

Progetto di edificio in acciaio
in zona sismica
con controventi a X

RIFERIMENTI NORMATIVI D.M. 2008

7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

Nel caso di **comportamento strutturale non dissipativo** la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nelle **zone dissipative**, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno **coefficiente di sovraresistenza del materiale** γ_{Rd} , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale.

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

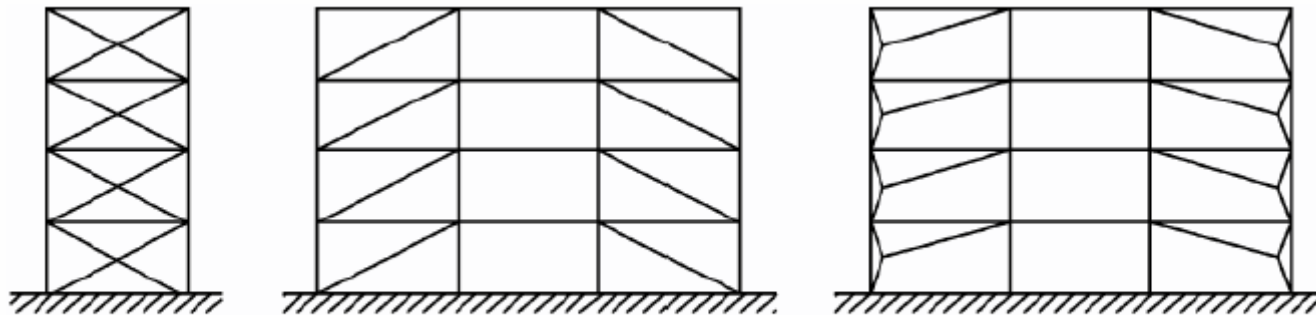
7.5.2.1 Tipologie strutturali

a) **strutture intelaiate**: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

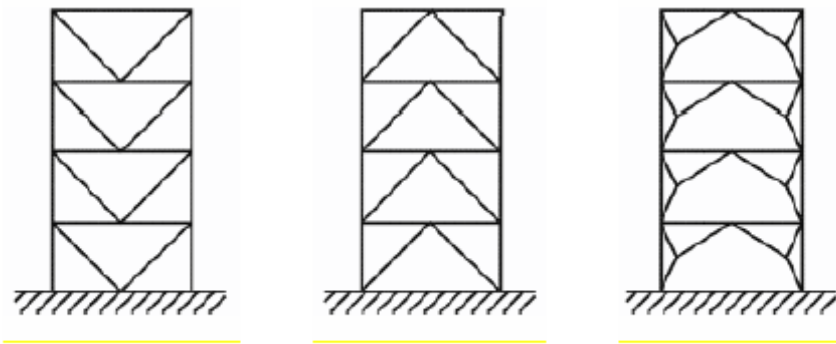
b) **Strutture con controventi concentrici**: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui **lo snervamento delle diagonali tese precede** il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni.

I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):

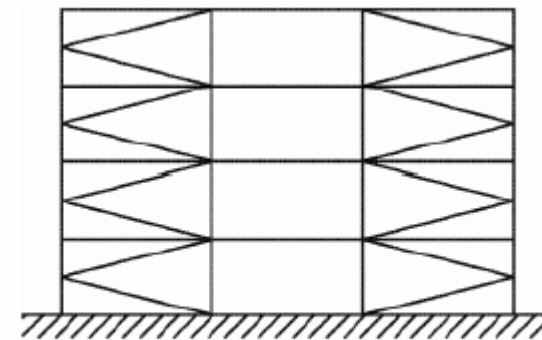
- b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.
- b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici**: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio.
- d) **strutture a mensola o a pendolo inverso**: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici**: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature**: costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



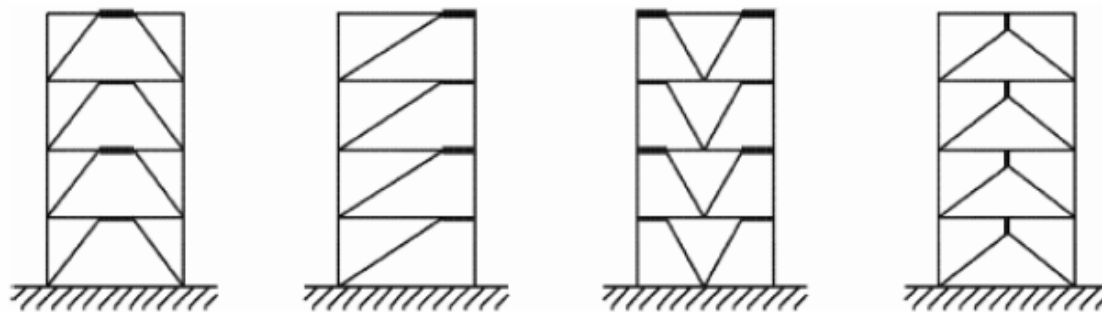
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



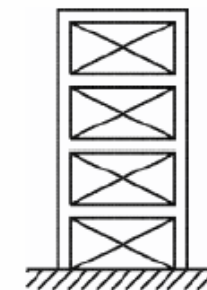
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

7.5.2.2 Fattori di struttura

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva b2) Controventi concentrici a V	4 2	4 2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

..... Omissis

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1,3 \leq \lambda \leq 2$ in telai con controventi ad X;

$\lambda \leq 2$ in telai con controventi a V.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1$$

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità

7.5.5.1 Resistenza dei collegamenti

I collegamenti delle diagonali di controvento alle altre parti strutturali devono essere progettati secondo quanto esposto in § 7.5.3.3.

Esempio di progetto di un edificio con controventi a X

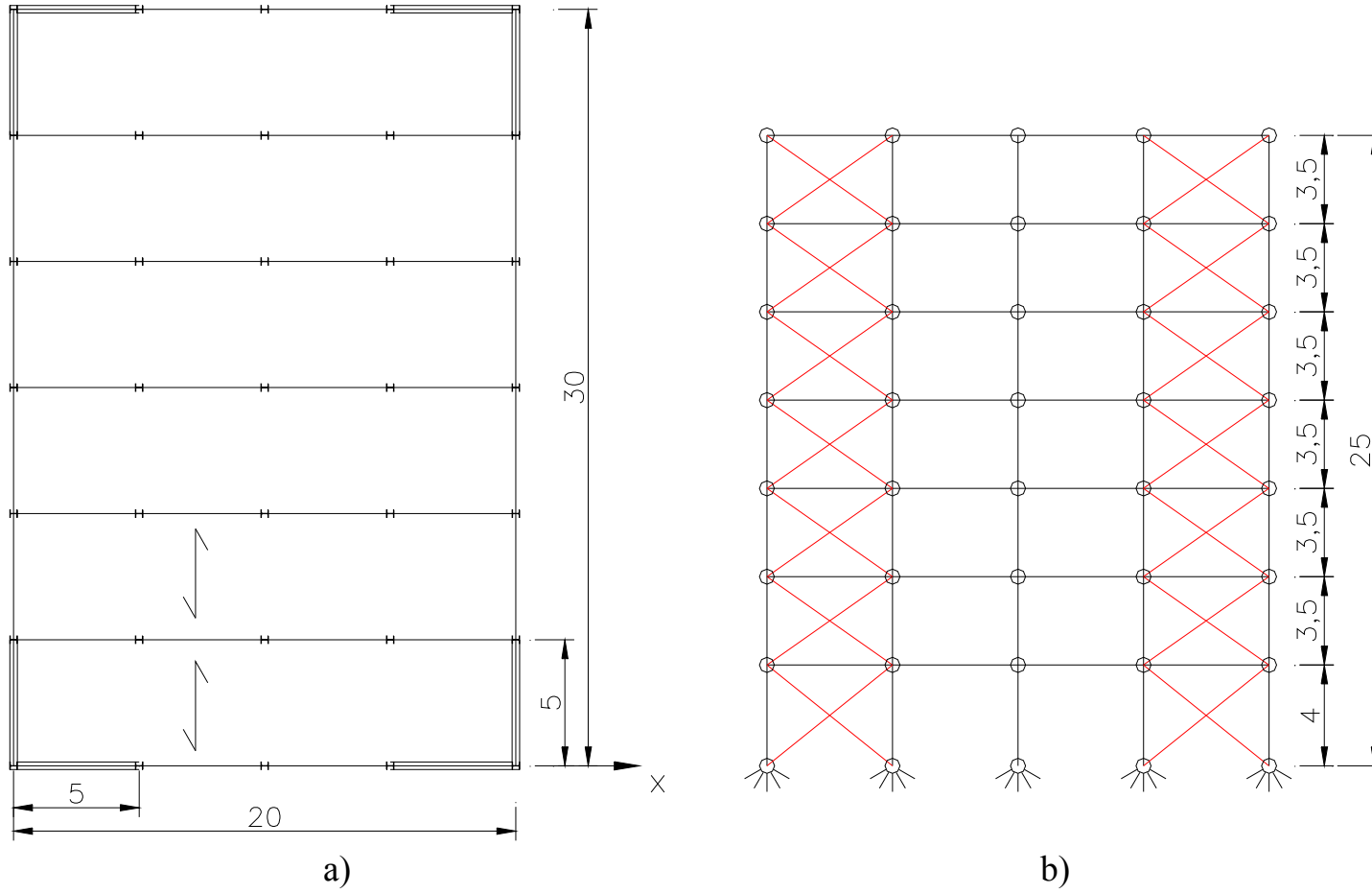


Fig. 1

1. Dati di progetto

L'edificio, adibito ad uffici, ha una struttura in acciaio a schema pendolare con controventi a X sui quattro spigoli (Fig. 1). I solai sono in c.a. su lamiera grecata.

I valori caratteristici dei carichi verticali sono:

carico permanente solai	$g_{1k} = 4 \text{ kN/m}^2$	
carico permanente facciate	$g_{2k} = 8 \text{ kN/m}$	(ad ogni piano)
carico variabile solai	$q_{1k} = 3 \text{ kN/m}^2$	
carico variabile copertura	$q_{2k} = 1,5 \text{ kN/m}^2$	(neve)

Data l'orditura del solaio, sulle colonne esterne ed interne dei controventi di Fig. 1b) le travi scaricano i seguenti valori del taglio:

colonne esterne (d'angolo)

$$VEg = 4 \cdot 2,5 \cdot 2,5 + 8 \cdot 5 = 65 \text{ kN}$$

$$VEq1 = 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5 = 18,75 \text{ kN} \quad \text{solai intermedi}$$

