# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO

## Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

Corso di Tecnica delle Costruzioni 2

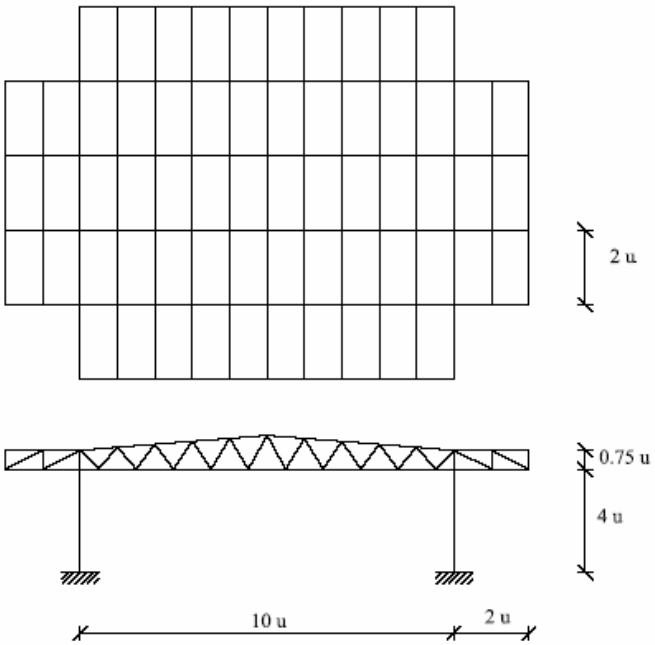
Anno Accademico 2005-2006

Prof. Ing. Ciro Faella
Dott. Ing. Enzo Martinelli

Allievo: _____ *Di Costanzo Ida* _____ Matricola: *06201000*

Allievo: _____ *Lima Carmine* _____ Matricola: *06201000*

# PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE IN ACCIAIO




Dimensioni: u = *2000 mm*

Pendenza della copertura 5%

Carichi: Neve: *Avellino (ZONA II)*

Vento: *Avellino (ZONA III)*

## PREMESSA

Quella che segue è una Relazione di Calcolo redatta per illustrare le assunzioni teoriche ed i risultati significativi nello svolgimento della Prima Esercitazione Progettuale (EP1). Essendo stato svolto nell'a.a. 2005/06, il progetto in questione è stato ispirato alle prescrizioni normative vigenti all'epoca. In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 9/01/1996 (e CNR 10011/99) per la determinazione dei valori di progetto delle resistenze delle membrature a flessione e taglio;
- D.M. 16/01/1996 per la definizione delle azioni;

Nella redazione del proprio elaborato progettuale, lo studente che segua nell'a.a. 2007/08 dovrà, invece, far riferimento, per tutti gli aspetti menzionati sopra, alle Nuove Norme Tecniche emanate con D.M. 14/01/2008.

# Determinazione dei sovraccarichi variabili

## Carico da neve

Per la valutazione del carico da neve la normativa prevede la determinazione della zona geografica di appartenenza (nel caso zona II) e dell'altitudine sul livello del mare (nel caso 400 m s.l.m.). Questi parametri occorrono alla determinazione del valore $q_{sk}$ che racchiude le considerazioni geografiche: essendo l'altitudine in questione compresa tra quella minima (200m) e la massima (750 m) il valore del carico sarà da questa dipendente e risulterà in funzione della relazione:

$$q_{sk} = 1{,}15 + {2{,}6 \cdot (a_s - 200)}/{1000} = 1{,}67 \text{ kN/m}^2$$

Per calcolare il valore effettivo $q_s$ bisogna poi tener conto del tipo di copertura e della inclinazione delle falde: per inclinazione inferiore a 15° i coefficienti μ sono tutti uguali, così che la situazione più gravosa risulta semplicemente quella di carico uniformemente distribuito sull'intera copertura con μ=0,8:

$$q_s = 0{,}8 \cdot 1{,}67 = 1{,}34 \text{ kN/m}^2$$

## Carico da vento

Il carico da vento è dato come una pressione sulle superfici dell'edificio funzione di una certa sollecitazione di riferimento ($q_{ref}$) deducibile dalla normativa in ragione di alcuni parametri:

- zona geografica: zona III

| Zona | $V_{ref,0}$ (m/s) | $a_0$ (m) | $k_a$ (1/s) |
|---|---|---|---|
| 3 | 27 | 500 | 0,030 |

Risultando $a_s < a_o$ per il calcolo di $q_{ref}$ si prenderà come valore della velocità di riferimento

proprio $V_{ref,o}$, per cui si ottiene:

$$q_{ref} = \frac{V_{ref}^2}{1,6} = \frac{27^2}{1,6} = 455,63 \text{ N/m}^2$$

C'è poi da individuare il coefficiente di esposizione $c_e$:

- data la classe di rugosità D
- data la zona III

risulta una categoria di esposizione II (distanza dalla costa 30 km) caratterizzata da $z_{min}$= 4 m; essendo il nostro fabbricato di altezza maggiore dobbiamo opportunamente valutare il coefficiente di esposizione mediante i parametri:

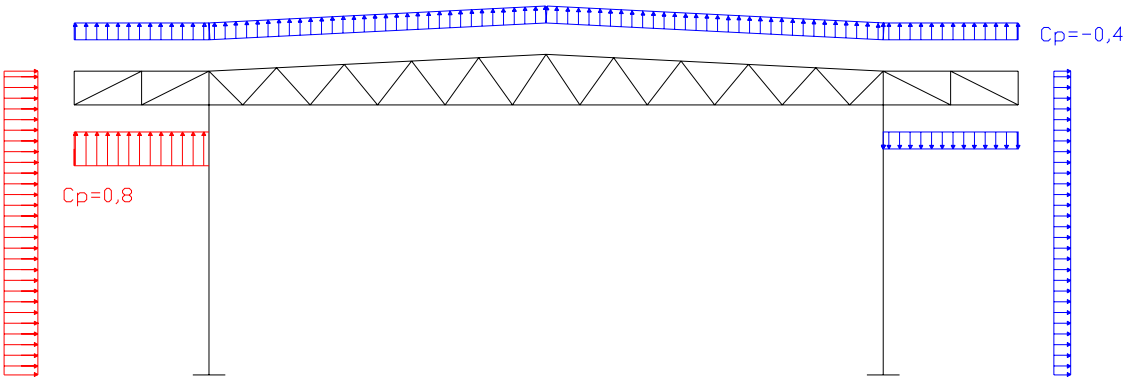
$k_r$ = 0,19 e $z_o$ = 0,05 m

$$c_e = k_t^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \cdot \left[z + c_t \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] \cong 2,4$$

Il coefficiente di forma $c_p$ dovuto all'inclinazione delle superfici rispetto alla direzione del vento risulta essere:

- 0,8 per la parete verticale sopravvento
- -0,4 per la falda sopravvento
- -0,4 per la falda sottovento
- -0,4 per la parete sottovento
- -0,4 sotto la falda sottovento
- 0,8 sotto la falda sopravento

Per maggiore chiarezza si riporta di seguito una semplice schematizzazione strutturale esplicativa del posizionamento dei coefficienti.




In definitiva la pressione del vento risulta:

$$p_{(0,8)} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p = 875\ N/m^2$$

$$p_{(-0,4)} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p = -440\ N/m^2$$

# Progetto e verifica degli elementi secondari

## Pannelli di copertura

Si dispongono per la copertura panelli coibentati prodotti dalla "Mercegaglia", 'Brollo PGB TR5' aventi spessore 30 mm (spessore lamiera 0,5 mm) che garantiscono una freccia inferiore a L / 200 per carichi pari a 250 kg/m$^2$ (2,5 kN/m$^2$) su luci di 2 m in appoggio semplice. Il corrispondente peso del pannello, da considerare per la verifica della struttura, 0,10 kN/m$^2$ (10,23 kg/m$^2$).

## Arcarecci

Si dimensiona l'arcareccio schematizzandolo come trave semplicemente appoggiata su luce di 4000 mm, soggetta al carico da neve più quello derivante dal peso dei pannelli coibentanti, il tutto sommato al peso dell'arcareccio che si prevede in fase preliminare di usare. A Tal proposito ipotizziamo di scegliere un profilo IPE 100–140 con corrispondente peso $g_k$ = 0,15 kN/m, mentre per quanto riguarda il pannello, considerata la pendenza del 5%, il suo peso sarà:

$$g'_k = p_p \cdot \frac{i_a}{\cos\alpha} = 0{,}10\ {}^{kN}\!/_{m^2} \cdot \frac{2\ m}{\cos 3°} = 0{,}20 \text{ kN/m}$$

Il carico da neve a metro lineare vale:

$$q_{s,a} = q_s \cdot i_a = 1{,}34\ kN/m^2 \cdot 2\ m = 2{,}68 \text{ kN/m}$$

Per il progetto in termini di resistenza si fa riferimento allo S.L.U. (elastico convenzionale), pertanto risulta un carico di progetto dato da:

$$p_{a,d} = 1{,}4 \cdot (g_k + g'_k) + 1{,}5 \cdot q_{s,a} = 4{,}51 \text{ kN/m}$$

Tale carico si considera agente nel baricentro dell'arcareccio in modo da trascurare gli effetti torcenti, quindi si procede a scomporre la forza secondo la direzione parallela e la direzione ortogonale alla giacitura dell'arcareccio:

$$p_{a,d\perp} = p_{a,d} \cdot \cos 3° = 4{,}51 \text{ kN/m}$$

$p_{a,d\,//} = p_{a,d} \cdot \sin 3° = 0{,}24$ kN/m

I carichi così descritti danno luogo a sollecitazioni flessionali in mezzeria pari a:

$$M_{S,d\perp} = \frac{p_{a,d\perp} \cdot i_c^2}{8} = \frac{4{,}51 \, kN/m \cdot 4^2 \; m^2}{8} = 9{,}02 \text{ kNm}$$

$$M_{S,d\,//} = \frac{p_{a,d\,//} \cdot i_c^2}{8} = \frac{0{,}24 \, kN/m \cdot 4^2 \; m^2}{8} = 0{,}48 \text{ kNm}$$

Considerando di utilizzare un acciaio Fe360 con rispettivo $f_{ad}$ = 235 MPa (N/mm$^2$) si procede a ricavare il modulo di resistenza rispetto all'asse forte:

$$W_x = \frac{\left(M_{S,d\perp} + 6M_{S,d\,//}\right)}{f_{a,d}} = 50638{,}30 \text{ mm}^3$$

Dalla consultazione delle tabelle si risale al seguente profilo:

$$\textbf{IPE 140} \Rightarrow \begin{cases} W_x = 77300 \; mm^3 \\ W_y = 12300 \; mm^3 \\ I_x = 5410000 \; mm^4 \\ I_y = 449000 \; mm^4 \\ peso = 12{,}9 \; kg/m = 0{,}13 \; kN/m \end{cases}$$

Si conduce ora la verifica di deformabilità controllando che i carichi agenti, considerando il reale peso degli arcarecci, diano luogo a frecce di inflessione ammissibili. La combinazione di carico da considerare per tale verifica è quella associata a condizioni di carico rare (S.L.E.):

$$q_d = g_k + g'_k + q_{s,a} = 3{,}01 \text{ kN/m}$$

le cui componenti, ortogonale e parallela alla giacitura dell'arcareccio, sono:

$q_{a,d\perp} = q_{a,d} \cdot \cos 3° = 3{,}01$ kN/m

$q_{a,d\,//} = q_{a,d} \cdot \sin 3° = 0{,}16$ kN/m

La freccia di inflessione in mezzeria sarà somma delle due frecce determinate nelle due direzioni in cui è stato scomposto il carico, le quali risultano essere:

$$v_{\perp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{a,d\perp} \cdot i_c^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}01 \cdot 4000^4}{206000 \cdot 5410000} = 9{,}00 \text{ mm}$$

$$v_{//} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{a,d//} \cdot i_c^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}16 \cdot 4000^4}{206000 \cdot 449000} = 5{,}77 \text{ mm}$$

$$v = \sqrt{\left(v_{\perp}^2 + v_{//}^2\right)} = 10{,}69 \text{ mm}$$

$$\frac{v}{i_c} = \frac{10{,}69\, mm}{4000\, mm} = 0{,}0027 = \frac{1}{370} < \frac{1}{200}$$ ***!Verifica soddisfatta!***

## Pannelli di parete e travetti portabaraccatura

Sulla parete laterale del capannone saranno posizionati dei correnti IPE ad un interasse $i_{tr}$ pari a 2 m sui quali verranno installati i pannelli di tompagno. Tali pannelli saranno soggetti all'azione del vento e potranno considerarsi in appoggio semplice con luce di due metri.
Valutato che il carico massimo per vento è pari a $q_{v,0,8}$ = 875 N/m$^2$ ed è inferiore al carico da neve in copertura, per la parete laterale si useranno con sufficiente sicurezza gli stessi pannelli utilizzati in copertura (panelli coibentati 'Brollo PGB TR5'; spessore 30 mm; spessore lamiera 0,5 mm; freccia inferiore a L/200 per carichi pari a 2500 N/m$^2$ su luci di 2 m in appoggio semplice; peso del pannello 100 N/m$^2$ ).

