

CAPITOLO 1: LE BASI DELLA PROGETTAZIONE

1.1 PRINCIPI DI PROGETTO

1.1.1 L'attuale filosofia di progetto

La conoscenza accurata delle prestazioni di una struttura in occasione di terremoti violenti 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 allora essere adottate procedure semplificate di progetto capaci di condurre rapidamente alla valutazione della risposta sismica inelastica di una costruzione, pur conservando un soddisfacente livello di approssimazione.

L'attuale approccio al 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, equivalente in termini di rigidezza e di smorzamento al sistema strutturale reale, inelastico e a più gradi di libertà. La resistenza richiesta è quindi valutata per mezzo dello spettro 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.

In accordo con tale filosofia di progetto, gli edifici sismoresistenti di acciaio devono essere progettati per soddisfare la verifica allo stato limite ultimo, sotto l'azione di un terremoto distruttivo caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni, nel rispetto di uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale non dissipativo.

Nel caso a) le strutture sono concepite in maniera tale che una parte dell'energia di input del terremoto sia dissipata mediante cicli di deformazioni inelastiche di predisposti elementi strutturali o parti di elementi strutturali, detti rispettivamente elementi o zone dissipative. Questi ultimi devono essere progettati per resistere alle azioni indotte dal terremoto distruttivo assicurando ampie deformazioni in campo plastico, mentre le altre parti strutturali devono essere progettate per resistere alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi o dalle zone dissipative presentando un comportamento di tipo elastico. Beneficiando della dissipazione di energia dovuta alla deformazione plastica delle parti duttili, e quindi

confidando nel requisito di duttilità delle strutture, tutti i moderni codici di progetto antisismico introducono il fattore di riduzione della resistenza elastica lineare richiesta, chiamato *behaviour factor* q dall'Eurocodice 8 (CEN, EN 1998-1, 2004), *response modification factor* R dalle raccomandazioni del NEHRP (FEMA 222, 1992), o *structural system factor* R_w dal SEAOC (1990). Il valore di tale fattore, commisurato proprio alla duttilità del sistema strutturale, porta alla definizione dello spettro di progetto inelastico smorzato e in tal modo, sebbene le risorse inelastiche dei sistemi strutturali non siano trascurate, è possibile preservare la semplicità della procedura di progetto. Infatti sono consentite analisi elastiche lineari, quali il metodo delle forze orizzontali statiche equivalenti e il metodo dello spettro di risposta dinamico lineare, e di conseguenza è valido il principio di sovrapposizione degli effetti. La valutazione del fattore di struttura q come rappresentativo della duttilità strutturale è evidentemente l'aspetto critico della procedura. Generalmente nelle norme attuali tale fattore è assegnato semplicisticamente in funzione della tipologia strutturale, tenendo conto implicitamente e forfettariamente di altri parametri d'influenza, quali il periodo fondamentale della struttura, le condizioni del suolo in-sito ed anche le caratteristiche dinamiche del terremoto (Miranda *et al.*, 1994). In realtà, la correlazione diretta tra fattore di struttura e 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 (Miranda, 1997; Santa-Ana e Miranda, 2000; Fajfar, 2000).

In relazione alle prestazioni sismiche globali, la procedura di progetto deve mirare al controllo del meccanismo di collasso per ottimizzare lo sfruttamento delle risorse plastiche dello schema strutturale (Mazzolani e Piluso, 1996a). Ciò si traduce nell'applicazione del cosiddetto criterio di gerarchia delle resistenze (*capacity design*), secondo cui l'elemento strutturale più duttile deve essere anche il più "debole", mentre le restanti parti di struttura ad esso collegate devono invece rimanere elastiche (Landolfo e Mazzolani, 1990; Landolfo, 2005). In relazione alle diverse tipologie strutturali, e quindi ai differenti elementi o zone dissipative, tale obiettivo può essere conseguito con diversi metodi, caratterizzati da livelli di complessità differenti (Mazzolani e Piluso, 1997a; Faggiano, 2000; Della Corte, 2006a). In tale contesto, le metodologie adottate nell'Ordinanza 3274 e le sue successive modifiche ed integrazioni sono in sintonia con quelle dell'Eurocodice 8, pur differenziandosene in taluni aspetti applicativi.

E' chiaro che adeguati requisiti di duttilità locale e di capacità di dissipazione devono essere conferiti mediante una concezione appropriata dei particolari costruttivi, tesa alla prevenzione delle modalità di crisi locale prima dello sviluppo di ampie escursioni del comportamento in campo plastico (Gioncu e Mazzolani, 2002). Solo in tal caso infatti è possibile la redistribuzione delle sollecitazioni nell'intera struttura, sfruttando tutto il beneficio che l'iperstaticità strutturale può offrire. Per favorire questa condizione, le norme propongono già a livello del materiale l'uso di acciai duttili, che presentano elevate caratteristiche di incrudimento e allungamento a rottura. Parallelamente, a livello dell'elemento strutturale, è richiesto l'uso di sezioni trasversali e di membrature di tipo duttile, secondo una classificazione in categorie di duttilità, che tiene conto delle loro

caratteristiche geometriche, dell'influenza di un eventuale sforzo di compressione e della resistenza del materiale. Infine, i collegamenti tra le membrature devono essere a completo ripristino di resistenza, cioè devono possedere una resistenza almeno uguale a quella della membratura collegata più debole, per permettere lo sviluppo delle deformazioni plastiche nelle zone o negli elementi dissipativi adiacenti, anziché nel collegamento.

Le strutture a comportamento strutturale di tipo non dissipativo sono invece progettate per resistere alle azioni sismiche attraverso un comportamento di tipo elastico. Ne consegue che lo spettro delle accelerazioni di progetto cui fare riferimento è quello elastico smorzato, il che equivale ad assumere un fattore di struttura q unitario. E' questo il caso di strutture che presentano caratteristiche di duttilità esigue, su cui non si può fare affidamento rispetto alla possibilità di dissipare energia, cosicché, relativamente alla verifica agli stati limite ultimi, la resistenza degli elementi strutturali è l'unico parametro che deve essere controllato, non essendo necessario soddisfare requisiti di duttilità a livello né locale né globale.

Lo stato limite di servizio, indicato nell'Ordinanza come stato limite di danno, è generalmente verificato a posteriori, una volta che la struttura è stata preliminarmente progettata allo stato limite ultimo. Operativamente ciò si traduce nel solo 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 piccolo rispetto a quello distruttivo.

1.1.2 Nuovi orientamenti

Una naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite è rappresentata dal *Performance-Based Design* (PBD). Il suo intento è quello di fornire ai progettisti criteri più rigorosi per selezionare il sistema strutturale più appropriato e per progettare gli elementi sia strutturali che non strutturali affinché, per specificati livelli 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.

Una definizione particolareggiata del PBD è stata fornita dalla commissione SEAOC *Vision* 2000 (1990). L'accettabilità dei livelli di danno è determinata sulla base delle conseguenze di tale danno sulla comunità di utenti e della frequenza con cui lo stesso 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 per differenti 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 di sicurezza 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.

Si configura così un approccio progettuale definito multi-livello secondo il quale la struttura deve essere in grado di:

- resistere a eventi sismici di bassa intensità senza significativi danneggiamenti;
- resistere a eventi sismici di moderata intensità con danni riparabili;
- resistere a eventi sismici di notevole intensità prevenendo il collasso.

Relativamente all'intensità dell'azione sismica, sono specificati quattro livelli di progetto del terremoto (frequente, occasionale, raro e molto raro) caratterizzati da periodi di ritorno crescenti. L'accoppiamento di un livello di prestazione strutturale con un livello specifico d'intensità del terremoto definisce un obiettivo di progetto prestazionale.

Da un punto di vista operativo viene suggerito (Bertero, 1996) di effettuare un progetto preliminare delle strutture prendendo in conto solo due livelli di prestazione, quali il *Fully Operational* e il *Life Safe*, e poi controllare la struttura per gli altri livelli allo scopo di verificare l'accettabilità del progetto. Una metodologia progettuale per applicare la filosofia del *Performance-Based Design* alle strutture d'acciaio è stata recentemente proposta (Mazzolani e Piluso, 1997b).

L'attuale approccio al progetto sismico basato sulle forze (*Force-Based Design*, FBD), consiste nell'assumere che lo spettro di risposta in termini di accelerazione costituisca un indicatore adeguato della domanda sismica. In realtà, è evidente che, in campo inelastico, 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, vivo interesse ha suscitato l'approccio progettuale basato sugli spostamenti (*Displacement-Based Design*, DBD), imperniato anch'esso sulla definizione di un sistema elastico equivalente a un sol grado di libertà, che però è caratterizzato attraverso una rigidità secante associata allo spostamento massimo consentito e ad un livello dello smorzamento viscoso equivalente. 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 semplice (Priestley e Calvi, 1997; Priestley, 2000). Le difficoltà sono insite nella determinazione dello spostamento di progetto, delle

caratteristiche dinamiche della struttura equivalente e degli spettri degli spostamenti. In particolare, riguardo quest'ultimo aspetto, un grande sforzo di ricerca è stato sviluppato negli ultimi anni (Faccioli *et al.*, 1998; Tolis e Faccioli, 1999).

È evidente che, in linea con il PBD, per ottenere gli obiettivi di prestazione prefissati tale approccio sembra essere più diretto, fattibile e affidabile. Non a caso, il *Displacement-Based Design* è già da tempo incluso nei codici di progetto antisismico della Nuova Zelanda, come metodo alternativo al *Force-Based Design* per il dimensionamento degli elementi primari resistenti alle forze laterali (NZSS, 1996).

Per concludere, 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 di progetto antisismico. In Europa, la fase finale di conversione dell'Eurocodice 8 si è mossa in tale direzione e in tale contesto è inserita anche l'emanazione della normativa antisismica contenuta nell'Ordinanza (Mazzolani e Piluso, 2004; Mazzolani, 2004, 2005*b*).

1.1.3 Cronologia della normativa sismica europea e avanzamenti della ricerca

L'interesse dei progettisti verso i problemi specifici delle strutture di acciaio nelle aree sismiche è cominciato nei primi anni '60, quando ricerche teorico-sperimentali furono intraprese numerose in USA, in Giappone e in Europa. In particolare in Italia si sperimentarono per la prima volta in scala reale telai multipiano di acciaio soggetti a forze orizzontali (Pagano e Mazzolani, 1966*a, b, c*).

Nel 1988 la commissione TC13 (chairman: F.M. Mazzolani) *Seismic Design* dell'*European Convention for Constructional Steelworks* (ECCS) ha pubblicato le *European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones*, che hanno rappresentato in Europa il primo punto di incontro internazionale tra la consolidata "cultura dell'acciaio" e la più recente "cultura sismica". Tale evento, che ha portato la progettazione antisismica Europea a pari livello rispetto a quella già da più tempo in uso in California e in Giappone, ha avuto adeguata diffusione internazionale nel periodo immediatamente successivo (Mazzolani, 1989, 1991*a, b, c*, 1992*a, b*). In seguito le raccomandazioni ECCS sono state incorporate nell'Eurocodice sismico, nella sezione Acciaio (Capitolo 3 parte 1.3, Eurocode 8, edizione 1988-1994) con poche modifiche di natura editoriale. Nel 1994 la Commissione TC13 dell'ECCS ha pubblicato il manuale ECCS *Design of Steel Structures in Seismic Zones* (Mazzolani e Piluso, 1994*a, b*), con l'intento di fornire ai progettisti i principi di base delle prescrizioni contenute nelle Raccomandazioni ECCS, e quindi anche nell'EC8, nonché per illustrare alcuni nuovi risultati, da prendere in considerazione per l'affinamento delle norme sismiche negli sviluppi successivi.

Negli ultimi venti anni notevoli sono stati gli avanzamenti della ricerca nel settore delle strutture sismoresistenti di acciaio a livello sia nazionale sia internazionale, sfortunatamente anche grazie alle lezioni apprese da recenti terremoti distruttivi, in occasione dei quali le

strutture in acciaio hanno mostrato modalità di crisi inattese (1994, Northridge, USA; 1995, Kobe, Giappone).

Tra le tante ricerche, meritano di essere segnalate in questo ambito quelle che hanno contribuito allo sviluppo delle nuove normative sulle costruzioni di acciaio in zona sismica sia italiane sia europee, costituendone di fatto parte del *background*. In particolare, con riferimento alle tematiche principali, si riporta di seguito la bibliografia più significativa delle ricerche condotte presso l'Università di Napoli:

- *Fattore di struttura q* (De Martino *et al.*, 1987; Cosenza *et al.*, 1987; Guerra *et al.*, 1989*a*, 1990*a*; Landolfo *et al.*, 1989; Calderoni *et al.*, 1991, 1992; Gioncu e Mazzolani, 1994; Panico *et al.*, 2001, 2002);
- *Irregolarità strutturale* (Guerra *et al.*, 1989*b*, 1990*b*, 1991; Calderoni *et al.*, 1994*a*, 1996; Mazzolani e Piluso, 1996*b*; Mazzolani e Piluso, 1997*d*);
- *Criteri di progetto* (Landolfo e Mazzolani, 1990; Mazzolani e Piluso, 1993*a*, *b*, 1995*a*, *b*, 1996*c*; Faggiano e Mazzolani, 1999*a*; Faggiano, 2000, 2003; Faggiano *et al.*, 2000, 2001*a*, *b*, 2002; Della Corte *et al.*, 2006*a*, Barecchia *et al.*, 2006);
- *Comportamento globale* (Guerra *et al.*, 1990*c*; Mazzolani e Piluso, 1993*c*, 1994*b*, 1996*d*; Mazzolani *et al.*, 1994*a*; De Matteis e Landolfo, 2000; Della Corte, 2001; Della Corte e Landolfo, 2002; Della Corte e Mazzolani, 2001, 2002);
- *Aleatorietà del materiale* (Mazzolani *et al.*, 1991*a*, *b*, *c*, 1992, 1993*a*, *b*; Calderoni *et al.*, 1994*b*; Mazzolani e Piluso, 1996*e*);
- *Collegamenti* (Piluso e Mazzolani, 1994; De Matteis *et al.*, 1999*a*, *b*; Della Corte *et al.*, 1999*a*, *b*; Mazzolani, 1999*d*, 2000; Mazzolani *et al.*, 1999; Landolfo *et al.*, 2000, 2001; Della Corte *et al.*, 2002; Faggiano e Landolfo, 2002; Esposto *et al.*, 2005);
- *Tipologie strutturali sismoresistenti d'acciaio* (Mazzolani *et al.*, 1994*b*, *c*, 1995, 2000, 2005; Mazzolani e Piluso, 1997*d*; Tirca *et al.*, 1997; Landolfo, 2002);
- *Aspetti generali e normativi* (Mazzolani e Piluso, 1997*e*, 2004; Faggiano e Mazzolani, 1999*b*; Mazzolani, 1994*a*, *b*, 1998, 1999*a*, *b*, *c*, 2004; Landolfo, 2005);
- *Profili sottili in zona sismica* (Landolfo, 1992, 2000, 2003, 2004, 2005*b*, *c*; Calderoni *et al.*, 1999; Landolfo *et al.*, 2002; Della Corte *et al.*, 2003; Landolfo *et al.*, 2004*a*, *b*, *c*, 2005, 2006; Fiorino *et al.*, 2004, 2005*a*, *b*, *c*; Della Corte *et al.*, 2005*a*, 2006*b*);
- *Resistenza al fuoco di strutture d'acciaio danneggiate dal sisma* (Della Corte e Landolfo, 2001; Della Corte *et al.*, 2003*a*, *b*, 2005*b*; Faggiano *et al.*, 2005);
- *Impiego dell'acciaio nel consolidamento antisismico* (Mazzolani, 1990, 2004*b*; Mazzolani e Mandara, 1991, 1992; Della Corte *et al.*, 2003*c*, 2005*c*; Mazzolani *et al.*, 2003*a*, *b*, 2004*a*, *b*; Della Corte e Mazzolani, 2005, 2006; D'Aniello *et al.*, 2005, 2006*a*, *b*; Marzo *et al.*, 2005);
- *Strutture di acciaio innovative per la protezione sismica degli edifici* (Mazzolani e Sylos Labini, 1984; Landolfo *et al.*, 1993; Landolfo e Mazzolani, 1995; De Matteis e Landolfo, 1999, 2000*a*, *b*; De Matteis *et al.*, 1998, 2003*a*, 2004*b*; De Matteis e Mazzolani, 2001, 2004; Mazzolani *et al.*, 1995, 1997, 2001, 2003*c*, 2004*a*, *b*, *c*, *d*; Faggiano *et al.*, 2003; Mazzolani, 2004*b*, 2005*a*; Panico *et al.*, 2003, 2004, 2005; Della Corte e Mazzolani, 2005, 2006; Faggiano e Landolfo, 2005; Formisano *et al.*, 2005).

Sia in campo nazionale sia in campo internazionale, il fiorire di numerosi spunti di ricerca, il

notevole sviluppo delle tematiche principali relative all'analisi del comportamento strutturale e il conseguente affinamento dei criteri di progetto delle strutture di acciaio con particolare riferimento alle costruzioni in zona sismica hanno testimoniato la necessità nonché l'opportunità di un confronto sugli avanzamenti della ricerca e della divulgazione delle attività svolte dalla comunità scientifica del settore. E' così che per la prima volta a Timisoara (Romania) nel 1994 si è tenuta la conferenza internazionale *Behaviour of steel structures in seismic zone*, il cui acronimo è STESSA, promossa da Federico M. Mazzolani, dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II", e da Victor Gioncu, dell'*Universitatea Politehnica* di Timisoara (Romania). Tale conferenza da allora si ripete in edizioni con cadenza triennale ed alternanza di sedi nei tre continenti significativamente interessati da attività sismica, quali l'Europa, l'America, l'Asia (1997, Kyoto, Giappone; 2000, Montreal, Canada; 2003, Napoli, Italia; 2006, Yokohama, Giappone), dove un *forum* di esperti del settore si incontra e si confronta periodicamente.

Le conoscenze acquisite hanno contribuito al perfezionamento delle attuali normative sismiche, portando all'evoluzione a livello europeo dell'Eurocodice 8, mentre a livello nazionale, attraverso la già citata Ordinanza, si è finalmente colmata una grave lacuna della normativa italiana, ossia la mancanza di regole di progettazione specifiche per le strutture di acciaio in zona sismica.

1.2 STRUTTURE DISSIPATIVE

1.2.1 Il materiale

In accordo all'attuale filosofia di progetto le strutture a comportamento dissipativo devono essere progettate individuando preliminarmente le zone dissipative. Queste sono responsabili della dissipazione isteretica e come tali devono consentire lo sviluppo di ampie deformazioni in campo plastico prima dell'insorgere di fenomeni (instabilità locale o degrado dovuto al comportamento isteretico) che possono compromettere la stabilità globale della struttura. Il criterio di gerarchia, già citato precedentemente, ha come obiettivo quello di garantire un'adeguata sovreresistenza delle parti strutturali non dissipative, cosicché le zone dissipative possano esplicare a pieno la funzione cui sono preposte. Al contempo sia il materiale sia i particolari costruttivi delle zone dissipative devono garantire appropriati requisiti di resistenza, rigidità e duttilità.

L'acciaio deve naturalmente avere proprietà conformi a quelle prescritte dalle norme vigenti sulle costruzioni d'acciaio. In particolare, per soddisfare ai particolari requisiti di duttilità previsti dal progetto antisismico, deve rispettare delle prescrizioni aggiuntive nelle zone dissipative, secondo le quali il rapporto tra la tensione di rottura f_t e la tensione di snervamento f_y deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%.

Tali requisiti, che garantiscono l'uso di acciai duttili, mirano evidentemente a conferire elevata duttilità alle membrane d'acciaio, poiché la duttilità del materiale consente sia la redistribuzione delle tensioni all'interno della sezione, e quindi delle membrane strutturali, sia ampie deformazioni in campo plastico prima di giungere alla condizione di rottura. E'

opportuno osservare che tutti i normali acciai da carpenteria (S235, S275, S355) rispondono largamente a queste richieste.

Le proprietà del materiale influenzano anche la progettazione delle parti strutturali non dissipative. Infatti per il calcolo della loro sovrarresistenza di progetto, l'Ordinanza prescrive che la resistenza plastica delle zone dissipative venga amplificata di un coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} , definito come il rapporto fra il valore medio atteso $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_y . Per i più comuni acciai da carpenteria i valori del coefficiente γ_{ov} sono riportati in Tabella 1.1. Attraverso tale coefficiente è possibile tenere in dovuta considerazione l'aleatorietà del valore della tensione di snervamento, che caratterizza la classe di resistenza dell'acciaio. Il controllo della sovrarresistenza è necessario in quanto, valori della tensione di snervamento maggiori di quelli nominali potrebbero modificare sostanzialmente la distribuzione delle cerniere plastiche prevista nel meccanismo di collasso assunto in progetto, alterandone in difetto il livello di duttilità.

