



# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

---

Facoltà di Ingegneria

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE

Corso

di

Costruzioni in Acciaio II

## PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE

*Studente:*

Nicola GUARAN

*Docente:*

Prof. Ing. Claudio AMADIO

---

ANNO ACCADEMICO 2009-2010

# INDICE

1. GENERALITÀ .....	- 4 -
1.1 Relazione generale sulle strutture .....	- 4 -
1.2 Normativa di riferimento .....	- 4 -
1.3 Caratteristiche dei materiali .....	- 4 -
1.3.1 Acciaio da carpenteria .....	- 4 -
1.3.2 Bullonatura .....	- 5 -
1.3.3 Calcestruzzo .....	- 5 -
1.3.4 Acciaio da cemento armato .....	- 5 -
2. ANALISI DEI CARICHI .....	- 5 -
2.1 Peso proprio .....	- 5 -
2.2 Carico da neve .....	- 5 -
2.3 Carico da vento .....	- 6 -
2.4 Carroponte .....	- 7 -
3. COPERTURA .....	- 7 -
3.1 Manto di copertura .....	- 7 -
3.2 Arcarecci .....	- 8 -
3.2.1 Schema statico .....	- 8 -
3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi .....	- 8 -
3.2.3 Verifiche di resistenza .....	- 9 -
3.2.4 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite di Servizio .....	- 9 -
3.2.5 Verifiche di deformabilità .....	- 9 -
3.2.6 Verifiche di stabilità .....	- 10 -
4. CAPRIATA .....	- 12 -
4.1 Schema di calcolo .....	- 12 -
4.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi .....	- 13 -
4.3 Scelta dei profili .....	- 13 -
4.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi .....	- 14 -
4.4.1 Verifiche di resistenza .....	- 14 -
4.4.2 Verifiche di stabilità .....	- 15 -
4.5 Verifica dei collegamenti .....	- 18 -
4.5.1 Nodo A .....	- 19 -
4.5.2 Nodo B .....	- 20 -
4.5.3 Nodo C .....	- 20 -
4.5.4 Nodo D .....	- 21 -
4.5.5 Nodo E .....	- 22 -
4.5.6 Nodo F .....	- 24 -
4.5.7 Nodo G .....	- 24 -
4.5.8 Nodo N .....	- 25 -
4.5.9 Nodo O .....	- 25 -
4.5.10 Nodo P .....	- 26 -
4.5.11 Nodo Q .....	- 27 -
4.5.12 Nodo R .....	- 28 -
4.5.13 Nodo S .....	- 30 -
4.5.14 Nodo T .....	- 31 -
4.6 Verifica agli Stati Limite di Servizio .....	- 32 -
5. CROCIERE ROMPITRATTA .....	- 32 -
6. CONTROVENTI DI FALDA .....	- 33 -
6.1 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi .....	- 33 -

6.2	Diagonale di controvento .....	- 33 -
6.2.1	Verifica di resistenza .....	- 33 -
6.2.2	Verifica di stabilità .....	- 34 -
6.2.3	Collegamento bullonato .....	- 34 -
6.3	Briglia compressa .....	- 35 -
6.4	Arcarecci .....	- 35 -
7.	CARROPONTE .....	- 35 -
7.1	Classificazione carroponte .....	- 36 -
7.2	Azioni e combinazioni di carico .....	- 36 -
7.3	Dimensionamento e verifica .....	- 36 -
7.3.1	Verifica Combinazione 1 .....	- 37 -
7.3.2	Verifica Combinazione 2 .....	- 37 -
7.3.3	Verifiche di stabilità .....	- 38 -
7.3.4	Verifica dell'anima alle forze trasversali .....	- 40 -
7.3.5	Verifiche di deformabilità .....	- 42 -
7.4	Mensola di appoggio .....	- 42 -
8.	CONTROVENTI VERTICALI .....	- 43 -
8.1	Analisi dei carichi .....	- 43 -
8.1.1	Carichi da vento .....	- 43 -
8.1.2	Carico da carroponte .....	- 43 -
8.2	Calcolo sollecitazioni .....	- 43 -
8.3	Verifiche di resistenza e stabilità .....	- 44 -
8.4	Verifica dei collegamenti .....	- 44 -
9.	COLONNE .....	- 46 -
9.1	Analisi dei carichi .....	- 46 -
9.1.1	Carichi verticali permanenti .....	- 46 -
9.1.2	Carichi verticali accidentali .....	- 47 -
9.1.3	Carico da vento .....	- 47 -
9.1.4	Carichi verticali da carroponte .....	- 47 -
9.1.5	Carichi orizzontali da carroponte .....	- 48 -
9.2	Calcolo sollecitazioni .....	- 48 -
9.3	Verifiche di resistenza .....	- 49 -
9.4	Verifiche di stabilità .....	- 49 -
9.5	Verifiche agli Stati Limite di Servizio .....	- 52 -
10.	COLLEGAMENTI .....	- 52 -
10.1	Collegamento capriata – colonna .....	- 52 -
10.2	Collegamento mensola – colonna .....	- 54 -
11.	FONDAZIONI .....	- 55 -
11.1	Resistenza della piastra e del calcestruzzo .....	- 56 -
11.1.1	Resistenza a flessione della piastra di base .....	- 56 -
11.1.2	Resistenza a trazione dell'anima della colonna .....	- 57 -
11.1.3	Resistenza a compressione del calcestruzzo .....	- 57 -
11.1.4	Resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna .....	- 58 -
11.2	Verifica momento resistente del collegamento .....	- 58 -
11.3	Verifica a taglio .....	- 60 -
11.4	Verifica ancoraggio tirafondi .....	- 61 -
11.5	Verifica plinto in calcestruzzo .....	- 61 -
11.6	Verifica a punzonamento .....	- 64 -
11.7	Collegamento colonna – piastra .....	- 65 -

# 1. GENERALITÀ

## 1.1 Relazione generale sulle strutture

L'opera oggetto di progettazione è un capannone industriale a struttura portante in acciaio le cui dimensioni sono 64,00 ml di lunghezza e 27,00 ml di larghezza. L'altezza al colmo è di 9,5 ml dal suolo mentre ai lati l'altezza è di 8,65 ml dal suolo; la falda risulta così inclinata di 3,60°. La copertura è realizzata con pannelli autoportanti fonoassorbenti e coibentati disposti su un'orditura di arcarecci disposti con interasse 2,25 ml. Essi poggiano su capriate di luce 30,00 ml costituite da travi reticolari tipo Mohniè a maglie regolari di 2,25 ml a loro volta collegate alle colonne incastrate in direzione trasversale e incernierate in direzione longitudinale. All'interno del capannone è prevista la realizzazione di un carroponete. Si prevede la realizzazione di controventi di falda in entrambe le direzioni e controventi verticali in direzione longitudinale per l'irrigidimento della struttura e la trasmissione degli sforzi orizzontali alle fondazioni. Le pareti perimetrali sono costituite da pannelli tipo sandwich fonoassorbenti e coibentati.-

La struttura sarà costruita a Gorizia, in Friuli Venezia-Giulia.-

## 1.2 Normativa di riferimento

Tutti i calcoli sono eseguiti secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni.-

Le verifiche sono svolte utilizzando il metodo degli stati limite (S.L.).-

Le unità di misura utilizzate sono quelle del Sistema Internazionale.-

Le convenzioni di segno per gli assi sono quelle riportate nell'EC3: l'asse forte è indicato con y-y, mentre l'asse debole con l'indicazione z-z.-

Gli elementi strutturali non espressamente riportati nella relazione sono stati comunque calcolati e dimensionati secondo i criteri sopra citati. Analogamente le verifiche che non risultano esplicitate si intendono comunque soddisfatte.-

Tutti i calcoli e le verifiche sono redatti in conformità alla normativa vigente in materia, ed in particolare:

- D.M. LL.PP. 14/01/08 – “*Norme tecniche per le costruzioni – NTC2008*”
- Eurocodice 3 – “*Progettazione delle strutture in acciaio*”
- CNR 10021-85 – “*Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento*”

## 1.3 Caratteristiche dei materiali

### ***1.3.1 Acciaio da carpenteria***

Per tutti gli elementi si prescrive l'utilizzo di un acciaio S 355 W, che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

### 1.3.2 Bullonatura

Per le giunzioni bullonate e per i tirafondi si prescrive l'utilizzo di bulloni di classe 8.8 ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned}f_{tb} &= 800 \text{ N/mm}^2 \\f_{yb} &= 640 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \\ \gamma_{M7} &= 1,10\end{aligned}$$

### 1.3.3 Calcestruzzo

Per la fondazione si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo C 25/30, che ha le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \\f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctm} &= 0,3 \cdot (R_{ck})^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2 \\E_c &= 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.447 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ \epsilon_{cu} &= 3,5 \text{ ‰}\end{aligned}$$

### 1.3.4 Acciaio da cemento armato

Per la realizzazione dell'armatura dei plinti di fondazione si prescrive l'utilizzo di acciaio B 450C, che ha le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned}E &= 206.000 \text{ N/mm}^2 \\f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_d &= 391 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

## 2. ANALISI DEI CARICHI

### 2.1 Peso proprio

Per tutti gli elementi strutturali in acciaio si è considerato un peso specifico del materiale

$$\gamma_s = 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

### 2.2 Carico da neve

Secondo le indicazioni della normativa vigente (§ 3.4) il carico da neve si calcola secondo la relazione

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t$$

dove:

- $\mu_i$       coefficiente di forma
- $q_{sk}$      valore caratteristico di riferimento
- $c_e$       coefficiente di esposizione
- $c_t$       coefficiente termico

Essendo l'opera da realizzarsi in Provincia di Gorizia che ricade nella zona II, i parametri e il carico da neve risultano essere:

Zona	II	
$q_{sk,0}$	1,00	kN/m <sup>2</sup>
$q_{sk}$	1,00	kN/m <sup>2</sup>
$c_e$	1	
$c_t$	1	
$\mu_i$	0,8	
$q_{s1}$	0,8	kN/m <sup>2</sup>

### 2.3 Carico da vento

Sempre in riferimento alla normativa vigente (§ 3.3) l'equivalente pressione statica dovuta all'azione del vento è esprimibile attraverso la relazione

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

- $q_b$       pressione cinetica di riferimento
- $c_e$       coefficiente di esposizione
- $c_f$       coefficiente di attrito

La pressione cinetica di riferimento, in funzione della zona, è espressa dalla relazione

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- $v_b$       velocità di riferimento
- $\rho$       densità dell'aria assunta pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>

Il coefficiente di esposizione, in funzione della classe di esposizione, è espresso dalla relazione

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \cdot \left( 7 + c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \right) \quad z \geq z_{\min}$$

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

Il sito dell'opera ricade nella zona 1 con classe di esposizione III per cui si determinano i parametri richiesti e si calcola la pressione del vento.-

Zona	1			Categoria di esposizione	III	
$v_{b,0}$	25	m/s		$k_r$	0,2	
$a_0$	1000	m		$z_0$	0,1	m
$k_a$	0,01	1/s		$z_{min}$	5	m
$a_s$	100	m		$z$	9,5	m
$v_b$	25	m/s				
$q_b$	0,39	kN/m <sup>2</sup>				
$C_e$	2,105					
$C_{p,sop}$	-0,4					
$C_{p,sot}$	-0,4					
$C_d$	1					
$C_f$	1					
$C_t$	1					
$p_{falda,sop}$	-0,33	kN/m <sup>2</sup>				
$p_{falda,sot}$	-0,33	kN/m <sup>2</sup>				
$p_{parete,sop}$	0,66	kN/m <sup>2</sup>				
$p_{parete,sot}$	-0,33	kN/m <sup>2</sup>				

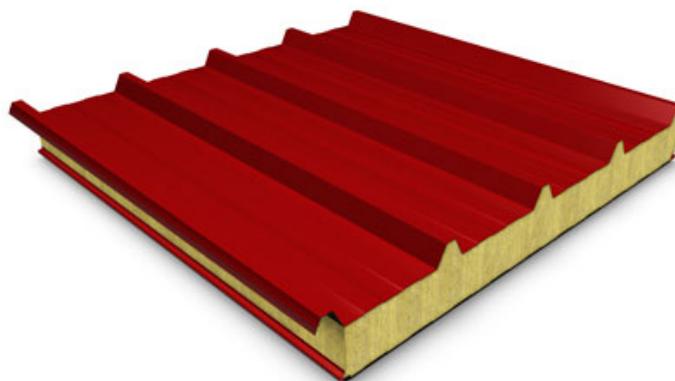
## 2.4 Carroponte

A causa della complessità del carico dovuto a questo elemento si rimanda al capitolo 7.-

## 3. COPERTURA

### 3.1 Manto di copertura

Per la copertura si è scelto un pannello coibentato denominato Zeroklass Roof, prodotto da RWP.

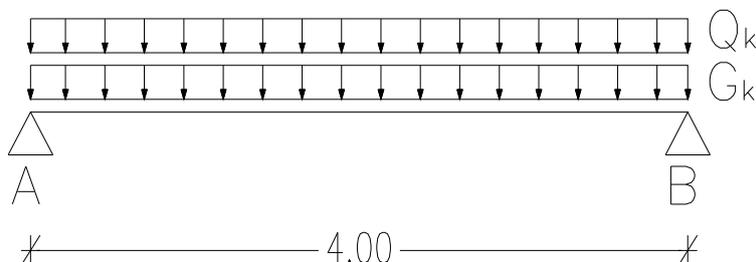


Dall'analisi dei carichi si ricava che sotto l'effetto della neve e del peso proprio del pannello (0,152 kN/m<sup>2</sup>) il pannello riceve una pressione di 1,4 kN/m<sup>2</sup> e la luce ammissibile tra due appoggi è di 2,28 ml. L'ipotesi progettuale di arcarecci disposti ogni 2,25 ml, su cui andranno ad appoggiarsi i pannelli di copertura, è quindi verificata.-

### 3.2 Arcarecci

#### 3.2.1 Schema statico

Gli arcarecci, in assenza di informazioni sulla loro lunghezza, vengono calcolati a favore di sicurezza secondo uno schema di trave semplicemente appoggiata.-



Al fine di rispettare le successive verifiche di deformabilità e le ancora più vincolanti verifiche di instabilità, si adottano profili laminati IPE 140.

#### 3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

I carichi gravanti sugli arcarecci sono:

$G_{k1}=0,152 \text{ kN/m}^2$	peso del manto di copertura
$G_{k2}=0,129 \text{ kN/m}$	peso dell'arcareccio
$Q_k=0,8 \text{ kN/m}^2$	carico da neve

L'azione di calcolo per gli arcarecci centrali è determinata secondo la relazione:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_Q \cdot Q_k = 3,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché la falda presenta un'inclinazione  $\alpha$  pari a  $3,60^\circ$ , gli arcarecci subiscono una flessione deviata; bisogna quindi scomporre l'azione di calcolo nelle due componenti principali:

$$F_{d,z} = F_d \cdot \cos \alpha = 3,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{d,y} = F_d \cdot \sin \alpha = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il carico dovuto al peso del manto di copertura e all'azione del vento gravante sugli arcarecci di bordo è pari alla metà del carico degli arcarecci centrali. Si effettuerà la verifica di resistenza prendendo un arcareccio centrale come riferimento, mentre la verifica di stabilità verrà effettuata anche sull'arcareccio di bordo.-

Le sollecitazioni per l'arcareccio più sollecitato risultano:

$M_{y,Ed} = 6,75 \text{ kNm}$
$M_{z,Ed} = 0,42 \text{ kNm}$
$V_{z,Ed} = 6,75 \text{ kN}$
$V_{y,Ed} = 0,42 \text{ kNm}$

$$R_{z,Ed} = 13,50 \text{ kN}$$

$$R_{y,Ed} = 0,85 \text{ kNm}$$

### 3.2.3 Verifiche di resistenza

L'NTC 2008 al § 4.2.4.1.2 per elementi soggetti a flessione biassiale richiede il rispetto della relazione

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1$$

dove

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 35,23 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4,16 \text{ kNm}$$

Determinata poi l'area resistente a taglio  $A_v = 764,23 \text{ mm}^2$  si procede alla verifica a taglio secondo la relazione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

con

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 149,18 \text{ kN}$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte; inoltre, poiché il  $V_{Ed} < 0,5 V_{c,Rd}$  non è necessario svolgere la verifica a flessione e taglio utilizzando un momento ridotto.-

### 3.2.4 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite di Servizio

I carichi gravanti sugli arcarecci sono i medesimi del calcolo agli Stati Limite Ultimi, ma in questo caso, utilizzando la combinazione rara, cambiano i coefficienti parziali di sicurezza. Inoltre bisogna svolgere il calcolo anche utilizzando esclusivamente i carichi variabili. Si ottengono le seguenti azioni di calcolo:

$$F_{d,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_k = 2,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{d,2} = Q_k = 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 3.2.5 Verifiche di deformabilità

Con i valori appena calcolati si valuta la freccia in mezzeria secondo la relazione

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J}$$

Poiché la sollecitazione è biassiale è necessario calcolare la freccia lungo i due assi principali e quindi determinare la freccia risultante. Essa deve essere confrontata con i valori limiti imposti dall'NTC 2008 § 4.2.4.2.1 pari a 1/200 della luce per la prima soluzione di calcolo e pari a 1/250 per la soluzione con i soli carichi variabili.-

La verifica è ampiamente soddisfatta essendo

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 8,65 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \\ \delta_2 &= 6,56 \text{ mm} < 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 3.2.6 Verifiche di stabilità

Poiché gli arcarecci fanno parte del sistema di controvento, analizzato al capitolo 6, sono soggetti anche a sforzo normale. Risulta quindi necessaria una verifica di stabilità.-

Si determina il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale. Dall'EC3 si ha

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e quindi il coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale  $\chi_{LT}$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}} \\ \Phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ \chi_{LT} &= \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \\ f &= 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2) \end{aligned}$$

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§ C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flesso-torsionale.-

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned}$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.-

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
$k_{yy}$	I, H. Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
$k_{yz}$	I, H. Sezioni cave	$k_{zz}$	$0,6 \cdot k_{zz}$
$k_{xy}$	I, H. Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
$k_{zz}$	I, H.	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta,  $M_{y,Ed} \neq 0$ ,  $k_{zy} = 0$  ( $M_{z,Ed} = 0$ ).

