

UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PADOVA

**Progettazione di un capannone industriale  
con struttura in acciaio**

**Corso di Tecnica delle Costruzioni**



## Necessità architettoniche

funzionalità dell'edificio evitando  
soluzioni banali



## Necessità costruttive e imprenditoriali

riduzione di costi e tempi di costruzione



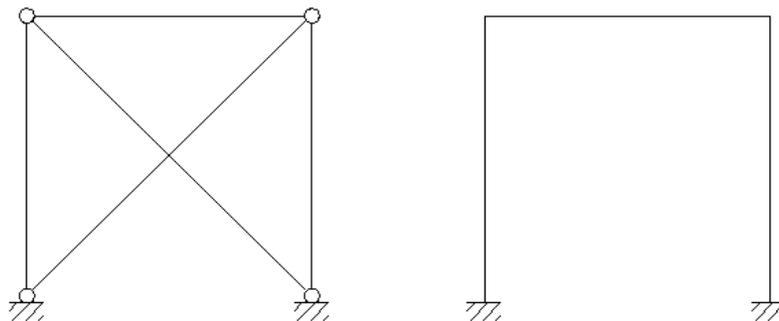
- Elevata libertà espressiva;
- Facile integrazione con elementi costruttivi e materiali diversi;
- Flessibilità;
- Risparmi economici;
- Riduzione dei tempi di costruzione e montaggio.

## Destinazione d'uso dell'edificio



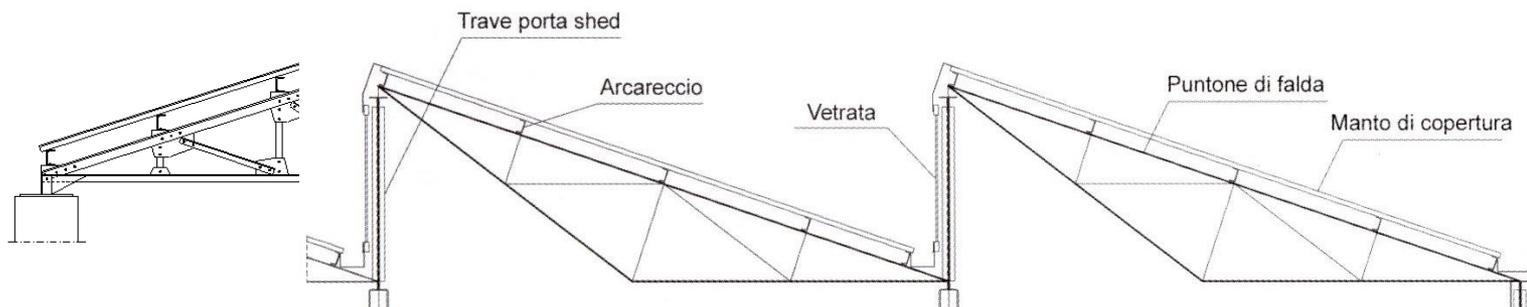
- Interasse tra le colonne;
- Altezza libera sotto catena;
- Numero navate;
- Conformazione delle chiusure orizzontali e verticali (illuminazione e aerazione).

## SCHEMI STATICI

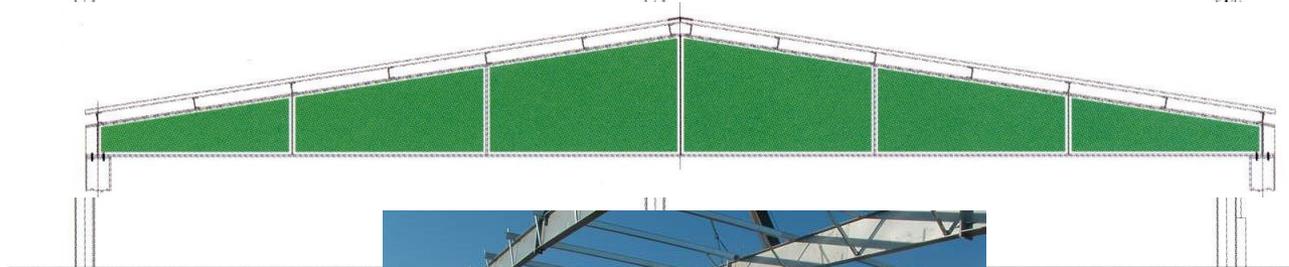


## Travi di copertura

- Travi reticolari:



- Coperture a shed:



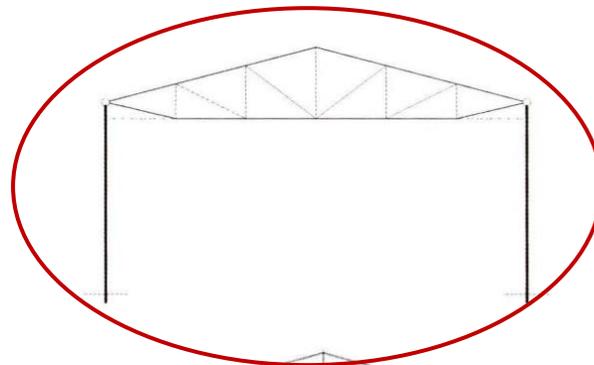
- Travi a parete piena:



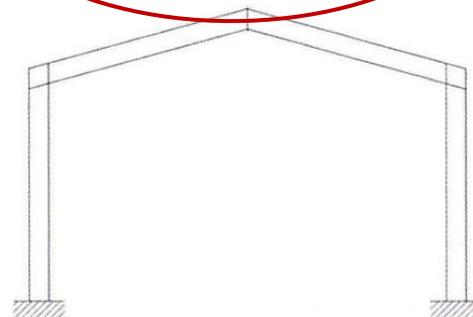


## Modello statico delle colonne

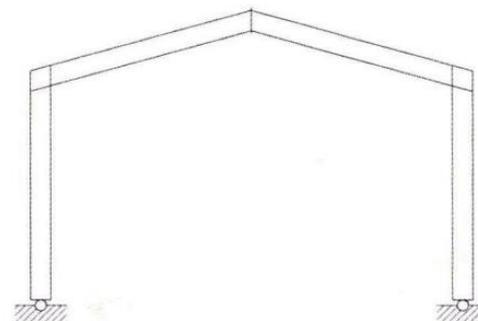
Colonne incastrate alla base e  
trave incernierata in sommità:



Portale incastrato alla base:

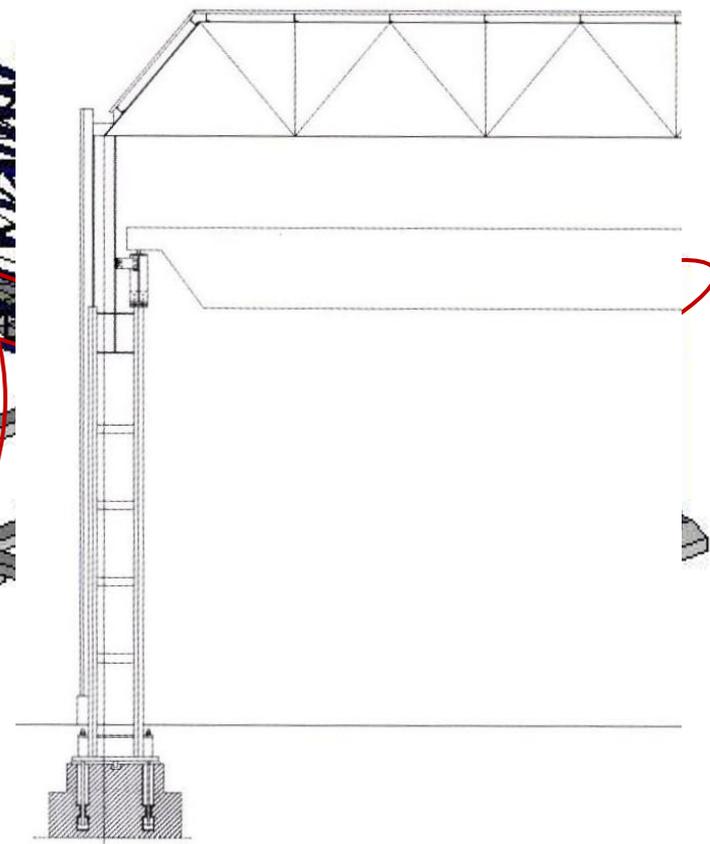
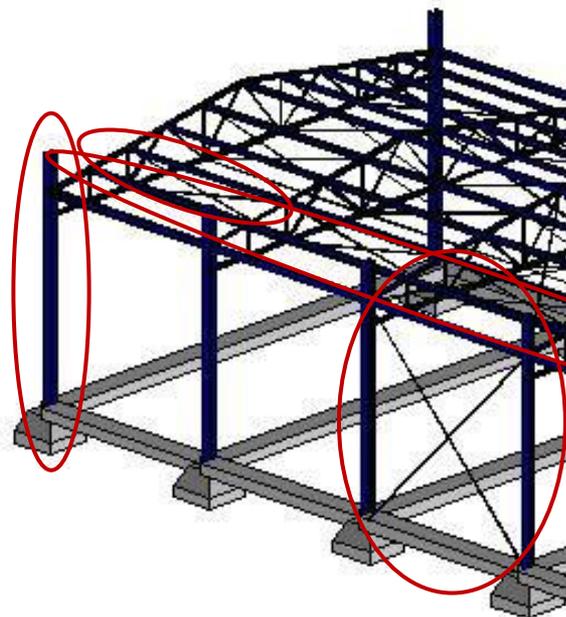


Portale a due cerniere:



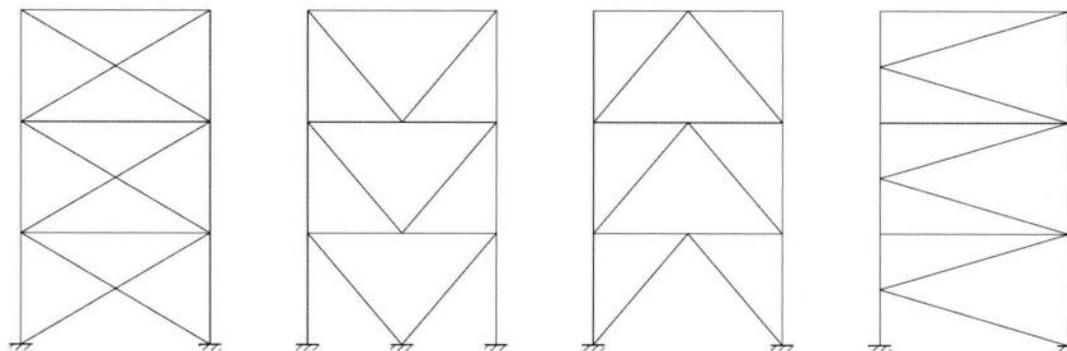
## Elementi che costituiscono un capannone industriale

- Arcarecci;
- Capriate;
- Colonne;
- Orditura di parete;
- Manto di copertura e di parete;
- Controventi:
  - verticali;
  - orizzontali.
- Vie di corsa del carroponete.

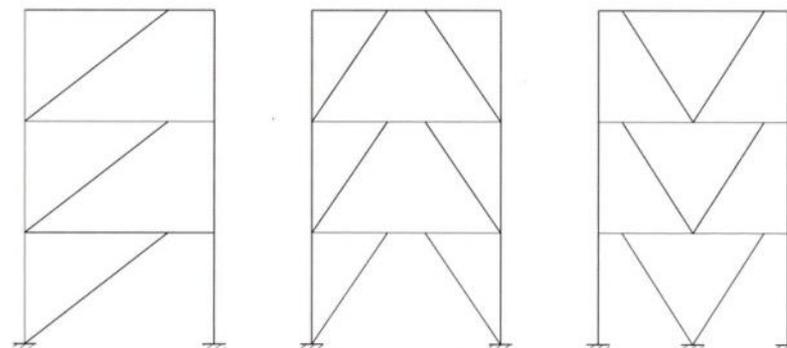


## Tipologie di controventi

Concentrici:



Eccentrici:

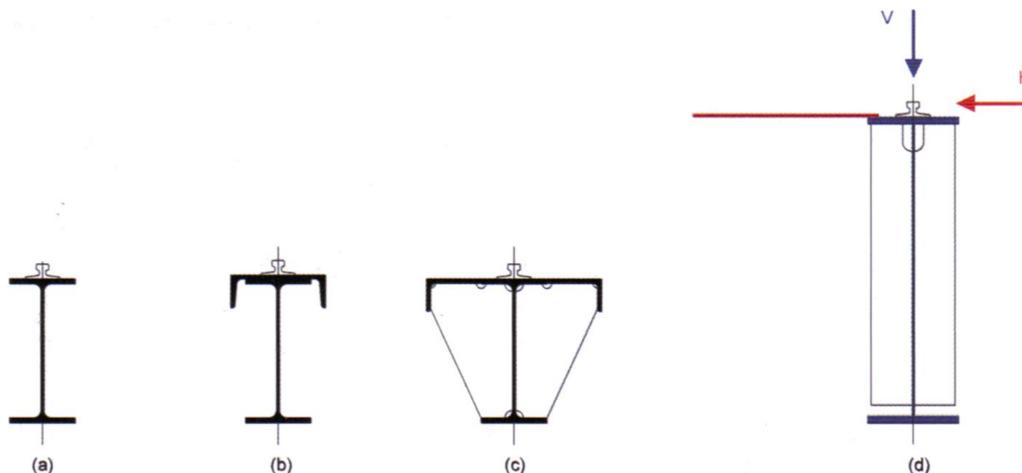


## Vie di corsa del carroponete



- Sollecitazioni modeste: IPE o HE (a)
- Aumento delle sollecitazioni: incremento delle dimensioni della flangia superiore (b,c)

- Aumento ulteriore: trave saldata a doppio T ad anima verticale + trave reticolare orizzontale (d)





# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

**Esercitazione**

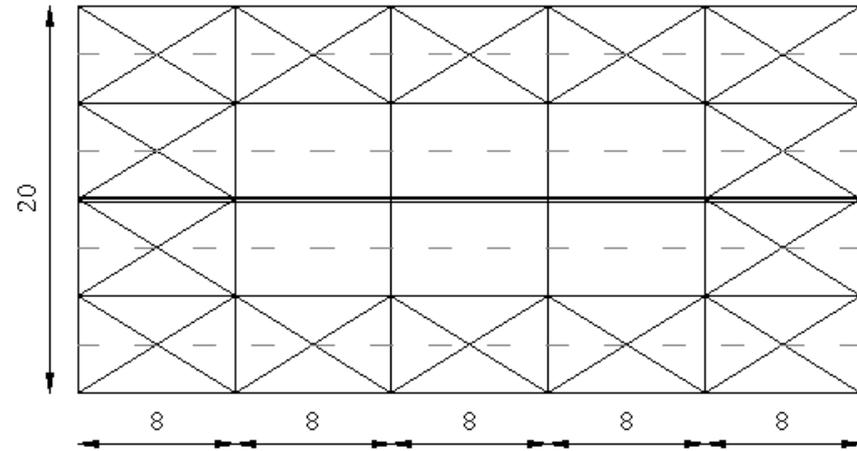


Figura 17: Pianta della copertura

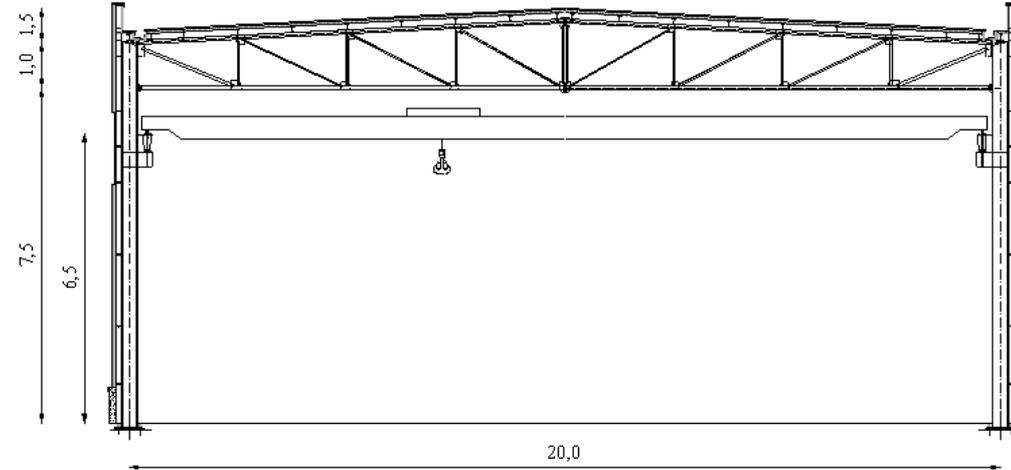


Figura 18: Sezione

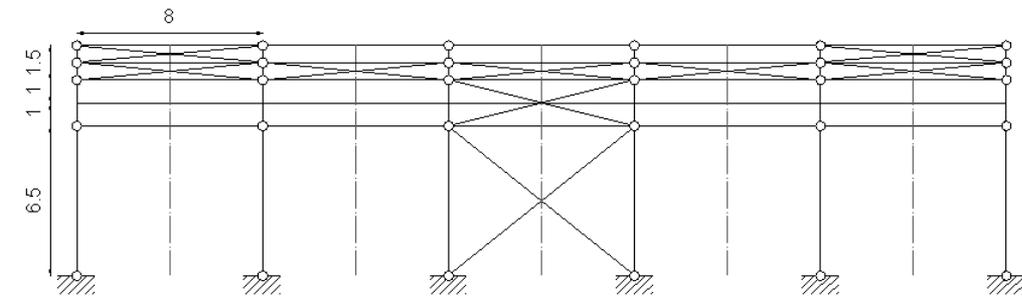


Figura 19: Prospetto

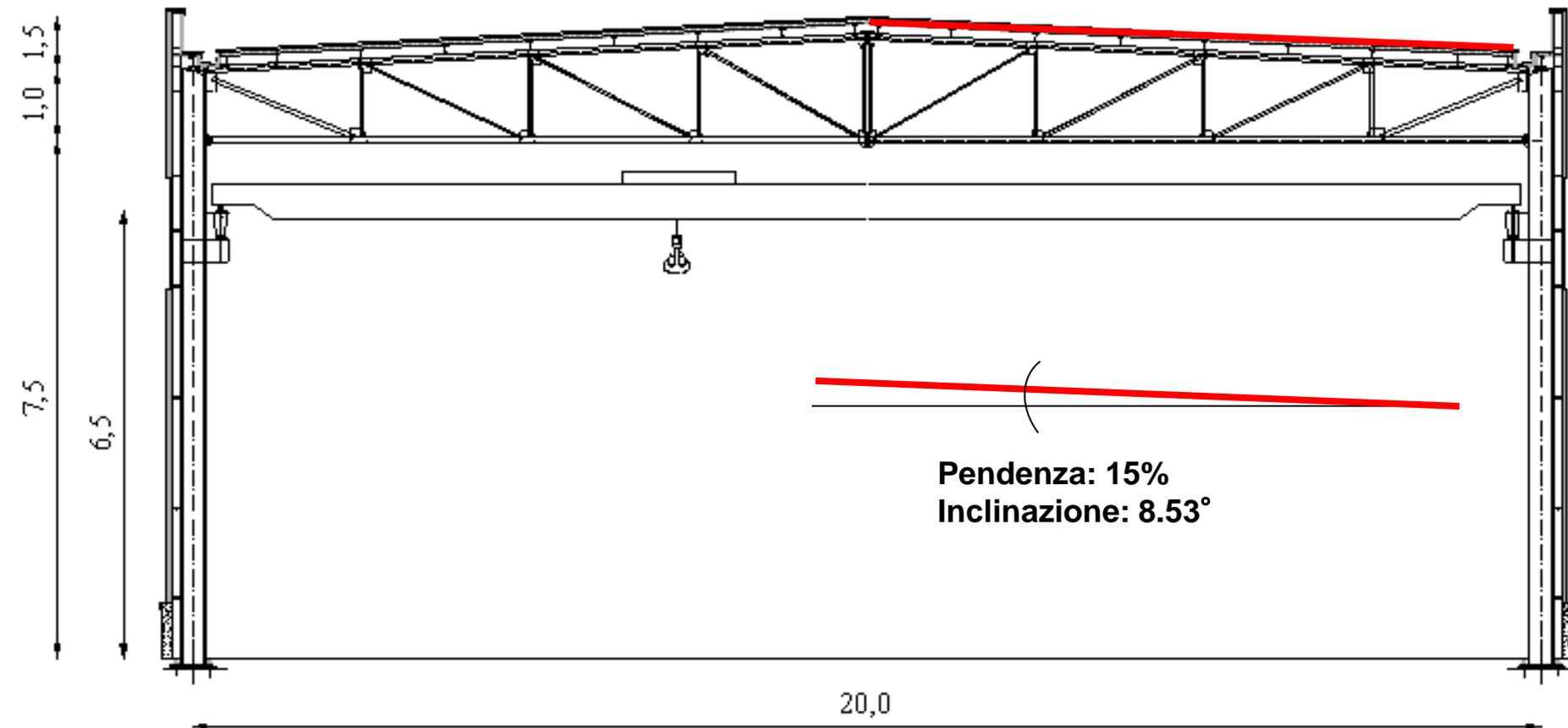
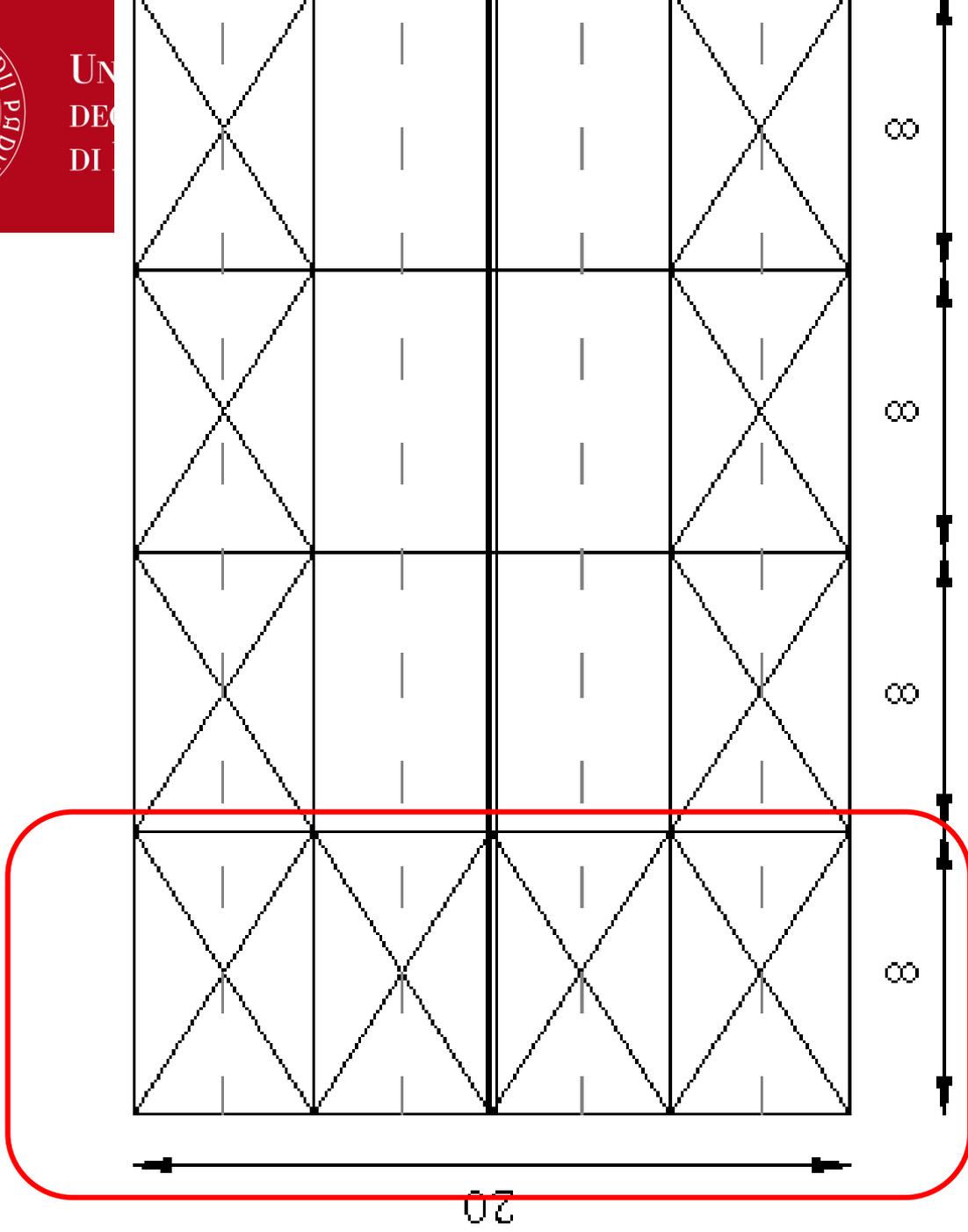


Figura 18: Sezione

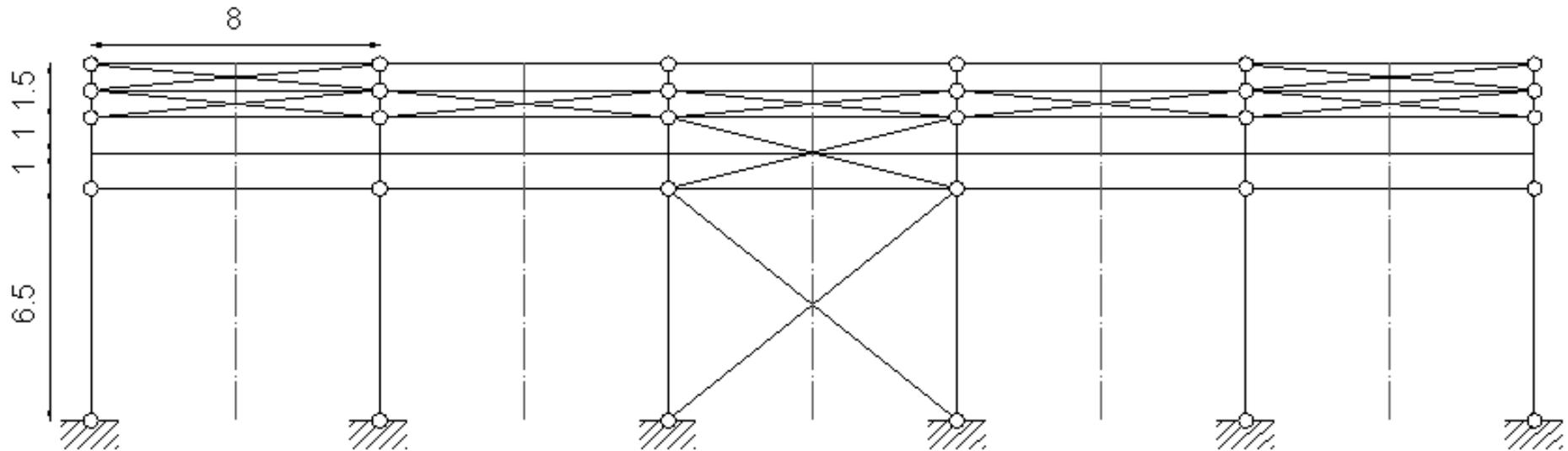


UN  
DE  
DI



**Figura 17: Pianta della copertura**

capannone metallico  
Tavole progettuali



**Figura 19: Prospetto**

**Zona I - Alpina**

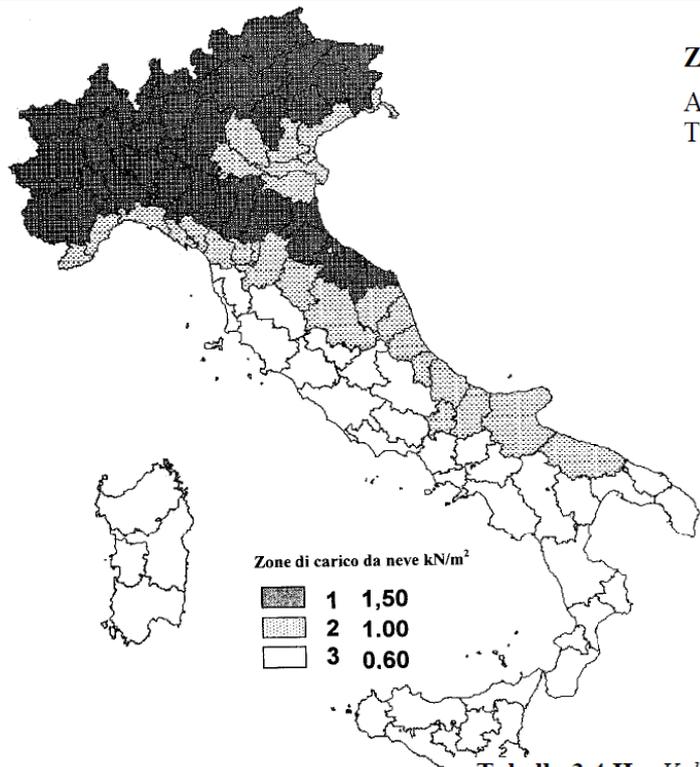
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, **Trento**, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.8)$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

$$a_s = 800 \text{ m. s. l. m}$$

$$q_{sk} = 3.1 \text{ kN/m}^2$$



$$\alpha = 8^\circ, 53$$

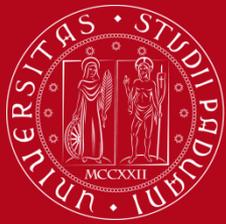
Tabella 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	<b>1,0</b>
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	<b>0,8</b>	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$$q_s = \mu q_{sk} c_e c_t = 0.8 * 3.1 * 1 * 1 = 2.45 \text{ kN/m}^2$$



### Pressione del vento § 3.3.4

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_p$  è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

$c_d$  è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

### Pressione cinetica di riferimento § 3.3.6

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.



### Velocità di riferimento § 3.3.2

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$  § 3.3.2.

$$c_r = 1 \rightarrow v_r = v_b$$

$$v_b = v_{b,0} c_a$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

Trentino Alto Adige (zona 1)  $\rightarrow v_{b,0} = 25$  m/s,  $a_0 = 1000$  m,  $k_s = 0.40$ /s.

$a_s = 800$  m  $<$   $a_0 = 1000$  m  $\rightarrow c_a = 1 \rightarrow v_b = v_{b,0} = 25$  m/s

$v_b = 25$  m/s  $\rightarrow v_r = 25$  m/s

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \rightarrow q_r = 390.625 \text{ N/m}^2$$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37



Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)



ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

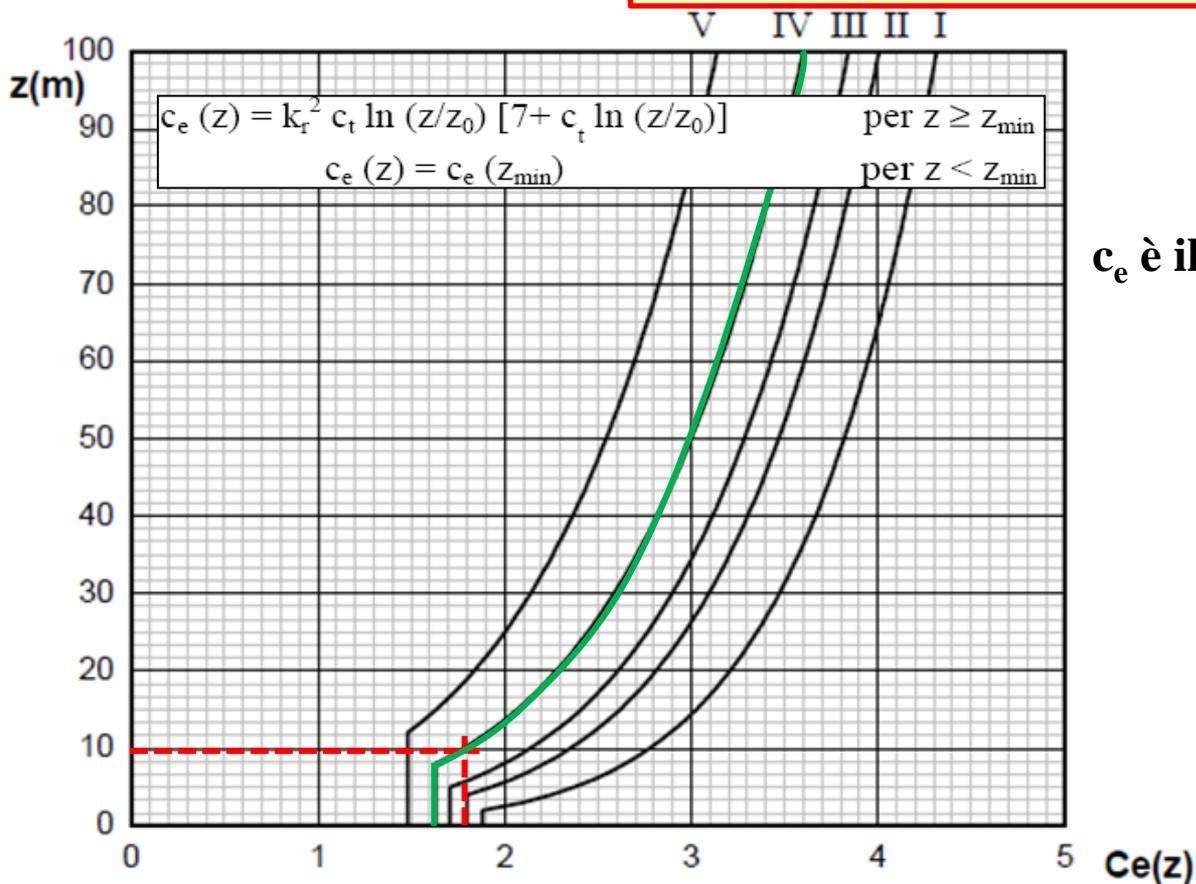
$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$



$$k_r = 0.22, z_0 = 0.30 \text{ m}, z_{\min} = 8 \text{ m}.$$

Per  $z = 10 \text{ m} > z_{\min} \rightarrow C_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.78$



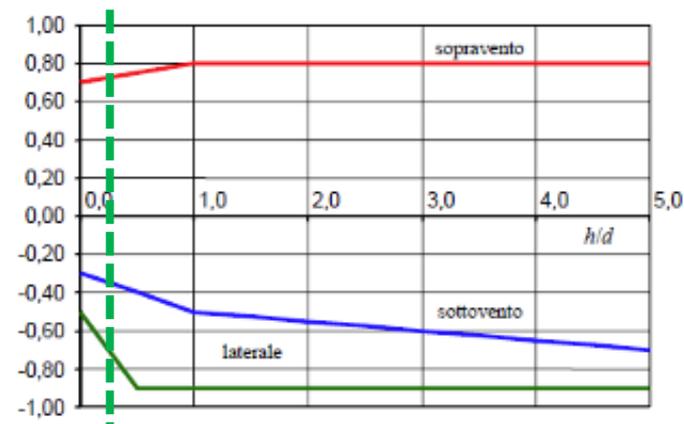
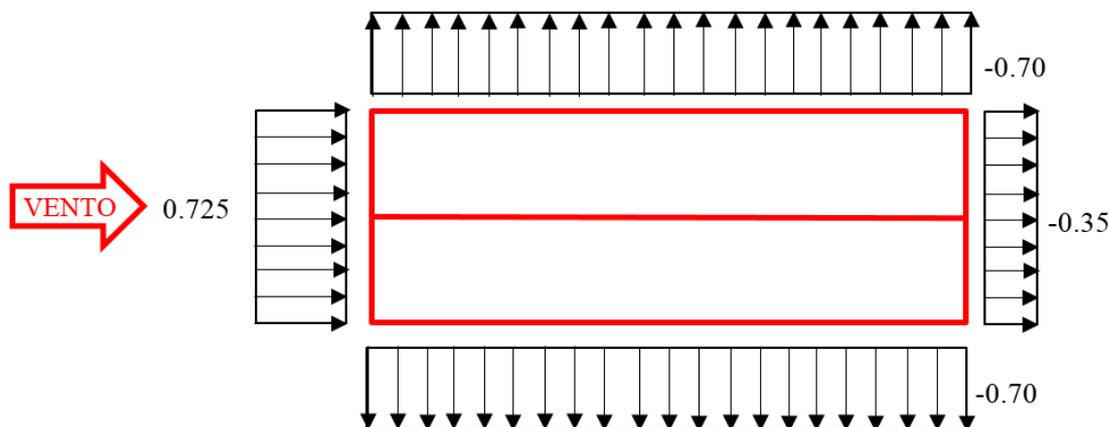
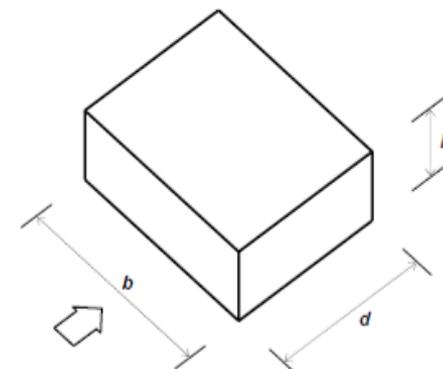
$c_e$  è il coefficiente di esposizione

