

Il progetto duttile dei telai in acciaio sismo-resistenti secondo Eurocodice

Ductility design of seismic resistant steel frames in accordance with Eurocode

In seguito agli eventi sismici occorsi nell'ultimo decennio, grande sforzo è stato profuso per la revisione dei principi e delle procedure di progetto antisismico, allo scopo di eliminare o, quantomeno, ridurre il divario riscontrato tra i requisiti di progetto e la reale risposta strutturale. Il lavoro si inserisce in tale contesto, esaminando il comportamento strutturale globale dei telai di acciaio soggetti all'azione dei terremoti, ponendo altresì attenzione agli aspetti strutturali locali. L'obiettivo è la valutazione dell'efficienza dei principi e delle procedure di progetto attuali in zona sismica nel conferire alla struttura adeguati requisiti di duttilità e di capacità dissipative. Le linee principali del progetto antisismico specificate nei codici in vigore per le strutture d'acciaio sono state delineate criticamente, con riferimento in particolare alle prescrizioni europee. Si è dunque concentrata l'attenzione sulle metodologie di progetto per i telai d'acciaio, miranti ad ottenere un comportamento duttile ed incentrate sostanzialmente sul "capacity design". La valutazione critica dei metodi attuali di progetto è completata mediante l'applicazione a tipici telai piani, progettati ponendo i requisiti di duttilità e la capacità di dissipazione sullo stesso piano dei requisiti di resistenza, stabilità, economia e funzionalità.

Following the seismic event of the last decade, great effort has been dedicated to the review of seismic design principles and procedures, with a view to eliminating or at least reducing the gap between design requirements and real structural response.

Within this context the paper examines the global structural behaviour of steel Moment Resisting Frames (MRF) under the action of earthquakes, taking also into consideration the local structural aspects.

The aim is to assess the efficiency of current design principles and procedures in seismic zones in giving structures suitable ductility and dissipative capability. The main lines of seismic design specified in the current steel structure codes are regarded from a critical standpoint, with particular reference to the European provisions. We then turn our attention to the design methods for steel MRFs, substantially centred on the capacity design concept geared towards obtaining ductile behaviour.

The critical assessment of present design methods is completed by applying these to typical plane MRFs designed by attributing to ductility requirements and dissipation capacity the same importance as to resistance, stability, economic and operating requirements.

Dr. ing. Beatrice Faggiano

Università degli Studi di Napoli Federico II, DAPS

1. INTRODUZIONE

Gli eventi sismici dell'ultimo decennio (Northridge, Los Angeles, 17 gennaio 1994; Hyogoken - Nanbu, Kobe, 17 gennaio 1995) rappresentano una pietra miliare dell'ingegneria sismica, per molte ragioni. Innanzitutto per le peculiarità e l'importanza delle conseguenze del danneggiamento delle strutture; in secondo luogo per la disponibilità di una massiccia quantità di informazioni sulle caratteristiche dei terremoti, grazie ai traguardi raggiunti dallo sviluppo tecnologico attuale per la registrazione e l'acquisizione dei dati; infine per le considerevoli attività di ricerca di carattere sia sperimentale sia numerico che ne sono scaturite diffusamente, con il proposito di affinare le procedure di progetto e le tecnologie costruttive correnti. Per quanto concerne specificamente le strutture intelaiate d'acciaio, nonostante i casi di crollo degli edifici d'acciaio siano stati estremamente rari a seguito dei suddetti eventi sismici ([1], [2]), numerose rotture "patologiche" sono state riscontrate nelle membrature strutturali. Era comune convinzione dei progettisti che gli elementi strutturali d'acciaio avrebbero conseguito il completo snervamento del materiale e avrebbero presentato modalità di collasso di tipo duttile, dopo avere assorbito parte dell'energia indotta dal terremoto. Al contrario, sono state individuate inattese tipologie di crisi tipicamente a basso contenuto di energia nei collegamenti trave-colonna [3]. Durante il terremoto californiano, in particolare, la maggior parte del danno ai collegamenti è consistito nella rottura dell'ala inferiore della trave, causato in genere da fratture sviluppatasi nelle flangie della trave e della colonna attraverso le saldature o il materiale ad esse adiacente [4]. Tale esperienza ha sorpreso la comunità scientifica, perché in contrasto con la diffusa convinzione che i telai d'acciaio siano la tipologia strutturale che presenta il migliore comportamento sismico, grazie alla grande capacità di dissipare energia.

La ricusazione dell'assunzione di elevata duttilità e la dimostrazione che le conoscenze sul comportamento sismico dei telai di acciaio non sono ancora esaurienti sono logiche conseguenze.

A seguito di tali eventi sismici, i ricercatori si sono persuasi circa la necessità che, per assicurare un comportamento duttile delle strutture intelaiate d'acciaio, speciale cura deve essere rivolta alla concezione delle zone dissipative. Queste ultime devono essere propriamente progettate, assicurando cicli d'isteresi stabili, allo scopo di massimizzare la dissipazione dell'energia d'ingresso del terremoto [5]. Nuovi particolari costruttivi per il miglioramento delle tipologie di collegamento delle travi alle colonne sono stati concepiti con l'intento di accrescere la duttilità dell'intero sistema strutturale, forzando la deformazione inelastica

nelle sezioni delle travi adiacenti alle colonne. Pertanto, il rafforzamento delle estremità delle travi è stato proposto come una soluzione per la modifica o la riparazione delle strutture esistenti, mentre l'indebolimento delle sezioni trasversali delle travi in opportune posizioni è stato proposto come una soluzione per il progetto di nuove costruzioni [6].

Lo stesso sforzo è stato profuso per la revisione dei principi e delle procedure di progetto correnti in zona sismica, allo scopo di eliminare o, quantomeno, ridurre il divario tra i requisiti di progetto e la reale risposta strutturale.

In questo contesto si è voluto esaminare il comportamento strutturale globale dei telai di acciaio soggetti all'azione dei terremoti, ponendo altresì attenzione agli aspetti strutturali locali, con l'obiettivo di valutare l'efficacia e l'efficienza dei principi e delle procedure di progetto attuali in zona sismica nel conferire alla struttura adeguati requisiti di duttilità e di capacità dissipative. Le procedure di progetto antisismico specificate nei codici in vigore per le strutture d'acciaio sono state delineate criticamente, con riferimento in particolare alle prescrizioni europee. Si è dunque concentrata l'attenzione sulle metodologie di progetto per i telai d'acciaio, miranti ad ottenere un comportamento duttile ed incentrate sostanzialmente sul "capacity design". La valutazione critica dei metodi attuali di progetto è completata mediante l'applicazione a tipici telai piani, progettati ponendo i requisiti di duttilità e la capacità di dissipazione sullo stesso piano dei requisiti di resistenza, stabilità, economia e funzionalità.

2. PRINCIPI DI PROGETTO IN ZONA SISMICA

I codici attuali sono fondati sulla filosofia di progetto agli stati limite [7], che identifica in generale tre obiettivi di progetto da conseguire per intensità crescenti delle azioni del terremoto: (1) assenza di danno strutturale e non strutturale in occasione di terremoti minori frequenti; (2) limitazione del danno non strutturale in occasione di eventi sismici moderati occasionali; (3) non collasso in occasione di terremoti maggiori rari ([8], [9], [10]). In pratica i primi due livelli di prestazione sono compendati in uno solo, risultando in due obiettivi di progetto: (1) lo stato limite di servizio, (2) lo stato limite ultimo. Come si evidenzierà nel seguito, il procedimento per raggiungere tali obiettivi da un lato è fortemente semplificato in confronto alla complessità del problema rappresentato e dall'altro lato non è chiaramente definito, perché in generale esso non identifica quantitativamente il grado di danneggiamento corrispondente allo stato limite che deve essere impedito.

L'approccio attuale di progetto antisismico, per la maggior parte degli edifici è basato sulla resistenza richiesta dal terremoto (rappresentata dal taglio alla base) ad un sistema elastico a un sol grado di libertà (SDOF) equivalente al sistema strutturale reale, inelastico e a più gradi di libertà, in termini di rigidezza e di smorzamento, proprietà commisurate al raggiungimento del primo snervamento del materiale. La resistenza richiesta è quindi valutata per mezzo dello spettro di risposta di progetto elastico lineare smorzato corrispondente ad un evento sismico, il cui potenziale di danno è associato ad un periodo di ritorno commisurato alla vita della struttura. Le strutture sono in primo luogo progettate per soddisfare la verifica allo stato limite ultimo, considerando un terremoto distruttivo, il cui periodo di ritorno è assunto di 475 anni. Beneficiando della dissipazione di energia dovuta alla deformazione plastica delle strutture duttili, nei codici sismici è stato introdotto un fattore di riduzione della resistenza elastica (chiamato "fattore di struttura q " in Europa, "response modification factor R " dalle raccomandazioni del NEHRP [11], o "structural system factor R_w " dal SEAOC [12]), conducendo alla definizione dello spettro di risposta di progetto inelastico smorzato. In tal modo sebbene le risorse inelastiche dei sistemi strutturali non sono trascurate, si preserva la semplicità della procedura di progetto codificata. Infatti sono consentiti i metodi di analisi elastiche lineari, quali il metodo delle forze laterali statiche equivalenti e il metodo dello spettro di risposta dinamico lineare, e di conseguenza è valido il principio di sovrapposizione degli effetti. Inoltre si consegue un vantaggio economico dovuto al fatto che il progetto strutturale conduce a costruzioni più leggere. D'altra parte la valutazione del fattore di riduzione come rappresentativo della duttilità strutturale è un aspetto critico del progetto. Generalmente nelle norme tale coefficiente è assegnato in funzione della tipologia strutturale, ma una stima corretta dovrebbe tenere conto di molti altri fattori, quali il periodo fondamentale della struttura, il massimo spostamento tollerabile in relazione alla domanda di duttilità, le condizioni del suolo in-sito e anche le caratteristiche dinamiche del terremoto [13]. Per di più, la correlazione diretta con la duttilità è possibile solo per i sistemi a un grado di libertà, mentre per i sistemi a più gradi di libertà resta ancora un problema aperto ([14], [15], [16]). È evidente come tali assunzioni possano indurre in taluni casi una grande approssimazione ed un'interpretazione erronea della reale risposta dinamica della struttura.

