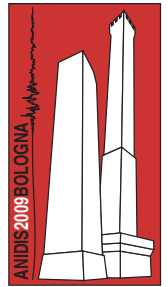


# Metodi semplificati per la valutazione delle prestazioni sismiche di strutture intelaiate in acciaio.

Massimiliano Ferraioli, Angelo Lavino, Alberto Mandara

Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli, via Roma 29, Aversa, Caserta, tel.++39 (0)81 5010210, fax ++39(0)81 5037370 e-mail: [massimiliano.ferraioli@unina2.it](mailto:massimiliano.ferraioli@unina2.it)



*Keywords: Strutture intelaiate in acciaio, Analisi di pushover, Prestazioni sismiche.*

## ABSTRACT

È stata valutata l'accuratezza delle procedure statiche non lineari più recenti per la valutazione delle prestazioni sismiche delle strutture intelaiate in acciaio. A tale scopo sono considerate le procedure contenute nelle FEMA 356, ASCE/SEI 41-04, ATC40 e FEMA 440-ATC-55, nonché il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici. L'accuratezza delle procedure semplificate basate sull'analisi di pushover è stata valutata confrontando le prestazioni sismiche con i risultati desunti dall'analisi dinamica non lineare al passo di tipo incrementale condotta su accelerogrammi storici spettrocompatibili. I risultati ottenuti sono stati impiegati per evidenziare le peculiarità ed i limiti delle diverse procedure.

## 1 INTRODUZIONE

I telai d'acciaio sono strutture potenzialmente molto duttili che in occasione di terremoti violenti possono subire rilevanti deformazioni inelastiche. Affinché la capacità dissipativa della struttura possa essere completamente attivata è però necessario ottimizzare la dissipazione dell'energia in ingresso attraverso la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale, che coinvolga il maggior numero possibile di zone dissipative. In ambito normativo tale obiettivo non viene perseguito direttamente attraverso l'analisi dinamica non lineare al passo, ma indirettamente attraverso procedure di progetto basate essenzialmente sul criterio di gerarchia delle resistenze. Procedure di progetto più sofisticate basate sul teorema cinematico del collasso plastico e sull'analisi plastica del secondo ordine sono in grado di assicurare una distribuzione delle plasticizzazioni coerente con un meccanismo di collasso di tipo globale. Il limite principale di tali formulazioni semplificate è che il costo della loro efficacia è un'incontrollabile sovrarresistenza 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. In particolare, non assicura che risulti limitato il danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali in condizioni d'esercizio o in corrispondenza di eventi sismici di debole intensità. D'altra parte, l'impiego in campo progettuale dell'analisi non lineare al passo (Response history analysis, RHA) presenta notevoli difficoltà, sia perché richiede dati aggiuntivi (modelli isteretici affidabili, segnali accelerometrici spettrocompatibili), sia perché l'incertezza dei dati in input condiziona fortemente l'affidabilità dei risultati.

La necessità di prevedere le caratteristiche fondamentali della risposta inelastica senza ricorrere ad onerose analisi dinamiche al passo ha stimolato negli ultimi anni la messa a punto di procedure semplificate per l'analisi statica non lineare (Nonlinear Static Procedures - NSPs). Alcune NSPs sono state recepite da documenti normativi recenti, e consentono di correlare in modo esplicito i differenti livelli di rischio con gli obiettivi prestazionali richiesti per ciascuno stato limite. L'Eurocodice 8 (2003) e l'OPCM 3274 (2003) propongono una procedura statica approssimata basata sull'analisi di spinta e sui fattori di riduzione dello spettro elastico. Il Metodo del Coefficiente di Spostamento

(Displacement Coefficient Method - DCM) definito nelle FEMA 356 (2000) valuta la risposta inelastica applicando coefficienti correttivi di derivazione sperimentale alla risposta elastica del sistema SDOF equivalente. Il Metodo dello Spettro di Capacità (Capacity Spectrum Method - CSM) - originariamente proposto da Freeman et al. (1975) è basato su una linearizzazione equivalente e può quindi presentare problemi sia di accuratezza, sia di convergenza. Tale metodo è stato implementato nelle procedure dell'ATC-40 (1997) che definiscono la risposta inelastica in maniera approssimata attraverso l'impiego degli spettri elastici ad elevato smorzamento (High Damping Elastic Response Spectra - HEDRS) Soluzioni numeriche più accurate possono essere ottenute attraverso il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici originariamente proposto da Fajfar (1999), ed applicato adottando opportune formulazioni per il fattore di riduzione dello spettro elastico (Ferraioli et al., 2004). Il metodo del coefficiente di spostamento ed il metodo dello spettro di capacità nelle loro varie forme possono fornire stime molto differenti dell'effettiva risposta sismica dell'edificio (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Luiz-Garcia, 2002). Ciò ha stimolato lo sviluppo e la messa a punto di nuove procedure basate sul CM e sul CSM che in parte sono state inserite nel documento ASCE/SEI 41-06 (ASCE, 2007). Recentemente sono stati proposti anche approcci più sofisticati. La Modal Pushover Analysis (MPA) proposta da Chopra and Goel (2002) mira a valutare la variazione della distribuzione delle spinte indotta dalle plasticizzazioni senza ricorrere al pushover adattivo. Il valore dello spostamento "target" viene valutato considerando uno specifico sistema SDOF equivalente per ciascun modo di vibrare e sovrapponendo, poi, le risposte modali con la regola SRSS. Altri autori propongono di definire un modo fondamentale equivalente, ossia una distribuzione equivalente delle spinte laterali, attraverso il Metodo della Combinazione Modale (MMC - Method of Modal Combination). Altri autori (Aydinoğlu 2003, Antoniou e Pinho 2004) hanno proposto procedure adattive basate sull'analisi modale con spettro assegnato ad ogni step dell'analisi di pushover, in modo da aggiornare le spinte laterali in funzione del softening della struttura, dell'incremento del periodo, della variazione delle forze d'inerzia indotta dall'amplificazione spettrale. Infine, il progetto ATC-55 prevede di valutare il contributo dei modi di vibrazione più elevati sovrapponendo con la regola SRSS la

