIATE IN ACCIAIO

L'analisi prestazionale è stata condotta considerando tre diversi livelli prestazionali: Immediata Occupazione (Immediate Occupancy - IO), Salvaguardia della Vita Umana (Life Safety - LS), Prevenzione del Collasso (Collapse Prevention - CP). Tali livelli sono correlati ai livelli d'intensità dell'azione sismica attraverso criteri prestazionali specifici che dipendono dalla tipologia strutturale e dalle caratteristiche delle parti non strutturali dell'edificio. In particolare, per le strutture intelaiate in acciaio tali criteri coinvolgono in genere la rigidezza, la resistenza, la duttilità e la fatica a basso numero di cicli. Il raggiungimento dei diversi stati limite viene individuato attraverso parametri di controllo rappresentativi dei diversi criteri prestazionali (drift d'interpiano, drift totale, drift residuo, rotazioni plastiche, indici di danno cumulato). Nel presente lavoro sono stati impiegati come parametri di controllo il rapporto tra lo spostamento e l'altezza d'interpiano (interstorey drift damage index - IDI) ed il valore delle rotazioni plastiche rispetto alla rotazione di snervamento  $\theta_y$  (Tabella 1) [5].

**Tabella 1:** Correlazione tra Livelli Prestazionali e Parametri di controllo

LIVELLO PRESTAZIONALE	IDI	ROTAZIONI PLASTICHE			
		TRAVI		COLONNE $0.20 < P/P_{CL} < 0.50$	
		$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} e \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} o \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} e \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} o \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$
IMMEDIATE OCCUPANCY	0.01	$\theta_y$	$0.25 \theta_y$	$0.25 \theta_y$	$0.25 \theta_y$
LIFE SAFETY	0.02	$6 \theta_y$	$2 \theta_y$	$8 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	$0.50 \theta_y$
COLLAPSE PREVENTION	0.04	$8 \theta_y$	$3 \theta_y$	$11 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	$0.80 \theta_y$

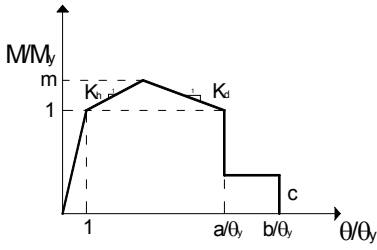
## 2 METODI SEMPLIFICATI DI ANALISI NON LINEARE

### 2.1 Modellazione non lineare

Il legame momento-rotazione delle travi è di solito schematizzato attraverso una cerniera plastica a comportamento bilineare con incrudimento costante e snervamento definito dal momento plastico  $f_{ye}Z$ . Tale schematizzazione non tiene conto dei diversi livelli deformativi lungo la trave e dell'estensione delle zone plasticizzate. Inoltre, l'ipotesi di incrudimento costante non consente di modellare l'incrudimento ciclico e il degrado dovuto all'instabilità locale. Infine, i fenomeni di degrado di rigidezza e di resistenza sono trascurabili solo nell'ipotesi che le sezioni utilizzate siano compatte, che l'instabilità torsionale degli elementi strutturali sia impedita, che la rottura delle unioni saldate sia scongiurata. In questo lavoro sono stati impiegati due diversi modelli non lineari e, in particolare, un modello a plasticità diffusa e un modello a plasticità concentrata implementati, rispettivamente, nei programmi di calcolo Seismostruct [6] e SAP 2000. Il primo modello tiene conto della diffusione della plasticità sia lungo l'elemento che all'interno della sezione trasversale attraverso la discretizzazione in fibre con assegnato legame uniaassiale tensione-deformazione. Nel caso in esame è stato adottato un legame  $\sigma$ - $\epsilon$  di tipo bilineare con incrudimento cinematico assunto pari allo 0.5%. La diffusio-