Lo stato limite di servizio è verificato a posteriori, una volta che la struttura è stata preliminarmente progettata allo stato limite ultimo. E' richiesto soltanto il controllo dello spostamento laterale d'interpiano, che deve essere contenuto entro limiti prescritti dalle normative sotto l'azione di un terremoto con un periodo di ritorno più basso rispetto a quello distruttivo. Il controllo della resistenza non è imposto sotto le azioni sismiche di servizio. Nessun riferimento esplicito è fatto alla necessità di controllare il danneggiamento strutturale e non strutturale, cosa che può essere accettabile in riferimento al danno non strutturale, ma fuorviante per il controllo del danno strutturale. Infatti per i valori usuali del fattore di riduzione della resistenza, le membrature strutturali sono dimensionate per una resistenza più bassa di quella richiesta da un terremoto di servizio, per il quale ci si deve quindi aspettare un certo danneggiamento. In considerazione di ciò, dovrebbero essere considerati due stati limite di servizio: il primo riferito alla preservazione della funzionalità delle costruzioni, mentre il secondo al danno strutturale inelastico.

Appare evidente che l'approccio attuale al progetto antisismico non permette di predire le prestazioni strutturali, tuttavia a causa della pratica diffusa di tale metodologia, risulta opportuno accertare la sua affidabilità in termini di adempimento dei requisiti progettuali almeno per le comuni tipologie strutturali.

Si deve anche convenire che la conoscenza completa delle prestazioni sismiche di una struttura necessita di sofisticati procedimenti numerici, perché la valutazione quantitativa del danno strutturale richiede analisi dinamiche non lineari. Poiché tali analisi non possono essere pretese obbligatoriamente nella comune pratica progettuale, devono essere proposte procedure semplificate di progetto, che conducano, con un elevato livello di approssimazione, alla valutazione delle prestazioni sismiche inelastiche.

Una naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite è rappresentata dal "Performance-based design" (PBD), il cui intento è di fornire ai progettisti criteri precisi per selezionare il sistema strutturale più appropriato e per progettare gli elementi sia strutturali che non strutturali, perché per i livelli specificati d'intensità del terremoto il danno strutturale possa essere contenuto entro limiti prefissati. In tal modo, la minimizzazione del rapporto costi/benefici, che prende in conto il costo della costruzione e le perdite attese, può essere ottenuta per tutti gli stati limite in cui può venire a trovarsi la struttura durante la vita di servizio [17].

La questione essenziale è discernere se sia necessario solo impedire il crollo delle costruzioni e la perdita di vite umane conseguente, o se debbano anche essere limitate le spese dovute alla riparazione dei danni ([10], [18]), e di conseguenza definire una procedura di progetto capace di realizzare gli obiettivi prefissati.

Una definizione particolareggiata del PBD è stata fornita dalla commissione SEAOC Vision 2000 [19]. L'accettabilità dei livelli di danno è determinata sulla base delle conseguenze di tale danno sulla comunità di utenti e della frequenza con cui tale danno si presenta. Sono stati proposti quattro livelli di prestazione a cui sono associati i corrispondenti requisiti di progetto per differenti costruzioni dell'ingegneria civile e materiali da costruzione: 1) Fully Operational (completamente operativo), nessun danno; le conseguenze per gli utenti dell'edificio sono trascurabili; 2) Operational (operativo), danno moderato agli elementi non strutturali ed agli arredi, danno lieve agli elementi strutturali; il danno non compromette la sicurezza dell'edificio per gli occupanti; 3) Life Safe (sicurezza della vita), danno moderato agli elementi strutturali e non strutturali; la rigidità laterale della struttura e la sua abilità di resistere ai carichi laterali addizionali è stata ridotta, ma è comunque garantito un certo margine rispetto al crollo; 4) Near Collapse (vicino al collasso), la resistenza dell'edificio ai carichi agenti sia laterali che verticali è sostanzialmente compromessa; le scosse di assestamento possono provocare il crollo parziale o totale della struttura. Inoltre, sono specificati quattro livelli di progetto del terremoto: frequente, occasionale, raro e molto raro, caratterizzati da un periodo di ritorno pari a 43, 72, 475 e 970 anni, rispettivamente. È chiaro che le strutture andranno in crisi per stadi successivi sempre più severi con una crescente minore probabilità che le azioni sismiche raggiungeranno i livelli d'intensità richiesti [19]. L'accoppiamento di un livello di prestazione strutturale con un livello specifico d'intensità del terremoto definisce un obiettivo di progetto prestazionale.

Il suggerimento di Bertero [18] è di effettuare un progetto preliminare delle strutture prendendo in conto solo due livelli di prestazione, quali il Fully Operational e il Life Safe, quindi controllare la struttura per tutti i livelli intermedi allo scopo di accertare l'accettabilità del progetto. In tal modo si raggiunge un compromesso tra la filosofia di progetto tradizionale e l'orientamento attuale, il che risulta conveniente in considerazione della pratica progettuale corrente.

Rimane però ancora un certo grado di inaccuratezza concettuale, espressa dal fatto che l'approccio tradizionale per il progetto sismico basato sulle forze (Force-based design) assume che lo spettro di risposta dell'accelerazione, per un dato livello dello smorzamento, possa fornire il livello di forza di progetto elastico della struttura e perciò possa essere un indicatore adeguato della domanda sismica. In realtà è un fatto manifesto che sotto le azioni sismiche, gli spostamenti descrivono la risposta strutturale in modo più esplicito rispetto alle forze. In particolare il danno è più una conseguenza della storia e dell'entità delle deformazioni che della resistenza. In considerazione di ciò, recentemente, vivo interesse ha suscitato l'approccio progettuale basato sugli spostamenti, i.e. il Displacement-based design, imperniato anch'esso sulla definizione di un sistema elastico equivalente a un sol grado di libertà (SDOF), che però è caratterizzato attraverso una rigidità secante associata allo spostamento massimo e a un livello dello smorzamento viscoso equivalente [20]. Lo spostamento di progetto corrisponde al livello di prestazione da assicurare e l'effettivo smorzamento è legato all'energia isteretica assorbita durante la risposta inelastica.

La procedura di progetto appare molto semplice [21]. Le difficoltà sono nascoste nella determinazione dello spostamento di progetto, delle caratteristiche dinamiche della struttura sostitutiva e degli spettri degli spostamenti. La distribuzione delle forze di progetto è in teoria simile a quella relativa al Force-based design, ma la differenza consiste nel fare riferimento all'andamento reale degli spostamenti invece della distribuzione degli spostamenti proporzionale all'altezza.

Un grande sforzo è stato dedicato alla caratterizzazione degli spettri degli spostamenti. In particolare i recenti studi sviluppati nell'ambito della Task 1 del progetto europeo ICONS 1997-2000 [22], dedicata all'argomento "Azioni Sismiche", hanno permesso la modificazione degli spettri di risposta elastici in termini sia di accelerazioni che di spostamenti proposta nella nuova bozza dell'Eurocodice 8 [23].

È evidente che in vista del Performance-based design per ottenere gli obiettivi di prestazione prefissati tale approccio sembra essere più diretto, fattibile e affidabile.

Il Displacement-based design è già incluso nei codici sismici della Nuova Zelanda, come metodo alternativo al Force-based design, per la determinazione degli elementi primari resistenti alle forze laterali [24].

Per concludere, la gran parte delle conoscenze acquisite durante gli ultimi anni è stata già di recente o sta

per essere introdotta nelle normative per il progetto antisismico, in tutti quei paesi giudicati a rischio sismico, dando vita a una nuova generazione di codici sismici. In Europa, la fase attuale di conversione dell'Eurocodice 8 da ENV a EN si muove in tale direzione [7].

3. METODOLOGIE DI PROGETTO PER I TELAI D'ACCIAIO DUTTILI

3.1 La tipologia strutturale

I telai (Moment Resisting Frames, MRF) sono costituiti da travi e colonne, rigidamente connesse tra di loro. La principale risorsa di rigidità laterale e di resistenza è data dal regime flessionale delle membrature strutturali. Le zone dissipative sono numerose e sono concentrate in regioni discrete alle estremità delle membrature, le cosiddette cerniere plastiche, che dissipano energia attraverso un comportamento ciclico a flessione stabile. Per massimizzare la capacità di dissipare energia, le cerniere plastiche devono svilupparsi nelle travi e alla base delle colonne. Le strutture intelaiate mostrano un'elevata versatilità architettonica, garantendo massima flessibilità per lo sfruttamento dello spazio, poiché non sono presenti elementi di controvento che impediscono le aperture nei muri.

