

IL PROGETTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO NEL NUOVO EUROCODICE 8

THE SEISMIC DESIGN OF STEEL STRUCTURES IN THE NEW EUROCODE 8

Raffaele Landolfo* | Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli studi di Napoli Federico II - Chairman del ECCS/TC13 e Convenor del SC8/WG2

Gli Eurocodici, sviluppati a partire dagli anni '90 dal Comitato Europeo di Standardizzazione (CEN), sono le norme europee per la progettazione strutturale. Pubblicati da oltre quindici anni nella loro prima edizione (EN), sono stati largamente utilizzati da progettisti e professionisti, rivelando, nel tempo, numerose criticità, carenze e difficoltà di applicazione. D'altro canto, la ricerca scientifica nel settore delle costruzioni ha prodotto nell'ultimo ventennio importanti risultati su molteplici argomenti, che hanno evidenziato la necessità di aggiornare i contenuti delle norme, anche al fine di includere indicazioni specifiche per l'impiego di materiali, soluzioni e sistemi innovativi, nonché per facilitarne l'applicazione e favorire una maggiore armonizzazione. Tali motivazioni sono alla base del mandato M515 "Evolution of the Structural Eurocodes", coordinato dal comitato tecnico CEN/TC250, che ha l'obiettivo specifico di sviluppare la seconda generazione degli Eurocodici. Il processo di revisione normativo, iniziato nel 2014, è ormai prossimo alla conclusione ed è in tale contesto che il presente articolo mira a sintetizzare i recenti sviluppi del quadro normativo europeo con riferimento al progetto sismico delle strutture in acciaio, settore tra i più prolifici in termini di attività di ricerca ed importanza dei risultati conseguiti. In particolare, l'articolo presenta l'organizzazione del nuovo Eurocodice 8 ed analizza le modifiche più significative relative alle regole generali e a quelle specifiche per gli edifici in acciaio.

The Eurocodes are the European standards for structural design, which were developed by the European Committee for Standardization (CEN) starting from the 90s of the last century. Current versions of Eurocodes were published since more than fifteen years in their first edition (EN). In this time range, designers and researchers largely used these codes, and many criticisms, shortcomings and limits of application have been recognized. On the other hand, in the last twenty years scientific research obtained significant results on many structural topics, which have highlighted the need to update the contents of these standards, such as requirements for traditional and new materials and their use, innovative solutions and systems, as well as to ease the use of the codified rules and improve the harmonization between different Eurocodes. These considerations motivated the M515 "Evolution of the Structural Eurocodes" mandate (which is coordinated by the CEN / TC250 technical committee) that aimed at developing the second generation of Eurocodes. The review process of all Eurocodes started in 2014 and it is now nearing completion. The present article summarizes the recent developments within this framework focusing on the review of rules and requirements for the seismic design of steel structures, which is one of the most prolific research field due to the amount and importance of the achieved results. With this regard, the organization of the new Eurocode 8 is presented and the most significant amendments and updates are shown and discussed.

*Corresponding author. Email: landolfo@unina.it

1. INTRODUZIONE

Gli Eurocodici sono le norme europee che disciplinano la progettazione strutturale e geotecnica in Europa e sono stati concepiti con l'obiettivo di armonizzare ed integrare le norme tecniche vigenti negli stati membri, riorganizzandole in uno strumento normativo comunitario.

Il loro sviluppo avvenne a partire dal 1975, quando la Commissione della Comunità Europea (l'attuale Commissione Europea) decise di avviare un programma d'azione nel campo dell'edilizia, con l'obiettivo di armonizzare le specifiche tecniche e promuovere un mercato comune delle costruzioni in Europa.

Per quindici anni, la Commissione, attraverso il comitato tecnico "European Committee for Standardization" (CEN), ha condotto lo sviluppo del programma Eurocodici, che ha portato negli anni '90 alla redazione delle prime norme provvisorie (prEN), convertite in norme definitive (EN) tra il 2005 ed il 2007. L'organizzazione e i contenuti delle attuali norme europee hanno avuto, pertanto, una genesi complessa, cui sono seguiti ulteriori quindici anni trascorsi dall'effettiva pubblicazione.

La lunga storia degli Eurocodici, insieme ai progressi della ricerca e all'avanzamento tecnologico che ha caratterizzato il settore delle costruzioni nell'ultimo ventennio, hanno reso di fatto tali norme uno strumento incompleto e non più adeguato alle esigenze dell'attuale pratica professionale.

L'utilizzo delle norme da parte dei professionisti per un così lungo lasso temporale ha infatti permesso di evidenziare la presenza di diverse criticità di interpretazione e implementazione delle regole applicative, nonché la necessità di includere indicazioni specifiche per l'impiego di soluzioni, sistemi strutturali e materiali innovativi, attualmente non contemplati.

Tale evidenza ha motivato il mandato M515 "Evolution of the Structural Eurocodes", promosso dalla Commissione europea e coordinato dal comitato tecnico CEN/TC250, il cui scopo è quello di sviluppare la seconda generazione degli Eurocodici al fine di: (i) includere nuovi contenuti, (ii) includere i recenti risultati della ricerca scientifica, (iii) semplificare l'impiego della norma, (iv) ridurre il numero dei parametri definiti dalle norme nazionali, (v) migliorare l'armonizzazione tra i diversi documenti.

A tale riguardo giova ricordare che il CEN/TC 250 è organizzato in differenti sottocommissioni (SC), che sovrintendono ai singoli Eurocodici; nell'ambito di ogni SC sono poi costituiti specifici gruppi di lavoro (WG), che hanno il compito di svolgere le attività istruttorie nell'ambito dei diversi settori di competenza.

Nello specifico, la sottocommissione TC250/SC8 sovrintende l'Eurocodice 8, che è la norma per la progettazione sismica delle strutture e, nel suo ambito, il Gruppo di Lavoro n. 2 (SC8/WG2) è quello di riferimento per le problematiche inerenti alle strutture in acciaio, quelle composte acciaio-calcestruzzo e quelle in alluminio. Il SC8/WG2, sin dalla sua istituzione (2015), lavora in sinergia con il Comitato Tecnico "TC13 - progettazione sismica di strutture in acciaio" della Convenzione Europea delle Costruzioni Metalliche (ECCS).

D'altra parte, il TC13 è storicamente impegnato sul tema della codificazione per il progetto di sistemi in acciaio e le sue "Raccomandazioni europee per le strutture in acciaio nelle zone sismiche" [1], pubblicate nel 1998, furono in gran parte recepite

nel capitolo 6 sulle strutture in acciaio dell'attuale Eurocodice 8 [2]. Più recentemente, sulla scia della precedente esperienza, il TC13 ha pubblicato il documento "Assessment of EC8 provisions for seismic design of steel structures" [3], rivolto a sintetizzare e discutere criticamente gli aspetti del progetto sismico degli edifici in acciaio in accordo all'EC8 che necessitano di revisione e aggiornamento, ovvero: (i) selezione e modellazione del materiale (tenacità, resistenza e variabilità della tensione di snervamento); (ii) progetto delle membrature (duttilità delle zone dissipative); (iii) progetto delle connessioni trave-colonna; (iv) regole di gerarchia delle resistenze, requisiti di rigidezza, sistemi innovativi e dispositivi antisismici.

Tale documento ha rappresentato il background scientifico sul quale si sono basate la maggior parte delle modifiche introdotte nella nuova versione del capitolo acciaio dell'Eurocodice 8 che, anche grazie al contributo dei numerosi esperti coinvolti nella sua preparazione, è significativamente migliorato e più completo rispetto alla versione corrente.

Nel contesto appena descritto, il presente articolo sintetizza i recenti sviluppi del quadro normativo europeo con specifico riferimento alle strutture in acciaio in zona sismica. In particolare, nel paragrafo 2 si presenta l'organizzazione del nuovo Eurocodice 8; nel paragrafo 3 si descrivono le principali novità riguardanti le regole generali, come la definizione delle classi di sismicità, del fattore di comportamento e delle classi di duttilità.

Le regole specifiche per gli edifici in acciaio sono infine discusse nel paragrafo 4, con particolare riferimento alle proprietà del materiale, ai requisiti di rigidezza, alle regole di gerarchia delle resistenze, declinate per le diverse tipologie strutturali, nonché al progetto dei nodi. Occorre infine precisare che, non essendo ancora formalmente concluso l'iter di approvazione della norma, le regole discusse nel seguito sono quelle contenute nell'ultima bozza della nuova Parte 1 dell'Eurocodice 8 [4], la cui approvazione tecnica finale è prevista per il prossimo mese di ottobre. Non possono pertanto escludersi ulteriori modifiche, che potrebbero riguardare aspetti marginali essendo ormai, a livello europeo, il documento largamente condiviso.

2. LA STRUTTURA DEL NUOVO EC8

Un aspetto cruciale del lavoro del mandato M515, accanto alla necessità di aggiornare i contenuti della norma, riguarda la volontà di consentire una più semplice interpretazione ed una più agile fruizione delle disposizioni normative rispetto alla versione attuale.

Nel caso dell'Eurocodice 8, ciò si è tradotto nella sua riorganizzazione (vedi tabella 1), identificando univocamente le parti contenenti le regole ed i principi generali e quelle specifiche per i diversi sistemi strutturali, distinguendo i nuovi dagli esistenti.

In particolare, l'attuale parte 1 dell'EC8 (EN 1998-1: 2005) è stata suddivisa in due documenti: (i) la prEN 1998-1-1: 2022 [5], che contiene le regole generali, valide per tutti i sistemi strutturali ed indipendentemente dal materiale, nonché la definizione dell'azione sismica e la descrizione generale dei metodi di analisi e verifica; (ii) la prEN 1998-1-2: 2022 [6], che contiene i requisiti specifici per gli edifici di nuova costruzione, organizzati in funzione del materiale strutturale nei diversi capitoli.

EN 1998 (2005)	prEN 1998 (2022)
1. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici	1-1 Regole generali 1-2 Edifici
2. Ponti	2. Ponti
3. Valutazione e adeguamento degli edifici esistenti	3. Valutazione e adeguamento degli edifici e ponti esistenti
4. Silos, serbatoi e tubazioni	4. Altre strutture (silos, serbatoi, tubazioni, torri, pali e camini)
5. Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici	5. Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
6. Torri, pali e camini	

Mapa concettuale del nuovo prEN 1998(2022)

Tab. 1. | La struttura dell'Eurocodice 8: prima e seconda generazione

3 prEN 1998-1-1: REGOLE GENERALI

3.1 Il fattore di comportamento

Il fattore di comportamento “ q ” è un parametro cruciale per il progetto dei sistemi dissipativi, con ricadute non solo sull’efficienza strutturale del sistema, ma anche sugli aspetti economici della soluzione progettuale.

In accordo all’attuale Eurocodice 8 il fattore di comportamento è

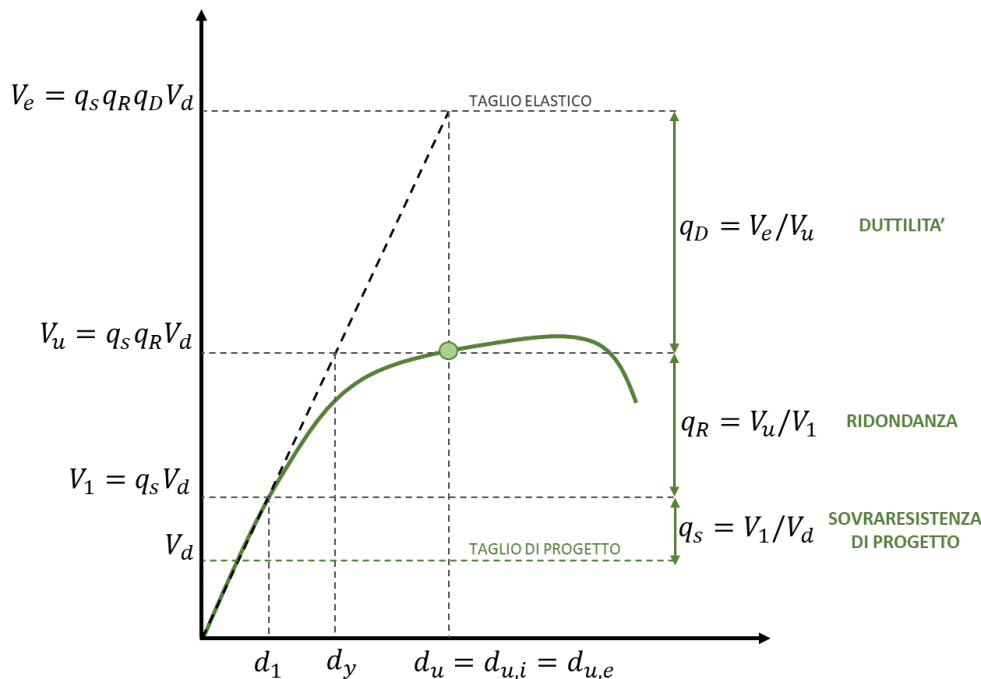


Fig. 1 | Il fattore di struttura nel nuovo Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2: 2022)

espresso come:

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (1)$$

Dove q_0 rappresenta il valore di riferimento per sistemi regolari, che è funzione della tipologia strutturale e misura della duttilità del sistema; il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ è il parametro di redistribuzione plastica, che tiene in conto della sovrarresistenza dovuta alla ridondanza del sistema; α_u è il moltiplicatore dell’azione orizzontale che corrisponde alla formazione di un meccanismo globale ed α_1 quello che corrisponde al primo evento non-lineare. Nel nuovo EC8 [5] q è espresso attraverso il prodotto di tre diversi termini (Fig. 1), ovvero come segue:

$$q = q_s \cdot q_R \cdot q_D \quad (2)$$

dove $q_s = \frac{V_1}{V_d}$ rappresenta la sovrarresistenza di progetto (V_1 è il tagliante che corrisponde al primo evento non-lineare e V_d è il tagliante di progetto); $q_R = \frac{V_u}{V_1}$ rappresenta la sovrarresistenza dovuta alla ridondanza del sistema (V_u è il tagliante che corrisponde alla formazione di un meccanismo globale); $q_D = \frac{V_e}{V_u}$ rappresenta la duttilità del sistema (V_e corrisponde al tagliante che competerebbe alla struttura se questa reagisse completamente in campo elastico).

Il valore di q_s è assunto convenzionalmente costante e pari a 1,5, mentre quelli di q_R e q_D dipendono dal materiale, dal sistema strutturale e dalla classe di duttilità e sono forniti nei capitoli specifici della norma, ovvero dalla prEN1998-1-2 (dal capitolo 11 al 15).

