



# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

Corso di laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Corso: COSTRUZIONI IN ACCIAIO

PROGETTAZIONE DI UN CAPANNONE  
INDUSTRIALE

Professoressa: Bedon Chiara

Studenti: Santoni Filippo Osmanaj Endrit

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

# Indice

1. Descrizione del progetto .....	5
2. Azioni da Neve e Vento .....	6
2.1 Azioni da Neve.....	6
2.2 Azioni da Vento .....	8
3. Pannello sandwich.....	15
4. Dimensionamento degli arcarecci .....	16
4.1 Verifica a Taglio .....	17
4.2 Verifica a flessione e taglio .....	17
4.3 Verifica a deformabilità .....	18
4.4 Verifica di instabilità torsionale .....	19
5. Controventi di falda .....	23
5.1 Verifica a Trazione .....	24
6. Capriata .....	25
6.1 Verifica ad instabilità .....	26
6.2 Verifica a trazione.....	27
7. Crociere Rompitratte .....	28
8. Carroponte .....	29
8.1 Combinazioni di carico .....	31
8.2 Verifica ad instabilità flessione torsionale .....	32

8.3 Verifica di resistenza dell'anima a forze trasversali .....	33
8.4 Verifica a deformazione .....	35
8.5 Mensola di appoggio via di corsa .....	36
8.5.1 Verifica a taglio .....	36
8.5.2 Verifica a presso-flessione deviata .....	38
9. Controventi Verticali .....	39
9.1 Verifica a Trazione .....	40
10. Colonne .....	41
10.1 Incognita iperstatica carico da vento .....	42
10.2 Incognita iperstatica carico verticale da carroponete .....	42
10.3 Incognita iperstatica carico orizzontale da carroponete .....	43
10.4 Verifica a pressoflessione .....	44
10.5 Verifica a taglio .....	44
10.6 Verifica ad instabilità flesso torsionale .....	45
10.7 Verifica di deformabilità .....	45
11. Collegamenti Bullonati .....	46
11.1 Unione in mezzzeria della capriata fazzoletto saldato corrente superiore .....	47
11.2 Unione in mezzzeria della capriata corrente inferiore fazzoletto saldato .....	49
11.3 Unione in mezzzeria della capriata diagonale fazzoletto saldato .....	50
11.4 Unione controvento di falda .....	52
11.5 Unione controventi verticali .....	53

11.6 Unione colonna fazzoletto corrente superiore .....	54
12. Unioni saldate .....	56
13. Fondazioni.....	59
13.1 Trasferimento di forze di compressione .....	60
13.2 Verifica della piastra .....	61
13.3 Trasferimento di azione di taglio .....	62
13.4 Verifica della capacità portante del terreno .....	63
13.5 Ancoraggio dei tirafondi .....	63
13.6 Saldatura colonna-piastra.....	64
13.7 Saldatura anima .....	64

# 1. Descrizione del progetto

Il seguente esercizio riguarda la progettazione di un capannone industriale in acciaio presso la provincia di Monfalcone. I dati di progetto sono:

- Larghezza: 23m
- Lunghezza: 46m
- Altezza al colmo: 10m
- Inclinazione delle due falde:  $3,2^\circ$
- Via di corsa del carroponete: 7m dal suolo
- Interasse ruote carroponete: 2,5m

## 2. Azioni da Neve e Vento

### 2.1 Azioni da Neve

Lo sviluppo di un modello di carico per la neve viene effettuato generalmente in due fasi: la prima fase è finalizzata a valutare il carico da neve al suolo a della neve accumulata e della sua densità, considerando la caratterizzazione e la localizzazione del sito (altitudine e topografia), mentre la seconda è volta a determinare il carico da neve sulla copertura a partire da quello al suolo, attraverso la caratterizzazione locale e generale della struttura. Il carico da neve sulla copertura( $q_s$ ) dal D.M. 17/01/2018 NTC2018 viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura

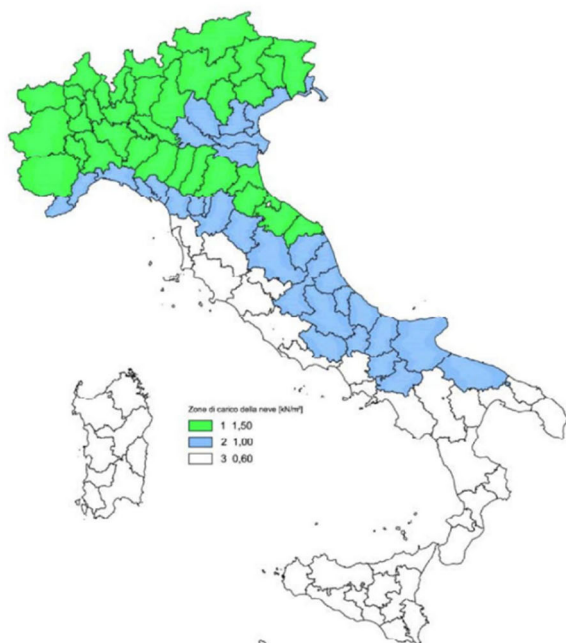
$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup> ], caratterizzato da un periodo di ritorno di 50 anni

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura

$C_e$  è il coefficiente di esposizione

$C_t$  è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione (localizzazione geografica), considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. La Provincia di Monfalcone si trova ad una quota di circa 6 m s.l.m. di conseguenza per il calcolo dei valori minimi di carico neve al suolo ricade nella Zona II con  $a_s < 200$  m s.l.m.



ZONA	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Zona I - Alpina</b>	Aosta, <b>Belluno</b> , Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, <b>Pordenone</b> , Sondrio, Torino, Trento, <b>Udine</b> , Verbanò-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 1.50$
$a_s > 200$ m	$q_{sk} = 1.39 [1 + (a_s / 728)^2]$
<b>Zona I - Mediterranea</b>	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza, Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, <b>Treviso</b> , Varese
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 1.50$
$a_s > 200$ m	$q_{sk} = 1.35 [1 + (a_s / 602)^2]$
<b>Zona II</b>	Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, <b>Gorizia</b> , Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, <b>Trieste</b> , <b>Venezia</b> , Verona
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 1.00$
$a_s > 200$ m	$q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s / 481)^2]$
<b>Zona III</b>	Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 0.60$
$a_s > 200$ m	$q_{sk} = 0.51 [1 + (a_s / 481)^2]$

Il carico della neve sulla copertura può essere modificato mediante un coefficiente di esposizione  $C_E$  per tener conto delle specifiche caratteristiche del sito, secondo la seguente tabella:

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Se non diversamente indicato  $C_E=1$ .

Il coefficiente termico  $C_t$  tiene conto dell'eventuale riduzione del carico neve dovuto allo scioglimento della neve causato dalla perdita di calore attraverso la copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ . Per la definizione delle condizioni di carico su coperture ad una o più falde si fa generalmente riferimento al coefficiente di forma  $\mu_1$  espresso in funzione dell'angolo  $\alpha$  formato dalla falda con l'orizzontale, nel caso di studio risulta pari a  $3,2^\circ$ . Il coefficiente  $\mu_1$  viene determinato mediante la seguente tabella:

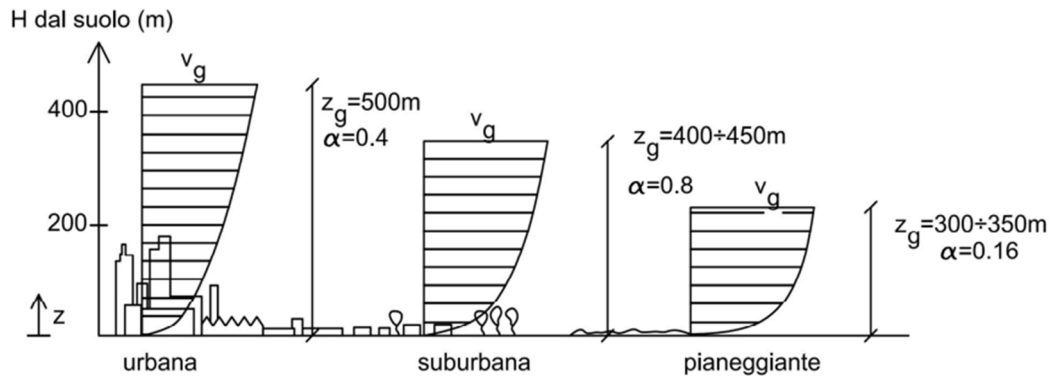
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

FALDA A-B

qsk [kN/m <sup>2</sup> ] as<200 mslm	$\alpha$	$C_E$	$C_t$
1,00	3,2	1	1
$\mu_1$ in assenza di vento	Caso 1 (in assenza vento) [kN/m <sup>2</sup> ]	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> <math>q_s</math> 0,8 </div>	
0,8	0,80		
$\mu_1$ con vento	Caso 2 (con vento) [kN/m <sup>2</sup> ]		
0,8	0,80		

## 2.2 Azioni da Vento

Per quanto riguarda l'azione del vento quest'ultimo è stato considerato agente sul lato di lunghezza maggiore della struttura in entrambe le direzioni. Le azioni orizzontali del vento che provocano effetti dinamici sulla struttura sono generalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti. La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno  $TR = 50$  anni. La  $v_b$  dipende inoltre dall'altezza a cui agisce, occorre infatti introdurre un coefficiente di profilo  $\alpha z$  che dipende dalla rugosità del terreno e dall'andamento della sua velocità media con l'altezza che segue un profilo logaritmico.



dove  $z_g$  viene detta altezza del gradiente e  $v_g$  velocità dello strato indisturbato o velocità del gradiente, velocità legata al solo gradiente di pressione in quota. Il calcolo delle azioni da vento tiene conto:

$$p(z) = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

$$p_f(z) = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_{fr}$$

$$F = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot c_d \cdot A$$

dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e(z)$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  sono i coefficienti di pressione

$c_d$  è il coefficiente dinamico

$c_{fr}$  è il coefficiente d'attrito

$A$  è la superficie di riferimento

$C_f$  è il coefficiente di forma

La velocità base del vento risulta dalla formula:

$$v_b = v_{b0} \cdot c_a$$

Dove:

$V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella tabella in funzione della zona in cui sorge la costruzione NTC 2018



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

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

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

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti nella tabella precedente in funzione della zona in cui sorge la costruzione

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione

Si riporta di seguito la mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano:



La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto  $TR$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Dove:

$v_b$  è la velocità base di riferimento, definita dalla tabella 3.3.1 della NTC 2018

$c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $TR$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{TR} \right) \right]}$$

dove  $TR$  è il periodo di ritorno espresso in anni. Dove non specificato diversamente, si assumerà  $TR = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ . Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di pressione

$c_d$  è il coefficiente dinamico

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni (positive) e depressioni (negative) agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi della costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è quindi determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento, ovvero su entrambe le facce di ogni elemento.