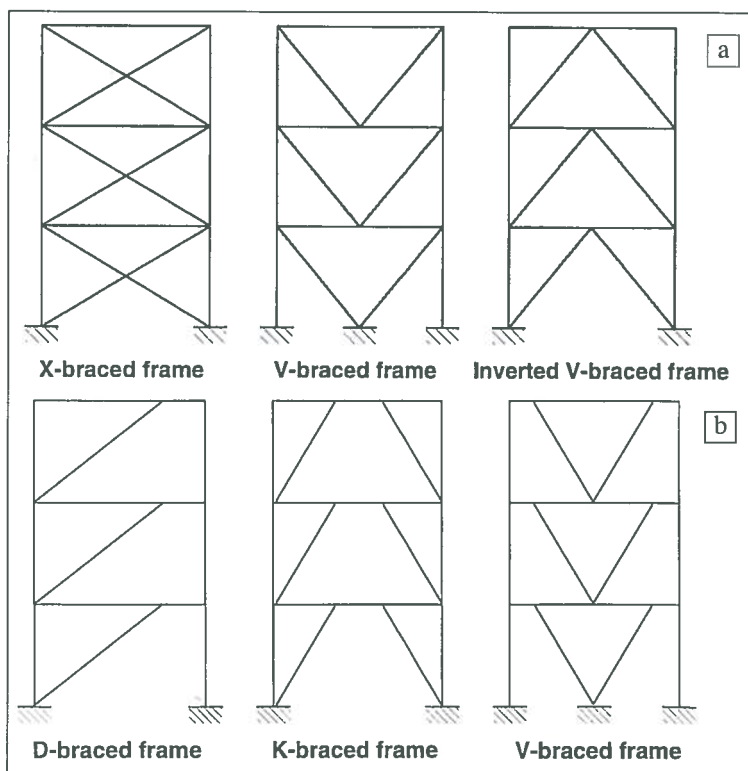
Per tutte queste ragioni, i telai possono essere preferiti ad altre tipologie strutturali, dove gli elementi irrigidenti nei confronti delle forze laterali sono costituiti da sistemi di controventi appositamente progettati. È il caso delle strutture a controventi concentrici, che resistono alle forze laterali principalmente attraverso un regime assiale e dissipano l'energia quando le diagonali tese si plasticizzano, considerando che il contributo alla dissipazione dell'energia delle membrature compresse può essere trascurato, oppure delle strutture a controventi eccentrici, che dissipano energia mediante deformazioni inelastiche di tipo flessionale e/o tagliante concentrate in alcuni elementi, detti "Link", appropriatamente progettati (figura 1 [25]).

I suddetti vantaggi sono accompagnati da un notevole punto debole rappresentato dall'elevata flessibilità laterale, che aumenta al crescere dell'altezza dell'edificio. Infatti questa tipologia strutturale, affinché possa essere capace di fornire sufficiente rigidità per ridurre le inflessioni laterali anche in caso di terremoti moderati, deve adempiere ai requisiti dello stato limite di servizio, che impone di contenere gli spostamenti laterali entro limiti codificati. In tal modo le membrature strutturali sono sovradimensionate rispetto a quanto richiesto per la resistenza. Di conseguenza i MRFs potrebbero diventare una soluzione strutturale non più conveniente dal punto di vista economico ([5], [17]).

Inoltre, la necessità di ottenere collegamenti trave-colonna rigidi crea problemi costruttivi, perché di solito le saldature in opera sono meno affidabili delle saldature in officina, a causa della presenza dei difetti. Onde ovviare a tale inconveniente, la tendenza attuale è quella di realizzare collegamenti saldati in officina e bullonati in opera, adottando la tecnica costruttiva cosiddetta "ad albero" [25].

Sono possibili soluzioni differenti per la configurazione delle strutture intelaiate, ognuna delle quali conduce a una diversa distribuzione delle forze d'inerzia e a una variazione significativa del numero di zone dissipative [26]. Sulla base della distribuzione spaziale e del tipo di sottostruttura resistente al sisma, si possono riconoscere i seguenti tipi [25]: (a) telai spaziali (S-MRF); (b) telai perimetrali (P-MRF); (c) telai perimetrali a nodi rigidi in alcune campate, pendolari nelle restanti campate, anche chiamati "telai duali" (D-MRF); (d) configurazioni ibride.

Figura 1 - Tipiche configurazioni di telai a controventi concentrici (a) e eccentrici (b) [18]



I telai spaziali (S-MRF) tradizionali ottimizzano la rigidità laterale e la capacità di dissipare energia presentando tutti i collegamenti trave-colonna rigidi e del tipo a completo ripristino di resistenza. Tuttavia, nella pratica odierna si progettano comunemente anche telai perimetrali (P-MRF) e/o telai duali rigidi-pendolari (D-MRF) [25], perché così si riduce sia il numero di collegamenti rigidi sia il numero di collegamenti lungo l'asse debole (i.e. trave collegata all'anima della colonna), con evidente convenienza dal punto di vista pratico ed economico. La riduzione dei collegamenti rigidi provoca inoltre una diminuzione del grado di iperstaticità delle strutture di acciaio, cosicché il numero di zone dissipative diminuisce, mentre la domanda di duttilità cresce significativamente. Infatti, la maggior parte degli edifici, che ha subito danni importanti durante il terremoto di Northridge, aveva come schema sismo-resistente il D-MRF. Una possibile via per mitigare questo problema è di usare nella configurazione D-MRF collegamenti semirigidi a parziale ripristino di resistenza al posto dei collegamenti a cerniera [27]. Tale soluzione è diventata piuttosto popolare negli Stati Uniti e in Giappone ([28], [29]). I giunti semirigidi possono essere usati ovunque nella struttura, ma la rigidità laterale si riduce e il periodo fondamentale cre-

sce ([30], [31]). D'altro canto, tale effetto è anche benefico perché comporta una riduzione dei carichi equivalenti al terremoto agenti sulla struttura.

La configurazione ibrida è caratterizzata dall'associazione dei telai con altri componenti strutturali, come i nuclei o le pareti in calcestruzzo armato (figura 2a), pannelli sandwich (figura 2b) o anche pannelli di acciaio (figura 2c), nella resistenza ai carichi orizzontali, che risulta ripartita secondo la rigidità laterale delle sottostrutture resistenti [25].

Nel primo caso, il nucleo o la parete in calcestruzzo armato rappresenta un elemento molto rigido, generalmente situato intorno al corpo scale e ascensori. Punto critico del progetto è la sezione di base della parete, dove l'unica cerniera plastica può svilupparsi. Nel secondo caso il pannello sandwich, che di solito è un componente non strutturale, è chiamato in causa per irrigidire la struttura nei confronti dei carichi laterali, conferendo ai MRFs una risorsa supplementare di dissipazione dell'energia. Nel terzo caso i pannelli di acciaio hanno la funzione di smorzatori isteretici, che dissipano energia mediante le deformazioni inelastiche cicliche del pannello. Quest'ultima soluzione è stata recentemente applicata in Giappone, utilizzando pannelli di acciaio a basso limite di snervamento con costole di rinforzo, le quali impediscono l'instabilità del pannello prima del raggiungimento della resistenza allo snervamento, allo scopo di ottimizzare il comportamento duttile. In tutti i casi le difficoltà principali sorgono nel concepire i collegamenti tra le diverse sottostrutture resistenti. Inoltre, quando la resistenza ai carichi laterali è assegnata a pochi elementi della struttura spaziale, le relative opere di fondazione rappresentano un aspetto critico del progetto strutturale, perché esse devono essere dimensionate per evitare il ribaltamento.

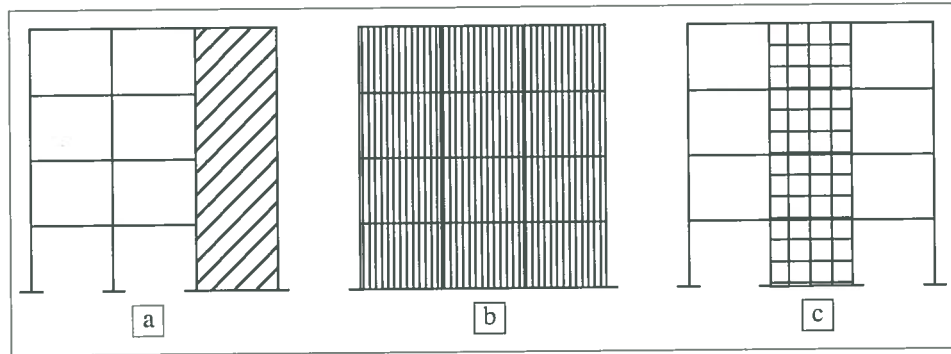


Figura 2 - Le tipologie strutturali ibride: (a) nuclei o pareti di calcestruzzo armato; (b) pannelli sandwich; (c) pannelli d'acciaio

3.2 La procedura di progetto corrente

3.2.1 Inquadramento cronologico delle normative sismiche europee

L'interesse dei progettisti verso i problemi specifici delle strutture di acciaio nelle aree sismiche è cominciato nei primi anni '70, quando ricerche teorico-sperimentali furono intraprese numerose sia in USA, che in Giappone e in Europa, dove cospicui finanziamenti furono elargiti dall' "European Coal and Steel Community (ECSC)" [32].

Nel 1988 la commissione TC13 sul "Seismic Design" dell'European Convention for Constructional Steelworks, ECCS, ha pubblicato le "European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones" [33], che hanno rappresentato in Europa il primo punto di incontro internazionale tra la consolidata "cultura dell'acciaio" ed la più recente "cultura sismica" [25]. Tali raccomandazioni furono incorporate nell'Eurocodice sismico, nella sezione Acciaio (Capitolo 3 parte 1.3, Eurocode 8, 1988-1994 [34]). Nel 1994 la commissione TC13 dell'ECCS ha pubblicato il manuale ECCS "Design of Steel Structures in Seismic Zones" [8], con l'intento di fornire ai progettisti i principi di base delle prescrizioni dell'ECCS e, quindi, dell'EC8 e, nello stesso tempo, per illustrare alcuni nuovi risultati, da prendere in considerazione per l'affinamento delle norme sismiche.

Negli ultimi dieci anni, notevoli sviluppi della ricerca nel settore del comportamento delle strutture di acciaio sismo-resistenti sono stati ottenuti a livello internazionale, sfortunatamente anche grazie alle lezioni apprese dagli ultimi terremoti distruttivi. Le conoscenze acquisite hanno permesso il perfezionamento delle attuali normative sismiche, portando all'evoluzione a livello europeo dell'Eurocodice 8 di cui è stata divulgata la versione ENpr 1998-1 [23] e, a livello nazionale, delle nuove normative tecniche per le costruzioni in zona sismica [35], che includono finalmente le regole di progettazione delle strutture di acciaio, assenti nella versione precedente.

3.2.2 La pratica progettuale antisismica europea

L'Eurocodice 8, per il progetto sismico delle strutture, segue la scia dei principi generali di progetto tradizionali.