I coefficienti  $\chi_x$  e  $\chi_y$  sono forniti dalla normativa (§ 4.2.4.1.3.1) con le seguenti espressioni.-

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche, secondo quanto appena riportato, per l'arcareccio di bordo, che presenta lo sforzo normale massimo associato però ad un minore momento flettente, e il primo arcareccio interno, con uno sforzo normale leggermente inferiore, ma circa il doppio del momento. Al fine di soddisfare le verifiche è necessario limitare la luce libera di inflessione inserendo un elemento di irrigidimento ad unire due arcarecci adiacenti in corrispondenza della loro mezzzeria. Tale irrigidimento è realizzato con un profilo singolo a C 40x35 mm.-

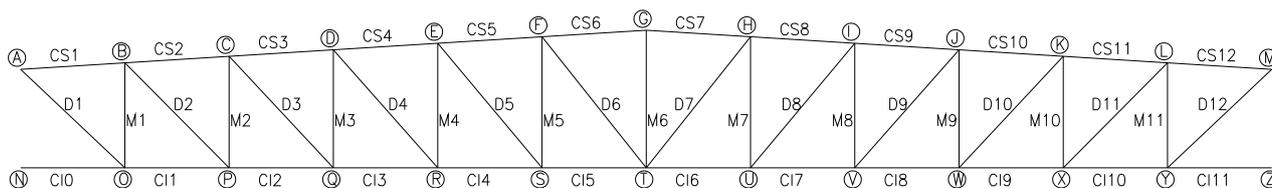
VERIFICA DI STABILITA'					
AZIONE SU ARCARECCI CENTRALI			AZIONE SU ARCARECCI DI BORDO		
$N_{Ed}$	61,21	kN	$N_{Ed}$	67,11	kN
$M_{y,Ed}$	6,75	kNm	$M_{y,Ed}$	3,54	kNm
$M_{z,Ed}$	0,42	kNm	$M_{z,Ed}$	0,22	kNm
Calcolo $M_{CR}$			Calcolo $M_{CR}$		
$C_1$	1,132		$C_1$	1,132	
L	2000	mm	L	2000	mm
$J_z$	449.178	$mm^4$	$J_z$	449178	$mm^4$
$J_t$	24468	$mm^4$	$J_t$	24468	$mm^4$
$J_\omega$	1,98,E+09	$mm^6$	$J_\omega$	1,98,E+09	
$M_{CR}$	29.356.635	Nmm	$M_{CR}$	29.356.635	Nmm
$M_{CR}$	29,36	kNm	$M_{CR}$	29,36	kNm
Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo			Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo		
$\beta_w$	1		$\beta_w$	1	

$\lambda_{LT-segnato}$	1,034			$\lambda_{LT-segnato}$	1,034		
$\lambda_{LT,0-segnato}$	0,2			$\lambda_{LT,0-segnato}$	0,2		
$\alpha_{LT}$	0,21			$\alpha_{LT}$	0,21		
$k_c$	0,94			$k_c$	0,94		
$f$	0,97			$f$	0,97		
$\Phi_{LT}$	1,122			$\Phi_{LT}$	1,122		
$\chi_{LT}$	0,660			$\chi_{LT}$	0,660		
<b>Verifica flessio-torsionale elementi presso-inflessi</b>				<b>Verifica flessio-torsionale elementi presso-inflessi</b>			
$N_{cr,y}$	2751		<i>kN</i>	$N_{cr,y}$	2751		<i>kN</i>
$N_{cr,z}$	228		<i>kN</i>	$N_{cr,z}$	228		<i>kN</i>
$\lambda_{y-segnato}$	0,46			$\lambda_{y-segnato}$	0,46		
$\lambda_{z-segnato}$	1,60			$\lambda_{z-segnato}$	1,60		
$\alpha_y$	0,21			$\alpha_y$	0,21		
$\alpha_z$	0,34			$\alpha_z$	0,34		
$\Phi_y$	0,63			$\Phi_y$	0,63		
$\Phi_z$	2,01			$\Phi_z$	2,01		
$\chi_y$	0,94			$\chi_y$	0,94		
$\chi_z$	0,31			$\chi_z$	0,31		
$\alpha_{my}$	0,95			$\alpha_{my}$	0,95		
$\alpha_{mz}$	0,95			$\alpha_{mz}$	0,95		
$\alpha_{mLT}$	0,95			$\alpha_{mLT}$	0,95		
$k_{yy}$	0,979			$k_{yy}$	0,979		
$k_{yz}$	0,855			$k_{yz}$	0,883		
$k_{zy}$	0,587			$k_{zy}$	0,587		
$k_{zz}$	1,425			$k_{zz}$	1,471		
Fattore 1	0,118		0,357	Fattore 1	0,129		0,392
Fattore 2	0,335		0,201	Fattore 2	0,176		0,106
Fattore 3	0,087		0,146	Fattore 3	0,047		0,079
Somma	0,540		0,704	Somma	0,352		0,576
Verifica	<b>VERIFICATO</b>		<b>VERIFICATO</b>	Verifica	<b>VERIFICATO</b>		<b>VERIFICATO</b>

## 4. CAPRIATA

### 4.1 Schema di calcolo

La capriata, del tipo Mohniè, è modellata secondo uno schema di travatura reticolare così da avere solamente sforzo normale nelle aste componenti la capriata. Per questo motivo in fase di progettazione si è scelto come larghezza delle maglie una lunghezza pari all'interasse tra gli arcarecci. In questo modo i carichi della copertura sono trasmessi alla capriata in corrispondenza dei nodi. La capriata copre l'intera luce di 27,00 ml e ha un'altezza variabile tra i 2,15 ml alle estremità e i 3,00 ml in corrispondenza del colmo. Nella figura seguente si riportano le numerazioni utilizzate nel calcolo per le aste e per i nodi.-



Per necessità di trasporto la capriata è stata divisa in 3 conchi di 9,00 ml ciascuno, che verranno realizzati in officina con collegamenti saldati. I 3 conchi verranno poi montati in opera utilizzando dei collegamenti bullonati. I nodi oggetto di collegamenti bullonati sono i nodi E, I, R e V. Per il dettaglio delle modalità di collegamento si rimanda al relativo capitolo.-

### 4.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

La forza da applicare al nodo è data dalla somma della reazione dell'arcareccio, determinata in precedenza, e il peso proprio della capriata ripartito ai nodi secondo le aree di influenza. Non conoscendo ancora i profili che verranno utilizzati per rispettare le verifiche richieste e, di conseguenza, non potendo valutare l'effettivo peso proprio della capriata, si è scelto di effettuare una prima stima del peso assegnando a tutte le aste dei profili UPN 120 accoppiati. Questa scelta si rivela a favore di sicurezza se, dopo aver opportunamente scelto i profili in base alle sollecitazioni calcolate e in base a tutte le verifiche necessarie, il peso della capriata nuovamente calcolato sarà minore del peso stimato inizialmente. In caso contrario sarà necessario ricalcolare la capriata con il giusto peso.-

Nell'ipotesi appena descritta il peso della capriata è pari a 34,18 kN che ripartito nei nodi equivale ad un carico di 2,85 kN nei nodi centrali e 1,42 kN nei nodi di estremità. Queste forze vanno a sommarsi alla reazione dell'arcareccio pari a 13,52 kN per i nodi centrali e 7,10 kN per i nodi di estremità.-

Risultano quindi i seguenti carichi nodali:

$F_1 = 8,52 \text{ kN}$	carico nodi di estremità
$F_2 = 16,37 \text{ kN}$	carico nodi centrali

I valori di sollecitazione, determinate con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti SAP 2000, sono riportati nei paragrafi seguenti nelle tabelle di verifica degli elementi.-

### 4.3 Scelta dei profili

Al fine di rispettare tutte le verifiche considerate nei seguenti paragrafi si è deciso di adottare i seguenti profili a C, accoppiati lungo l'anima, per i diversi elementi costituenti la capriata:

UPN 80	corrente superiore compresso
50x25	corrente inferiore teso
60x30	montanti compressi
50x25	diagonali tese

Tale scelta comporta un peso della capriata di 13,23 kN che risulta ampiamente minore del valore stimato al fine della determinazione delle sollecitazioni.-

I profili accoppiati sono collegati da imbottiture si spessore 10 mm disposte in maniera tale da dividere ogni singola asta in 3 campi di eguale lunghezza.-

#### 4.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

##### 4.4.1 Verifiche di resistenza

L'NTC 2008 (§ 4.2.4.1.2) richiede la verifica delle seguenti relazioni

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

rispettivamente per elementi tesi e compressi. Nel nostro caso

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = N_{c,Rd}$$

Inoltre, per gli elementi tesi, è da verificare la resistenza a rottura della sezione netta, depurata dei fori con

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Tale verifica verrà eseguita al momento del dimensionamento e della verifica dei collegamenti bullonati.-

Si riassume nella seguente tabella la verifica di resistenza per gli elementi della capriata.-

SOLLECITAZIONI E VERIFICA DELLE ASTE									
	N°	Asta	L [m]	N <sub>Sd</sub> [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Rd</sub> [kN]	Verifica
CORRENTE SUPERIORE	1	CS1	2,25	-88,25	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	2	CS2	2,25	-150,99	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	3	CS3	2,25	-192,94	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	4	CS4	2,25	-216,90	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	5	CS5	2,25	-225,57	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	6	CS6	2,25	-221,23	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	7	CS7	2,25	-221,23	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	8	CS8	2,25	-225,57	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	9	CS9	2,25	-216,90	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	10	CS10	2,25	-192,94	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	11	CS11	2,25	-150,99	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
	12	CS12	2,25	-88,25	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO
CORRENTE INFERIORE	13	CI0	2,25	0,00	SCARICA	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	14	CI1	2,25	88,68	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	15	CI2	2,25	151,26	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	16	CI3	2,25	192,87	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	17	CI4	2,25	216,62	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO

	18	CI5	2,25	225,12	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	19	CI6	2,25	225,12	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	20	CI7	2,25	216,62	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	21	CI8	2,25	192,87	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	22	CI9	2,25	151,26	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	23	CI10	2,25	88,68	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	24	CI11	2,25	0,00	SCARICA	50x25	984	332,69	VERIFICATO
<b>MONTANTI</b>	26	M1	2,29	-83,23	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	27	M2	2,43	-63,33	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	28	M3	2,58	-44,60	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	29	M4	2,72	-27,02	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	30	M5	2,86	-10,34	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	31	M6	3,00	11,14	TRAZIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	32	M7	2,86	-10,34	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	33	M8	2,72	-27,02	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	34	M9	2,58	-44,60	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	35	M10	2,43	-63,33	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
	36	M11	2,29	-83,23	COMPRESSIONE	60x30	1292	436,82	VERIFICATO
<b>DIAGONALI</b>	38	D1	3,11	121,65	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	39	D2	3,21	88,30	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	40	D3	3,31	60,68	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	41	D4	3,42	35,76	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	42	D5	3,53	13,28	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	43	D6	3,64	-6,95	COMPRESSIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	44	D7	3,64	-6,95	COMPRESSIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	45	D8	3,53	13,28	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	46	D9	3,42	35,76	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	47	D10	3,31	60,68	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	48	D11	3,21	88,30	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO
	49	D12	3,11	121,65	TRAZIONE	50x25	984	332,69	VERIFICATO

#### 4.4.2 Verifiche di stabilità

Secondo la Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§ C4.2.4.1.3.1.5) una sezione composta da elementi ravvicinati collegati mediante calastrelli o imbottiture può essere verificata come un'asta semplice se la distanza tra gli elementi di collegamento rispetta le prescrizioni riportate nella tabella seguente. In caso negativo è necessario verificare gli elementi ricorrendo ad una snellezza equivalente della sezione composta, utilizzando norme di comprovata validità come l'EC3.-

**Tabella C4.2.III** *Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.*

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.

Come si evince dalla tabella seguente tale prescrizione non è verificata e si ricorre quindi al calcolo della snellezza equivalente per determinare il valore dello sforzo normale resistente, ridotto a causa dei fenomeni di instabilità, con l'utilizzo delle seguenti relazioni.-

$$N_{Sd} < N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

con:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{coefficiente di riduzione per instabilità}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,49 \quad \text{coefficiente di imperfezione}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_y} \quad \text{snellezza adimensionale}$$

$$\lambda_y = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad \text{snellezza al limite elastico}$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad \text{snellezza equivalente}$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i_{\min}} \quad \text{snellezza del singolo profilo}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_y^*} \quad \text{snellezza della sezione composta}$$

dove

$l_0$	distanza tra le imbottiture
$l$	lunghezza dell'asta
$i_{\min}$	raggio d'inerzia del singolo profilo
$i_y^*$	raggio d'inerzia della sezione composta

VERIFICA ASTE COMPRESSE - (si trascurano le aste tese)																				
	N°	Asta	L	N <sub>Sd</sub> [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	a [m]	Verifica	i <sub>y</sub> *	λ	λ <sub>1</sub>	λ <sub>eq</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>segn</sub>	α	Φ	χ	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	Verifica
CORRENTE SUPERIORE	1	CS1	2,25	-88,25	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	2	CS2	2,25	-150,99	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	3	CS3	2,25	-192,94	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	4	CS4	2,25	-216,90	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	5	CS5	2,25	-225,57	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	6	CS6	2,25	-221,23	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	7	CS7	2,25	-221,23	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	8	CS8	2,25	-225,57	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	9	CS9	2,25	-216,90	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	10	CS10	2,25	-192,94	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	11	CS11	2,25	-150,99	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
	12	CS12	2,25	-88,25	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	0,75	FALSO	3,10	72,62	56,50	92,02	75,68	1,22	0,49	1,49	0,426	317,06	VERIFICATO
MONTANTI	26	M1	2,29	-83,23	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,76	FALSO	2,21	103,62	90,94	137,86	75,68	1,82	0,49	2,56	0,230	100,41	VERIFICATO
	27	M2	2,43	-63,33	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,81	FALSO	2,21	110,02	96,56	146,38	75,68	1,93	0,49	2,80	0,208	90,74	VERIFICATO
	28	M3	2,58	-44,60	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,86	FALSO	2,21	116,43	102,18	154,91	75,68	2,05	0,49	3,05	0,188	82,34	VERIFICATO
	29	M4	2,72	-27,02	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,91	FALSO	2,21	122,83	107,80	163,43	75,68	2,16	0,49	3,31	0,172	75,02	VERIFICATO
	30	M5	2,86	-10,34	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,95	FALSO	2,21	129,24	113,43	171,95	75,68	2,27	0,49	3,59	0,157	68,60	VERIFICATO
	32	M7	2,86	-10,34	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,95	FALSO	2,21	129,24	113,43	171,95	75,68	2,27	0,49	3,59	0,157	68,60	VERIFICATO
	33	M8	2,72	-27,02	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,91	FALSO	2,21	122,83	107,80	163,43	75,68	2,16	0,49	3,31	0,172	75,02	VERIFICATO
	34	M9	2,58	-44,60	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,86	FALSO	2,21	116,43	102,18	154,91	75,68	2,05	0,49	3,05	0,188	82,34	VERIFICATO
	35	M10	2,43	-63,33	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,81	FALSO	2,21	110,02	96,56	146,38	75,68	1,93	0,49	2,80	0,208	90,74	VERIFICATO
	36	M11	2,29	-83,23	COMPRESSIONE	60x30	1292	0,76	FALSO	2,21	103,62	90,94	137,86	75,68	1,82	0,49	2,56	0,230	100,41	VERIFICATO
	DIAGONALI	43	D6	3,64	-6,95	COMPRESSIONE	50x25	984	1,21	FALSO	1,85	196,86	170,78	260,61	75,68	3,44	0,49	7,22	0,074	24,51
44		D7	3,64	-6,95	COMPRESSIONE	50x25	984	1,21	FALSO	1,85	196,86	170,78	260,61	75,68	3,44	0,49	7,22	0,074	24,51	VERIFICATO

### 4.5 Verifica dei collegamenti

I collegamenti sono sia di tipo saldato, realizzati in officina, sia di tipo bullonato realizzati in corso d'opera.-

Le unioni saldate tra le aste e le piastre di nodo sono eseguite con cordoni d'angolo, che risultano quindi essere in numero di 4 per ogni nodo (2 per profilo). La saldatura è verificata secondo il Main Stress Method dell'Eurocodice 3, le piastre di nodo, di spessore 10 mm, sono verificate ipotizzando una diffusione delle tensioni a 60°.-

$$\tau_{//} = \frac{N_{Sd}}{4 \cdot a \cdot l} \quad \text{tensione tangenziale parallela}$$

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 261,73 \text{ N / mm}^2 \quad \text{tensione resistente}$$

Le unioni bullonate sono verificate a taglio e a rifollamento con le relazioni

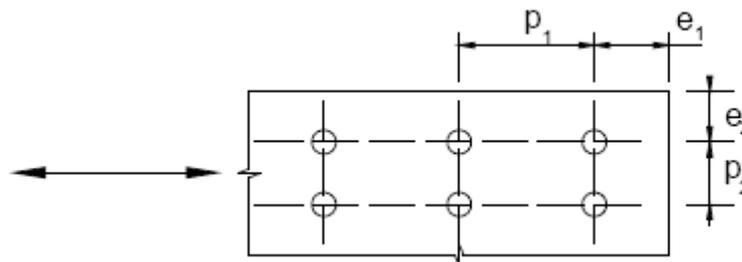
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- d                      diametro nominale del gambo del bullone
- t                      spessore della piastra collegata
- f<sub>tk</sub>                    resistenza a rottura della piastra
- α=min {e<sub>1</sub>/(3 d<sub>0</sub>); f<sub>tb</sub>/f<sub>t</sub>; 1}            per bulloni interni nella direzione del carico
- α=min {p<sub>1</sub>/(3 d<sub>0</sub>)-0,25; f<sub>tb</sub>/f<sub>t</sub>; 1}        per bulloni interni nella direzione del carico
- k=min {2,8 e<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>-1,7; 2,5}            per bulloni di bordo in direzione perpendicolare al carico
- k=min {1,4 p<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>-1,7; 2,5}            per bulloni interni in direzione perpendicolare al carico

Inoltre è richiesto il rispetto delle distanze minime dai bordi e tra i bulloni come riportato in tabella.-



**Tabella 4.2.XIII** Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,3}]$ : in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0,6 \cdot p_1$ .  
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

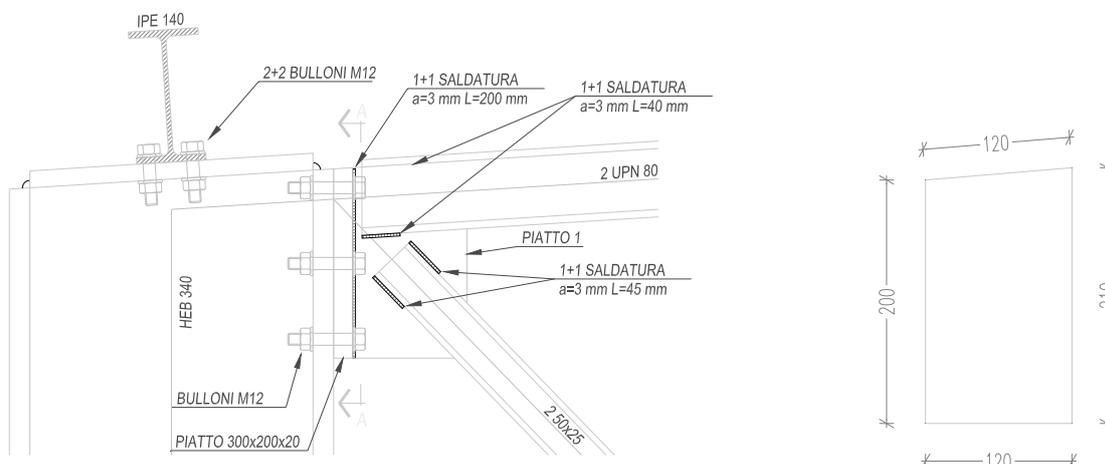
Le resistenze delle aste va anche verificata in corrispondenza dei fori utilizzando l'area netta come precedentemente riportato al capitolo 4.4.1.-

**4.5.1 Nodo A**

Nel nodo A convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo -

NODO A					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{\min}$ [mm]	$l_{\text{calcolo}}$ [mm]	$l_{\text{prog}}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	CS1	Saldato	88,25	UPN 80	3	45	28,10	45	163,43	VERIFICATO
38	D1	Saldato	121,65	50x25	3	45	38,73	45	225,28	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{\min}$ [mm]	$s_{\min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
105,98	2,35	10	358,32	VERIFICATO
75,98	4,51	10	256,89	VERIFICATO