$$VEq2 = 1,5 \cdot 2,5 \cdot 2,5 = 9,37 \text{ kN} \quad \text{copertura}$$

colonne interne

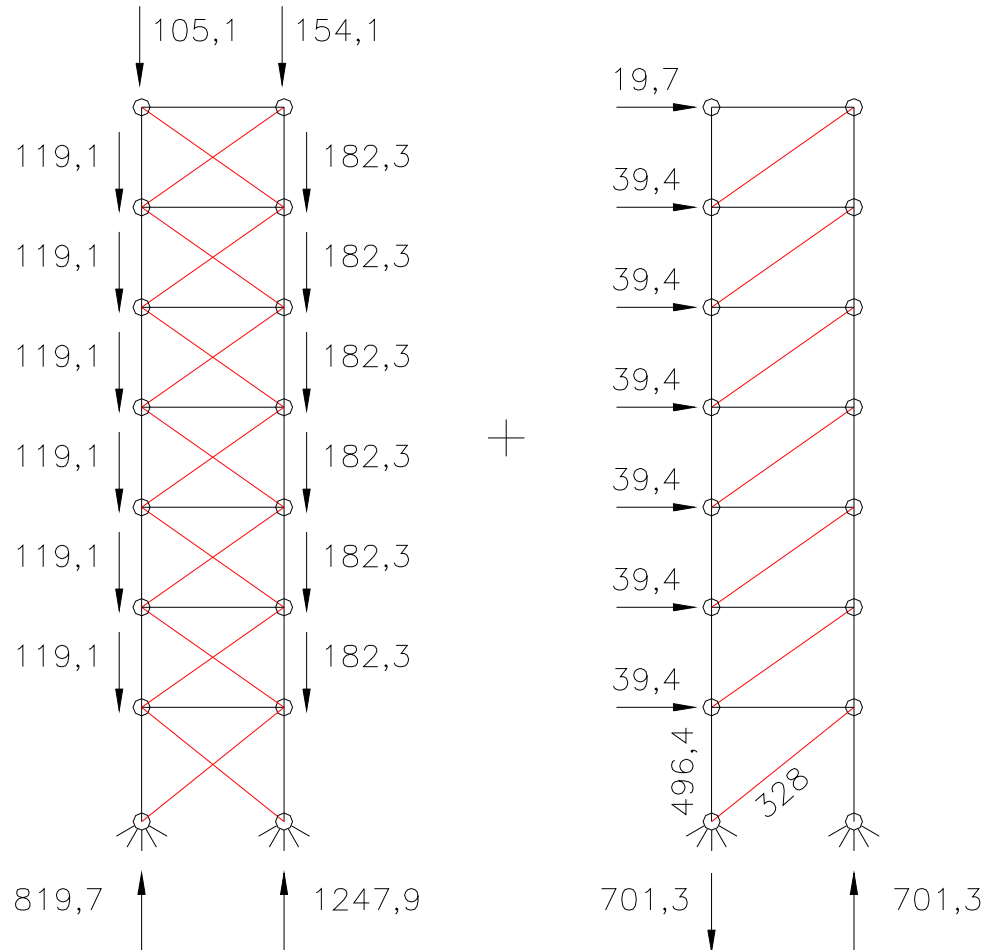
$$VIg = 4 \cdot 2,5 \cdot 5 + 8 \cdot 5 = 90 \text{ kN}$$

$$VIq1 = 3 \cdot 2,5 \cdot 5 = 37,50 \text{ kN} \quad \text{solai intermedi}$$

$$VIq2 = 1,5 \cdot 2,5 \cdot 5 = 18,75 \text{ kN} \quad \text{copertura}$$

2. Predimensionamento

Si esegue il predimensionamento della struttura di controvento considerando i carichi statici con un'azione del vento di 1 kN/m^2 (Fig. 2) agente in direzione X.



Le azioni sono calcolate nel modo seguente:

- azioni verticali

$$119,1 = 65 \cdot 1,4 + 18,75 \cdot 1,5$$

$$182,3 = 90 \cdot 1,4 + 37,5 \cdot 1,5$$

$$105,1 = 65 \cdot 1,4 + 9,37 \cdot 1,5$$

$$154,1 = 90 \cdot 1,4 + 18,75 \cdot 1,5$$

- vento (azione di piano)

$$1 \cdot 30 \cdot 3,5 \cdot 1,5 = 157,5 \text{ kN}$$

su ciascun controvento: $157,5/4 = 39,4 \text{ kN}$

La colonna più sollecitata è quindi soggetta a

$N_{Ed} = 1949,2 \text{ kN}$. Avendo una lunghezza di

libera inflessione $L_0 = 4 \text{ m}$ è sufficiente un

profilo HE 240 B (Fig. 3) in acciaio S355

(Fe510).

Fig. 2

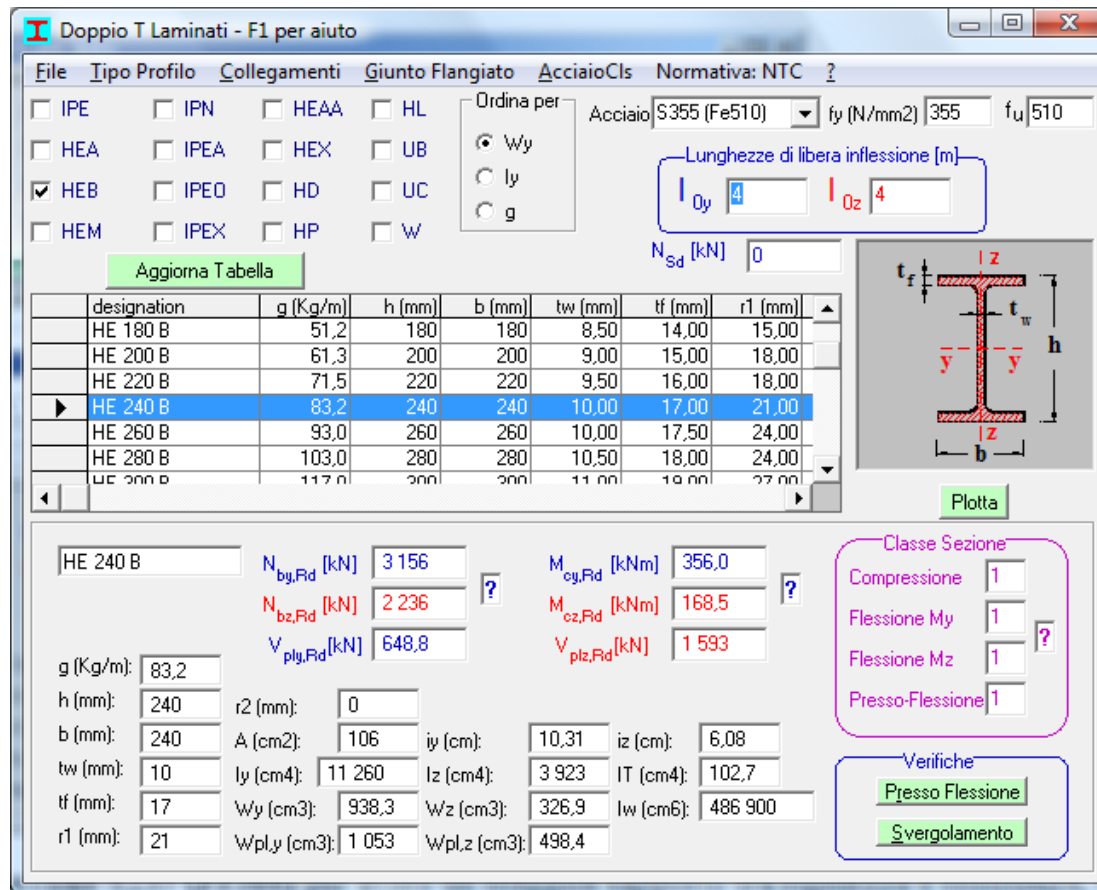


Fig. 3

Per le **diagonali** conviene impiegare **acciaio S235 (Fe360)** per avere un maggior rapporto fra rigidezza e resistenza, utile per rispettare la verifica allo stato limite di danno senza aggravare i collegamenti per la sovraresistenza allo stato limite ultimo. La diagonale deve avere un'area minima:

$$A_d = 328000 / (235 / 1,05) = 1466 \text{ mm}^2$$

Assumendo la stessa sezione per le aste di tutti i piani, lo spostamento in sommità è di $0,052 \text{ m} \approx H/500 = 0,05$.

3. Carichi sismici

Carichi gravitazionali e Masse sismiche

3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

$$\psi_{2j} = 0,3 \quad (\text{abitazioni, uffici})$$

$$\psi_{2j} = 0 \quad (\text{neve a quota } < 1000 \text{ m})$$

Le masse corrispondono ai carichi gravitazionali (semplificazione rispetto all'OPCM 3274).

Carichi gravitazionali

Sulle colonne esterne ed interne dei controventi le travi scaricano i seguenti valori del taglio:

colonne esterne

$$VE_1 = VEg + \psi_{2i} \cdot VEq1 = 65 + 0,30 \cdot 18,75 = 70,63 \text{ kN} \quad \text{solai intermedi}$$

$$VE_2 = VEg + \psi_{2i} \cdot VEq2 = 65 + 0,20 \cdot 9,37 = 66,87 \text{ kN} \quad \text{copertura}$$

colonne interne

$$VI_1 = VIg + \psi_{2i} \cdot VIq1 = 90 + 0,30 \cdot 37,50 = 101,25 \text{ kN} \quad \text{solai intermedi}$$

$$VI_2 = VIg + \psi_{2i} \cdot VIq2 = 90 + 0,20 \cdot 18,75 = 93,75 \text{ kN} \quad \text{copertura}$$

Masse sismiche

Peso piani intermedi:

$$W_I = (4 + 0,3 \cdot 3) \cdot 20 \cdot 30 + 8 \cdot 100 = 3740 \text{ kN} \quad (\text{OPCM } 3470 \text{ kN})$$

Peso copertura:

$$W_C = (4 + 0 \cdot 1,5) \cdot 20 \cdot 30 = 2400 \text{ kN} \quad (\text{OPCM } 2580 \text{ kN})$$

Peso totale:

$$W_{\text{tot}} = 3740 \cdot 6 + 2400 = 24830 \text{ kN} \quad (\text{OPCM } 23400 \text{ kN})$$

Su ciascuno dei due nodi di piano del controvento (4 controventi) va applicata la massa:

$$\text{piani intermedi: } M_I = 3740/8/9,81 = 47,7 \text{ t} \quad (\text{OPCM } 44,2 \text{ t})$$

$$\text{copertura: } M_C = 2400/8/9,81 = 30,6 \text{ t} \quad (\text{OPCM } 32,9 \text{ t})$$

Data la regolarità in pianta si esegue l'analisi modale su due modelli piani separati per sisma secondo X e secondo Y. Poichè il comportamento sismico nelle due direzioni è lo stesso, si considera solo il caso di sisma in direzione X.

Si esegue il progetto del controvento per l'azione sismica relativa al **comune di Bergamo** per un **terreno tipo C** e si confrontano alcuni risultati con quelli ottenuti applicando l'OPCM 3431 per la zona 3.

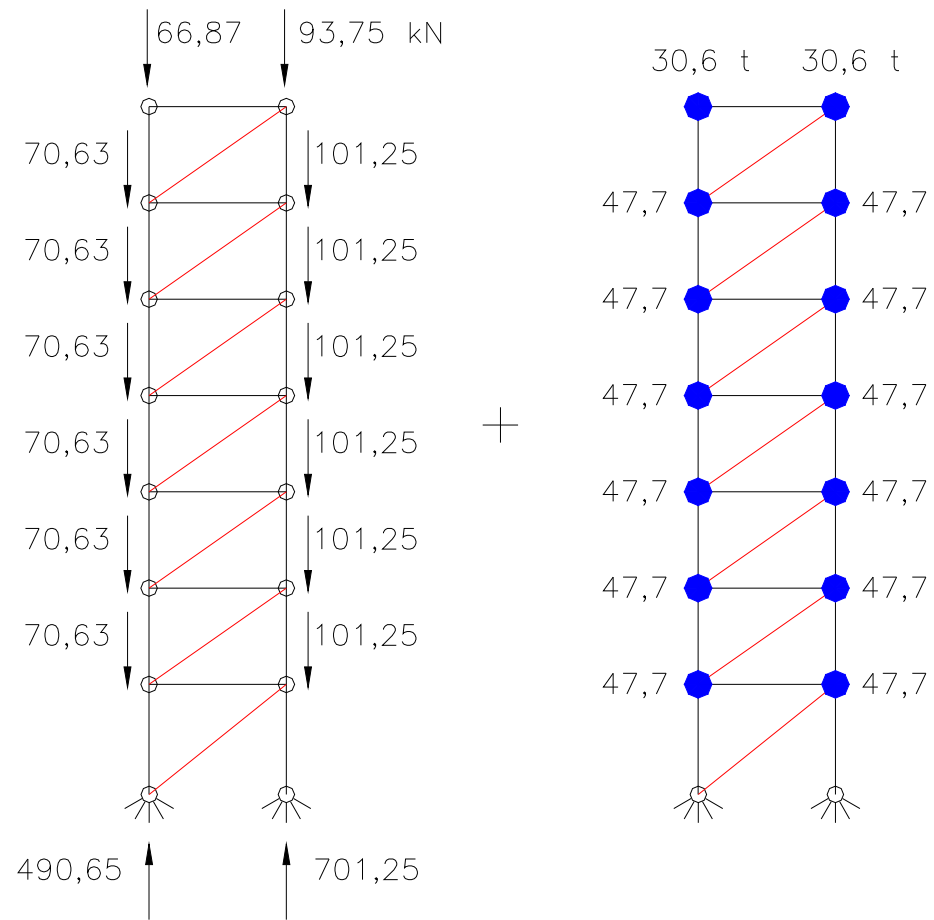


Fig. 4

In Figura 4 sono riportati i valori dei carichi statici e delle masse utilizzate per l'analisi.

