

Considerazioni su differenti approcci nella progettazione di una struttura in acciaio porta silo sismo-resistente

L. Picchi¹ ■

Sommario

La crescente competitività dei mercati internazionali nel settore dell'impiantistica industriale, unita alla sempre maggiore richiesta di qualità da parte dei clienti finali, richiede il continuo studio di soluzioni tecnicamente eccellenti, ma allo stesso tempo economiche. Non fa eccezione il compartimento delle strutture metalliche funzionali alla realizzazione ed al funzionamento degli impianti stessi. Per questo motivo è strategica la messa a punto di soluzioni strutturali che offrano eccellenti prestazioni statiche, e che allo stesso tempo permettano la realizzazione di strutture leggere, economiche, facilmente trasportabili, montabili e manutenibili. Tali considerazioni sono a maggior ragione valide per le

1. Introduzione

La tipologia strutturale considerata in questo articolo è un cavalletto a quattro colonne che supporta in quota un silo di stoccaggio (Fig. 1). Il silo è posizionato ad elevazione +8.90 m ed è sostenuto da una cornice di travi disposte a formare un ottagono, mentre ad elevazione +3.65 m è collocato un impalcato portante un piano grigliato adibito alla manutenzione ed al sostegno delle apparecchiature di svuotamento del silo.

La struttura studiata, si suppone realizzata con controventi concentrici in entrambe le direzioni. I nodi sono progettati in modo da funzionare a cerniera per tutte le aste della struttura comprese le piastre di base.

Il materiale ipotizzato per i profili è l'acciaio S275JO come definito dalla EN 10025-2 CEN (2005d).

La progettazione è eseguita in accordo agli Eurocodici 3 CEN (2005a), CEN (2005b) ed 8 CEN (2005c), CEN (2006) utilizzando i valori raccomandati dagli stessi anche per quei parametri per i quali è demandata l'applicazione di una norma Nazionale. Il dimensionamento strutturale del fasciame del silo, del tetto e della tra-

strutture sismo-resistenti, specialmente se realizzate in zone a medio/alta sismicità.

Scopo del presente articolo è il confronto tra due differenti approcci nella progettazione di una struttura sismo-resistente in acciaio tipica dell'impiantistica industriale, al fine di valutarne la differenza in termini di peso. I due approcci riguardano il dimensionamento della struttura seguendo il principio di comportamento poco dissipativo, ed il dimensionamento seguendo il principio di comportamento dissipativo; inoltre si prendono in considerazione due differenti schemi di controventatura. La progettazione è eseguita nel rispetto delle prescrizioni imposte dalle Normative Europee CEN (2005a), CEN (2005b), CEN (2005c) attualmente in vigore.

moggia non è oggetto della presente memoria. Lo studio è svolto analizzando sia una soluzione con controventi a V rovesciata sia una soluzione con controventi diagonali a diagonale tesa attiva. L'analisi condotta ipotizzando un comportamento dissipativo fa riferimento ad una struttura progettata in Alta Classe di Duttilità. I coefficienti di comportamento q sono determinati in accordo al Prospetto 6.2 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c), ed in particolare valgono $q = 2.5$ per il caso di controventi a V e $q = 4$ per il caso di controventi diagonali.

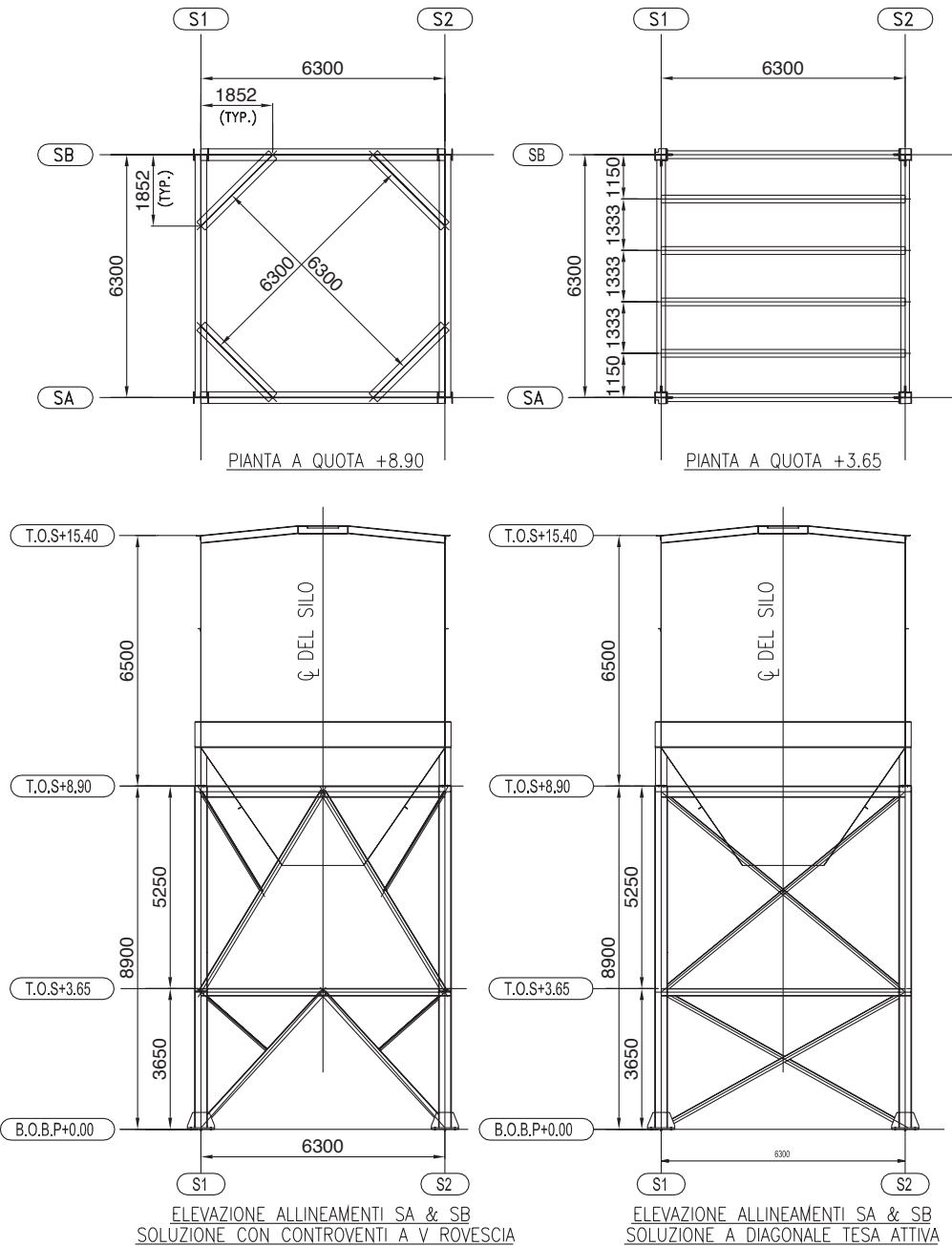
Il presente lavoro mette a confronto le seguenti soluzioni progettuali:

- **Soluzione 1:** controventi a V e struttura non dissipativa $q = 1.5$;
- **Soluzione 2:** controventi a V e struttura in Classe di Duttilità Alta $q = 2.5$;
- **Soluzione 3:** controventi a diagonale tesa attiva e struttura non dissipativa $q = 1.5$;
- **Soluzione 4:** controventi a diagonale tesa attiva e struttura in Classe di Duttilità Alta $q = 4$.

Si fa presente che il valore $q = 1.5$ del fattore di struttura per comportamento non dissipativo, è indicato come valore raccomandato nella Nota

¹ Detail Engineering Department, Nooter/Eriksen, Cardano al Campo (VA) - ✉ lpicchi@ne.com

Fig. 1
Pianta ed alzato della
struttura in oggetto.