I travetti portabaraccatura saranno disposti in modo che le azioni del vento vadano a sollecitarlo nella direzione dell'asse forte, mentre all'asse debole competono il peso proprio e quello permanente derivante dal peso della lamiera.

$$q_{H,tr} = q_{v,0,8} \cdot i_{tr} = 0{,}875\, kN/m^2 \cdot 2\, m = 1{,}75 \text{ kN/m}$$

$$g'_{V,tr} = g_{lam} \cdot i_{tr} = 0{,}10\, kN/m^2 \cdot 2\, m = 0{,}20 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione del peso proprio del travetto si ipotizza di utilizzare un IPE 140 con corrispondente peso $g_{V,tr}$ = 0,13 kN/m.

Di seguito, ricordando che la luce del travetto è pari alla distanza tra due capriate (4 m), si conduce il progetto per resistenza dello stesso secondo due schemi di flessione: verticale (asse debole y) e orizzontale (asse forte x).

$$M_{S,d\,x} = \frac{\gamma_q \cdot q_{H,tr} \cdot i_c^2}{8} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}75\, {}^{kN}\!/_{m} \cdot 4^2\ m^2}{8} = 5{,}25 \text{ kNm}$$

$$M_{S,d\,//} = \frac{\gamma_g \cdot (g_{V,tr} + g'_{V,tr}) \cdot i_c^2}{8} = \frac{1{,}4 \cdot (0{,}13 + 0{,}20)\, {}^{kN}\!/_{m} \cdot 4^2\ m^2}{8} = 0{,}93 \text{ kNm}$$

$$W_x = \frac{\left(M_{S,dx} + 6M_{S,dy}\right)}{f_{a,d}} = 46085{,}11 \text{ mm}^3$$

Dalla consultazione delle tabelle si risale al seguente profilo:

$$\textbf{IPE 140} \Rightarrow \begin{cases} W_x = 77300\ mm^3 \\ W_y = 12300\ mm^3 \\ I_x = 5410000\ mm^4 \\ I_y = 449000\ mm^4 \\ peso = 12{,}9\ kg/m = 0{,}13\ kN/m \end{cases}$$

In modo del tutto analogo a quanto gia fatto per gli arcarecci di copertura si conduce la verifica di deformabilità:

$$f_H = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{H,tr} \cdot i_c^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}75 \cdot 4000^4}{206000 \cdot 5410000} = 5{,}24 \text{ mm}$$

$$f_V = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{V,tr} + g'_{V,tr}) \cdot i_c^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}33 \cdot 4000^4}{206000 \cdot 449000} = 11{,}89 \text{ mm}$$

$$v = \sqrt{\left(v_\perp^2 + v_{//}^2\right)} = 12{,}99 \text{ mm}$$

$$\frac{v}{i_c} = \frac{12{,}99\ mm}{4000\ mm} = 0{,}0032 = \frac{1}{308} < \frac{1}{200}$$ ***!Verifica soddisfatta!***

# Predimensionamento degli elementi principali

*Nel presente paragrafo vengono illustrati i passaggi salienti attraverso i quali si può pervenire al predimensionamento della struttura che costituisce il telaio trasversale nella quale, esistendo qualche grado di iperstaticità, la soluzione del problema elastostatico non dipende da sole condizioni statiche ed è, dunque, legato pure ai valori delle rigidezze degli elementi e, direttamente. Alle dimensioni delle sezioni.*

## Capriata

Sulla capriata agiscono le forze trasmesse dagli arcarecci in punti concentrati corrispondenti alla sezione di appoggio degli stessi. La valutazione della forza in ogni sezione può essere condotta per aree di influenza ricordando che i carichi agenti sono:

- peso proprio degli elementi di capriata (valutabili preventivamente come un aliquota pari al 10% della somma degli altri carichi);
- sovraccarico permanente (peso arcareccio "0,13 kN/m" + peso lamiera "0,10 kN/m$^2$")
- sovraccarico variabile (neve "1,34 kN/m$^2$" e vento$_{-0,4}$ "0,44 kN/m$^2$" rivolto verso l'alto).

<u>*Valutazione delle singole forze*</u>

$$F_{a,g'} = (g_a + g_{lam} \cdot i_a) \cdot i_c = (0{,}13\ kN/m + 0{,}10\ kN/m^2 \cdot 2\ m) \cdot 4\ m = 1{,}32\ \text{kN}$$

$$F_{a,qs} = q_s \cdot i_a \cdot i_c = 1{,}34\ kN/m^2 \cdot 2\ m \cdot 4\ m = 10{,}72\ \text{kN}$$

$$F_{a,qv} = q_{v,0,4} \cdot i_a \cdot i_c = 0{,}44\ kN/m^2 \cdot 2\ m \cdot 4\ m = 3{,}52\ \text{kN}$$

Va inoltre considerato che sui nodi di estremità della capriata agiscono delle forze ridotte in quanto l'area di influenza è pari alla metà di quella relativa ai nodi interni, di conseguenza indicheremo con l'apice tali forze che risultano pari a:

$$F'_{a,g'} = (g_a + g_{lam} \cdot {}^{i_a}\!/_2) \cdot i_c = (0{,}13\ kN/m + 0{,}10\ kN/m^2 \cdot {}^{2\ m}\!/_2) \cdot 4\ m = 0{,}92\ \text{kN}$$

$$F'_{a,qs} = {}^{F_{a,qs}}\!/_2 = {}^{10{,}72\ kN}\!/_2 = 5{,}36\ \text{kN}$$

$$F'_{a,qv} = {}^{F_{a,qv}}\!/_2 = {}^{3{,}52\ kN}\!/_2 = 1{,}76\ \text{kN}$$

Il predimensionamento degli elementi costituenti la capriata sarà condotto allo S.L.U., per cui la combinazione di carico da considerare sarà:

$$F_{a,d} = \gamma_g \cdot (F_{a,g'}) + \gamma_q \cdot (F_{a,q1}) + \gamma_q \cdot \psi_{0i} \cdot \sum_{i=2}^{n} F_{a,qi}$$

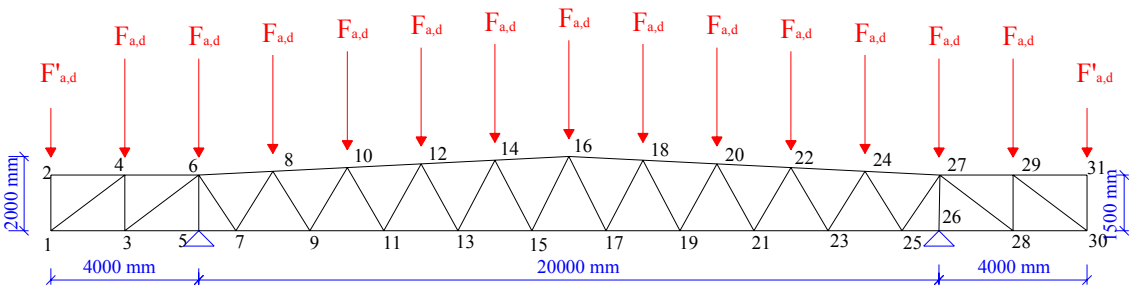
Essendo la forza dovuta al vento rivolta verso l'alto, la condizione più sfavorevole si realizzerà considerando $F_{a,q1}$ pari all'azione della neve e $\psi_{0i} = 0$. Ne risultano i seguenti valori delle forze di progetto:

$$F_{a,d} = [\gamma_g \cdot (F_{a,g'}) + \gamma_q \cdot (F_{a,q})] \cdot 1{,}1 = 19{,}72 \text{ kN}$$

$$F'_{a,d} = [\gamma_g \cdot (F'_{a,g'}) + \gamma_q \cdot (F'_{a,q})] \cdot 1{,}1 = 10{,}26 \text{ kN}$$

**Risoluzione dello schema isostatico di trave reticolare**

Si riporta di seguito lo schema statico di riferimento sul quale saranno determinati gli sforzi normali con cui si procederà alla scelta dei profili. *Trattandosi di uno schema isostatico, la soluzione non dipende dalle caratteristiche delle membrature e può essere determinata tramite semplici considerazioni di equilibrio (ad esempio, tramite il Metodo degli equilibri di nodo, il Principio dei Lavori Virtuali o il Metodo delle Sezioni di Ritter).*




Dall'analisi delle sollecitazioni discendono i seguenti risultati:

***Corrente inferiore***

| Asta | N [kN] |
|---|---|
| **1-3** | -13,68 |
| **3-5** | -53,65 |
| **5-7** | -187,11 |

***Corrente superiore***

| Asta | N [kN] |
|---|---|
| **2-4** | 0 |
| **4-6** | 13,68 |
| **6-8** | -5,34 |

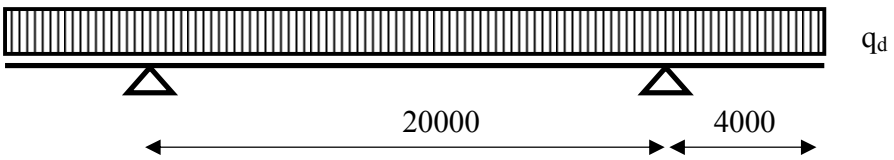
***Diagonali***

| Asta | N [kN] | Asta | N [kN] |
|---|---|---|---|
| **1-2** | -10,26 | **16-17** | 0,84 |
| **3-4** | -29,98 | **17-18** | -0,52 |
| **1-4** | 17,1 | **18-19** | -22,33 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **7-9** | -72,83 | **8-10** | -100,74 | **3-6** | 49,97 | **19-20** | 22,8 |
| **9-11** | 4,8 | **10-12** | -162,68 | **6-7** | 106,33 | **20-21** | -47,1 |
| **11-13** | 51,9 | **12-14** | -196,58 | **7-8** | -104,33 | **21-22** | 47,77 |
| **13-15** | 73,28 | **14-16** | -206,75 | **8-9** | 75,46 | **22-23** | -74,24 |
| **15-17** | 72,8 | **16-18** | -206,75 | **9-10** | -74,24 | **23-24** | 75,46 |
| **17-19** | 73,28 | **18-20** | -196,58 | **10-11** | 47,77 | **24-25** | -104,33 |
| **19-21** | 51,9 | **20-22** | -162,58 | **11-12** | -47,1 | **25-27** | 106,33 |
| **21-23** | 4,8 | **22-24** | -100,74 | **12-13** | 22,8 | **27-28** | 49,97 |
| **23-25** | -72,83 | **24-27** | -5,34 | **13-14** | -22,33 | **29-30** | 17,1 |
| **25-26** | -187,11 | **27-29** | 13,68 | **14-15** | -0,52 | **28-29** | -29,98 |
| **26-28** | -53,65 | **29-31** | 0 | **15-16** | 0,84 | **30-31** | -10,26 |
| **28-30** | -13,68 | | | | | | |

***Metodo alternativo: risoluzione con lo schema semplificato di trave equivalente***

*Per stimare in maniera approssimata il valore degli sforzi nelle aste principali si può far riferimento ad uno schema alternativo di trave semplicemente appoggiata con luce pari a quella della capriata e due sbalzi laterali anch'essi di misura pari a quelli della capriata.*




*Il valore del carico equivalente alla precedente combinazione si può ottenere sommando tutte le forze agenti sulla capriata (già amplificate del 10% per tener conto del peso della capriata stessa) come segue:*

$$q_d = \frac{13 \cdot F_{a,d} + 2 \cdot F'_{a,d}}{L + 2a} = \frac{13 \cdot 19.72 + 2 \cdot 10.26}{28.00} = 11.10 \text{ kN/m}$$

*A questo punto il valore del massimo momento in mezzeria sullo schema di trave equivalente risulta:*

$$M_{Ed}^{(+)} = q_d \left( \frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{2} \right) = 11.10 \left( \frac{20^2}{8} - \frac{2^2}{2} \right) = 578 \text{ kNm}$$

*da cui è possibile stimare il valore del massimo sforzo di trazione e compressione agenti nei correnti inferiore e superiore, rispettivamante:*

**Predimensionamento**

Noti gli sforzi normali nelle aste è possibile procedere al calcolo dell'area effettiva e, ipotizzando la sezione del bullone da utilizzare, alla scelta dei profili metallici. Nell'ottica di ridurre al minor numero possibile le aste diverse (al fine di facilitare le operazioni di montaggio della struttura) conservando tuttavia una certa economicità nell'impiego dei materiali, si considera di utilizzare lo stesso profilo per tutte le diagonali, lo stesso profilo per tutti gli elementi che formano il corrente superiore e lo stesso profilo per gli elementi del corrente inferiore. In particolare si utilizzeranno profili ad L affiancati per corrente inferiore e diagonali e profili ad U affiancati per il corrente superiore. Il progetto va quindi condotto per l'elemento maggiormente sollecitato a trazione e a compressione tenendo presente che in questo ultimo caso dovrà considerarsi anche l'aliquota di instabilità dovuta alla snellezza.