$$p_e(z) = q(z) \cdot c_{pe} \cdot c_d$$

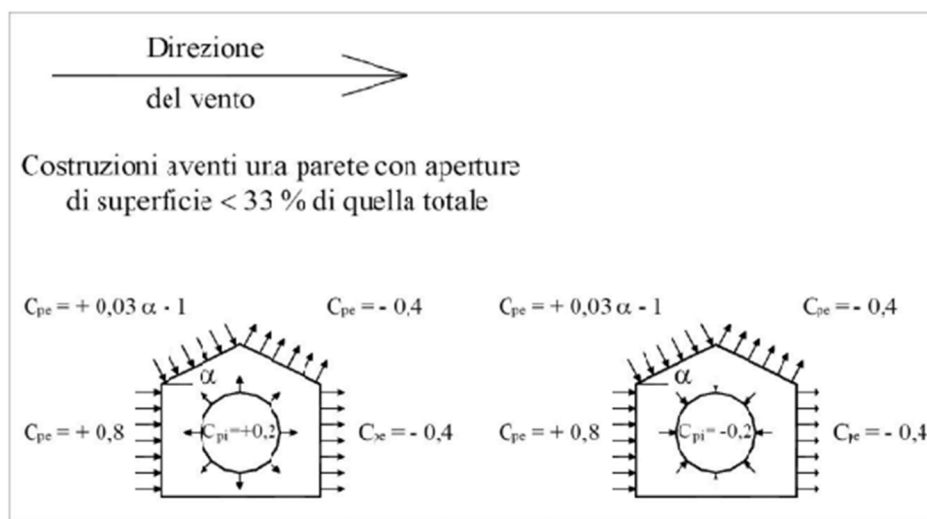
$$p_i(z) = q(z) \cdot c_{pi} \cdot c_d$$

per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha > 60^\circ$   $c_{pe} = +0.8$

per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$   $c_{pe} = 0.03\alpha - 1$

per elementi sopravvento e sottovento con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$   $c_{pe} = -0.4$

Il caso di studio risulta con una parete con aperture di superficie  $< 33\%$  del totale.



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

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

Dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_r c_e c_f$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_f$  è il coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

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

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

dove  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati da tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione, mentre  $\alpha z$  è il coefficiente di profilo che dipende da  $z$  e definisce la variazione di  $v$  con la quota (profilo logaritmico):  $\alpha z = \ln(z/z_0)$

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

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

La categoria di esposizione del sito si desume dalla classe di rugosità del terreno

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

E dalle tabelle

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

L'area di Monfalcone si trova in corrispondenza del mare, ricade nella classe di rugosità del terreno A ed essendo in zona 1 la classe di esposizione risulta essere la IV

Vengono di seguito riportati i risultati da calcolo

PARETE AB SOPRAVENTO																		
Ca (6 < 1500m)	vb0	Vb	Cr (Tr=50 anni)	Vr	ks	p	qr [N/m2]	kr	Ct	Z [m]	z0 IV	α	Ce	Cpe	Cpi	Cp	Cd (h<80m)	p [N/m2]
1	25	25	1	25	0,4	1,25	390,625	0,22	1	Z <= 8	0,3	3,28	1,63	0,8	0,2	1	1	638,36
1	25	25	1	25	0,4	1,25	390,625	0,22	1	9	0,3	3,40	1,71	0,8	0,2	1	1	668,84
1	25	25	1	25	0,4	1,25	390,625	0,22	1	10	0,3	3,51	1,78	0,8	0,2	1	1	696,54

PARETE BC SOPRAVENTO																		
Ca (6 < 1500m)	vb0	Vb	Cr (Tr=50 anni)	Vr	ks	ρ	qr [N/m2]	kr	Ct	Z [m]	z0 IV	α	Ce	Cpe	Cpi	Cp	Cd (h<80m)	p [N/m2]
1	25	25	1	25	0,4	1,25	390,625	0,22	1	10	0,3	3,506558	1,783146	-0,4	-0,2	-0,6	1	-417,925

PARETE CD SOTTOVENTO																		
Ca (6 < 1500m)	vb0	Vb	Cr (Tr=50 anni)	Vr	ks	ρ	qr [N/m2]	kr	Ct	Z [m]	z0 IV	α	Ce	Cpe	Cpi	Cp	Cd (h<80m)	p [N/m2]
1	25	25	1	25	0,4	1,25	390,625	0,22	1	10	0,3	3,506558	1,783146	-0,4	-0,2	-0,6	1	-417,925

PARETE DE SOTTOVENTO																		
Ca (377 < 1500 m)	vb 0	V b	Cr (Tr=5 0 anni)	Vr	ks	p	qr [N/m2 ]	kr	C t	Z [m ]	z0 IV	α	Ce	Cp e	Cp i	Cp	Cd (h<80 m)	p [N/m2 ]
1	25	2 5	1	2 5	0, 4	1,2 5	390,62 5	0,2 2	1	8	0, 3	3,28341 4	1,63421 2	- 0,4	- 0, 2	- 0, 6	1	- 383,01 8
1	25	2 5	1	2 5	0, 4	1,2 5	390,62 5	0,2 2	1	9	0, 3	3,40119 7	1,71222 4	- 0,4	- 0, 2	- 0, 6	1	- 401,30 2
1	25	2 5	1	2 5	0, 4	1,2 5	390,62 5	0,2 2	1	10	0, 3	3,50655 8	1,78314 6	- 0,4	- 0, 2	- 0, 6	1	- 417,92 5

Si calcola in seguito la pressione tangenziale data dal vento secondo la formula

$$p_f = q_r c_e c_{fr}$$

Dove  $c_{fr}$  è il coefficiente d'attrito considerando superficie liscia  $c_{fr}=0,01$

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

Si riportano i risultati da calcolo

Pressione tangenziale		
q (N/m <sup>2</sup> )	cfr	pf N/m <sup>2</sup>
638,3641	0,01	6,383641
668,8374	0,01	6,688374
696,5413	0,01	6,965413

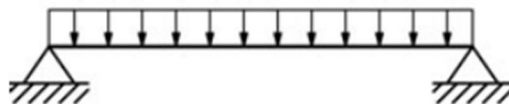
Data la simmetria del capannone entrambe le pressioni calcolate risultano le stesse sia per il lato lungo che quello corto.

### 3. Pannello sandwich

È stato scelto un pannello sandwich della marca Isopan in poliuretano 8cm, lo spessore della lamiera è di 5mm mentre il peso risulta di 12,1kg/m<sup>2</sup>. Si è scelto di definire un interasse tra le colonne di circa 3,83m sarà di conseguenza necessario tagliare i pannelli i quali sono forniti con una lunghezza di 4m; allo stesso modo si è scelto di mantenere un interasse costante anche per gli arcarecci e di conseguenza per i nodi della capriata che sarà pari ad 1,917m anche in questo caso sarà necessario tagliare i pannelli i quali verranno forniti dal produttore con una lunghezza di 2m. Vengono di seguito riportati i dati di peso dei pannelli per i diversi spessori:

#### PESO DEI PANNELLI

Spessore lamiera (mm)		Spessore nominale del pannello (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
<b>0,4/0,4</b>	kg/m <sup>2</sup>	8,3	8,7	9,1	9,2	10,4	11,1	11,9
<b>0,5/0,5</b>	kg/m <sup>2</sup>	10,1	10,5	10,9	11,4	12,1	12,9	13,7
<b>0,6/0,6</b>	kg/m <sup>2</sup>	11,9	12,2	12,7	13,1	13,9	14,7	15,5



LAMIERE IN ACCIAIO 0,5 / 0,5 mm – Appoggio semplice 120 mm								
CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO [kg/mq]	SPESSORE NOMINALE PANNELLO mm							
	30	40	50	60	80	100	120	
	INTERASSI MAX cm							
<b>80</b>	295	330	370	400	470	530	590	
<b>100</b>	260	305	330	370	430	490	540	
<b>120</b>	220	275	300	330	395	435	490	
<b>140</b>	195	250	270	295	<b>350</b>	410	460	
<b>160</b>	170	220	250	270	320	380	420	
<b>180</b>	150	200	230	245	285	340	400	
<b>200</b>	140	180	210	225	260	310	360	
<b>220</b>	125	165	200	210	240	280	330	
<b>250</b>	110	145	180	195	215	250	280	

Per il dimensionamento di tutti gli elementi strutturali del capannone industriale un acciaio del tipo S355 con profili di classe 1

Acciai laminati				
Norma e tipo di acciaio	Spessore nominale della membratura			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
EN 10025-2	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

## 4. Dimensionamento degli arcarecci

Ipotizzando una sezione IPE 160 è stato individuato tramite sagomario il peso proprio della IPE, successivamente è stata svolta l'analisi dei carichi considerando il peso del pannello, il peso della sezione ed il carico neve, per un interasse degli arcarecci di 1,9167m. Si verifica l'arcareccio di bordo e l'arcareccio centrale, i risultati della verifica sono riportati solo per l'arcareccio centrale considerandolo come il più sollecitato. Il carico totale  $Q_{tot}$  determinato attraverso la combinazione dei carichi data la conformazione inclinate delle falde è stata proiettata lungo i due assi x,y ed utilizzata per ricavare il momento ed il taglio nelle due direzioni tramite le seguenti formule:

$$M_{Ed} = \left( \frac{ql^2}{8} \right) \qquad V_{Ed} = \left( \frac{ql}{2} \right)$$

### Verifica a presso-flessione

Questa verifica si esegue tramite normativa NTC 2018 per sezioni di classe 1 e 2 mediante la seguente formula:

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} \leq 1$$

Definendo:

$$M_{x,pl,Rd} = \left( \frac{W_{pl,x} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right) \qquad M_{y,pl,Rd} = \left( \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)$$

Md,y	Md,x	Wpl,y	Wpl,x
kNm	kNm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
5,224	0,293	26,1	123,9
Mply	Mplx	verifica	
kNm	kNm	0,60	
8,82	41,89		

La verifica risulta dunque soddisfatta



## 4.1 Verifica a Taglio

Questa verifica si esegue tramite normativa NTC 2018 dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  viene definita come:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Essendo  $A_v$  l'area resistente a taglio che per sezioni ad I-H risulta essere pari a

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Dove:

$A$  è l'area della sezione

$b$  è la larghezza delle ali

$t_f$  è lo spessore delle ali

$t_w$  è lo spessore dell'anima

$r$  è il raggio di raccordo tra ali ed anima

Si riportano i calcoli svolti

Taglio sollecitante in y	Ved,y	5,46	kN
Taglio sollecitante in x	Ved,x	0,31	kN
Area lorda	A	2009	mm <sup>2</sup>
larghezza	b	82	mm
Spessore anima	tw	5	mm
Spessore ali	tf	7,4	mm
Raggio di raccordo	r1	9	mm
Area resistente a taglio	Av	965,6	mm <sup>2</sup>
Taglio resistente	Vc,rd	188,48	kN

La verifica risulta soddisfatta

## 4.2 Verifica a flessione e taglio

Poiché  $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}$  non è necessario svolgere la verifica a flessione e taglio utilizzando un momento ridotto.

