

**Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo**

**Corso Sismica**

**Piero Gelfi**

**Email [piero.gelfi@ing.unibs.it](mailto:piero.gelfi@ing.unibs.it)**

**www <http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>**

**Progettazione sismica di edifici in acciaio: riferimenti normativi ed  
esempio applicativo**

Bergamo 26 giugno 2008

## RIFERIMENTI NORMATIVI D.M. 2008

### 7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

Nel caso di **comportamento strutturale non dissipativo** la resistenza delle membrane 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**  $\gamma_{Rd}$ , 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,  $\gamma_{Rd}$ , 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

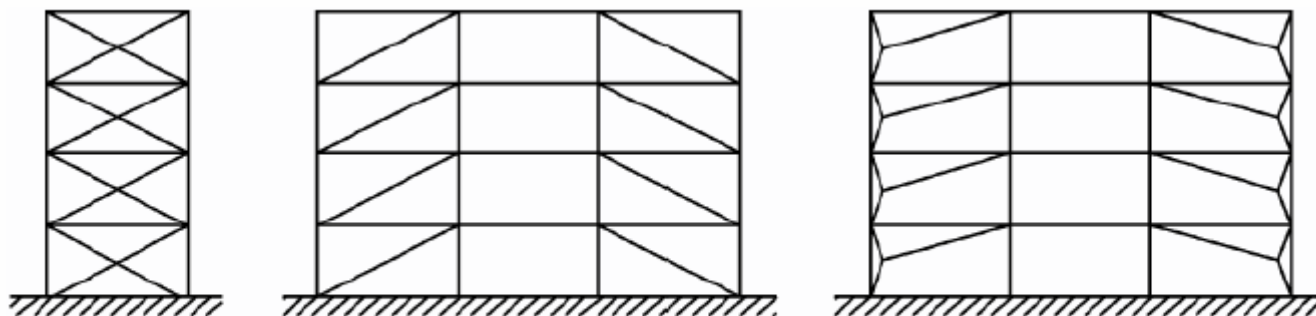
##### 7.5.2.1 Tipologie strutturali

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.

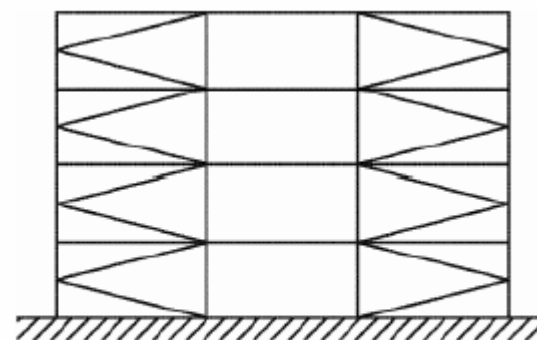
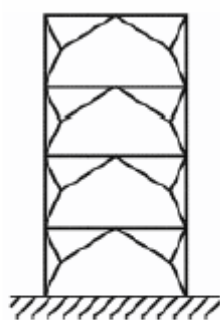
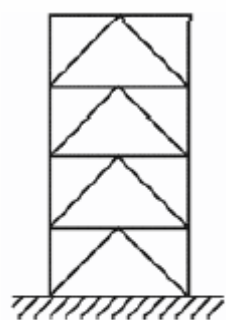
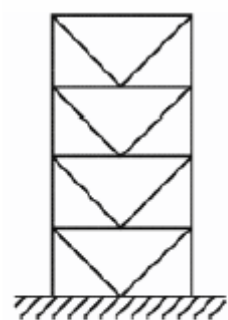
b) **Strutture con controventi concentrici**: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrane soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei 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 membrane 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 membrane 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.

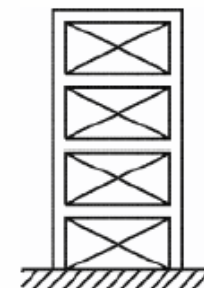
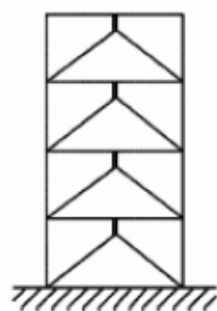
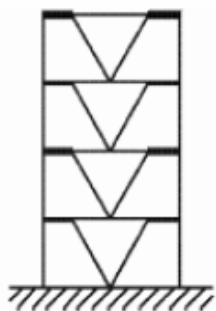
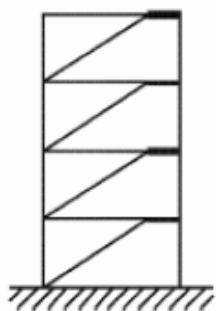
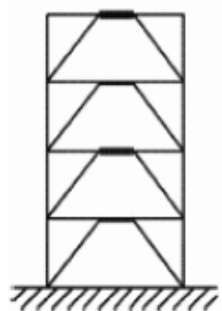