risposta inelastica del primo modo con la risposta elastica del secondo e del terzo modo.

Il problema principale di queste procedure è che la necessità di migliorare la loro accuratezza finisce col renderle concettualmente troppo complicate per essere implementate nella corrente pratica ingegneristica. Inoltre, esse richiedono opportuni approfondimenti per quanto riguarda la modellazione non lineare in presenza di degrado di rigidità e di resistenza, e per la definizione di modelli non lineari semplificati a più gradi di libertà. Occorre infine osservare che spesso la risposta ottenuta attraverso l'analisi statica non lineare risulta essere meno accurata di quella fornita da una singola analisi dinamica non lineare al passo. In tal senso si osservi che le FEMA 440 (ATC-55, 2006) propongono una procedura analitica basata sull'analisi dinamica non lineare sotto segnali accelerometrici opportunamente scalati.

## 2 PROCEDURE STATICHE NON LINEARI

### 2.1 Distribuzione delle spinte ed effetti MDOF

Le procedure statiche non lineari appena richiamate (FEMA-356, ATC-40, FEMA-440, ASCE/SEI 41-06, CSM-N2) sono in genere basate sull'analisi di spinta condotta con diverse distribuzioni delle spinte laterali. La distribuzione in altezza delle spinte laterali può infatti condizionare sensibilmente la risposta inelastica complessiva. Infatti, al variare della distribuzione delle spinte varia il sistema SDOF equivalente. Di conseguenza, la stima della risposta sismica fornita dalle NSPs può differire notevolmente dall'effettiva risposta dinamica della struttura. L'importanza di questi effetti MDOF cresce al crescere della non linearità nella struttura ed assume particolare rilevanza in presenza di meccanismi locali di collasso. Per tenere conto di tali effetti le FEMA-356 richiedono l'applicazione di due tipi di distribuzioni di forze laterali: una di tipo UD ed una selezionata tra ELFD, FMD e SRSS. Viceversa, ATC-40, FEMA-440, e ASCE/SEI 41-06 prevedono l'impiego della sola distribuzione FMD.

### 2.2 FEMA-356 – Coefficient Method (CM)

Il metodo dei coefficienti di spostamento è basato su una linearizzazione equivalente che consente di valutare il massimo spostamento atteso sotto sisma  $\delta_t$  amplificando la risposta elastica attraverso opportuni coefficienti correttivi tarati mediante analisi di tipo statistico. In particolare,

le FEMA 356 propongono la seguente formulazione equivalente:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

in cui  $S_a$  è l'accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale equivalente  $T_e$ ,  $g$  è l'accelerazione di gravità. I fattori correttivi  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  consentono di trasformare la risposta elastica del sistema SDOF equivalente nella risposta inelastica dell'intero sistema strutturale. Il periodo  $T_e$  rappresenta il periodo fondamentale equivalente dell'edificio nella direzione considerata, dato da:

$$T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e} \quad (2)$$

essendo  $T_i$  il periodo elastico iniziale della struttura,  $K_i$  la rigidezza laterale elastica della struttura;  $K_e$  la rigidezza equivalente definita attraverso la caratterizzazione bilineare equivalente della curva di pushover. Con riferimento ai coefficienti di spostamento,  $C_0$  è un fattore correttivo che consente di correlare la risposta elastica del sistema SDOF con la risposta elastica del sistema MDOF. In particolare, tale coefficiente esprime la relazione tra lo spostamento spettrale e lo spostamento in sommità, ed è pari alla componente all'ultimo piano del vettore di partecipazione  $\mathbf{PF} = \Gamma \phi$ . Il coefficiente  $C_1$  è un fattore che correla la risposta inelastica e la risposta elastica del sistema SDOF equivalente, ed è dato da:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0; & T_e \geq T_s \\ (1.0 + (R-1) T_s/T_e)/R; & T_e < T_s \\ 1.5; & T_e < 0.1s \end{cases} \quad (3)$$

essendo  $R$  il rapporto la resistenza elastica richiesta ed il limite elastico convenzionale e  $T_s$  il periodo corrispondente al passaggio dalla zona ad accelerazione costante alla zona a velocità costante dello spettro di Newmark-Hall, cui corrisponde il valore massimo dell'energia immagazzinata dal sistema strutturale. Il coefficiente  $C_2$  corregge la massima risposta attesa in termini di spostamento per tenere conto dell'effettivo comportamento isteretico e, in particolare, del degrado di rigidezza e di resistenza. I valori di  $C_2$  sono tabellati in funzione del tipo di telaio e dei livelli di prestazione. Il coefficiente  $C_3$  tiene conto dell'incremento degli spostamenti dovuto agli effetti  $P-\Delta$  in campo dinamico attraverso la relazione:

$$C_3 = \begin{cases} 1.0; & \alpha \geq 0 \\ (1.0 + |\alpha|(R-1)^{3/2}/T_e); & \alpha < 0 \end{cases} \quad (4)$$

essendo  $\alpha$  il rapporto fra la rigidezza post-elastica e la rigidezza elastica del sistema SDOF.