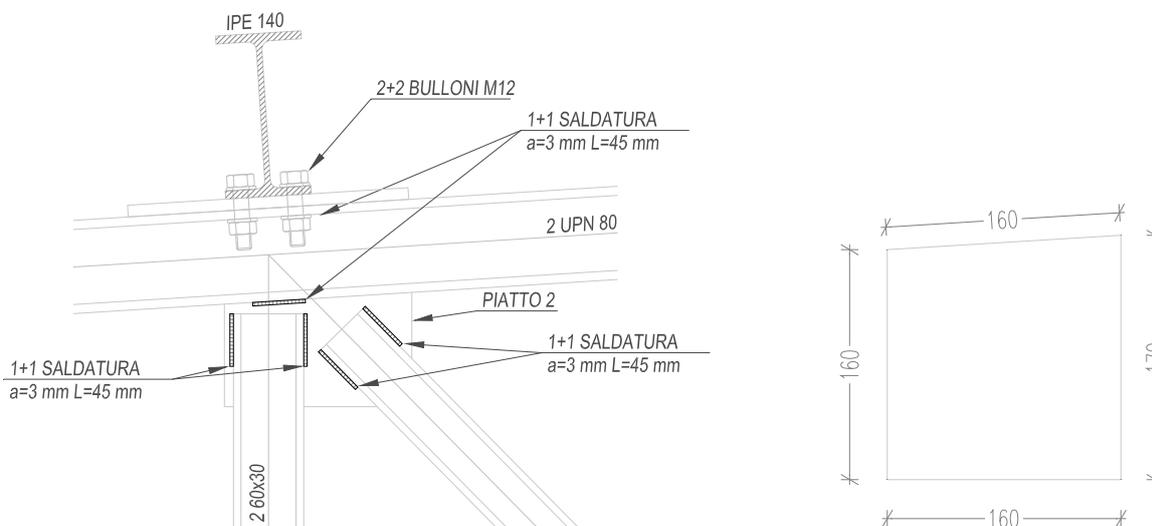
Il progetto del collegamento flangiato tra la capriata e la colonna verrà considerato successivamente, una volta determinato il profilo della colonna.-

**4.5.2 Nodo B**

Nel nodo B convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO B					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	l <sub>min</sub> [mm]	l <sub>calcolo</sub> [mm]	l <sub>prog</sub> [mm]	τ <sub>//</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	CS1	Saldato	88,25	UPN 80	3	45	28,10	45	163,43	VERIFICATO
2	CS2	Saldato	150,99	UPN 80	3	45	48,08	50	251,66	VERIFICATO
26	M1	Saldato	83,23	60x30	3	45	26,50	45	154,13	VERIFICATO
39	D2	Saldato	88,30	50x25	3	45	28,11	45	163,52	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
c <sub>min</sub> [mm]	s <sub>min</sub> [mm]	s [mm]	N <sub>Rd</sub> [kN]	Verifica
105,98	2,35	10	358,32	VERIFICATO
108,87	3,91	10	368,08	VERIFICATO
85,98	2,73	10	290,70	VERIFICATO
75,98	3,27	10	256,89	VERIFICATO

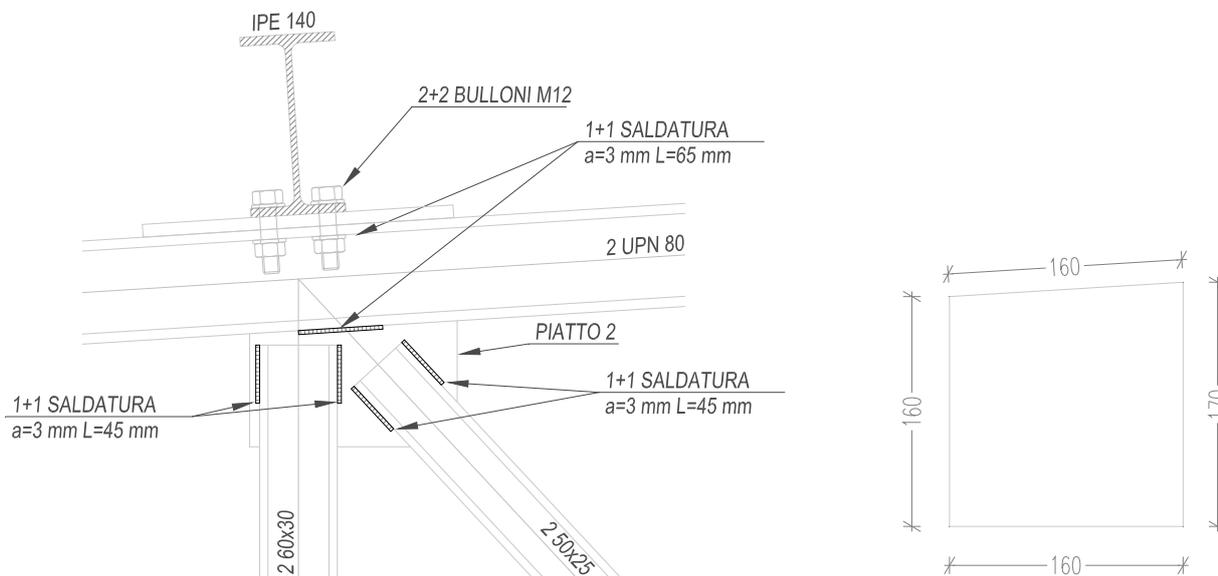


**4.5.3 Nodo C**

Nel nodo C convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO C					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	l <sub>min</sub> [mm]	l <sub>calcolo</sub> [mm]	l <sub>prog</sub> [mm]	τ <sub>//</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
2	CS2	Saldato	150,99	UPN 80	3	45	48,08	50	251,66	VERIFICATO
3	CS3	Saldato	192,94	UPN 80	3	45	61,43	65	247,36	VERIFICATO
27	M2	Saldato	63,33	60x30	3	45	20,16	45	117,28	VERIFICATO
40	D3	Saldato	60,68	50x25	3	45	19,32	45	112,36	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
108,87	3,91	10	368,08	VERIFICATO
117,53	4,62	10	397,36	VERIFICATO
85,98	2,07	10	290,70	VERIFICATO
75,98	2,25	10	256,89	VERIFICATO

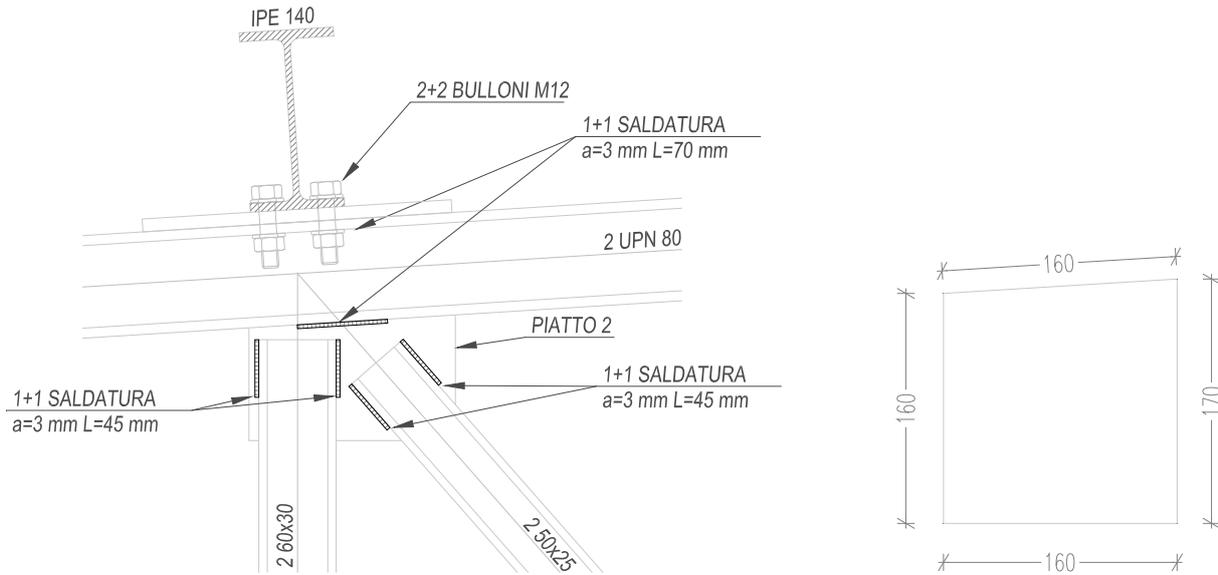


#### 4.5.4 Nodo D

Nel nodo D convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO D				PROGETTO SALDATURA						
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
3	CS3	Saldato	192,94	UPN 80	3	45	61,43	65	247,36	VERIFICATO
4	CS4	Saldato	216,90	UPN 80	3	45	69,06	70	258,21	VERIFICATO
28	M3	Saldato	44,60	60x30	3	45	14,20	45	82,59	VERIFICATO
41	D4	Saldato	35,76	50x25	3	45	11,39	45	66,22	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
117,53	4,62	10	397,36	VERIFICATO
120,41	5,07	10	407,12	VERIFICATO
85,98	1,46	10	290,70	VERIFICATO
75,98	1,33	10	256,89	VERIFICATO

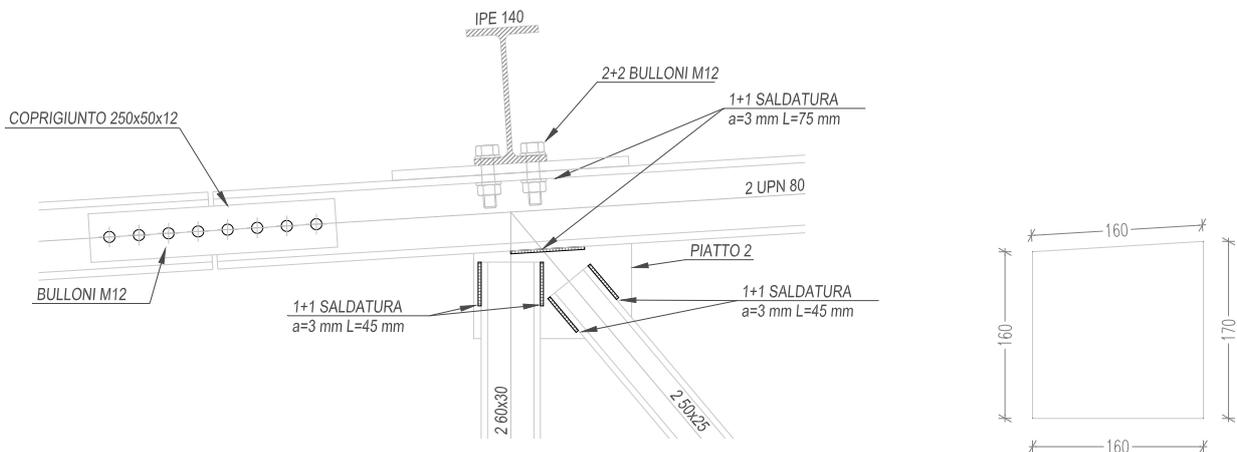


**4.5.5 Nodo E**

Nel nodo E coprono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO E				PROGETTO SALDATURA						
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
4	CS4	Bullonato	216,90	UPN 80						
5	CS5	Saldato	225,57	UPN 80	3	45	71,82	75	250,64	VERIFICATO
29	M4	Saldato	27,02	60x30	3	45	8,60	45	50,03	VERIFICATO
42	D5	Saldato	13,28	50x25	3	45	4,23	45	24,60	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
123,30	5,15	10	416,88	VERIFICATO
85,98	0,89	10	290,70	VERIFICATO
75,98	0,49	10	256,89	VERIFICATO



Il Nodo E presenta anche un collegamento bullonato necessario a collegare due estremità del corrente superiore facenti parte di due conci separati della capriata.-

Il collegamento è realizzato con un coprighiunto di dimensioni 250x50x12 mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10 mm.-

Verifica resistenza bullonatura

<b>Asta</b>	4		
<b>Elemento</b>	CS4		
<b>F<sub>v,Sd</sub></b>	216,90	kN	
<b>Profilo</b>	UPN 80		
<b>N° bulloni</b>	8		
<b>N° file</b>	1		
<b>Φ<sub>bulloni</sub></b>	12	mm	
<b>N° sez di taglio</b>	4		
<b>Φ<sub>foro</sub></b>	13	mm	
<b>A<sub>res</sub></b>	84	mm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>v,Rd</sub></b>	129,02	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	27,11	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	<	<b>F<sub>v,Rd</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica a rifollamento

<b>e<sub>1,min</sub></b>	15,6	mm	
<b>p<sub>1,min</sub></b>	28,6	mm	
<b>e<sub>2,min</sub></b>	15,6	mm	
<b>p<sub>2,min</sub></b>	31,2	mm	
<b>e<sub>1</sub></b>	20	mm	
<b>p<sub>1</sub></b>	30	mm	
<b>e<sub>2</sub></b>	25	mm	
<b>p<sub>2</sub></b>	0	mm	
<b>α</b>	0,51		
<b>k</b>	2,50		
<b>F<sub>b,Rd</sub></b>	37,66	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	27,11	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	<	<b>F<sub>b,Rd</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

<b>A<sub>res,profilo</sub></b>	2200	mm <sup>2</sup>	
<b>A<sub>net</sub></b>	2044	mm <sup>2</sup>	
<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	750,56	kN	
<b>N<sub>Sd</sub></b>	<	<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica resistenza coprighiunto

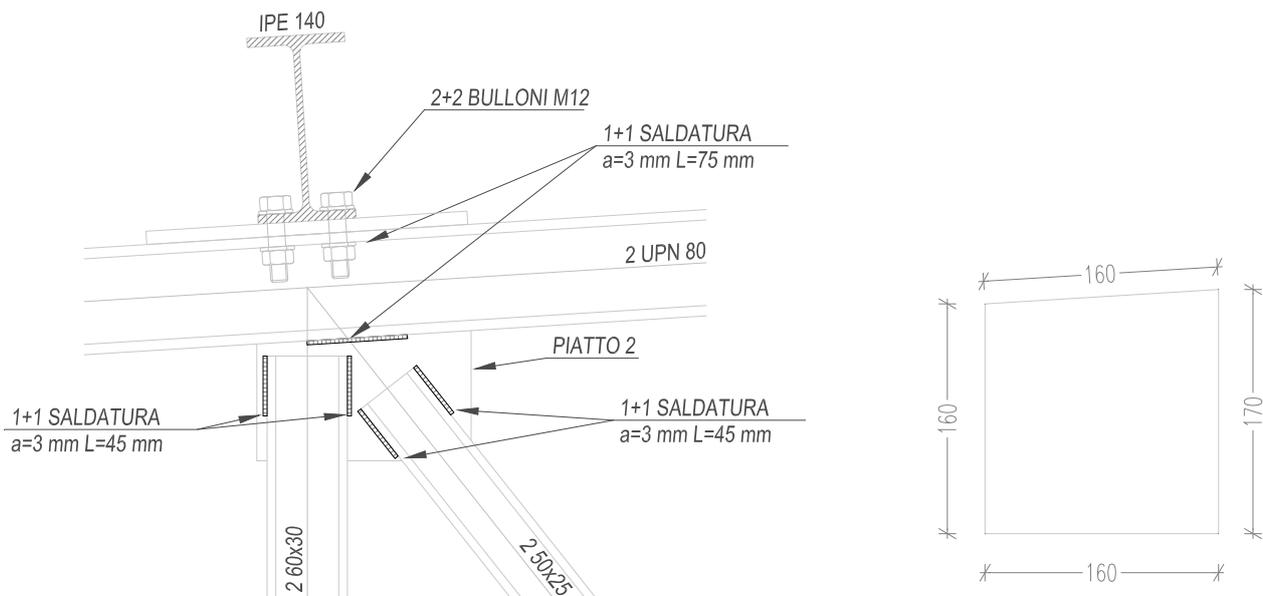
<b>b<sub>eff</sub></b>	37,00	mm	
<b>A<sub>net</sub></b>	888,00	mm <sup>2</sup>	
<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	326,07	kN	
<b>N<sub>Sd</sub></b>	<	<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

**4.5.6 Nodo F**

Nel nodo F convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.-

NODO F					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
5	CS5	Saldato	225,57	UPN 80	3	45	71,82	75	250,64	VERIFICATO
6	CS6	Saldato	221,23	UPN 80	3	45	70,44	75	245,81	VERIFICATO
30	M5	Saldato	10,34	60x30	3	45	3,29	45	19,14	VERIFICATO
43	D6	Saldato	6,95	50x25	3	45	2,21	45	12,87	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
123,30	5,15	10	416,88	VERIFICATO
123,30	5,05	10	416,88	VERIFICATO
85,98	0,34	10	290,70	VERIFICATO
75,98	0,26	10	256,89	VERIFICATO

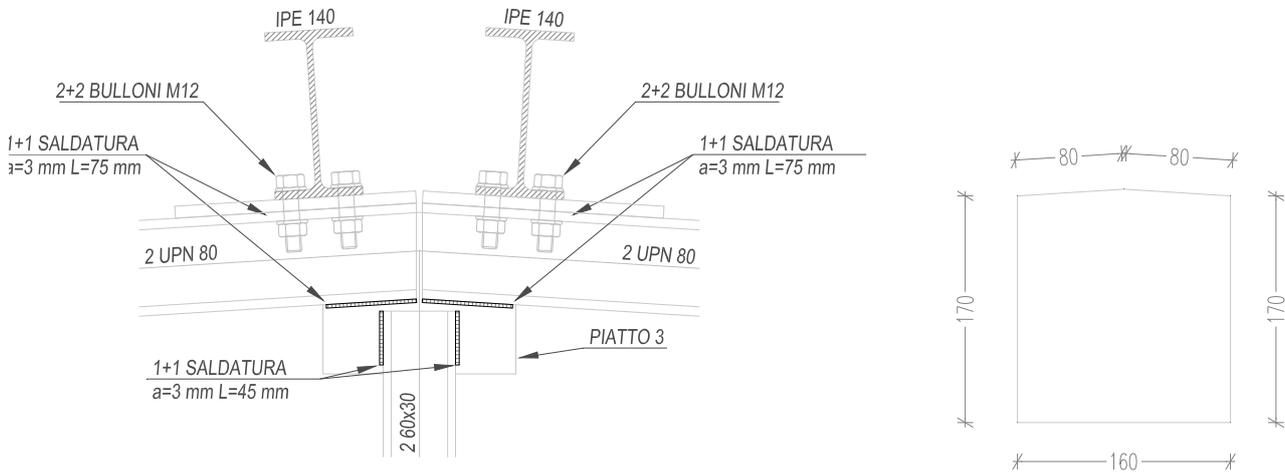


**4.5.7 Nodo G**

Nel nodo G convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

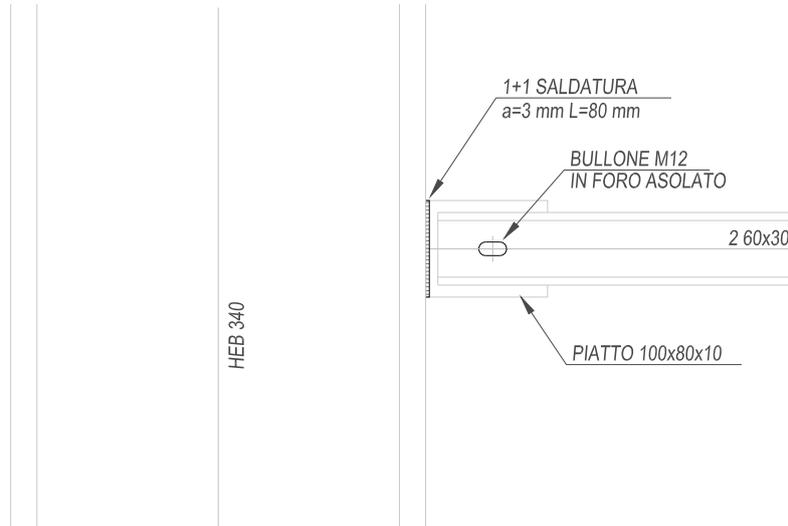
NODO G					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
6	CS6	Saldato	221,23	UPN 80	3	45	70,44	75	245,81	VERIFICATO
7	CS7	Saldato	221,23	UPN 80	3	45	70,44	75	245,81	VERIFICATO
31	M6	Saldato	11,14	60x30	3	45	3,55	45	20,62	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	$s$ [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
123,30	5,05	10	416,88	VERIFICATO
123,30	5,05	10	416,88	VERIFICATO
85,98	0,36	10	290,70	VERIFICATO



#### 4.5.8 Nodo N

Nel nodo N converge una sola asta, peraltro scarica. Il collegamento alla colonna è eseguito mediante bullonatura in foro asolato.