Figura 20: Andamento del coefficiente di esposizione con la quota

$c_p$  è il coefficiente di pressione **PARETI** (VENTO  $\perp$  LATO CORTO)

Tabella 2: Pressioni del vento sulle differenti facce (VENTO PERPENDICOLARE PARETE CORTA)

Faccia sopravento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d = 10/40 = 0.25$	$h/d = 0.25$	$h/d = 0.25$
$c_{pe} = 0.725$	$c_{pe} = -0.7$	$c_{pe} = -0.35$
$p = +504.1 \text{ N/m}^2$	$p = -486.7 \text{ N/m}^2$	$p = -243.4 \text{ N/m}^2$

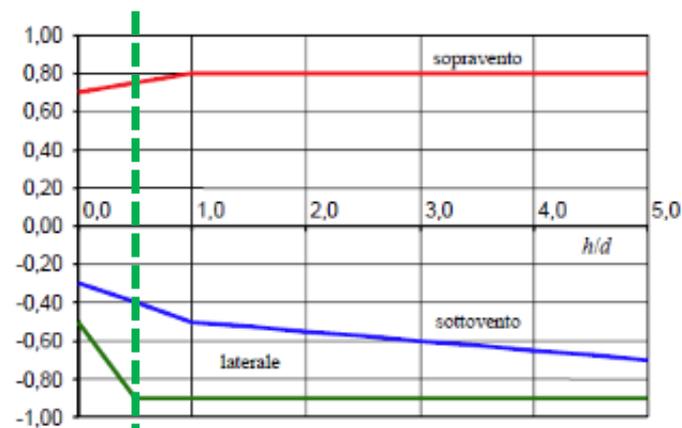
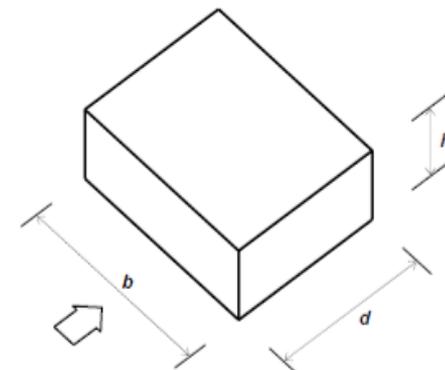
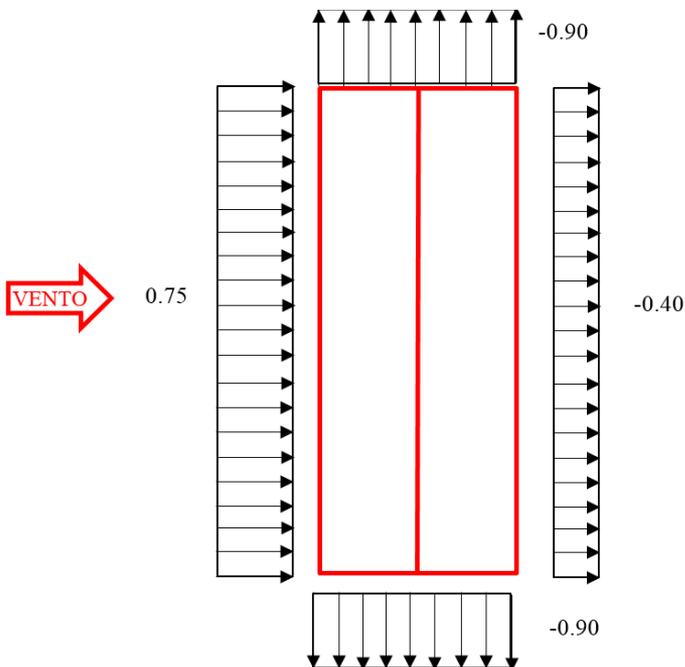


a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

$c_p$  è il coefficiente di pressione **PARETI** (VENTO  $\perp$  LATO LUNGO)

Tabella 3: Pressioni del vento sulle differenti facce (VENTO PERPENDICOLARE PARETE LUNGA)

Faccia sopravento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d = 10/20 = 0.50$	$h/d = 0.50$	$h/d = 0.50$
$c_{pe} = 0.75$	$c_{pe} = -0.9$	$c_{pe} = -0.40$
$p = +521.4 \text{ N/m}^2$	$p = -625.7 \text{ N/m}^2$	$p = -278.125 \text{ N/m}^2$



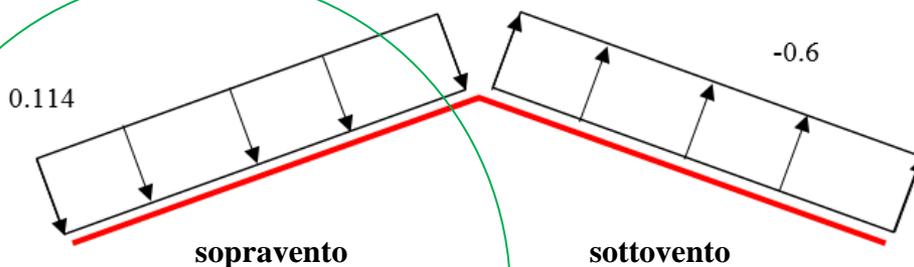
a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

$c_p$  è il coefficiente di pressione **FALDE** (VENTO  $\perp$  COLMO)

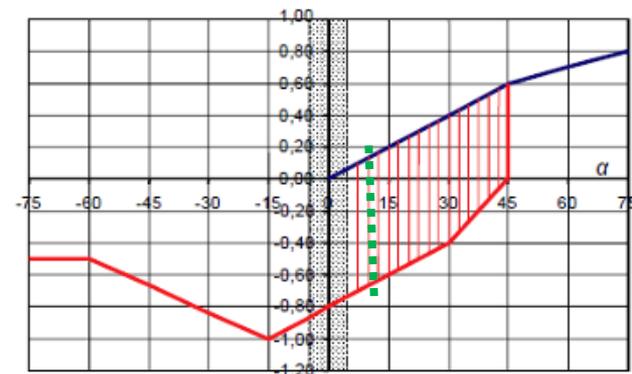
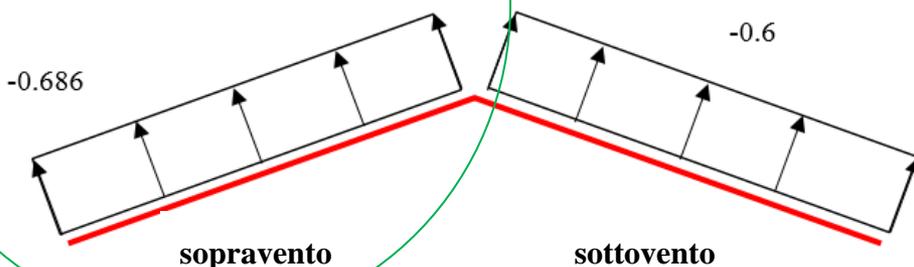
Tabella 4: Coefficienti di pressione e pressione del vento derivata per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo

Faccia sopravvento		Faccia sottovento
Valore negativo	Valore positivo	
$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$
$c_{pe} = -0.686$	$c_{pe} = 0.114$	$c_{pe} = -0.6$
$p = -477.0 \text{ N/m}^2$	$p = 79.3 \text{ N/m}^2$	$p = -417.2 \text{ N/m}^2$

Caso 1



Caso 1b



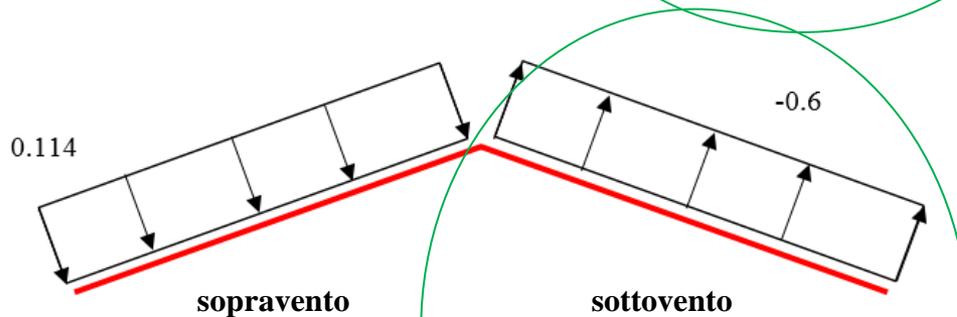
Falda sopravvento

$c_p$  è il coefficiente di pressione **FALDE** (VENTO  $\perp$  COLMO)

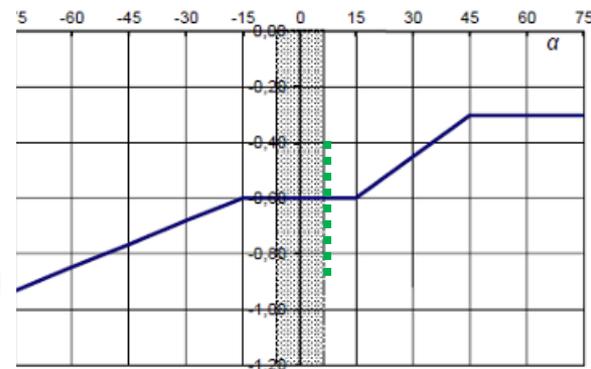
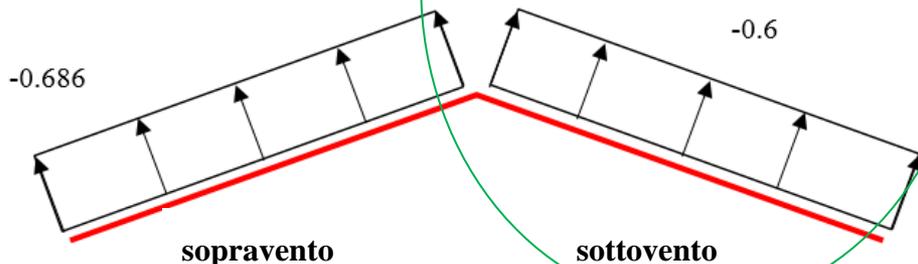
Tabella 4: Coefficienti di pressione e pressione del vento derivata per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo

Faccia sopravvento		Faccia sottovento
Valore negativo	Valore positivo	
$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$
$c_{pe} = -0.686$	$c_{pe} = 0.114$	$c_{pe} = -0.6$
$p = -477.0 \text{ N/m}^2$	$p = 79.3 \text{ N/m}^2$	$p = -417.2 \text{ N/m}^2$

Caso 1



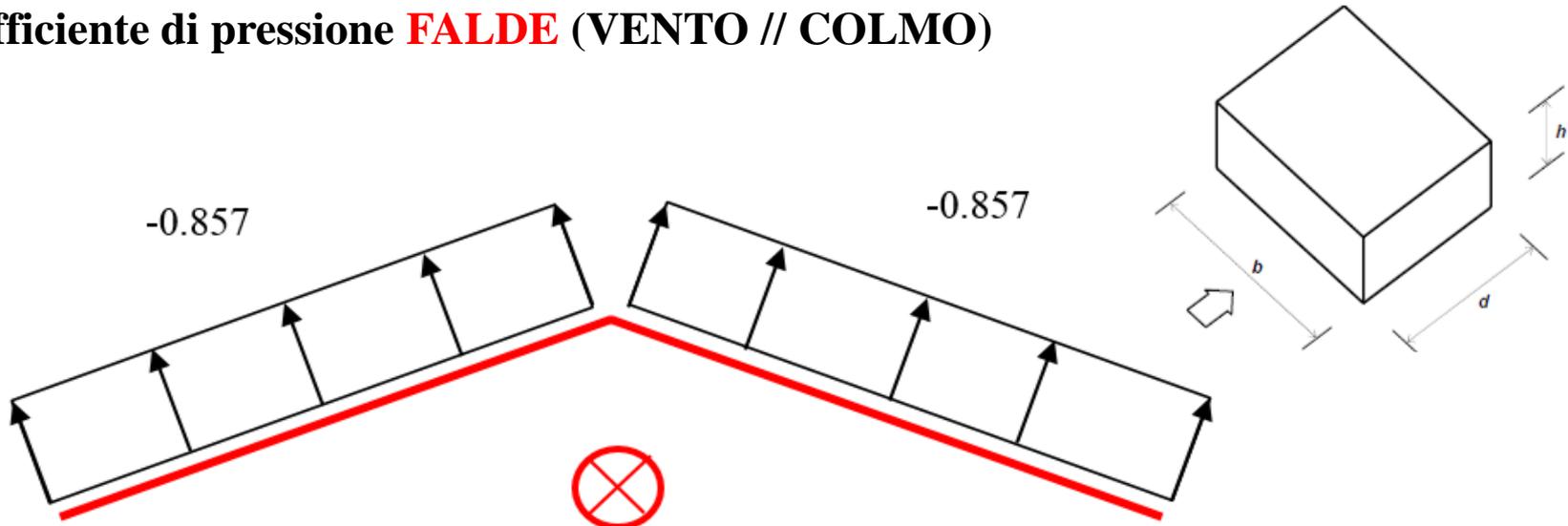
Caso 1b



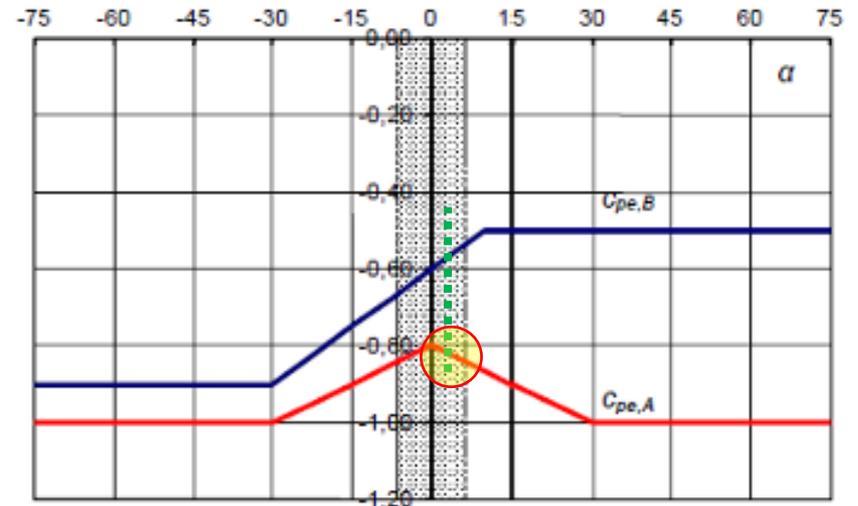
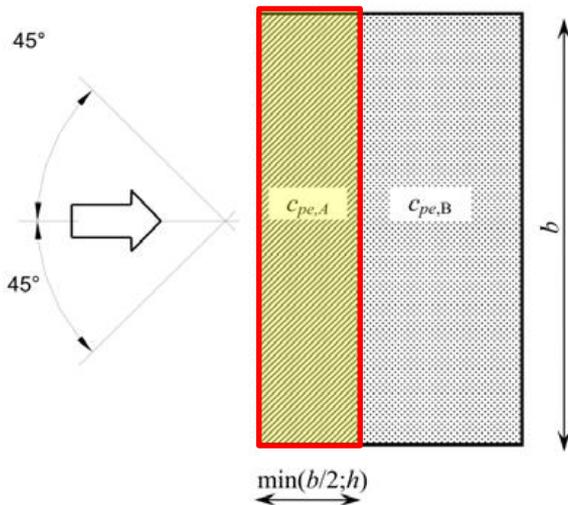
Falda sottovento

$c_p$  è il coefficiente di pressione **FALDE** (VENTO // COLMO)

