

Long Carbon Europe
Sections and Merchant Bars



ArcelorMittal

Strutture antisismiche in acciaio





Scopo di questo documento.

Questo documento ha lo scopo di presentare in maniera semplice gli aspetti essenziali della progettazione antisismica di strutture in acciaio, un campo dell'ingegneria e dell'edilizia cui ArcelorMittal offre il contributo di un costante lavoro di ricerca, proponendo sul mercato prodotti in acciaio di qualità superiore e soluzioni progettuali originali. Tra queste, il concetto ampiamente affermato della trave a sezione ridotta (RBS, o sezione "Dog Bone" per i telai momento-resistenti (Sezione 10), i collegamenti dissipativi INERD per i telai controventati (Sezione 12), e l'uso delle colonne composte per mitigare il collasso di tipo "Soft Storey" o di piano debole nelle strutture di cemento armato (Sezione 18).

Indice

1. Che cos'è un terremoto?	4
2. Perché le strutture in acciaio hanno una buona resistenza antisismica?	8
3. Uno strumento per valutare gli effetti del sisma: lo spettro di risposta	11
4. Spettri di risposta di progetto	15
5. Caratteristiche delle strutture nella progettazione sismica	20
6. Aspetti dell'analisi sismica e delle verifiche di progetto comuni a tutti i tipi di strutture	25
7. Metodo approssimato per l'analisi e la progettazione sismica	30
8. Architettura degli edifici antisismici	34
9. Progettazione di strutture dissipative	40
10. Progettazione sismica di telai momento-resistenti	47
11. Progettazione sismica di telai con controventi concentrici	60
12. Progettazione sismica di telai con controventi concentrici e collegamenti dissipativi	65
13. Progettazione sismica di telai con controventi eccentrici	68
14. Strutture composte acciaio-calcestruzzo	73
15. Telai momento-resistenti composti in acciaio-calcestruzzo	89
16. Telai composti acciaio-calcestruzzo con controventature	91
17. Pareti composte acciaio-calcestruzzo e sistemi con pareti	94
18. Miglioramento delle strutture in cemento armato con l'introduzione di colonne composte	99
19. Esempio di progetto	102
Appendice A. Definizione degli spettri di risposta di progetto Eurocodice 8.	122
Appendice B. Qualità di acciaio disponibili di ArcelorMittal.	122
Bibliografia	123
Assistenza tecnica e finitura	124
I vostri interlocutori	125

Brochure tecnica di ArcelorMittal: Strutture antisismiche in acciaio

1. Che cos'è un terremoto?

Il fenomeno fisico. Azione esercitata da un sisma su una struttura. Descrizione dell'azione sismica.

2. Perché le strutture in acciaio hanno una buona resistenza antisismica?

La capitale importanza della duttilità. Flessibilità e leggerezza.

3. Uno strumento per valutare gli effetti del sisma: lo spettro di risposta.

Risposta di una struttura sottoposta ad azione sismica. Come si determina uno spettro di risposta elastico? Spettro di risposta elastico di riferimento. Spettro elastico di risposta in spostamento. Risposta multimodale.

4. Spettri di risposta di progetto.

Da un unico spettro di risposta elastico agli spettri di risposta di progetto. Importanza della struttura. Campo d'azione del terremoto. Sottosuolo e sito. Duttilità della struttura. Esempio di spettri di progetto.

5. Caratteristiche delle strutture nella progettazione sismica.

Fattori di comportamento. Classi di duttilità. Coefficiente di redistribuzione plastica.

6. Aspetti dell'analisi sismica e delle verifiche di progetto comuni a tutti i tipi di strutture.

Massa sismica. Metodologie di analisi. Torsione. Spostamenti nelle strutture dissipative. Verifiche di resistenza. Contenimento degli effetti di secondo ordine.

7. Metodo approssimato per l'analisi e la progettazione sismica.

Scelta delle unità di misura. Metodo dell'analisi elastica semplificata. Stima del periodo fondamentale T_1 di una costruzione.

8. Architettura degli edifici antisismici.

Caratteristiche fondamentali degli edifici antisismici. Struttura primaria e struttura secondaria. Obiettivi della progettazione. Principi di progettazione delle strutture antisismiche.

9. Progettazione di strutture dissipative.

Principio. Progettazione di zone dissipative affidabili. Meccanismi locali dissipativi resi possibili dalle strutture in acciaio. Meccanismi locali non dissipativi. Progettazione di elementi non dissipativi in una struttura dissipativa. Il "capacity design concept" applicato alle connessioni. Il "capacity design concept" applicato ad elementi con fori. Criteri di progettazione per le strutture dissipative. Scelta della classe di duttilità nella progettazione. Scelta della tipologia di struttura nella progettazione.

10. Progettazione sismica di telai momento-resistenti

Obiettivo progettuale dei telai momento-resistenti (o MRF). Classi di duttilità statunitensi ed europee. Criteri di progettazione. Ridistribuzione dei momenti flettenti nelle travi. Altri requisiti. Cerniere plastiche. Raccomandazioni per la progettazione dei collegamenti trave-pilastro. Progettazione di travi a sezione ridotta. Collegamenti pilastro-fondazione.

11. Progettazione sismica di telai con controventi concentrici.

Obiettivo progettuale. Analisi dei controventi a X. Criteri di progettazione per i controventi a X. Altri requisiti per i controventi a X. Progettazione dei collegamenti. Analisi dei controventi a V o Δ . Criteri di progettazione per i controventi a V o Δ . Altri requisiti per i controventi a V o Δ . Regole di progettazione statunitensi ed europee per i telai con controventi concentrici.

12. Progettazione sismica di telai con controventi concentrici e collegamenti dissipativi.

Benefici dei collegamenti dissipativi nei telai con controventi concentrici. Analisi dei telai con controventi a X, V o Δ e collegamenti dissipativi per le diagonali. Criteri di progettazione per telai con controventi a X, V o Δ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

13. Progettazione sismica di telai con controventi eccentrici.

Caratteristiche generali della progettazione di telai con controventi eccentrici. Link corti e link lunghi. Scelta della tipologia di controvento eccentrico.

14. Strutture composte acciaio-calcestruzzo.

Introduzione. In che modo possono essere dissipativi gli elementi strutturali composti? Una scelta di fondo nella progettazione di strutture dissipative composte: il grado di connessione. Concetti progettuali e fattori di comportamento q nel contesto degli Eurocodici. Materiali. Rigidezza delle sezioni. Resistenza plastica delle zone dissipative. Duttilità nella flessione delle travi composte. Regole di dettaglio costruttivo per i collegamenti composti nelle zone dissipative. Influsso favorevole del rivestimento in calcestruzzo sulla duttilità locale. Regole generali per la progettazione di elementi dissipativi e non dissipativi. Ancoraggio e sovrapposizione delle barre di armatura. Colonne composte completamente rivestite. Membrane parzialmente rivestite. Travi di acciaio in azione composta con la soletta. Larghezza efficace della soletta.

15. Telai momento-resistenti composti in acciaio-calcestruzzo.

Obiettivo progettuale. Una scelta di base; il grado di connessione. Analisi.

16. Telai composti acciaio-calcestruzzo con controventature.

Telai composti con controventi concentrici. Telai composti con controventi eccentrici.

17. Pareti composte acciaio-calcestruzzo e sistemi con pareti.

Definizione dei diversi sistemi di pareti composte e rispettivi obiettivi progettuali. Analisi. Regole di dettaglio per pareti composte della classe di duttilità DCM. Regole di dettaglio per travi di accoppiamento della classe di duttilità DCM. Ulteriori regole di dettaglio per la classe di duttilità DCM. Pareti a taglio composte in pannelli di acciaio (SPSW composte).

18. Miglioramento delle strutture in cemento armato con l'introduzione di colonne composte.

Descrizione del problema e condizioni di progettazione delle colonne composte. Comportamento delle colonne composte sottoposte a compressione e flessione ciclica.

19. Esempio di progetto.

Presentazione. Verifica della resistenza a momento e dei limiti di freccia per le travi. Verifiche del meccanismo trave debole – colonna forte. Colonna interna. Verifica a compressione. Resistenza plastica in flessione a livello delle fondazioni. Valutazione della massa sismica. Spettro di progetto. Valutazione del taglio sismico di progetto con il metodo delle forze laterali. Carico gravitazionale combinato agli effetti sismici. Analisi dinamica tramite il metodo di risposta spettrale e di sovrapposizione modale. Risultati dell'analisi. Progetto del collegamento trave colonna in un nodo interno della fila X2. Commento delle alternative progettuali. Progetto della sezione ridotta di una trave. Economie dovute alle sezioni ridotte (RBS).

Appendice A. Definizione degli spettri di risposta di progetto Eurocodice 8.

Appendice B. Qualità di acciaio disponibili di ArcelorMittal.

Bibliografia.

1. CHE COS'È UN TERREMOTO?

Il fenomeno fisico.

Azione esercitata da un sisma su una struttura.

Descrizione dell'azione sismica.

Il fenomeno fisico.

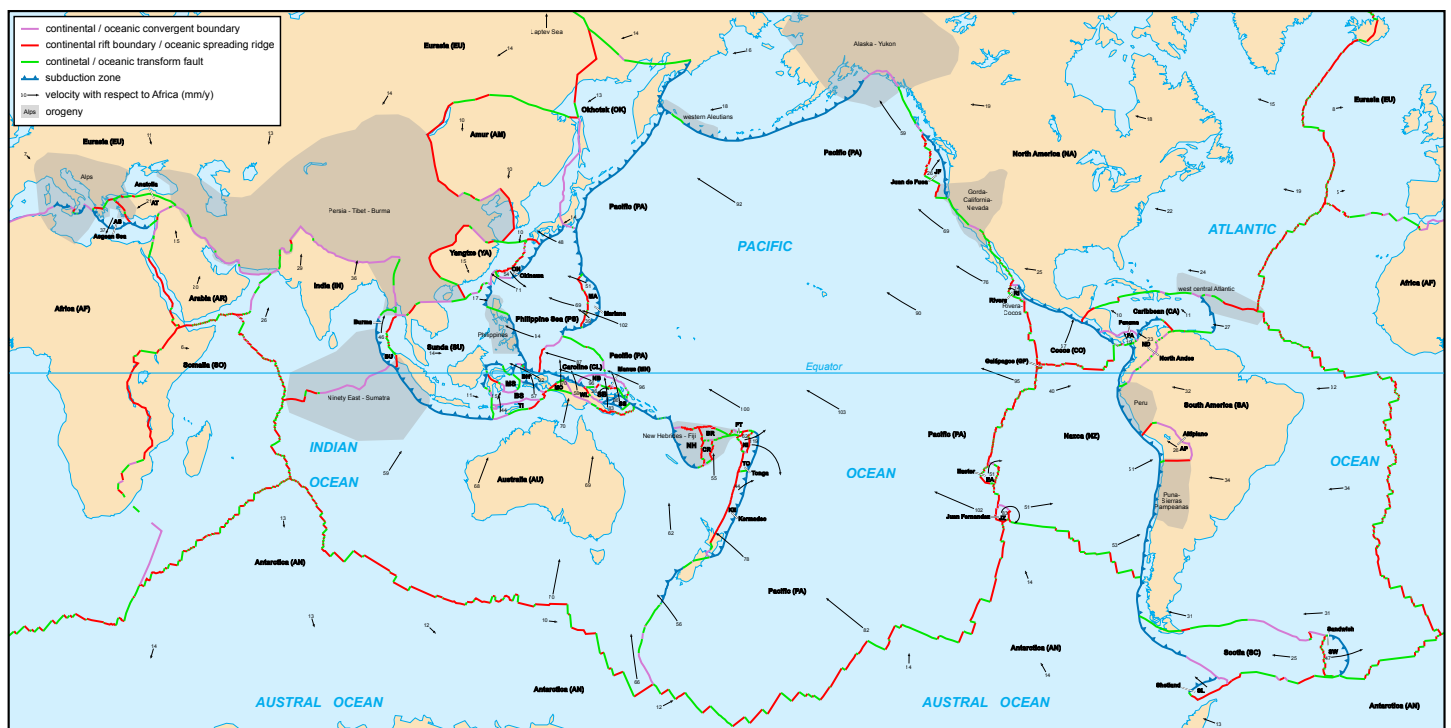
I terremoti più importanti avvengono lungo i bordi delle grandi placche tettoniche che coprono la superficie del globo. Le placche tendono a muoversi una rispetto all'altra, ma sono trattenute in congruenza dalle forze di attrito, fino a quando le sollecitazioni rispetto ad un punto di 'epicentro' diventano così alte da superare la resistenza e causare un moto improvviso. Questo è il terremoto. La scossa locale genera onde telluriche che si propagano sulla superficie della terra, sommovendo le basi (le fondazioni) delle strutture. L'intensità di queste onde va riducendosi man mano che ci si allontana dall'epicentro. Nel mondo pertanto esistono regioni a maggiore o minore rischio sismico, a seconda della loro vicinanza ai margini delle grandi placche tettoniche (le linee in rosso nella Figura 1).

Figura 1.

Planisfero delle grandi placche tettoniche

(dal sito web dell'Università di Bristol: www.ideers.bris.ac.uk

http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Tectonic_plates_boundaries_detailed-en.svg).



Oltre ai sismi maggiori che si verificano lungo i bordi delle placche tettoniche, ve ne sono altri che hanno origine all'interno delle placche, lungo le linee di faglia. Questi terremoti, chiamati intra-placca, liberano una minore quantità di energia ma possono avere effetti devastanti in prossimità dell'epicentro.

Le mappe di pericolosità sismica (in base ai valori di accelerazione di picco a livello del sottostato roccioso tracciano la distribuzione dei livelli sismici nel mondo e in Europa (Figura 2), ed evidenziano come i terremoti possano verificarsi in luoghi diversi dalle zone di confine tra le placche tettoniche.

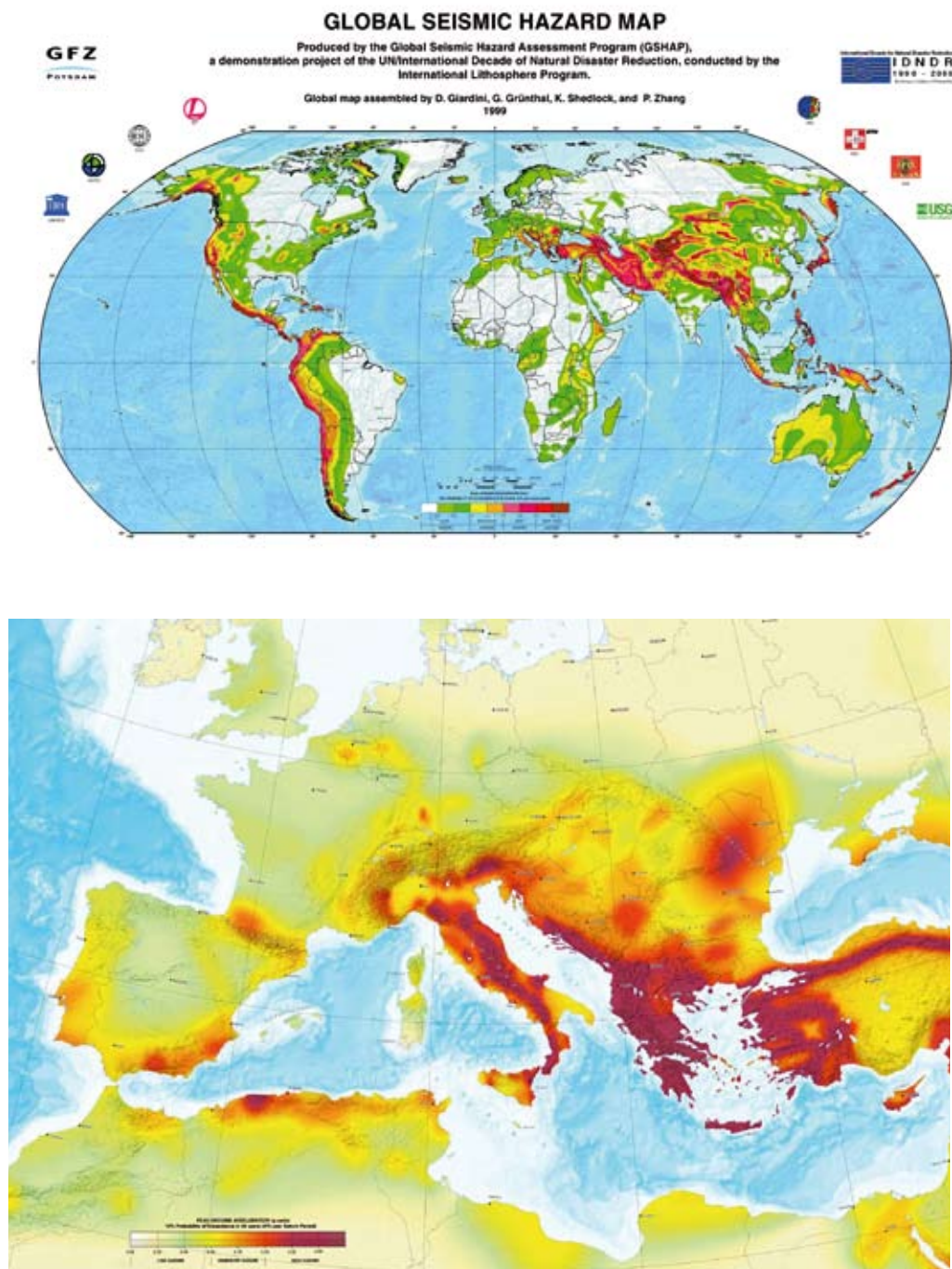


Figura 2.
Mappa mondiale ed europea dell'accelerazione orizzontale di picco.
(Dal sito web del GFZ-Potsdam
<http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/>).

Azione esercitata da un sisma su una struttura.

L'azione che il terremoto esercita su una struttura è un movimento con componenti orizzontali e verticali. Il movimento in senso orizzontale è quello maggiormente caratterizzante l'azione sismica, sia per la sua forza sia perché, in genere, le strutture sono pensate più per resistere alla gravità che alle forze orizzontali. La componente verticale di un evento sismico rappresenta circa il 50% della componente orizzontale, tranne che in prossimità dell'epicentro, dove può avere lo stesso ordine di grandezza.

Descrizione dell'azione sismica.

I terremoti possono essere caratterizzati in maniere diverse. La magnitudo M (scala Richter) esprime l'energia totale liberata, e non fornisce informazioni dirette sull'azione sismica esercitata in una determinata località. L'intensità I (per esempio sulla scala Mercalli) descrive gli effetti registrati sulle strutture in una certa località e li associa ad un determinato numero; ad esempio, 7 corrisponde alla formazione di fessurazioni gravi nella muratura. Altri tipi di caratterizzazione possono essere di maggiore utilità per i progettisti.

L'accelerazione al suolo $a_g(t)$ in un determinato punto, oppure, suo equivalente, lo spostamento al suolo $d_g(t)$ sono calcolati in funzione del tempo. Rappresentano i dati più espliciti, e possono dunque essere utilizzati nell'analisi dinamica delle strutture.

Due sottoprodotti dell'accelerazione al suolo $a_g(t)$ sono comunemente usati nell'ingegneria antisismica:

- Il valore massimo dell'accelerazione $a_g(t)$ a livello del sottosuolo, o accelerazione di picco (PGA, con il simbolo a_{gR} nell'Eurocodice 8), è il parametro utilizzato per definire la pericolosità sismica in una data area geografica. Le mappe di zonazione sismica nazionali sono generalmente tracciate in termini di accelerazione di picco (vedi Figura 2). L'accelerazione di picco (PGA) varia da 0,05 g nelle zone a bassa sismicità fino a 0,4 g nelle zone fortemente sismiche (come la California, il Giappone o la Turchia).
- Lo spettro di risposta costituisce la rappresentazione standard dell'azione sismica che viene considerata nel progettare le costruzioni. Il suo significato è illustrato nella Sezione 3.

2. PERCHÉ LE STRUTTURE IN ACCIAIO HANNO UNA BUONA RESISTENZA ANTISISMICA?

La capitale importanza della duttilità.
Flessibilità e leggerezza.

La capitale importanza della duttilità.

Il buon comportamento delle strutture in acciaio in caso di eventi sismici è comprovato dall'esperienza. I collassi globali e gli alti numeri di vittime sono per lo più associati all'uso di altri materiali. Ciò si spiega con alcune delle caratteristiche specifiche delle strutture di acciaio.

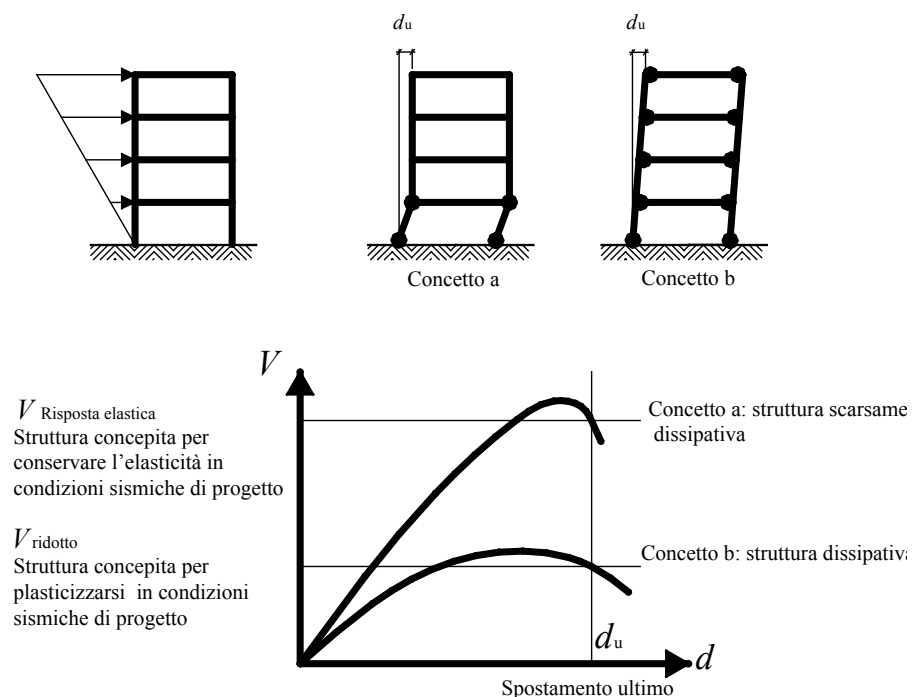
Esistono due modi per resistere all'azione sismica:

- Opzione 1: strutture composte di sezioni sufficientemente tozze da essere soggette solo alle sollecitazioni elastiche
- Opzione 2: strutture realizzate con sezioni di minori dimensioni, concepite per formare numerose zone plastiche.

Le strutture progettate in base alla prima opzione sono pesanti, e possono non garantire un margine di sicurezza in caso di azione sismica più forte del previsto, in quanto il collasso degli elementi non è duttile. In questo caso il comportamento globale della struttura è "fragile", e corrisponde al concetto a) del diagramma taglio alla base V – spostamento in sommità d , schematizzato nella Figura 3. In una struttura concepita in base alla seconda opzione, determinate parti sono intenzionalmente progettate in modo da subire deformazioni plastiche cicliche senza collassare, e la struttura nel suo complesso è tale da subire la deformazione plastica solo in quelle particolari zone.

Il comportamento globale della struttura è 'duttile', e corrisponde al concetto b) del diagramma V – d della Figura 3. La struttura, nelle zone plastiche, è in grado di dissipare una quantità significativa di energia, rappresentata dall'area sottesa alla curva V – d . Per questa ragione si dice che le due opzioni progettuali determinano la costruzione di strutture 'dissipative' e 'non dissipative'.

Figura 3.
Esempi di comportamento strutturale globale 'dissipativo' e 'non dissipativo'. La struttura 'non dissipativa' collassa a livello di un singolo piano (Da [13]).



2. Perché le strutture in acciaio hanno una buona resistenza antisismica?

Il comportamento duttile, che offre una maggiore capacità di deformazione, è in genere il modo migliore per resistere all'azione dei terremoti. Una delle ragioni è il fatto che le nostre conoscenze delle azioni sismiche reali e le analisi che conduciamo soffrono ancora di molti elementi di incertezza, e dunque il terremoto e/o i suoi effetti possono essere più forti di quanto prevediamo. Se si garantisce un comportamento duttile, le energie in eccesso possono essere facilmente assorbite tramite una maggiore dissipazione, grazie alla deformazione plastica dei componenti strutturali. Gli stessi componenti non potrebbero offrire una maggiore resistenza elastica nel caso dell'opzione 1. Inoltre una riduzione del taglio alla base V ($V_{ridotto} < V_{elastico}$) comporta una pari riduzione delle forze applicate alle fondazioni, e quindi costi minori per l'infrastruttura dell'edificio.

Le strutture in acciaio sono particolarmente adatte a garantire la possibilità di dissipazione dell'energia, per le seguenti ragioni:

- la duttilità dell'acciaio come materiale
- i numerosi meccanismi duttili possibili negli elementi in acciaio e nelle loro giunzioni
- la riproducibilità dei meccanismi plastici a livello locale
- l'affidabilità delle proprietà geometriche
- una resistenza flessionale degli elementi strutturali relativamente poco sensibile alla presenza di forze assiali coincidenti

La varietà dei possibili meccanismi di dissipazione energetica e l'affidabilità di ciascuno di essi sono le caratteristiche fondamentali alla base dell'eccellente comportamento sismico delle strutture in acciaio. Esistono anche altri fattori tipici a garanzia dell'affidabilità antisismica:

- la resistenza del materiale è garantita dai controlli di produzione
- progetti e costruzioni opera di professionisti

Flessibilità e leggerezza.

Nelle zone sismiche, le strutture in acciaio presentano l'ulteriore vantaggio della loro flessibilità e leggerezza. Le strutture più rigide e più pesanti attraggono forze maggiori quando sono colpite da un sisma. Le strutture in acciaio sono generalmente più flessibili e leggere di altri tipi, come si vedrà più avanti. Le forze nella struttura e nelle sue fondazioni sono pertanto minori. Questa riduzione delle forze di progetto riduce notevolmente il costo della sovrastruttura e delle fondamenta di una costruzione.

Le strutture in acciaio sono normalmente leggere in confronto a quelle realizzate con altri materiali. Le forze sismiche sono associate all'inerzia, quindi sono collegate alla massa della struttura: riducendo la massa si riducono automaticamente le forze sismiche di progetto. Alcune strutture di acciaio sono addirittura così leggere da rendere non indispensabile la progettazione antisismica. Questo vale in particolare per i palazzetti sportivi o i capannoni industriali, che creano un involucro attorno ad un grande volume, così che il peso per unità di superficie è limitato, e la progettazione è in genere incentrata sulle forze eoliche, non sismiche. Ciò significa che una costruzione progettata per i carichi gravitazionali ed eolici offre implicitamente una sufficiente resistenza antisismica. Si spiega quindi perché, nei terremoti del passato, questi edifici abbiano dimostrato di offrire prestazioni molto migliori di quelli costruiti in materiali pesanti.

3. UNO STRUMENTO PER VALUTARE GLI EFFETTI DEL SISMA: LO SPETTRO DI RISPOSTA

Risposta di una struttura sottoposta ad azione sismica.

Come si determina uno spettro di risposta elastico?

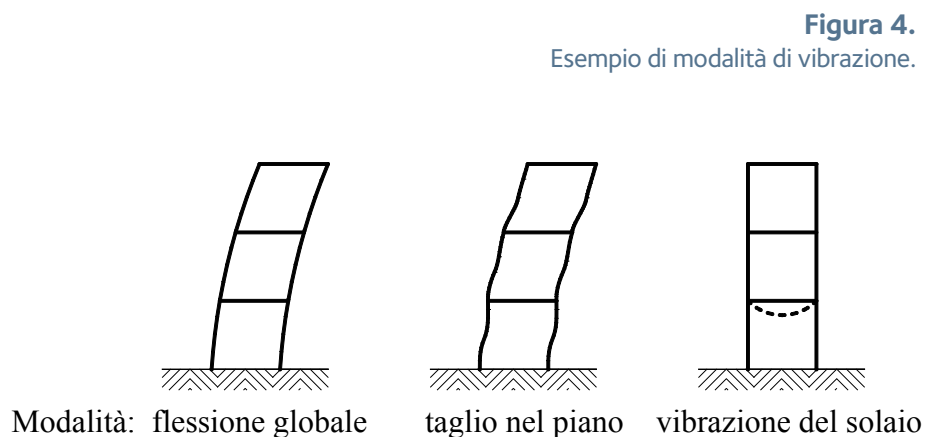
Spettro di risposta elastico di riferimento.

Spettro elastico di risposta in spostamento.

Risposta multimodale.

Risposta di una struttura sottoposta ad azione sismica.

Il moto al suolo $d_g(t)$ sposta la struttura orizzontalmente e dinamicamente. Se la struttura è infinitamente rigida, tutti i suoi punti sono egualmente spostati nella misura del movimento al suolo $d_g(t)$, così che non vi è scostamento della struttura in rapporto alla sua base. In una struttura flessibile, il movimento di ciascun punto dipende dalle caratteristiche meccaniche di tutti gli elementi strutturali (rigidezza) e dalla distribuzione delle masse (una struttura senza massa sarebbe sottoposta a una forza zero). Vi è quindi una risposta dinamica, che coinvolge tutti i modi di vibrare della struttura. Alcune di queste modalità sono globali e interessano l'intera struttura, mentre altre, come le vibrazioni del solaio, hanno natura locale (Figura 4). Ciascun modo di vibrare è caratterizzato da un periodo T (in s) e dalla frazione della massa totale che si associa a quel modo (massa modale).



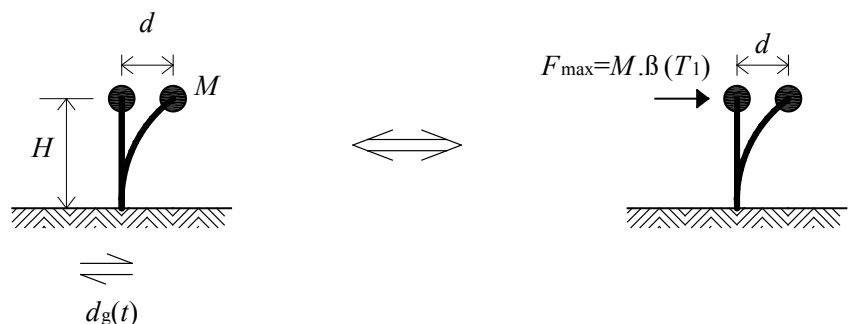
Come si determina uno spettro di risposta elastico?

Effettuando una serie di analisi storico-temporali delle risposte dinamiche della struttura, è possibile produrre uno 'spettro di risposta'. La risposta si dice 'elastica' se corrisponde a deformazioni strutturali puramente elastiche. Lo spettro di risposta elastico è utile ai progettisti in quanto fornisce il valore di picco della risposta dinamica di una data struttura in base ad un accelerogramma caratteristico di una determinata zona sismica. Il processo di costruzione di uno spettro è schematizzato nelle Figure 5 e 6.

Si considera la più semplice forma di struttura che rappresenti un edificio; è un elemento verticale a mensola di rigidezza k ($k = EI/H$) con una massa concentrata M al livello H fuori terra (vedi Figura 5). Una struttura di questo tipo ha un unico periodo naturale di vibrazione T_1 collegato alla sua massa e rigidezza. Il periodo può essere osservato spostando la massa M e rilasciandola; la struttura vibra con un periodo naturale T_1 , che si calcola come:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$$

Figura 5
Definizione della pseudo-accelerazione $\beta(T_1)$ per un elemento a mensola con determinate proprietà.



Si utilizza la matematica della dinamica strutturale per effettuare l'analisi storico-temporale del moto di questo elemento sottoposto ad uno spostamento al suolo caratterizzato da $d_g(t)$ o da un accelerogramma $a_g(t)$. La massa M si sposta in rapporto alla sua base di una misura d (vedi Figura 5). E' possibile definire una forza $F(t)$ che genera uno spostamento d simile a quello generato da $d_g(t)$. Scegliendo il valore massimo F_{max} di $F(t)$ ed esprimendo la legge fondamentale della dinamica $F_{max} = \text{massa} \times \text{accelerazione}$, si definisce una 'pseudo-accelerazione' $\beta(T_1)$: $\beta(T_1) = F_{max} / M$

Variando i parametri che definiscono l'elemento aggettante (altre masse M , altre rigidezze k , e di conseguenza altri periodi fondamentali $T = T_1, T_2$, ecc.), si determina una serie di valori $(T, \beta(T))$. Questa serie è nota come 'spettro di risposta in termini di accelerazione β ' (vedi Figura 6). Una volta determinata, si deduce una valutazione diretta della deformazione massima e delle sollecitazioni in una struttura a mensola di massa M e rigidezza EI/H .

- il periodo T_1 è dato da

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$$

- la pseudo-accelerazione $\beta(T_1)$ si ricava dallo spettro
- poi si determina la forza massima $F_{max} = M \beta(T_1)$ equivalente al sisma e si deducono la deformazione e le sollecitazioni nella struttura

Nell'analisi descritta, l'ampiezza dello spostamento d della massa rispetto alla base viene influenzata dallo smorzamento del sistema: se non vi fosse smorzamento, d potrebbe diventare infinito. Lo smorzamento riferibile ad un materiale che agisce elasticamente è basso, nell'ordine dell'1% dello smorzamento "critico", smorzamento tale da far sì che l'elemento della Figura 5, se spostato dalla posizione a riposo di una misura d , torni alla posizione originaria senza oscillare. Tuttavia nelle strutture sottoposte a terremoti vi sono altre sorgenti di smorzamento, quali l'attrito nelle giunzioni, l'attrito tra tramezzi e struttura, ecc. Tale influenza sono state valutate ed hanno condotto ad un valore standard dello smorzamento "strutturale" pari a 5% in un contesto sismico.

Spettro di risposta elastico di riferimento.

Vi saranno inevitabili incertezze riguardo all'accelerogramma applicabile ad un determinato sito rispetto ad un terremoto futuro, e lo 'spettro di risposta in termini di accelerazione β ' costruito nel modo descritto, e relativo ad un unico accelerogramma, è certamente troppo specifico. Per tenere conto degli elementi incogniti in eventi sismici futuri, si considerano diversi accelerogrammi, si derivano gli spettri di risposta $\beta(T_1)$ corrispondenti, e poi si determina ai fini della progettazione una 'media' di tutti questi spettri $\beta(T_1)$. Si ottiene in questo modo uno 'spettro di risposta elastico in termini di accelerazione $S_e(T)$ ' di riferimento (Figura 7).

Figura 6.
Determinazione di uno spettro di risposta elastico come funzione di $\beta(T_1)$

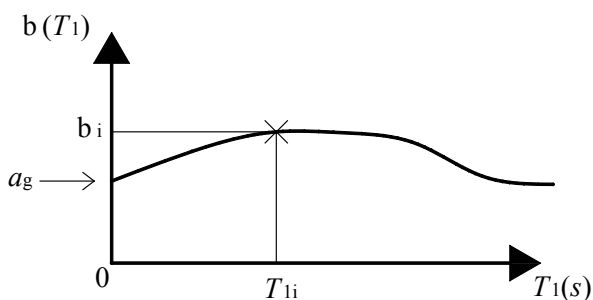
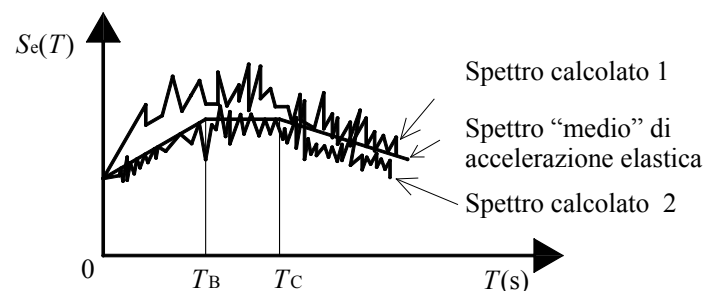
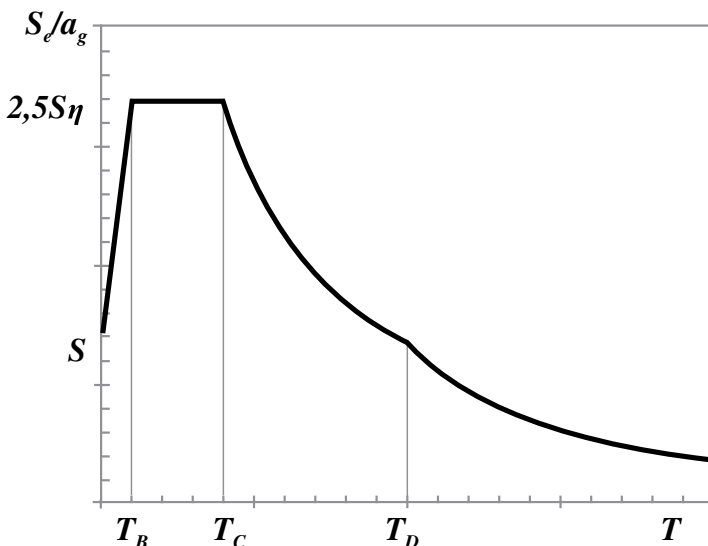


Figura 7.
Costruzione di uno spettro di risposta elastico di riferimento.



Questo processo di elaborazione della 'media' è in parte statistico e in parte basato su una valutazione tecnica di natura pratica, così che la forma dello spettro di risposta elastico di riferimento $S_e(T)$ è più schematica di quella di ciascun singolo spettro di risposta $\beta(T_i)$. L'Eurocodice 8 definisce un'unica forma come riferimento per lo spettro di risposta elastico dell'accelerazione $S_e(T)$ ed è la forma rappresentata nella Figura 8. Tuttavia la sua formulazione tiene in conto una serie di parametri, e permette di generare spettri locali che possono essere molto diversi. Lo spettro della Figura 8 è normalizzato per a_g in modo da essere valido indipendentemente da a_g . Lo spettro è funzione di un fattore η , che è diverso da 1 qualora si possa provare che lo smorzamento è diverso dal valore standard di 5% spiegato in precedenza (vedi la formulazione degli spettri nell'Appendice A). Lo spettro elastico di risposta in accelerazione $S_e(T)$ ha i 'punti di rottura' T_B , T_C e T_D che sono a loro volta funzione dei valori locali dei parametri di sito e di sottosuolo.

La valutazione della deformazione massima e delle sollecitazioni in una struttura a mensola di massa M e rigidezza EI/H si effettua come sopra descritto, e dà come risultato una forza massima: $F_{max} = M S_e(T)$. Per una struttura infinitamente rigida (periodo $T=0$), la pseudo-accellerazione $S_e(T)$ è eguale all'accelerazione al suolo a_g . Se $F_{max} = M a_g S$. Nelle strutture flessibili, vi è una 'amplificazione dinamica' fino a circa $F_{max} = 2,5 M a_g S$.



Spettro elastico di risposta in spostamento.

Un processo matematico simile a quello usato per definire uno spettro elastico di risposta in accelerazione può essere anche applicato alla definizione dello 'spettro elastico di spostamento' $S_{De}(T)$: $S_{De}(T)$ è lo spostamento della massa M in rapporto alla base della struttura a mensola (vedi la definizione di d nella Figura 5). Nell'oscillatore elastico a un grado di libertà, le accelerazioni $S_e(T)$ e gli spostamenti $S_{De}(T)$ sono legati dall'espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

Risposta multimodale.

In una struttura caratterizzata da diverse modalità di vibrazione, lo spettro di risposta permette di calcolare gli effetti massimi che corrispondono a ciascun modo ('risposta spettrale'). Gli effetti massimi devono poi essere 'sovrapposti' per valutare la risposta massima. Considerando il fatto che i diversi massimi non sono simultanei, si adotta per lo più una combinazione rappresentata dalla radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) degli effetti sismici E_{Ei} (momenti flettenti, ecc.) individuati in ciascuna modalità, in quanto fornisce il valore più probabile della massima risposta multimodale.

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Figura 8. Forma di riferimento dello spettro elastico di risposta in accelerazione $S_e(T)$ come prevista nell'Eurocodice 8.

4. SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO.

Da un unico spettro di risposta elastico agli spettri di risposta di progetto.

Importanza della struttura.

Campo d'azione del terremoto.

Sottosuolo e sito.

Duttilità della struttura.

Esempio di spettri di progetto.

Da un unico spettro di risposta elastico agli spettri di risposta di progetto.

Oltre a quelli considerati nella definizione di spettro elastico di risposta in accelerazione $S_e(T)$, molti altri fattori entrano in gioco nella risposta sismica delle strutture. Gli spettri di risposta di progetto $S_d(T)$ si ottengono modificando questo spettro elastico di risposta $S_e(T)$ in modo da tenere conto di tutti questi fattori, e produrre spettri che possano essere utilizzati nell'analisi elastica delle strutture. I fattori che influenzano gli spettri di progetto sono definiti nei paragrafi che seguono.

Importanza della struttura.

La definizione di accelerazione di picco di progetto o 'Design' Peak Ground Acceleration a_g è statistica, e corrisponde all'assunzione di un certo livello di rischio; quindi il valore di progetto di a_g deve essere maggiore per strutture di maggiore importanza. Nell'Eurocodice 8 si definisce il valore di riferimento dell'accelerazione di picco a_{gR} corrispondente ad un livello standard di rischio. Il valore di PGA di progetto si ottiene moltiplicando a_{gR} per γ_I , che è un 'coefficiente di importanza' della struttura in progetto: $a_g = \gamma_I a_{gR}$. γ_I è pari a 1 per gli edifici standard (Classe II) e raggiunge 1,4 per le sì costruzioni la cui performance strutturale ha importanza vitale in un evento sismico (Classe IV). La Tabella 1 fornisce i valori di γ_I raccomandati dall'Eurocodice 8 per le diverse classi di importanza degli edifici.

Tabella 1.
Classi di importanza degli edifici
e valori raccomandati di γ_I
(EN1998-1:2004).

Classe di importanza	Edifici	γ_I
I	Costruzioni di importanza secondaria ai fini della sicurezza pubblica, ad esempio edifici agricoli.	0,8
II	Edifici comuni non appartenenti alle altre categorie.	1,0
III	Costruzioni la cui resistenza antisismica è importante considerate le conseguenze di un eventuale crollo, ad esempio scuole, luoghi di ritrovo collettivo, istituti culturali, ecc.	1,2
IV	Edifici la cui integrità in caso di evento sismico riveste vitale importanza ai fini della protezione civile, ad esempio ospedali, stazioni dei vigili del fuoco, centrali elettriche, ecc.	1,4

Campo d'azione del terremoto.

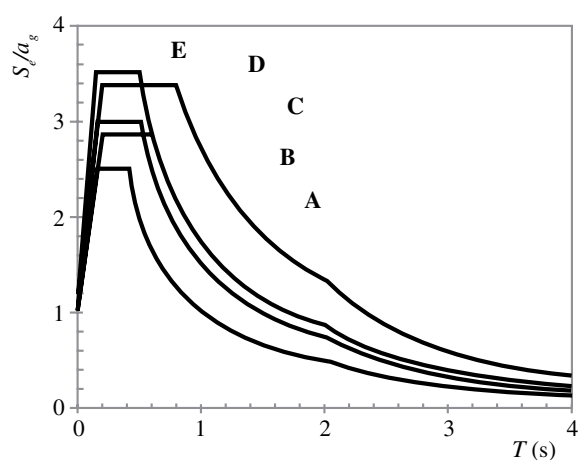
L'accelerazione di picco di riferimento a_{gR} in un determinato sito può essere il risultato di diversi tipi di sisma: un terremoto più forte ma più lontano, oppure un terremoto di minore intensità con epicentro vicino. La differenza è di tipo geologico e geografico, ma gli spettri di risposta sono diversi in queste due situazioni, perché la propagazione delle onde produce risultati diversi a seconda che si origini in località remote o prossime. L'Eurocodice 8 tiene conto della possibilità di eventi sismici diversi, definendo le forme spettrali di Tipo 1 e di Tipo 2.

- La forma di Tipo 1 deve entrare in considerazione se i terremoti lontani sono sufficientemente forti (magnitudo $M_S \geq 5,5$) da generare accelerazioni significative al sito di costruzione previsto, e queste rappresentano il fattore preponderante di pericolosità sismica.
- La forma spettrale di Tipo 2 si applica se il massimo apporto alla pericolosità sismica è dato da terremoti di magnitudo $M_S < 5,5$.

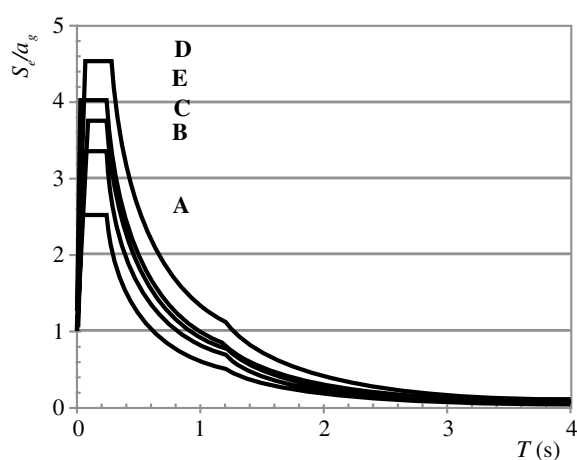
In alcune zone, lo spettro di progetto può essere una combinazione dei due tipi. I dati che definiscono le forme spettrali di Tipo 1 e Tipo 2 sono presentati nella Tabella 2, assieme a quelli relativi agli effetti del sottosuolo e del sito di costruzione, illustrati più avanti. La Figura 9 mostra schematicamente l'influenza del tipo di sisma sulla forma spettrale.

Figura 9.

Spettri elastici di risposta in accelerazione $S_e(T)$ dell'Eurocodice 8 per sismi di Tipo 1 e di Tipo 2 e per vari profili di condizioni locali.



