

Proposta e validazione di un procedimento statico non lineare per la progettazione di strutture antisismiche ad elevata duttilità

Aurelio Ghersi*, Edoardo Michele Marino**, Fabio Neri***

SOMMARIO – L'approccio del «displacement-based design» e dei criteri di progettazione «globali», finalizzati alla formazione di meccanismi di collasso con elevata capacità di dissipare energia, sono oramai ampiamente diffusi in ambito scientifico. Nel presente lavoro, per le strutture intelaiate in acciaio a nodi rigidi, si propone un metodo che facendo ricorso all'applicazione congiunta dei predetti criteri perviene ad una procedura, concepita in maniera unitaria, che al contempo può essere impiegata per la progettazione e la verifica strutturale. Tale approccio, evitando la necessità di ricorrere a procedimenti iterativi in fase di progettazione e ad analisi incrementali non lineari per la verifica, consente un notevole alleggerimento dell'onere computazionale richiesto dagli approcci a cui si ispira.

SUMMARY – The design criterion of «displacement-based design» and the «global» approach, which leads to global collapse mechanisms, are well-known in scientific community. In this paper, for steel frames with rigid connection, a procedure based on the application of the two aforementioned methods is proposed. This procedure is suitable for both design and check phase because able to reduce the computational effort in both cases. In fact, it does not require iterative procedure in the first case and push-over analysis in the second one.

Parole chiave: Displacement-Based Design, Metodo Spettro di Capacità, Spettro Inelastico, Metodo N2, Metodi Globali

Key words: Displacement-Based Design, Capacity Spectrum Method, Inelastic Spectra, N2 Method, Global Method

1. Introduzione

L'obiettivo di realizzare strutture in grado di sopportare i terremoti più violenti è perseguito, con studi scientifici e prescrizioni normative, da oltre due secoli. I provvedimenti più antichi sono probabilmente quelli del 28 marzo 1784, emanati dal Governo borbonico dopo il terremoto che devastò la Calabria nel 1783. Ma questi, come tutti quelli che si susseguirono fino all'inizio del ventesimo secolo (regolamento pontificio edilizio per la città di Norcia, 1860; prescrizioni edilizie per l'isola d'Ischia, 1883; norme per la costruzione ed il restauro degli edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887; norme per la costruzione ed il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto nelle province calabresi ed in quella di Messina, 1906) si limitavano a prescrizioni costruttive e limitazioni dell'altezza degli edifici. Solo dopo il terremoto di Messina del 28 dicembre 1908 venne promulgata una norma (R.D. 18 aprile 1909, n. 193) che prevedeva esplicitamente la necessità di tenere conto nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni di «azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato» /21/. L'entità delle massime accelerazioni pro-

dotte da un terremoto era, all'epoca, oggetto di discussione. La scala sismica proposta dal giapponese Omori considerava possibili accelerazioni massime superiori a 4 m/s^2 e questo valore veniva posto a base dei calcoli da alcuni autori /18/. Ciò nonostante, la commissione incaricata di predisporre le norme del 1909 sottolineò le incertezze esistenti su tale punto e l'improponibilità di usare tali accelerazioni nel progetto, perché esse avrebbero portato «a risultati praticamente inattendibili a cagione delle eccessive dimensioni che ne scaturirebbero adottando gli abituali carichi di sicurezza datici dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione» /23/. Si decise quindi di «dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui siasi constatata l'incolumità in un numero abbastanza grande di casi, quali siano le forze massime che... avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio, per servirsene poi nel calcolo di fabbricati nuovi». Gli studi svolti portarono alla conclusione che «le forze convenzionali da introdurre nei calcoli... corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm per secondo». Si propose quindi di utilizzare forze orizzontali pari a « $1/12$ dei rispettivi pesi per le strutture dei piani inferiori», aumentate a « $1/8$ per quelle del piano superiore» per tener conto del fatto che «l'ampiezza delle oscillazioni provocate dai terremoti negli edifici aumenta dai piani inferiori ai superiori». C'era comunque la consapevolezza che «un edificio calcolato per l'accelerazione sopra indicata, secondo gli ordinari carichi di sicurezza, si dovrà considerare come resistente in buone condizioni ad una scossa di accelerazione doppia, la quale non dovrebbe provocarvi tensioni unitarie superiori ai limiti pratici di elasticità dei rispettivi materiali, e darà garanzia contro

* Professore ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania

** Dottore di ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania

*** Ricercatore universitario, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania

il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi».

Come si vede, fin da allora erano presenti, in nuce, i concetti base dell'analisi sismica: comportamento elastico lineare per terremoti deboli, comportamento non lineare per terremoti più forti, uso di forze statiche per simulare gli effetti del reale comportamento dinamico. Solo dopo la metà del ventesimo secolo il progresso teorico e la disponibilità di mezzi di calcolo più potenti consentirono una migliore comprensione, anche dal punto di vista numerico, del problema. L'analisi della risposta sismica di oscillatori elastoplastici mostrò che una progettazione basata su un'analisi lineare con forze ridotte può garantire una sufficiente sicurezza nei confronti del collasso solo se la struttura possiede un'adeguata duttilità. Le normative più recenti, come l'Eurocodice 8, /4/ o la norma italiana del 2003 /22/, hanno quindi previsto criteri per conferire un buon comportamento globale (capacity design, o criterio di gerarchia delle resistenze) e hanno indicato dettagli costruttivi per incrementare la duttilità locale. Rimane tuttavia, come punto debole, il fatto che non sia previsto un esplicito controllo della duttilità della struttura. La garanzia di un buon comportamento ultimo è quindi basata sull'estrapolazione di risultati teorici alle strutture reali, spesso ben diverse dai modelli di calcolo.

La disponibilità di calcolatori sempre più potenti rende possibile oggi analisi ben più sofisticate, dinamiche non lineari, che potrebbero cogliere la «realtà» a condizione di scegliere una corretta modellazione degli elementi strutturali e del loro comportamento ciclico non lineare (le virgolette alla parola realtà sono necessarie per ricordare che, in ogni caso, il modello può avvicinarsi ma mai coincidere con l'oggetto reale esaminato). Il giudizio sulla capacità di una struttura di sopportare un evento sismico deve essere in questo caso basato esplicitamente sul controllo della duttilità, ovvero delle deformazioni plastiche. Analisi di questo tipo sono però ancora molto onerose, anche perché dovrebbero essere affrontate in maniera statistica, non essendo prevedibile a priori l'input sismico corrispondente al terremoto che solleciterà la struttura. Sono stati pertanto proposti negli ultimi anni metodi semplificati, caratterizzati dal valutare il comportamento ultimo della struttura basandosi sulle deformazioni o meglio, in maniera sintetica, sugli spostamenti. È stato così introdotto il concetto di «displacement based design», contrapposto all'approccio tradizionale che era basato sulla valutazione dell'effetto di forze statiche e che pertanto è stato ribattezzato «force based design». In generale questi metodi scindono il problema in due fasi: valutazione degli spostamenti «disponibili», cioè sopportabili dalla struttura, mediante una analisi statica non lineare (analisi pushover); valutazione degli spostamenti «richiesti», cioè che cimenteranno la struttura durante il sisma, a partire da spettri di risposta. Il confronto tra spostamenti richiesti e disponibili consente di esprimere il giudizio sulla capacità della struttura di sopportare il sisma senza collassare. Questi approcci innovativi non sono esenti da problemi. Ad esempio, gli spettri di risposta da usare dovrebbero essere riferiti ad oscillatori elastoplastici, ma in genere ci si limita ad adattare «op-

portunamente» gli spettri di risposta di oscillatori elastici (forniti dalla normativa). Inoltre l'uso di spettri richiede il passaggio da schemi a più gradi di libertà ad oscillatori semplici equivalenti, con ovvie semplificazioni e rischio di imprecisioni. Tuttavia essi sono indubbiamente molto promettenti, perché affrontano direttamente il problema della duttilità.

Sia le analisi basate su forze che quelle basate su spostamenti sono in realtà procedimenti per la verifica della struttura. È necessario, preliminarmente, un dimensionamento degli elementi strutturali che nei metodi «force based» veniva fatto a partire da valori delle caratteristiche di sollecitazione stimati in base all'esperienza ed a modelli semplificati. Meno chiaro è quale debba essere un criterio di dimensionamento «displacement based», ma ciò è forse dovuto solo alla novità dell'approccio ed alla mancanza di una adeguata esperienza. Rimane però in ogni caso la necessità di conseguire un buon comportamento strutturale (ovvero una elevata duttilità globale), anche al fine di ridurre il costo complessivo della struttura. Negli approcci «force based» tale obiettivo viene perseguito, come già detto, con criteri di capacity design, cioè dimensionando alcuni elementi in modo da avere una resistenza maggiore di quella assegnata agli altri elementi in base al calcolo, in modo da indirizzare la struttura verso il meccanismo di collasso ottimale. Più recentemente, sono stati proposti anche criteri di dimensionamento globale /17/, /13/ che mirano a garantire, con maggiore efficacia, il raggiungimento di un appropriato meccanismo di collasso. Accoppiando ad essi un controllo «force based» si ha la certezza di avere una buona duttilità, ma la mancanza di un controllo esplicito su di essa lascia comunque un margine di incertezza.