Caso 1

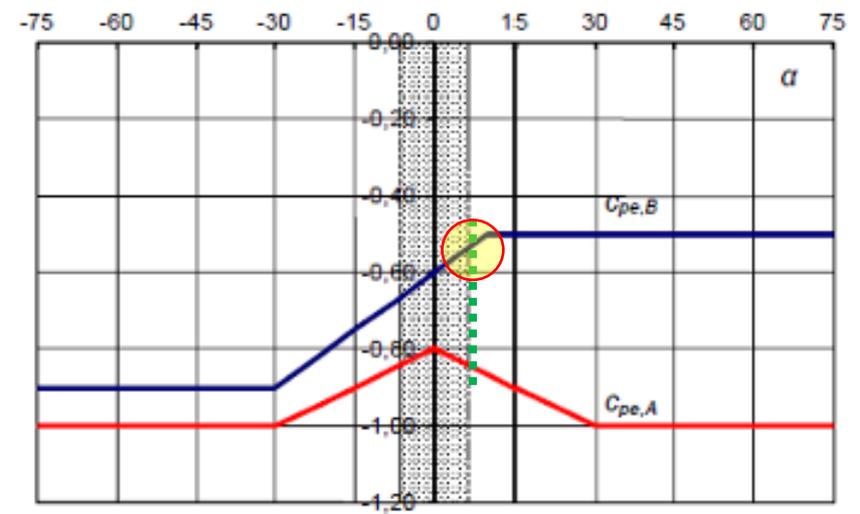
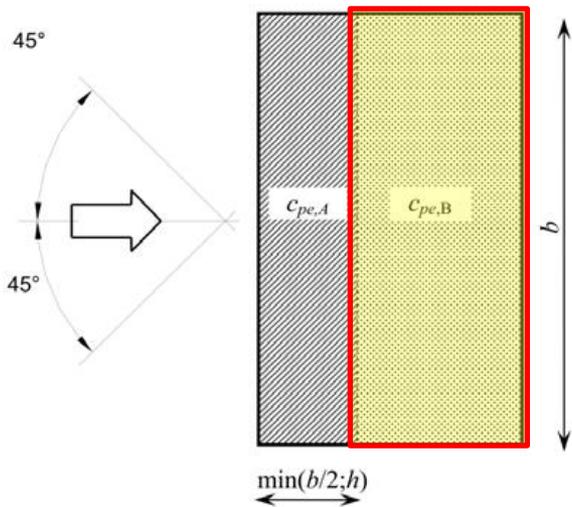
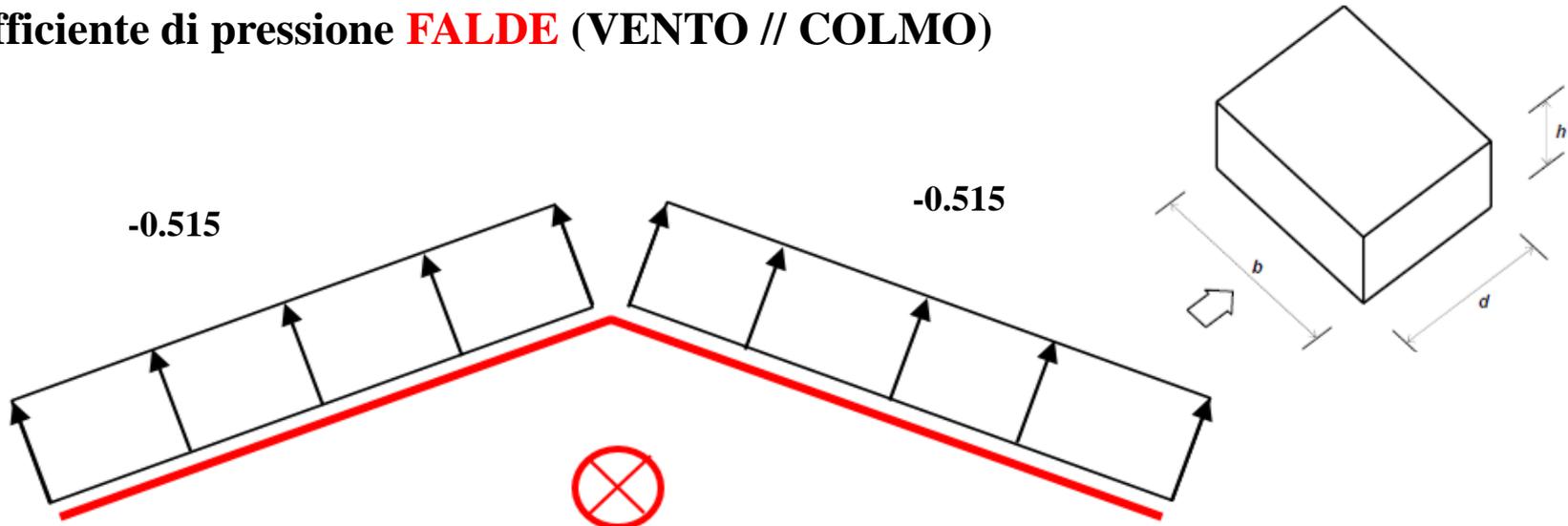


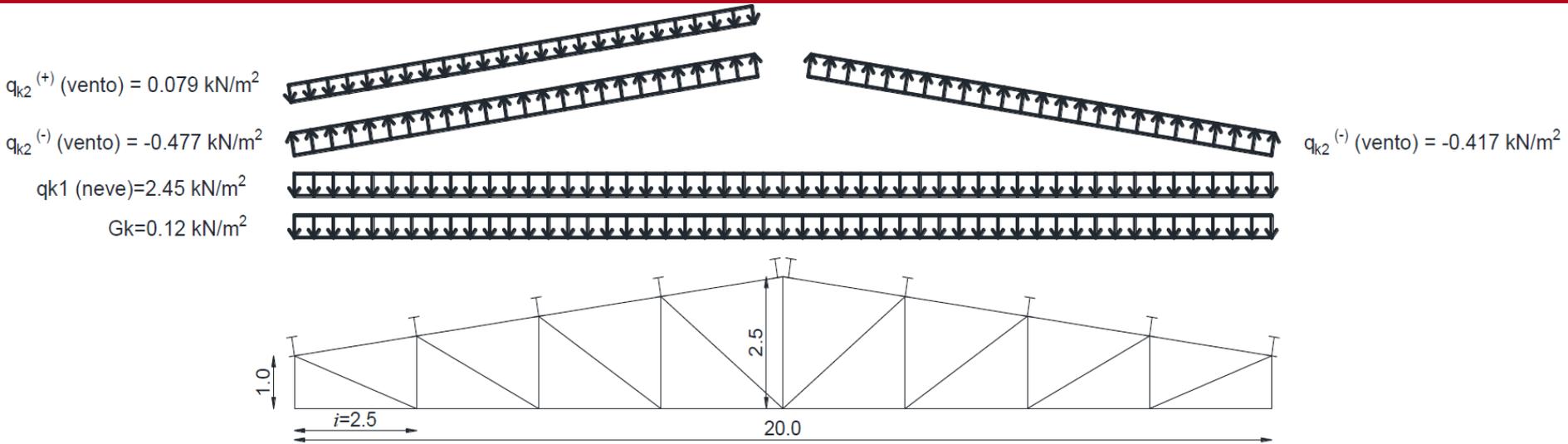
VENTO



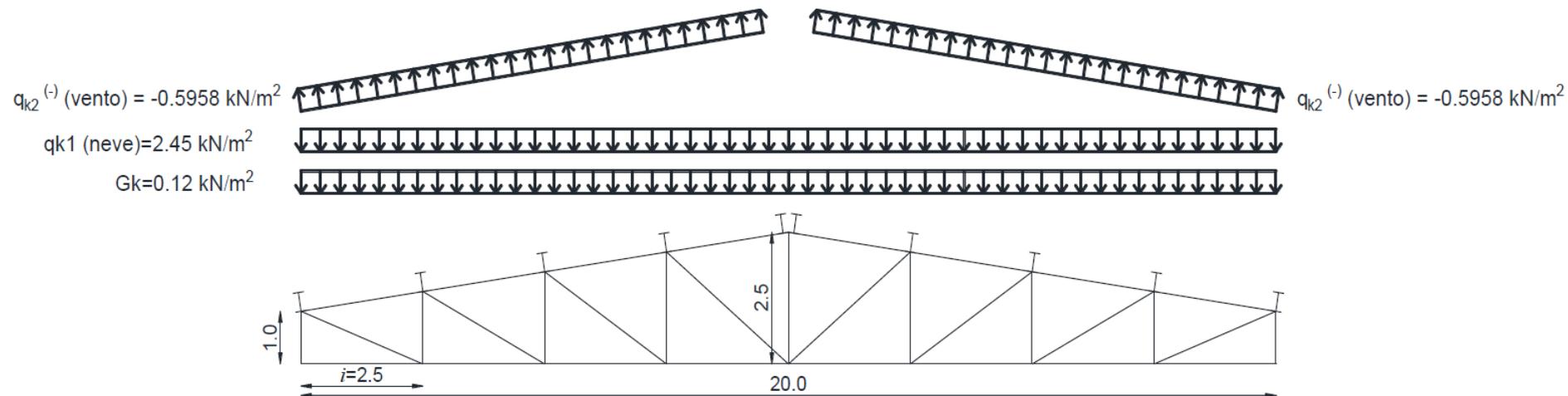
$c_p$  è il coefficiente di pressione **FALDE** (VENTO // COLMO)

Caso 1 b

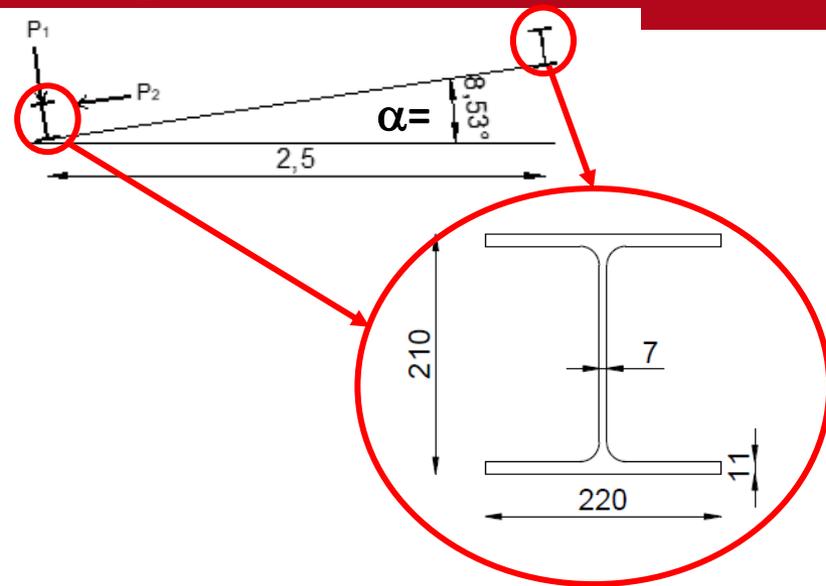




Carichi agenti sulla copertura (N.B. Vento perpendicolare al colmo)

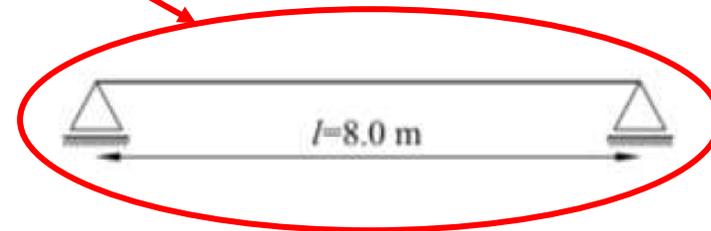


Carichi agenti sulla copertura (N.B. Vento parallelo al colmo)



( $i = 2.5 \text{ m}$ ,  $l = 8 \text{ m}$ )

pp pannelli di copertura:  $\sim 0.12 \text{ kN/m}^2$   
 pp arcareccio (HEA220):  $0.51 \text{ kN/m}$   
 neve:  $2.45 \text{ kN/m}^2$   
 vento:  $-477 \text{ N/m}^2$  (depressione)  
 $+79.3 \text{ N/m}^2$  (sovrappressione)



Carico permanente: (data la modesta inclinazione della falda non si considera la proiezione del carico dei pannelli)

$$G_{k,1} = 0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k,2} = 0.12 \cdot 2.5 = 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carico variabile:

$$\text{neve: } Q_{k1} = 2.45 \cdot 2.5 = 6.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{vento: } Q_{k2}^{(\text{depressione})} = -0.477 \cdot \frac{2.5}{\cos \alpha} = -1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k2}^{(\text{sovrappressione})} = 0.079 \cdot \frac{2.5}{\cos \alpha} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



### Combinazioni di carico (§ 2.5.3 – NTC 2018)

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

$$- \text{ SLU: } \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso della depressione della falda sopravento, l'effetto del vento è favorevole alla verifica dell'arcareccio e quindi se verrà cancellato in quanto il coefficiente parziale dell'azione è 0.

$$= 1.3 \cdot 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 6.13 + 0 \cdot 0.6 \cdot (-1.2) = 10.31 \text{ kN/m} \quad \text{Falda sotto-vento}$$

Nel caso in cui l'azione del vento esercitata sulla falda crei una sovrappressione, è necessario considerare il coefficiente parziale diverso da 0. L'equazione di combinazione di carichi diventa così:

$$= 1.3 \cdot 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 6.13 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (0.2) = 10.49 \text{ kN/m} \quad \text{Falda sopra-vento}$$

In questo caso, l'effetto del vento può essere anche trascurato visto che non cambia di tanto il valore della combinazione dei carichi.

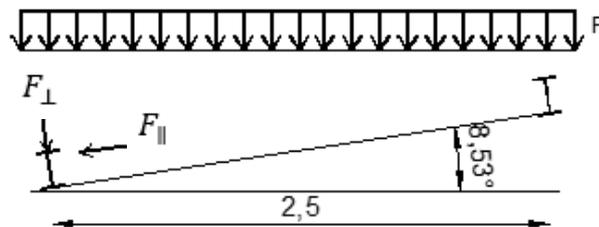
$$- \text{ SLE (rara): } G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{Vento in depressione: } 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 + 6.13 + 0 \cdot 0.6 \cdot (-1.2) = 6,94 \text{ kN/m} \quad \text{Falda sotto-vento}$$

$$\text{Vento in sovrappressione: } 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 + 6.13 + 0.6 \cdot (0.2) = 7.06 \text{ kN/m} \quad \text{Falda sopra-vento}$$

Nel resto dell'esercizio, considereremo solo il caso della sovrappressione del vento, poiché è la situazione più sfavorevole. Inoltre, per semplicità di calcolo, consideriamo pressioni del vento di uguale valore su ogni falda, cioè  $P = 10.49 \text{ kN/m}$  per la fase SLU e  $P = 7.06 \text{ kN/m}$  per la fase SLE.

### Verifiche agli SLU



$$F_{\perp} = P \cos \alpha$$

$$F_{\parallel} = P \sin \alpha$$

Figura 34: Distribuzione delle forze sugli arcarecci

componente perpendicolare alla falda:

$$F_{\perp} = 10.49 \cos \alpha = 10,37 \text{ kN/m}$$

componente parallela alla falda:

$$F_{\parallel} = 10.49 \sin \alpha = 1,56 \text{ kN/m}$$

### Sollecitazioni sugli arcarecci:

Momento flettente:

$$M_{\perp} = \frac{1}{8} F_{\perp} l^2 = 82.96 \text{ kNm}$$

$$M_{\parallel} = \frac{1}{8} F_{\parallel} l^2 = 12.48 \text{ kNm}$$

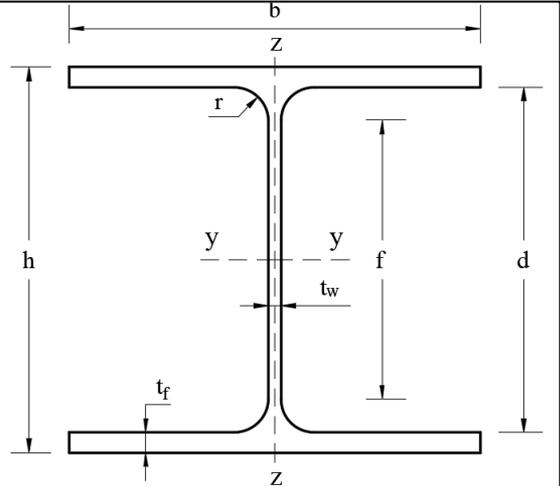
Taglio:

$$V_{\perp} = \frac{1}{2} F_{\perp} l = 41.48 \text{ kN}$$

$$V_{\parallel} = \frac{1}{2} F_{\parallel} l = 6.24 \text{ kN}$$

L'arcareccio è soggetto anche a sforzo di compressione (HEA220\_classe 1 anche in compressione) che è pari alla reazione vincolare della reticolare considerata per il dimensionamento dei controventi di falda, quindi pari a  $N_{Ed} = 42.8 \text{ kN}$  (come sarà illustrato in seguito).

**(HEA220\_classe 1 anche in compressione)**

b [mm]	220	
h [mm]	210	
tw [mm]	7	
tr [mm]	11	
d [mm]	188	
f [mm]	152	
r [mm]	18	

Peso: 50.5 kg/m

Sezione: 64.34 cm<sup>2</sup>

Raggio di raccordo: 18 mm

Momenti d'inerzia:  $I_y = 5410 \text{ cm}^4$        $I_z = 1955 \text{ cm}^4$

Moduli di resistenza:  $W_y = 515.2 \text{ cm}^3$        $W_z = 177.7 \text{ cm}^3$

Raggi d'inerzia:  $I_y = 9.17 \text{ cm}$        $I_z = 5.51 \text{ cm}$

Modulo di resistenza plastico:  $Wpl_y = 569 \text{ cm}^3$        $Wpl_z = 271 \text{ cm}^3$

Momento d'inerzia torsionale:  $J_T = 28.5 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia settoriale:  $J_\omega = 193266 \text{ cm}^6$



Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1$$

$$N_{Ed} = 42.8 \text{ kN} \text{ e } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = 1685.1 \rightarrow n = 0.03$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

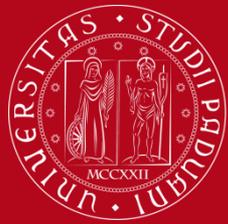
$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \text{ o}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

$$\text{Con } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.03 \text{ e } a = \frac{A-2b \cdot t_f}{A} \leq 0.25$$



Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1 \quad \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \right] = 0.73 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

$$N_{Ed} = 42.8 \text{ kN} \text{ e } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1685.1 \rightarrow n = 0.03$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:  $165.2 \text{ kNm}$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \leq M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 149.02 \text{ kNm} \rightarrow M_{N,y,Rd} = 149.02 \text{ kNm}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \text{ o } M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 71 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

$$\text{Con } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.03 \text{ e } a = \frac{A-2b \cdot t_f}{A} \leq 0.25$$

$$a = \frac{6434 - 2 \cdot 220 \cdot 11}{6434} = 0.25$$



Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia (y, z) e in presenza di fenomeni di instabilità flessione-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_z \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Dove:

$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_z, \chi_y)$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y, W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2;

$N_{cr,y}, N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{eq,Ed} = 1.3 M_{m,Ed}$  ( $M_{m,Ed}$  momento medio lungo l'elemento);

$0.75 M_{max,Ed} < M_{eq,Ed} < M_{max,Ed}$  ( $M_{MAX,Ed}$  momento massimo lungo l'elemento)

Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K\chi$$

Dove  $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b) (NTC 2018).