1 del Par. 6.1.2 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c), mentre alcune normative Nazionali (es. D.M. 14 Gennaio 2008 NTC (2008)) impongono il coefficiente unitario per tale comportamento. A completamento delle verifiche allo Stato Limite Ultimo, si considera la Limitazione del Danneggiamento degli elementi non-strutturali tenendo conto della particolare destinazione d'uso della struttura. Frequentemente le strutture destinate ad impianti industriali sono sprovviste di tamponamenti e di elementi non-strutturali di parete (ad eccezione dei capannoni ovviamente), in compenso sono dotate di una serie di macchine e tubazioni collegate ad altre strutture e che spesso contengono sostanze pericolose e/o ad alta temperatura; risulta pertanto determinante

limitare gli spostamenti ed evitare "battimenti" reciproci. I collegamenti tra tubazioni e/o macchine sono tipicamente realizzati con giunti tessili o meccanici o con compensatori in grado di accomodare gli spostamenti reciproci nelle normali condizioni di esercizio e quando richiesto per gli eventi eccezionali. La struttura in esame è priva di tamponamenti, tuttavia è sicuramente dotata di un sistema di carico e scarico del silo rispetto a cui bisogna limitare gli spostamenti, pertanto in aggiunta alle limitazioni imposte dall'Eurocodice 8 CEN (2005c) per strutture prive di elementi non-strutturali, si decide di limitare gli spostamenti reciproci degli impalcati ad un valore compatibile con i "gap" ammessi dai giunti usualmente in commercio.

2. Modello strutturale e carichi applicati

La struttura è analizzata mediante un modello tridimensionale in campo elastico e lineare, l'azione sismica è computata mediante un'analisi modale dinamica con spettro di risposta in accelerazione. Si sono estratti dodici modi di vibrare al fine di raggiungere il 100% di massa partecipante in tutte e tre le direzioni cartesiane.

Le masse considerate nelle analisi sono quelle associate alla seguente combinazione di carico definita dall'Eurocodice 8 CEN (2005c) e specializzata alla struttura in oggetto:

$$\sum G_{k,i} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

dove:

$G_{k,i}$ valore caratteristico del peso proprio della struttura, dei grigliati, del silo, delle macchine ad essi collegate ed il peso del prodotto contenuto nel silo;

$Q_{k,i}$ valore caratteristico del sovraccarico accidentale (in questo caso solo il sovraccarico accidentale);

$\Psi_{E,i} = 0.6$ coefficiente di combinazione dell'azione variabile.

Lo scopo della presente memoria è quello di confrontare i diversi approcci nella progettazione della struttura di supporto, a tale fine si ritiene di non modellare esplicitamente il silo ma di considerarne l'effetto sulla risposta mediante opportune proprietà di massa considerate concentrate in corrispondenza del centro di massa del silo stesso. Tale assunzione trova fonda-

mento nelle seguenti considerazioni:

- il silo è corto rispetto al diametro, pertanto il baricentro dell'insieme silo più prodotto contenuto è posto poco al di sopra delle travi di supporto. Inoltre la rigidità globale del silo è notevolmente superiore rispetto a quella della struttura, quindi è ragionevole trascurarne la flessibilità;
- questo tipo di modellazione è ammessa dal P.to 3.3.(4) dell'Eurocodice 8 Parte 4 CEN (2006), dove si specifica che l'effetto globale dell'azione sismica sulla struttura di supporto può essere calcolato assumendo che la massa del silo e del suo contenuto siano applicate nel centro di gravità e che l'effetto rotazionale sia conteggiando mediante il momento d'inerzia rotazionale della massa.

La massa considerata è quella associata alla combinazione dei carichi definita dalla formula (1) comprendente quindi il peso proprio del silo, del prodotto contenuto e la quota parte di sovraccarico accidentale applicato sul tetto. Il momento d'inerzia rotazionale della suddetta massa è calcolato rispetto agli assi cartesiani orizzontali passanti per il centro di massa. Si sono eseguite analisi assumendo un momento d'inerzia rotazionale aumentato e diminuito del 20% rispetto al valore nominale, al fine di conteggiare distribuzioni di massa non uniformi.

Operativamente si definisce nel modello di calcolo un punto fittizio (nodo 49) che rappresenta il centro di massa del silo, tale punto è collegato agli otto punti di supporto (nodi 50, 51, 52, 53,

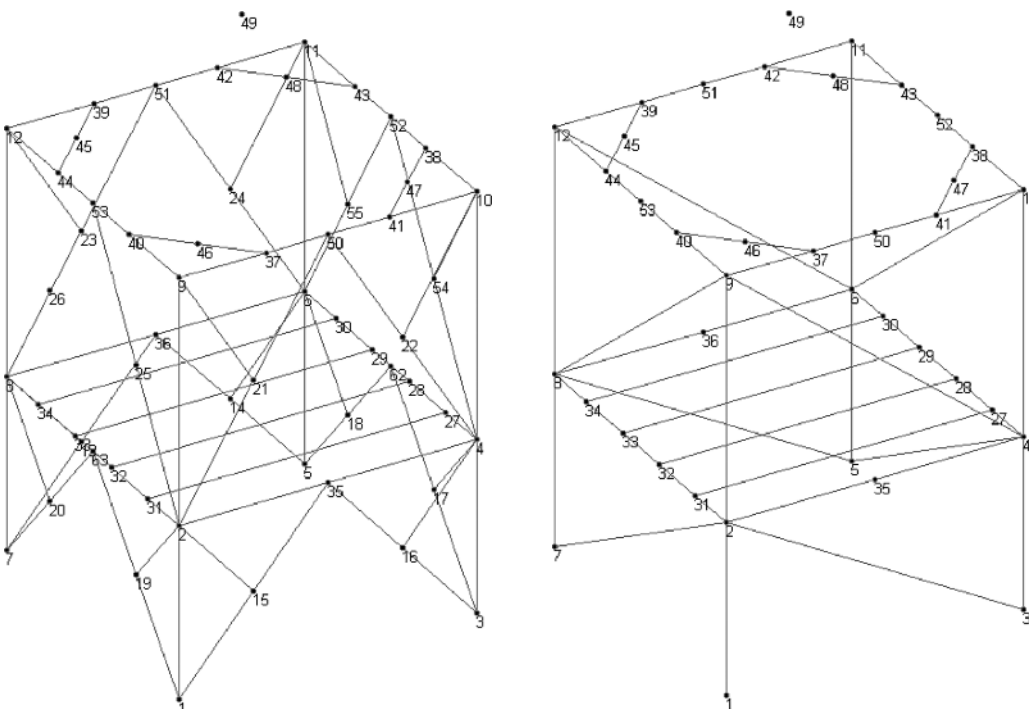
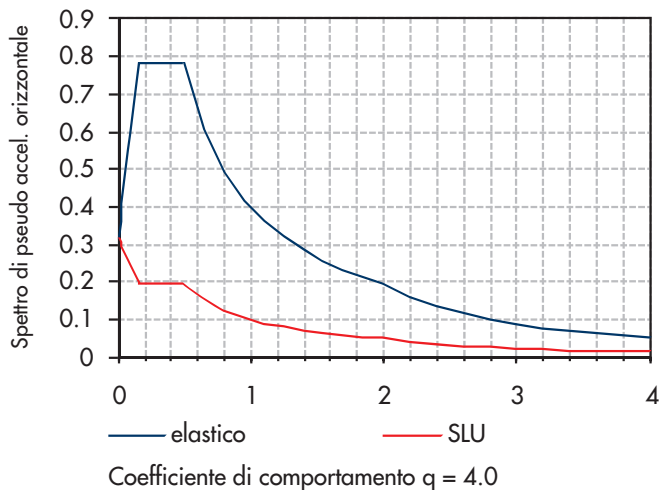
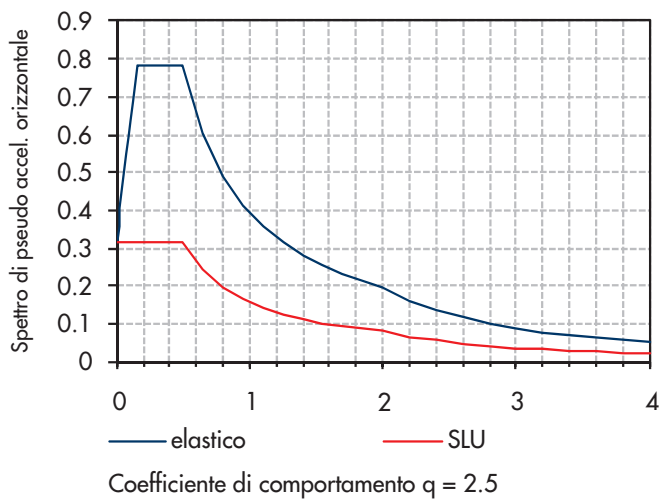
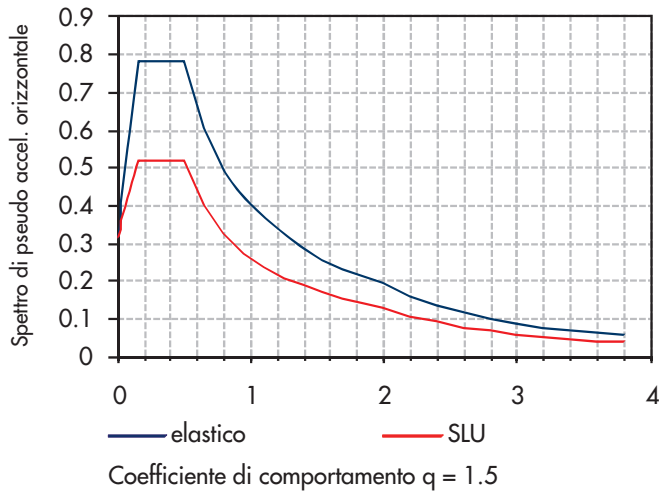