In termini più generali, l'influenza della variazione *random* della resistenza del materiale sul comportamento delle strutture sismoresistenti di acciaio è stata messa in evidenza attraverso numerose analisi basate sull'elaborazione statistica dei risultati di prove di trazione sul materiale (Mazzolani *et al.*, 1991a, b, c, 1992, 1993a, b, 1999; Mazzolani e Piluso, 1996e). In particolare nell'ambito di tali studi è stato possibile determinare un fattore di aleatorietà χ , funzione del coefficiente di variazione della tensione di snervamento COV , definito come il rapporto fra scarto quadratico medio e media ($COV = \delta/f_{y,m}$), dato dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{1 - 2COV} \quad (1.1)$$

I valori del coefficiente di variazione e del fattore di aleatorietà così determinati sono indicati nella stessa Tabella 1.1, in funzione del tipo di acciaio. Si evidenzia come i valori del coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} introdotto nell'Ordinanza scaturiscano naturalmente dall'arrotondamento dei valori del fattore di aleatorietà χ .

Tabella 1.1. Aleatorietà della resistenza del materiale

Acciaio	COV	χ	$\gamma_{ov} = f_{y,m}/f_y$
S235	8%	1.19	1.20
S275	7%	1.16	1.15
S355	6%	1.14	1.10

1.2.2 Le tipologie strutturali

Le strutture sismoresistenti di acciaio possono essere distinte, in riferimento al loro comportamento nei confronti delle azioni orizzontali e in particolare al tipo di sistema preposto alla dissipazione di energia, nelle seguenti tipologie strutturali: a) strutture intelaiate; b) strutture a controventi reticolari concentrici; c) strutture a controventi

eccentrici; d) strutture a mensola o a pendolo invertito; e) strutture intelaiate controventate. Nel seguito sono descritte per grandi linee le peculiarità di tali tipologie strutturali. Un più esaustivo stato dell'arte sulle strutture sismoresistenti di acciaio è riportato in Mazzolani e Piluso (1996a) e Bruneau *et al.* (1998).

a) Strutture intelaiate

Sono composte da telai, cioè assemblaggi di membrature rettilinee, quali travi e colonne, tra di loro rigidamente collegate. La principale risorsa di rigidezza e di resistenza laterale è legata al regime flessionale che si instaura nelle membrature strutturali. Le zone dissipative sono numerose e sono concentrate in regioni discrete alle estremità delle aste, dove si formano le cosiddette cerniere plastiche, che dissipano energia attraverso un comportamento ciclico a flessione stabile. Al fine di conseguire un comportamento duttile, e quindi di massimizzare la capacità di dissipare energia, le cerniere plastiche devono svilupparsi prevalentemente nelle travi e all'attacco tra le colonne e le fondazioni. Il corrispondente meccanismo di collasso è denominato "meccanismo globale". Tale tipologia strutturale è generalmente preferita per la sua versatilità architettonica, in quanto consente la massima flessibilità nello sfruttamento degli spazi e non presenta elementi strutturali, quali i controventi, che impediscono l'apertura di vani. Per contro, la rigidezza laterale dell'intera struttura è modesta, cosicché solitamente le dimensioni delle membrature sono condizionate dal controllo degli spostamenti laterali, i quali devono essere contenuti entro le limitazioni imposte dalla norma. Si ottengono così strutture caratterizzate da una significativa sovraresistenza rispetto a quella strettamente necessaria per il soddisfacimento dello stato limite ultimo.

b) Strutture a controventi reticolari concentrici

Gli elementi sismoresistenti sono costituiti da sistemi di controventi appositamente progettati. Essi resistono alle forze orizzontali principalmente attraverso un regime di sforzi assiali e dissipano l'energia prevalentemente quando le diagonali tese si plasticizzano. Per ottenere tale comportamento, lo snervamento delle diagonali tese deve precedere il raggiungimento della resistenza per instabilità di quelle compresse. In generale, il comportamento ciclico inelastico dei controventi concentrici è caratterizzato dal degrado della capacità di dissipazione dell'energia, a causa del ripetersi dell'instabilità delle aste diagonali. Allo stesso tempo, le membrature diagonali del controvento conferiscono alla struttura un'elevata rigidezza elastica.

I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti categorie (Fig. 1.1):

- Controventi con diagonale tesa attiva: le forze orizzontali sono assorbite dalle sole diagonali tese, trascurando il contributo alla resistenza delle diagonali compresse;
- Controventi a V : le forze orizzontali sono assorbite sia dalle diagonali tese sia da quelle compresse. Il vertice della V , nonché punto d'intersezione delle diagonali, giace su una membratura orizzontale che deve essere continua e sarà soggetta ad un'azione concentrata corrispondente alla risultante degli sforzi trasmessi dalle diagonali;
- Controventi a K : il punto di intersezione delle diagonali giace su una colonna e per

questo motivo, considerando che in tale configurazione nel meccanismo di collasso è coinvolta la colonna stessa, tale sistema di controvento è da considerare non dissipativo.

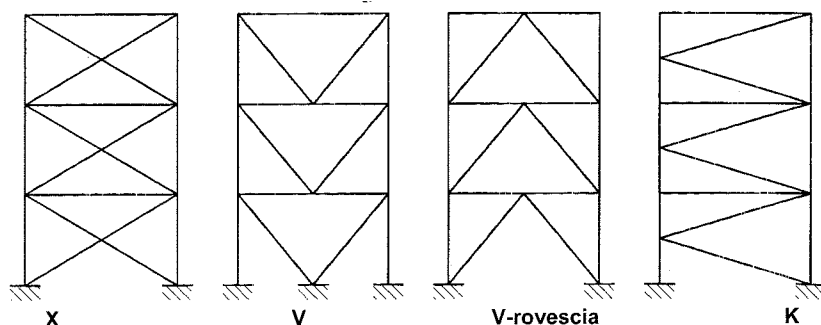


Figura 1.1. Configurazioni tipiche delle strutture reticolari a controventi concentrici

c) Strutture a controventi eccentrici

Sono dei sistemi strutturali ibridi rispetto ai precedenti: infatti combinano i vantaggi peculiari dei sistemi a controventi reticolari concentrici e dei telai, assicurando al contempo un'elevata rigidezza elastica e buone doti di duttilità e capacità di dissipare energia. Gli elementi resistenti e irrigidenti nei confronti delle forze laterali sono costituiti da sistemi di controventi che resistono alle forze orizzontali principalmente attraverso un regime di sforzi assiali nelle diagonali, ma la caratteristica eccentricità dello schema permette la dissipazione di energia nei traversi mediante deformazioni inelastiche di tipo flessionale e/o tagliante concentrate in alcuni elementi detti *link*. In generale le curve d'isteresi derivate dal comportamento ciclico dei telai d'acciaio a controventi eccentrici sono stabili e bene arrotondate, a testimonianza di un'importante capacità di dissipare energia. Tipiche configurazioni di strutture a controventi eccentrici sono indicate in Figura 1.2, dove con la lettera *e* sono stati contraddistinti i link nelle diverse soluzioni.

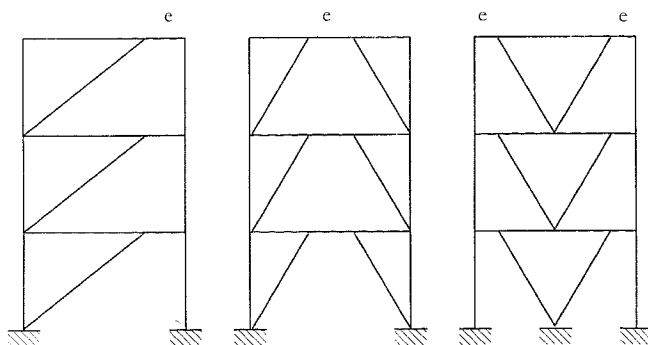


Figura 1.2. Configurazioni tipiche delle strutture a controventi eccentrici

d) Strutture a mensola o a pendolo invertito

Si definiscono strutture a pendolo invertito i sistemi strutturali in cui almeno il 50% della massa è concentrata nel terzo superiore dell'altezza dell'edificio, o in cui la dissipazione di energia ha luogo alla base dell'edificio, nelle membrature pressoinflesse. Possono rientrare in tale categoria di strutture anche i telai di edifici monopiano, se le colonne sono sollecitate da uno sforzo normale di progetto minore del 30% della loro resistenza plastica. In tal caso le zone dissipative sono cerniere plastiche concentrate ad entrambe le estremità delle colonne.

e) Strutture intelaiate controventate

Sono sistemi strutturali cosiddetti duali, in cui le forze orizzontali sono assorbite in parte dai telai e in parte dai controventi agenti nel medesimo piano. Tali tipologie possono essere considerate come dei sistemi ibridi tra sistemi a controventi reticolari concentrici e telai o tra sistemi a controventi eccentrici e telai. Infatti, come esemplificato nella Figura 1.3a, partendo da una configurazione strutturale a controventi reticolari concentrici e aumentando la distanza tra le colonne centrali possono essere ottenute strutture con caratteristiche peculiari dei sistemi intelaiati.

Un'evoluzione simile può essere ottenuta anche partendo da un classico sistema a controventi concentrici (Fig. 1.3b), che si trasforma in un sistema a telaio passando attraverso un sistema a controventi eccentrici. In definitiva, le strutture intelaiate controventate offrono la possibilità di ottenere un'ampia gamma di soluzioni, intermedie tra i sistemi a controventi reticolari concentrici molto rigidi e i sistemi intelaiati molto duttili, che a parità di requisiti di resistenza sono caratterizzate da diverse combinazioni di rigidezza laterale e duttilità.

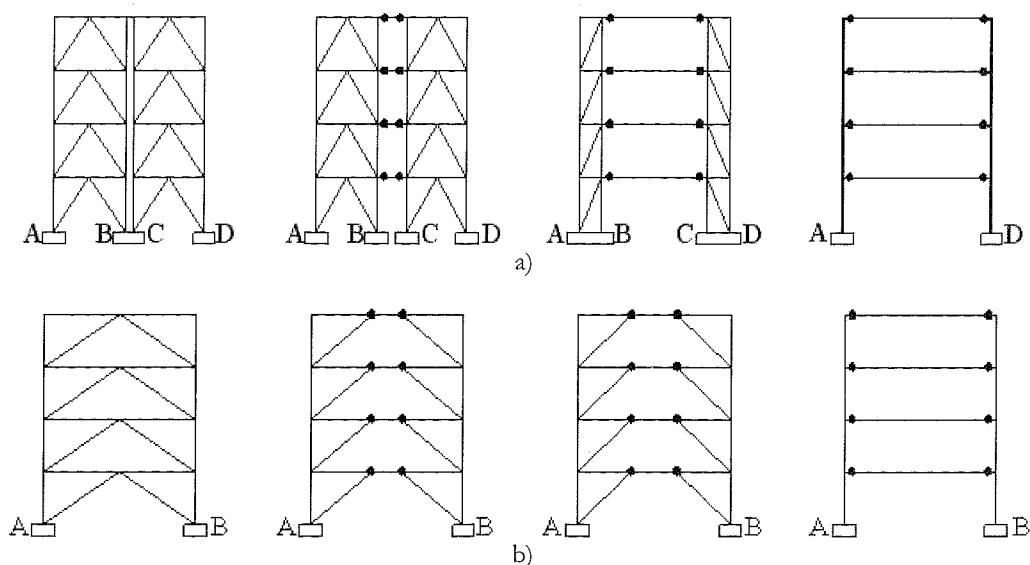


Figura 1.3. Evoluzione delle strutture duali intelaiate controventate

1.2.3 Il fattore di struttura

Nell'ambito delle strutture sismoresistenti con comportamento strutturale di tipo dissipativo, l'Ordinanza, con particolare riferimento alle strutture intelaiate e a quelle con controventi, prevede la possibilità di eseguire il progetto antisismico secondo due differenti classi di duttilità strutturale, in funzione dei criteri di dimensionamento che si adottano e del dettaglio costruttivo delle zone dissipative:

- Strutture a bassa duttilità;
- Strutture ad alta duttilità.

Per le strutture a bassa duttilità si adottano criteri di dimensionamento di tipo elastico, cioè le membrature strutturali sono dimensionate sulla base dei valori delle caratteristiche della sollecitazione interna ottenuti mediante l'analisi globale elastica. Per le strutture ad alta duttilità è invece richiesto il rispetto di specifici criteri di dimensionamento per il controllo del meccanismo di collasso, cioè gli elementi non dissipativi sono dimensionati nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

Il fattore di struttura di progetto q , che rappresenta la duttilità e la capacità di dissipazione dell'energia della struttura, è quindi definito dall'Ordinanza attraverso un valore di riferimento q_0 , funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità della struttura scelta, i cui valori sono riportati in Tabella 1.2.

Tabella 1.2. Valori del fattore q_0 per tipologia strutturale e per classe di duttilità

Tipologia strutturale	Classe di duttilità della struttura	
	Bassa	Alta
Strutture intelaiate	4	5 α_u/α_1
Strutture a controventi reticolari concentrici	2	4
Strutture a controventi eccentrici	4	5 α_u/α_1
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	--
Strutture intelaiate controventate	4	4 α_u/α_1

E' evidente che tali valori di q_0 sono da intendersi come potenziali, ossia validi (e quindi la conseguente riduzione delle forze sismiche lecita) qualora siano rispettate le regole di progettazione indicate dall'Ordinanza per le strutture dissipative.

Come può notarsi dalla Tabella 1.2, nel caso delle strutture intelaiate, delle strutture a controventi eccentrici e delle strutture intelaiate controventate, il fattore di struttura q_0 è definito in funzione del rapporto α_u/α_1 , dove α_1 è il moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali per il quale nella prima membratura si raggiunge la condizione di plasticizzazione dell'elemento dissipativo, mentre α_u è il moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali per il quale si raggiunge la condizione di collasso, che può corrispondere alla formazione di un meccanismo della struttura o al manifestarsi dell'instabilità globale. Il valore del rapporto α_u/α_1 può essere calcolato a rigore attraverso un'analisi sismica statica equivalente non lineare di tipo incrementale (cosiddetta analisi *pushover*), che fornisce come risultato caratteristico la curva di comportamento o *pushover*, ossia la relazione tra il

moltiplicatore delle forze orizzontali α , o equivalentemente del taglio alla base, e lo spostamento orizzontale alla sommità della struttura δ . Tale curva rappresenta la capacità portante della struttura sotto l'azione di carichi orizzontali sismici.

Anche al fine di meglio comprendere le indicazioni normative, con riferimento alla Figura 1.4, che rappresenta una tipica curva di comportamento relativa ad una struttura a telaio o a una struttura a controventi eccentrici, è interessante evidenziare i parametri di comportamento maggiormente significativi che da essa possono evincersi:

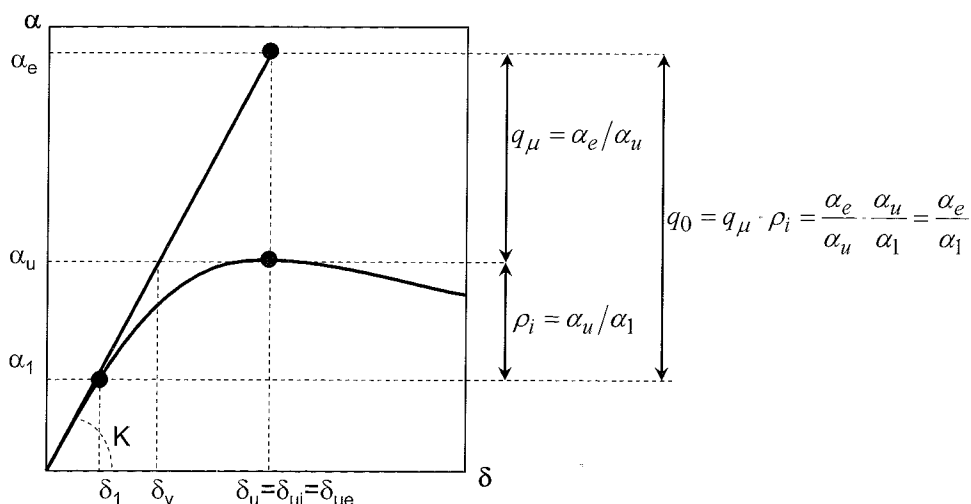


Figura 1.4. La curva di comportamento α - δ

- α_e è il moltiplicatore delle forze orizzontali che la struttura considerata come indefinitamente elastica è chiamata a sopportare; esso si determina in base alla teoria del fattore di duttilità, secondo cui gli spostamenti laterali di sommità al collasso del sistema inelastico e del corrispondente sistema elastico sono uguali ($\delta_{ei} = \delta_{ee} = \delta_e$);
- α_u è il moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla condizione di collasso convenzionale che caratterizza lo stato limite ultimo, associato in genere al valore δ_u dello spostamento laterale di sommità;
- α_1 è il moltiplicatore delle forze orizzontali che induce la prima plasticizzazione nella struttura, cui corrisponde il valore δ_1 dello spostamento laterale di sommità;
- il rapporto $\rho_i = \alpha_u / \alpha_1$ è detto coefficiente di redistribuzione plastica, esso è funzione del grado di iperstaticità strutturale ed esprime la capacità della struttura di sopportare forze orizzontali superiori a quelle che producono la formazione della prima cerniera plastica;
- il rapporto $q_\mu = \alpha_e / \alpha_u$ è uguale al rapporto $\mu = \delta_e / \delta_u$, dove δ_u è lo spostamento della struttura indefinitamente elastica corrispondente ad α_u , e rappresenta un indice della

duttilità strutturale.

- il rapporto α_e/α_1 rappresenta il fattore di struttura q_0 di progetto;

In pratica, secondo le indicazioni dell'Ordinanza, considerando che il massimo valore di q_μ è assunto uguale a 5 e che il valore del rapporto $\rho_i = \alpha_u/\alpha_1$ non può essere superiore a 1.6, il massimo valore del fattore di struttura di riferimento è $q_0=8$.

In alternativa al calcolo rigoroso di α_u/α_1 si possono assumere per tale rapporto i valori approssimati indicati in Tabella 1.3, variabili secondo la tipologia e lo schema strutturale. Nella stessa Tabella sono anche riportati i valori del fattore di struttura di riferimento corrispondenti ai valori suggeriti dei rapporti α_u/α_1 , che conducono, in questo caso, ad un valore massimo di q_0 pari a 6.5.

Tabella 1.3. Valori approssimati del rapporto α_u/α_1

Schema strutturale	α_u/α_1	q_0
Strutture intelaiate di un piano	1.1	5.5
Strutture intelaiate di più piani e una campata	1.2	6
Strutture intelaiate di più piani e più campate	1.3	6.5
Strutture a controventi eccentrici	1.2	6

Il valore di progetto q del fattore di struttura si ottiene moltiplicando il valore di riferimento q_0 per due coefficienti k_D e k_R , entrambi minori di 1, secondo la seguente relazione:

$$q = k_D k_R q_0 \quad (1.2)$$

dove k_D dipende dalle risorse di duttilità locale delle membrature costituenti le parti dissipative, k_R dipende dalla regolarità strutturale dell'edificio in pianta ed in elevazione.

Il coefficiente k_D è associato alla categoria di duttilità della membratura, in accordo alla classificazione proposta dalla stessa Ordinanza. Infatti, come già evidenziato in precedenza, le membrature strutturali devono offrire requisiti di duttilità locale tali da assicurare il pieno sfruttamento delle riserve plastiche al fine di ottimizzare la dissipazione dell'energia. In funzione della capacità di deformazione plastica, le membrature sono allora classificate in tre differenti categorie di duttilità:

- Membrature duttili, per le quali l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si manifesta in campo plastico, dopo che la membratura ha sviluppato grandi deformazioni plastiche in regime incrudente, senza significative riduzioni della capacità portante.
- Membrature plastiche, per le quali l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si manifesta in campo plastico dopo che la membratura ha sviluppato piccole deformazioni in campo plastico.
- Membrature snelle, per le quali l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si manifesta in campo elastico, senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

Tale classificazione, da un punto di vista operativo si basa sulla determinazione di un parametro di snellezza s , che esprime il rapporto tra la tensione corrispondente alla capacità portante ultima della sezione (f_c) e la tensione di snervamento del materiale (f_s):

$$s = \frac{f_c}{f_y} \quad (1.3)$$

I valori limite del parametro s , identificativi delle diverse categorie di comportamento delle membrature, sono riportati nella Tabella 1.4 unitamente ai corrispondenti valori di κ_D . Dettagli sul significato e la determinazione del parametro s sono forniti nel par. 1.2.4.