***Diagonali***

- Compressione *104,33* kN
- Trazione *106,33* kN

progetto a trazione: $A_{eff} = \frac{N}{f_{ad}} = \frac{106330\ N}{235\ N/mm^2} = 452{,}47\ \text{mm}^2$

progetto a compressione (ipotizzo ω=2,5): $A_{eff} = \frac{\omega \cdot N}{f_{ad}} = \frac{2{,}5 \cdot 104330\ N}{235\ N/mm^2} = 1109{,}89\ \text{mm}^2$

Si sceglie quindi di utilizzare due profili angolari ***L 40 x 80 x 6*** che solidarizzati presentano le seguenti caratteristiche:

***2L 40 x 80 x 6*** $\begin{cases} Area = 1378\ mm^2 \quad (ipotesi\ bullone\ da\ 16 \Rightarrow A_{eff} = 1186\ mm^2) \\ peso = 10{,}82\ kg/m \end{cases}$

***Corrente inferiore***

- Compressione *187,11* kN
- Trazione *73,28* kN

progetto a trazione: $A_{eff} = \frac{N}{f_{ad}} = \frac{73280\ N}{235\ N/mm^2} = 311{,}83\ \text{mm}^2$

progetto a compressione (ipotizzo ω=2,5): $A_{eff} = \frac{\omega \cdot N}{f_{ad}} = \frac{2{,}5 \cdot 187110\ N}{235\ N/mm^2} = 1990{,}53\ \text{mm}^2$

Si sceglie quindi di utilizzare due profili angolari ***L 50 x 100 x 8*** che solidarizzati presentano le seguenti caratteristiche:

***2L 50 x 100 x 8*** $\begin{cases} Area = 2300\ mm^2 \quad (ipotesi\ bullone\ da\ 16 \Rightarrow A_{eff} = 2044\ mm^2) \\ peso = 17{,}98\ kg/m \end{cases}$

***Corrente superiore***

- Compressione *206,75* kN
- Trazione *13,68* kN

progetto a trazione: $A_{eff} = \frac{N}{f_{ad}} = \frac{13680\ N}{235\ N/mm^2} = 58{,}21\ \text{mm}^2$

progetto a compressione (ipotizzo ω=2,5): $A_{eff} = \frac{\omega \cdot N}{f_{ad}} = \frac{2{,}5 \cdot 206750\ N}{235\ N/mm^2} = 2199{,}47\ \text{mm}^2$

Si sceglie quindi di utilizzare due profili ad U ***UNP 100*** che solidarizzati presentano le seguenti caratteristiche:

***2 UPN100*** $\begin{cases} Area = 2700\ mm^2 \quad (ipotesi\ bullone\ da\ 16 \Rightarrow A_{eff} = 2508\ mm^2) \\ peso = 21{,}20\ kg/m \end{cases}$

## Colonne

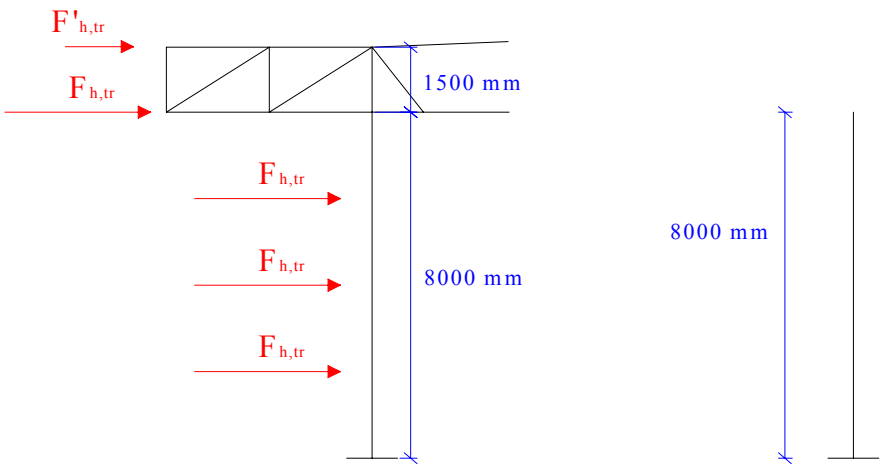
La colonna, oltre alle azioni verticali trasmesse dalla capriata e dal peso degli elementi di chiusura laterale, sarà soggetta all'azione orizzontale del vento che le viene trasmessa, sotto forma di forza concentrata, in corrispondenza dell'innesto dei travetti portabaraccatura. Tale

forza è stimabile in:

$$F_{H,tr} = q_{v,0,8} \cdot i_{tr} \cdot i_c = 0{,}875\ kN/m^2 \cdot 2\ m \cdot 4\ m = 7\ \text{kN}$$

Inoltre in sommità della colonna (che si considera passante, quindi innestata sul corrente superiore della capriata) vengono trasferite le azioni orizzontali del vento dal pannello di chiusura della capriata; le due forze concentrate valgono:

$$F'_{H,tr} = q_{v,0,8} \cdot \frac{i_{tr}}{2} \cdot i_c = 0{,}875\ kN/m^2 \cdot 1m \cdot 4\ m = 3{,}5\ \text{kN}$$




Per il dimensionamento delle colonne, elementi snelli per i quali il problema fondamentale è quello dell'instabilità, si esegue un progetto per snellezza per la quale la normativa prevede un valore inferiore a 150. Dato che la condizione più svantaggiosa ai fini della stabilità è data dal considerare la capriata incernierata alle colonne (β = 2) si ha:

$$\rho = \frac{\beta \cdot h}{\lambda} = \frac{2 \cdot 8000}{150} = 106{,}67\ \text{mm}$$

Avvalendoci di un sagomario per sezioni HE, si individua il nostro profilo:

$$\textbf{HE 260 B} \begin{cases} \rho = 112\ mm \\ Area = 11800\ mm^2 \\ peso = 93{,}00\ kg/m \end{cases}$$

# Progettazione degli elementi

## Analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna

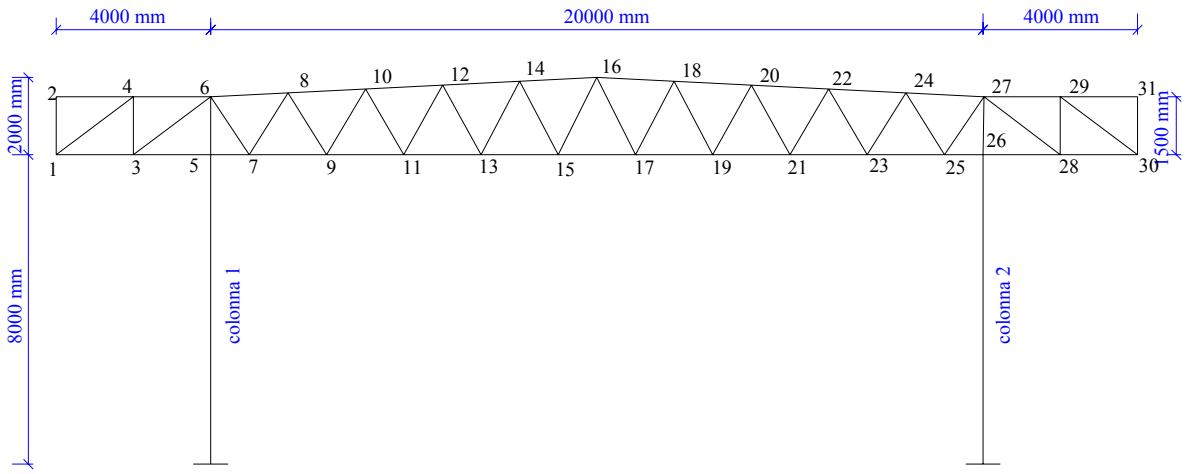
Sulla base delle dimensioni degli elementi già scelti, e quindi del loro peso si esegue l'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna relativa a quattro distinte combinazioni di carico:

**SLU 01:** $F_d = 1{,}4 \cdot (G_k + G'_k) + 1{,}5 \cdot Q_s + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot Q_w$

**SLU 02:** $F_d = 1{,}4 \cdot (G_k + G'_k) + 1{,}5 \cdot Q_w + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot Q_s$

**SLU 03:** $F_d = G_k + G'_k + 1{,}5 \cdot Q_w + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot Q_{\Delta t}$ (sollecitazioni invertite)

**SLE 01:** $F_d = G_k + G'_k + Q_w + Q_s$




Si riportano di seguito gli sforzi normali relativi alle aste della capriata per ogni combinazione di carico ottenuti attraverso l'elaborazione della struttura con software SAP.

| Asta (cor. inf.) | SLU 01 [kN] | SLU 02 [kN] | SLU 03 [kN] | SLE 01 [kN] | Asta (cor. sup.) | SLU 01 [kN] | SLU 02 [kN] | SLU 03 [kN] | SLE 01 [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-3** | -13,19 | -8,34 | 0,98 | -8,01 | **2-4** | -3,67 | -5,25 | -5,25 | -3,5 |
| **-5** | -37,02 | -13,11 | 22,6 | -18,26 | **4-6** | 5,84 | -2,16 | -11,48 | 1,01 |
| **5-7** | -26,63 | 19,7 | 67,27 | -1,1 | **6-8** | -26,03 | -50,42 | -58,4 | -30,73 |
| **7-9** | 55,38 | 58,83 | 34,45 | 44,86 | **8-10** | -93,41 | -81,45 | -29,3 | -68,03 |
| **9-11** | 108,95 | 82,17 | 8,79 | 73,97 | **10-12** | -134,79 | -97,96 | -6,59 | -89,88 |
| **11-13** | 138,81 | 92,24 | -11,1 | 88,96 | **12-14** | -154,32 | -102,24 | 10,79 | -98,73 |
| **13-15** | 148,68 | 91,14 | -26,06 | 92,08 | **14-16** | -155,6 | -96,31 | 23,71 | -96,74 |
| **15-17** | 141,67 | 80,55 | -37,01 | 85,16 | **16-18** | -148,07 | -85,57 | 34,45 | -89,57 |
| **17-19** | 133,26 | 69,11 | -48,09 | 77,4 | **18-20** | -130,53 | -68,27 | 44,75 | -76,08 |
| **19-21** | 106,27 | 45,75 | -57,58 | 57,97 | **20-22** | -92,89 | -38,11 | 53,26 | -49,97 |
| **21-23** | 57,26 | 8,33 | -65,05 | 24,74 | **22-24** | -31,23 | 7,38 | 59,52 | -8,81 |
| **23-25** | -17,78 | -45,68 | -70,06 | -24,81 | **24-27** | 59,13 | 71,23 | 63,24 | 50,36 |
| **25-26** | -124,41 | -119,99 | -72,41 | -94,22 | **27-29** | 18,79 | 16,34 | 7,02 | 13,35 |
| **26-28** | -60,95 | -47,3 | -11,59 | -41,06 | **29-31** | 1,85 | 2,64 | 2,64 | 1,76 |
| **28-30** | -15,1 | -11,06 | -1,74 | -9,83 | | | | | |

| Asta (diag.) | SLU 01 [kN] | SLU 02 [kN] | SLU 03 [kN] | SLE 01 [kN] | Asta (diag.) | SLU 01 [kN] | SLU 02 [kN] | SLU 03 [kN] | SLE 01 [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1 2** | -8,5 | -5,31 | 1,19 | -5,27 | **16-17** | -8,72 | -12,05 | -11,81 | -8,14 |
| **1 4** | 12,01 | 3,98 | -7,88 | 5,73 | **17-18** | 9,99 | 13,3 | 12,65 | 9,05 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **3 4** | -22,51 | -11,34 | 7,87 | -12,74 | **18-19** | -27,95 | -24,12 | -9,65 | -20,1 |
| **3 6** | 29,9 | 6,08 | -27,11 | 12,89 | **19-20** | 29,07 | 25,27 | 10,49 | 20,93 |
| **6 7** | 76,85 | 36,93 | -30,36 | 43,14 | **20-21** | -48,62 | -37,04 | -7,2 | -32,96 |
| **7 8** | -74,55 | -35,43 | 30,33 | -41,74 | **21-22** | 50,35 | 38,59 | 8,02 | 34,16 |
| **8 9** | 52,68 | 23,31 | -24,67 | 28,72 | **22-23** | -71,39 | -51,28 | -4,51 | -47,12 |
| **9 10** | -50,85 | -21,94 | 25,02 | -27,56 | **23-24** | 73,54 | 53,11 | 5,31 | 48,59 |
| **10 11** | 30,93 | 10,85 | -19,91 | 15,67 | **24-25** | -96,95 | -67,43 | -1,85 | -63,07 |
| **11 12** | -29,47 | -9,69 | 20,35 | -14,72 | **25-27** | 99,84 | 69,78 | 2,65 | 65,04 |
| **12 13** | 10,97 | -0,88 | -15,57 | 3,68 | **27-28** | 57,44 | 45,41 | 12,4 | 39,12 |
| **13-14** | -10,06 | 1,74 | 16,12 | -3,06 | **28 29** | -28,01 | -19,2 | -0,1 | -17,98 |
| **14-15** | -7,29 | -11,26 | -11,81 | -7,33 | **29 30** | 21,3 | 17,24 | 5,56 | 14,57 |
| **15-16** | 8,39 | 12,26 | 12,41 | 8,08 | **30 31** | -8,58 | -5,35 | 1,1 | -5,3 |

## Progettazione dei bulloni

Il progetto dei bulloni viene condotto differenziando tra due tipi di aste:

- aste separate (che vanno quindi realmente connesse tra di loro)
- aste non interrotte (I bulloni fissano il fazzoletto per il collegamento di terze asti)

Per le prime lo sforzo normale di progetto è rappresentato dalla massima sollecitazione cui la singola asta è soggetta nelle quattro combinazioni di carico, mentre per le seconde si prevede la progettazione del bullone attraverso la differenza di sforzo massimo tra due aste che convergono nello stesso nodo sempre considerando le diverse combinazioni. Inoltre, sfruttando la simmetria della struttura, può effettuarsi la progettazione della massima sollecitazione tra due aste simmetriche (vento da destra e da sinistra).