Per edifici irregolari i valori del fattore di comportamento vanno opportunamente ridotti. In particolare, per edifici non regolari in altezza, il fattore di comportamento della duttilità q_D è ridotto moltiplicandolo per 0,8. Anche nel caso di edifici non regolari in pianta, q_D va ridotto per 0,8 e preso con il valore minimo di entrambe le direzioni in pianta, ma mai inferiore a q_s . Inoltre, in questi casi q_R è posto pari ad 1.

3.2 Le classi di sismicità

Le classi di sismicità e la relativa azione sismica sono stabiliti nella prEN 1998-1-1:2022 [5]. A differenza dell’attuale EN1998-1:2005, in cui la sismicità del

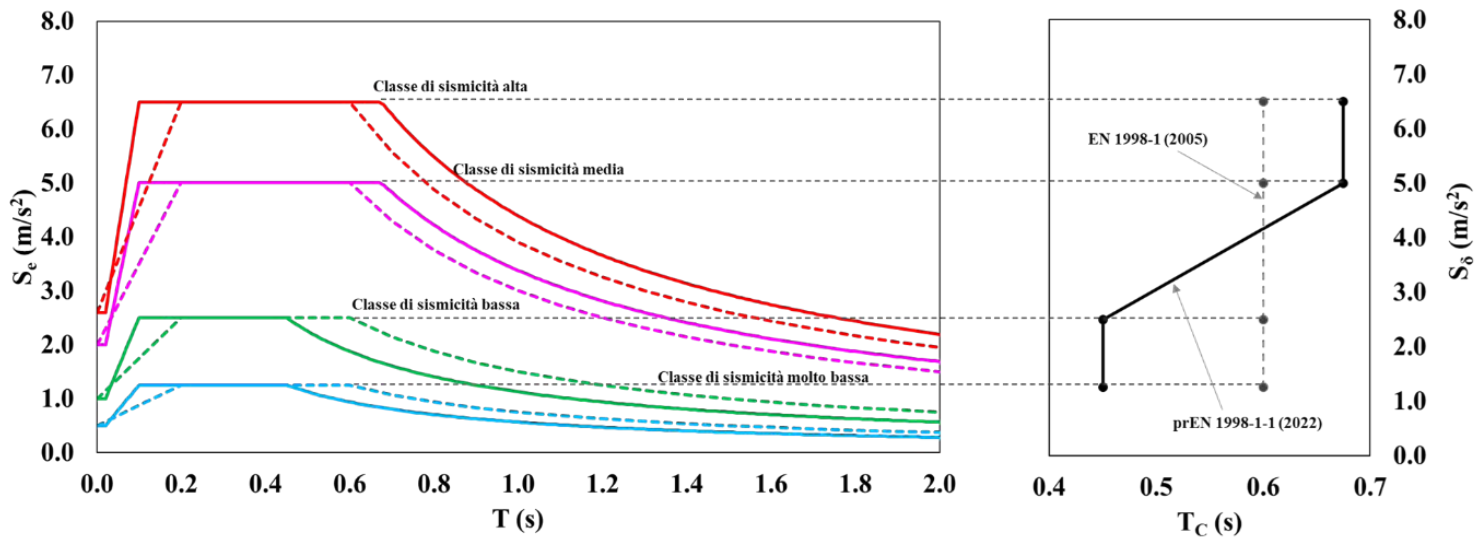


Fig. 2 | Livelli di sismicità e forme spettrali in accordo alla EN 1998-1:2005 ed alla pr EN 1998-1-1:2022

sito è associata al punto di ancoraggio dello spettro di risposta elastico $a_g \times S$, ovvero al prodotto dell'accelerazione di picco al suolo (associata alla pericolosità sismica di base) moltiplicata per il coefficiente S (che tiene conto della risposta sismica locale), la prEN 1998-1-1:2022 [5] identifica l'intensità del sisma con la pseudo-accellerazione del tratto costante dello spettro per sisma orizzontale (figura 2).

Pertanto, la categorizzazione delle classi di sismicità viene espressa attraverso l'indice di sismicità S_δ che viene definito come:

$$S_\delta = \delta \cdot F_a \cdot F_T \cdot S_{\alpha,475} \quad (3)$$

Dove δ dipende dalla "classe di conseguenza" della struttura; F_a è il fattore di amplificazione di sito a periodo breve; F_T è un fattore che dipende dalla topografia del suolo (pari a 1 per terreni pianeggianti).

L'accelerazione spettrale $S_{\alpha,475}$ corrisponde al valore della pseudo-accellerazione valutato per una struttura in classe di conseguenza 2 (CC2) nel tratto costante dello spettro elastico per sisma orizzontale con smorzamento viscoso equivalente pari al 5% e periodo di ritorno di 475 anni su suolo di categoria A (suolo rigido o roccia compatta), quindi in assenza di amplificazione topografica e di sito.

Le quattro "classi di sismicità" sono riportate in tabella 2 sia in funzione di $S_{\alpha,475}$ che di S_δ .

Un altro aspetto importante da evidenziare riguarda la forma spettrale che nella prEN 1998-1-1:2022 differisce rispetto all'attuale EN1998-1:2005. In particolare, l'ampiezza del tratto costante del nuovo spettro di risposta elastico varia in funzione della classe di sismicità. In figura 2 è anche riportato l'andamento del periodo T_C (che delimita il tratto ad accelerazione spettrale costante) che risulta più grande di quello raccomandato dall'attuale EN1998-

Classe di sismicità	Accelerazione spettrale di riferimento $S_{\alpha,475}$	Indice di sismicità S_δ
Alta	$S_{\alpha,475} \geq 5,0 \text{ m/s}^2$	$S_\delta \geq 6,50 \text{ m/s}^2$
Moderata	$2,5 \text{ m/s}^2 \leq S_{\alpha,475} < 5,0 \text{ m/s}^2$	$3,25 \text{ m/s}^2 \leq S_\delta < 6,50 \text{ m/s}^2$
Bassa	$1,0 \text{ m/s}^2 \leq S_{\alpha,475} < 2,5 \text{ m/s}^2$	$1,30 \text{ m/s}^2 \leq S_\delta < 3,25 \text{ m/s}^2$
Molto bassa	$S_{\alpha,475} < 1,0 \text{ m/s}^2$	$S_\delta < 1,30 \text{ m/s}^2$

Tab. 2 | Le classi di sismicità nella prEN 1998-1-1:2022

1:2005 per classe di sismicità media ed alta, e più piccolo per classe di sismicità molto bassa e bassa.

3.3 Le classi di duttilità

Una delle novità più significative del nuovo Eurocodice 8 [4] riguarda il concetto di classe di duttilità. Nell'attuale EN1998-1:2005 [2] il progetto sismico di un sistema strutturale, non dotato di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, può essere condotto secondo due concetti distinti: (a) sistemi a comportamento strutturale non dissipativo e (b) sistemi a comportamento strutturale dissipativo. Le strutture non dissipative (concetto tipo "a") sono progettate per non subire danneggiamento in caso di sisma e ricadono in classe di duttilità bassa (o "DCL", acronimo inglese di "Ductility Class Low"). Le strutture ricadenti in tale classe possono essere calcolate con l'ausilio di un'analisi globale di tipo elastico e la verifica delle membrane viene condotta in accordo all'Eurocodice 3 [7] senza l'applicazione di regole di gerarchia delle resistenze. Tuttavia, si applicano le regole generali disposte dal Capitolo 4 dell'Eurocodice 8 relative ai principi di base ed ai criteri di progettazione antisismica, nonché i requisiti di regolarità strutturale in pianta ed in alzato. Le verifiche secondo l'Eurocodice 3 garantiscono un livello minimo di sovrarresistenza tale da giustificare l'impiego di un fattore di comportamento q compreso nell'intervallo 1.5-2. Per i sistemi a base fissa, la DCL è raccomandata solo per zone con accelerazione di picco al suolo inferiore ad $a_g = 0,08g$ oppure $a_g \times S = 0,1g$ (limite della bassa sismicità secondo EN1998-1:2005). Tuttavia, nei casi in cui $a_g \leq 0,04g$ oppure $a_g \times S \leq 0,05g$ il progetto viene condotto esclusivamente in accordo all'Eurocodice 3 prescindendo dalle regole dal Capitolo 4 dell'Eurocodice 8 (criterio di esclusione).

I sistemi progettati in accordo al concetto (b) sono, invece, concepiti per dissipare una parte significativa dell'energia sismica in ingresso attraverso il danneggiamento controllato di parti specifiche o elementi della struttura, che sono identificate come zone dissipative. In funzione dell'impegno plastico richiesto al sistema, le strutture progettate in accordo al concetto (b) ricadono in classe di duttilità media (DCM, acronimo inglese per "Ductility Class Medium") o alta (DCH, "Ductility Class High"). Tuttavia, tale differenza di classe non si traduce in regole differenziate ad eccezione del valore del fattore di comportamento da adottare (ad esempio non maggiore di 4 in DCM e superiore in DCH) e della scelta delle sezioni per le membrane dissipative (che devono ricadere in classe 1 per i sistemi in DCH, mentre sono in classe 1 o 2 per i sistemi in DCM). Pertanto, la modalità di danneggiamento di due strutture di acciaio progettate rispettivamente in DCM e DCH risulta idealmente la stessa a parità di sistema sismo-resistente, mentre l'entità del danno differisce in funzione della diversa soglia di resistenza di progetto che dipende dal diverso valore del fattore di comportamento.

Al contrario, nel nuovo prEN 1998 [4] si delinea un legame funzionale tra la prestazione strutturale (da intendersi come modalità di danneggiamento sismico), i relativi criteri di progetto e l'intensità del sisma (espressa in termini di "indice di sismicità" S_d). Pertanto, un sistema strutturale potrà essere progettato in accordo a tre diverse classi di duttilità: i) DC1 (bassa); ii) DC2 (media); iii) DC3 (alta).

Le strutture progettate in accordo alla DC1 sono caratterizzate da

una risposta pseudo-elastica, in cui modeste escursioni in campo non-lineare non pregiudicano la capacità sismica degli edifici. Nel progetto in DC1 ci si affida prevalentemente alla sovrarresistenza strutturale, mentre si ignora la capacità di deformazione anelastica e la capacità di dissipazione di energia. Pertanto, la DC1 consente un approccio progettuale semplificato che consiste nell'applicare le regole generali contenute nella prEN 1998-1-1 [5] e nei capitoli 4 e 5 del prEN 1998-1-2 [6], che comprendono la definizione dell'azione sismica e i principi generali di progettazione antisismica, mentre le verifiche strutturali sono condotte in accordo all'Eurocodice 3 e non si applicano regole di gerarchia delle resistenze. Per tutte le strutture ricadenti in DC1 la prEN1998-1-2 raccomanda un fattore di comportamento pari a $q = 1,5$. Non potendo fare affidamento sulla duttilità, l'utilizzo di tale strategia di progetto è, però, limitata a località caratterizzate da $S_{dim,DC1}$ pari a 5 m/s^2 , ovvero a classi di sismicità bassa/moderata (tabella 2). Per classi di sismicità più elevate, salvo l'utilizzo di strategie di protezione sismica basate sul controllo passivo o attivo della risposta, occorre necessariamente progettare in classe di duttilità media (DC2) o alta (DC3).

Nel caso in cui l'indice di sismicità non sia superiore a $1,30 \text{ m/s}^2$ (ovvero in classe di sismicità molto bassa, vedi tabella 2) si ricade nel criterio di esclusione che consente l'analisi e la verifica strutturale in accordo all'Eurocodice 3, ignorando le regole generali contenute nella prEN 1998-1-1 [5] e nei capitoli 4 e 5 del prEN 1998-1-2 [6]. Nel progetto in DC2 sono prescritte regole di gerarchia semplificate per garantire la capacità di deformazione locale e la relativa capacità di dissipazione energetica. Tuttavia, tali regole non sono volte a garantire la formazione di un meccanismo plastico globale, ma sono concepite per ridurre la domanda di duttilità mitigando la richiesta di danno locale. Pertanto, le strutture in DC2 non garantiscono un'elevata duttilità di sistema e sono caratterizzate da una resistenza di progetto piuttosto elevata. Infatti, il fattore di comportamento da adottare in tale classe di duttilità non supera il valore di 3,5, cui corrisponde un moderato danno globale. Poiché tali regole non escludono la possibilità che meccanismi parziali di piano si formino, nel caso delle strutture di acciaio la DC2 può essere applicata in zone sismiche caratterizzate da $S_{dim,DC2}$ non superiore a $6,5 \text{ m/s}^2$, ovvero a classi di sismicità moderata (tabella 2).

La DC3 fornisce regole per garantire la formazione di un meccanismo plastico globale. Pertanto, sia la capacità di sovrarresistenza che di deformazione locale nonché la capacità di dissipazione di energia delle componenti dissipative della struttura sono specificatamente tenute in conto imponendo stringenti requisiti di resistenza e di duttilità locale e globale. Coerentemente con l'impegno plastico richiesto alle zone dissipative e con la duttilità del meccanismo di collasso globale, si adottano valori più grandi del fattore di comportamento, ovvero $3,5 < q \leq 6,5$ (eccezione fatta per le strutture leggere per le quali il limite superiore è pari a 2,5). Ovviamente, non esiste un limite di sismicità per l'impiego della DC3, in quanto le strutture progettate in accordo a tale classe di duttilità forniscono la migliore prestazione sismica in termini di duttilità e capacità dissipativa.

Per comprendere meglio la differenza in termini prestazionali tra le DC del nuovo EC8 e quelle dell'attuale EN1998-1:2005 in figura 3 sono riportate le curve di capacità teoriche (esprese in termini di

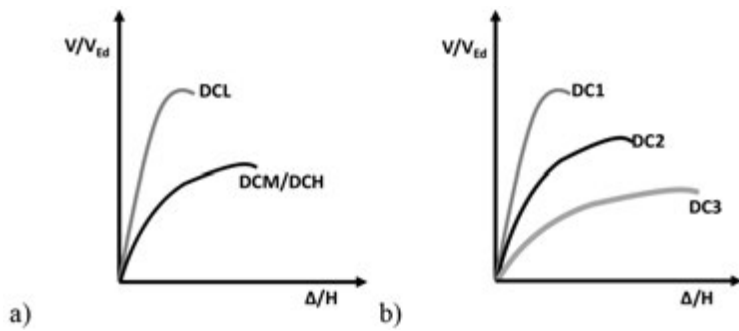


Fig. 3 | Prestazione strutturale per le diverse classi di duttilità: a) EN 1998-1 (2005); b) prEN1998-1-1 (2022)

taglio alla base “V” normalizzato rispetto al taglio di progetto “ V_{Ed} ” e spostamento in copertura “ Δ ” normalizzato all’altezza dell’edificio “H”) che lo stesso sistema strutturale (quale che sia la sua tipologia) presenterebbe se progettato variando DC. Dal confronto si evincono chiaramente i vantaggi della nuova classificazione. Infatti, sebbene la DC1 sia sostanzialmente confrontabile con l’attuale DCL, la DC2 e la DC3 differiscono dalla DCM/DCH in maniera sostanziale. La DC2 e la DC3 consentono di differenziare la duttilità globale della struttura e di ottimizzare il progetto e la risposta strutturale in funzione della domanda sismica, mentre nelle attuali DCM e DCH non è possibile una reale distinzione sia nell’iter progettuale che nella conseguente modalità di danneggiamento in caso di sisma.