Il procedimento che qui si propone vuole riunire i vantaggi di un dimensionamento globale alla affidabilità di un controllo «displacement based» e contemporaneamente a sfruttare la conoscenza «a priori» del meccanismo di collasso (legata al tipo di dimensionamento) per semplificare ulteriormente uno degli approcci «displacement based» più diffusi, il cosiddetto metodo N2 /5/, il cui uso è stato recentemente consentito dalla nuova norma sismica italiana /22/. Nel paragrafo 2 viene richiamato un procedimento di progettazione globale, già proposto dagli autori /13/. Nel paragrafo 3 viene richiamato il metodo N2. Nel paragrafo 4 si mostra in che modo tale approccio può essere modificato, per giungere a un procedimento unitario, di dimensionamento e verifica, semplice ed efficace. Le descrizioni teoriche sono affiancate, in ciascuno dei tre paragrafi, da un esempio numerico che mostra in dettaglio le operazioni da eseguire ed i risultati conseguiti. L'efficacia del metodo è infine mostrata dal confronto sia con i risultati dell'applicazione classica del metodo N2 che con i risultati di analisi dinamiche non lineari.

2 I metodi globali nella progettazione di telai

Numerosi studi hanno evidenziato che i criteri di progettazione forniti dalle normative non riescono sempre a garantire che la struttura raggiunga la crisi me-

dante un meccanismo di tipo globale, tale da presentare un elevato livello di duttilità. Risultati migliori si possono ottenere con metodi che nell'imporre l'equilibrio ai nodi tengono conto della distribuzione delle sollecitazioni osservata all'atto di incipiente collasso /14/. Tuttavia solo i metodi basati sull'analisi limite delle strutture riescono a garantire pienamente il raggiungimento dell'obiettivo prefissato /17/, /13/.

Nel presente paragrafo si riporta il metodo di progettazione globale ideato da Neri /19/, /20/ e descritto dagli autori in /13/. Nelle sue linee generali, presentate nel paragrafo 2.1, il metodo consente di determinare, sia tenendo in conto l'effetto $P-\Delta$ che trascurandolo /12/, la resistenza flessionale necessaria alle colonne di ciascun piano per garantire il raggiungimento del meccanismo di collasso globale, una volta assegnato il momento plastico delle sezioni di estremità delle travi e di quelle alla base delle colonne del primo ordine. Nel paragrafo 2.2 sono discussi i problemi connessi all'applicazione del metodo a casi reali e sono fornite indicazioni operative valide per telai in acciaio regolari. Infine il paragrafo 2.3 mostra l'applicazione del metodo nella progettazione di un telaio multipiano in acciaio.

2.1 Impostazione generale del metodo

Per una assegnata distribuzione di forze orizzontali, il moltiplicatore di collasso α_c relativo al meccanismo globale (fig. 1) può essere valutato eguagliando l'energia dissipata all'interno delle cerniere plastiche con il lavoro esterno prodotto dalle forze orizzontali:

$$\mathbf{M}_p^T d\mathbf{r} = \alpha_c \mathbf{F}^T d\mathbf{s} + \Delta \mathbf{F}^T d\mathbf{s} \quad (1)$$

dove

\mathbf{M}_p è il vettore dei momenti plastici delle sezioni in cui si formeranno le cerniere plastiche;
 $d\mathbf{r}$ è il vettore delle rotazioni virtuali delle cerniere plastiche per il meccanismo di collasso;

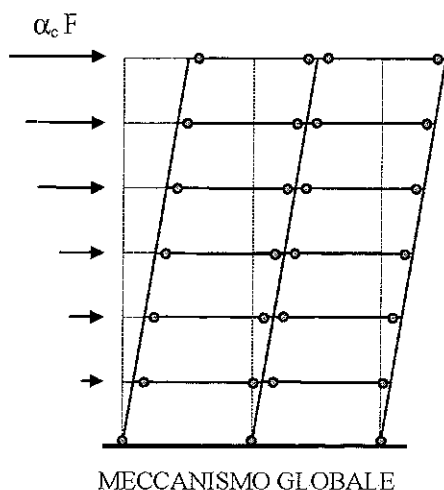


Fig. 1 Meccanismo di collasso globale per effetto di azioni sismiche

\mathbf{F} è il vettore delle forze orizzontali;

$d\mathbf{s}$ è il vettore degli spostamenti virtuali orizzontali per il meccanismo di collasso;

$\Delta \mathbf{F}$ è il vettore delle forze di deviazione che nascono per effetto dei carichi verticali in presenza di spostamenti orizzontali

Poiché il meccanismo è di tipo globale, le precedenti quantità possono essere esplicitate indicando con n_c il numero delle colonne, n_b il numero di campate, n_s il numero di piani, i la generica colonna, j la generica campata, k il generico piano, $M_{c,ik}$ il momento plastico nella colonna i , ridotto per effetto dell'interazione con lo sforzo normale, $M_{b,jk}$ il momento plastico nella trave j .

Il vettore \mathbf{M}_p , di dimensione $(n_c + 2n_b n_s) \times 1$, è composto dai momenti plastici ridotti alla base delle colonne del primo ordine ($B = \text{bottom}$) e dai momenti plastici di tutte le travi, nella sezione sinistra ($L = \text{left}$) e destra ($R = \text{right}$):

$$\mathbf{M}_p^T = \{M_{c,1l}^B, M_{c,1l}^L, \dots, M_{c,n_c,1l}^B, M_{b,1l}^L, M_{b,jk}^L, M_{b,jk}^R, \dots, M_{b,n_b,n_s}^R\} \quad (2)$$

Tutti i termini del vettore delle rotazioni virtuali $d\mathbf{r}$, che ha le stesse dimensioni di \mathbf{M}_p , sono uguali alla rotazione $d\vartheta$ alla base del telaio e quindi indicando con \mathbf{I} il vettore unitario si ha:

$$d\mathbf{r}^T = \{1, 1, \dots, 1, 1\} d\vartheta = \mathbf{I} d\vartheta \quad (3)$$

Il vettore delle forze sismiche \mathbf{F} , di dimensione $n_s \times 1$, è costituito dalle forze F_k applicate in corrispondenza dei diversi impalcati:

$$\mathbf{F}^T = \{F_1, F_2, \dots, F_k, \dots, F_{n_s}\} \quad (4)$$

Il vettore degli spostamenti orizzontali virtuali $d\mathbf{s}$, di dimensione $n_s \times 1$, può essere espresso in funzione della rotazione alla base del telaio $d\vartheta$ e della quota h_k dell'impalcato:

$$d\mathbf{s}^T = \{h_1, h_2, \dots, h_k, \dots, h_{n_s}\} d\vartheta = \mathbf{h}^T d\vartheta \quad (5)$$

La generica componente ΔF_k del vettore delle forze di deviazione è pari alla differenza $\Delta V_{k+1} - \Delta V_k$ tra i valori del taglio prodotto dagli effetti del secondo ordine nei due piani adiacenti. Ricordando che il taglio ΔV_k è uguale al prodotto tra $P_{k,j}$ somma degli sforzi normali P_{ik} delle colonne al piano k , e la rotazione $d\vartheta$ (fig. 2), ed essendo la differenza $P_{k+1} - P_k$ pari al carico verticale N_k applicato al piano k , il vettore delle forze di deviazione $\Delta \mathbf{F}$, di dimensione $n_s \times 1$, è fornito da:

$$\Delta \mathbf{F}^T = \{N_1, N_2, \dots, N_k, \dots, N_{n_s}\} d\vartheta = \mathbf{N}^T d\vartheta \quad (6)$$

Sostituendo nell'equazione (1) le relazioni da (2) a (6) ed imponendo che la rotazione $d\vartheta$ sia uguale alla rotazione ultima della sezione meno duttile ϑ_u si ottiene il moltiplicatore di collasso, in funzione della geometria del telaio, dei carichi agenti e della resistenza delle sezioni:

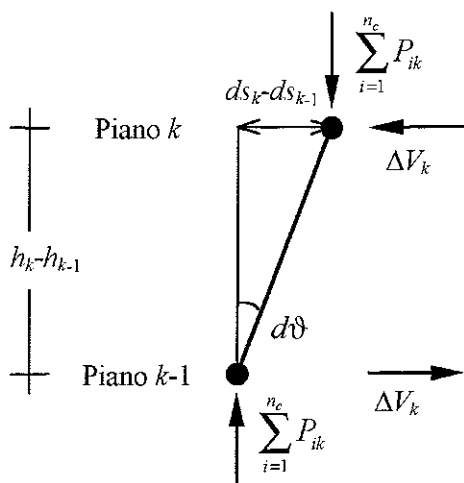


Fig. 2 Forze di deviazione

$$\alpha_c = \frac{\mathbf{M}_p^T \mathbf{I}}{\mathbf{F}^T \mathbf{h}} - \frac{\mathbf{N}^T \mathbf{h}}{\mathbf{F}^T \mathbf{h}} \vartheta_u =$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c_{ir}} + \sum_{k=1}^{n_k} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R)}{\sum_{k=1}^{n_k} F_k h_k} - \frac{\sum_{k=1}^{n_k} N_k h_k}{\sum_{k=1}^{n_k} F_k h_k} \vartheta_u \quad (7)$$

Noto il moltiplicatore di collasso, la somma dei momenti flettenti di progetto delle colonne $M_{c_{ir}}$ in corrispondenza di una sezione orizzontale nell'interpiano r può essere calcolata imponendo l'equilibrio alla rotazione della parte superiore della struttura rispetto alla sezione considerata (fig. 3):

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c_{ir}} = \alpha_c \sum_{k=r}^{n_k} F_k (h_k - h^*) - \sum_{k=r}^{n_k} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R) +$$

$$+ \sum_{k=r}^{n_k} N_k (h_k - h^*) \vartheta_u \quad (8)$$

in cui $h^* = h$, per la sezione superiore delle colonne ($\tau = \text{top}$), mentre $h^* = h_{r-1}$ per la sezione alla base delle colonne ($B = \text{bottom}$). Tale relazione non consente di valutare la resistenza flessionale necessaria per la singola colonna. Tuttavia analisi numeriche effettuate su un vasto campione di telai in acciaio /15/ hanno mostrato che quando tutte le colonne di un piano hanno la stessa sezione il momento flettente all'atto del collasso presenta una distribuzione abbastanza uniforme nel piano, con differenze non superiori al 20%. Pertanto il momento di progetto $M_{sd,r}$ della generica colonna al piano r può essere valutato ripartendo in parti uguali il momento flettente di piano innanzi determinato:

$$M_{sd,r} = \frac{1}{n_c} \sum_{i=1}^{n_c} M_{c_{ir}} \quad (9)$$

Lo sforzo normale di progetto $N_{sd,jr}$ può essere facilmente valutato sommando gli sforzi di taglio trasmessi dalle travi nella configurazione di collasso considerata (in cui le sezioni di estremità delle travi sono entrambe plasticizzate):

$$N_{sd,jr} = \sum_{k=r}^{n_k} (V_{j-1,k} + V_{jk}) \quad \text{con} \quad (10)$$

$$V_{jk} = \frac{q_{jk} l_j}{2} + \frac{M_{b,jk}^L + M_{b,jk}^R}{l_j}$$

dove l_j è la lunghezza della campata j e q_{jk} è il carico verticale in condizione sismica al piano k .