Spettro di Tipo 1.
Terremoto lontano di magnitudo $M_S \geq 5,5$



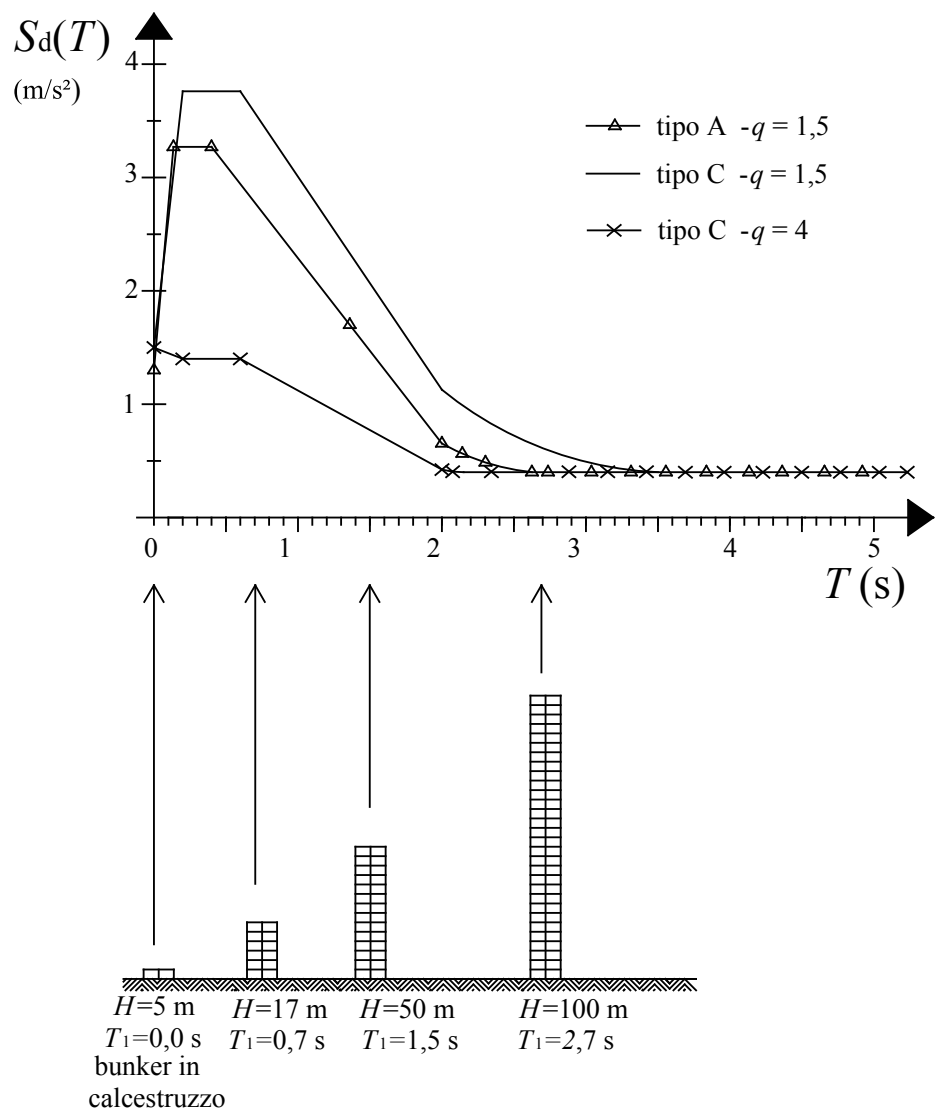
Spettro di Tipo 2.
Terremoti di magnitudo $M_S < 5,5$

Esempio di spettri di progetto.

Quando si considerano i fattori sopra elencati, da uno spettro di risposta elastico $S_e(T)$ si deriva un'intera famiglia di spettri di progetto $S_d(T)$. $S_e(T)$ è funzione di a_{gR} , γ_I e T . $S_d(T)$ è funzione di $S_e(T)$, q e delle condizioni di sito e di sottosuolo. Le espressioni che definiscono gli spettri di disegno $S_d(T)$ in base all'Eurocodice 8 sono contenute nell'Appendice A. La Figura 10 presenta degli esempi di spettri di progetto in un'area dove la pericolosità sismica è definita da $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ e terremoti di Tipo 1, per strutture caratterizzate da $q = 1,5$ costruite su sottosuolo di tipo A e C e per strutture caratterizzate da $q = 4$ costruite su sottosuolo di tipo C.

Figura 10.

In alto. Esempi di spettri di progetto per diversi siti e fattori di comportamento q .
In basso. Periodi (T) di strutture in rapporto ad altezze H (stimati per $T = C_t H^{3/4}$ da Tabella 6).



5. CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE NELLA PROGETTAZIONE SISMICA.

Fattori di comportamento.

Classi di duttilità.

Coefficiente di ridistribuzione plastica.

Fattori di comportamento.

Come illustrato nella Sezione 3, il fattore di comportamento esprime la capacità di deformazione plastica della struttura. La dissipazione energetica nei meccanismi plastici può contribuire in modo notevole all'assorbimento di energia della struttura sottoposta ad azione sismica. L'input energetico totale del sisma E_{input} viene assorbito dalla struttura in diverse maniere: energia di deformazione elastica E_{ELdef} , energia cinetica E_{kin} , energia viscosa $E_{viscosa}$ ed energia di deformazione plastica E_{EPdef} :

$$E_{input} = E_{kin} + E_{viscosa} + E_{ELdef} + E_{EPdef}$$

E_{EPdef} corrisponde all'energia permanentemente assorbita dal sistema, e può essere sensibilmente più importante degli altri termini, come si può

dimostrare confrontando il comportamento di due elementi a mensola sottoposti a spostamenti ciclici tra $+d_{max}$ e $-d_{max}$. Il primo elemento si deforma elasticamente, e il suo comportamento è rappresentato dalla linea EL nel diagramma $M - \theta$ della Figura 11. Allo spostamento $+d_{max}$, il momento alla base M_A raggiunge $M_A = M_{EL}$. L'energia di deformazione elastica E_{ELdef} è rappresentata nel grafico dal triangolo con i tratti verticali, ed è pari a: $E_{ELdef} = 0,5 M_{EL} \theta_{max}$. Questa energia non viene mai dissipata nella struttura; quando si ritorna nella condizione di $d = 0$, l'energia di deformazione elastica E_{ELdef} del sistema è eguale a 0. Il secondo elemento è caratterizzato dal momento plastico $M_{EP} = 0,5 M_{EL}$. Il momento plastico M_{EP} si ottiene alla base A dell'elemento per $\theta = \theta_y = \theta_{max}/2$, e si forma una cerniera plastica. Lo spostamento d_{max} si raggiunge al termine della deformazione elastica e plastica. Se un terremoto induce spostamenti ciclici da $+d_{max}$ a $-d_{max}$, quale è l'effetto rappresentato

dalla curva EP nella Figura 11, l'energia E_{EPdef} permanentemente dissipata nel sistema in un ciclo $(+d_{max} - d_{max})$ è rappresentata dall'area contrassegnata da tratti orizzontali nella Figura 11, ed è eguale a: $E_{EPdef} = 2 E_{ELdef}$. Un terremoto generalmente induce diversi ampi cicli di isteresi; per esempio, 4 cicli da $+d_{max}$ a $-d_{max}$ corrispondono ad un'energia totale: $E_{EPdef} = 8 E_{ELdef}$. Ciò dimostra che l'energia assorbita attraverso deformazioni plastiche alternate nell'elemento con resistenza plastica M_{EP} è notevolmente più grande dell'energia massima di deformazione elastica in un elemento aggettante due volte più resistente. Se ne deriva che la sezione richiesta per l'elemento EP può essere molto minore di quella necessaria per resistere elasticamente M_{EL} , a condizione che la duttilità θ_{max}/θ_y dell'elemento elastoplastico sia maggiore di 2. Un requisito che non presenta problemi quando si utilizza un acciaio strutturale adeguato.

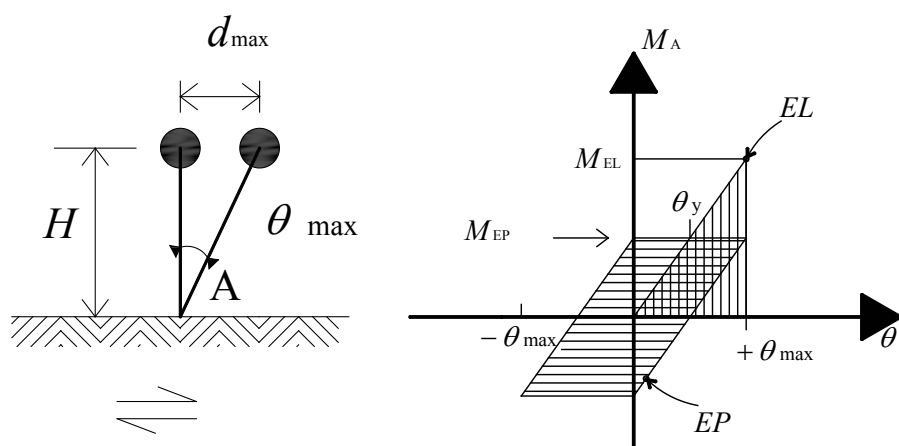


Figura 11.
Confronto tra il comportamento elastico EL e il comportamento elastoplastico EP.

E' possibile realizzare strutture in acciaio altamente dissipative, se le si progetta in modo da formare numerose zone dissipative affidabili. L'affidabilità delle zone dissipative dipende dall'aderenza ad un certo numero di condizioni progettuali, tra cui il "capacity design" illustrato nella Sezione 8. Le zone saranno numerose nelle strutture antisismiche ben progettate.

Tutti i codici sismici esprimono la capacità di una struttura di dissipare energia tramite meccanismi plastici per mezzo di un fattore. Si tratta del 'fattore di riduzione delle forze R' nei documenti AISC, e del 'fattore di comportamento q ' nell'Eurocodice 8. Nelle strutture dissipative questi fattori sono elevati (vedi Figura 12).

Il fattore di comportamento q è un'approssimazione del rapporto tra le forze sismiche F_{EL} che la struttura subirebbe se la sua risposta fosse totalmente elastica e le forze sismiche F_{EP} che si possono utilizzare a progetto (con un modello convenzionale di analisi elastica) per garantire comunque una risposta strutturale soddisfacente. L'azione sismica di progetto è quindi ridotta in rapporto a quella che dovrebbe essere considerata nell'analisi di una struttura pensata per sostenere l'azione sismica in maniera puramente elastica.

I valori di q associati ad una tipologia di struttura esprimono la sua potenziale capacità di formare numerose zone dissipative (vedi Figura 12).

La stima dei fattori di comportamento è un'operazione complessa, che tuttavia può essere eseguita grazie all'adozione di approcci molto elaborati. Una valutazione semplice, anche se approssimativa, è esemplificata nella Figura 11. Se si usa $q = M_E / M_{EP} = 2$, le ordinate dello "spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ " utilizzate per analizzare l'elemento duttile in un'analisi elastica sono eguali a 1/2 delle ordinate dello spettro elastico di risposta in accelerazione $S_e(T)$, e l'effetto di azione M nella struttura è $M = M_E / 2$. Se la sezione dell'elemento è disegnata in modo tale che la sua resistenza di progetto sia $M_{Rd} \geq M_E / 2$, allora può resistere al sisma purché la sua duttilità sia pari a 2 o più. Ciò spiega esattamente il significato del fattore di comportamento q dell'Eurocodice 8.

In termini pratici, il risultante taglio di progetto F_{EP} applicato ad una struttura è derivato da un taglio elastico risultante $F_{EL} = F_{max}$ usando: $F_{EP} = F_{EL} / q$ (Nota: valido solo nel campo $T > T_B$, perché a partire da T_B l'influenza di q decresce fino a $q=1$ per $T=0$).

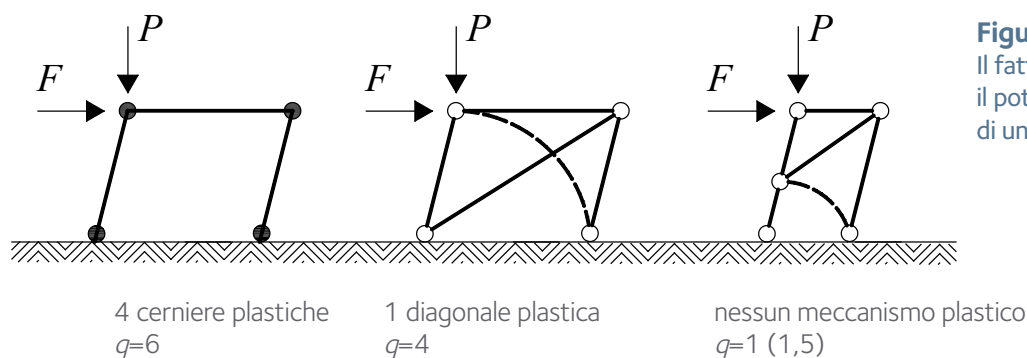


Figura 12.
Il fattore di comportamento q esprime il potenziale di dissipazione energetica di un dato tipo di struttura.

* La stabilità di un controvento a K dipende da una diagonale snella compressa, che collassa in modo fragile.

I valori massimi di q per la progettazione in base all'Eurocodice 8 sono forniti nella Tabella 3. Tali valori dipendono dalla Classe di Duttilità DC scelta per un determinato progetto, e sono influenzati dal parametro di ridistribuzione plastica α_u/α_1 che caratterizza la tipologia strutturale. Le classi di duttilità e il parametro α_u/α_1 sono definiti più avanti. Il progettista è libero di scegliere valori di q inferiori a quelli indicati nella Tabella 3.

Classi di duttilità.

Nell'impostare un lavoro, si può scegliere di progettare strutture 'tradizionali' (non dissipative) oppure strutture 'dissipative'. Tutti i moderni codici sismici, ad esempio [1] [7] [8] [13], lasciano aperta la scelta tra questi due concetti, e definiscono diverse 'classi di duttilità'. L'Eurocodice 8 prevede tre classi di duttilità, definite DCL (bassa duttilità, strutture non dissipative), DCM (media duttilità) e DCH (alta duttilità).

Progettare una struttura di classe DCL vuol dire prendere in considerazione le più alte forze di progetto, ma effettuare solo le verifiche di progetto consuete (ad esempio in base all'Eurocodice 3). Nel progettare in ottica di classe DCH, si considera il fattore di comportamento q più alto possibile, e questo approccio porta come risultato alle azioni sismiche e agli effetti di azione sismica di progetto più ridotti possibili. Ciò significa che i momenti flettenti, ad esempio, sono ridotti spesso notevolmente rispetto a quelli considerati nel progetto di una struttura non dissipativa (si osservi che questo non vale per gli spostamenti, vedi Sezione 6). Tuttavia, scegliere una classe di duttilità più elevata comporta anche l'adesione ad altri determinati requisiti (Eurocodice 8). Uno di questi è la classe di sezione richiesta per gli elementi strutturali dissipativi, che si collega a q nel modo indicato in Tabella 4. Un orientamento per la scelta della classe di duttilità idonea alla progettazione è dato nella Sezione 8.

Tabella 3.
Fattori di comportamento q (valori massimi).

TIPOLOGIA STRUTTURALE	Classe di duttilità.		
	DCL	DCM	DCH
Telai momento-resistenti (MRF)	1,5 (2*)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	1,5 (2*)	4	4
Controventi concentrici a V		2	2,5
Controventi eccentrici	1,5 (2*)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Pendolo inverso	1,5 (2*)	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
MRF con controvento concentrico	1,5 (2*)	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
MRF con tamponamenti in calcestruzzo o muratura non collegati in contatto con il telaio	1,5 (2*)	2	2
MRF con tamponamenti isolati dal telaio		4	$5\alpha_u/\alpha_1$

* L'Appendice Nazionale può ammettere $q = 2$ nella classe DCL

Tabella 4:
Concetti progettuali, classi di duttilità e valori di riferimento del fattore di comportamento q .

Concetti progettuali per il comportamento strutturale	Classe di duttilità	Fattore di comportamento q di riferimento	Classe di sezione richiesta per gli elementi dissipativi
Non dissipativo	DCL o bassa duttilità	$q \leq 1,5$	Nessun requisito
Non dissipativo	DCL o bassa duttilità	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 o 3
Dissipativo	DCM o media duttilità	$2 < q \leq 4$	Classe 1 o 2
Dissipativo	DCH o alta duttilità	$q > 4$	Classe 1

Parametro di ridistribuzione plastica α_u/α_1

Il parametro α_1 è il moltiplicatore dell'azione sismica orizzontale di progetto necessario a raggiungere la resistenza plastica in una parte della struttura. α_u è il moltiplicatore dell'azione sismica orizzontale di progetto necessaria a formare un meccanismo globale. α_u/α_1 si può ottenere da un'analisi globale statica non lineare 'push-over', ma ha un limite previsto di 1,6. I valori di α_u/α_1 tratti dall'Eurocodice 8 sono forniti nella Figura 13.

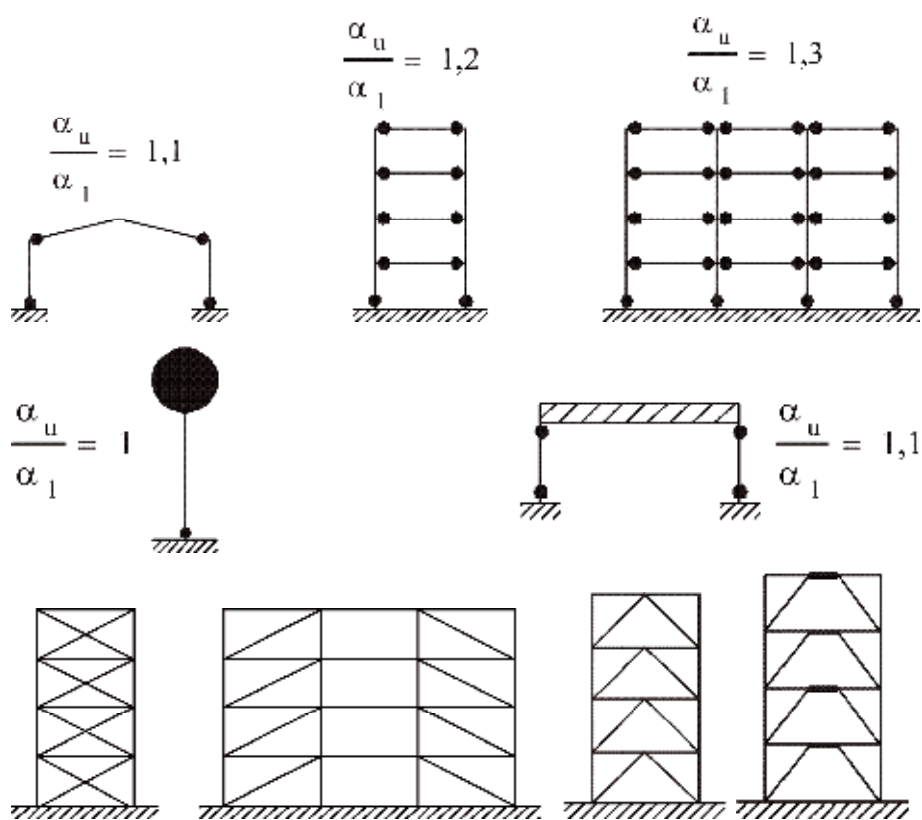


Figura 13.

Posizionamento delle zone dissipative definite come obiettivo di progetto al fine di formare meccanismi plastici globali, e valori standard associati del parametro α_u/α_1 (dall'Eurocodice 8)

Controventi concentrici a X o a V ed eccentrici secondo Eurocodice 8: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

6. ASPETTI DELL'ANALISI SISMICA E DELLE VERIFICHE DI PROGETTO COMUNI A TUTTI I TIPI DI STRUTTURE.

Massa sismica.

Metodologie di analisi.

Torsione.

Spostamenti nelle strutture dissipative.

Verifiche di resistenza.

Contenimento degli effetti di secondo ordine.

Massa sismica.

Poiché i periodi T sono funzione delle masse M , è necessario valutare correttamente le masse presenti in una struttura al momento dell'evento sismico. Si definisce una 'massa sismica', che si basa su un peso W calcolato come:

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{ki}$$

Il coefficiente $\psi_{E,i}$ è usato per stimare un valore probabile dei carichi di servizio e per tenere conto del fatto che alcune masse non seguono perfettamente i movimenti della struttura, perché non le sono rigidamente collegate. $\psi_{E,i}$ è calcolato come:

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

I valori di $\psi_{2,i}$ e φ sono elencati nella Tabella 5. Si può notare che il coefficiente $\psi_{E,i}$ utilizzato per definire la massa del carico di servizio mediamente presente sull'altezza dell'edificio può essere molto inferiore a 1. Ad esempio, in un palazzo per uffici in cui tutti i piani sono occupati in modo reciprocamente indipendente:

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 0,5 \times 0,3 = 0,15$$

La massa sismica serve per determinare:

- gli effetti globali di un terremoto ad un dato livello della struttura, in particolare a livello delle fondazioni
- le forze P_{tot} e V_{tot} usate nella verifica di contenimento degli effetti di secondo ordine
- gli effetti di azione sismica A_{Ed} generati dal terremoto a livello degli elementi strutturali; ai fini del controllo di resistenza di tali elementi, i valori di A_{Ed} sono combinati con le altre sollecitazioni, in modo da determinare il valore di progetto dell'effetto dell'azione E_d :

$$E_d = \sum G_{kj} \llcorner + \gg P \llcorner + \gg \sum Q_{ki} \llcorner + \gg A_{Ed}$$

Destinazione specifica	$\psi_{2,i}$	Piano	φ
Cat.A : residenza	0,3	Tetto	1,0
Cat.B : ufficio	0,3	Piani a occupazione correlata	0,8
Cat.C : sale riunione, luoghi di incontro	0,6	Piani a occupazione indipendente	0,5
Cat.D : area commerciale	0,6		1,0
Cat.E : magazzini, stoccaggio prodotti	0,8		
Cat. F : traffico (veicolo ≤ 30 kN)	0,6		

Tabella 5.
Coefficienti $\psi_{2,i}$ e φ .

Metodologie di analisi.

Per analizzare la risposta di una struttura sottoposta ad azione sismica è possibile impiegare diverse metodologie. La scelta del metodo dipende dalla struttura e dagli obiettivi dell'analisi.

1) Il metodo standard usato nella progettazione è la risposta modale con l'uso di uno spettro di progetto. Si tratta di un metodo lineare in cui il comportamento inelastico viene tenuto in conto nella definizione dello spettro di progetto, attraverso l'utilizzo di un fattore di comportamento. Questo metodo si può applicare a tutti i tipi di edifici, che siano regolari o irregolari quanto a pianta e/o elevazione.

2) Il metodo delle 'forze laterali equivalenti' è una versione semplificata del metodo di risposta modale, e consiste in un'analisi statica che si può impiegare solo per strutture regolari che rispondano essenzialmente in un'unica modalità di vibrazione. Analogamente alla forza 'equivalente' F applicata alla massa m del semplice elemento a mensola, nelle costruzioni a più piani è possibile definire una serie di forze 'di piano' F_i che si applicano a ciascun livello e che inducono la stessa deformazione causata da un sisma. I particolari sono forniti nella Sezione 7 (Metodo approssimato per l'analisi e la progettazione sismica). Il metodo della risposta modale e quello delle forze laterali si possono applicare ai modelli planari della struttura, in base a determinati criteri di regolarità (vedi Tabella 6).

3) L'analisi 'push-over' è un'analisi statica non lineare condotta a carichi gravitazionali costanti, con un monotono accrescimento dei carichi orizzontali.

Si applica sostanzialmente per:

- verificare o rivedere i valori del rapporto di sovrarresistenza α_u/α_1
- stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno
- valutare la performance strutturale degli edifici esistenti o ristrutturati

4) L'analisi "Time History" non lineare è un'analisi dinamica che si realizza tramite l'integrazione numerica diretta delle equazioni differenziali del moto. L'azione sismica è rappresentata da accelerogrammi (almeno 3). Questo tipo di analisi si utilizza per la ricerca e per gli studi che afferiscono alla disposizione dei codici.

Regolarità	Semplificazione ammessa			Fattore di comportamento.
Pianta	Elevazione	Modello	Analisi lineare elastica	q
Sì	Sì	2 modelli planari	Forza laterale	Valore di riferimento
Sì	No	2 modelli planari	Risposta modale	Valore di riferimento /1,2
Limitata	Sì	2 modelli planari	Forza laterale	Valore di riferimento
No	Sì	1 modello a 3D	Forza laterale	Valore di riferimento
No	No	1 modello a 3D	Risposta modale	Valore di riferimento /1,2 & ridotto α_u/α_1

Tabella 6.

Regolarità strutturale e semplificazioni ammesse nell'analisi sismica (Eurocodice 8).

Torsione.

I sismi generano movimenti torsionali delle strutture per tre ragioni:

- ad ogni livello può esistere una eccentricità tra la forza risultante del piano, che coincide con il centro di massa CM del piano, e il centro di rigidezza CR del piano stesso.
- movimenti al suolo hanno aspetti rotazionali che creano un impatto sulle strutture molto grandi (diverse centinaia di metri)
- anche in una costruzione simmetrica, esiste un'incertezza circa l'esatta localizzazione del CM, e le normative di progettazione impongono di considerare, nell'analisi, una eccentricità 'accidentale' del 5% della lunghezza dell'edificio perpendicolare alla direzione del sisma analizzata, in aggiunta alla distanza CM-CR calcolata.

Il centro di rigidezza CR è il punto in cui l'applicazione di una forza genera unicamente una traslazione dell'edificio parallela alla forza stessa. Gli effetti della torsione devono essere determinati in base alla distanza CM-CR e all'eccentricità accidentale sia in senso positivo

che negativo. Nelle strutture irregolari, il calcolo degli effetti torsionali risultanti dalla non coincidenza di CM e CR può essere effettuato solo in un modello a tre dimensioni. Gli effetti dell'eccentricità accidentale possono essere rilevati applicando ad ogni livello una forza di torsione calcolata come prodotto della forza del piano per la distanza CM-CR. Gli effetti dei due termini della torsione sono poi "combinati", il che significa che gli effetti dell'eccentricità accidentale devono essere considerati con i segni + e -. Nelle strutture simmetriche in pianta, in cui CM e CR hanno la stessa posizione, gli effetti dell'eccentricità accidentale si possono approssimare amplificando gli effetti di azione traslazionale per un fattore δ :

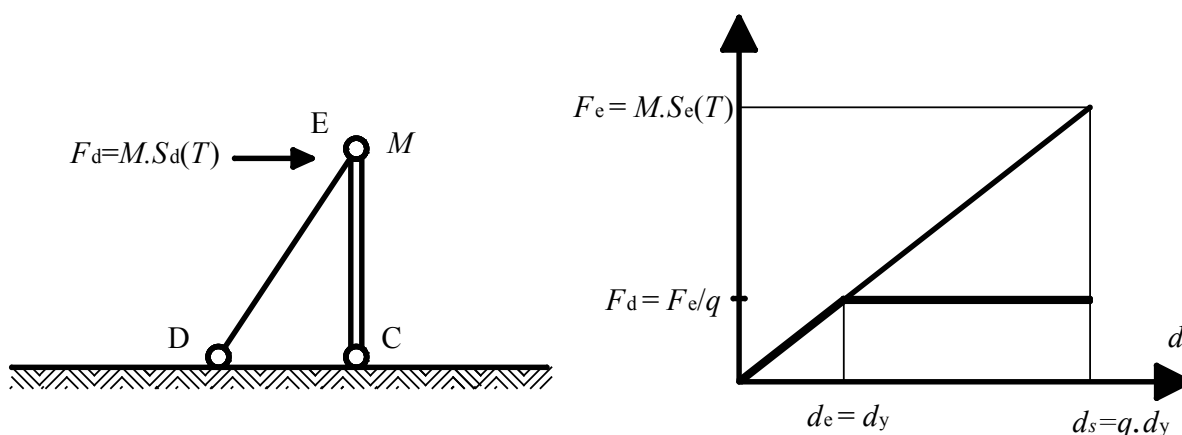
$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

X è la distanza in pianta tra la struttura sismo-resistente considerata e il centro di massa CM dell'edificio, misurata perpendicolarmente all'azione sismica considerata, e L_e è la distanza tra due strutture sismo-resistenti estreme, a sua volta misurata perpendicolarmente all'azione sismica considerata. Nelle costruzioni simmetriche con strutture periferiche resistenti, δ è nell'ordine di: $\delta = 1,3$.

Spostamenti nelle strutture dissipative.

La risposta modale in un sisma di progetto è un'analisi lineare convenzionale in cui l'azione viene ridotta di un fattore di comportamento q . Gli spostamenti ottenuti rappresentano la parte elastica d_e dei reali spostamenti elastoplastici (Figura 14). Dato che la definizione di fattore di comportamento si basa sull'ipotesi di spostamenti eguali nella struttura reale (elastoplastica) e nella struttura elastica di riferimento (Figure 11 e 14), gli spostamenti reali d_s si ottengono semplicemente moltiplicando i valori di d_e per q : $d_s = q d_e$.

Figura 14.
Calcolo dello spostamento reale d_s .



d_e : spostamento elastico in base all'analisi elastica nello spettro di risposta, ridotto di un fattore q
 d_s : spostamento reale

Condizione di resistenza. Contenimento degli effetti di secondo ordine.

La condizione di resistenza per tutti gli elementi strutturali, comprese le giunzioni, è

$$E_d \leq R_d$$

R_d è la resistenza di progetto dell'elemento, e E_d è il valore di progetto dovuto all'effetto dell'azione basata sulla situazione sismica di progetto:

$$E_d = \sum G_{k,j} \text{ « + » } P \text{ « + » } \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \text{ « + » } \gamma_1 A_{Ed}$$

Se necessario, nel valore di E_d si prendono in considerazione gli effetti di second'ordine (vedi sotto), ed è ammessa una ridistribuzione dei momenti flettenti.

Le incertezze della programmazione antisismica rendono necessario un contenimento degli effetti di second'ordine (o P-Δ).

Nell'Eurocodice 8, i momenti di second'ordine $P_{tot} d_r$ sono comparati con i momenti di prim'ordine $V_{tot} h$ ad ogni piano. P_{tot} è il carico gravitazionale totale al piano e sopra il piano, determinato considerando la massa sismica

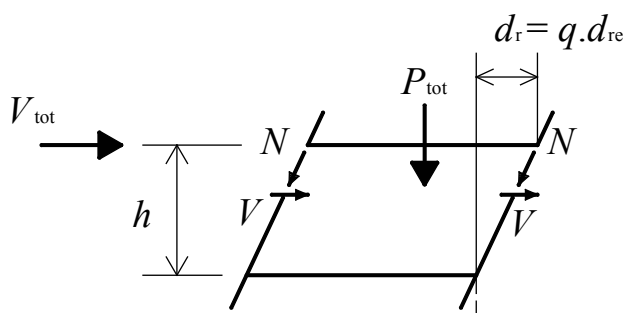
$$\sum G_{k,j} \text{ « + » } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

d_r la differenza negli spostamenti laterali (drift) d_s ds alla sommità e al fondo del piano in considerazione ($d_s = q d_e$). V_{tot} è il taglio sismico totale al piano considerato (vale a dire la somma di tutte le forze di piano al livello considerato e sopra), e h è l'altezza del piano (vedi Figura 15).

$$\text{Se } \theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10,$$

allora gli effetti P-Δ sono assunti come trascurabili.

Se $0,1 < \theta \leq 0,2$ allora gli effetti di second'ordine possono considerarsi moltiplicando gli effetti delle azioni per $1/(1 - \theta)$, osservando che θ non deve mai superare 0,3. Questa verifica, condotta per ogni piano, mitiga il rischio che si instauri un "piano debole" (vedi Sezione 8).



$$P_{tot} = \sum N_{gravity}$$

$$V_{tot} = \sum V_{seismic}$$

Figura 15.

Parametri usati per il controllo degli effetti di second'ordine.

7. METODO APPROSSIMATO PER L'ANALISI E LA PROGETTAZIONE SISMICA.

Scelta delle unità di misura.

Metodo dell'analisi elastica semplificata.

Stima del periodo fondamentale T_1 di una costruzione.

Scelta delle unità di misura.

Le unità di misura usate in un'analisi dinamica devono appartenere ad un sistema coerente, per evitare un rischio di errore che a volte può raggiungere un ordine del 1000%. Per esempio, usando il Sistema Internazionale di Unità di Misura, le masse sono definite in kg (non in kN), le forze in N, le lunghezze in m, il modulo di Young in N/m² e il tempo (periodi T_1) in s.

Analisi elastica statica o metodo delle 'forze laterali'.

Una struttura regolare in pianta ed elevazione, in cui le masse siano distribuite in modo regolare e vi siano diaframmi orizzontali rigidi, può essere modellata per mezzo di due modelli planari: uno nella direzione x , l'altro nella direzione y . Ciascun modello rappresenta uno degli n telai resistenti paralleli alla direzione del sisma in considerazione. La massa sismica m allocata a quel telaio è $1/n$ della massa sismica totale dell'edificio. Per la struttura regolare sopra descritta, il contributo delle modalità di vibrazione superiore a quella fondamentale è trascurabile, e la struttura reagisce come un elemento a mensola verticale di periodo T_1 . Il periodo fondamentale T_1 può essere valutato considerando le relazioni fisiche di sistemi a un singolo grado di libertà, o le relazioni 'statistiche' dedotte dall'analisi di numerosi progetti reali (vedi Tabella 7).

La risultante forza sismica orizzontale F_b , può essere calcolata come:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

m è la massa sismica assegnata al telaio analizzato; $S_d(T)$ è lo spettro di progetto (vedi Sezione 4). Il fattore λ esprime il fatto che una parte della massa della struttura vibra in modalità locali e non contribuisce alla massa che partecipa alle modalità globali. Esempio: modalità di

vibrazione verticale di un solaio in una struttura sottoposta alla componente orizzontale del sisma. Prendere in considerazione l'intera massa sarebbe penalizzante nella valutazione del taglio globale F_b , e si considera $\lambda = 0,85$.

Ne consegue che all'azione sismica e all'analisi delle sollecitazioni sulla struttura è possibile applicare un 'metodo delle forze laterali'. Il metodo prevede i passaggi da S1 a S7 qui descritti:

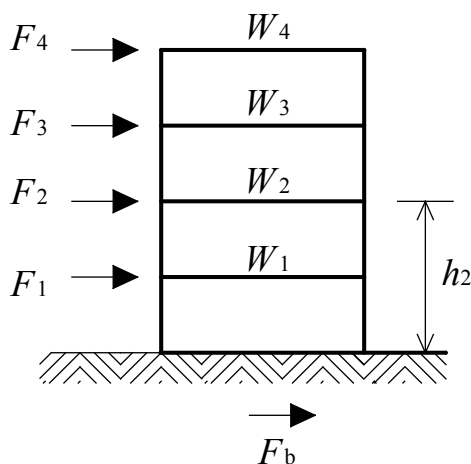
- S1: valutare il periodo T_1 della modalità di vibrazione fondamentale per mezzo di un'espressione della Tabella 7.
- S2: leggere la pseudo-accelerazione di progetto $S_d(T_1)$ nello spettro di progetto
- S3: calcolare il risultante taglio sismico di progetto alla base F_b :
 $\lambda = 0,85$; m è la massa sismica assegnata al telaio considerato; $S_d(T)$ è uno spettro di progetto (spettro ridotto di un fattore di comportamento q scelto dal progettista, vedi Sezione 5). Come osservato in precedenza, è necessario aver cura di utilizzare unità di misura coerenti per m , F_b e $S_d(T_1)$

- S4: distribuire F_b sull'altezza della struttura in una serie di 'forze di piano'
- S5: determinare le forze interne e gli spostamenti della struttura sottoposta alla forza F_b , tramite un'analisi statica
- S6: combinare questi effetti di azione sismica alle altre sollecitazioni (carico gravitazionale nella situazione sismica, ecc.)
- S7: effettuare tutte le verifiche sismiche necessarie per gli elementi strutturali e le giunzioni, in considerazione degli effetti $P-\Delta$ ecc.
(Vedi Sezioni 6 e da 10 a 14).

I passaggi S5, S6 e S7 possono essere eseguiti solo dopo che si sono definite le dimensioni degli elementi strutturali..

Le forze di piano F_i sono legate alle accelerazioni subite da ciascun piano della struttura. Le accelerazioni aumentano con l'altezza, e si distribuiscono secondo la forma della struttura deformata; se questa forma è approssimata da un triangolo (vedi Figura 16), allora la forza orizzontale di piano F_i , per ciascun piano i situato al livello z_i fuori terra, è:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$



In questa espressione m_i , m_j sono le masse sismiche di piano. Se tutte le masse sismiche di piano sono eguali:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

$N = 4$ storeys

La conduzione di questo tipo di analisi prevede una prima approssimazione delle sezioni delle componenti strutturali, cioè delle travi e dei pilastri. L'analisi poi fornisce tutte le azioni: i momenti flettenti, il taglio, lo spostamento d_e . Ciò significa che si possono fare tutte le verifiche di progetto: la resistenza degli elementi strutturali, il contenimento degli spostamenti e degli effetti $P-\Delta$ ecc.

A condizione che la struttura rientri nei limiti di conformità ai criteri di regolarità, il 'metodo delle forze laterali equivalenti' è una delle analisi ammesse dai codici sismici.

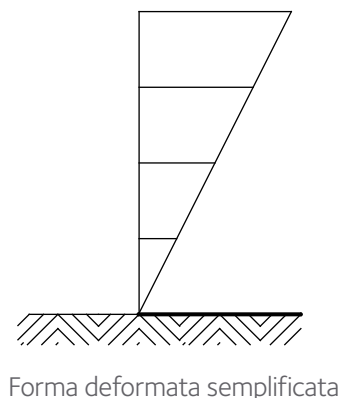


Figura 16.
Metodo delle forze laterali equivalenti.

Stima del periodo fondamentale T_1 di una costruzione.

Per le strutture che possono essere 'rappresentate' da un semplice elemento a mensola, è possibile utilizzare delle formule fisiche (esatte) in quanto la forma strutturale ha una buona corrispondenza con le ipotesi sottese alle formule stesse. Per le strutture più complesse, studi 'statistici' hanno definito i rapporti empirici tra l'altezza della struttura, la forma del sistema strutturale e il suo periodo fondamentale T_1 (vedi Tabella 7). La Figura 10 mostra il rapporto tra l'altezza dell'edificio H e il periodo T_1 come si deduce dalla Tabella 7, per un telaio momento-resistente in acciaio. Naturalmente i progettisti non devono dimenticare che si tratta solo di rapporti approssimati.

Un approccio che permette di avere un margine di sicurezza consiste nel considerare per S_d l'ordinata del plateau orizzontale dello spettro di risposta $S_d(T_B) = S_d(T_C)$, che rappresenta un valore di limite superiore per la maggior parte delle strutture. Questa impostazione può portare a sovrastimare gli effetti del terremoto e quindi le dimensioni degli elementi strutturali, tuttavia può essere preferibile come primo approccio alla progettazione.

Tabella 7.
Formule per la stima del periodo fondamentale T_1 di un edificio..

Periodo T_1	Struttura di riferimento
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$	Formula esatta per l'oscillatore a un grado di libertà. La massa M concentrata in cima ad uno sbalzo verticale di altezza H . Massa dello sbalzo $M_B = 0$
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{0,24M_B H^3}{3EI}}$	Formula esatta per l'oscillatore a un grado di libertà. Sbalzo verticale di altezza H e massa totale M_B
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{(M + 0,24M_B)H^3}{3EI}}$	Formula esatta per l'oscillatore a un grado di libertà. Massa M concentrata in cima ad uno sbalzo verticale di altezza H e di massa totale M_B
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H altezza dell'edificio in m misurata dalla fondazione o dalla sommità del basamento rigido	Equazione approssimata (Eurocodice 8). $C_t = 0,085$ per telai spaziali momento-resistenti in acciaio $C_t = 0,075$ per telai in acciaio con controventi eccentrici $C_t = 0,050$ per tutte le altre strutture
$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$	Equazione approssimata (Eurocodice 8). d spostamento orizzontale elastico della sommità dell'edificio in m sotto i carichi gravitazionali applicati orizzontalmente.

8. ARCHITETTURA DEGLI EDIFICI ANTISISMICI.

Caratteristiche fondamentali degli edifici antisismici.

Struttura primaria e struttura secondaria.

Obiettivi della progettazione.

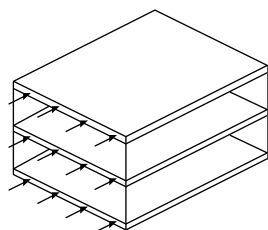
Principi di progettazione delle strutture antisismiche.

Caratteristiche fondamentali degli edifici antisismici.

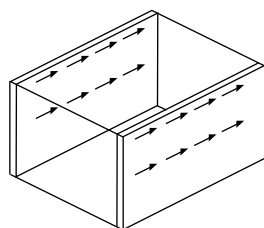
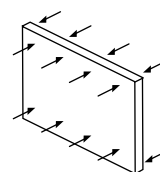
Tutti gli edifici sono dei 'contenitori', e quando subiscono un terremoto reagiscono nella maniera schematizzata nella Figura 17. Delle strutture orizzontali rigide e resistenti, chiamate diaframmi, fanno sì che le forze orizzontali a ciascun piano si distribuiscano nelle strutture resistenti verticali; il collegamento al telaio verticale devono essere progettati in modo da trasferire le forze di piano. Le strutture verticali resistenti nelle direzioni x e y attraggono le forze orizzontali e le trasmettono alle fondazioni.

Figura 17.

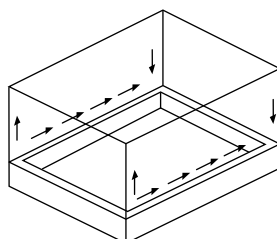
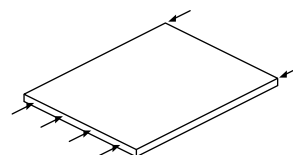
In che modo le strutture operano come 'contenitori' (da riferimento [18])



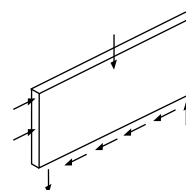
Le forze di piano sono 'attratte' dai diaframmi...



che le distribuiscono alle strutture resistenti verticali...



le quali trasferiscono le forze verso il basso, alle fondazioni.



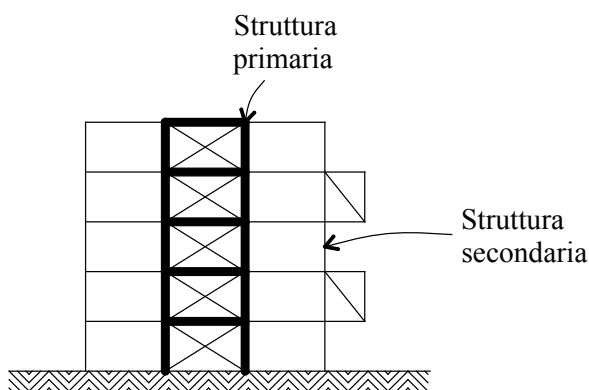
Struttura primaria – Struttura secondaria.

La struttura resistente al carico verticale può comprendere un sistema principale o 'primario' destinato a sopportare l'effetto totale del sisma, e una struttura 'secondaria' che deve sostenere solo i carichi gravitazionali (vedi Figura 18). La realtà fisica del telaio deve rispecchiare questa distinzione; l'apporto della struttura secondaria alla resistenza e rigidità laterale non deve superare il 15% di quello della struttura primaria. Inoltre, gli elementi della struttura secondaria e i loro collegamenti devono essere in grado di adattarsi agli spostamenti della struttura primaria a seguito di un terremoto, rimanendo nello stesso tempo in grado di portare il carico gravitazionale.

Obiettivo di una buona progettazione di concetto.

Un buon progetto permette di sviluppare un sistema strutturale resistente al sisma con un basso costo aggiuntivo rispetto ad un progetto non antisismico. I principi di una buona progettazione di concetto valgono solo per il sistema resistente 'primario' (in quanto solo questo è sismo-resistente), e permettono una libertà molto maggiore nel creare la forma architettonica dell'edificio. In particolare, la libertà è quasi completa nel progettare la struttura 'secondaria', che può essere la più importante dal punto di vista dell'aspetto esteriore della costruzione.

Figura 18.
Struttura primaria e struttura secondaria.

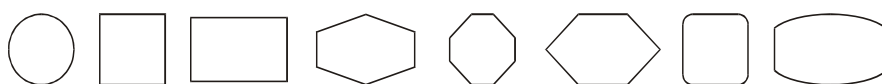


Principi di una buona progettazione di concetto delle strutture antisismiche.

Il principi guida che governano una buona progettazione antisismica sono: semplicità strutturale, uniformità, simmetria, ridondanza, resistenza e rigidezza bidirezionali (resistenza e rigidezza torsionali), uso di diaframmi resistenti e rigidi a livello dei piani, e uso di fondazioni adeguate.

La **semplicità strutturale** è caratterizzata dalla presenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle forze sismiche. Si tratta di un principio importante, perché la modellazione, l'analisi, il disegno, la progettazione di dettaglio e la costruzione delle strutture semplici sono soggette a molte meno incertezze, e quindi la previsione del comportamento sismico strutturale è molto più attendibile.

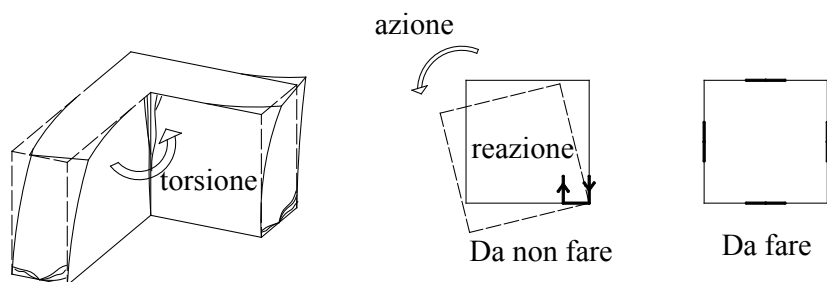
L'**uniformità in pianta** si ottiene grazie ad una distribuzione equa degli elementi strutturali, che permette una trasmissione rapida e diretta delle forze inerziali create dalle masse distribuite dell'edificio. Se necessario, è possibile realizzare una condizione di uniformità suddividendo l'intero edificio in unità dinamicamente indipendenti, per mezzo di giunti antisismici. Questi devono essere sufficientemente larghi da impedire il martellamento delle singole unità nel corso di un evento sismico. Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, per realizzare l'uniformità è opportuno che vi sia una disposizione simmetrica delle strutture verticali che danno la resistenza antisismica. Uno stretto rapporto tra la distribuzione delle masse e la distribuzione di resistenza e rigidezza elimina le grandi eccentricità tra massa e rigidezza, e minimizza i momenti torsionali che si applicano all'edificio (vedi Figura 19).