EN1998-1 (2005) DCL-DCM-DCH				prEN1998-1-1(2021) DC1-DC2-DC3			
Nessun limite		DCH		2,5<q≤6,5		Requisiti di duttilità globale e locale	
Nessun limite		DCM		q≤4		Requisiti semplificati di duttilità globale e locale	
Limite DCL $a_g s = 0,98 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 2,45 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5-2		Solo regole generali prEN 1998-1-1 Cap. 4 e 5 No gerarchia resistenze	
Limite DCL $a_g s = 0,49 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 1,25 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5		Non si applica EC8 Verifica in accordo a EC3	
Nessun limite		DCH		2,5<q≤6,5		Requisiti di duttilità globale e locale	
Nessun limite		DCM		q≤4		Requisiti semplificati di duttilità globale e locale	
Limite DCL $a_g s = 0,98 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 2,45 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5-2		Solo regole generali prEN 1998-1-1 Cap. 4 e 5 No gerarchia resistenze	
Limite DCL $a_g s = 0,49 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 1,25 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5		Non si applica EC8 Verifica in accordo a EC3	
Nessun limite		DCH		2,5<q≤6,5		Requisiti di duttilità globale e locale	
Nessun limite		DCM		q≤4		Requisiti semplificati di duttilità globale e locale	
Limite DCL $a_g s = 0,98 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 2,45 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5-2		Solo regole generali prEN 1998-1-1 Cap. 4 e 5 No gerarchia resistenze	
Limite DCL $a_g s = 0,49 \text{ m/s}^2$ $S_\delta = 1,25 \text{ m/s}^2$		DCL		q≤1,5		Non si applica EC8 Verifica in accordo a EC3	

Fig. 4 | Classi di duttilità: EN 1998-1 (2005) vs prEN1998-1-1 (2022)

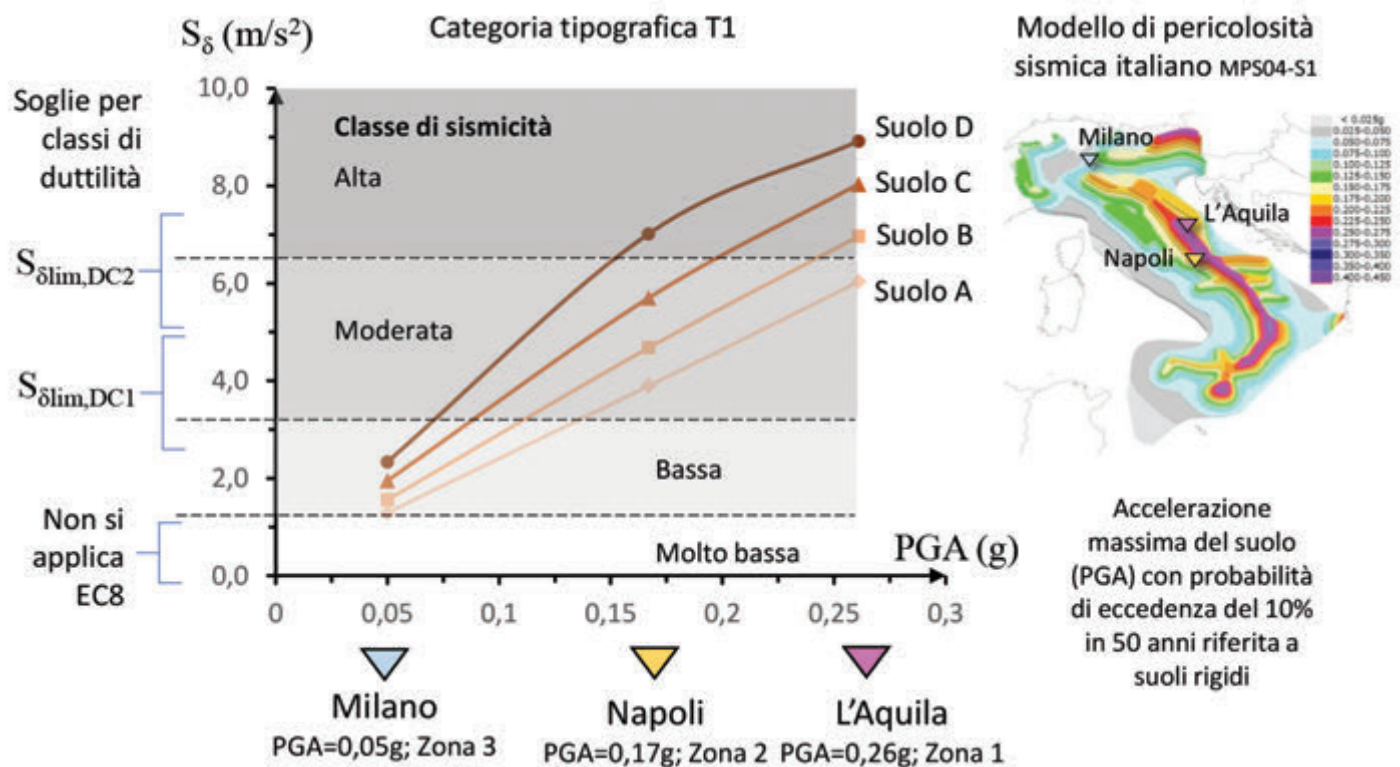


Fig. 5 | Classi di duttilità e loro correlazione alla mappa di pericolosità sismica italiana

Per meglio chiarire il legame tra classe di duttilità e livelli di sismicità, in figura 4 è riportato il confronto dei limiti di applicazione per le diverse classi di duttilità nell'attuale e nel nuovo EC8, in cui viene evidenziato come ad ogni classe di duttilità corrisponde una specifica metodologia di progetto, caratterizzata da regole (più severe al crescere della classe) tese a garantire il soddisfacimento di requisiti di duttilità e resistenza adeguati alla classe stessa e coerenti con il valore di progetto del fattore di comportamento. A scopo puramente esemplificativo in figura 5 è, inoltre, riportato un grafico in cui sono indicate le classi di sismicità di Milano, Napoli e L'Aquila, che sono rappresentative rispettivamente della classe bassa, moderata e alta. I valori dell'indice di sismicità che limitano il progetto in accordo alle diverse classi di duttilità ($S_{dlim,DC}$) sono stati definiti in funzione della tipologia strutturale nella parte prEN 1998-1-2 [6] per ogni materiale strutturale. Dal confronto si desume che la DC1 e la DC2 trovano ampio campo di applicazione in tutto il territorio nazionale.

Ciò premesso, i requisiti di dettaglio che dovranno possedere le strutture in acciaio in relazione alla loro classe di duttilità saranno descritti nel paragrafo successivo.

4 prEN 1998-1-2: LE STRUTTURE DI ACCIAIO

4.1 Generalità

Nella prEN1998-1-2: 2022 il Capitolo 11 è specificatamente dedicato alle regole di progetto per gli edifici sismo-resistenti in acciaio e, rispetto all'equivalente capitolo della EN 1998-1:2005 (Capitolo 6), si presenta significativamente più corposo (40 pagine contro 23). Inoltre, sono presenti tre nuovi allegati, dedicati rispettivamente al progetto sismico dei nodi (Allegato E), dei collegamenti di base (Allegato H) e delle strutture leggere realizzate con profili sottili piegati a freddo (Allegato F). Oltre alle strutture con elementi sottili piegati a freddo, le tipologie strutturali trattate sono state ampliate estendendo la tipologia dei telai accoppiati al caso dei telai con controventi eccentrici ed aggiungendo i telai con controventi ad instabilità impedita. La vasta gamma di tipologie disponibili che così si determina rende, quindi, ancora più competitivo l'impiego delle strutture di acciaio in zona sismica.

Le principali novità introdotte nel Capitolo 11 della prEN1998-1-2 sono descritte e commentate nei paragrafi successivi. Inoltre, al fine di evidenziare le motivazioni che hanno portato a tali

4.2 Materiale

In accordo all'Eurocodice 8 (sia la versione attuale che quella futura) i materiali da impiegare nella costruzione della struttura devono essere selezionati verificando che sia la distribuzione della tensione di snervamento che quella della tenacità negli elementi della struttura garantiscano il soddisfacimento dei criteri di gerarchia delle resistenze da applicare nei sistemi progettati a controllo di capacità.

Per quanto concerne la tensione di snervamento, nella maggioranza dei casi, tale requisito si considera soddisfatto se la massima tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato per le zone dissipative verifica la disuguaglianza $f_{y,max} \leq 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$, dove γ_{ov} è il coefficiente utilizzato a progetto per portare in conto l'aleatorietà della resistenza del materiale (identificato con il nuovo simbolo ω_{rm} nella nuova prEN 1998-1-2: 2022), ossia il rapporto tra la tensione di snervamento media e quella nominale f_y .

L'evidenza sperimentale [3, 8-12] ha mostrato che il valore di tale parametro varia principalmente in funzione del grado dell'acciaio. In particolare, gli acciai di grado superiore sono caratterizzati da una minore dispersione del valore della tensione di snervamento e quindi da una sovrarresistenza minore. Pertanto, nella nuova prEN 1998-1-2: 2022 i valori del coefficiente di aleatorietà sono stati ridefiniti in funzione del grado dell'acciaio, così come riassunto in tabella 3.

Passando alle regole ed i requisiti per la tenacità dell'acciaio strutturale, occorre preliminarmente ricordare che questi, come ben noto, sono definite dall' EN 1993-1-10 [13]. Tale aspetto riveste una particolare importanza nella progettazione sismica dei sistemi di acciaio per prevenire crisi fragili stante la natura ciclica dell'azione. A tal fine, la versione corrente dell'EN1998-1 raccomanda che la tenacità degli acciai delle membrature e delle saldature debba soddisfare i requisiti per l'azione sismica al valore quasi permanente della temperatura di servizio, in accordo a quanto previsto dall'attuale EN 1993-1-10 [13].

La prEN 1993-1-10 [14] prevede dei requisiti aggiuntivi per la selezione della tenacità degli acciai da impiegare in strutture sismo-resistenti, che sono stati oggetto di serrate discussioni tra gli esperti dei CEN/TC250/SC3/WG10 (che contribuisce alla revisione dell'EN1993-1-10) e quelli del CEN/TC250/SC8/WG2 e che sono stati perfezionati in accordo al documento tecnico CEN-TC250-SC8-WG2_N0137 [15]. In dettaglio, la nuova versione della prEN 1993-1-10 [14] impone la scelta della tenacità dell'acciaio in funzione della Classe di Esecuzione ("EXC", che si riferisce a classi di qualità realizzative crescenti da EXC1 a EXC4), della Classe di Conseguenza ("CC", che si riferisce all'affidabilità richiesta all'opera, crescente da CC1 a CC4) e della Classe di Duttilità (DC) assunte in progetto.

Per strutture progettate in EXC1 e CC1 con indice di sismicità $S_0 < 2,5 \text{ m/s}^2$ è richiesto un grado di tenacità pari a JR. Nel caso di EXC2, i requisiti minimi di tenacità sono J0 in DC1 e DC2 (per CC1 e CC2) e DC3 (solo per CC1). Per le strutture in EXC3, i requisiti

Acciaio	EN 1998-1: 2005 γ_{ov}	Pr EN 1998-1-2: 2022 ω_{rm}
S235	1,25	1,45
S275		1,35
S355		1,25
S420		1,25
S460		1,20

Tab. 3 | Coefficienti di aleatorietà della tensione di snervamento degli acciai da carpenteria

modifiche e/o integrazioni, verranno anche richiamate, laddove possibile, le attuali disposizioni normative (Capitolo 6).

Tipologia strutturale	EN 1998-1: 2005		prEN 1998-1-2: 2022					
	DCM	DCH	DC2			DC3		
	q	q	q_D	q_R	q	q_D	q_R	q
Telai momento resistenti								
Portali monopiano con sezioni di classe 3 e 4	4	5,5	1,3	1	2	-	-	-
Portali monopiano con sezioni di classe 1 e 2			1,8	1,1	3	3,3	1	5,5
Telai multipiano multicampata	4	6,5	1,8	1,3	3,5	3,3	1,3	6,5
Telai con controventi concentrici								
Controventi a diagonale semplice	4	4	1,7	1	2,5	2,4	1,1	4
Controventi a X	4	4						
Controventi a V	2	2,5						
Telai con controventi eccentrici	4	6	1,8	1,1	3	3,1	1,3	6
Telai con controventi ad instabilità impedita	-	-	-	-	-	3,3	1,2	6
Telai accoppiati								
Con controventi concentrici a X	4	4,8	1,8	1,1	3	2,9	1,1	4,8
Con controventi concentrici a V	-	-						
Con controventi eccentrici	-	-	2,1	1,1	3,5	3,3	1,3	6,5
Con controventi ad instabilità impedita	-	-				3,3	1,3	6,5
Strutture leggere								
Con controventi a piatti			1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con lamiera d'acciaio	-	-	1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con pannelli di legno			1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con pannelli di cartongesso			1,1	1	1,7	1,3	1	2
Pendolo inverso	2	2,2	1,3	1	2	1,5	1	2,3

Tab. 4 | Valori limite di riferimento del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione: EN 1998-1: 2005 vs prEN 1998-1-2: 2022

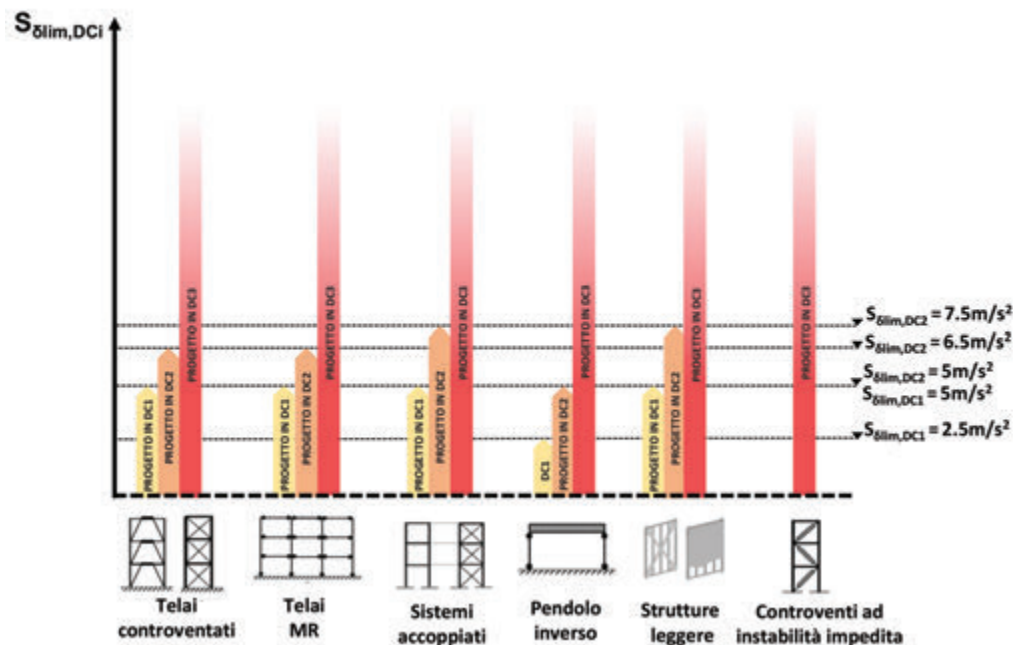


Fig. 6 | Classi di duttilità e classi di sismicità delle tipologie di strutture in acciaio in accordo al Capitolo 11 della prEN1998-1-1 (2022)

minimi di tenacità sono J2 per acciaio di qualità S235, S275 e S355 progettate in DC1 e DC2 (per CC3) e DC3 (per CC2 e CC3). In caso di strutture progettate per EXC4 si devono usare acciai a

controventi a V in alta duttilità risulta in contraddizione con la classificazione generale fornita al paragrafo 6.1.2, laddove per i

grana fine.