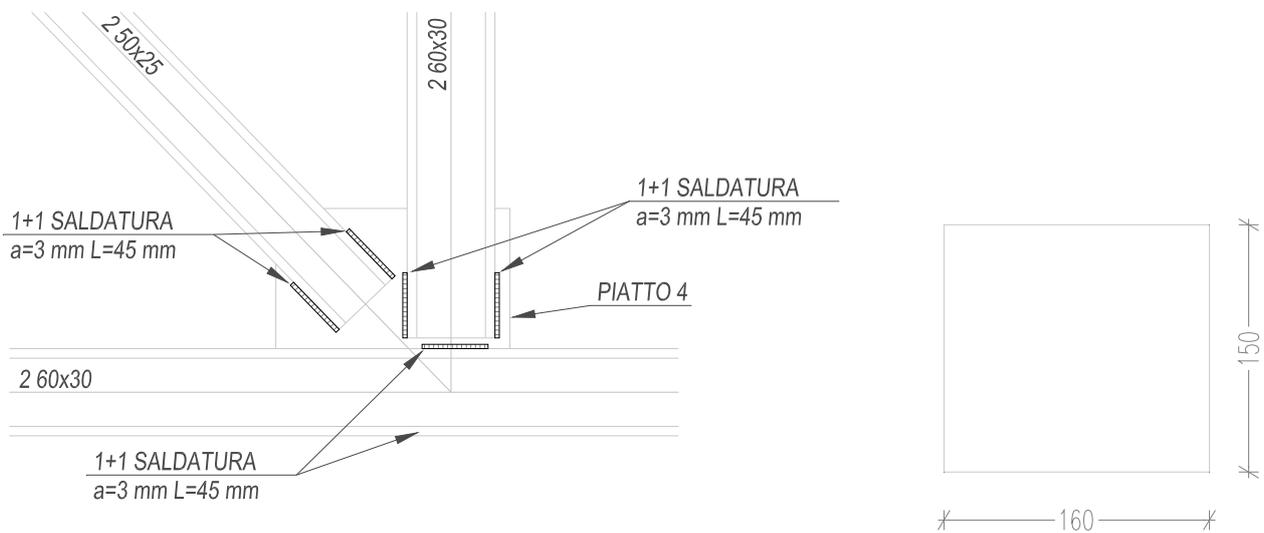


#### 4.5.9 Nodo O

Nel nodo O convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO O					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
13	CI0	Saldato	0,00	60x30	3	45	0,00	45	0,00	VERIFICATO
38	D1	Saldato	121,65	50x25	3	45	38,73	45	225,28	VERIFICATO
26	M1	Saldato	83,23	60x30	3	45	26,50	45	154,13	VERIFICATO
14	CI1	Saldato	88,68	60x30	3	45	28,24	45	164,23	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
85,98	0,00	10	290,70	VERIFICATO
75,98	4,51	10	256,89	VERIFICATO
85,98	2,73	10	290,70	VERIFICATO
85,98	2,91	10	290,70	VERIFICATO

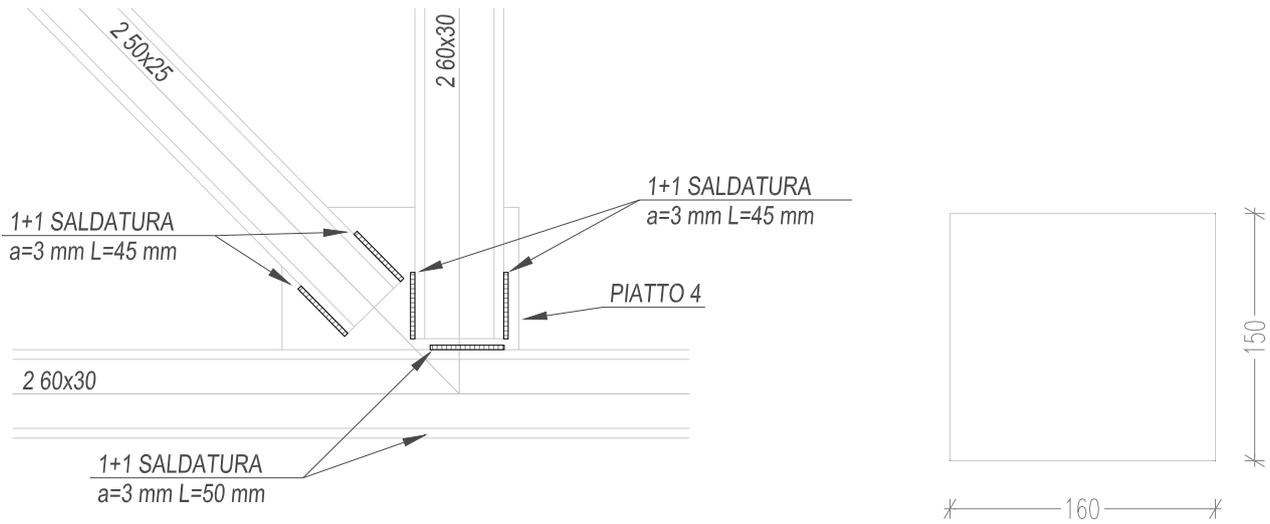


4.5.10 Nodo P

Nel nodo P convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO P					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
14	CI1	Saldato	88,68	60x30	3	45	28,24	45	164,23	VERIFICATO
39	D2	Saldato	88,30	50x25	3	45	28,11	45	163,52	VERIFICATO
27	M2	Saldato	63,33	60x30	3	45	20,16	45	117,28	VERIFICATO
15	CI2	Saldato	151,26	60x30	3	45	48,16	50	252,10	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
85,98	2,91	10	290,70	VERIFICATO
75,98	3,27	10	256,89	VERIFICATO
85,98	2,07	10	290,70	VERIFICATO
88,87	4,79	10	300,46	VERIFICATO

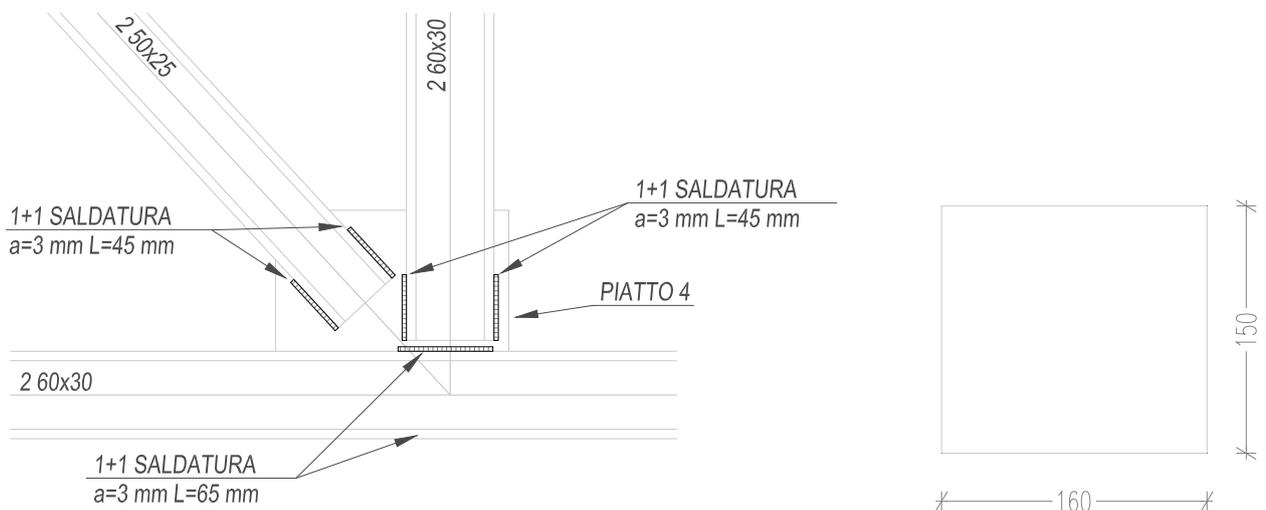


**4.5.11 Nodo Q**

Nel nodo Q convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO Q					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
15	CI2	Saldato	151,26	60x30	3	45	48,16	50	252,10	VERIFICATO
40	D3	Saldato	60,68	50x25	3	45	19,32	45	112,36	VERIFICATO
28	M3	Saldato	44,60	60x30	3	45	14,20	45	82,59	VERIFICATO
16	CI3	Saldato	192,87	60x30	3	45	61,41	65	247,27	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
88,87	4,79	10	300,46	VERIFICATO
75,98	2,25	10	256,89	VERIFICATO
85,98	1,46	10	290,70	VERIFICATO
97,53	5,57	10	329,74	VERIFICATO

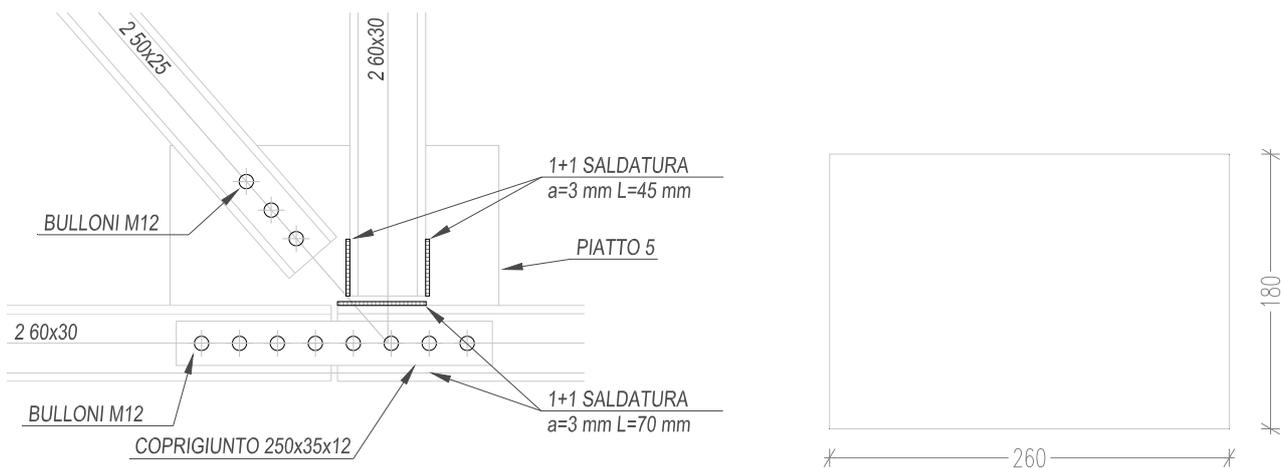


4.5.12 Nodo R

Nel nodo R convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO R				PROGETTO SALDATURA						
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	
16	CI3	Bullonato	192,87	60x30						
41	D4	Bullonato	35,76	50x25						
29	M4	Saldato	27,02	60x30	3	45	8,60	45	50,03	VERIFICATO
17	CI4	Saldato	216,62	60x30	3	45	68,97	70	257,88	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
85,98	0,89	10	290,70	VERIFICATO
100,41	6,08	10	339,50	VERIFICATO



Il Nodo R presenta anche due collegamenti bullonati necessari a collegare due estremità del corrente inferiore facenti parte di due conci separati della capriata e a collegare la diagonale al fazzoletto di nodo.-

Il primo collegamento è realizzato con un coprigiunto di dimensioni 250x35x12 mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10 mm; il secondo con una semplice bullonatura con il fazzoletto di nodo posto tra i due profili.-

Verifica resistenza bullonatura

Asta	16	
Elemento	CI3	
$F_{v,Sd}$	192,87	kN
Profilo	60x30	
t	6	mm
$N^{\circ}_{bulloni}$	8	

<b>N° file</b>	1		
<b>Φ<sub>bulloni</sub></b>	12	mm	
<b>N° sez di taglio</b>	4		
<b>Φ<sub>foro</sub></b>	13	mm	
<b>A<sub>res</sub></b>	84	mm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>v,Rd</sub></b>	129,02	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	24,11	kN	<b>VERIFICATO</b>

Verifica a rifollamento

<b>e<sub>1,min</sub></b>	15,6	mm	
<b>p<sub>1,min</sub></b>	28,6	mm	
<b>e<sub>2,min</sub></b>	15,6	mm	
<b>p<sub>2,min</sub></b>	31,2	mm	
<b>e<sub>1</sub></b>	20	mm	
<b>p<sub>1</sub></b>	30	mm	
<b>e<sub>2</sub></b>	17,5	mm	
<b>p<sub>2</sub></b>	0	mm	
<b>α</b>	0,51		
<b>k</b>	2,07		
<b>F<sub>b,Rd</sub></b>	31,17	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	24,11	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	<	<b>F<sub>b,Rd</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

<b>A<sub>res,profilo</sub></b>	1292	mm <sup>2</sup>	
<b>A<sub>net</sub></b>	1136	mm <sup>2</sup>	
<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	417,14	kN	
<b>N<sub>Sd</sub></b>	<	<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica resistenza coprigiunto

<b>b<sub>eff</sub></b>	22,00	mm	
<b>A<sub>net</sub></b>	528,00	mm <sup>2</sup>	
<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	193,88	kN	
<b>N<sub>Sd</sub></b>	<	<b>N<sub>Rd,net</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>

Verifica resistenza bullonatura

<b>Asta</b>	41	
<b>Elemento</b>	D4	
<b>F<sub>v,Sd</sub></b>	35,76	kN
<b>Profilo</b>	50x25	
<b>t</b>	5	mm
<b>N° bulloni</b>	3	
<b>N° file</b>	1	
<b>Φ<sub>bulloni</sub></b>	12	mm
<b>N° sez di taglio</b>	2	
<b>Φ<sub>foro</sub></b>	13	mm

$A_{res}$	84	$mm^2$	
$F_{v,Rd}$	64,51	$kN$	
$F_{v,Sd,1b}$	11,92		<b>VERIFICATO</b>

Verifica a rifollamento

$e_{1,min}$	15,6	$mm$	
$p_{1,min}$	28,6	$mm$	
$e_{2,min}$	15,6	$mm$	
$p_{2,min}$	31,2	$mm$	
$e_1$	20	$mm$	
$p_1$	30	$mm$	
$e_2$	25	$mm$	
$p_2$	0	$mm$	
$\alpha$	0,51		
$k$	2,50		
$F_{b,Rd}$	31,38	$kN$	
$F_{v,Sd,1b}$	11,92	$kN$	
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{b,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

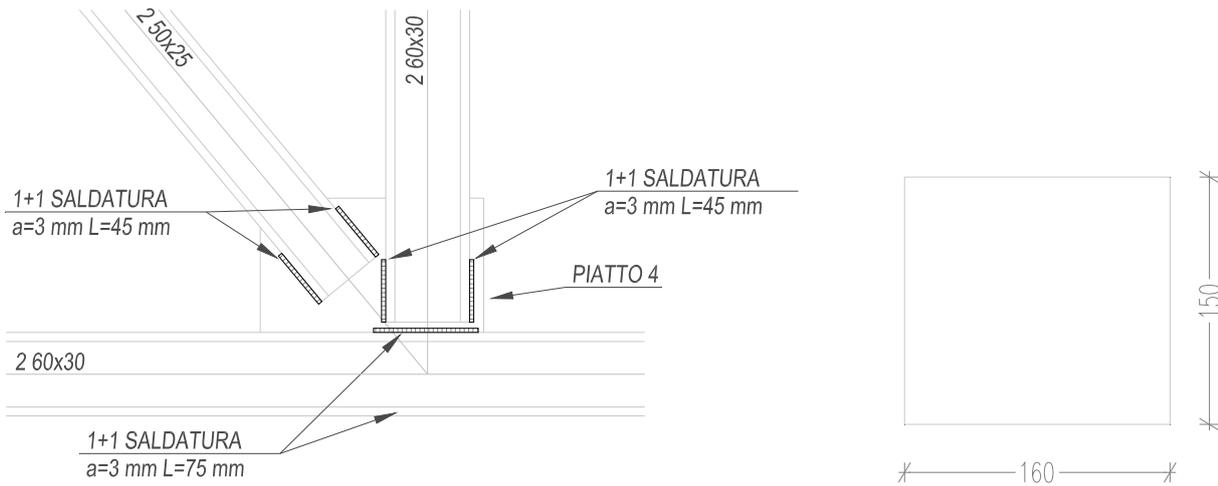
$A_{res,profilo}$	984	$mm^2$	
$A_{net}$	854	$mm^2$	
$N_{Rd,net}$	313,59	$kN$	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

4.5.13 Nodo S

Nel nodo S convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO S					PROGETTO SALDATURA					
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo	a [mm]	$l_{min}$ [mm]	$l_{calcolo}$ [mm]	$l_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
17	CI4	Saldato	216,62	60x30	3	45	68,97	70	257,88	<b>VERIFICATO</b>
42	D5	Saldato	13,28	50x25	3	45	4,23	45	24,60	<b>VERIFICATO</b>
30	M5	Saldato	10,34	60x30	3	45	3,29	45	19,14	<b>VERIFICATO</b>
18	CI5	Saldato	225,12	60x30	3	45	71,68	75	250,13	<b>VERIFICATO</b>

PROGETTO PIASTRA				
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]	Verifica
100,41	6,08	10	339,50	<b>VERIFICATO</b>
75,98	0,49	10	256,89	<b>VERIFICATO</b>
85,98	0,34	10	290,70	<b>VERIFICATO</b>
103,30	6,14	10	349,26	<b>VERIFICATO</b>