### 2.3 ATC-40 – Capacity Spectrum Method

L'ATC-40 propone tre diverse procedure basate sul Metodo dello Spettro di Capacità. L'ipotesi fondamentale è che la risposta del sistema inelastico possa essere approssimata attraverso un sistema equivalente a comportamento elastico definito dal periodo di vibrazione equivalente  $T_{eq}$  e dal rapporto di smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$ , definiti come segue:

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad \xi_{eq} = \xi_0 + \kappa \frac{1(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi \mu(1 + \alpha\mu - \alpha)} \quad (5)$$

essendo  $T_0$  il periodo elastico iniziale,  $\xi_0=5\%$ ,  $\mu$  è la duttilità globale in termini di spostamento,  $\kappa$  è un fattore correttivo che dipende dal comportamento isteretico del sistema. In particolare l'ATC-40 individua tre categorie di comportamento. Tipo A: comportamento isteretico con cicli isteretici ampi e stabili. Tipo C: cicli isteretici con degrado e/o pinching. Tipo B definisce un comportamento isteretico intermedio tra A e C.

Le procedure sono basate su una linearizzazione equivalente, richiedono la conoscenza preliminare della duttilità e si distinguono per lo sviluppo analitico e per le costruzioni grafiche. In particolare le procedure A e B sono iterative ed analitiche, mentre la procedura C è puramente di tipo grafico.

### 2.4 FEMA-440 – Coefficient Method

Le FEMA 440 propongono due diverse procedure, una basata sul metodo dei coefficienti di spostamento (CM) e l'altra basata sul metodo dello spettro di capacità (CSM).

Il metodo dei coefficienti di spostamento contenuto nelle FEMA 356 viene modificato definendo nuove formulazioni per i coefficiente correttivi. In particolare, il coefficiente  $C_1$  è definito come segue:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 + \frac{R-1}{0.04a}; & T_e < 0.2s \\ 1.0; & T_e > 1.0s \\ 1.0 + \frac{R-1}{aT_e^2}; & 0.2s < T_e < 1.0s \end{cases} \quad (6)$$

dove  $a=130$  per siti di classe A e B,  $a=90$  per siti di classe C e  $a=60$  per siti di classe D,E,F. Il coefficiente  $C_2$  è dato dalla seguente relazione:

$$C_2 = \begin{cases} 1.0; & T_e > 0.7s \\ 1.0 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T_e} \right)^2; & T_e \leq 0.7s \end{cases} \quad (7)$$

Infine il coefficiente  $C_3$  è stato eliminato e al suo posto è stata introdotto un controllo sulla resistenza finalizzato ad evitare fenomeni di instabilità dinamica. In particolare il valore di soglia della resistenza è dato da:

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}; \quad h=1.0+0.15 \ln(T_e) \quad (8)$$

Con riferimento ai termini che figurano nell'eq.8,  $\Delta_d$  è lo spostamento corrispondente alla resistenza di picco,  $\Delta_y$  è lo spostamento al limite elastico,  $\alpha_e$  è la pendenza del ramo post-elastico, data da:

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta}) \quad (9)$$

dove  $\alpha_2$  è la pendenza totale del ramo post-elastico;  $\alpha_{P-\Delta}$  è la pendenza del ramo post-elastico dovuta ai soli effetti  $P-\Delta$ ;  $\lambda$  è un coefficiente che tiene conto degli effetti near-field ed assume i seguenti valori:  $\lambda=0.8$  per  $S_I \geq 0.6$  è  $\lambda=0.2$  per  $S_I < 0.6$  ( $S_I$  = valore dell'accelerazione spettrale corrispondente al massimo terremoto atteso valutata per un periodo  $T=1$  sec).

La pendenza  $\alpha_2$  include sia gli effetti  $P-\Delta$  sia il degrado ciclico.

## 2.5 FEMA-440 – Capacity Spectrum Method

Le FEMA 440 riportano nuove espressioni sviluppate da Guyader and Iwan (2006) per la determinazione del periodo efficace e dello smorzamento viscoso equivalente.

La riduzione delle ordinate spettrali avviene attraverso la seguente relazione:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_B}{B(\beta_{eff})} \quad (10)$$

In cui  $B$  è un coefficiente funzione dello smorzamento efficace  $\beta_{eff}$  definito dalla seguente relazione:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \quad (11)$$