Nel caso delle strutture intelaiate d'acciaio, adeguati requisiti di duttilità locale e di capacità di dissipazione possono essere conferiti mediante una concezione appropriata dei particolari costruttivi, intesa alla prevenzione delle modalità di crisi locale. Lo scopo è il corretto posizionamento delle cerniere plastiche, che consenta la redistribuzione dei momenti flettenti nell'intera struttura, sfruttando tutto il beneficio che l'iperstaticità strutturale può offrire. Per confortare questa condizione, la norma propone una classificazione delle sezioni trasversali in classi di duttilità, che tiene conto delle loro caratteristiche geometriche, della presenza di una forza di compressione e della resistenza del materiale. In particolare, nel caso del progetto sismico è richiesto l'uso di sezioni plastiche, che sono in grado di sviluppare un'elevata capacità rotazionale [36]. Inoltre, i collegamenti trave-colonna devono essere a completo ripristino di resistenza, cioè devono possedere una resistenza almeno uguale a quella della membratura collegata, per permettere lo sviluppo delle cerniere plastiche alle estremità delle membrature adiacenti, preferibilmente le travi, anziché nel collegamento. Infatti, i collegamenti saldati possono rappresentare delle zone critiche, poiché le saldature non permettono lo sviluppo di grandi deformazioni inelastiche. Come conseguenza, se le saldature non hanno una

sufficiente sovrarresistenza, la loro crisi prematura limiterebbe l'offerta di duttilità locale, impedendo lo sfruttamento completo degli ampi e stabili cicli d'isteresi, che le sezioni trasversali delle travi possono sviluppare purché il verificarsi dell'instabilità locale sia opportunamente ritardato nel campo delle grandi deformazioni plastiche.

In relazione alle prestazioni sismiche globali, per ottimizzare lo sfruttamento delle risorse plastiche dello schema strutturale è richiesta una procedura di progetto che mira al controllo del meccanismo di collasso. Per ottenere tale risultato i codici sismici internazionali, a cui si allinea l'Eurocodice 8, propongono una metodologia di progetto basata sul criterio di gerarchia delle membrature in termini di resistenza, di cui il principio generale è il concetto di colonna forte-trave debole (SC-WB, Strong Column-Weak Beam). Ciò vuol dire che le deformazioni inelastiche devono presentarsi nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo perché, come già è stato notato, le travi hanno una vantaggiosa capacità di dissipare energia, purché siano adeguatamente controventate per impedire l'instabilità latero-torsionale e la sezione trasversale sia adeguatamente compatta per ritardare il verificarsi dell'instabilità locale. Al contrario, a causa della presenza di sforzi assiali significativi nelle colonne si verifica una forte riduzione della duttilità delle membrature ([37], [38]).

Nessun controllo è richiesto comunque sulle capacità duttili della struttura ottenuta.

Per quanto riguarda la verifica dello stato limite di servizio, è richiesto un livello minimo di rigidezza laterale per le strutture degli edifici, perché durante un terremoto moderato sia garantita la funzionalità della costruzione. In tale condizione, i codici di progetto sismico prescrivono che gli spostamenti laterali delle strutture valutati per mezzo di una analisi elastica devono essere contenuti entro prefissati limiti. Le azioni sismiche di servizio sono definite per mezzo di uno spettro di risposta, le cui ordinate sono uniformemente ridotte rispetto a quelle elastiche corrispondenti a un terremoto distruttivo per mezzo del coefficiente di riduzione v , che tiene conto di un periodo di ritorno più basso per i terremoti moderati rispetto ai terremoti di progetto severi e dell'importanza civile dell'edificio ($v = 2$ per gli edifici residenziali).

Per controllare la flessibilità laterale della struttura, l'EC8 prescrive il controllo dello spostamento d'interpiano come segue:

$$\delta_r/v \leq \delta_{lim}$$

dove $\delta_r = q_d \delta_e \gamma_r$, è lo spostamento d'interpiano corrispondente allo spettro di risposta elastico; q_d è il fattore di struttura di progetto; δ_e è lo spostamento d'interpiano corrispondente allo spettro di risposta inelastico; v è il coefficiente di riduzione suddetto; δ_{lim} è il valore limite dello spostamento d'interpiano, uguale a $0.004h$ e $0.006h$ (dove h è l'altezza d'interpiano) per gli elementi non strutturali, che hanno rispettivamente maggiore o minore interferenza con la struttura.

Nessun controllo della resistenza è richiesto sotto la condizione di carico di servizio.

Generalmente tali prescrizioni appaiono troppo restrittive, dando luogo a strutture molto pesanti: valori più alti del coefficiente di riduzione v possono essere introdotti, in base a studi sismologici più appropriati; parimenti valori più elevati degli spostamenti d'interpiano limite δ_{lim} , che siano confortati dai risultati di prove sperimentali, possono essere considerati per gli elementi non strutturali, se essi realizzano elementi di facciata più flessibili connessi elasticamente alla struttura.

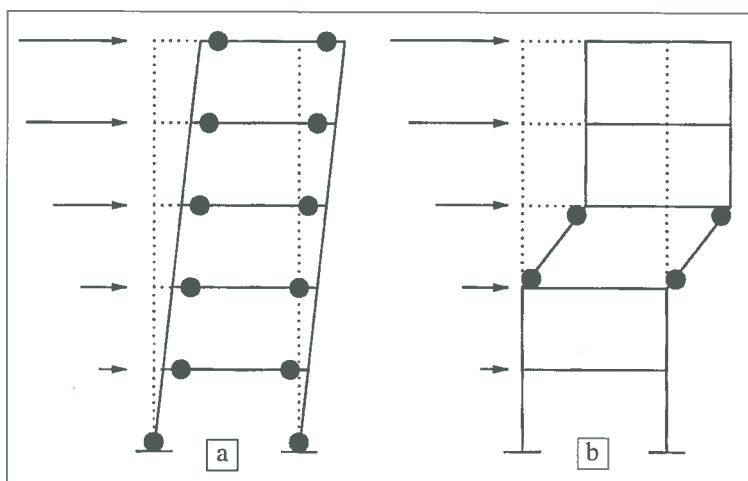
3.2.3 I principi generali del progetto per gerarchia delle resistenze

Il "capacity design" è uno strumento per progettare strutture duttili, che devono resistere a un terremoto violento. È stato introdotto per la prima volta nei codici sismici in Nuova Zelanda quasi venti anni fa [39]. Lo scopo principale del "capacity design" è di evitare che la struttura possa conseguire meccanismi di collasso poco dissipativi, quale, nel caso di tipologie strutturali intelaiate, il collasso cosiddetto da "piano soffice" caratterizzato dallo sviluppo di cerniere plastiche a entrambe le estremità delle colonne che appartengono allo stesso piano. Infatti il meccanismo di collasso deve essere tale che la duttilità cinematica globale necessaria μ possa essere sviluppata con la minore domanda di rotazione inelastica nelle cerniere plastiche. Il concetto è di raggiungere le condizioni ultime attraverso il livello minimo di danno nelle strutture. La

condizione di collasso ideale corrisponde alla domanda di un meccanismo di tipo globale, che è cosiddetto perché l'energia d'ingresso trasmessa dal terremoto alle strutture è dissipata a tutti i piani mediante deformazioni cicliche flessionali inelastiche, che coinvolgono tutte le travi delle strutture e le colonne al primo piano. Infatti è evidente che a parità di spostamento laterale di sommità, la domanda di rotazione nelle cerniere plastiche in caso di piano soffice è più alta di quella richiesta se si attinge un meccanismo globale. Il piano soffice induce dunque una concentrazione del danno ad un certo piano che può portare ad una domanda di rotazione superiore alla capacità rotazionale della sezione trasversale (figura 3).

Così il primo passo del "capacity design" consiste nella scelta del meccanismo di collasso, che corri-

Figura 3 – Tipi di meccanismi di collasso per i telai:
a) meccanismo globale,
b) meccanismo da "piano soffice"



sponda alla migliore capacità della struttura di dissipare energia. Di conseguenza la posizione delle zone dissipative, quali le cerniere plastiche, è chiaramente definita. Bisogna tenere nella dovuta considerazione i carichi verticali, perché possono condizionare fortemente la posizione delle cerniere plastiche nella trave [40]. Quindi le regioni dissipative devono essere progettate per resistere ai carichi di progetto e di conseguenza gli elementi non dissipativi devono essere progettati per resistere alle forze interne e ai momenti trasmessi dalle zone dissipative. In particolare essi devono avere resistenza non inferiore alla sovraresistenza della regione duttile. Si comprende che a causa dell'elevata domanda di duttilità le zone dissipative devono essere accuratamente progettate, secondo i criteri già indicati nel par. 3.2.2.

A differenza delle strutture di calcestruzzo armato, per le quali è possibile differenziare il progetto delle estremità delle membrature di uno stesso elemento grazie alla possibilità di variare la distribuzione e la quantità delle barre d'acciaio di rinforzo secondo la necessità, per le strutture di acciaio l'elemento strutturale presenta in generale la stessa sezione lungo l'asse della membratura, così il momento flettente di progetto deve essere scelto come il massimo tra quelli che sollecitano la membratura, da cui consegue una certa sovraresistenza. Può accadere, per esempio se i carichi verticali sono elevati, che il momento flettente di progetto della colonna ottenuto applicando il "capacity design" sia molto più grande del momento flettente che sollecita la colonna valutato per mezzo dell'analisi elastica, conducendo ad un progetto non vantaggioso dal punto di vista economico. In tali casi si può valutare la convenienza di accettare la formazione delle cerniere plastiche nelle colonne e, di conseguenza, progettare tali zone con grande cura, ma comunque impedendo il verificarsi del meccanismo di collasso da piano soffice.

Dal punto di vista operativo esistono diverse interpretazioni del semplice concetto SC-WB, cui conseguono diverse metodologie di applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze delle membrature [41].