b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



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

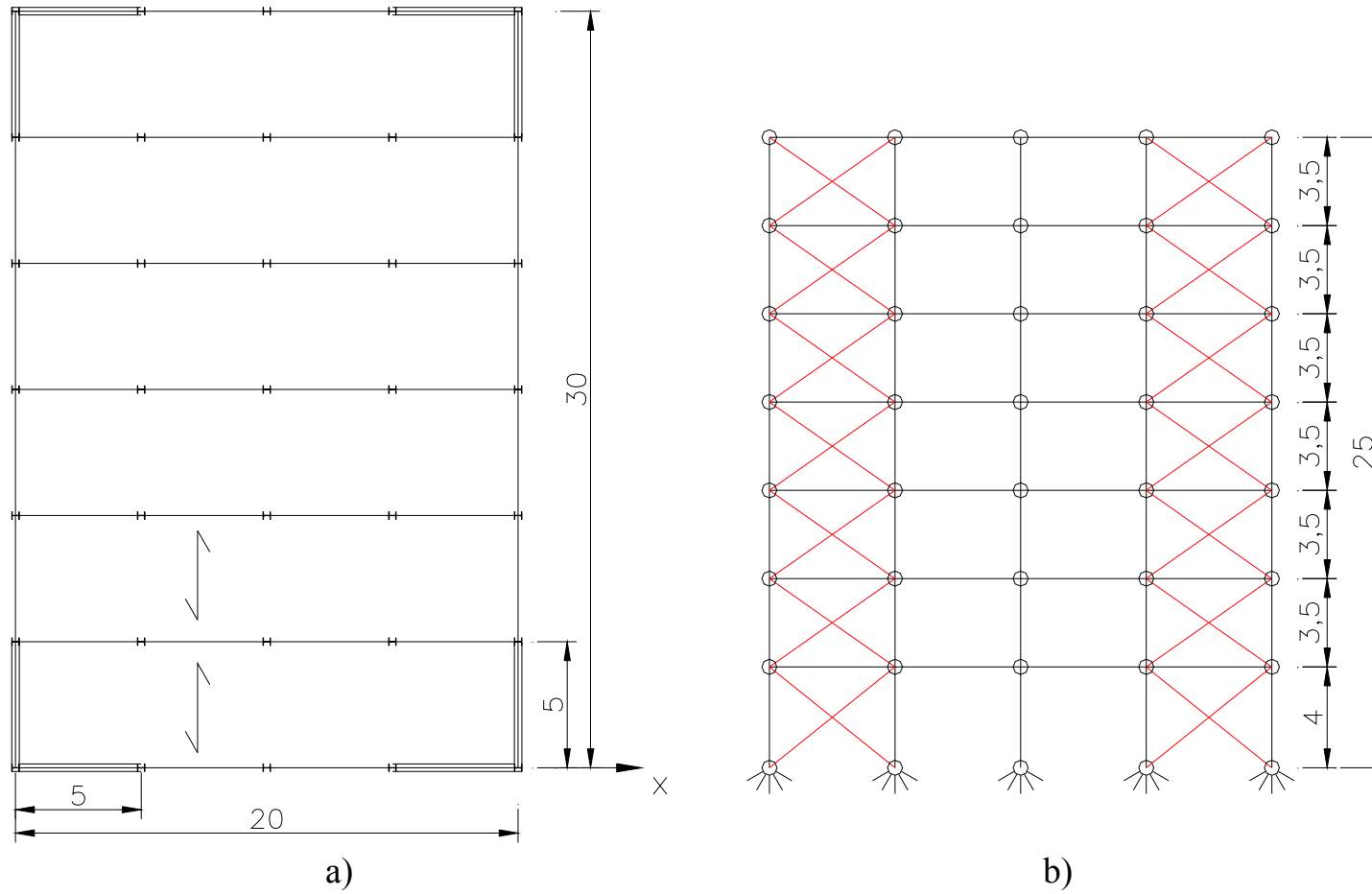


Fig. 1

## 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

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

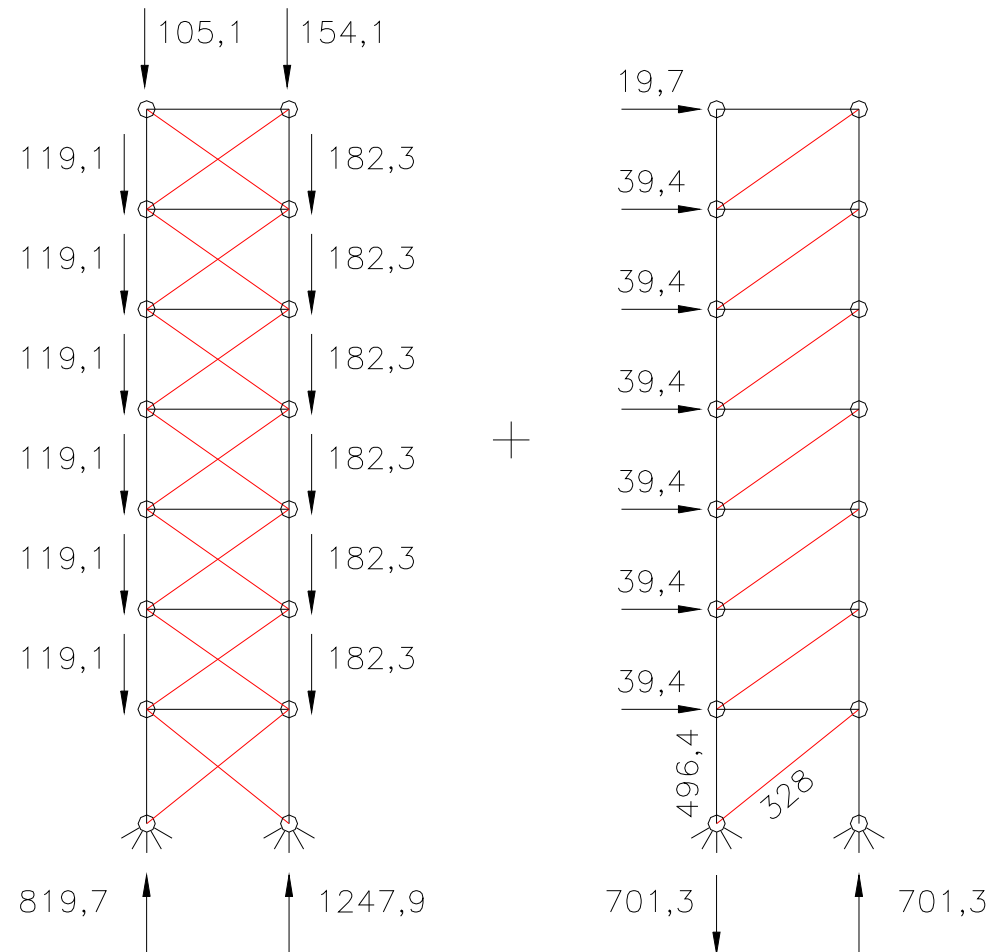
$$VIq1 = 3 \cdot 2,5 \cdot 5 = 37,50 \text{ kN} \quad \text{solai intermedi}$$

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



## 2. Predimensionamento

Si esegue il predimensionamento della struttura di controvento considerando i carichi statici con un'azione del vento di  $1 \text{ kN/m}^2$  (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

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL  
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB  
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC  
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:  
 Oy: 4 Oz: 4

N<sub>Sd</sub> [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r1
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00	
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00	
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00	
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00	
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00	
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00	
HE 320 B	127,0	320	320	11,50	20,50	27,00	

Plotta

HE 240 B

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 3 013  
 N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 2 134  
 V<sub>ply,Rd</sub> [kN]: 619,3

M<sub>cy,Rd</sub> [kNm]: 339,8  
 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm]: 160,8  
 V<sub>plz,Rd</sub> [kNm]: 1 520

Classe Sezione:

Compressione: 1  
 Flessione My: 1  
 Flessione Mz: 1  
 Presso-Flessione: 1

Verifiche:

Presso Flessione  
 Svergolamento

g (Kg/m): 83,2  
 h (mm): 240  
 b (mm): 240  
 tw (mm): 10  
 tf (mm): 17  
 r1 (mm): 21

r2 (mm): 0  
 A (cm2): 106  
 Iy (cm4): 11 260  
 Wy (cm3): 938,3  
 Wpl,y (cm3): 1 053

iz (cm): 6,08  
 Iz (cm4): 3 923  
 Wz (cm3): 326,9  
 Wpl,z (cm3): 498,4

IT (cm4): 102,7  
 Iw (cm6): 486 900

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 sovrarresistenza 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:

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

Peso copertura:

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

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:

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

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

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 direzione 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.