Tabella 1.4. La classificazione delle membrature in categorie di duttilità

Categoria di duttilità delle membrature	Valori del parametro s	κ_D
Duttili	$s > 1.20$	1.00
Plastiche	$1.00 < s < 1.20$	0.75
Snelle	$s \leq 1.00$	0.50

Nel caso di strutture costituite da membrature appartenenti a diverse categorie di duttilità, il valore di κ_D deve essere assunto pari a quello della categoria inferiore.

Il coefficiente κ_R è associato al grado di regolarità strutturale e risulta tanto più piccolo quanto meno regolare è la struttura secondo i criteri indicati nell'Ordinanza.

Relativamente a tale problematica va precisato che, da un punto di vista sismico, la regolarità si definisce in relazione alla distribuzione del danneggiamento indotto da un terremoto nella struttura e può essere quindi interpretata come distribuzione uniforme del danneggiamento. In tale ottica, nel caso delle strutture intelaiate di acciaio, sono state condotte numerose analisi numeriche non lineari sia statiche sia dinamiche, derivando schemi irregolari in elevazione a partire da uno schema regolare (Fig. 1.5; Guerra *et al.*, 1989b, 1990b, 1991). Sulla base di tali risultati, Mazzolani e Piluso (1996b, 1997c) hanno derivato una formulazione parametrica per la determinazione del coefficiente di riduzione κ_R in funzione della configurazione geometrica dei set-backs. In particolare, con riferimento alla configurazione di telaio irregolare definita in Figura 1.6, è stato preliminarmente valutato un "indice di irregolarità" attraverso la seguente espressione:

$$\Phi = \frac{1}{1+K} (C + KV) \quad (1.4)$$

dove i coefficienti C e V sono definiti come segue:

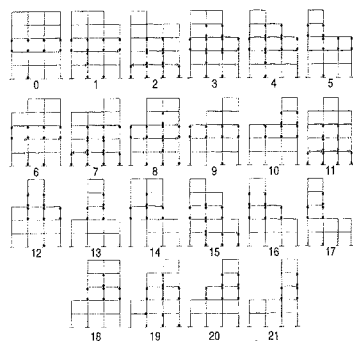
$$C = \frac{1}{N_p} \sum_{i=1}^{N_p} \frac{L_i}{L} \quad (1.5)$$

$$V = \frac{1}{N_c} \sum_{i=1}^{N_c} \frac{H_i}{H} \quad (1.6)$$

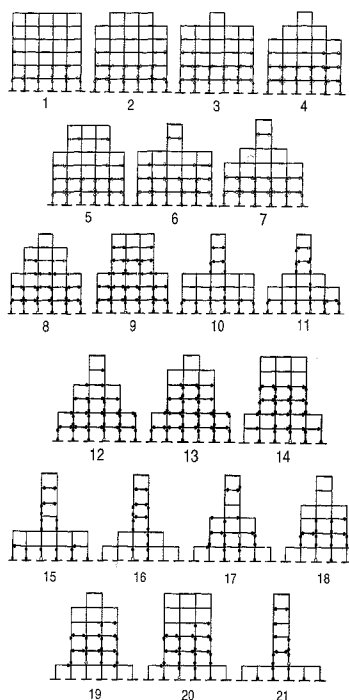
in cui i simboli hanno il seguente significato (Fig. 1.6):

- N_p il numero di piani con arretramento in orizzontale;
- N_c il numero di campate con arretramento in verticale;
- L_i la lunghezza dell'arretramento in orizzontale all' i -esimo piano o la somma delle lunghezze degli arretramenti, se questi sono presenti ad entrambi i lati del telaio;
- H_i l'altezza dell'arretramento in verticale alla i -esima campata;
- K una costante da assumere uguale a 2.

Prima serie



Seconda serie



Terza serie

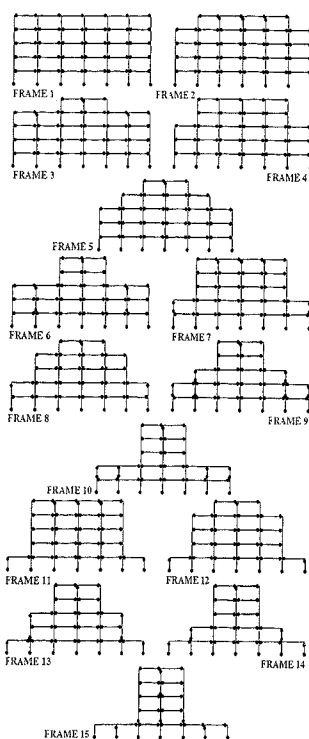


Figura 1.5. Schemi di telai irregolari analizzati numericamente

I risultati delle analisi numeriche, riportati in Figura 1.7, hanno consentito la definizione di una legge di variazione del fattore di struttura in funzione dell'indice di irregolarità Φ come limite inferiore per i vari casi di irregolarità esaminati. Tale legge è rappresentata graficamente nella stessa Figura 1.7, nella quale il fattore di struttura q per i telai irregolari è fornito in forma adimensionale assumendo come valore di riferimento il fattore di struttura q_0 valutato per il corrispondente telaio regolare ($\Phi=0$, Fig. 1.5). Da tale Figura si evidenzia con chiarezza che il massimo valore di riduzione del fattore di struttura per effetto dell'irregolarità geometrica in elevazione dei telai è pari a 0.8. Ciò giustifica l'approccio semplicistico dell'Ordinanza che si limita a prescrivere genericamente (ossia indipendentemente dal valore dell'indice di irregolarità Φ) il valore $k_R=0.8$ per le strutture

che non rispettano i requisiti di regolarità.

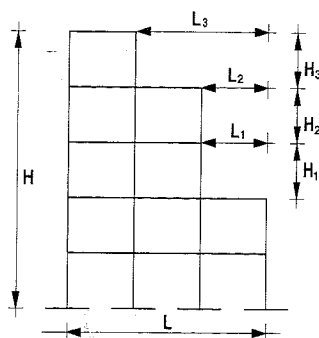


Figura 1.6. Definizione dell'indice di irregolarità geometrica in elevazione per i telai

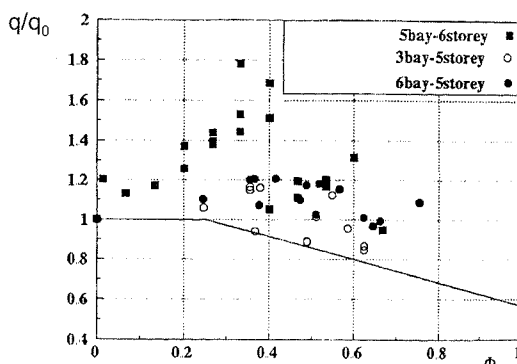


Figura 1.7. Variazione del fattore di struttura adimensionale con l'indice di irregolarità geometrica in elevazione per i telai

1.2.4 La classificazione delle membrature in categorie di duttilità

Come anticipato nel paragrafo precedente, secondo l'Ordinanza la classificazione in categorie di duttilità delle membrature si basa sulla determinazione del parametro di snellezza s , definito come rapporto tra la tensione di collasso f_c (nell'Ordinanza è utilizzato il simbolo f_{LB} avendo assunto come riferimento per lo stato limite ultimo il fenomeno del *Local Buckling*) e la tensione di snervamento f_y .

Nel caso di profili a doppio T , laminati a caldo o in composizione saldata, e con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, tale parametro si può esprimere, in funzione dei parametri di snellezza delle flange e dell'anima della sezione, delle proprietà del materiale e della distribuzione del momento flettente lungo l'asse della membratura, mediante la seguente

equazione ottenuta da un'analisi di regressione di dati sperimentali (Mazzolani e Piluso, 1996a):

$$s = \frac{f_c}{f_y} = \frac{1}{0.695 + 1.632 \cdot \lambda_f^2 + 0.062 \cdot \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\} \quad (1.7)$$

dove:

- b_f è la larghezza della flangia;
- L^* è la distanza tra la sezione della membratura in cui il momento flettente è nullo e la sezione dove si forma la prima cerniera plastica; per le membrature inflesse o pressoinflesse si può adottare la posizione $L^* = L/2$, ipotizzando che la cerniera plastica si formi all'estremità delle membrature con un diagramma del momento flettente che si annulla in mezzeria (ciò sarebbe certamente vero se sulla struttura agissero soltanto azioni orizzontali, mentre considerando il contributo dei carichi verticali L^* è più piccolo, ma si avvicina con buona approssimazione a $L/2$);
- λ_f e λ_w sono rispettivamente i parametri di snellezza delle ali e dell'anima; essi sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}; \quad \lambda_w = \frac{d_{w,e}}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (1.8)$$

in cui:

- t_f e t_w sono rispettivamente gli spessori delle ali e dell'anima;
- E è il modulo elastico del materiale;
- $d_{w,e}$, detta "altezza efficace dell'anima", rappresenta l'altezza della parte compressa dell'anima quando la sezione è completamente plasticizzata per effetto della sollecitazione composta di momento flettente e sforzo normale; essa può essere calcolata attraverso la relazione seguente:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w \quad (1.9)$$

dove:

- d_w è l'altezza dell'anima;
- A è l'area della sezione;
- A_w è l'area dell'anima;
- $\rho = N_{sd}/A_f$ è il rapporto tra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

L'altezza efficace $d_{w,e}$ tiene conto del gradiente delle tensioni nella sezione trasversale dovuto alla presenza della sollecitazione di flessione. In particolare per $\rho = 0$, cioè in assenza di sforzo normale, $d_{w,e}$ è uguale a $d_w/2$, mentre in presenza di solo sforzo normale di compressione la sezione è uniformemente compressa per cui $d_{w,e}$ è uguale a

d_w e non deve ovviamente applicarsi la (1.9).

– f_t è la tensione di rottura del materiale.

Il rapporto f_t/f_y rappresenta evidentemente il limite superiore teorico al valore del parametro di snellezza s . Ciononostante l'Ordinanza impone di non superare il valore di 1.25 al fine di limitare l'impegno plastico della membratura rispetto alle condizioni ultime.

L'interpretazione fisica del parametro s , nel caso di membrature inflesse, è rappresentata mediante il diagramma momento-rotazione riportato in Figura 1.8, dove con ψ si è indicato il coefficiente di adattamento plastico, M_c è il momento flettente corrispondente al manifestarsi dell'instabilità locale, M_y è il momento flettente al limite elastico, M_{pl} è il momento flettente di piena plasticizzazione. Si nota dalla Figura che il parametro s , nel caso di membrature plastiche e duttili, tiene conto della sovrarresistenza dovuta sia alla capacità di ridistribuzione plastica della sezione sia all'incrudimento.

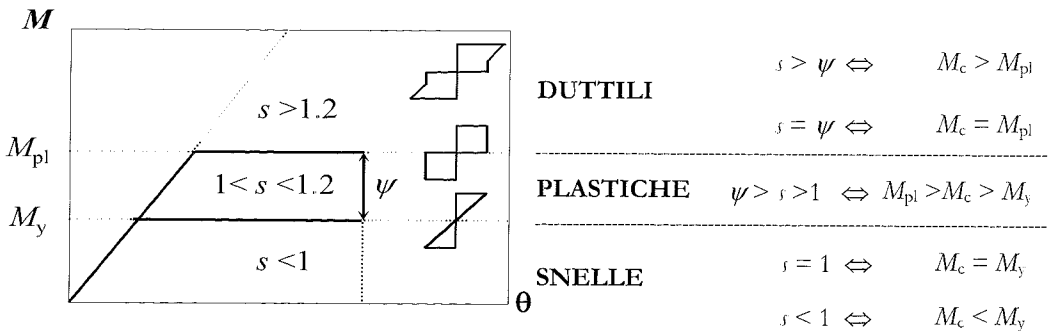


Figura 1.8. Categorie di duttilità delle membrature inflesse

Nel caso di membrature tese il parametro di snellezza s si determina come segue:

$$s = \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\} \quad (1.10)$$

Pertanto le membrature tese risultano sempre classificate come duttili, essendo il rapporto f_t/f_y sempre maggiore di 1.2, come specificato al par. 1.2.1.

La classificazione delle membrature in classi di duttilità secondo l'Ordinanza appare più esauriente della classificazione delle sezioni trasversali proposta dall'EC3 (CEN, EN 1993-1-1, 2004), in quanto quest'ultima si basa semplicemente sul rapporto di snellezza locale b/t , essendo b e t rispettivamente la larghezza e lo spessore degli elementi compressi che costituiscono la sezione, indipendentemente dalla loro interazione, e trascura la variazione del momento flettente lungo l'asse della membratura strutturale, la quale influenza il livello di tensione che induce l'instabilità locale, ingenerando un gradiente di tensione nella zona critica. In ogni modo occorre osservare che il criterio di classificazione previsto dall'EC3

non è finalizzato alla progettazione in zona sismica, ma, più in generale, lo scopo è quello di tenere conto degli effetti dell'instabilità locale sulla capacità portante delle membrature di acciaio.

In accordo con l'EC3, infatti, il momento resistente della sezione trasversale di una membratura di acciaio dipende dalla classe della sezione. Sono definite 4 classi di comportamento (Fig. 1.9, dove M_u è il momento flettente di piena plasticizzazione in regime incrudente), distinte in base al valore del rapporto di snellezza locale delle parti compresse della sezione, misurato mediante il parametro di snellezza meccanica così determinato:

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (1.11)$$

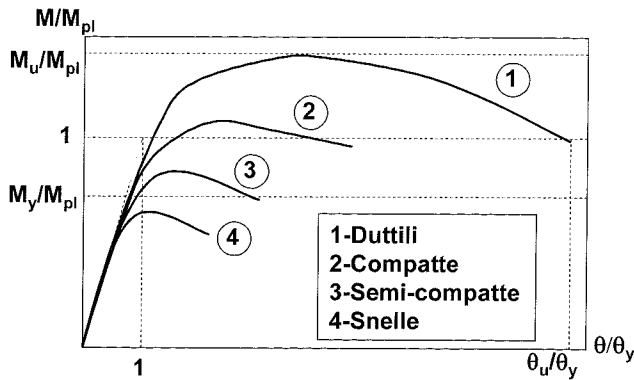


Figura 1.9. Classi di comportamento delle sezioni trasversali di membrature inflesse

Per semplificare il calcolo, considerato il fatto che il modulo di Young non dipende dalla qualità dell'acciaio utilizzato, la Norma Europea introduce il seguente coefficiente:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (1.12)$$

Esso vale 1 per l'acciaio S235, 0.92 per l'acciaio S275 e 0.81 per l'acciaio S355.

In tal modo i limiti sui valori della snellezza meccanica $\bar{\lambda}$ vengono trasformati, convenientemente, in limiti sul rapporto di snellezza geometrica $\lambda = b/t$. Al riguardo occorre anche precisare che tali valori limite dipendono anche dalla forma della sezione trasversale e che la larghezza b va opportunamente computata in funzione del tipo di elemento, sia esso "esterno" (ad esempio l'ala compressa di una trave a doppio T) o "interno" (ad esempio, la parte compressa dell'anima di una trave a doppio T).

Il valore del rapporto di snellezza locale b/t indica la sensibilità dell'elemento alla crisi per instabilità locale. Infatti, per valori contenuti di tale parametro (classi di comportamento 1 e 2), la sezione è in grado di raggiungere la condizione di piena plasticizzazione e la resistenza flessionale sarà il prodotto della tensione resistente di progetto per il modulo plastico della sezione. Invece, se il valore del parametro di snellezza è elevato (classi di comportamento 3

e 4), la sezione non è in grado di sviluppare il momento plastico. In particolare, se la sezione è di classe 3 la resistenza a flessione è quella al limite elastico ed è data dal prodotto della tensione resistente di progetto per il modulo di resistenza elastico, mentre se la sezione è di classe 4 la sua resistenza è governata dall'instabilità locale e va calcolata utilizzando un modulo di resistenza ridotto rispetto a quello elastico. In definitiva il momento resistente di progetto è fornito dalle seguenti espressioni a seconda dei casi:

$$\text{sezioni di classe 1 e 2} \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad (1.13)$$

$$\text{sezioni di classe 3} \quad M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad (1.14)$$

$$\text{sezioni di classe 4} \quad M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad (1.15)$$

dove γ_{M0} e γ_{M1} sono i coefficienti parziali di sicurezza del materiale.

In termini di resistenza le classi 1 e 2 sono equivalenti, la differenza è stabilita dalla normativa europea sulla base della capacità di rotazione plastica. In particolare, per le sezioni di classe 1 tale capacità è tanto ampia da consentire il calcolo a rottura; per le sezioni di classe 2, invece, è richiesta l'analisi non-lineare al passo, con controllo sulla rotazione plastica richiesta.

Un'indagine estesa a tutti i profili delle serie IPE e HE e ai profili standard in composizione saldata, considerando acciai da carpenteria S235, S275, S355 e membrature inflesse caratterizzate da usuali rapporti di snellezza L/H ($L/H = 10, 20, 30$, dove H è l'altezza del profilo), ha mostrato che la maggioranza dei profili esaminati appartiene alla prima categoria di duttilità delle membrature (i.e. membrature duttili), con l'eccezione di alcuni profili del tipo HEA, che presentano le caratteristiche più sfavorevoli (Faggiano, 2000). Inoltre si è riscontrata una buona corrispondenza tra la classificazione secondo Ordinanza e la classificazione secondo EC3 (Figg. 1.10, 1.11, 1.12).

Parallelamente è doveroso segnalare che l'estensione della classificazione in categorie di duttilità sulla base del parametro di snellezza λ al caso di sezioni di forma generica è semplice in linea di principio, ma operativamente costituisce una problematica ancora aperta. Conseguentemente l'Ordinanza, nel caso di sezioni di forma diversa dal doppio T e in mancanza di una più precisa valutazione del parametro di snellezza λ , consente di fare riferimento alla classificazione secondo EC3 sulla base della seguente corrispondenza tra le classi di comportamento delle sezioni (EC3) e le categorie di duttilità delle membrature (Ordinanza): la classe 1 corrisponde alla categoria duttile; le classi 2 e 3 corrispondono alla categoria plastica; la classe 4 corrisponde alla categoria snella.

Passando infine alle ricadute progettuali della classificazione, va ricordato che, in accordo alla categoria di duttilità delle membrature cui appartengono le zone dissipative, si dovranno applicare in fase di progetto i coefficienti di riduzione del fattore di struttura k_D

indicati nella Tabella 1.4. Le membrature snelle potranno, in ogni caso, essere impiegate solo in zone di bassa sismicità.