Planimetrie di forma favorevole

Figura 19.

Le forme planimetriche simmetriche riducono la torsione. I sistemi strutturali periferici sono i più efficienti nel resistere alla torsione.



L'**uniformità in altezza** previene il verificarsi di zone sensibili dove una concentrazione di sollecitazioni e una grande richiesta di duttilità possono portare ad un collasso prematuro. L'uniformità in altezza richiede anche che gli elementi non strutturali non interferiscano con gli elementi strutturali nella localizzazione delle deformazioni plastiche, come nel meccanismo cosiddetto 'di piano debole' (Figura 20).

L'uso di elementi strutturali distribuiti in modo uniforme aumenta la **ridondanza** e facilita un'ulteriore ridistribuzione delle sollecitazioni oltre ad una più estesa dissipazione energetica nell'intera struttura. Migliora inoltre la diffusione delle reazioni alle fondazioni (Figura 21).

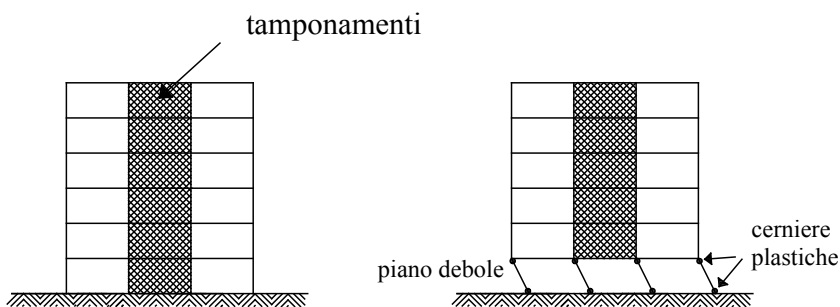


Figura 20.

La regolarità in altezza riduce il rischio di collasso 'di piano debole'.

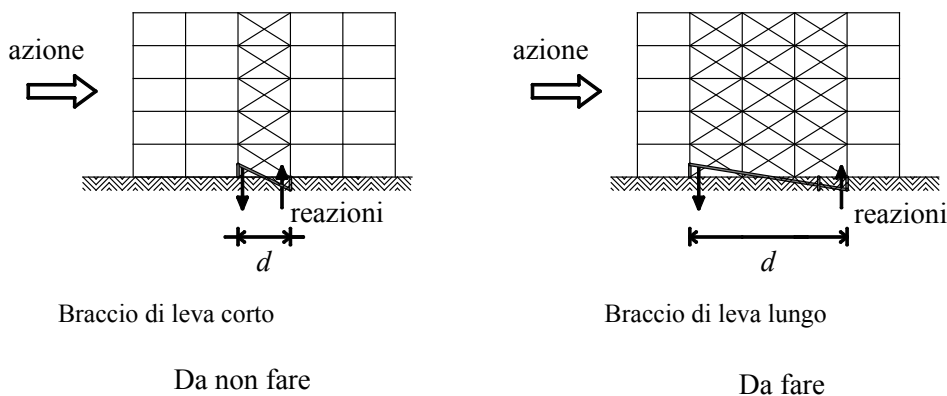


Figura 21.

Una maggior ridondanza e larghezza delle basi ridistribuiscono meglio gli effetti dell'azione sismica a livello delle fondazioni.

Il moto sismico orizzontale è un fenomeno bidirezionale, e la struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere alle sollecitazioni orizzontali in ogni direzione. Gli elementi strutturali devono garantire **resistenza e rigidità simili in ambedue le direzioni principali**. Nel valutare la rigidità della struttura, si deve trovare un punto di equilibrio. Le sollecitazioni in termini di forze possono essere minori in una struttura più flessibile, e possono essere derivate direttamente dallo spettro di risposta in termini di accelerazione. Tuttavia gli spostamenti saranno maggiori, e il progetto deve prevenire spostamenti eccessivi che possano portare ad instabilità dovute ad effetti di second'ordine in condizioni sismiche di progetto, oppure ad instabilità dovute a danneggiamento eccessivo (fessurazioni) in caso di terremoti più frequenti.

La struttura edilizia deve possedere **resistenza e rigidità torsionali** adeguate per limitare i movimenti torsionali che tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme. Le soluzioni in cui i sistemi strutturali resistenti all'azione sismica sono distribuiti verso la periferia dell'edificio sono i più efficaci.

L'importanza generale dei **diaframmi** nella resistenza delle costruzioni è stata spiegata in precedenza. La presenza di diaframmi di solaio e di copertura è particolarmente importante in caso di disposizione complessa e non uniforme dei sistemi strutturali verticali, oppure quando si combinano sistemi con diverse caratteristiche di deformazione (per esempio nei sistemi duali o misti). E' necessaria particolare attenzione quando vi siano forme planimetriche molto allungate e aperture dei solai di grandi dimensioni, soprattutto se posizionate vicino agli elementi strutturali verticali.

Le **fondazioni** devono assicurare che l'intero edificio sia soggetto ad eccitazione sismica uniforme. Devono anche essere progettate in modo da ridurre i problemi in caso di assestamento differenziale sotto azione sismica. Una fondazione rigida, scatolare o alveolare, contenente una soletta di base ed una di completamento, permette di raggiungere questo obiettivo. Se si utilizzano elementi di fondazione singoli quali plinti o pali, questi devono essere legati assieme dalla soletta di fondazione o da travi di collegamento.

9. PROGETTAZIONE DI STRUTTURE DISSIPATIVE.

Principio.

Progettazione di zone dissipative affidabili.

Meccanismi locali dissipativi resi possibili dalle strutture in acciaio.

Meccanismi locali non dissipativi.

Progettazione di elementi non dissipativi in una struttura dissipativa.

Il "capacity design concept" applicato alle connessioni.

Il "capacity design concept" applicato ad elementi con fori.

Criteri di progettazione per le strutture dissipative.

Scelta della classe di duttilità nella progettazione.

Scelta della tipologia di struttura nella progettazione.

Criteri di progettazione per le strutture dissipative.

L'obiettivo progettuale di base nelle strutture dissipative consiste nel creare numerose zone dissipative affidabili. I meccanismi plastici globali che si intendono realizzare per i diversi sistemi strutturali avranno caratteristiche specifiche legate ai sistemi stessi.

Anche i criteri di progettazione sono specifici per ciascun tipo di telaio, ma comunque prevedono i tre seguenti requisiti di fondo:

- la resistenza R_d delle zone dissipative deve essere maggiore degli effetti di azione calcolati E_d , per poter conferire sufficiente resistenza alla struttura: $R_d \geq E_d$
- la duttilità delle zone dissipative deve essere sufficiente a permettere che il meccanismo plastico globale abbia una resistenza stabile fino al verificarsi degli spostamenti imposti dal sisma.
- gli altri elementi strutturali devono essere progettati in modo da rimanere elastici e stabili. Ciò si otterrà grazie all'applicazione del metodo del 'capacity design', come spiegato in questo paragrafo.
- deve esservi una sovrarresistenza omogenea delle zone dissipative tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico globale piuttosto che parziale.

Altri requisiti sono pertinenti a ciascun singolo tipo di struttura, in rapporto agli elementi strutturali specifici.

Concludendo, è necessario conformarsi alle seguenti tre 'condizioni':

Condizione 1: definire il meccanismo plastico globale posto come obiettivo, e le sue zone dissipative.

Condizione 2: progettare e assicurare l'affidabilità delle zone dissipative nei punti scelti.

Condizione 3: evitare deformazioni plastiche, rotture fragili e/o instabilità elastiche in punti della struttura al di fuori delle zone dissipative.

Il meccanismo globale scelto come obiettivo progettuale complessivo dipenderà dal tipo di struttura. Valgono in proposito le Sezioni da 10 a 17. Le condizioni 2 e 3 hanno un carattere più generale, e sono trattate di seguito.

Progettazione di zone dissipative affidabili.

Le zone dissipative devono essere realizzate in materiale duttile. Se si utilizzano dei gradi corretti di acciaio strutturale, l'allungamento del materiale sarà superiore al 17%, e la duttilità, definita come $\epsilon_{y, max} / \epsilon_y$ sarà superiore a 10. L'adeguatezza dell'acciaio è legata alle proprietà necessarie per ottenere la duttilità degli elementi strutturali; la necessità di un elevato allungamento richiede che $f_u / f_y > 1,10$, ed ulteriori requisiti sono una corretta resilienza alla temperatura di lavoro (min. 27 J nella prova Charpy V) e la saldabilità. Oltre all'acciaio stesso, è naturalmente necessario che siano adeguati anche il materiale di saldatura e i bulloni. Gli acciai ArcelorMittal conformi ai requisiti sono descritti nell'Appendice B.

I numerosi meccanismi locali dissipativi resi possibili dalle strutture in acciaio.

Il progetto deve assicurare che si sviluppino meccanismi plastici locali noti per essere dissipativi, e deve evitare i meccanismi non dissipativi, plastici o fragili. Ciò presuppone che il progettista sia consapevole dei possibili meccanismi locali dissipativi e non dissipativi. I vari meccanismi locali – dissipativi e non dissipativi – possibili nelle strutture in acciaio sono presentati nella Figura 22.

Una dissipazione energetica affidabile si può ottenere mediante:

- barre plasticizzate in trazione, con una progettazione che evita le concentrazioni locali di sforzi o un'eccessiva riduzione delle sezioni. Gli elementi devono essere in trazione pura. I bulloni ad alta resistenza non devono essere usati come componenti dissipativi, in quanto non sono fatti di un materiale molto duttile, e possono essere soggetti a flessione quando una giunzione si deforma.
- barre plasticizzate in compressione, se si evita il verificarsi prematuro dell'instabilità. Degli elementi tozzi con $\lambda < 0,2$ possono sviluppare una plasticità in compressione.
- flessione plastica, a condizione che l'instabilità della flangia si verifichi a deformazioni sufficientemente grandi. Si deve scegliere una classe della sezione adeguata, con le piastre che flettono in modo da formare delle linee di plasticizzazione.
- piastre che si plasticizzano al taglio, creando un meccanismo duttile stabile.

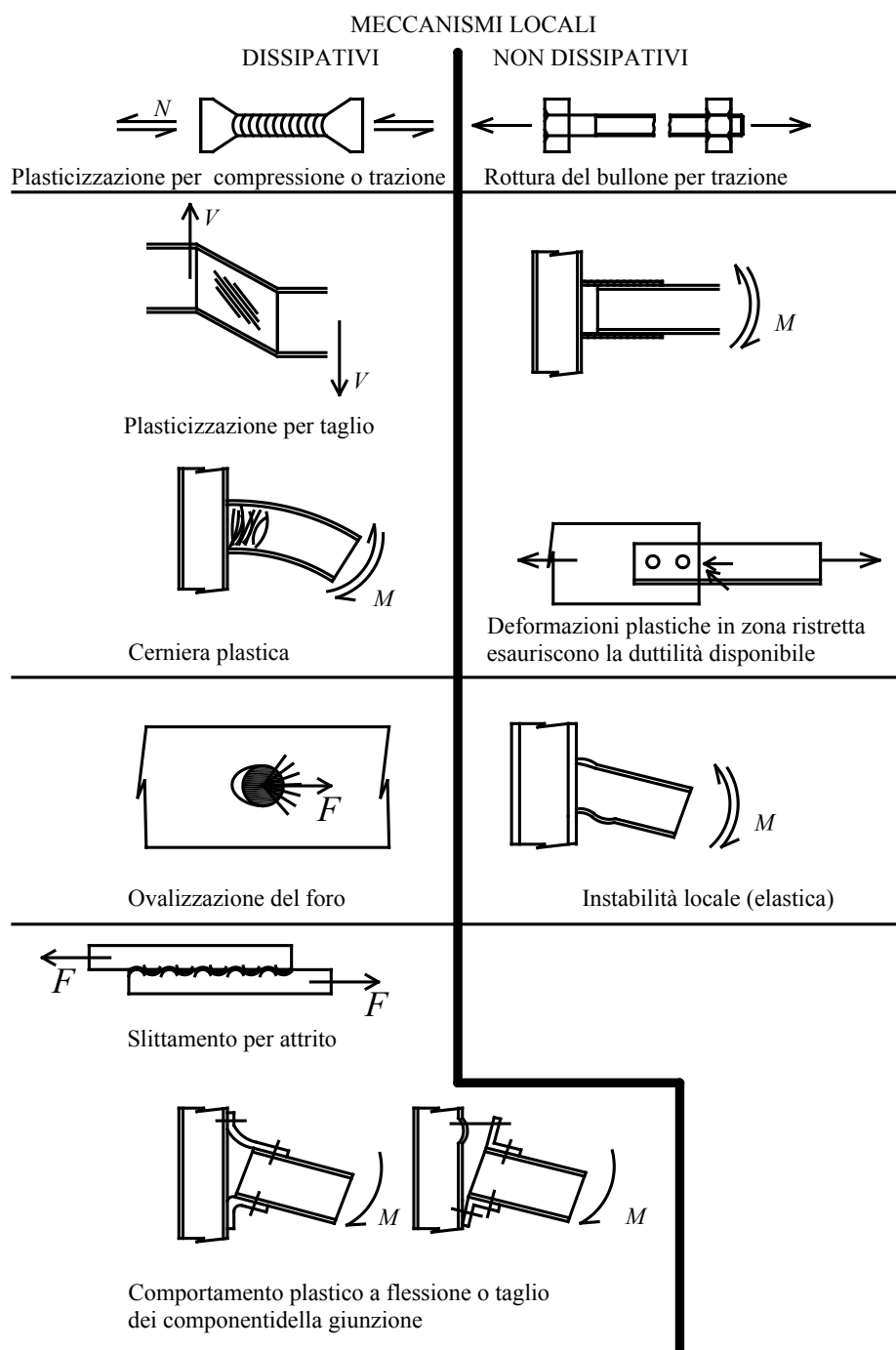


Figura 22.
Meccanismi plastici locali
dissipativi e non dissipativi.

- ovalizzazione del foro del bullone. Si verifica quando i bulloni impongono ad una piastra di acciaio strutturale duttile le deformazioni locali plastiche in compressione, ed è un meccanismo molto stabile e duttile (proprio al contrario della rottura dei bulloni stessi dovuta a taglio, o della rottura delle saldature). Per le giunzioni bullonate a taglio, si raccomanda che la resistenza al taglio prevista in progetto per i bulloni sia più di 1,2 volte superiore alla resistenza al rifollamento, perché, anche se la giunzione è concepita per essere 'antiscorrimento', in condizioni sismiche esiste sempre un movimento relativo tra le due piastre. La resistenza al rifollamento darà quindi la vera modalità di cedimento della connessione bullonata.
- attrito tra le piastre. L'attrito dissipa energia e previene sollecitazioni violente e distruttive nei bulloni dovute a parti allentate di una giunzione. Per questa ragione nelle applicazioni antisismiche è prescritto il pretensionamento dei bulloni
- nelle giunzioni, se si prevede che queste sviluppino uno o più dei meccanismi dissipativi sopra descritti.

Meccanismi locali non dissipativi.

Un comportamento non dissipativo in zone potenzialmente dissipative può essere causato da:

- instabilità prematura locale o globale
- deformazioni plastiche in una regione troppo piccola (vedi sotto); si tratta di una situazione di 'localizzazione delle deformazioni' o 'concentrazione degli sforzi'. Anche quando si adottino materiali ed esecuzioni adeguate, un progetto che genera elevati allungamenti in una zona contenuta porterà ad una deformazione del componente molto limitata, che può essere inferiore alle aspettative del progettista ed ai requisiti delle normative. Questo problema è illustrato nella Figura 23 relativamente al caso di flessione applicata ad un profilo senza (Figura 23a) oppure con piastre di ricoprimento non collegate alla colonna (Figura 23b).

Se la deformazione ultima ϵ_u della trave di acciaio è pari a 20 volte la deformazione allo snervamento ϵ_y ($\epsilon_y = f_y / E$ e il valore minimo di ϵ_u / ϵ_y previsto per l'acciaio strutturale nelle applicazioni antisismiche è 15), allora, per un acciaio S355: $\epsilon_u = 20 \epsilon_y = 20 \times 355 / 210000 = 3,38 \%$

Nella trave senza piastra di ricoprimento, lo snervamento della flangia ha luogo sulla lunghezza di una cerniera plastica, che è dell'ordine della altezza della trave, cioè pari a 200 mm – Figura 23a. L'allungamento ultimo di quella zona di 200 mm è pari a: $D_{u,a} = 0,0338 \times 200 = 6,76 \text{ mm}$

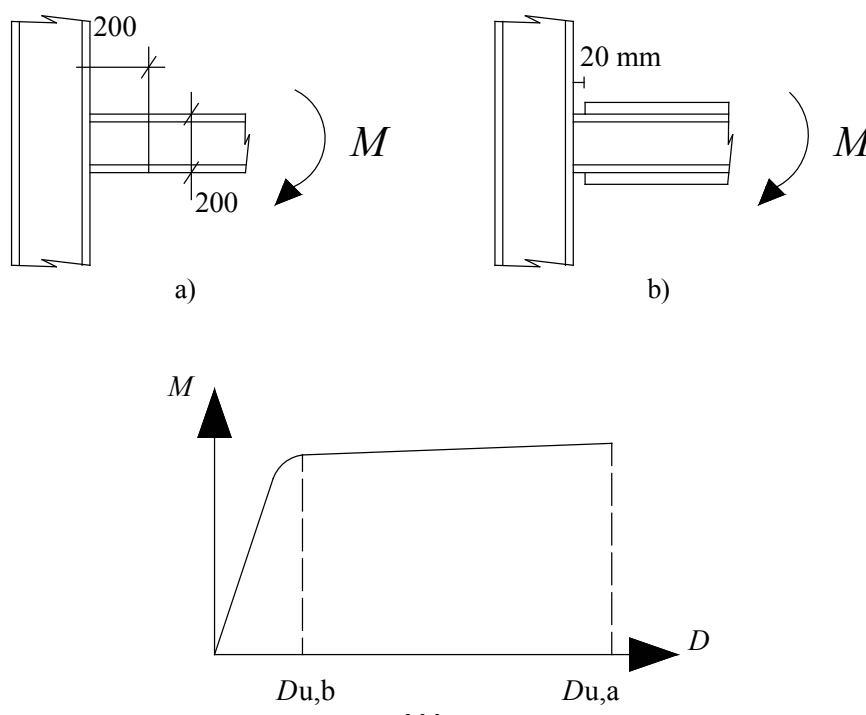
Nella trave con piastra di ricoprimento – Figura 23b, lo snervamento della flangia copre una lunghezza di 20 mm, mentre il resto della trave rimane elastico a causa di un modulo plastico $W_{pl,Rd}$ notevolmente maggiore nella parte rinforzata dalle piastre. L'allungamento ultimo di quella zona di 20 mm è pari a: $D_{u,b} = 0,0338 \times 20 = 0,676 \text{ mm}$

Gli allungamenti $D_{u,a}$ e $D_{u,b}$ possono tradursi in capacità di rotazione ultima θ_u :

$$\theta_u = D_u / (d_b / 2)$$

Il progetto 'a' corrisponde ad una capacità di rotazione plastica $\theta_{u,a} = 6,76 / 100 = 67,6 \text{ mrad}$, che è superiore ai requisiti di norma statunitensi o europei relativi alle zone dissipative in flessione (da 25 a 40 mrad). Il progetto 'b' corrisponde ad una capacità di rotazione plastica $\theta_{u,b} = 0,676 / 100 = 6,76 \text{ mrad}$, che è di molto inferiore ai requisiti normativi statunitensi ed europei, e la sua rottura si definirà 'fragile'.

Figura 23.
La localizzazione delle deformazioni plastiche in una piccola zona porta ad un collasso scarsamente duttile.



Progettazione di elementi non dissipativi in una struttura dissipativa.

Per evitare deformazioni plastiche, nonché rotture fragili e/o instabilità elastiche in punti della struttura al di fuori delle zone dissipative, i componenti adiacenti ad un meccanismo dissipativo devono essere progettati in modo tale da avere una resistenza più elevata del meccanismo dissipativo stesso. Ciò potrà assicurare che rimangano elastici e stabili mentre si verificano le deformazioni compressive. Questo concetto è noto con il nome di 'capacity design'.

Spesso si utilizza l'immagine della catena di Figura 24 per chiarirne il significato. La resistenza di una catena è data dalla resistenza del suo anello più debole, quindi un anello duttile può essere utilizzato per conferire duttilità all'intera catena. La resistenza alla trazione dell'anello duttile è soggetta ad incertezze riguardo alla resistenza del materiale, perché ci sono differenze tra la resistenza reale e quella nominale, e a causa degli effetti di incrudimento ad elevate deformazioni. Anche se si presume che gli altri anelli siano fragili, la loro rottura è evitabile se hanno una resistenza superiore alla resistenza reale R_{di} dell'anello duttile più debole per un livello di duttilità previsto. La

Figura 24 mostra come la resistenza minima necessaria per gli anelli fragili sia determinata grazie al principio del 'capacity design'.

Se, per una struttura, si adotta l'analisi elastica standard basata su uno spettro di risposta ridotto, il capacity design prevede i passaggi seguenti:

- Le potenziali zone dissipative sono definite nell'ambito di un meccanismo dissipativo globale, prescritto dalla normativa come obiettivo di progetto per ciascun tipo di struttura (vedi Sezioni da 10 a 17).
- La struttura viene analizzata, e si calcolano gli effetti delle azioni E_d nelle sezioni
- In ogni potenziale zona dissipativa I, l'elemento dissipativo è progettato in modo che la sua resistenza R_{di} sia maggiore dell'azione E_{di} : $R_{di} \geq E_{di}$
- Vengono individuate le potenziali modalità di collasso J adiacenti al meccanismo dissipativo, ad esempio l'instabilità di un elemento strutturale adiacente, o la rottura di bulloni in trazione.
- Le dimensioni degli elementi adiacenti sono definite in modo tale che la loro resistenza R_{dj} sia superiore alla resistenza plastica del componente che deve essere dissipativo (l'anello debole, il "fusibile").

- Per effettuare un dimensionamento corretto, la R_{dj} degli elementi J non dissipativi della zona dissipativa I deve essere maggiore delle azioni calcolate E_{dj} amplificate per tenere in conto il fatto che l'azione reale nell'elemento dissipativo è la resistenza plastica R_{di} e non l'azione E_{di} determinata dall'analisi elastica convenzionale della struttura. Le resistenze R_{dj} degli elementi non dissipativi devono conformarsi a:

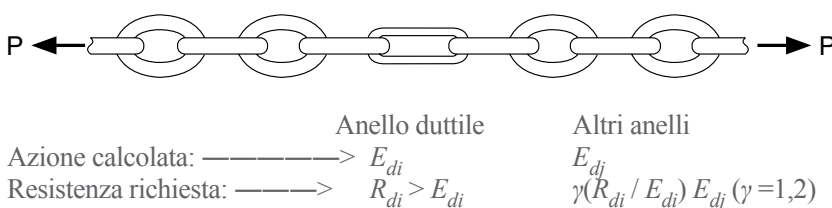
$$R_{dj} > \gamma \cdot \frac{R_{di}}{E_{di}} \cdot E_{dj} + S_{dj,G}$$

in cui γ è un fattore di sicurezza. In questa espressione, + significa "in combinazione con" nel senso di ricercare la situazione reale abbinata al 'caso peggiore'. $S_{dj,G}$ è l'effetto dovuto alle altre azioni che fanno parte della combinazione sismica.

Se $E_{dj} = E_{di}$: $R_{dj} \geq \gamma \cdot R_{di} + S_{dj,G}$

La Figura 30 mostra il contributo del capacity design nel caso di un nodo trave colonna in un telaio momento-resistente. La Figura 45 mostra il contributo del capacity design nel caso del collegamento di una diagonale in un telaio a controventi concentrici.

Figura 24.
Principio del 'capacity design'.



Una corretta applicazione del principio del capacity design si basa necessariamente su:

- l'individuazione di tutte le possibili modalità di collasso
- una corretta valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sostenute dai vari componenti delle zone plastiche: sezioni in acciaio, saldature, bulloni e piastre. In questo contesto, una sottostima della resistenza plastica della zona dissipativa porta ad una riduzione della sicurezza, perché significa una sottostima di R_{dt} / E_{dt} .
- una corretta stima della resistenza allo snervamento delle zone plastiche e delle zone adiacenti. Dotare il materiale di una eccessiva resistenza allo snervamento f_y per le zone dissipative può essere nocivo alla sicurezza.

Una corretta stima della resistenza allo snervamento delle zone plastiche viene imposta dai codici antisismici, che richiedono al progettista di valutare la reale resistenza plastica per mezzo di un coefficiente che esprime il rapporto tra la resistenza allo snervamento reale e nominale (cioè 'di progetto) dell'acciaio, γ_{ov} nell'Eurocodice 8, R_y nei codici americani e canadesi. Indicativamente, $\gamma_{ov} = 1,25$ come da Eurocodice 8 significa che la stima è: $R_{d, reale} = 1,25 R_{d, nominale}$.

Per garantire l'affidabilità delle strutture dissipative nelle aree sismiche è indispensabile un'applicazione rigorosa del capacity design. Numerose regole di progettazione riguardanti le specifiche strutture sono conseguenza diretta di questo principio. Alcune regole, quali quelle spiegate nei due paragrafi seguenti, hanno un carattere più generale.

Il capacity design applicato ai collegamenti.

La regola di progettazione per le giunzioni rigide a completo ripristino di resistenza è condivisa da tutti i tipi di strutture, ed afferma che la resistenza R_d delle giunzioni non dissipative deve soddisfare la condizione: $R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$. R_{fy} è la resistenza plastica dell'elemento dissipativo collegato, sulla base della resistenza allo snervamento di progetto. γ_{ov} è il fattore di sovrarresistenza del materiale spiegato in precedenza.

La regola si applica ai collegamenti non dissipativi che utilizzano saldature a cordoni d'angolo o bulloni. Le unioni saldate a completa penetrazione soddisfano automaticamente il criterio del capacity design.

Le zone dissipative possono essere posizionate nei collegamenti, ma è necessario dimostrare che esse abbiano duttilità e resistenza adeguate. Quando ciò avviene, gli elementi collegati devono avere una sovrarresistenza sufficiente a permettere lo sviluppo di una plasticizzazione ciclica nelle giunzioni. Un esempio di collegamento dissipativo sviluppato con il supporto di ArcelorMittal è presentato nella Sezione 12.

Il capacity design applicato ad elementi forati.

Esiste un caso di possibile localizzazione delle deformazioni in un elemento strutturale per cui la normativa prevede una esplicita regola di progettazione. È quello degli elementi in trazione, in cui sono praticati dei fori ai fini dell'assemblaggio. La regola afferma che, per ottenere un meccanismo plastico a mezzo della barra in trazione, la resistenza ultima alla rottura della sezione perforata A_{net} (sezione netta) deve essere superiore alla resistenza allo snervamento della sezione A senza fori (sezione lorda):

$$A f_y / \gamma_{MO} < A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

γ_{MO} e γ_{M2} sono coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente per la sezione lorda e per la sezione netta; i valori raccomandati sono: $\gamma_{MO} = 1,0$ e $\gamma_{M2} = 1,25$ (EN1993-1-1: 2004). Questa condizione può essere soddisfatta solo se il rapporto f_u / f_y è sufficientemente elevato, come comunque accade negli acciai strutturali ($f_u / f_y > 1,10$).

Scelta della classe di duttilità per il progetto.

Nell'impostare il lavoro, il progettista è libero di scegliere la classe di duttilità che intende ottenere nella struttura. Nel progettare una struttura DCL – non dissipativa o di classe di duttilità bassa – si applicano le norme di progettazione di base, con verifiche della resistenza ai carichi gravitazionali, eolici, ecc. La normativa definisce l'azione sismica, e il fattore di comportamento è minimo (q pari a 1,5). I requisiti relativi ai materiali e alle classi delle sezioni sono limitati, e non è necessario condurre alcuna delle verifiche previste dalla normativa antisismica, perché ci si attende che in caso di terremoto i componenti strutturali si comportino elasticamente, eventualmente con la formazione di qualche zona plastica locale di piccola entità.

Una struttura dissipativa (di classe di duttilità media o alta – DCM o DCH) è prevista per un'azione sismica minore a quella utilizzata in un progetto di classe DCL, perché il fattore di comportamento q è maggiore (compreso tra 3 e 6). Il peso degli elementi strutturali può essere sensibilmente ridotto, anche se il processo di progettazione è di per sé più oneroso, e vi sono precisi requisiti rispetto alle classi delle sezioni, alle giunzioni, ai materiali e al controllo delle proprietà dei materiali stessi. Il progetto di una struttura 'dissipativa' normalmente produce una soluzione più competitiva. Questo, però, non è vero sempre, perché le verifiche sismiche possono non rivestire un'importanza critica: il progetto antisismico deve uniformarsi anche a tutti i requisiti 'classici' (quali i limiti di freccia della trave sotto carico gravitazionale), e questi potrebbero determinare le dimensioni delle sezioni necessarie. In tale caso, il capacity design risulta in sezioni dissipative che hanno maggiore sovrarresistenza, il che porta a sovradimensionare con maggiore peso gli altri elementi strutturali e le fondazioni. Questa situazione è più facile che si verifichi nelle zone a bassa attività sismica, e per strutture flessibili dove la massima importanza è rivestita dagli stati limite di servizio. Se ne deriva la conclusione qualitativa che, in linea di principio, le soluzioni di classe DCH sono particolarmente adatte alle zone ad alta attività sismica, mentre le classi DCM e DCL sono rispettivamente adatte alle zone a media e bassa attività.

La scelta della classe di duttilità per un determinato progetto dipende anche dal rapporto massa/volume della struttura. Se la struttura è sostanzialmente vuota, per esempio un capannone industriale, la forza risultante del vento F_w può essere maggiore del taglio alla base di progetto F_b determinato con il fattore di comportamento di una struttura non dissipativa ($q = 1,5$), pertanto risulta inutile progettare in chiave di elevata duttilità. Viceversa, se una struttura ha una massa elevata ed è rigida, un progetto di classe DCH o DCM può rappresentare l'opzione migliore anche in una zona a bassa attività sismica.

Un'altra situazione particolare è data dall'uso di sistemi costruttivi industrializzati, in cui si utilizzano profili a parete sottile e/o collegamenti semirigidi. In tali casi è probabilmente più semplice incrementare la resistenza che la duttilità, quindi è appropriata la scelta di un progetto di classe DCL.

Scelta della tipologia strutturale per il progetto.

Tutti i tipi di struttura possono essere progettati in modo da resistere all'azione sismica e rispettare tutti gli altri requisiti di progettazione, ma le soluzioni che offrono la massima efficienza economica sono quelle che soddisfano tutti i criteri in misura più o meno eguale. La seguente caratterizzazione può essere utile nella scelta di una struttura di progetto appropriata.

I telai momento-resistenti sono strutture flessibili, la cui progettazione è nella maggior parte dei casi rivolta alla limitazione delle deformazioni. Questo conduce generalmente ad una significativa sovrarresistenza qualora si contempli l'azione sismica. Un modo per evitare gli svantaggi di questa situazione consiste nel progettare telai di facciata rigidi come strutture primarie, mentre i telai interni sono strutture secondarie che sostanzialmente reggono solo il carico gravitazionale.

I telai con controventi concentrici sono rigidi per natura, ma il loro fattore di comportamento q non è il più alto possibile (vedi Tabella 3).

I telai con controventi eccentrici associano l'alta capacità di dissipazione energetica ed un fattore q tipico dei telai momento-resistenti ad una rigidità simile a quella dei telai con controventi concentrici.

I telai controventati sono tendenzialmente invasivi, perché i controventi possono incidere sullo spazio disponibile, quindi devono essere posizionati sul perimetro esterno dell'edificio come strutture rigido-primarie sismo-resistenti, mentre le strutture secondarie interne reggono il carico gravitazionale.

10. PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI MOMENTO-RESISTENTI

Obiettivo progettuale dei telai momento-resistenti (o MRF).

Classi di duttilità statunitensi ed europee.

Criteri di progettazione.

Ridistribuzione dei momenti flettenti nelle travi.

Altri requisiti.

Cerniere plastiche.

Raccomandazioni per la progettazione dei collegamenti trave-pilastro.

Progettazione di travi a sezione ridotta.

Collegamenti pilastro-fondazione.

Obiettivo progettuale dei telai dissipativi momento-resistenti (o MRF).

L'obiettivo globale di progettazione per i telai dissipativi momento-resistenti è quello di creare delle cerniere plastiche nelle travi o nei loro collegamenti alle colonne, ma non nelle colonne stesse. Questo obiettivo conduce ad una soluzione che viene spesso chiamata 'trave debole - colonna forte', come evidenzia la Figura 25a). Essa permette che vi siano cerniere plastiche nelle colonne alla base del telaio e alla sommità della colonna a livello della copertura. Presenta diverse caratteristiche positive:

- Si evitano meccanismi parziali del tipo 'a piano debole' (vedi Figura 20).
- Mentre le cerniere plastiche nelle travi sfruttano l'intera resistenza plastica della sezione, questo non vale per le cerniere nelle colonne, a causa dell'interazione delle forze assiali e dei momenti. Inoltre le cerniere plastiche nelle colonne causerebbero dei problemi in termini di stabilità sia dei pilastri stessi sia della costruzione globale.
- Gli effetti $P-\Delta$ sono meno importanti se le cerniere non sono nelle colonne (Figura 25).
- Il danneggiamento parziale di un'estremità della trave non causa necessariamente il collasso della stessa, e anche quando questo accada, il crollo può limitarsi ad una trave sola. Al contrario, il collasso parziale di una colonna ha buone probabilità di essere catastrofico per l'intera struttura.

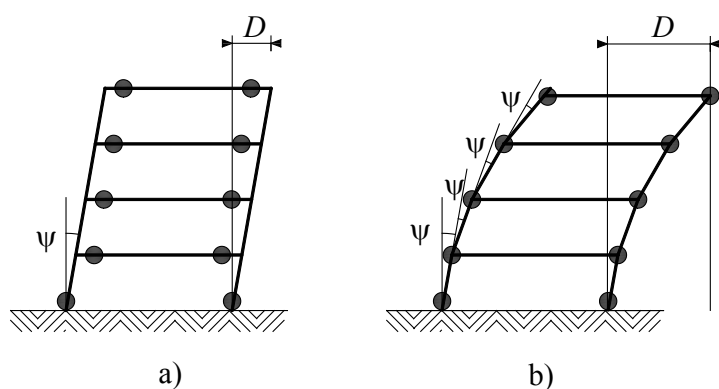
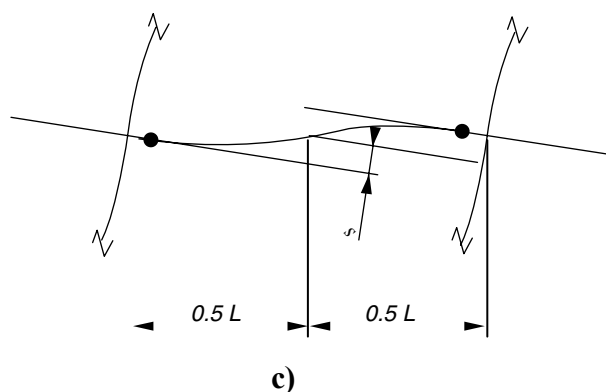


Figura 25.

- a) Telaio con 'travi deboli-pilastri forti'
 b) Le cerniere plastiche nelle colonne comportano effetti $P-\Delta$ maggiori.
 c) Parametri usati nella definizione di capacità di rotazione dall'Eurocodice 8. (EN1998-1-1:2004).



Classi di duttilità statunitensi ed europee per i telai momento-resistenti.

Le classi di duttilità statunitensi ed europee per i telai momento-resistenti sono definite nella tabella 8, che mostra il valore massimo del fattore di comportamento associato a ciascuna classe, ed alcuni dei rispettivi requisiti.

Tabella 8.
Classi di duttilità statunitensi ed europee per i telai momento-resistenti.

Classi di duttilità MRF	Paese	Denominazione del telaio momento-resistente	Coefficiente di riduzione R (USA) Fattore di comportamento q (EU)	Capacità di rotazione plastica richiesta mrad *	Capacity design dei nodi
bassa duttilità	U.S.A.	OMF Ordinary Moment Frame	3,5	—	Yes
	Europe	DCL Classe di duttilità bassa	1,5 – 2,0**	—	No
media duttilità	U.S.A.	IMF Intermediate Moment Frame	4,5	20	Yes
	Europe	DCM Classe di duttilità media	4	25	Yes
alta duttilità	U.S.A.	SMF Special Moment Frame	8	40	Yes
	Europe	DCH Classe di duttilità elevata	6	35	Yes

* La capacità di rotazione offerta da una determinata combinazione di trave, collegamento e colonna è valutata tramite prove sperimentali seguite da elaborazioni dei dati. La definizione di capacità di rotazione è leggermente diversa in Europa e negli Stati Uniti. In Europa la rotazione θ_p è definita come: $\theta_p = \partial / 0,5L$ in cui ∂ è la deformazione della trave a metà campata e L la campata della trave indicata in Figura 25 c). Negli USA, su ∂ si aggiunge l'effetto della deformazione elastica della colonna sull'altezza di interpiano, che risulta quindi incluso nella capacità di rotazione.

** L'Appendice Nazionale può ammettere $q = 2$ nella classe DCL.

Obiettivo progettuale dei telai dissipativi momento-resistenti.

La resistenza al momento $M_{pl,Rd}$ alle estremità delle travi deve essere superiore ai momenti applicati M_{Ed} : $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$. M_{Ed} risulta dalla combinazione sismica definita per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali (vedi 6.), vale a dire dalla combinazione di:

- il momento $M_{Ed,E}$ stabilito in base all'analisi della struttura sottoposta ad azione sismica, cioè in base ad un'analisi elastica in condizione di azione sismica ridotta di un fattore di comportamento q
- il momento $M_{Ed,G}$ stabilito in base all'analisi della struttura sottoposta ai massimi carichi gravitazionali locali $G + \gamma_{2i} Q$

La condizione di equilibrio alle intersezioni trave-colonna indica che la somma dei momenti delle travi M_{Eb} dovuti ad azione sismica deve essere eguale alla somma dei momenti delle colonne M_{Ec} . Se le travi sono più deboli delle colonne, cedono prima e si comportano come 'fuso' duttile. Il criterio di progettazione prevede che, a tutte le giunzioni trave-colonna, la somma $\sum M_{Rb}$ dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi e la somma $\sum M_{Rc}$ dei momenti resistenti delle colonne afferenti al nodo debbano soddisfare:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

In questa espressione, i momenti resistenti delle colonne tengono conto dell'interazione tra i momenti e le forze assiali, e si deve prendere in considerazione la combinazione più sfavorevole. Quando si utilizzano connessioni trave-pilastro semirigide, $\sum M_{Rb}$ rappresenta la somma dei momenti resistenti di queste connessioni. Il coefficiente 1,3 è stato scelto per assicurare che le travi siano più deboli delle colonne in misura sufficiente a garantire il formarsi di un meccanismo globale.

Ridistribuzione dei momenti flettenti nelle travi.

La combinazione degli effetti di carico gravitazionale e sismico può generare valori molto diversi dei momenti flettenti massimi, positivi e negativi, a livello delle travi. La scelta dei profili di acciaio deve essere legata ai valori massimi assoluti. Tuttavia, secondo un'affermazione generale dell'Eurocodice 8, i momenti flettenti nelle travi possono essere ridistribuiti secondo le previsioni dell'Eurocodice 3 ed entro i limiti ivi stabiliti. La ridistribuzione dei momenti consiste nel cambiare il livello della linea di riferimento nel diagramma dei momenti flettenti, ottenendo così un'altra distribuzione dei momenti, in equilibrio con le azioni esterne applicate. La Figura 26b (in alto) esemplifica tale ridistribuzione dei momenti flettenti (ma per chiarezza grafica qui non si rispetta il limite del 15% prescritto per la ridistribuzione). La ridistribuzione può causare una riduzione dei momenti di progetto delle travi, permettendo l'utilizzo di profili di acciaio di minori dimensioni, e permettendo anche di ridurre le sezioni delle colonne, grazie alla condizione di capacity design:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Ogni riduzione delle sezioni renderà chiaramente la struttura più flessibile di quanto fosse nel progetto originale, e la sua risposta sarà diversa. Per validare il progetto sarà necessario condurre un'ulteriore analisi della struttura, in considerazione delle modifiche introdotte.

Altri requisiti.

Per riuscire a sviluppare l'intero momento plastico nelle travi, è necessario che le forze di compressione e di taglio non siano elevate. Devono limitarsi a:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \text{e} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

per evitare effetti di interazione.

N_{Ed} è la forza assiale di progetto e V_{Ed} il taglio di progetto, calcolato come $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$. Questa espressione rispecchia un requisito del capacity design: la componente sismica $V_{Ed,M}$ del taglio di progetto V_{Ed} in una trave è legata alla situazione in cui i momenti alle estremità della trave sono i momenti plastici $M_{pl,Rd, left}$ e $M_{pl,Rd, right}$ e non i momenti flettenti M_{Ed} dati dalla valutazione degli effetti di azione sismica nell'analisi elastica. $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd, left} + M_{pl,Rd, right}) / L$ in cui L è la campata della trave, come appare nella figura 26b (in basso).

$V_{Ed,G}$ è un risultato dei carichi gravitazionali $G + \psi_{2i} Q$, che sono presenti nella situazione sismica.

Per sviluppare l'intero momento plastico nelle travi è anche necessario impedire l'intabilità flessione-torsionale dei telai momento-resistenti.

I collegamenti tra le flange superiori e inferiori delle travi ai solai (solette, ecc.) possono fornire un utile vincolo laterale ai profili delle travi.

Le colonne sono progettate in relazione alle travi, secondo il processo del capacity design. In questo caso l'elemento considerato (una colonna) non è lo stesso elemento in cui si svilupperà la zona plastica (una trave). Poiché la tensione di snervamento della trave può essere superiore alla tensione di snervamento di progetto, la forza assiale N_{Ed} nella colonna corrispondente alla formazione della cerniera plastica nella trave può essere leggermente superiore al valore $N_{Ed,E}$ calcolato nell'analisi elastica. N_{Ed} , M_{Ed} e V_{Ed} si calcolano come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

γ_{ov} è un fattore di sovrarresistenza del materiale e Ω è il valore minimo di $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ per tutte le travi in cui si trovano delle zone dissipative. $M_{Ed,i}$ è il valore di progetto del momento flettente nella trave i nella situazione di progetto antisismico, e $M_{pl,Rd,i}$ è il momento plastico corrispondente. Il fattore $1,1 \gamma_{ov} \Omega$ tiene in conto la possibile sovrarresistenza della cerniera plastica in rapporto al valore $M_{Ed,i}$ determinato in base all'analisi.

Le colonne devono essere verificate in compressione, considerando la combinazione più sfavorevole dei momenti flettenti e delle forze assiali.

Si deve verificare la resistenza al taglio della zona d'anima della colonna. Se le cerniere plastiche si formano nelle sezioni di trave adiacenti alla colonna sulla sinistra e sulla destra, il taglio orizzontale di progetto $V_{wp,Ed}$ nella zona di pannello è pari a (Figura 27):

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, left} / (d_{left} - 2t_{f, left}) + M_{pl,Rd, right} / (d_{right} - 2t_{f, right}) + V_{Ed, c}$$

$V_{Ed, c}$ è il taglio nella sezione della colonna al di sopra del nodo, ottenuto come combinazione di $V_{Ed,E}$, in base all'analisi della struttura sottoposta ad azione sismica, con $V_{Ed,G}$, effetto del carico gravitazionale locale massimo in condizione $G + \psi_{2i} Q$. Se le cerniere plastiche si creano ad una distanza D dalla faccia della colonna, i momenti $M_{pl,Rd, left}$ e $M_{pl,Rd, right}$ della formula precedente devono essere sostituiti con $M_{sd, left}$ e $M_{sd, right}$ definiti come:

$$M_{sd, left} = M_{pl,Rd, left} + V_{Ed, left} \times D \quad \text{e}$$

$$M_{sd, right} = M_{pl,Rd, right} + V_{Ed, right} \times D$$

Per pannelli d'anima della colonna poco snelli, in grado di sviluppare appieno la propria resistenza plastica, la verifica di progetto è: $V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$

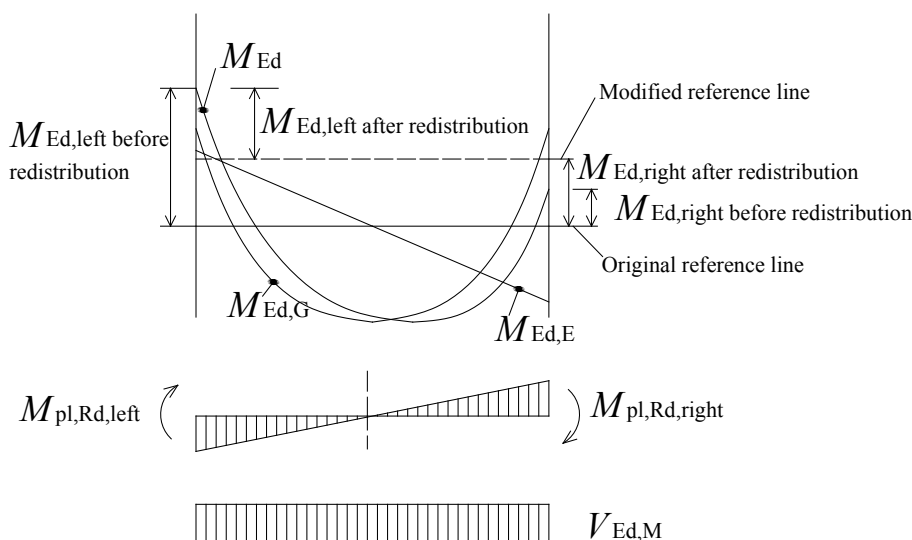


Figura 26.

Sollecitazioni dovute all'azione sismica.