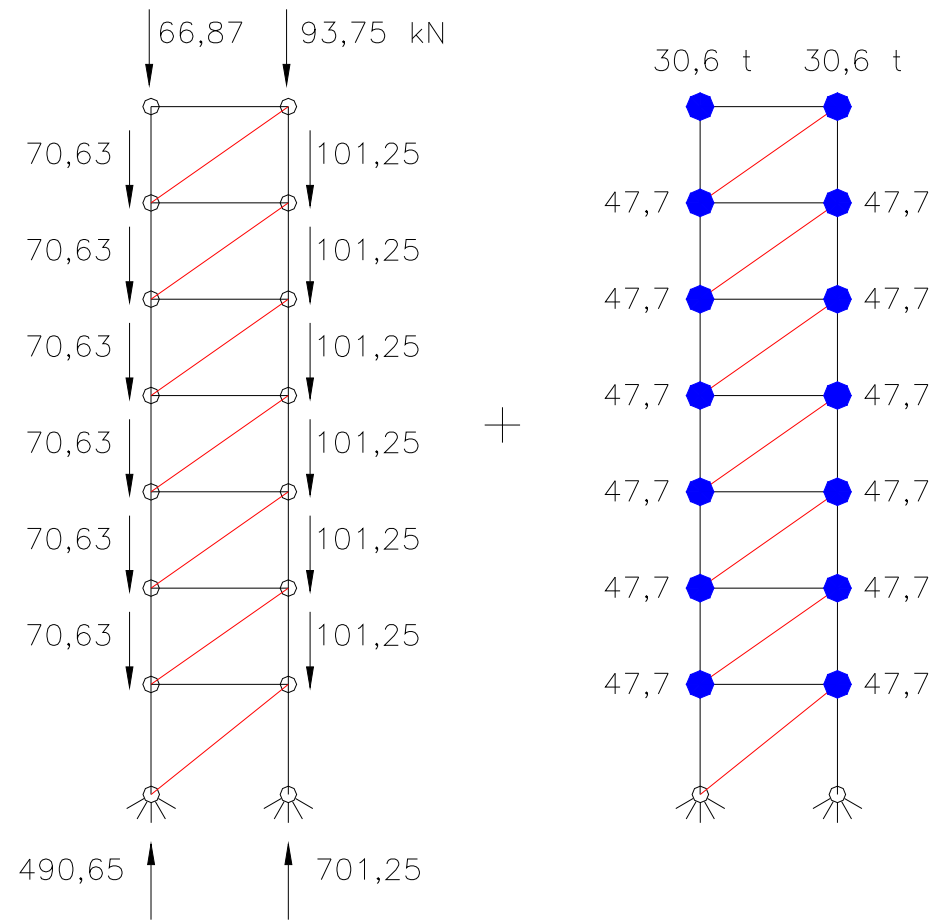


Fig. 4

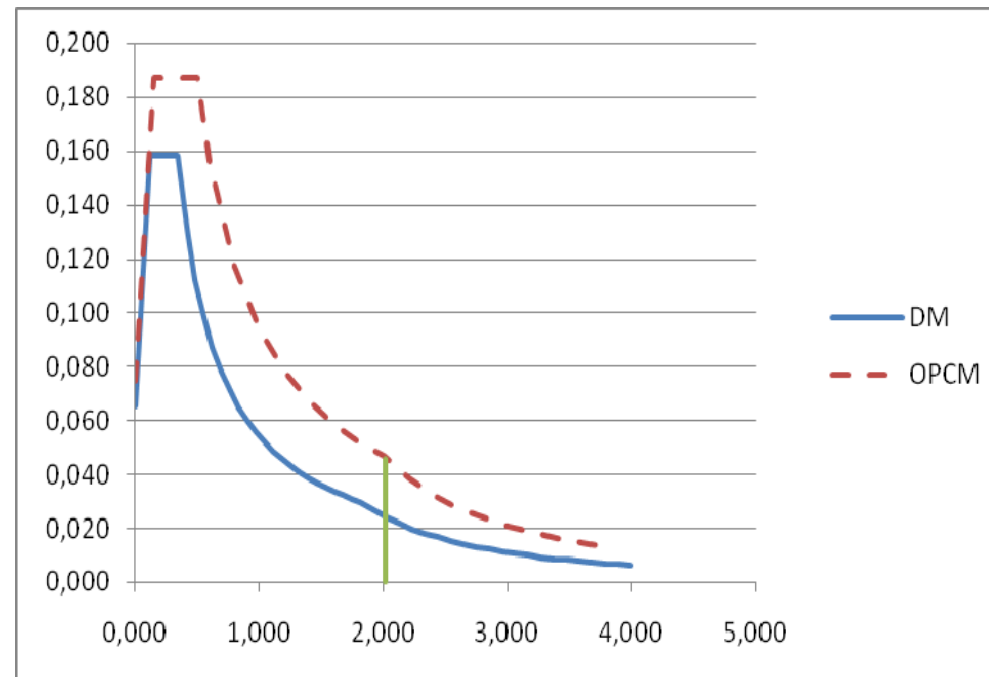
In Figura 4 sono riportati i valori dei carichi statici e delle masse utilizzate per l'analisi.

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.



Lo spettro di risposta per lo SLD, ottenuto con il foglio Excel “Spettri NTC” del CSLLP, 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  $S_d/g = 0,024$ . Con l’OPCM si avrebbe  $S_d/g = 0,046$ , valore quasi 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:

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

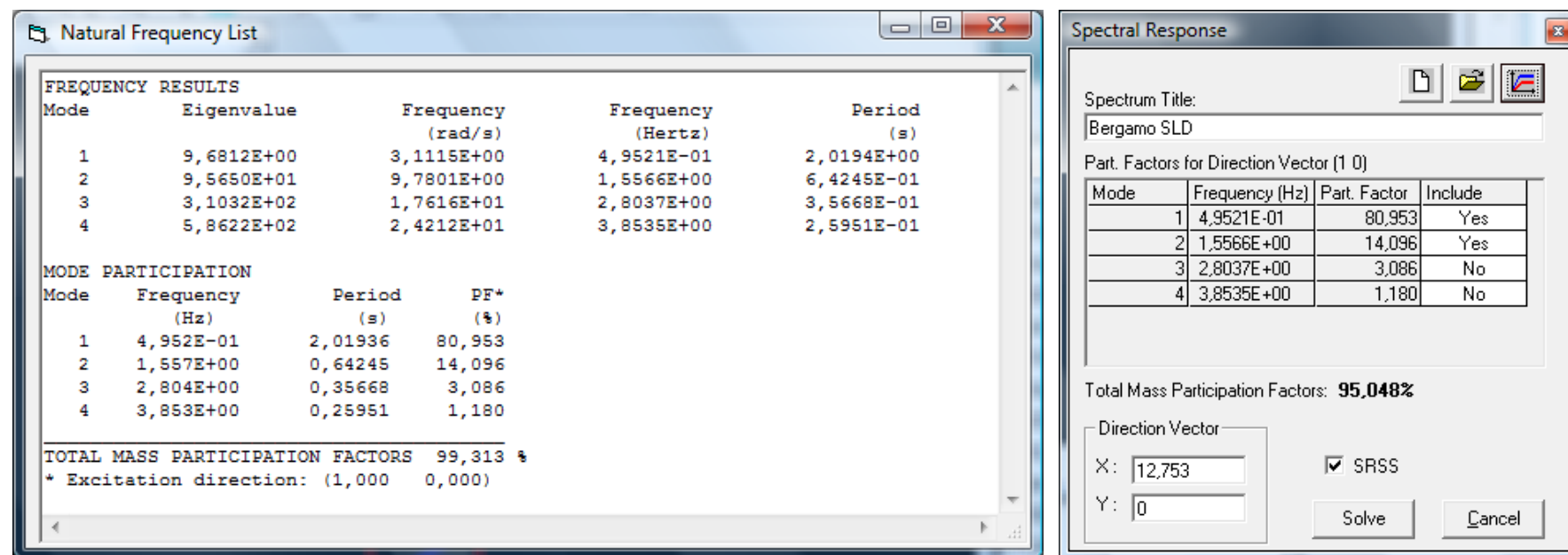


Fig. 5 – Frequenze proprie e coefficienti di partecipazione modale.

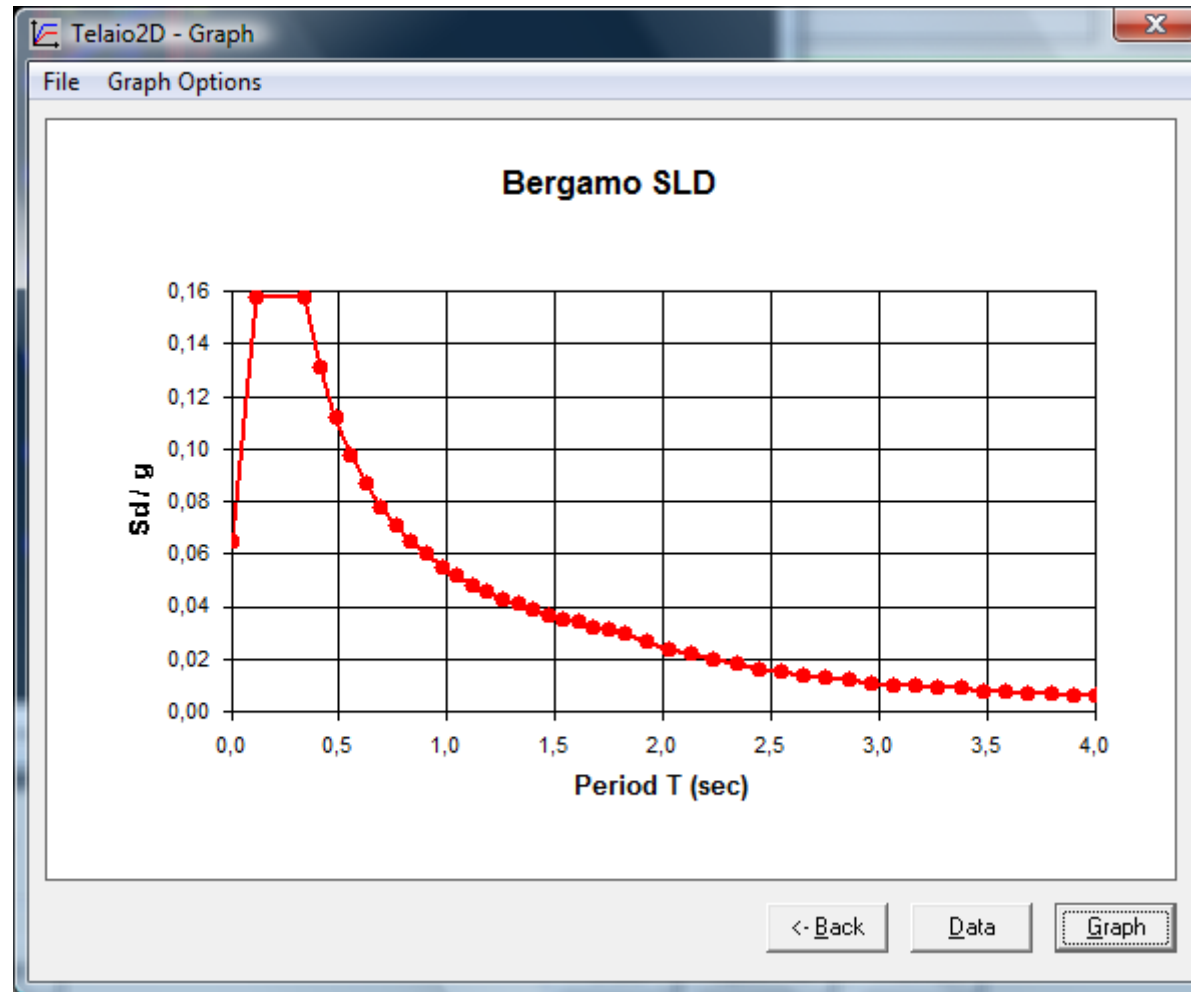


Fig. 6 – Spettro di risposta per lo SLD

N.B. Nell'analisi sono incluse le 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 rigidezze 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 ( $\delta$ ).