ne della plasticizzazione lungo l'elemento deriva da una formulazione inelastica di tipo cubico con due punti di Gauss per elemento da utilizzare per l'integrazione numerica delle equazioni di equilibrio. Il secondo modello a plasticità concentrata utilizza un legame momento-rotazione di tipo trilineare caratterizzato utilizzando la formulazione proposta da Kato & Akiyama [7] sia per la pendenza  $K_h$  del ramo incrudente che per la pendenza  $K_d$  del ramo di softening. I valori delle rotazioni plastiche e della resistenza residua sono stati calcolati in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della trave in accordo con le indicazioni delle FEMA 356 [5] (Tabella 2). Il comportamento delle colonne è stato schematizzato attraverso cerniere plastiche con resistenza flessionale definita mediante un dominio d'interazione M-P di tipo bilineare e diagramma momento-rotazione di tipo trilineare (Tabella 2). Nel presente lavoro in accordo con le indicazioni delle FEMA 356 la modellazione diretta dei pannelli nodali è evitata nell'ipotesi che la resistenza a taglio del pannello nodale sia maggiore della resistenza a flessione della trave in corrispondenza del collegamento trave-colonna e che il rapporto tra la rigidezza del pannello e la rigidezza flessionali della trave sia maggiore di 10.

**Tabella 2** Parametri del modello a plasticità concentrata per travi e colonne.

	TRAVI		COLONNE 0.20 < P/P <sub>CL</sub> < 0.50	
		$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ $e \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ $o \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ $e \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$
ROTAZIONE PLASTICA a	6 θ <sub>y</sub>	4 θ <sub>y</sub>	11 (11.7 P/P <sub>CL</sub> )θ <sub>y</sub>	θ <sub>y</sub>
ROTAZIONE PLASTICA b	11 θ <sub>y</sub>	6 θ <sub>y</sub>	17 (11.7 P/P <sub>CL</sub> )θ <sub>y</sub>	1.5 θ <sub>y</sub>
RESISTENZA RESIDUA c	0.60	0.60	0.20	0.20

## 2.2 Pushover multimodale e pushover adattivo

L'analisi di pushover è stata condotta considerando diverse distribuzioni delle spinte laterali: 1) Distribuzione unimodale (First Mode Distribution - FMD). La spinta laterale  $F_i$  al piano  $i$ -esimo è proporzionale alla massa di piano  $m_i$  ed alla  $i$ -esima componente della forma modale fondamentale  $\phi_{i1}$ . 2) Distribuzione equivalente delle spinte laterali (Equivalent Lateral Force Distribution - ELFD). Le forze sismiche sono distribuite proporzionalmente alle masse di piano e all'altezza  $h_i$  rispetto al piede. 3) Distribuzione unimodale equivalente (Equivalent First Mode Distribution - EFMD). Il vettore delle spinte laterali è proporzionale alle masse sismiche ed al modo fondamentale equivalente  $\phi_{i1}$  definito dalla combinazione SRSS di un numero di modi sufficienti a garantire l'eccitazione di almeno l'85% della massa totale dell'edificio. 4) Distribuzione SRSS. La distribuzione delle spinte laterali deriva dalla combinazione SRSS delle risposte spettrali estesa all'85% della massa totale dell'edificio. 5) Distribuzione CQC. Analoga alla precedente ma con combinazione CQC delle risposte spettrali.

$$F_i = \frac{m_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot h_j} \cdot V \quad (\text{ELFD}) \quad F_i = \frac{m_i \phi_{i1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}} \cdot V \quad (\text{FMD}) \quad F_i = \frac{m_i \phi_{i1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}} \cdot V \quad (\text{EFMD}) \quad (1)$$

$$F_i = \sqrt{\sum_j \left[ \Gamma_j \phi_{ij} S_a(T_j) m_i \right]^2} \quad (\text{SRSS}) \quad F_i = \sqrt{\sum_j \sum_k \Gamma_j \Gamma_k \phi_{i,j} \phi_{i,k} S_a(T_j) S_a(T_k) \cdot \rho_{jk} \cdot m_i^2} \quad (\text{CQC}) \quad (2)$$