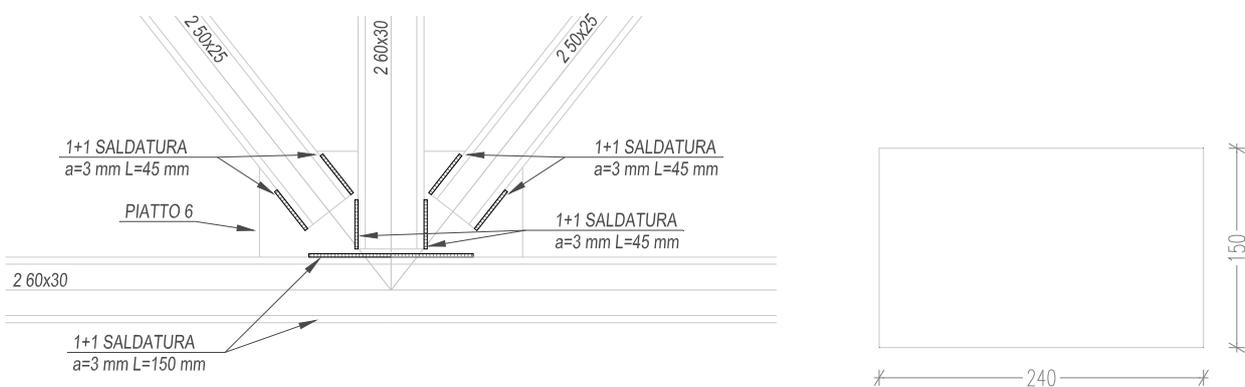


**4.5.14 Nodo T**

Nel nodo T convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo –

NODO T					PROGETTO SALDATURA					Verifica
Asta	Elemento	Tipo	NSd [kN]	Profilo a [mm]	$s_{min}$ [mm]	calcolo [mm]	prog [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
18	CI5	Saldato	225,12	60x30	3	45	71,68	75	250,13	VERIFICATO
43	D6	Saldato	6,95	50x25	3	45	2,21	45	12,87	VERIFICATO
31	M6	Saldato	11,14	60x30	3	45	3,55	45	20,62	VERIFICATO
44	D7	Saldato	6,95	50x25	3	45	2,21	45	12,87	VERIFICATO
19	CI6	Saldato	225,12	60x30	3	45	71,68	75	250,13	VERIFICATO

PROGETTO PIASTRA					Verifica
$c_{min}$ [mm]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]	$N_{Rd}$ [kN]		
103,30	6,14	10	349,26	VERIFICATO	
75,98	0,26	10	256,89	VERIFICATO	
85,98	0,36	10	290,70	VERIFICATO	
75,98	0,26	10	256,89	VERIFICATO	
103,30	6,14	10	349,26	VERIFICATO	



#### 4.6 Verifica agli Stati Limite di Servizio

Si determinano i carichi da applicare ai nodi della capriata tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza e delle aree di influenza degli arcarecci. Risultano i seguenti carichi nodali:

$$\begin{array}{ll} F_1 = 5,28 \text{ kN} & \text{carico nodi di estremità} \\ F_2 = 9,99 \text{ kN} & \text{carico nodi centrali} \end{array}$$

Inoltre si determinano i carichi nodali dovuti ai soli carichi variabili:

$$\begin{array}{ll} F_1 = 3,96 \text{ kN} & \text{carico nodi di estremità} \\ F_2 = 7,92 \text{ kN} & \text{carico nodi centrali} \end{array}$$

Con l'ausilio del software di calcolo SAP 2000 si determina la freccia al centro della capriata e si verifica che sia minore di 1/200 della luce e di 1/250 della luce rispettivamente nel caso di carichi totali o di soli carichi variabili. Si ha:

$$\begin{array}{l} \delta_1 = 36 \text{ mm} < 135 \text{ mm} \\ \delta_2 = 26 \text{ mm} < 108 \text{ mm} \end{array}$$

La verifica è quindi soddisfatta.-

#### 5. CROCIERE ROMPITRATTA

Le crociere rompitratta uniscono il corrente compresso di una capriata al corrente teso di quella adiacente. In questo modo si evitano fenomeni di instabilità flesso-torsionali della capriata, infatti nulla impedisce alla capriata, abbassandosi sotto i carichi, di disporsi fuori dal piano verticale. Trattandosi di elementi che lavorano a trazione si adotta un profilo singolo a C 40x35 ogni due campi della capriata, quindi con interasse di 4,5 ml.-

Si può allora verificare la briglia inferiore a instabilità flesso-torsionale utilizzando le equazioni seguenti:

$$q_{cr} = \pi^4 \cdot \frac{E \cdot J_y}{l_0^4} \cdot h$$

$$q = \frac{P}{a}$$

con:

$q_{cr}$	carico critico per instabilità flesso-torsionale
$P$	carico applicato ai nodi
$a$	lunghezza di un campo della capriata
$J_y$	momento d'inerzia del corrente compresso
$l_0$	distanza tra le crociere rompitratta
$h$	altezza media della capriata

Per andare a favore di sicurezza è richiesto il rispetto della seguente condizione sul coefficiente di sicurezza  $v$ :

$$v = \frac{q_{cr}}{q} \geq 4$$

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE BRIGLIA INFERIORE							
P [kN]	a [mm]	q [N/mm]	l [mm]	h [mm]	q <sub>cr</sub> [N/mm]	v	Verifica
14,68	2250	6,52	4500	3000	140,47	21,53	<b>VERIFICATO</b>

## 6. CONTROVENTI DI FALDA

Il capannone viene irrigidito in copertura mediante due file di controventature trasversali, in corrispondenza dei due portali di estremità, e due file di controventature longitudinali, disposte lungo i bordi della copertura. Tale sistema è necessario per trasmettere ai controventi verticali, e quindi in fondazione, i carichi orizzontali gravanti sul capannone. Lo schema statico è riconducibile ad una trave reticolare composta dalle briglie superiori delle due capriate interessate, dagli arcarecci e da elementi diagonali disposti a Croce di Sant'Andrea. Tuttavia l'elemento diagonale compresso viene trascurato nel calcolo.-

Inoltre, poiché si progetta un sistema con colonne incastrate in direzione trasversale e incernierate in direzione longitudinale, i controventi longitudinali non vengono dimensionati, ma vengono realizzati come i controventi trasversali.-

### 6.1 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

Considerata la pressione del vento calcolata al capitolo 2.3 e la superficie della facciata del capannone di 274 m<sup>2</sup>, si calcola la forza complessiva del vento agente sulla controventatura

$$F_{vento} = \frac{q_{vento} \cdot S}{2} = 135,18 \text{ kN}$$

la quale va distribuita per aree di influenza ai nodi del sistema i quali risultano quindi soggetti a

P<sub>1</sub>=5,63 kN                      nodi di estremità  
 P<sub>2</sub>=11,26 kN                    nodi centrali

Tramite analisi agli elementi finiti realizzata con il software SAP2000 si sono determinati gli sforzi nei diversi elementi costituenti il sistema di controvento.

### 6.2 Diagonale di controvento

#### 6.2.1 Verifica di resistenza

La diagonale maggiormente sollecitata è quella posta all'estremità, soggetta ad uno sforzo normale di 70,04 kN. Si adotta un singolo profilo a C 40x35 e si riporta la verifica nella tabella seguente.-

VERIFICA DI RESISTENZA DEL CONTROVENTO								
N°	Asta	L	N <sub>Sd</sub> [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Rd</sub> [kN]	Verifica
1	CV1	4,59	70,04	TRAZIONE	40X35	621	209,96	<b>VERIFICATO</b>

### 6.2.2 Verifica di stabilità

Il controvento di falda deve anche impedire lo sbandamento laterale della briglia superiore compressa. La verifica di stabilità è eseguita in modo semplificato confrontando un carico medio di compressione con un carico critico euleriano e verificando quindi un fattore di sicurezza.-

$$v = \frac{N_E}{n \cdot N_m} \geq 4 \div 8$$

con:

$n \cdot N_m = 3105 \text{ kN}$	carico medio di compressione
n	numero capriate
$N_E = \pi^2 \frac{E \cdot J}{l^2}$	carico euleriano del controvento
$J \cong \frac{A_0 \cdot a^2}{2}$	momento d'inerzia del controvento

VERIFICA DI STABILITA' DEL CONTROVENTO					
n	N <sub>m</sub>	nN <sub>m</sub>	N <sub>cr</sub>	v	Verifica
17	-182,65	3105,03	24542,69	7,90	<b>VERIFICATO</b>

### 6.2.3 Collegamento bullonato

La diagonale di controvento viene imbullonata con bulloni Φ12 a dei fazzoletti di spessore 10mm. Le verifiche sul collegamento, svolte secondo le indicazioni riportate al capitolo 4.5, sono riportate nella tabella seguente.-

#### Verifica resistenza bullonatura

<b>Asta</b>	1		
<b>Elemento</b>	CV1		
<b>F<sub>v,Sd</sub></b>	70,04	kN	
<b>Profilo</b>	40X35		
<b>t</b>	5	mm	
<b>N° bulloni</b>	3		
<b>N° file</b>	1		
<b>Φ<sub>bulloni</sub></b>	12	mm	
<b>N° sez di taglio</b>	1		
<b>Φ<sub>foro</sub></b>	13	mm	
<b>A<sub>res</sub></b>	84	mm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>v,Rd</sub></b>	32,26	kN	
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	23,35	kN	<b>VERIFICATO</b>

#### Verifica a rifollamento

<b>e<sub>1,min</sub></b>	15,6	mm
<b>p<sub>1,min</sub></b>	28,6	mm
<b>e<sub>2,min</sub></b>	15,6	mm
<b>p<sub>2,min</sub></b>	31,2	mm
<b>e<sub>1</sub></b>	20	mm

$p_1$	30	mm	
$e_2$	20	mm	
$p_2$	0	mm	
$\alpha$	0,51		
$k$	2,50		
$F_{b,Rd}$	31,38	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	23,35	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{b,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

$A_{res,profilo}$	621	mm <sup>2</sup>	
$A_{net}$	491	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd,net}$	180,30	kN	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

6.3 Briglia compressa

La briglia compressa va nuovamente verificata poiché alle sollecitazioni dovute ai carichi verticali con cui è stata dimensionata si sommano le sollecitazioni del sistema di controvento.-

VERIFICA BRIGLIA COMPRESSA		
$N_{vento}$	$N_{tot}$	Verifica
34,61	78,73	VERIFICATO
63,17	138,66	VERIFICATO
85,36	181,83	VERIFICATO
101,22	209,67	VERIFICATO
110,75	223,54	VERIFICATO
113,92	224,54	VERIFICATO
113,92	224,54	VERIFICATO
110,75	223,54	VERIFICATO
101,22	209,67	VERIFICATO
85,36	181,83	VERIFICATO
63,17	138,66	VERIFICATO
34,61	78,73	VERIFICATO

6.4 Arcarecci

Lo sforzo normale ricavato dalla soluzione del sistema di controvento è stato utilizzato nel capitolo 3.2.6 per la verifica di stabilità flessio-torsionale.-

7. CARROPONTE

Il capannone è dotato di carroponte bitrave con portata nominale di 8 tonnellate, un numero totale di cicli stimato di 100.000 e con interasse tra le ruote di 4,5ml. La via di corsa è sostenuta da 17 mensole saldate alle colonne per cui ogni campata è di 4,00 ml. Lo schema statico utilizzato è di trave continua sottoposta a carico viaggiante.-

### 7.1 Classificazione carro ponte

La normativa CNR 10021-85 classifica gli apparecchi di sollevamento in base a due parametri:

- Numero di cicli=100.000 da prospetto 2-I si ottiene U3
- Regime di carico  $K_p=0,75$  da prospetto 2-II si ottiene Q4
- Q4 e U3 da prospetto 2-III si ottiene A5 (gru a carro ponte per officina)

Dalla classe dell'apparecchio A5, secondo la tabella 4-I si ha un coefficiente moltiplicativo per le azioni statiche delle ruote  $M=1,11$ .

### 7.2 Azioni e combinazioni di carico

Le azioni risultano essere:

$R_{max}=76$ kN	azione verticale statica massima trasmessa dalle ruote
$R_{min}=33$ kN	azione verticale statica minima trasmessa dalle ruote
$H_s=7,60$ kN	azione orizzontale di serpeggiamento
$H_f=10,86$ kN	azione orizzontale di frenatura

La normativa richiede di considerare due combinazioni di carico:

#### Combinazione 1

- Peso proprio via di corsa
- Azione statica delle ruote  $R_{max}$  moltiplicata per il coefficiente M

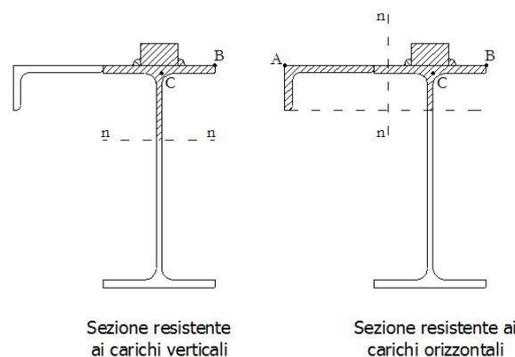
#### Combinazione 2

- Peso proprio via di corsa
- Azione statica delle ruote  $R_{max}$  moltiplicata per il coefficiente M
- Azione di frenatura
- Azione di di serpeggiamento

Le sollecitazioni sono state determinate tramite il software di calcolo SAP2000 facendo viaggiare il carico lungo la via di corsa.

### 7.3 Dimensionamento e verifica

Per la via di corsa si adotta un profilo IPE 300 alla cui ala superiore viene saldato un angolare a lati diseguali 120x80x10, al fine di incrementare le prestazioni nel piano orizzontale. Il binario è costituito da un semplice profilo pieno a sezione rettangolare 50x30mm saldato con cordoni d'angolo alla via di corsa.-



### 7.3.1 Verifica Combinazione 1

Si determinano le sollecitazioni tramite il software di analisi agli elementi finiti SAP2000.-

SOLLECITAZIONI 1		
$M_{y,Sd}$	67,92	<i>kNm</i>
$V_{z,Sd}$	84,83	<i>kN</i>
$M_{z,Sd}$	0	<i>kNm</i>
$V_{y,Sd}$	0	<i>kN</i>

Si effettua la verifica a flessione considerando come sezione resistente la sezione composta dal profilo della via di corsa e dal binario.-

VIA DI CORSA			Profilo	IPE 300	+ rotaia
A	6881,20	<i>mm<sup>2</sup></i>			
S	1.279.680	<i>mm<sup>3</sup></i>			
$y_G$	185,97	<i>mm</i>			
$J_y$	115.609.057	<i>mm<sup>4</sup></i>			
$W_{y,inf}$	621.663	<i>mm<sup>3</sup></i>			
$W_{y,sup}$	802.660	<i>mm<sup>3</sup></i>			
Verifica a flessione e taglio					
$M_{Rd,el,y}$	210,18	<i>kNm</i>		Momento resistente elastico v	
$A_v$	2568,17	<i>mm<sup>2</sup></i>		Area resistente a taglio	
$V_{Rd}$	501,31	<i>kN</i>		Taglio resistente	
$V_{Sd}$	84,83	<i>kN</i>		Taglio sollecitante	
$M_{Rd,ridotto}$	NO	<i>kNm</i>		Momento resistente ridotto	
$M_{y,Sd}$	<	$M_{Rd,el,y}$		VERIFICATO	
$V_{max}$	<	$V_{Rd,pl}$		VERIFICATO	

### 7.3.2 Verifica Combinazione 2

Si determinano le sollecitazioni tramite il software di analisi agli elementi finiti SAP2000.-

SOLLECITAZIONI 1		
$M_{y,Sd}$	67,92	<i>kNm</i>
$V_{z,Sd}$	84,83	<i>kN</i>
$M_{z,Sd}$	6,73	<i>kNm</i>
$V_{y,Sd}$	8,36	<i>kN</i>

Si effettua la verifica a flessione considerando come sezione resistente la sezione composta dalla parte del profilo della via di corsa superiore al lembo inferiore dell'angolare, dal binario e dall'angolare.-

VIA DI CORSA		Profilo	IPE 300	+ rotaia	+ L 120 x 80 x 10
A	5703,00	mm <sup>2</sup>			
S	814.040	mm <sup>3</sup>			
x <sub>G</sub>	142,74	mm			
J <sub>z</sub>	36.966.775	mm <sup>4</sup>			
W <sub>z,sx</sub>	258.982	mm <sup>3</sup>			
W <sub>z,dx</sub>	290.480	mm <sup>3</sup>			
Verifica a flessione e taglio					
<b>M<sub>Rd,el,y</sub></b>	210,18	kNm	Momento resistente elastico v		
<b>M<sub>Rd,el,z</sub></b>	87,56	kNm	Momento resistente elastico h		
<b>A<sub>v</sub></b>	2805,00	mm <sup>2</sup>	Area resistente a taglio		
<b>V<sub>Rd</sub></b>	547,53	kN	Taglio resistente		
<b>V<sub>Sd</sub></b>	8,36	kN	Taglio sollecitante		
<b>M<sub>Rd,ridotto</sub></b>	NO	kNm	Momento resistente ridotto		
Dominio	<	1	<b>VERIFICATO</b>		
<b>V<sub>max</sub></b>	<	V <sub>Rd,pl</sub>	<b>VERIFICATO</b>		

### 7.3.3 Verifiche di stabilità

Per la verifica all'instabilità flesso-torsionale si adotta la sezione resistente adottata nella verifica della Combinazione di carico 2.-

Si determina il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale. Dall'EC3 si ha

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e quindi il coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

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

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2)$$

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§ C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flesso-torsionale.-

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.-

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
$k_{yy}$	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
$k_{yz}$	I, H, Sezioni cave	$k_{zz}$	$0,6 \cdot k_{zz}$
$k_{zy}$	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
$k_{zz}$	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta,  $M_{y,Ed} \neq 0$ ,  $k_{zy} = 0$  ( $M_{z,Ed} = 0$ ).