*Collegamento delle aste nei nodi discontinui*

$$n_b = \frac{N_{max}}{A_b \cdot n_r \cdot f_{d,V}}$$

| Asta *(diag)* | $\lvert N_{max} \rvert$ [kN] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|---|
| **15-16 / 16-17** | 12,41 | 84 | 212,13 | 0,3482254 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **14-1 5/ 17-18** | 13,3 | 84 | 212,13 | 0,3731988 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **13-14 / 18-19** | 27,95 | 84 | 212,13 | 0,7842787 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **12-13 / 19-20** | 29,07 | 84 | 212,13 | 0,815706 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **11-12 / 20-21** | 48,62 | 84 | 212,13 | 1,3642802 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **10-11 / 21-22** | 50,35 | 84 | 212,13 | 1,4128241 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **9-10 / 22-23** | 71,39 | 84 | 212,13 | 2,0032078 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| **8-9 / 23-24** | 73,54 | 84 | 212,13 | 2,063537 | **3Φ12 cat. 5,6** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **7-8 / 24-25** | 96,95 | 84 | 212,13 | 2,720423 | **4Φ12 cat. 5,6** |
| **6-7 / 25-27** | 99,84 | 84 | 212,13 | 2,8015166 | **4Φ12 cat. 5,6** |
| **3-6 / 27-28** | 57,44 | 84 | 212,13 | 1,61177 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **3-4 / 28-29** | 28,01 | 84 | 212,13 | 0,7859623 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **1-4 / 29-30** | 21,3 | 84 | 212,13 | 0,5976793 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **1-2 / 30-31** | 8,58 | 84 | 212,13 | 0,2407553 | **2Φ12 cat. 5,6** |

| Asta *(cor. inf.)* | $N_{max}$ [kN] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|---|
| **15-17** | 141,67 | 115 | 212,13 | 2,9036747 | **4Φ14 cat. 5,6** |
| **5-7 / 25-26** | 124,41 | 115 | 212,13 | 2,549913 | **4Φ14 cat. 5,6** |
| **3-5 / 26-28** | 60,95 | 84 | 212,13 | 1,7102608 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| **1- 3/ 28-30** | 15,1 | 84 | 212,13 | 0,4237069 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| Asta *(cor. sup.)* | $N_{max}$ [kN] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
| **2-4 / 29-31** | 5,25 | 84 | 212,13 | 0,1473153 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **14-16 / 16-18** | 155,6 | 115 | 212,13 | 3,1891846 | **4Φ14 cat. 5,6** |
| **6-8 / 24-27** | 71,23 | 84 | 212,13 | 1,9987182 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| **4-6 / 27-29** | 18,79 | 84 | 212,13 | 0,5272486 | **2Φ12 cat. 5,6** |

*Collegamento delle aste nei nodi continui*

$$n_b = \frac{\Delta N_{max}}{A_b \cdot n_r \cdot f_{d,V}}$$

| Nodo *(cor. inf.)* | $\Delta N_{max}$ [kN] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|---|
| **15 / 17** | 11,44 | 84 | 212,13 | 0,321007109 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **13 / 19** | 26,99 | 84 | 212,13 | 0,757341073 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **11 / 21** | 49,01 | 84 | 212,13 | 1,375223639 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **9 / 23** | 75,04 | 84 | 212,13 | 2,105627053 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| **7 / 25** | 106,63 | 84 | 212,13 | 2,992044411 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| **3 / 28** | 45,85 | 84 | 212,13 | 1,286553843 | **2Φ12 cat. 5,6** |

| Nodo *(cor. sup.)* | $\Delta N_{max}$ [kN] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|---|
| **14 / 18** | 17,54 | 84 | 212,13 | 0,492173488 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **12 / 20** | 37,64 | 84 | 212,13 | 1,056180734 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **10 / 22** | 61,66 | 84 | 212,13 | 1,730183423 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| **8 / 24** | 90,36 | 84 | 212,13 | 2,535507202 | **3Φ12 cat. 5,6** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **4 / 29** | 16,94 | 84 | 212,13 | 0,47533745 | **2Φ12 cat. 5,6** |

## Tracciamento dei fazzoletti

Si procede di seguito al tracciamento dei fazzoletti tenendo presente che le limitazioni normative impongono di disporre il primo bullone ad una distanza a dal lembo del fazzoletto e del profilo tale che:

- $2\phi \le a \le 3\phi$

dove Φ rappresenta il diametro del bullone.

Sono inoltre dettate altre limitazioni inerenti al passo tra bulloni contigui che, con riferimento alle norme CNR 10011, sono esprimibili in:

- $p \le 15 \cdot t_{\min}$ (aste compresse)
- $p \le 25 \cdot t_{\min}$ (aste tese)

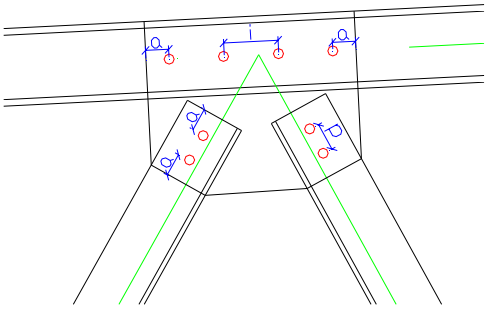
dove $t_{min}$ rappresenta lo spessore minimo dei profili che il fazzoletto connette; la limitazione dettata dal D.M. '96 non prescrive differenziazioni tra aste tese e compresse e indica il passo massimo come:

- $p \le 10 \cdot \phi$

In ogni caso tale passo non potrà essere minore di 3 volte il diametro del bullone.

Altra limitazione riguarda la distanza tra bulloni che bloccano i fazzoletti in corrispondenza dei nodi continui; per tali elementi le limitazioni si traducono in:

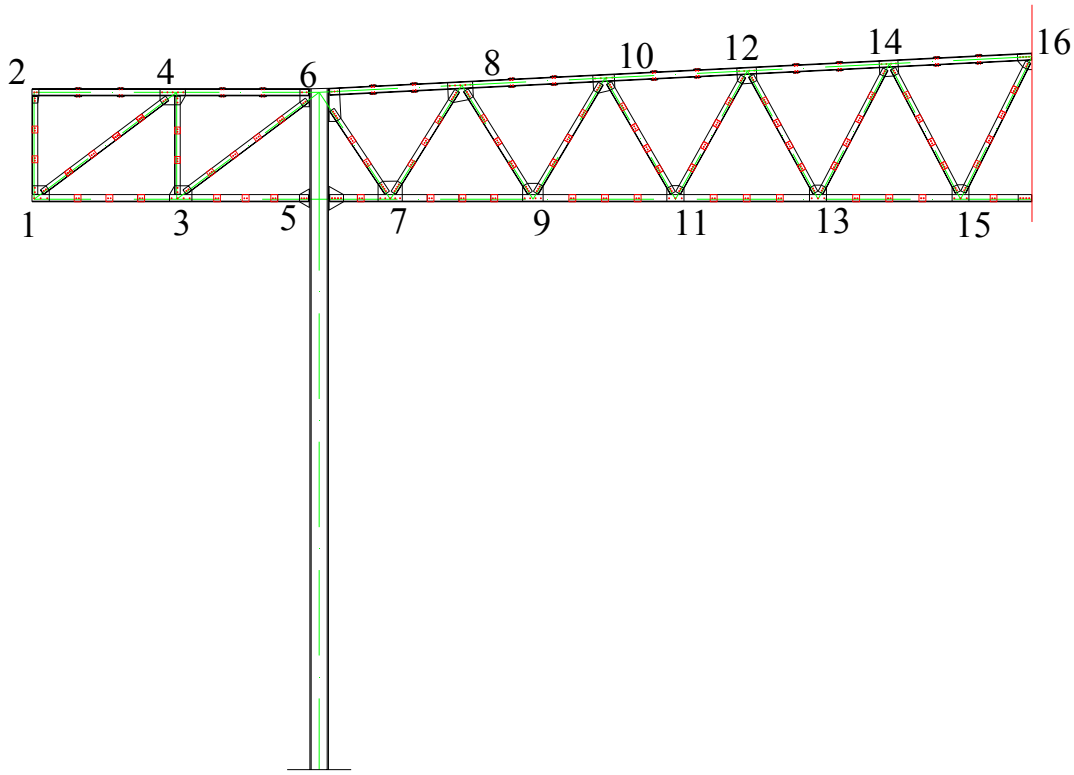
- $i \le 15 \cdot t_{\min}$
- $i \le 10 \cdot \phi$




Sotto tali prescrizioni il nostro caso si riduce a disporre i bulloni in modo che:

- $a = 2{,}5 \cdot \phi \quad \Rightarrow \begin{cases} a = 30\ mm & (bulloni\ \ da\ \ 12) \\ a = 35\ mm & (bulloni\ \ da\ \ 14) \end{cases}$
- $p = 3 \cdot \phi \quad \Rightarrow \begin{cases} a = 36\ mm & (bulloni\ \ da\ \ 12) \\ a = 42\ mm & (bulloni\ \ da\ \ 14) \end{cases}$
- $i \leq 15 \cdot t_{\min} \quad \Rightarrow \quad i \leq 90\ mm$

Si ricorda inoltre che siccome la progettazione è riferita ad uno schema simmetrico e l'analisi delle sollecitazioni è stata condotta per una combinazione di carico in cui il vento si considera proveniente da sinistra, nell'eventualità reale che il vento provenga da destra si dispongono le bullonature in maniera del tutto simmetrica avendo cura di attribuire ai nodi corrispondenti la connessione che garantisce la maggiore resistenza tra i due nella condizione di carico meno favorevole.

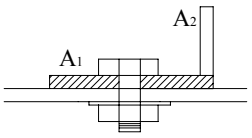


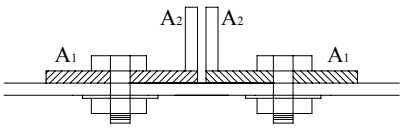

# *Verifiche di Resistenza*

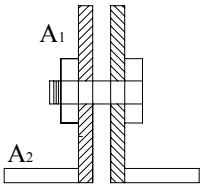
## Verifica delle aste tese

La verifica delle aste tese va condotta considerando le aste soggette a sforzo normale centrato e reagenti secondo la loro area effettiva che assume le seguenti espressioni a seconda dei casi sotto esposti:

$$A_{eff} = A_1 + \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} \cdot A_1 \qquad A_{eff} = A_1 + \frac{5A_1}{5A_1 + A_2} \cdot A_1 \qquad A_{eff} = A_1 + \cdot A_2$$




Si ricorda che l'area da sottrarre per considerare il buco occorrente alla bullonatura è pari al diametro del bullone incrementato di 1 mm.

Il calcolo si riduce quindi a verificare che in ogni asta:

$$N_{Rd,t} = f_{ad} \cdot A_{efff} \geq N_{ij,t} \qquad FS = \frac{N_{RD,t}}{N_{ij,t}}$$

ossia definito FS il coefficiente di sicurezza questo deve risultare maggiore di 1.