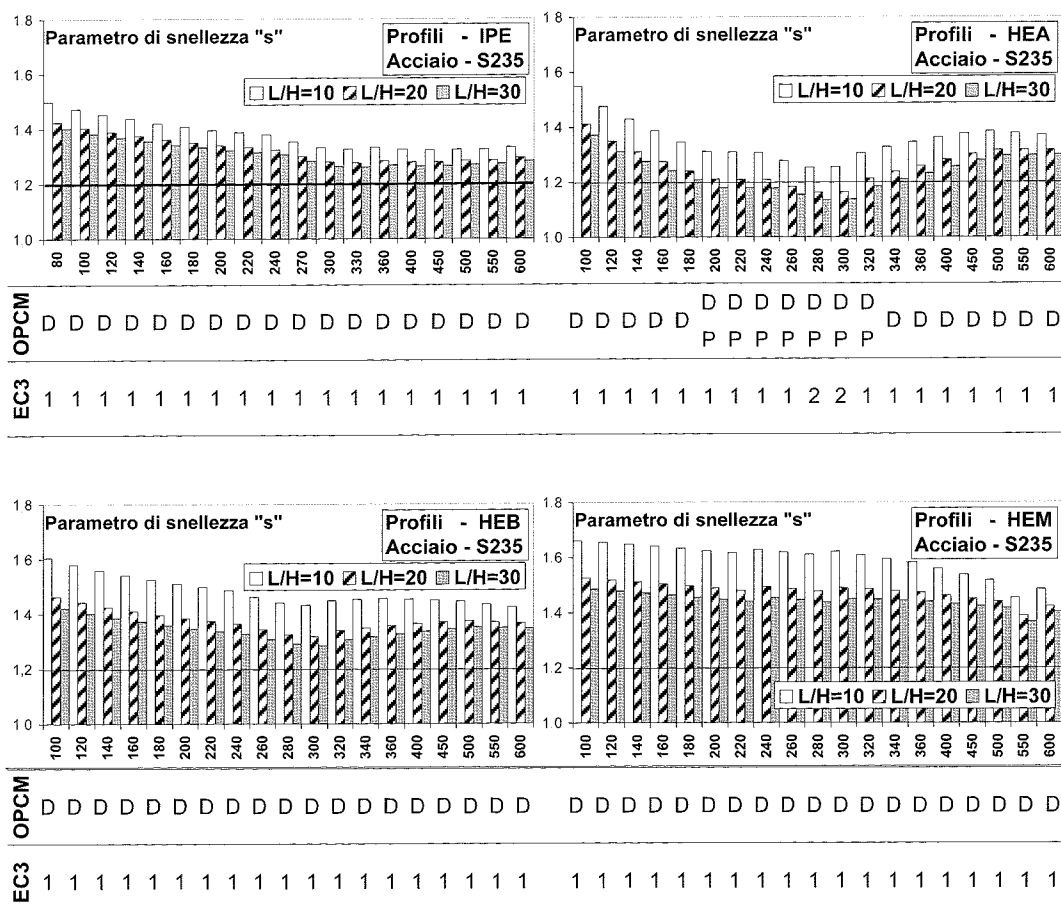


Figura 1.10. Confronto tra le classificazioni delle sezioni (EC3) e delle membrature (OPCM) secondo duttilità, acciaio S235

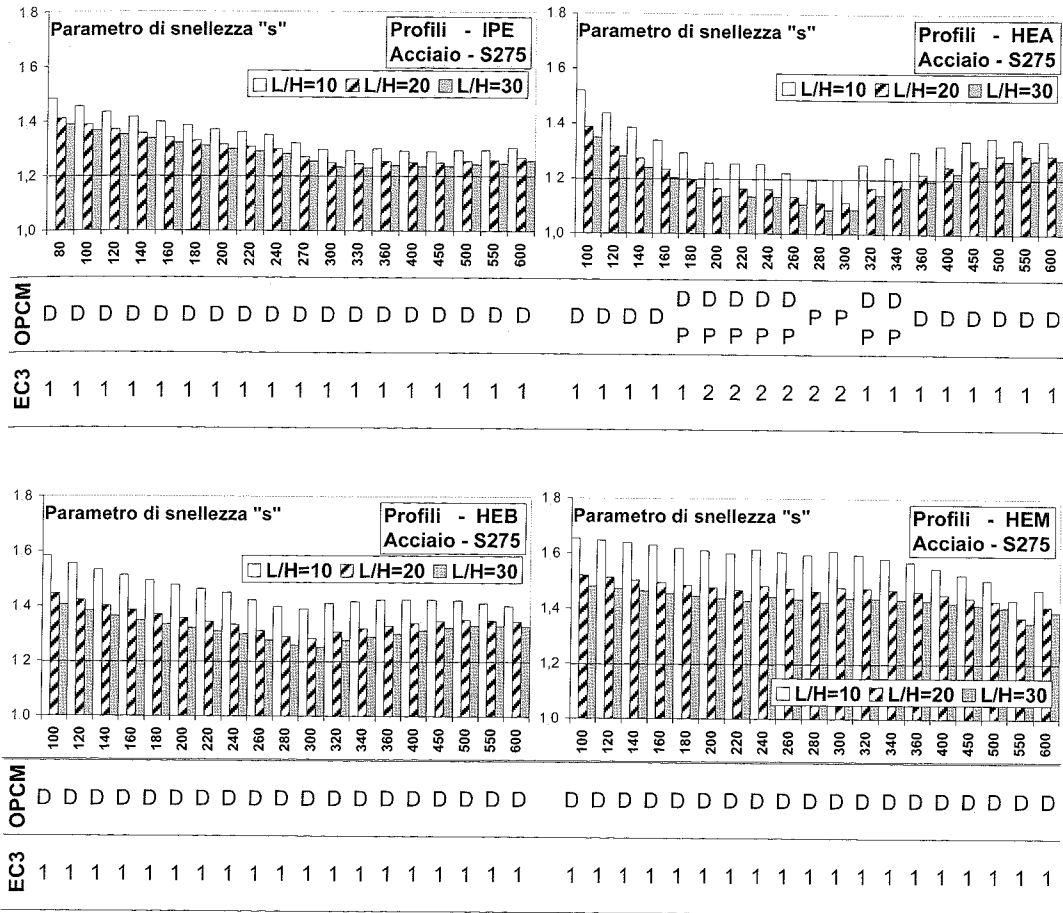


Figura 1.11. Confronto tra le classificazioni delle sezioni (EC3) e delle membrature (OPCM) secondo duttilità, acciaio S275

Al fine di raggiungere questo obiettivo progettuale, giova ricordare che una struttura è costituita, in genere, da elementi duttili ed elementi fragili. Questi possono essere composti in serie o in parallelo, in funzione dello schema strutturale. In entrambi i casi, se gli elementi duttili sono meno resistenti di quelli fragili, allora possono agire come fusibili strutturali, salvaguardando l'integrità della struttura nel suo complesso. Questo è, in essenza, il criterio della "gerarchia delle resistenze": gli elementi fragili devono avere resistenza almeno pari a quella conseguente, per equilibrio, alla crisi delle parti duttili ad esse collegate. In Figura 1.13 è mostrata l'applicazione di tale criterio di progetto a due semplici schemi: A) due molle composte in serie; B) due molle composte in parallelo. Nel caso A) (molle composte in serie) la resistenza di progetto minima della parte fragile ($F_{2,Rd,min}$) deve risultare più grande della resistenza di progetto della parte duttile ($F_{1,Rd}$) amplificata da un coefficiente di sicurezza α . Quest'ultimo tiene conto di tutti quei fattori che possono dar luogo ad una resistenza effettiva della parte duttile maggiore del valore di progetto (aleatorietà dei valori della resistenza del materiale, fenomeni di incrudimento, etc.). Nel caso B) (molle composte in parallelo) lo stesso principio può essere applicato in modo simmetrico: la resistenza di progetto massima dell'elemento duttile ($F_{1,Rd,max}$) non deve superare il valore $F_{2,Rd}/\alpha$, essendo ancora α un coefficiente di sicurezza, che tiene conto della possibilità di avere una resistenza effettiva della parte fragile minore del valore di progetto, nonché della necessità di assicurare una sufficiente duttilità globale al sistema. Si tratta, quindi, di un criterio che consente di stabilire il rapporto che deve intercorrere tra le resistenze delle varie parti componenti una struttura.

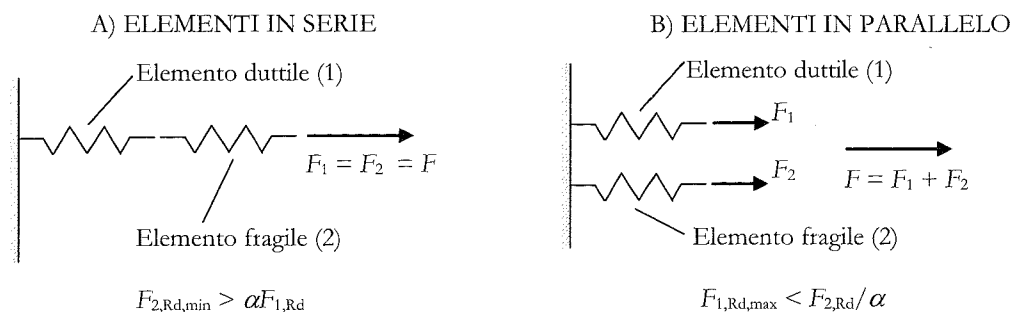


Figura 1.13. Esempificazione del criterio di gerarchia delle resistenze

Vale la pena segnalare che l'Ordinanza applica il criterio di gerarchia in una forma semplificata e unificata, ossia indipendente dalla tipologia strutturale. Infatti, detta R_{fi} la resistenza di progetto della i -esima parte fragile, $S_{fi,G}$ e $S_{fi,E}$ le sollecitazioni elastiche prodotte in essa dai carichi gravitazionali e dalle forze sismiche di progetto, dovrà essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$R_{fi} \geq S_{fi,G} + \alpha \cdot S_{fi,E} \quad (1.16)$$

in cui il fattore α , sempre maggiore di 1, tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura. Tale coefficiente ha evidentemente come valore limite superiore il fattore di struttura di progetto q . Infatti, amplificare le sollecitazioni elastiche con un fattore pari a q , significa assumere una risposta elastica della struttura sotto il terremoto di progetto; quindi, in tal caso, non vi sono ridistribuzioni inelastiche da considerare.

Ciò premesso, la discussione che segue consentirà di precisare in maniera più concreta tale principio, con riferimento ai casi strutturali che più frequentemente ricorrono nel progetto degli edifici con struttura di acciaio.

1.3.2 Strutture con controventi concentrici

Nelle strutture di acciaio con controventi reticolari concentrici la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata alle aste diagonali. Di conseguenza per consentire la plasticizzazione delle diagonali tese, gli altri elementi strutturali quali i collegamenti (sempre), le travi e le colonne (solo nel caso del progetto ad alta duttilità) devono essere progettati con un'adeguata sovraresistenza.

Per quanto riguarda le colonne, gli sforzi assiali di progetto possono essere derivati dall'applicazione *ad litteram* del principio di gerarchia. Con riferimento alla Figura 1.14, nell'ipotesi che tutte le diagonali di piano siano tese al limite dello snervamento ($N_{Rd,i}$) lo sforzo assiale di progetto della colonna all' i -esimo piano ($N_{Sd,i}$) si ottiene, per equilibrio, dalle componenti verticali degli sforzi agenti nelle diagonali ($N_{Rd,i} \sin \beta_i$, essendo β_i l'angolo di inclinazione della diagonale all' i -esimo piano rispetto all'orizzontale), alle quali dovrà, in genere, aggiungersi la componente di sforzo assiale derivante dai carichi gravitazionali (trascurata, per semplicità, nello schema di Figura 1.14).

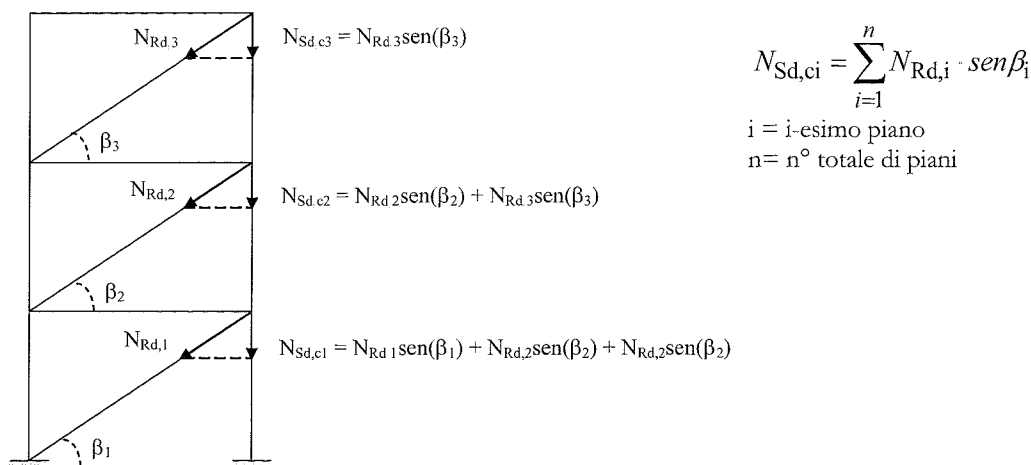


Figura 1.14. Determinazione dello sforzo assiale di progetto della colonna

Tuttavia, il progetto condotto secondo il criterio schematizzato in Figura 1.14 può risultare eccessivamente cautelativo. Infatti, numerosi studi numerici hanno dimostrato che le diagonali tese non plasticizzano mai tutte contemporaneamente. Per tale motivo sono state proposte diverse varianti al metodo di calcolo illustrato, tra cui quello di Redwood & Channagiri (1991), secondo il quale la somma algebrica è sostituita dalla somma vettoriale (Fig. 1.14):

$$N_{Sd,ci} = \sqrt{\sum (N_{Rd,i} \sin \beta_i)^2} \quad (1.17)$$

Analoghe considerazioni possono applicarsi al progetto delle travi.

Nell'Ordinanza, il criterio di gerarchia sopraesposto si traduce nell'imporre di progettare travi e colonne appartenenti a controventi concentrici ad alta duttilità in modo che la loro resistenza di progetto assiale soddisfi la seguente regola:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E} \quad \text{con} \quad \alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}} \right\} \leq q \quad (1.18)$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

- $N_{Rd}(M_{Sd})$ è la resistenza assiale, della trave o della colonna, valutata tenendo conto della presenza del momento flettente di progetto M_{Sd} ;
- $N_{Sd,G}$ è la sollecitazione assiale di progetto, dovuta ai carichi di tipo non sismico nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto;
- $N_{Sd,E}$ è la sollecitazione assiale di progetto, dovuta alle forze sismiche di progetto;
- α è un fattore che tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura; esso si esprime come il minimo rapporto tra la resistenza plastica di progetto a trazione ($N_{pl,Rd,i}$) dell' i -esima diagonale e la sollecitazione assiale di progetto della stessa diagonale nella situazione sismica di progetto ($N_{Sd,i}$); $N_{pl,Rd,i}$ è amplificato del coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} , (Tabella 1.1) e del parametro di snellezza s (definito al paragrafo 1.2.4). Il parametro α , inteso come generico valore del rapporto appena descritto, deve essere calcolato per tutte le diagonali (i) del sistema di controvento.

Tale relazione esprime quindi la risposta normativa all'esigenza di tenere in conto la plasticizzazione delle diagonali, che comporta in travi e colonne sollecitazioni maggiori di quelle derivanti dall'analisi elastica.

Per quanto riguarda la progettazione dei collegamenti, è evidente che quelli tra le travi e le colonne, nonché quelli colonna-colonna e colonna-fondazione, devono essere progettati per garantire la trasmissione delle stesse forze di progetto delle membrature (collegamenti a

completo ripristino). D'altro canto, per i collegamenti di estremità delle diagonali, l'Ordinanza suggerisce che la loro resistenza di progetto ($R_{j,d}$) soddisfi la seguente relazione:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot N_{pl,Rd} \quad (1.19)$$

che esplicita, evidentemente, l'applicazione del principio di gerarchia delle resistenze, essendo, infatti, il termine a secondo membro della disuguaglianza (1.19) la sollecitazione massima che una diagonale (elemento duttile) può trasmettere al collegamento (elemento fragile).

1.3.3 Strutture con controventi eccentrici

Nelle strutture di acciaio con controventi eccentrici la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata ai *link*. Di conseguenza, per consentire la loro plasticizzazione, gli altri elementi strutturali, quali i collegamenti (sempre), le travi, le colonne e le diagonali di controvento (solo nel caso del progetto ad alta duttilità), devono essere progettati con un'adeguata sovrarresistenza (Mastrandrea *et al.*, 2001a, b; Panico *et al.*, 2002). Tale sovrarresistenza deve essere commisurata alla massima forza che può essere trasmessa dal *link*, corrispondente al completo snervamento e all'incrudimento del *link* stesso, in modo che il *link* agisca come fuso duttile e preservi l'integrità della struttura circostante, in accordo con il concetto di *capacity design*. Per contro i *link* devono essere propriamente progettati per attingere grandi deformazioni plastiche.

Come per il caso delle strutture con controventi reticolari concentrici, nell'Ordinanza il criterio di gerarchia si traduce nell'imporre di progettare le travi e le colonne in modo che la loro resistenza assiale di progetto soddisfi la seguente regola:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E} \quad (1.20)$$

$$\text{in cui } M_{Sd} = M_{Sd,G} + \alpha M_{Sd,E}$$

$$\text{con } \alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}}; \frac{\gamma_{ov} \cdot M_{u,i} - M_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}} \right\} \leq q$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

- $V_{u,i}$ e $M_{u,i}$ sono le resistenze ultime rispettivamente a taglio e a momento flettente, del l'i-esimo *link*;
- $V_{Sd,G,i}$ e $M_{Sd,G,i}$ sono le sollecitazioni rispettivamente di taglio e di momento flettente nell'i-esimo *link* dovute ai carichi di tipo non sismico nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto;
- $V_{Sd,E,i}$ e $M_{Sd,E,i}$ sono le sollecitazioni rispettivamente di taglio e di momento flettente nell'i-esimo *link* dovute alle forze sismiche di progetto;
- α è un fattore che tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura; in particolare il primo rapporto in parentesi corrisponde alla condizione di

plasticizzazione a taglio dei *link* (caso di *link* corti), il secondo rapporto in parentesi corrisponde alla condizione di plasticizzazione a flessione dei *link* (caso di *link* lunghi). Il parametro α , inteso come generico valore del rapporto appena descritto, deve essere calcolato per tutti i *link* (i) del sistema di controvento.

Per quanto riguarda i collegamenti trave-colonna, nel caso di un *link* realizzato in adiacenza alla colonna (Fig. 1.2), la sovraresistenza flessionale del collegamento è fondamentale per garantire la plasticizzazione del *link*. Al fine di conseguire un'adeguata sovraresistenza, l'Ordinanza prescrive il soddisfacimento della seguente regola di progetto:

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (1.21)$$

dove $M_{j,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna, $M_{b,pl,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Quest'ultima è amplificata da un lato dal coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} (Tabella 1.1), dall'altro lato dal parametro di snellezza s (par. 1.2.4).

Per contro, nel caso di *link* disposto al centro della campata (Fig. 1.2, configurazione K-braced), i collegamenti trave-colonna possono essere realizzati anche come cerniere nominali, tenendone ovviamente conto nel modello strutturale.

Con riferimento ai collegamenti colonna-fondazione, per le strutture con controventi eccentrici non vengono fornite indicazioni specifiche, anche se, nel caso in cui si scelga di realizzare tale collegamento come incastro, deve ragionevolmente ritenersi valida la prescrizione che l'Ordinanza fornisce per i collegamenti colonna-fondazione nelle strutture intelaiate, ossia:

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} (s - \rho) M_{pl,Rd} \quad (1.22)$$

dove $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne, $\rho = N_{sd}/A_{fy}$ è il valore dello sforzo normale di progetto (N_{sd}) adimensionalizzato rispetto allo sforzo normale plastico A_{fy} (positivo se di compressione). Tale relazione è atta a garantire un'adeguata sovraresistenza del collegamento rispetto alla colonna, in modo che sia consentita la plasticizzazione della sezione di base della colonna.

1.3.4 Strutture a telaio

Lo scopo principale del *capacity design* è di evitare che la struttura possa conseguire meccanismi di collasso poco dissipativi. Nel caso di tipologie strutturali intelaiate, ad esempio, è questo il caso del collasso cosiddetto da “piano soffice” (Fig. 1.15a), caratterizzato dallo sviluppo di cerniere plastiche a entrambe le estremità delle colonne che appartengono allo stesso piano. Un favorevole meccanismo di collasso, infatti, deve essere tale che la duttilità cinematica globale necessaria possa essere sviluppata con la minore domanda di rotazione inelastica nelle cerniere plastiche. Nell'intento di raggiungere una siffatta condizione ultima, la condizione di collasso ideale è un meccanismo di tipo globale

(Fig. 1.15b), come precedentemente sottolineato (par. 1.2.4), 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 la base delle colonne al solo 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 rispetto a quella richiesta nel caso di 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 disponibile nella sezione trasversale.

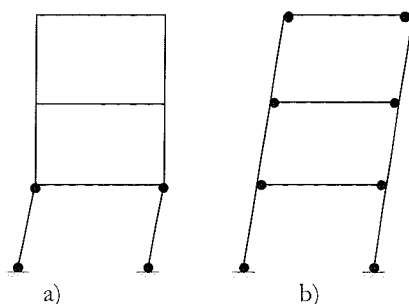


Figura 1.15. Meccanismi di collasso per i telai: a) piano “soffice”, b) meccanismo globale

Il meccanismo globale è oltremodo favorevole, rispetto a qualunque altro che coinvolga le colonne nella plasticizzazione, poichè le cerniere plastiche nelle travi sono più duttili di quelle che si formano nelle colonne per il ridotto valore dello sforzo normale in esse agenti (Nakashima, 1994; Krawinkler, 1995).