4. APPLICAZIONI

4.1 Generalità

Le applicazioni numeriche presentate nel seguito si inquadrano nell'ambito di un progetto di ricerca più ampio, il cui oggetto è la valutazione critica dei procedimenti di progetto sismico attuali per le strutture intelaiate di acciaio secondo Eurocodice [42]. Le tipologie strutturali selezionate sono state prima progettate allo stato limite ultimo (SLU), adottando due valori differenti del fattore di struttura q ($q_d = 4$ e 6). Per l'applicazione del criterio di gerarchia della resistenza delle membrature sono stati applicati diversi metodi esistenti in letteratura [40], più o meno semplificati e raffinati. Lo scopo dell'analisi è la valutazione dell'influenza e, dunque, della convenienza di tali metodologie di progetto sulla prestazione delle strutture, nel rispetto dell'insieme dei requisiti di progetto, in termini di resistenza, rigidezza e duttilità. A tale scopo, 60 telai sono stati studiati mediante analisi non lineari, sia statiche incrementali che dinamiche al passo, le ultime per una selezione di tre differenti registrazioni accelerometriche scalate per valori crescenti delle accelerazioni di picco al suolo. Quindi sono stati valutati i fattori maggiormente rappresentativi delle capacità strutturali di resistenza alle azioni sismiche e la risposta sismica delle strutture è stata interpretata nell'ottica della filosofia moderna del "Performance-based design" [42]. Successivamente tutti i telai esaminati, progettati allo SLU, sono stati verificati allo stato limite di servizio (SLS), assumendo differenti valori limite per lo spostamento d'interpiano, cioè $v = 2$ e $(\delta/h)_{lim} = 0.006$, come proposto dall'EC8, e limitazioni meno restrittive, $v = 3$ con $(\delta/h)_{lim} = 0.004, 0.006, 0.008$. Tale verifica, come ci si aspettava, non è risultata soddisfatta nel caso dello spostamento d'interpiano limite dell'EC8, mentre per le limitazioni meno restrittive, la verifica è risultata soddisfatta quasi in tutti i casi.

Il presente studio rappresenta un'estensione del campo d'indagine alle stesse tipologie strutturali, includendo direttamente nella fase di progetto anche il controllo agli SLS, secondo EC8 [43]. I risultati ottenuti sono discussi di seguito.

4.2 Casi studio

Sono stati esaminati schemi strutturali di telai di acciaio multipiano con 2 e 4 campate (B) e 2, 5 e 8 piani (S). La geometria delle strutture è illustrata in figura 4, dove $L=6$ m, $h=4.5$ m, $h_1=3.5$ m. In tali circostanze, il comportamento dinamico dei telai è rappresentato in modo esauriente dal primo modo di vibrazione. Gli elementi strutturali sono stati progettati secondo gli Eurocodici 3 e 8, allo SLU soltanto e ad entrambi

Figura 4 – Le tipologie strutturali esaminate

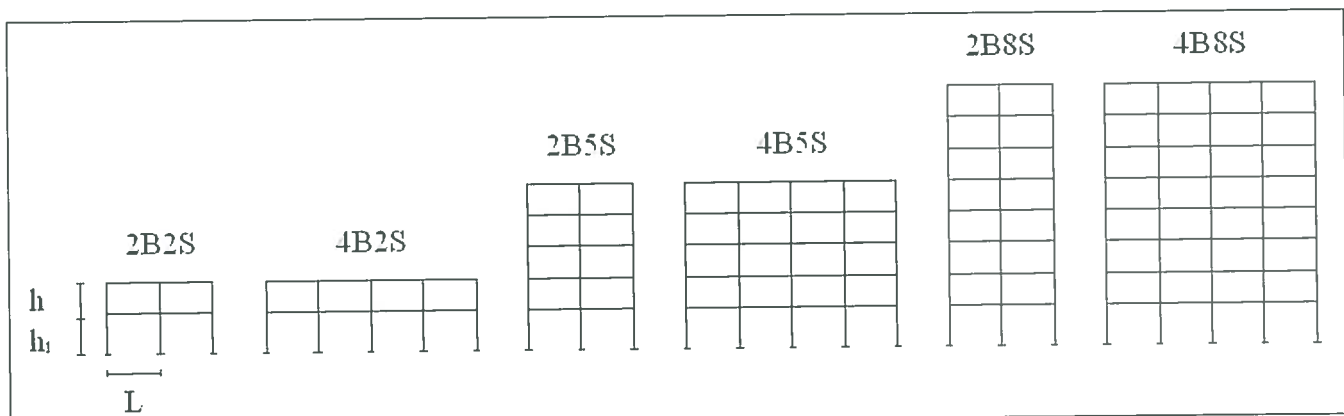
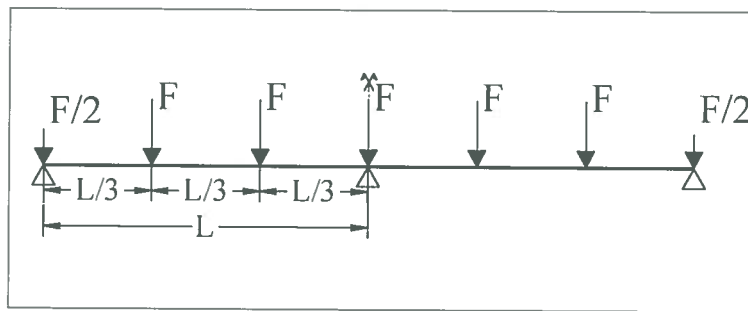


Figura 5 - Distribuzione dei carichi verticali lungo le travi



Tipologia strutturale	Classe di acciaio	Carichi verticali kN/m _q	Progetto SLU		Progetto SLS			
2B2S	Fe 430	DL 4.75 LL 2.00	q _d	4	v	2		
2B5S			Suolo	A				
2B8S			ξ (%)	5				
4B2S			PGA (×g)	0.35			(δ/h) _{lim}	0.006
4B5S			criterio	N				
4B8S			di gerarchia delle resistenze	EC8 ALFA				

Tabella 1 - Dati di progetto

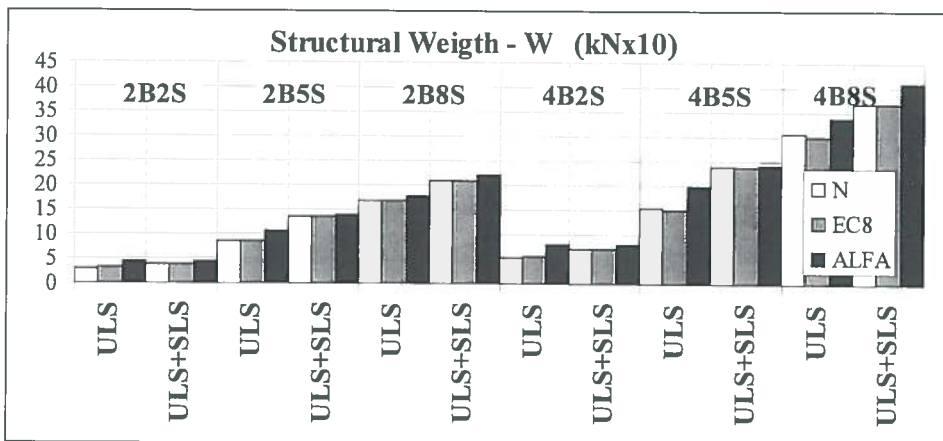


Figura 6 - Confronto tra i metodi di progetto in termini di peso strutturale (W)

	(W _i */W _N) _{ULS}		(W _{ALFA} /W _{EC8}) _{ULS}	W _i * _{ULS+SLS} /W _i * _{ULS}		
	EC8	ALFA		N	EC8	ALFA
2B2S	1.10	1.49	1.35	1.31	1.19	1.00
2B5S	1.00	1.23	1.23	1.55	1.55	1.30
2B8S	1.02	1.07	1.05	1.25	1.23	1.24
4B2S	1.09	1.53	1.40	1.35	1.24	1.00
4B5S	1.00	1.28	1.30	1.54	1.57	1.23
4B8S	1.00	1.10	1.12	1.20	1.22	1.21
Media	1.03	1.28	1.24	1.37	1.33	1.16
Dev. St.	0.05	0.19	0.14	0.15	0.18	0.13

* i = EC8, ALFA

Tabella 2 - Valori adimensionali del peso strutturale (W) per i telai analizzati

colo strutturale Drain-2DX [45]. L'effetto P-Δ è stato preso in conto ed il comportamento inelastico delle regioni dissipative è stato caratterizzato con un modello a plasticità concentrata del tipo elastico-perfettamente plastico.

4.3 Risultati ottenuti

4.3.1 Risultati del dimensionamento

In figura 6 e in tabella 2 è delineata l'influenza dei metodi di progetto sul peso strutturale (W) delle strutture esaminate. I risultati sono presentati per i telai progettati al solo SLU e a entrambi SLU e SLS.

Dall'analisi dei risultati si può dedurre che per i telai a 5 e 8 piani, il progetto allo SLU con i criteri N ed EC8 porta allo stesso peso strutturale, che significa stesse dimensioni delle membrature strutturali. Questo è dovuto al fatto che per tali telai il progetto è condizionato dalla limitazione degli effetti del secondo ordine ($\theta \leq 0.2$) [34], mentre il criterio di gerarchia delle resistenze delle membrature EC8 non è influente. Al contrario, il metodo ALFA è più restrittivo, producendo un incremento medio del peso strutturale di circa il 20% rispetto ai metodi N ed EC8. Generalmente, tale incremento di peso diminuisce all'aumentare del nu-

gli stati limite SLU e SLS. Si è assunto un fattore di struttura di progetto $q_d = 4$ e un acciaio di classe Fe430. I carichi permanenti (Dead Load, DL) e accidentali (Live Load, LL) sono stati ipotizzati uguali a 4.75 e 2.00 kN/m², rispettivamente. Avendo considerato un impalcato costituito da una doppia orditura di travi, i carichi sono stati applicati a ogni trave come quattro forze verticali equidistanti, come mostrato in figura 5.