*Correnti inferiori*

| asta | SLU1 N[kN] | SLU2 N[kN] | SLU3 N[kN] | $N_{max}$ [kN] | $A_{eff}$ [$mm^2$] | $N_{Rd}$ [kN] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-3/28-30** | -13,19 | -8,34 | 0,98 | 0,98 | 1032 | 242,52 | 247,47 | **ok** |
| **3-5/26-28** | -37,02 | -13,11 | 22,6 | 22,6 | 1032 | 242,52 | 10,73 | **ok** |
| **5-7/25-26** | -26,63 | 19,7 | 67,27 | 67,27 | 1016 | 238,76 | 3,55 | **ok** |
| **7-9/23-25** | 55,38 | 58,83 | 34,45 | 58,83 | 1032 | 242,52 | 4,12 | **ok** |
| **9-11/21-23** | 108,95 | 82,17 | 8,79 | 108,95 | 1032 | 242,52 | 2,22 | **ok** |
| **11-13/19-21** | 138,81 | 92,24 | -11,1 | 138,81 | 1032 | 242,52 | 1,75 | **ok** |
| **13-15/17-19** | 148,68 | 91,14 | -26,06 | 148,68 | 1032 | 242,52 | 1,63 | **ok** |
| **15-17** | 141,67 | 80,55 | -37,01 | 141,67 | 1016 | 238,76 | 1,68 | **ok** |

*Correnti superiori*

| asta | SLU1 N[kN] | SLU2 N[kN] | SLU3 N[kN] | $N_{max}$ [kN] | $A_{eff}$ [$mm^2$] | $N_{Rd}$ [kN] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **16-14/16-18** | -148,07 | -85,57 | 34,45 | 34,45 | 984,369 | 231,33 | 6,71 | **ok** |
| **12-14/18-20** | -130,53 | -68,27 | 44,75 | 44,75 | 1023,015 | 240,41 | 5,37 | **ok** |
| **10-12/20-22** | -92,89 | -38,11 | 53,26 | 53,26 | 1023,015 | 240,41 | 4,51 | **ok** |
| **8-10/22-24** | -31,23 | 7,38 | 59,52 | 59,52 | 1023,015 | 240,41 | 4,04 | **ok** |
| **6-8/24-27** | 59,13 | 71,23 | 63,24 | 71,23 | 1023,015 | 240,41 | 3,37 | **ok** |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **4-6/27-29** | 18,79 | 16,34 | 7,02 | 18,79 | 1023,015 | 240,41 | 12,79 | **ok** |
| **2-4/29-31** | 1,85 | 2,64 | 2,64 | 2,64 | 1023,015 | 240,41 | 91,06 | **ok** |

*Diagonali*

| asta | SLU1 N[kN] | SLU2 N[kN] | SLU3 N[kN] | $N_{max}$ [kN] | $A_{eff}$ [$mm^2$] | $N_{Rd}$ [kN] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-2/30-31** | -8,5 | -5,31 | 1,19 | 1,19 | 606 | 142,41 | 119,67 | **ok** |
| **3-4/28-29** | -22,51 | -11,34 | 7,87 | 7,87 | 606 | 142,41 | 18,10 | **ok** |
| **7-8/24-26** | -74,55 | -35,43 | 30,33 | 30,33 | 606 | 142,41 | 4,70 | **ok** |
| **9-10/22-23** | -50,85 | -21,94 | 25,02 | 25,02 | 606 | 142,41 | 5,69 | **ok** |
| **11-12/21-20** | -29,47 | -9,69 | 20,35 | 20,35 | 606 | 142,41 | 7,00 | **ok** |
| **13-14/18-19** | -10,06 | 1,74 | 16,12 | 16,12 | 606 | 142,41 | 8,83 | **ok** |
| **15-16/16-17** | 8,39 | 12,26 | 12,41 | 12,41 | 594 | 139,59 | 11,25 | **ok** |
| **14-15/17-18** | 9,99 | 13,3 | 12,65 | 13,3 | 606 | 142,41 | 10,71 | **ok** |
| **12-13/19-20** | 29,07 | 25,27 | 10,49 | 29,07 | 606 | 142,41 | 4,90 | **ok** |
| **10-11/21-22** | 50,35 | 38,59 | 8,02 | 50,35 | 606 | 142,41 | 2,83 | **ok** |
| **8-9/23-24** | 73,54 | 53,11 | 5,31 | 73,54 | 606 | 142,41 | 1,94 | **ok** |
| **6-7/25-27** | 99,84 | 69,78 | 2,65 | 99,84 | 606 | 142,41 | 1,43 | **ok** |
| **3-6/27-28** | 57,44 | 45,41 | 12,4 | 57,44 | 606 | 142,41 | 2,48 | **ok** |
| **1-4/29-30** | 21,3 | 17,24 | 5,56 | 21,3 | 606 | 142,41 | 6,69 | **ok** |

## Verifica delle aste compresse

Nelle aste compresse l'instabilità pressoflessionale gioca un ruolo rilevante ai fini della resistenza degli elementi. Questo perché essendo le aste elementi snelli sono soggette ad effetti del secondo ordine non trascurabili. Ai fini della verifica, per il capannone in esame, si distinguono due diversi tipi di verifica per compressione a seconda che i due elementi che formano una singola asta siano collegati tramite calastrelli (come avviene per il corrente superiore) o tramite imbottiture (corrente inferiore e diagonali).

Si ricorda che ai fini della corretta progettazione e realizzazione delle unioni tra i due profili la normativa impone che ogni asta deve essere suddivisa da calastrelli o imbottiture in almeno tre campi, e che comunque l'interasse $L_o$ tra due collegamenti successivi non può eccedere:

$$L_o < 50\rho_{min} \qquad (acciai\ Fe360 \div 430)$$

$$L_o < 40\rho_{min} \qquad (acciai\ Fe510)$$

dove $\rho_{min}$ rappresenta il raggio d'inerzia minimo del singolo profilo.

In base a tali disposizioni i vincoli per la progettazione in atto valgono:

$L_o < 735\ mm$ (*corrente* sup)

$L_o < 419\ mm$ (*diagonali*)

$L_o < 525\ mm$ (*corrente* inf)

*Aste collegate con calastrelli (corrente superiore)*

La verifica di tali aste va svolta considerando la snellezza complessiva del profilo, quindi determinati i valori di snellezza in direzione x e y si individua il valore di ω corrispondente alla snellezza maggiore e si conduce la normale verifica di instabilità.

$$N_{Rd} = \frac{f_{ad} \cdot A}{\omega} \qquad FS = \frac{N_{RD}}{N_{ij}}$$

dove A è l'area totale data dai due profili accoppiati.

| correnti sup | SLU1 N [kN] | SLU2 N [kN] | SLU3 N [kN] | $N_{min}$ [kN] | $lo_x=lo_y$ [mm] | $\rho_x$ [mm] | $\rho_y$ [mm] | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\lambda_{max}$ | ω | $A_{tot}$ [$mm^2$] | $N_{Rd}$ [N] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2-4/29-31** | -3,67 | -5,25 | -5,25 | 5,25 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 75,54 | **ok** |
| **4-6/27-29** | 5,84 | -2,16 | -11,48 | 11,48 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 34,54 | **ok** |
| **6-8/24-27** | -26,03 | -50,42 | -58,40 | 58,40 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 6,79 | **ok** |
| **8-10/22-24** | -93,41 | -81,45 | -29,30 | 93,41 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 4,25 | **ok** |
| **10-12/20-22** | -134,79 | -97,96 | -6,59 | 134,79 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 2,94 | **ok** |
| **12-14/18-20** | -154,32 | -102,24 | 10,79 | 154,32 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 2,57 | **ok** |
| **14-16/16-18** | -155,60 | -96,31 | 23,71 | 155,60 | 2000 | 39,10 | 25,20 | 51,15 | 79,37 | 79,37 | 1,60 | 2700,00 | 396562,50 | 2,55 | **ok** |

*Aste collegate con imbottiture (corrente inferiore e diagonali)*

Nelle Aste collegate con imbottiture assume un ruolo non trascurabile l'instabilità del singolo profilo tra due imbottiture. Per tale motivo oltre alla snellezza delle aste nel complesso si considera una snellezza aggiuntiva $\lambda_1$ (funzione della distanza tra le imbottiture e il raggio d'inerzia minimo del singolo profilo) che si lega alla snellezza $\lambda_y$ rispetto all'asse debole attraverso la relazione:

$$\lambda_{y,eq} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^{\ 2}}$$

La snellezza da considerare ai fini della verifica (cioè della scelta di ω), che va quindi condotta come una normale verifica di instabilità, è la massima tra $\lambda_x$ e $\lambda_{y,eq}$.

| correnti inf | SLU1 N[kN] | SLU2 N[kN] | SLU3 N[kN] | Nmin [kN] | $lo_x=lo_y$ [mm] | Lo [mm] | ρx [mm] | ρy [mm] | $\rho_{min}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **15-17** | 141,67 | 80,55 | -37,01 | 37,01 | 1000,00 | 461,65 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **13-15/17-19** | 133,26 | 69,11 | -48,09 | 48,09 | 2000,00 | 464,97 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **11-13/19-21** | 106,27 | 45,75 | -57,58 | 57,58 | 2000,00 | 464,55 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **9-11/21-23** | 57,26 | 8,33 | -65,05 | 65,05 | 2000,00 | 458,43 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **7-9/23-25** | -17,78 | -45,68 | -70,06 | 70,06 | 2000,00 | 446,09 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **5-7/25-26** | -124,41 | -119,99 | -72,41 | 124,41 | 1000,00 | 415,97 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **3-5/26-28** | -60,95 | -47,30 | -11,59 | 60,95 | 2000,00 | 401,33 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |
| **1-3/28-30** | -15,10 | -11,06 | -1,74 | 15,10 | 2000,00 | 445,45 | 31,84 | 20,85 | 10,50 |

| $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\lambda_1$ | $\lambda_{y,eq}$ | $\lambda_{max}$ | $\omega$ | $A_{tot}$ [mm2] | $N_{Rd}$ [N] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31,41 | 47,96 | 43,97 | 65,06 | 65,06 | 1,28 | 1379,00 | 253175,78 | 6,84 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 44,28 | 105,65 | 105,65 | 1,95 | 1379,00 | 166187,18 | 3,46 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 44,24 | 105,63 | 105,63 | 1,95 | 1379,00 | 166187,18 | 2,89 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 43,66 | 105,39 | 105,39 | 1,95 | 1379,00 | 166187,18 | 2,55 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 42,48 | 104,91 | 104,91 | 1,92 | 1379,00 | 168783,85 | 2,41 | **ok** |
| 31,41 | 47,96 | 39,62 | 62,21 | 62,21 | 1,25 | 1379,00 | 259252,00 | 2,08 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 38,22 | 103,26 | 103,26 | 1,90 | 1379,00 | 170560,53 | 2,80 | **ok** |
| 62,81 | 95,92 | 42,42 | 104,89 | 104,89 | 1,95 | 1379,00 | 166187,18 | 11,01 | **ok** |

| diag | SLU1 N[kN] | SLU2 N[kN] | SLU3 N[kN] | Nmin [kN] | $l_{ox}=l_{oy}$ [mm] | Lo [mm] | $\rho_x$ [mm] | $\rho_y$ [mm] | $\rho_{min}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-4/29-30** | 12,01 | 3,98 | -7,88 | 7,88 | 2193,17 | 419,38 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **3-6/27-28** | 29,90 | 6,08 | -27,11 | 27,11 | 2147,54 | 410,31 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **6-7/25-27** | 76,85 | 36,93 | -30,36 | 30,36 | 1397,58 | 385,86 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **8-9/23-24** | 52,68 | 23,31 | -24,67 | 24,67 | 1697,43 | 382,35 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **10-11/21-22** | 30,93 | 10,85 | -19,91 | 19,91 | 1783,25 | 337,45 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **12-13/19-20** | 10,97 | -0,88 | -15,57 | 15,57 | 1869,07 | 354,59 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **14-15/17-18** | -7,29 | -11,26 | -11,81 | 11,81 | 1957,33 | 372,25 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **16-17/16-15** | -8,72 | -12,05 | -11,81 | 12,05 | 2038,65 | 388,53 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **18-19/13-14** | -27,95 | -24,12 | -9,65 | 27,95 | 1952,52 | 371,30 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **20-21/11-12** | -48,62 | -37,04 | -7,20 | 48,62 | 1872,60 | 355,32 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **22-23/9-10** | -71,39 | -51,28 | -4,51 | 71,39 | 1783,08 | 403,77 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **24-25/7-8** | -96,95 | -67,43 | -1,85 | 96,95 | 1686,57 | 361,65 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **28-29/3-4** | -28,01 | -19,20 | -0,10 | 28,01 | 2147,54 | 412,32 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |
| **30-31/1-2** | -8,58 | -5,35 | 1,10 | 8,58 | 1375,90 | 418,76 | 25,52 | 17,36 | 8,38 |

| $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\lambda_1$ | $\lambda_{y,eq}$ | $\lambda_{max}$ | $\omega$ | $A_{tot}$ [mm2] | $N_{Rd}$ [N] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 85,94 | 126,33 | 50,05 | 135,89 | 135,89 | 2,80 | 1379,00 | 115737,50 | 14,69 | **ok** |
| 84,15 | 123,71 | 48,96 | 133,04 | 133,04 | 2,74 | 1379,00 | 118271,90 | 4,36 | **ok** |
| 54,76 | 80,51 | 46,05 | 92,74 | 92,74 | 1,67 | 1379,00 | 194050,90 | 6,39 | **ok** |
| 66,51 | 97,78 | 45,63 | 107,90 | 107,90 | 1,99 | 1379,00 | 162846,73 | 6,60 | **ok** |
| 69,88 | 102,72 | 40,27 | 110,33 | 110,33 | 2,07 | 1379,00 | 156553,14 | 7,86 | **ok** |
| 73,24 | 107,67 | 42,31 | 115,68 | 115,68 | 2,20 | 1379,00 | 147302,27 | 9,46 | **ok** |
| 76,70 | 112,75 | 44,42 | 121,18 | 121,18 | 2,37 | 1379,00 | 136736,29 | 11,58 | **ok** |
| 79,88 | 117,43 | 46,36 | 126,25 | 126,25 | 2,51 | 1379,00 | 129109,56 | 10,71 | **ok** |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 76,51 | 112,47 | 44,31 | 120,89 | 120,89 | 2,34 | 1379,00 | 138489,32 | 4,95 | ok |
| 73,38 | 107,87 | 42,40 | 115,90 | 115,90 | 2,20 | 1379,00 | 147302,27 | 3,03 | ok |
| 69,87 | 102,71 | 48,18 | 113,45 | 113,45 | 2,14 | 1379,00 | 151432,24 | 2,12 | ok |
| 66,09 | 97,15 | 43,16 | 106,31 | 106,31 | 1,97 | 1379,00 | 164500,00 | 1,70 | ok |
| 84,15 | 123,71 | 49,20 | 133,13 | 133,13 | 2,74 | 1379,00 | 118271,90 | 4,22 | ok |
| 53,91 | 79,26 | 49,97 | 93,70 | 93,70 | 1,69 | 1379,00 | 191754,44 | 22,35 | ok |

## Verifica delle unioni bullonate

La verifica dei collegamenti sarà effettuata solo per i nodi nei quali si concentrano le maggiori sollecitazioni, e cioè all'innesto della capriata sulla colonna, nei nodi interni della capriata prossimi alla colonna e nei nodi di mezzeria.