Inoltre, qualora vengano adottati dettagli tecnologici non conformi a quelli riportati nell'Allegato E della prEN 1998-1-1:2022, sono richieste prove sperimentali con pendolo di Charpy a temperatura ambiente per verificare il soddisfacimento di una energia di rottura non inferiore a 125J.

Tuttavia, all'atto della scrittura del presente articolo, questi requisiti non sono ancora definitivi e saranno oggetto nel prossimo futuro di ulteriori discussioni ed approfondimenti al fine di addivenire ad una soluzione condivisa.

4.3 Fattori di comportamento e classi di duttilità

I valori limite del fattore di comportamento forniti rispettivamente dall'attuale Eurocodice 8 e dal nuovo [6] per i sistemi regolari e per le diverse tipologie strutturali sono riportati a confronto nella tabella 4. Come può notarsi, oltre al valore complessivo del fattore di comportamento (q), la prEN 1998-1-2: 2022 riporta i valori dei contributi legati alla duttilità (q_D) e alla ridondanza (q_R) per ciascuna tipologia strutturale progettata in classe di duttilità DC2 e DC3. Per i sistemi progettati in classe di duttilità DC1, non sfruttando la duttilità e la ridondanza, il valore limite del fattore di comportamento è assunto pari a 1,5 per tutte le tipologie strutturali, che coincide con la sovreresistenza di progetto q_s .

Oltre alle già citate differenze in termini di tipologie, dalla tabella 4 si evince che sono state risolte le incongruenze relative ai telai con controventi concentrici tradizionali. Infatti, nell'attuale EC8 [1] il fattore di comportamento differisce per sistemi con controventi a croce o a V. In particolare, per i controventi a croce (X-CBF) il valore limite del fattore di comportamento è pari a 4,0 sia per la media (DCM) che per l'alta duttilità (DCH), mentre i sistemi con diagonali di controvento disposte a V e V rovescia (V-CBF) sono penalizzati da valori di q significativamente più contenuti ($q= 2,0$ in DCM e $q=2,5$ in DCH). La limitazione del fattore di struttura a 2,5 per i

Classe di conseguenza (CC)	Tipo di azione				
	Statica/Quasi statica	Sismica			Fatica ^b
		DC1	DC2	DC3	
CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c	EXC3 ^c	EXC3 ^c	EXC3 ^c
CC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3 ^d	EXC3
CC1	EXC1	EXC2 ^e	EXC2	EXC2	EXC2

^a Le classi di duttilità (DC) sono definite nella EN 1998-1-1.

^b Vedi EN 1993-1-9 [32].

^c EXC4 può essere considerato per casi speciali, compresi quelli che rientrano nella classe di conseguenza CC4 come specificato nella prEN1990:2021 [33].

^d Rientra in EXC3 solo il sistema resistente primario alle azioni sismiche; il sistema resistente per carichi gravitazionali può ricadere in EXC2.

^e Se l'indice di azione sismica non è maggiore di 2,5 m/s² (sismicità limitata), la classe di esecuzione delle strutture in DC1 può essere EXC1.

NOTA Le strutture nelle classi di conseguenza CC0 non sono coperte da tale tabella. Vedi EN 1990 [34], 4.3.

Tab. 5 | Selezione della classe di esecuzione basata sul tipo di azione (vedi Tabella A.1 in appendice alla prEN 1993-1-1:2020 [31])

sistemi ad alta duttilità si indica l'intervallo di valori di q [4,0-6,5]. Inoltre, come evidenziato dai risultati di numerose ricerche recenti [16-30], le regole della nuova norma [6] consentono di garantire la medesima prestazione a tutte le configurazioni di controventi concentrici assegnando lo stesso fattore di comportamento.

In tabella 4 sono, inoltre, riportati i valori del fattore di comportamento dei nuovi sistemi strutturali, ovvero: (i) i telai con controventi ad instabilità impedita; (ii) i telai accoppiati, che sono costituiti dall'accoppiamento di un telaio momento-resistente con controventi concentrici (gli unici previsti dalla versione corrente della norma), eccentrici e ad instabilità impedita; (iii) le strutture leggere.

Un altro aspetto degno di nota del Capitolo 11 della prEN1998-1-2 è la limitazione dell'uso delle classi di duttilità in funzione della tipologia strutturale e dell'azione sismica di progetto, quest'ultima attraverso valori limite dell'indice di sismicità ($S_{lim,DCi}$).

Tali limitazioni sono sintetizzate in figura 6, dove si osserva che la progettazione in DC1 è sostanzialmente limitata per tutte le tipologie di strutture in acciaio ad un valore dell'indice di sismicità pari a 5 m/s², fatta eccezione per le strutture a pendolo inverso per le quali il limite scende a 2,5 m/s². Maggiori differenze si riscontrano nel limite di applicabilità della DC2, che risulta variabile tra 5 m/s² (pendolo inverso) e 7,5 m/s² (sistemi combinati e strutture leggere). Ovviamente nessuna limitazione esiste per la progettazione in DC3, in quanto le regole di progetto per tale classe di duttilità consentono di governare il meccanismo di collasso e ne garantiscono la duttilità necessaria.

Giova, infine, sottolineare che le classi di duttilità influenzano, così come per la selezione della tenacità (vedi par. 4.2), anche la scelta della classe d'esecuzione da applicare all'intero sistema, o in modo differenziato a una parte di esso, in funzione dell'affidabilità richiesta all'opera (attraverso la Classe di Conseguenza) e del rischio derivante dal tipo di azione (Statica, Fatica o Sismica). Sebbene la scelta della classe d'esecuzione riguardi la EN 1993-1-1, anch'essa in corso di aggiornamento, la trasversalità e l'importanza degli argomenti trattati hanno richiesto un'intensa attività di coordinamento tra gruppi di lavoro appartenenti a

differenti commissioni (CEN/TC250-SC3, CEN/TC250 SC8 e CEN/TC135) che hanno alla fine condiviso le indicazioni riportate in tabella 5, che ricalca la Tabella A.1 in appendice alla prEN1993-1-1:2020 [31].

4.4 Verifiche agli Stati Limite

4.4.1 Requisiti di rigidità laterale: effetti del II ordine e verifiche per la limitazione del danno

Il controllo degli spostamenti, sia allo stato limite ultimo (controllo degli effetti del secondo ordine ai fini della valutazione della domanda) che in condizioni di esercizio (controllo dello spostamento relativo di interpiano ai fini del danneggiamento), è un aspetto

chiave del progetto sismico.

L'influenza degli effetti globali del secondo ordine (o effetti P-Δ) è prevalentemente legata alla rigidità laterale del sistema. Infatti, nei sistemi strutturali molto deformabili (ad esempio i telai momento-resistenti di acciaio), i carichi verticali agenti sulla configurazione deformata della struttura possono aggravarne sia lo stato di sollecitazione che di deformazione, compromettendone la stabilità globale.

In accordo al paragrafo 4.4.2.2(2) dell'attuale Eurocodice 8, il progettista è tenuto a verificare la sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine, monitorando il coefficiente di stabilità θ , definito come:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (4)$$

Dove P_{tot} è il carico verticale totale, V_{tot} è il taglio sismico di progetto al piano considerato, d_r è lo spostamento relativo ed h è l'altezza di interpiano.

Il telaio può essere considerato stabile per $\theta \leq 0,3$; se $\theta \leq 0,1$, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati; se $0,1 < \theta \leq 0,2$, gli effetti delle azioni orizzontali devono essere amplificati del rapporto $1/(1-\theta)$; se $0,2 < \theta \leq 0,3$ gli effetti del secondo ordine devono essere opportunamente considerati nell'analisi strutturale, tenendo esplicitamente conto della non-linearità geometrica e meccanica valutando l'equilibrio della struttura in configurazione deformata. Nel caso in cui il parametro θ risulti maggiore di 0,3, a seguito della ridotta rigidità laterale del sistema e all' sorgere di possibili fenomeni "globali" di instabilità progressiva, occorre riprogettare il sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali.

Questo approccio si basa sull'applicazione del metodo di Horne, ma in contrasto con la teoria elastica alla base di tale metodologia, il coefficiente di sensibilità θ in accordo alla Eq. (4) è valutato considerando la rigidità secante della struttura (figura 7), quest'ultima valutata come il rapporto tra il tagliante di progetto

($V_{tot} = V_e/q$, cui corrisponderebbe la resistenza laterale della struttura in assenza di sovrarresistenza di progetto) ad ogni livello ed il corrispondente spostamento relativo d'interpiano indotto dal sisma d_r (valutato in accordo alla regola di uguaglianza degli spostamenti come prodotto dello spostamento elastico per il fattore di comportamento, $d_r = d_e \cdot q$).

La ratio di considerare la rigidezza secante del sistema risiede nella volontà di valutare, in modo semplificato, la stabilità del telaio quando si forma il meccanismo plastico globale. Tuttavia, il taglio che corrisponde all'attingimento di tale condizione può essere significativamente maggiore rispetto a quello di progetto, in virtù di molteplici sorgenti di sovrarresistenza, quali il sovradimensionamento delle membrature, la variabilità della tensione di snervamento del materiale e la redistribuzione plastica della struttura in funzione della sua ridondanza e duttilità. Tuttavia, come evidenziato da numerosi autori [35-38], tale approccio risulta eccessivamente severo, soprattutto nel caso dei telai momento-resistenti multipiano per i quali è spesso necessario sovradimensionare notevolmente gli elementi strutturali per soddisfare i requisiti sugli effetti P-Delta dell'attuale EN1998-1. Non è un caso che, al contrario di quella europea, la norma statunitense (ASCE 7, 2016 [39]), coerentemente con l'ipotesi di elasticità del metodo di Horne, impone di determinare il coefficiente di stabilità θ assumendo la rigidezza iniziale elastica della struttura, da cui risulta un requisito meno severo e più facile da soddisfare.

Pertanto, nella nuova prEN 1998-1-2:2022, l'espressione del coefficiente di stabilità θ è stata aggiornata per tenere conto della sovrarresistenza di progetto e della capacità di redistribuzione delle deformazioni plastiche del sistema, come segue:

per le strutture in DC1, DC2:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h} \quad (5)$$

per le strutture in DC3:

$$\theta = \min\left(\frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h}; \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot \omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot V_{tot} \cdot h}\right) \quad (6)$$

dove $d_{r,SD}$ è lo spostamento relativo di interpiano calcolato allo stato limite di danno severo, e q_R e q_S sono i fattori definiti nel paragrafo 4.3. Nel Capitolo 11 viene inoltre specificato che, per le strutture progettate in DC3, se $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ il coefficiente q_s deve

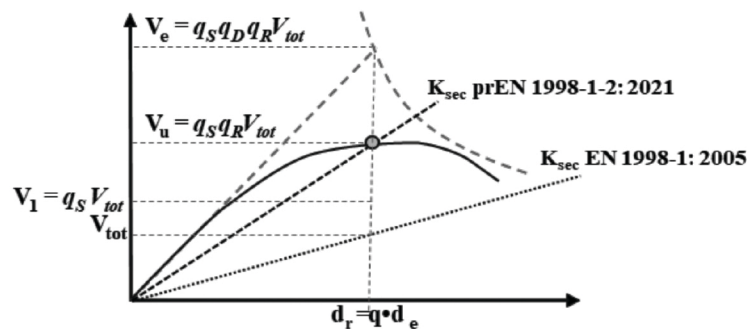


Fig. 7 | Rigidezza secante del telaio ai fini della valutazione degli effetti P-Δ: EN 1998-1-2005 vs EN 1998-1-2: 2022

essere valutato in accordo all'Eq. (6) dove ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale (vedi paragrafo 4.2) ed $\Omega_d = \min\left(\frac{R_y}{E_{s,ELZ}}\right)$ è il minimo rapporto di sovrarresistenza definito al paragrafo 4.4.2.

La rigidezza laterale della struttura, come ben noto, influenza anche le verifiche allo stato limite di danno limitato (DL) che, in accordo al paragrafo 4.4.3.2(1) dell'attuale Eurocodice 8, si considera soddisfatto se lo spostamento relativo di interpiano, indotto dal terremoto frequente (cui corrisponde una probabilità di accadimento del 10% in 10 anni, ovvero un periodo di ritorno di 95 anni), verifica la seguente disuguaglianza:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \quad (7)$$

Dove $d_{r,i} = d_{s,i} - d_{s,i-1}$ è lo spostamento relativo di interpiano al piano i-esimo, $d_s = q \cdot d_e$ è lo spostamento indotto dal sisma di progetto calcolato sulla base della regola di uguaglianza degli spostamenti e d_e è lo spostamento calcolato attraverso l'analisi strutturale elastica; v è un fattore di riduzione che tiene conto del minore periodo di ritorno del terremoto associato alla condizione di servizio rispetto al sisma allo stato limite ultimo e dipende dalla classe di importanza dell'edificio; h è l'altezza di interpiano. Il valore del coefficiente α dipende dalla tipologia di elementi non strutturali, ossia è pari a (i) 0,005 in caso di tamponature fragili; (ii) 0,0075 in caso di elementi non strutturali duttili; (iii) 0,01 in assenza di tamponature o in caso di tamponature installate in modo da non interferire con la deformabilità della struttura.