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

b [mm]	220	
h [mm]	210	
tw [mm]	7	
tr [mm]	11	
d [mm]	188	
f [mm]	152	
r [mm]	18	



Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b) (NTC 2018).

Il coefficiente di snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_Y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 238.26 \text{ kNm}$$

dove

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 = 1.75$$

$L_{cr} = 8 \text{ m}$  è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi;

$E = 210000 \text{ Mpa}$  è il modulo di elasticità dell'acciaio;

$G = E/(2(1 + \nu)) = 80769.23 \text{ MPa}$  è il modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio;

$EI_z$  è rigidità flessionale laterale del profilo;

$EJ_t$  è la rigidità torsionale del profilo;

$EJ_\omega$  è la rigidità torsionale secondaria del profilo;

$\nu = 0.3$  è il coefficiente di Poisson dell'acciaio

$I_z = 199550000 \text{ mm}^4$ ,  $J_t = 285000 \text{ mm}^4$ ,  $J_\omega = 1.93266 \cdot 10^6 \text{ mm}^6$ ,



$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0.74 < 1 \quad \rightarrow \text{La verifica è soddisfatta}$$

Instabilità assiale relative all'inflessione attorno asse y-y

$\lambda_y$	0.9069	
$\alpha_y$	0.34	(curva b)
$l_{0,y}$	8m	
$\Phi_y$	1.0314	
$\chi_y$	0.657	
$N_{cr,y}$	<b>1752.01</b>	<b>kN</b>

Instabilità assiale relative all'inflessione attorno asse z-z

$\lambda_z$	1.511	
$\alpha_z$	0.49	(curva c)
$l_{0,z}$	8m	
$\Phi_z$	1.96	
$\chi_z$	<b>0.311</b>	= $\chi_{min}$
$N_{cr,z}$	<b>633.12</b>	<b>kN</b>

Nel caso generale, si può assumere  $f=1$ ,  $\beta=1$ ,  $K\chi=1$  e  $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$ .

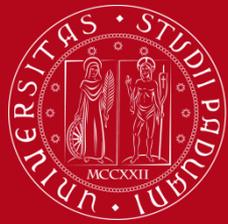
$\lambda_{LT}$	<b>0.56</b>
$\Phi_{LT}$	<b>0.72</b>
$\chi_{LT}$	<b>0.86</b>

$$N_{Ed} = 42.6 \text{ kN}$$

$$M_{y,eq,Ed} = 1.3 \frac{2}{3} 82.96 = 71.90 \text{ kN m}$$

$$M_{z,eq,Ed} = 1.3 \frac{2}{3} 12.48 = 10.82 \text{ kN m}$$

$$\gamma_{M1}=1.05$$



1) Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4 NTC2018)

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{sd}$  deve soddisfare la relazione  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ , dove  $V_{c,Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto. Per la progettazione plastica  $V_{c,Rd}$  è pari alla resistenza a taglio plastica di progetto:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

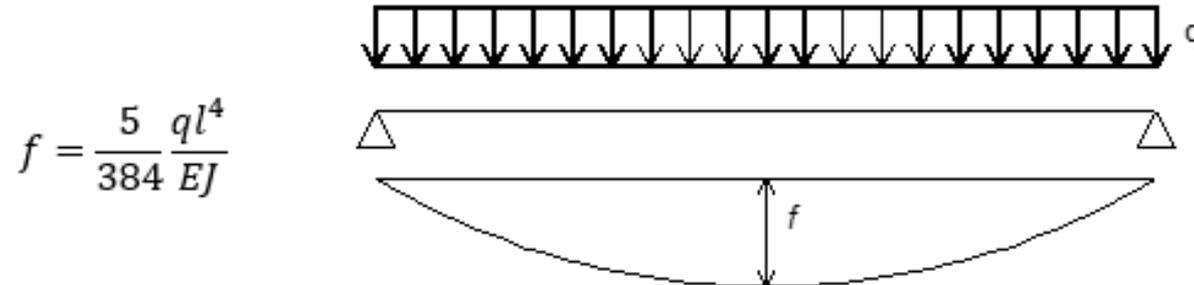
$$V_{c\perp,Rd} = \frac{A_{rea\ anima} (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{152 \cdot 7 (275 / \sqrt{3})}{1.05} = 160.9 \text{ kN} > V_{Ed\perp} = 41.48 \text{ kN}$$

$$V_{c\parallel,Rd} = \frac{A_{rea\ ali} (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \cdot 220 \cdot 11 (275 / \sqrt{3})}{1.05} = 731.86 \text{ kN} > V_{Ed\parallel} = 6.24 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

2) Verifica a flessione deviata (§4.2.4.1.2.8 NTC2018)

$$\begin{cases} V_{Ed\perp} \leq 0.5 \cdot V_{c\perp,Rd} \\ V_{Ed\parallel} \leq 0.5 \cdot V_{c\parallel,Rd} \end{cases}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.



**Figura 36: Freccia nel caso di carico uniformemente distribuito**

Il valore dello spostamento verticale sarà dato dalla somma di tre componenti:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_c$$

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale.

Si ipotizza che la contromonta della trave in condizioni scariche  $\delta_c$  sia nulla.



Si ipotizza che la contromonta della trave in condizioni scariche  $\delta_c$  sia nulla.

- Deformazioni dovute ai carichi permanenti:

$$\delta_{G\perp} = 3.73 \text{ mm}$$

$$\delta_{G\parallel} = 1.55 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \delta_1 = \sqrt{\delta_{G\perp}^2 + \delta_{G\parallel}^2} = 4.03 \text{ mm}$$

- Deformazioni dovute ai carichi accidentali:

$$\delta_{Q\perp} = 29.01 \text{ mm}$$

$$\delta_{Q\parallel} = 12.08 \text{ mm}$$

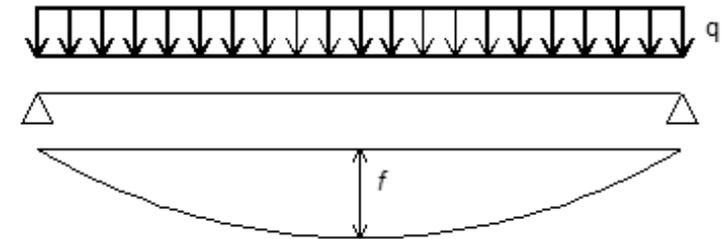
$$\rightarrow \delta_2 = \sqrt{\delta_{Q\perp}^2 + \delta_{Q\parallel}^2} = 31.43 \text{ mm}$$

$$\delta_2 < \frac{l}{250} = 32 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\delta_{max} = 35.45 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \frac{l}{200} = 40 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ}$$



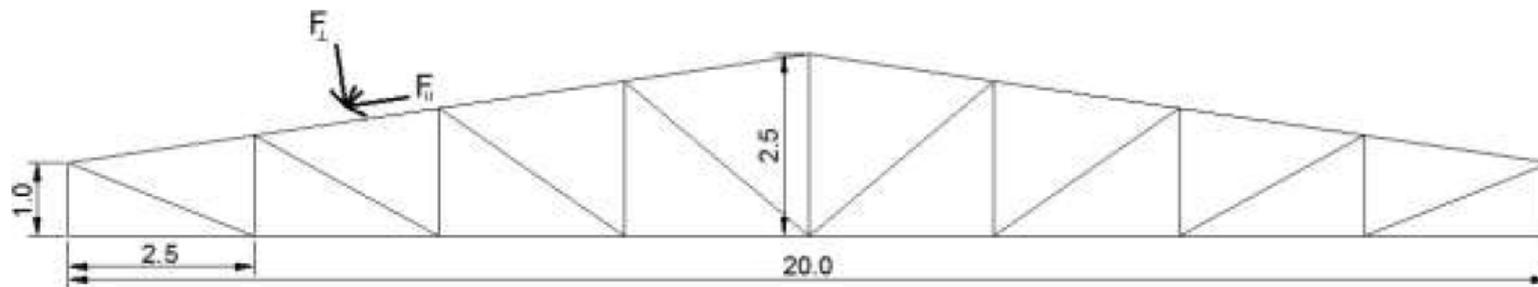


Figura 37: Schema della capriata

### Carichi Trasmessi Dagli Arcarecci

Indicando con  $l$  la lunghezza di un arcareccio, pari a  $l = 8.0$  m, e ricordando che ai nodi di una capriata (che non sia di estremità) arrivano le estremità di 2 arcarecci, si ottiene:

Carichi permanenti (Arcareccio + Panelli):

$$G_{\perp} = G_k l \cos \alpha = (G_{k,1} + G_{k,2}) l \cos \alpha = 6.35 \text{ kN}$$

$$G_{\parallel} = G_k l \sin \alpha = (G_{k,1} + G_{k,2}) l \sin \alpha = 0.95 \text{ kN}$$

Carichi variabili (Neve):

$$Q_{\perp}^{Neve} = Q_k l \cos \alpha = 48.6 \text{ kN}$$

$$Q_{\parallel}^{Neve} = Q_k l \sin \alpha = 7.28 \text{ kN}$$

PESO PROPRIO DELLE CAPRIATE

Si considera un peso proprio della capriata di  $1.20$  kN/m, da verificare a posteriori. Ricordando che l'interasse  $i$  tra due arcarecci consecutivi è pari a  $i = 2.50$  m, si ottiene:

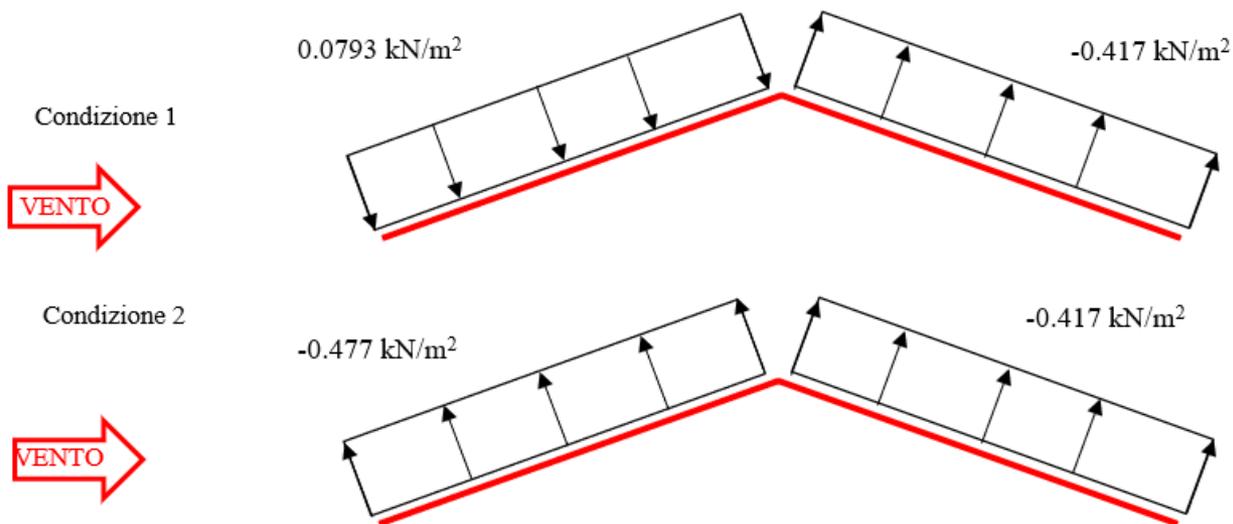
$$G_{pp\perp} = 2.97 \text{ kN}$$

$$G_{pp\parallel} = 0.44 \text{ kN}$$



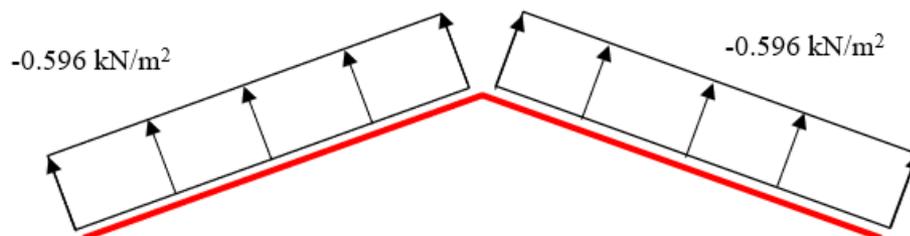
## VENTO

Azione del vento perpendicolare al colmo:



Azione del vento parallela al colmo:

Condizione 3



## AZIONE DEL VENTO TRASMESSA AI NODI DELLA CAPRIATA TRAMITE GLI ARCARECCI:

Azione del vento perpendicolare al colmo:

falda sopravvento:

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.477 \cdot 8 \cdot 2.5 = -9.5 \text{ kN (Depressione)}$$

$$Q_{vento}^{(+)} = 0.0793 \cdot 8 \cdot 2.5 = 1.6 \text{ kN (Sovrappressione)}$$

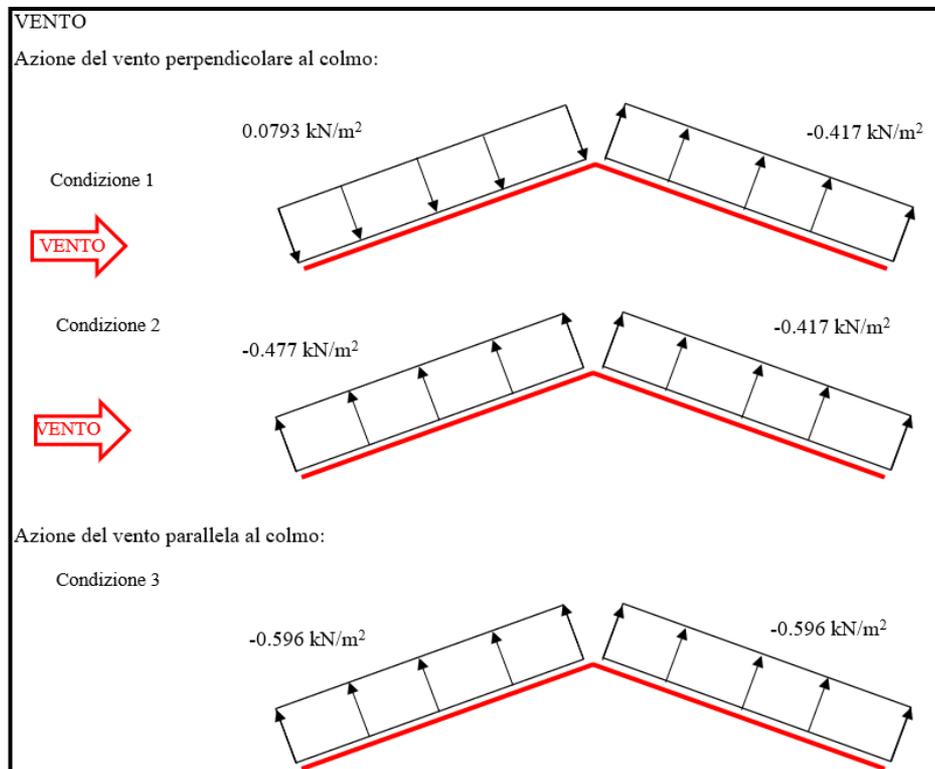
Falda sottovento:

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.417 \cdot 8 \cdot 2.5 = -8.3 \text{ kN (Depressione)}$$

Azione del vento parallela al colmo:

Falda sopravvento e falda sottovento

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.5958 \cdot 8 \cdot 2.5 = -11.92 \text{ kN (Depressione)}$$



A rigore, in relazione all'azione del vento, nelle analisi di calcolo devono tenersi in considerazione le condizioni 1 e 3 ( la condizione 2 è superflua rispetto alla condizione 3). In particolare, la condizione 1 massimizza il valore del carico nodale verticale nella capriata mentre la condizione 3 lo minimizza:



## COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazione **Massimi carichi verticali** (condizione 1 dell'azione del vento):

Nodi falda sopravvento:

$$\begin{aligned} F_{\perp} &= 1.3G_{pp\perp} + 1.5G_{\perp} + 1.5Q_{\perp}^{Neve} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot Q_{vento}^{(+)} = \\ &= 1.3 \cdot 2.97 + 1.5 \cdot 6.35 + 1.5 \cdot 48.6 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 1.6 = 87.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

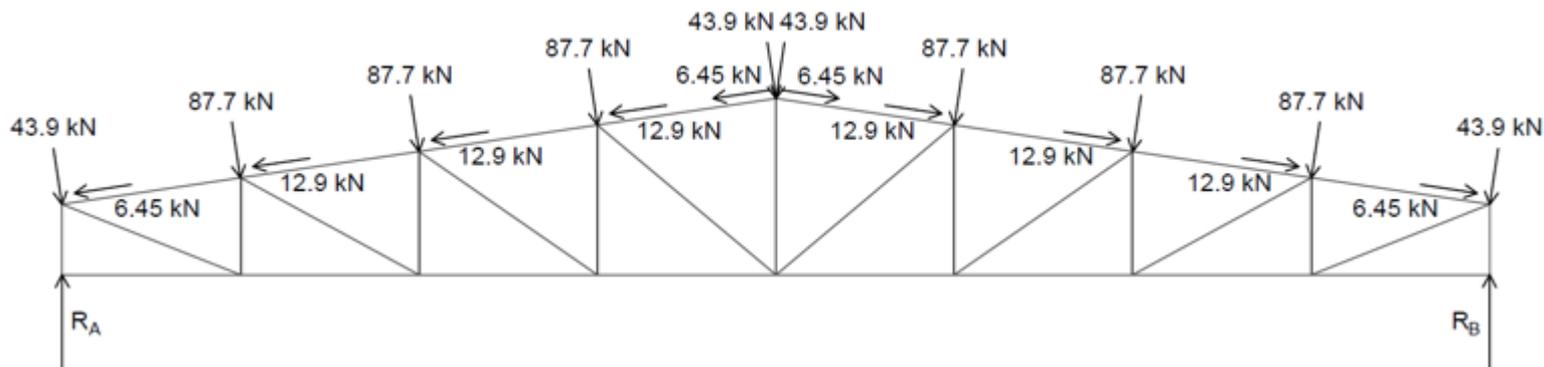
$$\begin{aligned} F_{\parallel} &= 1.3G_{pp\parallel} + 1.5G_{\parallel} + 1.5Q_{\parallel}^{Neve} \\ &= 1.3 \cdot 0.44 + 1.5 \cdot 0.95 + 1.5 \cdot 7.28 = 12.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nodi falda sottovento:

$$\begin{aligned} F_{\perp} &= 1.3G_{pp\perp} + 1.5G_{\perp} + 1.5Q_{\perp}^{Neve} + 0 \cdot 0.6 \cdot Q_{vento}^{(-)} = \\ &= 1.3 \cdot 2.97 + 1.5 \cdot 6.35 + 1.5 \cdot 48.6 + 0 = 86.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