## 4.3 Verifica a deformabilità

Tramite questa verifica che fa parte degli SLE si valuta il carico agente in due diverse modalità:

combinazione rara  $Q_{tot} = G_{1k} + G_{2k} + Q_k$

combinazione carichi variabili  $Q_{tot} = Q_k$

Lo schema statico degli arcarecci è stato ricondotto allo schema di trave semplicemente appoggiata facendo riferimento ad una lunghezza della campata  $l$  pari a 3,83m, la freccia in mezzeria risulta essere:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{Q_{tot} l^4}{E J}$$

I limiti definiti dalla NTC 2018 risultano di  $l/200$  considerando  $Q_{tot}$  tramite la prima modalità e di  $l/250$  considerando  $Q_{tot}$  tramite la seconda modalità. Vengono di seguito riportati i calcoli svolti:

Freccia massima limite	$\delta_{max,lim}$	19,15	mm
Freccia limite carichi variabili	$\delta_{lim,k}$	15,32	mm

Calcolo freccia totale			
Combinazione RARA	$F_d = G_1 + G_2 + Q$	1,9232807	kN/m
Proiezione direzione y	$q_{d,rara,y}$	1,92	kN/m
Proiezione direzione x	$q_{d,rara,x}$	0,11	kN/m
Freccia in y	$f_y$	2,95	mm
Freccia in x	$f_x$	2,10	mm
Freccia globale	$\delta_{max}$	3,62	mm

Carico neve	$q_s$	0,8	kN/m <sup>2</sup>
Carico di progetto	$Q_k$	1,53	kN/m
Proiezione direzione y	$q_{d,rara,y}$	1,53	kN/m
Proiezione direzione x	$q_{d,rara,x}$	0,09	kN/m
Freccia in y	$f_y$	2,35	mm
Freccia in x	$f_x$	1,68	mm
Freccia variabile	$\delta_k$	2,89	mm

La verifica risulta dunque soddisfatta.

## 4.4 Verifica di instabilità flessione-torsionale

Essendo gli arcarecci soggetti a sforzo normale e momento si calcola tramite EC3 il momento elastico Critico per instabilità flessione torsionale, la formula è quella semplificata dato l'utilizzo di profili con sezione doppiamente simmetrica senza la presenza di incastri alle estremità.

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

dove:

$l_0$  è la lunghezza di libera inflessione

$J_y$  è il momento d'inerzia assiale rispetto all'asse debole (asse y)

$J_t$  è la costante torsionale, per i profilati che si possono scomporre in porzioni rettangolari sottili, di ampiezza ai e spessore it

la costante torsionale è:  $J_t = \frac{1}{3} \sum_1^n b t^3$  dove n rappresenta il numero dei piatti di larghezza b e spessore t

$C_1$  per definirlo si introduce il coefficiente di lunghezza efficace per rotazione di un estremo che in caso di assenza di incastri è pari ad 1, tramite questo dato si ricava il coefficiente  $C_1$  per sezioni I,H secondo prospetto F1.2 dell'EC3

Condizione di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

$J_\omega$  è la costante di ingobbamento che per i profili I ed H risulta essere pari a  $J_\omega = \frac{1}{24} t_f b^3 h_a^2$  dove  $t_f$  è lo spessore delle ali b è la larghezza delle ali ed  $h_a$  è la distanza tra gli assi delle due ali approssimabile con h altezza profilo.

Per aste soggette a sforzo normale e momento flettente è necessario svolgere un'ulteriore verifica legata all'instabilità a pressoflessione tramite metodo B dell'EC3

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_x A f_{yk}} + k_{xx} \frac{M_{x,Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{LT} W_x f_{yk}} + k_{xy} \frac{M_{z,Ed} \gamma_{M1}}{W_y f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_y A f_{yk}} + k_{yy} \frac{M_{x,Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{LT} W_y f_{yk}} + k_{yx} \frac{M_{z,Ed} \gamma_{M1}}{W_x f_{yk}} \leq 1$$

Dove

$N_{Ed}$  è lo sforzo normale assiale di progetto

$M_{x,Ed}$ - $M_{y,Ed}$  sono i momenti flettenti massimi di progetto sull'asta, rispettivamente attorno all'asse x e y

$\chi_x, \chi_y$  sono i coefficienti di riduzione per l'instabilità a compressione che si ricavano attraverso le seguenti formule:

$$N_{x,cr} = \frac{\pi^2 E J_x}{l_0^2} \quad N_{y,cr} = \frac{\pi^2 E J_y}{l_0^2} \quad \text{con } N_{cr,x,y} \text{ carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia}$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{x,CR}}} \quad \lambda_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{y,CR}}} \quad \text{con } \lambda_x, \lambda_y \text{ coefficienti di snellezza normalizzata}$$

$$\phi_x = 0,5 [1 + \alpha_x (\lambda_x - 0,2) + \lambda_x^2] \quad \phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] \quad \text{con } \Phi \text{ coefficiente}$$

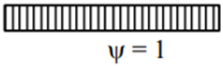




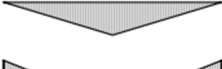


Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	
Sezioni curve		Sezione formata "a caldo"		qualunque	a	a <sub>0</sub>
		Sezione formata "a freddo"		qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale		qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5 t_f$ ; $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$		qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualunque	c	c
Sezioni ad L				qualunque	b	b
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \lambda_x^2}} \quad \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

$\chi_{LT}$  è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flessione torsionale e si ricava attraverso i seguenti passaggi:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{CR}}} \quad \text{con } \lambda_{LT} \text{ snellezza adimensionale e } W_y \text{ modulo di resistenza relativo al tipo di sezione}$$

$f = 1 - 0,5 (1 - K_c)[1 - 2(\lambda_{LT} - 0,8)^2]$  con  $f$  coefficiente di redistribuzione del momento e  $K_c$  ricavato dalla tabella 4.2.VIII in funzione dell'andamento del momento flettente sull'asse

Moment distribution	$K_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}}$$

$k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy}$  sono i coefficienti di interazione dei momenti con gli spostamenti di sbandamento laterale

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

$\chi_x$	0,653
$\chi_y$	0,114
$\chi_{LT}$	0,590
$k_{xx}$	1,036
$k_{xy}$	1,151
$k_{yx}$	0,717
$k_{yy}$	1,918
$w_x$ [mm <sup>3</sup> ]	123900
$w_y$ [mm <sup>3</sup> ]	26100
$\phi_x$	1,038
$\phi_y$	4,812
$\phi_{LT}$	1,179
Verifica 1	0,821
Verifica 2	0,987

La verifica risulta soddisfatta per un profilo IPE 160.

## 5. Controventi di falda

Per il dimensionamento dei controventi di falda è stato considerato come per la capriata un passo tra i nodi di 1,9167 m ed un passo tra le capriate di 3,83m. La modellazione attraverso il software SAP è stata eseguita considerando i diagonali compressi come instabili, a favore di sicurezza, vengono dunque analizzati i soli diagonali tesi. Per la progettazione si farà riferimento alla sollecitazione di trazione maggiore presente nei diagonali, calcolando l'area minima della sezione che resista alla trazione presente. Considerando come previsto da normativa l'utilizzo di bulloni M12, l'area netta della sezione reagente a trazione dovrà tenere conto dell'area del foro del bullone. La dimensione della sezione è stata scelta in funzione delle distanze limite dai bordi e1 ed e2 secondo la tabella 4.2.XIII della ntc 2018. Lo sforzo di progetto è dato dalla pressione del vento sulla facciata AB sommata a quella in depressione sulla facciata CD. Si determina la pressione del vento agente su ogni area appartenente a ciascun nodo ottenendo la forza concentrata agente sul nodo stesso. Le aree di carico fanno parte della metà superiore della facciata considerando che il restante carico sia assorbito dalle colonne. La compressione risultante dalla modellazione dei diagonali di falda verrà in seguito aggiunta alla compressione data dalle forze verticali per il calcolo della capriata. La pressione agente risulta essere:

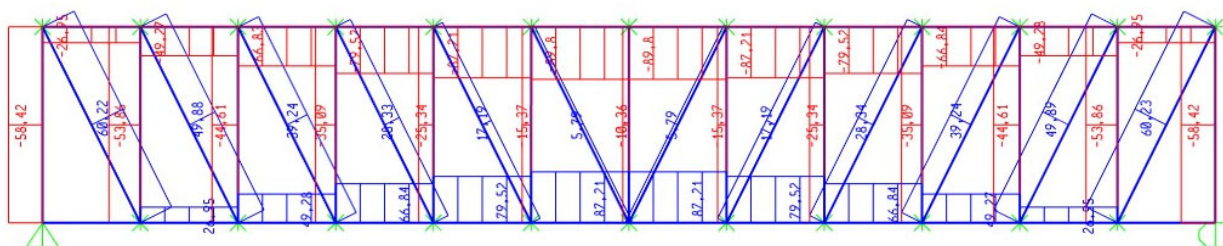
Pressione del vento		
P	1,09	[KN/m2]

Vengono in seguito definite le aree di carico e le forze concentrate ai nodi

Area agente							
	Area 1	Area 2	Area 3	Area 4	Area 5	Area 6	Area 7
m²	4,2	8,51	8,76	8,97	9,17	9,38	9,53
Forza agente							
	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
KN	4,56	9,25	9,52	9,75	9,97	10,19	10,36

Area agente						
	Area 8	Area 9	Area 10	Area 11	Area 12	Area 13
m2	9,38	9,17	8,97	8,76	8,51	4,2
Forza agente						
	F8	F9	F10	F11	F12	F13
KN	10,19	9,97	9,75	9,52	9,25	4,56

Attraverso l'utilizzo del software SAP 2000 è stato ricavato lo sforzo di trazione massimo presente nei diagonali  
 $N_{Ed}=60\text{KN}$



## 5.1 Verifica a Trazione

La verifica viene svolta tramite le seguenti formule:

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

$$A_{netta} = A_{lorda} - A_{foro}$$

$$A_{min,resist} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{lorda} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

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

Resistenza a trazione del profilo U 40x20					
A lorda	A bullone M12	A netta	A minima resistente	Nplrd	Nurd
mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	KN	KN
366	113,1	252,9	178,1	123,7	92,9

NRd	Ned
KN	KN
92,86	60,22

La verifica risulta dunque soddisfatta per un profilo U 40x20.



## 6. Capriata

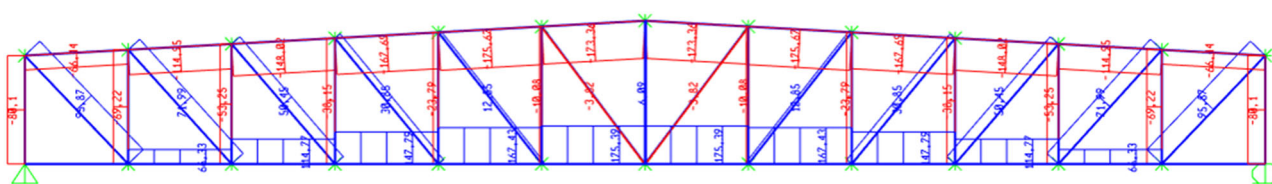
La capriata scelta per l'esercitazione progettuale è una capriata Mohniè questo in quanto risulta essere un modello ampiamente utilizzato nel settore con affidabilità in termini di resistenza specie contro instabilità, contando su diagonali sollecitati a trazione. I profili scelti per la realizzazione dei correnti superiore, inferiore e dei diagonali risultano essere a doppia C dato un momento di inerzia elevato e grazie alla facilità e versatilità in termini di giunzioni ed a livello pratico-realizzativo. Considerando un'altezza al colmo di 10m ed un'altezza della via di corsa del carro ponte di 7m è stata individuata un'altezza dei montanti di estremità di circa 1/10 della luce, nel caso in questione data una luce di 23m è stato deciso di considerare un'altezza di 2m. L'interasse dei nodi della capriata è stato considerato pari all'interasse degli arcarecci  $l=1,916\text{m}$  i quali scaricano puntualmente sui nodi. I carichi agenti sulla capriata sono:

Carichi agenti	Carico neve	Copertura	Arcarecci
$\text{kN/m}^2$	0,8	0,121	-
$\text{kN/m}$	1,533	0,232	0,158
$\text{kN}$	5,873	0,888	0,605

Il carico concentrato ricavato mediante combinazione dei carichi per arcarecci di bordo e centrali viene aumentato di un 20% per tenere conto del peso dei profili.