2.2 Problematiche e indicazioni applicative

Nella fase di progetto, sono note le altezze di interpiano, nonché il carico verticale totale ai differenti piani. Nel caso in cui la rotazione plastica consentita ϑ_u sia definita, anche la forza di deviazione ΔF_k è nota. Se la struttura è regolare la distribuzione delle forze sismiche può essere assunta proporzionale a quella del primo modo, o più semplicemente può essere considerata triangolare.

Le relazioni precedentemente determinate legano tra loro i momenti resistenti di travi e colonne, ma non sono in numero tale da fornire una soluzione unica. Dal punto di vista operativo, è conveniente assegnare preliminarmente la resistenza delle travi e delle sezioni alla base delle colonne del primo ordine e ricavare quindi dalle (9) e (10) le caratteristiche di sollecitazione di progetto delle restanti sezioni delle colonne.

Dato che al crescere della resistenza delle travi aumenta la resistenza da conferire alle colonne per avere un meccanismo globale, il costo della struttura può essere contenuto dimensionando le travi per resistere solamente al carico verticale nella condizione non sismica. Questo è un limite inferiore, al di sotto del quale non si può scendere, altrimenti si avrebbero plasticizzazioni anche per la sola presenza di carichi verticali. Resistenze maggiori potrebbero però essere necessarie per garantire spostamenti ultimi superiori a quelli richiesti dal sisma.

La resistenza alla base del primo ordine delle colonne deve essere assegnata tenendo conto di vincoli tecnologici ed economici. I primi impongono che le sezioni delle colonne al generico piano non siano minori di quelle al piano superiore; le esigenze economiche richiedono di minimizzare il peso e quindi il costo strutturale. La ricerca della distribuzione delle resistenze in grado di soddisfare le precedenti condizioni ha richiesto uno studio parametrico /13/ che ha condotto ad una distribuzione di sollecitazioni in cui il momento al piede della colonna di base eguaglia il momento massimo che si registra ai vari piani. L'andamento lungo l'altezza della resistenza delle colonne necessaria affinché si abbia un meccanismo globale rende necessario l'uso di un'unica sezione per i primi r piani, essendo r il piano in cui si registra il momento massimo. Imponendo

quindi che:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ir} = \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,il} \quad (11)$$

si può ricavare dalle (7) e (8) una espressione di α_c che non dipende dal momento plastico delle colonne, ma dipende dal piano in cui si è imposta l'uguaglianza (e sarà quindi indicato con $\alpha_{c,r}$). Facendo riferimento ad un telaio in cui l'altezza di interpiano è costante, ovvero $h_k - h_{k-1} = h$ e quindi $h_k = k h$, il carico verticale è uguale ai differenti piani, $N_k = N$, e quindi anche le travi hanno la stessa sezione a tutti i piani, $M_{b,jk} = M_{b,j}$, ed assumendo una distribuzione di forze triangolare, $F_k = k F$ (normalizzate in modo da avere somma pari

ad 1, cioè assumendo $F = \sum_{k=1}^{n_s} k$), si ha /20/:

$$\alpha_{c,r} = \frac{W}{h} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,j}^L + M_{b,j}^R) - R N h \vartheta_u \quad (12)$$

in cui

$$W = \frac{(2n_s - r + 1) \sum_{k=1}^{n_s} k}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r}^{n_s} k} \quad (13)$$

$$R = \frac{\left[\sum_{k=1}^{n_s} k + \sum_{k=r}^{n_s} (k-r) \right] \sum_{k=1}^{n_s} k}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r}^{n_s} k}$$

Sostituendo nella (8) il valore di $\alpha_{c,r}$ così determinato si ottiene il momento flettente globale da usare nel progetto delle colonne dei primi r piani:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ik} = \bar{W} \sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,j}^L + M_{b,j}^R) + \bar{R} N h \vartheta_u, \quad (14)$$

con $k = 1, \dots, r$
dove

$$\bar{W} = -n_s + \frac{(2n_s - r + 1) \sum_{k=1}^{n_s} k^2}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r+1}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r+1}^{n_s} k} \quad (15)$$

$$\bar{R} = \frac{\left[\sum_{k=1}^{n_s} k + \sum_{k=r}^{n_s} (k-r) \right] \sum_{k=1}^{n_s} k^2}{\sum_{k=1}^{n_s} k^2 + \sum_{k=r+1}^{n_s} k^2 - r \sum_{k=r+1}^{n_s} k} + \sum_{k=1}^{n_s} k$$

Il piano r in cui imporre la suddetta uguaglianza può essere determinato minimizzando il peso della struttura. Un ampio campione di test numerici ha mostrato che,

Tabella 1. Moltiplicatore di collasso per al variare del numero di piani

n_s	r	W	R	\bar{W}	\bar{R}
10	7	1 7460	7 6077	2 2222	1 7460
9	6	1 7462	6 8507	2 0597	1 6119
8	6	1 7444	6 1850	1 8855	0 9515
7	5	1 7500	5 4250	1 7500	0 8750
6	4	1 7500	4 6666	1 5833	0 7778
5	4	1 7500	4 0000	1 4167	0 3333
4	3	1 7647	3 2352	1 2941	0 2941
3	2	1 7647	2 4705	1 1177	0 2353
2	2	1 8000	1 8000	1 0000	0 0000

sotto le ipotesi anzidette, il valore ottimale di r è correlato al numero di piani n_s . In Tabella 1 sono riportati, per telai fino a dieci piani, i valori ottimali di r nonché i corrispondenti valori di W , R , \bar{W} ed \bar{R} . Si noti che se si trascura l'effetto $P-\Delta$ non occorre conoscere il valore di R e si può utilizzare, con buona approssimazione, il valore $W = 1.75$, indipendentemente dal numero di piani /11/, /19/.

2.3. Applicazione numerica

Il metodo illustrato in precedenza è stato applicato nella progettazione di un telaio in acciaio per il quale non sono stati considerati gli effetti del secondo ordine. Lo schema strutturale del telaio, riportato in figura 4, ha cinque campate uguali di luce 4.50 m e sei impalcati con interpiano di 3.00 m. I valori caratteristici dei carichi verticali che agiscono sulle travi sono 12.6 kN/m e 8.4 kN/m rispettivamente per le azioni permanenti G_k e variabili Q_k .

Le travi sono state progettate allo stato limite ultimo per il massimo momento flettente ottenuto dalle due condizioni limite:

a) In assenza di sisma, per il solo carico verticale

$$F_{d1} = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k = 1.35 \times 12.6 + 1.50 \times 8.4 = 29.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd1} = F_{d1} l^2 / 10 = 59.9 \text{ kN m}$$

b) In presenza di sisma, per garantire che nelle travi non si formino cerniere plastiche in sezioni diverse da quelle di estremità

$$F_{d2} = G_k + \psi_2 Q_k = 12.6 + 0.3 \times 8.4 = 15.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd2} = F_{d2} l^2 / 4 = 76.4 \text{ kN m}$$

Utilizzando un acciaio Fe430, per tutte le travi della struttura si è adottato un profilato IPE 240 con un momento resistente di 92.0 kN m.

Noti i profilati delle travi ed il valore dei carichi verticali si è proceduto alla progettazione delle sezioni delle colonne dei piani inferiori. Per un edificio a sei piani il massimo valore del momento flettente si rag-

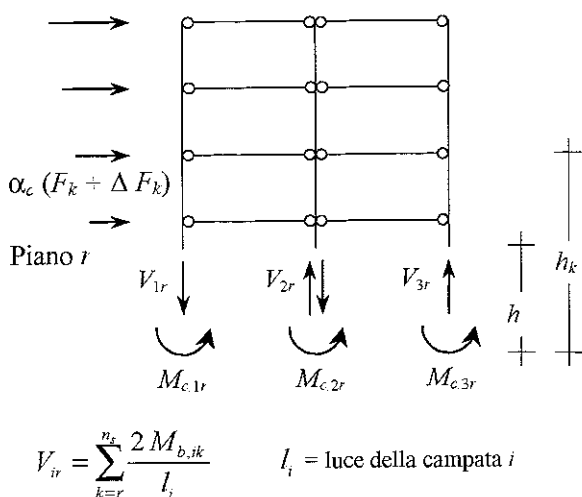


Fig 3 Equilibrio della parte superiore del telaio.