In alto: momento sismico $M_{Ed,E}$, momento gravitazionale $M_{Ed,G}$, momenti combinati $M_{Ed} = M_{Ed,E} + M_{Ed,G}$ con e senza redistribuzione dei momenti. In basso: taglio sismico $V_{Ed,M}$

Per pannelli più snelli, dove l'instabilità limita la capacità in taglio, la verifica di progetto è:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$$

A causa della presenza di momenti flettenti plastici di segno opposto alle estremità della trave in adiacenza ad una colonna, come indicato nella Figura 27, il taglio di progetto $V_{wp,Ed}$ applicato alla zona d'anima tende ad essere elevato. Le verifiche di progetto per il taglio al pannello d'anima permettono che l'azione di progetto sia eguale alla resistenza al taglio. Ciò rispecchia il fatto che le normative accettano una certa deformazione plastica da taglio dei pannelli d'anima della colonna, giustificata dalla duttilità di tale meccanismo. Tuttavia il taglio di progetto $V_{wp,Ed}$ spesso può superare la resistenza al taglio $V_{wb,Rd}$ quando le colonne usano profilati standard e acciaio di basso grado, con la conseguenza che è necessario installare delle piastre di rinforzo. Si può trattare di una piastra d'anima supplementare saldata all'anima della colonna, oppure di due piastre saldate alle ali. Possono anche essere necessari dei rinforzi trasversali alla colonna (vedi Figura 28).

Le piastre d'anima e i rinforzi trasversali comportano però un costo aggiuntivo di fabbricazione, e possono essere evitati se si scelgono altre opzioni progettuali:

- Un acciaio di grado superiore per la colonna, ad esempio l'acciaio ArcelorMittal HISTAR® S460 (Grado 65 secondo la norma ASTM 913)
- Con un acciaio di grado superiore e l'uso di sezioni di colonna con flange più spesse si può eliminare il bisogno di rinforzi trasversali.
- Travi con una sezione trasversale ridotta in prossimità del collegamento (note come 'travi a sezione ridotta', RBS o 'a osso di cane', vedi più avanti) riducono i momenti flettenti alle estremità della trave, minimizzando la richiesta di resistenza a carico dell'anima e delle flange della colonna. Possono quindi rendere non necessario l'uso di piastre d'anima supplementari e/o rinforzi trasversali (Figura 29).

Figura 29.

Le travi a sezione ridotta minimizzano i requisiti di sezione della colonna, di rinforzo della colonna, e la richiesta di resistenza a carico dei nodi trave-colonna. (Per gentile concessione del Prof.C.M.Uang).

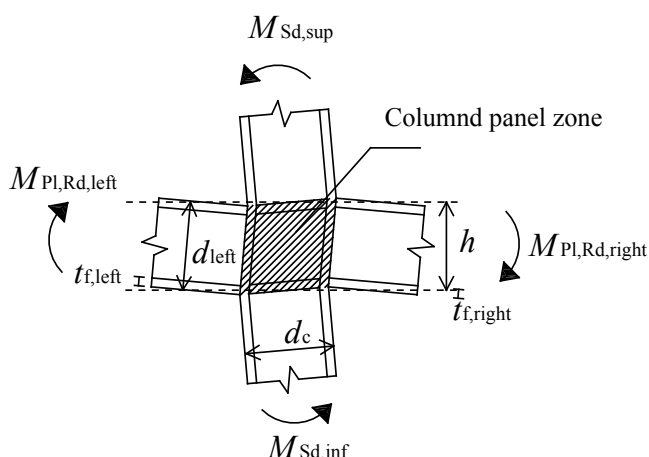


Figura 27.

le zone di pannello delle colonne sono sottoposte a taglio secondo i momenti plastici nelle travi.

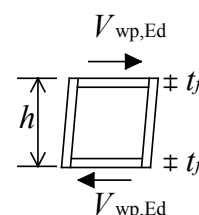
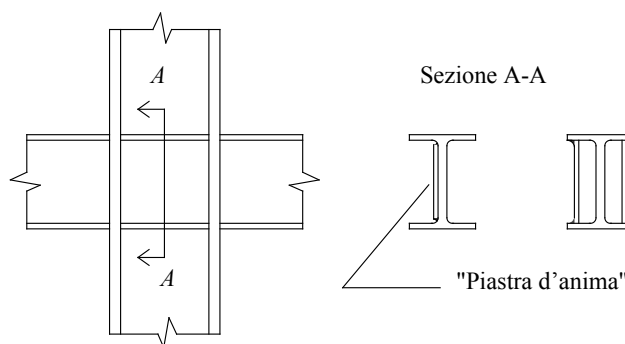


Figura 28.

Piastre di rinforzo per migliorare la resistenza al taglio della zona di pannello della colonna.



Cerniere plastiche e collegamenti nei telai momento-resistenti.

Per la forma del diagramma dei momenti flettenti in caso di azione sismica, le zone dissipative nei telai momento-resistenti (MRF) sono rappresentate dalle cerniere plastiche attivate alle estremità delle travi (vedi Figura 25 a). Normalmente si sceglie di avere collegamenti di tipo rigido a completo ripristino di resistenza, perché gli MRF non controventati tendono ad essere flessibili per natura, e dunque una flessibilità aggiuntiva dovuta alle connessioni può creare problemi a livello di contenimento dello spostamento laterale e degli effetti $P-\Delta$. Anche se è possibile sviluppare delle cerniere plastiche nei collegamenti a parziale ripristino, sfruttando la capacità di deformazione di componenti quali i piatti di estremità e gli angolari, è necessario dimostrare che la loro resistenza è 'stabile' in condizioni cicliche, cosa per ora non pratica. Un altro problema dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza è che, poiché gli MRF tendono ad essere strutture flessibili, la flessibilità dei nodi deve essere compensata con l'uso di sezioni più rigide per le travi e le colonne. Ne consegue che una progetto 'a parziale ripristino' può non essere il massimo dell'economicità.

Le cerniere plastiche negli MRF non controventati che agiscono come strutture primarie nel resistere al sisma sono pertanto tipicamente sviluppate nelle travi.

La resistenza dei collegamenti deve essere tale che $R_{dj} > M_{pl,Rd,trave}$ se si vuole evitare lo snervamento dei componenti del nodo. Tutti i collegamenti sono quindi progettati in chiave di capacity design rispetto alla trave, così che un flessione:

$$M_{Rd,collegamento} \geq \pm 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,trave}$$

Si tratta di un requisito notevolmente più impegnativo di quanto comporti un progetto statico, ed influenza sensibilmente le dimensioni e il costo dei collegamenti (vedi Figura 30).

A taglio la verifica di progetto è:

$$V_{Rd,collegamento} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

La definizione dei simboli è la stessa usata nella progettazione delle colonne.

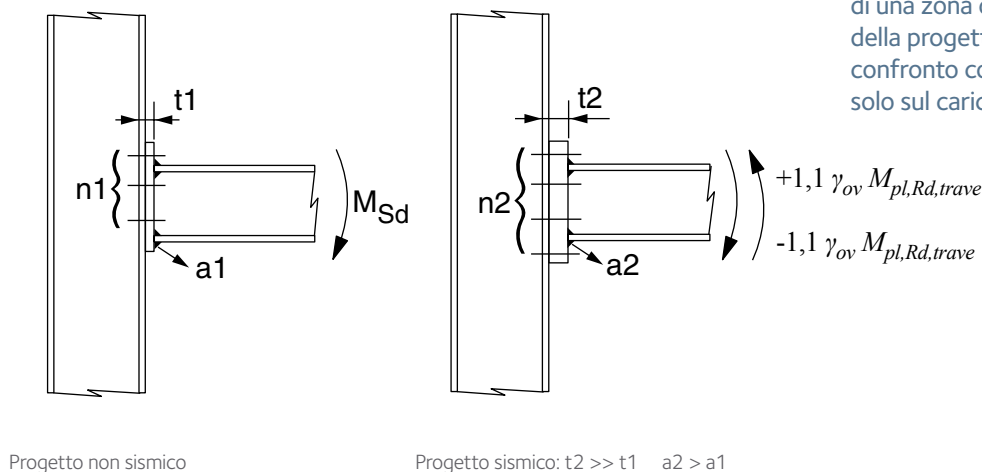


Figura 30.

Progetto di collegamento con piatto d'estremità esteso in prossimità di una zona dissipativa. Impatto della progettazione antisismica a confronto con il progetto basato solo sul carico gravitazionale.

Vale la pena mettere in evidenza le verifiche di progetto relative alla resistenza dei collegamenti al momento e al taglio, in quanto possono avere importanza critica nel progettare collegamenti in cui le flange delle travi siano saldate all'ala della colonna, e l'anima della trave sia collegata alla colonna per mezzo di una piastra sottile (come appare nella Figura 31). La condizione di progetto per il collegamento

è: $M_{Rd,collegamento} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,trave}$

La resistenza a flessione plastica della trave $M_{pl,Rd,trave}$ è la somma del momento plastico di resistenza delle sole flange

$M_{pl,flange} = b_f t_f f_y (d + t_f)$ e del momento plastico di resistenza dell'anima, $M_{pl,anima} = t_w d_2 f_y / 4$

Mentre le saldature di testa tra le flange della trave e l'ala della colonna o il piatto d'estremità trasmettono il momento plastico di resistenza $M_{pl,flange}$ senza problemi, la connessione all'anima deve trasmettere il momento plastico di resistenza dell'anima della trave in modo da soddisfare la condizione: $M_{R,web,collegamento} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,anima} = 1,1 \gamma_{ov} t_w d_2 f_y / 4$

Quando il dettaglio del collegamento prevede una piastra sottile saldata alla flangia della colonna, sorgono i seguenti requisiti:

- uso di una piastra con resistenza superiore a quella dell'anima della trave
- saldatura della piastra lungo i bordi superiore ed inferiore, oltre alle saldature verticali a cordoni d'angolo lungo i lati verticali che reggono il taglio.

Esistono tre opzioni per la progettazione di collegamenti trave-colonna rigidi, ciascuna delle quali porta ad un diverso posizionamento delle cerniere plastiche.

1. il progetto 'classico', come appare nella Figura 31, che non aumenta la resistenza flessionale della trave localmente. la cerniera plastica che si forma nella sezione della trave adiacente all'ala della colonna;
2. altre opzioni progettuali, come quelle delle Figure 32, 35 e 37, prevedono di incrementare la resistenza flessionale della trave dalla faccia della colonna fino ad una certa distanza dal bordo trave. La cerniera plastica allora si sviluppa distante dalla faccia della colonna, il che comporta il vantaggio di separare la concentrazione delle sollecitazioni nel nodo dalle deformazioni plastiche che si sviluppano nella cerniera plastica.

Figura 31.

Collegamento trave-colonna con flange della trave saldate alla flangia della colonna e anima della trave saldata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna.

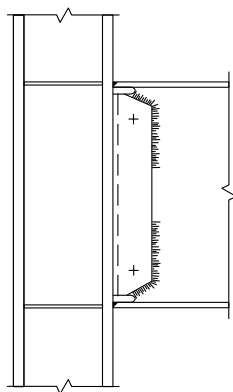
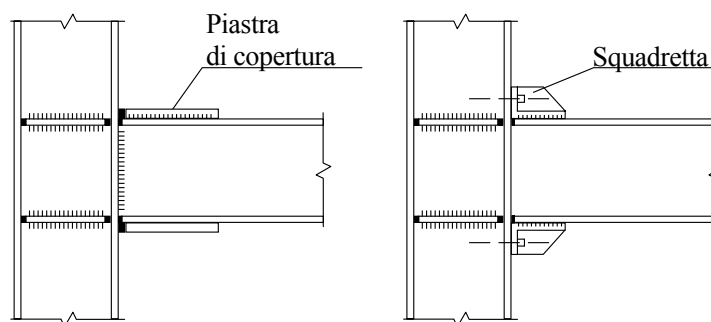


Figura 32.

Strategia di rafforzamento.



3. la trave può essere volontariamente indebolita a una certa distanza dalla colonna, riducendo le flange. La cerniera plastica allora si allontana dalla faccia della colonna, e la concentrazione delle sollecitazioni nel collegamento è separata dalle deformazioni plastiche che si sviluppano nella cerniera plastica (vedi Figura 33).

Quest'ultimo concetto, noto come 'trave a sezione ridotta' o 'a osso di cane' è stato per la prima volta elaborato nel 1988 nell'ambito di un programma di ricerca promosso da ArcelorMittal (ARBED). Dopo i terremoti di Northridge nel 1994 e di Kobe nel 1995, l'attenzione si è rivolta al comportamento insoddisfacente dei collegamenti di molti telai momento-resistenti, e il concetto della 'trave a sezione ridotta' ha guadagnato una più ampia considerazione come possibile brillante soluzione al problema. ArcelorMittal ha poi concesso l'uso gratuito del brevetto, e il concetto è stato ulteriormente sviluppato, con l'affermarsi dei tagli radiali come opzione più economica. Attualmente diversi documenti, tra cui i rapporti FEMA2002 e ICCA2002, forniscono indicazioni relative alle travi a sezione ridotta [6, 7].

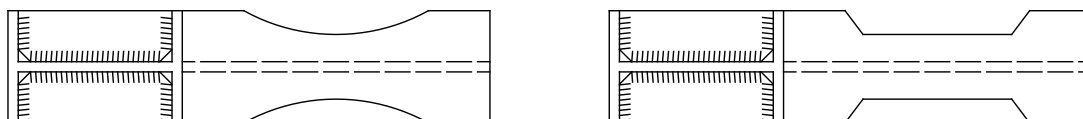
Anche se asportare del materiale può sembrare un'azione paradossale e potenzialmente antieconomica, in effetti le sezioni di trave sono normalmente dimensionate per rispondere ai requisiti di deformazione a carichi gravitazionali e sismici, spesso offrendo maggiore resistenza di quanta sia necessaria ("sovrarresistenza"). Il sistema della sezione ridotta si limita quindi a consumare una parte di questo eccesso. Inoltre:

- riduce molto leggermente la rigidità della struttura (di una misura tra il 4% e il 9%), perché la sezione viene ridotta soltanto per un tratto molto corto della trave
- normalmente non richiede alcuna variazione delle dimensioni sezionali degli elementi strutturali per compensare tale piccola riduzione della rigidità
- riduce la resistenza ultima della struttura, ma non in maniera significativa, perché, come osservato prima, vi è comunque un eccesso di resistenza
- permette di ridurre le misure delle sezioni delle colonne, assumendo che siano state dimensionate in base alla condizione 'colonna forte - trave debole' del capacity design
- permette di ridurre le dimensioni di qualsiasi rinforzo sia necessario nelle colonne per la trasmissione dei momenti flessionali e del taglio nella zona del nodo, con una potenziale significativa riduzione dei costi di fabbricazione.

Il lavoro di ricerca che ha seguito i terremoti di Northridge e Kobe ha dimostrato che la progettazione del collegamento non era il solo fattore ad influenzare il comportamento delle zone nodali. Alcuni problemi riguardavano le saldature: per esempio la scarsa resilienza del materiale di saldatura, alcune lavorazioni che causavano concentrazioni di sforzi e difetti (preparazione a V con foro di accesso nell'anima, saldatura su barra di sostegno, dettagli esecutivi delle saldature in cantiere), ed inadeguata protezione della saldatura. Fu esaminato anche il materiale di base: le caratteristiche di resilienza e saldabilità erano in molti casi di gran lunga inferiori a quelle che ArcelorMittal da molto tempo raccomandava agli specialisti.

Il raggiungimento di una qualità adeguata spiega perché i numerosi esperimenti condotti tra il 1988 e il 1997 su collegamenti saldati 'classici' (vale a dire collegamenti non rinforzati e non utilizzando travi a sezione ridotta) dimostrano che capacità di rotazione plastica superiori a 25 o 35 mrad quali sono attualmente richieste dalla normativa furono ottenute senza difficoltà. [2][10][11]. I test si basavano su profili H e IPE della produzione ArcelorMittal, con profondità della trave fino a 450 mm. Gli standard adottati per i materiali e le procedure di fabbricazione erano già conformi alle attuali norme internazionali: preparazione a K, scelta del metallo di saldatura, procedimento su un lato e poi sull'altro, tenacità e saldabilità appropriati per il metallo di base e di apporto.

Figura 33.
La strategia di indebolimento con l'uso di travi a sezione ridotta o 'a osso di cane', concetto originalmente sviluppato e brevettato da ArcelorMittal.



Lo sviluppo dei nuovi acciai ASTM A913 e A992 di ArcelorMittal ha esteso la validità di questi risultati alle travi alte e ai profili a parete spessa, con profondità fino a 1100 mm e spessore della flangia fino a 125 mm. L'applicabilità di questi acciai alle opere antisismiche è stata ulteriormente potenziata dal fatto che ArcelorMittal è in grado di controllare con precisione il grado dell'acciaio prodotto, e di garantire che la resistenza si collochi tra il livello superiore e inferiore previsti. Se si prevede un grado di resistenza superiore per le colonne, come un grado 65 (65 ksi o 450 MPa), mentre per le travi si utilizza un più tradizionale grado 50 (50 ksi o 345 MPa), il progettista può essere certo di realizzare una efficace condizione di 'trave debole – colonna forte', perché per l'acciaio di grado 50 (50 ksi o 345 MPa) si garantisce una soglia superiore di resistenza allo snervamento di 65 ksi (450 MPa).

Raccomandazioni per la progettazione delle connessioni trave-pilastro.

Grazie all'immenso lavoro di ricerca condotto a partire dal 1995, sono ora disponibili indicazioni esplicite per la progettazione dei collegamenti trave-pilastro nei telai momento-resistenti, come si vede nei documenti [6][7][14]. Nel contesto dell'Eurocodice 8, pur non essendoci informazioni esplicite nel documento principale [1], tali indicazioni sono reperibili nelle Appendici Nazionali. Sono ammessi tanto i progetti in cui le cerniere plastiche si sviluppano nelle sezioni di trave adiacenti alle flange della colonna, quanto le soluzioni che adottano strategie di rafforzamento o di indebolimento. La Tabella 9 riporta alcuni dettagli di collegamenti in rapporto alla classe di duttilità per cui sono ammessi, e le Figure da 31 a 39 presentano uno schema di tali collegamenti.

Si osservi che:

- in alcuni documenti di riferimento [6][7][14] si fa menzione di certi tipi di connessione diversi da quelli indicati alla Tabella 9, tra cui i collegamenti semirigidi.
- i riferimenti [6][7][14] forniscono indicazioni dettagliate sulla scelta del materiale di base e di saldatura, sui tipi di saldatura, la geometria del foro di accesso (vedi esempio nella Figura 39), ecc. Si tratta di dati non riportati in questo documento.
- alcuni riferimenti definiscono un numero limitato di connessioni, e più precisamente quelle che sono maggiormente in grado di realizzare un alto livello di duttilità (ad esempio, il documento di riferimento [6] riporta solo 3 tipi di collegamento).
- anche all'interno dello stesso paese, vi sono lievi differenze tra un documento e l'altro per quanto riguarda la corrispondenza tra tipo di collegamento e classe di duttilità.

Ciò vale particolarmente per i collegamenti in cui le flange della trave sono saldate alla flangia della colonna e l'anima della trave è bullonata ad una piastra saldata alla flangia della colonna (contrassegnati con un * nella Tabella 9). Per la coesistenza di componenti bullonati e saldati, con un mix di meccanismi "morbidi" e "rigidi", può esservi un sovraccarico delle saldature "rigide" ed un conseguente collasso senza grande capacità di rotazione. E' per questa ragione che le caratteristiche di questo tipo di giunto si dovrebbero considerare applicabili solo ai progetti di bassa classe di duttilità DCL (Eurocodice 8) o OMF (AISC).

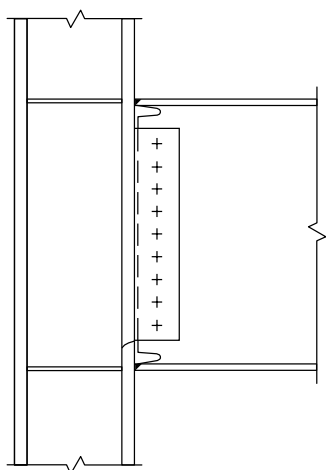
Tipo di connessione	Massima classe di duttilità ammessa	
	Europe	USA
Flange della trave saldate, anima della trave bullonata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna. Fig. 34	DCL *	OMF*
Flange della trave saldate, anima della trave saldata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna. Fig. 31	DCH	SMF
Flange della trave bullonate, anima della trave bullonata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna. Fig. 35	DCH	SMF
Piastra terminale non rinforzata saldata alla trave e bullonata alla flangia della colonna con 4 file di bulloni. Fig.36	DCH	SMF
Piastra terminale rinforzata saldata alla trave e bullonata alla flangia della colonna con 8 file di bulloni. Fig. 37	DCH	SMF
Trave a sezione ridotta. Flange della trave saldate, anima della trave saldata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna. Fig.38	DCH	SMF
Trave a sezione ridotta. Piastra terminale non rinforzata saldata alla trave e bullonata alla flangia della colonna con 4 file di bulloni. Come nella Fig.36, ma con flange di sezione ridotta.	DCH	SMF

* In alcuni paesi può essere considerata la classe DCM (equivalente alla IMF)

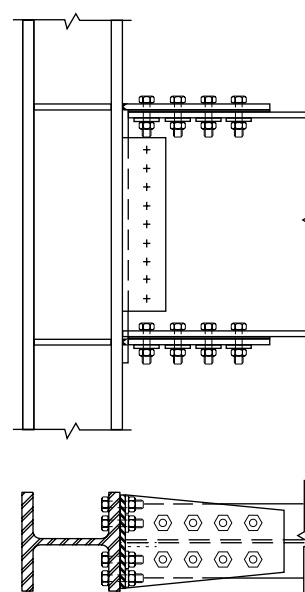
Tabella 9.
Tipi di connessione e classi di duttilità corrispondenti

Figura 34.

Flange della trave saldate, anima della trave bullonata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna.


Figura 35.

Flange della trave bullonate, anima della trave bullonata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna.
Sopra: con piastre di flangia bullonate.
Sotto: con connessioni a doppia T


Figura 36.

Piatto d'estremità non rinforzato saldato alla trave e bullonato alla flangia della colonna con 4 file di bulloni.

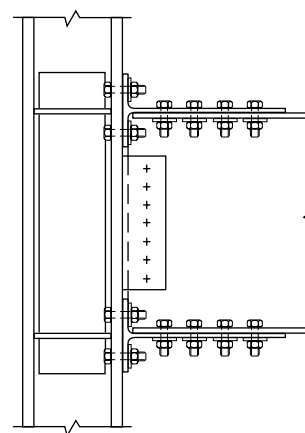
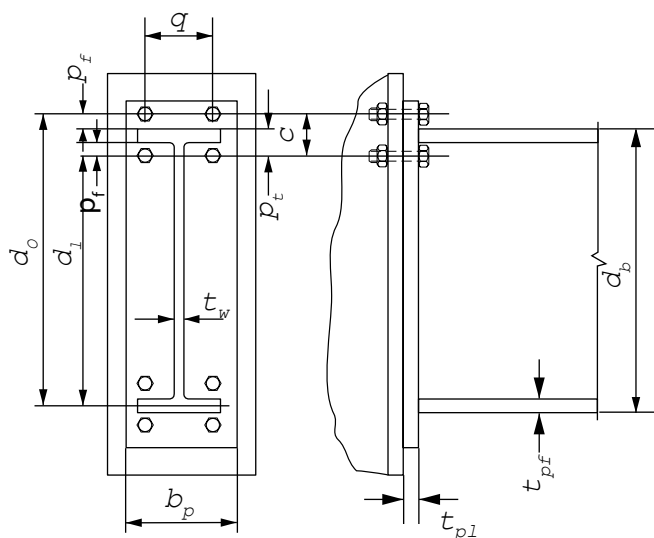
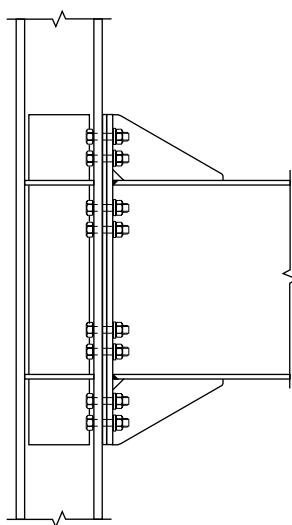
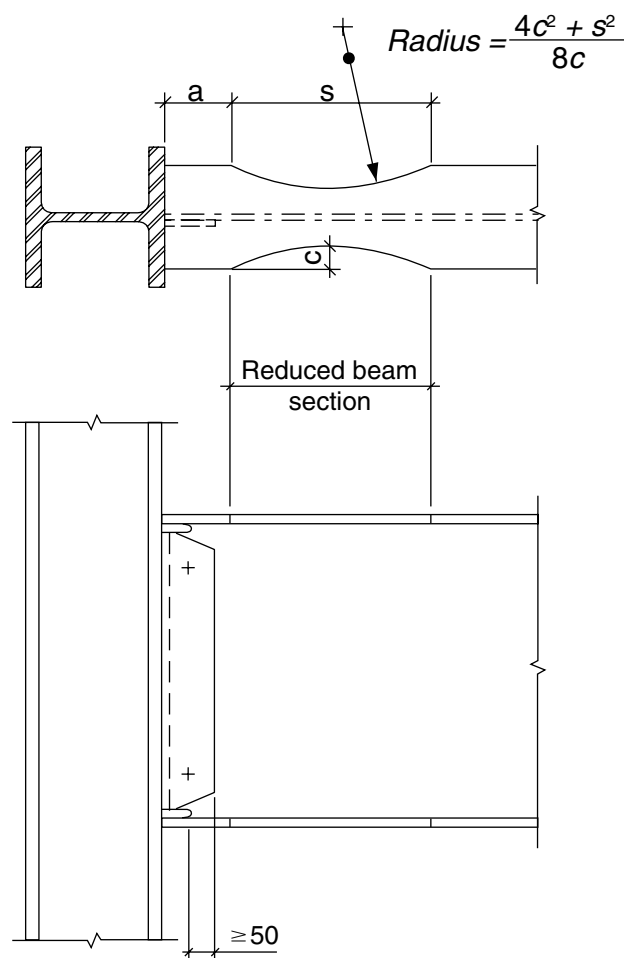


Figura 37.

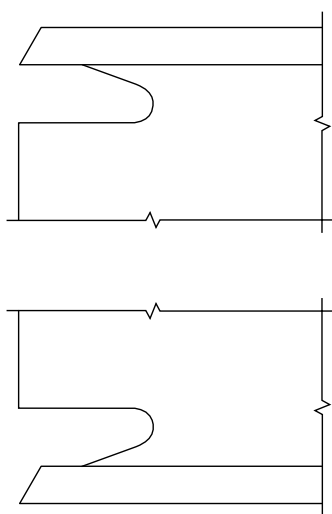
Piatto d'estremità rinforzato saldato alla trave e bullonato alla flangia della colonna con 8 file di bulloni.

**Figura 38.**

Trave a sezione ridotta. Flange della trave saldate, anima della trave saldata ad una piastra sottile saldata alla flangia della colonna.

**Figura 39.**

Dettaglio del foro di accesso per la saldatura nell'anima secondo la FEMA 350 [7].



Progettazione di travi a sezione ridotta.

Il modo migliore per ridurre la flangia di una trave corrisponde ad una forma con tagli circolari come indica la Figura 38. La forma deve rispettare le seguenti condizioni geometriche. Un esempio di progetto è fornito nella Sezione 19.

La lunghezza s dei tagli circolari e la distanza a tra i tagli e la flangia della colonna devono rispettare:

$$0.5 b \leq a \leq 0.75 b$$

$$0.65 h \leq s \leq 0.85 h$$

in cui b è la larghezza della flangia della trave e h l'altezza della trave.

La profondità del taglio c deve soddisfare:

$$0.20 b \leq c \leq 0.25 b$$

A questo punto si può calcolare la resistenza plastica a flessione $M_{pl,Rd,RBS}$ della sezione ridotta, con la larghezza della flangia della trave nel punto della sezione ridotta $b_e = b - 2c$

Poiché la cerniera plastica si forma ad una distanza $X = a + s/2$ dalla faccia della colonna, il momento flettente applicato alla giunzione trave-pilastro è:

$$M_{Ed,collegamento} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X$$

$$\text{con } V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,RBS} / L'$$

L' è la distanza tra le cerniere plastiche alle estremità sinistra e destra della trave (vedi Figura 40).

Se $M_{Rd,collegamento} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{Ed,collegamento}$ allora il calcolo è accettabile.

Se la sezione critica è sull'asse della colonna (per esempio un nodo con un pannello d'anima debole), il momento flettente è misurato come:

$$M_{Ed,colonna} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X'$$

$$\text{Con: } X' = X + h_c/2$$

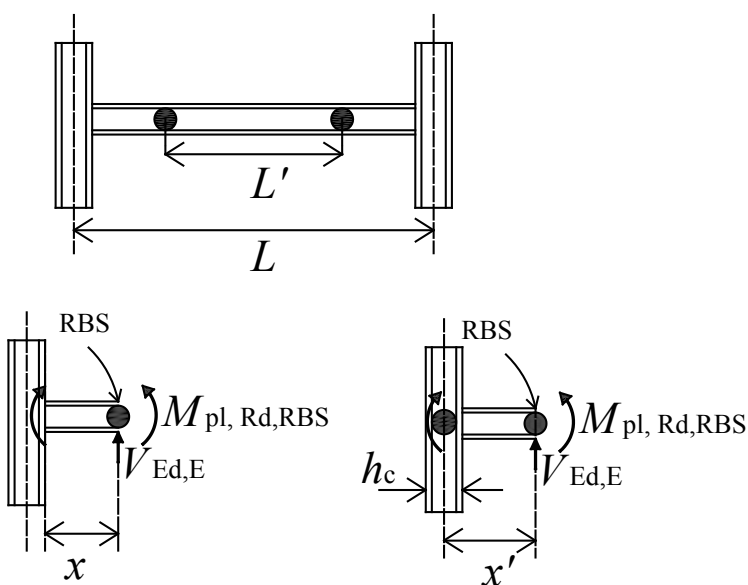
La verifica del taglio a livello della connessione è:

$$V_{Rd,collegamento} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Il pannello d'anima è progettato per gli effetti $M_{Ed,collegamento}$ e V_{Ed} .

Figura 40.

Calcolo del momento e del taglio di progetto nel nodo in presenza di sezione ridotta.



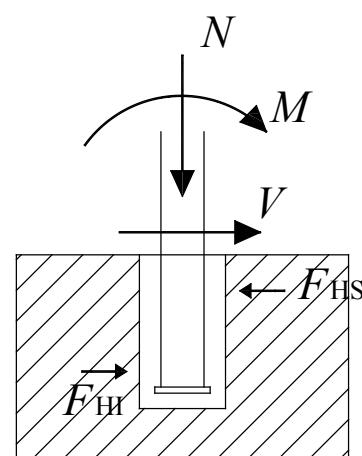
Collegamenti pilastro-fondazione.

Il meccanismo complessivo del telaio momento-resistente comprende lo svilupparsi di cerniere plastiche all'interfaccia tra le basi delle colonne e le fondazioni. Ciò si può ottenere attraverso un disegno 'classico', usando una piastra di base collegata alla fondazione con bulloni di ancoraggio. Tuttavia con questo sistema è difficile trasferire il momento plastico della colonna. In genere sono necessarie piastre molto spesse, estese saldature a piena penetrazione e grossi bulloni. L'esperienza del passato ha spesso dato riscontri negativi, con la rottura degli ancoraggi sotto la superficie di calcestruzzo.

Un'opzione migliore consiste nell'affondare la base della colonna in una 'tasca' ricavata nel calcestruzzo nel calcestruzzo (Figura 41). In questo caso non sono necessari i componenti del collegamento 'classico', perché il momento flettente della colonna viene bilanciato da due forze di compressione orizzontali F_{Hl} e F_{HS} nel blocco di fondazione.

Figura 41.

Collegamento colonna-fondazione tramite alloggiamento nel calcestruzzo.



11. PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI CON CONTROVENTI CONCENTRICI.

Obiettivo progettuale.

Analisi dei controventi a X.

Criteri di progettazione per i controventi a X.

Altri requisiti per i controventi a X.

Progettazione dei collegamenti.

Analisi dei controventi a V o Λ .

Criteri di progettazione per i controventi a V o Λ .

Altri requisiti per i controventi a V o Λ .

Regole di progettazione statunitensi ed europee per i telai con controventi concentrici.

Obiettivo del progetto.

L'obiettivo complessivo di dissipazione energetica nel progetto 'classico' dei telai con controventi concentrici consiste nel formare zone dissipative nelle diagonali tese, e di evitare lo snervamento o il buckling delle travi e delle colonne. Le diagonali in compressione sono progettate per instabilizzarsi. Il meccanismo globale desiderato in un telaio con controventi a X è schematizzato nella Figura 42 a).

L'analisi standard e i criteri di progettazione per il telaio con controventi a X sono leggermente diversi da quelli applicati ai controventi a V o Λ . Presentiamo i due casi separatamente. L'adozione di controventi a K al fine di ottenere dissipazione energetica (DCM o DCH) non è concessa (vedi Figura 12).

Analisi dei telai con controventi a X.

L'analisi standard viene condotta in base ai seguenti assunti:

- sotto carico gravitazionale, sono presenti nel modello solo le travi e le colonne
- sotto carico sismico, sono presenti nel modello solo le diagonali tese (Figura 43).

Solo le diagonali tese, che sono elementi dissipativi stabili, contribuiscono alla stabilità del telaio, dunque il fattore di comportamento q associato ai controventi ad X è elevato: $q = 4$. E' possibile condurre un'analisi più elaborata dei controventi a X, che prende in considerazione anche le diagonali compresse, ma è necessario in questo caso effettuare un'analisi statica non lineare o un'analisi dinamica non lineare, in cui si esamini il comportamento delle diagonali nelle fasi di pre e post buckling (instabilità).

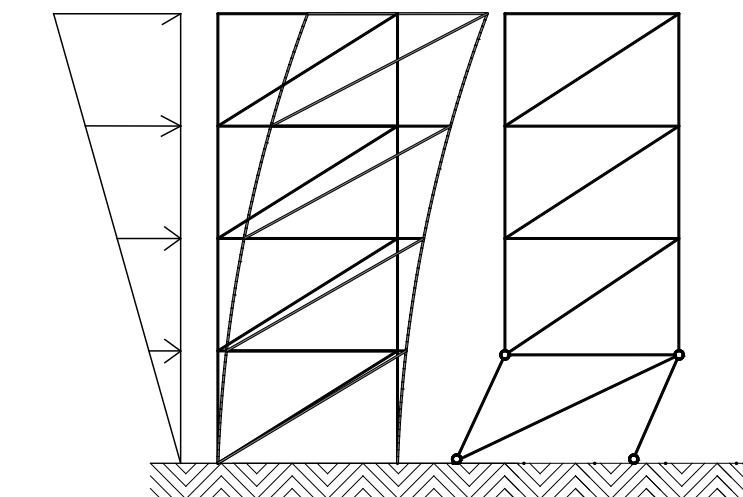


Figura 42.

- a) Meccanismo plastico globale che rappresenta l'obiettivo progettuale dei telai con controventi a X.
b) Prevenzione del meccanismo di piano tramite omogeneizzazione della resistenza delle diagonali.

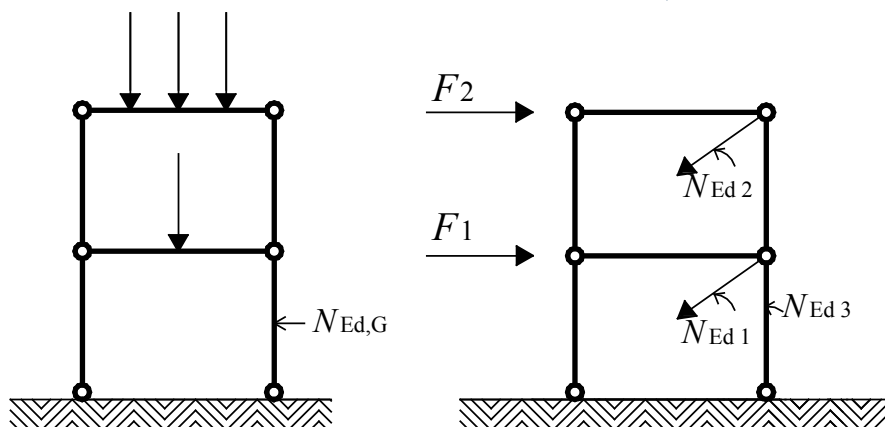


Figura 43.

- Modelli impiegati per l'analisi
a) sotto carico gravitazionale,
b) sotto carico sismico.

Criteri di progettazione per i controventi a X.

La resistenza allo snervamento $N_{pl,Rd}$ delle diagonali deve essere maggiore della forza di trazione assiale N_{Ed} calcolata sotto l'effetto dell'azione sismica: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$

Per ciascuna diagonale, si determina il rapporto tra la resistenza data $N_{pl,Rd}$ e la resistenza richiesta N_{Ed} : $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

Il rapporto Ω_i rappresenta la capacità in eccesso delle sezioni rispetto alla richiesta minima, e viene dunque chiamato 'sovraresistenza della sezione'. Per realizzare un meccanismo plastico globale, è necessario che i valori di Ω_i non presentino eccessive variazioni lungo l'altezza della struttura, e per questo si è definito un criterio di omogeneizzazione: il valore Ω_i massimo non deve differire dal minimo di più del 25%. In pratica ciò significa che le diagonali non possono avere lo stesso profilo dalla cima al fondo dell'edificio. Ω è il simbolo impiegato per il Ω_i minimo.

Poiché le diagonali sono di fatto dei 'fusi' duttili, le forze di progetto di travi e colonne sono una combinazione di:

- la forza assiale $N_{Ed,G}$ dovuta al carico gravitazionale nella situazione di progetto sismico
- la forza assiale $N_{Ed,E}$ dovuta all'azione sismica amplificata dalla 'sovraresistenza' della diagonale, che si ottiene moltiplicando il fattore di sovraresistenza della sezione Ω per la 'sovraresistenza' del materiale γ_{ov} quando si applica il cosiddetto 'capacity design'.

La resistenza di progetto al carico assiale $N_{pl,Rd}$ della trave o della colonna, che tiene conto dell'interazione con il momento flettente di progetto M_{Ed} nella situazione di progetto sismico, deve soddisfare:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Altri requisiti per i controventi a X.

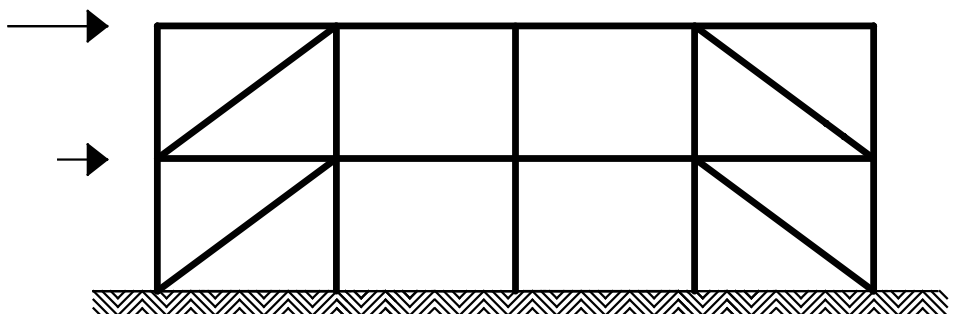
La snellezza non-dimensionale $\bar{\lambda}$ delle diagonali deve essere limitata a: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$. Questo vincolo è giustificato dal fatto che, nel momento in cui si applica la forza esercitata dal sisma, la compressione $N_{Ed,E}$ nelle diagonali aumenta fino a raggiungere la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$; in altre parole è di una certa entità, e certamente non eguale a zero come nel modello proposto per l'analisi semplificata (che comprende solo le diagonali tese). Successivamente, dopo il primo ciclo di carico sismico, a causa della deformazione permanente dovuta al buckling la resistenza delle diagonali compresse cala bruscamente, giustificando il modello semplificato (che le ignora completamente). Il limite di 1,3 per $\bar{\lambda}$ ha lo scopo di evitare il sovraccarico delle colonne nella fase antecedente l'instabilizzazione, quando sono attive sia le diagonali compresse sia quelle tese.

Se le coppie di diagonali non sono posizionate ad X, bensì disgiunte come nella Figura 44, allora:

- l'unico vincolo relativo alla snellezza è: $\bar{\lambda} \leq 2,0$
- il progetto deve tenere conto delle forze di trazione e di compressione che si sviluppano nelle colonne adiacenti alle diagonali compresse, le forze di compressione in queste diagonali essendo pari alla loro resistenza al buckling

Per strutture fino a due piani non vi sono vincoli rispetto a $\bar{\lambda}$, e le diagonali possono essere rappresentate da cavi.

Figura 44. Controventatura in cui le coppie di diagonali dei controventi ad X sono disgiunte.



Progettazione dei collegamenti.

I collegamenti tra le diagonali e le travi o le colonne devono essere progettati considerando la condizione di capacity design spiegata nella Sezione 9. Se dei fori sono effettuati per realizzare la connessione, si applica la condizione di duttilità illustrata nella stessa Sezione. Il dimensionamento 'capacitivo' delle giunzioni porta in genere a componenti di grandi dimensioni, perché i profili di acciaio usati per le diagonali contengono diversi 'sottoelementi' (2 per le sezioni ad L, 3 per quelle a U, ecc.) in cui si sviluppa il completo snervamento plastico in trazione. Poiché non è possibile collegare direttamente tutti questi 'elementi' ad un fazzoletto (piatto Gusset), occorre aumentare localmente la sezione del 'sottoelemento' in contatto con il fazzoletto (per mezzo di una piastra di copertura saldata come appare nella Figura 45 b), oppure utilizzare un angolare intermedio attraverso cui si trasmette una parte della forza della diagonale (Figura 45 c).

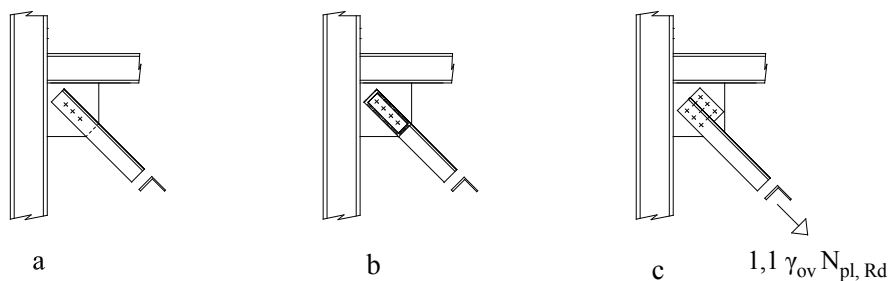


Figura 45.
Confronto tra un collegamento 'classico' (a) e un collegamento basato sul 'capacity design' rispetto alla resistenza plastica della diagonale (b o c).

Analisi dei controventi a V o Λ

L'analisi standard viene condotta in base ai seguenti assunti:

- sotto carico gravitazionale, sono presenti nel modello solo le travi e le colonne
- sotto carico sismico, nel modello sono presenti sia le diagonali tese sia le diagonali compresse (vedi Figura 46).

Poiché le diagonali compresse contribuiscono alla stabilità complessiva ma non costituiscono un mezzo di dissipazione energetica stabile, il fattore di comportamento q è basso: $q = 2$ in DCM $q = 2,5$ in DCH.

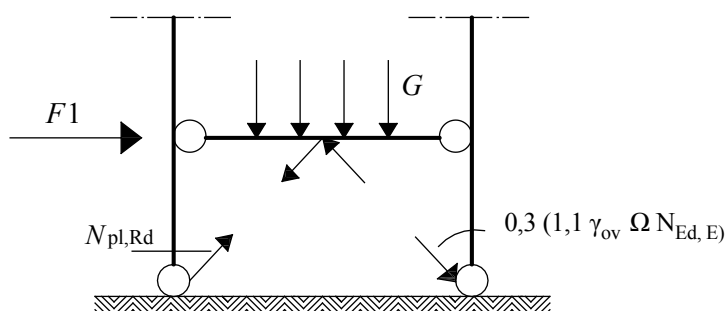


Figura 46.
Sollecitazioni di progetto applicate ad una trave in una controventatura a V rovesciata (o "Chevron").

Criteri di progettazione per i controventi a V o Λ

I criteri per progettare la controventatura sono simili a quelli dei controventi ad X.

- Resistenza delle diagonali tese: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- Le diagonali compresse sono previste con una resistenza alla compressione: $N_{b,Rd} \leq N_{Ed}$
- Omogeneizzazione delle sovraresistenze Ω_i delle diagonali lungo l'altezza della costruzione: $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.
Il valore massimo di Ω_i non deve scostarsi da quello minimo di più del 25%. Ω è il valore minimo tra tutti quelli di Ω_i
- Resistenza $N_{pl,Rd}$ degli elementi non dissipativi (travi e colonne)

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq \bar{N}_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Altri requisiti per i controventi a V o Λ

L'unico vincolo relativo alla snellezza non-dimensionale $\bar{\lambda}$ è: $\bar{\lambda} \leq 2,0$.

Le travi sono concepite per resistere a:

- azioni non sismiche non considerando i supporti intermedi dati dalle diagonali;
- alle sollecitazioni sismiche verticali applicate alla trave dalle due diagonali di ciascun controvento a V dopo che si è verificata l'instabilizzazione delle diagonali compresse. Questo effetto si calcola utilizzando $N_{pl,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$ come forza di trazione assiale (diagonale tesa) e considerando la resistenza di post-buckling per le diagonali compresse. Quest'ultima si stima come:

$$\gamma_{pb} N_{pl,Rd} = 0,3 N_{pl,Rd}$$

Regole di progettazione statunitensi ed europee per i telai con controventi concentrici.

Le regole di progettazione per i telai con controventi concentrici negli Stati Uniti ed in Europa presentano alcune differenze significative, relative ai modelli utilizzati per l'analisi semplificata, i fattori di riduzione delle forze o di comportamento, i requisiti di dimensionamento dei nodi, e l'omogeneizzazione delle sovraresistenze degli elementi diagonali. La Tabella 10 riporta alcune differenze relative a telai con controventi concentrici ad X.

Tabella 10.