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati (§7.3.3.2) applicando il fattore  $\delta$ :

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

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  $\delta$  l'accelerazione di gravità  $g$ :

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

N.B. L'applicazione del fattore  $\delta$  dà sollecitazioni a favore di sicurezza.

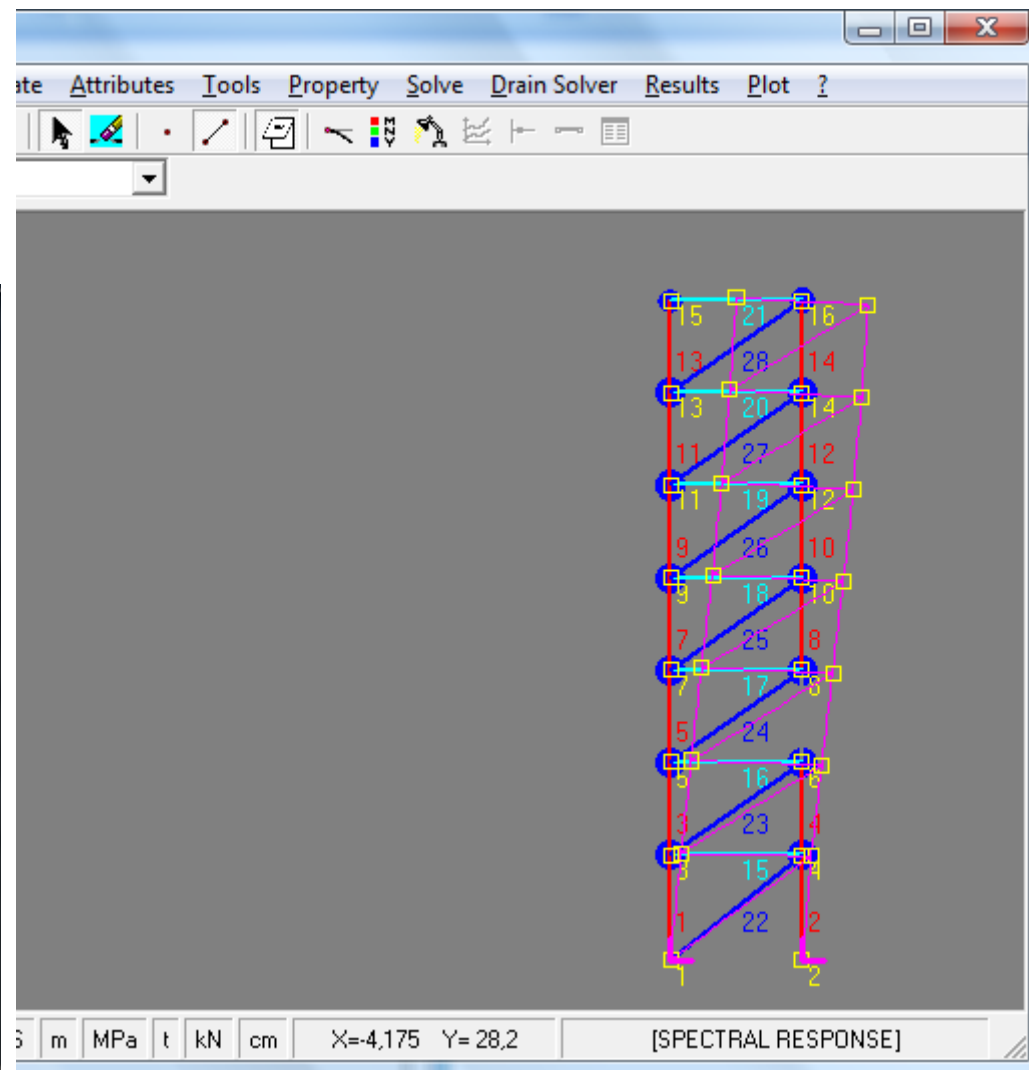
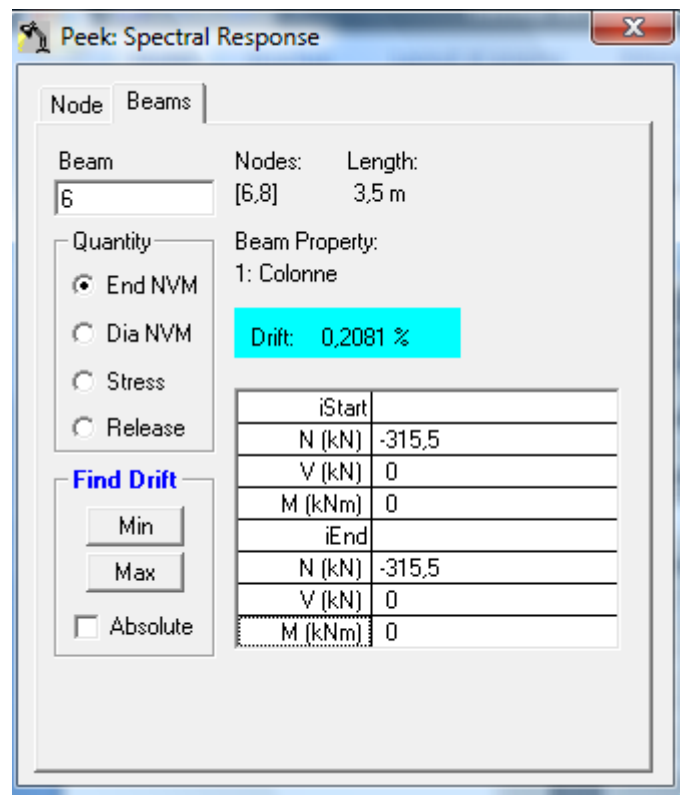


Fig 8- Deformata SLD

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

$$d_r = 0,208 \% h < 0,5 \% h \quad \text{O.K.}$$

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

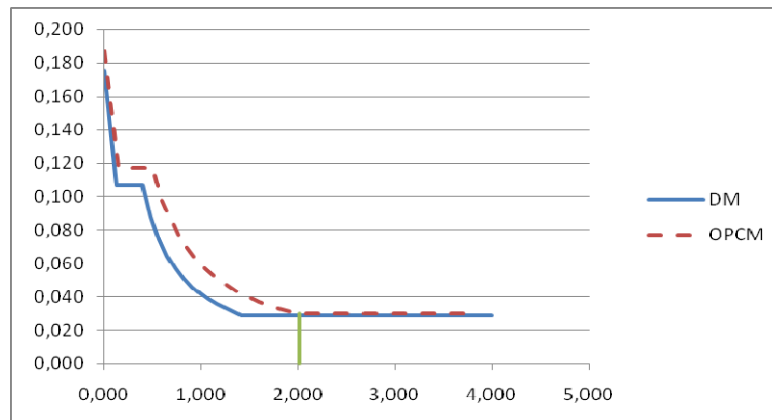
## 4.2 Stato Limite Ultimo (SLV)