L'ipotesi di distribuzione invariante delle spinte laterali può risultare eccessivamente restrittiva in presenza di meccanismi locali di collasso. In questo caso la risposta dell'edificio e, quindi, la distribuzione delle forze d'inerzia indotte dal sisma variano profondamente passando dal campo elastico al campo plastico. L'analisi di pushover condotta con una distribuzione

invariante delle spinte laterale può risultare quindi poco accurata e differire in maniera significativa dall'effettiva risposta dinamica. In primo luogo, la sovrapposizione dei contributi modali effettuata non a valle sugli effetti ma a monte sulle spinte laterali tende ad essere poco sensibile al contributo dei modi di vibrazione più elevati e, quindi, a sottostimare la risposta sismica in termini di spostamento d'interpiano. Del resto, anche se più razionale della combinazione delle forze, la combinazione degli effetti conduce a forze interne non compatibili con uno stato d'equilibrio. In secondo luogo, in presenza di un meccanismo locale di collasso le proprietà dinamiche della struttura variano sensibilmente per effetto delle plasticizzazioni. Di conseguenza variano sia le forme modali che il contributo che i singoli modi forniscono alla deformata complessiva della struttura (Effetti MDOF). La Modal Pushover Analysis (MPA) [8] tiene conto della variazione della distribuzione delle forze laterali per effetto delle plasticizzazioni senza ricorrere ad una distribuzione adattiva delle spinte, ma effettuando un'analisi di pushover per ciascun modo di vibrare elastico e combinando le risposte modali con la regola SRSS. Altri autori propongono di adottare distribuzioni adattive delle spinte laterali da aggiornare ad ogni incremento di carico in funzione delle corrispondenti proprietà dinamiche della struttura (Force-based Adaptive Pushover - FAP) [9]. Le distribuzioni modali delle spinte laterali vengono poi combinate con la regola SRSS nel caso di modi completamente disaccoppiati, ovvero con la regola CQC in presenza di accoppiamento modale. Tale approccio consente di considerare il contributo dei diversi modi di vibrare, il softening della struttura e la variazione delle forze d'inerzia per effetto dell'amplificazione spettrale.

### **3 ANALISI PRESTAZIONALE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE ESISTENTI**

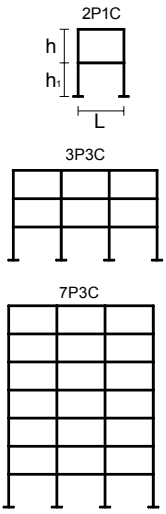
#### **3.1 Schemi strutturali e criteri di progetto esaminati**

Le analisi sono state condotte con riferimento a tre diversi schemi strutturali (Tabella 3). Ogni tipologia è stata dimensionata con cinque diversi metodi di progetto: 1) D.M. 1996. 2) OPCM 3274. 3) EC8. 4) Metodo Mazzolani-Piluso (Plastic Design - PD). 5) Metodo Mazzolani-Piluso modificato in modo da superare anche la verifica allo stato limite di danno (PD+SLD). In quest'ultimo caso la procedura di progetto originaria proposta dagli autori è stata modificata incrementando il valore dello spostamento ultimo di progetto (e quindi il valore ultimo della rotazione plastica delle travi) fino a superare la verifica allo stato limite di danno prevista dall'OPCM 3274 (valore limite dello spostamento d'interpiano  $d_{lim}=0.005h$ ). L'azione sismica di progetto è definita assumendo terreno di tipo A, fattore di smorzamento  $\xi=5\%$ , accelerazione di picco al suolo  $PGA=0.25g$ , fattore di struttura  $q=5.5$  per i telai 2P1C e  $q=6.5$  per gli altri telai. L'acciaio utilizzato è di classe Fe430. Le altezze d'interpiano sono pari a 3.5m nel telaio 2P1C, a 3.5m per il primo piano e a 3m per gli altri piani nei telai 3P3C e 7P3C.

#### **3.2 Procedura statica incrementale non iterativa per l'analisi prestazionale**

La risposta inelastica dell'edificio è stata valutata attraverso una procedura basata sul Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici (ICSM - Inelastic Demand and Capacity Spectra Method) [10], che deriva dal Metodo dello Spettro di Capacità - CSM originariamente proposto da Fajfar [11] ed utilizza un'estensione della formulazione relativa ai fattori di riduzione proposta da Ordaz et al. [12]. La curva di capacità (CC) è ottenuta dall'analisi di pushover condotta con diverse distribuzioni delle spinte laterali (FMD, ELFD, EFMD, SRSS, CQC, FAP). Lo spettro di capacità (CS) viene caratterizzato definendo il sistema SDOF equivalente in funzione della distribuzione delle spinte laterali. In presenza di distribuzioni adattive delle forze laterali la massa  $M_{eq}$  e la rigidezza  $K_{eq}$  del sistema SDOF equivalente variano ad ogni passo dell'analisi di spinta per effetto delle plasticizzazioni. In questo caso lo spettro di capacità si ottiene definendo una serie di sistemi SDOF ognuno dei quali determina la variazione dell'accelerazione e dello spostamento spettrale in un intervallo definito.