Alcuni aspetti delle classi di duttilità nelle regole di progettazione statunitensi ed europee per telai con controventi concentrici.

Classe di duttilità	Paese	Denominazione del telaio	Riduzione delle forze R , o Fattore di comport. q	Limite alla snellezza della diagonale $\bar{\lambda}$	Capacity design del collegamento	Regola di omogeneità delle sovraresistenze diag.
Bassa duttilità	U.S.A.	OCBF Ordinary Concentrically Braced Frame	5	No	No	No
	Europe	DCL Classe di duttilità bassa Controventi a X	1,5 (2,0*)	No	No	No
Duttilità media o elevata	U.S.A.	SCBF Special Concentrically Braced Frame	6	$\leq 1,87$	Yes	No
	Europe	DCM o DCH Classe di duttilità media o alta Controventi a X	4	$1,3 < \leq 2,0$	Yes	Yes

*l'Appendice Nazionale può ammettere $q = 2$ nella classe DCL.

12. PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI CON CONTROVENTI CONCENTRICI E COLLEGAMENTI DISSIPATIVI.

Benefici dei collegamenti dissipativi nei telai con controventi concentrici.

Analisi dei telai con controventi a X, V o Λ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

Criteri di progettazione per telai con controventi a X, V o Λ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

Interesse dei collegamenti dissipativi nei telai con controventi concentrici.

La normativa ammette i collegamenti dissipativi semirigidi e/o a parziale ripristino di resistenza, purché l'idoneità progettuale (resistenza, rigidezza, duttilità) sia suffragata dall'evidenza sperimentale. Vi sono diverse ragioni che giustificano un interesse per i collegamenti semirigidi:

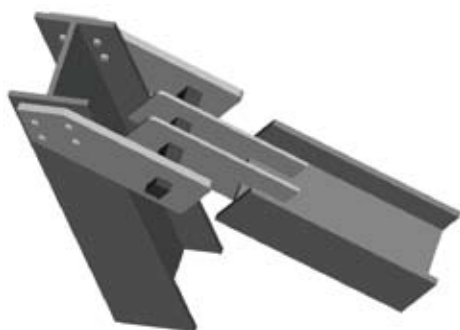
- Possono essere progettati in modo tale da avere una resistenza inferiore alla resistenza al buckling della diagonale, impedendo quindi lo snervamento ed l'instabilizzarsi di questa.
- Quando l'instabilità non si verifica, si evitano le difficoltà analitiche che derivano dal valutare la resistenza all'instabilità delle diagonali compresse rispetto alla fase precedente e successiva al buckling.

Nel modello per l'analisi semplificata sono dunque rappresentate tutte le membrature del telaio. Tutti i risultati dell'analisi possono essere utilizzati direttamente, senza regole distinte per i controventi a X e a V, o per quelli disgiunti.

- La presenza di tutte le diagonali nel modello per l'analisi semplificata permette una rigidezza aggiuntiva rispetto al modello che considera solo le diagonali tese. Ciò compensa la flessibilità aggiuntiva che deriva dall'uso di collegamenti semirigidi.
- I collegamenti a parziale ripristino di resistenza possono essere sviluppati nella forma di componenti 'standard' a resistenza calibrata, ovviando alle complessità di considerare la sovrarresistenza delle diagonali nella progettazione di travi e colonne. γ_{ov} può considerarsi eguale a 1,0.
- A valle di un evento sismico, sostituire i componenti deformati dei nodi è più facile che sostituire le diagonali complete.

I collegamenti dissipativi devono essere in grado di subire deformazioni significative senza perdita di resistenza, in modo che la struttura possa assorbire spostamenti laterali (drift) indotti dal sisma fino al 3%. Se le diagonali sono dissipative, il drift si realizza con una bassa deformazione ϵ sull'intera lunghezza delle diagonali. Se sono dissipativi i collegamenti, la deformazione si concentra qui.

Nel 2001 ArcelorMittal, consapevole della grande potenzialità dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza nella progettazione antisismica dei telai con controventi concentrici, ha lanciato il progetto di ricerca INERD con un gruppo di cinque università europee [9]. Il risultato è stato lo sviluppo di due tipi di connessione, 'a perno' e 'a U'. La connessione a perno consiste di due aste con occhiello esterne saldate o imbullonate al membro adiacente (colonna o trave), una o due aste con occhiello interne saldate al controvento



a)



b)

Figura 47.

Collegamento rettangolare a perno con due aste interne con occhiello. a) Vista 3D. b) Prova.

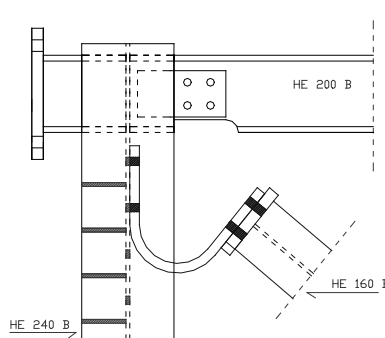
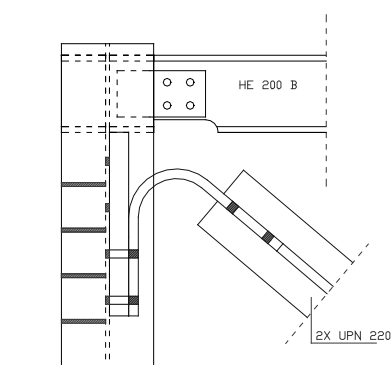


Figura 48.

Due progetti di connessione a U.

diagonale, e un perno che attraversa gli occhielli (vedi Figura 47). In questo tipo di collegamento, il perno dissipa l'energia per flessione inelastica. La connessione 'a U' consiste di una o due piastre spesse piegate a U che collegano il controvento al membro adiacente (vedi Figura 48). La dissipazione energetica avviene nella piastra piegata.

Sui collegamenti e sui telai sono state condotte numerose prove. E' stata anche eseguita una modellazione numerica delle strutture sottoposte ad azione sismica. Le ricerche hanno dimostrato la validità di questo approccio progettuale. Ambedue le connessioni dimostrano di avere un buon potenziale duttile, con una capacità di elongazione simile a quella di una diagonale dissipativa: più di 50 mm per singola connessione, quindi un totale di 100 mm per diagonale. La connessione a perno presenta anche un buon potenziale in termini di resistenza e rigidezza, ed è di pratica applicazione.

Il fattore di comportamento q dei telai con controventi concentrici e collegamenti a parziale ripristino è superiore ($q = 6$) a quello dell'approccio 'classico' (da 2 a 4), grazie al migliore controllo del meccanismo plastico globale.

Analisi dei telai con controventi a X, V o Λ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

L'analisi standard viene condotta in base ai seguenti assunti:

- sotto carico gravitazionale, sono presenti nel modello solo le travi e le colonne
- sotto carico sismico, nel modello sono presenti tutte le diagonali

Criteri di progettazione per telai con controventi a X, V o Λ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

Si applicano i seguenti criteri:

- Resistenza $R_{pl,Rd}$ dei collegamenti dissipativi: $R_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- Resistenza $N_{b,Rd}$ delle diagonali determinata per dimensionamento capacitivo rispetto alla resistenza dei collegamenti dissipativi: $N_{b,Rd} > R_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- Omogeneizzazione delle sovrarresistenze dei collegamenti dissipativi lungo l'altezza della costruzione: $\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. Il valore massimo di Ω_i non deve scostarsi da quello minimo di più del 25%. Ω è il valore minimo di Ω_i
- Se la $R_{pl,Rd}$ dei collegamenti dissipativi è nota (produzione controllata di connessioni standard), $\gamma_{ov} = 1.0$
- Resistenza in trazione $N_{pl,Rd}$ o in compressione $N_{b,Rd}$ degli elementi non dissipativi (travi e colonne):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Non esistono altri requisiti specifici per i telai con controventi a X, V o Λ e collegamenti dissipativi per le diagonali.

13. PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI CON CONTROVENTI ECCENTRICI.

Caratteristiche generali della progettazione di telai con controventi eccentrici.

Link corti e link lunghi.

Scelta della tipologia di controvento eccentrico.

Caratteristiche generali della progettazione di telai con controventi eccentrici.

La geometria dei telai con controventi eccentrici è simile a quella dei telai con controventi concentrici, ad eccezione del fatto che determinate eccentricità e nella disposizione degli elementi (vedi Figura 49) danno origine a momenti flettenti e di taglio. Le strutture resistono alle forze orizzontali essenzialmente in forza del carico assiale dei loro elementi, ma sono concepite in modo da plasticizzarsi prima per taglio o per flessione in certi "link" sismici (giunzioni sismiche) localizzati. Queste sono zone create posizionando le estremità dei controventi a distanza dai punti di intersezione 'consueti' con gli altri elementi.

L'analisi dei telai con controventi eccentrici non richiede le approssimazioni adottate per i telai a controventi concentrici, perché non si prevede per effetto del sisma l'instabilizzarsi di alcuna diagonale. Le diagonali stesse sono zone non dissipative dimensionate in base alla resistenza dei link, per assicurare che rimangano elastiche.

Vi sono diverse ragioni a favore della scelta di un telaio con controventi eccentrici per resistere all'azione sismica:

- questo tipo di telaio combina la rigidezza con un fattore q più elevato di quello dei telai a controventi concentrici: $q = 6$ anziché un massimo di 4 (vedi Tabella 3).
- i collegamenti vengono effettuati tra tre elementi, non quattro come avviene nei telai con controventi concentrici. Questo comporta dettagli di connessione meno complessi, che riducono i costi di fabbricazione e possono anche semplificare la costruzione della struttura
- le diagonali fanno parte del sistema strutturale che regge i carichi gravitazionali, offrendo così una maggiore rigidezza.

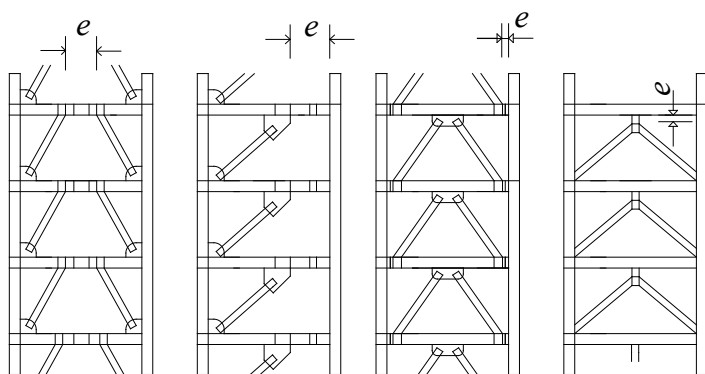


Figura 49.
Esempi di telai con controventi eccentrici.

Link corti e link lunghi.

I link sismici sono progettati in modo da accogliere l'effetto calcolato dell'azione sismica, in taglio o in flessione, soddisfacendo

$V_{Ed} \leq V_{p,link}$ e $M_{Ed} \leq M_{p,link}$, in cui $V_{p,link}$ e $M_{p,link}$ sono rispettivamente la resistenza plastica del link a taglio e a flessione. Per le sezioni ad H:

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) e$$

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

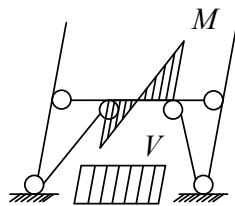
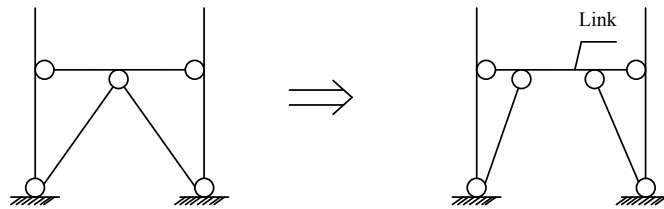
A seconda della tipologia di telaio, i diagrammi del taglio e del momento flettente a livello del link possono essere simmetrici (come nella Figura 50) o non esserlo (come nella Figura 51).

Il meccanismo plastico che si realizza nei link sismici dipende dalla loro lunghezza e.

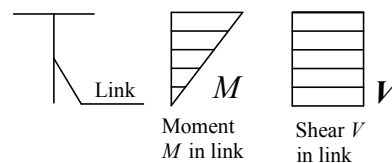
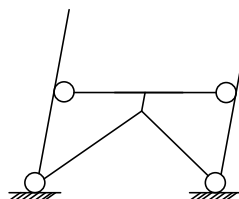
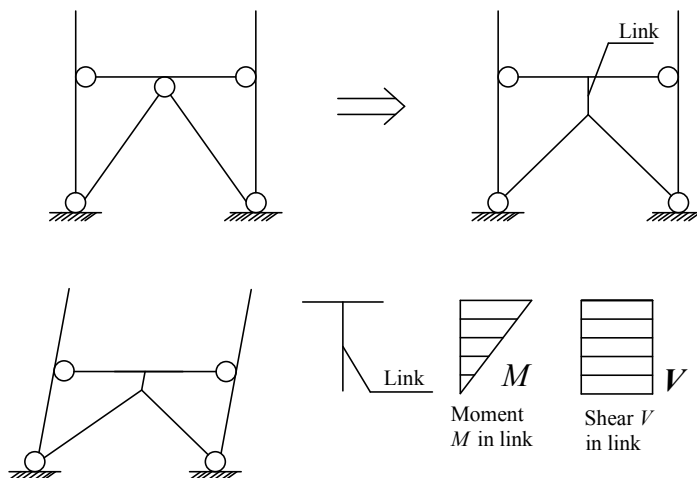
I link corti si plasticizzano essenzialmente per taglio, e l'energia che viene dissipata nel meccanismo plastico è:

$$W_V = V_{p,link} \theta_p e$$

I link lunghi sono plasticizzati sostanzialmente per flessione.



Momento M e taglio V nel link



Momento M in link

Shear V in link

Figura 50.

Controventi eccentrici in cui i diagrammi del taglio e del momento flettente nel link sono simmetrici.

Figura 51.

Controventi eccentrici in cui i diagrammi del taglio e del momento flettente nel link sono asimmetrici.

In un link sottoposto ad azione simmetrica M , come nella Figura 52 b), l'energia dissipata nel meccanismo plastico è: $W_M = 2 M_{p,link} \theta_p$. Il limite tra link lunghi e link corti corrisponde alla situazione in cui la plasticizzazione può parimenti aver luogo per taglio o per flessione: $W_M = W_V \Rightarrow 2 M_{p,link} \theta_p = V_{p,link} \theta_p e$
 $\Rightarrow e = 2 M_{p,link} / V_{p,link}$

Per valori di e che si approssimano a questo limite, sono al contempo presenti momenti flettenti e forze di taglio significative, ed è necessario considerare la loro interazione. Nell'Eurocodice 8, il valore di e che caratterizza un meccanismo plasticizzato per taglio (link corti) è: $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$

Il valore di e che caratterizza un meccanismo plastico solo in flessione (link lunghi) è:

$$e > e_L = 3 M_{p,link} / V_{p,link}$$

Nella zona tra questi due valori e_s e e_L , i link si considerano 'intermedi', e si deve porre attenzione all'interazione tra taglio e flessione. Se per la tipologia della struttura i diagrammi del taglio e del momento flettente non sono simmetrici, si forma una sola cerniera plastica nel caso che il link sia lungo, tale che: $W_M = M_{p,link} \theta_p$. In questo caso, la lunghezza limite tra i link lunghi e quelli corti corrisponde a: $e = M_{p,link} / V_{p,link}$. Si osservi l'esempio di link verticale a taglio nella Figura 51.

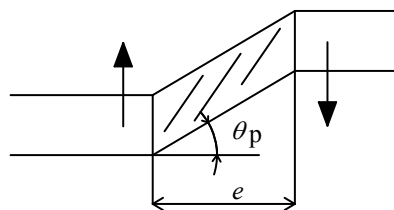
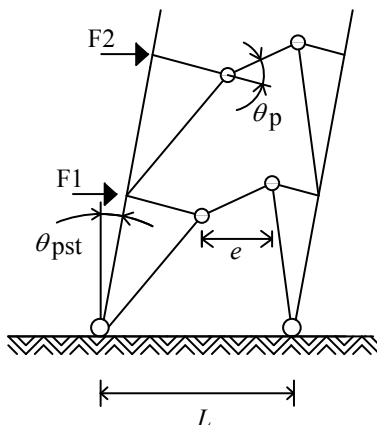
I criteri da rispettare per formare un meccanismo plastico globale sono simili nei telai con controventi eccentrici e concentrici, in quanto si ispirano ad un identico concetto. Vi deve essere una omogeneizzazione delle sovrarresistenze dei collegamenti dissipativi Ω_i lungo l'altezza della costruzione ($\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$). Il valore massimo di Ω_i non deve scostarsi da quello minimo di più del 25%. Ω è il valore minimo di Ω_i che assicura che la plasticizzazione si verifichi simultaneamente in più punti lungo l'altezza dell'edificio, e che si formi un meccanismo globale. Le travi, le colonne e i collegamenti sono progettati con criteri di 'capacity design' in funzione della resistenza reale dei link sismici. Ciò si ottiene quando si soddisfa:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

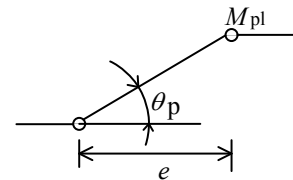
$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega E_{d,E}$$

Figura 52.

Energia W dissipata nei meccanismi plastici a) per taglio b) per flessione.



$$a) W_V = V_{p,link} \theta_p e$$



$$b) W_M = 2 M_{p,link} \theta_p$$

Scelta della tipologia di controvento eccentrico.

Esistono molti potenziali tipi di controventi eccentrici. La scelta tra link corti e lunghi è in parte determinata dalle seguenti considerazioni:

- i link corti forniscono una maggiore rigidità di quelli lunghi
- le deformazioni per taglio sono essenzialmente deformazioni in piano dell'anima delle sezioni, senza alcuna sensibile tendenza allo svergolamento torsionale laterale
- i link lunghi comportano che si verifichino forti effetti flettenti, con un potenziale di svergolamento torsionale laterale, che deve essere prevenuto per mezzo di forti vincoli laterali delle ali superiori e inferiori dei profili di acciaio.

La scelta tra le varie tipologie è influenzata da diversi fattori, tra cui le aperture richieste dall'architettura, e da considerazioni di natura strutturale:

- La distribuzione della resistenza lungo l'altezza dell'edificio deve seguire la distribuzione del taglio, in modo da ripartire la plasticizzazione lungo l'altezza della struttura.

- Se i link sismici sono nelle travi, anche se le sezioni delle travi sono determinate tramite verifiche di progetto diverse dalle verifiche allo stato limite ultimo in condizioni sismiche, l'esigenza di omogeneizzare i rapporti di sovrarresistenza Ω_i nelle zone dissipative può comportare un sensibile sovrarafforzamento delle travi, e di conseguenza di tutti gli altri elementi strutturali, in base al 'capacity design'. I telai con controventi eccentrici a V o a V rovesciata in cui le V hanno un'estremità orizzontale piana corrispondono a questa situazione.
- Un modo per superare questa penalizzazione consiste nello scegliere una tipologia di telaio che induca tutti i link sismici a plasticizzarsi simultaneamente, come quella della Figura 53.
- I link sismici verticali come quelli della Figura 51 possono essere progettati più facilmente come 'fusi duttili', perché il carico gravitazionale li sottopone sostanzialmente a forze assiali che non interagiscono in modo significativo con la loro resistenza alla flessione e/o al taglio.

I telai con controventi eccentrici sono stati concepiti originariamente per la dissipazione dell'energia attraverso i link sismici, non nei collegamenti a parziale ripristino di resistenza. Tuttavia possono fare uso di tali giunzioni.

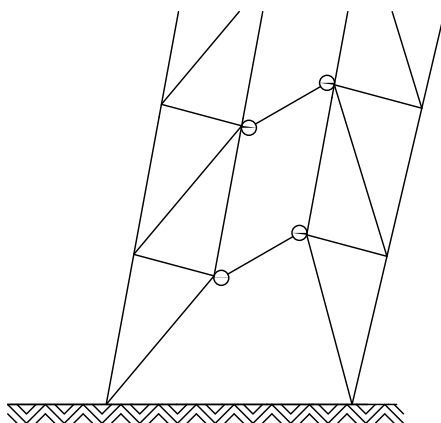


Figura 53.
Tipologia di controvento eccentrico in cui i collegamenti sismici si plasticizzano simultaneamente.

14. STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO.

Introduzione.

In che modo possono essere dissipativi gli elementi strutturali composti?

Una scelta di fondo nella progettazione di strutture dissipative composte: il grado di connessione.

Concetti progettuali e fattori di comportamento q nel contesto degli Eurocodici.

Materiali.

Rigidezza delle sezioni.

Resistenza plastica delle zone dissipative.

Duttilità nella flessione delle travi composte.

Regole di dettaglio costruttivo per i collegamenti composti nelle zone dissipative.

Influsso favorevole del rivestimento in calcestruzzo sulla duttilità locale.

Regole generali per la progettazione di elementi dissipativi e non dissipativi.

Ancoraggio e sovrapposizione delle barre di armatura.

Colonne composte completamente rivestite.

Membrature parzialmente rivestite.

Travi di acciaio in azione composta con la soletta. Larghezza efficace della soletta.

Introduzione.

Esistono numerose situazioni in cui è consigliabile l'uso della progettazione composta acciaio-calcestruzzo in edilizia. Oltre ai tipi 'classici' di strutture in acciaio, quali i telai momento-resistenti e i telai con controventi concentrici o eccentrici, le strutture composte possono essere:

- Pareti composte, di Tipo 1 e Tipo 2 come si vede nella Figura 54.
- Progetti misti con pareti o colonne in calcestruzzo e travi in acciaio o composte; Tipo 3 nella Figura 54.
- Pareti di taglio composte in lamiera, consistenti in una lastra di acciaio verticale continua lungo l'altezza dell'edificio, con elementi di bordo verticali in acciaio strutturale o composti e con rivestimento in calcestruzzo armato su una o su ambedue le facce della lastra stessa.

Le Sezioni da 14 a 17 trattano i principali aspetti della progettazione di strutture composte in funzione antisismica. Per informazioni più dettagliate, il lettore può fare riferimento a [1] [2][13][17]. La Sezione 14 considera gli aspetti generali delle strutture composte in acciaio-calcestruzzo, mentre le Sezioni da 15 a 17 affrontano le peculiarità dei vari tipi strutturali, per esempio i telai momento-resistenti, i telai controventati, le pareti composte in acciaio-calcestruzzo e i sistemi composti con pareti.

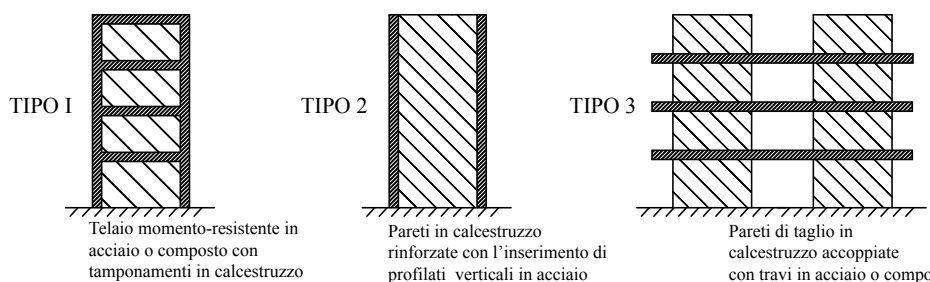


Figura 54 .

Pareti composte (Tipo 1 e 2).
Pareti composte o in calcestruzzo accoppiate con travi in acciaio o composte (Tipo 3).

In che modo possono essere dissipativi gli elementi strutturali composti?

Le travi, i pilastri o le connessioni composte sono costituiti di due materiali: acciaio e calcestruzzo. L'acciaio è un materiale duttile e, quando la sua qualità viene correttamente selezionata, presenta un allungamento a rottura superiore al 15% (vale a dire 150×10^{-3}) e una duttilità $\epsilon_{y, max} / \epsilon_y$ superiore a 15. Il calcestruzzo è caratterizzato da una scarsissima capacità di deformazione ϵ_{cu2} a rottura, dell'ordine di $3,5 \times 10^{-3}$. La deformazione a rottura ϵ_{cu2} è in effetti solo circa due volte la deformazione massima ϵ_{c2} del calcestruzzo nel campo elastico, dunque la duttilità del materiale è circa 2. Chiaramente molto meno del valore 15 che si può ottenere con l'acciaio strutturale. ϵ_{cu2} può essere aumentata di un fattore da 2 a 4 se il calcestruzzo è ben confinato con rinforzi trasversali, anche se l'incremento vale solo per la sezione di calcestruzzo situata entro le barre di confinamento.

La duttilità necessaria negli elementi strutturali composti o nei collegamenti composti si ottiene, come nel cemento armato, dettagliando il progetto in modo tale che l'acciaio si plasticizzi mentre il calcestruzzo rimane elastico. In questo modo nel corso dell'evento sismico si mantiene l'integrità del calcestruzzo, e si ottiene la dissipazione energetica grazie alla plasticizzazione delle sezioni di acciaio e/o delle armature.

Una scelta di fondo nella progettazione di strutture dissipative composte: il grado di connessione.

Le strutture composte dissipative hanno bisogno di zone dissipative efficaci. Vi sono due alternative progettuali:

1. realizzare elementi/collegamenti composti duttili in aderenza a determinate condizioni specifiche
2. oppure basarsi solo sulle sezioni in acciaio e ignorare il contributo del calcestruzzo alla resistenza delle zone dissipative.

La seconda alternativa può facilitare l'analisi e l'esecuzione; ma, se il modello analitico deve rappresentare in modo corretto il comportamento della struttura reale, allora quest'ultima deve presentare un'effettiva non connessione del calcestruzzo con l'acciaio nelle potenziali zone dissipative. Nella progettazione sismica la corrispondenza tra modello e realtà è indispensabile, perché una sottostima della resistenza e della rigidezza non sarebbe un'approssimazione accettabile. Se il modello di analisi sottostima la rigidezza, allora predice effetti minori di azione sismica, in base al ramo discendente dello spettro di risposta. Sottostimare la resistenza vuol dire che il dimensionamento secondo il "capacity design" degli elementi può essere sbagliato, con una sottostima delle sezioni necessarie in adiacenza delle zone dissipative, ed il rischio di creare fenomeni di plasticizzazione nei punti sbagliati.

Concetti progettuali e fattori di comportamento q nel contesto degli Eurocodici.

Le costruzioni composte sismo-resistenti possono essere progettate in base ad uno dei seguenti concetti:

- Concetto a): comportamento strutturale a bassa dissipazione con riferimento solo all'Eurocodice 4 (progettazione statica) per l'analisi e la progettazione.
- Concetto b): comportamento strutturale dissipativo con zone dissipative composte con riferimento all'Eurocodice 4 e all'Eurocodice 8 per l'analisi strutturale e la progettazione.
- Concetto c): comportamento strutturale dissipativo con zone dissipative in acciaio con riferimento agli Eurocodici 3, 4 e 8 per l'analisi strutturale e la progettazione.

I concetti di progettazione sono collegati alle classi di duttilità strutturale e ai fattori q come evidenziato in Tabella 11.

I fattori di comportamento q corrispondenti alle diverse tipologie strutturali sono forniti dalla Tabella 12. Le tipologie strutturali simili alle strutture in puro acciaio presentano gli stessi fattori di comportamento. Le strutture che appartengono alle classi di duttilità DCM o DCH devono uniformarsi a determinati requisiti riguardanti le sezioni in acciaio, i collegamenti e i dettagli costruttivi.

Tabella 11.

Concetti progettuali, classi di duttilità strutturale e limite superiore dei valori di riferimento del fattore di comportamento q

Concetto progettuale	Classe di duttilità strutturale.	Campo dei valori di riferimento del fattore di comportamento q
Concetto a) Comportamento strutturale scarsamente dissipativo	DCL	$q \leq 1,5$ (2*)
Concetto b) o c) Comportamento strutturale mediamente o altamente dissipativo	DCM	$q \leq 4$ + Limiti di Tabella 12
	DCH	Limiti di Tabella 12

* l'Appendice Nazionale può ammettere $q = 2$ nella classe DCL.

Tabella 12.

Limite superiore dei valori di riferimento del fattore di comportamento q per sistemi regolari in elevazione

TIPO DI STRUTTURA	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
Telai momento-resistenti Telai con controventi concentrici o eccentrici. Pendolo inverso	Come per le strutture in acciaio Vedi Tabella 3.	
Sistemi strutturali composti Valore di default: $\alpha_c/\alpha_s = 1,1$		
Pareti composte (Tipo 1 e 2).	$3 \alpha_c/\alpha_s$	$4 \alpha_c/\alpha_s$
Pareti composte o in calcestruzzo accoppiate con travi in acciaio o composte (Tipo 3).	$3 \alpha_c/\alpha_s$	$4,5 \alpha_c/\alpha_s$
Pareti di taglio composte in lamiera di acciaio. Valore di default: $\alpha_c/\alpha_s = 1,2$	$3 \alpha_c/\alpha_s$	$4 \alpha_c/\alpha_s$

Materiali.

Le classi di calcestruzzo inferiori a C20/25 o superiori a C40/50 non sono ammesse. L'acciaio da armatura, le barre e le reti saldate che si considera contribuiscano alla resistenza plastica delle zone dissipative devono soddisfare particolari requisiti rispetto al rapporto f_u/f_y e all'allungamento disponibile; si tratta dei requisiti dell'acciaio Classe B o C (EN1992-1-1:2004, Tabella C.1) nella classe DCM, e di quelli dell'acciaio Classe C nella Classe DCH. Tali requisiti sono richiamati nella Tabella 13. Inoltre, nella classe DCH il valore caratteristico superiore (frattile 95%) della resistenza reale allo snervamento, $f_{yk,0,95}$, non deve superare il valore nominale di più del 25%. Eccezion fatta per le staffe chiuse o le "legature", come acciaio di armatura sono permesse solo le barre nervate. Nelle solette che formano le flange delle travi composte, è possibile usare nelle zone dissipative una rete saldata non conforme ai requisiti di duttilità, a condizione che vi siano barre di armatura duttili a duplicare la rete. Tale duplicazione è necessaria perché, nei telai momento-resistenti sottoposti ad azione sismica, una resistenza efficace a momento plastico negativo a livello del collegamento

presuppone la presenza di un'armatura duttile, mentre la resistenza plastica a momento della trave utilizzata nel dimensionamento delle colonne con il capacity design prende in considerazione tutti gli apporti dell'armatura, che siano duttili o meno. Quando vi è una duplicazione dell'armatura non duttile, il capacity design delle colonne conduce quindi ad una loro sovraprogettazione, perché ragioni di sicurezza impongono di considerare sia le armature duttili sia quelle non duttili nella resistenza di riferimento del capacity design. In pratica, una soluzione economica si ottiene utilizzando una rete saldata duttile oppure evitando la continuità delle armature non duttili nelle zone dissipative. Ciò si può realizzare con l'uso di barre di armatura duttili standard in queste zone, e posizionando la sovrapposizione tra barre di rinforzo duttili e non duttili a distanza dalle zone dissipative.

Tabella 13.
Proprietà delle armature.

Tipo di prodotto	Barre e tondi sbobinati. Tele metalliche	
	B	C
Classe	B	C
Resistenza allo snervamento caratteristica f_{yk} o $f_{0,2k}$ (MPa)	400 - 600	
Valore minimo di $k = (f_t / f_y)_k$	$k \geq 1,08$	$1,15 \leq k < 1,35$
Deformazione caratteristica a sforzo massimo (%)	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Rigidezza delle sezioni.

La rigidezza delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è in compressione deve essere calcolata per mezzo di un rapporto di omogeneizzazione

$$n = E_a / E_{cm} = 7$$

Per le travi composte che incorporano una flangia in calcestruzzo, il momento di inerzia della sezione, denominato I_1 (soletta compressa) o I_2 (soletta tesa), deve essere calcolato tenendo conto della larghezza efficace della soletta come definita nella Tabella 16.

La rigidezza delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è teso deve essere calcolata sull'assunto che il calcestruzzo sia fessurato e che solo le parti in acciaio della sezione siano strutturali. La struttura deve essere analizzata tenendo conto della presenza di calcestruzzo compresso in certe zone e di calcestruzzo teso in altre, oppure utilizzando il valore medio di I o EI di cui alla Sezione 15.

Resistenza plastica delle zone dissipative.

Nella progettazione di strutture composte acciaio-calcestruzzo si considerano due diverse resistenze plastiche delle zone dissipative:

- la resistenza plastica di limite inferiore (indice: pl, Rd) delle zone dissipative è quella presa in considerazione nelle verifiche di progetto concernenti le sezioni degli elementi dissipativi, per esempio

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

Questa resistenza si calcola tenendo in conto il calcestruzzo e solo le componenti in acciaio della sezione che sono duttili.

- la resistenza plastica di limite superiore (indice: Ul, Rd) delle zone dissipative è quella presa in considerazione nel capacity design degli elementi adiacenti alle zone dissipative. Questa resistenza si determina considerando il calcestruzzo e tutti i componenti in acciaio presenti nella sezione, compresi quelli che non sono necessariamente duttili, come ad esempio le reti saldate.

Duttilità in flessione delle travi di acciaio in azione composta con la soletta.

Il concetto generale utilizzato per definire la condizione di duttilità delle sezioni composte è esattamente lo stesso che si applica alle sezioni di cemento armato. Il diagramma delle deformazioni deve indicare che lo sforzo nell'acciaio raggiunge il livello di snervamento ε_y , mentre la deformazione sul calcestruzzo è ancora al di sotto di ε_{cu2} (la deformazione ultima del calcestruzzo in compressione). Ciò si può tradurre in una condizione geometrica sulla posizione dell'asse neutro (Figura 55). Il rapporto x/d tra la distanza x della fibra superiore di calcestruzzo compresso e l'asse neutro plastico,

e la profondità d della sezione composta deve soddisfare la seguente condizione:

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a)$$

in cui ε_{cu2} è la deformazione ultima a compressione sul calcestruzzo e ε_a è la deformazione totale nell'acciaio allo stato limite ultimo.

La Tabella 14 indica i limiti di x/d delle sezioni per cui la condizione è soddisfatta.

Si osservi che una trave composta (con flangia in cemento armato) ha una duttilità ridotta rispetto ad una semplice sezione in acciaio. Ciò è dovuto al fatto che l'asse neutro si alza verso la parte superiore della sezione (è generalmente localizzato nella flangia di

acciaio), e le deformazioni $\varepsilon_{s,composta}$ nella flangia inferiore della sezione di acciaio sono aumentate rispetto alle deformazioni $\varepsilon_{s,acciaio}$ sviluppate, per la stessa rotazione, in una sezione di acciaio simmetrica (Figura 55). Queste maggiori deformazioni portano ad un più rapido degrado della resistenza a causa del buckling, e riducono quindi la duttilità delle sezioni. Al fine di ottenere in ogni caso una duttilità sufficiente, i limiti imposti al valore della snellezza di parete c/t dell'anima sono più restrittivi per le anime totalmente compresse (come ad esempio nelle travi composte con soletta) rispetto a quanto siano per le anime in flessione (come nelle sezioni di acciaio simmetriche della Figura 55). I valori limiti imposti a c/t sono definiti nell'Eurocodice 3 (EN1993-1-1 : 2004, Tabella 5.2). I valori limite per la snellezza di parete c/t_f per le flange rimangono inalterati.

Figura 55.

Deformazioni ottenute con la stessa rotazione θ in una trave di acciaio simmetrica e in una trave composta realizzata con lo stesso profilo di acciaio.

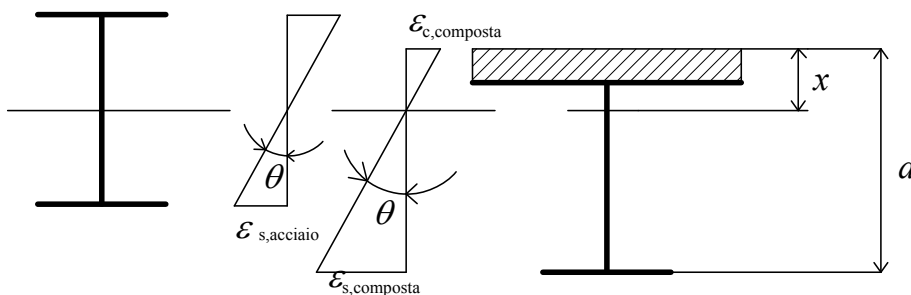


Tabella 14.

Valori limite di x/d per la duttilità delle travi composte (con soletta)

Classe di duttilità.	q	f_y (N/mm ²)	limite superiore x/d
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

Regole di dettaglio costruttivo per i collegamenti composti nelle zone dissipative.

La progettazione locale delle barre di armatura utilizzate nella regione dei nodi deve essere giustificata attraverso dei modelli di equilibrio. L'Appendice C dell'Eurocodice 8 fornisce informazioni esaustive circa la progettazione dei rinforzi sismici nelle solette (vedi Sezione 15). Quando i pannelli d'anima dei raccordi trave/colonna sono completamente rivestiti, la resistenza della zona di pannello si può calcolare come la somma dei contributi provenienti dal calcestruzzo e dal pannello di taglio in acciaio, a condizione che il rapporto di sezione h_b/b_p della zona di pannello soddisfi le condizioni:

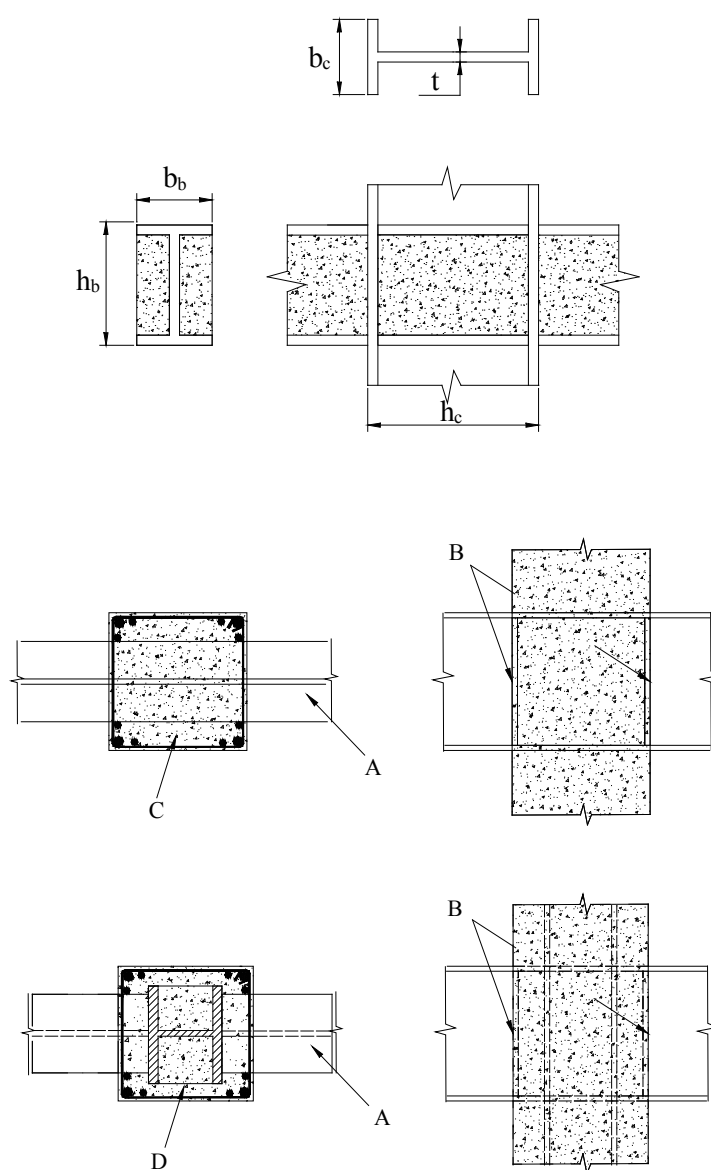
- $0,6 < h_b/h_c < 1,4$
- $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$

$V_{wp,Ed}$ è la forza di taglio di progetto nel pannello d'anima per effetto dell'azione sismica, tenendo conto della resistenza plastica delle zone adiacenti composte dissipative nelle travi o nei collegamenti.

$V_{wp,Rd}$ è la resistenza al taglio del pannello d'anima composto acciaio-calcestruzzo in conformità con l'Eurocodice 4. Le dimensioni h_b e h_c sono definite nella Figura 56. Per i pannelli d'anima parzialmente rivestiti irrigiditi, è ammessa una valutazione simile se vi sono degli ancoraggi diritti del tipo mostrato nella Figura 57 con una spaziatura massima $s_1 = c$. Questi link devono essere orientati perpendicolarmente al lato lungo del pannello d'anima della colonna, e non si richiede alcun altro rinforzo del pannello. I link non sono necessari se $h_b/b_p < 1,2$ e $h_d/b_c < 1,2$. Figura 57.

Figura 56.

Collegamenti composti trave-colonna.



- A trave di acciaio
- B piastre di appoggio
- C colonna di calcestruzzo armato
- D colonna composta rivestita

Quando una trave dissipativa in acciaio o composta si collega ad una colonna in cemento armato (vedi Figura 56), è necessario realizzare il trasferimento del momento flettente e del taglio presenti all'estremità della trave nella colonna, il che si ottiene con una coppia di forze di reazione verticali nel calcestruzzo, in modo simile a quello indicato nel caso di una trave collegata ad una parete nella Figura 68. Per mantenere l'integrità della colonna, si devono verificare:

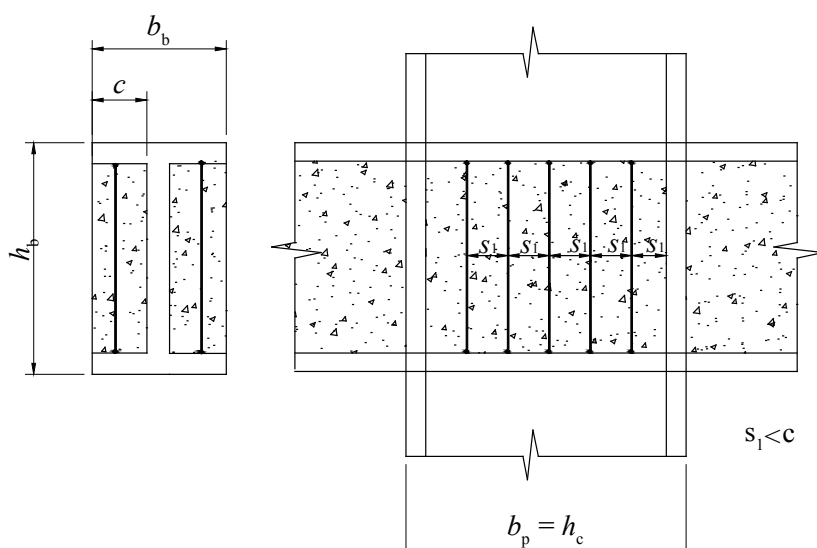
- la capacità della colonna di contrastare tali forze localmente senza rotture, il che richiede un rinforzo di confinamento (trasversale)
- la capacità della colonna di resistere localmente alla tensione generata dalle suddette forze verticali, il che richiede dei rinforzi verticali.

In effetti, per via dell'inversione di segno del momento plastico all'estremità della trave, la reazione è diretta alternativamente verso l'alto e verso il basso, a seconda del movimento del telaio: questo fatto può mettere la colonna in tensione. Per questa ragione, una regola dell'Eurocodice 8 prescrive di inserire nella colonna, in prossimità dei rinforzi della trave o delle 'piastre di testa' adiacenti alla cerniera

plastica della trave, dei rinforzi verticali con una forza assiale di progetto pari alla resistenza a taglio della trave accoppiata. E' ammesso considerare in parte o in tutto le barre di rinforzo presenti nella colonna per altre ragioni come costituenti, in parte o in tutto, i rinforzi che sono per quanto detto prescritti. Queste barre di armatura verticali devono essere confinate dai rinforzi trasversali. Per assicurare un buon comportamento della trave accoppiata in acciaio e del calcestruzzo a livello del supporto, le piastre di appoggio prima menzionate devono essere posizionate nel piano esterno del calcestruzzo. Figura 56 .

Quando una trave dissipativa in acciaio o composta si collega ad una colonna composta totalmente rivestita (vedi Figura 56), il nodo può essere progettato come collegamento trave/columna in acciaio oppure come collegamento trave/columna composta. Nel secondo caso, i rinforzi verticali della colonna si possono calcolare o come spiegato in precedenza, o distribuendo la resistenza a taglio della trave tra la sezione di acciaio della colonna e l'armatura di rinforzo della stessa. E' necessaria in ogni modo la presenza di piastre di appoggio e di rinforzi trasversali.

Figura 57.
Confinamento del pannello d'anima composto.



Influsso favorevole del rivestimento in calcestruzzo sulla duttilità locale.

Il calcestruzzo, usato per rivestire una sezione di acciaio o posizionato tra le sue flange, serve a prevenire l'instabilità locale verso l'interno delle pareti/flange di acciaio, e quindi riduce il deterioramento della resistenza dovuto al buckling. Per questa ragione alcuni limiti posti alla snellezza di parete delle sezioni composte sono più elevati di quelli relativi alle sezioni di puro acciaio. I limiti possono essere aumentati di una proporzione fino al 50%, se i seguenti dettagli vengono posti con una determinata regolarità:

- cerchiaggi di confinamento, per le sezioni totalmente rivestite
- barre aggiuntive saldate all'interno delle flange, per le sezioni parzialmente rivestite, come indicato in Figura 58a

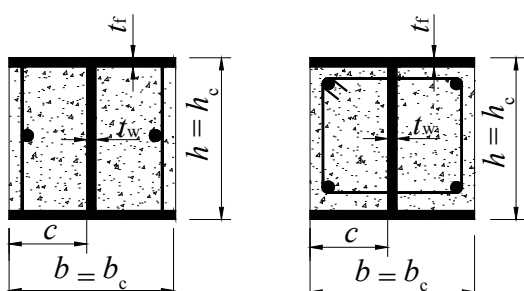
La Tabella 15 presenta i valori ammissibili di snellezza di parete per le sezioni ad H o I in compressione. L'ancoraggio del calcestruzzo all'anima fa riferimento a dettagli progettuali definiti nell'Eurocodice 4: il calcestruzzo è connesso all'anima in acciaio della sezione tramite staffe saldate all'anima (vedi Figura 58b) oppure per mezzo di barre di almeno 6 mm di diametro inserite attraverso dei fori, e/o di connettori di almeno 10 mm di diametro saldati all'anima. Ulteriori indicazioni sull'uso aggiuntivo di 'cerchiaggi' e 'connettori' si trovano sotto le voci 'colonne composte totalmente rivestite' e 'membrature parzialmente rivestite'.