Le analisi sono condotte considerando solo le diagonali tese, come indicato dal D.M. al §7.5.5. Nella modellazione del controvento si considerano tutti elementi truss.

4. Progetto antisismico

4.1 Stato Limite di Danno

Si esegue prima la verifica allo stato limite di danno, adottando le dimensioni delle sezioni determinate con il predimensionamento.

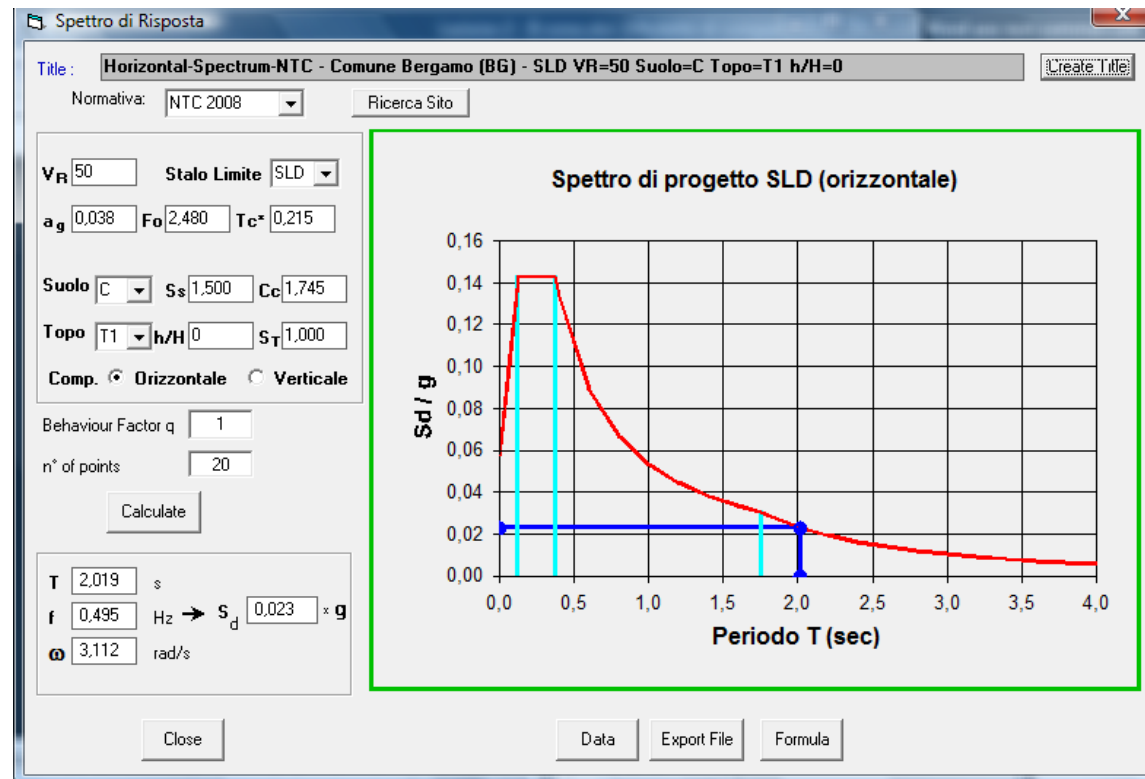


Fig. 5 – Spettro di risposta per lo SLD

Lo spettro di risposta per lo SLD è meno severo di quello dell'OPCM per la zona 3 (v. figura). Il periodo proprio del primo modo è $T=2,019$ s cui corrisponde $S_d/g = 0,023$. Con l'OPCM si avrebbe $S_d/g = 0,046$, valore doppio.

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r < d_{rp} < 0,01 h \quad (7.3.17)$$

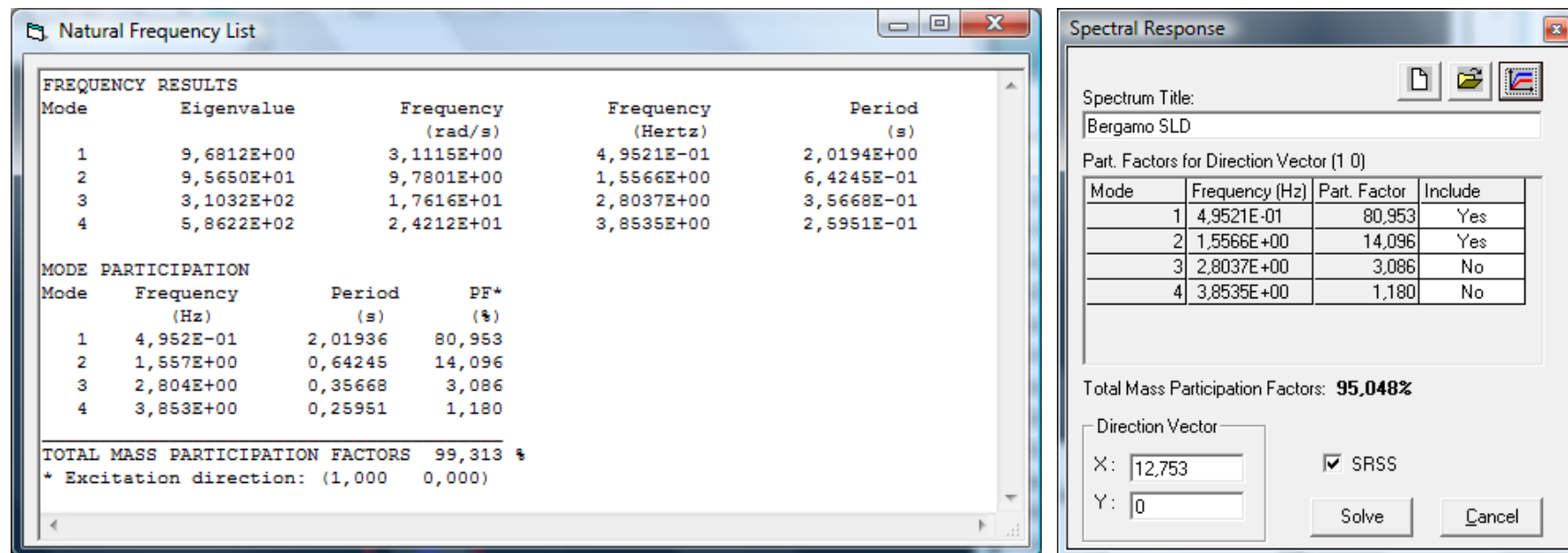


Fig. 6 – Frequenze proprie e coefficienti di partecipazione modale.

N.B. Nell'analisi sono incluse la masse degli elementi strutturali del controvento, calcolate automaticamente a partire dalla densità. Tuttavia queste masse hanno un valore trascurabile rispetto a quelle concentrate che rappresentano le masse di piano.

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

7.3.3.2 Analisi lineare statica

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ).

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati (§7.3.3.2) applicando il fattore δ :

$$\delta = 1 + 0,6 x/L_e = 1 + 0,6 \cdot 15/30 = 1,3$$

essendo x la distanza del controvento dal baricentro geometrico dell'edificio e L_e la distanza tra i due controventi più lontani.

Per ottenere automaticamente le sollecitazioni amplificate basta amplificare di δ l'accelerazione di gravità g :

$$9,81 \cdot 1,3 = 12,753$$

N.B. L'applicazione del fattore δ dà sollecitazioni a favore di sicurezza.

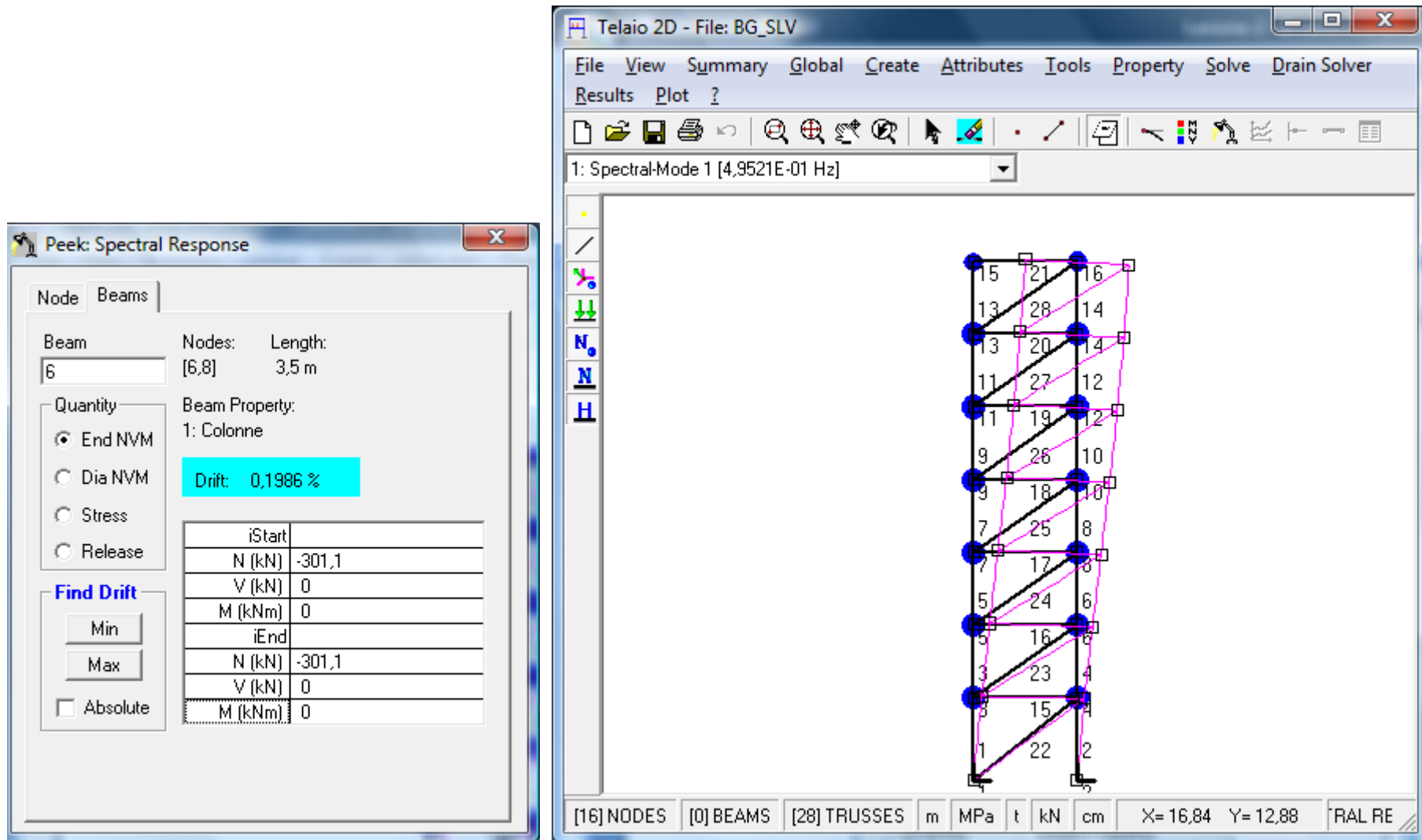


Fig 7- Deformata SLD

Lo spostamento massimo di piano d_r (drift) si ha al secondo piano (elemento 6) e vale:

$$d_r = 0,199 \% h < 0,5 \% h \quad \text{O.K.}$$

Lo stato limite di danno è ampiamente verificato

N.B. Si dovrebbe combinare lo spostamento dovuto all'azione sismica in direzione X con il 30% di quello dovuto all'azione sismica in direzione Y che è in direzione perpendicolare, e quindi incrementa il drift di una quantità trascurabile