## 2.6 Capacity Spectrum Method – N2

Il metodo CSM-N2 si basa sul metodo dello spettro di capacità e degli spettri di risposta inelastici IDRS. Tali spettri non vengono valutati direttamente attraverso l'analisi dinamica del sistema SDOF, ma indirettamente a partire dagli spettri di risposta EDRS ( $\xi=5\%$ ) scalati per mezzo di un opportuno fattore di riduzione  $R_\mu$ . In particolare le coordinate  $[S_a; S_d]$  dello spettro IDRS e  $[S_{ae}; S_{de}]$  dell'EDRS sono legate dalle relazioni:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad S_d = \frac{\mu \cdot S_{de}}{R_\mu} \quad (12)$$

essendo  $\mu$  la duttilità globale in termini di spostamento e  $R_\mu$  il fattore di riduzione della resistenza per effetto della capacità di dissipazione isteretica. Tale fattore è definito attraverso la seguente formulazione che applica la regola dell'uguaglianza degli spostamenti nel campo dei periodi medio-alti, e si basa su relazioni tarate su base statistica in presenza di un moderato incrudimento ( $\alpha=10\%$ ) e di uno smorzamento  $\xi=5\%$  (Vidic et al. 1994):

$$R_\mu = (\mu - 1)T/T_0 + 1 \quad T \leq T_0 \quad (13)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_0 \quad (14)$$

$$T_0 = 0.65\mu^{0.3} \cdot T_c \quad (15)$$

dove  $T_c$  è il "corner period" definito a partire dello spettro di Newmark-Hall (1973).

## 3 VALUTAZIONE COMPARATIVA IN TERMINI DI PRESTAZIONI SISMICHE.

### 3.1 Casi di studio

La valutazione comparativa delle diverse procedure statiche non lineari è stata effettuata con riferimento a un telaio in acciaio a 9 piani e 3 campate, dimensionato con due diversi metodi di progetto: 1) Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC08 (2008); 2) Metodo Mazzolani-Piluso PD-SLD (1997), basato sull'analisi plastica del secondo ordine, sui teoremi dell'analisi limite e sulla verifica allo stato limite di danno.

L'azione sismica di progetto è definita con riferimento ai seguenti parametri sismici: terreno di classe A, rapporto di smorzamento  $\xi=5\%$ , PGA=0.25g, fattore di struttura  $q=6.5$ . L'acciaio utilizzato è S275 ( $f_y=275$  MPa). Con riferimento alle caratteristiche geometriche la larghezza delle

campate è di 5.00m, l'altezza di interpiano è pari a 3.50m al primo livello e a 3.00m per i livelli successivi. Nella tabella 1 sono riportate le sezioni delle travi e delle colonne dimensionate in accordo alle due diverse procedure di progetto. Nella tabella 2 sono riportate le caratteristiche dinamiche dei telai progettati. Le analisi non lineari (statiche e dinamiche) sono state condotte con un programma di calcolo agli elementi finiti Seismostruct (SeismoSoft, 2008). Il modello di calcolo 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 diffusione 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.

Tabella 1. Dimensionamento delle travi e delle colonne

N TRAVE	NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 08		PLASTIC DESIGN VERIFICA ALLO SLD		
	COLONNA ESTERNA	COLONNA INTERNA	TRAVE	COLONNA ESTERNA	COLONNA INTERNA
1	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE500B
2	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE450B
3	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE450B
4	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE450B
5	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE400B
6	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE400B
7	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE400B
8	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE320B
9	IPE270	HE220B	HE280B	IPE270	HE260B

Tabella 2. Caratteristiche dinamiche dei telai

DESIGN	1° modo		2° modo		3° modo	
	T [sec]	$\alpha$ [%]	T [sec]	$\alpha$ [%]	T [sec]	$\alpha$ [%]
NTC 08	2.57	82	0.82	10	0.45	3.0
PD-SLD	2.11	75	0.64	11	0.33	5.0

### 3.2 Influenza della distribuzione lungo l'altezza delle spinte laterali

In presenza di meccanismi locali di collasso la distribuzione delle forze d'inerzia lungo l'altezza può subire profonde variazioni per effetto delle plasticizzazioni. Per valutare tale effetto sono state considerate 6 diverse distribuzioni:

- 1) Distribuzione uniforme (UD - Uniform Distribution). La distribuzione delle forze laterali è proporzionale alle masse di piano  $m_i$ .
- 2) Distribuzione unimodale (FMD - First Mode Distribution). La distribuzione delle spinte è proporzionale alle masse di piano e alla forma modale fondamentale nella direzione considerata.
- 3) Distribuzione unimodale equivalente (Equivalent First Mode Distribution - EFMD). La distribuzione delle forze laterali è proporzionale ad una forma modale equivalente definita dalla combinazione SRSS di un numero di modi tali da eccitare almeno il 90% della massa totale.
- 4) Distribuzione SRSS. La distribuzione lungo l'altezza delle forze è definita a partire dall'analisi modale con spettro assegnato condotta su un numero di modi tali da eccitare il 90% della massa totale.
- 5) Force-based adaptive pushover (FAP). Le distribuzioni modali delle spinte laterali vengono aggiornate nel corso dell'analisi per effetto delle plasticizzazioni, e poi sovrapposte con la regola CQC.

6) Displacement-based adaptive pushover (DAP). Le forme modali fondamentali sono direttamente imposte alla struttura attraverso un'analisi a controllo degli spostamenti.

Nelle figure 1 e 2 sono riportate le curve di pushover ottenute con le diverse distribuzioni delle spinte laterali. La struttura progettata con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08) presenta una curva di capacità che risulta essere poco sensibile alla distribuzione laterale delle spinte.