Con lo scopo di favorire la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale, nell'Ordinanza il criterio di gerarchia si traduce nell'imporre di progettare le colonne in modo che la loro resistenza flessionale di progetto soddisfi la seguente regola:

$$M_{c,Rd,red} = M_{c,Rd}(N_{c,Sd}) \geq M_{c,Sd,G} + \alpha M_{c,Sd,E} \quad (1.23)$$

$$\text{in cui } N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha \cdot N_{c,Sd,E}$$

$$\text{con } \alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}} \right\} \leq q$$

dove:

- $N_{c,Sd}$ è lo sforzo assiale compressivo nella colonna prodotto dalla combinazione sismica delle azioni di progetto;
- $(N_{c,Sd,G}, M_{c,Sd,G})$ e $(N_{c,Sd,E}, M_{c,Sd,E})$ sono le coppie di sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente) prodotte nella colonna rispettivamente dai carichi gravitazionali e dalle forze sismiche della combinazione sismica di progetto;

- $M_{b,Sd,G,i}$, $M_{b,Sd,E,i}$ sono i momenti flettenti nell'iesima trave dovuti rispettivamente ai carichi gravitazionali e alle forze sismiche della combinazione sismica di progetto;
- $\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{pl,b,Rd,i}$ è la resistenza flessionale ultima dell'iesima trave, come già definita al paragrafo 1.3.3.
- α è un fattore che tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura. Il suo generico valore si ottiene imponendo la seguente uguaglianza:

$$\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} = M_{b,Sd,G,i} + \alpha M_{b,Sd,E,i} \quad (1.24)$$

Il parametro α , inteso come valore del rapporto appena descritto, deve essere calcolato alle estremità di tutte le travi del telaio.

Coerentemente il valore del taglio di progetto della colonna dovrà essere calcolato come segue:

$$V_{c,Sd} = V_{c,Sd,G} + \alpha V_{c,Sd,E} \quad (1.25)$$

dove $V_{c,Sd,G}$ e $V_{c,Sd,E}$ sono i valori del taglio nella colonna dovuti rispettivamente ai carichi gravitazionali e alle forze sismiche della combinazione sismica di progetto.

Per quanto riguarda i collegamenti, per la determinazione della resistenza di progetto del collegamento trave-colonna e del collegamento colonna-fondazione valgono rispettivamente le relazioni 1.21 e 1.22.

In particolare, nel caso di collegamenti trave-colonna, i pannelli nodali devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Per garantire tale sovrarresistenza, l'Ordinanza prescrive che la resistenza a taglio del pannello nodale sia maggiore del massimo taglio sollecitante il pannello stesso, in corrispondenza della formazione della cerniera plastica all'estremità della trave collegata. Nel calcolo della resistenza a taglio dei pannelli nodali si deve ovviamente tenere conto degli eventuali irrigidimenti dell'anima della colonna (Fig. 1.16), i quali possono essere realizzati mediante piatti di continuità posti in prosecuzione delle flange delle travi e/o costole diagonali, oppure mediante piastre di anima supplementari.

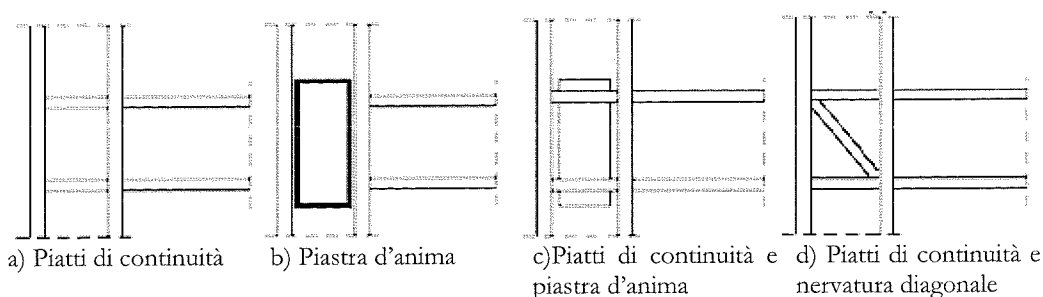


Figura 1.16. Tipi di irrigidimento dei pannelli nodali trave-colonna

Infine nelle travi, al fine di favorire la formazione delle cerniere plastiche flessionali, scongiurando la crisi per taglio della trave, l'Ordinanza prescrive che la sollecitazione tagliante di progetto sia opportunamente contenuta nei limiti posti dalla seguente disuguaglianza:

$$V_{G,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.50V_{pl,Rd} \quad (1.26)$$

in cui:

- $V_{G,Sd}$ è la sollecitazione di taglio alle estremità delle travi derivante dai carichi verticali;
- $V_{M,Sd}$ è la sollecitazione di taglio alle estremità delle travi che equilibra i momenti plastici ($M_{b,pl,Rd}$) corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche;
- $V_{pl,Rd}$ è il valore del taglio plastico.

Anche questa prescrizione, come tutte quelle precedentemente commentate, è da intendersi l'applicazione di un criterio di gerarchia delle resistenze che, nello specifico, si applica tra due possibili meccanismi di collasso locale.

1.4 PROGETTAZIONE DUTTILE DELLE ZONE DISSIPATIVE

1.4.1 Generalità

Nei paragrafi precedenti si è più volte sottolineato che le strutture a comportamento dissipativo devono essere progettate individuando preliminarmente le zone dissipative, responsabili della dissipazione isteretica. Come tali esse devono consentire lo sviluppo di ampie deformazioni in campo plastico prima dell'insorgere del fenomeno di instabilità locale o di altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico. E' evidente allora che, a completamento della procedura progettuale, è indispensabile curare il progetto delle zone dissipative, con particolare riferimento al materiale (par. 1.2.1) e ai dettagli costruttivi, in modo che esse possano garantire appropriati requisiti di resistenza, rigidità e duttilità.

1.4.2 Sistemi di unione

I sistemi di unione nelle zone dissipative devono rispettare le seguenti prescrizioni:

- le saldature a completa penetrazione devono essere di prima classe;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9, comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito;
- nel caso di saldature a cordoni d'angolo e di collegamenti bullonati deve essere soddisfatto il seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot R_{pl,Rd} \quad (1.27)$$

dove $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento e $R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata.

Il requisito relativo ai collegamenti saldati a completa penetrazione è necessario per

scongiurare la presenza di difetti delle saldature, i quali possono facilitare l'innesco di cricche, o comunque la crisi prematura del collegamento, con una conseguente limitazione dell'offerta di duttilità locale, risultando impedito lo sfruttamento completo degli ampi e stabili cicli d'isteresi, che le sezioni trasversali delle membrature sono potenzialmente in grado di sviluppare. Per quanto concerne i collegamenti bullonati, l'impiego di bulloni ad alta resistenza deriva dall'esigenza di impedire la crisi prematura del collegamento, così come il garantire un precarico commisurato a quello prescritto per le giunzioni ad attrito conferisce al collegamento un livello di sicurezza maggiore. Infine il rispetto della disuguaglianza (1.27) nel caso di saldature a cordone d'angolo e di collegamenti bullonati è necessario al fine di garantire sufficiente sovrarresistenza del collegamento per consentire la plasticizzazione delle parti collegate; tale requisito di sovrarresistenza si ritiene soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione di prima classe.

1.4.3 Zone dissipative nelle strutture a controventi concentrici

Gli elementi dissipativi di una struttura con controventi concentrici sono le diagonali di controvento.

Quando la diagonale è tesa, la sua resistenza assiale è data dalla resistenza a trazione, cioè dallo sforzo normale plastico ($N_{pl} = f_y A$). In tal caso la sua duttilità è molto grande, perché, essendo lo sforzo normale costante lungo l'asse dell'elemento, la plasticizzazione in trazione pura coinvolge l'intera diagonale, che è un elemento di volume molto grande. Quando la diagonale è compressa, la sua resistenza assiale è data dalla resistenza all'instabilità globale ($N_{b,Rd} = \chi f_y A$, con $\chi < 1$), che è minore, come ben noto, della resistenza a trazione. La duttilità in compressione risulta minore di quella in trazione, per una duplice ragione: a) la resistenza assiale rapidamente decresce dopo lo sbandamento laterale dell'asta; b) le deformazioni inelastiche sono fortemente localizzate in cerniere plastiche concentrate dovute alla flessione laterale dell'asta, che caratterizza il fenomeno d'instabilità.

Sulla base di tali considerazioni, l'Ordinanza suggerisce di trascurare, nel progetto, il contributo in resistenza della diagonale compressa. Il progetto si conduce quindi ipotizzando che, per una fissata direzione dell'azione sismica, reagiscano solo le diagonali che sono orientate in modo da risultare tese, cosicché il parametro geometrico di progetto è l'area della sezione trasversale dell'asta, mentre non intervengono né la forma della sezione trasversale, né il suo raggio di inerzia. Tuttavia, appare evidente che quest'ultimo parametro (o, più propriamente, la snellezza dell'asta) è particolarmente importante nei riguardi delle capacità dissipative e come tale deve necessariamente entrare in gioco come parametro di progetto.

Per meglio comprendere tale affermazione occorre considerare che durante l'azione di un terremoto, una generica diagonale di controvento sarà alternativamente soggetta a trazione e compressione. Se il terremoto è sufficientemente intenso, le fasi di compressione

implicano lo sbandamento laterale dell'asta, con conseguente plasticizzazione flessionale della stessa. Quando il terremoto inverte il senso di azione, determinando trazione nella diagonale precedentemente compressa, si verificherà un recupero solo della parte elastica delle deformazioni precedentemente sviluppate in compressione. In altre parole, una diagonale compressa oltre il limite dell'instabilità laterale, al termine di un terremoto rimane permanentemente distorta (Fig. 1.17). In tale eventualità, le aste di controvento possono presentarsi fuori piano, determinando una forte riduzione di rigidità e resistenza della struttura. Questo fenomeno è tanto più marcato quanto più le aste sono snelle.

Recenti esperienze di laboratorio (Tremblay, 2002), supportate da un esame preliminare dello stato dell'arte molto accurato, hanno mostrato che la risposta sismica di strutture con controventi relativamente snelli può essere soddisfacente, anche se questo aspetto merita di essere ulteriormente approfondito e quantificato. E' evidente che, in un'ottica moderna, la snellezza delle diagonali va scelta in relazione alla domanda di spostamento laterale, e quindi di duttilità richiesta, in funzione della zona sismica e delle conseguenze socio-economiche di un danneggiamento più o meno spinto.

In base alle precedenti considerazioni, l'Ordinanza suggerisce di limitare opportunamente la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ delle diagonali (rapporto tra la snellezza geometrica, λ , e il suo valore al limite elastico, λ_y), come indicato di seguito:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y} \leq 2 \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}; \quad \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1.28)$$

in cui, come è noto, L_0 è la lunghezza di libera inflessione della diagonale, i_{\min} è il raggio di inerzia minimo della sua sezione trasversale.

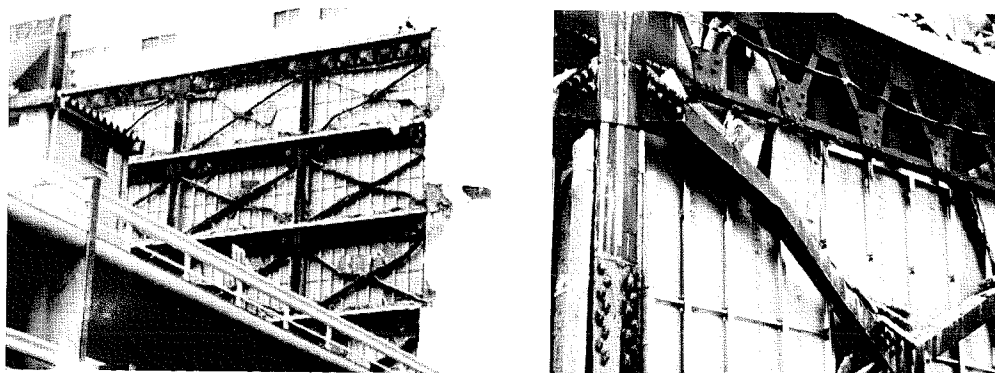


Figura 1.17. Instabilità delle diagonali di controvento

Nel caso di controventi a X con sola diagonale tesa attiva si assume anche un limite inferiore della snellezza adimensionale delle diagonali ($\bar{\lambda} \geq 1.3$). Infatti per valori di

$\bar{\lambda}$ inferiori le aste risulterebbero tozze e verrebbe meno la validità del modello di calcolo, poiché le diagonali presenterebbero limitati fenomeni d'instabilità flessionale per compressione, ed entrambe le diagonali (tesa e compressa) parteciperebbero alla resistenza e alla dissipazione nei confronti dell'azione del sisma. D'altro canto la prescrizione del limite inferiore ha lo scopo di contenere l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali tese allo snervamento (Fig. 1.14).

Allo stesso tempo, sempre al fine di fornire adeguata duttilità alle diagonali, la loro sezione trasversale deve essere sufficientemente compatta in modo da limitare i fenomeni di instabilità locale. Nel caso di sezioni a doppio T, tale requisito si consegue utilizzando membrature di categoria di duttilità duttile o plastica, secondo le indicazioni del paragrafo 1.2.3. Se il profilo utilizzato come diagonale di controvento è tubolare, si impongono dei limiti alla snellezza locale delle parti costituenti la sezione stessa. A tal proposito l'Ordinanza fa riferimento ai valori suggeriti dagli Eurocodici. In particolare nel caso di sezioni circolari il rapporto d/t tra diametro esterno (d) e spessore della parete (t) deve essere non maggiore di 36; nel caso di sezione rettangolare o quadra il rapporto b/t tra larghezza (b) del generico piatto costituente la sezione trasversale e il suo spessore (t) deve essere non maggiore di 18.

Infine nel caso di diagonali tese con collegamenti bullonati l'Ordinanza prescrive che la resistenza plastica di progetto ($\gamma_{ov} f_y A$) deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per il dispositivo di collegamento ($f_t A_{res}$).

Alla luce di tali aspetti comportamentali sono da interpretare anche le prescrizioni dell'Ordinanza relative ai controventi a V rovescia. Per tale configurazione di controventi, le travi devono essere progettate in modo da poter sostenere l'intero carico verticale, senza tenere conto del contributo in termini di rigidezza e resistenza dato dalle diagonali di controvento. La ragione di questa prescrizione risiede ancora una volta nella necessità di scongiurare il pericolo di avere, alla fine del terremoto, entrambe le diagonali distorte per effetto dell'instabilità in compressione, con ridotte rigidezza e resistenza residue. Inoltre per i controventi a V , considerando la diagonale tesa plasticizzata ($\gamma_{ov} \leq N_{pl,Rd}$) e la diagonale compressa instabilizzata ($0.3 N_{pl,Rd}$) le travi devono essere verificate nei confronti di un'azione concentrata che si ottiene per equilibrio in tale condizione.

1.4.4 Zone dissipative nelle strutture a controventi eccentrici

Gli elementi dissipativi di una struttura con controventi eccentrici sono i *link*.

Le tre categorie differenti di *link* (corto, lungo e intermedio), in funzione della lunghezza del *link*, si differenziano per il meccanismo di snervamento e la modalità di collasso: la risposta dei *link* corti è controllata dal taglio, mentre la risposta dei *link* lunghi è controllata dal momento flettente.

I *link* corti sono i più duttili, perché la plasticizzazione per taglio avviene in modo più uniforme sull'intera lunghezza del *link* rispetto al caso della plasticizzazione per flessione, caratteristica dei *link* lunghi, che invece è concentrata nelle cerniere plastiche. A tal riguardo, le prescrizioni dell'Ordinanza ricalcano i suggerimenti tecnici di altre normative internazionali, che derivano da prove sperimentali condotte negli anni '80 e '90 negli Stati Uniti (si veda ad esempio: Kasai e Popov, 1986).

A titolo di esempio, in Figura 1.18 è mostrato il comportamento isteretico di un sistema *link*-collegamenti sottoposto a carico ciclico. I collegamenti in oggetto sono stati progettati senza considerazione del criterio di gerarchia delle resistenze, vale a dire considerando le sollecitazioni prodotte dalle forze di progetto senza alcuna amplificazione. Si osserva che dopo aver raggiunto la massima capacità portante, il sistema subisce un prematuro effetto degradante dovuto al cedimento della piastra di collegamento (Della Corte e Mazzolani, 2005, 2006; D'Aniello *et al.*, 2005, 2006a; Barecchia *et al.* 2006).

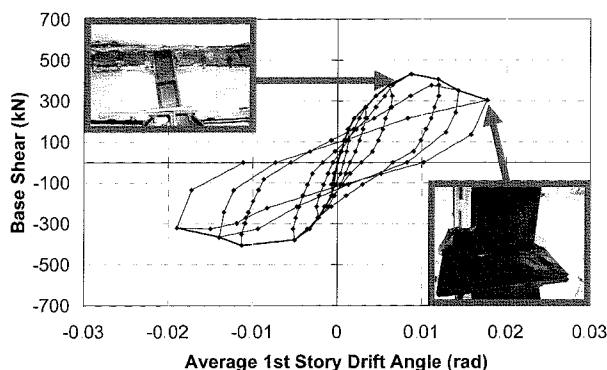


Figura 1.18. Comportamento ciclico di un *link*

1.4.5 Zone dissipative nelle strutture a telaio

Le zone dissipative delle strutture a telaio sono le estremità delle travi, in cui si formano le cerniere plastiche. Allo scopo di conseguire un comportamento di tipo duttile fino al raggiungimento della condizione di collasso dell'intera struttura, è necessario che le zone dissipative abbiano localmente sufficiente duttilità. In generale, infatti, la condizione di plasticizzazione delle zone dissipative non si attinge contemporaneamente in tutte le travi e alla base delle colonne, per cui le cerniere plastiche che si formano per prime devono potere assicurare ampie escursioni in campo plastico, per consentire la formazione delle cerniere plastiche successive, senza rompersi localmente, prima del collasso globale.

La capacità rotazionale R è l'indice di duttilità cui si fa generalmente riferimento. Il suo significato è spiegato chiaramente attraverso la Figura 1.19, con riferimento al diagramma momento-rotazione adimensionale, che caratterizza il comportamento della sezione secondo la classificazione dell'EC3. Essa è data dal rapporto tra la rotazione plastica θ_p e la

rotazione corrispondente al limite elastico θ_y e si può esprimere attraverso la seguente relazione, essendo θ_u la rotazione ultima della sezione:

$$R = \frac{\theta_p}{\theta_y} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1 \quad (1.29)$$

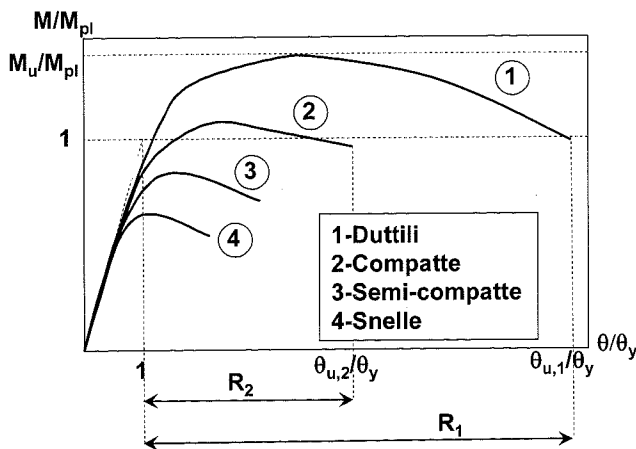


Figura 1.19. Definizione della capacità rotazionale R

Una sezione può esibire idealmente una capacità rotazionale che corrisponde alla deformazione ultima del materiale, ma ciò è reso impossibile per il sopraggiungere di fenomeni che minano la capacità di deformazione. Tali fenomeni sono l'instabilità locale degli elementi compressi della sezione trasversale della membratura e l'instabilità flessotorsionale.

Allo scopo di assicurare un'elevata capacità rotazionale tali fenomeni devono essere scongiurati. In particolare, con riferimento all'instabilità flessotorsionale, la membratura deve essere opportunamente controventata in corrispondenza delle zone dissipative, per impedire sia spostamenti laterali sia rotazioni torsionali; con riferimento all'instabilità locale, la sezione trasversale delle membrature in corrispondenza delle zone dissipative deve evidentemente appartenere alla categoria duttile, secondo la classificazione definita dall'Ordinanza (par. 1.2.4).