**Tabella 3:** Caratteristiche geometriche degli schemi strutturali esaminati

Metodo	Elemento	TELAIO 2P1C		TELAIO 3P3C												
		1°	2°	1°	2°	3°										
OPCM 3274	Piano															
	Travi	IPE 220	IPE 220	IPE 270	IPE 270	IPE 270										
	Pilastrì	Est.	HE260B	HE260B	HE400B	HE400B	HE400B									
Int.		HE260B	HE260B	HE400B	HE400B	HE400B										
Plastic Design	Piano															
	Travi	IPE 220	IPE 220	IPE 300	IPE 300	IPE 300										
	Pilastrì	Est.	HE180B	HE180B	HE300B	HE280B	HE260B									
Int.		HE180B	HE180B	HE280B	HE260B	HE240B										
Plastic Design SLD	Piano															
	Travi	IPE 220	IPE 220	IPE 300	IPE 300	IPE 300										
	Pilastrì	Est.	HE300B	HE220B	HE450B	HE340B	HE300B									
Int.		HE300B	HE220B	HE400B	HE300B	HE260B										
DM 96 CNR 10011	Piano															
	Travi	IPE 300	IPE 270	IPE 400	IPE 360	IPE 360										
	Pilastrì	Est.	HE160A	HE160A	HE450B	HE160B	HE160B									
Int.		HE160A	HE160A	HE400B	HE180B	HE160B										
EC8	Piano															
	Travi	IPE 220	IPE 220	IPE 300	IPE 300	IPE 300										
	Pilastrì	Est.	HE260B	HE260B	HE400B	HE400B	HE400B									
Int.		HE260B	HE260B	HE400B	HE400B	HE400B										
		TELAIO 7P3C														
OPCM 3274	Piano															
	Travi	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270
	Pilastrì	Est.	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	HE220B
Int.		HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B	HE280B
Plastic Design SLD	Piano															
	Travi	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270
	Pilastrì	Est.	HE550B	HE450B	HE400B	HE400B	HE360B	HE320B	HE260B	HE300B	HE340B	HE300B	HE240B	HE260B	HE240B	HE260B
Int.		HE500B	HE450B	HE360B	HE360B	HE360B	HE340B	HE300B	HE300B	HE340B	HE300B	HE240B	HE260B	HE240B	HE260B	HE240B
DM 96 CNR 10011	Piano															
	Travi	IPE 450	IPE 450	IPE 450	IPE 450	IPE 450	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400	IPE 400
	Pilastrì	Est.	HE240B	HE240B	HE220B	HE220B	HE200B	HE200B	HE180B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B
Int.		HE280B	HE260B	HE240B	HE240B	HE220B	HE220B	HE200B	HE200B	HE220B	HE220B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	HE200B
EC8	Piano															
	Travi	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270	IPE 270
	Pilastrì	Est.	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B
Int.		HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B

**Tabella 4:** Caratteristiche dinamiche degli schemi strutturali esaminati

Metodo di Progetto	TELAIO 2P1C				TELAIO 3P3C						TELAIO 7P3C					
	1° Modo		2° Modo		1° Modo		2° Modo		3° Modo		1° Modo		2° Modo		3° Modo	
	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)	T (sec)	$\alpha$ (%)
OPCM 3274	0.474	81.6	0.132	18.4	0.561	82.4	0.146	14.6	0.0680	2.9	2.00	82.6	0.627	10.2	0.340	3.9
Plastic Design	0.660	87.9	0.222	12.1	0.773	84.0	0.226	12.6	0.114	3.5	1.57	73.9	0.476	12.7	0.245	5.8
PD+SLD	0.425	75.7	0.135	24.3	0.572	79.4	0.170	14.8	0.0835	5.8	1.57	73.9	0.476	12.7	0.245	5.8
DM 96	0.720	94.5	0.287	5.70	0.973	91.0	0.354	7.70	0.225	1.3	1.34	82.0	0.487	11.0	0.290	3.6
EC8	0.474	81.6	0.132	18.4	0.561	82.4	0.146	14.6	0.0680	2.9	2.26	84.3	0.726	9.70	0.409	3.4