Fig. 2
Vista tridimensionale del Modello di calcolo.

Fig. 3
Spettri utilizzati per l'analisi
sismica.



45, 46, 47 e 48) mediante un collegamento infinitamente rigido (Fig. 2) atto a modellare il comportamento rigido del silo sui supporti. I punti di appoggio si trovano in corrispondenza della mezzeria delle travi formanti la cornice ottagonale di supporto al silo. I carichi del silo, la massa ed il momento d'inerzia rotazionale sono applicati nel nodo fittizio. Di seguito si elencano nel dettaglio i carichi considerati.

- Peso proprio della struttura (SelfWeight): è il peso proprio degli elementi strutturali aumentati del 15% per considerare il peso delle connessioni;
- Peso proprio del silo (Equipment): è il peso proprio del silo e di tutte le macchine ad esso collegate applicato nel suo baricentro ed equivale a 260 kN; inoltre si considerano quattro carichi concentrati di 3 kN ciascuno sul primo impalcato dovuti al sistema di scarico del silo;
- Peso proprio del prodotto contenuto nel silo (Ash): è il peso del prodotto contenuto nel silo considerato pieno applicato nel baricentro. L'intensità del carico vale 2320 kN;
- Peso del grigliato al primo livello (Gratings): è il peso proprio del grigliato nel primo impalcato. L'intensità del carico vale 0.30 kN/m² ed è uniformemente distribuito sull'impalcato;
- Sovraccarico accidentale (Live): è il sovraccarico accidentale nell'impalcato a quota +3.65 m e sul tetto del silo. L'intensità del carico vale 5.00 kN/m² ed è uniformemente distribuito;
- Azione sismica (SeismicX e SeismicY): è l'azione sismica rappresentata mediante lo spettro di progetto tipo 1 come definito nel paragrafo 3.2.2 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) e considerando i seguenti parametri:
 - accelerazione di progetto del terreno: 0.25 g
 - tipo di terreno: B
 - coefficiente del terreno: $S = 1.25$
 - coefficiente di importanza: $I = 1.00$
 - $T_b = 0.15$ s
 - $T_c = 0.50$ s
 - $T_d = 2.00$ s

Gli spettri così ottenuti (Fig. 3) sono riportati in grafico per tre differenti coefficienti di comportamento. L'azione sismica è applicata nel piano orizzontale lungo le due direzioni ortogonali (convenzionalmente chiamate X ed Y), sia in senso positivo sia in senso negativo. I carichi sismici sono applicati in accordo al Par. 4.3.3.5.1 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) cioè combinando l'azione in una direzione con il 30% nell'altra e viceversa.

3. Combinazione dei carichi

Nella tabella 1 si elencano le combinazioni di carico usate per il dimensionamento della struttura. La combinazione COMB1 è utilizzata per la verifica allo Stato Limite Ultimo in assenza di azione sismica. La combinazione COMB2 considera i carichi gravitazionali coesistenti nella combinazione sismica, tale combinazione non ha nessun significato nella verifica ma è usata

per estrarre le azioni indotte dai carichi gravitazionali da utilizzarsi per l'applicazione dei criteri di gerarchia delle resistenze dell'Eurocodice 8. Le altre combinazioni sono utilizzate per la verifica in presenza di azioni sismiche secondo quanto richiesto dall'Eurocodice 8 CEN (2005c). Si fa presente che l'azione del vento è trascurata nella presente memoria in quanto non dimensionante rispetto all'azione sismica.

Tabella 1 - Combinazioni di carico

Combinazione	SelfWeight	Equipement	ASH	Gratings	Live	SeismicX	SeismicY
COMB1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	-	-
COMB2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-	-
COMB+X1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	0.3
COMB+X2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	-0.3
COMB+Y1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.3	1.0
COMB+Y2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-0.3	1.0
COMB-X1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-1.0	0.3
COMB-X2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-1.0	-0.3
COMB-Y1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.3	-1.0
COMB-Y2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-0.3	-1.0

4. Verifiche di resistenza ed applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze

La verifica di resistenza delle membrature è eseguita in accordo all'Eurocodice 3 CEN (2005a), CEN (2005b) considerando le Combinazioni di Carico definite in paragrafo 3.

Le travi sostenenti il piano grigliato poste a quota +3.65 m non avendo funzione di resistenza alle azioni orizzontali sono dimensionate per i soli carichi gravitazionali pertinenti e risultano uguali per le quattro Soluzioni considerate. Per la verifica ipotizzando un comportamento poco dissipativo non è necessario applicare nessun criterio di gerarchia delle resistenze e non sussiste nessuna limitazione circa la classe delle sezioni trasversali delle membrature. Le membrature si verificano direttamente partendo dalle sollecitazioni ottenute dall'analisi.

Nelle strutture con comportamento dissipativo si individuano elementi strutturali (o porzioni di essi) aventi funzione di dissipare l'energia sismica in ingresso, ed altri che devono rimanere in campo elastico quando sottoposti al sisma. Quest'ultima richiesta è soddisfatta quando tali elementi sono sovra resistenti rispetto agli elementi dissipativi.

Nel caso in esame di struttura con controventi concentrici i controventi stessi rappresentano gli elementi dissipativi, mentre le travi e le colonne ad essi convergenti rappresentano gli elementi sovra resistenti, ovvero devono essere dimensio-

nati per resistere alle azioni indotte dal raggiungimento delle capacità plastiche dei controventi. Nel presente studio si procede in accordo al Par. 6.7.4 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c), il quale raccomanda che le travi e le colonne soggette a forza assiale rispettino la seguente condizione di minima resistenza:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (2)$$

dove:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ è la resistenza di progetto nei confronti del fenomeno dell'instabilità della trave o della colonna in conformità all'Eurocodice 3 CEN (2005a), tenendo conto dell'interazione della resistenza all'instabilità con il momento flettente M_{Ed} definito come il suo valore di progetto nella situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,G}$ è la forza assiale nella trave o colonna dovuta alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ è la forza assiale nella trave o colonna dovuta all'azione sismica di progetto;

γ_{OV} è il coefficiente di sovrarresistenza (vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2(3) dell'Eurocodice 8 CEN (2005c);

Ω è il valore minimo di $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ relativamente a tutte le diagonali del sistema intelaiato controventato;

Inoltre nei telai con elementi di controvento a V, si raccomanda che le travi siano progettate per sopportare:

- tutte le azioni di tipo non-sismico senza considerare il supporto intermedio dato dalle diagonali;
- gli effetti dell'azione sismica verticale non equilibrata applicati alla trave dagli elementi di controvento dopo l'instabilizzazione della diagonale compressa. Questo effetto dell'azione sismica è calcolato utilizzando $N_{pl,Rd}$ per la controventatura in trazione e $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ per la controventatura in compressione.