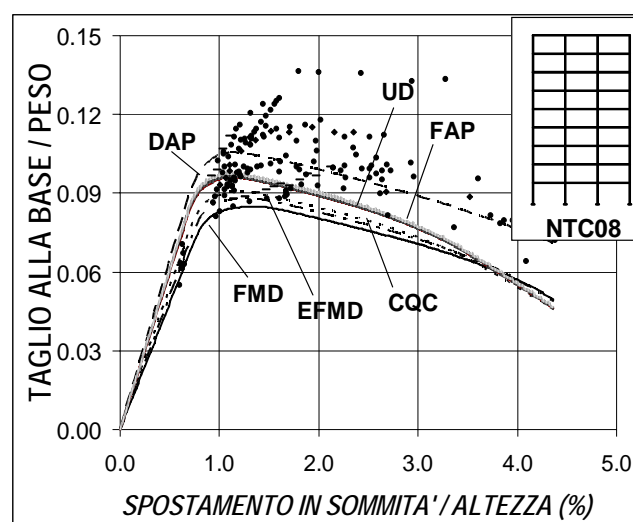


Figura 1. Tagliante alla base in funzione dello spostamento in sommità. Pushover e analisi dinamica incrementale (Telaio NTC 08)

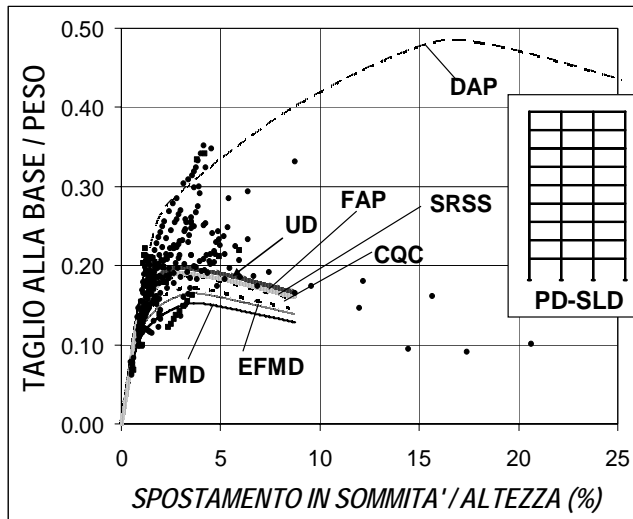


Figura 2. Tagliante alla base in funzione dello spostamento in sommità. Pushover e analisi dinamica incrementale (Telaio PD-SLD).

Al contrario, la struttura progettata con l'analisi plastica (PD-SLD) è più sensibile alla distribuzione delle spinte. In particolare, la distribuzione DAP tende a sovrastimare la resistenza laterale rispetto alle altre distribuzioni delle spinte. Tale risultato dipende dal contributo dei modi di vibrazione più elevati che determina una riduzione dello sforzo normale nelle colonne esterne del primo piano. Di conseguenza, diminuiscono gli effetti P-delta ed aumenta il momento plastico. Allo scopo di verificare la loro accuratezza, le analisi di pushover condotte con le diverse distribuzioni delle spinte laterali sono state confrontate con i risultati dell'analisi dinamica incrementale. A tal fine, è stata considerata una serie di serie di 10 segnali accelerometrici spettrocompatibili con lo spettro elastico dell'Eurocodice 8 per terreno di tipo A. La nube di punti riportata nelle figure 1-2 sintetizza i risultati delle analisi dinamiche condotte. In particolare ciascun punto rappresenta lo spostamento di picco in sommità ed il corrispondente tagliante alla base relativi ad una singola analisi dinamica non lineare al passo.

### 3.3 Stima delle prestazioni sismiche

La valutazione comparativa è stata effettuata considerando diverse procedure statiche non lineari finalizzate alla determinazione della risposta sismica: 1) ATC 40 con distribuzione FMD; 2) ATC 40 con distribuzione UD; 3) FEMA 356 Coefficient Method (CM); 4) FEMA 440 Coefficient Method (CM); 5) Capacity Spectrum Method (CSM-N2) con distribuzione FMD; 6) Capacity Spectrum Method (CSM-N2)

con distribuzione UD; 7) FEMA 440 (CSM) con distribuzione FMD; 8) FEMA 440 (CSM) con distribuzione UD. Le analisi sono state condotte considerando tre diversi livelli prestazionali: 1) Immediata Occupazione (Immediate Occupancy - IO); 2) Salvaguardia della vita umana (Life Safety - LS); 3) Prevenzione del collasso (Collapse Prevention - CP). Il raggiungimento dei livelli prestazionali viene controllato adottando i seguenti parametri rappresentativi: 1) l'indice di danno IDI (Interstorey Drift Damage Index) per la stima del danneggiamento nelle parti non strutturali; 2) le rotazioni plastiche nelle travi e nelle colonne per la valutazione del danneggiamento nelle parti strutturali. I valori limite adottati per l'indice IDI sono: 1) IDI=0.01 per lo stato limite IO; 2) IDI=0.02 per lo stato limite LS; 3) IDI=0.04 per lo stato limite CP. I valori limite delle rotazioni plastiche sono invece desunti dalla tab.5.6 delle FEMA 356. I risultati ottenuti con le diverse procedure statiche non lineari sono stati confrontati con quelli forniti dall'analisi dinamica incrementale (Incremental Dynamic Analysis - IDA). A tale scopo sono stati selezionati 6 accelerogrammi spettrocompatibili con gli spettri dell'Eurocodice 8 per diversi tipi di terreno. In tabella 3 sono riportati i parametri caratteristici dei terremoti considerati.