Lo Spettro di Capacità è stato infine approssimato con un modello elastico-perfettamente plastico equivalente (BCS) con rigidità elastica definita dal passaggio per il punto del CS corrispondente al 60% della soglia di scorrimento plastico. La domanda sismica è rappresentata dagli spettri di risposta inelastici (IDRS) ottenuti scalando lo spettro elastico (EDRS) attraverso un fattore di riduzione  $R_\mu$  definito a partire dalle ordinate dello spettro di risposta elastico in termini di spostamento e di velocità e da opportune funzioni di regressione tarate su terremoti storici spettro-compatibili [10]. Nell'ambito della valutazione prestazionale è stata definita una procedura incrementale ma non iterativa basata sul metodo ICSM. In particolare, una volta definiti i diversi limiti prestazionali è immediato determinare i valori dello spostamento del sistema SDOF equivalente per ciascuno stato limite considerato (IO, LS, CP) ed individuare i corrispondenti punti prestazionali (PP) sullo spettro di capacità. Fissata la posizione del PP, è immediato calcolare la duttilità  $\mu$  ed il fattore di riduzione  $R_\mu$  corrispondenti. Il livello dell'azione sismica associato al livello prestazionale prefissato può essere quindi determinato incrementando l'intensità dell'azione fino a che l>IDRS non interseca il BCS nel PP.

### 3.3 Confronto prestazionale

Il primo luogo è stata valutata l'influenza del modello strutturale sulla risposta inelastica di strutture intelaiate dimensionate sulla base dei diversi metodi di progetto. In figura 1 sono riportate le curve di capacità ottenute adottando il modello a plasticità concentrata ovvero il modello a plasticità diffusa. In tutti i casi esaminati i risultati ottenuti con i due modelli di calcolo risultano essere in buon accordo. Il modello a cerniere plastiche concentrate risulta essere più conservativo in quanto tende a sottostimare la resistenza laterale della struttura e ad anticipare l'insorgere dei fenomeni d'instabilità rispetto al modello a fibre. I telai progettati con il DM 96 presentano sempre un meccanismo di piano al primo livello. Negli altri casi il meccanismo di collasso è tipo globale per i telai 2P1C e 3P3C e per il telaio 7P3C progettato con il metodo PD, mentre è di tipo parziale per il telaio 7P3C progettato con l'OPCM 3274. In figura 2 sono riportate le curve di capacità ottenute con diverse distribuzioni delle spinte (FMD, ELFD, EFMD, SRSS, CQC, FAP). Com'è evidente, la curva di capacità è poco sensibile alla distribuzione delle spinte laterali, tranne che per la distribuzione SRSS. Nei casi esaminati il contributo del primo modo di vibrare è prevalente. Infatti il rapporto di massa associato al primo modo assume valori elevati, con valore minimo pari al 79.4% per il telaio a sette piani. La deformata della struttura non subisce grandi variazioni per effetto delle plasticizzazioni. Infatti il parametro  $\sigma = \frac{\|\delta_{CP} \cdot \delta_{\theta}\|^2}{\|\delta_{CP}\|^2 \|\delta_{\theta}\|^2}$  che esprime in maniera sintetica la coerenza tra il vettore  $\delta_{CP}$  degli spostamenti laterali a collasso e il vettore  $\delta_{\theta}$  degli spostamenti laterali all'inizio dell'analisi di spinta è sempre prossimo all'unità (con valore minimo  $\sigma = 0.9563$  per il telaio 7P3C progettato con l'OPCM 3274). In assenza di modi accoppiati la curva di capacità ottenute con le distribuzioni SRSS e CQC sono coincidenti, e a parità di spostamento in sommità il tagliante alla base è più elevato rispetto alle altre distribuzioni. Tale risultato è legato al contributo dei modi più elevati che presentano notevoli amplificazioni spettrali data la forma dello spettro di progetto. Per la distribuzione FAP tale effetto è sensibilmente ridotto, infatti, aggiornando i periodi e le forme modali in funzione delle plasticizzazioni si ottengono amplificazioni spettrali dei modi alti sensibilmente più ridotte. In figura 3 è riportato il confronto tra analisi di pushover e analisi dinamica incrementale (IDA) in termini di curva di capacità e di distribuzione del drift a collasso. I risultati dell'analisi dinamica sono ottenuti come media su due segnali accelerometrici compatibili con lo spettro elastico dell'EC8-A (Atene 34/2/1981, Bevagna N-S 26/09/1997). Come si vede l'analisi statica, anche se condotta con una distribuzione adattiva e multimodale delle spinte, tende a sottostimare i valori del drift ai piani alti. In figura 4 è riportato il confronto tra le diverse procedure di progetto in termini di curva e di matrice di performance. I risultati sono ottenuti con il modello a plasticità concentrata come involucro su 3 segnali accelerometrici compatibili con lo spettro elastico EC8-A (Bevagna N-S 26/09/1997; Lefkada N-S 17/01/1983; Rionero in Vulture 23/11/1980). Per i telai 2P1C la capacità della struttura dipende sensibilmente dalla procedura di progetto, in particolare, la resistenza del telaio PD+SLD è pari a 2.26 volte quella del telaio PD.