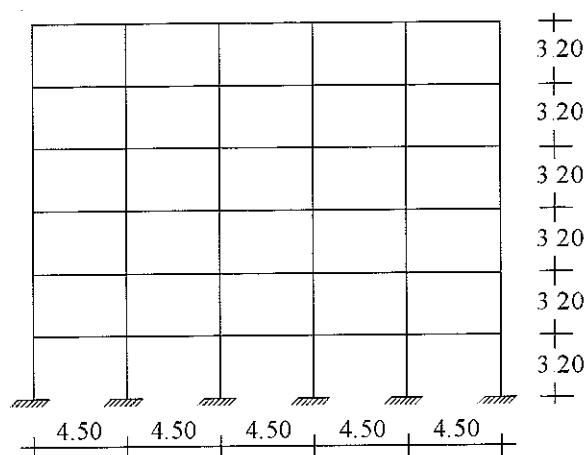


Fig 4 Schema geometrico del telaio esaminato

Tabella 2 Forze al collasso, caratteristiche di sollecitazione di progetto per le colonne e sezioni adottate

Piano k	$\alpha_c F_k$ (kN)	$M_{c,k}^T$ (kN m)	$M_{c,k}^B$ (kN m)	$N_{c,1k}$ (kN)	$N_{c,2k}$ (kN)	Sezione
6	153.3	153.3	76.7	74.9	68.0	HEB 200
5	127.8	230.0	89.4	149.7	135.9	HEB 240
4	102.2	242.8	51.1	224.6	203.9	HEB 240
3	76.7	204.4	-25.6	299.5	271.8	HEB 240
2	51.1	127.8	-127.8	374.3	339.8	HEB 240
1	25.6	25.6	-242.8	449.2	407.7	HEB 240

giunge in corrispondenza del quarto piano, come mostrato in Tabella 1; utilizzando i valori ivi forniti, mediante le (12) e (14) si ha:

$$\sum_{j=1}^{n_b} (M_{b,j}^L + M_{b,j}^R) = 2 \times 5 \times 92.0 = 920 \text{ kN m}$$

$$\alpha_{c,4} = \frac{1.750}{3.00} \times 920 = 536.7$$

$$\sum_{i=1}^{n_i} M_{c,i}^B = 1.5833 \times 920 = 1456.6 \text{ kN m}$$

Nella Tabella 2 sono riportate le forze orizzontali di collasso, $\alpha_{c,4} F_k$, le caratteristiche di sollecitazioni flettenti e assiali in testa ed al piede delle colonne ed i profili adottati ai vari piani. Si evidenziano in grassetto i valori utilizzati per la progettazione.

3. Metodi statici non lineari per la valutazione della risposta sismica

Al fine di verificare la capacità di una struttura di sopportare un terremoto mediante un confronto tra la sua capacità deformativa e gli spostamenti richiesti dal sisma, senza però incorrere nelle difficoltà operative connesse all'uso dell'analisi dinamica non lineare, sono state proposte in letteratura varie metodologie «displa-

cement based»: ad esempio il *metodo dello spettro di capacità* [9], oppure il *metodo N2* [5], [6]. Tali metodi, nonostante le differenze concettuali che li distinguono, si articolano entrambi in due fasi fondamentali. La prima consiste nella determinazione della curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò viene fatto attraverso un'analisi statica incrementale durante la quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura viene incrementata monotonicamente fino al raggiungimento del collasso. I risultati che si ottengono non differiscono di molto da quelli che si ottengono da un'analisi dinamica incrementale (fig. 5). La seconda fase consiste nell'individuare sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica del telaio conseguente al PGA assegnato. Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom system) equivalente alla struttura reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree Of Freedom system). Tale sistema è elastico e caratterizzato da uno smorzamento fittizio, superiore a quello effettivo della struttura per tener conto dell'energia dissipata per isteresi, se si usa il metodo dello spettro di capacità; si tratta invece di un sistema inelastico quando si impiega il metodo N2.

Nel paragrafo 3.1 è analizzato in dettaglio il metodo N2, che tra i due diversi modi di procedere possiede una più solida base fisica e pertanto appare più affidabile [1]. La procedura originariamente proposta da

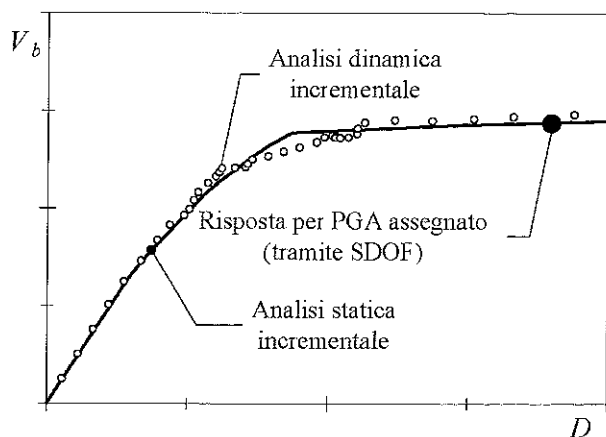


Fig. 5 Determinazione della risposta inelastica.

Fajfar e Gasperic è qui riportata in una rielaborazione proposta dagli autori del presente articolo. Nel paragrafo 3.2 si mostra l'applicazione del metodo per la verifica del telaio multipiano progettato in precedenza.

3.1 Il metodo N2

Le operazioni che costituiscono il metodo N2 possono essere articolate nei passi di seguito descritti.

a) Definizione della struttura

Nel caso di nuove costruzioni la struttura deve essere prima dimensionata, con un qualsiasi approccio progettuale.

b) Determinazione dello spettro di capacità del sistema SDOF equivalente alla struttura reale

b1) Determinazione della curva di prestazione della struttura

La curva di prestazione rappresenta la relazione tra taglio alla base V_b e spostamento all'ultimo piano D , determinata eseguendo un'analisi statica non lineare applicando forze crescenti secondo una distribuzione F fino a raggiungere lo spostamento di collasso D_u . La distribuzione di forze utilizzata nell'analisi è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti Φ (in genere normalizzato imponendo che lo spostamento dell'ultimo piano sia uguale ad 1) per le masse di piano m_i :

$$F_i = m_i \Phi_i \quad (16)$$

Il vettore Φ deve essere scelto in modo da descrivere in maniera realistica il comportamento dinamico della struttura. Quando la risposta sismica dell'edificio è ben approssimata dal primo modo di vibrazione, il vettore Φ coinciderà con la deformata di tale modo. In caso contrario bisognerà utilizzare una diversa distribuzione di forze [16].

b2) Bilinearizzazione della curva di prestazione della struttura

La curva di prestazione deve essere trasformata in un legame elastico - perfettamente plastico, caratterizzato da una resistenza $V_{b,y}$ ed uno spostamento di snervamento D_y . Ciò viene fatto imponendo due relazioni di equivalenza. La prima, proposta dall'autore del metodo [5], [6] in accordo con il documento FEMA 356 [8], stabilisce che il tratto elastico lineare debba intersecare la curva di prestazione trasformata in corrispondenza della forza pari al 60% del taglio di snervamento $V_{b,y}$. La seconda, invece, impone che le aree sottese rispettivamente dalla curva bilineare e da quella di prestazione trasformata debbano essere uguali.

b3) *Passaggio da curva di prestazione del sistema MDOF a spettro di capacità del sistema SDOF equivalente alla struttura reale*

È noto tra i concetti base di dinamica delle strutture che un telaio di n piani, che si deforma elasticamente secondo una sua forma modale Φ , può essere considerato come un oscillatore semplice con rigidezza pari al rapporto tra taglio alla base e spostamento all'ultimo piano e con massa m^* pari a

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\Phi_n} \quad (17)$$

dove Φ_i rappresenta la generica componente del vettore Φ ed in particolare Φ_n è lo spostamento dell'ultimo piano. Con riferimento al legame bilineare innanzi trovato, la rigidezza del tratto elastico è pari al rapporto $V_{b,y}/D_y$. Il periodo T^* corrispondente è quindi

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{V_{b,y}}} \quad (18)$$

Si ricorda inoltre che il taglio alla base dovuto alle forze modali corrispondenti alla forma Φ vale

$$V_b = m^* \Phi_n \Gamma S_{ae}(T) \quad (19)$$

ed il conseguente spostamento all'ultimo piano vale

$$D = \Phi_n \Gamma S_{de}(T) \quad (20)$$

dove S_{ae} è la pseudo-accelerazione spettrale, S_{de} è lo spostamento spettrale, Γ è il fattore di partecipazione modale

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (21)$$

Si trasforma quindi la curva di prestazione del sistema MDOF nello spettro di capacità del sistema SDOF equivalente, che mette in relazione forze F^* e spostamenti D^* normalizzati in modo da essere comparabili rispettivamente con S_{ae} e S_{de}

$$F^* = \frac{V_b}{m^* \Phi_n \Gamma} \quad (22a)$$

$$D^* = \frac{D}{\Phi_n \Gamma} \quad (22b)$$

c) *Determinazione dello spettro di domanda elastico ed inelastico*

Lo spettro di domanda elastico viene riportato nel formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum, ovvero pseudo-accelerazione spettrale S_{ae} in funzione dello spostamento relativo spettrale S_{de}). Ciò si ottiene convertendo lo spettro di risposta elastico del terremoto di progetto dalla forma standard (pseudo-accelerazione spettrale S_{ae} in funzione del periodo naturale del sistema T) ricordando che in un sistema SDOF le quantità S_{ae} e S_{de} sono legate dalla seguente relazione:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (23)$$

Basta dunque ricavare il periodo T dalla (23) e sostituirlo nella relazione $S_{ae}(T)$ per ottenere la relazione cercata

Lo spettro di domanda inelastico corrispondente ad una assegnata duttilità μ si ottiene dividendo le ordinate dello spettro di domanda elastico per il fattore di riduzione della forza R_μ ; questo coincide con il rapporto tra la minima richiesta di resistenza laterale necessaria per garantire il comportamento elastico della struttura e quella che, se attribuita alla struttura, determina una richiesta di duttilità pari μ . Da un punto di vista fisico tale fattore rappresenta, dunque, la riduzione della richiesta di resistenza resa possibile dal comportamento isteretico della struttura. Esistono diverse espressioni per il calcolo di R_μ , ricavate dallo studio della risposta sismica di sistemi inelastici ad un grado di libertà; una descrizione molto dettagliata delle relazioni disponibili in letteratura è reperibile in [2].