F arcarecci centrali	F arcarecci di bordo
$\text{kN}$	$\text{kN}$
13,26	7,17

Attraverso il software SAP 2000 è stato possibile definire le sollecitazioni agenti in ogni asta



Sollecitazioni massime di progetto:

Elemento	Compressione/Trazione
Corrente superiore compresso	-175,39
Corrente inferiore teso	175,67
Montanti di bordo compressi	-80,1
Diagonali tesi	95,87
Diagonali compressi centrali	-3,82

## 6.1 Verifica ad instabilità

La verifica più gravosa e quindi dimensionante per profili snelli compressi risulta essere la verifica ad instabilità, si procede dunque con la verifica ad instabilità del puntone compresso. Allo sforzo normale agente calcolato viene sommato lo sforzo di compressione dato dai controventi di falda, in quanto il corrente inferiore di quest'ultimo coincide con il corrente superiore della capriata. I parametri necessari per la verifica si ricavano con le stesse formule precedentemente utilizzate, si procede dunque a riportare i valori da calcolo:

$$N_{b,Rd} > N_{Ed}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{sezione} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

CORRENTE SUPERIORE COMPRESSO 2 U 65X42											
Area	Jx	N <sub>ed</sub>	EJ <sub>x</sub>	L <sub>0</sub>	N <sub>cr</sub>	λ <sub>segnato</sub>	α	Φ	χ	N <sub>b,rd</sub> [kN]	Verifica
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[kN]	[Nmm <sup>2</sup> ]	[m]	[kN]	-	-	-	-	[kN]	
18,06	115	265,19	2,415E+11	1,9167	648,797	0,994	0,49	1,189	0,543	331,791	ok

La verifica risulta soddisfatta con l'utilizzo di due profili U 65x42, questo profilo permette di rispettare le distanze minime dal bordo come previsto nella tabella 4.2.XIII della NTC 2018 quando si dovranno giuntare i due correnti superiori nella mezzeria della campata, data una lunghezza di 23m. Le altre verifiche per profili compressi sono state condotte allo stesso modo, si riportano i risultati ottenuti

Verifica ad instabilità del montante di bordo compresso ovvero il più sollecitato

MONTANTE DI BORDO COMPRESSO 2 U 40X35											
Area	Jx	N <sub>ed</sub>	EJ <sub>x</sub>	L <sub>0</sub>	N <sub>cr</sub>	λ <sub>segnato</sub>	α	Φ	χ	N <sub>b,rd</sub> [kN]	Verifica
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[kN]	[Nmm <sup>2</sup> ]	[m]	[kN]	-	-	-	-	[kN]	
12,42	28,2	80,1	5,92E+10	1,9167	159,10	1,66	0,49	2,245	0,267	111,98	ok

La verifica risulta soddisfatta con l'utilizzo di due profili U 40x35

Verifica ad instabilità dei diagonali centrali compressi

DIAGONALE COMPRESSO 2 U 35X15											
Area	Jx	N <sub>ed</sub>	EJ <sub>x</sub>	L <sub>0</sub>	N <sub>cr</sub>	λ <sub>segnato</sub>	α	Φ	χ	N <sub>b,rd</sub> [kN]	Verifica
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[kN]	[Nmm <sup>2</sup> ]	[m]	[kN]	-	-	-	-	[kN]	
4,42	5,06	3,82	1,06E+10	1,9167	28,55	2,34	0,49	3,774	0,149	22,20	ok

La verifica risulta soddisfatta con l'utilizzo di due profili U 35x15 nonostante ciò tutti i diagonali verranno realizzati con la stessa sezione, in questo caso la sezione sarà scelta in base alla verifica di trazione dei diagonali tesi.

## 6.2 Verifica a trazione

Questa verifica verrà svolta nel medesimo modo utilizzato per i controventi di falda ipotizzando a favore di sicurezza l'utilizzo di bulloni M18, vengono dunque riportati i valori da calcolo

2 U 60x30	sollecitazione di trazione diagonale teso							
	Ned [KN]				fyk [Pa]	ftk [Pa]	YMO	YM2
	95,87				355	510	1,05	1,25
	resistenza a trazione del profilo							
	A lorda	A bullone M18	A netta	A minima resistente	Nplrd	Nurd	NRd	Ned
	mm2	mm2	mm2	mm2	KN	KN	KN	KN
	1292	254,47	1037,53	283,56	436,82	380,98	380,98	95,87

La verifica risulta soddisfatta con l'utilizzo di due profili ad U 40x20 ma per rispettare le distanze dai bordi previste dalla tabella 4.2.XIII della NTC 2018 sono stati scelti due profili ad U 60x30 che verranno utilizzati anche per i diagonali compressi. La bullonatura sarà necessaria per il congiungimento in corrispondenza della mezzeria della campata sul lato corto della facciata, data una lunghezza di 23m.

Verifica a trazione del corrente inferiore

2 U 60x30	sollecitazione di trazione corrente inferiore teso							
	Ned [KN]				fyk [Pa]	ftk [Pa]	YMO	YM2
	175,67				355	510	1,05	1,25
	resistenza a trazione del profilo							
	A lorda	A bullone M18	A netta	A minima resistente	Nplrd	Nurd	NRd	Ned
	mm2	mm2	mm2	mm2	KN	KN	KN	KN
	1292	254,47	1037,53	519,59	436,82	380,98	380,98	175,67

La verifica risulta soddisfatta con l'utilizzo di due profili ad U 50x25 ma per rispettare le distanze dai bordi previste dalla tabella 4.2.XIII della NTC 2018 sono stati scelti due profili ad U 60x30. La bullonatura sarà necessaria per il congiungimento in corrispondenza della mezzeria della campata sul lato corto della facciata, data una lunghezza di 23m.

## 7. Crociere Rompitratta

la capriata viene intesa come asta composta e di conseguenza deve essere verificata per instabilità globale tramite l'introduzione di vincoli fuori dal piano della capriata ovvero le crociere rompitratta in modo tale da non far svergolare la trave composta a causa dell'instabilità flessione torsionale. Il carico critico applicabile alla capriata risulta essere:

$$q_{crit} = \pi^4 \frac{E J_{y,min}}{l^4} h$$

Dove

L è la lunghezza efficace che per carrello e cerniera corrisponde con la lunghezza reale, fissata a 3,834m pari a due campi della capriata.

J<sub>y,min</sub> è il momento di inerzia minimo della sola briglia tesa

H è l'altezza del montante di bordo della capriata

Nell'esercitazione progettuale è stato imposto il carico critico agente e determinato il momento di inerzia minimo per la sezione del corrente inferiore teso. Q critico è stato definito come:

$$q_{crit} = \frac{F}{p}$$

Dove

F è la forza concentrata agente sul nodo

P è il passo fra i nodi

Inerzia minima briglia inferiore capriata			
Carico al nodo	F	13259,1	N
Passo nodi	p	1916,7	mm
Carico distribuito	q	6,92	N/mm
Luce libera di inflessione	L0	3833,4	mm
Modulo elastico	E	210000	N/mm <sup>2</sup>
altezza utile	h	2000	mm
momento d'inerzia minimo	J <sub>y,min</sub>	3,65	cm <sup>4</sup>

Il momento di inerzia minimo derivante dalla verifica risulta essere J<sub>y,min</sub>=3,65 cm<sup>4</sup> inferiore rispetto al momento di inerzia della sezione scelta per il corrente inferiore teso, J<sub>y</sub>=4,51 cm<sup>4</sup> per un singolo profilo ad U 60x30, le crociere rompitratta che limiteranno ulteriormente questo comportamento verranno realizzate con il medesimo profilo.

## 8. Carroponte

I dati di progetto riguardanti il carroponte vengono di seguito riportati:

- Via di corsa del carroponte a 7 m dal suolo
- Interasse ruote  $s_s=2,5$  m
- Portata nominale 5t

La normativa CNR 10021-85 classifica gli apparecchi di sollevamento in classi in relazione ai compiti che devono assolvere durante la loro vita. La classe è definita in base ai due parametri:

- Numero totale di cicli di carico;
- Regime di carico, definito dal fattore di spettro.

Sono previsti 10 intervalli  $U_i$  del numero totale dei cicli  $n$  definiti dal prospetto 2-I

Simbolo	Numero totale dei cicli $n$
$U_0$	$0 < n \leq 16.000$
$U_1$	$16.000 < n \leq 32.000$
$U_2$	$32.000 < n \leq 63.000$
$U_3$	$63.000 < n \leq 125.000$
$U_4$	$125.000 < n \leq 250.000$
$U_5$	$250.000 < n \leq 500.000$
$U_6$	$500.000 < n \leq 1.000.000$
$U_7$	$1.000.000 < n \leq 2.000.000$
$U_8$	$2.000.000 < n \leq 4.000.000$
$U_9$	$4.000.000 < n$

Prospetto 2-I

Il numero di cicli previsti per il carroponte da progetto è di 100.000 ricade dunque nella classe  $U_3$ . Il regime di carico è caratterizzato da uno spettro, cioè una funzione che mette in relazione i carichi che l'apparecchio è destinato ad alzare nel corso della sua vita utile con il numero di volte in cui tale innalzamento avviene. Sono previsti quattro valori tipici  $Q_i$  del regime di carico definiti in base al fattore di spettro come esposto dal prospetto 2-II

Simbolo del regime del carico	Valore del fattore di spettro
$Q_1$	$Kp \leq 0,125$
$Q_2$	$0,125 < Kp \leq 0,250$
$Q_3$	$0,250 < Kp \leq 0,500$
$Q_4$	$0,500 < Kp \leq 1,000$

Prospetto 2-II

L'apparecchio di sollevamento è caratterizzato da un fattore di spettro  $Kp$  pari a 0,75, il regime di carico è dunque classificato Q4.