Si evince quindi che esiste una stretta relazione tra il parametro di snellezza s e la capacità rotazionale della sezione R .

A rigore, la capacità di rotazione può essere determinata mediante sperimentazione diretta oppure mediante modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale. In assenza di valutazioni rigorose l'Ordinanza suggerisce una formulazione, che consente di calcolare la capacità rotazionale in funzione di parametri quali il parametro di snellezza s , il rapporto fra sforzo normale di progetto e sforzo normale plastico ρ , il rapporto tra la deformazione corrispondente all'incrudimento del materiale ϵ_h e la deformazione al limite elastico ϵ_y , il rapporto tra il modulo elastico E e il modulo di

incrudimento E_h , secondo le relazioni presentate di seguito, ottenute attraverso l'applicazione di un metodo semiempirico messo a punto da Mazzolani e Piluso (1996a):

- nel caso l'instabilità locale della flangia compressa avvenga con la flangia tesa ancora in campo elastico, si ha:

$$\frac{s-1}{2} \leq \rho \leq 0.3 \quad (1.30)$$

$$R = \frac{1}{s-\rho} \left\{ (1-\rho) + \frac{s-1}{1-\rho} \left[(1-2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s-1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1 \quad (1.31)$$

- nel caso l'instabilità locale della flangia compressa avvenga con la flangia tesa in campo plastico, si ha:

$$\rho < \frac{s-1}{2} \quad (1.32)$$

$$R = \frac{1}{(s-\rho)(1-\rho)} \left\{ \left[1 + \rho^2 - 2\rho(s-1) \right] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s-\rho-1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s-\rho-1) + (s-2\rho-1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1 \quad (1.33)$$

- nel caso in cui risulti $s \leq 1$ si assume, in via cautelativa, $R = 0$

dove E_r è un modulo di elasticità ridotto, funzione di E e di E_h .

Ai fini dell'applicazione delle relazioni suddette, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, le proprietà inelastiche del materiale sono fornite dall'Ordinanza. Esse sono riportate nella Tabella seguente:

Tabella 1.5. Proprietà inelastiche del materiale per il calcolo di R

	S235	S275	S355
$\varepsilon_h/\varepsilon_y$	12.30	11.00	9.80
E/E_h	37.50	42.80	48.20
E/E_r	19.25	21.90	24.60

Per sfruttare a pieno la duttilità delle membrature, occorre infine assicurare che la resistenza flessionale plastica, nonché la capacità rotazionale non siano ridotte per la presenza del taglio e dello sforzo normale. Di conseguenza in corrispondenza delle zone in cui si prevede si formino le cerniere plastiche, le sollecitazioni di progetto di taglio e di sforzo

normale devono essere opportunamente contenute entro i limiti indicati rispettivamente dalla relazione 1.26 e dalla seguente relazione:

$$N_{Sd} \leq 0.15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (1.34)$$

In Figura 1.20 è rappresentata una tipica cerniera plastica formatasi all'estremità della trave, come risultato di una prova sperimentale di tipo ciclico al collasso di un nodo trave-colonna.

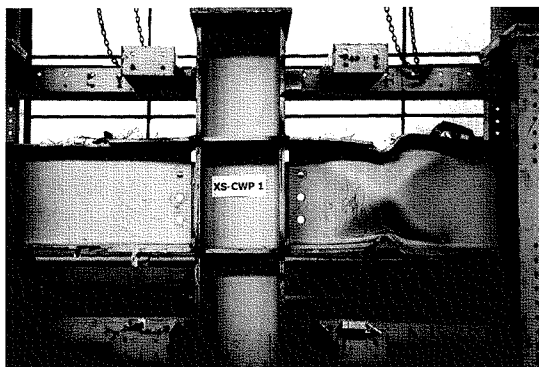


Figura 1.20. Cerniera plastica nelle travi dei telai

1.5 STATO LIMITE DI DANNO

Lo stato limite di danno è verificato a posteriori, una volta che la struttura è stata preliminarmente progettata allo stato limite ultimo. Come indicato nell'Ordinanza, la verifica nei confronti dello stato limite di danno si effettua controllando che le azioni sismiche "di esercizio", ottenute dividendo per un fattore pari a 2.5 le ordinate dello spettro elastico, inducano spostamenti compatibili con la normale funzionalità della struttura.

In pratica è richiesto soltanto il controllo dello spostamento laterale d'interpiano, che deve essere contenuto entro prestabiliti limiti sotto l'azione di un terremoto con un periodo di ritorno più basso rispetto a quello distruttivo. In particolare, i limiti per gli spostamenti d'interpiano (d_t) indicati dall'Ordinanza sono i seguenti, essendo b l'altezza di interpiano:

- $d_t < 0.005b$, per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa;
- $d_t \leq d_{tp} \leq 0.01b$, per edifici con tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{tp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura;

Il controllo della resistenza non è prescritto sotto le azioni sismiche di servizio e, conseguentemente, nessun riferimento esplicito è fatto nei codici alla necessità di controllare il danneggiamento. Ciò può essere accettabile in riferimento al danno non strutturale, ma fuorviante per il controllo del danno strutturale. Infatti risulta evidente che

per valori del fattore di struttura maggiori di 2.5, le membrature sono dimensionate per una resistenza più bassa di quella richiesta dal terremoto di servizio, per il quale ci si deve quindi aspettare un certo danneggiamento strutturale. Per superare tale incongruenza, dovrebbero essere considerati due stati limite di servizio: il primo riferito alla preservazione della funzionalità delle costruzioni, mentre il secondo al danno strutturale inelastico.

Giova ricordare che la ben nota elevata deformabilità di alcune tipologie di strutture metalliche, quali i telai, rende spesso la verifica allo stato limite di danno condizionante ai fini del progetto. Valori pertinenti degli spostamenti d'interpiano limite, diversificati rispetto alla tipologia dell'elemento non strutturale e alle caratteristiche del suo collegamento con la struttura principale, sono auspicabili per conseguire criteri progettuali affidabili.

Uno studio su tipiche configurazioni di telai multipiano di acciaio (Faggiano, 2003) ha evidenziato che il controllo dello stato limite di danno impone un elevato livello di sovrarresistenza rispetto alle esigenze di progetto allo stato limite ultimo. A causa di tale sovrarresistenza, la duttilità globale necessaria alla struttura, associata alle forze di progetto estreme, è minore di quella richiesta dalle ipotesi di progetto allo stato limite ultimo. Di conseguenza, i telai di acciaio potrebbero essere direttamente progettati allo stato limite di danno, 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 (Faggiano *et al.*, 2001). Questa situazione può essere d'interesse pratico solo per particolari tipologie strutturali, o quando sono applicabili limiti di flessibilità meno restrittivi, cioè nel caso in cui gli elementi non strutturali possono subire grandi deformazioni con livelli di danno tollerabili. Un'altra possibilità è l'uso intelligente dei pannelli di rivestimento poiché, in alcune condizioni, le facciate possono fornire un incremento importante della rigidezza laterale della struttura portante, permettendo il progetto semplicemente per resistenza dei telai (Landolfo *et al.*, 1993).

1.6 PROGETTO DEI COLLEGAMENTI

1.6.1 Tipologie e comportamenti

Le costruzioni di acciaio risultano dall'assemblaggio di singoli elementi mediante collegamenti appositamente concepiti. Si comprende dunque che i collegamenti tra le membrature strutturali rivestono un ruolo fondamentale nel progetto di tali strutture. Sono infatti proprio i collegamenti a definire lo schema statico di riferimento per il progetto strutturale e quindi a condizionare il comportamento delle strutture (Landolfo *et al.*, 2000, 2001). Volendo fare riferimento ai due casi estremi di vincolo, è possibile realizzare nodi cerniera, che, permettendo rotazioni libere, sono incapaci di trasmettere momento e conducono quindi a strutture di tipo pendolare, oppure realizzare nodi che presentano un comportamento monolitico, per il quale le estremità delle membrature ivi convergenti sono soggette alla stessa rotazione e agli stessi spostamenti, e quindi ottenere strutture intelaiate a

nodi rigidi. E' possibile ovviamente ottenere comportamenti meccanici intermedi, realizzando nodi di tipo semirigido.

Il concetto di semirigidità può essere efficacemente inserito nel contesto delle imperfezioni meccaniche della struttura "industriale", quale in genere si considera una costruzione di acciaio, conducendo ad un'interpretazione più realistica della capacità portante dell'intera struttura. Si può così intendere la struttura d'acciaio industriale come una struttura affetta da imperfezioni, perché costituita da "aste imperfette" collegate tra di loro da "nodi imperfetti" (Mazzolani e Piluso, 1996a). Attualmente l'uso dei nodi semirigidi non è codificato nelle norme antisismiche, poiché conoscenze ed esperienza sono ancora esigue per consentire lo sviluppo di metodi di calcolo consolidati.

E' opportuno evidenziare che a rigore si definisce collegamento la parte meccanica di connessione tra due elementi strutturali, mentre si definisce nodo l'insieme del collegamento stesso e della zona di interazione tra le membrature collegate. Quindi la deformazione del nodo include la deformazione del collegamento. Si comprende come quest'ultimo possa condizionare significativamente la risposta dell'intero sistema strutturale.

Per strutture pendolari, caratterizzate da collegamenti tra le membrature di tipo cerniera, i tipici collegamenti trave-colonna si realizzano con squadrette bullonate (Fig. 1.21), in particolare nel caso dei sistemi di controvento si realizzano collegamenti bullonati che prevedono anche la connessione delle diagonali di controvento.

Per le strutture a telaio esistono diversi sistemi tecnologici che realizzano un collegamento trave-colonna (Fig. 1.21). E' possibile ottenere un nodo rigido mediante un collegamento di tipo saldato, con la disposizione di eventuali irrigidimenti nell'anima della colonna, che proseguono idealmente le ali delle travi. In alternativa è possibile realizzare un giunto flangiato anche in questo caso con eventuale disposizione di irrigidimenti dell'anima della colonna in prosecuzione delle travi; oppure giunti con coprigiunti saldati alla colonna e bullonati alle ali della trave e l'anima della trave collegata all'ala della colonna mediante una squadretta bullonata.

Esistono poi diverse soluzioni che realizzano nodi di tipo semirigido, mediante giunti bullonati costituiti da elementi di collegamento, quali flange d'estremità, squadrette d'ala e d'anima, squadrette d'ala (Fig. 1.21).

Avendo un collegamento piena dignità di elemento strutturale, esso deve essere qualificato in termini di resistenza, rigidezza e capacità di deformazione. A tal proposito, assumendo predominante il comportamento a flessione, è necessario fare riferimento alla relazione momento-rotazione. Tale relazione in presenza dell'azione sismica è di tipo ciclico e rappresenta tutti gli effetti del degrado che intervengono all'aumentare del numero di cicli. Il comportamento ciclico dei collegamenti può essere di tipo stabile o instabile: nel primo caso il collegamento esibisce lo stesso comportamento ottenuto dai test monotoni anche al crescere del numero di cicli; nel secondo caso la rigidezza e la resistenza diminuiscono al

crescere del numero di cicli. Studi numerici dimostrano che il degrado di resistenza dei collegamenti è solitamente trascurabile per terremoti aventi l'intensità di progetto, ma diviene viepiù importante al crescere dell'intensità sismica, determinando le condizioni di collasso globale della struttura (Della Corte et al. 2002).

Con riferimento al parametro di rigidità adimensionale \bar{K} , che si esprime come rapporto tra la rigidità rotazionale del collegamento K e la rigidità flessionale della trave collegata EI/L , essendo I e L rispettivamente il momento d'inerzia e la lunghezza della trave collegata, è possibile la classificazione dei collegamenti mostrata in Figura 1.22.

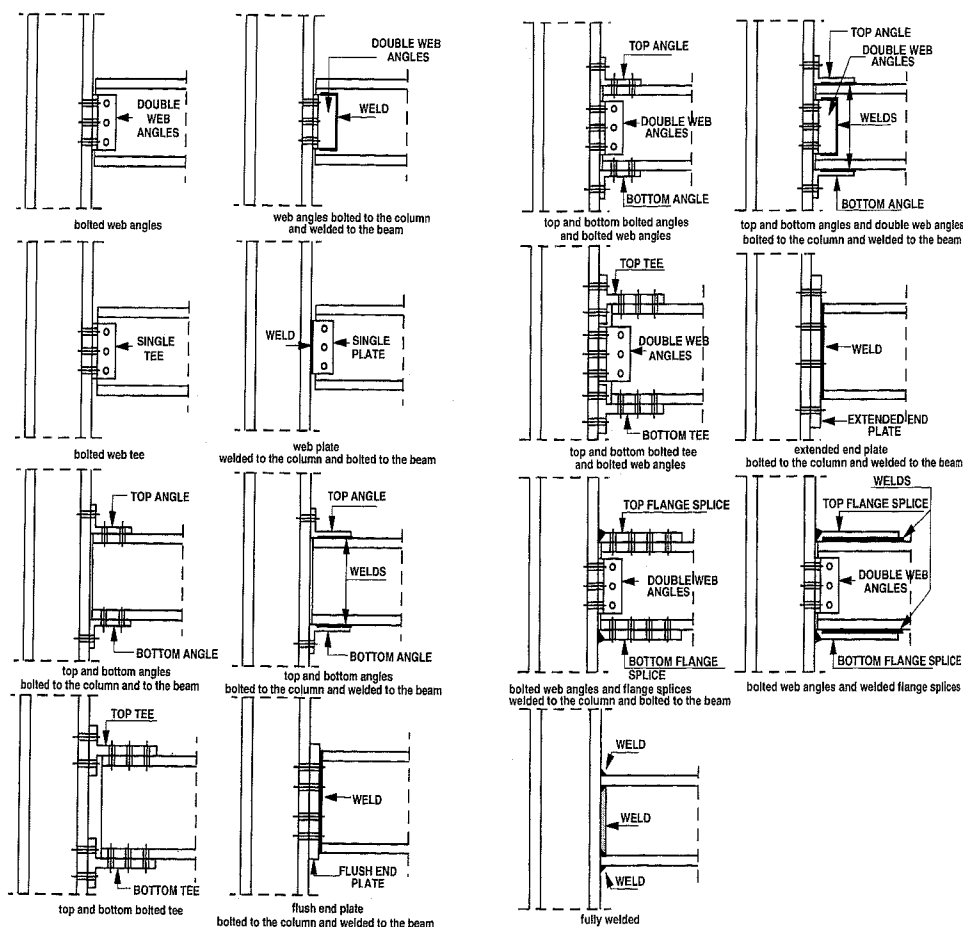


Figura 1.21. Collegamenti trave-colonna

In termini di resistenza i collegamenti possono essere classificati come a completo ripristino di resistenza e a parziale ripristino di resistenza.

Nel primo caso essi hanno una resistenza di progetto almeno uguale a quella delle

membrature collegate. Conseguentemente, con riferimento al progetto plastico, una cerniera plastica si formerà nelle membrature collegate e non nel collegamento.

Al contrario, la resistenza di progetto dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza è minore di quella delle membrature collegate. In questo caso, con riferimento al progetto plastico, una cerniera plastica si formerà nel collegamento, per cui ad esso è richiesta un'adeguata capacità di rotazione. Con riferimento al parametro adimensionale di resistenza flessionale \bar{m} , dato dal rapporto tra il momento ultimo M_u del collegamento e il momento plastico $M_{pl,b}$ della trave collegata, può valere la seguente classificazione (CEN, EN 1993-1-1, 2004):

- collegamento a cerniera: $\bar{m} < 0.25$
- collegamento rigido a parziale ripristino di resistenza $0.25 \leq \bar{m} < 1$
- collegamento a completo ripristino di resistenza $\bar{m} \geq 1$

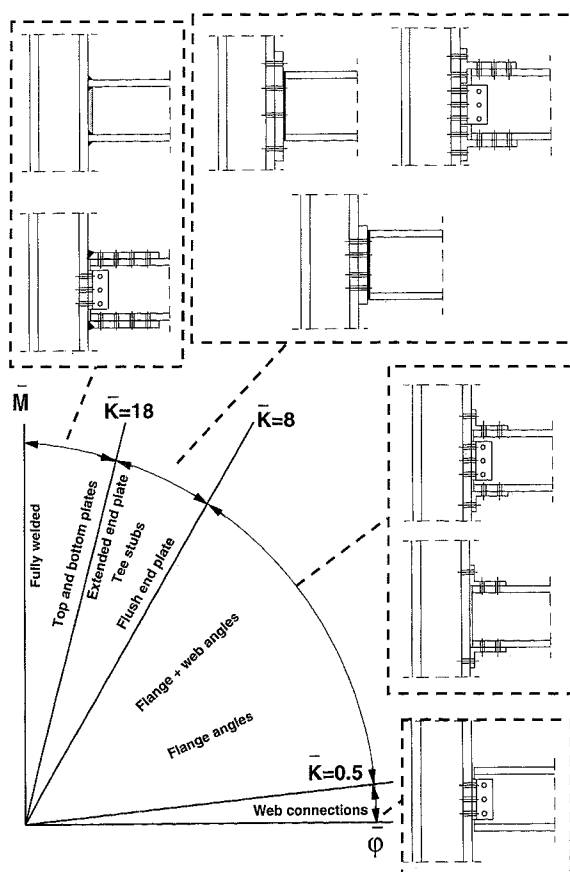


Figura 1.22. Valori tipici della rigidità non dimensionale per differenti collegamenti

1.6.2 Lo sviluppo della ricerca

Le prime ricerche in Italia sul comportamento ciclico dei nodi trave-colonna di telai di acciaio risalgono agli anni '80 e si sono sviluppate attraverso la collaborazione dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II" ed il Politecnico di Milano (Ballio *et al.*, 1986, 1987). Quattro serie di nodi furono esaminate allo scopo di evidenziare l'influenza del tipo di collegamento (Fig. 1.23): A) coprigiunti d'ala bullonati e squadrette d'anima bullonate; B) angolari d'ala bullonati e squadrette d'anima bullonate; C) flangia di estremità bullonata; D) collegamento saldato con nervature di continuità nell'anima della colonna. Per ciascuna serie furono considerate quattro varianti consistenti nell'aggiunta di nervature e/o nella modifica del diametro dei bulloni.

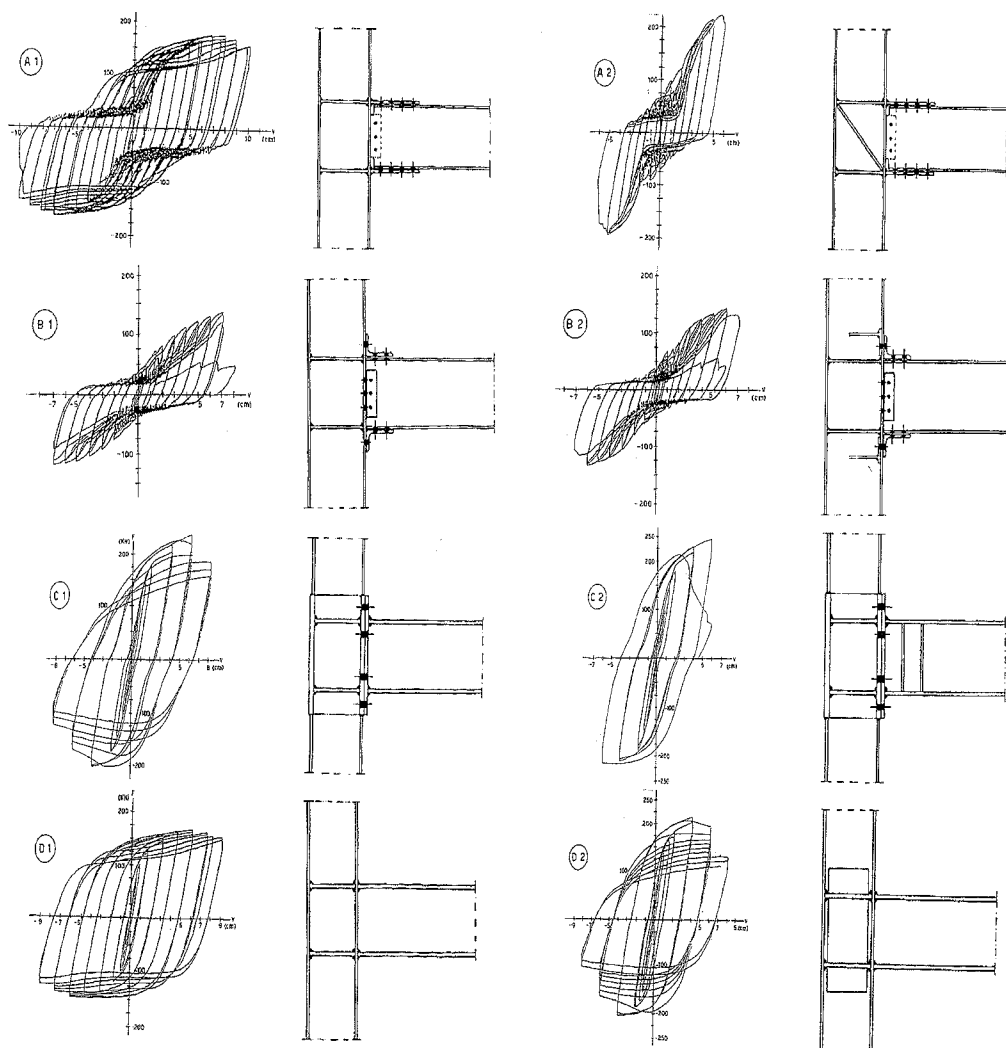


Figura 1.23. Legami forza-spostamento sperimentali per tipici nodi trave-colonna

La ricerca mostrò l'estrema sensibilità del comportamento - in termini di rigidezza, resistenza, duttilità e capacità di assorbimento di energia - al variare di dettagli costruttivi apparentemente considerati trascurabili. Tipici legami momento-rotazione ottenuti mediante le prove sperimentali per alcune tipologie di nodo trave-colonna sono riportati in Figura 1.23.