(poiché 86.28 kN differisce poco da 87.7 kN cautelativamente si assumerà un valore pari a 87.7kN per entrambe le falde)

$$\begin{aligned} F_{\parallel} &= 1.3G_{pp\parallel} + 1.5G_{\parallel} + 1.5Q_{\parallel}^{Neve} \\ &= 1.3 \cdot 0.44 + 1.5 \cdot 0.95 + 1.5 \cdot 7.28 = 12.9 \text{ kN} \end{aligned}$$



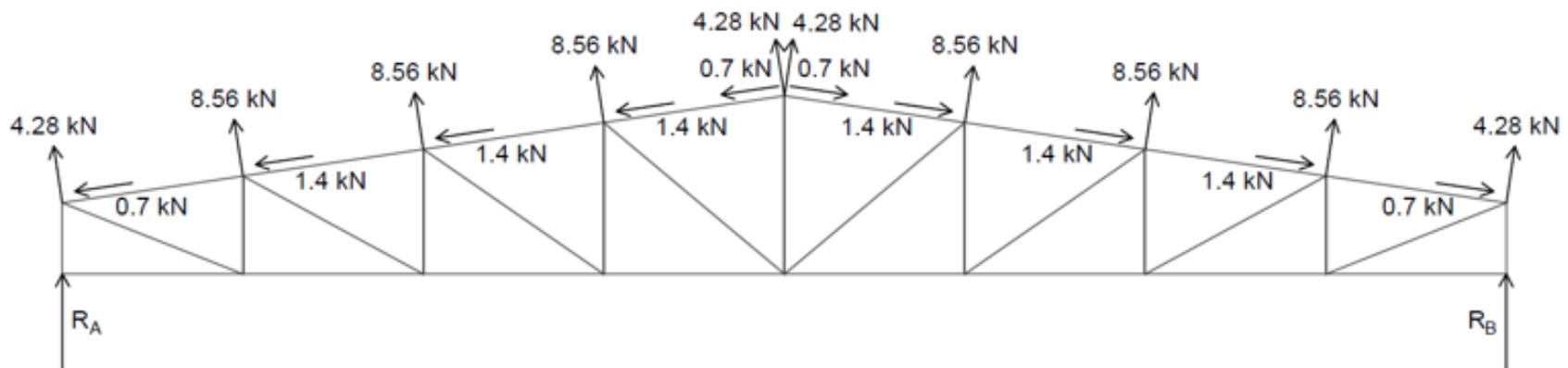
**Combinazione 1 (Max Carichi «pressione»)**

Combinazione **Minimi carichi verticali** (condizione 3 dell'azione del vento):

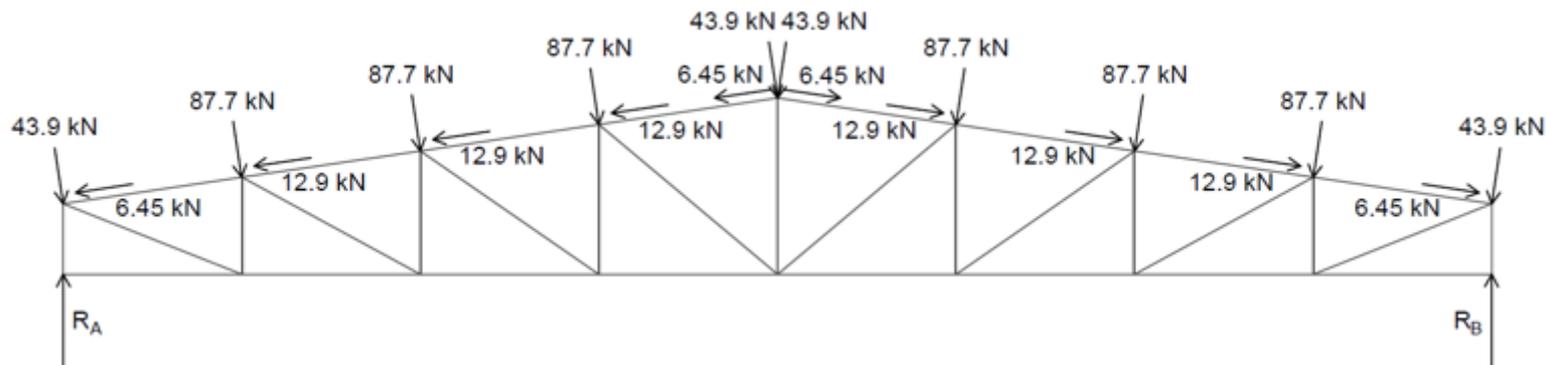
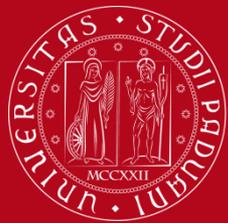
Nodi falda sopravvento e sottovento:

$$F_{\perp} = 1.0(G_{\perp} + G_{pp\perp}) + 1.5Q_{vento}^{(-)} = -8.56 \text{ kN}$$

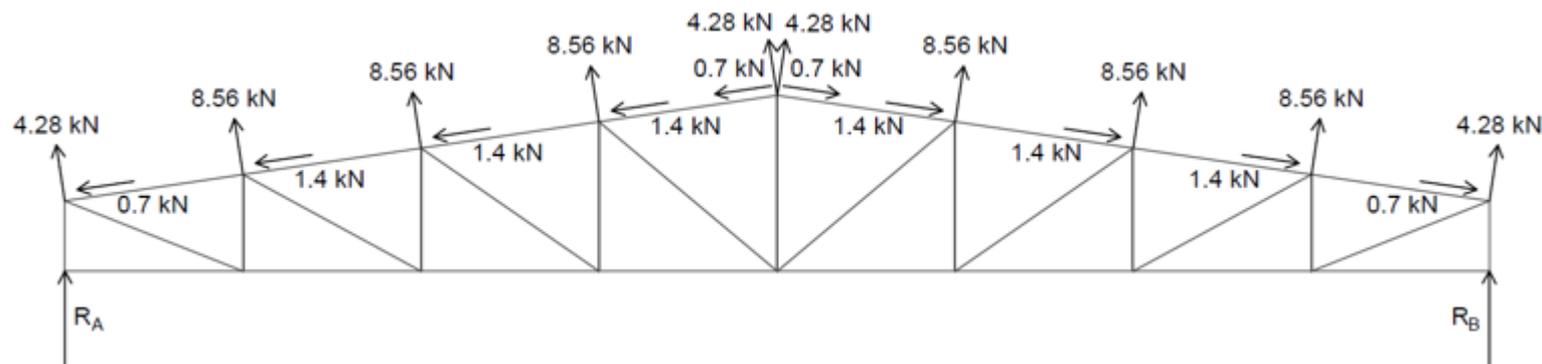
$$F_{\parallel} = 1.0(G_{\parallel} + G_{pp\parallel}) = 1.4 \text{ kN}$$



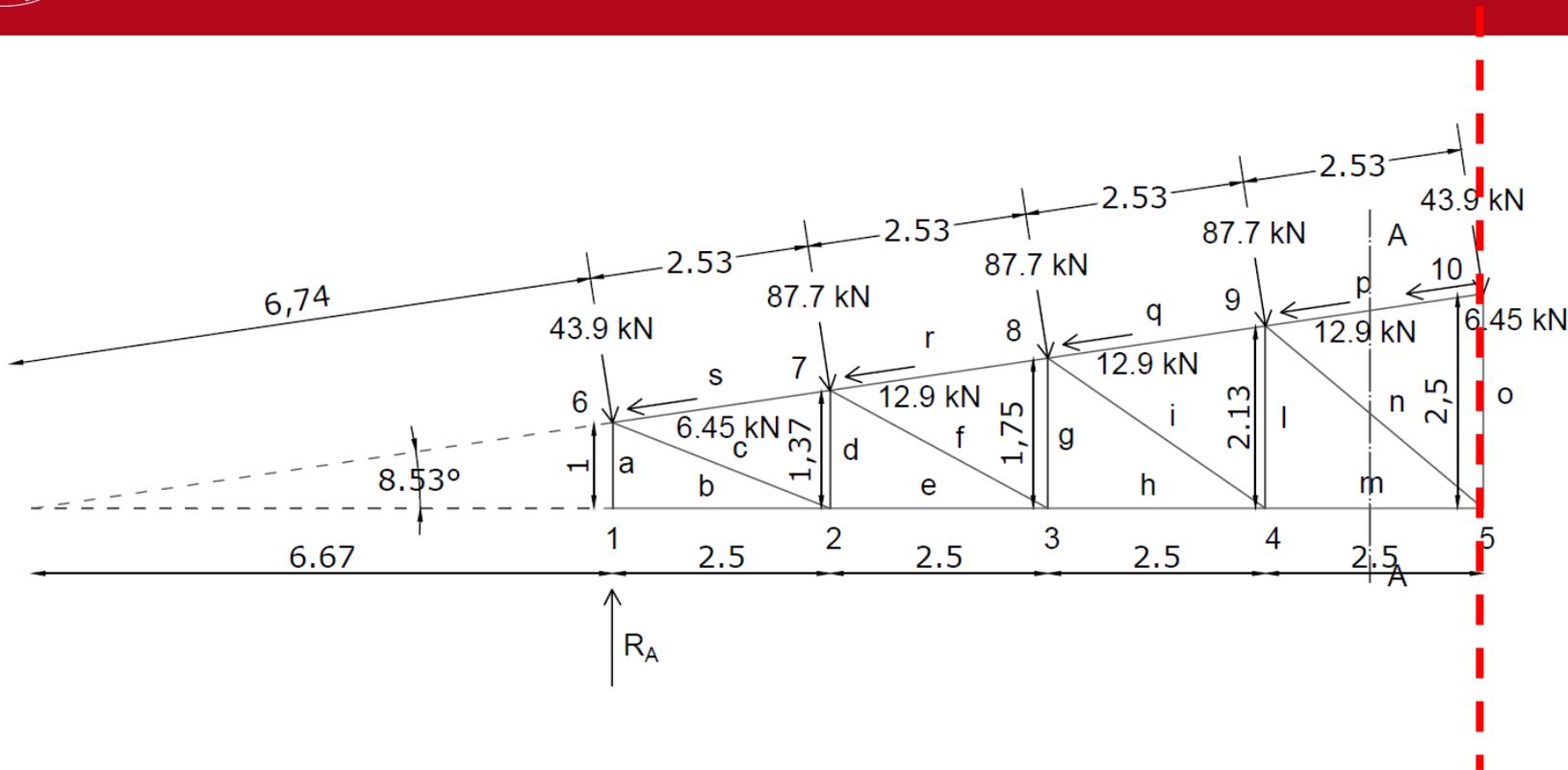
**Combinazione 1 (Max Carichi «aspirazione»)**



**Combinazione 1 (Max Carichi «pressione»)**



**Combinazione 1 (Max Carichi «aspirazione»)**

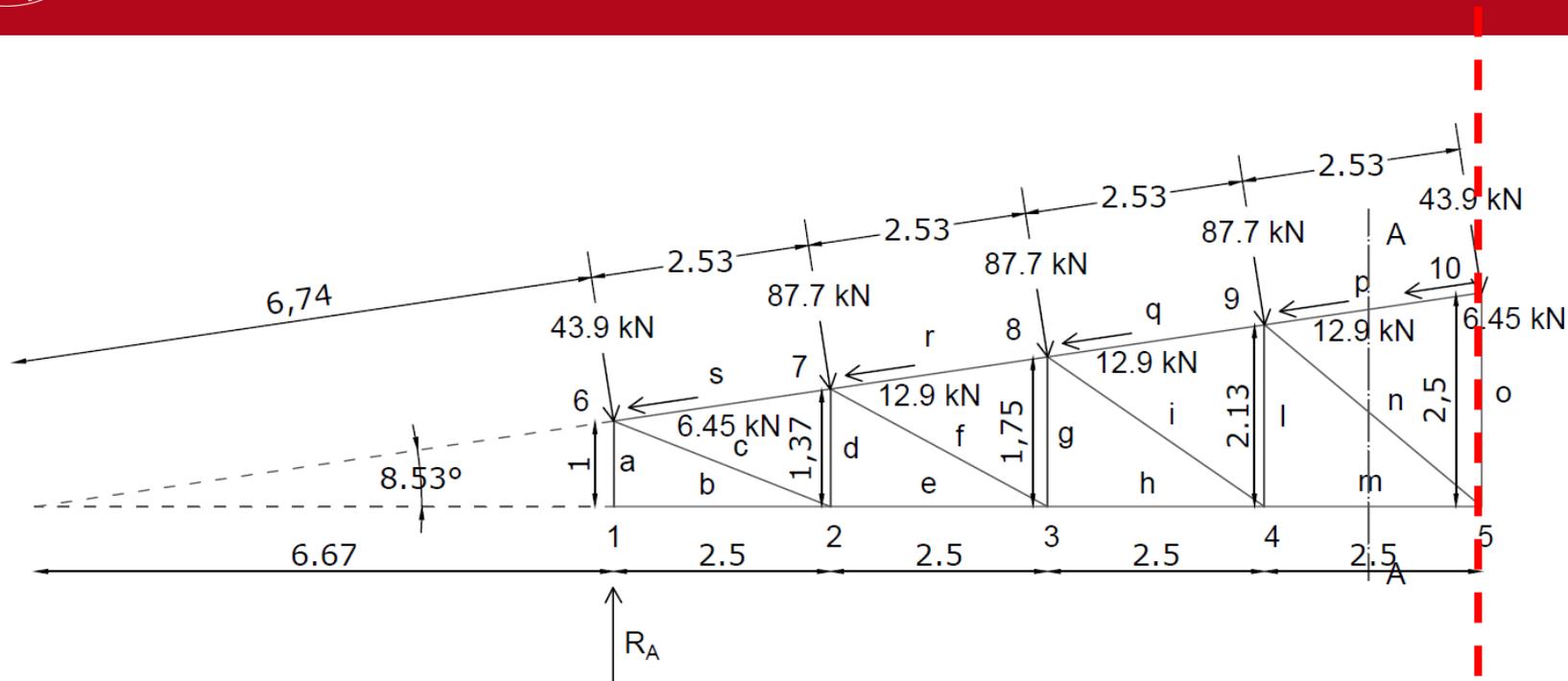


$$R_A = R_B = 354.6 \text{ kN}$$

Utilizziamo il metodo delle sezioni di Ritter (seziona A-A) della Figura 39 per trovare gli sforzi nelle aste:

$$\sum M_9 = -R_A \cdot 7.5 + S_m \cdot 2.125 + 43.9 \cdot 7.584 + 87.7 \cdot (5.06 + 2.53) = 0$$

$$\rightarrow S_m = 782.1 \text{ kN}$$



ASTE	SFORZI NELLE ASTE [kN]	i	
a	-354.56	l	+27.28
b	0.00	m	-15.64
c	+607.52	n	+782.12
d	-225.63	o	-95.81
e	+564.07	p	+124.10
f	+223.35	q	-717.05
g	-107.63	r	-790.87
h	+759.77	s	-768.27

a) **Verifica del corrente compresso superiore** ( $N_{Ed,max} = S_q = -790.9 \text{ kN}$ )

Ipotizziamo di utilizzare due profili ad L accoppiati (80x120x14 mm).