La classe dell'apparecchio di sollevamento è A5 come definito dal prospetto 2-III

Regime di carico	Numero totale dei cicli									
	U0	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
Q1	A1	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Q2	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8
Q3	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8
Q4	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8	A8

Prospetto 2-III

Dal Prospetto 4-I si individua il fattore moltiplicativo  $M$  con cui è necessario amplificare le sollecitazioni di progetto

Classe	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Valore del coefficiente $M$	1	1,02	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17	1,20

Prospetto 4-I

Si ha un coefficiente moltiplicativo per le azioni statiche delle ruote  $M=1,11$  dato dalla classe di sollevamento A5

Al fine di incrementare le prestazioni nel piano orizzontale con particolare riferimento alle azioni di serpeggiamento è predisposto un angolare ad ali disuguali saldato sull'ala superiore della via di corsa da un lato e dall'altro collegato alla colonna. Di questo irrigidimento non si terrà conto nella fase progettuale.

## 8.1 Combinazioni di carico

Dalla simulazione mediante SAP delle azioni con schema di trave continua su tre appoggi a carico dinamico si ottengono i seguenti risultati:

Risultati SAP	
$R_{max}$ [KN]	71
$H_{frenatura}$ [KN]	7,1
$H_{serpeggiamento}$ [KN]	10,14

Le condizioni e combinazioni di carico sono trattate all'interno della CNR 10021-85 secondo la quale sono da verificare le seguenti condizioni di carico

Combinazione di carico I:

$$F_d = M (G + R_{max})$$

- Con G peso proprio della via di corsa
- M coefficiente moltiplicativo delle azioni

Combinazione di carico II:

$$F_d = M (G + R_{max}) + H_{serpeggiamento} + H_{frenatura}$$

Si riportano i risultati

Combinazione 1	
$M_{Edy}$ [KNm]	39,64
$V_{Edz}$ [KN]	74

Combinazione 2	
$M_{Edy}$ [KNm]	39,64
$V_{Edz}$ [KN]	74
$M_{Edz}$ [KNm]	9,7
$V_{Edy}$ [KN]	10,14
$N_{Edx}$ [KN]	7,1

Le verifiche saranno eseguite con la scelta di un profilo IPE 330

## 8.2 Verifica ad instabilità flessione torsionale

La verifica risulta la stessa utilizzata per gli arcarecci, vengono dunque riportati i valori da calcolo

$\chi_x$	0,939
$\chi_{LT}$	0,900
$\chi_y$	0,345
$k_{xx}$	0,951
$k_{xy}$	0,578
$k_{yx}$	0,998
$k_{yy}$	0,963
$w_x$ [mm <sup>3</sup> ]	804300
$w_y$ [mm <sup>3</sup> ]	153700
$\phi_x$	0,596
$\phi_y$	1,795
$\phi_{LT}$	0,686
Verifica 1	0,48
Verifica 2	0,78



## 8.3 Verifica di resistenza dell'anima a forze trasversali

L'anima dei profilati può essere soggetta a sforzi di compressione significativi che, in assenza di specifici irrigidimenti mediante piatti possono determinare fenomeni di collasso associati a schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda, imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità locale e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda ed instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura. Per la verifica si è fatto riferimento a quanto definito dal libro "Progetto e verifica delle strutture in acciaio" il quale prescrive una sola verifica basata su un metodo combinato.

$$\frac{F_{Ed} \gamma_{M1}}{f_{yw} L_{eff} t_w} \leq 1$$

Dove

$f_{yw}$  tensione di snervamento dell'anima

$t_w$  spessore dell'anima

$\gamma_{M1}$  coefficiente di sicurezza associato all'instabilità delle membrature

$l_{eff}$  lunghezza efficace

Si riportano le formule necessarie per l'individuazione dei parametri

$$L_{eff} = \chi_F l_y$$

Con  $\chi_F$  fattore riduttivo associato a fenomeni di instabilità;  $l_y$  lunghezza del tratto rigido

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_{F \text{ segnato}}} \leq 1$$

Con  $\lambda_F$  segnato snellezza relativa

$$\lambda_{F \text{ segnato}} = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F \frac{E t_w^3}{h_w}$$

Con  $k_F$  coefficiente di instabilità locale,  $k_F=6$  in assenza di irrigidimenti longitudinali

$$l_y = \min(l_{y,1}; l_{y,2})$$

$$l_{y,1} = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2} + m_2 \qquad l_{y,2} = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2}$$

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \qquad m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \text{se } \lambda_{F \text{ segnato}} > 0,5 \qquad m_2 = 0 \quad \text{se } \lambda_{F \text{ segnato}} \leq 0,5$$

Vengono di seguito riportati i valori da calcolo

FED	96520,000	N
$f_{yw}$	355,000	N/mm <sup>2</sup>
$L_{eff}$	256,352	mm
$t_w$	7,500	mm
$h_w$	285,000	mm
$\gamma_{M1}$	1,050	/
$\chi_F$	0,615	$\leq 1$
$\lambda_{F,segnato}$	0,813	/
$F_{cr}$	1678618,421	N
$k_F$	6,000	/
$l_y$	416,937	mm
$l_{y,1}$	704,825	mm
$l_{y,2}$	416,937	mm
$m_1$	21,333	mm
$m_2$	12,284	mm
$l_e$	350,259	OK
$s_s$	2500,000	mm
$b_f$	160,000	mm
Verifica	0,148	$\leq 1$

## 8.4 Verifica a deformazione

Da normativa 1021-85 vengono definite le deformazioni massime in esercizio

$$\delta_{v,lim} = \frac{L}{800}$$

$$\delta_{o,lim} = \frac{L}{1600}$$

Azione di progetto verticale	Azione di progetto orizzontale
Fv [N]	Fh [N] (serpeggiamento)
96520	10143
Luce campata L[m]	
3830	
Freccia verticale	Freccia orizzontale
[mm]	[mm]
4,59	0,48
Freccia limite verticale	Freccia limite orizzontale
$\delta_{lim,v}$ [mm]	$\delta_{lim,o}$ [mm]
4,79	2,39

La verifica risulta soddisfatta

## 8.5 Mensola di appoggio via di corsa

Lo schema statico adottato per rappresentare la mensola di appoggio del carroponete è quello di trave incastrata alla colonna con una luce pari alla distanza tra la colonna e la mezzaria della rotaia. La luce della trave incastrata è pari a 200 mm. Le sollecitazioni agenti sono:

$F_{Ed,z}$ [kN]	96,52
$F_{Ed,y}$ [kN]	10,14
$M_{Ed,y}$ [kNm]	19,304
$M_{Ed,z}$ [kNm]	2,028

Viene in seguito calcolato il modulo di resistenza minimo ipotizzando l'utilizzo di un profilo HEA avendo  $W_{ply}$  circa uguale a  $2 W_{plz}$ .

$W_{pl,z,min}$ [cm <sup>3</sup> ]	69,09
$W_{pl,y,min}$ [cm <sup>3</sup> ]	138,19

Si è dunque optato per un profilo HEA 140

HEA 140	
$W_{pl,z}$ [cm <sup>3</sup> ]	84,85
$W_{pl,y}$ [cm <sup>3</sup> ]	173,5

### 8.5.1 Verifica a taglio

Questa verifica si esegue tramite normativa NTC 2018 dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  viene definita come:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd} \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Essendo  $A_v$  l'area resistente a taglio che per sezioni ad I-H risulta essere pari a

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Dove:

$A$  è l'area della sezione

$b$  è la larghezza delle ali

$t_f$  è lo spessore delle ali

$t_w$  è lo spessore dell'anima

$r$  è il raggio di raccordo tra ali ed anima

Si riportano i calcoli svolti

VEd,z	96,52	kN
A	3142	mm <sup>2</sup>
b	140	mm
tw	5,5	mm
tf	8,5	mm
r1	12	mm
Av	1012,75	mm <sup>2</sup>
Vc,rd	197,69	kN

## 8.5.2 Verifica a presso-flessione deviata

Questa verifica si esegue tramite normativa NTC 2018 per sezioni di classe 1 e 2 mediante la seguente formula:

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} \leq 1$$

Definendo:

$$M_{z,pl,Rd} = \left( \frac{W_{pl,z} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$M_{y,pl,Rd} = \left( \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)$$

Md,y	Md,z	Wpl,z	Wpl,y
kNm	kNm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
19,3	2,08	84,85	173,5
Mplz	Mply	verifica	
kNm	kNm	0,71	
28,69	58,66		

La verifica risulta soddisfatta. Operativamente il profilo utilizzato è lo stesso impiegato per la colonna HEB340

## 9. Controventi Verticali

Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire la struttura e la funzione di riprendere i carichi orizzontali anche derivanti dal carroponete. La controventatura verticale è caratterizzata da due controventi a croce di Sant'Andrea, i quali vengono collocati nelle due campate centrali della struttura essendo quest'ultima composta da 12 campi con luce di 3,83m ciascuno, e da un puntone orizzontale posto all'altezza della mensola d'appoggio della via di corsa del carroponete ad un'altezza di 6,5m dal piede delle colonne. La parte superiore invece coincide con l'altezza dell'arcareccio di bordo ed il termine della colonna a 9,35m dal piede. L'azione di frenatura del carroponete viene integralmente ripresa dal traverso rigido in corrispondenza della mensola del carroponete, inoltre si evidenzia come l'azione del vento determini una sollecitazione assiale sui controventi di falda la quale è trasmessa attraverso gli arcarecci di bordo ai controventi verticali,  $N_{Ed}=58,42\text{KN}$ .

L'Eurocodice al punto 5.2.4.3 prevede che gli effetti delle imperfezioni del telaio debbano essere considerati introducendo un'imperfezione laterale iniziale  $\phi$  determinata dalla relazione:

$$\Phi = K_s K_c \Phi_0$$

Dove

$$\Phi_0=1/200 \quad k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{m}} \leq 1 \quad k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n}} \leq 1$$

Avendo 12 campi verranno disposti due campi di controventi, di conseguenza il numero di colonne per piano sarà  $m=3$  ed il numero di piani sarà  $n=2$ . Il risultato è  $\Phi=0,0038$ , questo valore verrà moltiplicato per lo sforzo normale agente sulla colonna, definito attraverso la tabella riportata di seguito:

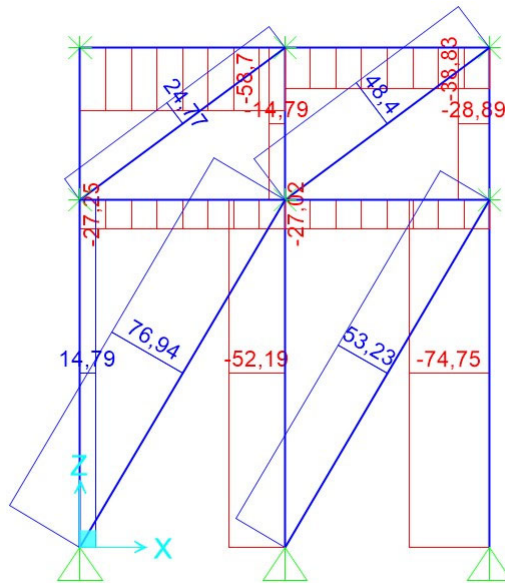
Q neve	0,8	kN/m2
g2,k,lamiera	0,121	kN/m2
g2,k,arcarecci	0,158	kN/m
N arcarecci	13	
L arcarecci	3,83	m
L capriata	23	m
Q neve	18,4	kN/m
g2,k,lamiera	2,783	kN/m
g2,k,arcarecci	0,158	kN/m
Carico verticale gravante sulla colonna	73,56	kN

$$F_{imp} = N_c \phi = 0,28 \text{ KN}$$

Questo valore verrà aggiunto alle forze concentrate agenti sui nodi dei controventi.