### 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)



Confronto fra gli spettri di progetto allo SLV

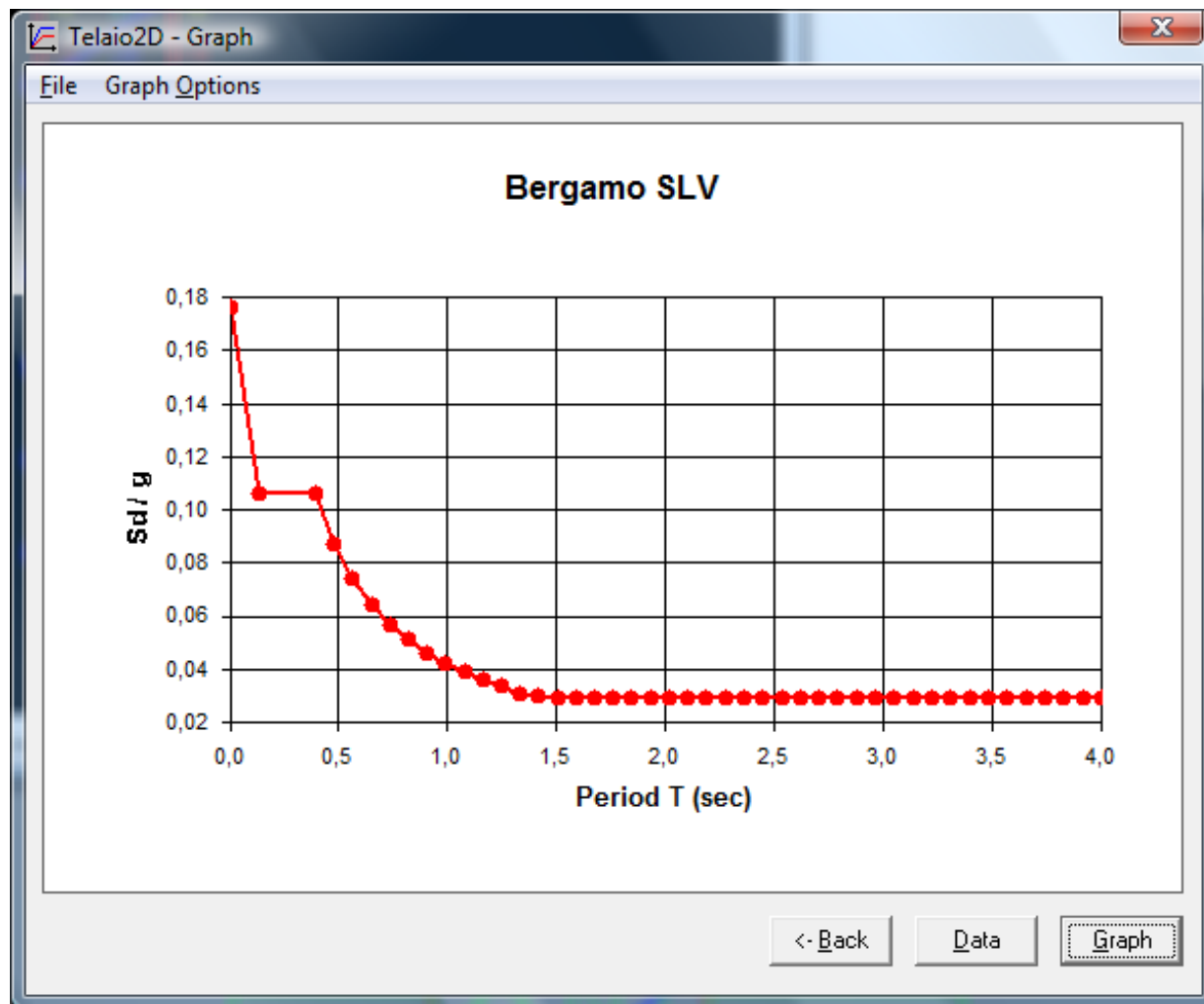
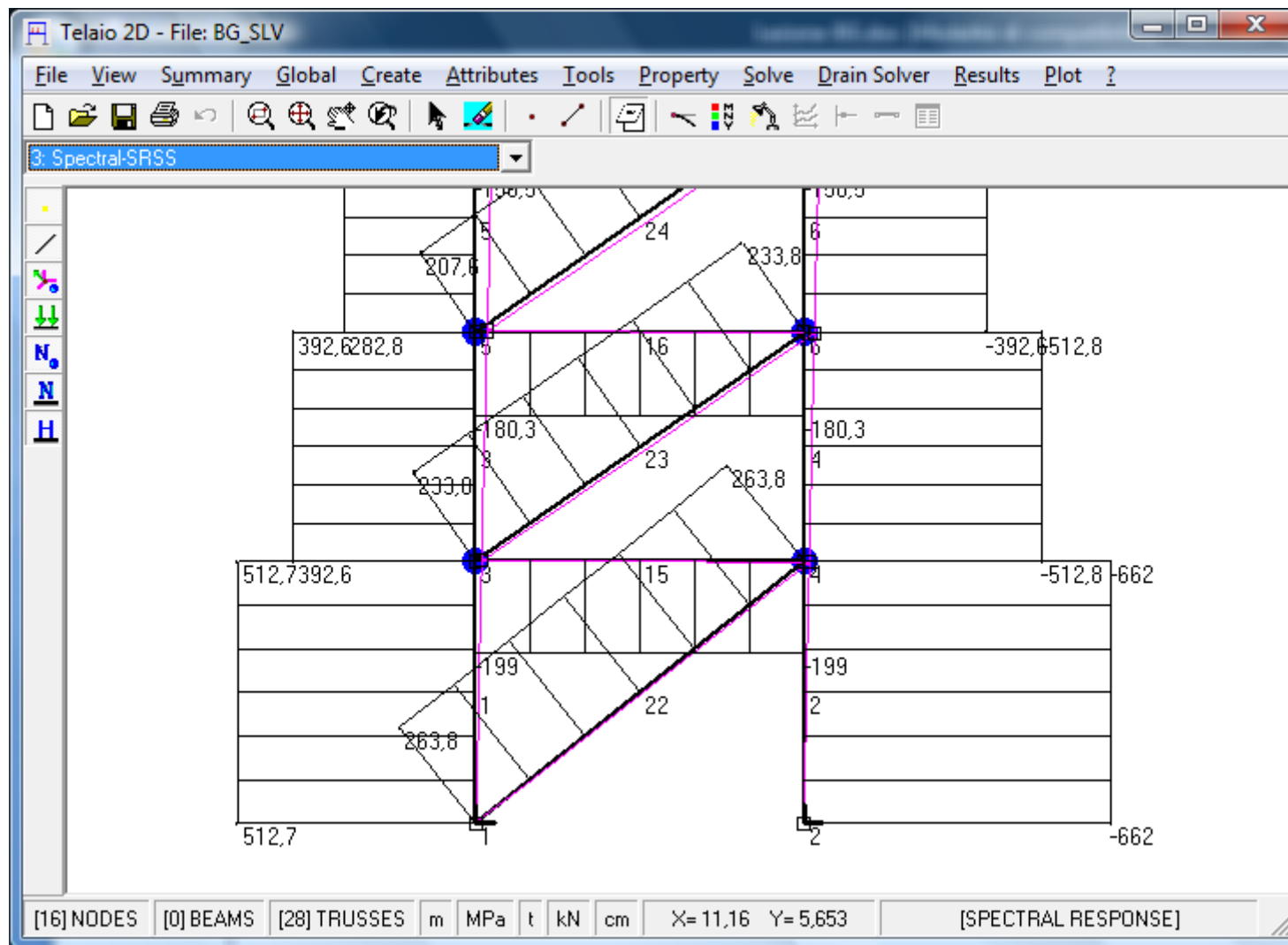


Fig. 9 – Spettro di risposta SLV per  $q=4$



### 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  $\theta$  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  $\theta$  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  $1/(1-\theta)$ ;  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

Questa prescrizione può essere chiarita dalle considerazioni che seguono.

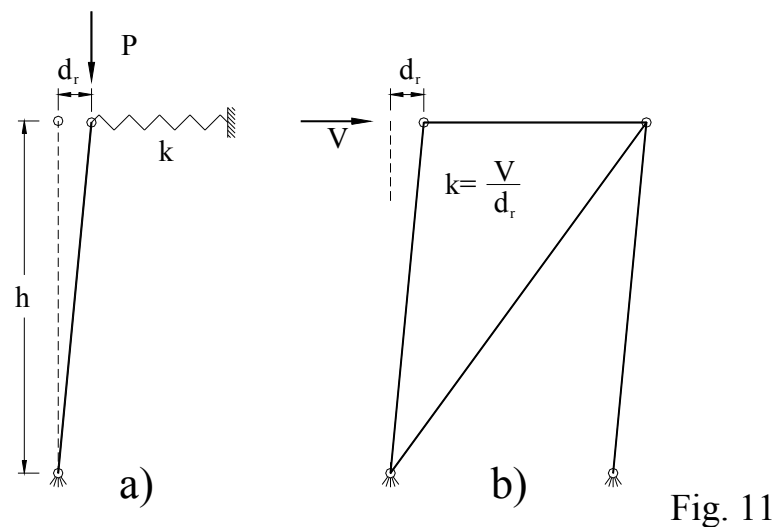


Fig. 11

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  $\theta$  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  $\theta$  di sensibilità allo spostamento di piano. Poichè  $\theta$  supera il valore 0,2 si dovrebbe eseguire un'analisi del secondo ordine, non essendo corretto l'impiego della formula approssimata.