I coefficienti  $\chi_x$  e  $\chi_y$  sono forniti dalla normativa con le seguenti espressioni.-

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Nelle tabelle seguenti si riporta la verifica, secondo quanto appena riportato.-

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE		
$N_{Ed}$	0,00	kN
$M_{y,Ed}$	67,92	kNm
$M_{z,Ed}$	6,73	kNm
Calcolo $M_{CR}$		
$C_1$	1,132	
L	4000	mm
$J_z$	36.966.775	$mm^4$
$J_t$	201185	$mm^4$
$J_\omega$	1,26,E+11	$mm^6$
$M_{CR}$	438.491.318	Nmm
$M_{CR}$	438,49	kNm
Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo		
$\beta_w$	0,75	
$\lambda_{LT-segnato}$	0,397	
$\lambda_{LT,0-segnato}$	0,2	
$\alpha_{LT}$	0,49	

$k_c$	0,94	
$f$	0,98	
$\Phi_{LT}$	0,607	
$\chi_{LT}$	0,921	
<b>Verifica flesso-torsionale elementi presso-inflessi</b>		
$N_{cr,y}$	14691	kN
$N_{cr,z}$	4697	kN
$\lambda_{y-segnato}$	0,41	
$\lambda_{z-segnato}$	0,66	
$\alpha_y$	0,49	
$\alpha_z$	0,34	
$\Phi_y$	0,63	
$\Phi_z$	0,79	
$\chi_y$	0,89	
$\chi_z$	0,81	
$\alpha_{my}$	0,95	
$\alpha_{mz}$	0,95	
$\alpha_{mLT}$	0,95	
$k_{yy}$	0,900	
$k_{yz}$	0,540	
$k_{zy}$	0,540	
$k_{zz}$	0,900	
Fattore 1	0,000	0,000
Fattore 2	0,316	0,189
Fattore 3	0,042	0,069
Somma	0,357	0,259
Verifica	<b>VERIFICATO</b>	<b>VERIFICATO</b>

### 7.3.4 Verifica dell'anima alle forze trasversali

L'EC3 richiede la verifica di:

- schiacciamento dell'anima
- imbozzamento dell'anima per instabilità locale
- instabilità dell'anima

#### Verifica di schiacciamento

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$R_{y,Rd} = (s_s + s_y) \cdot t_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}$$

$$s_y = 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yf}}{f_{yw}}} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f,Ed}}{f_{yf}} \right)}$$

con:

$s_s$

larghezza rotaia

Verifica allo schiacciamento		
$\sigma_{t,Ed}$	109,26	$N/mm^2$
$s_s$	50	$mm$
$s_y$	93,09	$mm$
$R_{y,Rd}$	343,47	$kN$
$R_{y,Sd}$	97,04	$kN$
$R_{y,Sd}$	<	$R_{y,Rd}$ <b>VERIFICATO</b>

Verifica all'imbozzamento

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{t_f}{t_w} + 3 \cdot \frac{t_f}{t_w} \cdot \frac{s_s}{d}}}{\gamma_{M1}}$$

Verifica all'imbozzamento		
$d$	278,60	$mm$
$R_{a,Rd}$	325,34	$kN$
$R_{a,Sd}$	97,04	$kN$
$R_{a,Sd}$	<	$R_{a,Rd}$ <b>VERIFICATO</b>

Verifica all'instabilità

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$A = b_{eff} \cdot t_w$$

$$b_{eff} = \sqrt{h^2 + s_s^2}$$

Verifica all'instabilità		
$b_{eff}$	304,14	$mm$
$\beta_a$	1	
$\alpha$	0,49	
$A$	2159,38	$mm^2$
$J_{eff}$	16.645.226	
$N_{cr}$	2115	$kN$
$\lambda_{segnato}$	0,602	

$\Phi$	0,780		
$\chi$	0,784		
$N_{b,Rd}$	572,52	<i>kN</i>	
$N_{b,Sd}$	97,04	<i>kN</i>	
$R_{a,Sd}$	<	$R_{a,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

### 7.3.5 Verifiche di deformabilità

La Normativa fornisce i valori limite di deformabilità:

$$F_{v,lim} = L/800 = 5\text{mm}$$

$$F_{h,lim} = L/1600 = 2,5\text{mm}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA'			
$f_{v,lim}$	5	<i>mm</i>	
$f_{h,lim}$	2,5	<i>mm</i>	
$f_v$	4,68	<i>mm</i>	<b>VERIFICATO</b>
$f_h$	1,46	<i>mm</i>	<b>VERIFICATO</b>

### 7.4 Mensola di appoggio

Si adotta uno schema statico di trave incastrata alla colonna di luce pari alla distanza tra la colonna e la rotaia:

$$a=195\text{ mm}$$

Le azioni di progetto risultano:

$$F_{y,Sd} = 97,04\text{ kN}$$

$$F_{z,Sd} = 8,36\text{ kN}$$

Si determinano quindi le sollecitazioni

$$M_{y,Sd} = F_{y,Sd} * a = 18,92\text{ kNm}$$

$$M_{z,Sd} = F_{z,Sd} * a = 1,63\text{ kNm}$$

Il profilo scelto è un profilo a doppio T HEB 280.-

A causa della necessità di creare due mortature al fine di permettere la saldatura a completa penetrazione della mensola con la colonna, la sezione resistente della mensola risulta ridotta. Si riportano in tabella le caratteristiche della sezione efficace.-

PROPRIETA' SEZ EFFICACE		
$a_{mortatura}$	30	<i>mm</i>
A	12012	<i>mm<sup>2</sup></i>
$J_{y,eff}$	178.705.856	<i>mm<sup>4</sup></i>
$J_{z,eff}$	65.873.750	<i>mm<sup>4</sup></i>
$W_{y,eff}$	638.235	<i>mm<sup>3</sup></i>
$W_{z,eff}$	235.263	<i>mm<sup>3</sup></i>

Si svolge quindi la verifica a flessione e la verifica a taglio.-

VERIFICA A FLESSIONE			
$M_{y,Rd}$	215,78	$kNm$	
$M_{z,Rd}$	79,54	$kNm$	
Dominio	<	1	VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO			
$A_v$	1932	$mm^2$	
$V_{Rd}$	377,13	$kN$	
$V_{z,Sd}$	<	1	VERIFICATO

La verifica del collegamento sarà svolta successivamente.-

## 8. CONTROVENTI VERTICALI

Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire la struttura e, soprattutto, di riprendere i carichi orizzontali della copertura e del carroponete per portarli in fondazione.-

La controventatura, disposta a Croce di Sant'Andrea, interessa le due campate centrali del capannone, mentre in altezza presenta due maglie scandite da un puntone posto all'altezza della mensola di appoggio della via di corsa.-

Per le diagonali si utilizzano un singolo profilo a C 40x35, mentre il puntone compresso necessita di due profili UPN 80 accoppiati.-

### 8.1 Analisi dei carichi

#### 8.1.1 Carichi da vento

Si evidenziano 3 forze da applicare all'estremità superiore del sistema di controvento:

- forza agente sulla parete sopravvento  $F_{vento,sop} = 67,59 \text{ kN}$
- forza agente sulla parete sottovento  $F_{vento,sot} = 33,79 \text{ kN}$
- forza di attrito vento-copertura  $F_{vento,att} = 21,21 \text{ kN}$

#### 8.1.2 Carico da carroponete

A livello del puntone compresso, in corrispondenza della mensola di appoggio della via di corsa si applica la forza di frenatura del carroponete:

- forza di frenatura  $F_{frenatura} = 11,94 \text{ kN}$

### 8.2 Calcolo sollecitazioni

Tramite il software SAP2000 si effettua un'analisi agli elementi finiti che permette di determinare le sollecitazioni negli elementi.-

La diagonale maggiormente sollecitata è soggetta a uno sforzo normale di trazione di 117,62 kN, il puntone ad uno sforzo di compressione di 63,75 kN, mentre la colonna riceve uno sforzo di compressione di 135,49 kN che andrà ad aggiungersi agli altri carichi di progetto.-

Al fine di soddisfare le verifiche si adottano i seguenti profili:

- diagonale                      profilo singolo a C 40x35
- puntone                        profili accoppiati UPN 80

### 8.3 Verifiche di resistenza e stabilità

Si verificano la diagonale maggiormente sollecitata e il puntone compresso secondo le indicazioni riportate nella normativa vigente.-

VERIFICA DI RESISTENZA DEL CONTROVENTO								
N°	Asta	L	N <sub>Sd</sub> [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	N <sub>Rd</sub> [kN]	Verifica
1	D	6,02	117,62	TRAZIONE	40X35	621	209,96	VERIFICATO
2	P	4,00	-63,75	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	743,81	VERIFICATO

Il puntone compresso va anche verificato all'instabilità analogamente a quanto fatto per gli elementi della capriata, trattandosi di un'asta composta.-

N°	Asta	L	N <sub>Sd</sub> [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	a [m]	Verifica
2	P	4	-63,75	COMPRESSIONE	UPN 80	2200	1,33	FALSO

i <sub>y</sub> *	λ	λ <sub>1</sub>	λ <sub>eq</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>segn</sub>	α	Φ	χ	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	Verifica
3,10	128,86	42,95	135,83	75,68	1,79	0,49	2,50	0,236	175,28	VERIFICATO

### 8.4 Verifica dei collegamenti

Si riporta la verifica del collegamento bullonato per la diagonale e il puntone rispettivamente.-

#### Verifica resistenza bullonatura

<b>Asta</b>	1	
<b>Elemento</b>	D	
<b>F<sub>v,Sd</sub></b>	117,62	kN
<b>Profilo</b>	40X35	
<b>t</b>	5	mm
<b>N° bulloni</b>	4	
<b>N° file</b>	1	
<b>Φ<sub>bulloni</sub></b>	12	mm
<b>N° sez di taglio</b>	1	
<b>Φ<sub>foro</sub></b>	13	mm
<b>A<sub>res</sub></b>	84	mm <sup>2</sup>
<b>F<sub>v,Rd</sub></b>	32,26	kN
<b>F<sub>v,Sd,1b</sub></b>	29,40	<b>VERIFICATO</b>

#### Verifica a rifollamento

<b>e<sub>1,min</sub></b>	15,6	mm
<b>p<sub>1,min</sub></b>	28,6	mm
<b>e<sub>2,min</sub></b>	15,6	mm
<b>p<sub>2,min</sub></b>	31,2	mm

$e_1$	20	mm	
$p_1$	30	mm	
$e_2$	20	mm	
$p_2$	0	mm	
$\alpha$	0,51		
$k$	2,50		
$F_{b,Rd}$	31,38	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	29,40	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{b,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

$A_{res,profilo}$	621	mm <sup>2</sup>	
$A_{net}$	491	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd,net}$	180,30	kN	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica fazzoletto

$b_{eff}$	104	mm	
$A_{net}$	1039,23	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd,net}$	381,61	kN	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica resistenza bullonatura

<b>Asta</b>	2		
<b>Elemento</b>	P		
$F_{v,Sd}$	63,75	kN	
<b>Profilo</b>	UPN 80		
$t$	6	mm	
$N^{\circ}$ bulloni	3		
$N^{\circ}$ file	1		
$\Phi_{bulloni}$	12	mm	
$N^{\circ}$ sez di taglio	2		
$\Phi_{foro}$	13	mm	
$A_{res}$	84	mm <sup>2</sup>	
$F_{v,Rd}$	64,51	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	21,25		<b>VERIFICATO</b>

Verifica a rifollamento

$e_{1,min}$	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	mm
$e_1$	20	mm
$p_1$	30	mm
$e_2$	20	mm
$p_2$	0	mm

$\alpha$	0,51		
$k$	2,50		
$F_{b,Rd}$	37,66	$kN$	
$F_{v,Sd,1b}$	21,25	$kN$	
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{b,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica asta in prossimità dei fori

$A_{res,profilo}$	2200	$mm^2$	
$A_{net}$	2044	$mm^2$	
$N_{Rd,net}$	750,56	$kN$	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica fazzoletto

$b_{eff}$	69	$mm$	
$A_{net}$	692,82	$mm^2$	
$N_{Rd,net}$	254,40	$kN$	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd,net}$	<b>VERIFICATO</b>

## 9. COLONNE

Per il dimensionamento e la verifica delle colonne si considerano le seguenti caratteristiche:

- altezza colonna	$h_c = 8,65$ ml
- altezza corrente inferiore capriata	$h_1 = 6,50$ ml
- altezza asse mensola	$h_m = 4,50$ ml
- piano rotaia	$h_r = 4,97$ ml
- distanza colonna-via di corsa	$d = 0,365$ ml
- interasse longitudinale colonne	$i_1 = 4,00$ ml
- interasse trasversale colonne	$i_2 = 27,00$ ml

La capriata si comporta come un elemento rigido inestensibile, quindi la soluzione del problema è data da un telaio formato dalle due colonne incastrate alla base e un elemento rigido che ne collega le estremità superiori.

### 9.1 Analisi dei carichi

#### 9.1.1 Carichi verticali permanenti

In questo gruppo ricadono tutti i pesi propri della copertura, degli arcarecci, della capriata, dei controventi di falda, dei tamponamenti perimetrali calcolati in riferimento all'area di influenza della singola colonna e il peso proprio della colonna.-

$P_{copertura}$	= 18,50 kN	comprensivo di pannelli, arcarecci e capriata
$P_{controventi}$	= 1,79 kN	
$P_{tamponamenti}$	= 5,74 kN	
$P_{colonna}$	= 11,60 kN	

### 9.1.2 Carichi verticali accidentali

In questo gruppo è presente solo il carico dovuto alla neve, calcolato al capitolo 2.2, calcolato in riferimento all'area di influenza.-

$$P_{\text{neve}} = 43,20 \text{ kN}$$

### 9.1.3 Carico da vento

Il carico, distribuito uniformemente sulla lunghezza della colonna, dovuto al vento che agisce su entrambe le colonne del telaio secondo quanto calcolato al capitolo 2.3, risulta essere:

$$\begin{aligned} q_1 &= 2,63 \text{ kN/m} && \text{vento parete sopravvento} \\ q_2 &= -1,32 \text{ kN/m} && \text{vento parete sottovento} \end{aligned}$$

Per studiare la singola colonna questa va isolata dal resto del telaio; bisogna quindi determinare la reazione iperstatica X eguagliando lo spostamento orizzontale delle due colonne.-

$$\begin{aligned} \eta_{sx} &= \frac{q_1 \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \\ \eta_{dx} &= \frac{q_2 \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \end{aligned}$$

Ponendo  $\eta_{sx} = \eta_{dx}$  si ottiene  $X = 2,13 \text{ kN}$ .-

### 9.1.4 Carichi verticali da carroponte

La reazione massima dovuta al carico verticale delle ruote moltiplicata per il coefficiente  $M=1,08$  come da CNR 10021-85 risulta 97,04 kN. A questa va aggiunto il peso proprio della mensola, quindi è possibile determinare la forza agente sulla colonna accompagnata dal momento dovuto all'eccentricità rispetto l'asse della colonna. Si ottengono due valori: uno massimo, quando la gru è spostata vicino alla colonna oggetto di analisi, e uno minimo, quando la gru è spostata vicino alla colonna opposta.-

$$\begin{aligned} F_{v,sx} &= 105,67 \text{ kN} \\ M_{sx} &= F_{v,sx} \cdot d = 38,57 \text{ kNm} \\ F_{v,dx} &= 39,63 \text{ kN} \\ M_{dx} &= 3/8 \cdot F_{v,sx} \cdot d = 14,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Analogamente al carico da vento è necessario trovare la reazione iperstatica per poter isolare la colonna dal resto del telaio.-

$$\begin{aligned} \eta_{sx} &= \frac{M_{sx} \cdot h_r \cdot (h - h_r)}{E \cdot J} + \frac{M_{sx} \cdot h_r^2}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \\ \eta_{dx} &= -\frac{M_{dx} \cdot h_r \cdot (h - h_r)}{E \cdot J} - \frac{M_{dx} \cdot h_r^2}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \end{aligned}$$

Ponendo  $\eta_{sx} = \eta_{dx}$  si ottiene  $X = 3,77 \text{ kN}$ .-

**9.1.5 Carichi orizzontali da carroponte**

Le forze orizzontali sono legate a quelle verticali per cui si ha:

$$H_{sx} = 1/10 \cdot F_{v,sx} = 10,57 \text{ kN}$$

$$H_{dx} = 1/10 \cdot F_{v,dx} = 3,96 \text{ kN}$$

Nuovamente bisogna risolvere il telaio iperstatico per isolare la colonna.-

$$\eta_{sx} = \frac{H_{sx} \cdot h_m^2 \cdot (h - h_m)}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{H_{sx} \cdot h_m^3}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

$$\eta_{dx} = -\frac{H_{dx} \cdot h_m^2 \cdot (h - h_m)}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{H_{dx} \cdot h_m^3}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

Ponendo  $\eta_{sx} = \eta_{dx}$  si ottiene  $X = 1,34 \text{ kN}$ .-

**9.2 Calcolo sollecitazioni**

Sono state individuate 6 combinazioni di carico di cui si riporta la matrice dei coefficienti parziali.-

<b>MATRICE COEFFICIENTI PARZIALI</b>						
<b>Carico</b>	<b>COMB1</b>	<b>COMB2</b>	<b>COMB3</b>	<b>COMB4</b>	<b>COMB5</b>	<b>COMB6</b>
Carico copertura	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Peso colonna	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Neve	1,5	0,75	1,5	0,75	0,75	0,75
Peso controventi	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Peso pannelli	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Vento	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	0,9
VdC max	1,5	1,5	0	0	1,5	0
X Vdc v	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
X Vdc h	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
X vento	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	0,9
VdC min	0	0	1,5	1,5	0	1,5

Attraverso il software di calcolo SAP2000 si sono ricavate le seguenti sollecitazioni massime per ogni combinazione di carico. Le 3 colonne facenti parte del sistema di controvento verticale sono sollecitate da uno sforzo normale aggiuntivo.-

<b>SOLLECITAZIONI COLONNA NON CONTROVENTATA</b>						
	<b>COMB1</b>	<b>COMB2</b>	<b>COMB3</b>	<b>COMB4</b>	<b>COMB5</b>	<b>COMB6</b>
N [kN]	272,23	239,83	173,17	140,77	239,83	140,77
V [kN]	26,76	39,13	16,85	29,22	26,76	16,85
M [kNm]	134,93	182,91	54,20	102,18	134,93	54,20

<b>SOLLECITAZIONI COLONNA CONTROVENTATA</b>						
	<b>COMB1</b>	<b>COMB2</b>	<b>COMB3</b>	<b>COMB4</b>	<b>COMB5</b>	<b>COMB6</b>
N [kN]	407,72	375,32	308,66	276,26	375,32	276,26
V [kN]	26,76	39,13	16,85	29,22	26,76	16,85
M [kNm]	134,93	182,91	54,20	102,18	134,93	54,20

Al fine di soddisfare le verifiche seguenti si è scelto un profilo HEB 340.-

### 9.3 Verifiche di resistenza

La verifica a presso flessione è riconducibile alla verifica di appartenenza al dominio espresso dalla disuguaglianza

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Poiché

$$M_{pl,Rd} = 814,17 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = 5777,97 \text{ kN}$$

la verifica risulta soddisfatta per tutte le combinazioni di carico di entrambe le colonne esaminate.-

La verifica a taglio, analogamente a quanto fatto per gli altri elementi, è soddisfatta quando

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

con

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1095 \text{ kN}$$

Anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta per tutte le combinazioni di carico di entrambe le tipologie di colonna.-

### 9.4 Verifiche di stabilità

La colonna necessita di essere verificata all'instabilità flesso-torsionale, analogamente a quanto fatto nei capitoli precedenti per altri elementi.-

Si determina il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale. Dall'EC3 si ha

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e quindi il coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

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

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2)$$

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§ C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flesso-torsionale.-

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.-

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k <sub>yy</sub>	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k <sub>yz</sub>	I, H, Sezioni cave	k <sub>zz</sub>	0,6 · k <sub>zz</sub>
k <sub>zy</sub>	I, H, Sezioni cave	0,8 · k <sub>yy</sub>	0,6 · k <sub>yy</sub>
k <sub>zz</sub>	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, M<sub>y,Ed</sub>≠0, , k<sub>zy</sub> = 0 (M<sub>z,Ed</sub>=0).