L'interasse tra i telai in pianta è stato assunto uguale a 6m. L'azione sismica di progetto allo SLU è stata definita assumendo un suolo tipo A, un fattore di smorzamento viscoso del 5% (ξ) ed un'accelerazione di picco al suolo (Peak Ground Acceleration, PGA) uguale a 0.35g. Gli effetti del secondo ordine (P-Δ) sono stati considerati attraverso il metodo semplificato dell'amplificazione del momento, secondo l'EC8 [34]. Riguardo all'applicazione del criterio di gerarchia della resistenza delle membrature sono state applicate tre differenti metodologie: (1) nessun metodo (N); (2) il metodo EC8; (3) il metodo ALFA, corrispondente al metodo RAFmax presentato in Faggiano 2000 [42]. Infine, gli stessi telai sono stati progettati allo SLS secondo EC8, assumendo v uguale a 2 e $(\delta/h)_{lim}$ uguale a 0.006.

La sintesi delle ipotesi di progetto è presentata nella tabella 1.

Le strutture esaminate sono state progettate mediante un procedimento iterativo, in base all'analisi multimodale dello spettro di risposta, adottando il metodo SRSS di sovrapposizione degli effetti. La risposta sismica dei telai progettati è stata quindi valutata attraverso analisi statiche incrementali non lineari, eseguite utilizzando il programma di cal-

mero di piani. D'altro canto, si può osservare che per i telai progettati secondo i metodi N ed EC8, l'adempimento dei requisiti SLS genera un incremento di peso del 35% rispetto al progetto allo SLU, mentre per i telai ALFA tale incremento è limitato in media al 15%. E' anche importante notare che per la configurazione 8S, i telai EC8 e ALFA sono molto simili tra di loro. Infine, si deve osservare che i telai progettati ad entrambi SLU e SLS, soddisfano anche la verifica degli effetti del secondo ordine ed il criterio EC8 di gerarchia della resistenza delle membrature.

4.3.2 La sovrarresistenza strutturale

Nel seguito, l'impatto dei differenti metodi di progetto è quantificato in termini di sovrarresistenza strutturale, Ω [44], definita come il rapporto tra il taglio alla base di progetto (V_d) e il taglio alla base corrispondente alla condizione di primo snervamento (V_y), identificato dal manifestarsi della prima cerniera plastica all'interno della struttura. Il taglio alla base di progetto è stato valutato attraverso l'analisi modale, il taglio alla base di primo snervamento attraverso l'analisi statica incrementale non lineare. In figura 7 i valori di V_d ed V_y sono rappresentati per ogni caso studiato, per le strutture progettate al solo SLU ed ad entrambi SLU e SLS. Nel contempo, i valori numerici del fattore di sovrarresistenza Ω sono specificati anche in tabella 3 per i casi analizzati.

Si può notare che la sovrarresistenza dei telai progettati al solo SLU è largamente più bassa di quella dei telai progettati ad entrambi SLU e SLS. In particolare, il valore medio di Ω_{SLU} è pari a circa 1.5, mentre il valore medio di $\Omega_{SLU+SLS}$ è pari a circa 2.0. Infatti, per i telai progettati a entrambi SLU e SLS il taglio alla base di progetto (V_d) è di circa il 20% più alto in media di quello dei telai progettati al solo SLU, mentre l'incremento medio del taglio alla base di primo snervamento (V_y) è pari a circa il 65%.

Il fattore di sovrarresistenza, Ω_{SLU} , dipende dai seguenti contributi: la redistribuzione delle forze interne dovuta all'iperstaticità, l'effetto della disponibilità di un numero discreto di tipi di profili per le membrature e dell'unificazione delle membrature per la semplificazione e l'economia delle fasi costruttive. D'altra parte, il fattore di sovrarresistenza ($\Omega_{SLU+SLS}$), tiene anche conto dell'effetto dei requisiti di rigidezza. Il solo effetto del controllo dello SLS può essere estrapolato dall'intero fattore di sovrarresistenza $\Omega_{SLU+SLS}$ mediante il rapporto $\Omega_{SLU+SLS} - \Omega_{SLU} / \Omega_{SLU+SLS}$. In questo modo, considerando il valore medio di Ω ottenuto applicando il criterio di gerarchia EC8, la sovrarresistenza dovuta ai requisiti di rigidezza è pari a $(2.0 - 1.5 / 2.0) = 0.25$, il che significa che in media il 25% della sovrarresistenza dei telai esaminati è dovuto all'adempimento dei requisiti di rigidezza.

4.4 Analisi critica dei risultati

Dai risultati ottenuti, appare che il soddisfacimento dei requisiti di progetto allo SLS è determinante, poiché induce una variazione significativa delle dimensioni delle membrature ottenute mediante il progetto al solo SLU. Inoltre, osservando che i telai progettati ad entrambi SLU e SLS hanno un fattore di sovrarresistenza uguale circa a 2.0, si può immaginare che tali strutture possano resistere ai terremoti moderati senza danno strutturale o al più con danno modesto.

Al fine di valutare il potenziale stato di danneggiamento dei telai esaminati, generato da terremoti frequenti, il taglio alla base di progetto di servizio ($V_{d,SLS}$), inteso come il taglio alla base corrispondente al carico sismico di progetto assunto dall'EC8 per il controllo dello stato limite di servizio, è paragonato al taglio alla base di primo snervamento (V_y). Come specificato in tabella 4, il rapporto $V_{d,SLS} / V_y$ è minore di 1, o in ogni caso molto vicino ad 1 per le strutture 5S e 8S. Questo significa che i telai a 5 e 8 piani non dovrebbero presentare danno strutturale per terremoti frequenti, esibendo un comportamento completamente elastico. Al contrario, per lo

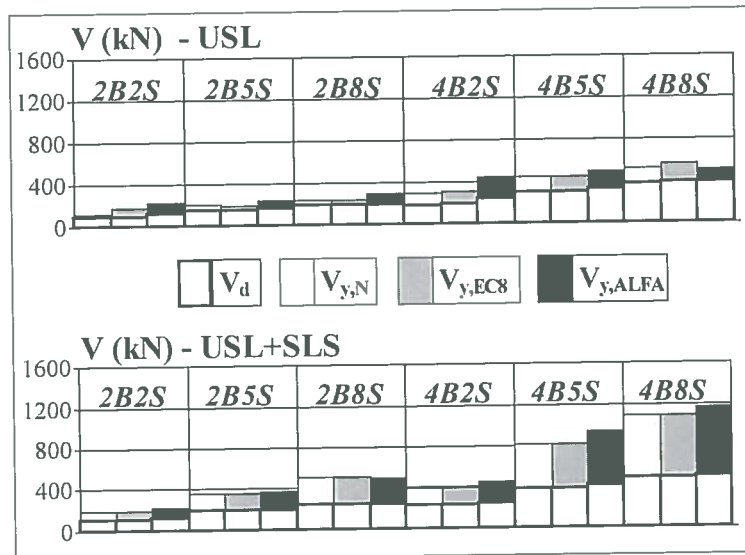


Figura 7 - Confronto tra i metodi di progetto in termini di sovrarresistenza, $\Omega = V_y / V_d$

	SLU			SLU+SLS		EC8
	N	EC8	ALFA	N-EC8	ALFA	$\frac{\Omega_{SLU+SLS} - \Omega_{SLU}}{\Omega_{SLU+SLS}}$
2B2S	1.28	1.81	1.93	1.81	1.93	0.00
2B5S	1.46	1.36	1.52	1.94	2.00	0.30
2B8S	1.28	1.27	1.48	2.09	2.06	0.40
4B2S	1.67	1.67	1.92	1.78	1.93	0.05
4B5S	1.52	1.53	1.52	2.17	2.35	0.30
4B8S	1.40	1.46	1.30	2.28	2.32	0.45
Media	1.43	1.52	1.61	2.01	2.10	0.25
Dev. St.	0.15	0.20	0.26	0.20	0.19	

Tabella 3 - Il coefficiente di sovrarresistenza, $\Omega = V_y / V_d$

	EC8	ALFA
2B2S	1.10	1.03
2B5S	1.03	1.00
2B8S	0.96	0.97
4B2S	1.12	1.03
4B5S	0.92	0.85
4B8S	0.88	0.86

Tabella 4 - $V_{d,SLS} / V_y$

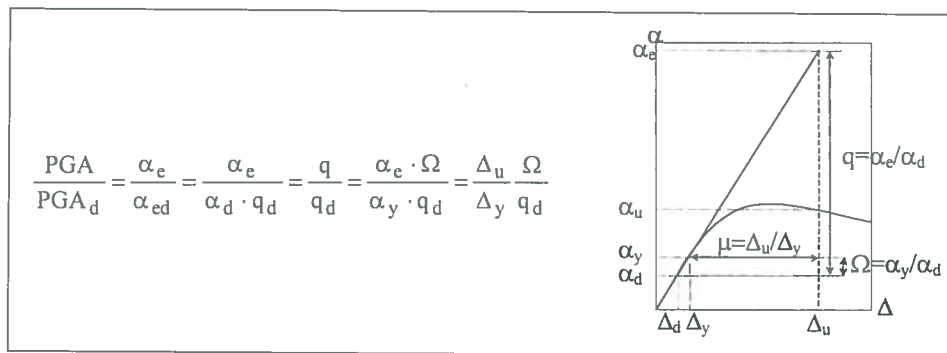


Figura 8 - La curva incrementale di carico α - spostamento Δ

	SLU			SLU+SLS	
	N	EC8	ALFA	N-EC8	ALFA
2B2S	1.3	2.2	3.3	2.8	3.3
2B5S	2.0	1.9	2.5	3.3	3.4
2B8S	2.0	2.0	2.3	3.1	3.4
4B2S	1.8	2.1	3.4	2.8	3.4
4B5S	1.9	1.9	2.5	3.3	3.9
4B8S	2.1	2.1	2.3	3.2	3.7
Media	1.8	2.0	2.7	3.1	3.5
Dev. St.	0.27	0.12	0.50	0.22	0.22

Tabella 5 - Il rapporto PGA/PGA_d

	SLU			SLU +SLS	
	N	EC8	ALFA	N-EC8	ALFA
2B2S	1.0	1.2	1.7	1.6	1.7
2B5S	1.3	1.4	1.6	1.7	1.7
2B8S	1.6	1.6	1.5	1.5	1.6
4B2S	1.1	1.2	1.8	1.6	1.8
4B5S	1.3	1.2	1.6	1.5	1.6
4B8S	1.5	1.4	1.8	1.4	1.6
Media	1.3	1.4	1.7	1.5	1.7
Dev. St.	0.21	0.16	0.09	0.10	0.07

Tabella 6 - Il rapporto μ/q_d

stesso livello di terremoto, i telai 2S esibiscono un danneggiamento leggero, con una domanda di rotazione plastica limitata a 0.003rad.