Piano	P	d'r/h %	dr/h %	F <sub>d</sub>	V	$\theta$
7	600	0,1542	0,6168	52,6	43,1	0,086
6	1535	0,1941	0,7764	113,7	93,1	0,128
5	2470	0,2210	0,8840	154,1	126,2	0,173
4	3405	0,2373	0,9492	181,7	148,9	0,217
3	4340	0,2454	0,9816	207,6	170,1	0,250
2	5275	0,2439	0,9756	233,8	191,5	0,269
1	6210	0,1907	0,7628	263,8	206,0	0,230

Tabella 1 – Calcolo dei valori di  $\theta$ .

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

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

$$N_{Sd,diag} = 263,8 \cdot 1/(1-\theta) = 263,8 \cdot 1/(1 - 0,217) = 263,8 \cdot 1,277 = 337 \text{ kN}$$

valore leggermente maggiore di quello indotta dal vento (328), per il quale si è eseguito il predimensionamento, con area di 15,35 cm<sup>2</sup>.

Si deve quindi usare una diagonale di area maggiore.

### 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  $\Omega$  serve a limitare il pericolo di formazione di meccanismi di collasso di piano debole.

Dopo alcuni tentativi, per contenere il valore di  $\theta$  entro il limite 0,2 e graduando l'area delle diagonali ai vari piani per uniformarne le tensioni  $\sigma$  e quindi i coefficienti  $\Omega$ , 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  $Ad$  contiene le aree delle diagonali in  $\text{mm}^2$ , la colonna  $\sigma$  contiene le tensioni nelle diagonali, la colonna  $\Omega$  contiene i rapporti  $f_{yd} / \sigma$  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	$\theta$	$F'_d$	Ad	$\sigma$	$\Omega$
7	600	0,1808	0,7232	68,4	56,0	0,077	74,1	610	122	1,84
6	1535	0,2209	0,8836	133,1	109,0	0,124	152,0	1220	125	1,80
5	2470	0,2157	0,8628	157,1	128,7	0,166	188,3	1530	123	1,82
4	3405	0,2087	0,8348	172,1	141,0	0,202	215,6	1760	122	1,83
3	4340	0,1968	0,7872	202,3	165,7	0,206	254,8	2080	123	1,83
2	5275	0,1797	0,7188	238,6	195,5	0,194	296,0	2410	123	1,82
1	6210	0,1135	0,4540	273,7	213,7	0,132	315,3	2800	113	1,99

Tabella 2 – Valori di  $\theta$  nella configurazione finale.

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

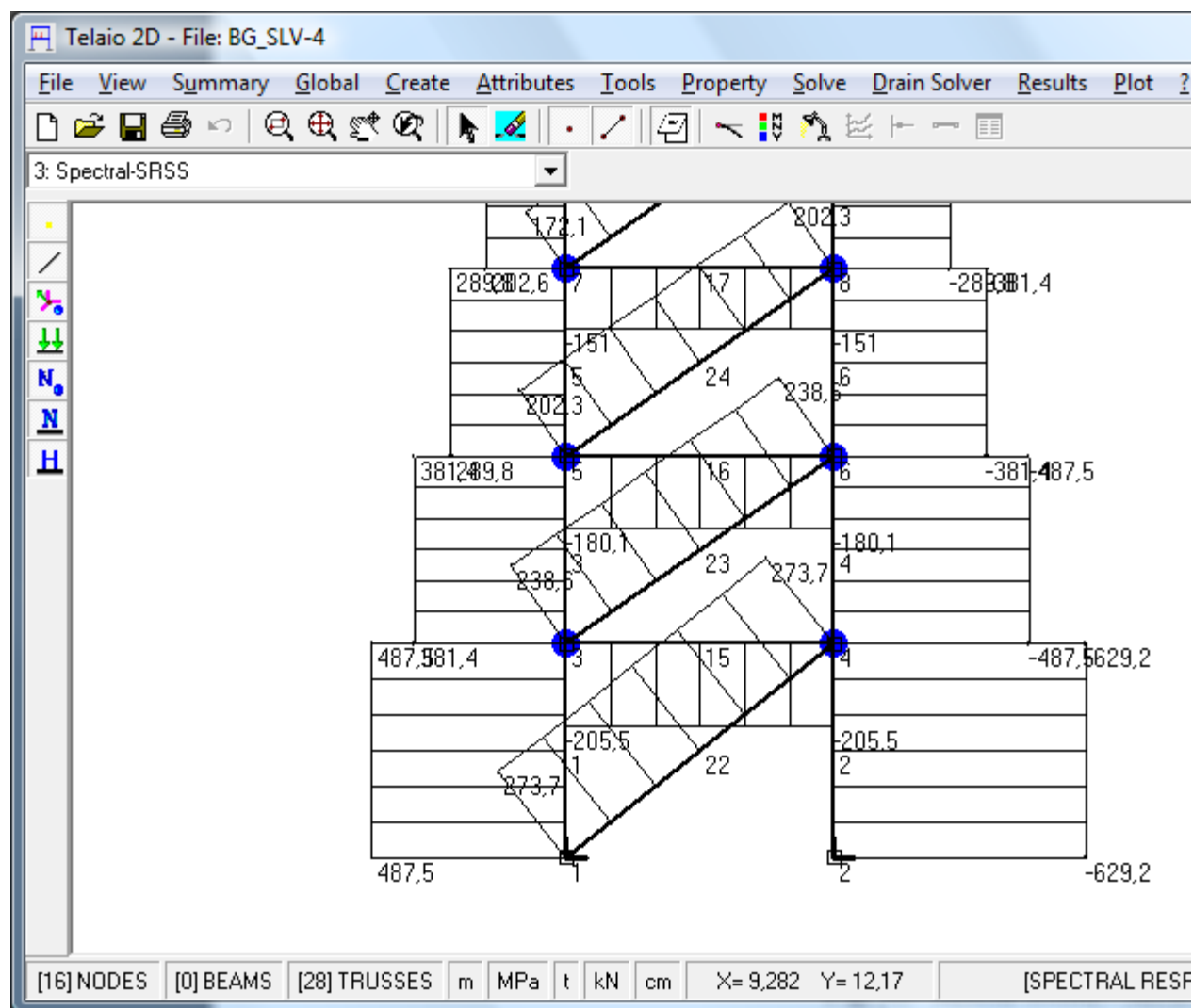


Fig. 12 –Azioni assiali nei piani inferiori (moltiplicare per  $1/(1-\theta)$ )