Con riferimento a tale verifica, occorre premettere che nel nuovo prEN1998-1-1 viene stabilito che, nel caso di strutture nuove di tipo ordinario, è sufficiente la verifica nei confronti del solo stato limite di danno severo (SD) per poter implicitamente ritenere soddisfatto il rispetto dei requisiti strutturali nei confronti degli ulteriori Stati Limite, sia ultimi (collasso), sia di esercizio (danno limitato e operatività). Tuttavia, viene lasciata ai singoli paesi membri la possibilità di richiedere la verifica esplicita nei confronti di questi ulteriori livelli prestazionali attraverso i rispettivi Annessi Nazionali. Nel nuovo Eurocodice 8 il controllo degli spostamenti viene condotto allo stato limite di danno severo al fine di poter garantire adeguata rigidezza laterale e limitare il danneggiamento della struttura in modo da garantire un'adeguata riserva di duttilità al sistema. Nel caso delle strutture in acciaio lo spostamento di interpiano, calcolato allo stato limite SD deve verificare, per tutte le classi di duttilità, la seguente disuguaglianza:

$$d_{r,SD} \leq \lambda \cdot h \quad (8)$$

dove il coefficiente λ varia in funzione della tipologia strutturale, ovvero pari a (i) 0,02 per i telai momento-resistenti e per i telai accoppiati, (ii) 0,015 per i sistemi controventati e le strutture a pendolo inverso, (iii) 0,01 per i sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo.

Nel caso in cui viene richiesto il controllo esplicito al DL, la verifica andrà condotta in analogia a quanto prevede l'attuale EC8, ossia confrontando lo spostamento di interpiano associato a tale stato limite con dei valori limite funzione della tipologia degli elementi non strutturali (definiti come "ancillary elements" nel nuovo EC8). A tal riguardo, nel caso le verifiche di limitazione degli spostamenti

siano richieste anche a DL, si ritiene degno di nota evidenziare che i limiti imposti dall' Eq. (8) soddisfano automaticamente le verifiche di esercizio laddove siano adottate tamponature installate in modo da non interferire con la deformabilità della struttura. Tuttavia, in tutti gli altri casi sono necessarie entrambe le verifiche.

4.4.2 Requisiti di resistenza e duttilità

4.4.2.1 Regole comuni a tutte le tipologie strutturali progettate in DC2 e DC3

È ben noto che il progetto "ottimale" di un qualsiasi sistema strutturale avviene imponendo, per ogni assegnato stato limite, l'uguaglianza tra domanda e capacità, ovvero ricercando, definiti i materiali, le incognite geometriche che soddisfino tale bilancio. Nel caso della progettazione sismica di un sistema dissipativo l'equazione di bilancio tra domanda e capacità è utilizzata per il dimensionamento delle parti duttili e dissipative del sistema, a partire dalle quali è possibile, applicando opportuni fattori di sovraresistenza, progettare gli altri elementi fragili e non dissipativi che completano la struttura così da prevenirne la crisi. Per ottenere un simile risultato le norme sismiche forniscono sia criteri di progetto comuni a tutte le tipologie strutturali che regole specifiche per ogni tipologia strutturale ed i relativi dettagli tecnologici.

Per quanto concerne gli aspetti generali, comuni alle varie tipologie, l'attuale EN 1998-1: 2005 fornisce gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze per le singole tipologie strutturali in classe di duttilità media ed alta. Nello specifico, il criterio di gerarchia delle resistenze per le strutture dissipative in acciaio può essere espresso in termini generali dalla seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq E_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E} \quad (9)$$

Dove R_d è la resistenza di progetto delle membrature non dissipative, $E_{Ed,G}$ ed $E_{Ed,E}$ sono rispettivamente gli effetti indotti dai carichi gravitazionali in combinazione sismica e dal terremoto su tali elementi e γ_{ov} è il coefficiente di aleatorietà del materiale pari a 1,25 e $\Omega = \min\left(\frac{R_d}{E_{Ed}}\right)$ è il minimo rapporto tra la resistenza di progetto dell'elemento dissipativo (capacità) e la corrispondente sollecitazione nella combinazione sismica di progetto (domanda), che sono definiti per ogni tipologia in funzione del tipo di meccanismo dissipativo atteso.

La nuova prEN 1998-1-2:2022, al contrario, diversifica i requisiti di resistenza e duttilità per i sistemi dissipativi in funzione della classe di duttilità (DC2 e DC3), perché diverse sono le prestazioni strutturali richieste al variare della classe di duttilità.

In particolare, per i sistemi dissipativi progettati in DC2 è previsto l'applicazione di un criterio semplificato, in accordo al quale la capacità degli elementi non dissipativi deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole di sforzo normale, taglio e momento come espresso dalla seguente disuguaglianza:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\geq M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \\ V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \\ N_{Rd} &\geq N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} \end{aligned} \quad (10)$$

Come si può osservare dall' Eq. (10) solo lo sforzo normale

indotto dalle azioni sismiche viene amplificato attraverso un unico coefficiente di sovraresistenza (Ω), costante lungo l'altezza dell'edificio ed il cui valore è fornito dalla norma in funzione della tipologia strutturale. Tale approccio è coerente con le regole previste dalle norme nordamericane (ASCE7 [39] ed AISC341 [40]) per sistemi a bassa ("Ordinary") e media duttilità ("Intermediate") e deriva dall'osservazione della risposta strutturale di sistemi che esibiscono meccanismi parziali con danneggiamento moderato delle colonne e che non esibiscono un'adeguata redistribuzione del danno lungo l'elevazione. In tali condizioni le sollecitazioni assiali nelle colonne crescono maggiormente rispetto a quelle flessionali e taglianti, in quanto la resistenza alle azioni orizzontali è fronteggiata da un comportamento a mensola in cui gli sforzi normali concorrono ad equilibrare il momento ribaltante indotto dalle forze orizzontali.

Al fine di limitare la domanda di duttilità nelle colonne dei sistemi a telaio momento-resistente e telai accoppiati in caso di loro danneggiamento, in aggiunta al criterio imposto dalle Eq. (10) deve essere verificata la seguente disuguaglianza ad ogni piano:

$$q_s q_R V_{tot}(q - q_s) d_{e,top} \leq 2 \sum_{i=1}^{i=n} M_{Rd,ci}(N_{Ed}) \times \theta_u^{pl} \quad (11)$$

dove $d_{e,top}$ è lo spostamento in copertura calcolato utilizzando lo spettro di progetto; $M_{Rd,ci}(N_{Ed})$ è il momento resistente della colonna al piano considerato, ridotto per effetto dello sforzo normale dovuto ai carichi verticali agenti in combinazione sismica; θ_u^{pl} è il contributo plastico alla rotazione di corda ultima valutato in tutte le sezioni dove può formarsi una cerniera plastica.

Tale espressione rappresenta una formulazione approssimata del principio dei lavori virtuali scritto assumendo la formazione di un meccanismo di piano ad ogni livello della struttura fino al limite di deformazione corrispondente alla massima capacità di rotazione delle cerniere plastiche compatibile con il livello di danneggiamento ammesso (figura 8).

Ovviamente, la stabilità del meccanismo si realizza se il lavoro virtuale delle forze esterne è minore o uguale al lavoro virtuale sviluppato dalle forze interne che, in questo caso, sono date dai momenti resistenti della colonna al piano considerato.

Le forze esterne considerate nell'Eq. (11) sono quelle idealmente corrispondenti alla sola parte plastica della risposta della struttura. Pertanto, come mostrato in figura 1, il corrispondente tagliante al piede della struttura viene espresso come $V_u = q_s q_R V_d$ ovvero come il prodotto del tagliante di progetto V_d per il fattore di sovraresistenza di progetto q_s e quello legato alla redistribuzione plastica della struttura q_R .

La domanda di spostamento in copertura nella fase plastica è pari a $(q - q_s) d_{e,top}$.

Tuttavia, in una struttura che sviluppa meccanismo di piano, lo spostamento d'interpiano laddove si sviluppa il meccanismo è al massimo pari all'aliquota plastica dello spostamento in sommità (figura 8). Pertanto, nell'Eq. (11) lo spostamento d'interpiano viene cautelativamente assunto pari a $(q - q_s) d_{e,top}$.

La regola espressa dall'Eq. (11) è stata oggetto di vivace discussione nella comunità scientifica ed è da intendersi, all'atto della scrittura della presente memoria, non ancora definitiva in quanto sarà oggetto nel prossimo futuro di ulteriori approfondimenti al fine di

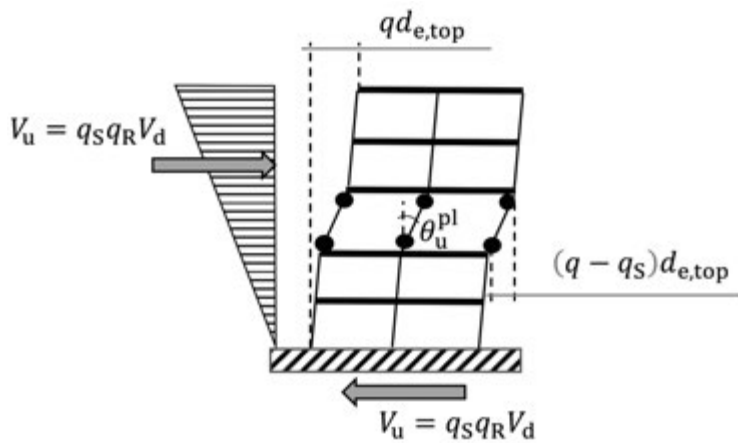


Fig. 8 | Parametri di progetto per la mitigazione della domanda di duttilità nelle colonne dei telai momento-resistente e telai accoppiati progettati in DC2.

addivenire ad una soluzione condivisa.

In alta duttilità (DC3) il criterio di gerarchia delle resistenze è, invece, espresso dalla seguente disuguaglianza:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &\geq M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} \\
 V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} \\
 N_{Rd} &\geq N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E}
 \end{aligned}
 \quad (12)$$

Dove ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale funzione del grado dell'acciaio (tabella 3); ω_{sh} tiene conto dell'incrudimento che interessa le zone dissipative e assume valori differenti (compresi tra 1,1 e 1,8) in funzione della tipologia strutturale, del tipo di elemento dissipativo e del relativo meccanismo plastico;

il coefficiente $\Omega_d = \min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right)$ rappresenta la minima sovrarresistenza di progetto della parte dissipativa.

A differenza dei sistemi progettati in DC2, la sovrarresistenza di

progetto in DC3 deve essere valutata caso per caso in relazione al minimo rapporto domanda/capacità valutato in tutte le parti dissipative.

In tabella 6 sono confrontati in forma sinottica i criteri di gerarchia delle resistenze in accordo alle due versioni della norma.

Accanto ai criteri di gerarchia delle resistenze, la norma fornisce un ulteriore requisito sulla classe delle sezioni trasversali degli elementi dissipativi soggetti a sollecitazioni flessionali o di compressione. Tale requisito è rivolto a limitarne la snellezza locale delle parti costituenti la sezione trasversale delle membrature per prevenire l'insorgenza di fenomeni di instabilità locale, che impedirebbero altrimenti lo sfruttamento delle risorse plastiche.

A differenza della versione attuale, che mette in relazione la classe delle sezioni trasversali degli elementi dissipativi unicamente con la classe di duttilità del sistema e del fattore di struttura, la pr EN 1998-1-2 considera anche la tipologia strutturale (tabella 7). Inoltre, la stessa introduce la possibilità di utilizzare profili di classe 3 e 4 che sono, invece, completamente esclusi nella versione attuale. In particolare, questa tipologia di sezioni (classe 3 e 4) possono essere anche utilizzate in DC2 nel caso dei portali e dei telai monopiano multicampata, ma soltanto per valori di q non superiori a 2. Nel caso delle strutture leggere, non esistono limitazioni all'uso delle diverse classi di sezione trasversale. Recenti studi [41-46] hanno, infatti, dimostrato che questo tipo di strutture, prevalentemente realizzate con profili ricadenti in classe 4, sono in grado di garantire eccellenti prestazioni in zone a media/alta sismicità, rappresentando quindi una valida alternativa per le applicazioni in zona sismica.

4.4.2.2 Regole di dettaglio per le tipologie tradizionali

Le regole di dettaglio fornite dalla EN 1998-1:2005 per le tipologie tradizionali in acciaio sono state oggetto di ampio dibattito nell'ambito del processo di revisione. Nel lungo lasso di tempo trascorso dalla pubblicazione dell'EC8 ad oggi, la ricerca scientifica così come la pratica professionale hanno, infatti, contribuito ad evidenziare numerose incongruenze e problematiche di impiego, che trovano troppo spesso riscontro in prestazioni sismiche non adeguate [16-30; 35-38;47-51]. La revisione di queste regole ha rappresentato, pertanto, un momento di grande importanza nel lavoro di aggiornamento del capitolo acciaio del nuovo EC8, ed è stata rivolta sia a garantire una maggiore efficienza strutturale (attraverso l'applicazione di requisiti specifici in relazione alla classe di duttilità) che a favorire una maggiore semplicità di applicazione delle stesse regole e corrispondenti requisiti.