Per appurare l'efficacia dei metodi di progetto, è necessario controllare che siano soddisfatti i requisiti di progetto. In particolare, allo SLU tale controllo consiste nel verificare (1) che la struttura possa sostenere senza crollare il terremoto di progetto, caratterizzato dallo spettro di risposta elastico amplificato dell'accelerazione di picco al suolo (PGA_d), (2) che la struttura subisca deformazioni inelastiche entro i limiti della sua duttilità disponibile, la quale è quantificata in fase di progetto dal fattore di struttura (q_d). Perciò, è opportuno controllare che i valori della PGA e del fattore di struttura calcolati siano maggiori di quelli di progetto: $PGA/PGA_d \geq 1$, $q/q_d \geq 1$. In riferimento alla figura 8, la prima condizione può essere verificata attraverso il rapporto α_e/α_{ed} tra il massimo moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali che la struttura, considerata come indefinitamente elastica, può sostenere (α_e) e quello di progetto corrispondente alla PGA_d ($\alpha_{ed} = \alpha_d \times q_d$), dove α_d è il moltiplicatore delle forze sismiche corrispondenti al primo snervamento teorico [42]). Infatti, l'azione orizzontale si-

smica si assume come proporzionale alla PGA, i.e. $\alpha = M \cdot R(T) \cdot PGA$. In particolare, in accordo con la teoria del fattore di duttilità, assumendo che gli spostamenti laterali di sommità al collasso del sistema inelastico (Δ_{ui}) e del sistema elastico corrispondente (Δ_{ue}) siano uguali ($\Delta_u = \Delta_{ui} = \Delta_{ue}$, figura 8), è valida la relazione indicata in figura 8.

In tabella 5 sono presentati i rapporti PGA/PGA_d calcolati. Si osserva che perfino i telai N ed EC8, progettati allo SLU sono in grado di resistere alle forze sismiche equivalenti caratterizzate da una PGA uguale a circa due volte quella di progetto, e che i telai N ed EC8, progettati per entrambi SLU e SLS possono resistere a forze sismiche equivalenti tre volte più grandi di quelle di progetto.

Riguardo alla seconda condizione ($q/q_d \geq 1$), come si evince dalla relazione in figura 8, risulta $PGA/PGA_d = q/q_d$ e dunque i valori di tale rapporto sono indicati in tabella 5. Bisogna però mettere in evidenza che a causa dell'incidenza della sovrarresistenza, il fattore q calcolato a posteriori come rapporto α_e/α_d non è un puro indicatore della duttilità del sistema. In realtà, il parametro che deve essere confrontato con q_d al fine di controllare i requisiti di duttilità è il coefficiente di duttilità cinematica μ . Tale coefficiente può essere definito come il rapporto tra lo spostamento laterale di sommità corrispondente allo spostamento d'interpiano limite $(\delta/h)_{lim} = 0.03$ e quello corrispondente al primo snervamento ($\Delta_u = \Delta_y$, figura 8). Di conseguenza, il controllo di duttilità è $\mu/q_d \geq 1$.

In tabella 6 sono presentati i rapporti μ/q_d calcolati. Si osserva che perfino i telai N ed EC8, progettati allo SLU e a entrambi SLU e SLS hanno duttilità maggiore rispetto alle ipotesi di progetto.

Dall'analisi dei risultati si può osservare che il progetto dei telai 2-4B5S e 2-4B8S allo SLU con $q_d=4$ è vanificato, a causa dell'elevata sovrarresistenza indotta dalla verifica SLS. Praticamente, tali strutture risultano essere effettivamente progettate per un fattore di struttura $q_d' = 2$ ($q_d' = q_d/\Omega = 4/2$) e cioè per forze due volte più grandi di quelle di progetto allo SLU. D'altra parte, in tutti i casi esaminati, per la sovrarresistenza strutturale, la duttilità globale necessaria è notevolmente minore di quella assunta nelle ipotesi di progetto e può essere valutata come rapporto q_d'/Ω .

In figura 9 sono infine rappresentate le curve statiche incrementali α - Δ per i telai progettati allo SLU e a entrambi SLU e SLS, applicando i criteri di gerarchia delle resistenze delle membrature EC8 e ALFA. In esse, i valori del taglio alla base corrispondente ai diversi livelli di progetto esaminati ($V_{d,ULS}$, V_y , $V_{d,SLS}$) sono evidenziati con un simbolo sulle curve relative alle strutture progettate secondo Eurocodici ad en-

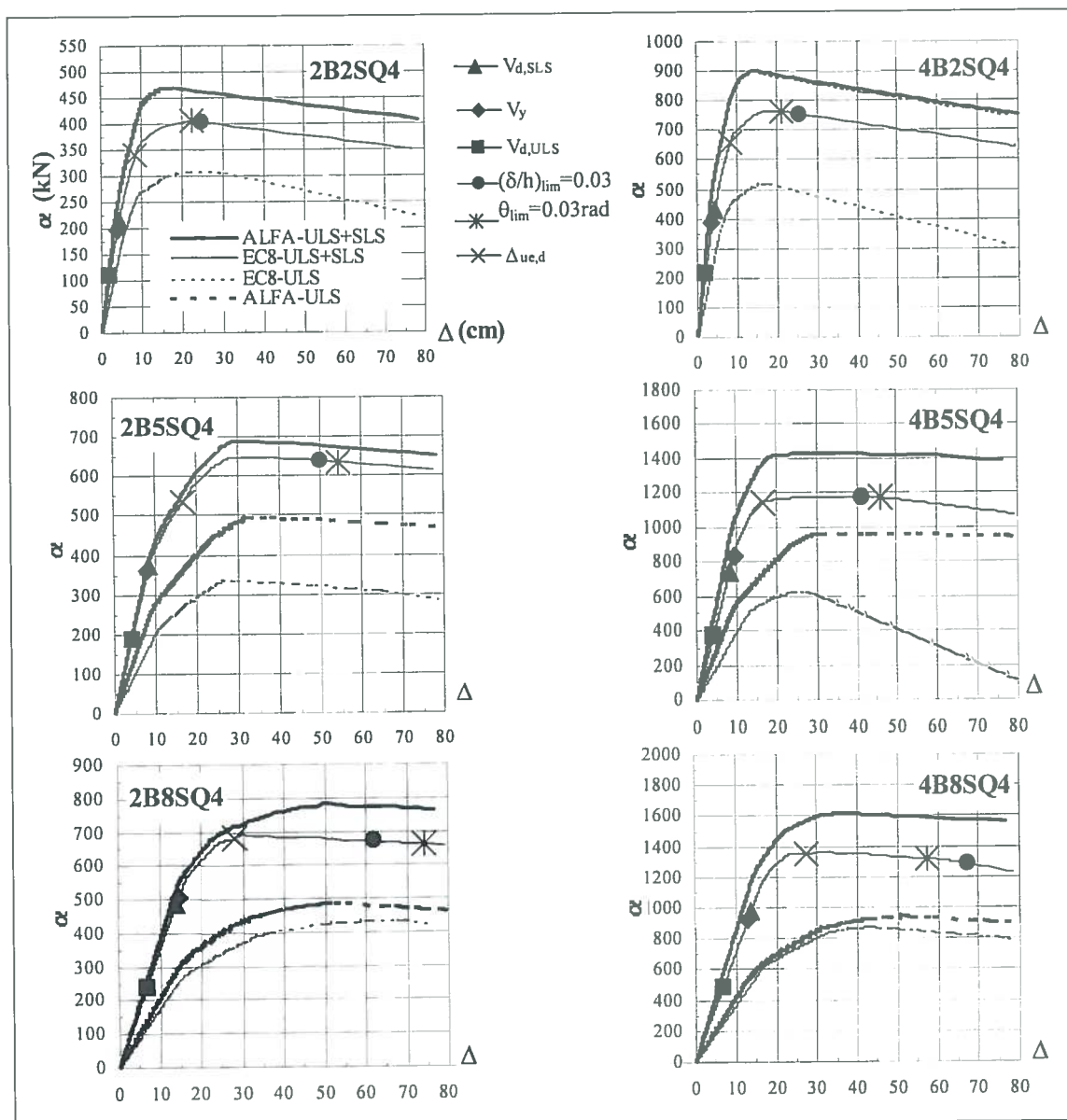


Figura 9 – Curve incrementali per i telai progettati al solo SLU e a entrambi SLU e SLS

trambi SLU e SLS ed in riferimento al criterio di gerarchia EC8. Inoltre, sulle stesse curve, sono rappresentati anche i punti corrispondenti alle seguenti situazioni limite ultime convenzionali: (1) il raggiungimento del valore limite dello spostamento d'interpiano $(\delta/h)_{lim}=0.03$; (2) il raggiungimento del valore limite della rotazione plastica $\theta_{lim}=0.03rad$; (3) il raggiungimento del valore dello spostamento di sommità, $\Delta_{ue,d}$, associato all'azione sismica di progetto allo SLU (PGA=0.35g), calcolato mediante l'analisi incrementale in accordo alla teoria del fattore di duttilità.

Si può notare che lo spostamento $\Delta_{ue,d}$, è sempre più piccolo di quello associato agli altri stati limite di collasso convenzionali, cioè $(\delta/h)_{lim}=0.03$ e $\theta_{lim}=0.03rad$.