4.2 Stato Limite Ultimo (SLV)

4.2.1 Analisi a spettro di risposta

Classe di duttilità alta (CD “A”) $q_0 = 4$ (stesso valore per CD “B”)

Edificio regolare in altezza $k_R = 1$

Fattore di struttura $q = q_0 \cdot k_D = 4$ (§7.3.1)

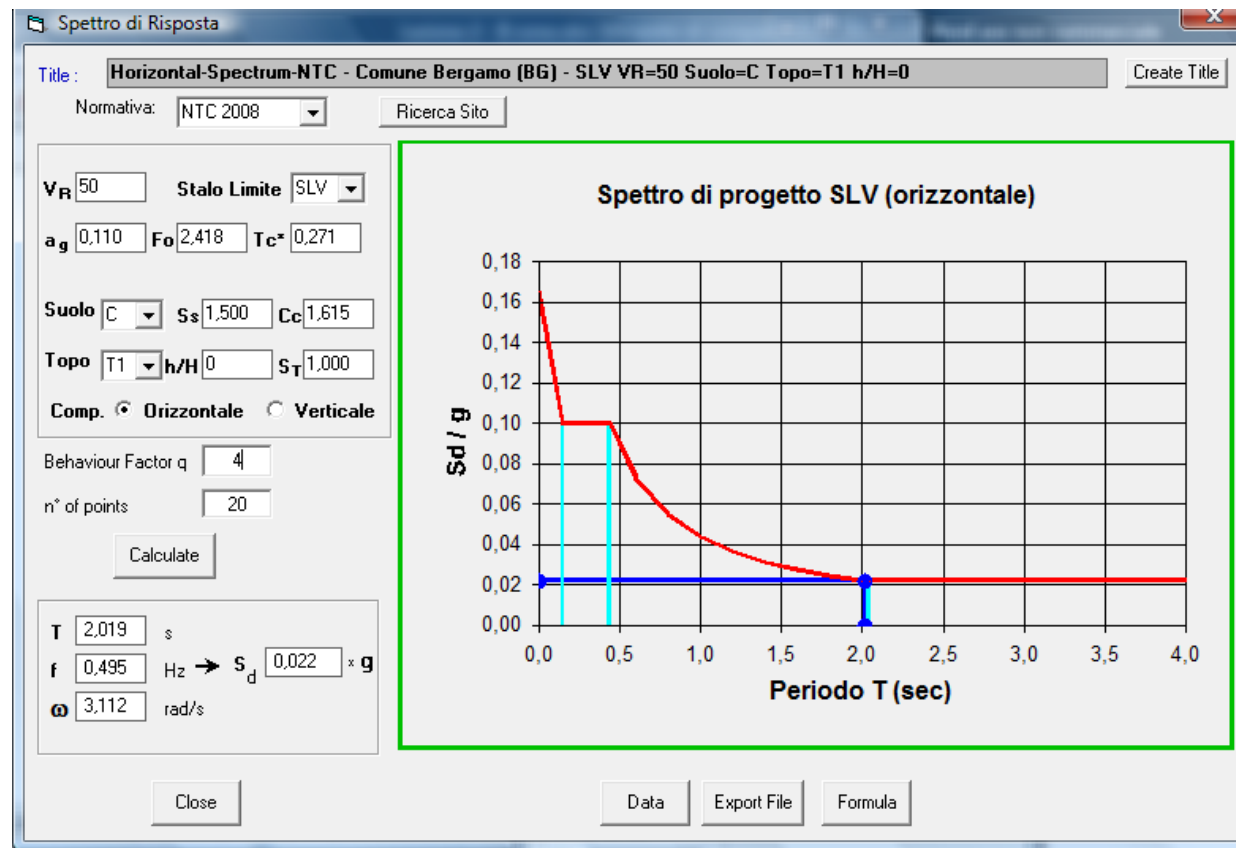


Fig. 8 – Spettro di risposta SLV per q=4

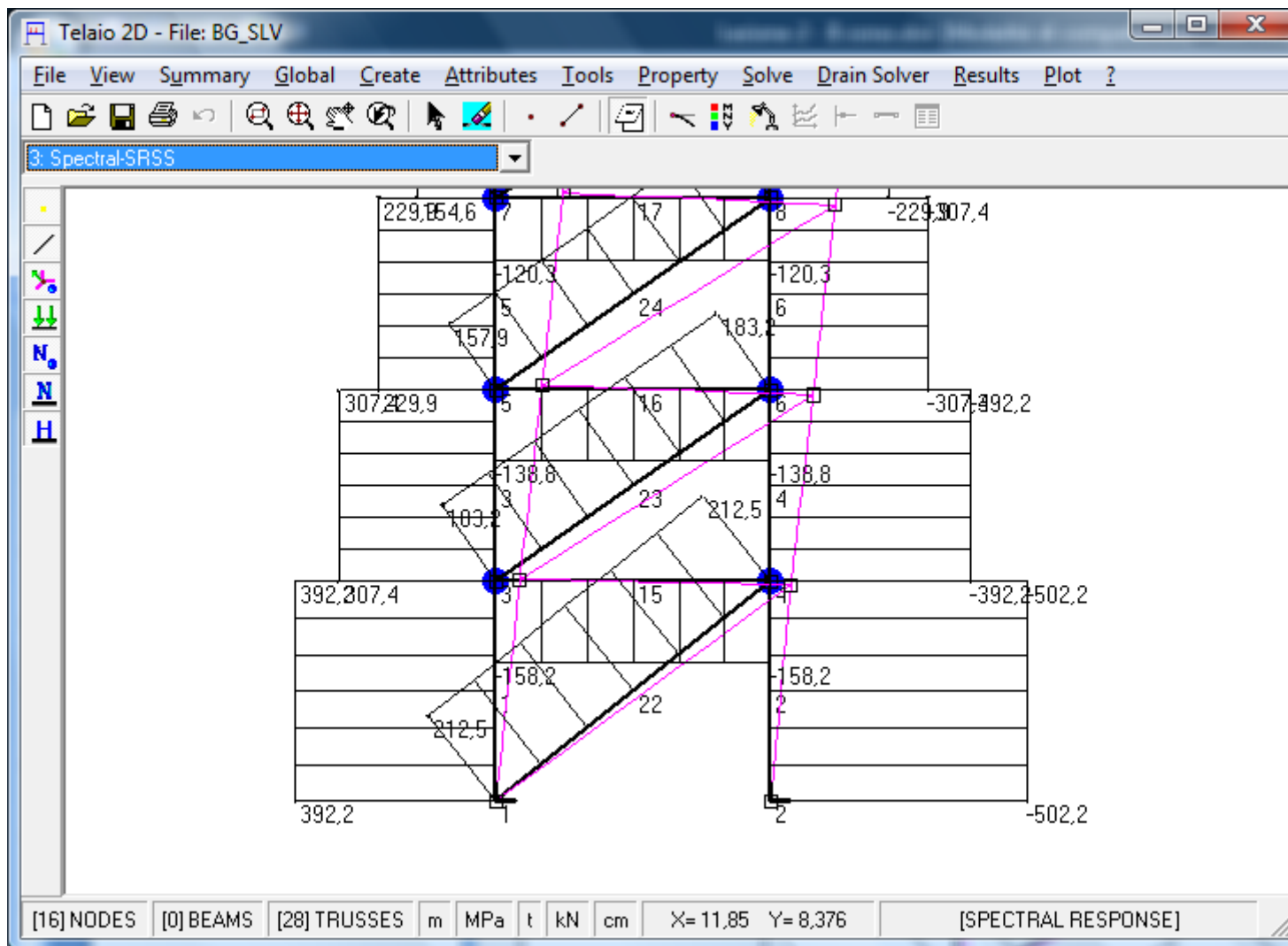


Fig. 9 – Azioni assiali

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

Il sisma in direzione Y non impegna la diagonale dei controventi in direzione X, impegna però il montante d'angolo comune ai due controventi. L'azione assiale di progetto nella diagonale $N_{Ed,diag} = 263,8 \text{ kN}$ non va quindi incrementata.

Il sisma sollecita quindi la diagonale meno del vento (328 kN), come spesso avviene in Zona 3!

Va però ancora considerato l'effetto P-Δ.

4.2.2 Effetti del secondo ordine (P-Δ)

7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P d_r}{V h} \leq 0,1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante (**moltiplicato per q ???**);

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

Questa prescrizione può essere chiarita dalle considerazioni che seguono.

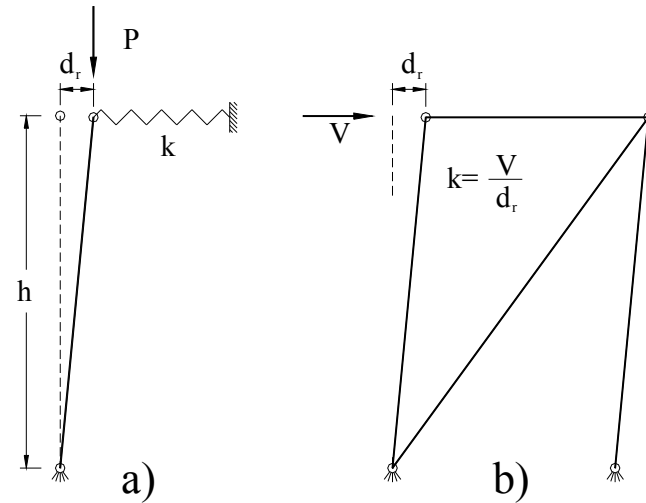


Fig. 11

In Fig. 11a) la biella rappresenta l'insieme delle colonne che sono stabilizzate, nel generico piano, dal controvento, schematizzato dalla molla di rigidezza k . P è il carico verticale totale che deve essere stabilizzato dal controvento. La rigidezza k del controvento (Fig. b) vale:

$$k = V / d_r$$

Per evitare l'instabilità dinamica si impone che la forza esercitata sulla molla da P sia inferiore al 30% della reazione elastica:

$$\frac{P d_r}{h} < 0,3 k d_r$$

Si ha quindi la prescrizione:

$$\theta = \frac{P d_r}{V h} < 0,3$$

Si noti che d_r è lo spostamento d'interpiano calcolato con lo spettro di risposta allo SLV **moltiplicato per il coefficiente di struttura q**, uguale quindi allo spostamento calcolato con lo spettro elastico, mentre il taglio V è relativo allo SLV.

Si noti inoltre che θ rappresenterebbe l'inverso del moltiplicatore critico del carico assiale P se d_r non fosse moltiplicato per q.

Si ha infatti, per la condizione di equilibrio indifferente:

$$\frac{P_{cr} d_r}{h} = k d_r = V \rightarrow P_{cr} = \frac{Vh}{d_r}$$

$$\frac{1}{m_{cr}} = \frac{P}{P_{cr}} = \frac{P d_r}{Vh} = \theta$$

Poichè le sollecitazioni del 2° ordine possono essere ottenute, in modo approssimato, moltiplicando le sollecitazioni del 1° ordine per $1/(1-1/m_{cr})$, risulta spiegata la prescrizione per $\theta < 0,2$.

Per $0,2 < \theta < 0,3$ la normativa tace! L'Eurocodice 8 prescrive in questo caso **l'analisi del 2° ordine** senza però dare indicazioni sulla sua esecuzione. Una analisi a spettro di risposta (o un'analisi statica equivalente), eseguita tenendo conto degli effetti del 2° ordine dovuti alle azioni assiali P effettive, fornisce infatti risultati poco diversi dall'analisi del 1° ordine, perchè gli spostamenti d_r non sono amplificati per q e il moltiplicatore critico è $\gg 10$. Un espediente, non del tutto convincente, è quello di utilizzare, nel calcolo della **matrice di rigidezza geometrica, valori delle azioni assiali moltiplicati per q**.