Tabella 3. Parametri caratteristici dei terremoti selezionati

N. Input	Data	Dir.	Ms	PGA/g	$t_R$ (s)	$T_C$ (s)
1	Bevagna	1997 NS	5.50	0.034	46.1	0.700
2	Sturno	1980 EW	6.87	0.323	71.9	0.932
3	Gubbio	1997 NS	5.90	0.099	106.0	0.652
4	Calitri	1980 NS	6.87	0.156	86.05	0.912
5	Gebze T.	1999 EW	7.60	0.135	47.63	0.514
6	Izmit	1999 EW	7.80	0.161	51.98	0.621

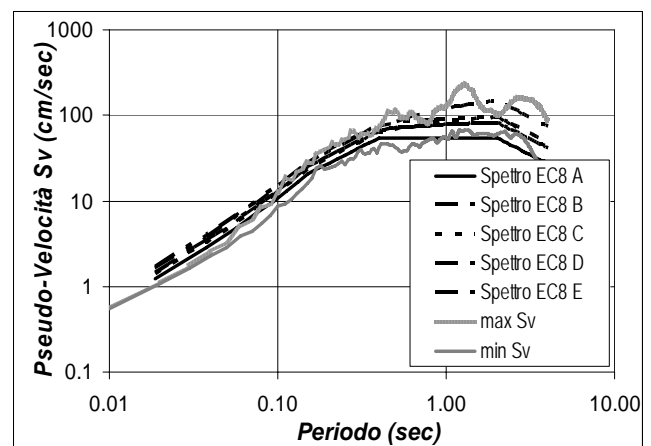


Figure 3: Involuppo degli spettri di risposta dei terremoti selezionati e confronto con lo spettro elastico dell'Eurocodice 8 per diverse categorie di suolo.

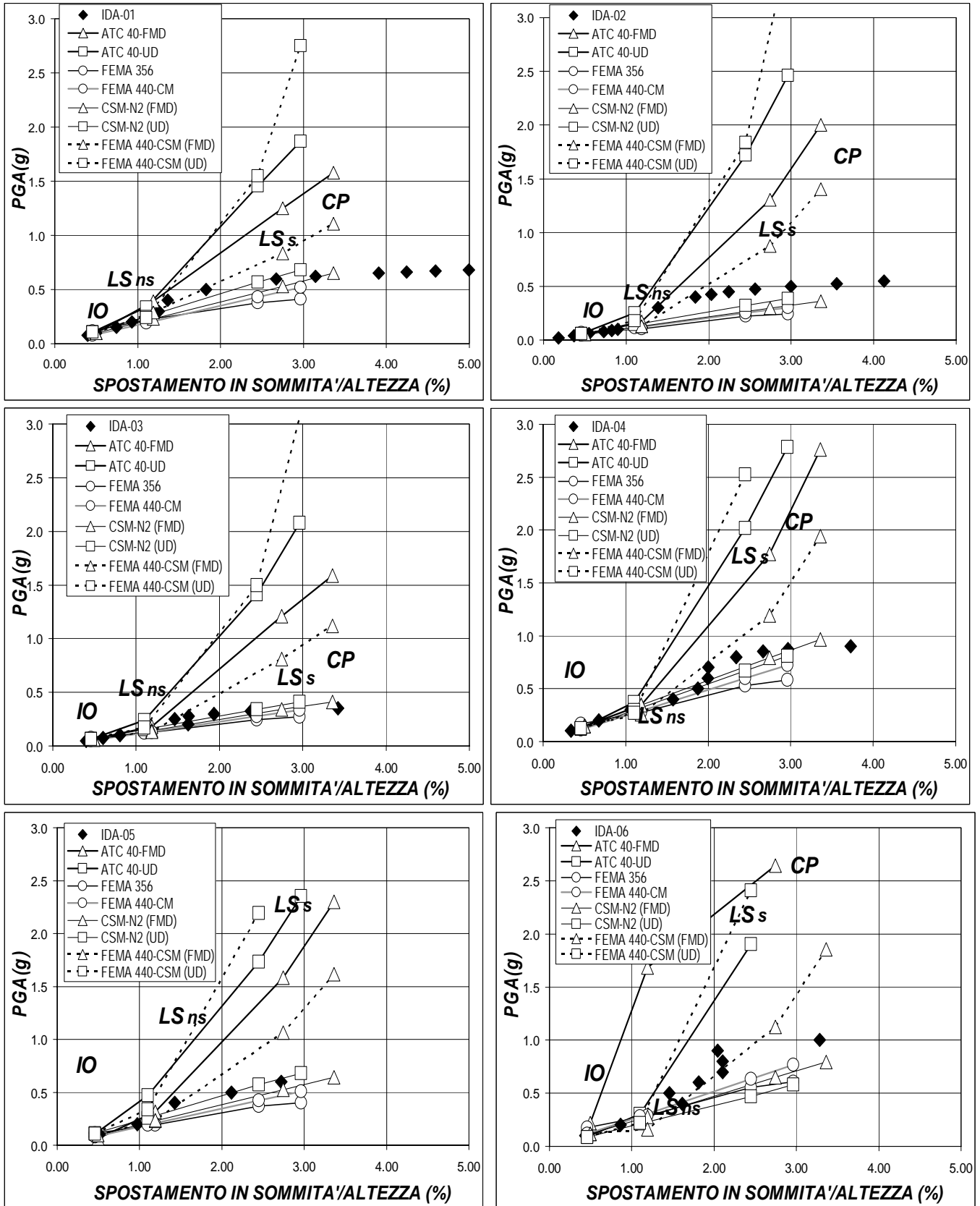


Figura 4. Correlazione tra accelerazione di picco al suolo (PGA) e drift totale (spostamento in sommità/altezza). Procedure statiche non lineari e analisi dinamica incrementale (Telaio NTC 08).