Attraverso la modellazione SAP è stato possibile determinare le sollecitazioni risultanti nei controventi verticali. La forza che agisce ad altezza 6,5m è pari alla forza di frenatura del carroponete  $H_{frenatura}=7,1 \text{ KN}$

mentre la forza agente in sommità è quella trasferita dai controventi di falda  $N=58,42$  KN, viene di seguito riportata la modellazione con i relativi risultati:



Cautelativamente sono considerate resistenti le sole diagonali tese ipotizzando un'instabilizzazione di quelle compresse.

## 9.1 Verifica a Trazione

Si ipotizza come per i controventi di falda un'unione bullonata con bulloni di classe M12, la verifica a trazione è svolta tramite le medesime formule utilizzate per i controventi di falda, sono riportati i risultati da calcolo:

U 40x20	sollecitazione di trazione diagonale teso							
	Ned [KN]				f <sub>yk</sub> [Pa]	f <sub>tk</sub> [Pa]	Y <sub>M0</sub>	Y <sub>M2</sub>
	76,94				355	510	1,05	1,25
	resistenza a trazione del profilo							
	A lorda	A bullone M12	A netta	A minima resistente	N <sub>plrd</sub>	N <sub>urd</sub>	N <sub>Rd</sub>	N <sub>d</sub>
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	KN	KN	KN	KN
	366	113	253	227,57	123,74	92,90	92,90	76,94

La verifica risulta soddisfatta per un profilo ad U 40x20

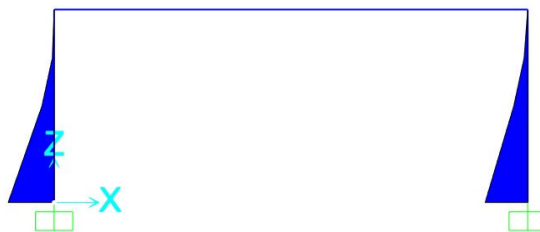


## 10. Colonne

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

- Altezza colonne  $h_c=9,35\text{m}$
- Altezza asse mensola  $h_m=6,5\text{m}$
- Piano rotaia  $h_r=7\text{m}$
- Distanza colonna-via di corsa  $e=0,35$
- Interasse longitudinale colonne  $i_l=5\text{m}$
- Interasse trasversale colonne  $i_t=23\text{m}$

La modellazione attraverso il software SAP 2000 prevede la colonna come incastrata trasversalmente e incernierata longitudinalmente. La capriata si comporta come un elemento rigido inestensibile, quindi lo schema statico della struttura è dato da un telaio formato dalle due colonne incastrate alla base e un elemento rigido che ne collega le estremità superiori.



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.

Sono riportati i carichi gravanti sulla colonna dovuti ad un'area data da un'interasse longitudinale tra le colonne di  $3,83\text{m}$  e trasversale pari a  $23\text{m}$

AZIONI DI PROGETTO - COLONNA			
Peso del manto di copertura	P lamiera	0,46	kN/m
Peso degli arcarecci	Parcareccio	0,32	kN/m
Peso della capriata	Pcapriata	0,52	kN/m
Peso dei tamponamenti perimetrali	Ptamponamenti	10,7	kN
Carico da neve	P neve	3,06	kN/m
Azione del vento	Q1 +	3,84	kN/m
	Q2 -	2,31	kN/m
Azione verticale del carro ponte	Fv,max	96,5	kN
	Mmax	33,8	kNm
	Fv,min	42,7	kN
	Mmin	14,9	kNm
Azione orizzontale del carro ponte	Fh,max	9,65	kN
	Fh,min	4,27	kN

## 10.1 Incognita iperstatica carico da vento

Eguagliando gli spostamenti orizzontali  $\eta_{sx}$  e  $\eta_{dx}$ , si ottiene la reazione iperstatica X. La quale è così definita:

$$\eta_{sx} = \frac{q_1 h_c^4}{8 E J} - \frac{X h_c^3}{3 E J}$$

$$\eta_{dx} = \frac{q_2 h_c^4}{8 E J} + \frac{X h_c^3}{3 E J}$$

$$X=4,04 \text{ KN}$$

## 10.2 Incognita iperstatica carico verticale da carroponte

I carichi verticali da carroponte derivano dalla forza agente sulla colonna dovuta al carroponte e relativo momento dovuto all'eccentricità calcolato rispetto l'asse della colonna. La forza agente sulla colonna dovuta al carroponte è rappresentata da 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. A questi due valori va poi aggiunto il carico dovuto al peso proprio della mensola di appoggio.

$$F_{v,sx}=44,7\text{KN} \quad M_{sx}=44,7*0,35=23,5 \text{ KNm}$$

$$F_{v,dx}=25,3\text{KN} \quad M_{dx}=25,3*0,35=13,3 \text{ KNm}$$

È necessario trovare la reazione iperstatica per poter isolare la colonna dal resto del telaio.

$$\eta_{sx} = \frac{M_{sx} h_r (h_c - h_r)}{E J} + \frac{M_{sx} h_r^2}{2 E J} - \frac{X h_c^3}{3 E J}$$

$$\eta_{dx} = \frac{M_{dx} h_r (h_c - h_r)}{E J} - \frac{M_{dx} h_r^2}{2 E J} - \frac{X h_c^3}{3 E J}$$

Uguagliando gli spostamenti orizzontali  $\eta_{sx}$  e  $\eta_{dx}$ , si ottiene la reazione iperstatica X. La quale è così definita:

$$X=2,94 \text{ KN}$$

### 10.3 Incognita iperstatica carico orizzontale da carro ponte

Le forze orizzontali da carro ponte sono ricavate da quelle orizzontali

$$H_{sx} = F_{v,sx}/10 \quad H_{dx} = F_{v,dx}/10$$

Anche per i carichi orizzontali da carro ponte è necessario trovare la reazione iperstatica per poter isolare la colonna dal resto del telaio.

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

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

Uguagliando gli spostamenti orizzontali  $\eta_{sx}$  e  $\eta_{dx}$ , si ottiene la reazione iperstatica X. La quale è così definita:

$$X = 7,05 \text{ KN}$$

Dalla modellazione SAP si determinano le seguenti sollecitazioni

Ned [KN]	272,41
Med [KNm]	226,37
Ved [KN]	44,56

Le verifiche sono svolte scegliendo un profilo HEB 340

## 10.4 Verifica a pressoflessione

L'Eurocodice 3 prevede per la verifica delle sezioni di classe 1 e 2 soggette a pressoflessione l'esame dei domini di interazione tra azioni assiali ed azioni flettenti attraverso la seguente formula

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

Ned	Med	Verifica
272,41	226,37	
Nplrd	Mplrd	0,28
5778,05	814,13	

## 10.5 Verifica a taglio

Questa verifica si esegue tramite normativa NTC 2018 dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  viene definita come:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd} \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Essendo  $A_v$  l'area resistente a taglio che per sezioni ad I-H risulta essere pari a

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Dove:

$A$  è l'area della sezione

$b$  è la larghezza delle ali

$t_f$  è lo spessore delle ali

$t_w$  è lo spessore dell'anima

$r$  è il raggio di raccordo tra ali ed anima

Si riportano i calcoli svolti

A	17090	mm <sup>2</sup>
b	300	mm
t <sub>w</sub>	12	mm
t <sub>f</sub>	21,5	mm
r <sub>1</sub>	27	mm
A <sub>v</sub>	5609	mm <sup>2</sup>
V <sub>c,rd</sub>	1094,873	kN

## 10.6 Verifica ad instabilità flesso torsionale

La verifica risulta la stessa utilizzata per gli arcarecci, vengono dunque riportati i valori da calcolo

$\chi_x$	0,92
$\chi_{LT}$	1,00
$\chi_y$	0,75
$k_{xx}$	0,96
$k_{xy}$	0,62
$k_{yx}$	0,99
$k_{yy}$	1,03
$w_x$ [mm <sup>3</sup> ]	2408000
$w_y$ [mm <sup>3</sup> ]	985700
$\phi_x$	0,62
$\phi_y$	0,84
$\phi_{LT}$	0,53
Verifica 1	0,53
Verifica 2	0,83

La verifica risulta soddisfatta

## 10.7 Verifica di deformabilità

Secondo quanto riportato in Tab. 4.2.XIII delle NTC, le colonne devono rientrare in un limite di deformabilità valutato come  $\delta = L/300=31,17\text{mm}$ , verificata mediante combinazione rara

Combinazione caratteristica, cosiddetta rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$ )	0,7	0,7	0,6

Vengono riportati i valori da calcolo per cui  $\delta_{lim}=31,17 > \delta_{reale}=26,41\text{mm}$

## 11. Collegamenti Bullonati

I collegamenti bullonati riguardanti la capriata oggetto di verifica sono:

- Unione in mezzeria della capriata fazzoletto saldato corrente superiore
- Unione in mezzeria della capriata diagonale fazzoletto saldato
- Unione in mezzeria della capriata corrente inferiore fazzoletto saldato
- Unione controvento di falda
- Unione controventi verticali
- Unione colonna fazzoletto corrente superiore

Questa tipologia di verifica ha come prerogativa dimensionante i vincoli di distanziamento dei bulloni rispetto ai bordi e tra i bulloni stessi, si fa di conseguenza riferimento alla tabella 4.2.XVIII delle NTC 2018

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	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 (UNI EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;12 \text{ mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;125 \text{ mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200 \text{ mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400 \text{ mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$

La classe di bulloni utilizzata è la 10.9 la quale riporta le caratteristiche definite nel prospetto 3.3 dell'Eurocodice 3

Classe del bullone	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	320	300	400	480	680	900
$f_{ub} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	400	500	500	600	800	1000

Le verifiche da svolgere sono di :

- Resistenza a taglio dei bulloni
- Resistenza a trazione dei bulloni
- Resistenza a rifollamento della flangia
- Resistenza a punzonamento della flangia

## 11.1 Unione in mezzzeria della capriata fazzoletto saldato corrente superiore

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo 65x42	
e1	20,4	80	r1 [mm]	h-prof [mm]
e2	20,4	80	4	65
p1	37,4	140	h rimanente [mm]	
p2	40,8	140	7	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
NEd [KN]	d [mm]	d0 [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Ares [mm <sup>2</sup> ]
175,67	16	17	201,06	157
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 ftk [N/mm <sup>2</sup> ]	ftk piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	3	1000	510	10

### Verifica a taglio dei bulloni

La verifica a taglio è stata eseguita come previsto dalle NTC 2018 attraverso la formula per bulloni classe 10.9:

$$F_{v,Rd} = 0,5 \frac{f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Dove

- $f_{tbk}$  è la resistenza a rottura del materiale di cui è fatto il bullone
- $A_{res}$  è l'area resistente del bullone

Vengono di seguito riportati i risultati da calcolo

VERIFICA A TAGLIO	
Fv,Ed [KN]	Fv,Rd [KN]
58,56	62,8

## Verifica a trazione dei bulloni

La verifica a trazione dei bulloni si svolge mediante la seguente formula

$$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 339,12 \geq F_{t,Ed}$$

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti, per questo tipo di unione la verifica non risulta necessaria data l'assenza di trazione

## Verifica a rifollamento della flangia

Questa verifica si svolge come previsto dalla NTC 2018 attraverso la seguente formula

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

Dove

d è il diametro nominale del gambo del bullone

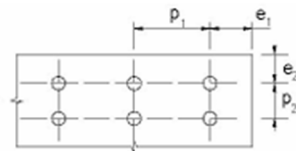
t è lo spessore della piastra collegata

f<sub>tk</sub> è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} \quad \text{per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato}$$

$$k = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \quad \text{per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato}$$

Essendo e<sub>1</sub> , e<sub>2</sub> , p<sub>1</sub> e p<sub>2</sub> indicati in Fig. 4.2.5 e d<sub>0</sub> il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.