Tabella 15:

Limiti della snellezza di parete per sezioni ad H e I in acciaio e rivestite, per diversi dettagli progettuali e fattori di comportamento q .

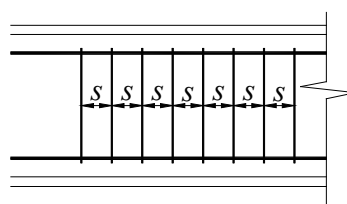
Classe di duttilità della struttura	DCM		DCH
Valore di riferimento del fattore di comportamento q	$1,5 < q \leq 2$	$2 < q \leq 4$	$q > 4$
FLANGIA: limiti larghezza netta c/t_f			
Riferimento: Sezione a H o I in solo acciaio EN1993-1-1:2004 Tabella 5.2	14 ε	10 ε	9 ε
FLANGIA: limiti larghezza netta c/t_f Sezione a H o I, parzialmente rivestita, con connessione del calcestruzzo all'anima come in Figura 57 b) o mediante connettori saldati. EN1994-1-1:2004 Tabella 5.2	20 ε	14 ε	9 ε
FLANGIA: limiti larghezza netta c/t_f Sezione a H o I, parzialmente rivestita, + link (barre) come in Figura 57 a) posti con $s/c \leq 0,5$ EN1998-1-1:2004	30 ε	21 ε	13,5 ε
FLANGIA: limiti larghezza netta c/t_f Sezione a H o I, completamente rivestita + cerchiaggi posti con $s/c \leq 0,5$ EN1998-1-1:2004	30 ε	21 ε	13,5 ε
ANIMA: limite altezza/spessore c_w/t_w $c_w/t_w = h - 2t_f$ Riferimento: Sezione a H o I in solo acciaio, anima totalmente compressa EN1993-1-1:2004 Tabella 5.2	42 ε	38 ε	33 ε
ANIMA: limite altezza/spessore c_w/t_w Sezione a H o I, anima totalmente compressa, sezione parzialmente rivestita con collegamento del calcestruzzo all'anima o completamente rivestita con cerchiaggi. EN1993-1-1:2004 Tabella 5.2, EN1994-1-1, cl.5.5.3(3)	38 ε	38 ε	33 ε

nota: $\varepsilon = (f_y/235)^{0.5}$ con f_y in MPa



a)

b)



c)

Figura 58.
Sezioni parzialmente rivestite.

- Link (barre) aggiuntivi saldati alle flange.
- Calcestruzzo legato all'anima della sezione di acciaio tramite staffe saldate.
- Passo s delle staffe.

Regole generali per la progettazione di elementi dissipativi e non dissipativi.

La struttura antisismica è progettata in modo da realizzare un meccanismo plastico globale con zone dissipative locali. Il meccanismo individua le membrature dove si trovano le zone dissipative, e quindi, indirettamente, quelle dove tali zone sono assenti. Le colonne possono essere progettate in modo da essere dissipative nelle regioni dove, secondo il comportamento strutturale globale, si verificheranno le deformazioni plastiche, per esempio, nelle strutture a telaio resistente:

- alla base di tutti i tipi di colonna al piano terra
- alla sommità delle colonne del piano superiore

A queste zone si applicano regole specifiche, così come ad altre regioni delle colonne dove esistono elementi di incertezza, per esempio alla sommità e al fondo di ogni piano in presenza di colonne completamente rivestite (sono le 'zone critiche' delle strutture in cemento armato). In tali 'zone critiche', barre di confinamento sono necessarie sia per le colonne dissipative che per quelle non dissipative. Nella progettazione di ambedue i tipi di colonna composta, la resistenza in flessione della sezione di acciaio può considerarsi o a sé stante, o combinata con la resistenza della sezione in calcestruzzo.

Anche nel presupposto che il rivestimento o il tamponamento in calcestruzzo contribuiscano alla resistenza assiale e/o flessionale di una colonna non dissipativa, è pur sempre necessario applicare le regole di progettazione per le colonne dissipative volte ad assicurare il completo trasferimento del taglio tra la parte in calcestruzzo e la parte in acciaio della sezione. Tuttavia, a causa del carattere ciclico dell'azione sismica, è necessario considerare resistenze di progetto al taglio ridotte, per garantire un'efficace trasmissione di forze, che si ottiene dividendo per 2 le resistenze al taglio indicate dall'Eurocodice 4.

Quando, ai fini del capacity design, si impiega l'intera resistenza composta di una colonna, è necessario assicurare il completo trasferimento del taglio tra la parte in acciaio e quella in calcestruzzo armato. Se tramite aderenza e attrito non si ottiene un trasferimento di taglio sufficiente, si devono utilizzare connettori a taglio che garantiscano la totalità dell'azione composta. Nelle membrature non dissipative con carico assiale, si deve realizzare un trasferimento di taglio sufficiente ad assicurare che le parti in acciaio e in calcestruzzo condividano i carichi applicati alla colonna a livello dei collegamenti con le travi e i controventi.

Nella progettazione delle colonne composte non dissipative, la resistenza a taglio della sezione in acciaio può considerarsi o a sé stante, o combinata con la resistenza a taglio della sezione in calcestruzzo. In questo secondo caso deve essere determinata in base all'Eurocodice 4. Nelle membrature dissipative, la resistenza a taglio deve determinarsi solo in base alla sezione di acciaio, a meno che particolari dettagli siano previsti per mobilitare la resistenza al taglio del rivestimento in calcestruzzo.

Per le colonne completamente rivestite, che si suppone agiscano in modo composto, le dimensioni trasversali minime b e h non devono essere inferiori a 250 mm.

Ancoraggio e sovrapposizione delle barre di armatura.

I requisiti seguenti valgono per le barre di armatura utilizzate nelle strutture antisismiche sia in cemento armato sia composte. Per i cerchiaggi utilizzati come rinforzo trasversale nelle travi, nelle colonne o nelle pareti, si devono usare staffe chiuse con ganci a 135° ed estensione $10d_{bw}$ in lunghezza, essendo d_{bw} il diametro del rinforzo trasversale. Figura 59. Nelle strutture di classe DCH, la lunghezza di ancoraggio delle armature longitudinali di trave o di colonna ancorate nei nodi trave-colonna deve essere misurata a partire da un punto della barra ad una distanza $5d_{bL}$ all'interno della faccia del nodo, per tenere conto della penetrazione della zona snervata a seguito delle deformazioni cicliche post-elastiche. d_{bL} è il diametro dell'armatura longitudinale. Quando si calcola la lunghezza di ancoraggio o di sovrapposizione delle armature della colonna che contribuiscono alla resistenza flessionale degli elementi nelle regioni critiche, si deve assumere che il rapporto tra l'area di rinforzo richiesta e l'area effettiva $A_{s,req}/A_{s,prov}$ sia 1,0. Se, nella situazione di progetto sismico, la forza assiale in una colonna è di trazione, la lunghezza degli ancoraggi dovrà essere aumentata di una proporzione fino al 50% in più rispetto a quanto specificato nell'Eurocodice 2.

Colonne composte completamente rivestite.

Nelle strutture dissipative vi sono regioni critiche ad ambedue le estremità delle 'lunghezze nette' delle colonne nei telai momento-resistenti, e nei tratti di colonna adiacenti ai link nei telai con controventi eccentrici. La lunghezza l_{cr} (in metri) di queste regioni critiche è:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45m\}$$

per la classe di duttilità M

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6m\}$$

per la classe di duttilità H

Dove h_c è la dimensione trasversale maggiore della colonna – Figura 59 – e l_{cl} è la 'lunghezza netta' della colonna.

Per soddisfare la richiesta di rotazione plastica e per compensare la perdita di resistenza dovuta all'espulsione (spalling) del calcestruzzo di rivestimento, entro le regioni critiche è necessario rispettare la seguente espressione:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\nu_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_s f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd})$$

In cui ω_{wd} è il rapporto meccanico volumetrico dei cerchi di confinamento entro le regioni critiche, definito come:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume dei cerchi di confinamento}}{\text{volume del nucleo del calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_{ϕ} è il valore richiesto per il fattore di curvatura della duttilità; $\varepsilon_{sy,d}$ è il valore di progetto della deformazione dell'acciaio teso allo snervamento; h_c è l'altezza lorda della sezione trasversale (parallela alla direzione nel piano in cui si applica μ_{ϕ}); h_o è l'altezza del nucleo confinato (rispetto alla mezzzeria dei cerchiaggi); b_c è la larghezza lorda della sezione trasversale; b_o è la larghezza del nucleo confinato (rispetto alla mezzzeria dei cerchiaggi). I simboli h_o , h_c , b_o , b_c sono definiti nella Figura 59. A_c è l'area della sezione di calcestruzzo; A_s è l'area delle armature longitudinali; A_g è l'area del profilo di acciaio; f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo; f_{yd} è la resistenza a snervamento di progetto del profilo; f_{ys} è la resistenza allo snervamento di progetto delle barre di armatura; α è il fattore di efficacia del confinamento, che è pari a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ con:

Per le sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6b_o h_o$$

$$\alpha_s = (1 - s^n / 2b_o)(1 - s / 2h_o)$$

n è il numero totale delle barre longitudinali confinate lateralmente da cerchiaggi o barre di ancoraggio, e b_i è la distanza tra barre consecutive confinate.

Il distanziamento s tra i cerchi di confinamento nelle regioni critiche non deve superare $s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bl})$ mm per la classe di duttilità DCM

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bl}) \text{ mm}$$

per la classe di duttilità DCH

La spaziatura dei cerchi di confinamento nella parte inferiore del piano più basso per la

classe di duttilità DCH non deve superare:

$$s = \min(b_o/2, 150, 6 d_{bl})$$

dove d_{bl} è il diametro minimo delle armature longitudinali.

Il diametro dei cerchi

d_{bw} deve essere almeno

$$d_{bw} = 6 \text{ mm per la classe di duttilità DCM}$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bl,max} [f_{ydl}/f_{ydw}]^{0,5}, 6)$$

mm per la classe di duttilità DCH

$d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre di armatura longitudinali. f_{ydl} e f_{ydw} rispettivamente, la resistenza allo snervamento di progetto dell'armatura longitudinale e trasversale.

Nelle regioni critiche, la distanza tra barre longitudinali consecutive vincolate da cerchiaggi o ancoraggi non deve superare i 250 mm per la classe di duttilità DCM, o i 200 mm per la classe di duttilità DCH.

Nei due piani più bassi di un edificio, armature di confinamento in conformità alle indicazioni di cui sopra devono essere presenti al di là delle regioni critiche, per una lunghezza aggiuntiva pari a metà della lunghezza delle regioni critiche.

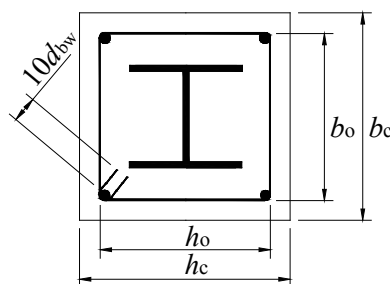
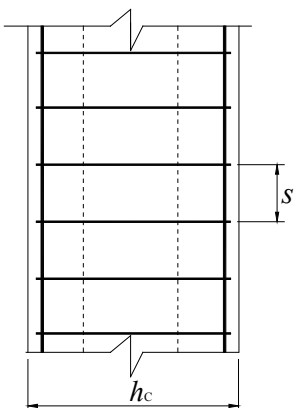
Il diametro d_{bw} dei cerchiaggi di confinamento usati per prevenire l'instabilità della flangia non deve essere inferiore a

$$d_{bw} = [(b \cdot t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5}$$

dove b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia e f_{ydf} e f_{ydw} sono le forze di snervamento di progetto della flangia e dell'armatura.

Figura 59.

Definizione dei simboli per le colonne composte completamente rivestite.



Membrature parzialmente rivestite.

Nelle zone in cui l'energia viene dissipata tramite flessione plastica di una sezione composta, la spaziatura longitudinale dei rinforzi trasversali deve soddisfare:

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bl}) \text{ mm}$$

per la classe di duttilità DCM

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bl}) \text{ mm}$$

per la classe di duttilità DCH

su una lunghezza pari almeno a:

- l_{cr} per le zone dissipative all'estremità di una membratura
- $2l_{cr}$ per le zone dissipative entro una membratura.

Come precedentemente spiegato, i link dritti saldati all'interno delle flange come presentati in Figura 58a), in aggiunta al rinforzo prescritto dall'Eurocodice 4, possono ritardare il buckling locale nelle zone dissipative.

Il diametro d_{bw} del link dritto aggiuntivo deve essere di almeno 6 mm o

$$d_{bw} = \left[(b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5}$$

dove b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia e f_{ydf} e f_{ydw} sono le resistenze allo snervamento di progetto della flangia e dell'armatura.

I link dritti aggiuntivi devono essere saldati alle flange ad ambedue le estremità, e la capacità delle saldature non deve essere inferiore alla resistenza plastica in trazione dei connettori. Per questi connettori si deve prevedere un ricoprimento netto di calcestruzzo tra i 20 e 40 mm.

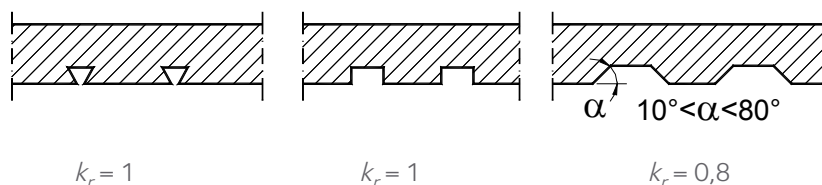
La progettazione delle membrature parzialmente rivestite, in cui si assume che solo la sezione in acciaio contribuisca alla resistenza, può essere eseguita come quella delle strutture in acciaio, anche se il 'capacity design' porta a considerare l'intera sezione composta come precedentemente spiegato.

Travi di acciaio in azione composta con la soletta.

Le travi concepite per funzionare come elementi composti nelle zone dissipative di una struttura sismo-resistente possono essere previste per una connessione a taglio completa o parziale, tuttavia il grado minimo di connessione η (definito dall'Eurocodice 4) non deve essere inferiore a 0,8 e la resistenza totale dei connettori a taglio entro una regione di momento flettente negativo non deve essere inferiore alla resistenza plastica dell'armatura. A causa del carattere ciclico dell'azione sismica, che può causare un deterioramento del calcestruzzo attorno ai connettori o una flessione eccessiva dei connettori stessi, è necessario considerare una resistenza di progetto ridotta per i connettori nelle zone dissipative. Tale resistenza ridotta è quella dell'Eurocodice 4 moltiplicata per un fattore di 0,75. Quando si usano connettori non duttili è necessaria una connessione a taglio completa. Lo spessore minimo del calcestruzzo gettato in loco, assunto nella progettazione come diaframma strutturale, è di 70 mm.

Quando si usa una lamiera di acciaio profilata con nervature trasversali alla trave di supporto, e l'ondulazione della lamiera è caratterizzata da un angolo α , come definito nella Figura 60, tra 10° e 80° , il calcestruzzo tende ad essere spinto verso l'alto dalla forza di taglio, con un effetto addizionale sulla testa dei connettori e la possibilità di generare una rottura fragile del calcestruzzo attorno ai connettori stessi. Per evitare questo tipo di danno, l'Eurocodice 8 prescrive che il fattore di riduzione k_r per la resistenza a taglio di progetto dei connettori data dall'Eurocodice 4 sia ulteriormente ridotta di un fattore k_r , legato all'efficienza della forma della nervatura (vedi Figura 60).

Figura 60.
Valori del fattore k_r di efficienza della forma della nervatura.



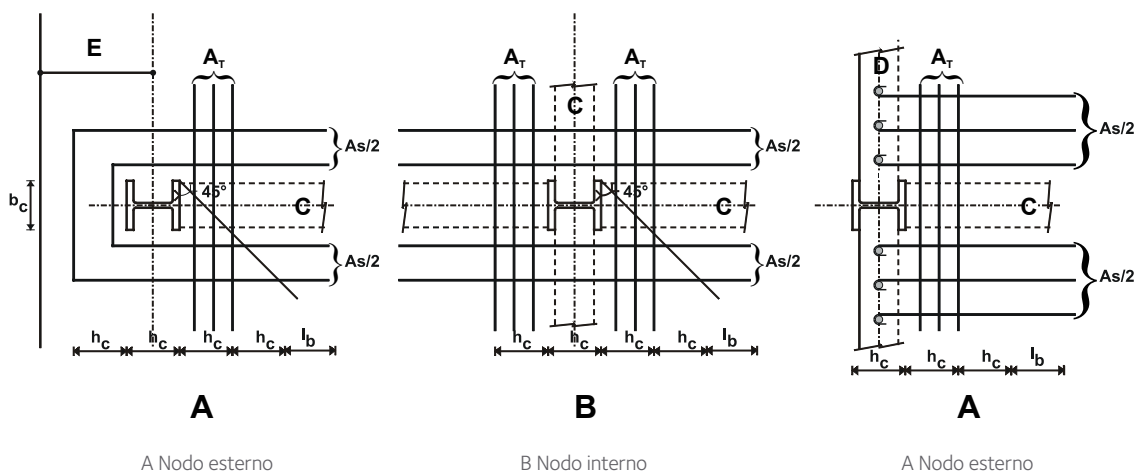
La duttilità delle cerniere plastiche si ottiene progettando la sezione in modo tale che il rapporto x/d sia limitato ai valori indicati nella Tabella 14.

Nelle zone dissipative delle travi, in prossimità dei collegamenti si devono posizionare delle 'barre di armatura sismiche' (vedi Figura 61), come specifico rinforzo duttile di acciaio della soletta. Indicazioni progettuali dettagliate sono fornite nell'Appendice C dell'Eurocodice 8 [1][17].

Larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace totale b_{eff} della flangia di calcestruzzo associata a ciascuna trave in acciaio deve essere misurata come somma delle larghezze efficaci parziali b_{e1} e b_{e2} sui due lati della mezzera dell'anima in acciaio (Figura 62). La larghezza efficace parziale su ciascun lato deve essere misurata come b_e data in Tabella 16, ma non superiore alle larghezze fisiche disponibili b_1 e b_2 .

La larghezza disponibile b di ciascuna porzione deve essere misurata come metà della distanza tra l'anima della trave considerata e l'anima adiacente; solo in presenza di un bordo libero, la larghezza effettiva è la distanza tra l'anima e il bordo libero.



C Trave di acciaio D Trave di acciaio di facciata
E Soletta a sbalzo in calcestruzzo armato

Figura 62.
Definizione delle larghezze efficaci
 b_{e1} , b_{e2} e b_{eff}

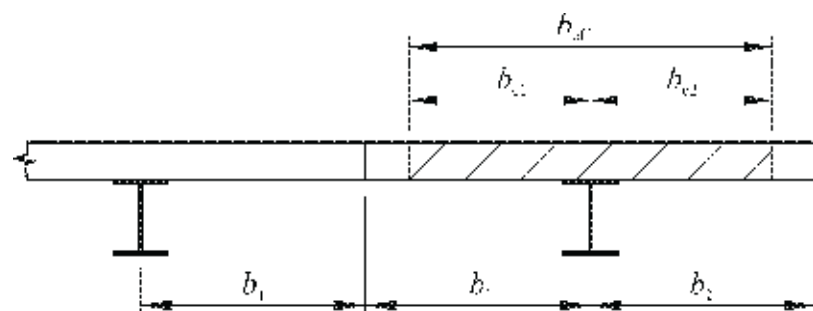


Figura 61.
Disposizione delle
'armature sismiche'

Le larghezze efficaci parziali b_e della soletta da usare nella determinazione delle proprietà elastiche e plastiche della trave composta (sezione a T comprendente una trave di acciaio connessa ad una soletta che forma una flangia in calcestruzzo) sono definite nelle Tabelle 16 e 17 e nelle Figure 62 e 63. Tali valori delle larghezze efficaci parziali b_e sono validi per le travi posizionate come indicato per le travi C nella Figura 63, e a condizione che la progettazione dell'armatura della soletta e della connessione della soletta alla trave di acciaio e alla colonna sia conforme all'Appendice C dell'Eurocodice 8. Nella Tabella 16, i momenti che inducono compressione della soletta sono considerati positivi, e quelli che inducono trazione nella soletta sono considerati negativi.

I simboli b_b , b_e , b_{eff} e / utilizzati nelle Tabelle 16 e 17 sono definiti nelle Figure 62 e 63. h_c è l'altezza della sezione della colonna; b_b è la larghezza di appoggio della soletta in calcestruzzo sulla colonna nel piano orizzontale, perpendicolare alla trave per la quale si determina la larghezza efficace. Detta larghezza di appoggio può comprendere dettagli aggiuntivi volti ad accrescere la capacità d'appoggio, come le piastre che appaiono al Dettaglio 4 della Figura 63.

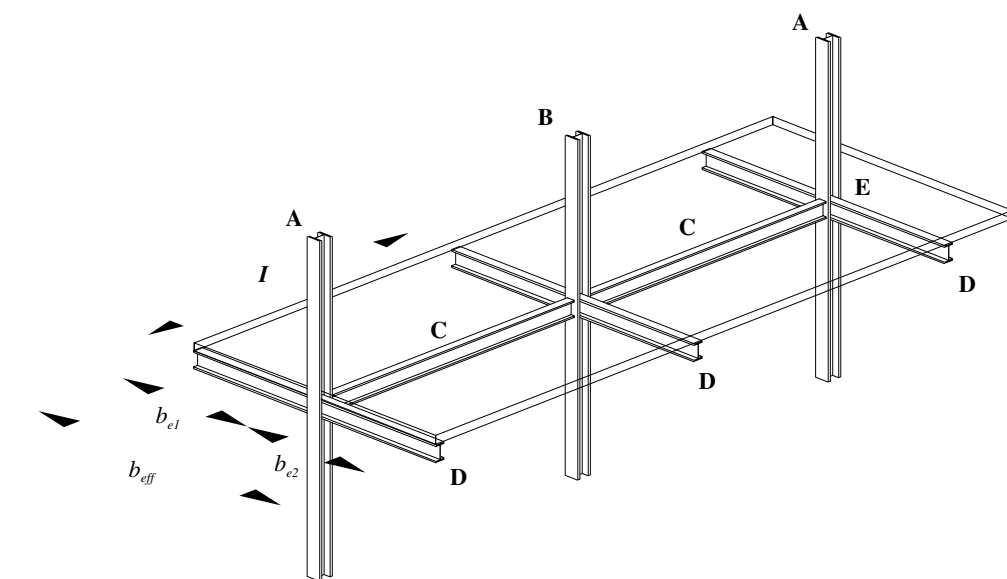
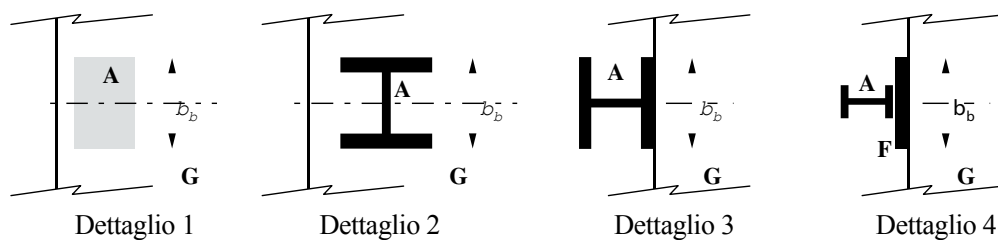


Figura 63.
Definizione degli
elementi nei telai
momento-resistenti.



A: Colonna esterna
D: Trave trasversale o trave di facciata in acciaio
G: Soletta in calcestruzzo

B: Colonna interna
E: Mensola di bordo in calcestruzzo

C: Trave longitudinale
F: Estensione dell'appoggio

b_e	Elemento trasversale	b_e per I (analisi elastica)
Alla colonna interna.	Presente o non presente	Per M negativo: 0,05 I
Alla colonna esterna	Presente	Per M negativo: 0,0375 I
Alla colonna esterna	Non presente, o armature non ancorate	Per M negativo: 0 Per M negativo: 0,025 I

Tabella 16.

Larghezza efficace parziale b_e della soletta per il calcolo del momento d'inerzia dell'area I usato nell'analisi elastica della struttura.

Segno del momento flettente M	Localizzazione	Elemento trasversale	b_e per M_{Rd} (Resistenza plastica)
M negativo	Colonna interna	Armatura antisismica	0,1 I
M negativo	Colonna esterna	Tutte le soluzioni con armature ancorate alla trave di facciata o alla mensola di bordo in calcestruzzo	0,1 I
M negativo	Colonna esterna	Tutte le soluzioni con armature non ancorate alla trave di facciata o alla mensola di bordo in calcestruzzo	0,0
M positivo	Colonna interna	Armatura antisismica	0,075 I
M positivo	Colonna esterna	Trave trasversale in acciaio con connettori. Soletta in calcestruzzo fino alla faccia esterna della colonna di sezione H con asse forte orientato come nella Figura 63 o oltre (fascia di bordo in calcestruzzo) Armatura antisismica	0,075 I
M positivo	Colonna esterna	Assenza di trave trasversale in acciaio o trave trasversale senza connettori. Soletta in calcestruzzo fino alla faccia esterna della colonna di sezione H con asse forte orientato come nella Figura 63, o oltre (fascia di bordo) Armatura antisismica	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
M positivo	Colonna esterna	Tutte le altre soluzioni. Armatura antisismica	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05 I$

Tabella 17.

Larghezza efficace parziale b_e della soletta per la valutazione della resistenza plastica.

15. TELAI MOMENTO-RESISTENTI COMPOSTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO.

Obiettivo progettuale.

Una scelta di base; il grado di connessione.

Analisi.

Obiettivo progettuale.

L'obiettivo globale di progettazione per i telai dissipativi momento-resistenti composti in acciaio e calcestruzzo è quello di creare delle cerniere plastiche nelle travi o nei loro collegamenti alle colonne, ma non nelle colonne stesse. E' lo stesso obiettivo che vale per le strutture in solo acciaio, volto alla realizzazione di un meccanismo globale spesso definito "trave debole – colonna forte" (WBSC) (vedi Figura 25a). Questo tipo di progettazione ammette tuttavia la formazione di cerniere plastiche nelle colonne alla base del telaio, e in sommità alle colonne del piano più alto. Il progetto deve assicurare che la capacità di rotazione plastica alle estremità delle travi sia almeno 25 mrad per la classe di duttilità DCM, e 35 mrad per la classe di duttilità DCH.

Una scelta di base; il grado di "connessione".

Nei telai momento-resistenti, le zone dissipative si formano normalmente alle estremità delle travi. Per ottenere la duttilità di queste zone esistono due alternative progettuali:

1. creare zone dissipative duttili composte, soddisfacendo determinate condizioni rispetto alle armature, ecc.
2. usare per le zone dissipative alle estremità delle travi solo le sezioni di acciaio

La seconda opzione semplifica il lavoro di progettazione, ma la struttura reale deve riflettere correttamente il modello utilizzato nell'analisi. Deve esservi una effettiva non connessione delle solette con le sezioni di acciaio. Se tale assenza di collegamento non è effettiva, la rigidezza reale della struttura risulterà essere stata sottostimata dal modello, e lo stesso varrà per gli effetti di azione sismica, dato che la pseudo-accelerazione aumenta con la rigidezza. Inoltre il dimensionamento capacitivo delle colonne risulterà basato su una sottostima della resistenza plastica delle travi, con la conseguente sottostima delle forze di progetto nelle colonne.

Un'efficace separazione tra acciaio e calcestruzzo si può ottenere se non vi è contatto tra le solette ed alcun lato verticale degli elementi di acciaio (colonne, connettori a taglio, piastre di connessione, flange grecate, lamiere collaboranti ad omega inchiodate alla flangia delle sezioni di acciaio, ecc.) entro una zona circolare di diametro $2b_{eff}$ attorno a ciascuna colonna. b_{eff} è la maggiore larghezza efficace delle travi collegate alla colonna stessa.

Analisi.

Per le travi, l'analisi deve tenere conto di due diverse forme di rigidezza flessionale:

- EI_1 per le parti di campata sottoposte a flessione positiva (sagging) (sezione non fessurata)
- EI_2 per le parti di campata sottoposte a flessione negativa (hogging) (sezione fessurata).

In alternativa, l'analisi può essere condotta sull'assunto di un momento d'inerzia equivalente

I_{eq} che sia costante sull'intera campata:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2$$

Per le colonne composte, la rigidezza flessionale è data da:

$$(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + EI_s)$$

E e E_{cm} i moduli di elasticità rispettivamente dell'acciaio e del calcestruzzo; r è un fattore di riduzione che è funzione del tipo di sezione trasversale della colonna, ed ha un valore raccomandato di $r = 0,5$.

I_a , I_c e I_s denotano i momenti d'inerzia rispettivamente della sezione d'acciaio, del calcestruzzo e delle barre di armatura.

Si devono controllare le travi rispetto allo svergolamento laterale e flesso-torsionale, in conformità all'Eurocodice 4, assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità della trave.

Le travi reticolari composte non devono essere utilizzate come elementi dissipativi.

Nelle colonne dove si prevede che si formino delle cerniere plastiche, si deve assumere che si attinga a $M_{pl,Rd}$ in queste cerniere. Per tutte le colonne composte deve valere la seguente espressione:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30$$

16. TELAI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON CONTROVENTATURE.

Telai composti con controventi concentrici.

Telai composti con controventi eccentrici.

Telai composti con controventi concentrici.

Gli elementi strutturali non dissipativi, cioè le travi e le colonne, possono essere di solo acciaio oppure composti in acciaio-calcestruzzo. Gli elementi dissipativi, però, e quindi i controventi, devono essere di solo acciaio strutturale. Questo requisito si fonda su due ragioni:

- prima del buckling, dei controventi composti tenderebbero a sovraccaricare le travi e le colonne,
- i controventi composti non sono stati studiati in modo approfondito, per cui esistono elementi di incertezza riguardo al loro comportamento ciclico sia in trazione sia in compressione.

La procedura di progetto per i controventi è identica a quella per i telai in solo acciaio a controventi concentrici.

Telai composti con controventi eccentrici.

In linea di principio sarebbe possibile utilizzare elementi composti per tutte le membrature del telaio. Tuttavia vi sono alcune incertezze associate agli elementi composti che li rendono inaccettabili per l'utilizzo nelle zone dissipative dei telai con controventi eccentrici, dove sono necessarie deformazioni di grande entità (rotazioni anche fino a 80 mrad). Una sottostima della capacità del 'link' può portare ad una sottoprogettazione dei controventi e delle colonne, e alla possibilità di un loro collasso. Una simile insufficienza di dati riguarda la 'non connessione' della soletta in queste aree, con una conseguente difficoltà nel valutare il comportamento dei 'link' che agiscono in flessione nelle travi composte. Per questa ragione i telai composti con controventi eccentrici sono progettati in modo tale che il comportamento dissipativo si verifichi essenzialmente tramite la plasticizzazione a taglio dei link. Tutte le altre membrature devono rimanere elastiche, e si deve prevenire il collasso dei collegamenti.

Il comportamento dei link orizzontali nelle travi, che si plasticizzano a taglio, può essere previsto con precisione, perché l'apporto della soletta tesa alla resistenza a taglio è trascurabile. Ciò significa che questi link devono essere corti oppure medi, con una lunghezza e pari a:

- quando si formano cerniere plastiche ad ambedue le estremità: $e = 2M_{p,link} / V_{p,link}$
- quando si forma una cerniera plastica ad una sola estremità: $e < M_{p,link} / V_{p,link}$

La definizione di $M_{p,link}$ e $V_{p,link}$ è fornita nella Sezione 13. Per $M_{p,link}$, la valutazione tiene in conto soltanto la parte in acciaio della sezione di link.

I link non devono essere formati da sezioni di acciaio rivestite in cls, a causa delle esistenti incertezze riguardo all'apporto del calcestruzzo alla resistenza a taglio. Figura 64. Come per i telai momento-resistenti, l'analisi strutturale deve considerare due diverse rigidità per le zone sottoposte a flessione positiva e negativa. Sono ammessi anche i link verticali in acciaio.

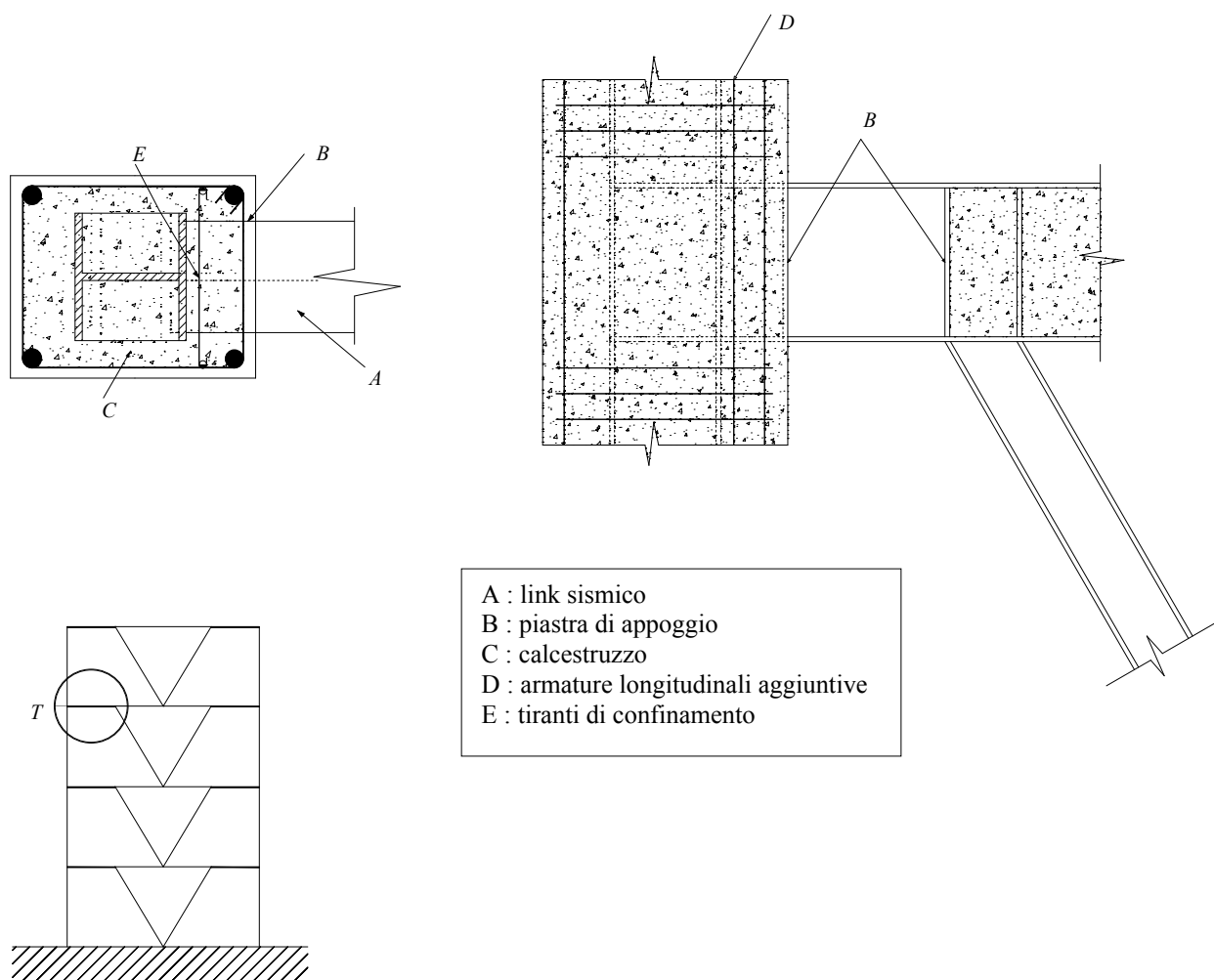
I dettagli costruttivi specifici presentati nella Figura 64 devono valere per:

- le piastre di appoggio per i link collegati a colonne di cemento armato (simili a quanto definito per le connessioni nella Sezione 14).
- l'armatura trasversale nelle 'regioni critiche' delle colonne composte completamente rivestite adiacenti ai link.

Al di là di questi aspetti, la filosofia di progettazione dei telai composti con controventi eccentrici è simile a quella dei telai in solo acciaio con controventi eccentrici, presentata nella Sezione 13.

Figura 64.

Dettaglio della zona T, zona di connessione trave – colonna – link in un telaio composto con controventi eccentrici.



17. PARETI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO E SISTEMI CON PARETI.

Definizione dei diversi sistemi di pareti composte e rispettivi obiettivi progettuali.

Analisi.

Regole di dettaglio per pareti composte della classe di duttilità DCM.

Regole di dettaglio per travi di accoppiamento della classe di duttilità DCM.

Ulteriori regole di dettaglio per la classe di duttilità DCM.

Pareti a taglio composte in pannelli di acciaio (SPSW composte).

Definizione dei diversi sistemi a pareti composte e rispettivi obiettivi progettuali.

I sistemi a pareti composte, se progettati in modo corretto, hanno una resistenza a taglio e una rigidezza paragonabili a quelle dei sistemi a pareti di taglio in cemento armato. Le sezioni di acciaio strutturale nelle membrature periferiche aumentano però la resistenza flessionale della parete, e ritardano la formazione delle cerniere plastiche flessionali nelle pareti alte. Come per le strutture in calcestruzzo armato, per le pareti dissipative due livelli di duttilità e due valori del fattore di comportamento si definiscono in funzione dei requisiti di dettaglio.

Le soluzioni di tipo strutturale 1 e 2 (Figure 54 e 65) sono concepite per comportarsi come pareti di taglio, e per dissipare energia sia nelle sezioni di acciaio verticali sia nelle armature verticali. Le soluzioni di tipo strutturale 3 (Figura 54) sono concepite per dissipare energia nelle pareti di taglio e nelle travi di accoppiamento.

Le pareti di taglio composte in pannelli di acciaio sono progettate in modo che la plasticizzazione avvenga a livello dei pannelli di acciaio.

Analisi.

L'analisi della struttura si basa su proprietà delle sezioni definite per le pareti in calcestruzzo e travi composte. Nei sistemi strutturali di tipo 1 o tipo 2, quando le sezioni verticali di acciaio strutturale completamente (o parzialmente) rivestite agiscono come membrature di contorno dei pannelli di tamponamento in calcestruzzo armato, l'analisi deve basarsi sull'assunto che gli effetti dell'azione sismica su queste membrature di contorno siano solo nella forma di forze assiali. Tali forze assiali si devono determinare presupponendo che le forze di taglio siano portate dalla parete in calcestruzzo armato, e che tutte le forze gravitazionali ed instabilizzanti siano portate dalla parete a taglio in calcestruzzo agente in modo composto con le membrature periferiche verticali.

Nei sistemi strutturali di tipo 3, se si utilizzano travi di accoppiamento composte, l'analisi deve tenere conto di due diverse forme di rigidità flessionale (come illustrato a proposito delle travi nei telai momento-resistenti, nella Sezione 15).

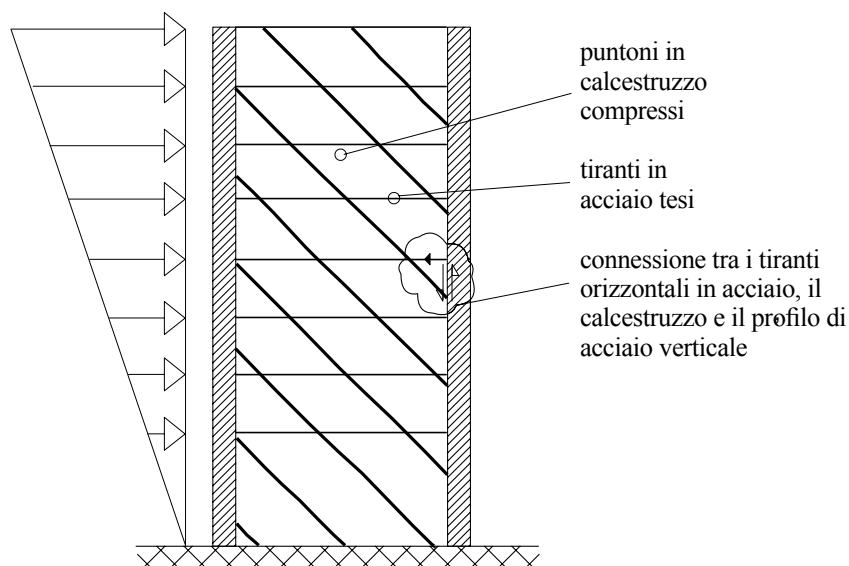


Figura 65.
Comportamento meccanico delle pareti di taglio, soluzioni di tipo 1 e di tipo 2.

Regole di dettaglio per pareti composte della classe di duttilità DCM.

I pannelli di tamponamento in calcestruzzo armato dei sistemi di tipo 1, e le pareti di calcestruzzo armato di tipo 2 e 3, devono soddisfare i requisiti per le pareti in calcestruzzo armato della classe DCM. Le sezioni di

acciaio parzialmente rivestite utilizzate come elementi di contorno dei pannelli in calcestruzzo armato devono possedere una sezione trasversale di classe pari a quella legata al fattore di comportamento della struttura, come indicato in Tabella 13. Le sezioni di acciaio completamente e parzialmente rivestite usate come elementi di contorno dei pannelli in calcestruzzo armato vengono progettate come illustrato nella Sezione 15.

Devono essere presenti dei pioli o delle armature di collegamento (saldate, ancorate tramite fori negli elementi di acciaio, o ancorate intorno ad essi) per garantire il trasferimento delle forze di taglio verticali e orizzontali tra l'acciaio strutturale degli elementi di contorno e il calcestruzzo armato.

Figura 66.

Dettagli di elemento di contorno composto parzialmente rivestito; armatura trasversale per classe di duttilità DCH.

Figura 67.

Dettagli di elemento di contorno composto totalmente rivestito; dettagli di armatura trasversale per classe di duttilità DCH.

A: barre saldate alla colonna
B: armatura trasversale
C: connettori a taglio
D: tiranti

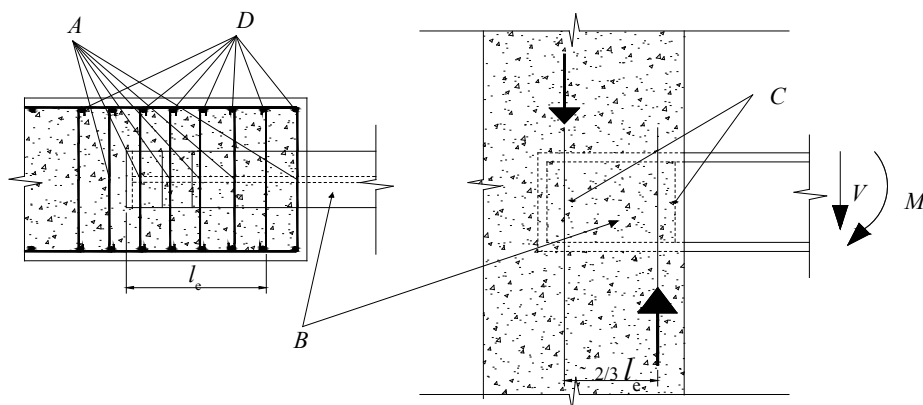
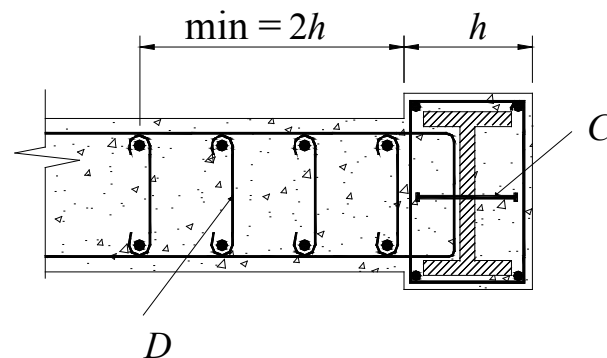
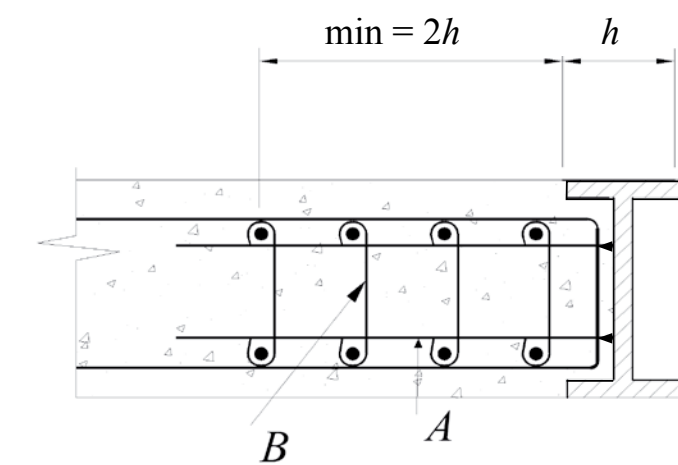


Figura 68.

Dettagli di trave di accoppiamento collegata ad una parete; dettaglio per classe di duttilità DCH.

A: Armatura aggiuntiva di confinamento nella parete nel punto di inserzione della trave di acciaio;
B: Trave di accoppiamento in acciaio;
C: Piastre di appoggio.
D: Armatura verticale

Regole di dettaglio per travi di accoppiamento della classe di duttilità DCM

Si applicano le “Regole di dettaglio costruttivo per i collegamenti composti nelle zone dissipative” presentate nella Sezione 14. Quando una trave dissipativa in acciaio o composta si collega ad una parete in cemento armato (vedi Figura 68), è necessario realizzare il trasferimento del momento flettente e del taglio presenti all'estremità della trave nella colonna, il che si ottiene con una coppia di forze di reazione verticali nella parete. Per mantenere l'integrità del calcestruzzo, si deve verificare quanto segue:

- la parete deve essere in grado di reggere localmente tali forze senza cedere, il che può richiedere un rinforzo di confinamento nella parete ed una sufficiente lunghezza di inserimento della trave nel muro. Un tratto di inserzione più lungo riduce le forze di reazione e permette alla parete di resistere meglio alla più avversa combinazione di momento e taglio applicata dalla trave. Tale combinazione deve considerare come forze applicate la resistenza plastica $M_{pl,Rd}$ e la resistenza a taglio plastica V_{Ed} della trave, che sono gli effetti di azione nel meccanismo plastico globale. La lunghezza di inserzione l_e si deve considerare che inizi all'interno del primo strato di armatura di confinamento nell'elemento di parete (vedi Figura 68) e non deve essere inferiore a 1,5 volte l'altezza della trave di accoppiamento. I cerchi o le barre di confinamento che formano un cerchiaggio orizzontale non sono obbligatori nella classe DCM, ma possono essere richiesti lungo la lunghezza di inserzione dalle verifiche di progetto.