Il fattore R_μ è stato valutato nel presente articolo per mezzo delle relazioni formulate da Vidic ed al [24], le quali esprimono R_μ in funzione della richiesta di duttilità μ , del periodo del sistema T e del periodo T_c che distingue il campo dello spettro a pseudo-accelerazione costante da quello a pseudo-velocità costante:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_o} + 1 \quad \text{per } T < T_o \quad (24a)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{per } T \geq T_o \quad (24b)$$

$$T_o = 0.65 \quad \mu^{0.3} T_c \leq T_c \quad (24c)$$

d) *Determinazione dello spostamento massimo imposto dal sisma*

d1) *Determinazione della domanda di spostamento imposta dal sisma al sistema SDOF*

Poiché lo spettro di capacità è stato scalato in modo da essere sovrapponibile allo spettro di domanda, se la richiesta di duttilità μ fosse nota la risposta sismica del sistema SDOF (e quindi la domanda di spostamento D^*) potrebbe essere determinata intersecando lo spettro di capacità con lo spettro di domanda inelastico corrispondente a μ . Tale procedimento fornisce una chiara rappresentazione fisica del problema; tuttavia esso non è in concreto perseguibile poiché, generalmente, la ri-

chiesta di duttilità μ non è nota a priori. La determinazione della risposta sismica del sistema SDOF è estremamente agevole quando il suo periodo è superiore a T_c (periodo di passaggio tra il campo a pseudo-accelerazione costante e quello a pseudo-velocità costante). In tal caso, infatti, lo spostamento del sistema è indipendente dalla sua resistenza e pari a quello del sistema elastico di eguale periodo; pertanto D^* potrà essere desunto direttamente dallo spettro di risposta elastico. Nei casi in cui il periodo T^* risulta inferiore a T_c , poiché non è possibile stabilire se la proprietà prima citata è valida o meno, lo spostamento D^* va determinato attraverso un procedimento iterativo [6].

d2) *Determinazione dello spostamento massimo*

Nell'ultimo passo del procedimento, invertendo le relazioni di trasformazioni (22b) si determina lo spostamento massimo D registrato all'ultimo piano del sistema MDOF:

$$D = \Phi_n \Gamma D^* \quad (25)$$

che è indice della prestazione sismica manifestata dalla struttura in corrispondenza del livello sismico di progetto considerato. La risposta sismica completa, in termini di sollecitazioni, spostamenti, deformazioni plastiche, ecc., è determinata come risultato fornito dall'analisi statica incrementale in corrispondenza di uno spostamento all'ultimo piano dell'edificio pari a D , o più precisamente come massimo registrato durante tutto il procedimento di carico, da 0 a D .

3.2 Applicazione numerica

Il metodo N2 è stato utilizzato per determinare la risposta sismica del telaio in acciaio a nodi rigidi progettato nel paragrafo 2.3. Tale struttura, che presenta masse uguali a 34.0 t a tutti i piani, è caratterizzata da un periodo fondamentale uguale ad 1.36 s e da un primo modo di vibrazione che possiede un andamento approssimativamente lineare lungo l'altezza. L'eccitazione sismica che sollecita il telaio è stata assegnata mediante lo spettro di risposta proposto dall'Eurocodice 8 [4] per suoli di classe C, scalato attraverso un'accelerazione di picco al suolo a_g pari a 0.35 g.

Al fine di determinare la curva di capacità della struttura, si è eseguita l'analisi statica incrementale del telaio; avendo assunto un diagramma di spostamenti Φ_i lineare lungo l'altezza, il sistema strutturale, schematizzato mediante un insieme di elementi mono-dimensionali dotati di cerniere rigido-plastiche alle estremità, è stato sottoposto all'azione di forze orizzontali, agenti a livello degli impalcati e distribuite linearmente lungo l'altezza, la cui intensità è stata incrementata proporzionalmente fino al collasso della struttura. In figura 6 è descritta la distribuzione delle cerniere plastiche all'interno del telaio all'atto del collasso. Si è assunto che la crisi strutturale intervenga per esaurimento della duttilità disponibile quando la rotazione plastica di una sezione raggiunge il valore di 0.03 rad. Tale valore, considerato convenzionalmente quale limite di rottura sia

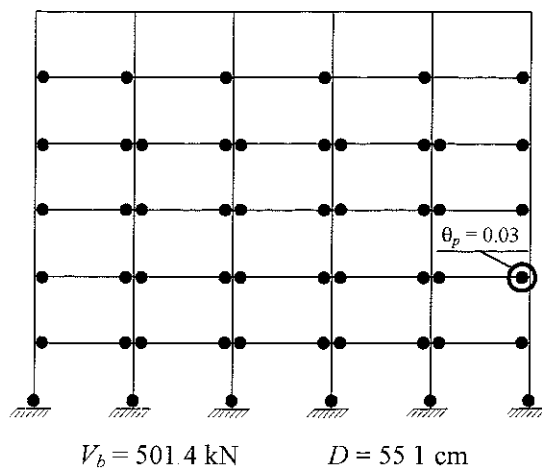


Fig. 6 Distribuzione delle cerniere plastiche a collasso

per le travi che per le colonne, si attinge nella sezione evidenziata in figura, prima che le cerniere plastiche insorgano in numero sufficiente da rendere labile la struttura. Tuttavia è interessante osservare che l'approccio utilizzato in fase di progetto ha consentito di ottenere una distribuzione di cerniere plastiche a collasso praticamente uguale a quella che caratterizza il meccanismo globale, a meno della mancata plasticizzazione delle travi dell'ultimo piano. Esprimendo il taglio alla base V_b in funzione dello spostamento del traverso dell'ultimo piano D , i risultati dell'analisi hanno consentito di tracciare la curva di prestazione del telaio (fig. 7a) che s'interrompe in corrispondenza dei valori di collasso $V_{b,u}$ e D_u , rispettivamente pari a 501.4 kN e 55.1 cm. Per determinare i valori del taglio di snervamento $V_{b,y}$ e dello spostamento al limite elastico D_y , si è imposto che l'area sottesa dalla curva bilineare (fig. 7b) sia uguale a quella sottesa dalla curva di prestazione (pari a 21687 kN cm) e che il tratto elastico lineare del legame $V_b - D$ intersechi la curva di prestazione per $V_b = 0.6 V_{b,y}$. Si sono così ottenuti i valori di 466.7 kN e 17.2 cm rispettivamente per $V_{b,y}$ e D_y . La massa equivalente m^* , determinata attraverso la (17), è pari a 119 t. Il periodo T^* del sistema equivalente SDOF, determinato mediante la (18), vale 1.31 s. Si è infine ottenuto lo spettro di capacità (fig. 7c) dividendo le ascisse della curva bilineare per il fattore $\Gamma \Phi_n$, che per il diagramma di spostamenti assunto vale 1.385, e le ordinate per $\Gamma \Phi_n$ e per la massa equivalente m^* . Il massimo spostamento che si legge su questa curva, pari a 39.8 cm, rappresenta lo spostamento a collasso D_u^* del sistema equivalente SDOF.

Definito il sistema equivalente SDOF, se ne è determinata la risposta all'input sismico assegnato. Noto il periodo, si può ricavare dall'equazione che definisce lo spettro di risposta elastico fornito dall'Eurocodice 8 e dalla relazione (23) la risposta che il sistema presenterebbe se il suo comportamento fosse indefinitamente elastico: pseudo-accelerazione spettrale S_{ae} , pari a 0.479 g, e spostamento relativo spettrale, uguale a 20.6 cm. Poiché il periodo del sistema T^* (1.31 s) è superiore al periodo T_c (0.80 s), che individua il punto di passaggio

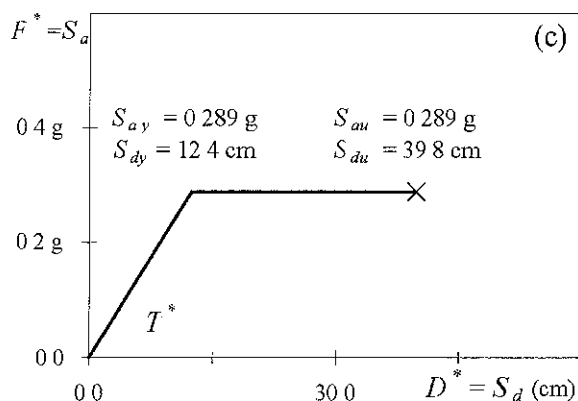
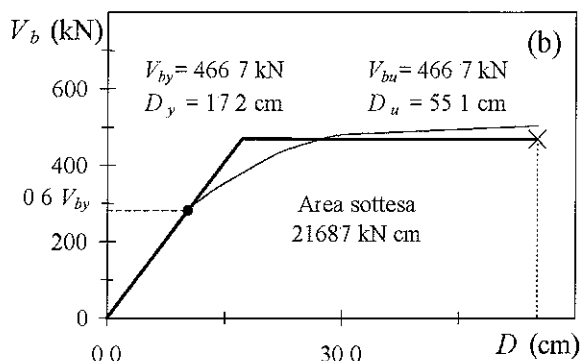
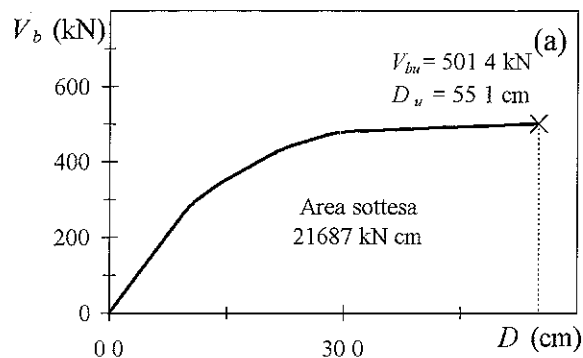


Fig. 7 Determinazione dello spettro di capacità del sistema SDOF

dal campo dell'accelerazione costante a quello della velocità costante, si è assunto che lo spostamento del sistema inelastico sia indipendente dalla resistenza e pari a quello elastico. Infine il rapporto tra S_d e S_{dy} fornisce la richiesta di duttilità μ , pari a 1.66, mentre il rapporto tra S_{ae} e la pseudo-accelerazione spettrale S_{ay} che provoca la plasticizzazione del sistema (0.289 g) fornisce il fattore di riduzione della forza R_μ anch'esso pari a 1.66.