Il progetto dei telai momento-resistenti (MRF) in accordo all'attuale Eurocodice è tradizionalmente governato dai requisiti di rigidità, che nella nuova versione della norma sono stati aggiornati, come discusso nei paragrafi precedenti (vedi paragrafo 4.4.1), con l'obiettivo di ridurre la sovrarresistenza laterale del sistema. La progettazione delle colonne in DC2, a differenza dei sistemi in DC3, avviene con

EN 1998-1:2005 Capitolo 6		prEN 1998-1-2: 2022 Capitolo 11	
DCM		DC2	$ \begin{aligned} M_{Rd} &\geq M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \\ V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \\ N_{Rd} &\geq N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} \end{aligned} $ <p>Ω è tabellato in funzione della tipologia strutturale</p>
DCH	$ R_d \geq E_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E} $ $ \Omega = \min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right) $	DC3	$ R_d \geq E_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot E_{Ed,E} $ $ \Omega_d = \min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right) $ <p>ω_{rm} tabellato in funzione del grado dell'acciaio</p> <p>ω_{sh} tabellato in funzione del tipo di elemento e del tipo di meccanismo plastico</p>

Tab. 6 | Criteri generali di gerarchia delle resistenze in media ed alta duttilità: EN 1998-1:2005 vs prEN 1998-1-2: 2022

EN 1998-1:2005			prEN 1998-1-2: 2022		
Classe di duttilità	Fattore di comportamento	Classe della sezione trasversale	Classe di duttilità	Fattore di comportamento	Classe della sezione trasversale
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 o 3	DC2	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2, 3, 4 per strutture leggere, portali e telai monopiano multicampata
				$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 per strutture a pendolo inverso
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 o 2		$2 < q \leq 3,5$	Classe 1 e 2 per MRF, CBF, EBF e telai accoppiati
DCH	$q > 4$	Classe 1	DC3	$q > 3,5$	Classe 1 per tutte le tipologie
				$2 \leq q \leq 2,5$	Classe 1, 2, 3 e 4 per le strutture leggere

Tab. 7 | Requisito sulla scelta della classe delle sezioni trasversali.

la domanda derivante dalle Eq.10, trascurando l'applicazione del criterio di gerarchia rispetto alle travi collegate ma controllando la resistenza delle colonne attraverso l'Eq. (11) in modo da mitigarne la domanda di duttilità in caso siano danneggiate sismicamente. Un altro aspetto di particolare importanza, che rivoluziona il progetto di questa tipologia strutturale, riguarda la prequalificazione sismica dei nodi trave-colonna che verrà discussa con maggiore dettaglio nel paragrafo 4.5. Tra i requisiti introdotti dalla prEN 1998-1-2:2022 figurano il requisito sulla distanza tra i ritegni torsionali volti ad assicurare la stabilità delle travi (più severo in alta duttilità), e quello sulla snellezza delle colonne di base che deve essere inferiore a 0,85 al fine di limitare sia lo schiacciamento della porzione di colonna dove è attesa la formazione della cerniera plastica che l'instabilità globale fino al raggiungimento della sua capacità rotazionale ultima.

Per quanto concerne i sistemi controventati (in tutte le tipologie con diagonali concentriche "CBF" ed eccentriche "EBF") la principale novità riguarda il progetto degli elementi non dissipativi. Numerosi studi [16-21] hanno confermato l'importanza di valutare gli effetti indotti dal sisma sugli elementi non-dissipativi, tenendo opportunamente conto del meccanismo di trasferimento degli sforzi che si attiva in campo plastico. Alla luce dei risultati citati, mentre in classe di duttilità media (DC2) trova applicazione il criterio semplificato espresso dall'Eq. (10), in classe di duttilità alta (DC3) la resistenza richiesta agli elementi non dissipativi (travi e colonne per i telai a controventi concentrici e diagonali, colonne e segmenti di trave al di fuori del link per i sistemi con controventi eccentrici) viene determinata attraverso un'analisi di meccanismo plastico, assumendo cioè una distribuzione di forze rappresentativa del meccanismo di trasferimento degli sforzi in campo non-lineare che consente di determinare più accuratamente gli effetti indotti dal sisma sugli elementi non-dissipativi.

Inoltre, è opportuno sottolineare che l'impiego del modello semplificato a diagonale singola tesa attiva, utilizzato nell'attuale EC8 per l'analisi globale dei controventi concentrici a X, è consentito soltanto in DC2, mentre per il progetto in DC3 è richiesto uno schema strutturale che consideri esplicitamente la presenza di entrambe le diagonali. La modellazione di entrambe le diagonali è sempre obbligatoria, a prescindere dalla classe di duttilità, nel caso dei controventi a croce su due livelli consecutivi (in genere noti come "two-storey X bracings") che ampliano le tipologie contemplate nel nuovo eurocodice. Infine, la prEN 1998-1-2:2022 introduce il controllo della rigidezza flessionale per le travi nelle campate dei controventi concentrici a V e V rovescia. Recenti studi [18, 52-53] hanno, infatti, evidenziato che la deformabilità della trave e la domanda di duttilità delle diagonali sono fenomeni strettamente correlati e che la rigidezza

flessionale della trave, accanto alla sua resistenza, svolge un ruolo fondamentale nel garantire un'adeguata risposta del sistema.

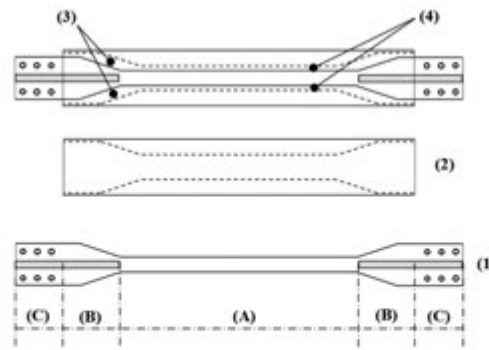
4.4.2.3 Controventi ad instabilità impedita

I controventi ad instabilità impedita (generalmente noti come "BRB", acronimo inglese di Buckling Restrained Braces) sono ampiamente utilizzati per il rinforzo sismico delle costruzioni esistenti come dispositivo di protezione passiva per migliorare rigidezza, resistenza e duttilità globale. Tuttavia, nel nuovo EC8 sono state finalmente introdotte regole e requisiti per il progetto di nuove strutture di acciaio equipaggiate da questo tipo di controventi, che sono preposti alla dissipazione dell'energia cinetica in ingresso, sia in regime di trazione che di compressione. La dissipazione isteretica per plasticità in regime di compressione avviene neutralizzando i fenomeni instabili globali utilizzando un manicotto coassiale all'asta di controvento così da impedirne lo sbandamento laterale (figura 9).

Nella prEN 1998-1-2:2022 le strutture di acciaio con BRB sono codificati esclusivamente per applicazioni in DC3. Pertanto, i criteri di gerarchia delle resistenze sono rivolti a preservare dal danno travi e colonne, che sono progettate per resistere alla condizione più sfavorevole tra le seguenti:

$$a) E_{Ed} = E_{Ed,G} + \omega_{rm} \omega_{sh} \gamma_{CT} \Omega_d E_{Ed,E} \quad (13)$$

Dove $E_{Ed,G}$ ed $E_{Ed,E}$ sono rispettivamente gli effetti indotti dai carichi gravitazionali in combinazione sismica e dal sisma; ω_{rm} ed ω_{sh} sono rispettivamente i coefficienti di aleatorietà del materiale e di incrudimento; $\gamma_{CT} = \frac{N_{c,br}}{N_{t,br}} \leq 1,3$ è un fattore di correzione che rappresenta il rapporto tra la capacità a compressione e trazione del BRB;



(1) controvento; (2) manicotto; (3) corsa del controvento e (4) tolleranza controvento-manicotto;
(A): zona di snervamento, (B) zona di transizione, (C) collegamento

Fig. 9 | Componenti di un controvento ad instabilità impedita [4]

Ω_d è la sovraresistenza minima pari a $\Omega_d = \min(\Omega_{d,i}) = \min\left(\frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right)$.
b) l'azione calcolata attraverso un'analisi del meccanismo plastico in cui entrambe le diagonali a trazione e compressione trasferiscono la loro resistenza ultima, calcolata come:

$$N_T = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{Rd} \quad (14)$$

$$N_C = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \gamma_{CT} \cdot N_{Rd} \quad (15)$$

4.4.2.4 Strutture metalliche leggere realizzate con profili formati a freddo

Come ben noto, l'attuale versione della EN 1998-1:2005 non affronta esplicitamente il progetto sismico delle strutture leggere in acciaio (note come strutture "LSF", acronimo inglese di Lightweight Steel Framed) nonostante la larga diffusione di tale tipologia costruttiva. Trattasi di sistemi basati sull'impiego di profili ottenuti mediante piegatura a freddo di lamiere sottili in acciaio (CFS, acronimo inglese di Cold Formed Steel). Nei sistemi ad aste (Stick-built construction) i profili CFS sono assemblati a secco, con rivetti o viti autopercoranti, in modo da realizzare pareti di aste, costituite da montanti con interassi ravvicinati, che sono collegate da guide (traversi) disposte superiormente ed inferiormente. Tali pareti rappresentano le unità strutturali fondamentali del sistema costruttivo e sono, pertanto, deputate all'assorbimento delle azioni verticali e orizzontali. Al fine di aumentarne la rigidezza e resistenza,

le pareti possono essere irrigidite nel loro piano da controventi metallici a X (figura 10a), o con diversi tipi di pannelli, collegati al telaio attraverso organi meccanici di connessione opportunamente distanziati (figura 10b). L'ancoraggio alle fondazioni è, in ogni caso, garantito da opportuni sistemi di trasferimento (hold down). Negli ultimi quindici anni questo tipo di sistemi ha destato molto interesse nel settore delle costruzioni, grazie alle sue caratteristiche di leggerezza, sicurezza, economicità, e sostenibilità, che ben rispondono alle esigenze dell'approccio contemporaneo alla progettazione integrata. Tuttavia, la già richiamata assenza di specifiche disposizioni normative ha fortemente limitato l'utilizzo di questi sistemi in zona sismica. La prEN 1998-1-2:2022 colma tale vuoto normativo e fornisce regole di progetto per le strutture LSF realizzate con varie tipologie di pareti (con controventi a piatti oppure irrigidite mediante pannelli metallici, di legno o in cartongesso) sia in DC2 che in DC3, nonché una serie di requisiti tecnologici sui componenti delle pareti (limiti in termini di spessore, dimensione e resistenza dei pannelli, spessore e resistenza degli elementi che compongono l'intelaiatura, distanza tra i connettori e il bordo, distanza tra i connettori) per garantire un'adeguata capacità dissipativa. Tali disposizioni, si basano sulle regole di progetto fornite dalla normativa nordamericana [48] e sui numerosi risultati numerici e sperimentali disponibili in letteratura scientifica [36-39; 50-54].

Il meccanismo desiderato, che garantisce un'adeguata capacità

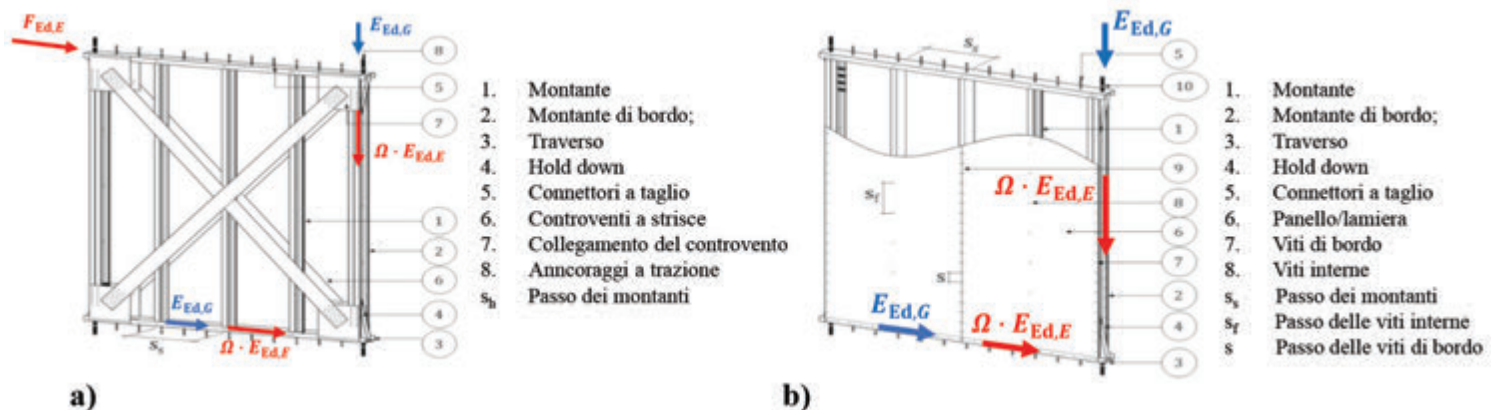


Fig. 10 | Gerarchia delle resistenze per sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo in DC2: a) pareti con controventi a strisce; b) pareti con lamiera/pannelli

dissipativa, differisce a seconda del tipo di parete; nel caso dei sistemi con controventi, la dissipazione avviene per snervamento a trazione delle strisce diagonali; nel caso dei sistemi a pannelli la dissipazione avviene per effetti locali di rifollamento dei fori in cui sono alloggiati le viti di collegamento tra profili e pannelli.

Gli elementi non-dissipativi la cui crisi fragile deve essere scongiurata per garantire una risposta di tipo duttile sono: (i) i collegamenti dei controventi (in caso di sistemi con controventi a strisce), (ii) i pannelli (in caso di sistemi a pannelli), (iii) i connettori a taglio, (iv) gli hold down, (v) gli ancoraggi a trazione, (vi) i montanti di bordo ed (vii) i traversi.

A tale riguardo, in DC2 i componenti non-dissipativi, quale che sia la tipologia di LSF, sono progettati per resistere alla seguente azione di progetto:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} + \Omega \cdot E_{Ed,E} \quad (16)$$

Dove: $E_{Ed,G}$ rappresenta l'effetto dovuto ai carichi verticali agenti in combinazione sismica; $E_{Ed,E}$ è il contributo degli effetti indotti dal sisma ed Ω è il fattore di amplificazione dell'azione sismica funzione del tipo di parete e pari ad 1,3 per pareti con pannelli in cartongesso e 1,5 per tutte le altre tipologie.

Il criterio di gerarchia delle resistenze per i sistemi leggeri progettati in DC3 è fornito nell'Allegato F ed è specifico per ogni tipologia di parete. In particolare, per i sistemi con controventi a strisce le azioni di progetto sono determinate come segue:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} + 1,1 \cdot \omega_{rm} \cdot E_{Nfy} \quad (17)$$

Invece, per i sistemi con lamiera in acciaio o pannelli in cartongesso e legno sono valutate attraverso la seguente relazione:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} + k \cdot E_{Rc,Rd} \quad (18)$$

Dove E_{Nfy} è l'azione indotta dal controvento che trasferisce la sua resistenza plastica; ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale pari a 1,45 per gradi di acciaio non riportati in tabella 3; $E_{Rc,Rd}$ è l'azione indotta dalla resistenza di progetto $R_{c,Rd}$ degli elementi di collegamento tra la lamiera/pannello e i montanti; il coefficiente k è pari a 1,4 nel caso di pareti con lamiera in acciaio e pari a 2 per pannelli in legno o cartongesso.