Il coefficiente γ_{pb} , rappresentante la stima della resistenza post critica delle diagonali compresse, è posto pari a $\gamma_{pb} = 0.3$ come raccomandato nella Nota 2 del Par. 6.7.4 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c).

Il coefficiente γ_{oV} è posto pari a 1.25 come raccomandato nell'Eurocodice 8 CEN (2005c) per controventi realizzati con lo stesso materiale usato per travi e colonne della struttura. Si fa presente che le varie normative Nazionali possono indicare valori diversi per questo parametro; per esempio la Normativa attualmente in vigore in Italia (D.M. 14 Gennaio 2008 NTC (2008)) prescrive per la situazione in oggetto un coefficiente pari a 1.15.

4.1 Verifiche di resistenza per la Soluzione 1 (controventi a V e q = 1.5)

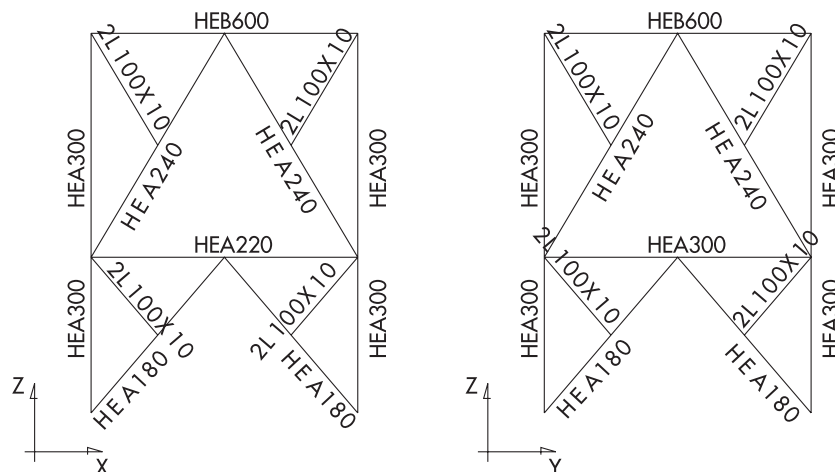
La struttura è realizzata con i profili indicati in figura 4. I controventi sono realizzati con profili HE disposti con l'anima sub orizzontale, in questo modo il raggio di inerzia massimo del profilo

agisce nella direzione in cui la lunghezza di libera inflessione è pari alla lunghezza del controvento, mentre il raggio di inerzia minimo agisce nella direzione in cui il controvento risulta stabilizzato dalle "steccature" realizzate con profili a doppia L accoppiate costituiti da L100x100x10. Le travi perimetrali dell'impalcato a quota +3.65 m hanno profili diversi nelle direzioni X ed Y in quanto quelle parallele ad Y sono cimentate anche dai carichi gravitazionali derivanti dall'impalcato stesso. Nella Soluzione 2 (struttura con comportamento dissipativo), tali carichi risultano marginali rispetto alle azioni richieste dall'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze, pertanto non si riscontrano differenze di sezioni tra le due direzioni (Fig. 5). Si sottolinea inoltre che per strutture con comportamento poco dissipativo, la norma non vieta esplicitamente di trascurare l'appoggio offerto dai controventi per il dimensionamento delle travi sotto carichi verticali; tuttavia nella presente memoria si dimensionano le quattro travi "porta silo" perimetrali affinché resistano ai carichi verticali in condizioni non sismiche (COMB1) senza il contributo offerto dai controventi. Tale scelta, che in generale è arbitraria, è usualmente imposta dalle specifiche tecniche in uso nell'impiantistica industriale. Il peso totale della struttura risulta di 210 kN circa. I coefficienti massimi di utilizzo degli elementi strutturali sono elencati in tabella 2.

Tabella 2 - Coefficienti di utilizzo per la Soluzione 1

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.871
Colonne 2° liv	0.148
Controventi 1° liv	0.892
Controventi 2° liv	0.899
Trave porta Silo	0.145
Trave impalcato	0.846

Fig. 4
Profili usati per
la Soluzione 1.



4.2 Verifiche di resistenza per la soluzione 2 (controventi a V e $q = 2.5$)

Per la verifica ipotizzando un comportamento dissipativo, è necessario che le membrature aventi funzione di dissipazione dell'energia abbiano sezioni trasversali di classe 1 o 2 come richiesto dall'Eurocodice 8 CEN (2005c). Inoltre le travi devono essere in grado di resistere ai carichi verticali senza contare sul contributo offerto dai controventi. Le considerazioni circa l'orientamento dei profili dei controventi riportate in paragrafo 4.1 sono applicabili anche a questo Soluzione. La struttura risulta realizzata con i profili indicati in figura 5. Il peso totale della stessa è di 390 kN circa. I coefficienti massimi di utilizzo degli elementi strutturali sono elencati in tabella 3.

Tabella 3 - Coefficienti di utilizzo per la Soluzione 2

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.231
Colonne 2° liv	0.104
Controventi 1° liv	0.227
Controventi 2° liv	0.758
Trave porta Silo	0.146
Trave impalcato	0.129

Come si può facilmente notare le colonne, le travi ed i controventi risultano notevolmente sovradimensionate nei confronti delle combinazioni di carico considerate, questo fatto è dovuto all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze come evidenziato nel Par. 4.2.1.

4.2.1 Applicazione della gerarchia delle resistenze alla Soluzione 2.

In accordo a quanto riportato all'inizio di questo Paragrafo, si procede all'applicazione del Par. 6.7.4 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c). Dopo alcune iterazioni eseguite nel dimensionamento dei controventi, si ottengono i coefficienti Ω come indicato in tabella 4. Il coefficiente vale pertanto $\Omega = 6.9$. In figura 6 è riportata la numerazione delle aste. Si sottolinea che per questo caso, il criterio dimensionante dei controventi è la richiesta di limitare le differenze tra il minimo ed il massimo coefficiente Ω entro il 25%; ciò comporta un notevole sovradimensionamento dei controventi stessi. Infatti per le geometria assegnata e volendo utilizzare profili commerciali, non è stato possibile convergere verso coefficienti Ω prossimi all'unità e che allo stesso tempo non differissero per più del 25%.

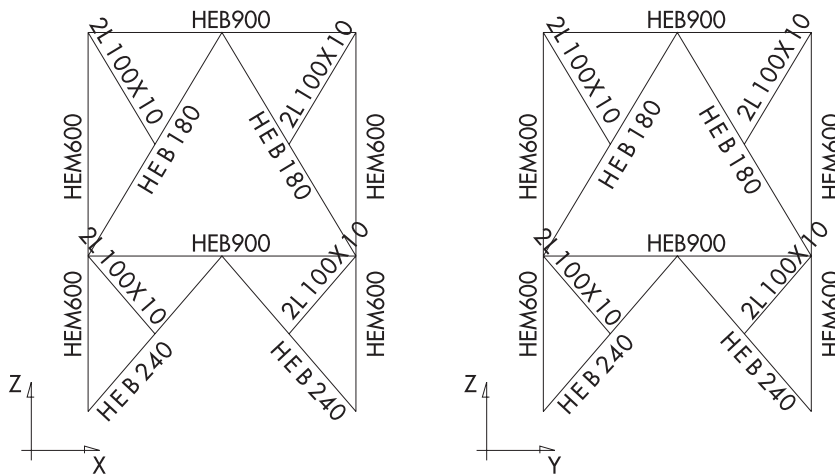


Fig. 5
Profili usati per la Soluzione 2.

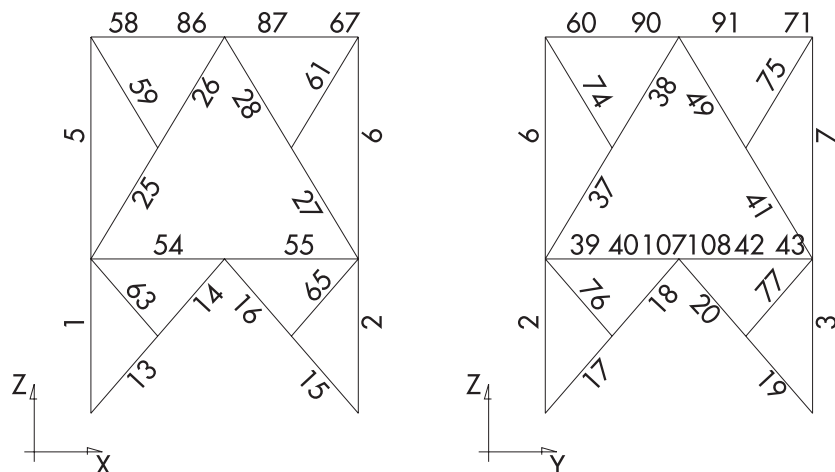


Fig. 6
Numerazione aste Soluzione 2.