I coefficienti χ<sub>x</sub> e χ<sub>y</sub> sono forniti dalla normativa con le seguenti espressioni.-

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche, secondo quanto appena riportato, per entrambe le tipologie di colonna.-

VERIFICA COLONNA NON CONTROVENTATA		
Calcolo M <sub>CR</sub>		
C <sub>1</sub>	2,150	
L	17300	mm
J <sub>z</sub>	96.899.301	mm <sup>4</sup>
J <sub>t</sub>	2572043	mm <sup>4</sup>
J <sub>ω</sub>	2,45,E+12	mm <sup>6</sup>
M <sub>CR</sub>	819.019.283	Nmm

VERIFICA COLONNA CONTROVENTATA		
Calcolo M <sub>CR</sub>		
C <sub>1</sub>	2,150	
L	17300	mm
J <sub>z</sub>	96.899.301	mm <sup>4</sup>
J <sub>t</sub>	2572043	mm <sup>4</sup>
J <sub>ω</sub>	2,45,E+12	mm <sup>6</sup>
M <sub>CR</sub>	819.019.283	Nmm

M <sub>CR</sub> 819,02 kNm				M <sub>CR</sub> 819,02 kNm			
<b>Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo</b>				<b>Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo</b>			
$\beta_w$	1			$\beta_w$	1		
$\lambda_{LT-segnato}$	0,94			$\lambda_{LT-segnato}$	0,94		
$\lambda_{LT,0-segnato}$	0,2			$\lambda_{LT,0-segnato}$	0,2		
$\alpha_{LT}$	0,21			$\alpha_{LT}$	0,21		
$k_c$	0,94			$k_c$	0,94		
$f$	0,97			$f$	0,97		
$\Phi_{LT}$	1,023			$\Phi_{LT}$	1,023		
$\chi_{LT}$	0,726			$\chi_{LT}$	0,726		
<b>Verifica flessio-torsionale elementi presso-inflessi</b>				<b>Verifica flessio-torsionale elementi presso-inflessi</b>			
$N_{cr,y}$	2490		kN	$N_{cr,y}$	2490		kN
$N_{cr,z}$	658		kN	$N_{cr,z}$	658		kN
$\lambda_y-segnato$	1,56			$\lambda_y-segnato$	1,56		
$\lambda_z-segnato$	3,04			$\lambda_z-segnato$	3,04		
$\alpha_y$	0,21			$\alpha_y$	0,21		
$\alpha_z$	0,34			$\alpha_z$	0,34		
$\Phi_y$	1,86			$\Phi_y$	1,86		
$\Phi_z$	5,59			$\Phi_z$	5,59		
$\chi_y$	0,35			$\chi_y$	0,35		
$\chi_z$	0,10			$\chi_z$	0,10		
$\alpha_{my}$	0,6			$\alpha_{my}$	0,6		
$\alpha_{mz}$	0,6			$\alpha_{mz}$	0,6		
$\alpha_{mLT}$	0,6			$\alpha_{mLT}$	0,6		
$k_{yy}$	0,665			$k_{yy}$	0,600		
$k_{yz}$	0,604			$k_{yz}$	0,360		
$k_{zy}$	0,399			$k_{zy}$	0,360		
$k_{zz}$	1,007			$k_{zz}$	0,600		
COMB1	Fattore 1	0,135	0,485	COMB1	Fattore 1	0,203	0,726
	Fattore 2	0,114	0,068		Fattore 2	0,103	0,062
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,249	0,553		Somma	0,306	0,787
	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO
COMB2	Fattore 1	0,119	0,427	COMB2	Fattore 1	0,187	0,668
	Fattore 2	0,154	0,093		Fattore 2	0,139	0,084
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,274	0,520		Somma	0,326	0,752
	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO
COMB3	Fattore 1	0,086	0,308	COMB3	Fattore 1	0,154	0,549
	Fattore 2	0,046	0,027		Fattore 2	0,041	0,025
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,132	0,336		Somma	0,195	0,574
	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO
COMB4	Fattore 1	0,070	0,251	COMB4	Fattore 1	0,137	0,492
	Fattore 2	0,086	0,052		Fattore 2	0,078	0,047
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,156	0,302		Somma	0,215	0,538

	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO
<b>COMB5</b>	Fattore 1	0,119	0,427	<b>COMB5</b>	Fattore 1	0,187	0,668
	Fattore 2	0,114	0,068		Fattore 2	0,103	0,062
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,233	0,495		Somma	0,290	0,730
	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO
<b>COMB6</b>	Fattore 1	0,070	0,251	<b>COMB6</b>	Fattore 1	0,137	0,492
	Fattore 2	0,046	0,027		Fattore 2	0,041	0,025
	Fattore 3	0,000	0,000		Fattore 3	0,000	0,000
	Somma	0,116	0,278		Somma	0,179	0,516
	Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO		Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO

### 9.5 Verifiche agli Stati Limite di Servizio

Attraverso il software SAP2000 e una nuova matrice dei coefficienti parziali di sicurezza si sono calcolati gli spostamenti massimi della colonna.-

MATRICE COEFFICIENTI PARZIALI						
Carico	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
Carico copertura	1	1	1	1	1	1
Peso colonna	1	1	1	1	1	1
Neve	1	0,5	1	0,5	0,5	0,5
Peso controventi	1	1	1	1	1	1
Peso pannelli	1	1	1	1	1	1
Vento	0,6	1	0,6	1	0,6	0,6
VdC max	1	1	0	0	1	0
X Vdc v	1	1	1	1	1	1
X Vdc h	1	1	1	1	1	1
X vento	0,6	1	0,6	1	0,6	0,6
VdC min	0	0	1	1	0	1

$$\delta_{lim} = H/300 = 28,83 \text{ mm}$$

$$\delta = 28,5 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.-

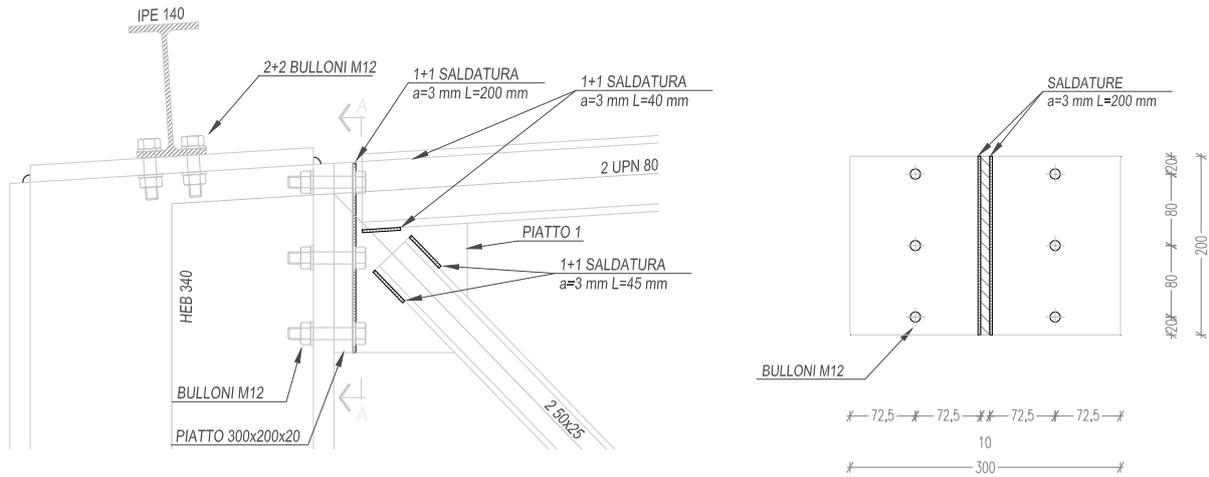
## 10. COLLEGAMENTI

### 10.1 Collegamento capriata – colonna

Il collegamento tra capriata e colonna, relativo quindi ai nodi A e M, è realizzato mediante un'unione flangiata.-

Si esegue la verifica secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, tenuto conto che il collegamento è soggetto solamente a taglio poiché gli assi di truschino, coincidenti con gli assi baricentrici, delle aste che concorrono nel nodo si incrociano in corrispondenza della sezione di contatto tra flangia e ala della colonna.-

La flangia ha dimensioni 300x200x20 mm.-



Verifica resistenza bullonatura

$F_{v,Sd}$	98,55	kN	
$t$	20	mm	
$N^{\circ}$ bulloni	3		
$N^{\circ}$ file	2		
$\Phi_{\text{bulloni}}$	12	mm	
$N^{\circ}$ sez di taglio	1		
$\Phi_{\text{foro}}$	13	mm	
$A_{\text{res}}$	84	mm <sup>2</sup>	
$F_{v,Rd}$	32,26	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	16,43		
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{v,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica a rifollamento

$e_{1,min}$	15,6	mm	
$p_{1,min}$	28,6	mm	
$e_{2,min}$	15,6	mm	
$p_{2,min}$	31,2	mm	
$e_1$	20	mm	
$p_1$	80	mm	
$e_2$	72,5	mm	
$p_2$	155	mm	
$\alpha$	0,51		
$k$	2,50		
$F_{b,Rd}$	125,54	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	16,43	kN	
$F_{v,Sd,1b}$	<	$F_{b,Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

Verifica area netta

$A_{\text{netta}}$	5480	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd}$	1852,76	kN	
$N_{Sd}$	98,55	kN	
$N_{Sd}$	<	$N_{Rd}$	<b>VERIFICATO</b>

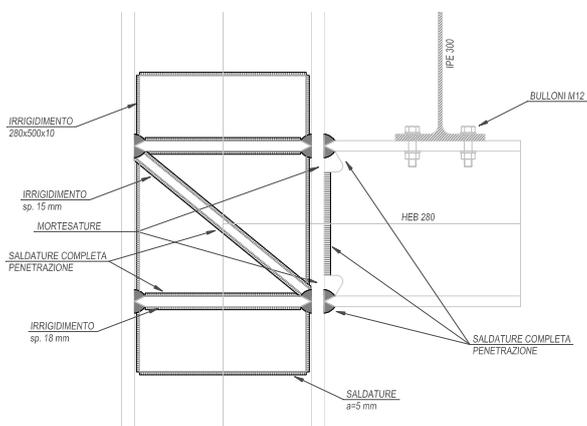
Verifica saldatura fazzoletto – flangia

NSd [kN]	a [mm]	$I_{min}$ [mm]	$I_{calcolo}$ [mm]	$I_{prog}$ [mm]	$\tau_{//}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica
98,55	3	45	31,38	200	82,13	<b>VERIFICATO</b>

10.2 Collegamento mensola – colonna

Il collegamento della mensola di appoggio della via di corsa con la colonna viene realizzato a completo ripristino di resistenza; ciò significa che il giunto deve riprendere uno momento pari almeno al momento plastico della sezione della mensola.-

La mensola è collegata alla colonna mediante saldatura a completa penetrazione, mentre all’interno delle ali della colonna vengono saldati due piatti di irrigidimento che danno continuità alle ali della mensola. Tali piatti hanno lo stesso spessore delle ali della mensola.-



Calcolato il momento plastico resistente della sezione  $M_{pl,Rd} = 544 \text{ kNm}$ , la forza S passante negli irrigidimenti orizzontali è

$$S = \frac{M_{pl,Rd}}{h_t} = 2079 \text{ kN}$$

Al fine di soddisfare le seguenti verifiche è necessario disporre un irrigidimento diagonale di spessore 15 mm e un piatto di spessore 10 mm saldato all’anima della colonna per aumentarne lo spessore.-

Resistenza pannello d’anima

Il pannello d’anima è sottoposto ad azione tagliante e la sua resistenza a taglio è analoga alla resistenza a taglio utilizzata nella verifica degli altri elementi, ma con area resistente determinata dalla somma dei contributi dell’anima della colonna, dell’irrigidimento diagonale e dell’irrigidimento verticale.-

Resistenza pannello d'anima		
$A_v$	4109,44	$mm^2$
$t_{irr,anima}$	10,00	$mm$
$A_v$	5324,44	$mm^2$
$T_{irr,diag}$	15,00	$mm$
$N_{d,rd}$	1949,34	$kN$
$\beta$	0,69	$rad$
$V_{pl,rd}$	2545,54	$kN$
$V_{Sd}$	2079,10	$kN$
$V_{Sd}$	<	$V_{pl,rd}$ <b>VERIFICATO</b>

Verifica schiacciamento anima colonna

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$F_{c,Rd} = f_y \cdot t_{wc} \cdot \left[ 1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_{N,Ed}}{f_{yc}} \right] \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Resistenza schiacciamento anima colonna		
$b_{eff}$	260,5	$mm$
$F_{c,Rd}$	2421,96	$kN$
$F_{Sd}$	2079,10	$kN$
$F_{Sd}$	<	$F_{c,Rd}$ <b>VERIFICATO</b>

Verifica strappamento ala colonna

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

Resistenza strappamento ala colonna		
$b_{eff}$	216,5	$mm$
$F_{t,Rd}$	1317,56	$kN$
$F_{t,Rd,lim}$	1192,80	$kN$
$F_{t,Rd}$	<	$F_{t,Rd,lim}$ <b>VERIFICATO</b>

## 11. FONDAZIONI

Le fondazioni sono del tipo a plinto rigido, il cui meccanismo resistente è riconducibile ad uno schema tirante-puntone. Le colonne sono saldate ad una piastra di dimensioni 660x460 mm e di spessore 30 mm, la quale poggia su uno strato di malta di livellamento di spessore 50 mm.-

Il plinto, realizzato con calcestruzzo C 25/30, ha dimensioni in pianta di 1600x1600 mm e un'altezza di 700 mm.-

I tirafondi, in numero di 4, hanno diametro  $\Phi 24$  e sono ancorati al plinto mediante rosetta saldata.-  
Le verifiche sono svolte secondo quanto riportato nell'EC3 parte 1-8 – “Progetto dei collegamenti”.-

### 11.1 Resistenza della piastra e del calcestruzzo

Si determina la resistenza a trazione e a compressione del giunto.-

La resistenza a trazione  $F_{t,1,Rd}$  è definita la minore tra:

- la resistenza a flessione della piastra di base  $F_{t,pl,Rd}$
- la resistenza a trazione dell'anima della colonna  $F_{t,wc,Rd}$

La resistenza a compressione  $F_{c,1,Rd}$  è la minore tra:

- la resistenza a compressione del calcestruzzo  $F_{c,pl,Rd}$
- la resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna  $F_{c,fc,Rd}$

#### 11.1.1 Resistenza a flessione della piastra di base

La resistenza della piastra di base è valutata sull'elemento T-Stub equivalente costituito da una parte efficace di ala tesa e dalla piastra stessa. L'EC3 stabilisce la lunghezza efficace dell'elemento in relazione ai possibili modi di collasso.-

Definiti:

- |                       |   |
|-----------------------|---|
| $e_x = 80 \text{ mm}$ | distanza bulloni dal bordo libero       |
| $e = 145 \text{ mm}$  | distanza bulloni dal bordo libero       |
| $m_x = 80 \text{ mm}$ | distanza bulloni dall'ala della colonna |
| $w = 170 \text{ mm}$  | interasse tra i bulloni                 |

si ha:

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot b_p \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x \end{array} \right\} = 230 \text{ mm}$$

La resistenza a trazione di un elemento a T è la minore fra quelle relative ai modi di collasso: snervamento della piastra, snervamento della piastra e rottura dei bulloni, rottura dei bulloni. Se l'effetto leva è ridotto le modalità di collasso si riducono a 2; l'EC3 richiede di condurre le verifiche secondo quest'ultima modalità.-

#### Modo di collasso 1-2

$$M_{pl,1-2,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_{yk} \cdot l_{eff}}{4 \cdot \gamma_{M0}} = 17,5 \text{ kNm}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1-2,Rd}}{m_x} = 437,41 \text{ kN}$$

Modo di collasso 3

$$F_{t,3,Rd} = n_b \cdot \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 406,6 \text{ kN}$$

Il meccanismo di collasso è quindi la rottura dei bulloni:

$$F_{t,pl,Rd} = \min \{ F_{t,1-2,Rd}; F_{t,3,Rd} \} = 406,66 \text{ kN}$$

**11.1.2 Resistenza a trazione dell'anima della colonna**

Si fa ancora riferimento alla lunghezza efficace precedentemente calcolata e risulta

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 933,14 \text{ kN}$$

La resistenza della parte tesa del collegamento risulta essere

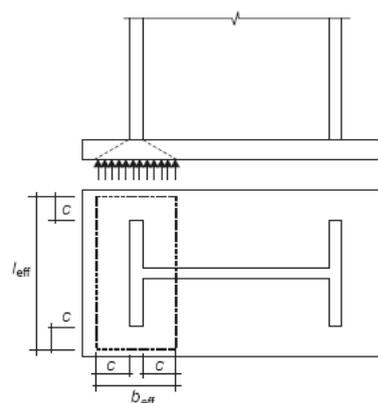
$$F_{t,l,Rd} = \min \{ F_{t,pl,Rd}; F_{t,wc,Rd} \} = 406,66 \text{ kN}$$

**11.1.3 Resistenza a compressione del calcestruzzo**

L'area efficace della piastra in compressione è legata al valore dello sbalzo c valutato con la relazione

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot f_{cd} = 9,41 \frac{N}{mm^2}$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 103,84 \text{ mm}$$



(b) Large projection

Quindi definiti

$$l_{eff} = b_c + 2 \cdot c = 507,68 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_{fc} + 2 \cdot c = 229,18 \text{ mm}$$

si ricava la resistenza a compressione del calcestruzzo

$$F_{c,pl,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} = 1094,46 \text{ kN}$$

**11.1.4 Resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna**

Dal momento resistente della colonna

$$M_{c,Rd} = W_{pl,c} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 814,17 \text{ kNm}$$

si ricava la resistenza della zona compressa dalla relazione

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} = 2556,26 \text{ kN}$$

Allora la resistenza della parte compressa del collegamento risulta essere

$$F_{c,l,Rd} = \min \{ F_{c,pl,Rd}; F_{c,fc,Rd} \} = 1094,46 \text{ kN}$$

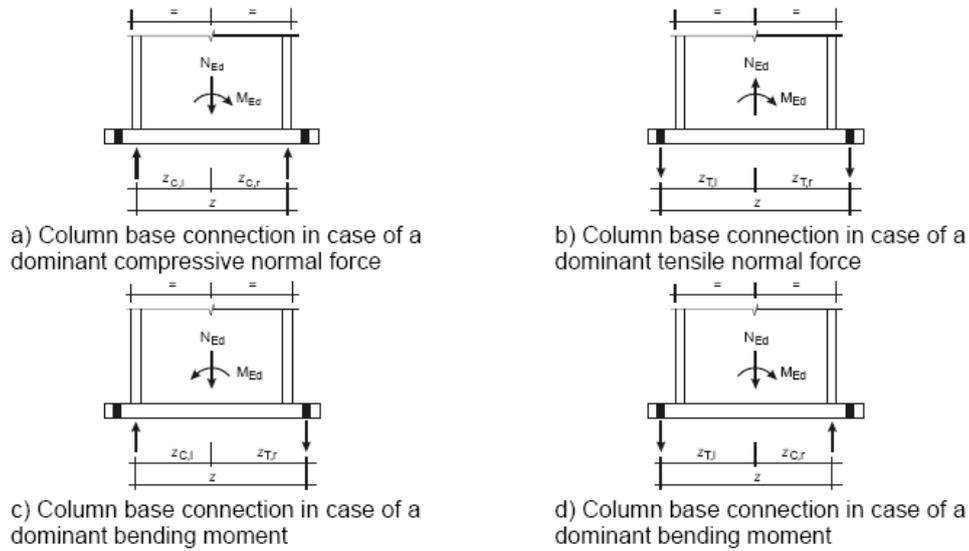
**11.2 Verifica momento resistente del collegamento**

Il momento resistente del collegamento è valutato secondo le modalità previste dall'EC3 considerando le sollecitazioni riportate nelle tabelle seguenti, la prima per la fondazione di una colonna non facente parte del sistema di controvento verticale e la seconda per una colonna del sistema di controvento.-