In figura 3 l'involuppo degli spettri di risposta in termini di pseudo velocità è messo a confronto con gli spettri elastici dell'Eurocodice 8 per diversi tipi di suolo.

Nelle figure 4-5 vengono riportati i risultati delle analisi statiche e dinamiche (accelerazione di picco al suolo in funzione dello spostamento in sommità).

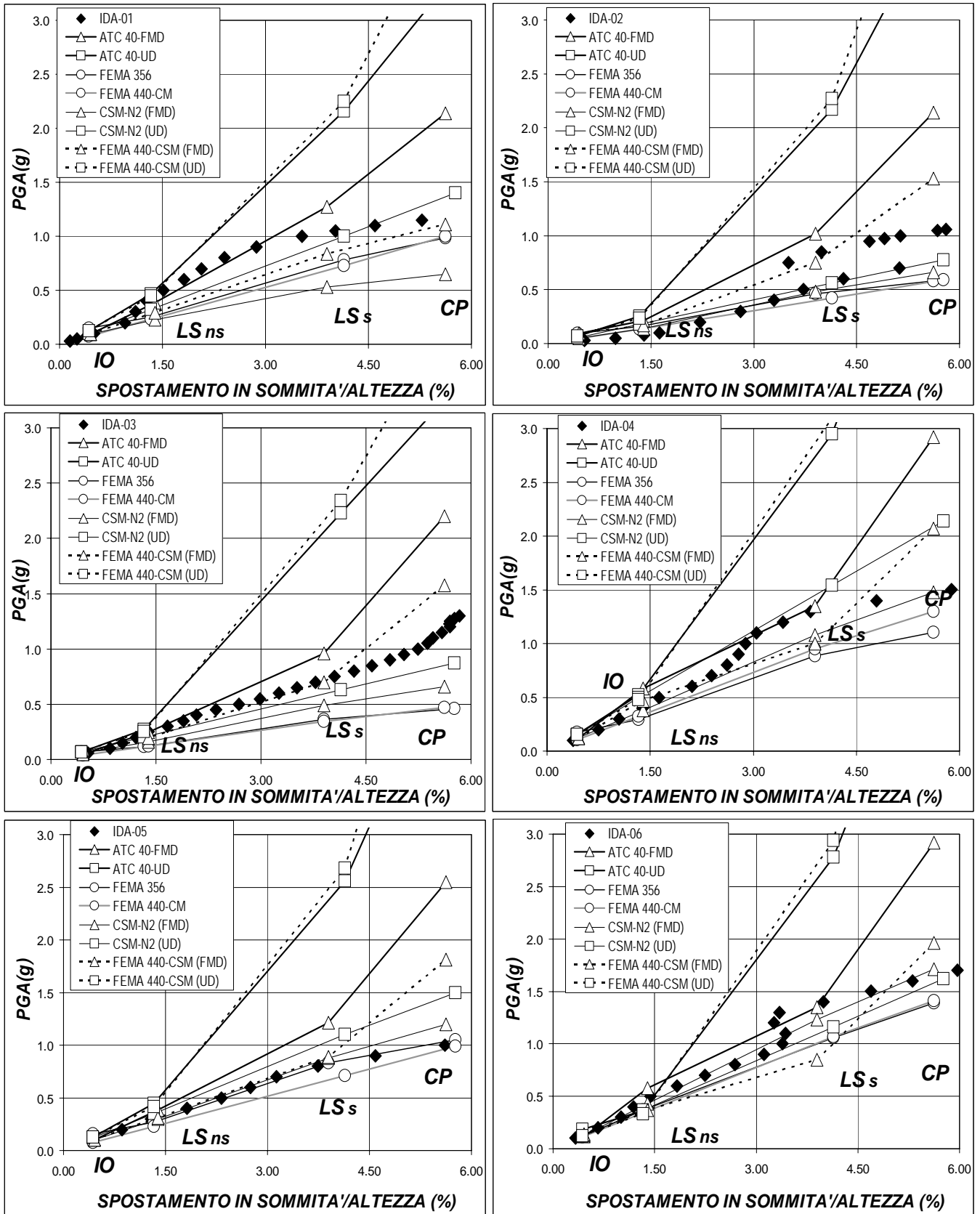


Figura 5. Correlazione tra accelerazione di picco al suolo (PGA) e drift totale (spostamento in sommità/altezza). Procedure statiche non lineari e analisi dinamica incrementale (Telaio PD-SLD).