Tabella 4 - Fattori Ω

Elemento	Sezione	$N_{pl,Rd}$ (Trazione)	N_{Ed} (Trazione)	$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed}$
13-14	HEB200	2555	370	6,90
15-16	HEB200	2555	370	6,90
25-26	HEB180	1583	195	7,91
27-28	HEB180	1583	195	7,91
17-18	HEB200	2555	326	7,87
19-20	HEB200	2555	326	7,87
37-38	HEB180	1583	196	8,07
41-49	HEB180	1583	196	8,07

Ulteriori considerazioni su questa problematica sono espone nelle Conclusioni (Par. 6).

In accordo ai criteri dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) (Par. 6.7.4) l'azione assiale ivi presente nelle travi deve essere derivata considerando il contributo dell'azione sismica amplificata dal termine $1.1\Omega\gamma_{OV}$ ($\Omega = 6.90$, $\gamma_{OV} = 1.25$), ovvero:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \Omega \cdot \gamma_{OV} \cdot N_{Ed,E} = 0.83 + (1.1 \cdot 6.9 \cdot 1.25) \cdot 12.6 = 121 \text{ kN}$$

Il momento di progetto nella situazione sismica di progetto vale:

$$M_{Ed} = 389 \text{ kNm}$$

Per gli assegnati M_{Ed} ed N_{Ed} la trave HEB900 soddisfa la verifica con fattore di utilizzo 0.15. In aggiunta, il Par. 6.7.4(2) dell' Eurocodice 8 CEN (2005c), prescrive che le travi supportate da un controvento a V devono essere dimensionate per resistere ai carichi verticali trascurando il sostegno garantito dai controventi stessi.

Le travi porta silo perimetrali sono caricate dalle travi diagonali nei punti A e C e dal silo nel punto B come mostrato nello schema in figura 7. Il momento massimo dovuto alla combinazione COMB2 (carichi non sismici coesistenti nella combinazione sismica) vale:

$$M_G = 818 \text{ kNm}$$

A questo momento bisogna aggiungere quello prodotto dalla componente verticale non equilibrata dei controventi (vedi schema in Fig. 8).

Nella trave porta silo convergono controventi in HEB180. La resistenza assiale plastica di tale elemento vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y = 1583 \text{ kN}$$

le azioni N_t e N_c come definite dall'Eurocodice 8 CEN (2005c) valgono:

$$N_t = N_{pl,Rd} = 1583 \text{ kN}$$

$$N_c = \gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd} = 475 \text{ kN}$$

dove $\gamma_{pb} = 0.3$

La componente verticale non equilibrata vale:

$$N = (N_t - N_c) \cdot \cos 30^\circ = 959 \text{ kN}$$

il momento prodotto da questa forza vale:

$$M_c = N \cdot (L/4) = 1511 \text{ kNm}$$

$$L = 6.3 \text{ m luce della trave}$$

Il momento globale di dimensionamento della trave risulta pertanto:

$$M_{Ed} = M_G + M_c = 2329 \text{ kNm}$$

Inoltre per l'equilibrio del sistema di forze rappresentato in figura 8, la trave risulta caricata da un'a-

Fig. 7
Schema dei carichi sulla trave porta silo.

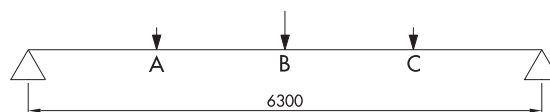
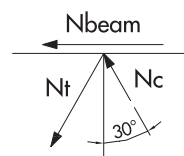


Fig. 8
Componente verticale non equilibrata sulle travi porta silo.



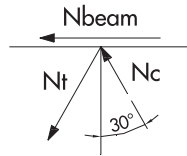


Fig. 9
Componente verticale non equilibrata sulle impalcato +3.65 m.

zione assiale N_{beam} generata dalla componente orizzontale delle forze N_t e N_c . Tale azione vale:

$$N_{Ed} = N_{beam} = (N_t + N_c) \cdot \sin 30^\circ = 1029 \text{ kN}$$

Per gli assegnati M_{Ed} ed N_{Ed} la trave HEB900 soddisfa la verifica con fattore di utilizzo 0.89. Analoga procedura deve essere applicata al dimensionamento delle travi perimetrali dell'impalcato a quota +3.65 m. Si prende in considerazione la trave direttamente caricata dall'impalcato. In accordo ai criteri dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) (Par. 6.7.4(1)) l'azione assiale ivi presente nelle travi deve essere derivata considerando il contributo dell'azione sismica amplificata dal termine $1.1\Omega\gamma_{OV}$ ($\Omega = 6.90$, $\gamma_{OV} = 1.25$), ovvero:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \Omega \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Ed,E} = -135 + (1.1 \cdot 6.9 \cdot 1.25) \cdot 271 = 2436 \text{ kN}$$

Il momento di progetto nella situazione sismica di progetto vale:

$$M_{Ed} = 77 \text{ kNm}$$

Per gli assegnati M_{Ed} ed N_{Ed} la trave HEB900 soddisfa la verifica con fattore di utilizzo 0.30. In aggiunta la trave deve essere dimensionate per resistere ai carichi verticali trascurando il sostegno garantito dai controventi stessi.

Il momento massimo sulla trave dovuto alla combinazione COMB2 e trascurando il supporto del controvento vale:

$$M_G = 124 \text{ kNm}$$

A questo momento bisogna aggiungere quello prodotto dalla componente verticale non equilibrata dei controventi (vedi schema in Fig. 9).

In questa trave convergono controventi in HEB240. La resistenza assiale plastica dei controventi vale:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y = 2915 \text{ kN}$$

le azioni N_t e N_c come definite dall'Eurocodice 8 CEN (2005c) valgono:

$$N_t = N_{pl,Rd} = 2915 \text{ kN}$$

$$N_c = \gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd} = 875 \text{ kN}$$

dove $\gamma_{pb} = 0.3$

La componente verticale non equilibrata vale:

$$N = (N_t - N_c) \cdot \cos 49^\circ = 1338 \text{ kN}$$

il momento prodotto da questa forza vale:

$$M_c = N \cdot (L/4) = 2108 \text{ kNm}$$

$$L = 6.3 \text{ m luce della trave}$$

Il momento globale di dimensionamento della trave risulta pertanto:

$$M_{Ed} = M_G + M_C = 2232 \text{ kNm}$$

Inoltre per l'equilibrio del sistema di forze rappresentato in figura 8, la trave risulta caricata da un'azione assiale N_{beam} generata dalla componente orizzontale delle forze N_t e N_c . Tale azione vale:

$$N_{Ed} = N_{beam} = (N_t + N_c) \cdot \sin 49^\circ = 2861 \text{ kN}$$

Per gli assegnati M_{Ed} ed N_{Ed} la trave HEB900 soddisfa la verifica con fattore di utilizzo 0.92. La verifica delle colonne si esegue sommando ai contributi dei carichi gravitazionali ($N_{Ed,G}$) coesistenti all'azione sismica (COMB2) il contributo dell'azione sismica moltiplicata per il coef-

Tabella 5 - Azioni di dimensionamento delle colonne (u.m.: kN)

Elemento	Sezione	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,EX}$	$N_{Ed,EY}$	$N_{Ed,G} + 1,1\Omega\gamma_{OV}(N_{Ed,EX} + 0,3N_{Ed,EY})$	$N_{Ed,G} + 1,1\Omega\gamma_{OV}(0,3N_{Ed,EX} + N_{Ed,EY})$
1	HEM600	724	504	520	6982	7090
2	HEM600	724	504	520	6982	7090
3	HEM600	724	504	520	6982	7090
4	HEM600	724	504	520	6982	7090

ficiente $1.1\Omega\gamma_{OV}$ ($\Omega = 6.90$, $\gamma_{OV} = 1.25$), come definito in precedenza. Si prende in considerazione la colonna al primo livello, in quanto quella superiore sarà uniformata. I risultati sono riassunti in tabella 5 mentre i fattori di utilizzo sono in tabella 6. Si sottolinea inoltre, che al fine della verifica senza applicazione del criterio di sovra resistenza, le colonne in HEB300 risulterebbero verificate.