Queste stesse informazioni possono essere ottenute graficamente dall'intersezione del tratto elastico dello spettro di capacità, assunto indefinito, con lo spettro di risposta elastico nel formato ADRS (fig. 8). La soluzione del problema non è in generale immediata; tuttavia nel caso in esame, visto che T^* ricade nel campo dei lunghi periodi e dunque lo spostamento D^* coincide con quello del sistema indefinitamente elastico dotato

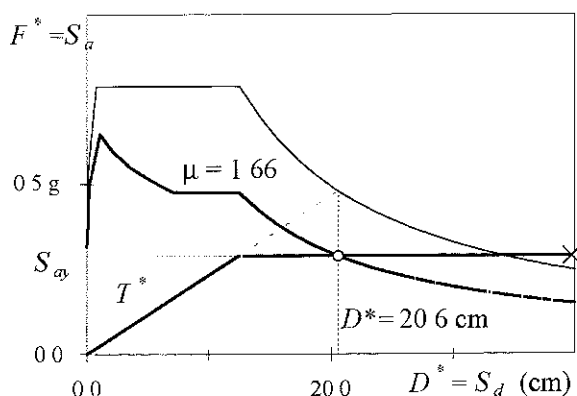


Fig. 8. Risposta del sistema equivalente.

dello stesso periodo, la risposta si ottiene immediatamente prolungando il tratto elastico dello spettro di capacità fino ad intersecare lo spettro elastico e proiettando il punto così ottenuto sul suo ramo plastico. Determinata la richiesta di resistenza S_{ae} e di spostamento D^* , rispettivamente del sistema elastico e di quello inelastico, la richiesta di duttilità μ^* ed il fattore di riduzione R_μ si determinano come mostrato in precedenza. È interessante osservare come l'approccio grafico consenta di esprimere un giudizio immediato sull'impegno plastico, e dunque sulla prestazione, del sistema: nel caso in esame, ad esempio, è chiaro la struttura ha sfruttato solo un'aliquota modesta delle proprie risorse poiché il punto rappresentativo della risposta strutturale è ben lontano da quello che corrisponde al collasso strutturale.

4 Una nuova procedura per la progettazione statica non lineare di strutture ad elevata duttilità

Il metodo N2 può essere utilizzato per la verifica delle prestazioni sismiche di edifici, sia esistenti che da realizzare, ma anche per la definizione di un approccio progettuale basato sul controllo degli spostamenti. Per strutture esistenti, sulle quali si deve condurre una semplice verifica, il metodo non trova difficoltà ad essere applicato. Nel caso di nuove strutture, invece, il metodo N2 viene in genere utilizzato per controllare le prestazioni sismiche della struttura dopo che essa è stata dimensionata con altre metodologie (approccio progettuale force-based). Per riuscire ad ottenere una prestazione ottimale del comportamento sismico dell'edificio, dunque, si è costretti a procedere per tentativi, dosando resistenze e rigidezze fino a quando, sottoposta la struttura ad analisi push-over, si ottiene un meccanismo di collasso soddisfacente. In definitiva, si procede come segue:

- si assegna un livello di duttilità, di solito con considerazioni legate alla tipologia strutturale;
- si assegnano valori della rigidezza, per ottenere il periodo e quindi le forze di progetto;
- si definiscono le sezioni della carpenteria metallica e si verifica la struttura così definita;

- se la verifica non è soddisfatta, si ripetono i due punti precedenti fino a che ciò non avviene;
- si verificano le prestazioni sismiche della struttura effettuando un'analisi push-over ed applicando il metodo N2;
- se la verifica non è soddisfatta, si riparte dall'inizio, iterando il procedimento fino a quando la capacità della struttura non risulta superiore della domanda sismica.

Bisogna sottolineare che all'interno dell'approccio iterativo appena descritto le resistenze e le rigidezze degli elementi strutturali vengono assegnate a discrezione del progettista e dunque in modo arbitrario. La necessità di operare mediante un approccio iterativo senza certezza della convergenza del problema, oltre al dover effettuare un'analisi statica non lineare (push-over), rende il metodo N2 di non immediata applicazione per il maggior numero di professionisti.

D'altro canto, le procedure di dimensionamento alternative come i metodi di progettazione globale, che garantiscono un'elevata capacità di dissipazione energetica tramite il raggiungimento del meccanismo globale, sono indipendenti dal livello dell'azione sismica e quindi non assicurano il soddisfacimento delle prestazioni in esercizio, né che il livello di duttilità disponibile della struttura sia superiore a quello richiesto dal sisma di progetto. Come casi limite si possono avere:

- strutture con bassi valori di carichi distribuiti sulle travi e masse concentrate nei nodi. Poiché per tali carichi bastano travi molto esili, la progettazione con metodi globali produce una struttura caratterizzata da un'elevata deformabilità con conseguente danno non strutturale anche per eventi sismici con basso periodo di ritorno (elevata deformabilità in campo elastico – danneggiamento agli elementi non strutturali);
- strutture con travi dimensionate per soli carichi verticali con sovrarresistenza limitata. In questo caso, anche per modesti valori dell'intensità sismica si avrebbe la plasticizzazione di molte sezioni (danneggiamento strutturale prematuro – abbattimento sensibile della rigidezza – danno non strutturale).

Inoltre, poiché il livello di prestazione sismica dipende dall'intensità dell'accelerazione al suolo e dalle caratteristiche energetiche del sisma, è logico attendersi che una struttura, progettata prescindendo dalla variabilità di tali parametri, potrebbe in taluni casi non soddisfare i limiti imposti.

Alla luce di quanto esposto in precedenza, si propone una nuova procedura per la progettazione di nuovi edifici, che consente di ridurre l'impegno computazionale richiesto da un approccio basato sul metodo N2. A tal proposito, si ricorda che l'onere della procedura di verifica è determinato essenzialmente dalla necessità di eseguire un'analisi statica non lineare della struttura per determinare la sua curva bilineare, con l'aggravante di dover ricorrere ad un approccio iterativo.

4.1 Il metodo proposto

L'idea che sta alla base della procedura proposta consiste nel coniugare i vantaggi insiti nei metodi di

progettazione globali e nella procedura di verifica del metodo N2, riducendone i limiti e l'onere computazionale. Quando la struttura è progettata mediante un metodo globale, si ha la certezza di raggiungere la crisi mediante un meccanismo di collasso noto, che è quello globale. Conoscendo a priori il meccanismo di collasso, non è più necessario effettuare l'analisi statica non lineare; una curva bilineare che descrive adeguatamente il comportamento può essere costruita con immediatezza, ricavando la parte elastica attraverso un'analisi elastica lineare della struttura, mentre la parte plastica si ottiene dal valore del tagliante alla base nella configurazione di collasso. Ciò consente una nuova formulazione del metodo N2, proposta dagli autori del presente articolo, che risulta molto più semplice, dal punto di vista applicativo, rispetto a quella originariamente proposta da Fajfar e Gaspersic, pur consentendo di raggiungere analoghi livelli di precisione.