4.5 Progetto sismico dei nodi in acciaio

Uno delle novità più significative introdotte nella prEN 1998-1-2: 2022 riguarda il progetto sismico dei nodi, cui è interamente dedicato il nuovo Allegato E. Tale allegato fornisce indicazioni specifiche e complete per il progetto sismico dei nodi trave-colonna nei telai momento-resistenti e nei sistemi accoppiati, e dei collegamenti di estremità delle diagonali nei sistemi controventati. In particolare, l'introduzione nell'Allegato E della prequalificazione sismica delle connessioni trave-colonna, assume certamente un ruolo chiave come strumento normativo capace di semplificare i processi di progettazione ed esecuzione dei collegamenti nelle strutture in acciaio in zona sismica. Tale metodologia fornisce regole, criteri di progetto ed esecuzione delle tipologie di nodi trave-colonna, sia saldati che bullonati, che sono maggiormente impiegati nella pratica costruttiva europea. Il progetto dei nodi costituisce, attualmente, uno degli aspetti più delicati del progetto dei sistemi sismo-resistenti in acciaio, soprattutto a causa della mancanza di strumenti normativi affidabili e di facile impiego. L'attuale versione dell'EC8 non fornisce indicazioni esaustive ed efficaci per il progetto sismico dei nodi trave-colonna. Nello specifico, l'EN1998-1:2005 prevede la possibilità di utilizzare, oltre

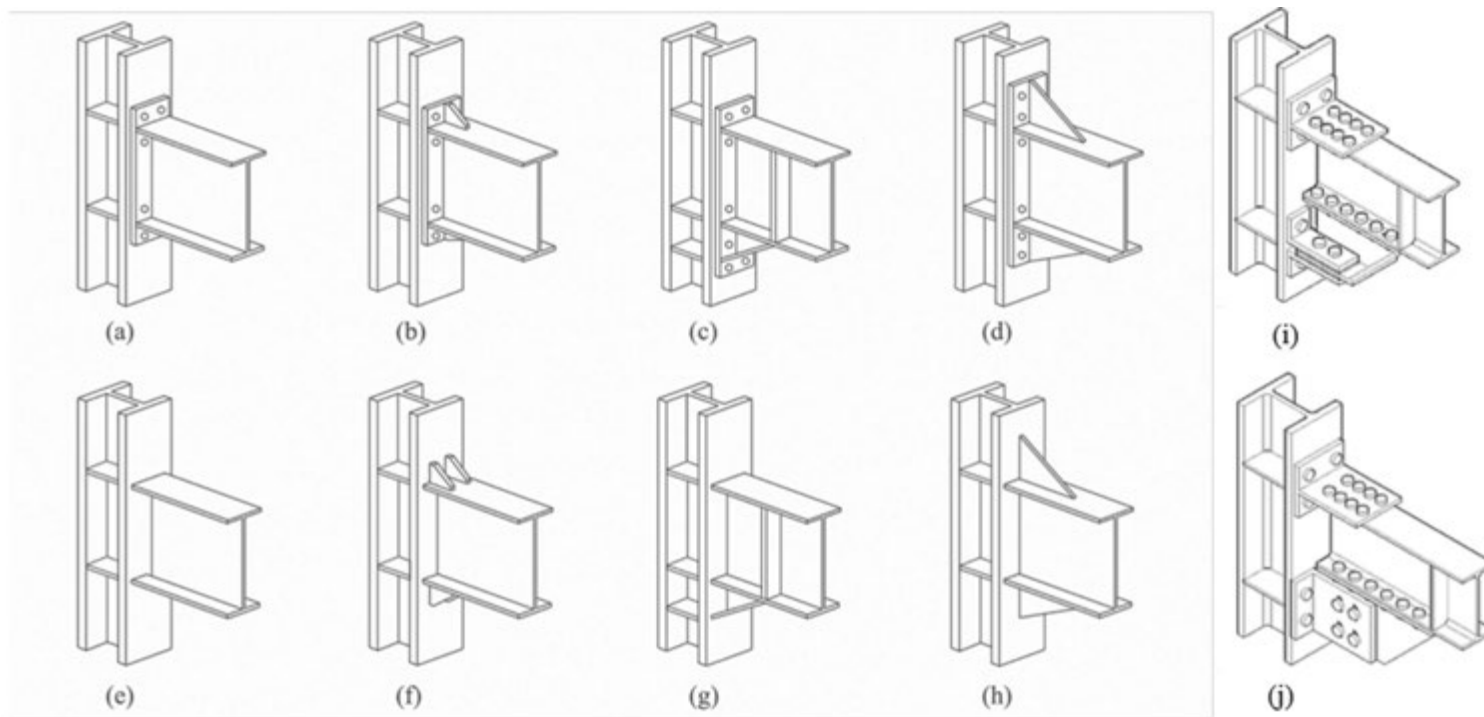


Fig. 11 | Nodi bullonati e saldati prequalificati nell'Allegato E: (a, e) nodi flangiati; (b, d, f, h) nodi flangiati irrigiditi; (c, g) nodi flangiati irrigiditi con ringrosso inferiore; (i, j) nodi ad attrito

alle connessioni non-dissipative, connessioni dissipative a parziale ripristino di resistenza e rigidità, senza fornire gli strumenti analitici per la predizione del comportamento ciclico momento-rotazione, rendendo, quindi, necessario il ricorso a prove di laboratorio per caratterizzarne la risposta isteretica e la capacità rotazionale.

In altri paesi caratterizzati da elevato rischio sismico, come Stati Uniti e Giappone, la ricerca nel campo delle costruzioni metalliche si è orientata, già dai primi anni '90 del secolo scorso, verso la prequalificazione sismica dei nodi trave-colonna. Tuttavia, le tipologie di connessione, così come i profili degli elementi strutturali e le tipologie di acciai, tecniche di saldatura e bulloneria impiegate in questi paesi, differiscono sensibilmente da quelle europee, rendendo così i risultati conseguiti in ambito extraeuropeo difficilmente estensibili al nuovo EC8. Pertanto, il retroterra scientifico dei criteri di prequalificazione e delle procedure di progetto standardizzate contenute nel nuovo Allegato E è costituito dai risultati di due recenti progetti europei: Equaljoints (EJ) ed Equaljoints PLUS (EJ+), rispettivamente di ricerca e di divulgazione scientifica, finanziati dal Research Fund for Coal and Steel (RFCS) e coordinati dall'Università degli Studi di Napoli Federico II [60,61]. In particolare, nell'ambito del progetto di ricerca Equaljoints [60], sono stati sviluppati criteri di prequalificazione sismica, linee guida di progettazione e procedure uniformate di fabbricazione per i tipi di nodi bullonati più comunemente utilizzati nella pratica europea, ed un nodo saldato con trave a sezione ridotta (dog-bone). In tale contesto è stata condotta una vasta campagna di prove sperimentali, supportate da simulazioni numeriche e modellazioni analitiche.

L'Allegato E fornisce indicazioni specifiche per il progetto sismico delle tipologie di nodi trave-colonna bullonati (figure 11a,d) e saldati (figure 11e,h) da impiegare in telai momento-resistenti (MRF) e sotto-sistemi MRF di strutture accoppiate. A tal riguardo, entro i limiti di applicazione specificati dalla norma stessa, tali nodi non richiedono prove cicliche per verificarne la duttilità e capacità dissipativa. Per ogni tipologia di nodo, l'allegato E specifica (i) i limiti di applicazione in termini di geometria e materiale di travi e colonne connesse; (ii) regole di dettaglio e requisiti tecnologici per saldature, bulloni ed eventuali irrigidimenti; (iii) indicazioni

per il calcolo della resistenza e la modellazione del collegamento; e (iv) campo di applicazione, ossia i limiti geometrici ed i sistemi strutturali per i quali ogni nodo è prequalificato.

È opportuno sottolineare che l'Allegato E introduce, accanto alle tipologie di collegamenti tradizionali, quella innovativa dei collegamenti ad attrito, dotati di dissipatori ad attrito localizzati a livello della flangia inferiore della trave (figure 11i,j), che consentono al nodo di resistere senza danno alla richiesta di rotazione imposta dal sisma. Lo studio di tale soluzione è stato affrontato nel corso del progetto di ricerca Europeo FREEDAM [62] e le indicazioni pre-normative sono state messe a punto nell'ambito del progetto di valorizzazione e divulgazione scientifica FREEDAM-Plus [63], entrambi finanziati dal fondo europeo RFCS e recentemente conclusi. Si ritiene degno di nota evidenziare che le disposizioni contenute nell'Allegato E si applicano alla progettazione dei nodi trave-colonna dei telai momento-resistenti o dei sistemi accoppiati in DC3, ma non sono obbligatorie in DC2 e DC1, per i quali ci si riferisce semplicemente all'EN1993-1-8.

Le regole di progetto dei nodi prequalificati contemplati dall'Allegato E sono concepite in modo da controllarne il meccanismo plastico attraverso l'applicazione di semplici criteri di gerarchia delle resistenze tra le tre macro-componenti (trave, collegamento e pannello nodale) che costituiscono il nodo. In funzione delle componenti che partecipano alla dissipazione dell'energia, i collegamenti possono essere classificate come segue:

- I. Collegamento a completo ripristino di resistenza: le deformazioni plastiche sono concentrate all'estremità della trave, mentre il collegamento risponde elasticamente (figura 12a);
- II. Collegamenti bilanciati: sia la trave che il collegamento partecipano al meccanismo dissipativo (figura 12b);
- III. Collegamenti a parziale ripristino di resistenza: le deformazioni plastiche sono concentrate nella zona di connessione (figura 12c).

Inoltre, in funzione del contributo del pannello nodale si possono distinguere i seguenti tipi di comportamento:

- I. Pannello nodale "forte": il pannello nodale resta in campo elastico; tale condizione è raccomandata per nodi a completo ripristino di resistenza o nodi bilanciati in telai momento-resistenti o nei sistemi accoppiati telaio-controvento;

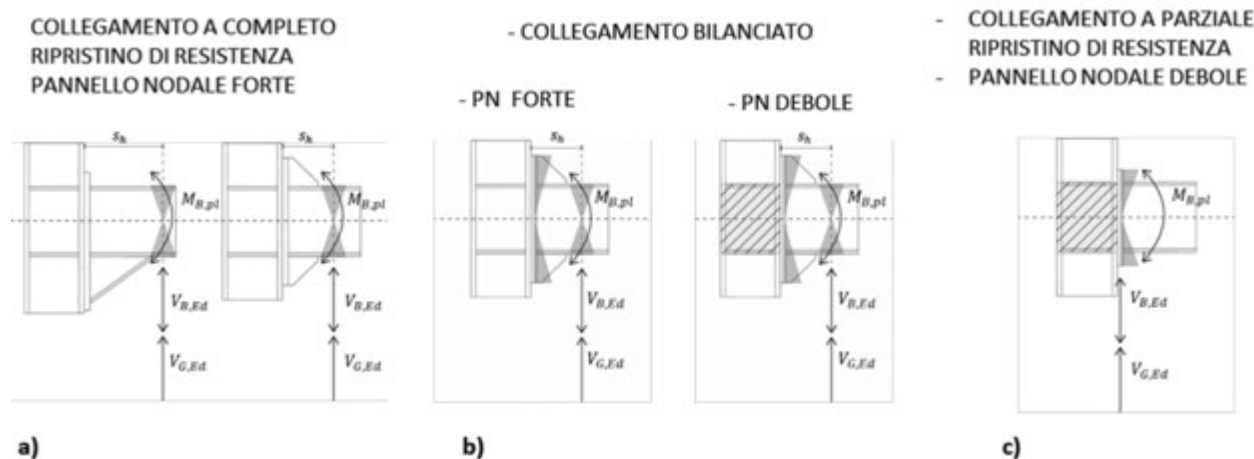


Fig. 12 | Sollecitazioni di progetto dei nodi trave-colonna prequalificati per diversi tipi di prestazioni sismiche

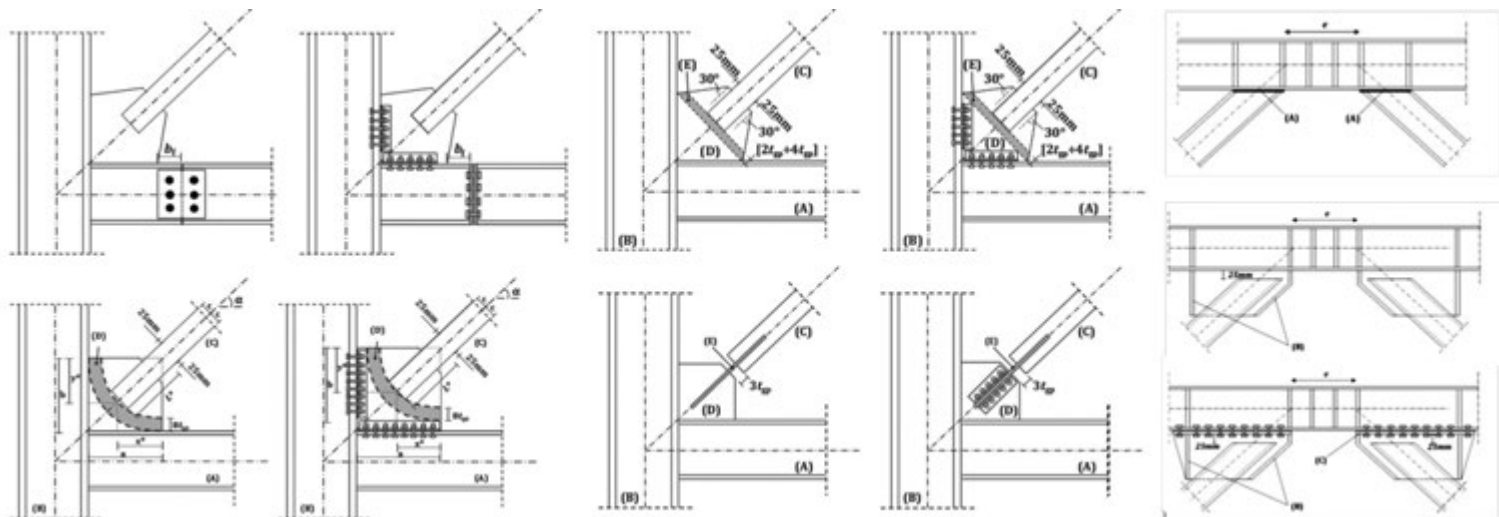


Fig. 13 | Collegamenti diagonali-telaio contemplati dall'Allegato E della prEN1998-1-2:2022

II. Pannello nodale “debole”: il pannello nodale plasticizza e contribuisce alla dissipazione dell'energia; tale condizione è raccomandata nei nodi bilanciati o a parziale ripristino di resistenza nei sistemi accoppiati telaio-controvento.