Tabella 6 - Coefficienti di utilizzo per la Soluzione 2 con gerarchia delle resistenze

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.955
Colonne 2° liv	0.177
Trave porta Silo	0.800
Trave impalcato	0.994

4.3 Verifiche di resistenza per la Soluzione 3 (controventi a X e q = 1.5)

L'analisi e la verifica sono condotte considerando attivo solo il controvento teso come prescritto al P.to 2(P) del Par. 6.7.2 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c). Vista la simmetria della struttura in entrambi i piani verticali, si decide di modellare un solo controvento e di condurre un'analisi lineare; così facendo è possibile cogliere correttamente il periodo della struttura e l'azione assiale che cimenta travi e controventi. La struttura risulta realizzata con i profili indicati in figura 10. Il peso totale della stessa è di 180 kN circa.

I coefficienti massimi di utilizzo degli elementi strutturali sono elencati in tabella 7.

I controventi sono realizzati con doppi angolari in profilo L100 x 100 x 10, la trazione massima presente risulta:

$$N_{Ed} = N_{Ed,E} = 1037 \text{ kN}$$

la resistenza a trazione del controvento vale:

$$N_{Tr,Rd} = 1045 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Tabella 7 - Coefficienti di utilizzo per la Soluzione 3

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.948
Colonne 2° liv	0.818
Controventi 1° liv	0.910
Controventi 2° liv	0.990
Trave porta Silo	0.790
Trave impalcato	0.930

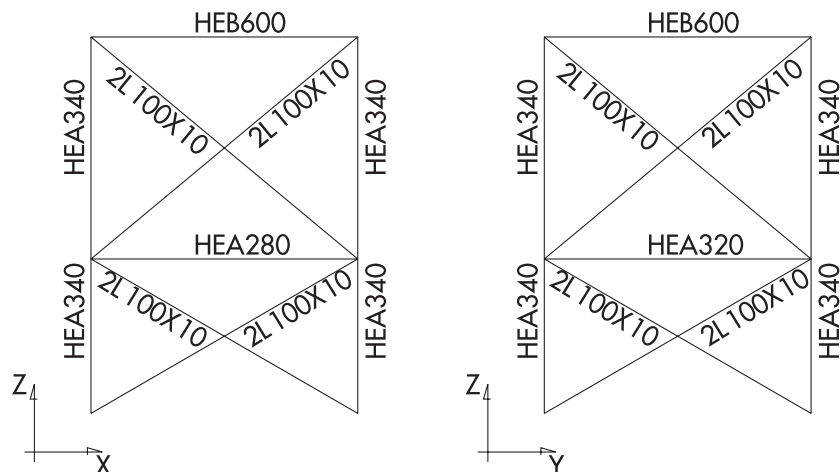
4.4 Verifiche di resistenza per la Soluzione 4 (controventi a X e q = 4)

Per la verifica ipotizzando un comportamento dissipativo, è necessario che le membrature compresse e/o inflesse aventi funzione di dissipazione dell'energia abbiano sezioni trasversali di classe 1 o 2 come richiesto dall'Eurocodice 8 CEN (2005c). Poiché in questo schema strutturale la dissipazione avviene in elementi solo tesi, appare non applicabile questa prescrizione.

Tuttavia i controventi rappresentano l'elemento chiave in questa tipologia strutturale. A tale proposito, il criterio di selezione della tipologia del profilo è guidata dalle seguenti considerazioni:

- la sezione deve essere in grado di resistere alle azioni sismiche con il minor sovradimensionamento possibile: infatti controventi sovradimensionati determinano un coefficiente Ω molto elevato che ha come conseguenza una notevole richiesta di sovra resistenza per le travi e le colonne vanificando quindi i benefici in termini di peso di utilizzare un comportamento dissipativo;
- il controvento deve essere connesso a travi e/o colonne con un giunto sovra resistente,

Fig. 10
Profili usati per
la Soluzione 3.



questo dettaglio è di fondamentale importanza per garantire che la plasticizzazione si concentri nella diagonale e non nel nodo e deve essere realizzato in accordo alle tipologie correntemente in uso nella pratica delle strutture metalliche (es. giunti completamente saldati sono efficaci strutturalmente ma nella pratica operativa poco utilizzati perché da realizzarsi in cantiere);

- i profili tipo HE conducono, per il caso in esame, ad un sovradimensionamento non accettabile (vedasi il primo punto);
- i profili tipo IPE sono caratterizzati da sezioni estremamente piccole che renderebbero problematica la realizzazione dei giunti che oltretutto devono essere sovra resistenti;
- le sezioni tubolari quadre o tonde risolverebbero sia i problemi strutturali sia quelli di realizzazione delle connessioni, ma il loro costo unitario risulta superiore ai profili aperti rendendone antieconomico l'utilizzo;
- in conclusione appare efficace l'utilizzo di controventi a doppio angolare connessi "di schiena" (back to back); infatti con questi profili risulta possibile usare sezioni trasversali strettamente necessarie a soddisfare la verifica strutturale. Il dettaglio della connessione può essere risolto con un piatto verticale saldato agli angolari e bullonato al nodo trave colonna; in questo modo si evitano bullonature sugli angolari che risulterebbero problematiche data la piccola taglia degli angolari stessi usata per ridurre il sovradimensionamento.

Si sottolinea inoltre che per controventi diagonali di strutture con più di due piani, si devono rispettare i seguenti limiti di snellezza imposti dal Par. 6.7.3 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c):

$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$ che in termini di snellezza reale corrisponde a $112 \leq \lambda \leq 174$

dove:

$\bar{\lambda}$ snellezza adimensionale come definita nell'Eurocodice 3 CEN (2005a)

$\lambda = l_0 / r$ snellezza reale dell'elemento

Nel caso in esame questi limiti non sono applicabili perché la struttura ha due piani (deroga concessa dal P.to 4 del citato paragrafo dell'Eurocodice 8 CEN (2005c)), ma da una prima serie di considerazioni appare problematico rispettarli come ulteriormente spiegato nelle conclusioni (Par. 6).

Dopo alcune iterazioni necessarie per selezionare i controventi più appropriati, la struttura risulta realizzata con i profili indicati in figura 4.8. Il peso totale della stessa è di 140 kN circa. I controventi sono realizzati con doppi angolari in profilo L40 x 40 x 5, la trazione massima presente risulta:

$$N_{Ed} = N_{Ed,E} = 188 \text{ kN}$$

la resistenza a trazione del controvento vale:

$$N_{Tr,Rd} = 280 \text{ kN} > N_{Ed}$$

I coefficienti massimi di utilizzo degli elementi strutturali sono elencati in tabella 8.

Tabella 8 - Coefficienti di utilizzo per la Soluzione 4

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.740
Colonne 2° liv	0.890
Controventi 1° liv	0.839
Controventi 2° liv	0.903
Trave porta Silo	0.698
Trave impalcato	0.895

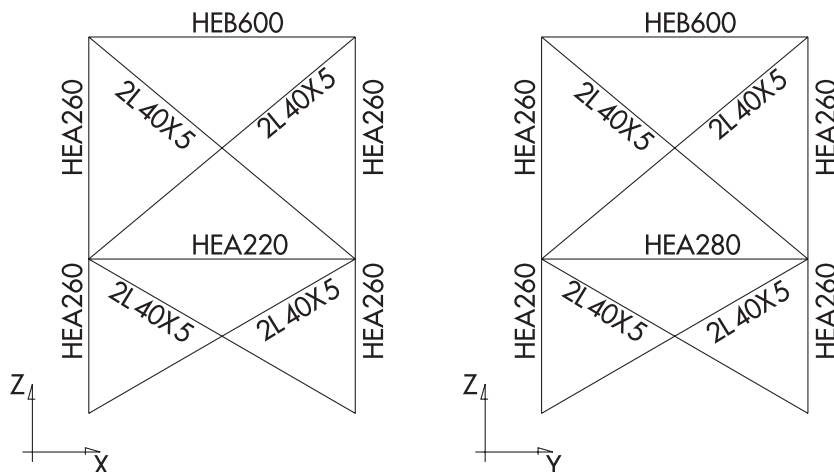


Fig. 11
Profili usati per la Soluzione 4.