La procedura che si propone per la progettazione e la verifica delle prestazioni sismiche differisce da quella indicata nel paragrafo 3.1 per i primi due punti, *a* e *b*, che si modificano come di seguito indicato.

a) Definizione della struttura

La struttura viene progettata mediante un metodo globale.

b) Determinazione dello spettro di capacità del sistema SDOF equivalente alla struttura reale

Lo spettro di capacità viene determinato direttamente:

b1) Tratto elastico

Si effettua un'analisi modale della struttura. Si assume che il primo modo definisca in maniera sostanziale il comportamento elastico lineare del telaio. La relazione tra forze F^* e spostamenti D^* , normalizzati in modo da essere comparabili rispettivamente con S_{ae} e S_{de} , è ricavata dalla (23); essa è lineare, con coefficiente che dipende esclusivamente dal periodo fondamentale T_1

$$F^* = \frac{4 \pi^2}{T_1^2} D^* \quad (26)$$

b2) Tratto plastico

Si assume una distribuzione di forze proporzionale alle masse ed alla prima forma modale Φ_1 , oppure ad una deformata lineare se questa approssima adeguatamente il primo modo. Mediante la (7), ottenuta dall'applicazione del principio dei lavori virtuali, si determina il moltiplicatore di collasso relativo ad un modello rigido plastico dello schema strutturale e quindi il taglio alla base $V_{b,u}$ al collasso della struttura. Questo valore rappresenterebbe il limite del tratto orizzontale della curva push-over. Per garantire l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva ottenuta dall'analisi push-over e dalla curva bilineare si riduce tale valore moltiplicandolo per un fattore 0.88, desunto sperimentalmente dall'analisi di un ampio insieme di telai /10/. L'ordinata F_y^* del tratto orizzontale dello spettro di capacità è quindi

$$F_y^* = \frac{0.88 V_{b,u}}{m^* \Phi_n \Gamma} \quad (27)$$

dove m^* e Γ sono ricavate rispettivamente dalle relazioni (17) e (21) e Φ_n è lo spostamento dell'ultimo piano per la deformata assunta.

b3) Spostamento al limite elastico e spostamento ultimo

Lo spostamento al limite elastico D_y^* è ottenuto dall'intersezione tra il tratto elastico ed il tratto plastico e vale quindi

$$D_y^* = \frac{I_1^2}{4 \pi^2} F_y^* \quad (28)$$

Si assume che lo spostamento ultimo δ_u del telaio sia dovuto esclusivamente alla deformazione rigido-plastica del meccanismo globale e corrisponda al raggiungimento della minima rotazione plastica disponibile $\theta_{p, \min}$ nelle sezioni critiche della struttura; essendo H l'altezza totale del fabbricato si ha

$$\delta_u = \theta_{p, \min} H \quad (29)$$

Lo spostamento ultimo D_u^* vale quindi

$$D_u^* = \frac{\theta_{p, \min} H}{\Phi_n \Gamma} \quad (30)$$

Una volta definita la curva di capacità, la verifica delle prestazioni sismiche può essere effettuata seguendo i punti *c* e *d* del paragrafo 3.1.

L'uso della procedura proposta, in luogo della classica applicazione di metodi di progetto force-based più metodo N2 per la verifica, produce molteplici vantaggi:

- è una procedura di progetto e di verifica, concepita in maniera unitaria;
- permette di raggiungere direttamente un meccanismo di collasso di tipo globale, evitando l'uso di un approccio iterativo;
- richiede l'uso di un'analisi lineare elastica della struttura, anziché un'analisi statica non lineare (non ancora correntemente utilizzata nella pratica tecnica);
- non occorre procedere per tentativi per determinare la curva di capacità (eguagliando l'area sottesa dalla curva push-over con quella della potenziale curva bilineare).

4.2. Applicazione numerica

L'applicazione numerica è stata svolta per lo stesso telaio a nodi rigidi considerato in precedenza. La progettazione della struttura è quindi già stata eseguita nel paragrafo 2.3.

Dall'analisi modale della struttura, con masse uguali ai vari piani pari a 340 t, si ottiene un periodo fondamentale $T = 1.36$ s. In funzione di questo valore viene riportata nel piano $S_a - S_d$ la semiretta che rappresenta il comportamento elastico del sistema. Poiché il primo

modo di vibrare è approssimativamente lineare con l'altezza, si assume una deformata Φ lineare, con valore all'ultimo piano $\Phi_n = 1$ (come già fatto nel paragrafo 3.2). La distribuzione di forze da applicare è stata ottenuta dal prodotto delle masse per gli spostamenti Φ .

Trascurando gli effetti del secondo ordine nell'applicare la (7), il taglio alla base corrispondente al collasso vale

$$V_{bu} = \alpha_c \sum_{k=1}^{n_s} F_k = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} M_{c, i1} + \sum_{k=1}^{n_s} \left(\sum_{i=1}^{n_b} 2 M_{b, ik} \right)}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} \sum_{k=1}^{n_s} F_k =$$

$$= \frac{1456 + 5520}{1547} \times 119 = 536.6 \text{ kN}$$

Moltiplicando questo valore per 0.88 si ottiene il taglio di collasso del sistema bilineare, che diviso per il coefficiente $\Gamma = 1.38$ e per la massa equivalente $m^* = 119 \text{ t}$, già valutati nel paragrafo 3.2, fornisce la forza di collasso di collasso normalizzata del sistema SDOF, $F_y^* = 2.875 \text{ m s}^{-2} = 0.293 \text{ g}$.

Valutando lo spostamento al limite elastico con la (28) si ottiene $D_y^* = 0.134 \text{ m} = 13.4 \text{ cm}$. Stimando con la (29) lo spostamento del sistema reale si ottiene $\delta_u = 0.03 \times 18 = 0.54 \text{ m} = 54 \text{ cm}$; spostamento normalizzato del sistema SDOF è quindi $D_u^* = 39 \text{ cm}$; si ha così la completa definizione dello spettro di capacità della struttura.

Si noti che i valori di V_{bu} e δ_u qui stimati non differiscono in maniera rilevante da quelli determinati nel paragrafo 3.2 mediante un'analisi statica non lineare.

Una volta definite le caratteristiche del sistema nel formato ADRS la verifica viene effettuata così come descritto nel paragrafo 3. Lo spettro di capacità e gli spettri di domanda, elastico ed inelastico, sono riportati nella figura 9. I risultati ottenuti considerando come forzante lo spettro di risposta dell'Eurocodice 8/3/ proposto in precedenza ($a_g = 0.35 \text{ g}$, suolo classe C) sono riportati sinteticamente in Tabella 3. La stessa mostra l'ottimo accordo tra questi risultati e quelli ottenuti dall'applicazione del metodo N2 nella formulazione standard.

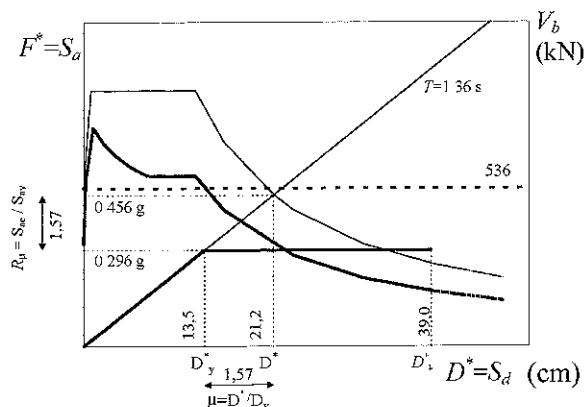


Fig. 9. Risposta del sistema equivalente.

Tabella 3 Confronto dei risultati relativi alla risposta sismica del sistema considerato.

Parametri	Metodo N2	Metodo Proposto
T^*	1.31 s	1.36 s
$F_y^* = S_{ay}$	0.289 g	0.293 g
D_y^*	12.4 cm	13.4 cm
D_u^*	39.8 cm	39.0 cm
$D^* = S_{de}$	20.6 cm	21.2 cm
$R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$	1.66	1.57
$\mu = D^*/D_y^*$	1.66	1.57

4.3 Validazione numerica della procedura proposta

Al fine di valutare l'efficacia della procedura proposta nel prevedere la risposta sismica di sistemi intelaiati in acciaio, è stata condotta un'estesa campagna di indagini numeriche su un campione costituito da 108 telai. Ciascuno di questi, che presenta campate aventi la medesima luce ed interpiani uguali, è stato progettato con il metodo descritto nel paragrafo 2, in modo da garantire che il suo collasso avvenga secondo un meccanismo di tipo globale. Le travi sono realizzate con profili IPE mentre per le colonne sono stati impiegati profilati HEB. I telai esaminati differiscono per il numero di piani, per il numero di campate, per la resistenza delle travi, per la luce delle travi nonché per l'entità dei carichi verticali. Una descrizione dettagliata di tali sistemi si trova in [19].

Per ogni telaio è stata determinata la domanda sismica, prodotta da eccitazioni sismiche caratterizzate da uno spettro di risposta coincidente con quello fornito dall'Eurocodice 8/3/ per suolo di classe C e da accelerazioni di picco al suolo crescenti e pari a 0.25 g, 0.35 g e 0.50 g, attraverso il metodo proposto ed il metodo N2 nella sua formulazione originaria.

Il confronto tra i risultati ottenuti per mezzo dei due metodi di analisi presi in considerazione è stato effettuato in termini di spostamento massimo del sistema SDOF D^* , che esprime la risposta complessiva del sistema (somma della parte elastica e di quella inelastica). Tale confronto è illustrato in figura 10, per i diversi valori di PGA presi in esame, attraverso diagrammi che riportano sulle asse delle ascisse i valori ottenuti rispettivamente con il metodo N2 e sull'asse delle ordinate quelli forniti dalla procedura proposta. I punti che ricadono in prossimità della bisettrice si riferiscono a telai per i quali la procedura proposta fornisce risultati sostanzialmente uguali a quelli del metodo N2, mentre quelli che ricadono al di sopra o al di sotto della bisettrice sono rappresentativi di casi in cui la procedura proposta è rispettivamente più o meno conservativa di quella di confronto. L'addensamento dei punti sulla bisettrice dei diagrammi di figura 10 dimostra che, per tutti i valori di PGA con-