L'Allegato E fornisce, inoltre, le regole di progetto e i requisiti tecnologici per i fazzoletti di collegamento delle diagonali nei sistemi controventati (controventi concentrici, eccentrici e ad instabilità impedita) per scongiurarne la crisi fragile. La figura 13 riassume i dettagli principali per i quali sono fornite le relative regole per il calcolo della resistenza e la modellazione numerica.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Gli Eurocodici sono attualmente in fase di revisione in accordo al mandato M515 “Evolution of the Structural Eurocodes”, promosso dalla Commissione europea e coordinato dal comitato tecnico CEN/TC 250, che porterà nei prossimi anni alla pubblicazione di una nuova generazione di Eurocodici. Questo processo ha interessato anche l'Eurocodice 8, ovvero la norma per la progettazione sismica delle strutture, che ha subito numerosi e profondi cambiamenti.

In questo contesto il comitato congiunto CEN/TC 250/SC8/WG2 ed ECCS/TC13 ha fornito un valido contributo all'aggiornamento del quadro normativo per le strutture in acciaio in zona sismica, delineando il retroterra scientifico della maggior parte delle

modifiche proposte.

In virtù di tale contributo, il nuovo capitolo acciaio della prEN1998-1-2:2022 si presenta significativamente migliorato e più completo. Gli aggiornamenti introdotti sono orientati sia a migliorare il comportamento sismico dei sistemi metallici e delle sue parti, che a semplificare l'impiego della norma, fornendo ai progettisti strumenti di supporto adeguati ed affidabili. Di grande importanza, in questo senso, è stata l'introduzione della prequalificazione sismica dei nodi travi-colonna di acciaio, che costituisce un prezioso strumento normativo capace di semplificare i processi di progettazione ed esecuzione dei collegamenti nelle strutture in acciaio in zona sismica. Il nuovo capitolo acciaio affronta, inoltre, il progetto di nuove tipologie di sistemi sismo-resistenti come i telai con controventi ad instabilità impedita e i sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo che non sono attualmente contemplati dall'EN1998-1:2005. Il processo di aggiornamento degli Eurocodici è ancora in essere; la bozza del nuovo EC8 discussa in questa sede è aggiornata al mese di giugno 2022 e sarà ulteriormente oggetto di discussione e revisione da parte dei soggetti coinvolti fino ad ottobre 2022, quando la SC8 invierà il documento al CEN/TC250 che procederà alla valutazione ufficiale.

6 BIBLIOGRAFIA

1. Mazzolani F.M., editor. “European Recommendations for Steel Structures in seismic Zones”. Technical Committee 13 –Seismic Design, No. 54/1988. ECCS, 1988.
2. EN 1998-1: 2005, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN 2005.
3. Landolfo R., editor. “Assessment of EC8 provisions for seismic design of steel structures”. Technical Committee 13 –Seismic Design, No 131/2013. ECCS, 2013.
4. prEN 1998-1: 2022, Design of structures for earthquake resistance. CEN/TC 250/SC 8 2022
5. prEN 1998-1-1: 2022, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1-1: General rules and seismic action. CEN/TC 250/SC 8 2022
6. prEN 1998-1-2: 2022, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1-2: General rules and seismic action. CEN/TC 250/SC 8 2022
7. EN 1993-1-1: 2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN; 2005.
8. Dubina D, Stratan A, Muntean N, Dinu F (2008). Experimental program for evaluation of moment beam-to-column joints of high strength steel components. Proceedings of the Sixth International Workshop “Connections in Steel Structures VI”, June 22–25, Chicago, USA. Ed. R. Bjorhovde, F.S.K. Bijlaard, L.F. Geschwindner; p. 355-366.

9. OPUS (2007-2010). OPUS: Optimizing the seismic performance of steel and steel concrete structures by standardizing material quality control. RFCS project number RFSR-CT-2007-00039
10. Piluso V, Rizzano G (2007): Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007.
11. da Silva L. S., Marques L., Tankova T., Rebelo C., Kuhlmann U., Kleiner, A., et al. (2017). SAFEBRITILE: standardization of safety assessment procedures across brittle to ductile failure modes. RFSR-CT-2013-00023, Final Report. da Silva, L. S., Tankova, T., Marques, L., & Rebelo, C.
12. Piluso V, Rizzano G (2007): Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007
13. EN 1993-1-10: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties, CEN 2005
14. prEN 1993-1-10:2022 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties, CEN-TC250-SC 8 2022
15. CEN-TC250-SC8-WG2_N0137 / TC13-2022-002. Background document for base metal and weld toughness requirements for seismic resistant steel structures
16. Costanzo S., Landolfo R., (2017) Concentrically braced frames: European vs. North American Seismic Design provisions. *The Open Journal of Civil Engineering*, 11 (Suppl-1,M11), pp 453-463.
17. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2017). Seismic design criteria for chevron CBFs: European vs North American codes (PART-1). *Journal of Constructional Steel Research*, 135, pp. 83–96. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.04.018>.
18. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2017). Seismic design criteria for chevron CBFs: proposals for the next EC8 (PART-2). *Journal of Constructional Steel Research*, 138C, pp. 17–37. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.06.028>
19. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2018). The influence of moment resisting beam-to-column connections on seismic behavior of chevron concentrically braced frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, pp. 136-147
20. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2018) Proposal of design rules for ductile X-CBFS in the framework of EUROCODE 8. *Earthquake Engng Struct Dyn*. 2019, 48(1) 124–151; <https://doi.org/10.1002/eqe.3128>
21. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2020). Seismic design rules for ductile Eurocode compliant two storey X concentrically braced frames. *Steel and Composite Structures*, 36, 273-291, ISSN: 1229-9367, doi:10.12989/scs.2020.36.3.273
22. Elghazouli A.Y. (2017) Seismic design of steel framed structures to Eurocode 8, *Structural Engineer*, 85 (12), pp. 26-31
23. Elghazouli A.Y. (2010) Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, pp 65-89.
24. Tenchini A., D’Aniello M., Rebelo C., Landolfo R., da Silva L., Lima L (2016) High strength steel in chevron concentrically braced frames designed according to Eurocode 8. *Engineering Structures*, 124, pp 167-185
25. Brandonisio G., Toreno M., Grande E., Mele E., De Luca A. (2012) Seismic design of concentric braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 78, pp 22-37.
26. Bosco M., Brandonisio G., Marino E.M., Mele E., De Luca A. (2017) Ω^* method: An alternative to Eurocode 8 procedure for seismic design of X-CBFS. *Journal of Constructional Steel Research*, 134, pp 135-147
27. Faggiano B., Fiorino L., Formisano A., Macillo V., Castaldo C., Mazzolani F.M. (2014) Assessment of the Design Provisions for Steel Concentric X Bracing Frames with Reference to Italian and European Codes. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 8, (Suppl 1: M3) pp 208-215
28. Marino E.M. (2013) A unified approach for the design of high ductility steel frames with concentric braces in the framework of Eurocode 8, *Earthquake Engng Struct. Dyn*, 43, pp 97-118
29. Marino E.M., Nakashina M. (2006) Seismic performance and new design procedure for chevron-braced frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(4), DOI: 10.1002/eqe.539
30. Kazemzadeh Azad S., Topkaya C., Astaneh-Asl A., (2017). Seismic behavior of concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions. *Journal of Constructional Steel Research* 133, pp 383-404.
31. prEN 1993:1-1, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN/TC250; 2020.
32. EN 1993-1-9: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, CEN 2005
33. prEN1990:2021 Eurocode - Basis of structural design, CEN/TC250 2021
34. EN 1990 (2002) Eurocode - Basis of structural design, CEN 2002
35. Tenchini, A., D’Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., da Silva, L.S., Lima, L. (2014). Seismic performance of dual-steel moment resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 437-454.
36. Cassiano, D., D’Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., da Silva, L. (2016). Influence of seismic design rules on the robustness of steel moment resisting frames. *Steel and Composite Structures*, 21(3), 479-500.
37. Costanzo S., Tartaglia R., Di Lorenzo G., De Martino A. (2019) Seismic Behaviour of EC8-Compliant Moment Resisting and Concentrically Braced Frame. *Buildings* 2019, 9(9), 196; <https://doi.org/10.3390/buildings9090196>
38. Tartaglia R., D’Aniello M., Di Lorenzo G., De Martino A., (2018) Influence of EC8 rules on p-delta effects on the Design and response of steel MRF. *Ingegneria Sismica* 3
39. ASCE/SEI. Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE7-16. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA; 2016.
40. AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI-AISC 341-16 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2016
41. Fiorino L., Iuorio O., Landolfo R. (2014) Designing CFS structures: the new school BFS in Naples, *Thin-Walled Structures* 78, 37-47
42. Fiorino L., Iuorio O., Macillo V., Landolfo R. (2012) Performance-based design of sheathed CFS building in seismic area, *Thin-Walled structures*

61, 248-257

43. Dubina, D. Fulop L.A., Aldea A., Demetriu S., Nagy Zs (2006) Seismic performance of cold-formed steel framed houses. STESSA 2006 – Proceedings of the 5th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Yokohama, Japan, 14-17 August, 429-435
44. Landolfo R., Shakeel S., Fiorino L. (2022) Lightweight steel systems: Proposal and validation of seismic design rules for second generation of Eurocode 8 Thin-Walled Structures 172 108826
45. Fiorino L., Shakeel S., Macillo V. Landolfo R. (2017) Behaviour factor (q) evaluation the CFS braced structures according to FEMA P695, J. Constr. Steel Res. 138. 324–339, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.014>.
46. Landolfo R. (2019) Lightweight steel framed systems in seismic areas: Current achievements and future challenges, Thin-Walled Struct. 140 114–131 <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2019.03.039>.
47. Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P. (2015) Critical review of the EC8 design provisions for buildings with eccentric braces. Earthquakes and Structures, 8(6), 1407-1433
48. Mastrandrea, L. Natri, E., Piluso, V. (2013) Validation of a design procedure for failure mode control of EB-Frames: Push-over and IDA analyses. Open Construction and Building Technology Journal, 7, 93-207.
49. Montuori R., Natri, E., Piluso, V. (2015a) Preliminary analysis on the influence of the link configuration on seismic performances of MRF-EBF dual systems designed by TPMC. Ingegneria sismica, Speciale CTA 2015 – Num. 3, 52-64
50. Montuori R., Natri, E., Piluso, V. (2015b) Seismic response of EB-frames with inverted Y-scheme: TPMC versus eurocode provisions. Earthquake and Structures, 8 (5), 1191-1214.
51. Rossi, P.P., and Lombardo, A. (2007) Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames. J Construct Steel Res, 63(11), 1529-45
52. D’Aniello M., Costanzo S., Landolfo R. (2015) The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings. Journal of Constructional Steel Research 112; 305–324.
53. Costanzo S., D’Aniello M., Landolfo R. (2016) Critical review of seismic design criteria for chevron concentrically braced frames: the role of the brace-intercepted beam. Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering 33, Issue 1-2; 72-89
54. AISI, S400-15 North American Standard for Seismic Design of Cold Formed Steel Structural Systems, American Iron and Steel Institute (AISI), 2015
55. Campiche A, Fiorino L., Landolfo R. (2020) Numerical modelling of CFS two-storey sheathing-braced building under shaking-table excitations”, J. Constr. Steel Res. 170 (2020)
56. Landolfo, R., Campiche, A., Iuorio, O., Fiorino, L. (2021) Seismic performance evaluation of CFS strap-braced buildings through experimental tests. Structures, 2021, 33, pp. 3040–3054
57. Shakeel S., Landolfo R., Fiorino L. (2019) Behaviour factor evaluation of CFS shear walls with gypsum board sheathing according to FEMA P695 for Eurocodes, Thin-Walled Struct. 141 .194–207, <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2019>.
58. Fiorino L., Shakeel S., Macillo V., Landolfo R. (2017) L. Fiorino, S. Shakeel, V. Macillo, R. Landolfo, Behaviour factor (q) evaluation the CFS braced structures according to FEMA P695, J. Constr. Steel Res. 138. 324–339, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.014>.
59. Shakeel S., Fiorino L., Landolfo R. (2020) S. Shakeel, L. Fiorino, R. Landolfo, Behavior factor evaluation of CFS wood sheathed shear walls according to FEMA P695 for eurocodes, Eng. Struct. 221, 111042, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111042>.
60. Landolfo R. D’Aniello M. Costanzo S. Tartaglia R, Stratan A, Dubina D ,Vulcu C, Maris C, Zub C, Da Silva L, Rebelo C, Augusto H, Shahbazian A, Gentili F, Jaspert JP, Demonceau JF, Hoang LV , Elghazouli A, Tsitos A, Vassart O, Moreno Nunez E, Dehan V, Hamreza C, (2018) European pre-QUALified steel JOINTS (EQUALJOINTS), Final Report, 2018-05-04, Directorate-General for Research and Innovation (European Commission) Available from: <https://publications.europa.eu/s/j7q0>
61. Landolfo, R. (2022) European seismic prequalification of steel beam-to-column joints: EQUALJOINTS and EQUALJOINTS-Plus projects. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192, 107238
62. FREEDAM (2015-2018): FREE from DAMAge Steel Connections. Fund for Coal and Steel Grant Agreement No. RFSR-CT-2015-00022
63. FREEDAM PLUS (2020-2022) “Valorisation of knowledge for FREE from DAMAge steel connections” Grant Agreement No 899321



Raffaele Landolfo

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l’Università degli Studi di Napoli “Federico II”, dove ha ricoperto il ruolo di Direttore del Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura. Tra le diverse attività di insegnamento, è titolare dei corsi di “Teoria e Progetto delle strutture in Acciaio” presso la Scuola di Ingegneria e “Laboratorio di Tecnica delle Costruzioni” nella Scuola di Architettura. In ambito scientifico, ha partecipato a numerosi progetti di ricerca nazionali ed internazionali nel campo della progettazione sismica delle strutture in acciaio, delle costruzioni leggere, del progetto dei collegamenti e della sostenibilità, in qualità sia di responsabile scientifico che di responsabile di unità. La produzione scientifica annovera oltre 500 memorie, molte delle quali pubblicate su riviste nazionali ed internazionali, e diversi libri. In ambito normativo, è stato Presidente dell’European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), dove attualmente riveste il ruolo di Chairman del Technical Committee n.13 - Seismic Design. Inoltre è Convenor del CEN/TC250/SC8/WG2 sulle “Strutture in acciaio e composte” ed è stato recentemente eletto Presidente della Commissione Ingegneria Strutturale dell’UNI.