Si può in generale osservare che ogni modifica che consiste nell'introduzione di elementi di irrigidimento conduce ad un incremento della resistenza accompagnato da una riduzione di duttilità.

Un'estensione di questa casistica è stata effettuata da Ballio e Chen (1993a, b), che hanno condotto una campagna sperimentale su collegamenti trave-colonna del tipo rigido e semi-rigido. Nella Tabella 1.6 è presentata una sintesi delle principali caratteristiche dei collegamenti testati e dei risultati delle prove cicliche in termini di capacità rotazionale plastica (PRC). I nodi sperimentati appartengono alle due tipologie più diffuse che utilizzano collegamenti saldati e flangiati, in configurazione ad una e due travi, considerando nei nodi saldati la variante di bulloni d'anima e di ali rastremate (*dog bone*).

Tabella 1.6. Valori sperimentali della capacità rotazionale plastica (PRC) di tipici collegamenti trave-colonna

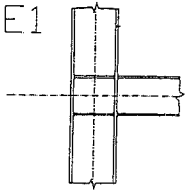
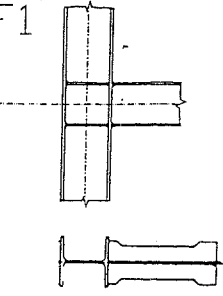
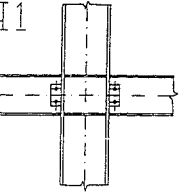
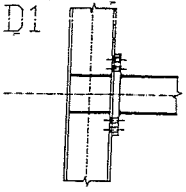
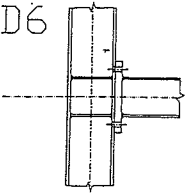
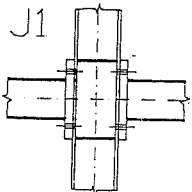
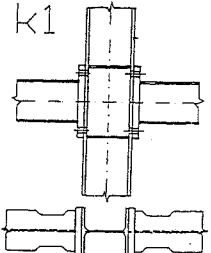
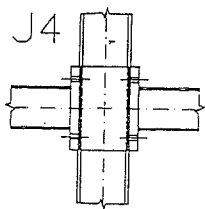
Tipo di collegamento	Caratteristiche della trave	Caratteristiche della colonna	PRC
 E1	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.08
	Altre caratteristiche specifiche		
	Piatti di continuità: 12.5 mm Saldature a completa penetrazione		
 F1	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.093
	Altre caratteristiche specifiche		
	Piatti di continuità: 12.5 mm Saldature a completa penetrazione Rastremazione ali (<i>dog bone</i>)		
 I1	HE 260 A $f_y = 302 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 282 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.084
	Altre caratteristiche specifiche		
	Piatti di continuità: 12.5 mm Piatti di collegamento dell'anima: 12 mm Saldature a completa penetrazione per le ali Bulloni d'anima: 2 M27-10.9 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 1040 \text{ N/mm}^2$		

Tabella 1.6. Valori sperimentali della capacità rotazionale plastica (*PRC*) di tipici collegamenti trave-colonna (continua)

Tipo di collegamento	Caratteristiche della trave	Caratteristiche della colonna	PRC
	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.067
	Altre caratteristiche specifiche Spessore delle flange d'estremità: 44 mm Piatti di continuità: 12.5 mm Bulloni: 8 M24 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 1040 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_u = 12\%$		
	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.045
	Altre caratteristiche specifiche Spessore delle flange d'estremità: 26 mm Piatti di continuità: 12.5 mm Bulloni: 4 M30 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 1040 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_u = 12\%$		
	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.082
	Altre caratteristiche specifiche Irrigidimenti d'anima della colonna: 12.5 mm Spessore delle flange d'estremità: 50 mm Bulloni: 4 M30-10.9 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 1040 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_u = 12\%$		
	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.082
	Altre caratteristiche specifiche Irrigidimenti d'anima della colonna: 12.5 mm Spessore delle flange d'estremità: 50 mm Bulloni: 4 M30-10.9 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 1040 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_u = 12\%$ Rastremazione ali (<i>dog bone</i>)		
	HE 260 A $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali)	HE 300 B $f_y = 318 \text{ N/mm}^2$ (ali) $f_y = 307 \text{ N/mm}^2$ (anima)	0.045
	Altre caratteristiche specifiche Spessore delle flange d'estremità: 50 mm Bulloni: 4 M30-10.9		

Recentemente molte ricerche teorico-sperimentali sono state sviluppate a livello internazionale (SAC, 1997; STEELQUAKE, 1998; RECOS, 2000) sui collegamenti in

acciaio e composti, allo scopo di conseguire i seguenti obiettivi: analizzare e sintetizzare lo stato dell'arte di precedenti studi; caratterizzare il comportamento dei collegamenti trave-colonna soggetti a carichi ciclici mediante prove sperimentali; mettere a punto modelli numerici per l'interpretazione della risposta dei collegamenti; analizzare l'influenza del tipo di collegamento sulla risposta sismica delle strutture di acciaio; individuare alla luce dei risultati conseguiti nuovi criteri progettuali per le strutture di acciaio, che tengano in dovuto conto le peculiarità dei collegamenti tra le membrature (Mazzolani, 2003).

Il progetto europeo RECOS (*Reliability of moment resistant connections of steel building frames in seismic areas*) ha visto la collaborazione di otto Paesi europei, i quali hanno sviluppato una ricerca sui molti aspetti relativi all'analisi ed alla progettazione dei collegamenti nei telai sismoresistenti (Mazzolani, 1999d). In particolare è stata sviluppata una campagna di prove cicliche su vari tipi di collegamenti trave-colonna anche in configurazione composta. In totale sono state eseguite 139 prove. Nelle Tabelle 1.7 e 1.8 sono riportati i tipi di collegamento esaminati, con l'indicazione del laboratorio e del principale scopo della ricerca in base al quale le prove sono state programmate (Mazzolani, 1999d).

Tabella 1.7. RECOS : Collegamenti di acciaio

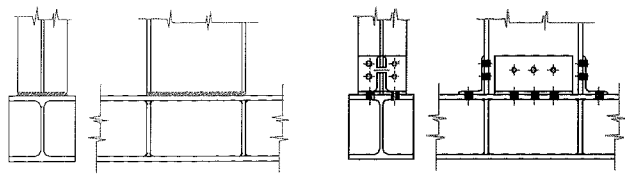
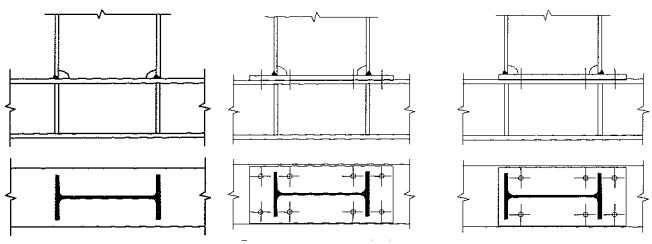
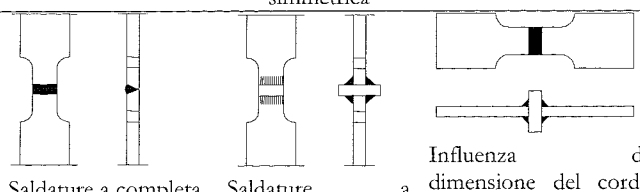
Tabella 1.7: RSCG - Collegamenti d'acciaio			Scopo dell'attività sperimentale
Laboratorio	Tipologia di collegamento		
LISBONA (Portogallo)			Influenza delle dimensioni della colonna No di prove: 24
	Collegamento saldato	Collegamento bullonato con squadrette	
LJUBLJANA (Slovenia)			Effetto della velocità di deformazione sui collegamenti saldati e bullonati con flangia d'estremità (tipologie simmetriche e asimmetriche) No di prove: 7
	Collegamento saldato	Collegamento bullonato con flangia simmetrica	
LJUBLJANA (Slovenia) LIEGI (Belgio)			Effetto della velocità di deformazione e della temperatura su provini saldati di piccole dimensioni No di prove: 50
	Saldature a completa penetrazione	Saldature cordone d'angolo	Influenza della dimensione del cordone d'angolo

Tabella 1.7. RECOS : Collegamenti di acciaio (continua)

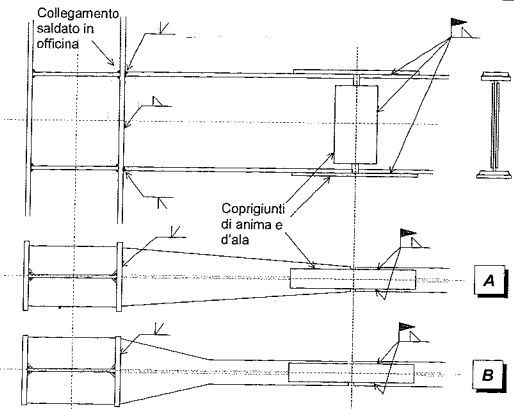
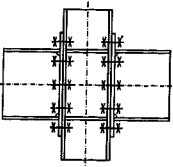
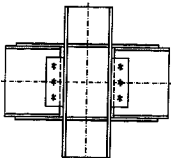
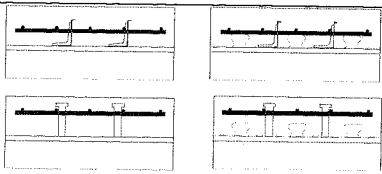
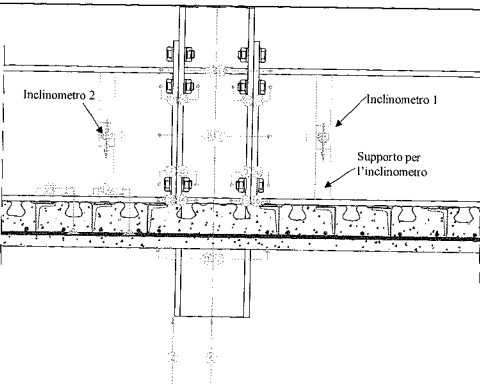
Laboratorio	Tipologia di collegamento	Scopo dell'attività sperimentale
SOFIA (Bulgaria)		Effetto dell'incremento di sezione all'estremità della trave No di prove: 6
	A	
	B	
TIMISOARA (Romania)		Effetto dell'asimmetria del carico e della tipologia del collegamento (saldato e bullonato) No di prove: 12
	Collegamento flangiato bullonato	
	Collegamento saldato	
		Collegamento con piattini d'ala saldati

Tabella 1.8. RECOS: Collegamenti composti acciaio-calcestruzzo.

Laboratorio	Tipologia di collegamento	Scopo dell'attività sperimentale
RENNES (Francia)		Prove del tipo <i>push-pull</i> No di prove: 30
		Comportamento dei giunti composti acciaio-calcestruzzo e influenza del tipo di connettori a taglio No di prove: 10

Nel complesso tali ricerche hanno condotto da un lato alla sistematizzazione di molti aspetti fondamentali alla comprensione del comportamento dei collegamenti e delle strutture nella loro globalità in presenza di azioni cicliche, dall'altro all'identificazione di nuove tipologie di collegamenti più convenienti dal punto di vista costruttivo e funzionale, che meritano di essere approfondite e codificate.

1.6.3 Dai sistemi tradizionali ai sistemi innovativi

La necessità di concepire tipologie di collegamenti trave-colonna innovative rispetto ai collegamenti di tipo tradizionale è scaturita in particolare dal riscontro di danni di tipo fragile nei collegamenti delle strutture di acciaio in occasione dei terremoti di Northridge (USA, 1994; Roeder, 2002; SAC, 1997) e di Kobe (Giappone, 1995; Akiyama e Yamada, 1995). Nella pratica costruttiva americana molto diffusa era soprattutto la tipologia di collegamento caratterizzata dalle ali della trave saldate e l'anima della trave bullonata all'ala della colonna (Fig. 1.24a). Durante il terremoto di Northridge tipiche forme di collasso del collegamento sono state fratture in corrispondenza delle saldature tra le ali delle travi e delle colonne, che in alcuni casi si sono propagate nelle colonne. I collegamenti trave-colonna tipici della pratica costruttiva giapponese erano realizzati mediante saldatura in opera delle travi, con sezione a doppio T, alle colonne, con profili scatolari rinforzati mediante piatti in continuità delle ali della trave (Fig. 1.24b). Per tale tipologia di collegamento durante il terremoto di Kobe le più frequenti modalità di collasso sono state fratture della sezione scatolare della colonna in corrispondenza delle saldature delle ali della trave, dove la concentrazione degli sforzi è molto elevata (Mazzolani e Gioncu, 2000).

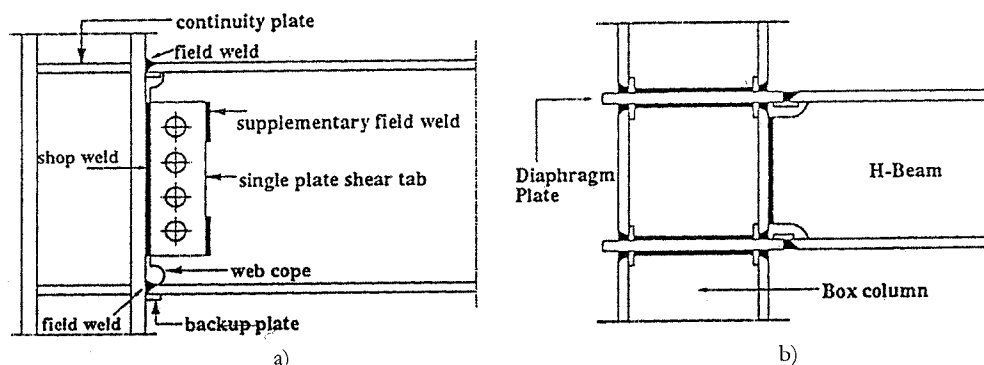


Figura 1.24. Tipici collegamenti trave-colonna per i telai: a) tipologia americana pre-Northridge; b) tipologia giapponese pre-Kobe

E' stato successivamente osservato che i danni prodotti dalla concentrazione di sforzi nelle saldature del nodo trave-colonna potrebbero essere evitati, utilizzando la tipologia innovativa di collegamento - il cosiddetto *dog-bone* - ideata e studiata da André Plumier, con successivo brevetto di ARBED (1989, Fig. 1.25). Questo sistema è caratterizzato dalla rastremazione delle ali delle travi in prossimità delle estremità con conseguente riduzione di

sezione della trave, in posizione tale da agevolare il presentarsi delle deformazioni plastiche nel concio di trave a sezione ridotta, preservando così l'integrità del collegamento trave-colonna e della colonna stessa. Il *dog-bone* può essere inoltre realizzato su strutture esistenti allo scopo di adeguarle sismicamente attraverso la modifica del meccanismo globale di collasso (Faggiano e Mazzolani, 1999; Faggiano *et al.*, 2003; Faggiano e Landolfo, 2002, 2005). In tale ambito la ricerca attualmente è orientata verso la definizione di metodologie progettuali sia del dettaglio costruttivo sia dei telai modificati, valutando l'impatto del *dog-bone* sul comportamento sismico dei telai.

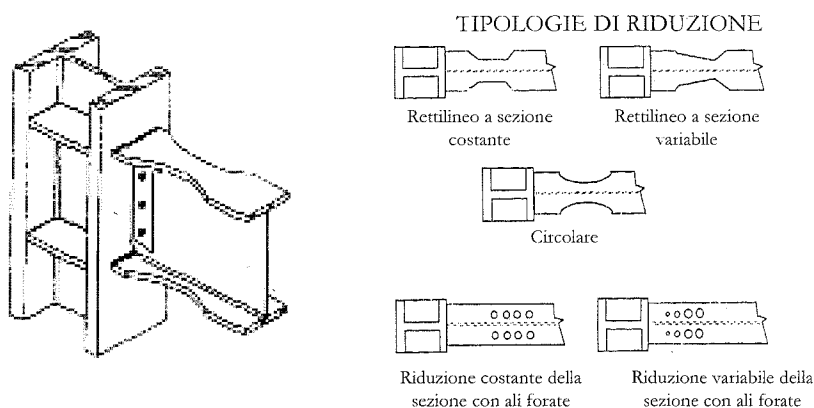


Figura 1.25. Collegamenti trave-colonna innovativi: il *dog-bone*

Un'altra tipologia di collegamento trave-colonna innovativa recentemente proposto in USA è il sistema cosiddetto *Post-Tensioned Energy Dissipating* (PTED, Fig. 1.26). Questo accoppia un sistema di post-tensione, che assicura la collaborazione tra le travi e le colonne, con dispositivi di dissipazione dell'energia. La post-tensione è conferita ad ogni piano del telaio da barre di acciaio (Fig. 1.26a) o da trefoli (Fig. 1.26b) ad alta resistenza situati ai due lati dell'anima delle travi, coprendo l'intera lunghezza dell'edificio, ed ancorate alle colonne esterne. In corrispondenza di ogni nodo trave-colonna sono disposti degli elementi dissipativi realizzati mediante barrotti d'acciaio confinati (Fig. 1.26a) oppure angolari d'acciaio (Fig. 1.26b).

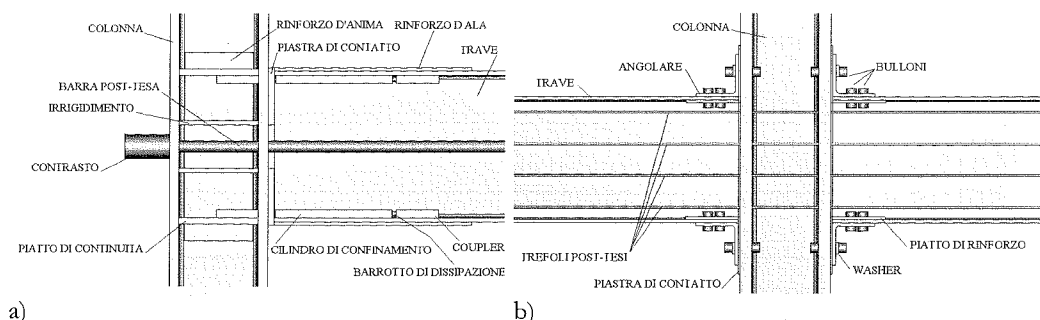


Figura 1.26. Collegamenti trave-colonna innovativi: il PTED

Testimonianze di studi sperimentali per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di tali tipi di connessione sono presenti in letteratura (Christopoulos *et al.*, 2002; Ricles *et al.*, 2002): il comportamento meccanico risulta piuttosto complesso e quindi altrettanto la sua modellazione numerica (Esposito *et al.*, 2005).

1.7 CONCEZIONE STRUTTURALE

1.7.1 Le componenti strutturali

Un organismo strutturale deve rispondere ad esigenze di carattere statico, estetico, funzionale ed economico. Tuttavia, le prerogative di un sistema costruttivo sono strettamente legate alle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale impiegato per la realizzazione dei suoi componenti strutturali.