*Verifica dei bulloni*

La verifica dei bulloni sarà condotta determinando il taglio che si genera all'interno del bullone per effetto dello sforzo normale che sollecita le aste interessate. Tale sollecitazione per le aste diagonali e del corrente inferiore sarà di tipo eccentrico, in quanto tali elementi sono realizzati con profili ad L, quindi oltre al taglio che sollecita i bulloni nella direzione parallela all'asse delle aste sarà presente anche un taglio ortogonale a tale direzione .

$$T_{b//} = \frac{N_{ij}}{n_b} \qquad T_{b\perp/} = \frac{N_{ij} \cdot e}{p \cdot (n_b - 1)}$$

Il taglio di progetto sarà dato dal risultante dei due tagli e cioè:

$$T_{b,Sd} = \sqrt{T_{b,//}^2 + T_{b,\perp}^2}$$

Considerando che il taglio resistente del singolo bullone è dato dalla relazione:

$$T_{b,Rd} = n_r \cdot A_{eff} \cdot f_{V,d}$$

si può definire il coefficiente di sicurezza FS come:

$$FS = \frac{T_{b,Rd}}{T_{b,Sd}}$$

| Nodo | asta | $N_{ij}$ [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\|}$ [kN] | $T_{b,Sd}$ [kN] | $T_{b,Rd}$ [kN] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **6 / 27** | **6-4 / 27-29** | 18,79 | 2 | 84,00 | 9,40 | 36 | 0 | 0,00 | 9,40 | 35,64 | 3,79 | **ok** |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 6-3 / 27-28 | 57,44 | 2 | 84,00 | 28,72 | 36 | 11,5 | 18,35 | 34,08 | 35,64 | 1,05 | ok |
| | 6-7 / 25-27 | 99,84 | 4 | 84,00 | 24,96 | 36 | 11,5 | 10,63 | 27,13 | 35,64 | 1,31 | ok |
| | 6-8 / 24-27 | 71,23 | 3 | 84,00 | 23,74 | 36 | 0 | 0,00 | 23,74 | 35,64 | 1,50 | ok |
| 5 / 26 | 5-3/26-28 | 60,95 | 3 | 84,00 | 20,32 | 36 | 14,1 | 11,94 | 23,56 | 35,64 | 1,51 | ok |
| | 5-7 / 25-26 | 124,41 | 4 | 115,00 | 31,10 | 42 | 14,1 | 13,92 | 34,08 | 48,79 | 1,43 | ok |
| 7 / 25 | | 106,63 | 4 | 84,00 | 26,66 | 36 | 14,1 | 13,92 | 30,07 | 35,64 | 1,19 | ok |
| | 7-6 / 25-27 | 99,84 | 4 | 84,00 | 24,96 | 36 | 11,5 | 10,63 | 27,13 | 35,64 | 1,31 | ok |
| | 7-8 / 25-24 | 96,95 | 4 | 84,00 | 24,24 | 36 | 11,5 | 10,32 | 26,34 | 35,64 | 1,35 | ok |
| 8 / 24 | 8- 7/ 24-25 | 96,95 | 4 | 84,00 | 24,24 | 36 | 11,5 | 10,32 | 26,34 | 35,64 | 1,35 | ok |
| | 8-9 / 23-24 | 73,54 | 3 | 84,00 | 24,51 | 36 | 11,5 | 11,75 | 27,18 | 35,64 | 1,31 | ok |
| | | 90,36 | 4 | 84,00 | 22,59 | 36 | 0 | 0,00 | 22,59 | 35,64 | 1,58 | ok |
| 16 | 16-14 / 16-18 | 155,60 | 4 | 115,00 | 38,90 | 42 | 0 | 0,00 | 38,90 | 48,79 | 1,25 | ok |
| | 16-15 / 16-17 | 12,41 | 2 | 84,00 | 6,21 | 36 | 11,5 | 3,96 | 7,36 | 35,64 | 4,84 | ok |
| 15 / 17 | | 141,67 | 4 | 115,00 | 35,42 | 42 | 14,1 | 15,85 | 38,80 | 48,79 | 1,26 | ok |

*Verifica di rifollamento*

La verifica di rifollamento mira a garantire il collegamento contro l'ovalizzazione del foro e la deformazione del collegamento in generale per effetto della trasmissione dello sforzo dal bullone alla lamiera che vi è in contatto. Tale verifica consiste nel verificare che la sollecitazione sia minore di una tensione di rifollamento ottenuta come amplificazione della tensione di snervamento tramite il coefficiente α assegnato come:

$$\alpha = \min\left(2{,}5\,;\,\frac{a}{\Phi_b}\right)$$

$$\frac{T_{b,Sd}}{\Phi_b \cdot t} \le \alpha \cdot f_{ad} = f_{rif}$$

| Nodo | asta | $N_{ij}$ [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\vert}$ [kN] | $T_{b,Sd}$ [kN] | $\Phi_b$ [mm] | t [mm] | α | $f_{ad,rif}$ [N/mm$^2$] | $f_{sd,rif}$ [N/mm$^2$] | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 / 27 | 6-4/27-29 | 18,79 | 2 | 84,00 | 9,40 | 36 | 0 | 0,00 | 9,40 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 78,29 | ok |
| | 6-3/27-28 | 57,44 | 2 | 84,00 | 28,72 | 36 | 11,5 | 18,35 | 34,08 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 284,01 | ok |
| | 6-7/ 25-27 | 99,84 | 4 | 84,00 | 24,96 | 36 | 11,5 | 10,63 | 27,13 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 226,08 | ok |
| | 6-8/24-27 | 71,23 | 3 | 84,00 | 23,74 | 36 | 0 | 0,00 | 23,74 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 197,86 | ok |
| 5 / 26 | 5-3/26-28 | 60,95 | 3 | 84,00 | 20,32 | 36 | 14,1 | 11,94 | 23,56 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 196,36 | ok |
| | 5-7/25-26 | 124,41 | 4 | 115,00 | 31,10 | 42 | 14,1 | 13,92 | 34,08 | 14 | 10 | 2,5 | 587,50 | 243,40 | ok |
| 7 / 25 | | 106,63 | 4 | 84,00 | 26,66 | 36 | 14,1 | 13,92 | 30,07 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 250,61 | ok |
| | 7-6/25-27 | 99,84 | 4 | 84,00 | 24,96 | 36 | 11,5 | 10,63 | 27,13 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 226,08 | ok |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 7-8/25-24 | 96,95 | 4 | 84,00 | 24,24 | 36 | 11,5 | 10,32 | 26,34 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 219,54 | ok |
| 8 / 24 | 8-7/24-25 | 96,95 | 4 | 84,00 | 24,24 | 36 | 11,5 | 10,32 | 26,34 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 219,54 | ok |
| | 8-9/23-24 | 73,54 | 3 | 84,00 | 24,51 | 36 | 11,5 | 11,75 | 27,18 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 226,52 | ok |
| | | 90,36 | 4 | 84,00 | 22,59 | 36 | 0 | 0,00 | 22,59 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 188,25 | ok |
| 16 | 16-14/16-18 | 155,60 | 4 | 115,00 | 38,90 | 42 | 0 | 0,00 | 38,90 | 14 | 10 | 2,5 | 587,50 | 277,86 | ok |
| | 16-15/16-17 | 12,41 | 2 | 84,00 | 6,21 | 36 | 11,5 | 3,96 | 7,36 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 61,36 | ok |
| 15 / 17 | | 141,67 | 4 | 115,00 | 35,42 | 42 | 14,1 | 15,85 | 38,80 | 14 | 10 | 2,5 | 587,50 | 277,17 | ok |

*Verifica della lamiera*

La lamiera che forma il fazzoletto avrà uno spessore di 10 mm e dimensioni variabili secondo il tipo di connessione che dovrà effettuare. La verifica si svolge ipotizzando che in ogni sezione in corrispondenza dei bulloni ognuno di essi trasmette un incremento di sforzo normale rispetto al bullone precedente pari allo sforzo normale massimo dell'asta diviso il numero dei bulloni e che l'area reagente della lamiera sia racchiusa in un cono che si espande di 30° a partire dal primo bullone del collegamento. Individuata quindi la sezione resistente della lamiera, lo sforzo normale e l'eventuale eccentricità per ogni sezione la verifica si svolge come una normale verifica di resistenza a trazione centrata o eccentrica.

| Nodo | asta | $N_{ij,max}$ [kN] | $n_b$ | p | $N_2$ [kN] | $N_3$ [kN] | $N_4$ [kN] | t [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 / 27 | 6-4/27-29 | 18,79 | 2 | 36 | 18,79 | | | 10 |
| | 6-3/27-28 | 57,44 | 2 | 36 | 57,44 | | | 10 |
| | 6-7/ 25-27 | 99,84 | 4 | 36 | 49,92 | 74,88 | 99,84 | 10 |
| | 6-8/24-27 | 71,23 | 3 | 36 | 47,49 | 71,23 | | 10 |
| 5 / 26 | 5-3/26-28 | 60,95 | 3 | 36 | 40,63 | 60,95 | | 10 |
| | 5-7/25-26 | 124,41 | 4 | 42 | 62,21 | 93,31 | 124,41 | 10 |
| 7 / 25 | 7-6/25-27 | 99,84 | 4 | 36 | 49,92 | 74,88 | 99,84 | 10 |
| | 7-8/25-24 | 96,95 | 4 | 36 | 48,48 | 72,71 | 96,95 | 10 |
| 8 / 24 | 8-7/24-25 | 96,95 | 4 | 36 | 48,48 | 72,71 | 96,95 | 10 |
| | 8-9/23-24 | 73,54 | 3 | 36 | 49,03 | 73,54 | | 10 |
| 16 | 16-14/16-18 | 155,6 | 4 | 42 | 77,8 | 116,7 | 155,6 | 10 |
| | 16-15/16-17 | 12,41 | 2 | 36 | 12,41 | | | 10 |
| 15 / 17 | | 141,67 | 4 | 42 | 70,84 | 106,25 | 141,67 | 10 |

| $h_2$ [mm] | $h_3$ [mm] | $h_4$ [mm] | $A_2$ [mm$^2$] | $A_3$ [mm$^2$] | $A_4$ [mm$^2$] | $\sigma_2$ [N/mm$^2$] | $\sigma_3$ [N/mm$^2$] | $\sigma_4$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 41,57 | | | 285,69 | | | 65,77 | | |
| 41,57 | | | 285,69 | | | 201,06 | | |
| 41,57 | 83,14 | 124,71 | 285,69 | 701,38 | 1117,08 | 174,73 | 106,76 | 89,38 |
| 41,57 | 83,14 | | 285,69 | 701,38 | | 166,22 | 101,56 | |
| 41,57 | 83,14 | | 285,69 | 701,38 | | 142,23 | 86,9 | |
| 48,50 | 96,99 | 111,50 | 334,97 | 819,95 | 965,00 | 185,7 | 113,8 | 135,92 |
| 41,57 | 83,14 | 124,71 | 285,69 | 701,38 | 1117,08 | 174,73 | 106,76 | 89,38 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 41,57 | 83,14 | 124,71 | 285,69 | 701,38 | 1117,08 | 169,68 | 103,67 | 86,79 |
| 41,57<br>41,57 | 83,14<br>83,14 | 124,71 | 285,69<br>285,69 | 701,38<br>701,38 | 1117,08 | 169,68<br>171,61 | 103,67<br>104,85 | 86,79 |
| 48,5<br>41,57 | 96,99 | 122,75<br>e=11,37 | 334,97<br>285,69 | 819,95 | 1077,46 | 232,26<br>43,44 | 142,33 | 144,49<br>$W_l$<br>23326,52 |
| 48,5 | 96,99 | 100 | 334,97 | 819,95 | 850 | 211,46 | 129,58 | 166,67 |

## Verifica delle colonne

Per le colonne si è scelto di usare un profilo HE 260 B. Si vuole ora verificare che il suddetto profilo garantisca un certo margine di sicurezza nei confronti della resistenza e dell'instabilità. In tale fase occorre considerare che la colonna è sollecitata in ogni combinazione di carico da uno sforzo normale e un momento flettente che assume valore massimo alla base.