Come si può notare le colonne e le travi risultano sovradimensionate nei confronti delle combinazioni di carico definite in Par. 3, questo fatto è dovuto all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze come evidenziato nel successivo Par. 4.4.1.

4.4.1 Applicazione della gerarchia delle resistenze alla Soluzione 4

In accordo a quanto riportato all'inizio di questo Paragrafo, si procede all'applicazione del Par. 6.7.4 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) ripetendo alcuni procedimenti già esposti nel Par. 4.2.1. I coefficienti Ω sono riportati in tabella 9. Il coefficiente Ω vale pertanto 1.10. Come si può notare, la differenza tra il valore massimo e minimo dei coefficienti di ogni alzata non supera il 25%. In figura 12 è visualizzata la numerazione delle aste.

La verifica delle colonne si esegue sommando ai contributi dei carichi gravitazionali coesistenti all'azione sismica (COMB2) il contributo dell'azione sismica moltiplicata per il coefficiente $1.1\Omega\gamma_{OV}$ come definito in precedenza (ponendo $\Omega = 1.10$ e $\gamma_{OV} = 1.25$).

Operativamente si sfrutta l'automatismo del calcolo definendo delle combinazioni di carico in cui l'azione sismica è fattorizzata con un coefficiente pari a:

- direzione principale:
 $1.1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.1 = 1.52 \Rightarrow 1.52 \cdot E_{d,E}$
- direzione secondaria:
 $0.3 \cdot (1.52 \cdot E_{d,E}) = 0.45 \cdot E_{d,E} \Rightarrow 0.45 \cdot E_{d,E}$

In sostanza vengono definite le combinazioni di carico aggiuntive elencate in tabella 10.

Fig. 12 Numerazione aste.

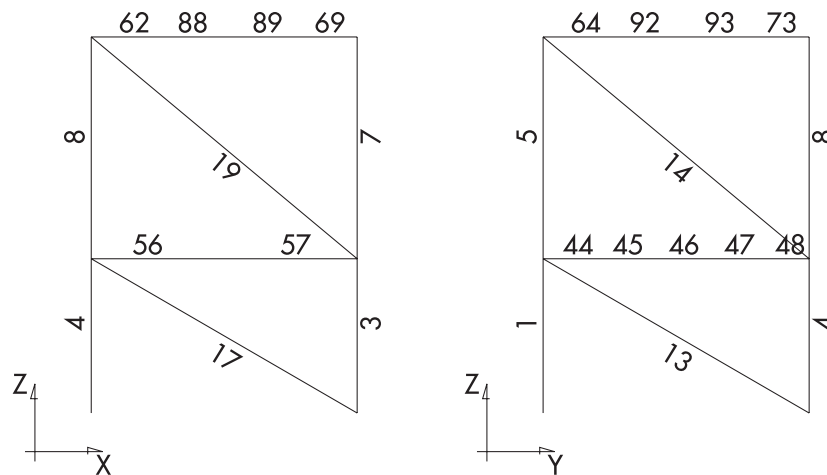


Tabella 9 - Fattori Ω per la Soluzione 4 (u.m.: kN)

Elemento	Sezione	$N_{pl,Rd}$ (Trazione)	N_{Ed} (Trazione)	$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed}$
13 (piano ZY)	2L40x40x5	208	173	1,20
14 (piano ZY)	2L40x40x5	208	188	1,10
17 (piano ZX)	2L40x40x5	208	173	1,20
19 (piano ZX)	2L40x40x5	208	188	1,10

Tabella 10 - Combinazioni di carico per gerarchia delle resistenze

Combinazione	SelfWeight	Equipement	ASH	Gratings	Live	SeismicX	SeismicY
SOVR+X1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	1.52	0.45
SOVR+X2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	1.52	-0.45
SOVR+Y1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.45	1.52
SOVR+Y2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-0.45	1.52
SOVR-X1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-1.52	0.45
SOVR-X2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-1.52	-0.45
SOVR-Y1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.45	-1.52
SOVR-Y2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	-0.45	-1.52

Tali combinazioni "fittizie" vengono usate solo per verificare le colonne coinvolte nel meccanismo sovra resistenti affinché si instauri un comportamento duttile della struttura. Gli elementi strutturali non coinvolti da questo aspetto ed i controventi non sono verificati per queste azioni "fittizie".

Si sottolinea che questo approccio operativo è giustificato in questo caso in quanto l'effetto dell'azione sismica si manifesta praticamente solo con azioni assiali lungo le colonne, mentre risultano di modesta entità i momenti flettenti. Se così non fosse questa pratica deve essere rivista, in quanto la norma prescrive che solo le azioni assiali devono essere incrementate per mezzo

5. Stato limite di danneggiamento

L'Eurocodice 8 CEN (2005c) al P.to 4.4.3.1 considera soddisfatto il requisito relativo alla Limitazione del Danneggiamento se il movimento relativo tra i piani (drift) è contenuto entro un limite che varia a seconda della duttilità degli elementi non-strutturali solidali alla struttura. Tale limitazione è relativa agli spostamenti indotti da un'azione sismica con periodo di ritorno più breve rispetto a quello associato allo Stato Limite di Collasso. La struttura in esame per la sua particolare destinazione d'uso non è dotata di elementi non-strutturali di parete, pertanto si considera la seguente limitazione definita al P.to 4.4.3.2 (c) dell'Eurocodice 8 CEN (2005c):

$$d_{r,v} \leq 0.010 h$$

dove:

$d_r = d_{s(i+1)} - d_{s(i)}$ è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani $i+1$ esimo ed i esimo;
 h è l'interpiano della struttura;
 $v = 0.5$ è il coefficiente di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, associata al requisito di limitazione del danneggiamento. La struttura si considera in Classe d'Importanza II.

Gli spostamenti di progetto d_s sono calcolati in accordo al P.to 4.3.4 dell'Eurocodice 8 CEN (2005c) come riportato di seguito:

$d_s = q_d \cdot d_e$ è lo spostamento del nodo in oggetto prodotto dall'azione sismica di progetto;
 d_e è lo spostamento del nodo in oggetto basato sullo spettro elastico;

del coefficiente $1.1\Omega\gamma_{OV}$ da applicarsi al contributo dell'azione sismica. I coefficienti massimi di utilizzo degli elementi strutturali a seguito dell'applicazione della gerarchia delle resistenze sono elencati in tabella 11.

Tabella 11 - Coefficienti di utilizzo per Soluzione 4 con gerarchia delle resistenze

Elemento	Fattore di Utilizzo
Colonne 1° liv	0.840
Colonne 2° liv	0.923
Trave porta Silo	0.698
Trave impalcato	0.895

d_e è lo spostamento del nodo in oggetto determinato mediante un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto;
 q_d è il coefficiente di comportamento degli spostamenti, assunto uguale a q .

Il valore dello spostamento di progetto d_s deve in ogni caso essere inferiore allo spostamento del derivato dallo spettro elastico.

In aggiunta alle richieste di cui sopra si considera l'accoppiamento tra il sistema di scarico ed il silo che è realizzato da un giunto tessile connesso sul lato superiore al bordo libero della tramoggia e sul lato inferiore alle apparecchiature di scarico solidali all'impalcato a quota +3.65 m. Il giunto in oggetto può compensare uno spostamento relativo di 100 mm in ogni direzione del piano orizzontale e 50 mm in direzione verticale, tale limite (da applicarsi al solo secondo interpiano) è tuttavia meno restrittivo rispetto alla limitazione richiesta dall'Eurocodice.