L'acciaio è caratterizzato da un elevato rendimento meccanico, inteso come rapporto tra la resistenza meccanica e il peso specifico, cosicché, grazie anche alla notevole duttilità, tale materiale risulta particolarmente idoneo ad essere utilizzato nelle applicazioni progettuali che richiedono capacità di dissipazione energetica, come nel caso delle costruzioni in zona sismica. Di contro tale rendimento meccanico non può essere sfruttato appieno poiché realizzando membrane molto snelle si va incontro a fenomeni d'instabilità sia globali che locali, oltre ad una eccessiva deformabilità. In aggiunta occorre considerare che la vasta gamma di acciai prodotti dall'industria siderurgica consente al progettista di disporre, nella fase di concezione strutturale, di un ulteriore parametro di progetto, quale la resistenza del materiale. Si individua così la quarta dimensione della costruzione metallica, che consente di inserire all'interno del sistema strutturale membrane delle stesse dimensioni ma con resistenze differenti, dosate secondo le necessità (Mazzolani e Landolfo, 2002).

Un aspetto che certamente condiziona la concezione strutturale e rende le strutture di acciaio altamente competitive è la possibilità di industrializzazione del processo produttivo degli elementi costruttivi (Landolfo, 2003). Potendo utilizzare differenti procedimenti di produzione, quali la laminazione a caldo, la sagomatura a freddo nonché la composizione saldata di elementi d'acciaio, è possibile realizzare membrane strutturali con sezioni trasversali di forma anche molto diversa (Fig. 1.27; ESDEP, 1994).

Inoltre non va dimenticato che i sistemi strutturali in carpenteria metallica nascono dall'assemblaggio di elementi monodimensionali o bidimensionali generalmente prodotti in luoghi diversi da quello di costruzione della struttura. Si comprende dunque che la fase di concezione strutturale non può prescindere anche dal considerare le operazioni di produzione, trasformazione, trasporto e montaggio.

Come già evidenziato precedentemente, il grado di vincolo tra le parti componenti la struttura risulta essere un altro parametro di progetto, potendo realizzare nodi strutturali con comportamento meccanico del tipo a cerniera perfetta o rigido mediante opportuni accorgimenti tecnologici e/o costruttivi. La scelta dei sistemi di collegamento rappresenta un aspetto chiave della concezione delle strutture di acciaio e condiziona la scelta della tipologia del sistema strutturale.

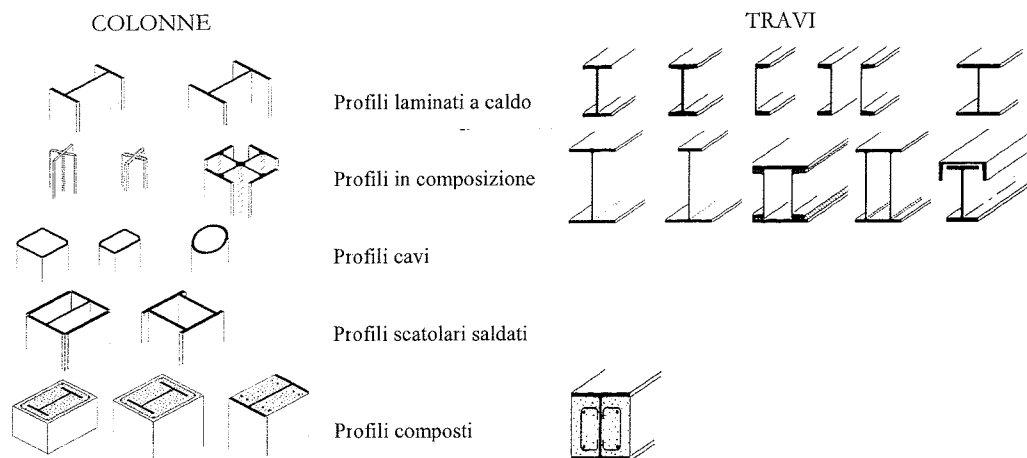


Figura 1.27. Alcuni esempi di sezioni di colonne e di travi di acciaio da carpenteria

1.7.2 Il comportamento globale

Nel campo degli edifici, il tipo di collegamento porta sostanzialmente alla realizzazione di due differenti configurazioni strutturali, in relazione al modo in cui l'ossatura portante è capace di contrastare, con un adeguato margine di sicurezza, sia le azioni verticali, sia le azioni orizzontali. Si tratta degli edifici cosiddetti con struttura intelaiata e degli edifici con struttura pendolare e controventi verticali. Nel primo caso, l'ossatura portante è costituita da ordini di telai ortogonali tra di loro. La continuità strutturale tra le membrature orizzontali e quelle verticali, garantita dalla realizzazione di nodi trave-colonna di tipo rigido o semirigido, caratterizza la risposta strutturale, che si traduce in un regime di sollecitazione prevalentemente flessionale negli elementi portanti. Come già sottolineato, l'elevata deformabilità strutturale rappresenta un limite all'impiego di tale soluzione, unitamente alle difficoltà costruttive ed economiche connesse alla realizzazione di nodi rigidi. Nei sistemi appartenenti alla seconda categoria i collegamenti trave-colonna sono del tipo nodo-cerniera. La necessaria rigidità laterale della struttura è conferita da sistemi di controventamento verticale realizzati mediante pareti e/o nuclei in c.a. o attraverso sistemi reticolari in acciaio con aste inclinate disposte con varie configurazioni. In tal modo si realizza un sistema strutturale disaccoppiato (Landolfo, 2002), che consente di distinguere in modo molto chiaro la parte di struttura che ha il compito di trasmettere in fondazione i carichi verticali da quella preposta all'assorbimento delle azioni orizzontali (Fig. 1.28), dovute ad esempio al sisma o al vento.

Nella parte di struttura resistente ai soli carichi verticali i collegamenti "a cerniera" tra le travi e le colonne realizzano uno schema isostatico, reso stabile nei confronti delle azioni orizzontali dai controventi. L'interazione tra i carichi verticali e quelli orizzontali, risulta essere molto modesta in fase di progetto, perché il dimensionamento delle membrature dei sistemi di controventamento è dominato dalle azioni orizzontali. In tal modo le giunzioni

risultano semplici, la deformabilità laterale è legata al comportamento delle mensole (controventi), l'interazione tra azioni assiali e flettenti nelle membrature è ridotta o annullata. Di contro ne deriva un ingombro maggiore dovuto alle strutture controventanti e un aggravio del sistema di fondazione, che deve fornire le reazioni ai carichi orizzontali concentrati in alcuni elementi e non distribuiti su tutta la pianta dell'edificio. In uno schema strutturale così concepito le colonne risultano semplicemente compresse per effetto dei carichi verticali.

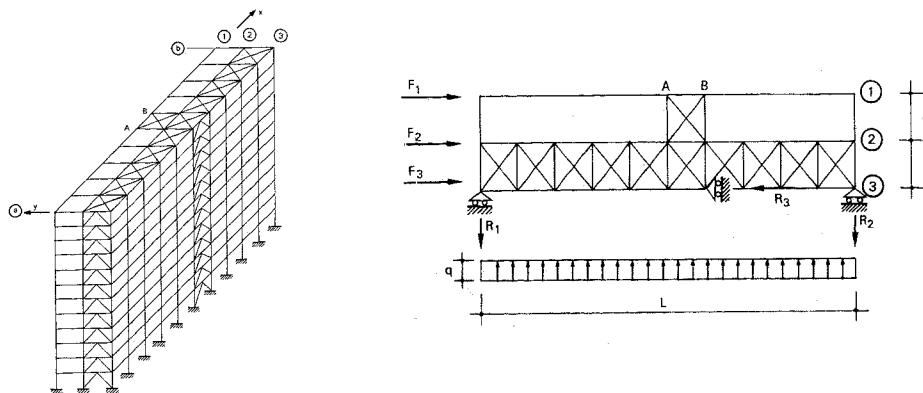


Figura 1.28. Schema tridimensionale di un edificio multipiano con controventi di acciaio e ripartizione delle azioni orizzontali

Oltre ai classici controventi reticolari (concentrici e/o eccentrici), i sistemi di controventamento d'acciaio possono anche essere realizzati con specifici telai piani opportunamente disposti nell'ambito della costruzione. Anche in tal caso, l'interazione tra carichi verticali e orizzontali è modesta, perché in generale il dimensionamento delle travi e delle colonne della parte resistente alle azioni orizzontali è da queste dominata. Come già evidenziato in precedenza, il telaio, quale tipologia di struttura resistente alle azioni orizzontali, presenta l'inconveniente della non trascurabile deformabilità. Conseguenza principale da un lato può essere la perdita di funzionalità dell'opera durante l'esercizio, dall'altro lato l'aggravio delle sollecitazioni dovuto agli effetti del secondo ordine. A tal proposito il comportamento dei telai è spesso caratterizzato dal cosiddetto "effetto $P-\Delta$ ", che si manifesta con un incremento delle sollecitazioni flessionali nelle colonne, generato dagli sforzi assiali quando il telaio si trova nella configurazione deformata (Fig. 1.29). L'effetto $P-\Delta$ è una causa principale (insieme al degrado di resistenza) del collasso globale di strutture soggette ad azioni sismiche (Della Corte, 2001, Della Corte e Landolfo, 2002, Della Corte e Mazzolani, 2002).

Molto diffusa nel caso degli edifici pendolari di acciaio è anche la soluzione che prevede il ricorso a pareti e/o nuclei in calcestruzzo armato come sistemi resistenti alle azioni orizzontali (Fig. 1.30). Tali elementi, per effetto delle azioni orizzontali, risultano impegnati da un regime di sollecitazione di tipo prevalentemente di taglio e flessione. I nuclei, in

particolare, presentano rigidezza e resistenza anche nei confronti della torsione.

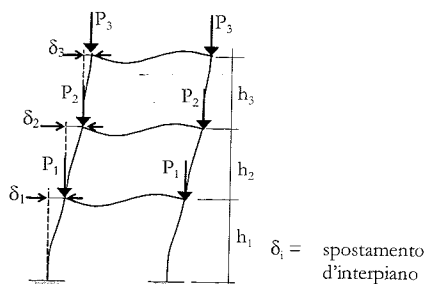
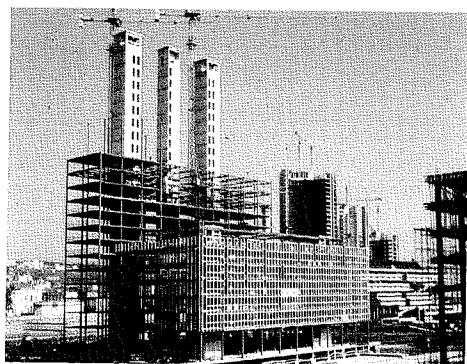


Figura 1.29. Effetto $P-\delta$ per i telai



Nuclei centrali



Nuclei laterali

Figura 1.30. I nuclei in calcestruzzo armato quali sistemi di controvento

Lo schema pendolare presuppone che il generico carico orizzontale debba essere riportato alle strutture di controvento, le quali devono essere in numero tale da poter equilibrare una azione orizzontale comunque diretta. L'elemento di ripartizione è l'impalcato di piano. Generalmente negli edifici multipiano di acciaio l'impalcato è realizzato mediante lamiera grecate e getto integrativo di solette di cls (Fig. 1.31).

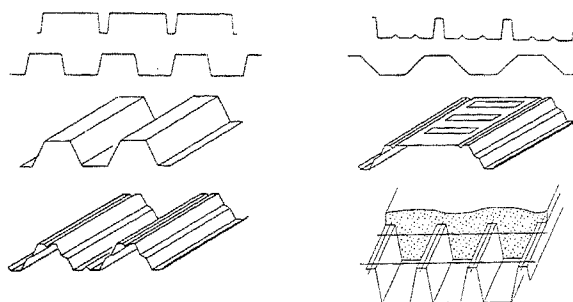


Figura 1.31. Elementi strutturali per impalcato

Esso è appoggiato alla struttura portante del solaio costituita da una semplice o doppia orditura di travi d'acciaio. I parametri di progetto sono l'altezza e lo spessore della lamiera grecata e l'altezza della soletta di calcestruzzo, tenendo conto dei soli carichi verticali. Dal punto di vista sismico, come precedentemente sottolineato, l'impalcato deve costituire nel proprio piano un diaframma, con sufficiente rigidezza per la distribuzione delle forze sismiche tra gli elementi verticali e per assicurare un movimento rigido dell'impalcato in direzione orizzontale. Diversamente, la deformabilità dell'impalcato avrebbe un effetto significativo sulla distribuzione delle forze sismiche tra gli elementi verticali. In buona sostanza la rigidezza nel piano d'impalcato comporta un'importante riduzione della concentrazione delle forze negli elementi verticali e quindi un significativo miglioramento del comportamento sismico. Per tale motivo conviene che siano evitate o quanto meno controllate le aperture nella struttura del solaio.

Dal punto di vista della resistenza, l'impalcato deve essere in grado di sopportare le sollecitazioni interne generate dai carichi orizzontali ad esso applicate, considerandolo vincolato esternamente ai sistemi controventanti verticali. Questi ultimi, quindi, nel loro insieme devono costituire un sistema in grado di eliminare almeno tre gradi di libertà. La struttura d'impalcato può allora essere concepita come una vera e propria trave reticolare nel piano, adottando un opportuno sistema di controventi di piano, oppure, come una lastra piana, facendo affidamento alla soletta di calcestruzzo del solaio, qualora di spessore adeguato (Ballio e Mazzolani, 1982).

Riguardo le condizioni di vincolo dell'impalcato, i nuclei di calcestruzzo armato, per quanto precedentemente sottolineato, possono essere considerati vincoli tripli grazie alla loro capacità di resistere a flessione nei due piani e a torsione; i controventi in acciaio realizzati con strutture reticolari e le pareti di calcestruzzo armato, essendo efficaci solo nel loro piano, costituiscono invece vincoli semplici nei riguardi dell'impalcato (Fig. 1.32). E' ovviamente cura del progettista disporre un numero tale di questi sistemi da rendere la costruzione globalmente almeno isostatica, fornendo soluzioni in grado di offrire anche la massima rigidezza torsionale in pianta ed al contempo la minima eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidzze.

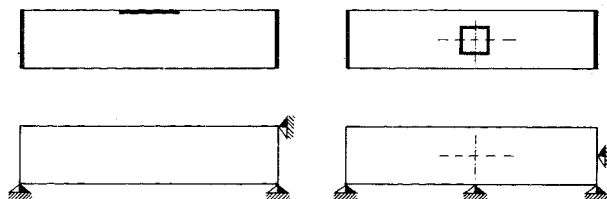


Figura 1.32. I sistemi di controvento quali vincoli di piano

La classica struttura sismoresistente tridimensionale è quella cosiddetta a “telaio spaziale”, ove l'interazione in sede di progetto tra carichi verticali e carichi sismici è più marcata. In tal caso, l'impostazione concettuale del progetto è molto simile al caso delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato. L'importanza dei carichi verticali nel dimensionamento

strutturale dipende dall'entità degli stessi in relazione a quelli sismici e dalla luce delle campate, come avviene nel caso di strutture in calcestruzzo armato.

Nell'ambito delle strutture intelaiate, sono possibili soluzioni con diverse configurazioni, ognuna delle quali conduce a una diversa distribuzione delle forze d'inerzia e a una variazione significativa del numero di zone dissipative, con conseguente diversificazione della richiesta di duttilità (Mazzolani e Piluso, 1997a). Sulla base della distribuzione spaziale e del tipo di sottostruttura resistente al sisma, si possono riconoscere i seguenti tipi (Mazzolani and Gioncu, 2000): (a) telai spaziali; (b) telai perimetrali; (c) telai perimetrali a nodi rigidi in alcune campate, pendolari nelle restanti campate, anche chiamati "telai duali". Tali soluzioni presentano rispettivamente un numero decrescente di collegamenti trave-colonna di tipo rigido, essendo i collegamenti delle altre parti della struttura del tipo a cerniera. In tal modo si riduce il numero di collegamenti trave-colonna lungo l'asse debole della colonna.

Problematica più complessa è quella degli edifici alti, caratterizzati da un'elevata snellezza, che può causare forme di collasso legate all'instabilità dell'equilibrio globale. Al fine di limitare la deformabilità laterale, tali sistemi sono concepiti in modo da realizzare una grande mensola incastrata al suolo. Al riguardo può adottarsi un sistema del tipo *framed tube*, in cui le azioni orizzontali sono assorbite da pareti esterne irrigidite mediante aste diagonali, o lo schema *tube in tube*, in cui il nucleo tubolare esterno, assorbe le forze orizzontali (Fig. 1.33), ed è collegato ad un nucleo interno, intelaiato o tubolare, destinato sostanzialmente a sostenere i carichi gravitazionali.

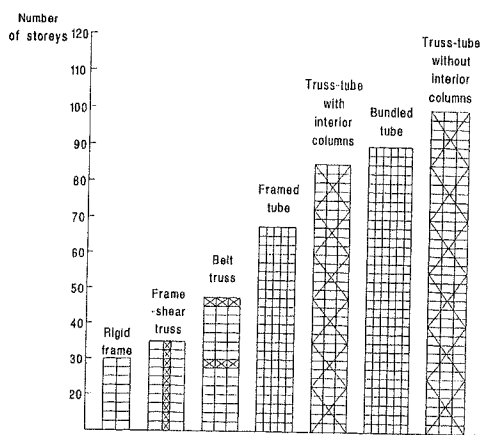


Figura 1.33. Sistemi strutturali in acciaio per edifici alti

1.7.3 La regolarità strutturale

Dal punto di vista della concezione strutturale dell'intero edificio, in generale la configurazione in pianta e in elevazione assume a un ruolo fondamentale al fine di ottenere un soddisfacente comportamento in occasione di un terremoto. Innanzitutto le strutture

devono rispondere a requisiti di regolarità in elevazione, intesa come distribuzione uniforme lungo l'altezza della costruzione della resistenza di piano, della rigidezza, del peso e delle dimensioni. Analogamente va garantita una certa regolarità in pianta, attraverso una configurazione il più possibile simmetrica nel piano del peso e della rigidezza. Molti codici sismici considerano la regolarità come prerequisito per un buon comportamento sismico (Mazzolani e Gioncu, 2000; Gioncu e Mazzolani, 2002). Tipiche irregolarità possono essere quelle introdotte da cambiamenti repentini di masse o dalla presenza di arretramenti in pianta o di sporgenze, oppure possono esservi irregolarità topografiche. In tali casi è opportuno tenere conto in fase di progetto dei loro effetti.

La regolarità in pianta si traduce nella capacità della struttura di vibrare senza torsione. A tal riguardo la forma ideale è quella compatta, in cui il baricentro delle masse e il centro delle rigidezze coincidono. Se le esigenze architettoniche impediscono l'adozione di una soluzione regolare, si può intervenire disponendo giunti di separazione, che dividono l'edificio in parti indipendenti aventi un comportamento sismico regolare. In tal caso il giunto sismico di separazione deve avere dimensioni tali da evitare il martellamento tra gli edifici adiacenti in caso di sisma.

Anche la posizione delle scale gioca un ruolo molto importante ai fini della regolarità strutturale, sia in pianta che in elevazione, poichè la differente rigidezza rispetto al resto della struttura e la presenza dei pianerottoli intermedi sono solitamente fattori di asimmetria.

Altro fattore di cui tenere conto in fase progettuale è la presenza, la tipologia e le modalità di connessione degli elementi di completamento, quali i sistemi di chiusura in corrispondenza delle facciate esterne o i tramezzi interni. Sebbene normalmente considerati come meri elementi tecnologici, essi tendono infatti ad interagire con la struttura portante in occasione di terremoti significativi. Tale interazione può avere conseguenze benefiche o negative sulle prestazioni della struttura. In particolare, se disposti regolarmente possono contribuire ad irrigidire la struttura nei confronti delle azioni orizzontali; viceversa, se disposti irregolarmente, possono introdurre cambiamenti bruschi di rigidezza e resistenza dando luogo ad una risposta strutturale imprevedibile.

In definitiva, l'acciaio consente di realizzare costruzioni di elevato pregio architettonico e notevoli prestazioni strutturali. Tale aspetto è estremamente importante nel caso delle costruzioni in zona sismica laddove, in accordo alle attuali tendenze, è possibile individuare e progettare specifici elementi preposti alla dissipazione energetica mediante cicli di deformazioni inelastiche.

La chiarezza e la razionalità dell'organismo strutturale che ne consegue, rende inoltre le costruzioni metalliche modellabili in modo semplice e affidabile, consentendo una chiara interpretazione dei risultati delle analisi numeriche e una previsione affidabile del comportamento strutturale, realizzando la massima coerenza tra la forma architettonica e lo schema statico (Giangreco, 2002).