Per $0,2 < \theta < 0,3$ sarebbe quindi corretta solo **l'analisi dinamica non lineare!**

Per approfondimenti consultare per esempio: Tremblay, L., (2003), "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames," Engineering Journal, AISC, 2nd Quarter, pp. 111-129, Chicago, IL.

Nella tabella 1 sono riportati i valori del coefficiente θ di sensibilità allo spostamento di piano. Poichè θ supera il valore 0,2 si dovrebbe eseguire l'analisi dinamica non lineare, non essendo corretto l'impiego della formula approssimata.

Piano	P	d'r/h %	dr/h %	F _d	V	θ
7	600	0,1142	0,4568	47,4	38,8	0,071
6	1535	0,1437	0,5748	98,4	80,6	0,109
5	2470	0,1615	0,6460	125,9	103,1	0,155
4	3405	0,1714	0,6856	140,0	114,7	0,204
3	4340	0,1790	0,7160	157,9	129,4	0,240
2	5275	0,1877	0,7508	183,2	150,1	0,264
1	6210	0,1616	0,6464	212,5	165,9	0,242

Tabella 1 – Calcolo dei valori di θ .

Legenda: d'r/h = drift ricavato dall'analisi; dr/h = d'r/h · q; F_d = Azione assiale nella diagonale;
V = componente orizzontale di F_d – Forze in kN

Usando comunque come prima stima la formula approssimata, l'azione assiale nella diagonale a piano terra diventa:

$$N_{Sd,diag} = 212,5 \cdot 1/(1-\theta) = 212,5 \cdot 1/(1 - 0,242) = 212,5 \cdot 1,319 = 280 \text{ kN}$$

valore leggermente inferiore a quello indotto dal vento (328), per il quale si è eseguito il predimensionamento, con area di 15,35 cm². Si deve però usare una diagonale di area maggiore per contenere il valore del parametro θ entro il limite 0,2.

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficienti di sovra-resistenza $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Il vincolo sui coefficienti Ω serve a limitare il pericolo di formazione di meccanismi di collasso di piano debole.

Dopo alcuni tentativi, per contenere il valore di θ entro il limite 0,2 e graduando l'area delle diagonali ai vari piani per uniformarne le tensioni σ e quindi i coefficienti Ω , si perviene alla soluzione illustrata nella tabella 2, nella quale la colonna F'_d contiene il valore amplificato della trazione nella diagonale ($F'_d = F_d / (1 - \theta)$), la colonna A_d contiene le aree delle diagonali in mm^2 , la colonna σ contiene le tensioni nelle diagonali, la colonna Ω contiene i rapporti f_{yd} / σ uguali ai rapporti $N_{pl,Rd} / N_{Ed,E}$. Nella modellazione le colonne hanno le sezioni definitive calcolate nel seguito e riportate in Fig. 13. Si noti che l'area della diagonale a piano terra è quasi raddoppiata.

Piano	P	d'r/h %	dr/h %	F_d	V	θ	F'_d	A_d	σ	Ω
7	600	0,1496	0,5984	57,3	46,9	0,076	62,0	613	101	2,21
6	1535	0,1809	0,7236	111,3	91,2	0,122	126,7	1315	96	2,32
5	2470	0,1729	0,6916	131,5	107,7	0,159	156,3	1738	90	2,49
4	3405	0,1637	0,6548	144,4	118,3	0,188	177,9	2071	86	2,60
3	4340	0,1540	0,6160	169,6	138,9	0,192	210,0	2408	87	2,57
2	5275	0,1419	0,5676	200,0	163,9	0,183	244,7	2698	91	2,47
1	6210	0,0955	0,3820	230,4	179,9	0,132	265,4	2800	95	2,36

Tabella 2 – Valori di θ nella configurazione finale.

Le azioni assiali dell'analisi a spettro di risposta sono riportate in Fig. 12

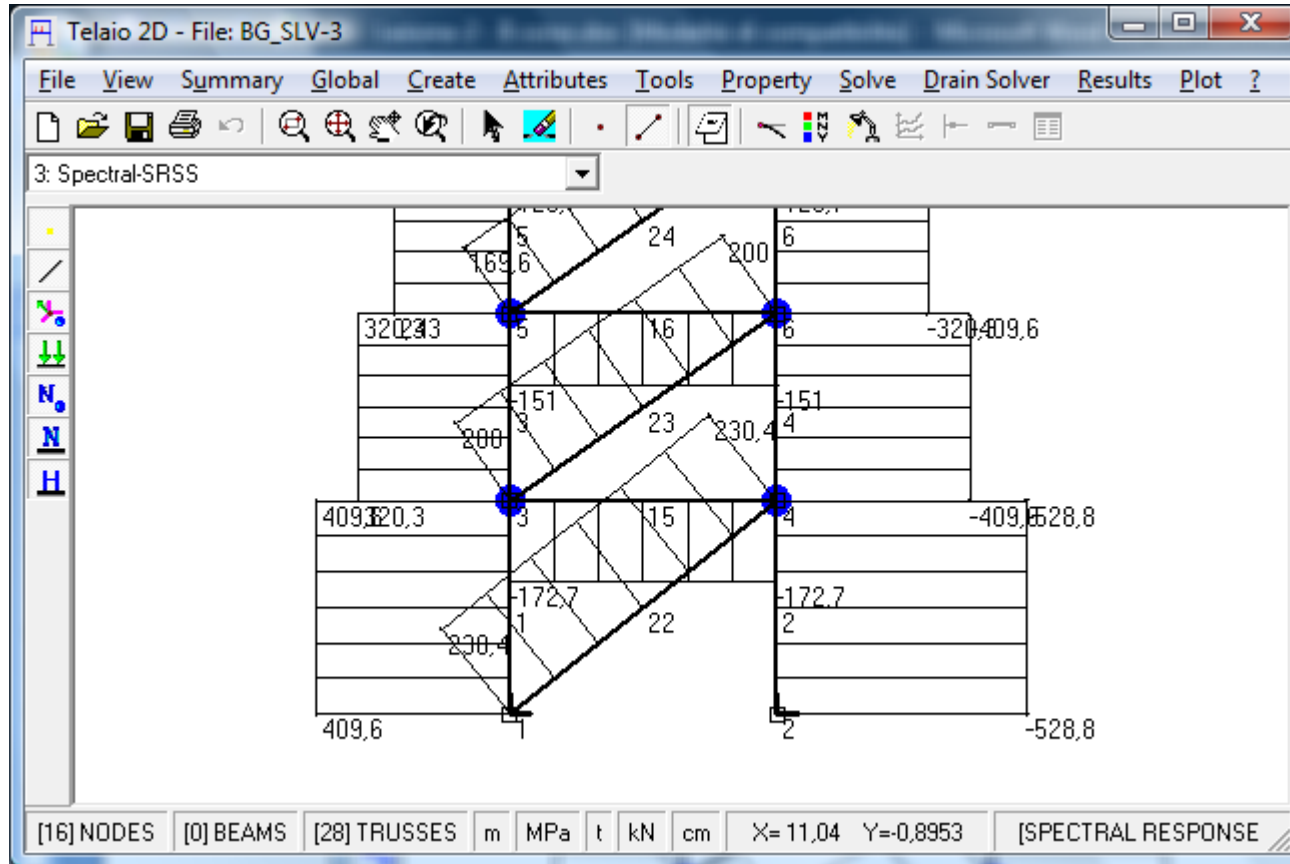


Fig. 12 –Azioni assiali nei piani inferiori (moltiplicare per $1/(1-\theta)$)

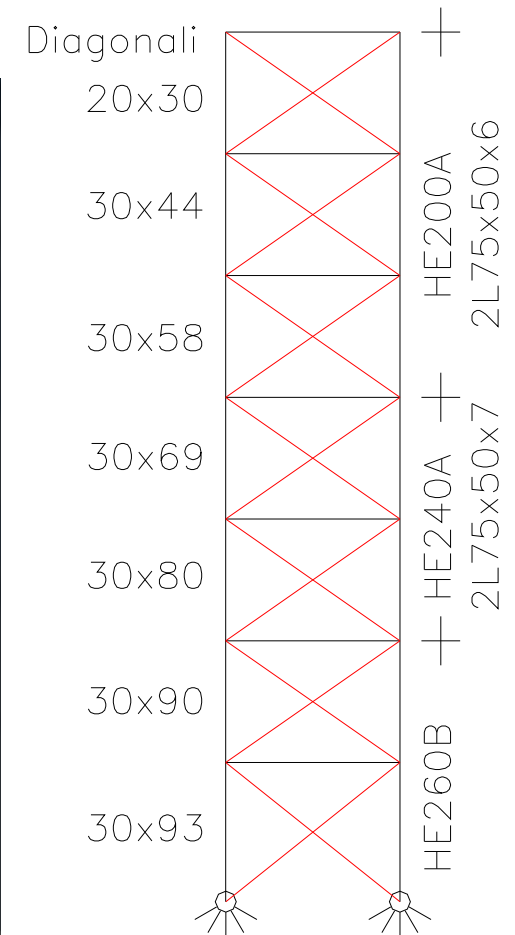


Fig. 13 – Geometria finale

4.2.3 Progetto diagonali

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi a V.

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_y \quad \lambda_y = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{210000 / 235} = 93,9 \text{ quindi } 122 \leq \lambda \leq 188$$

Per la valutazione delle lunghezze di libera inflessione si vedano per esempio:

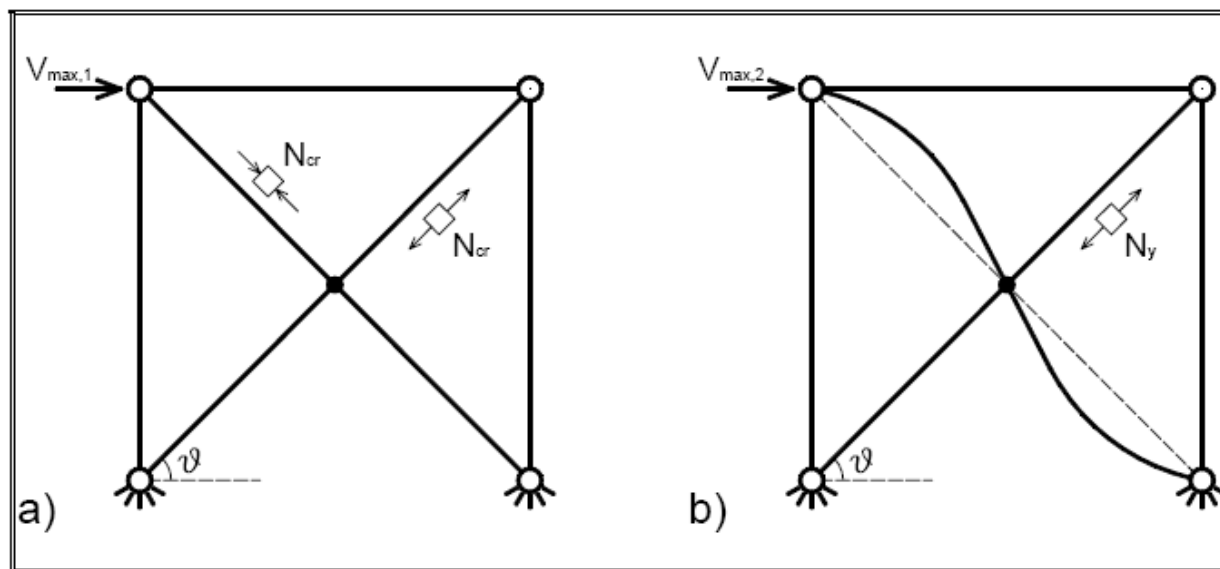
Gelfi P., Metelli G., “Studio teorico e sperimentale sul comportamento ciclico di controventi concentrici a X”, Atti del XXII Congresso C.T.A., Padova Settembre 2009.