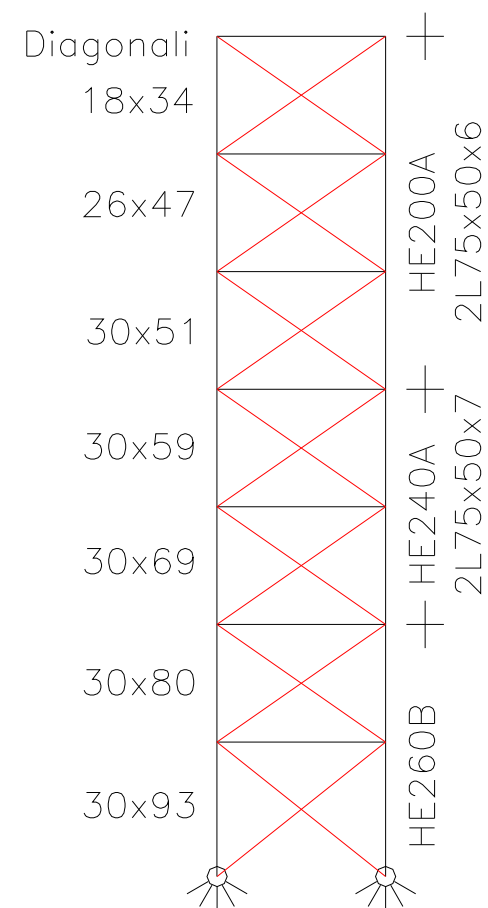


Fig. 13 – Geometria finale

### 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:

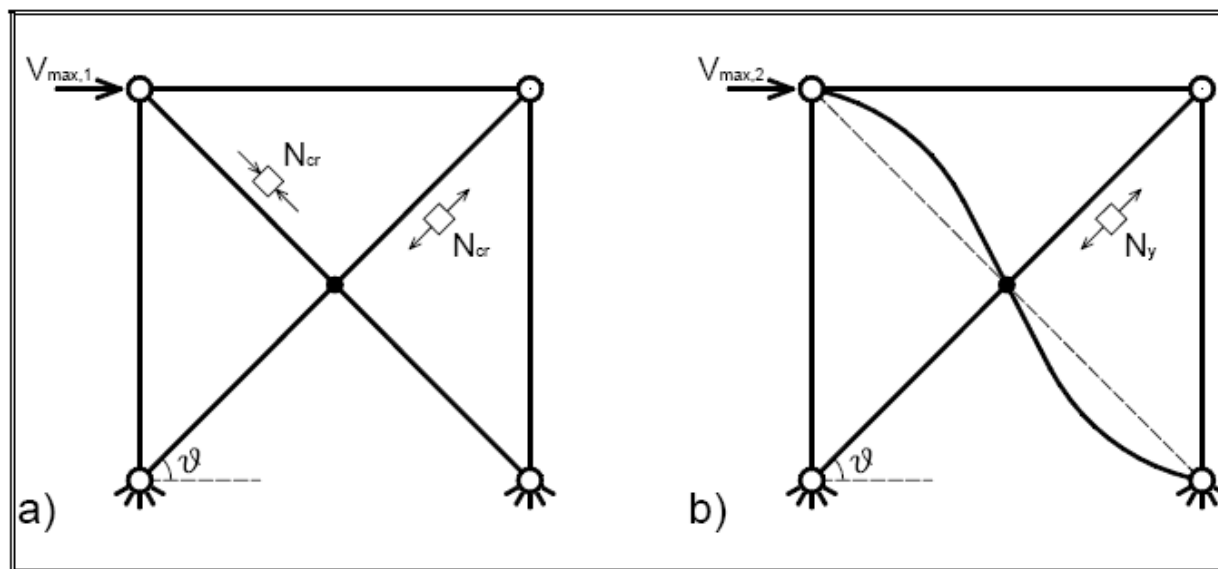
P. Gelfi, G. Metelli, A. Cappa, “Studio teorico e sperimentale sul comportamento ciclico di controventi concentrici a X”, Università di Brescia, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, Technical Report n.1, 2008.

Sabelli, R. and Hobbach, 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:

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

$$\text{cioè: } N_{cr} < 0,5 N_y$$

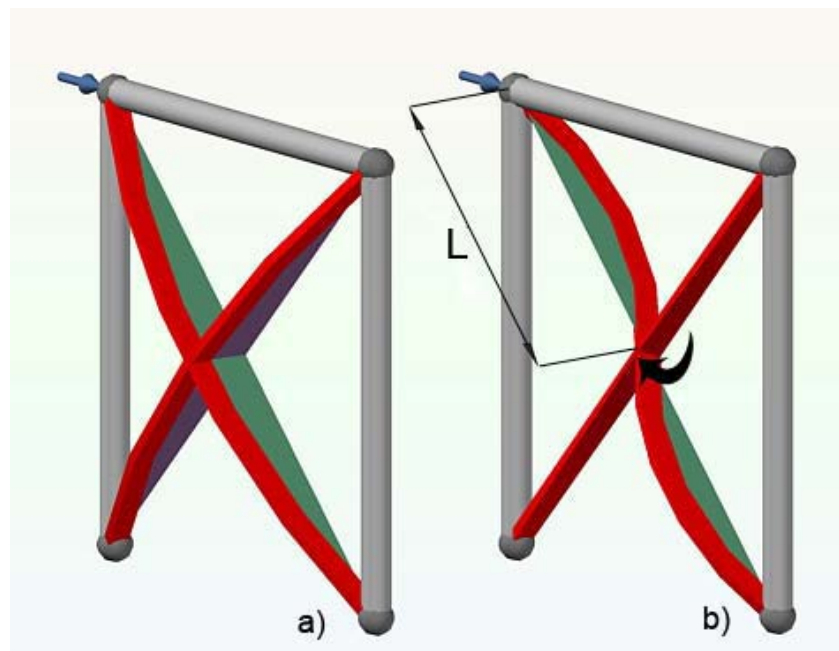
$$\text{per } \bar{\lambda} > 1,3 \quad \chi < 0,47$$

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  $\chi$  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 rigidezza flessionale, peraltro indebolita dalla mancanza di rettilineità.

	Nel piano		Fuori piano	
Vincolo di estremità	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  $\beta$  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 giro e per calibrare la resistenza ai vari piani in base alle sollecitazioni, onde limitare la variabilità del coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega$ , 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.

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

$\Omega$  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  $\Omega = 1,80$ . Poiché  $\gamma_{Rd} = 1,20$  (acciaio S235), le azioni sismiche su colonne e travi di Fig. 12 vanno amplificate moltiplicandole per  $1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,8 = 2,38$  e per  $1/(1-\theta)$ . In definitiva, per le sollecitazioni nelle colonne del primo piano si ottengono moltiplicando i valori di Fig. 12 per  $\alpha = 2,38 \cdot 1/(1-0,132) = 2,74$ .

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)  $\alpha \cdot N_{Ed,E} = 2,74 \cdot 629 = 1725 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 701 + 1725 = 2426 \text{ kN} \quad L_0 = 4 \text{ m}$$

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

(Il valore  $N_{bz,Rd} = 2540 \text{ kN}$  presente in Fig. 17 è calcolato dal programma "Profili" con  $\gamma_{M1}=1,1$ , mentre il DM permette di utilizzare  $\gamma_{M1}=1,05$ .)



**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL  
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB  
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC  
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S355 (Fe510)  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>): 355  $f_u$ : 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:  $l_{0y}$ : 4  $l_{0z}$ : 4

$N_{sd}$  [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	i <sub>y</sub>
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00	
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00	
<b>HE 260 B</b>	<b>93,0</b>	<b>260</b>	<b>260</b>	<b>10,00</b>	<b>17,50</b>	<b>24,00</b>	
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00	
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00	
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,50	27,00	
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00	

Plotta

HE 260 B

$N_{by,Rd}$  [kN]: 3 434  $M_{cy,Rd}$  [kNm]: 414,1  
 $N_{bz,Rd}$  [kN]: 2 540  $M_{cz,Rd}$  [kNm]: 194,3  
 $V_{ply,Rd}$  [kN]: 699,7  $V_{plz,Rd}$  [kNm]: 1 696

g (Kg/m): 93  $r_2$  (mm): 0  
h (mm): 260 A (cm<sup>2</sup>): 118,4  $i_y$  (cm): 11,22  $i_z$  (cm): 6,58  
b (mm): 260  $I_y$  (cm<sup>4</sup>): 14 920  $I_z$  (cm<sup>4</sup>): 5 135  $I_T$  (cm<sup>4</sup>): 123,8  
tw (mm): 10  $W_y$  (cm<sup>3</sup>): 1 148  $W_z$  (cm<sup>3</sup>): 395  $I_w$  (cm<sup>6</sup>): 753 700  
tf (mm): 17,5  $W_{pl,y}$  (cm<sup>3</sup>): 1 283  $W_{pl,z}$  (cm<sup>3</sup>): 602,2  
r1 (mm): 24

Classe Sezione:  
Compressione: 1  
Flessione My: 1  
Flessione Mz: 1  
Presso-Flessione: 1

Verifiche:  
Presso Flessione  
Svergolamento

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:

$$N_{Ed} = 490 + 2,74 \cdot 711 + 0,3 \cdot 711 = 2653 \text{ kN}$$

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 coprighiunto.