Vengono di seguito riportati i valori da calcolo

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
25	$\alpha$	k	F <sub>b,Rd</sub> [KN]
e2 adottato	0,49	2,42	77,36
25	F <sub>v,Ed</sub> [KN]	58,56	F <sub>v,Ed</sub> < F <sub>b,Rd</sub>



## Verifica a punzonamento della flangia

Questa verifica si svolge secondo NTC 2018 attraverso la seguente formula

$$B_{p,Rd} = 0,6 \frac{\pi t d_m f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq F_{t,Ed}$$

Dove

$d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

Per questo tipo di unione la verifica non risulta necessaria data l'assenza di trazione nel corrente superiore.

## 11.2 Unione in mezzzeria della capriata corrente inferiore fazzoletto saldato

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo 60x30	
e1	20,4	88	r1 [mm]	h-prof [mm]
e2	20,4	88	3	60
p1	37,4	168	h rimanente [mm]	
p2	40,8	168	4	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
N <sub>Ed</sub> [KN]	d [mm]	d <sub>0</sub> [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]
175,39	16	17	201,06	157
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 f <sub>tbk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	3	1000	510	12

Per quanto riguarda questa tipologia di unione le verifiche effettuate risultano le medesime utilizzate per l'unione corrente superiore fazzoletto in mezzzeria, di conseguenza vengono riportati i calcoli svolti:

## Verifica a taglio dei bulloni

VERIFICA A TAGLIO	
F <sub>v,Ed</sub> [KN]	F <sub>v,Rd</sub> [KN]
58,46	62,8

La verifica risulta soddisfatta

## Verifica a trazione dei bulloni

Ft,Rd [kN]	Ft,Ed [kN]
339,12	175,39

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti

## Verifica a rifollamento della flangia

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
25	$\alpha$	k	Fb,Rd [kN]
e2 adottato	0,49	2,42	92,84
25	Fv,Ed [kN]	58,46	Fv,Ed < Fb,Rd

## Verifica a punzonamento della flangia

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FLANGIA				
FtEd montante [kN]	dm M12	tp	ftk	Bp,Rd [kN]
175	19	12	510	175,35

## 11.3 Unione in mezzzeria della capriata diagonale fazzoletto saldato

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo 60x30	
e1	15,6	88	r1 [mm]	h-prof [mm]
e2	15,6	88	3	60
p1	28,6	168	h rimanente [mm]	
p2	31,2	168	14	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
NEd [kN]	d [mm]	d0 [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Ares [mm <sup>2</sup> ]
3,82	12	13	113,10	84
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 ftk [N/mm <sup>2</sup> ]	ftk piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	3	1000	510	10

Per quanto riguarda questa tipologia di unione le verifiche effettuate risultano le medesime utilizzate per l'unione corrente superiore fazzoletto in mezzzeria, di conseguenza vengono riportati i calcoli svolti:

### Verifica a taglio dei bulloni

$F_{v,Ed}$ [KN]	$F_{v,Rd}$ [KN]
1,27	33,6

### Verifica a trazione dei bulloni

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti, per questo tipo di unione la verifica non risulta necessaria data l'assenza di trazione

### Verifica a rifollamento della flangia

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
20	$\alpha$	k	$F_{b,Rd}$ [KN]
e2 adottato	0,51	2,50	75,32
20	$F_{v,Ed}$ [KN]	1,27	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$

### Verifica a punzonamento della flangia

Per questo tipo di unione la verifica non risulta necessaria data l'assenza di trazione nel corrente superiore.

## 11.4 Unione controvento di falda

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo 40x20	
e1	15,6	80	r1 [mm]	h-prof [mm]
e2	15,6	80	2,5	40
p1	28,6	140	h rimanente [mm]	
p2	31,2	140	3	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
NEd [kN]	d [mm]	d0 [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Ares [mm <sup>2</sup> ]
60,22	12	13	113,10	84
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 ftk [N/mm <sup>2</sup> ]	ftk piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	2	1000	510	10

Per quanto riguarda questa tipologia di unione le verifiche effettuate risultano le medesime utilizzate per l'unione corrente superiore fazzoletto in mezzzeria, di conseguenza vengono riportati i calcoli svolti:

### Verifica a taglio dei bulloni

Fv,Ed [kN]	Fv,Rd [kN]
30,11	33,6

### Verifica a trazione dei bulloni

Ft,Rd [kN]	Ft,Ed [kN]
120,96	60,22

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti

### Verifica a rifollamento della flangia

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
16	$\alpha$	k	Fb,Rd [kN]
e2 adottato	0,41	1,75	35,07
16	Fv,Ed [kN]	30,11	Fv,Ed < Fb,Rd

## Verifica a punzonamento della flangia

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FLANGIA				
FtEd montante [kN]	dm M16	tp	ftk	Bp,Rd [kN]
60,22	19	10	510	146,12

## 11.5 Unione controventi verticali

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo 40x20	
e1	15,6	80	r1 [mm]	h-prof [mm]
e2	15,6	80	2,5	40
p1	28,6	140	h rimanente [mm]	
p2	31,2	140	3	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
NEd [kN]	d [mm]	d0 [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Ares [mm <sup>2</sup> ]
76,94	12	13	113,10	84
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 ftk [N/mm <sup>2</sup> ]	ftk piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	3	1000	510	10

Per quanto riguarda questa tipologia di unione le verifiche effettuate risultano le medesime utilizzate per l'unione corrente superiore fazzoletto in mezzzeria, di conseguenza vengono riportati i calcoli svolti:

### Verifica a taglio dei bulloni

Fv,Ed [kN]	Fv,Rd [kN]
25,65	33,6

### Verifica a trazione dei bulloni

Ft,Rd [kN]	Ft,Ed [kN]
181,44	76,94

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti

## Verifica a rifollamento della flangia

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
16	$\alpha$	k	Fb,Rd [kN]
e2 adottato	0,41	1,75	35,07
16	Fv,Ed [kN]	25,65	Fv,Ed < Fb,Rd

## Verifica a punzonamento della flangia

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FLANGIA				
FtEd montante [kN]	dm M12	tp	ftk	Bp,Rd [kN]
76,94	19	10	510	146,12

## 11.6 Unione colonna fazzoletto corrente superiore

Vengono di seguito riportate le distanze minime da rispettare date le caratteristiche di progetto dell'unione considerando

Distanze e interassi	Minimo [mm]	Massimo [mm]	Profilo HEB 340
e1	15,6	80	
e2	15,6	80	
p1	28,6	140	
p2	31,2	140	

Le sollecitazioni di progetto e le caratteristiche dell'unione sono

sollecitazione	caratteristiche bullone			
NEd [kN]	d [mm]	d0 [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	Ares [mm <sup>2</sup> ]
73,56	12	13	113,10	84
n superfici di taglio	n bulloni	Classe 10.9 ftk [N/mm <sup>2</sup> ]	ftk piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	t piastra [mm]
1	6	1000	510	10

Per quanto riguarda questa tipologia di unione le verifiche effettuate risultano le medesime utilizzate per l'unione corrente superiore fazzoletto in mezzzeria, di conseguenza vengono riportati i calcoli svolti:

### Verifica a taglio dei bulloni

Fv,Ed [kN]	Fv,Rd [kN]
12,26	33,6

### Verifica a trazione dei bulloni

Ft,Rd [kN]	Ft,Ed [kN]
362,88	73,56

La resistenza a trazione dell'unione è calcolata in funzione del numero di bulloni presenti

### Verifica a rifollamento della flangia

e1 adottato	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA FLANGIA		
25	$\alpha$	k	Fb,Rd [kN]
e2 adottato	0,64	2,50	78,46
25	Fv,Ed [kN]	12,26	Fv,Ed < Fb,Rd

### Verifica a punzonamento della flangia

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA FLANGIA				
FtEd montante [kN]	dm M12	tp	ftk	Bp,Rd [kN]
73,56	19	10	510	146,12

## 12. Unioni saldate

I collegamenti della capriata sono saldati ad esclusione di quelli in mezzzeria. Le unioni sono effettuate attraverso saldatura dei montanti e diagonali a fazzoletti a loro volta saldati ai correnti inferiore o superiore. Allo stesso modo la capriata è collegata alla colonna mediante bullonatura di un fazzoletto saldato al corrente superiore. 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 metodo proposto dall' EC3

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{Ed}}{4 a L} \quad \text{tensione tangenziale parallela alla saldatura dove a è la sezione di gola della saldatura}$$

Mentre la tensione resistente è data da

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} = 261,73 \text{ KN}$$

La verifica di seguito riportata per ciascun'asta, riporta la lunghezza minima del cordone di saldatura affinché non si superi la tensione di progetto. Tramite il confronto della lunghezza teorica con quella minima ricavata da normativa si assume la lunghezza maggiore. Sono riportati solamente i casi con le sollecitazioni più gravose

NODO CORRENTE SUPERIORE-MONTANTE-CORRENTE SUPERIORE							
NED	Fw,ED	a	$\beta_w$ S355	$f_{w,rd}$	Lmin,calcolo	Lmin,normativa	Lprogetto
[kN]	[kN]	[mm]	-	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]
-175,67	-43,9175	3	0,9	261,73	55,93	56	56
6,09	1,5225	3	0,9	261,73	1,94	40	45

NODO CORRENTE INFERIORE-MONTANTE-DIAGONALE							
NED	Fw,ED	a	$\beta_w$ S355	$f_{w,rd}$	Lmin,calcolo	Lmin,normativa	Lprogetto
[kN]	[kN]	[mm]	-	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]
-175,39	-43,8475	3	0,9	261,73	55,84	56	56
6,09	1,5225	3	0,9	261,73	1,94	40	45
-3,82	-0,955	3	0,9	261,73	1,22	40	45

NODO CORRENTE SUPERIORE-MONTANTE-DIAGONALE							
NED	Fw,ED	a	$\beta_w$ S355	$f_{w,rd}$	Lmin,calcolo	Lmin,normativa	Lprogetto
[kN]	[kN]	[mm]	-	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]
-114	-28,5	3	0,9	261,73	36,30	40	45
72	18	3	0,9	261,73	22,92	40	45
69,22	17,305	3	0,9	261,73	22,04	40	45