SINGOLO ANGOLARE:

$$A = 26.2 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 368 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 130 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 3.75 \text{ cm}$$

$$i_y = 2.23 \text{ cm}$$

$$e_x = 21 \text{ mm}$$

$$e_y = 41 \text{ mm}$$

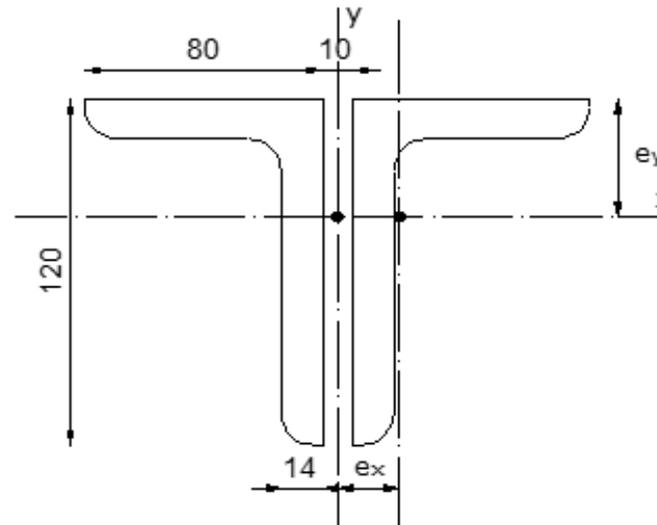


Figura 40: Sezione del corrente compresso

1) Classificazione della sezione (NTC 2018 Tabelle 4.2.V)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t} = 8.57 < 15\varepsilon = 13.86 \\ \frac{b+h}{2t} = 7.14 < 11.5\varepsilon = 10.63 \end{array} \right. \rightarrow \text{classe 3!}$$

Tabella 15: Tabella 6.9 dell'EC3

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti <sup>(*)</sup>
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	$15 i_{\min}$
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	$70 i_{\min}$

(\*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e  $i_{\min}$  è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

L'interasse  $i$  tra i collegamenti è di circa 30cm ( $i \leq 15I_{\min} = 15I_y$ ) in modo da formare un unico profilo avente le seguenti caratteristiche:

$$A = 52.4 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 736 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 614 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 3.7 \text{ cm}$$

$$i_y = 3.4 \text{ cm}$$

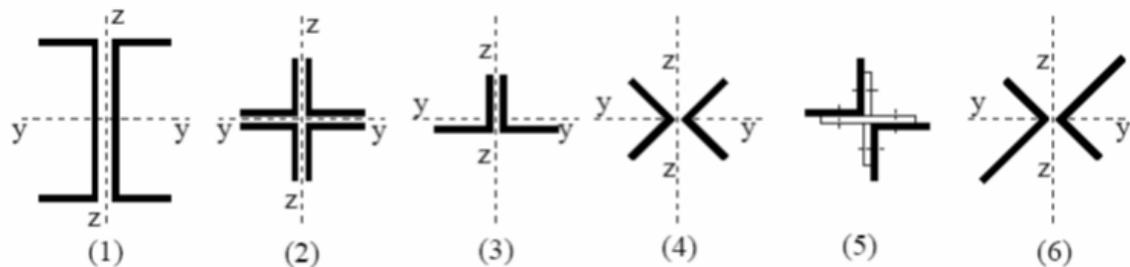


Figura 41: Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati – Figura C4.2.10 della circolare



1) **Verifica di resistenza (§4.2.4.1.2.2 NTC2018)**

Per le membrature soggette a compressione assiale, La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione  $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$ , dove  $N_{c,Rd}$  è la resistenza di progetto a compressione della sezione trasversale. Per le sezioni di classe 3 è pari a:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1372.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 790.9 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1372.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

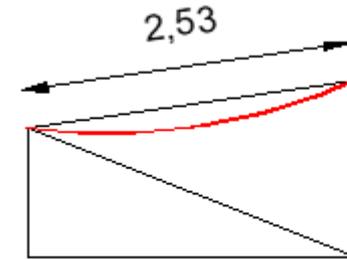
## 2) Verifica della stabilità delle Aste compresse (§4.2.4.1.3.1 NTC2018)

La resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa va assunta pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{sezioni di classe 1, 2 o 3})$$

Il coefficiente di riduzione per instabilità è:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$



Lunghezza libera di inflessione del corrente compresso

Il rapporto di snellezza adimensionale per le classi 1,2 e 3 è dato da:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$

Dove il carico critico è pari a:  $N_{cr} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 614 \cdot 10^4}{2530^2} = 1988,14 \text{ kN} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.85$

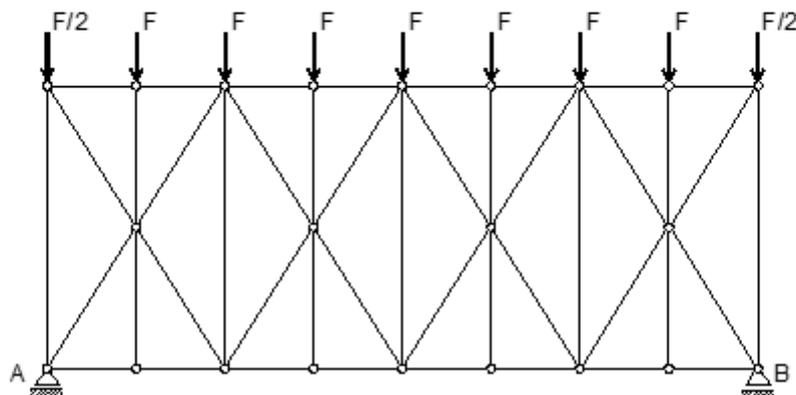
$\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tabella. 4.2.VIII della normativa NTC 2018.

Dai conti utilizzando le formule della normativa (NTC2018), se ottengono i seguenti risultati:

$\alpha=0.34$ (curva b),  $\phi = 0.97$ ,  $\chi = 0.69$  e  $N_{b,Rd} = 997.6 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 790.9 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 997.6 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

### Verifica dei controventi di falda



**Figura 46: Controventi di falda**

La forza orizzontale sul controvento è:

$$F = F_v + F_q$$

Dove  $F_v$  è l'azione dovuta alla pressione del vento in combinazione agli SLU con coefficiente  $\gamma_{Q1} = 1.5$ , mentre  $F_q$  deriva dall'effetto delle imperfezioni del controvento.

– Sforzo sull'asta diagonale più sollecitata (1)

$$S_1 = 44.2 \text{ kN (Teso)}$$

$\Delta N_{Ed}$  (C.S. Capriata)

$N_{Ed}$  (Arcareccio)

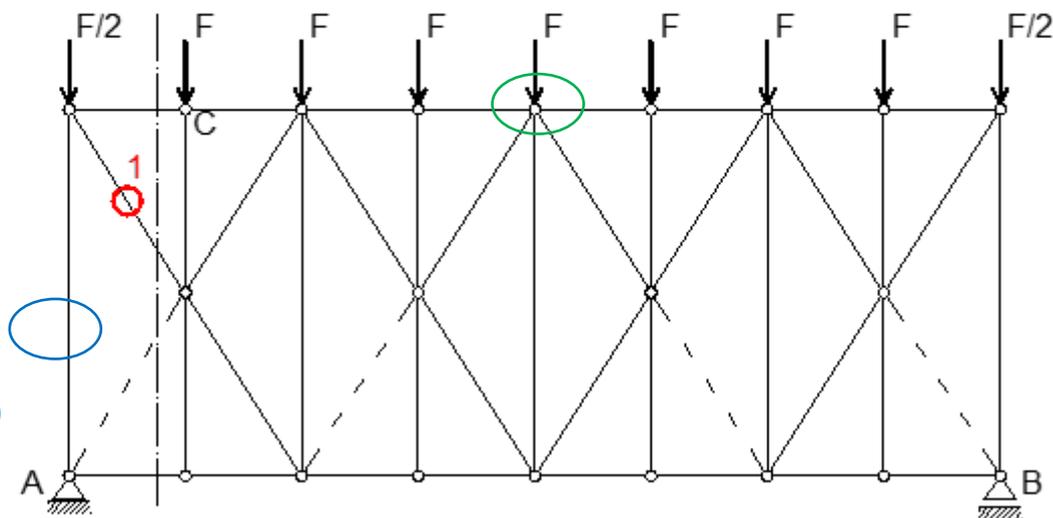
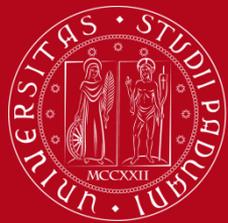
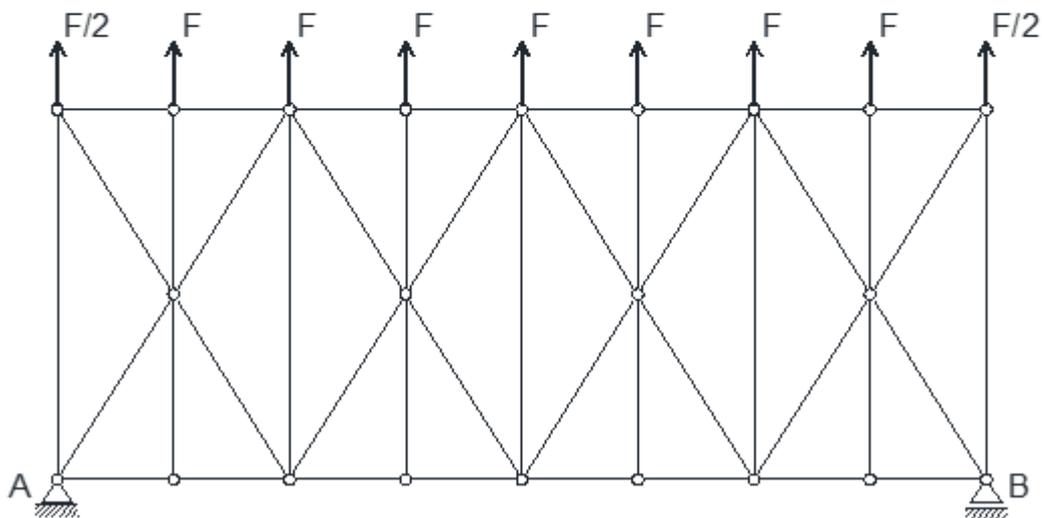


Figura 48: Schema statico per l'analisi strutturale



Per completezza andrebbe considerata una combinazione di carico che considera l'azione del vento uscente dal lato corto dell'edificio. Tale combinazione produce dei valori di forze normali negli elementi (dello schema statico considerato) confrontabili con quelli considerati nelle verifiche pertanto viene omessa.



		kN							
		$Q_{c1k}$	$Q_{c2k}$	$Q_{h1k}$	$Q_{h2k}$	$H_{t1k}$	$H_{t2k}$	$H_{l1k}$	$H_{l2k}$
SLU	gruppo 1	18.84	18.84	32.37	32.37	0	0	4.16	0
	gruppo 5	18.84	18.84	26.51	26.51	8.50	0	0	0
	gruppo 6	18.84	18.84	26.51	26.51	2.85	2.85	0	0
SLS	gruppo 8	18.84	18.84	33.14	33.14	0	0	4.16	0
SLE	gruppo 9	17.12	17.12	24.10	24.10	0	0	22.80	0

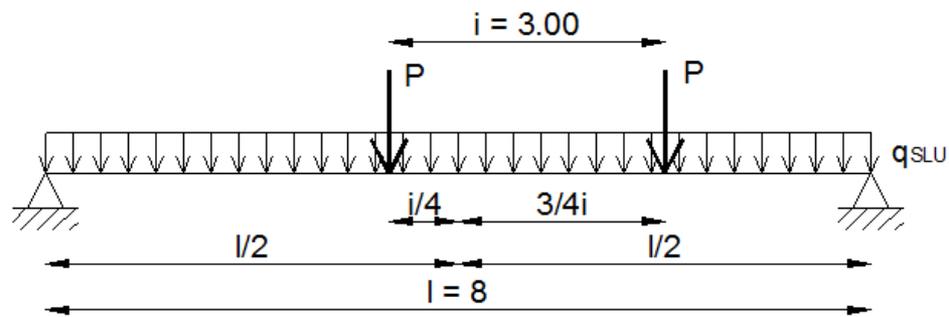
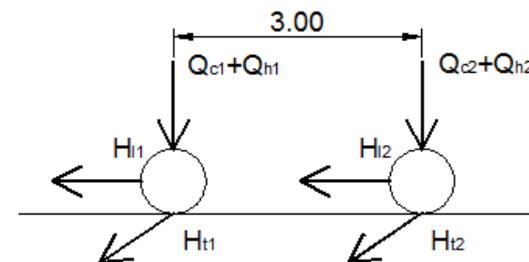
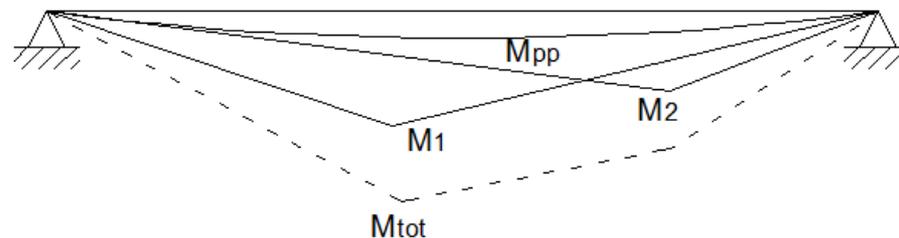


Figura 51: Carichi che producono la massima sollecitazione flettente



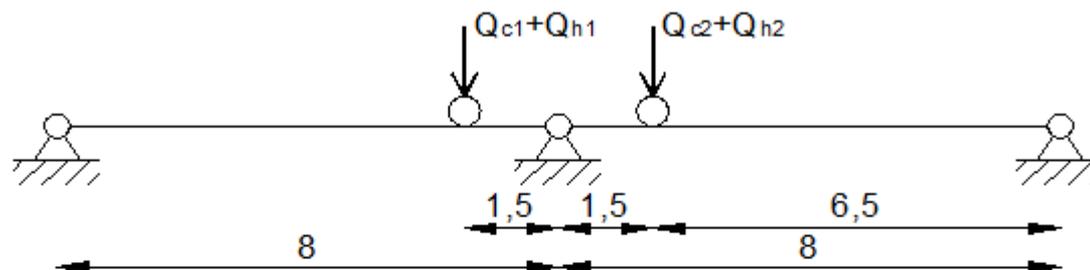


Figura 63: Schema statico del carroponte

$$P_{max,SLU} = \gamma_Q \cdot \left( 2 \cdot \frac{Q_{ck} + Q_{hk}}{8} \cdot 6.5 \right) = 124.82 \text{ kN} \rightarrow \text{come esempio si considera il gruppo di carico 1}$$

$$PP_{vie\ di\ corsa,SLU} = \gamma_G \cdot (1.87 \cdot 8) = 19.45 \text{ kN}$$

$$P = P_{max,SLU} + PP_{vie\ di\ corsa,SLU} = 144.26 \text{ kN}$$

$$P' = H_{tk} = 0 \text{ kN} \rightarrow \text{gruppo di carico 1}$$

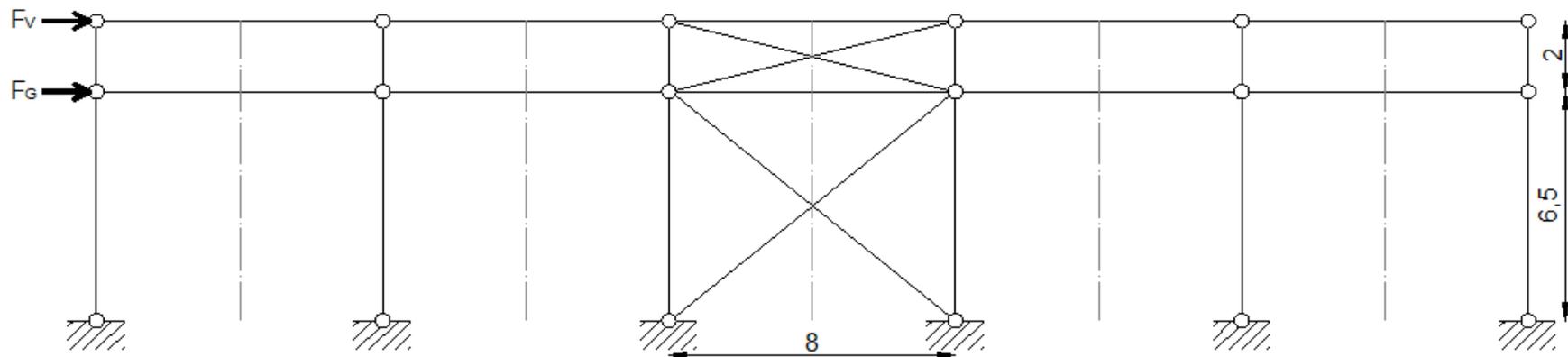


Figura 60: Controventi di parete

L'azione del vento sui controventi di parete è creata dalla reazione al controvento della falda.

Carico dovuto al vento (si trascurano le imperfezioni del corrente, compresso della capriata):

$$F_V = \gamma_Q [(P_V^+ + |P_V^-|)A] = R_A^+ + R_A^- = 55.4 \text{ kN}$$

Con

$$P_{Vento}^+ = 504.1 \text{ N/m}^2 \text{ e}$$

$$P_{Vento}^- = 234.4 \text{ N/m}^2$$

Carico orizzontale dovuto al carroponete (gruppo 1):  $F_G = \gamma_Q Q_{l1k} = 6.24 \text{ kN}$

Vengono considerati solo gli elementi tesi del controvento:

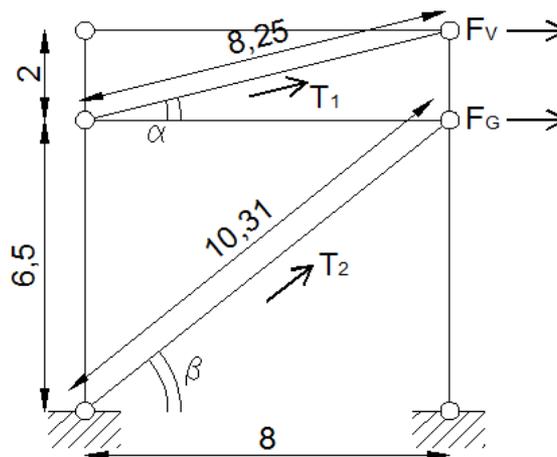


Figura 61: Schema statico del controvento verticale

$$T_1 = \frac{F_v}{\cos \alpha} = 57.1 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{F_v + F_G}{\cos \beta} = 79.4 \text{ kN}$$

- 1) Verifica a trazione delle diagonali ( $N_{Ed,max} = T_2 = 79.4 \text{ kN}$ )

Ipotizzo di utilizzare un profilo a L (50x100x8 mm).