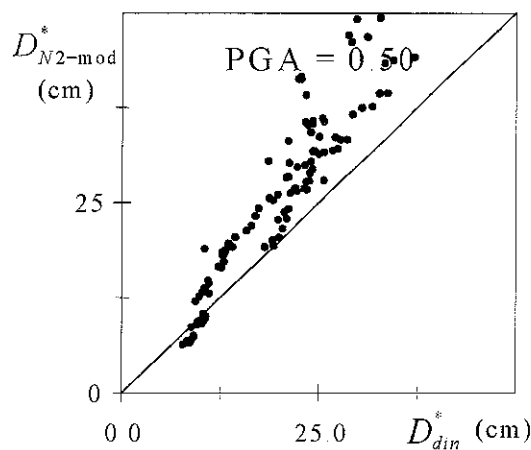
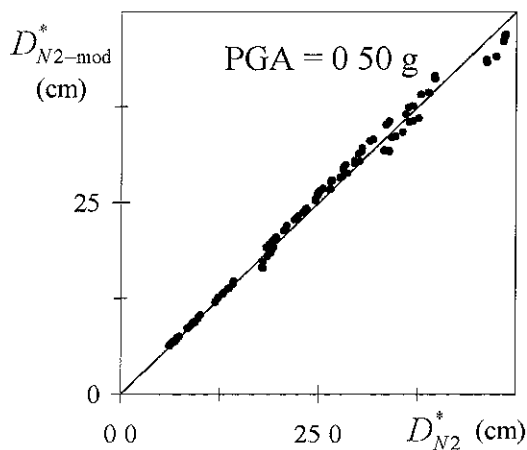
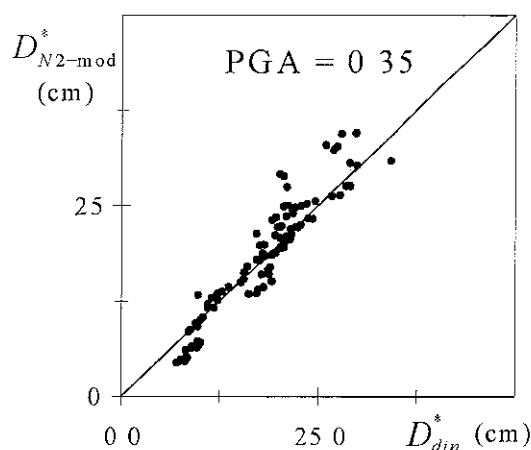
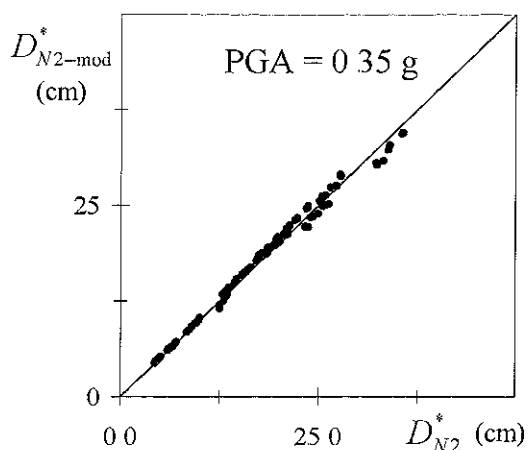
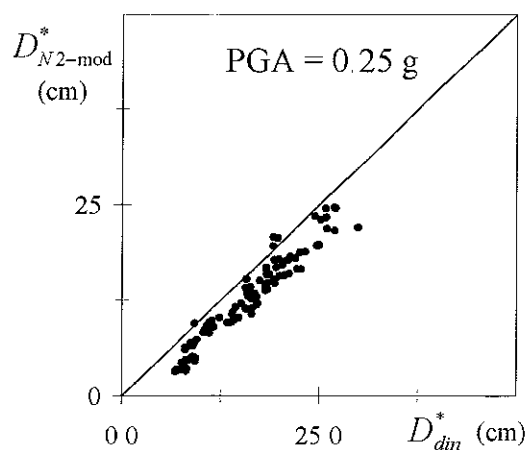
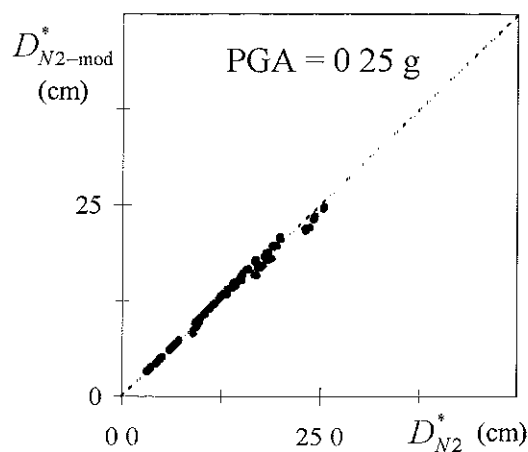


Fig 10. Confronto tra la domanda sismica determinata con il metodo N2 e con quello proposto.

Fig 11. Confronto tra la domanda sismica determinata con l'analisi dinamica e con il metodo proposto

siderati, la procedura proposta fornisce risultati in termini di spostamento massimo sostanzialmente coincidenti con quelli ottenuti attraverso il metodo N2.

I risultati ottenuti con la procedura proposta sono stati confrontati, inoltre, con la reale risposta sismica del telaio ad un insieme di 10 accelerogrammi artificiali [7] che rispettano le condizioni di compatibilità con il predetto spettro stabilite dall'Eurocodice 8, ottenuta mediante analisi dinamiche non lineari. Tale confronto è espresso sinteticamente attraverso i diagrammi riportati

in figura 11. Si sono riportati sull'asse delle ascisse i valori del massimo spostamento dell'ultimo piano forniti dall'analisi dinamica, rapportati al fattore Γ , mentre sull'asse delle ordinate gli spostamenti del sistema SDOF equivalente ottenuti con la procedura proposta. Il confronto riportato in figura 11 dimostra ulteriormente l'affidabilità della procedura proposta che fornisce, in genere, risultati in termini di spostamento massimo estremamente realistici (fig. 11a e b) e risulta leggermente conservativa solo per valori elevati di PGA (fig. 11c).

5. Conclusioni

Il presente lavoro, partendo dall'analisi dei metodi di progettazione globale e dei metodi di verifica «displacement-based», in particolare del metodo N2, propone una procedura per la progettazione di strutture in acciaio a nodi rigidi che consente di alleggerire notevolmente l'onere computazionale. L'impostazione progettuale garantisce che la struttura raggiunga il collasso con un meccanismo globale e consente di costruire direttamente la curva bilineare mediante cui si determina la capacità strutturale, evitando la necessità di ricorrere all'analisi push-over per la verifica della struttura. Il confronto con il metodo N2 mostra la sostanziale equivalenza dei risultati forniti dai due approcci, ma con un sostanziale vantaggio computazionale a favore della procedura proposta. I risultati sono inoltre molto vicini ai valori ottenuti mediante analisi dinamica non lineare, ed in particolare tendono ad essere più conservativi per accelerazioni di picco elevate, confermando l'affidabilità della procedura proposta.

Bibliografia

- /1/ Chopra A.K., Goel R.K., *Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (1999).
- /2/ Cosenza E., Manfredi G., a cura di, *Indici e misure di danno nella progettazione sismica*. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma (2000).
- /3/ EUROCODE 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. CEN, European Committee of standardisation, Brussels 1996.
- /4/ EUROCODE 8 Design of structures for Earthquake Resistance of Structures CEN, European Committee of standardisation, Brussels 2002.
- /5/ Fajfar P., Gaspersic P., *The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. **25** (2000) pp. 23-67.
- /6/ Fajfar P., *Capacity spectrum method based on inelastic spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. **28** (1999) pp. 979-993.
- /7/ Falsone G., Neri F., *Stochastic modelling of earthquake excitation following the EC8: power spectrum and filtering equations*. European Earthquake Engineering **1** (1999) pp. 3-12.
- /8/ FEMA 356 *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. USA (2000).
- /9/ Freeman S.A., *Prediction of response of concrete buildings to severe ground motion*. Douglas Mchenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, Detroit, Michigan, (1978) pp. 589-605.
- /10/ Garofalo M., Il «Displacement based Design» nella progettazione globale di telai in acciaio, Tesi di Laurea, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania, (2000).
- /11/ Gherzi A., Neri F., Rossi P.P., A global approach to the design of steel structures, *Proceedings of the 6th International Colloquium on Stability & Ductility of Steel Structures*, Timisoara 1999.
- /12/ Gherzi A., Neri F., Rossi P.P., A seismic design method for high ductility steel frames taking into account P- Δ effect, *Proceeding of XVII C.T.A. conference, 3-5 October, Napoli* 1999.
- /13/ Gherzi A., Marino E., Neri F., A simple procedure to design steel frames to fail in global mode, *Proceedings of the 6th International Colloquium on Stability & Ductility of Steel Structures*, Timisoara 1999.
- /14/ Lee H.S., Revised Rule for Concept of Strong-Column Weak-Girder Design. *Journal of Structural Engineering*, **122** (1996) 359-364.
- /15/ Marino E., Neri F. e Rossi P.P., A design procedure for steel frames with rigid connections, *Proceedings of the Conference Eurosteel '99, Maggio, Praga*, 1999.
- /16/ Marino E., Muratore M., Rossi P.P., L'influenza del modello di carico nella previsione della risposta sismica attraverso analisi pushover. Convegno CTA Italia. Venezia, (2001).
- /17/ Mazzolani F.M., Piluso V., Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **26**, (1997) 167-191.
- /18/ Montel A., *Le case nelle regioni sismiche e la scienza delle costruzioni*, Lattes, Torino, 1910.
- /19/ Neri F., Comportamento sismico di telai in acciaio a nodi rigidi. Doctorate Thesis, Università di Catania, 1999.
- /20/ Neri F., Influence of P- Δ effect on a proposed procedure for seismic design of steel frames, *Proceeding of the Conference Behaviour of steel structures in Seismic Areas, Agosto Montreal (Canada)*, 2000.
- /21/ Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei Comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o da altri precedenti, Stabilimento tipo-litografico del Genio Civile, Roma, 1909.
- /22/ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni sismiche* (2003).
- /23/ Relazione della Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i Comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri anteriori, Stabilimento tipo-litografico del Genio Civile, Roma, 1909.
- /24/ Vidic T., Fajfar P., Fischinger M., *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics **23**. (1994), pp. 502-521.