In tabella 12 sono riassunti gli spostamenti ottenuti dalle analisi, considerando anche lo spostamento del centro di gravità del silo. Per tutte le Soluzioni studiate, le verifiche allo Stato Limite di Danneggiamento risultano soddisfatte con un adeguato margine di sicurezza; peraltro, si nota che con eccezione della Soluzione 4 le verifiche risulterebbero soddisfatte anche considerando gli spostamenti derivati dallo spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo ($v = 1.0$).

Si fa presente che per i casi studiati la notevole rigidità laterale offerta dallo schema a controventi concentrici, consente di ottemperare ai limiti imposti dalla Limitazione del Danno senza modifiche alla struttura rispetto a quanto richiesto dal soddisfacimento delle Verifiche di Resistenza elencate in Par. 4.

Tabella 12 - Spostamenti e drift interpiano

Interpiano	Impalcato	del (mm)	de (mm)	q_d	$ds=q_d de$ (mm)	dr (mm)	drv (mm)	0.01h (mm)
Soluzione 1								
1°	0.00	0.00	0.00	1.5	0.00	9.90	4.95	36.5
	+3.65	10.7	6.6		9.90			
2°	+3.65	10.7	6.6		9.90	11.3	5.65	52.5
	+8.90	21.2	14.2		21.2			
C.G. Silo	+10.90	23.6	15.7		23.6	-	-	-
Soluzione 2								
1°	0.00	0.00	0.00	2.5	0.00	4.00	2.00	36.5
	+3.65	4.00	1.60		4.00			
2°	+3.65	4.00	1.60		4.00	11.0	5.50	52.5
	+8.90	15.0	6.00		15.0			
C.G. Silo	+10.90	16.2	6.50		16.2	-	-	-
Soluzione 3								
1°	0.00	0.00	0.00	1.5	0.00	20.0	10.0	36.5
	+3.65	20.0	13.5		20.0			
2°	+3.65	20.0	13.5		20.0	27.0	13.5	52.5
	+8.90	47.0	31.9		47.0			
C.G. Silo	+10.90	54.1	36.6		54.9	-	-	-
Soluzione 4								
1°	0.00	0.00	0.00	4.0	0.00	41.9	21.0	36.5
	+3.65	41.9	11.2		41.9			
2°	+3.65	41.9	11.2		41.9	57.5	28.8	52.5
	+8.90	99.4	26.9		99.4			
C.G. Silo	+10.90	104.0	28.4		104.0	-	-	-

Nota: ds è assunto pari a del quando $q_d de > del$

6. Conclusioni

Nella tabella 13 si mettono a confronto i pesi della struttura ottenuti in accordo alle quattro Soluzioni investigate.

Tabella 13 - Confronto peso strutture

Soluzioni investigate	Peso (kN)
Soluzione 1 (controventi a V e $q = 1.5$)	210
Soluzione 2 (controventi a V e $q = 2.5$)	390
Soluzione 3 (controventi a X e $q = 1.5$)	180
Soluzione 4 (controventi a X e $q = 4.0$)	140

Per lo schema resistente costituito da controventi a V l'utilizzo di un'alta classe di duttilità nel dimensionamento della struttura non appare vantaggiosa. Infatti il peso finale aumenta da 210 kN a 390 kN, inoltre la richiesta di sovrarresistenza dei nodi dei controventi comporta sicuramente la realizzazione di giunzioni importanti con le relative complicazioni operative che ne conseguono.

La principale causa di questa situazione è individuata nell'elevato coefficiente Ω (6.90) ottenuto dalle analisi, che risulta essere molto elevato per i seguenti motivi:

1. il criterio di avere un valore di Ω uniforme per tutti gli elementi dello stesso alzata (massima differenza 25%) conduce ad un notevole sovradimensionamento dei controventi al primo livello;
2. nello schema a V il dimensionamento del controvento è governato dall'asta compressa la cui capacità è limitata dalla verifica ad instabilità (basso sfruttamento rispetto alla capacità plastica), ne consegue che la resistenza plastica della sezione del controvento risulta molto superiore all'azione indotta dal sisma, pertanto difficilmente si riesce a raggiungere la situazione di Ω prossimo all'unità rappresentativa di un elemento che richiede poca "sovrarresistenza" da parte delle altre aste della struttura.

Come si può notare in tabella 13 i controventi con schema ad X appaiono vantaggiosi in termini di peso, e consentono di sfruttare adeguatamente un approccio in classe di duttilità alta, infatti il peso finale diminuisce da 180 kN a 140 kN (22% di risparmio). Tuttavia sono necessarie alcune riflessioni circa l'utilizzo di questa tipologia di controventi in relazione alle esigenze proprie dell'impiantistica industriale:

3. per strutture con più di tre piani la normativa impone i limiti di snellezza per controventi diagonali riportati in Par. 4.4. Il rispetto di tali limiti sia nel piano sia fuori piano rappresenta un problema pratico di una certa difficoltà anche perché la lunghezza dei controventi (e quindi luce di libera inflessione) è determinata dall'interpiano della struttura e dall'interasse delle colonne che quasi sempre sono dettate da esigenze di lay-out;
4. i controventi diagonali risultano spesso non graditi perché impediscono il passaggio dei tubi e l'accesso alle macchine.

Le problematiche evidenziate nei punti 1 e 2 possono essere mitigate adottando degli interpiani regolari ed utilizzando degli accorgimenti atti a sfruttare al meglio l'asta compressa in modo che la resistenza ad instabilità tenda ad essere pari alla resistenza plastica della sezione. Quest'ultimo obiettivo si può ottenere con particolari sezioni trasversali (composte o saldate su misura) e/o con opportune "steccature" al fine di ridurre la luce di libera inflessione dell'asta. Analoghe considerazioni sono valide per le problematiche evidenziate nei punti 3 e 4 dove è anche necessario contenere la snellezza dei controventi entro i limiti di norma. Tuttavia si sottolinea che nelle

strutture per applicazioni industriali le necessità di spazi aperti verticali per passaggio tubi e manutenzione delle macchine nonché gli interpiani delle strutture sono spesso imposti da esigenze impiantistiche che hanno tendenzialmente priorità rispetto alle scelte puramente strutturali. Inoltre la realizzazione di controventi con sezioni composte di conformazione non usuale conduce ad un aumento dei costi di produzione e soprattutto ad una dilatazione delle tempistiche di approvvigionamento. Infine, può succedere che per evitare interferenze con le apparecchiature ivi presenti è necessario usare schemi controventanti differenti all'interno della stessa struttura, tale pratica rende problematica la progettazione in classe di duttilità alta.

Come conclusione, si può dedurre dalle analisi svolte che la riduzione del peso della struttura è possibile adottando uno schema di controventi che tendenzialmente non è gradito a livello di lay-out impiantistico e di gestione delle interferenze. Tuttavia l'assoluta necessità di garantire alti livelli di protezione sismica con costi contenuti rende sempre più importante la collaborazione tra le diverse discipline affinché il risultato della progettazione sia condiviso ed ottimale per tutte le parti coinvolte.

Bibliografia

- ANSI (2002) - Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC SSPEC-2002, Washington, DC.
- ASCE (2005) - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-05, Reston, Virginia.
- Ballio G., Mazzolani F.M. (1987) - Strutture in Acciaio. Ulrico Hoepli Editore S.p.A.
- CEN (2002) - Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 4-1: Silos, contenitori e condotte. UNI ENV 1993-4-1:2002, Brussels.
- CEN (2005a) - Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. UNI EN 1993-1-1:2005, Brussels.
- CEN (2005b) - Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 4-1: Silos, contenitori e condotte - Silos- UNI ENV 1993-4-1:2002, Brussel.

- CEN (2005c) - Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. UNI EN 1998-1:2005, Brussels.
- CEN (2005d) - Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali. Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali. UNI EN 10025-2:2005, Brussels.
- CEN (2006) - Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 4: Silos, serbatoi e condotte. UNI EN 1998-4:2006, Brussels.
- Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B. (2006) - Edifici con Struttura di Acciaio in Zona Sismica. IUSS Press.
- NTC (2008) - Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2008. Supplemento ordinario n. 30 Gazzetta Ufficiale 4 febbraio 2008, n. 29.