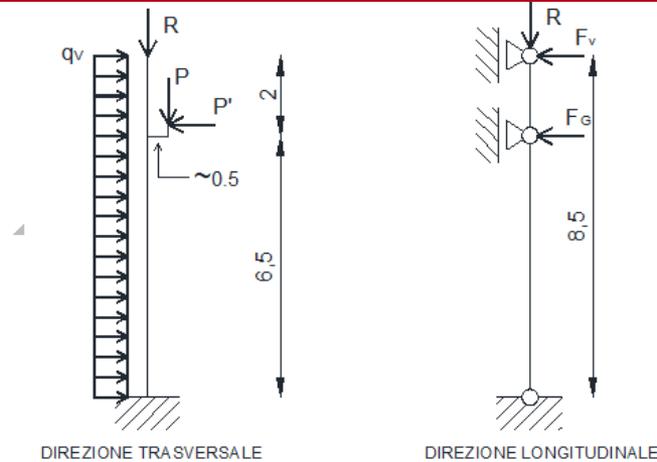


Figura 62: Schemi statici delle colonne nelle due direzioni

Nella Figura 62, abbiamo:

$q_v$  è la sovrappressione del vento agente sulla colonna in N/m;

R è la reazione della capriata soggetta ai carichi permanenti e accidentali;

P e P' sono i carichi verticali dovuto al carroponete

$F_G$  è il Carico orizzontale dovuto al carroponete

$F_v$  è l'effetto combinato della sovrappressione e sottopressione del vento

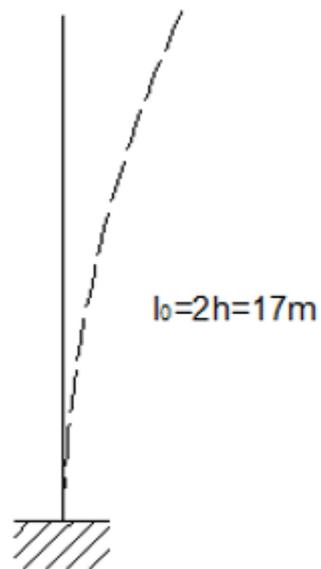
**Determinazione delle azioni:**

Ipotizzo di utilizzare un profilo HEB320 ( $P = 127 \text{ kg/m}$ )

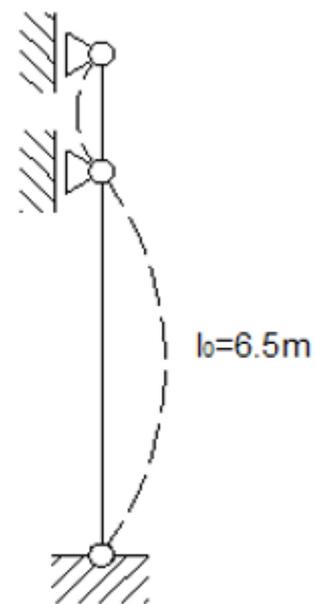
$N_{max,SLU} = 364.8 \text{ kN} \rightarrow$  Reazione d'appoggio della capriata + p.p. colonna

$N_{min,SLU} = 17.82 \text{ kN} \rightarrow$  Reazione d'appoggio della capriata (vento in depressione e senza neve) +

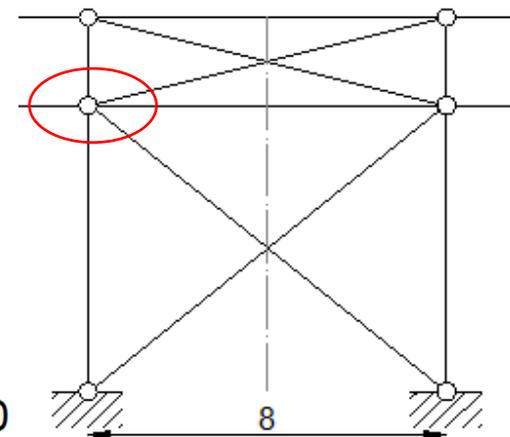
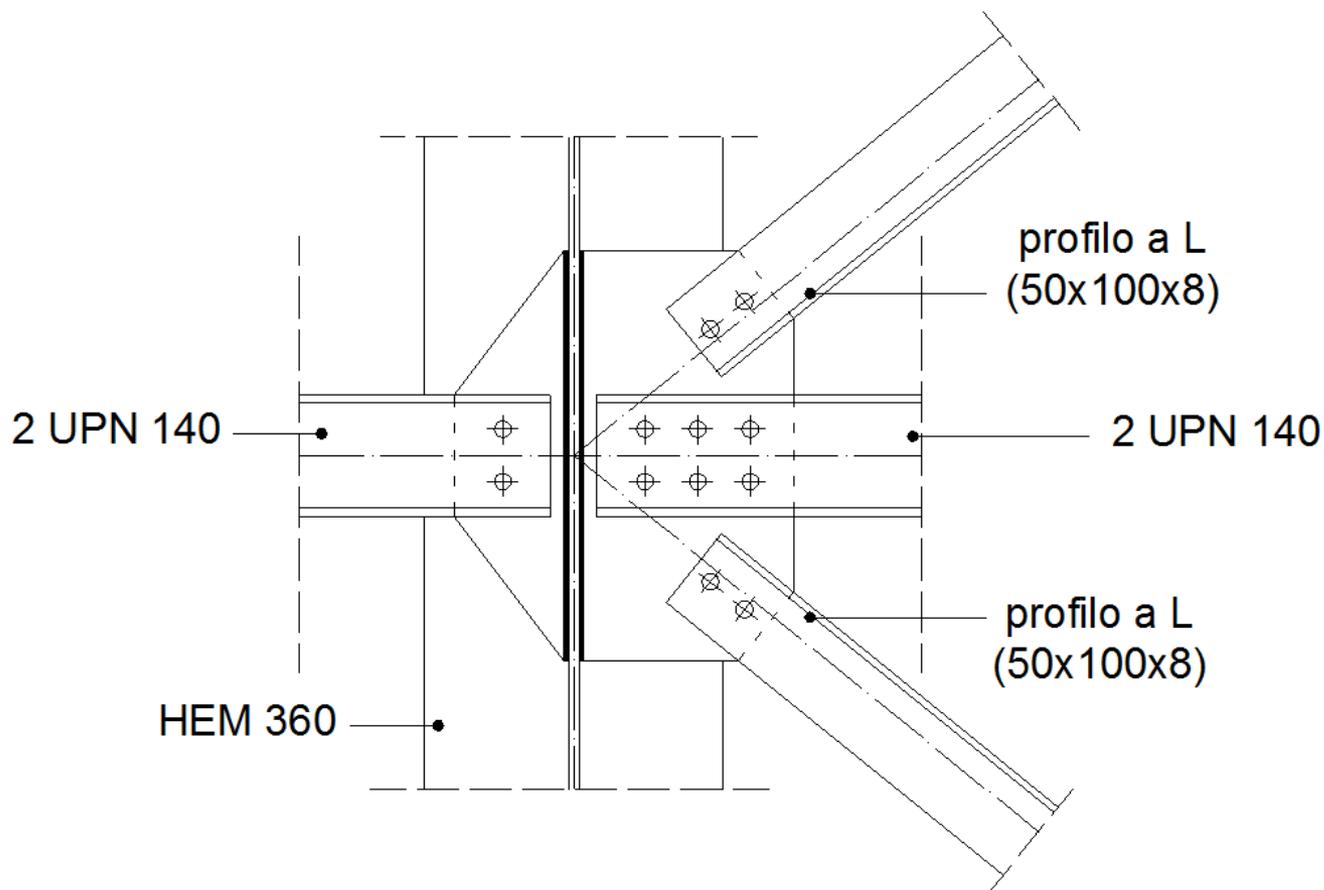
+ p.p. colonna

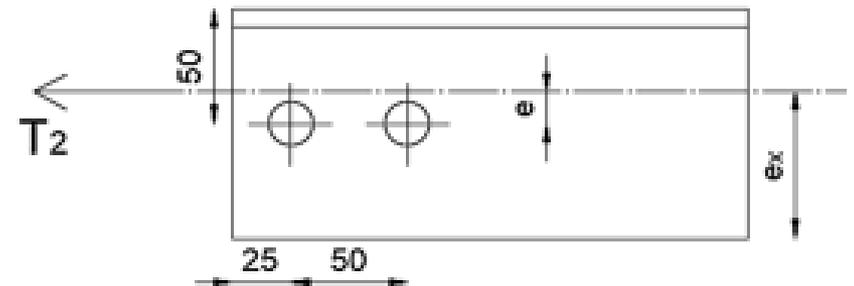
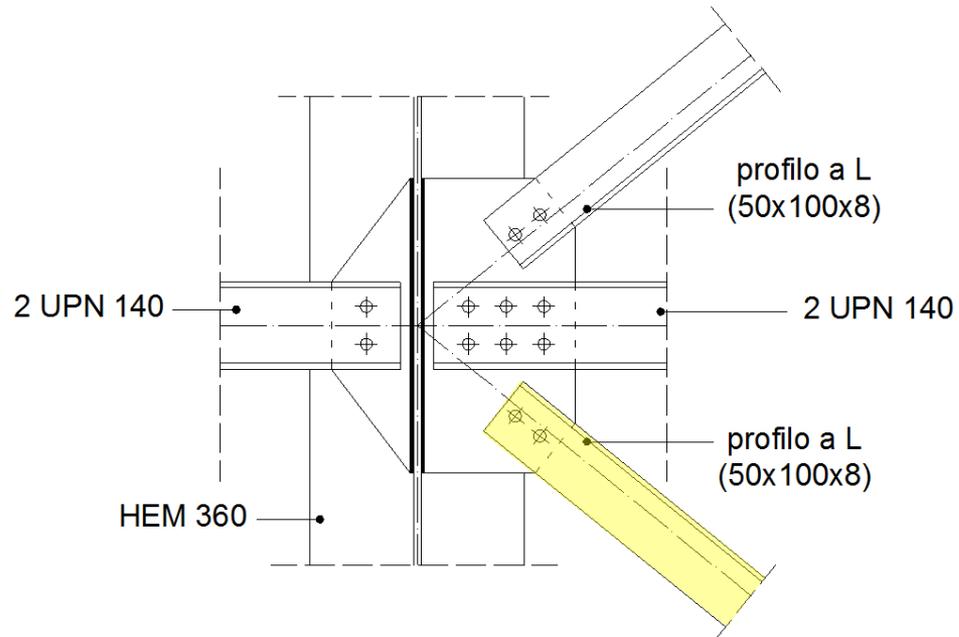
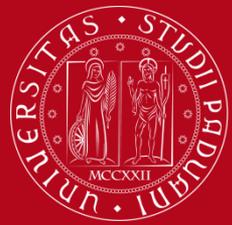


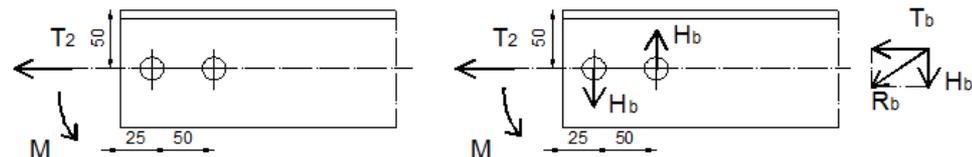
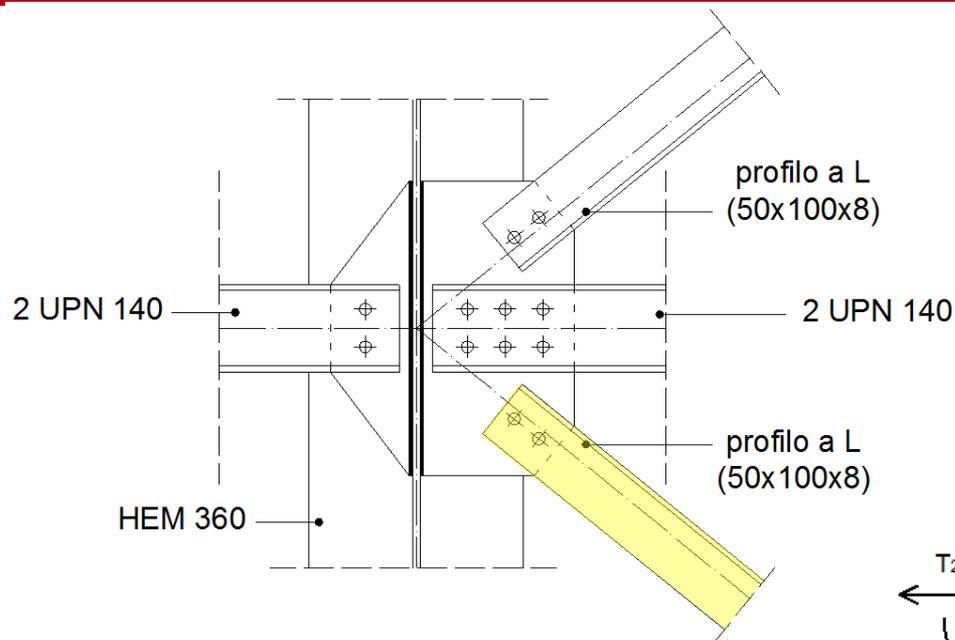
Flessione al torno dell'asse forte y-y



Flessione al torno dell'asse debole z-z







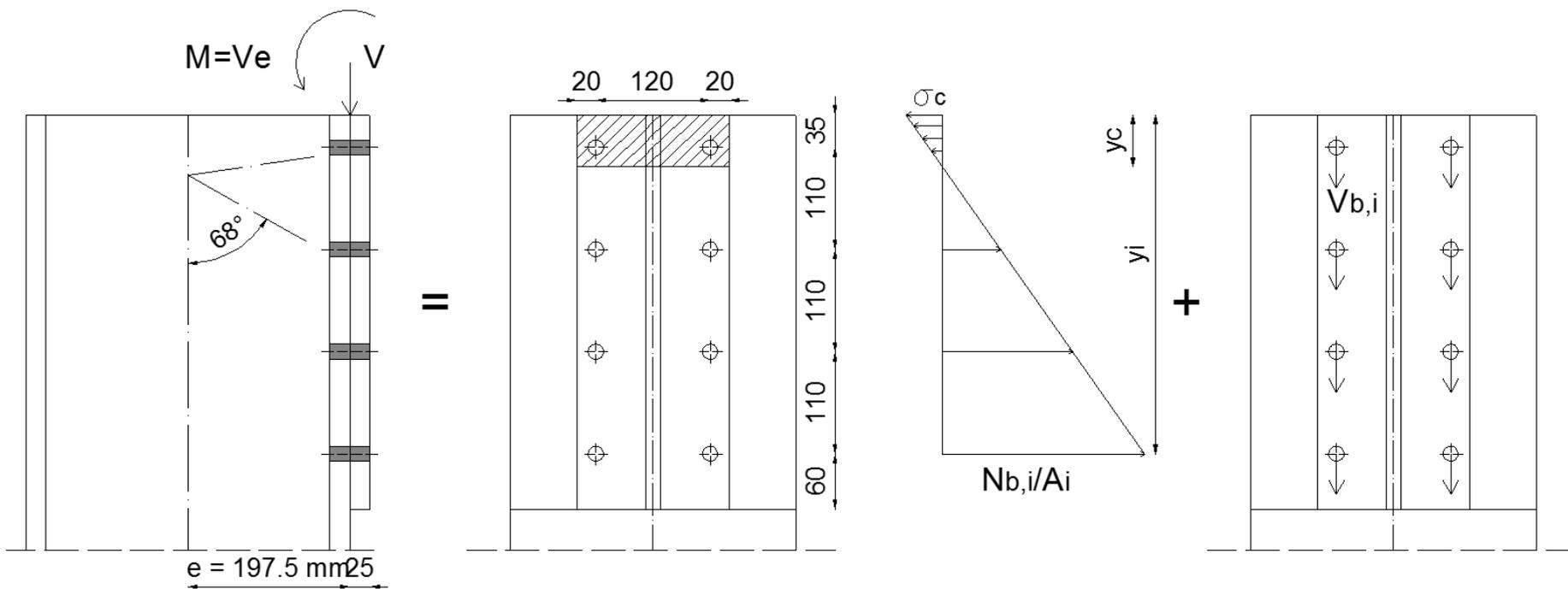
$$e = e_x - 50 = 64.1 - 50 = 14.1 \text{ mm}$$

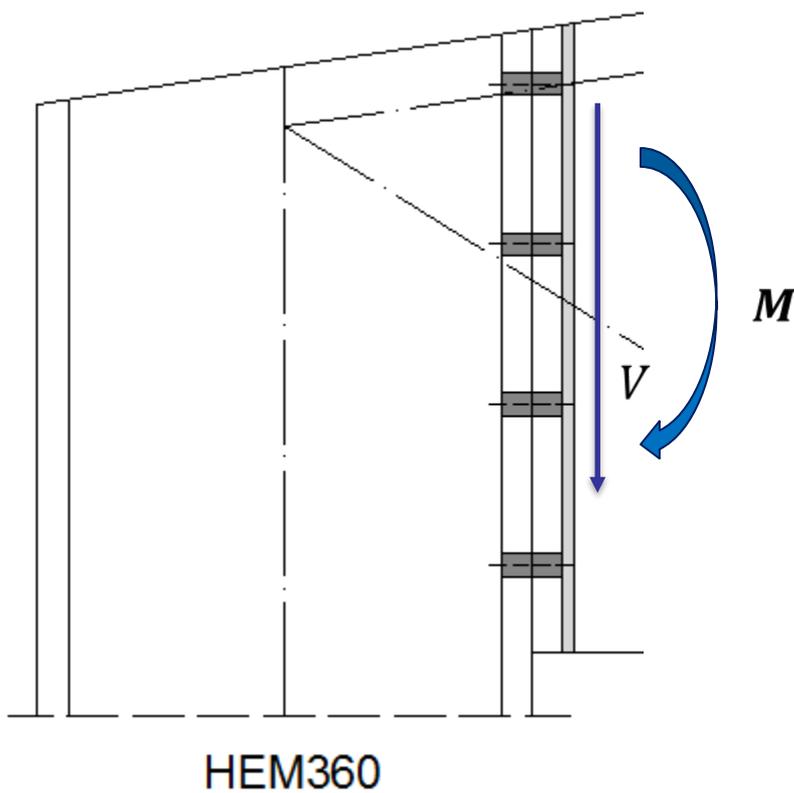
$$M = T_2 e = 79.4 \cdot \frac{14.1}{1000} = 1.12 \text{ kNm}$$

$$H_b = \frac{M}{p_1 n_s} = 22.4 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{T_2}{n_b n_s} = 39.7 \text{ kN} \rightarrow R_b = \sqrt{T_b^2 + H_b^2} = 45.6 \text{ kN}$$

Dove  $n_b$  è il numero di bulloni e  $n_s$  è la superficie di contatto.





$$\tau_{=} = \frac{V}{2al}$$

$$\sigma_{\perp \max} = \frac{M}{W}$$