La verifica di resistenza viene condotta come una normale verifica di presso flessione, quindi confrontando che la tensione massima sia inferiore alla tensione di snervamento del materiale, che per un acciaio Fe 360 si ricorda essere pari a 235 MPa.

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_x} \leq f_{ad}$$

| | | SLU01 | SLU02 | SLU03 | A | $W_x$ | $\sigma_{01}$ | $\sigma_{02}$ | $\sigma_{03}$ | esito 01 | esito 02 | esito03 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **colonna 1** | M[kNm] | 76,39 | 121,42 | 126,27 | 11800 | 1150000 | | | | | | |
| | N[kN] | 116,27 | 61,97 | 43,51 | 11800 | 1150000 | 76,28 | 110,83 | 113,49 | ok | ok | ok |
| **colonna 2** | M[kNm] | 94,51 | 122,72 | 117,87 | 11800 | 1150000 | | | | | | |
| | N[kN] | 153,03 | 114,49 | 20,95 | 11800 | 1150000 | 95,15 | 116,42 | 104,279 | ok | ok | ok |

La verifica di stabilità viene invece condotta con riferimento al metodo omega (quindi sempre in funzione della snellezza), dove nel rispetto delle prescrizioni normative verrà considerato un momento sollecitante equivalente anziché il momento sollecitante risultante dall'analisi. Tale momento viene calcolato in funzione del tipo di diagramma della sollecitazione e dei momenti di estremità della sezione come dettato dalle norma CNR UNI.

Determinato tale momento la verifica si riduce a verificare che:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd,eq}}{W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}\right)} \leq f_{ad}$$

dove $N_{cr} = \dfrac{\pi^2 E_a I_x}{l_{o,x}^2}$ è il *Carico Critico Euleriano.*

| | | SLU01 | SLU02 | SLU03 | h [mm] | H [mm] | $\rho_x$ [mm] | $\rho_y$ [mm] | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\omega$ | A [mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| colonna 1 | M [kNm] | 76,39 | 121,42 | 126,27 | 8000 | 9500 | 112 | 65 | 142,86 | 146,15 | 3,35 | 11800 |
| | N [kN] | 116,27 | 61,97 | 43,51 | | | | | | | | |
| colonna 2 | M [kNm] | 94,51 | 122,72 | 117,87 | 8000 | 9500 | 112 | 65 | 142,86 | 146,15 | 3,35 | 11800 |
| | N [kN] | 153,03 | 114,49 | 20,95 | | | | | | | | |

| $W_x$ [mm$^3$] | $I_x$ [mm$^4$] | $N_{cr}$ [N] | $M_{sd,eq01}$ [kNm] | $M_{sd,eq02}$ [kNm] | $M_{sd,eq03}$ [kNm] | $\sigma_{01}$ [N/mm$^2$] | $\sigma_{02}$ [N/mm$^2$] | $\sigma_{03}$ [N/mm$^2$] | esito 01 | esito 02 | esito 03 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1150000 | 149190000 | 1206642 | 57,29 | 91,07 | 94,70 | 88,14 | 101,07 | 97,78 | ok | ok | ok |
| 1150000 | 149190000 | 1206642 | 70,88 | 92,04 | 88,40 | 114,03 | 120,93 | 84,18 | ok | ok | ok |

## Azioni longitudinali

Le azioni longitudinali sono quelle derivanti dall'azione del vento che spira in direzione ortogonale alle capriate. Tale azione agisce sui pannelli di chiusura e viene poi scaricata attraverso i travetti portabaraccatura ai piastrini che corrono dal piano campagna fino agli arcarecci.

## Pannelli di tamponatura

Tali pannelli saranno gli stessi utilizzati per le tamponature laterali (panelli coibentati 'Brollo PGB TR5'; spessore 30 mm; spessore lamiera 0,5 mm; freccia inferiore a L/200 per carichi pari a 2500 N/m$^2$ su luci di 2 m in appoggio semplice; peso del pannello 100 N/m$^2$ ) in quanto soggetti alla stessa azione $q_{v,0,8}$ = 875 N/m$^2$ ed aventi uguale interasse di appoggio (2 m).

## Travetti portabaraccatura

I travetti portabaraccatura saranno disposti e progettati in modo analogo a quanto già fatto per le pareti longitudinali del capannone. Scegliendo di disporre i travetti ad interasse di 2m questi saranno soggetti agli stessi carichi dei travetti di tamponatura longitudinale, mentre le sollecitazioni saranno minori di quelli precedentemente progettati e verificati in quanto questi erano posizionati su luci di 4 m, mentre per i travetti in oggetto si prevede una disposizione in appoggio su due metri pari all'interasse dei piastrini portabaraccatura. I carichi orizzontali (lungo l'asse forte) e verticali sono:

$$q_{H,tr} = q_{v,0,8} \cdot i_{tr} = 0{,}875\ kN/m^2 \cdot 2\ m = 1{,}75 \text{ kN/m}$$

$$g'_{V,tr} = g_{lam} \cdot i_{tr} = 0{,}10\ kN/m^2 \cdot 2\ m = 0{,}20 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione del peso proprio del travetto si ipotizza di utilizzare un IPE 140 con corrispondente peso $g_{V,tr}$ = 0,13 kN/m.

Di seguito, ricordando che la luce del travetto è pari alla distanza tra due piastrini portabaraccatura (2 m), si conduce il progetto per resistenza dello stesso secondo due schemi di flessione: verticale (asse debole y) e orizzontale (asse forte x).

$$M_{S,d\,x} = \frac{\gamma_q \cdot q_{H,tr} \cdot i_c^2}{8} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}75\, kN/m \cdot 2^2\ m^2}{8} = 1{,}31 \text{ kNm}$$

$$M_{S,d\,//} = \frac{\gamma_g \cdot (g_{V,tr} + g'_{V,tr}) \cdot i_c^2}{8} = \frac{1{,}4 \cdot (0{,}13 + 0{,}20)\, kN/m \cdot 2^2\ m^2}{8} = 0{,}23 \text{ kNm}$$

$$W_x = \frac{\left(M_{S,dx} + 6M_{S,dy}\right)}{f_{a,d}} = 11446{,}81 \text{ mm}^3$$

Dalla consultazione delle tabelle si risale al seguente profilo:

$$\textbf{IPE 80} \Rightarrow \begin{cases} W_x = 20000\ mm^3 \\ W_y = 3690\ mm^3 \\ I_x = 801000\ mm^4 \\ I_y = 84900\ mm^4 \\ peso = 6{,}0\ kg/m = 0{,}06\ kN/m \end{cases}$$

Si conduce la verifica di deformabilità:

$$f_H = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{H,tr} \cdot i_c^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}75 \cdot 2000^4}{206000 \cdot 801000} = 2{,}21 \text{ mm}$$

$$f_V = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{V,tr} + g'_{V,tr}) \cdot i_c^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}26 \cdot 2000^4}{206000 \cdot 84900} = 3{,}10 \text{ mm}$$

$$v = \sqrt{\left(v_\perp^2 + v_{//}^2\right)} = 3{,}81 \text{ mm}$$

$$\frac{v}{i_c} = \frac{3{,}81\ mm}{2000\ mm} = 0{,}0019 = \frac{1}{525} < \frac{1}{200}$$ ***!Verifica soddisfatta!***

## Pilastrini portabaraccatura

I piastrini portabaraccatura saranno considerati incastrati alla base e appoggiati in corrispondenza degli arcarecci. Per il progetto e la verifica si prende in considerazione il piastrino situato a centro campata in quanto questo sarà quello più svantaggiato dal punto di vista sollecitativo perché avente la maggiore luce.

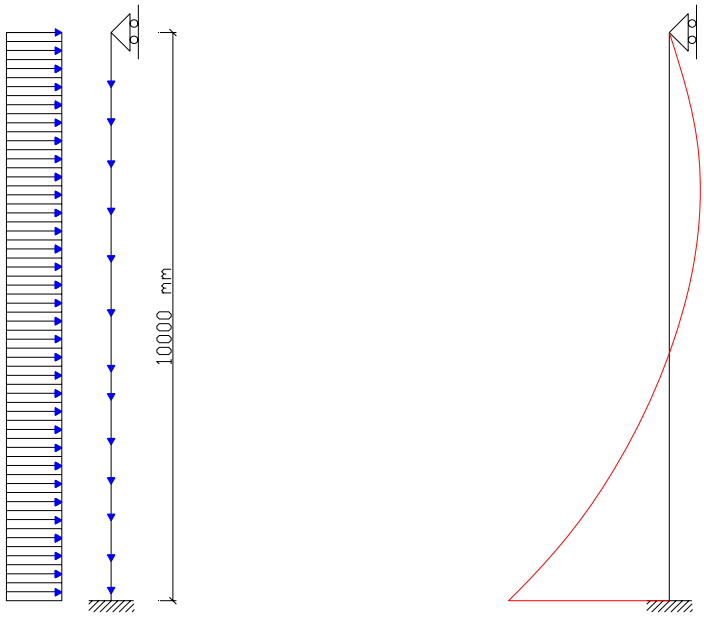
Le azioni, viste come carichi uniformemente distribuiti, cui sarà sottoposto in direzione verticale sono: il peso proprio (ipotizzato pari a 0,25 kN/m), il peso del travetto portabaraccatura e il peso del pannello.

$$g_{p,k} = 0{,}25\ kN/m$$

$$g'_{p,k} = g_{tr} \cdot \frac{i_p}{i_{tr}} + g_{lam} \cdot i_p = 0{,}26\ kN/m$$

Il carico orizzontale è invece dato dall'azione del vento ed è stimabile in:

$$q_H = p_{0,8} \cdot i_p = 1{,}75\ kN/m$$




$$M_{Sd,\max} = \frac{\gamma_q \cdot q_w \cdot H^2}{8} = 32{,}81\ kNm$$

$$N_{Sd,\max} = \gamma_g \cdot (g_k + g'_k) \cdot H = 7{,}14\ kNm$$

Il progetto del piastrino si esegue per flessione verificando in seguito che il valore della snellezza risulti minore di 250.

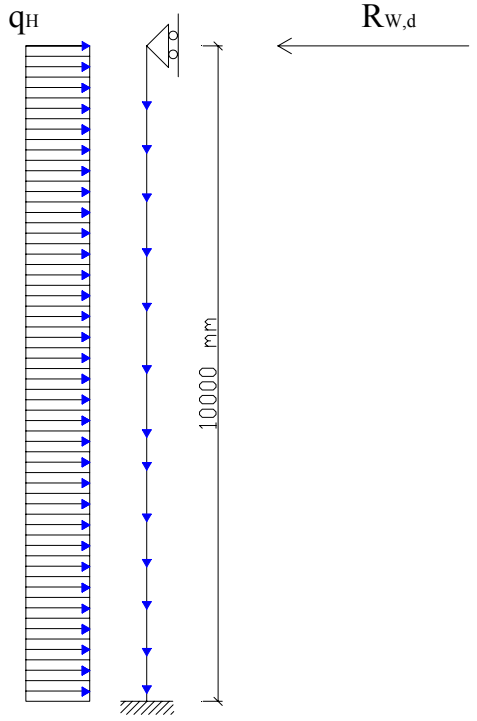
$$W_x = \frac{M_{sd,\max}}{f_{ad}} = 139617{,}02\ mm^3$$

Avvalendoci di un sagomario per sezioni HE, si individua il nostro profilo:

**HE 140 A** $\begin{cases} W_x = 155000\ mm^3 \\ Area = 3140\ mm^2 \\ peso = 24{,}70\ kg/m \\ \rho_x = 57{,}3\ mm \end{cases}$ => $\lambda_{max} = \frac{\beta \cdot H}{\rho_x} = \frac{0{,}8 \cdot 10000}{57{,}3} = 139{,}62$