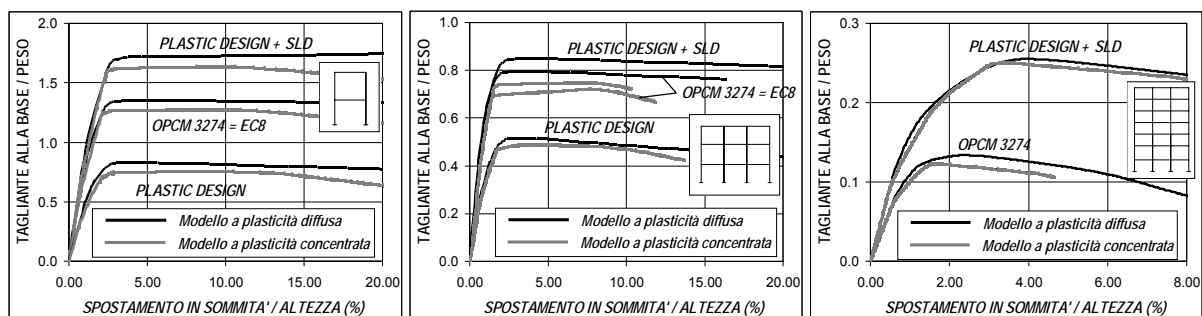
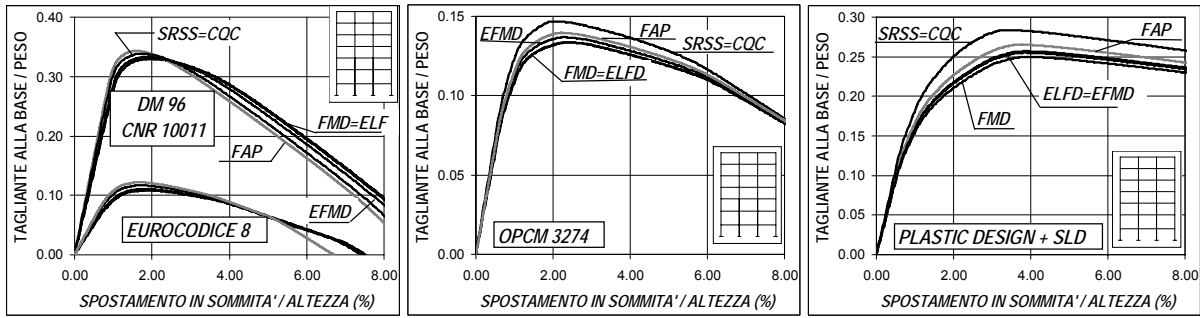
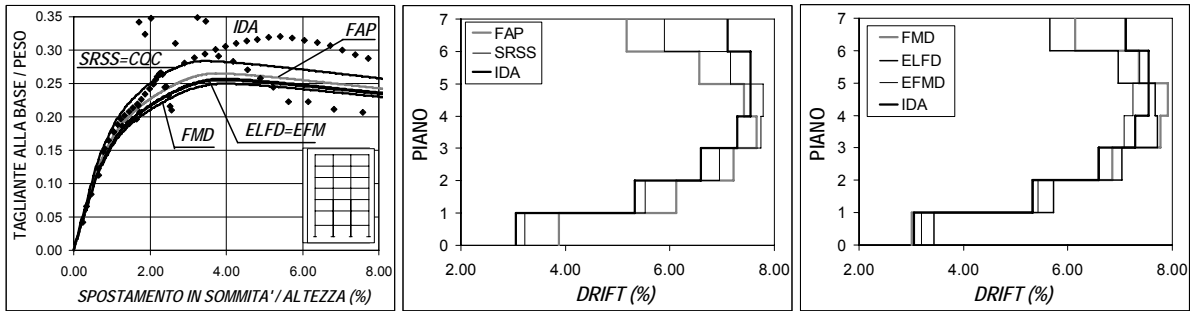