Sabelli, R. and Hohbach, D. (1999), “Design of Cross-Braced Frames for Predictable Buckling Behavior,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125 No. 2, February, pp. 163-168, Reston, VA.

Astaneh-Asi, A., Goel, S.C., and Hanson, R.D. (1986), “Earthquake-Resistant Design of Double Angle Bracings,” Engineering Journal, AISC, Vol. 23, No. 4, 4th Quarter, Chicago, IL

Nel caso dei controventi concentrici a X, chiamati anche controventi a croce di sant'Andrea, nei quali sono presenti due diagonali, alternativamente una tesa e una compressa, vi è l'esigenza di imporre un limite inferiore alla snellezza per evitare che, nel primo ciclo di carico, quando le diagonali sono soggette ad azioni assiali quasi uguali in modulo, un'eccessiva resistenza a compressione implichi un picco nella resistenza a taglio del controvento, e quindi, nell'ottica dell'applicazione del capacity design, un aggravio nella richiesta di resistenza di travi, colonne e fondazioni.

Per chiarire il problema, si consideri il controvento di fig. 1.



$$V_{\max,1} = 2N_{cr} \cos\vartheta$$

$$V_{\max,2} = N_y \cos\vartheta$$

Deve essere:

$$V_{\max,1} < V_{\max,2}$$

cioè: $N_{cr} < 0,5 N_y$

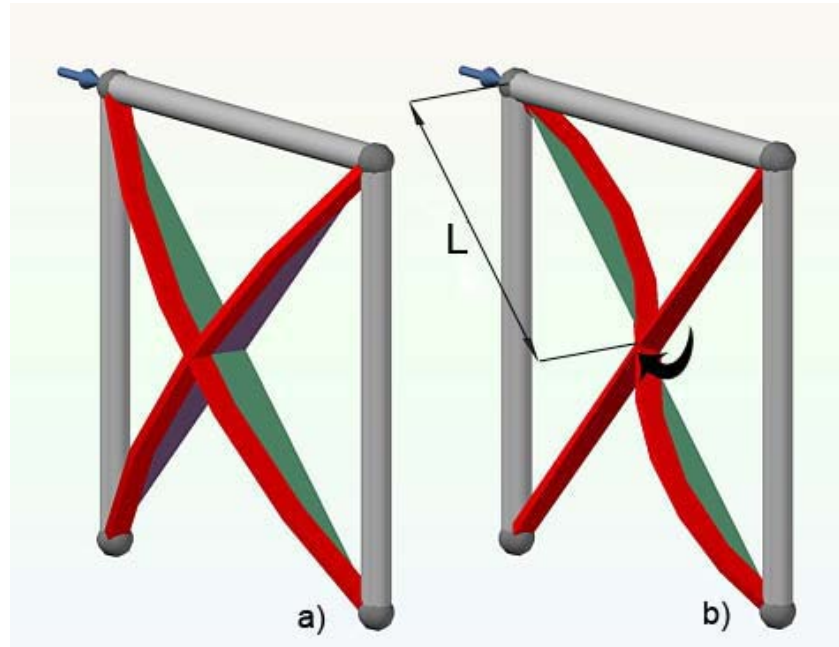
per $\bar{\lambda} > 1,3 \quad \chi < 0,47$

Figura 1 Taglio massimo nel primo ciclo (a) e nei cicli successivi (b)

Nella fase iniziale di carico (fig. 1a), dato che la rigidità assiale delle diagonali è normalmente molto piccola rispetto a quella delle colonne e della trave, entrambe le diagonali sono soggette all'azione assiale $N=V/(2\cos\vartheta)$. Ne deriva che nell'imminenza del raggiungimento del carico critico nell'asta compressa, la forza di taglio V raggiunge il valore $V_{\max,1}=2N_{cr} \cos\vartheta$. Nei cicli di carico successivi allo snervamento, la diagonale compressa è in "bando" (fig. 1b) e la forza di taglio è portata quasi esclusivamente dalla diagonale tesa snervata. Si ha quindi $V_{\max,2}=N_y \cos\vartheta$. Per evitare il picco di carico nel primo ciclo deve quindi essere rispettata la condizione $V_{\max,1} < V_{\max,2}$ cioè $N_{cr} < 0,5 N_y$. Questa condizione è imposta prescrivendo che la snellezza adimensionale sia maggiore di 1,3. In tal caso infatti il coefficiente riduttivo χ assume il valore massimo 0,47 e quindi la resistenza di buckling è inferiore alla metà della resistenza di snervamento.

Per garantire un soddisfacente comportamento isteretico l'Eurocodice 8 prescrive inoltre un valore massimo per la snellezza adimensionale. Ne deriva che la snellezza va valutata nel modo più realistico possibile perché un criterio a favore di sicurezza non può soddisfare sia il limite inferiore che il limite superiore della lunghezza di libera inflessione.

Nella letteratura scientifica questa problematica non sembra adeguatamente approfondita nei pochi lavori sperimentali sui controventi a X che, in genere, non prevedono il collegamento delle due diagonali nel nodo di intersezione. Negli esempi di calcolo le lunghezze di libera inflessione vengono calcolate con criteri approssimati a favore di sicurezza, operando nel senso di aumentarne il valore. Il motivo va forse ricercato nel fatto che nella normativa americana non è presente una prescrizione sul limite inferiore della snellezza. I lavori teorici non vengono quindi in genere citati per il calcolo delle lunghezze di libera inflessione.



Instabilità fuori piano

La corretta valutazione delle lunghezze di libera inflessione va eseguita sia per l'instabilità nel piano del controvento, sia per l'instabilità fuori piano, che andrebbe preferibilmente evitata perché può provocare danni gravi negli elementi non strutturali adiacenti. Nei controventi concentrici a X l'instabilità fuori piano è fortemente influenzata dalla presenza della diagonale tesa, che tende ad impedire lo spostamento fuori piano del nodo di intersezione. Questo effetto del secondo ordine scompare dopo il primo ciclo di snervamento. Quando la diagonale, raddrizzata dall'escursione in campo plastico, subisce la successiva compressione, l'altra diagonale risulta deformata a flessione e soggetta a una debole compressione e quindi in grado di opporsi allo spostamento fuori piano solo per effetto della sua rigidità flessionale, peraltro indebolita dalla mancanza di rettilineità.

Vincolo di estremità	Nel piano		Fuori piano	
	Cerniera	Incastro	Cerniera	Incastro
Limite inferiore	0,800	0,560	<1	<0,7
Limite superiore	0,843	0,590	1,425	0,7125

Valori del fattore β per il calcolo della lunghezza di libera inflessione $L_0 = \beta L$

Le lunghezze di libera inflessione $L_0 = \beta L$ vanno calcolate con riferimento alla semi-lunghezza L della diagonale.

La semi-lunghezza della diagonale del primo piano è $L = \sqrt{5^2 + 4^2} / 2 = 3,20 \text{ m}$. Nel calcolo della lunghezza di libera inflessione nel piano si deve tener conto della presenza delle piastre di nodo. Si può considerare una lunghezza del tratto di sezione costante pari a 2,7 m (v. Fig. 14). La lunghezza di libera inflessione nel piano è quindi circa:

$$L_{0y} = 0,56 \cdot 2,7 = 1,51 \text{ m}$$

per rispettare la prescrizione sulla snellezza minima $\lambda > 122$ si deve avere:

$$i_y < L_{0y} / 122 = 12 \text{ mm}$$

Per i piani superiori si ha $L = \sqrt{5^2 + 3,5^2} / 2 = 3,05 \text{ m}$, $L_{0y} = 1,34 \text{ m}$ e $i_y < L_{0y} / 122 = 11 \text{ mm}$

Per avere valori così piccoli del raggio giroscopico e per calibrare la resistenza ai vari piani in base alle sollecitazioni, onde limitare la variabilità del coefficiente di sovra-resistenza Ω , conviene usare come profili dei semplici piatti. Considerando anche il limite superiore della snellezza, lo spessore t_y per l'instabilità nel piano del controvento deve essere compreso fra:

$$7,5 \leq i_y \leq 11 \text{ mm} \rightarrow i_y = t_y / \sqrt{12} \rightarrow 26 \leq t_y \leq 38 \text{ mm}$$

Per evitare l'instabilità fuori piano, la relativa snellezza deve essere inferiore a quella nel piano. Considerando vincoli di estremità ad incastro si ha:

$$L_{0z} = 0,7125 \cdot 2,7 = 1,92 \text{ m}$$

Lo spessore fuori piano deve quindi essere $t_z > t_y L_{0z} / L_{0y} = t_y \cdot 1,92 / 1,51 = 1,3 t_y$. Questo rapporto è facilmente rispettato nei piani inferiori. Negli ultimi due piani le prescrizioni sulla snellezza potrebbero essere ignorate.

4.2.4 Verifica colonne e travi

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1$$

in cui N_{Ed} è valutata con l'espressione 7.5.6 e $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ di tutte le diagonali che possono raggiungere lo snervamento. Dalla tabella 2 si ricava, non considerando a favore di sicurezza l'ultimo piano, $\Omega = 2,32$. Poiché $\gamma_{Rd} = 1,20$ (acciaio S235), le azioni sismiche su colonne e travi di Fig. 12 vanno amplificate moltiplicandole per $\alpha = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 2,32 = 3,06$. Le sollecitazioni nelle colonne e nelle travi non vanno amplificate anche per $1/(1-\theta)$ perché sono limitate dallo snervamento delle diagonali.

Per la verifica delle **colonne** si deve distinguere la colonna interna da quella d'angolo.

- Colonna interna

carichi gravitazionali $N_{Ed,G} = 701 \text{ kN}$ (Figura 4)

azione sismica (Figura 12) $\alpha \cdot N_{Ed,E} = 3,06 \cdot 637 = 1949 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 701 + 1949 = 2650 \text{ kN} \quad L_0 = 4 \text{ m}$$

E' necessario un profilo **HE260B** (Fig. 17): $N_{bz,Rd} = 2661 \text{ kN} > N_{Ed}$ OK (Fe510)

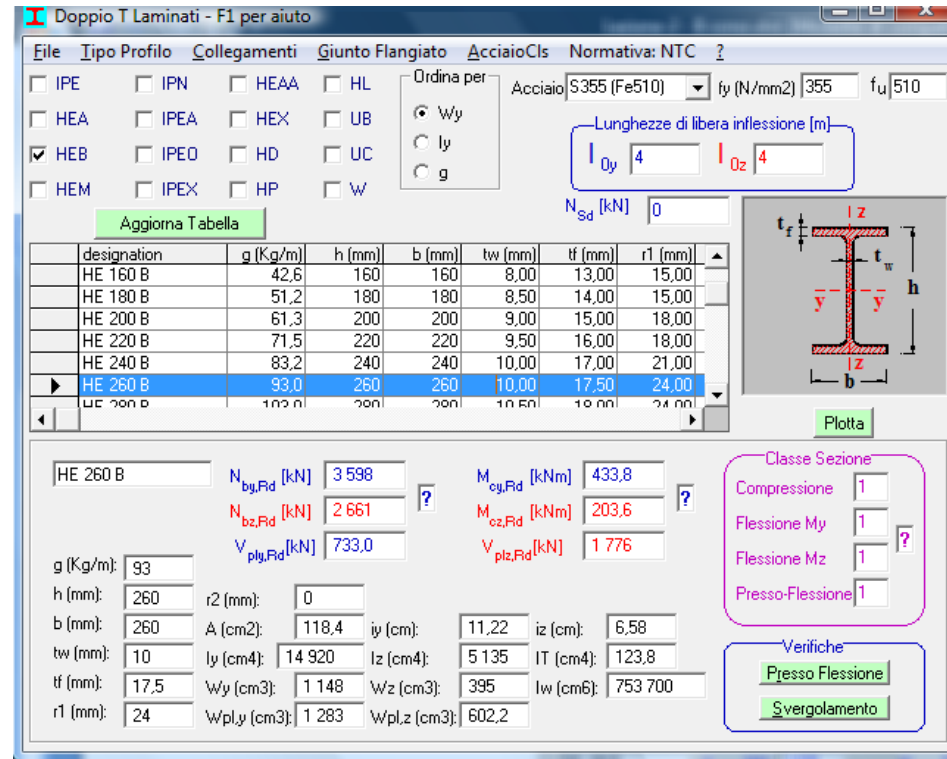


Fig. 17

- Colonna d'angolo

La colonna d'angolo fa parte dei controventi in entrambe le direzioni. Se i controventi fossero separati avremmo due colonne, ciascuna da progettare con i criteri di capacity design della colonna interna. Secondo questa interpretazione la colonna d'angolo andrebbe quindi progettata per l'azione assiale conseguente allo snervamento contemporaneo delle due diagonali. L'ipotesi che le due diagonali si snervino contemporaneamente è però probabilmente poco realistica e quindi si progetta la colonna d'angolo per l'azione assiale conseguente allo snervamento della diagonale indotto dal sisma in direzione X aggiungendo il 30% dell'azione assiale indotta dal sisma in direzione Y:

$$N_{Ed} = 490 + 3,06 \cdot 637 + 0,3 \cdot 637 = 2630 \text{ kN}$$

Si può quindi utilizzare lo stesso profilo della colonna interna.