Dall'esame della figura 9 e in base alle precedenti considerazioni, si può evincere che, almeno per gli schemi strutturali esaminati, l'adozione di criteri di progetto raffinati, come ad esempio il metodo ALFA per l'applicazione del criterio di gerarchia della resistenza delle membrature, sembra essere sovrabbondante. La convenienza di usare tali metodi appare nel caso di strutture progettate al solo SLU e più in generale quando il controllo di deformabilità non è determinante.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio presentato ha evidenziato che per tipiche configurazioni di telai di acciaio a 5 e 8 piani il progetto allo SLU è vanificato dal controllo dello SLS che impone un elevato livello di sovrarresistenza. In realtà, a causa della sovrarresistenza strutturale, la duttilità globale necessaria di una struttura, associata alle forze di progetto estreme, è minore di quella richiesta dalle ipotesi di progetto, nella misura del rapporto q_d/Ω . Di conseguenza, tali tipologie di telaio potrebbero essere direttamente progettate allo stato limite di servizio, avendo cura di conferire al sistema adeguati requisiti di duttilità e capacità dissipative a livello strutturale sia locale che globale. L'adozione di criteri di progetto raffinati, per il miglioramento della duttilità del sistema può essere conveniente nel caso delle strutture progettate al solo SLU e più in generale se il controllo di deformabilità non condiziona il progetto. Questa situazione può essere d'interesse pratico solo per

particolari tipologie strutturali, o quando sono applicabili limiti di deformabilità meno restrittivi, cioè nel caso in cui gli elementi non strutturali possono subire grandi deformazioni con livelli di danno tollerabili [42]. Un'altra possibilità è l'uso intelligente dei pannelli di rivestimento, poichè in alcune condizioni, le facciate possono fornire un incremento importante della rigidità laterale della struttura portante, permettendo il progetto semplicemente per resistenza dei telai [44].

In conclusione, il procedimento attuale di progetto sismico per i telai di acciaio, sebbene chiaro in ogni singola parte sia nella sua formulazione sia negli obiettivi da perseguire, risulta carente per trasparenza ed efficacia se è considerato nell'insieme. Il progettista deve essere dotato di criteri per la selezione del sistema strutturale appropriato e per il progetto dei componenti strutturali e non strutturali, in modo che per specifici livelli delle azioni sismiche il corrispondente livello del danno può essere limitato entro valori accettabili prefissati, secondo livelli di prestazione predeterminati. Tale necessità ha rappresentato la spinta propulsiva per la definizione di nuove metodologie di progetto, quale il Performance-based design [19], che sostengono un progetto multilivello per il conseguimento di predefiniti obiettivi prestazionali. Oggi, questa metodologia appare ancora in veste di filosofia di progetto in quasi tutti i paesi, ma la sua adozione pratica nei codici di progetto internazionali è fortemente auspicabile per accrescere l'efficacia delle procedure progettuali e migliorare di conseguenza il comportamento reale dei telai di acciaio sotto l'azione del terremoto.

RINGRAZIAMENTI

La presente memoria è parte del lavoro di ricerca svolto per il conseguimento del dottorato [42] in Ingegneria delle Strutture presso l'Università di Napoli Federico II, sotto la preziosa supervisione dei professori Federico M. Mazzolani e Raffaele Landolfo, ai quali l'autrice esprime sincera gratitudine.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bertero V.V., Anderson J. C. and Krawinkler H.. Performance of steel building structures during the Northridge Earthquake. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-94/09, University of California, Berkeley, 1994.
- [2] JSSC (Japanese Society of Steel Construction). Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement. Technical report No. 39, 1996.
- [3] Mazzolani F.M. editor. Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: design and reliability. E & FN SPON, London, 2000.
- [4] Deierlein G.. Summary of building analysis studies. Technical Report SAC 95-04: Analytical and field investigations of building affected by the Northridge earthquake of January 17, 1994, Part 1, December, 1995.
- [5] Bruneau M., Uang C.M. and Whittaker A.. Ductile Design of Steel Structures. McGraw-Hill, USA., 1998.
- [6] FEMA 267A. Interim Guidelines Advisory No.1, Supplement to FEMA 267. Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frames Structures. Report No SAC-96-03, California, March, 1997.
- [7] Mazzolani F. M.. Design of steel structures in seismic regions: the paramount influence of connections. Proceedings of the COST C1 International Conference on "Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections", Liege, Belgium, September, 1998.
- [8] Mazzolani F.M. and Piluso V.. Manual on design of steel structures in seismic zones. European Convention on Constructional Steelwork, ECCS-TC13, doc. No. 76, 1994.
- [9] Mazzolani F.M., Georgescu D. and Astaneh-Asl A.. Safety levels in seismic design. Proceedings of the 1st International Workshop on "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA), Timisoara, Romania, June 1994, Mazzolani F. M. and Gioncu V. editors, published by E & FN SPON an Imprint of Chapman & Hall, London, 1995.
- [10] Bertero V.V.. State-of-the-art report on: design criteria. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
- [11] FEMA (Federal Emergency Management Agency) 222. NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, Washington D.C., U.S.A, 1992.
- [12] SEAOC (Structural Engineers Association of California) Blue Book. Recommended lateral force requirements and commentary. Sacramento, California, USA, 1990.
- [13] Miranda E., Eeri M. and Bertero V.V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379, 1994.
- [14] Miranda E.. Strength reduction factors in Performance-Based design. The EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Report UBC/EERC-97/05, 1997.
- [15] Santa-Ana P.R. and Miranda E.. Strength reduction factors for multi-degree of freedom systems. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- [16] Fajfar P.. Design methodology. Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: design and reliability, Chapter 7.3, F.M. Mazzolani editor, E & FN SPON, London, 2000.
- [17] Mazzolani F.M. and Piluso V.. Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, London: E & FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [18] Bertero V.V.. The need for multi-level seismic design criteria. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
- [19] SEAOC Vision 2000. A framework for performance based design. Volumes I. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, Sacramento, California, 1995.
- [20] Tolis S. V. and Faccioli E.. Displacement design spectra. Journal of Earthquake Engineering, Vol.3, No.1, pp. 107-125, 1999.
- [21] Priestley M. J. N.. Performance-Based seismic design. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- [22] Faccioli E., Tolis S.V., Borzi B., Elnashai A.S. and Bommer J.J.. Recent developments in the definition of the design seismic action in Europe. Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [23] ENpr 1998-1. Design of structures for earthquake resistance. Draft of Eurocode 8, May, 2001.
- [24] NZSS (New Zealand National Society for

- Earthquake Engineering). The Assessment and improvement of the structural performance of earthquake risk buildings. Draft for general release, 1996.
- [25] Mazzolani F.M. and Gioncu V. editors. Seismic resistant steel structures. CISM Courses and Lectures No 420, Udine, Springer Wien New York, 2000.
- [26] Mazzolani F.M. and Piluso V.. The influence of design configuration in the seismic response of moment-resisting frames. Proceedings of the 2st International Workshop on "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA), Kyoto, Mazzolani F. M., Akiyama H. editors, 10/17, Salerno, 1997.
- [27] De Matteis G., Landolfo R., Dubina D. and Stratan A.. Influence of the structural typology on the seismic performance of steel framed buildings. Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: design and reliability, Chapter 7.3, F.M. Mazzolani editor, E & FN SPON, London, 2000.
- [28] Shen J.. A new dual system for seismic design of steel buildings. Proceedings of Advanced in Steel Structures, ICSASS'96, Hong Kong, Vol. 2, Edited by S.L. Chan and J.G. Teng, Pergamon, Elsevier Science Ltd, pp. 1027-1033, 1996.
- [29] Kishi N., Chen W.F., Goto Y. and Hasan R.. Behaviour of tall buildings with mixed use of rigid and semi-rigid connections. Computer and Science, No 6, Elsevier Science Ltd, pp.1993-1206, 1996.
- [30] Aastaneh A. and Nader M.. Shaking table tests of steel semi-rigid frames and seismic design procedures. Proceedings 1st State of the Art Workshop COST C1, Strasbourg, 1992.
- [31] Aastaneh A.. Seismic behaviour and design of steel semi-rigid structures. Proceedings of the International Conference "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA), Timisoara, Romania, F.M. Mazzolani, and V. Gioncu editors, published by E & FN Spon, pp. 547-556, 1995.
- [32] ECCS (European Convention for Constructional Steelwork). Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, 1986.
- [33] ECCS (European Convention for Constructional Steelwork). European recommendations for steel structures in seismic zones. No.54, 1988.
- [34] Eurocode 8 (EC8). Design provisions for earthquake resistance of structures, 1994.
- [35] Ordinanza Ministeriale n.3274 del 20/03/2003, G.U. serie generale n.105 del 8/05/2003 (supplemento ordinario n.72) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [36] Eurocode 3 (EC3). Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1993.
- [37] Krawinkler H.. Systems behaviour of structural steel frames subjected to earthquake ground motion. Background Reports SAC 95-09: Metallurgy, fracture mechanics, welding, moment connections and frame system behavior, 1995.
- [38] Nakashima M.. Variation of ductility capacity of steel beam-columns. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No.7, 1994.
- [39] Paulay T. and Priestley M.J.N.. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. A Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc. New York, U.S.A, 1992.
- [40] Mazzolani F. M. and Piluso V.. Plastic design of seismic resistant steel frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.
- [41] Faggiano B., De Matteis G. and Landolfo R.. Comparative study on seismic design procedures for steel MR frames according to the force-based approach. Proceedings of 3rd International Workshop on "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA), Montreal, Canada, August, 2000.
- [42] Faggiano B., Earthquake resistant steel frames: a new method for ductile design. PhD Thesis in Structural Engineering, University of Napoli Federico II, 2000.
- [43] Faggiano B., De Matteis G., Landolfo R.. On the efficacy of design methods for steel moment resisting frames according to Eurocode. Proceedings of the 3rd European Conference on Steel Structures, 19-20 September, Coimbra, Portugal, 2002.
- [44] Faggiano B., De Matteis G., Landolfo R. e Mazzolani F.M., A survey on ductile design of MR steel frames, Proceedings of the International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, 2-4 April, Cape Town, South Africa, A. Zingoni ed., Elsevier Science Ltd, Vol. 2, pp. 965 – 974, 2001.
- [45] Prakash V., Powell G.H. and Campbell S.. DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide. Version 1.10. EERC, University of California, Berkeley, November, 1993.