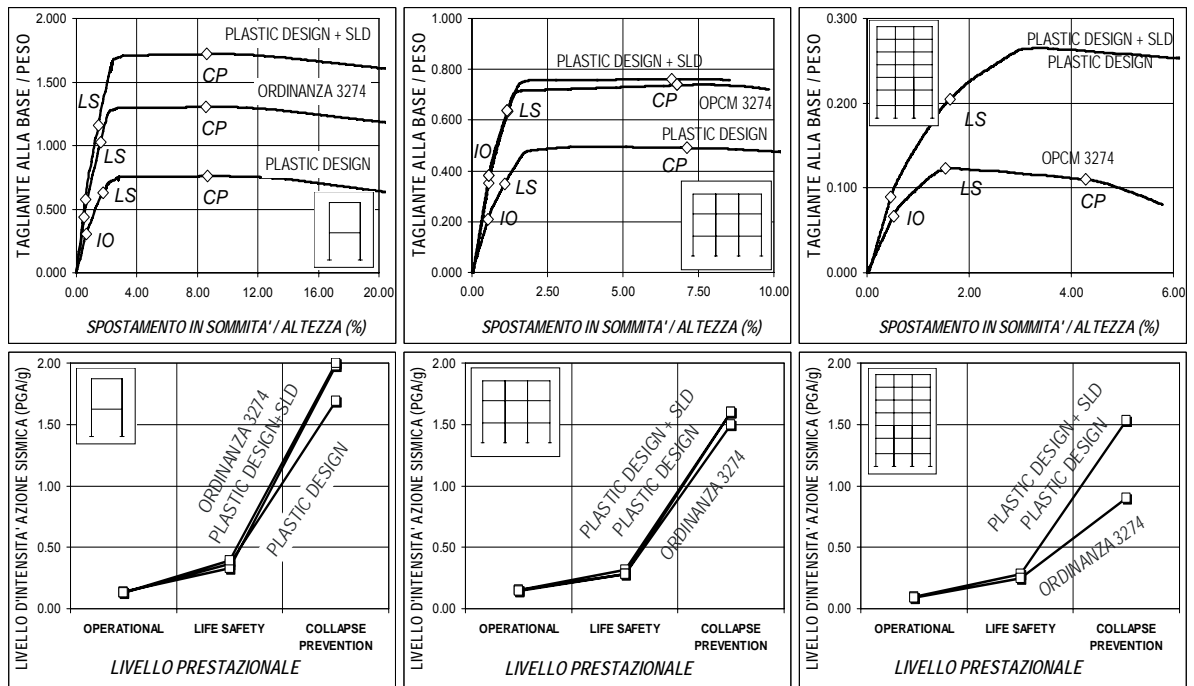
Fig. 1: Curve di capacità – Influenza del modello strutturale