Per facilitare la diffusione delle deformazioni plastiche tra i piani, è opportuno che tutte le colonne dell'edificio siano continue almeno su due piani. I giunti verranno di preferenza realizzati a doppio coprigiunto.

Allo stesso modo va amplificata l'azione assiale nella **trave** del controvento del primo piano (IPE 240 Fe510) pari a 197 kN (Fig. 12):

$$N_{Ed} = 3,06 \cdot 197 = 603 \text{ kN} \quad (\text{che è anche il taglio di progetto in fondazione})$$

La trave deve inoltre sopportare il carico statico, che determina il momento in mezzaria:

$$M_{Ed} = (4 \cdot 2,5 + 8) \cdot 5^2 / 8 = 56,25 \text{ kNm}$$

Se la trave è collegata alla soletta con pioli non ci sono problemi di stabilità. Affidando comunque le sollecitazioni alla sola trave in acciaio si ha:

$$M_{Ed} / M_{cy,Rd} + N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,454 + 0,456 = 0,910 < 1 \quad \text{OK}$$

con:

$$N_{pl,Rd} = 1323 \text{ kN (Fe510)} \quad M_{cy,Rd} = 123,9 \text{ kNm}$$

4.2.5 Verifica collegamenti

7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

La resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \frac{\gamma_{M2} f_{yk}}{\gamma_{M0} f_{tk}}$$

7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovreresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovreresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} 1,1 R_{pl,Rd} = R_{U,Rd}$$

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

Si verificano i collegamenti della diagonale del primo piano, costituita da un piatto 30x93 mm in acciaio S235. Si ipotizza una soluzione saldata come illustrato in Fig. 14.

Le saldature del piatto ai coprigiunti vanno progettate per trasferire la forza:

$$R_{U,Rd} = 1,2 \cdot 1,1 \cdot 30 \cdot 93 \cdot 235 / 1,05 / 1000 = 824 \text{ kN}$$

4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = a \frac{360}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 207,8 a \quad (4.2.77)$$

Le saldature a cordone d'angolo hanno altezza di gole $a=10$ mm. E' quindi necessaria una lunghezza totale di saldatura:

$$L_s = R_{U,Rd} / F_{w,Rd} = 824000 / (207,8 \cdot 10) = 397 \text{ mm. Si realizzano 4 cordoni da 120 mm.}$$

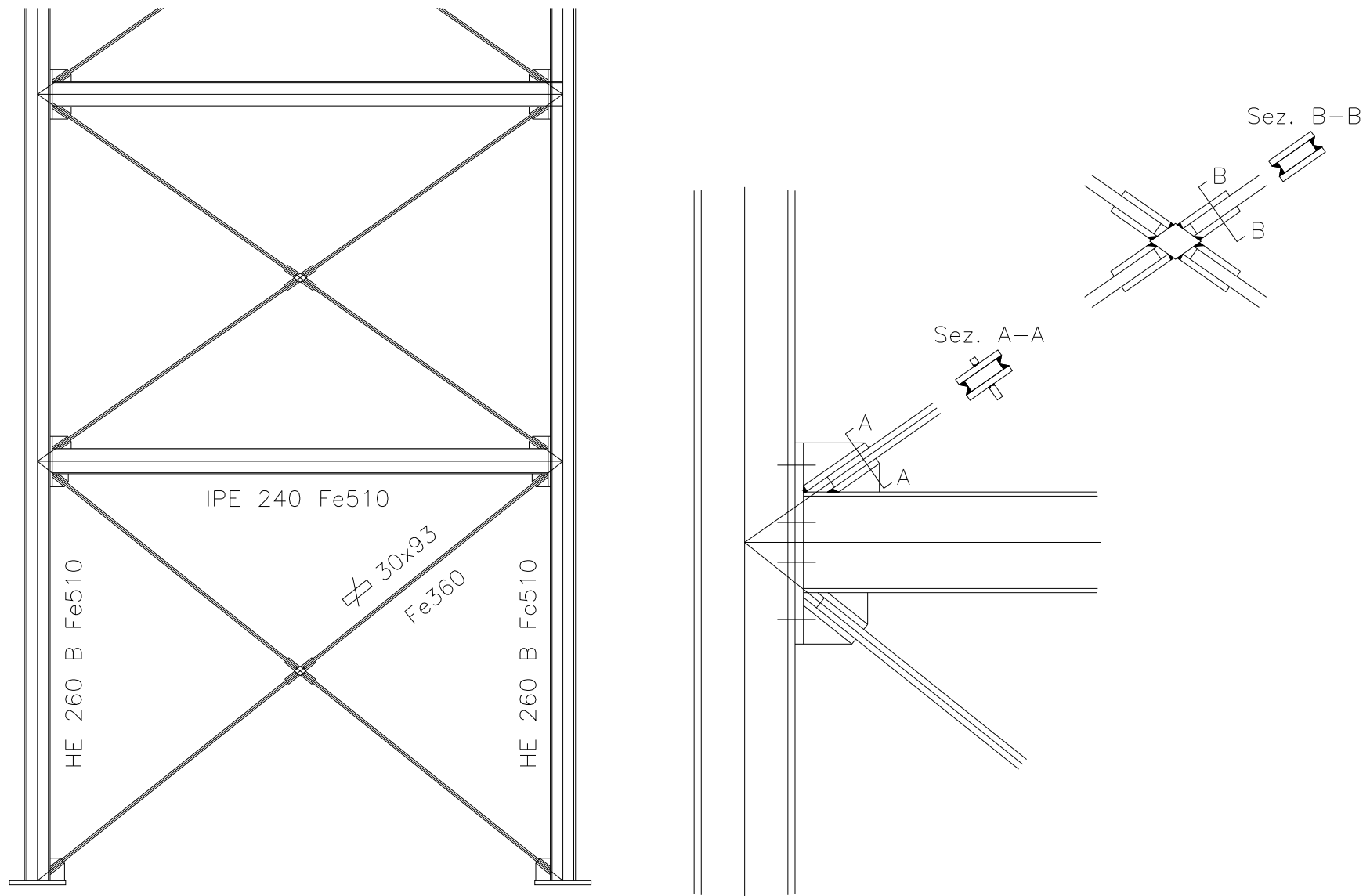


Fig. 14 – Dettagli controvento

4.2.6 Fondazione

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti **assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti**. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; **si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.**

carichi gravitazionali $N_{Ed,G} = 701 \text{ kN}$ (Figura 4)

azione sismica (Figura 12) $\alpha \cdot N_{Ed,E} = 3,06 \cdot 529 = 1619 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 701 + 1619 = 2320 \text{ kN}$$

Il collegamento alla fondazione della colonna interna, per la direzione del sisma che la mette in trazione, deve essere progettato per l'azione assiale di progetto:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha N_{Ed,E} = -701 + 3,06 \cdot 529 = 918 \text{ kN}$$

Sono sufficienti 6 tirafondi M27 classe 8.8 ($F_{t,Rd} = 6 \cdot 264 = 1584 \text{ kN}$).

Il collegamento alla fondazione della colonna d'angolo, per la direzione del sisma che la mette in trazione, deve essere progettato per l'azione assiale di progetto:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha N_{Ed,E} = -490 + 3,06 \cdot 529 + 0,3 \cdot 529 = 1287 \text{ kN}$$

Sono sufficienti 8 tirafondi M27 classe 8.8 ($F_{t,Rd} = 8 \cdot 264 = 2112 \text{ kN}$).

L'azione tagliante (componente orizzontale della sovrarresistenza della diagonale $N=2800 \cdot 235/1,05 \cdot 1,1 \cdot 1,2/1000=827 \text{ kN}$)

$V_{Ed} = 827 \cos 38^\circ,6 = 646 \text{ kN}$ può essere affidata ad un "dente" ottenuto da uno spezzone di putrella.

Queste sono sollecitazioni locali che derivano dall'applicazione del capacity design.

Le sollecitazioni globali si ricavano sommando alle sollecitazioni dovute ai carichi verticali statici G, le sollecitazioni E ricavate dall'analisi a spettro di risposta, moltiplicate per il coefficiente di sovrarresistenza α (Fig. 15).

In Fig. 16 sono riportati i diagrammi del momento e del taglio sulla parete di fondazione, nonché il diagramma delle σ_t , il cui valore massimo è di 0,277 MPa.

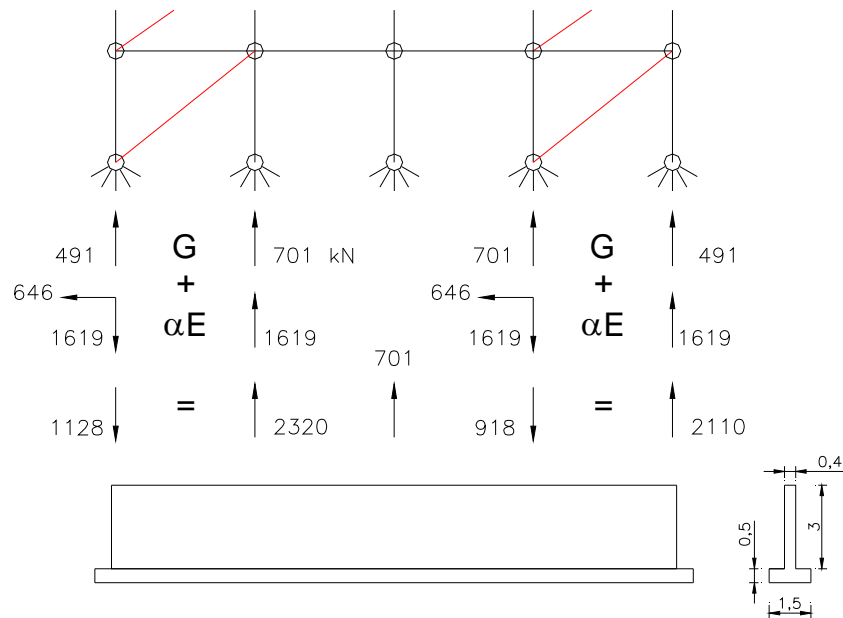


Fig. 15 – Carichi in fondazione

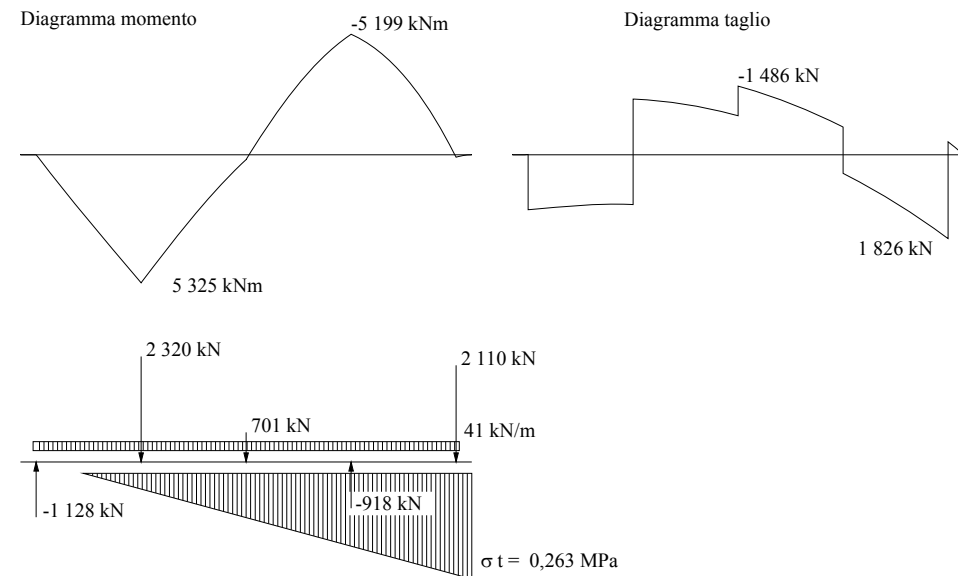


Fig. 16 – Sollecitazioni in fondazione

4.3 Calcolo con $q = 2$

E' interessante notare che la stessa progettazione si ottiene assumendo un fattore di struttura $q = 2$.