- la parete deve essere in grado di resistere localmente alla tensione generata dalle suddette forze verticali, il che richiede dei rinforzi verticali. In effetti, a causa dell'inversione dei momenti plastici in testa alla trave in caso di azione sismica, le forze di reazione si trovano ad essere successivamente orientate verso l'alto e verso il basso, mettendo la parete in tensione. Per questa ragione, l'Eurocodice 8 prescrive che si debbano prevedere nella parete delle armature verticali, con una resistenza assiale di progetto pari alla resistenza a taglio della trave di accoppiamento, lungo il tratto di inserzione della trave, con i due terzi dell'acciaio concentrati nella prima metà del tratto stesso. Questa armatura della parete deve estendersi al di sopra e al di sotto delle flange della trave di accoppiamento per una lunghezza pari almeno alla distanza di ancoraggio. Nel soddisfare questo requisito è ammesso calcolare parte del contributo dei rinforzi verticali che sono presenti per altri scopi.

Per assicurare il corretto comportamento della trave e del calcestruzzo all'appoggio, sono necessari rinforzi della trave di acciaio sulla faccia esterna del calcestruzzo. Posizionati a quel livello, tali rinforzi, chiamati anche “piastre di appoggio”, contribuiscono al confinamento del calcestruzzo. Figure 56 e 68.

Ulteriori regole di dettaglio per la classe di duttilità DCH.

E' necessario usare delle armature trasversali per il confinamento delle zone composte di contorno della parete, sia che siano rivestite parzialmente sia che lo siano completamente. Queste armature devono estendersi per una distanza $2h$ nelle pareti in calcestruzzo, dove h è la profondità dell'elemento di contorno nel piano della parete (vedi Figure 66 e 67). I requisiti relativi ai link sismici nei telai con controventi eccentrici valgono anche per le travi di accoppiamento.

Pareti a taglio composte in pannelli di acciaio (SPSW composte).

Le pareti a taglio composte in pannelli di acciaio sono progettate in modo da plasticizzare al taglio il pannello di acciaio, che deve essere rinforzato da un rivestimento in calcestruzzo su uno a ambedue i lati. Lo spessore del calcestruzzo non deve essere inferiore a 200 mm su un solo lato, oppure 100 mm su ambedue i lati, con un rapporto minimo di armatura di 0,25% in ambedue le direzioni. Il rivestimento deve essere opportunamente fissato per prevenire il buckling dell'acciaio.

L'analisi della struttura deve basarsi sulle proprietà del materiale e sezione trasversale definite nella Sezione 14.

Si dovrà verificare che: $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

La resistenza a taglio V_{Rd} è data da:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3}$$

dove f_{yd} è la resistenza a snervamento del pannello di acciaio e A_{pl} è la sua area orizzontale. Le connessioni tra il pannello e gli elementi di contorno (colonne e travi), come anche le connessioni tra il pannello e il suo rivestimento in calcestruzzo, devono essere progettate in modo che si possa sviluppare l'intera resistenza a snervamento del pannello. Il pannello di acciaio deve essere connesso in modo continuo lungo tutti i lati agli elementi di contorno in acciaio strutturale tramite saldature e/o bulloni per sviluppare la resistenza allo snervamento a taglio. Le aperture nel pannello di acciaio devono essere rinforzate come opportuno.

18. MIGLIORAMENTO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO CON L'INTRODUZIONE DI COLONNE COMPOSTE.

Descrizione del problema e condizioni di progettazione delle colonne composte.

Comportamento delle colonne composte sottoposte a compressione e flessione ciclica.

Descrizione del problema. Progettazione delle colonne composte utilizzate per migliorare il comportamento degli edifici in C.A.

In alternativa alla progettazione di strutture interamente miste, una ricerca promossa da ArcelorMittal ha recentemente considerato l'utilizzo di elementi composti 'locali' in quello che sostanzialmente rimane un edificio in cemento armato, al fine di migliorare il livello di sicurezza. La motivazione di questo nuovo sviluppo è spiegata di seguito.

La modalità di collasso più frequente degli edifici in cemento armato (C.A.) a struttura intelaiata è il meccanismo a 'piano debole', per cui il collasso ha luogo a livello del piano più basso della costruzione (Figura 69). Questo fenomeno è dovuto ai seguenti fattori:

- le grandi aperture presenti nel piano inferiore ma non in altri punti indeboliscono la struttura; tali aperture sono dovute all'uso del pianterreno per uffici, negozi, androni ecc, con la presenza di colonne snelle;
- la flessione combinata alla compressione porta al cedimento del calcestruzzo;
- fessurazioni alterne inclinate dovute al taglio causano una decoesione del calcestruzzo
- la flessione e il taglio delle colonne del piano terra causano il collasso dell'edificio

La ricerca ha dimostrato che le colonne composte nei piani inferiori degli edifici in C.A. offrono una resistenza affidabile a taglio, flessione e compressione. Sono stati definiti dei criteri di progettazione per elementi in acciaio rivestiti:

- la sezione di acciaio deve essere in grado di resistere da sola alla forza assiale di progetto del carico sismico:

$$N_{Rd} > N_{Sd}(\gamma_q G + \gamma_q Q)$$

con $\gamma_g = 1$ e $\gamma_q = 0,3$

- la sezione di acciaio deve essere in grado di compensare da sola la carenza dovuta alla sezione in calcestruzzo sotto applicazione del momento flettente e taglio al collasso:

$$M_{Rd,acciaio} > M_{Rd,calcestruzzo}$$

$$\text{e } V_{Rd,acciaio} > V_{Rd,calcestruzzo}$$

- le sezioni di acciaio non devono modificare eccessivamente le rigidità locali EI delle colonne in C.A., allo scopo di mantenere la rigidità della struttura in C.A. originale, in quanto un aumento della rigidità implicherebbe un aumento delle forze sismiche, evento chiaramente non desiderato.
- questi criteri devono essere verificati rispetto alla flessione secondo l'asse sia debole sia forte.

Sono stati testati due progetti per l'ancoraggio delle membrature in acciaio alla struttura in calcestruzzo: C1, con l'ancoraggio che si estendeva fino a metà altezza delle colonne del secondo piano, e C2, con arresto dell'ancoraggio a livello dello spessore delle travi del primo piano (Figura 70). L'assunto è che le colonne siano sottoposte a compressione costante e a flessione ciclica alterna. I diagrammi momento-rotazione ottenuti hanno dimostrato che le colonne composte presentano una resistenza e duttilità significativamente superiori agli elementi in cemento armato del progetto originario (Figura 71).

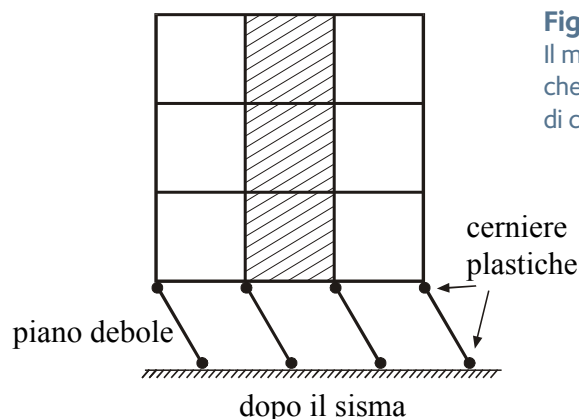


Figura 69.
Il meccanismo di 'piano debole' che può essere mitigato dall'uso di colonne composte.

Comportamento delle colonne composte sottoposte a compressione e flessione ciclica.

La ricerca condotta ha portato a conclusioni molto favorevoli per le colonne composte, che hanno dimostrato di avere capacità antisismiche sensibilmente superiori a quelle delle colonne in C.A. delle stesse dimensioni. In sintesi,

- si sviluppa l'intera resistenza plastica composta ($M_{pl,exp} = M_{pl,thr}$) a momento
- nelle zone dissipative, la resistenza a taglio della colonna composta è quella del profilo di acciaio

- la capacità di rotazione θ_{comp} dell'elemento composto, definita come la rotazione a cui gli elementi composti presentano ancora una resistenza eguale alla resistenza massima di un elemento in C.A., è mediamente due volte più grande di $\theta_{R.C.}$.
- gli elementi composti hanno resistito in media prima della fine del test (fissata ad un calo di resistenza del 50%) a 1,5 volte più cicli di isteresi e hanno dissipato in media una quantità di energia tre volte superiore rispetto agli elementi in C.A.
- i risultati non hanno mostrato un'influenza significativa del tipo di ancoraggio (C1 o C2), ma questa conclusione potrebbe essere dovuta all'elevata resistenza del calcestruzzo nei test, e non avere validità generale.

- le rigidezze degli elementi in cemento armato e degli elementi composti sono simili, come desiderato
- i miglioramenti ottenuti con l'uso di sezioni composte dovrebbero essere maggiori per resistenze minori del calcestruzzo, ma in questo caso si dovrà preferire un ancoraggio di tipo C1.

Ulteriori dettagli tecnici e valutazioni progettuali sono forniti al riferimento [12].

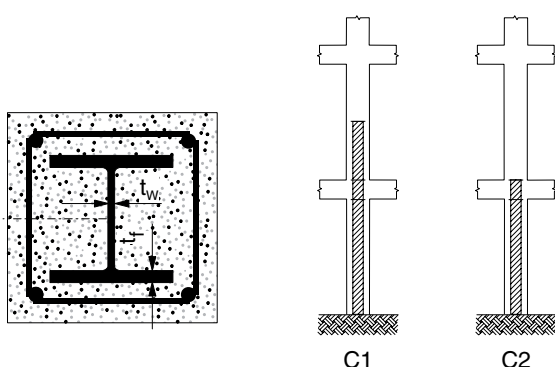
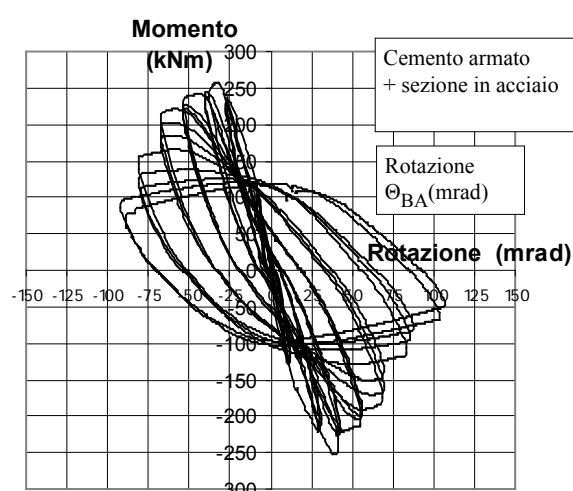
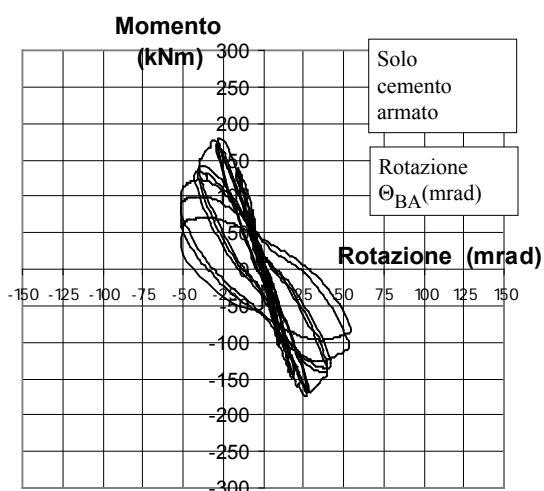


Figura 70.

A sinistra: Sezione composta.

A destra: Tipi di ancoraggio C1 e C2.

Figura 71.
Le curve momento-rotazione mostrano la migliorata capacità della colonna composta rispetto alla colonna originaria in cemento armato.



19. ESEMPIO DI PROGETTO.

Presentazione.

Verifica della resistenza a momento e dei limiti di freccia per le travi.

Verifiche del meccanismo trave debole – colonna forte.

Colonna interna.

Verifica a compressione.

Resistenza plastica in flessione a livello delle fondazioni.

Valutazione della massa sismica.

Spettro di progetto.

Valutazione del taglio sismico di progetto con il metodo delle forze laterali.

Carico gravitazionale combinato agli effetti sismici.

Analisi dinamica tramite il metodo di risposta spettrale e di sovrapposizione modale.

Risultati dell'analisi.

Progetto del collegamento trave colonna in un nodo interno della fila X2.

Commento delle alternative progettuali.

Progetto della sezione ridotta di una trave.

Economie dovute alle sezioni ridotte (RBS).

Presentazione.

L'esempio qui fornito è un progetto di predimensionamento per l'edificio della Figura 72. Lo scopo del progetto è ottenere in maniera semplice, con certe approssimazioni, 'dimensioni' degli elementi strutturali che si avvicinino a quelle di un progetto definitivo. Questo processo preliminare rappresenta un passaggio normale della progettazione sismica, perché gli effetti di azione dinamica sono funzione della rigidità degli elementi che il progettista vuole determinare, così che diventa inevitabile un approccio iterativo. L'esempio qui presentato è dunque un passaggio iniziale. Una definizione più affinata delle dimensioni delle sezioni, calcoli tridimensionali completi, ecc., sono possibili solo dopo che il 'ragionevole' progetto qui esemplificato ha dimostrato di essere valido.

L'esempio considera un edificio la cui resistenza sismica è fornita da telai momento-resistenti (MRF) sia periferici che interni, nelle direzioni sia x che y. Gli MRF sono noti per essere strutture flessibili, e la loro progettazione è spesso dettata dal bisogno di soddisfare determinati criteri di deformazione sotto carico sismico di servizio, o limitare gli effetti $P-\Delta$ sotto carico sismico di progetto. Per questa ragione si preferiscono i collegamenti rigidi.

In fase di predimensionamento, è opportuno scegliere delle sezioni che, con qualche riserva, soddisfino i criteri progettuali per il solo carico gravitazionale, e individuare un valore al di sotto del massimo ammissibile per il fattore di comportamento q .

Il massimo consentito è

$$q = 5 \times \alpha_u / \alpha_1 = 5 \times 1,3 = 6,5.$$

Per arrivare rapidamente ad un progetto definitivo, si sceglierà per l'analisi un valore di $q = 4$.

Il progetto di predimensionamento prevede le seguenti fasi:

- Innanzitutto la definizione delle sezioni minime delle travi, verificando i criteri di freccia e di resistenza sotto carico gravitazionale.
- Successivamente l'esecuzione di un processo iterativo, comprendente i passaggi di seguito descritti, fino a quando non siano soddisfatti tutti i criteri di progettazione.

Il processo iterativo può fare uso del metodo della 'forza laterale' oppure del metodo di 'risposta spettrale e sovrapposizione modale'. Se si adotta il metodo della 'forza laterale', i passaggi del calcolo sono:

- 1) scelta delle sezioni delle travi
- 2) definizione di sezioni delle colonne verificando i criteri di "trave debole- colonna forte"
- 3) verifica della resistenza a compressione/ buckling delle colonne al piano terra sotto carico gravitazionale
- 4) calcolo della massa sismica ($G + \psi_{EI} Q$) della struttura
- 5) valutazione del periodo della struttura attraverso la formula fornita dalla normativa (vedi Sezione 7)
- 6) valutazione del taglio alla base risultante F_b e ripartizione di F_b in forze laterali
- 7) analisi statica di un telaio planare sotto 'carichi laterali', accresciuti di un coefficiente che tiene conto degli effetti torsionali
- 8) analisi statica sotto carico gravitazionale ($G + \psi_{EI} Q$)
- 9) verifica di stabilità, considerando gli effetti $P-\Delta$ (parametro θ) nella situazione di carico sismico (in cui il carico gravitazionale è $G + \psi_{EI} Q$)
- 10) verifica di freccia sotto carico sismico 'di servizio' (una frazione del carico di progetto, generalmente lo 0,5)
- 11) analisi statica sotto carico gravitazionale ($G + \psi_{2I} Q$)
- 12) combinazione degli effetti delle azioni determinate nei passaggi 7) e 8), e verifiche di progetto sulle resistenze delle sezioni.

Se si adotta il metodo della 'risposta spettrale e sovrapposizione modale', i passaggi 5), 6) e 7) sono sostituiti da:

- 5) analisi di 'risposta spettrale - sovrapposizione modale' del telaio planare per valutare gli effetti dell'azione sismica. Gli effetti torsionali sono presi in considerazione ingrandendo lo spettro di progetto di un fattore di amplificazione δ come indicato nella Sezione 7.

Til metodo della 'risposta spettrale e sovrapposizione modale' è un'analisi dinamica, che permette di tenere in conto diverse modalità di vibrazione.

Di seguito vengono utilizzati ambedue i metodi illustrati, per confrontare i loro risultati in termini di periodo fondamentale e taglio alla base.

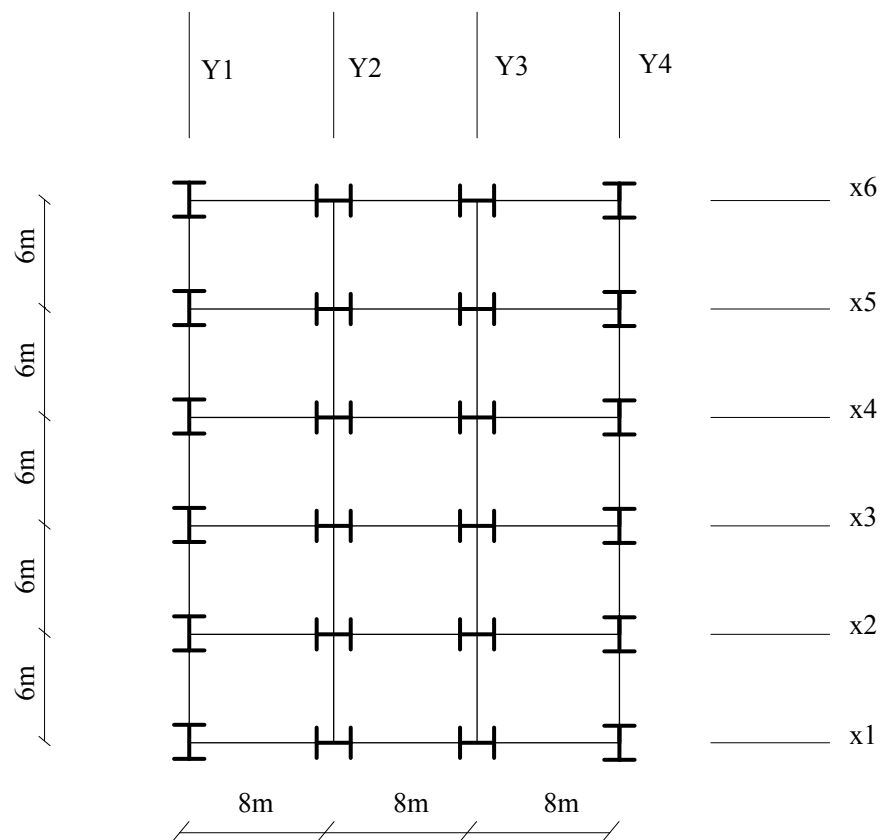
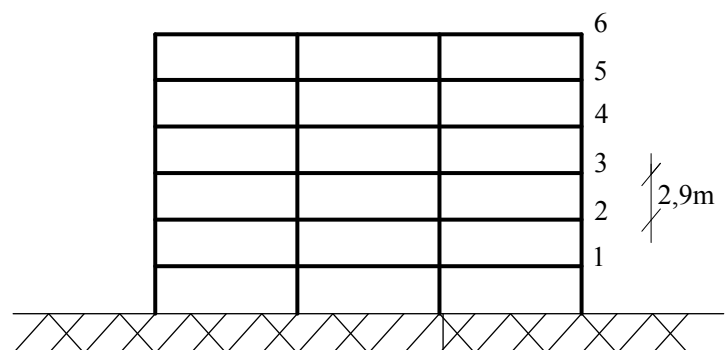
I dati relativi al sito e all'edificio sono:

- Zona sismica: $a_{gR} = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Importanza dell'edificio: edificio per uffici, $\gamma = 1,0 \Rightarrow a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Carico di servizio $Q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Spettro di progetto: tipo 1
- Sottosuolo B \Rightarrow da codice:
 $S = 1,2$
 $T_B = 0,15\text{s} \quad T_C = 0,5\text{s} \quad T_D = 2\text{s}$
- Fattore di comportamento: $q = 4$

Le dimensioni dell'edificio sono date nella Figura 72. L'orientamento delle colonne è scelto per ottenere:

- una percentuale simile di flessione secondo l'asse forte e debole delle colonne nelle direzioni sia x che y.
- colonne che presentano l'asse forte lì dove è maggiormente necessario al fine di soddisfare la condizione 'trave debole – colonna forte' rispetto alle travi più importanti utilizzate nella struttura, vale a dire le travi nella direzione x (campate più lunghe) ai nodi interni.

Figura 72.
Struttura in esempio.



Sezioni delle travi: verifica della resistenza al momento e dei limiti di freccia.

Travi nella direzione x Verifica di freccia

Si assume che le travi siano incastrate ad ambedue le estremità. Campata $l = 8\text{ m}$.

La trave della fila X2 sostiene un'ampiezza di solaio $= 6\text{ m}$

Il peso del solaio è stimato in 5 kN/m^2 , tutto compreso.

$G_{\text{solaio}} : 6\text{ m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 30\text{ kN/m}$

$G_{\text{pareti}} : 3\text{ kN/m}$

$Q_{\text{servizio}} : 6\text{ m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 18\text{ kN/m}$

$G + Q = 30 + 3 + 18 = 51\text{ kN/m}$

Limite di freccia $f = l/300$

sotto $G + Q = 51\text{ kN/m}$

$f = p l^4 / 384 EI = l/300$

$\Rightarrow I_{\text{richiesta}} = 300 p l^3 / 384 E = (300 \times 51 \times 8^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) = 10199,104\text{ mm}^4$

Sezione di trave minima nella direzione

x: IPE 330 ($I = 11770,104\text{ mm}^4$)

Travi nella direzione x Verifica della resistenza a momento

$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 33 + 1,5 \times 18 = 71,55\text{ kN/m}$

Si assume che le travi siano incastrate ad ambedue le estremità:

$M_{Sd} = 71,55 \times 8^2 / 12 = 381\text{ kNm}$

$W_{pl,min} = 381,10^6 / 355 = 1075,103\text{ mm}^3$

Sezione di trave minima nella direzione

x: IPE 400 ($W_{pl} = 1702,103\text{ mm}^3$)

Travi nella direzione y Verifica di deflessione

Si assume che le travi siano incastrate ad ambedue le estremità: Campata $l = 6\text{ m}$.

La trave della fila Y2 sostiene

un'ampiezza di solaio $= 8\text{ m}$

$G_{\text{solaio}} : 8\text{ m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 40\text{ kN/m}$

$G_{\text{pareti}} : 3\text{ kN/m}$

$Q_{\text{servizio}} : 8\text{ m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 24\text{ kN/m}$

$G + Q = 67\text{ kN/m}$

Limite di freccia: $l/300$ sotto $G + Q = 67\text{ kN/m}$

$f = p l^4 / 384 EI = l/300$

$\Rightarrow I_{\text{richiesta}} = 300 p l^3 / 384 E$

$= (300 \times 67 \times 6^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) =$

$5653,104\text{ mm}^4$

Sezione di trave minima nella direzione

y: IPE 270 ($I = 5790,104\text{ mm}^4$)

Travi nella direzione y Verifica della resistenza a momento

$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 43 + 1,5 \times 24 = 58 + 36 = 94,05\text{ kN/m}$

Si assume che le travi siano incastrate ad ambedue le estremità: $M_{Sd} = 94,05 \times 6^2 / 12 = 282\text{ kNm}$

$W_{pl,min} = 282,10^6 / 355 = 795,103\text{ mm}^3$

Sezione di trave minima nella direzione y: IPE 360 ($W_{pl} = 1019,103\text{ mm}^3$)

Conclusione

Per il carico gravitazionale, le sezioni minime per le travi sono:

- in direzione x: IPE400 $W_{pl} = 1702,103\text{ mm}^3$ $I = 23130,104\text{ mm}^4$

- in direzione y: IPE360 $W_{pl} = 1019,103\text{ mm}^3$ $I = 16270,104\text{ mm}^4$

Sulla base di queste dimensioni minime, necessarie a resistere al carico gravitazionale, può cominciare il processo iterativo per il dimensionamento delle travi e delle colonne. I calcoli presentati di seguito corrispondono alle seguenti dimensioni (leggermente superiori) per travi e colonne:

- sezione della trave nella direzione x: IPE500 $I = 48200,104\text{ mm}^4$ $W_{pl} = 2194,103\text{ mm}^3$

- sezione della trave nella direzione y: IPEA450 $I = 29760,104\text{ mm}^4$ $W_{pl} = 1494,103\text{ mm}^3$

- colonne: HE340M: $I_{\text{asse forte}} = I_y = 76370,104\text{ mm}^4$ $I_{\text{asse debole}} = I_z = 19710,104\text{ mm}^4$

$W_{pl,asse forte} = 4718,103\text{ mm}^3$ $W_{pl,asse debole} = 1953,103\text{ mm}^3$

Verifiche del meccanismo trave debole - colonna forte.

La verifica del meccanismo trave debole - colonna forte (WBSC) è:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Il criterio può esprimersi come segue:

$$\sum f_{yd,colonna} \times W_{pl,colonna} \geq 1,3 \sum f_{yd,travi} \times W_{pl,travi}$$

Sia per le travi che per le colonne si sceglie acciaio di grado S355, quindi la verifica di WBSC diventa:

$$\sum W_{pl,colonne} \geq 1,3 \sum W_{pl,travi}$$

Ai nodi interni si ha l'intersezione di 2 travi e 2 colonne, quindi la verifica di WBSC diventa:

$$W_{pl,colonna} \geq 1,3 W_{pl,trave}$$

Ai nodi esterni, si ha l'intersezione di 1 trave e 2 colonne, quindi la verifica di WBSC diventa:

$$2 W_{pl,colonna} \geq 1,3 W_{pl,trave}$$

Nodo interno, fila Y2

$$W_{pl,asse\ debole\ colonna} \geq 1,3 W_{pl,IPEA450}$$

- HE340M has $W_{pl,asse\ debole} = 1953 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
 $> 1,3 \times 1494 \cdot 10^3 = 1942 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Nodo esterno, fila Y2

$2 W_{pl,asse\ debole\ colonna} \geq 1,3 W_{pl,IPEA450}$ è una verifica meno impegnativa di quella relativa al nodo interno, e si può soddisfare 'automaticamente'.

Fila Y1.

Le colonne sono orientate in modo da mobilitare la resistenza alla flessione dell'asse forte delle sezioni HE340M piuttosto che l'asse debole sopra considerato, così che la verifica di WBSC si soddisfa 'automaticamente'.

Nodo interno, fila X2

$$W_{pl,HE340M,asse\ forte} = 4718 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,IPE500} \times 1,3 = 2194 \cdot 10^3 \times 1,3 = 2852 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$4718 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 2852 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow$$

condizione di WBSC soddisfatta.

Nodo esterno, fila X2

Condizione di WBSC:

$$2 W_{pl,asse\ debole\ colonna} \geq 1,3 W_{pl,IPE500}$$

$$2 W_{pl,HE340M,asse\ debole} = 1953 \times 2 = 3906 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 1,3 W_{pl,IPE500}$$

$$= 2194 \cdot 10^3 \times 1,3 = 2852 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Condizione di WBSC soddisfatta

Conclusione.

Le sezioni delle travi IPE500 in direzione x and IPEA450 in direzione y soddisfano la condizione di WBSC quando si utilizzano colonne HE340M orientate come indicato in Figura 72.

Colonna interna. Verifica di compressione assiale.

Superficie di carico: $8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$

Il peso del solaio è 5 kN/m^2 , tutto compreso.

$$G_{solaio} = 48 \times 5 = 240 \text{ kN/piano}$$

$$G_{pareti} = (8 + 6) \times 3 = 42 \text{ kN/piano}$$

$$G_{telaio}: 18,5 \text{ kN/piano}$$

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2 \times 48 = 144 \text{ kN}$$

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 300,5$$

$$+ 1,5 \times 144 = 622 \text{ kN/piano}$$

Compressione nelle colonne a livello di basamento: $6 \times 622 = 3732 \text{ kN}$

Lunghezza di buckling approssimata:

$$2,9 \text{ m (pari all'altezza del piano)}$$

Snellezza (con sezione HE340M, asse debole, $i = 79 \text{ mm}$): $2900/79 = 36,7$

Snellezza euleriana λ_E : 76,4 (S355 steel)

$$\Rightarrow \text{snellezza ridotta } \bar{\lambda} = 0,48 \Rightarrow \chi = 0,85$$

$$A_c = 31580 \text{ mm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 0,85 \times 31580 \times 355$$

$$= 9529 \text{ kN} > 3732 \text{ kN}$$

Colonna interna. Resistenza plastica a momento al piano terra

Nell'ambito del meccanismo plastico globale, alla base delle colonne al piano terra si formano delle cerniere plastiche. La loro resistenza alla flessione deve essere valutata, in considerazione dell'interazione tra forza assiale e flessione, secondo l'Eurocodice 3 (EN1993-1-1 paragrafo 6.2.9.1), nella situazione sismica di progetto. La forza assiale si ottiene come somma degli apporti di 6 piani:

$$N_{Ed} = G + \psi_{Ei} Q = (300,5 + 0,15 \times 144) \times 6 = 1932 \text{ kN}$$

Il valore $\psi_{Ei} = 0,15$ si deriva da $\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$ con $\psi_{2i} = 0,3$ (uffici) e $\varphi = 0,5$ (piani occupati in via indipendente).

Per la sezione $N_{pl,Rd} = f_{yd} \times A = 355 \times 31580 = 11210,103 \text{ N} = 11210 \text{ kN}$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,17$$

$$a = (A - 2b_{tf}) / A = (31580 - 2 \times 309 \times 40) / 31580 = 0,22 > 0,17 (= n)$$

$$M_{pl,y,Rd} = f_{yd} \times W_{pl,y,Rd} = 355 \times 4718,103 = 1674,89 \cdot 106 \text{ Nmm} = 1674,89 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) = 1674,89 \cdot 106 \times (1-0,17) / (1-0,5 \times 0,22) = 1562,106 \text{ Nmm}$$

$$M_{N,y,Rd} = 1562 \text{ kNm}$$

$$\text{As } n < a \Rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 355 \times 1953,103 \text{ Nmm} = 693 \text{ kNm}$$

$M_{N,y,Rd} = 1562 \text{ kNm}$ e $M_{N,z,Rd} = 693 \text{ kNm}$ sono i momenti resistenti. Al punto 19.10 si verificherà che siano maggiori degli effetti di azione di progetto considerati per la verifica degli elementi.

Valutazione della massa sismica.

L'unità di massa utilizzata è il 'kg' (una massa di 1 kg corrisponde a 10N di forza gravitazionale).

Superficie totale di solaio per un singolo piano: $30 \times 24 = 720 \text{ m}^2$

$$G_{\text{solaio}} = 500 \text{ kg/m}^2 \times 720 = 360\,000 \text{ kg /piano}$$

Tramezzi e facciata; lunghezza totale per un piano: $30\text{m} \times 4 + 24\text{m} \times 6 = 264 \text{ m}$

$$300 \text{ kg/m} \Rightarrow 79200 \text{ kg /piano}$$

$G_{\text{copertura}}$ considera varie componenti di impiantistica (locali per gli impianti di ascensori, condizionatori, serbatoi d'acqua, ecc) con una massa presunta di 79200 kg

G_{telaio} :

$$\text{colonna HE340M: } 2,9 \text{ m} \times 24 \times 248 \text{ Kg/m} = 17260 \text{ kg}$$

$$\text{travi IPE500: } 8\text{m} \times 3 \times 6 \times 90,7 \text{ Kg/m} = 13060 \text{ kg}$$

$$\text{travi IPEA450: } 30\text{m} \times 4 \times 67,2 \text{ Kg/m} = 8064 \text{ kg}$$

$$\text{totale } G_{\text{telaio}}: 38384 \text{ kg/piano}$$

$$\psi_{Ei} \times Q (\text{carico di servizio}) = \psi_{Ei} \times 300 \text{ kg/m}^2 \times 720 \text{ m}^2 = 0,15 \times 300 \times 720 = 32400 \text{ kg /piano}$$

$$\text{Massa sismica } (G + \psi_{Ei} Q) \text{ di un piano: } 360000 + 79200 + 38384 + 32400 = 509984 \text{ kg}$$

$$\text{Massa sismica } m = G + \psi_{Ei} Q \text{ dell'edificio (6 piani): } 6 (\text{piani}) \times 509984 = 3060,10^3 \text{ kg}$$

E' interessante osservare che il telaio in acciaio rappresenta solo il 7,5% della massa sismica totale (e può essere approssimato come massa costante nelle prime iterazioni di un progetto). I solai, tuttavia, rappresentano il 70% della massa sismica totale m, quindi una riduzione del peso dei solai tramite un sistema di pavimentazione alternativo può essere un modo efficace per ridurre sostanzialmente le azioni sismiche (riducendo la massa sismica), e di conseguenza il costo della costruzione.

Valutazione della resistenza a taglio di progetto con il metodo delle forze laterali.

In questa sezione consideriamo il metodo approssimato delle 'forze laterali' (vedi 18).

Si stimi il periodo fondamentale della struttura per mezzo della Tabella 7:

$$T = C_t H^{3/4} \quad C_t = 0,085 \quad H = 6 \times 2,9 \text{ m} = 17,4 \text{ m} \quad \Rightarrow T = 0,085 \times 17,4^{3/4} = 0,72 \text{ s}$$

Si calcoli la pseudo-accelerazione di progetto corrispondente $S_d(T)$: $T_C < T < T_D$

$$\Rightarrow S_d(T) = (2,5 \times a_g \times S \times T_C) / (q \times T) = (2,5 \times 2 \times 1,2 \times 0,5) / (4 \times 0,72) = 1,04 \text{ m/s}^2$$

Si calcoli il taglio sismico di progetto F_{bR}

$$F_{bR} = m S_d(T) \lambda = 3060 \cdot 10^3 \times 1,04 \times 0,85 = 2705 \cdot 10^3 \text{ N} = 2705 \text{ kN}$$

F_{bR} è il taglio sismico di progetto totale applicato all'edificio nella direzione x o y (sono uguali in quanto la stima di T si basa unicamente sull'altezza dell'edificio). Ciò corrisponde ad una deformata che è puramente traslazionale nelle direzioni x o y .

In questo esempio si presentano i calcoli per i telai nella direzione x . Tutti e sei i telai sono uguali, con un diaframma di solaio che si presume sufficientemente efficace da distribuire la forza in modo uniforme, quindi il taglio sismico di progetto F_{bX} in un telaio è: $F_{bX} = F_{bR} / 6 = 451 \text{ kN}$

Agli effetti traslazionali si devono aggiungere gli effetti torsionali: Nella struttura analizzata, per la doppia simmetria nelle direzioni x e y , il centro di massa CM e il centro di rigidezza CR sono ambedue, per tutti i piani, al centro geometrico dell'edificio. Ciò significa che solo l'eccentricità accidentale può generare forze torsionali. In questo esempio, pertanto, la torsione è tenuta in conto solo amplificando F_{bX} by $\delta = 1 + 0,6x/L$ come spiegato nella sezione 7. In questa espressione, L è la dimensione orizzontale dell'edificio perpendicolare al sisma nella direzione x (30m), mentre ' x ' è la distanza tra il centro di rigidezza e il telaio in cui si devono valutare gli effetti della torsione. L'effetto massimo si ottiene per la x massima, che è $x = 0,5 L$ (15m), quindi: $\delta = 1 + 0,6 \times 0,5 = 1,3$

Il taglio di progetto F_{bX} compresi gli effetti torsionali dunque è: $F_{bX} = 1,3 \times 451 \text{ kN} = 586 \text{ kN}$

[Nota: Se il progetto definitivo dovesse basarsi solo su un'analisi planare come descritta in precedenza, δ sarebbe presa eguale a: $\delta = 1 + 1,2 x/L$, come previsto dall'Eurocodice 8. Tuttavia l'esempio qui descritto è stato sviluppato sull'assunto che si procederà ad un progetto definitivo con l'uso dell'analisi modale tridimensionale, dopo aver stabilito delle dimensioni 'soddisfacenti' per le travi e le colonne. È noto che il valore $(1 + 0,6 x/L)$ utilizzato per δ è vicino al valore reale per il tipo di telaio analizzato].

Definizione delle forze di piano.

Se tutte le masse sismiche di piano sono uguali, la distribuzione delle forze di piano è triangolare (vedi Figura 16), e le forze di piano sono date da:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

Il risultante taglio di progetto alla base F_{bX} nel telaio X1, compresi gli effetti torsionali, è: $F_{bX} = 586 \text{ kN}$

Le forze di piano sono:

- F1 = 27,9 kN
- F2 = 55,8 kN
- F3 = 83,7 kN
- F4 = 111,6 kN
- F5 = 139,5 kN
- F6 = 167,5 kN

Effetti dell'azione sismica

Gli effetti dell'azione sismica E sono determinati in base ad un'analisi statica in applicazione delle forze di piano.

I risultati sono forniti al punto 19.11, dove sono confrontati a quelli di un'analisi dinamica.

Carico gravitazionale combinato agli effetti sismici.

Le sezioni delle travi sono verificate sotto carico combinato sismico e gravitazionale, applicando la seguente combinazione: $G + \psi_{2i} Q = G + 0,3 Q$
 $\psi_{2i} Q = 0,3 Q = 0,3 \times 300 \text{ kg} \times 720 \text{ m}^2 = 64800 \text{ kg /piano}$

La massa di progetto totale ad un piano è:

$$G + 0,3 Q = 360000 + 79200 + 38384 + 64800 = 542384 \text{ kg}$$

La fila X2 porta 1/5 di questa massa (le file X1 e X6 ne portano 1/10 a testa, mentre le file da X2 a X5 ne portano 1/5 ciascuna).

Il carico verticale $(G + \psi_{2i} Q) / \text{m}$ della trave nella fila X2 è: $542384 / (5 \times 24\text{m}) = 4520 \text{ kg/m}$

$$G + \psi_{2i} Q = 45,2 \text{ kN/m}$$

Analisi dinamica tramite metodo di risposta spettrale e sovrapposizione modale.

Si consideri l'analisi planare di un singolo telaio nella fila X1.

La massa sismica $G + \psi_{Ei} Q$ per un telaio è 1/6 della massa sismica totale dell'edificio.

Poiché la facciata in direzione x è lunga 24m e vi sono sei livelli di travature fuori terra, la massa $(G + \psi_{Ei} Q) / \text{m}$ della trave è: $G + \psi_{Ei} Q = 3060000 / (6 \times 6 \times 24) = 3542 \text{ kg/m}$

L'accelerazione di picco di progetto è $a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$. Agli effetti traslazionali si devono aggiungere gli effetti torsionali, e ciò si ottiene amplificando l'azione (lo spettro) del fattore $\delta = 1,3$ prima illustrato, così che il valore di a_g considerato ai fini dell'analisi è :
 $a_g = 2 \times 1,3 = 2,6 \text{ m/s}^2$

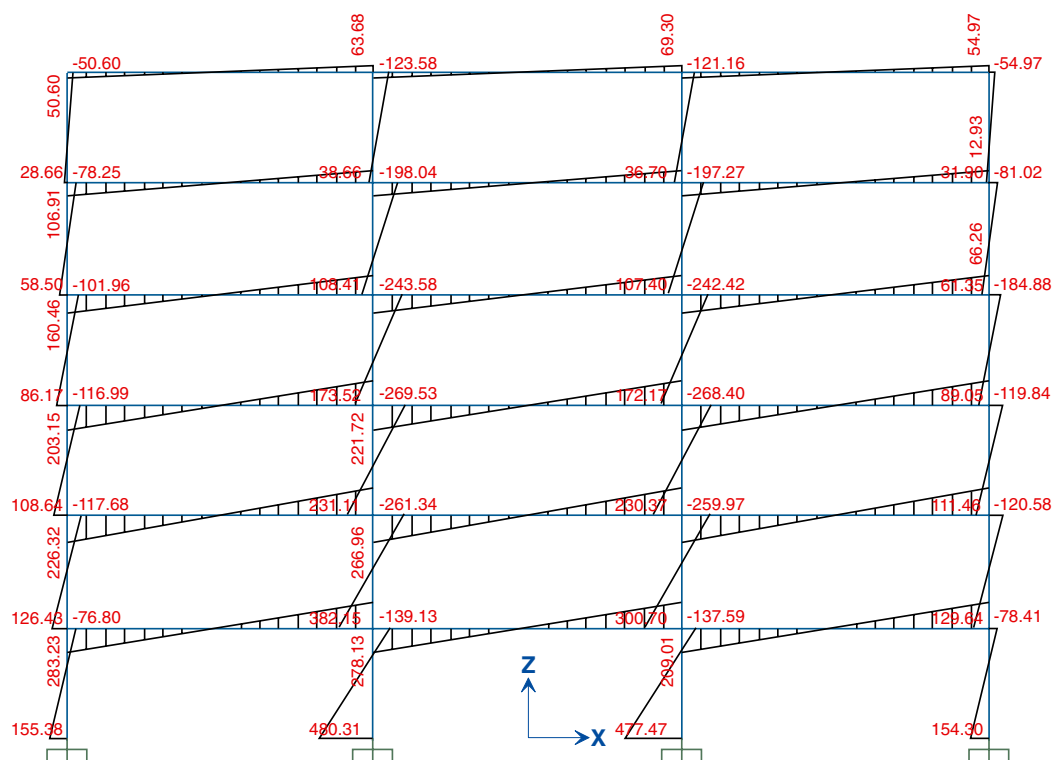
Risultati dell'analisi.

La Figura 73 presenta i momenti flettenti sotto carico sismico ottenuti con il metodo delle forze laterali. La Figura 74 presenta i momenti flettenti sotto carico sismico ottenuti con l'analisi dinamica (metodo della risposta spettrale – sovrapposizione modale). Per il metodo della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) applicato al calcolo della combinazione dei modi, le azioni quali i momenti flettenti sono tutte definite come positive.

I momenti flettenti della Figura 73 sono una rappresentazione più realistica del diagramma reale del momento flettente ad un tempo determinato, con momenti di segno opposto alle estremità delle travi. In qualsiasi punto della struttura, i momenti flettenti possono essere positivi o negativi, a causa dell'inversione dell'azione sismica.

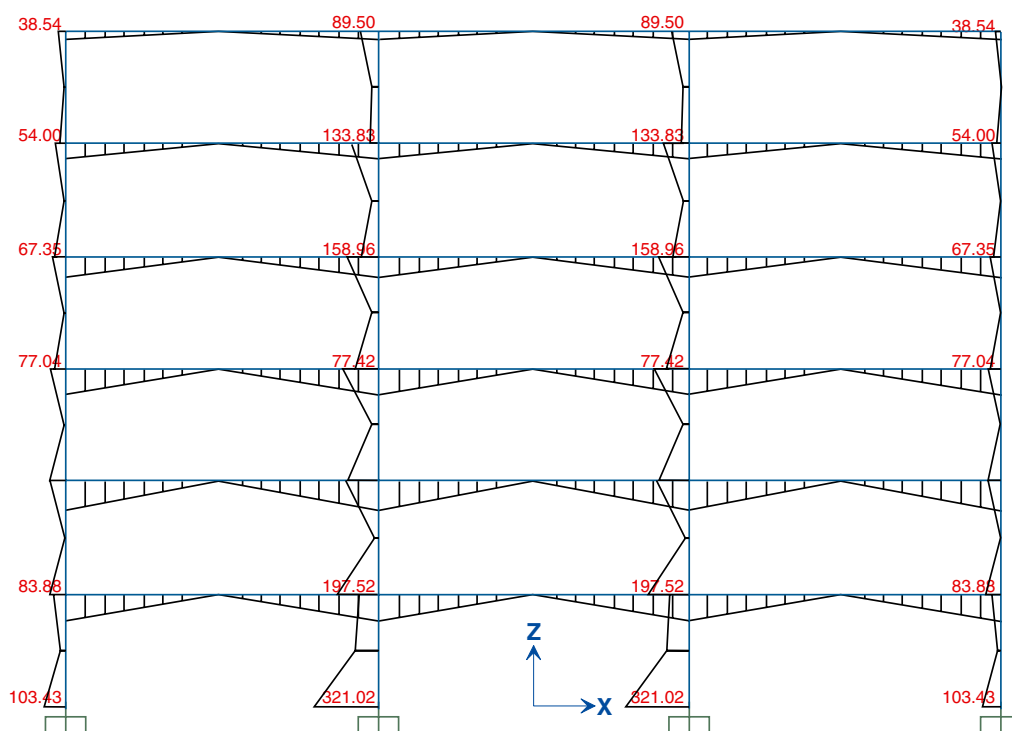
I valori ottenuti con l'analisi dinamica sono inferiori a quelli individuati con il metodo delle forze laterali. Ciò è dovuto all'utilizzo di valori di periodo corretti nell'analisi dinamica; il periodo $T_1 = 1,17$ s per il primo modo di vibrare è superiore alla stima di 0,72s data dal metodo delle forze laterali (vedi 12.8), e una minore pseudo-accelerazione $S_d(T)$ corrisponde ad un maggiore periodo T_1 per $T_1 > T_C$ dello spettro di progetto. L'analisi mostra anche che la massa associata al primo modo è l'82,7 % della massa sismica totale m . Il periodo del secondo modo di vibrare è $T_2=0,368$ s e la massa associata è il 10,4 % della massa sismica totale m . Le Figure 75 e 76 presentano le deformate nei modi di vibrazione 1 e 2.