SOLLECITAZIONI – COLONNA NON CONTROVENTATA						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	272,23	239,83	173,17	140,77	239,83	140,77
V [kN]	26,76	39,13	16,85	29,22	26,76	16,85
M [kNm]	134,93	182,91	54,20	102,18	134,93	54,20

SOLLECITAZIONI - COLONNA CONTROVENTATA						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	407,72	375,32	308,66	276,26	375,32	276,26
V [kN]	26,76	39,13	16,85	29,22	26,76	16,85
M [kNm]	134,93	182,91	54,20	102,18	134,93	54,20

Poiché lo sforzo normale è sempre dominante nei confronti del momento si è adottato lo schema a) adottando poi le relazioni della tabella seguente per il calcolo del momento resistente del collegamento.-



Loading	Lever arm $z$	Design moment resistance $M_{j,Rd}$
Left side in tension Right side in compression	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e > z_{T,l}$   $N_{Ed} \leq 0$ and $e \leq -z_{C,r}$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1}$
Left side in tension Right side in tension	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $0 < e < z_{T,l}$   $N_{Ed} > 0$ and $-z_{T,r} < e \leq 0$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,r}/e + 1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1}$   The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,r}/e + 1}$ and $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1}$
Left side in compression Right side in tension	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e \leq -z_{T,r}$   $N_{Ed} \leq 0$ and $e > z_{C,l}$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{T,r}/e + 1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{C,l}/e - 1}$
Left side in compression Right side in compression	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $0 < e < z_{C,l}$   $N_{Ed} \leq 0$ and $-z_{C,r} < e \leq 0$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,l}/e - 1}$   The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,l}/e - 1}$
$M_{Ed} > 0$ is clockwise, $N_{Ed} > 0$ is tension $e = \frac{M_{i,d}}{N_{i,d}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$		

Colonna non controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>N</b>	-272,23	<i>kN</i>	<b>N</b>	-239,83	<i>kN</i>	<b>N</b>	-173,17	<i>kN</i>
<b>M</b>	134,93	<i>kNm</i>	<b>M</b>	182,91	<i>kNm</i>	<b>M</b>	54,20	<i>kNm</i>
<b>e</b>	-495,66	<i>mm</i>	<b>e</b>	-762,67	<i>mm</i>	<b>e</b>	-312,97	<i>mm</i>
<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>
<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>
<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>
<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>
<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	245,21	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	210,35	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	249,00	<i>kNm</i>
<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>N</b>	-140,77	<i>kN</i>	<b>N</b>	-239,83	<i>kN</i>	<b>N</b>	-140,77	<i>kN</i>
<b>M</b>	102,18	<i>kNm</i>	<b>M</b>	134,93	<i>kNm</i>	<b>M</b>	54,20	<i>kNm</i>
<b>e</b>	-725,84	<i>mm</i>	<b>e</b>	-562,62	<i>mm</i>	<b>e</b>	-385,01	<i>mm</i>
<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>
<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>
<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>
<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>
<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	213,20	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	232,13	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	271,57	<i>kNm</i>
<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

Colonna controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>N</b>	-407,72	<i>kN</i>	<b>N</b>	-375,32	<i>kN</i>	<b>N</b>	-308,66	<i>kN</i>
<b>M</b>	134,93	<i>kNm</i>	<b>M</b>	182,91	<i>kNm</i>	<b>M</b>	54,20	<i>kNm</i>
<b>e</b>	-330,95	<i>mm</i>	<b>e</b>	-487,35	<i>mm</i>	<b>e</b>	-175,59	<i>mm</i>
<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>
<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>
<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>
<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>
<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	255,16	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	247,20	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	184,80	<i>kNm</i>
<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>N</b>	-276,26	<i>kN</i>	<b>N</b>	-375,32	<i>kN</i>	<b>N</b>	-276,26	<i>kN</i>
<b>M</b>	102,18	<i>kNm</i>	<b>M</b>	134,93	<i>kNm</i>	<b>M</b>	54,20	<i>kNm</i>
<b>e</b>	-369,86	<i>mm</i>	<b>e</b>	-359,52	<i>mm</i>	<b>e</b>	-196,19	<i>mm</i>
<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>	<b>z<sub>C,r</sub></b>	159,25	<i>mm</i>
<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>	<b>z<sub>T,l</sub></b>	250	<i>mm</i>
<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>	<b>Z</b>	409,25	<i>mm</i>
<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>	<b>e</b>	<	<b>-z<sub>C,r</sub></b>
<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	267,26	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	264,19	<i>kNm</i>	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	196,94	<i>kNm</i>
<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	<b>M<sub>Sd</sub></b>	<	<b>M<sub>j,Rd</sub></b>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

11.3 Verifica a taglio

La fondazione va verificata anche a taglio: per semplicità si trascura il contributo dei tirafondi e si verifica solamente la costola, lunga 300 mm, alta 50 mm e spessa 12 mm saldata sulla parte inferiore della piastra. Inoltre si deve verificare la tensione nel calcestruzzo.-

Poiché il taglio è uguale sia per le colonne controventate che per quelle non controventate si riporta un'unica serie di verifiche.-

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>V<sub>Sd</sub></b>	26,76	<i>kN</i>	<b>V<sub>Sd</sub></b>	39,13	<i>kN</i>	<b>V<sub>Sd</sub></b>	16,85	<i>kN</i>
<b>h<sub>costola</sub></b>	50	<i>mm</i>	<b>h<sub>costola</sub></b>	50	<i>mm</i>	<b>h<sub>costola</sub></b>	50	<i>mm</i>
<b>t<sub>costola</sub></b>	12	<i>mm</i>	<b>t<sub>costola</sub></b>	12	<i>mm</i>	<b>t<sub>costola</sub></b>	12	<i>mm</i>
<b>l<sub>costola</sub></b>	300	<i>mm</i>	<b>l<sub>costola</sub></b>	300	<i>mm</i>	<b>l<sub>costola</sub></b>	300	<i>mm</i>

$A_v$	3600	$mm^2$	$A_v$	3600	$mm^3$	$A_v$	3600	$mm^3$
$V_{Rd}$	702,72	$kN$	$V_{Rd}$	702,72	$kN$	$V_{Rd}$	702,72	$kN$
$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
$\sigma_{c,y}$	1,78	$N/mm^2$	$\sigma_{c,y}$	2,61	$N/mm^2$	$\sigma_{c,y}$	1,12	$N/mm^2$
$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$	$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$	$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
<b>Combinazione 4</b>			<b>Combinazione 5</b>			<b>Combinazione 6</b>		
$V_{Sd}$	29,22	$kN$	$V_{Sd}$	26,76	$kN$	$V_{Sd}$	16,85	$kN$
$h_{costola}$	50	$mm$	$h_{costola}$	50	$mm$	$h_{costola}$	50	$mm$
$t_{costola}$	12	$mm$	$t_{costola}$	12	$mm$	$t_{costola}$	12	$mm$
$l_{costola}$	300	$mm$	$l_{costola}$	300	$mm$	$l_{costola}$	300	$mm$
$A_v$	3600	$mm^4$	$A_v$	3600	$mm^4$	$A_v$	3600	$mm^5$
$V_{Rd}$	702,72	$kN$	$V_{Rd}$	702,72	$kN$	$V_{Rd}$	702,72	$kN$
$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$	<	$V_{Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
$\sigma_{c,y}$	1,95	$N/mm^2$	$\sigma_{c,y}$	1,78	$N/mm^2$	$\sigma_{c,y}$	1,12	$N/mm^2$
$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$	$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$	$\sigma_{c,y}$	<	$f_{cd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

#### 11.4 Verifica ancoraggio tirafondi

L'ancoraggio avviene mediante rosette saldate alle estremità dei tirafondi. Le rosette hanno diametro esterno di 120 mm e spessore 15 mm.-

Si riporta un'unica verifica poiché si è dimensionato l'ancoraggio con il valore resistente per la modalità di collasso che comporta la rottura dei bulloni.-

$T_s$	406,66	$kN$
$D$	120,00	$mm$
$A_c$	10857	$mm^2$
$F_{c,Rd}$	459,59	$kN$
$T_s$	<	$F_{c,Rd}$

**VERIFICATO**

con:

$$F_{c,Rd} = 3 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

#### 11.5 Verifica plinto in calcestruzzo

Si deve verificare la massima tensione sul terreno la cui tensione di rottura è  $\sigma_{t,Rd} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ .- Si deve prestare attenzione a considerare anche il peso proprio del plinto che, viste le dimensioni, non è trascurabile.-

La tensione esercitata sul terreno è pari a:

$$\sigma_{t,max} = \frac{N_{Sd} + pp}{A} \pm \frac{M_{Sd}}{W}$$

Colonna non controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>A</b>	2000	mm	<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m
<b>B</b>	2500	mm	<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m
<b>H</b>	700	mm	<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m
<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN
<b>N<sub>tot</sub></b>	359,73	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	327,33	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	260,67	kN
$\sigma_{t,Sd}$	0,14	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,15	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,08	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m
<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m
<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m
<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN
<b>N<sub>tot</sub></b>	228,27	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	327,33	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	228,27	kN
$\sigma_{t,Sd}$	0,09	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,13	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,07	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

Colonna controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>A</b>	2000	mm	<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m
<b>B</b>	2500	mm	<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m
<b>H</b>	700	mm	<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m
<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN
<b>N<sub>tot</sub></b>	495,22	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	462,82	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	396,16	kN
$\sigma_{t,Sd}$	0,16	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,18	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,11	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m	<b>A</b>	2000	m
<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m	<b>B</b>	2500	m
<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m	<b>H</b>	700	m
<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN	<b>PP</b>	87,5	kN
<b>N<sub>tot</sub></b>	363,76	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	462,82	kN	<b>N<sub>tot</sub></b>	363,76	kN
$\sigma_{t,Sd}$	0,12	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,16	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Sd}$	0,10	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{t,Rd}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$	$\sigma_{t,Sd}$	<	$\sigma_{t,Rd}$
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

La seconda parte della verifica consiste nel verificare il meccanismo tirante-puntone del plinto, al fine di dimensionare correttamente l'armatura del plinto, tenuto anche conto che, trattandosi di opere di fondazione, si richiede che l'armatura lavori ad una tensione non superiore all'85% della tensione di snervamento e che il diametro minimo dei ferri di armatura sia il  $\Phi 16$ . Per rispettare poi

le distanze massime tra i ferri si costruisce una gabbia con 9 Φ16 in entrambe le direzioni; l'armatura risulta ben superiore ai minimi richiesti per le verifiche di resistenza.-

La tensione di progetto è calcolate con la relazione:

$$T_{sd} = \frac{N_{sd} \cdot (B - b)}{8 \cdot d}$$

$$A_{s,min} = \frac{T_{sd}}{0,85 \cdot f_{sd}}$$

Colonna non controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm
<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
d'	50	mm	d'	50	mm	d'	50	mm
d	650	mm	d	650	mm	d	650	mm
T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN	T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN	T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN
T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN	T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN	T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN
%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%	
A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>
φ	16	mm	φ	16	mm	φ	16	mm
n	9		n	9		n	9	
A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>
T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>
T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>	
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>	
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm
<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
d'	50	mm	d'	50	mm	d'	50	mm
d	650	mm	d	650	mm	d	650	mm
T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN	T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN	T <sub>sd,a</sub>	70,15	kN
T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN	T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN	T <sub>sd,b</sub>	96,33	kN
%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%	
A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	289,62	mm <sup>2</sup>
φ	16	mm	φ	16	mm	φ	16	mm
n	9		n	9		n	9	
A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>
T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>
T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,a</sub>	< T <sub>Rd</sub>	
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>		T <sub>sd,b</sub>	< T <sub>Rd</sub>	
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

Colonna controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm
<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
d'	50	mm	d'	50	mm	d'	50	mm
d	650	mm	d	650	mm	d	650	mm
T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN	T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN	T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN
T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN	T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN	T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN
%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%	
A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>
φ	16	mm	φ	16	mm	φ	16	mm
n	9		n	9		n	9	
A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>
T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>
T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm	<b>A-a</b>	1340	mm
<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm	<b>B-b</b>	1840	mm
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>		Tipo	<b>PLINTO RIGIDO</b>	
d'	50	mm	d'	50	mm	d'	50	mm
d	650	mm	d	650	mm	d	650	mm
T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN	T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN	T <sub>sd,a</sub>	105,07	kN
T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN	T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN	T <sub>sd,b</sub>	144,27	kN
%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%		%f <sub>sd</sub>	85%	
A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	433,75	mm <sup>2</sup>
φ	16	mm	φ	16	mm	φ	16	mm
n	9		n	9		n	9	
A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>	A <sub>s,min</sub>	1809	mm <sup>2</sup>
T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>	T <sub>Rd</sub>	707,87	N/mm <sup>2</sup>
T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,a</sub>	<	T <sub>Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>	T <sub>sd,b</sub>	<	T <sub>Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

11.6 Verifica a punzonamento

L'ultima verifica strutturale riguarda la verifica a punzonamento. Definito

$$u = 4 \cdot (b + h)$$

si calcola la forza sollecitante la forza resistente come

$$N_{p,Sd} = \frac{N_{Sd}}{A} \cdot [A - (b + 2h)^2]$$

$$N_{p,Rd} = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

Colonna non controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
N <sub>p,Sd</sub>	63,62	kN	N <sub>p,Sd</sub>	56,04	kN	N <sub>p,Sd</sub>	40,47	kN
u	5040	mm	u	5040	mm	u	5040	mm
N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN
N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
N <sub>p,Sd</sub>	32,90	kN	N <sub>p,Sd</sub>	56,04	kN	N <sub>p,Sd</sub>	32,90	kN
u	5040	mm	u	5040	mm	u	5040	mm
N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN
N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

Colonna controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
N <sub>p,Sd</sub>	95,28	kN	N <sub>p,Sd</sub>	87,71	kN	N <sub>p,Sd</sub>	72,13	kN
u	5040	mm	u	5040	mm	u	5040	mm
N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN
N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
N <sub>p,Sd</sub>	64,56	kN	N <sub>p,Sd</sub>	87,71	kN	N <sub>p,Sd</sub>	64,56	kN
u	5040	mm	u	5040	mm	u	5040	mm
N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN	N <sub>p,Rd</sub>	2105,84	kN
N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>	N <sub>p,Sd</sub>	<	N <sub>p,Rd</sub>
<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>			<b>VERIFICATO</b>		

11.7 Collegamento colonna – piastra

Il collegamento tra la colonna e la piastra di fondazione avviene mediante saldatura a cordone d'angolo, dimensionata in riferimento al cordone maggiormente sollecitato.-

Si calcola la massima sollecitazione che si ha nell'ala della colonna.-

$$N_{f,M} = \frac{M_{Sd}}{h - t_f}$$

$$N_{f,N} = N_{Sd} \cdot \frac{b \cdot t_f}{A}$$

$$N_d = N_{f,M} + N_{f,N}$$

Si calcolano le tensioni agenti nel cordone:

$$t_n = \frac{N_d}{2 \cdot a \cdot l}$$

$$t_{//} = \frac{V}{2 \cdot a \cdot l}$$

Quindi si verificano le due condizioni:

$$\sqrt{t_n^2 + t_{//}^2} \leq 0,7 \cdot f_{yk}$$

$$t_n \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

Colonna non controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>N<sub>f,M</sub></b>	423,66	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	574,30	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	170,17	kN
<b>N<sub>f,N</sub></b>	102,75	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	90,52	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	65,36	kN
<b>N<sub>f</sub></b>	526,40	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	664,82	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	235,52	kN
<b>V<sub>f</sub></b>	26,76	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	39,13	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	16,85	kN
<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm
<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm
<b>t<sub>n</sub></b>	160,68	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	202,94	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	71,89	N/mm <sup>2</sup>
<b>t<sub>//</sub></b>	8,17	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	11,94	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	5,14	N/mm <sup>2</sup>
<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO	
<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO	
Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>N<sub>f,M</sub></b>	320,81	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	423,66	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	170,17	kN
<b>N<sub>f,N</sub></b>	53,13	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	90,52	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	53,13	kN
<b>N<sub>f</sub></b>	373,94	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	514,18	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	223,29	kN
<b>V<sub>f</sub></b>	29,22	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	26,76	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	16,85	kN
<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm
<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm
<b>t<sub>n</sub></b>	114,14	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	156,95	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	68,16	N/mm <sup>2</sup>
<b>t<sub>//</sub></b>	8,92	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	8,17	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	5,14	N/mm <sup>2</sup>
<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO	
<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO	

Colonna controventata

Combinazione 1			Combinazione 2			Combinazione 3		
<b>N<sub>f,M</sub></b>	423,66	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	574,30	kN	<b>N<sub>f,M</sub></b>	170,17	kN
<b>N<sub>f,N</sub></b>	153,88	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	141,65	kN	<b>N<sub>f,N</sub></b>	116,49	kN
<b>N<sub>f</sub></b>	577,54	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	715,95	kN	<b>N<sub>f</sub></b>	286,66	kN
<b>V<sub>f</sub></b>	26,76	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	39,13	kN	<b>V<sub>f</sub></b>	16,85	kN
<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm	<b>a</b>	7	mm
<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm	<b>l</b>	234	mm
<b>t<sub>n</sub></b>	176,29	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	218,54	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>n</sub></b>	87,50	N/mm <sup>2</sup>
<b>t<sub>//</sub></b>	8,17	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	11,94	N/mm <sup>2</sup>	<b>t<sub>//</sub></b>	5,14	N/mm <sup>2</sup>
<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO	
<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO	

Combinazione 4			Combinazione 5			Combinazione 6		
<b>N<sub>f,M</sub></b>	320,81	<i>kN</i>	<b>N<sub>f,M</sub></b>	423,66	<i>kN</i>	<b>N<sub>f,M</sub></b>	170,17	<i>kN</i>
<b>N<sub>f,N</sub></b>	104,26	<i>kN</i>	<b>N<sub>f,N</sub></b>	141,65	<i>kN</i>	<b>N<sub>f,N</sub></b>	104,26	<i>kN</i>
<b>N<sub>f</sub></b>	425,07	<i>kN</i>	<b>N<sub>f</sub></b>	565,31	<i>kN</i>	<b>N<sub>f</sub></b>	274,43	<i>kN</i>
<b>V<sub>f</sub></b>	29,22	<i>kN</i>	<b>V<sub>f</sub></b>	26,76	<i>kN</i>	<b>V<sub>f</sub></b>	16,85	<i>kN</i>
<b>a</b>	7	<i>mm</i>	<b>a</b>	7	<i>mm</i>	<b>a</b>	7	<i>mm</i>
<b>I</b>	234	<i>mm</i>	<b>I</b>	234	<i>mm</i>	<b>I</b>	234	<i>mm</i>
<b>t<sub>n</sub></b>	129,75	<i>N/mm<sup>2</sup></i>	<b>t<sub>n</sub></b>	172,56	<i>N/mm<sup>2</sup></i>	<b>t<sub>n</sub></b>	83,77	<i>N/mm<sup>2</sup></i>
<b>t<sub>∥</sub></b>	8,92	<i>N/mm<sup>2</sup></i>	<b>t<sub>∥</sub></b>	8,17	<i>N/mm<sup>2</sup></i>	<b>t<sub>∥</sub></b>	5,14	<i>N/mm<sup>2</sup></i>
<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO		<b>Ver1</b>	VERIFICATO	
<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO		<b>Ver2</b>	VERIFICATO	

Trieste, 30 Agosto 2010