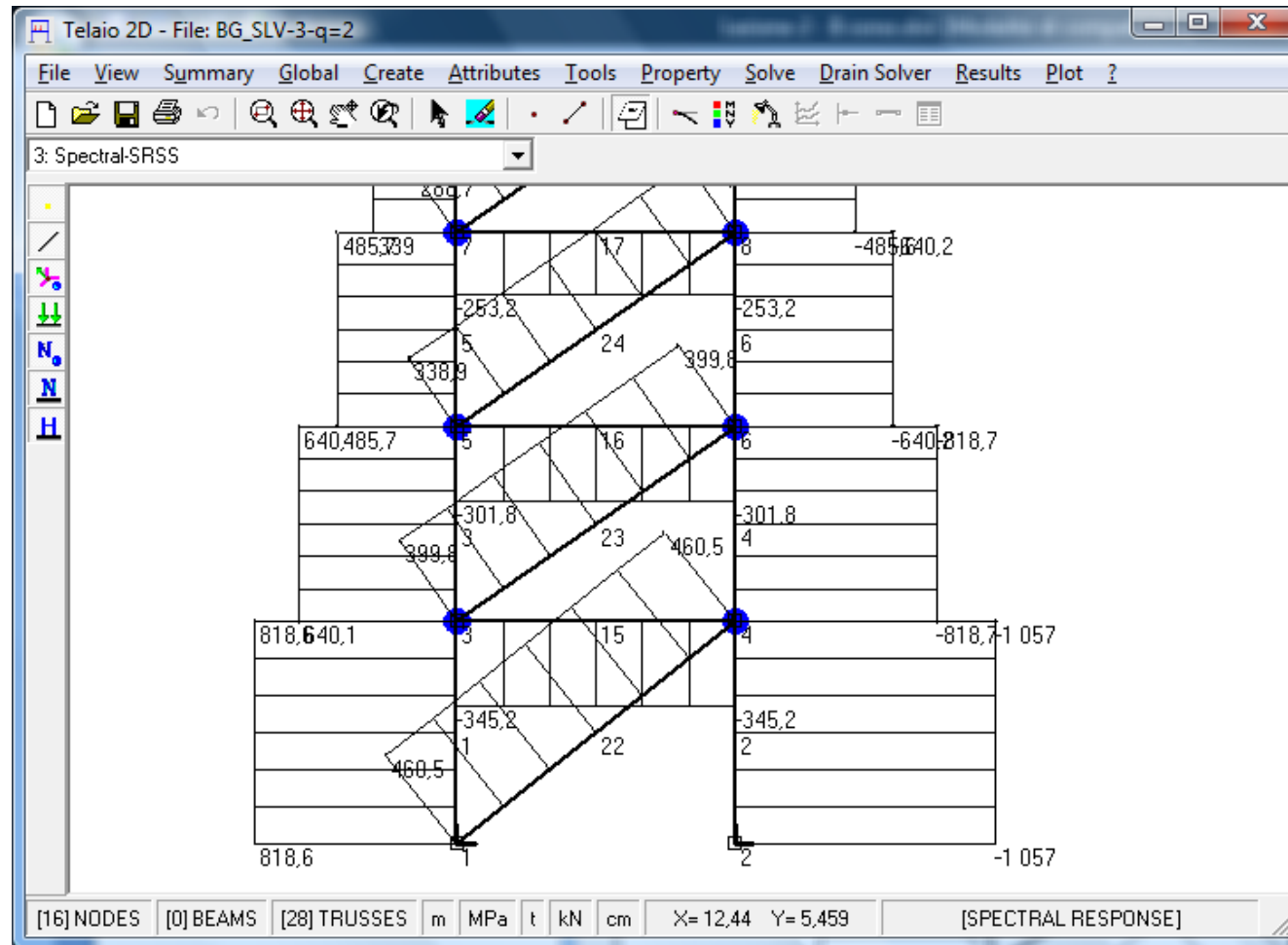


Fig. 17 – Azioni assiali per $q = 2$

Piano	P	d'r/h %	dr/h %	F _d	V	θ	F' _d	Ad	σ	Ω
7	600	0,2870	0,5740	114,6	93,9	0,037	114,6	613	187	1,20
6	1535	0,3521	0,7042	222,5	182,3	0,059	222,5	1315	169	1,32
5	2470	0,3380	0,6760	262,9	215,4	0,078	262,9	1738	151	1,48
4	3405	0,3186	0,6372	288,7	236,5	0,092	288,7	2071	139	1,61
3	4340	0,2984	0,5968	338,9	277,6	0,093	338,9	2408	141	1,59
2	5275	0,2761	0,5522	399,8	327,5	0,089	399,8	2698	148	1,51
1	6210	0,1909	0,3818	460,5	359,6	0,066	460,5	2800	164	1,36

Tabella 3 – Valori di θ per $q = 2$.

Poiché $\theta < 0,1$ si possono ignorare gli effetti del secondo ordine e quindi assumere l'azione assiale $F'_d = F_d$.

Considerando come valore minimo di Ω 1,32 (ignorando prudenzialmente quello dell'ultimo piano) e rispettando in tal modo il vincolo sulla variabilità di Ω , le sollecitazioni nelle colonne del primo piano si ottengono moltiplicando i valori di Fig. 17 per $\alpha = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,32 = 1,74$.

La colonna interna va quindi verificata per:

$$\text{carichi gravitazionali} \quad N_{Ed,G} = 701 \text{ kN}$$

$$\text{azione sismica (Figura 17)} \quad \alpha \cdot N_{Ed,E} = 1,74 \cdot 1057 = 1839 \text{ kN}$$

cioè per $N_{Ed} = 701 + 1839 = 2540 \text{ kN}$, valore quasi uguale a quello ottenuto per $q=4$ ($N_{Ed} = 2320 \text{ kN}$).

4.4 Calcolo con $q = 1$

Con $q = 1$ si ottengono sollecitazioni sismiche doppie che però non vanno incrementate con fattori di sovraresistenza. La progettazione viene eseguita come per i carichi statici, senza dover applicare i criteri del capacity design.

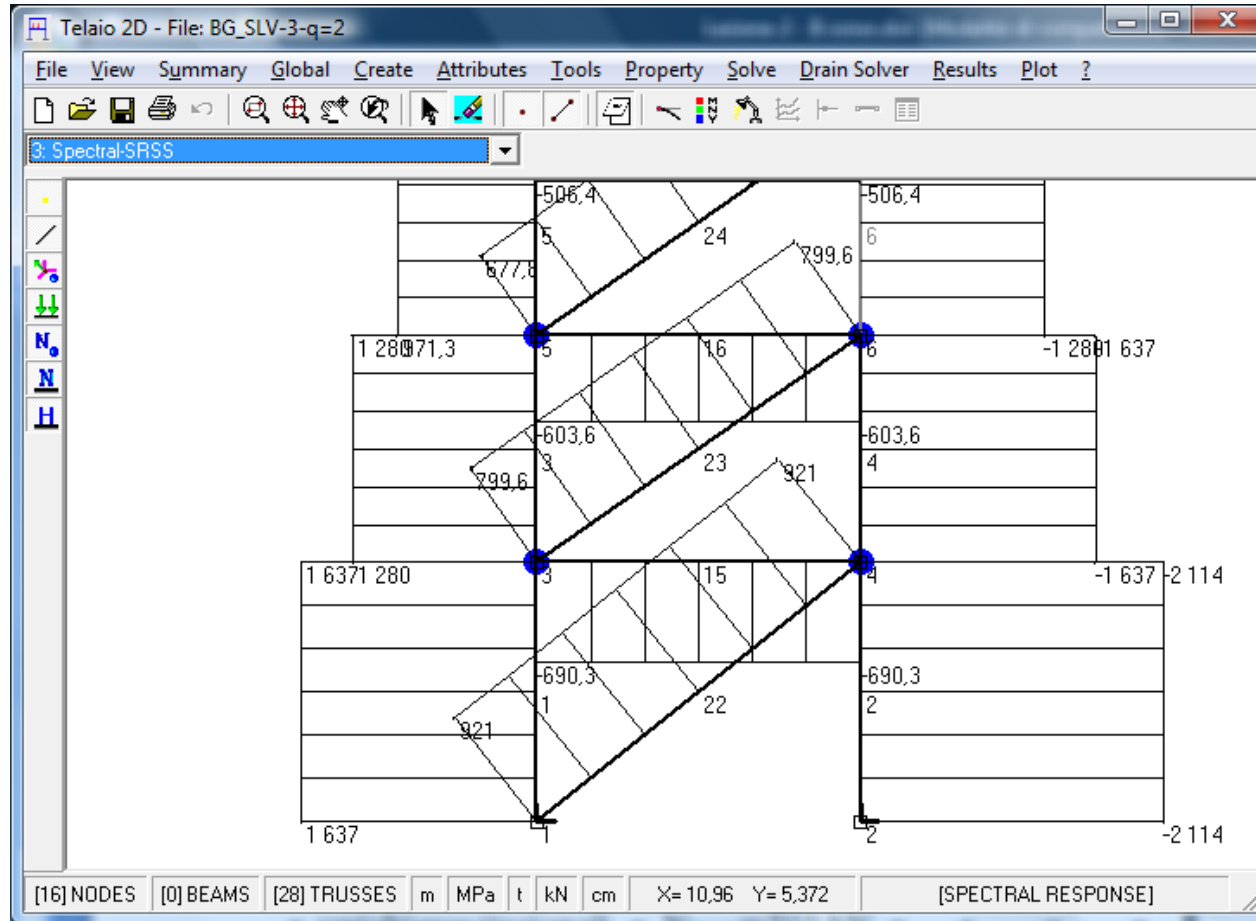


Fig. 18 – Azioni assiali per $q = 1$

La colonna interna va quindi verificata per:

carichi gravitazionali $N_{Ed,G} = 701 \text{ kN}$

azione sismica (Figura 18) $N_{Ed,E} = 2114 \text{ kN}$

cioè per $N_{Ed} = 701 + 2114 = 2815 \text{ kN}$, valore superiore di appena il 20% rispetto a quello ottenuto per $q=4$ ($N_{Ed} = 2320 \text{ kN}$). Si deve utilizzare un profilo HE280B ($N_{bz,Rd}=3113\text{kNm}$) anziché HE260B.

Per le diagonali si possono utilizzare le stesse sezioni con un acciaio di resistenza più elevata oppure, non essendo più necessario rispettare le prescrizioni sulla duttilità e sulla gerarchia delle resistenze, adottare soluzioni usuali con profili accoppiati ad L o a U.