Allo stesso modo va amplificata l'azione assiale nella **trave** del controvento del primo piano (IPE 240 Fe510) pari a 205,5 kN (Fig. 12):

$$N_{Ed} = 2,74 \cdot 205,5 = 563 \text{ kN} \quad (\text{che è anche il taglio di progetto in fondazione})$$

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:

$$M_{Ed} / M_{cy,Rd} + N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,475 + 0,455 = 0,930 < 1 \quad \text{OK}$$

con:

$$N_{pl,Rd} = 1263 \text{ kN (Fe510)}$$

$$M_{cy,Rd} = 118,3 \text{ kNm}$$

## 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:

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

### 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 coprighiunti 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:

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

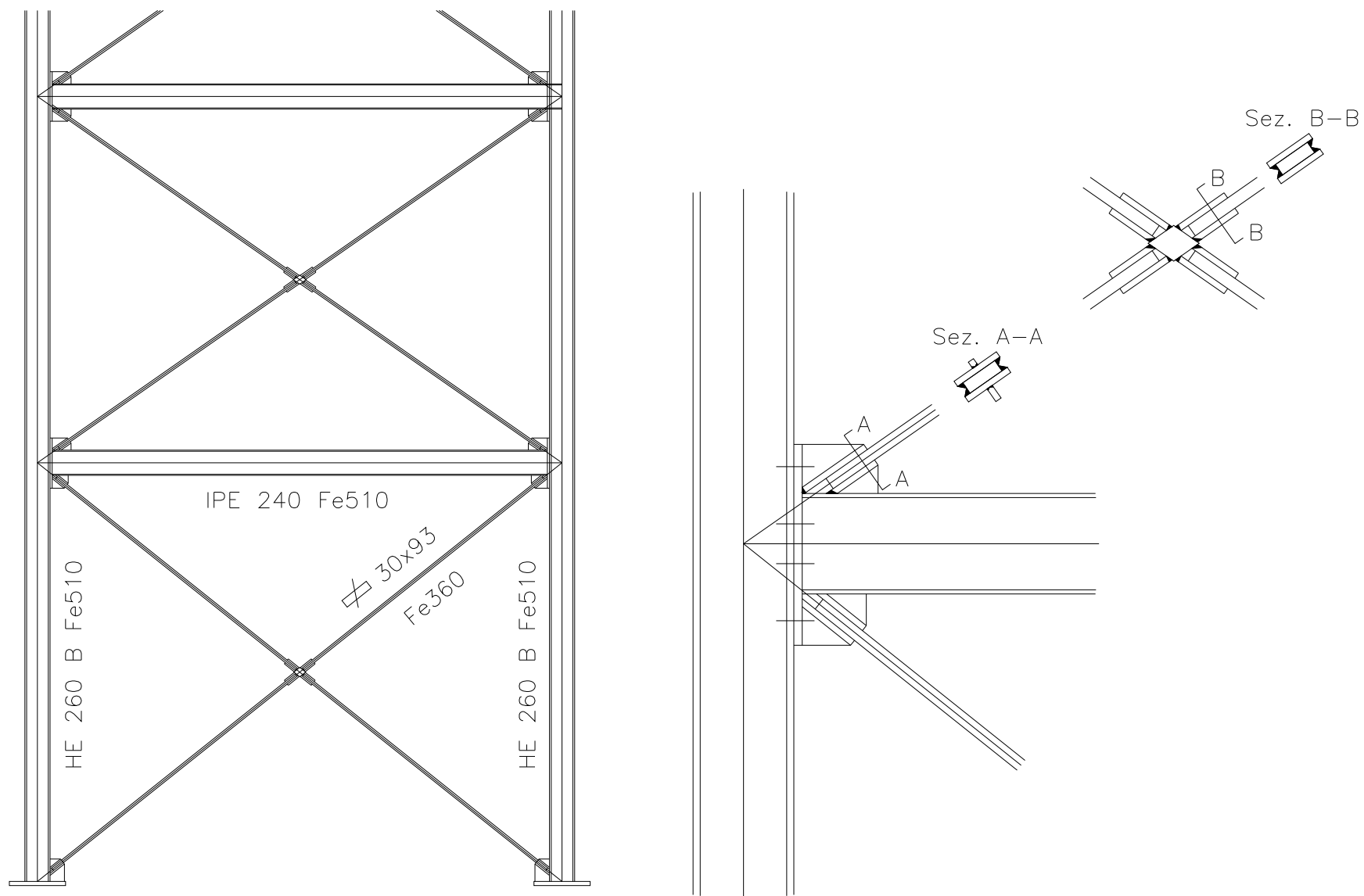


Fig. 14 – Dettagli controvento

## 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  $\gamma_{Rd}$  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.**

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:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha N_{Ed,E} = -701 + 2,74 \cdot 629 = 1022 \text{ kN}$$

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:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha N_{Ed,E} = -490 + 2,74 \cdot 711 + 0,3 \cdot 711 = 1671 \text{ kN}$$

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

L'azione tagliante è (componente orizzontale della sovrarresistenza della diagonale):

$$V_{Ed} = 563 \text{ kN}$$

che 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  $\alpha$  ( Fig. 15).

In Fig. 16 sono riportati i diagrammi del momento e del taglio sulla parete di fondazione, nonché il diagramma delle  $\sigma_t$ , il cui valore massimo è di 0,268 MPa.

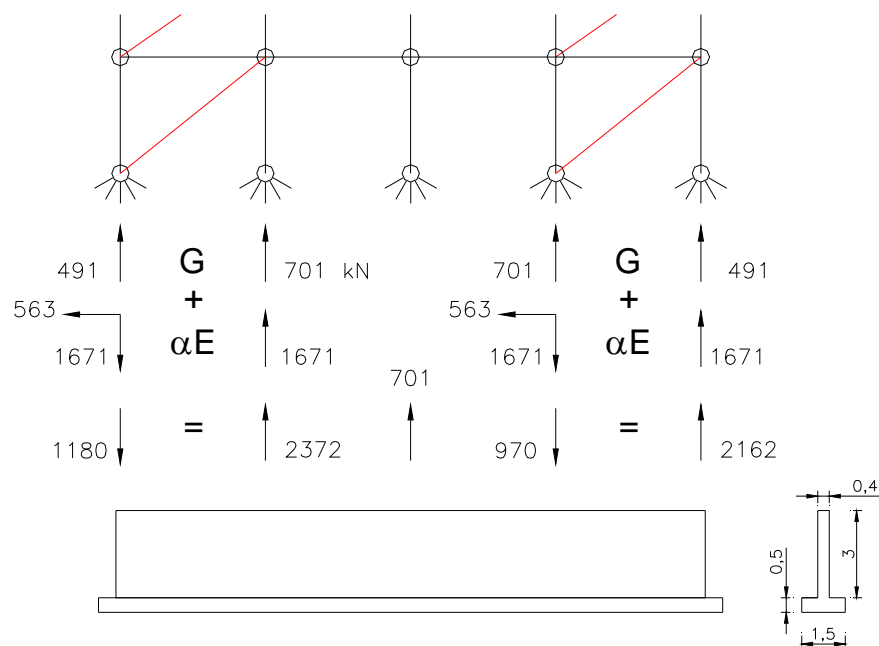


Fig. 15 – Carichi in fondazione

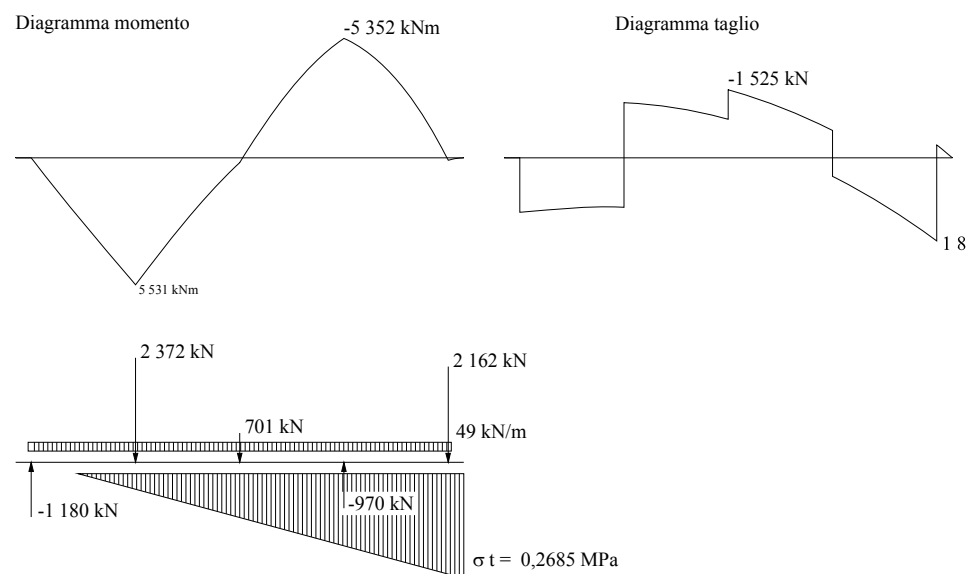


Fig. 16 – Sollecitazioni in fondazione