Inoltre sono riportati i valori degli spostamenti ai vari stati limite: (Immediata Occupazione – IO; Salvaguardia della vita umana per gli elementi non strutturali  $LS_{ns}$  e per gli elementi strutturali

$LS_s$ ; Prevenzione del Collasso - CP). I risultati delle procedure FEMA 356 and FEMA 440 (Metodo dei coefficienti di spostamento) sono molto simili tra loro. Tale risultato deriva dal

coefficiente  $C_3$  il quale assume valore circa uguale ad 1.0 in entrambi i casi. Le procedure basate sull'utilizzo degli spettri elastici ad elevato smorzamento (HDERS) come ATC 40 e FEMA 440 (ATC 55) restituiscono valori elevati delle PGA(g) rispetto alle altre procedure statiche. Inoltre, i risultati ottenuti sono molto sensibili alla distribuzione delle forze laterali. In particolare, l'impiego della distribuzione UD può determinare una sovrastima dei valori dell'intensità dell'azione sismica corrispondente ai diversi stati limite. Tale risultato non conservativo deriva dall'utilizzo degli spettri elastici ad elevato smorzamento. Allo scopo di mostrare tale effetto, in figura 6 è riportato il confronto tra lo spettro HDERS e lo spettro IDRS in corrispondenza del collasso strutturale. Com'è immediato verificare, l'intensità dell'azione è pari a 2.14 se la domanda è rappresentata dallo spettro HDERS, mentre scende a 1.2 se si utilizza lo spettro IDRS.

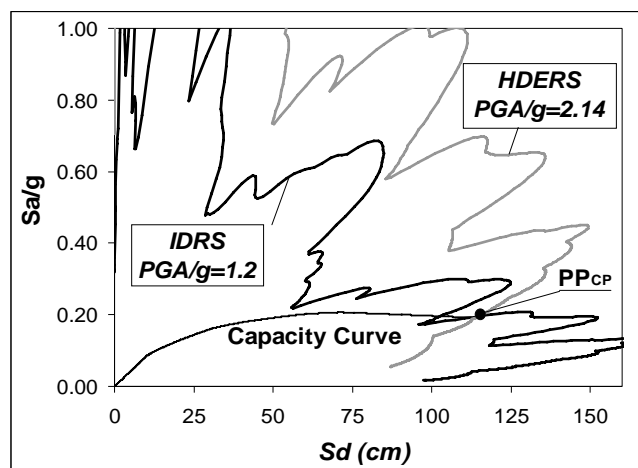


Figure 6. Confronto tra domanda e capacità allo stato limite CP. Spettro HDERS (ATC-40). Spettro IDRS (CSM-N2). Telaio PD-SLD.

#### 4 CONCLUSIONI

È stata valutata l'accuratezza delle procedure statiche non lineari contenute in documenti normativi recenti per stima della risposta sismica di strutture intelaiate in acciaio. I risultati ottenuti mostrano che le procedure basate sul Metodo dello Spettro di Capacità e sull'impiego degli spettri elastici ad elevato smorzamento come l'ATC-40 e le FEMA 440 tendono a fornire stime non accurate dell'effettiva risposta inelastica. Inoltre, tali stime risultano essere non conservative in quanto sovrastimano l'intensità dell'azione sismica corrispondente ai diversi stati limite. Al contrario, per effetto della sua superiore

base fisica, il Metodo dello Spettro di Capacità e degli spettri inelastici fornisce in genere soluzioni più accurate, specie per i sistemi che presentano valori elevati di duttilità come ad esempio le strutture intelaiate in acciaio. Molto promettente sembra essere infine il Metodo dei Coefficienti di Spostamento proposto dalle FEMA 356 e dalle FEMA 440, che risulta essere di più semplice implementazione e fornisce, in genere, stime conservative dell'effettiva risposta inelastica.

#### BIBLIOGRAFIA

- ASCE, 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA-356, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- ASCE, 2007. *Seismic Rehabilitation and Evaluation of Existing Buildings*, ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Aschheim, M.A., Maffei, J. & Black, E. 1998. Nonlinear Static Procedures and Earthquake Displacement Demands. *Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Seattle, WA.
- Akkar, S. & Metin, A. 2007. Assessment of Improved Nonlinear Static Procedures in FEMA-440. *Journal of Structural Engineering*, 133(9): 1237-1246.
- ATC-40. 1997. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- ATC-55. 2003. Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures. *Report No. FEMA-440*, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Chopra, A.K. & Goel, R.K. 2000. Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF Systems. *Journal of Structural Engineering*, 126(4): 482-490.
- CEN. 2003. Eurocode 8. *Design of structures for earthquake resistance*. European Committee for Standardization.
- Ferraioli, M., Lavino, A., Avossa, A.M., Mandara, A. Displacement-based seismic assessment of steel moment resisting frame structures. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. October 12-17. Beijing, China. 2008.
- Goel, R.K. 2005. Evaluation of Modal and FEMA Pushover Procedures Using Strong-Motion Records of Buildings. *Earthquake Spectra*, 21(3): 653-684.
- Goel, R.K. & Chadwell, C. 2007. Evaluation of Current Nonlinear Static Procedures for Concrete Buildings Using Recorded Strong-Motion Data, Final Report, California Strong Motion Instrumentation Program, CDMG, Sacramento, CA.
- Guyader, A.C. & Iwan, W.D. 2006. Determining Equivalent Linear Parameters for Use in a Capacity Spectrum Method. *Journal of Structural Engineering*, 132(1): 59-67.
- Miranda, E. & Ruiz-Garcia, J. 2002. Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 539-560.
- SeismoSoft, 2008. SeismoStruct. *A computer program for static and dynamic analysis for framed structures*. (online) available from URL: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com).