Per quanto riguarda le saldature dei fazzoletti in cui convergono varie aste vi è la compresenza di tensioni parallele ed ortogonali, di conseguenza come previsto da normativa NTC 2018 devono essere rispettate contemporaneamente le seguenti condizioni

Condizione 1 
$$\sqrt{N_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

Condizione 2 
$$|N_{\perp}| + |\tau_{\parallel}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Dove

$\beta_1=0,7$  per acciaio S355

$\beta_2=0,85$  per acciaio S355

Vengono di seguito riportati i calcoli svolti

Unione Fazzoletto Corrente superiore in mezzzeria		
Inclinazione	0	93,2
Radiani	0,000	1,627
NED	-175,67	6,09
NED, //	0,00	6,08
NED, $\perp$	-175,67	-0,34
R //	6,08	
R $\perp$	-176,01	
L	140	
a	3	3
$\tau_{\perp}$	7,24	7,24
$\tau_{//}$	-209,54	-209,54
oid	209,66	209,66
$\beta_1$	0,7	0,7
$\beta_2$	0,85	0,85

Unione Fazzoletto Corrente inferiore			
Inclinazione	0	90	53
Radiani	0,000	1,571	0,925
NED	-175	6,09	-3,82
NED, //	0,00	0,00	-3,05
NED, orto	-175,39	6,09	-2,30
R //	-3,05		
R orto	-171,60		
L	140		
a	3	3	3

$\tau_{orto}$	-3,63	-3,63	-3,63
$\tau_{//}$	-204,28	-204,28	-204,28
$\sigma_{id}$	204,32	204,32	204,32
$\beta_1$	0,7	0,7	0,7
$\beta_2$	0,85	0,85	0,85

Unione Fazzoletto Corrente superiore			
Inclinazione	0	51	93,2
Radianti	0,000	0,890	1,627
NED	-114	72	69
NED, $_{//}$	0,00	55,95	69,11
NED, $_{orto}$	-114,00	45,31	-3,86
R $_{//}$	125,07		
R $_{orto}$	-72,55		
L	132		
a	3	3	3
$\tau_{orto}$	157,91	157,91	157,91
$\tau_{//}$	-91,61	-91,61	-91,61
$\sigma_{id}$	182,56	182,56	182,56
$\beta_1$	0,7	0,7	0,7
$\beta_2$	0,85	0,85	0,85

## 13. Fondazioni

Le fondazioni sono del tipo a suola rigida (meccanismo resistente tirante-puntone), realizzate con calcestruzzo C 25/30 ed hanno dimensioni in pianta di 2500x1500 millimetri ed un'altezza pari a 700 mm. Le colonne sono saldate ad una piastra di dimensioni 700x400 mm e di spessore 40 mm, la quale poggia su uno strato di malta di livellamento pari a 50 mm. La piastra è collegata alla suola di fondazioni mediante un'unione bullonata (tirafondi). I tirafondi sono 4 ed hanno diametro  $\Phi 27$ . Il modello progettuale adottato ai fini delle verifiche del giunto di base è quello a T-stub. Le sollecitazioni agenti sulla colonna sono di seguito riportati:

Ned [kN]	272,41
Med [kNm]	226,37
Ved [kN]	44,56

Il dimensionamento per azioni di compressione dei giunti di base è effettuato nell'ipotesi che solo parte della piastra collabori al trasferimento della forza al letto di malta sottostante e successivamente alla fondazione. Le verifiche sono relative alla pressione di contatto tra piastra ed il sottostante letto di malta, verifica della piastra stessa e verifica del trasferimento del taglio per attrito della piastra.

## 13.1 Trasferimento di forze di compressione

Nel caso di giunto di base simmetrico realizzato con un profilato a doppio T la larghezza della zona di conta  $c$  è:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

$$F_{Rdu} = f_{cd} b_{eff} l_{eff}$$

$$f_{jd} = \beta_j \frac{F_{Rdu}}{b_{eff} l_{eff}}$$

Dove

$t$  è lo spessore della flangia del T-stub

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento della flangia del T-stub

$f_{jd}$  rappresenta la tensione resistente per contatto di progetto del collegamento

$\beta_j$  assunto pari a 0.667

$f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione del conglomerato cementizio

Vengono di seguito riportati i risultati da calcolo

$c$	77,85	-
$t$	40	mm
$f_{yd}$	338,10	MPa
$f_{jd}$	28,3	MPa
$\beta_j$	0,67	-
$f_{Rdu}$	42,5	MPa

L'area efficace dei tre T-stub che costituiscono il giunto di base è definita attraverso la somma dei tre T-stub definendo  $b_{eff}$  ed  $l_{eff}$ :

$$l_{eff1} = l_{eff3} = b + 2 c = 455,71mm$$

$$l_{eff2} = h_w - 2 (t_f + c) = 141,22mm$$

$$b_{eff1} = b_{eff3} = 2 c + t_f = 177,21mm$$

$$b_{eff2} = 2c + t_w = 167,71mm$$

$$A_{eff} = b_{eff1} l_{eff1} + b_{eff2} l_{eff2} + b_{eff3} l_{eff3} = 185204mm^2$$

La capacità portante del giunto è

$$F_{C,Rd} = f_{jd} A_{eff} = 5247kN > (N_{ed} + N_{Ed}^f) = (272,41 + 710,74)$$

## 13.2 Verifica della piastra

Avendo limitato la larghezza efficace, arrotondata a 75mm, la verifica a flessione è automaticamente soddisfatta per quanto riguarda il momento flettente indotto dalle pressioni del cls. È necessario verificare la piastra lato tirafondi:

$$M_{Ed} = F_{t,Rd} d$$

Con

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd1}; F_{t,Rd2}; F_{t,Rd3})$$

Dove

$F_{t,Rd1}$  riferito ad una rottura della piastra di base a trazione

$F_{t,Rd2}$  rottura dei tirafondi a trazione

$F_{t,Rd3}$  rottura per perdita di aderenza tra cls e superficie laterale dei tirafondi

In particolare, si assume

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd2} = n_b 0,5 \frac{f_t A_s}{\gamma_{M2}} = 587,52kN$$

in quanto la rottura è governata dai bulloni per trazione, il momento resistente dei bulloni è

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} W_{el}}{\gamma_{M0}}$$

Verifica piastra lato tirafondi		
Med	44,1	kNm
Wel	186667	mm <sup>3</sup>
Mrd	63,11	kNm

### 13.3 Trasferimento di azione di taglio

Per il trasferimento di azioni taglianti modeste si può far riferimento alla resistenza garantita dall'attrito tra piastra di base e malta sottostante:

$$F_{f,Rd} = C_{f,Rd} N_{c,Ed} = 54,4kN$$

Dove

$C_{f,Rd}$  coefficiente di attrito tra piastra e lo strato di malta di allettamento considerato pari a 0,2

$N_{c,Ed}$  valore di progetto dello sforzo normale di compressione della colonna

Essendo insufficiente, si valuta anche il contributo resistente dei tirafondi:

$$F_{vb,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}; F_{2,vb,Rd})$$

Dove  $F_{1,vb,Rd}=117kN$  è la resistenza a taglio del tirafondo trattato come una normale vite

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{yb} A_s}{\gamma_{Mb}} = 53,75kN$$

Dove  $f_{yb}$  è la tensione di snervamento del tirafondo 640 MPa, mentre  $\alpha_b$  è dato dalla relazione:

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,287$$

La resistenza a taglio del giunto di base viene definita come:

$$F_{vb,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd2} = 54,4 + 2 * 67,45 = 189,3kN > 44,56kN = T_{Ed}$$

La verifica risulta soddisfatta

Si verifica ora il momento resistente della piastra

$$F_{t,Rd} = 0,6 \frac{f_{t,b} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$C = F_{t,Rd} + N_{E,d,c}$$

$$M_{R,d} = F_{t,Rd} z_t + C z_c$$

Ft,Rd [kN]	587,52
C [kN]	859,93
Zc [mm]	0,158
Zt [mm]	0,22
Mrd [kNm]	265,1
Med [kNm]	226,37

La verifica risulta soddisfatta

### 13.4 Verifica della capacità portante del terreno

Ipotizzando un terreno di buone proprietà meccaniche per il quale si ha  $\sigma_{t,SLE}=0,2 \text{ N/mm}^2$  è richiesto:

$$\sigma_{t,SLE} \geq \sigma_{t,Ed} = \frac{N_{Ed} + pp}{B} \pm \frac{M_{ed} + V_{Ed} h_p}{W} = 0,135 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

con dimensioni 2500x1500x700, dove B=2500mm A=1500mm H=700mm mentre  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$

La verifica risulta soddisfatta.

### 13.5 Ancoraggio dei tirafondi

La lunghezza di ancoraggio è stata valutata assumendo che l'ancoraggio con il blocco di cls avvenga per mezzo di piastre di estremità (rondelle) che trasmettono trazione mediante compressione del cls. In particolare, le rondelle hanno un diametro D di 100 mm e uno spessore s di 20 mm. La resistenza a compressione del CLS è:

$$F_{c,Rd} = f_{Rdu} A_c = f_{Rdu} \pi \frac{D^2 - d^2}{4} = 456 \text{ kN}$$

che risulta superiore all'azione agente di progetto. La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi viene così ricavata

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 2,32 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$l_b = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \phi f_{bd}} = 289,64 \text{ mm}$$

## 13.6 Saldatura colonna-piastra

Il dimensionamento dei cordoni di saldatura si basa sull'ipotesi che le ali portino il momento, che l'anima riprenda il taglio e che lo sforzo assiale si distribuisca uniformemente sulla sezione, si riportano le sollecitazioni ricavate

$M_{Ed}$ [kNm]	226,37
$N_{Ed}$ [kN]	272,41
$z$ [mm]	318,5
$N_{fM}$ [kN]	710,74
$A_{HEB340}$ [mm <sup>2</sup> ]	17090
$A_{Ala}$ [mm <sup>2</sup> ]	6450
$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,588
$N_{fN}$ [kN]	268,24
$N_f$ [kN]	978,98
$f_{vw,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	261,73
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	3740,4
$L_w$ [mm]	546
$a$ [mm]	3,4253

Da cui è richiesta un'area minima di saldatura  $A_w=3740\text{mm}^2$ , imponendo una lunghezza di saldatura pari a  $L = 546$  mm, l'altezza della sezione di gola deve essere di 3,42 mm che viene approssimato a 4 mm.

## 13.7 Saldatura anima

Procedendo analogamente si ottiene per l'anima

$F_{Ed}$ [kN]	44,56
$N_{Ed}$ [kN]	272,41
$z$ [mm]	121,5
$N_{fM}$ [kN]	366,749
$A_{HEB340}$ [mm <sup>2</sup> ]	17090
$A_{Anima}$ [mm <sup>2</sup> ]	2916
$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	21,45986
$N_{fN}$ [kN]	62,57695
$N_f$ [kN]	429,3259
$f_{vw,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	261,7321
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	1640,326
$L_w$ [mm]	243
$a$ [mm]	3,375156

Da cui è richiesta un'area minima di saldatura  $A_w=1640,32\text{mm}^2$ , imponendo una lunghezza di saldatura pari a  $L = 243$  mm, l'altezza della sezione di gola deve essere di 3,37 mm che viene approssimato a 4 mm.