Figura 73.
Diagramma dei momenti flettenti sotto azione sismica in base al metodo della forza laterale equivalente. Unità: kNm.



Le Tabelle 18 e 19 forniscono i dettagli delle verifiche condotte sulla limitazione degli effetti $P-\Delta$ con i risultati tanto del metodo delle forze laterali quanto dell'analisi dinamica. I valori del taglio alla base risultanti da ambedue i metodi sono indicati nelle tabelle: 586,0 kN (metodo delle forze laterali, per un telaio) e 396,2 kN (risposta dinamica). Si può vedere che il valore del parametro θ non si discosta molto tra i due tipi di analisi. $\theta \leq 0,1$ ai piani 1, 4, 5, 6. Ai piani 2 e 3 i momenti flettenti e gli altri effetti individuati dall'analisi devono essere aumentati di $1/(1-\theta)$ (1,16 al piano 2 e 1,13 al piano 3).

Figura 74.
Diagramma dei momenti flettenti
sotto azione sismica in base
all'analisi dinamica. Unità: kNm.



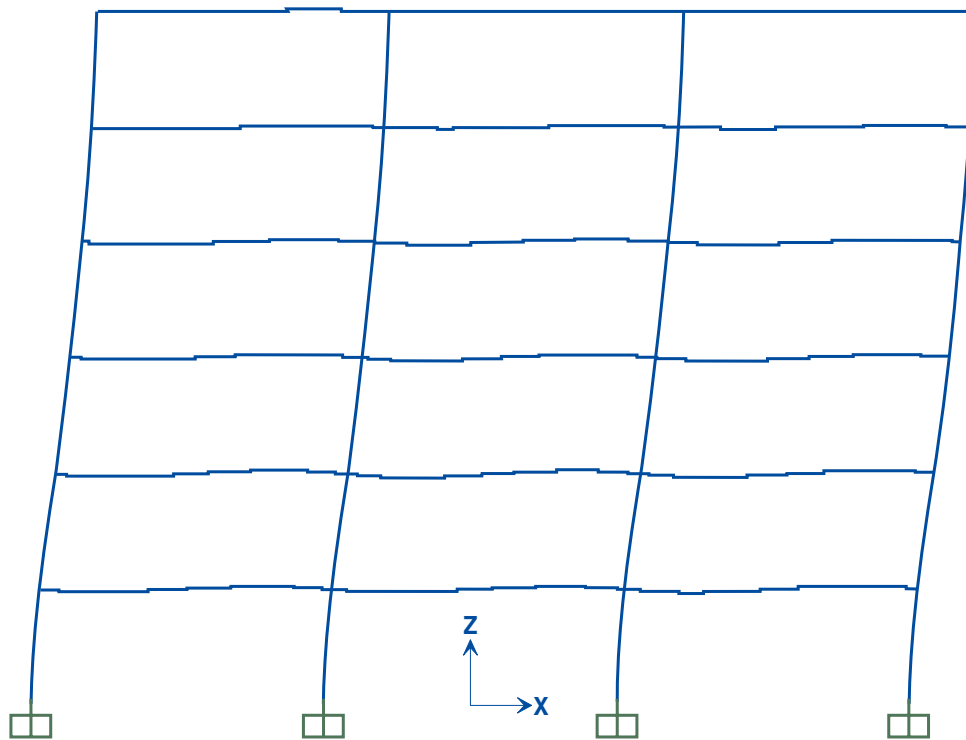


Figura 75.
Forma deformata nel
modo di vibrazione
1 (non in scala).

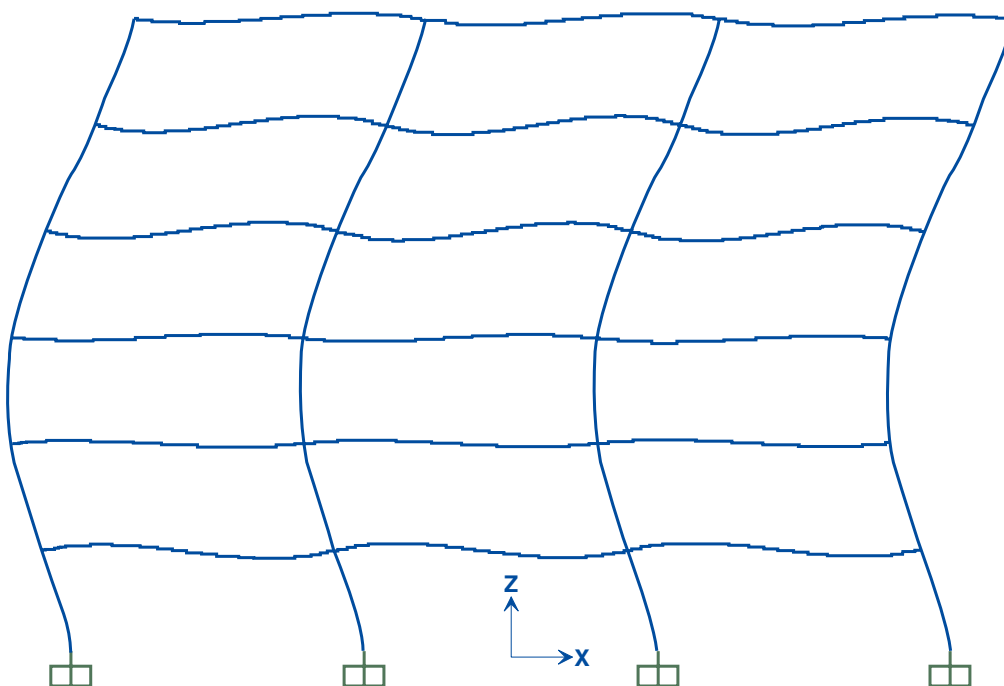


Figura 76.
Forma deformata nel
modo di vibrazione
2 (non in scala).

La Figura 77 presenta il diagramma dei momenti flettenti nella combinazione usata per le verifiche degli elementi strutturali: $E + G + \psi_{2i} Q$ (in cui i momenti flettenti sono ricavati dal metodo della forza laterale equivalente).
 Il momento massimo nelle travi si osserva al piano 2: 509,8 kNm
 Con l'aumento di $1 / (1 - \theta)$:
 $1,16 \times 509,8 = 591,4$ kNm
 Le travi sono IPE500 : $M_{pl,Rd} = 2194.10^3 \times 355 = 778,9$ kNm > 591,4 kNm

Il momento massimo nelle colonne interne è: 427 kNm (alla base, e i momenti dei piani 1 e 2 sono inferiori a tale valore anche dopo l'incremento di $1 / (1 - \theta)$).
 Le colonne interne sono HE340M in flessione attorno all'asse forte:
 $M_{pl,Rd} = 4718.10^3 \times 355 = 1674,9$ kNm > 427 kNm

Il momento massimo nelle colonne esterne è 195,2 kNm, alla base delle colonne (i momenti ai piani 1 e 2 sono inferiori a questo valore anche dopo l'incremento di $1 / (1 - \theta)$).

Le colonne esterne sono HE340M in flessione attorno all'asse debole:

$$M_{pl,Rd} = 1953.10^3 \times 355 = 693,3 \text{ kNm} > 195,2 \text{ kNm}$$

Le verifiche in condizione di servizio al sisma, che si presume essere la metà del sisma di progetto, non destano preoccupazioni. Gli spostamenti laterali di interpiano D_s sono la metà di quelli delle Tabelle 18 e 19, con un massimo:
 $D_s = 0,5 \times 0,054 \times 1 / (1 - \theta) = 0,031$ m
 $D_s / h = 0,031 \text{ m} / 2,9 = 0,0108 = 1,1 \%$

Questo valore è ammesso con tamponature e tramezzi che siano indipendenti dalla struttura.

Figura 77.
 Diagramma dei momenti flettenti nella combinazione usata per le verifiche degli elementi strutturali: $E + G + \psi_{2i} Q$. Unità: kNm.

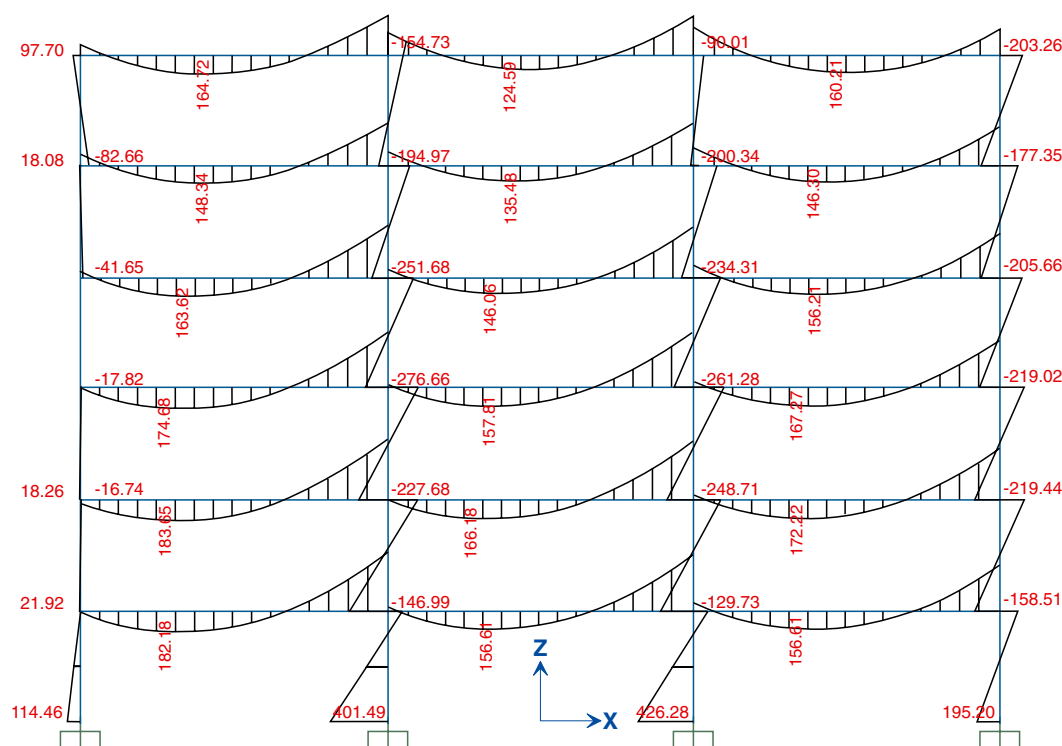


Tabella 18.

Risultati dell'analisi con metodo della forza laterale equivalente.

Metodo della forza laterale					$= E_s + G + \psi_{EI} \cdot Q$				$G + \psi_{EI} \cdot Q = 35,42 \text{ kN/m}$					
Piano	Spostamento assoluto del piano:		Drift di interpiano di progetto ($d_j - d_{j-1}$):		Forze laterali di piano E_j :		Taglio al piano E_j :		Carico gravitazionale totale al piano E_j :		Altezza del piano E_j :		Coefficiente di sensibilità al drift di interpiano ($E_j - E_{j-1}$): θ	
	$d_j [\text{m}]$		$d_j [\text{m}]$		$V_j [\text{kN}]$		$V_{tot} [\text{kN}]$		$P_{tot} [\text{kN}]$		$h_j [\text{m}]$			
E_0	d_0	0	d_{r0}											
E_1	d_1	0,033	d_{r1}	0,033	V_1	27,9	$V_{tot 1}$	586,0	$P_{tot 1}$	5100	h_1	2,9	θ_1	0,100
E_2	d_2	0,087	d_{r2}	0,054	V_2	55,8	$V_{tot 2}$	558,1	$P_{tot 2}$	4250	h_2	2,9	θ_2	0,141
E_3	d_3	0,139	d_{r3}	0,052	V_3	83,7	$V_{tot 3}$	502,3	$P_{tot 3}$	3400	h_3	2,9	θ_3	0,122
E_4	d_4	0,184	d_{r4}	0,044	V_4	111,6	$V_{tot 4}$	418,6	$P_{tot 4}$	2550	h_4	2,9	θ_4	0,093
E_5	d_5	0,216	d_{r5}	0,033	V_5	139,5	$V_{tot 5}$	307,0	$P_{tot 5}$	1700	h_5	2,9	θ_5	0,062
E_6	d_6	0,238	d_{r6}	0,021	V_6	167,5	$V_{tot 6}$	167,5	$P_{tot 6}$	850	h_6	2,9	θ_6	0,037
Fattore di comportamento:					$q = 4$				$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$					

Tabella 19.

Risultati dell'analisi di sovrapposizione modale.

Sovrapposizione modale					$= E_s + G + \psi_{EI} \cdot Q$				$G + \psi_{EI} \cdot Q = 35,42 \text{ kN/m}$					
Analisi dinamica.														
Piano	Spostamento assoluto del piano:		Drift di interpiano di progetto ($d_j - d_{j-1}$):		Forze laterali di piano E_j :		Taglio al piano E_j :		Carico gravitazionale totale al piano E_j :		Altezza del piano E_j :		Coefficiente di sensibilità al drift di interpiano ($E_j - E_{j-1}$): θ	
	$d_j [\text{m}]$		$d_j [\text{m}]$		$V_j [\text{kN}]$		$V_{tot} [\text{kN}]$		$P_{tot} [\text{kN}]$		$h_j [\text{m}]$			
E_0	d_0	0	d_{r0}											
E_1	d_1	0,022	d_{r1}	0,022	V_1	26,6	$V_{tot 1}$	396,2	$P_{tot 1}$	5100	h_1	2,9	θ_1	0,099
E_2	d_2	0,057	d_{r2}	0,035	V_2	42,9	$V_{tot 2}$	369,7	$P_{tot 2}$	4250	h_2	2,9	θ_2	0,137
E_3	d_3	0,090	d_{r3}	0,033	V_3	50,0	$V_{tot 3}$	326,8	$P_{tot 3}$	3400	h_3	2,9	θ_3	0,118
E_4	d_4	0,117	d_{r4}	0,027	V_4	61,1	$V_{tot 4}$	276,7	$P_{tot 4}$	2550	h_4	2,9	θ_4	0,086
E_5	d_5	0,137	d_{r5}	0,020	V_5	85,0	$V_{tot 5}$	215,6	$P_{tot 5}$	1700	h_5	2,9	θ_5	0,054
E_6	d_6	0,148	d_{r6}	0,012	V_6	130,6	$V_{tot 6}$	130,6	$P_{tot 6}$	850	h_6	2,9	θ_6	0,027
Fattore di comportamento:					$q = 4$				$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$					

Progetto della connessione trave colonna in un nodo interno nella fila X2.

Il collegamento della fila X2 preso ad esempio connette una trave IPE500 ad una colonna HE340M. Ambedue gli elementi sono realizzati in acciaio S355. Si sceglie un tipo di collegamento valido per una classe di duttilità DCH, come da Tabella 9. Come schematizzato nella Figura 36, si tratta di un collegamento non rinforzato con piastra terminale; le piastre sono saldate alla trave in fase di fabbricazione, e bullonate alle ali delle colonne in situ. Il progetto prevede anche che si considerino le connessioni delle travi della fila Y2, che sono simili; piastre terminali 'estese' sono saldate alle travi IPEA450 durante la fabbricazione, mentre sono bullonate in situ a piatti verticali saldati alle flange delle colonne (vedi Figure 78 e 79). Le verifiche di progetto sono presentate di seguito con riferimento solo ai collegamenti della fila X2.

Momento e taglio di progetto alla giunzione della trave IPE500.

Il momento e il taglio sono riferiti ad una situazione di progetto in cui le cerniere plastiche si formano a tutte le estremità delle travi della fila X2 (a tutti i piani). I valori di progetto si definiscono considerando la possibilità di resistenze reali del materiale delle travi superiori alla resistenza nominale $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$. Ciò si ottiene utilizzando un fattore γ_{ov} , e un fattore di sicurezza parziale pari a 1,1:

$$M_{Rd, collegamento} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd, trave} = 1,1 \times 1,25 \times 778,9 = 1071 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd, trave} / l = 2 \times 778,9 / 8 = 194,7 \text{ kN}$$

Si trova $V_{Ed,G}$ con $G + \psi_2 Q$
(= 45,2 kN/m, vedi sopra)

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 8 \times 45,2 = 180,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, collegamento} \geq 180,8 + 1,1 \times 1,25 \times 194,7 = 448,5 \text{ kN}$$

Dati i valori di progetto del momento flettente e del taglio, la progettazione si basa sui requisiti dell'Eurocodice 3 (EN1993-1-8), tenendo anche in conto alcuni requisiti specifici dell'Eurocodice 8 (EN1998-1:2004) come illustrato nelle Sezioni 6, 8 e 9.

Progettazione delle saldature tra piatti di estremità e travi

Delle saldature in penetrazione di adeguata preparazione ed esecuzione (smusso a V, saldatura su ambedue i lati) soddisfano i criteri di sovrarresistenza per default, quindi non sono necessari calcoli.

Progettazione dei bulloni

Il momento flettente $M_{Rd, collegamento}$ è trasferito da 4 file di 2 bulloni M36 classe 10.9.

Per la fila 1, $h_r = 500 - 16 + 70 = 554 \text{ mm}$.

Per la fila 2, $h_r = 500 - 16 - 70 = 414 \text{ mm}$.

La resistenza $F_{tr,Rd}$ di un bullone M36 classe 10.9 in tensione è:

$$F_{tr,Rd} = 0,9 f_u A_s / \gamma_{M2} = 0,9 \times 1000 \times 817 / 1,25 = 735,3 \text{ kN} / 1,25 = 588,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, collegamento} = (554 + 414) \times 2 \times 588,2 = 1138 \cdot 10^3 \text{ kNmm} = 1138 \text{ kNm} > 1071 \text{ kNm}$$

Il taglio è trasferito da 6 bulloni M20 classe 10.9 posti su ambedue i lati dell'anima e calcolati per trasmettere la totalità del taglio di progetto.

Resistenza di progetto a taglio dei bulloni:
 $6 \times 122,5 / 1,25 = 588 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$

Resistenza al rifollamento del piatto
(40 mm di spessore, vedi sotto):

$$V_{Rd, piatto} = (6 \times 193 \times 40) / (10 \times 1,25) = 3705 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$$

Progettazione del piatto di estremità

La forza di trazione totale di progetto $F_{tr,Rd}$ applicata da una flangia al piatto di estremità è:

$$F_{tr,Rd} = M_{Rd} / (500 - 16) = 1071 \cdot 10^3 / 484 = 2213 \text{ kN}$$

L'equazione dei lavori virtuali su cui si basa il progetto del piatto di estremità secondo EN1993-1-8 indica:

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta = F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

θ è la rotazione di una linea di deformazione plastica sulla larghezza del piatto (la linea è orizzontale); $M_{pl,1,Rd}$ è il momento plastico sviluppato lungo la linea di plasticizzazione; 4 è il numero delle linee di plasticizzazione quando si ammettono le azioni dovute all'effetto leva - Figura 80; m è la distanza tra l'asse del bullone e la superficie della flangia (70 mm, vedi Figure 79).

Perché si sviluppi una plasticizzazione nella trave e non nel piatto, è necessario soddisfare la seguente condizione:

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta > F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

$$M_{pl,1,Rd} = (l_{eff} \times t^2 \times f_y) / 4 \gamma_{MO}$$

$$l_{eff} = 300 \text{ mm}$$

$$\gamma_{MO} = 1,0$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$(4 \times 300 \times t^2 \times 355) / 4 = 2213 \cdot 10^3 \times 70$$

$$\Rightarrow t = 38,1 \text{ mm as minimum} \Rightarrow t = 40 \text{ mm}$$

Nota.

Poiché:

- lo spessore t_f della flangia della colonna è anch'esso 40 mm
- la distanza dall'anima della colonna è $(150/2) - (t_w/2) = 75 - 21/2 = 64,5 \text{ mm} < 70 \text{ mm}$
- la lunghezza di una potenziale linea di plasticizzazione verticale nella flangia della colonna è $(70 + 16 + 70) + (2 \times 70) = 296 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$

Si può dedurre che la flangia ha la resistenza richiesta per far fronte alla trazione derivante dal collegamento, senza necessità di rinforzi trasversali.

Verifica di resistenza al punzonamento del piatto di estremità e della flangia della colonna.

La resistenza $B_{p,Rd}$ del piatto di estremità e della flangia della colonna al punzonamento da parte di un bullone deve essere superiore alla tensione $F_{tr,Rd}$ che può essere applicata da quel bullone: $B_{p,Rd} > F_{tr,Rd}$

La verifica è identica per il piatto e per la flangia, in quanto hanno lo stesso spessore (40 mm) e la stessa resistenza allo snervamento (355 N/mm^2).

$$F_{tr,Rd} = 2213 / 4 = 553 \text{ kN}$$

$B_{p,Rd}$ è presa come resistenza a taglio corrispondente al punzonamento di un cilindro di diametro d_m pari alla testa del bullone (58 mm per un bullone M36) e spessore t_p pari a quello del piatto (40 mm):
 $B_{p,Rd} = 0,6 \times 3,14 \times 58 \times 40 \times 500 / 1,25 = 2185.103 \text{ N} = 2185 \text{ kN} > 553 \text{ kN}$

Verifica del pannello d'anima della colonna a taglio.

Nella situazione di progetto, le cerniere plastiche si formano nelle sezioni di trave adiacenti alla colonna sulla sinistra e sulla destra. Il taglio orizzontale di progetto $V_{wp,Ed}$ nella zona di pannello è quindi eguale a:

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, left} / (d_{left} - 2t_{f, left}) + M_{pl,Rd, right} / (d_{right} - 2t_{f, right}) + V_{sd, c}$$

Non considerando $V_{sd, c}$:

$$V = 2 \times 1071.10^3 / (377 - 2 \times 40) = 7212 \text{ kN}$$

$$V_{wb,Rd} = (0,9 f_y A_{wc}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{MO}) = (0,9 \times 355 \times 9893) / (\sqrt{3} \times 1,0) = 1824.10^3 \text{ N}$$

$$V_{wb,Rd} = 1824 \text{ kN} << 7212 \text{ kN}$$

L'area dell'anima della colonna deve pertanto essere aumentata con l'aggiunta di piastre con una resistenza a taglio pari a: $7212 - 1824 = 5388 \text{ kN}$

Ciò corrisponde ad un'area di taglio aggiuntiva:
 $(5388.10^3 \sqrt{3}) / (355 \times 0,9) = 29209 \text{ mm}^2$

Il progetto dei collegamenti per le travi orientate nella direzione y richiede due piastre di 297 mm di lunghezza e di spessore pari a: $29209 / (2 \times 297) = 49,2 \text{ mm} \Rightarrow 50 \text{ mm}$. (Figura 78).

Verifica del pannello d'anima della colonna in compressione trasversale.

Questa verifica fa riferimento al paragrafo 6.2.6.2 della norma EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{MO}$$

Una verifica semplice si può effettuare nel modo seguente:

- ponendo ω e k_{wc} a 1,0 e prendendo
 $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27) = 351 \text{ mm}$ (sono ambedue assunti prudenti)
- $\gamma_{MO} = 1,0$
- non considerando le piastre di connessione delle travi nella direzione y

$$F_{c,wc,Rd} = 351 \times 21 \times 355 = 2616.10^3$$

$$N = 2616 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 2213 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta. Una verifica più completa terrebbe in conto anche le piastre di connessione delle travi nella direzione y.

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27 + 40 + 40) = 751 \text{ mm}$$

Verifica del pannello d'anima della colonna in trazione trasversale.

Questa verifica fa riferimento al paragrafo 6.2.6.3 della norma EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{MO}$$

La verifica è identica a quella precedente, ed è quindi soddisfatta.

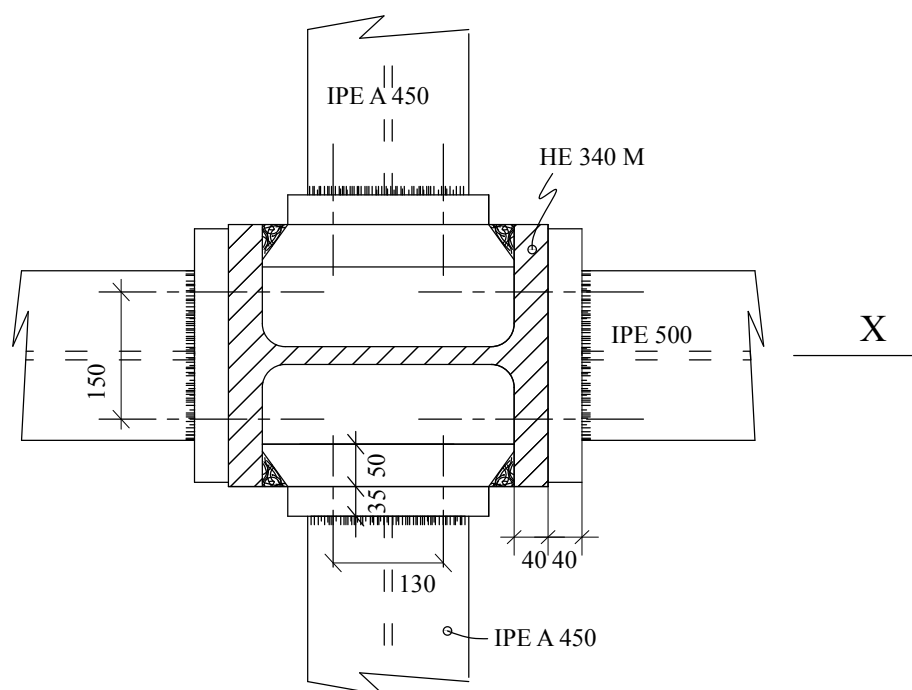
Commento sulle alternative progettuali.

Il progetto presentato è impostato in modo da limitare le deformate, sia in termini di effetti $P-\Delta$ sotto carico sismico di progetto che in termini di drift di interpiano sotto carico di servizio. Ciò significa che le dimensioni scelte per la sezione delle travi incorporano inevitabilmente un margine di sicurezza rispetto alla resistenza; $M_{pl,Rd} = 778,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 591,4 \text{ kNm}$ (che è il momento applicato riferito al 'caso peggiore').

Utilizzare la redistribuzione dei momenti (vedi 10) non permetterebbe l'adozione di sezioni minori, perché ciò porterebbe ad un livello inaccettabile di flessibilità nella struttura.

Si dovrebbe però considerare la possibilità di ridurre la sezione delle travi localmente ('osso di cane' o RBS, vedi Figure 33 e 38). Un approccio di questo tipo modificherebbe solo la rigidezza della struttura di una piccola percentuale, così che sarebbe ancora in aderenza ai requisiti di progetto rispetto alla deformazione, ma permetterebbe una utile riduzione dei momenti (e dei tagli) di progetto applicati ai collegamenti trave-colonna. Nei nodi interni, il momento plastico $M_{pl,Rd}$ della trave IPE500 potrebbe essere ridotto nel rapporto $778,9/591,4 = 1,32$ (cioè una riduzione del 32%). L'uso di RBS permetterebbe di ridurre il diametro dei bulloni e lo spessore dei piatti di estremità. Nei collegamenti alle colonne perimetrali, dove le travi IPE500 sono connesse all'asse minore della colonna, la riduzione sarebbe maggiore, perché il valore massimo di M_{Ed} è solo 481 kNm, permettendo un rapporto di riduzione pari a 1,61 (cioè una riduzione del 61%).

Figura 78.
Vista in pianta dei collegamenti trave-colonna.



Per ridurre i costi di fabbricazione e di costruzione si possono anche prendere in considerazione altre opzioni progettuali. L'uso di collegamenti a cerniera per le travi che si connettono all'asse minore della colonna semplificherebbe la struttura dei nodi. La perdita di rigidità del telaio si potrebbe compensare adottando sezioni di trave e di colonna più importanti. In alternativa, potrebbe essere interessante ridurre il numero di telai che forniscono la maggior parte della resistenza sismica. Ad esempio, i telai delle file Y1 e Y4 potrebbero essere dedicati alla resistenza sismica nella direzione y , con i telai delle file X1, X4 e X6 preposti alla resistenza nella direzione x . Per i telai delle altre file si potrebbero usare travi di sezione minore, e collegamenti più economici.

Figura 79.

Vista in elevazione dei collegamenti trave-colonna.

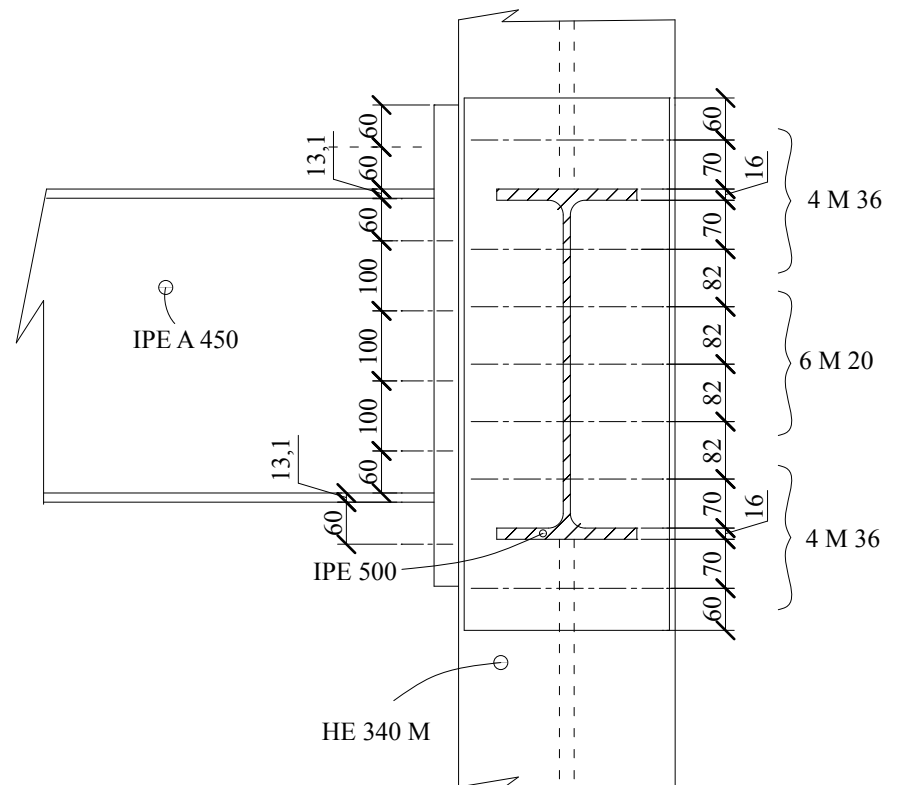
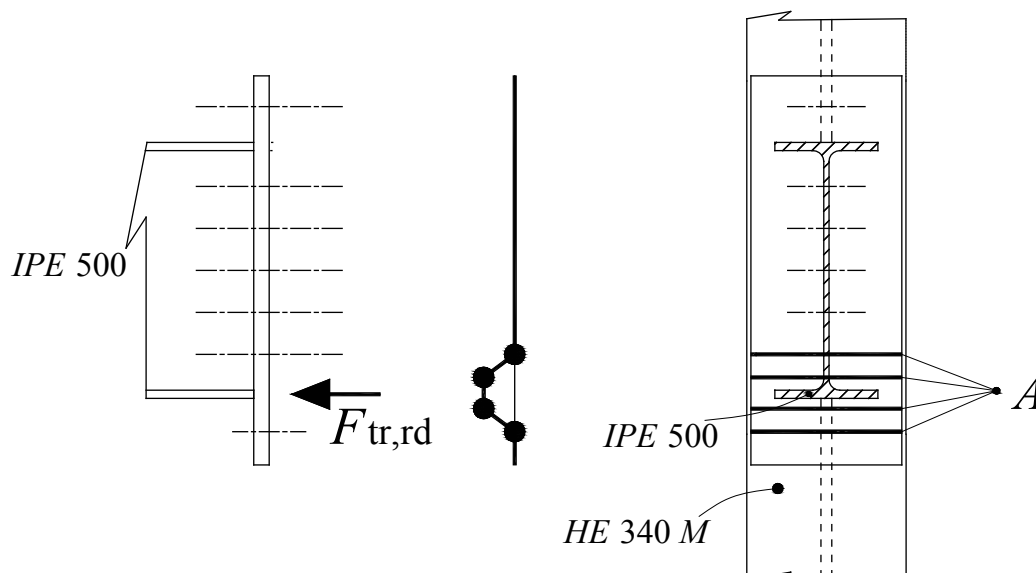


Figura 80.

Meccanismo di deformazione plastica nel
piatto di estremità della trave IPE500.



Progettazione di travi a sezione ridotta.

Obiettivo.

L'analisi ha indicato un momento flettente massimo di 591,4 kNm nelle travi IPE500 nella direzione x sotto la combinazione di carico sismico $E + G + \psi_{2i} Q$. Come detto al punto 19.12, essendo governate da limiti di freccia, le travi presentano un eccesso di resistenza che è eguale a: $778,9 : 591,4 = 1,32$. Nel considerare l'uso di sezioni ridotte, si ha l'obiettivo di limitare il momento all'estremità della trave ad un valore eguale o prossimo a 591,4 kNm.

In linea di principio ciò si potrebbe ottenere riducendo le flange della trave in adiacenza del collegamento alla colonna, ma gli esperimenti hanno dimostrato che la duttilità è maggiore quando la riduzione di sezione è a una certa distanza dall'estremità della trave. Ciò significa che il momento limite ha un valore leggermente diverso, che è necessario determinare (vedi Figura 40). Il momento di progetto da considerare è influenzato dall'aumento di flessibilità dovuto alla sezione ridotta. Nei paragrafi che seguono, si valuterà il momento di progetto nella RBS tenendo conto di questi due fattori.

Impatto dell'aumento di flessibilità dovuto a RBS

La riduzione della sezione della trave (RBS) accresce la flessibilità del telaio, e quindi il drift, di una percentuale stimata nel 7% (vedi [6] [7]), che si traduce in un aumento del 7% anche di θ . E' necessario dunque ricalcolare i fattori di amplificazione $1 / (1 - \theta)$ che sono dati in Tabella 17, considerando i valori modificati di θ come indicato in Tabella 20.

Nel progetto si considera solo il valore associato al 'caso peggiore' $[1 / (1 - \theta) = 1,17]$, perché tutte le RBS avranno le stesse dimensioni a tutti i piani. Il momento massimo applicato alle estremità delle travi nella combinazione $E + G + \psi_{2i} Q$, senza considerare i fattori di amplificazione $1 / (1 - \theta)$, era 509,8 kNm. Con l'uso di sezioni ridotte, il momento massimo viene amplificato di 1,17 a causa dell'aumento di flessibilità: $1,17 \times 509,8 = 596,5$ kNm

E' evidente che non si discosta molto dal valore in assenza di RBS (591,4 kN)

Impatto della distanza tra RBS e collegamento

Per tenere conto del fatto che la RBS si trova ad una certa distanza dalla faccia della colonna, è necessario scegliere dimensioni conformi alle indicazioni guida fornite nella Sezione 10. Si consideri:
 $a = 0,5 \times b = 0,5 \times 200 = 100$ mm
 $s = 0,65 \times d = 0,65 \times 500 = 325$ mm

La distanza tra la RBS e la faccia della colonna è $a + s/2$ (vedi Figura 38).
 $a + s/2 = 162,5 + 100 = 262,5$ mm
 Il momento massimo si ottiene all'estremità della trave, e il diagramma dei momenti flettenti (in Figura 74) è, per approssimazione, lineare tra l'estremità della trave e un punto a un terzo della campata, per cui il momento flettente di progetto nella RBS è.
 $1/3$ campata = $8000 / 3 = 2666$ mm
 $M_{d,RBS} = 596,5 \times (2666 - 262,5) / 2666 = 537$ kNm

Tabella 20.
Fattori di amplificazione modificati $1 / (1 - \theta)$.

Piano	Coefficiente di sensibilità al drift di interpiano θ		Fattore di amplificazione $1 / (1 - \theta)$
	Senza RBS	Con RBS	Con RBS
1	0,099	0,105	1,11
2	0,137	0,147	1,17
3	0,118	0,126	1,14
4	0,086	0,092	1
5	0,054	0,057	1
6	0,027	0,028	1

Definizione degli intagli della sezione ridotta

Come indicato nella Sezione 9, la dimensione di taglio c della RBS

deve stare entro il campo $c = 0,20 b$ e $0,25 b$

Si consideri $c = 0,22 b = 0,22 \times 200 = 44 \text{ mm}$.

Il momento plastico della sezione della trave IPE500 (senza riduzione) è pari a:

$$W_{ply fy} = 2194 \cdot 10^3 \times 355 = 778 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Questo risulta dalla somma di:

$$\text{Momento della flangia: } b t_f f_y (d - t_f) = 16 \times 200 \times 355 (500 - 16) = 549 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Momento dell'anima: } t_w f_y (d - 2t_f)^2 / 4 = 10,2 \times 355 \times (500 - 32)^2 = 198 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento legato ai raggi di raccordo delle giunzioni anima-flangia:} \\ = (778 - 549 - 198) = 31 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Il momento plastico di una IPE500 'ridotta' (RBS) si calcola nel modo seguente:

$$b_e = b - 2c = 200 - 88 = 112 \text{ mm}$$

$$\text{Momento della flangia: } b_e t_f f_y (d - t_f) = 16 \times 112 \times 355 (500 - 16) = 308 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Momento plastico della RBS: } M_{pl,Rd,RBS} = (308 + 198 + 31) \cdot 10^6 = 537 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 537 \text{ kNm}$$

Ai fini della fabbricazione, è necessario anche conoscere il raggio R dell'intaglio (vedi Figura 38). Il calcolo è: $R = (4c^2 + s^2) / 8c = (4 \times 32^2 + 325^2) / (8 \times 32) = 857 \text{ mm}$.

Momento e taglio di progetto a livello della connessione.

Il taglio da azione sismica nella RBS corrisponde alla situazione in cui si formano delle cerniere plastiche alle estremità destra e sinistra della trave. E' quindi dato da:

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,RBS} / L'$$

in cui L' è la distanza tra le cerniere plastiche alle estremità della trave.

$$L' = 8000 - 377 - (2 \times 262,5) = 7098 \text{ mm} = 7,098 \text{ m}$$

$$V_{Ed,E} = 2 \times 537 / 7,098 = 151 \text{ kN}$$

Il taglio $V_{Ed,G}$ nella RBS generato dal carico gravitazionale $G + \psi_{2i} Q$ is :

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 7,098 \times 45,2 = 160,4 \text{ kN}$$

Il taglio totale nella RBS è:

$$V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} V_{Ed,E} = 160,4 + 1,1 \times 1,25 \times 151 = 368 \text{ kN}$$

Il momento di progetto $M_{Ed,collegamento}$ applicato ai bordi della trave è:

$$M_{Ed,collegamento} = 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X$$

Con $X = a + s/2 = 262,5 \text{ mm}$

$$M_{Ed,collegamento} = 1,1 \times 1,25 \times 537 + 368 \times 0,2625 = 834 \text{ kNm}$$

Grazie alle travi a sezione ridotta, il momento di progetto $M_{Ed,collegamento}$ per i collegamenti alle estremità delle travi si è ridotto da 1071 kNm a 834 kNm. Si tratta di una riduzione del 28%.

La verifica di progetto del taglio a livello della connessione è:

$$V_{Rd,collegamento} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} V_{Ed,E}$$

La condizione era:

$$V_{Rd,collegamento} \geq 448 \text{ kN without RBS.}$$

E':

$$V_{Rd,collegamento} \geq 368 \text{ kN with RBS}$$

L'uso di RBS ha pertanto permesso una riduzione del taglio di progetto al collegamento pari al 21%.

Economie dovute alla sezione ridotta.

L'uso di travi a sezione ridotta darà un forte contributo all'economicità del progetto, permettendo di ridurre del 28% il momento di progetto alle giunzioni. Questa riduzione si riscontra anche nel taglio di progetto applicato alla zona di pannello della colonna. Ambedue i tipi di riduzione possono avere un impatto positivo sui costi.

Appendice A.

Definizione degli spettri di risposta di progetto Eurocodice 8.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, lo spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale $S_d(T)$ è definito dalle seguenti espressioni, che sono valide in tutta l'Europa:

$$a_g = \gamma_f a_{gR}$$

a_{gR} : accelerazione massima di riferimento a livello del sottosuolo di tipo A.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$S_d(T)$ è lo spettro di risposta dell'accelerazione orizzontale di progetto;

T è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un solo grado di libertà;

a_g è l'accelerazione di progetto su terreno di tipo A ($a_g = \gamma_f a_{gR}$);

T_B è il periodo limite inferiore del ramo costante di accelerazione spettrale;

T_C è il periodo limite superiore del ramo costante di accelerazione spettrale;

T_D è il valore che definisce l'inizio del tratto di spettro a risposta costante nello spostamento;

S è il fattore di sottosuolo (vedi Tabella 2);

η è il fattore di smorzamento correttivo con un valore di riferimento $\eta = 1$ per smorzamento viscoso pari al 5%.

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ è il rapporto di smorzamento viscoso della struttura, espresso in percentuale.

Appendice B.

Qualità di acciaio disponibili di ArcelorMittal.

I gradi di acciaio disponibili, le loro caratteristiche meccaniche e chimiche, e le dimensioni dei profili sono scaricabili dal sito:

<http://www.arcelormittal.com/sections>

Bibliografia.

- [1] EN 1998-1:2004. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. (Eurocode 8). CEN, European Committee for Standardisation.
- [2] Seismic Resistance of Composite Structures – Report EUR 14428 EN. 1992. Pubblicazione della Commissione delle Comunità Europee.
- [3] A. Plumier. New Idea for Safe Structures in seismic Zones. IABSE Symposium. Mixed Structures Including New Materials – Brussels 1990. pp. 431 – 436.
- [4] A. Plumier. The Dogbone – Back to the Future. AISC Engineering Journal – Second quarter 1997 – Volume 34, n° 2.
- [5] Paulay and Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley Ed., 1992
- [6] Moment Connections For Seismic Applications. Canadian Institute for Steel Construction. 2004. ISBN 0-88811-106-1
- [7] Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. July 2000.
- [8] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 341-02. May 2002.
- [9] I. Vayas, L. Calado, C. Castiglioni, A. Plumier, P. Thanopoulos. Behaviour of Seismic Resistant Braced Frames with Innovative Dissipative (INERD) Connections. EUROSTEEL. 2005. ISBN 3-86130-812-6.
- [10] A. Plumier, R. Agatino, A. Castellani, C. Castiglioni, C. Chesi. Resistance of Steel Connections to Low Cycle Fatigue. XIth European Conference on Earthquake Engineering. Paris. September 1998.
- [11] Moment resisting Connections of Steel Frames in Seismic Areas. Design and Reliability. Edited by F. MAZZOLANI; E&F SPON Editions, 2000; ISBN 0-415-23577-4.
- [12] Two Innovations for Earthquake Resistant Design: the INERD Project. Rapport EUR 22044 EN, ISBN 92-79-01694-6, 2006, Publication office: Publications.europa.eu.
- [13] Fardis, Carvalho, Elnashai, Faccioli, Pinto, Plumier. Designer's Guide to Eurocode 8. Thomas Telford Publisher. ISBN 07277-3348-6. 2005.
- [14] Guide des Dispositions Constructives Parasismiques des Ouvrages en Acier, Béton, Bois et Maçonnerie. AFPS (Association Française du Génie Parasismique). Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 2005. ISBN 2-85798-416-0.
- [15] ICONS Report 4. Composite Steel Concrete Structures'. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. A. Plumier & C. Doneux Editors (2001). Editor. Lisbona-Portogallo
- [16] Sanchez, L and Plumier, A. 'Particularities raised by the evaluation of load reduction factors for the seismic design of composite steel concrete structures', Proceedings of the SDSS'99 Stability and Ductility of Steel Structures Colloquium, Timisoara, 1999.
- [17] C. Doneux and A. Plumier, Distribution of stresses in the slab of composite steel concrete moment resisting frames submitted to earthquake action. Der Stahlbau 6/99.
- [18] M. Zacek, Construire parasismique, Editions Parenthèses / ISBN 2-86364-054-2, 1996.

Assistenza tecnica e finitura

Assistenza tecnica

Siamo disponibili a consigliarvi gratuitamente allo scopo di ottimizzare l'uso dei nostri prodotti per i vostri progetti ed a rispondere a domande circa l'uso dei profili e dei laminati mercantili. Questa consulenza riguarda il progetto di elementi strutturali, i dettagli costruttivi, la protezione di superficie, sicurezza antincendio, metallurgia e saldatura.

I nostri specialisti sono preparati a seguire le vostre iniziative in tutto il mondo.

Come supporto ai vostri progetti sono disponibili software e documentazione tecnica che potete consultare o scaricare dal nostro sito:

www.arcelormittal.com/sections

Finitura

A completezza delle capacità tecniche dei nostri partners, siamo dotati di macchine per finiture di alta qualità che offrono una vasta gamma di servizi, come:

- foratura
- taglio a fiamma ossidrica
- Tagli a T
- dentellatura
- centinatura
- curvatura
- raddrizzamento
- taglio a freddo a lunghezza precisa
- saldatura e fissaggio bulloni
- sabbiatura e impallinatura
- trattamento di superficie

Innovation & Construction Development

In ArcelorMittal è presente un team di professionisti specializzati nel campo delle costruzioni: la divisione Innovation & Construction Development (ICD)

Una gamma completa di prodotti e soluzioni dedicate al settore delle costruzioni in tutte le sue forme: strutture, facciate, coperture, ecc, sono disponibili dal sito web

www.constructalia.com

I vostri interlocutori

ArcelorMittal
Commercial Sections
66, rue de Luxembourg
L-4221 Esch-sur-Alzette
Luxembourg
Tel: +352 5313 3014
Fax: +352 5313 3087

www.arcelormittal.com/sections

ArcelorMittal
Commercial Sections

66, rue de Luxembourg
L-4221 Esch-sur-Alzette
LUXEMBOURG
Tel.: + 352 5313 3014
Fax: + 352 5313 3087

www.arcelormittal.com/sections



Misto

Gruppo di prodotti provenienti
da foreste correttamente gestite
e da altre origini controllate

www.fsc.org Cert no. EUR-COC-051203
© 1996 Forest Stewardship Council