**Fig. 2:** Curve di capacità – Influenza della distribuzione delle spinte laterali



**Fig. 3:** Confronto tra analisi statica e analisi dinamica incrementale (IDA)



**Fig. 4:** Confronto prestazionale tra metodi di progetto in termini di curve e matrici di Performance

Il costo di questa sovraresistenza indotta dalla verifica allo SLD è un incremento del peso del 61.6%. Tale incremento non produce tuttavia un miglioramento significativo delle prestazioni sismiche del telaio progettato con la procedura PD+SLD rispetto a quello progettato con la procedura PD, infatti l'incremento del moltiplicatore di collasso è pari al 18.13%. Tale risultato dipende dalla forma dello spettro di risposta inelastico dell'input di Bevagna. Per tale segnale il BCS interseca l'IDRS in una zona dello spettro a spostamento spettrale quasi costante. Lo stesso risultato si ottiene per i telai 3P3C che presentano prestazioni sismiche poco variabili al variare della procedura di progetto adottata. I telai 7P3C progettati con i metodi PD e PD+SLD hanno le stesse prestazioni sismiche in quanto la verifica allo SLU ri-

sulta più stringente rispetto alla verifica allo SLD. Viceversa il telaio progettato con l'OPCM presenta un meccanismo locale di collasso che coinvolge solo i primi tre piani con prestazioni sismiche sensibilmente ridotte rispetto alla procedura PD (rapporto tra i moltiplicatori di collasso pari a 0.629).

#### **4 CONCLUSIONI**

È stata effettuata un'analisi comparativa di criteri di progettazione esistenti per le strutture intelaiate in acciaio utilizzando le prestazioni sismiche come parametro di confronto. I risultati ottenuti hanno confermato l'efficacia delle procedure basate sul controllo sia del meccanismo di collasso che della deformabilità laterale, anche se spesso il costo è un'incontrollabile sovraresistenza delle membrature. All'incremento della sicurezza a collasso non corrisponde tuttavia un analogo incremento della sicurezza della struttura nei confronti degli altri stati limite. Inoltre la sovraresistenza può produrre un notevole incremento domanda sismica limitando così i benefici prodotti dal controllo del meccanismo di collasso sulla capacità strutturale.

#### **RINGRAZIAMENTI**

La tematica trattata nel presente articolo si colloca nell'ambito del progetto di ricerca RELUIS 2005-2008 Linea 5 "Sviluppo di approcci innovativi per il progetto di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo" (Coordinatori Proff. F.M. Mazzolani, R. Zandonini). L'attività è stata svolta da componenti dell'Unità di Ricerca n.4 "Criteri di progetto di strutture intelaiate in acciaio e metodi di analisi non lineare" della Seconda Università di Napoli (Responsabile di unità Prof. A. Mandara).

#### **BIBLIOGRAFIA**

- [1] Mazzolani, F.M., Piluso, V., Plastic design of seismic resistant steel frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26 (2), 167191, 1997.
- [2] Ghersi, A., Marino, E. e Neri, F., A simple procedure to design steel frames to fail in global mode; *Stability and Ductility of Steel Structures*, Timisoara, Romania, 1999.
- [3] SEAOC, Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of buildings, 1995.
- [4] Applied Technology Council (ATC), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, 40, 1996.
- [5] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2000.
- [6] Antoniou S. and Pinho R., SeismoStruct - A computer program for Static and Dynamic Non-linear Analysis of Framed Structures, Version 4.0, 2007.
- [7] Kato, B., Akiyama, H. "Ductility of Members and Frames subject to Buckling", ASCE Convention, 1981.
- [8] Chopra, A.K., Goel, R.K., A modal Pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engin. and Structural Dynamics*, 561582, 2002.
- [9] Antoniou S. and Pinho R., Advantages and Limitations of Forcebased Adaptive and NonAdaptive Pushover Procedures," *Journal of Earthquake Engin.*, Vol. 8, No.4, 2004.
- [10] Ferraioli, M., Avossa, A.M. Malangone, P., Approximate method for evaluation of seismic damage of RC buildings, 13th World Conference on Earth. Eng., Canada, 2004.
- [11] Fajfar, P., Capacity Spectrum Method based on Inelastic Demand Spectra, *Earthquake Engin. and Structural Dynamics*, n° 28, 979993, 1999.
- [12] Ordaz, M. e PèrezRocha, LE., Estimation of strengthreduction factors for elastoplastic systems: New approach, *Earthquake Engin. and Struct. Dyn.*, 27, 889901, 1998.

#### **PAROLE CHIAVE**

Strutture intelaiate in acciaio, analisi non lineare, valutazione prestazionale.