## Dimensionamento dei controventi trasversali di falda

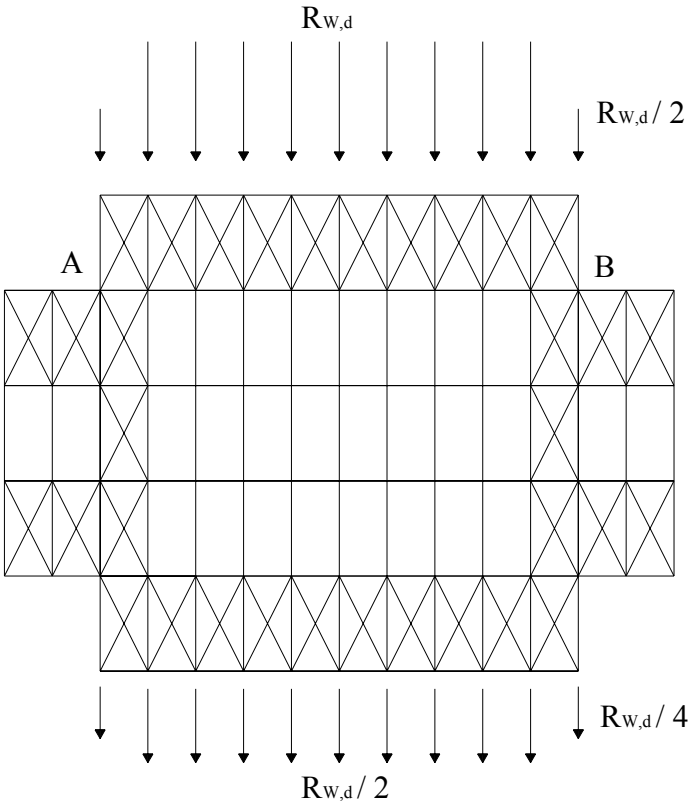
I piastrini portabaraccatura trasferiscono l'azione del vento in testa alla capriata sotto forma di azioni concentrate in corrispondenza degli arcarecci; tale azione è valutabile come reazione vincolare del carrello individuato nello schema di calcolo per la progettazione dei piastrini.




$$R_{W,d} = \frac{3}{8} \cdot \gamma_q \cdot q_H \cdot H = 9{,}84\ kN$$

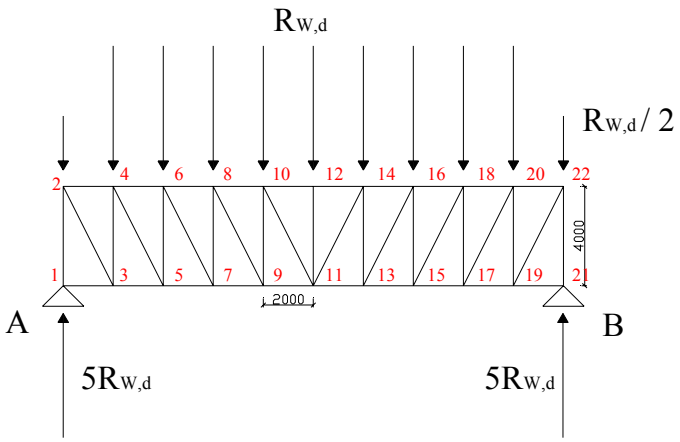
$$R_{W,d}/2 = 4{,}92\ kN$$

Di seguito, ricordando che il vento agisce anche sulla parete sottovento con intensità dimezzata rispetto alla parete sopravento, si riporta la disposizione di tali reazioni in testa alla capriata.

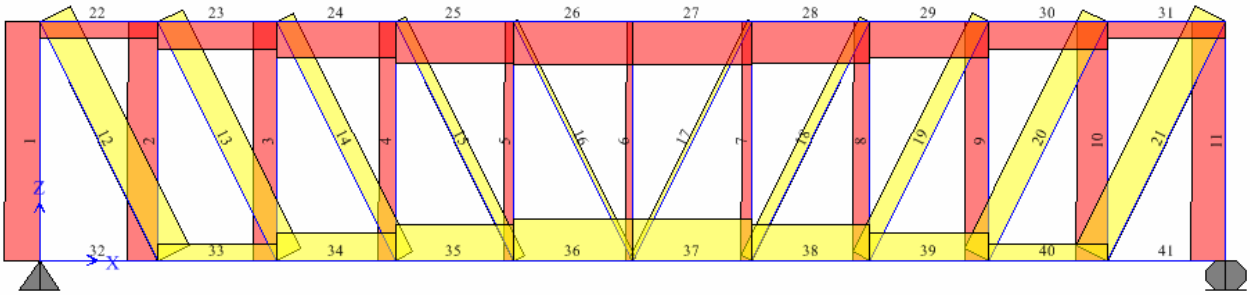



Si trascura per il calcolo in questione l'azione che il vento esercitata sugli sbalzi in quanto il suo effetto è irrilevante a causa della ristretta area di pannello interessata.
Al fine di ottenere una struttura rigida al di fuori del piano della capriata, tali forze devono trasmettersi nei punti A e B, da dove attraverso i controventi verticali si scaricano alla base delle colonne.

Per il progetto dei controventi trasversali di falda si ipotizza un meccanismo resistente caratterizzato dalle sole aste diagonali tese e dagli arcarecci compressi, i quali dovranno essere sostituiti con profili HE in luogo dei profili IPE che presentano una maggiore instabilità se soggetti a sforzi di compressione.




Di seguito si risolve lo schema determinando gli sforzi normali nelle varie aste della travatura reticolare.



| Asta (montante) | L [mm] | N [N] |
|---|---|---|
| **1** | 4000 | -49200 |
| **2** | 4000 | -44280 |
| **3** | 4000 | -34440 |
| **4** | 4000 | -24600 |
| **5** | 4000 | -14760 |
| **6** | 4000 | -9840 |
| **7** | 4000 | -14760 |
| **8** | 4000 | -24600 |
| **9** | 4000 | -34440 |
| **10** | 4000 | -44280 |
| **11** | 4000 | -49200 |

| Asta (diag.) | L [mm] | N [N] |
|---|---|---|
| **12** | 4472,14 | 49506,55 |
| **13** | 4472,14 | 38505,09 |
| **14** | 4472,14 | 27503,64 |
| **15** | 4472,14 | 16502,18 |
| **16** | 4472,14 | 5500,73 |
| **17** | 4472,14 | 5500,73 |
| **18** | 4472,14 | 16502,18 |
| **19** | 4472,14 | 27503,64 |
| **20** | 4472,14 | 38505,09 |
| **21** | 4472,14 | 49506,55 |

| Asta (cor. sup.) | L [mm] | N [N] |
|---|---|---|
| **22** | 2000 | -22140 |
| **23** | 2000 | -39360 |
| **24** | 2000 | -51660 |
| **25** | 2000 | -59040 |
| **26** | 2000 | -61500 |
| **27** | 2000 | -61500 |
| **28** | 2000 | -59040 |
| **29** | 2000 | -51660 |
| **30** | 2000 | -39360 |
| **31** | 2000 | -22140 |

| Asta (cor. inf.) | L [mm] | N [N] |
|---|---|---|
| **32** | 2000 | 0 |
| **33** | 2000 | 22140 |
| **34** | 2000 | 39360 |
| **35** | 2000 | 51660 |
| **36** | 2000 | 59040 |
| **37** | 2000 | 59040 |
| **38** | 2000 | 51660 |
| **39** | 2000 | 39360 |
| **40** | 2000 | 22140 |
| **41** | 2000 | 0 |

Il progetto del controvento viene condotto con riferimento allo sforzo normale di trazione massimo che vale: $N_{Sd} = 49506,55\ N$.

$$A_{eff} = \frac{N_{Sd}}{f_{ad}} = 210,67\ mm^2$$

Si sceglie di utilizzare un profilo ad L ad ali disuguali, quindi dal sagomario si sceglie un profilo con le seguenti caratteristiche:

**L 30 x 60 x 5** $\begin{cases} Area = 429\ mm^2 \\ peso = 3,37\ kg/m \end{cases}$

## Dimensionamento della bullonatura dei controventi trasversali di falda

Nel condurre la progettazione delle unioni bullonate si tiene conto che le aste sono tutte separate, che la struttura è simmetrica, e che ad ogni bullone corrisponde un'unica sezione resistente; di seguito la progettazione sarà condotta analogamente a quanto fatto per le unioni della capriata.

| Asta *(cor. inf.)* | $N_{max}$ [N] | $A_b$ [$mm^2$] | $f_{d,v}$ [$N/mm^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 49506,55 | 84 | 212,13 | 2,7783137 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| 13 | 38505,09 | 84 | 212,13 | 2,1609104 | **3Φ12 cat. 5,6** |
| 14 | 27503,64 | 84 | 212,13 | 1,5435077 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| 15 | 16502,18 | 84 | 212,13 | 0,9261044 | **2Φ12 cat. 5,6** |
| 16 | 5500,73 | 84 | 212,13 | 0,3087016 | **2Φ12 cat. 5,6** |

## Verifica delle unioni bullonate

La verifica delle unioni sarà condotta con gli stessi procedimenti utilizzati per la verifica delle unioni bullonate della capriata.

*Verifica dei bulloni*

| Nodo | Asta | N [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\|}$ [kN] | $T_{bs,d}$ [kN] | $T_{bRd}$ [kN] | FS | Esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2 / 3** | 12 | 49,51 | 3 | 84,00 | 16,50 | 36 | 8,5 | 5,84 | 17,51 | 17,82 | 1,02 | **ok** |
| **4 / 5** | 13 | 38,51 | | 84,00 | 12,84 | 36 | 8,5 | 4,55 | 13,62 | 17,82 | 1,31 | **ok** |
| **6 / 7** | 14 | 27,50 | 2 | 84,00 | 13,75 | 36 | 8,5 | 6,49 | 15,21 | 17,82 | 1,17 | **ok** |
| **8 / 9** | 15 | 16,50 | 2 | 84,00 | 8,25 | 36 | 8,5 | 3,90 | 9,12 | 17,82 | 1,95 | **ok** |
| **10 / 11** | 16 | 5,50 | 2 | 84,00 | 2,75 | 36 | 8,5 | 1,30 | 3,04 | 17,82 | 5,86 | **ok** |

*Verifica di rifollamento*

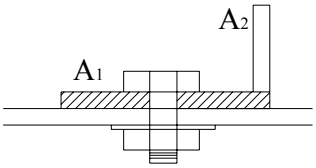
| Nodo | Asta | N [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\|}$ [kN] | $T_{bs,d}$ [kN] | $\Phi_b$ [mm] | t [mm] | α | $f_{ad,rif}$ | $f_{sd,rif}$ | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2 / 3** | 12 | 49,51 | 3 | 84,00 | 16,50 | 36 | 8,5 | 5,84 | 17,51 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 145,90 | **ok** |
| **4 / 5** | 13 | 38,51 | 3 | 84,00 | 12,84 | 36 | 8,5 | 4,55 | 13,62 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 113,48 | **ok** |
| **6 / 7** | 14 | 27,50 | 2 | 84,00 | 13,75 | 36 | 8,5 | 6,49 | 15,21 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 126,72 | **ok** |
| **8 / 9** | 15 | 16,50 | 2 | 84,00 | 8,25 | 36 | 8,5 | 3,90 | 9,12 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 76,03 | **ok** |
| **10 / 11** | 16 | 5,50 | 2 | 84,00 | 2,75 | 36 | 8,5 | 1,30 | 3,04 | 12 | 10 | 2,5 | 587,50 | 25,34 | **ok** |

*Verifica della lamiera*

| Nodo | Asta | N [kN] | $n_b$ | p [mm] | $N_{l2}$ [kN] | $N_{l3}$ [kN] | t [mm] | $h_2$ [mm] | $h_3$ [mm] | $A_2$ [mm$^2$] | $A_3$ [mm$^2$] | $\sigma_2$ [N/mm$^2$] | $\sigma_3$ [N/mm$^2$] | esito 2 | esito 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2 / 3** | 12 | 49,51 | 3 | 36 | 33,01 | 49,51 | 10 | 41,57 | 60 | 285,69 | 470 | 115,53 | 105,34 | **ok** | **ok** |
| **4 / 5** | 13 | 38,51 | 3 | 36 | 25,67 | 38,51 | 10 | 41,57 | 60 | 285,69 | 470 | 89,86 | 81,94 | **ok** | **ok** |
| **6 / 7** | 14 | 27,50 | 2 | 36 | 27,50 | | 10 | 41,57 | | 285,69 | | 96,26 | | | **ok** |
| **8 / 9** | 15 | 16,50 | 2 | 36 | 16,50 | | 10 | 41,57 | | 285,69 | | 57,75 | | | **ok** |
| **10 / 11** | 16 | 5,50 | 2 | 36 | 5,50 | | 10 | 41,57 | | 285,69 | | 19,25 | | | **ok** |

## Verifica delle aste tese

Per la verifica delle aste tese, cioè dei controventi, occorre determinare l'area effettiva in base al tipo di collegamento realizzato. In questo caso visto il profilo ad L utilizzato si prevede una connessione del tipo sotto indicato in cui l'area effettiva è di seguito indicata:




$$A_{eff} = A_1 + \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} \cdot A_1$$

| Asta | N [kN] | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $N_{Rd}$ [kN] | Fs | Esito |
|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 49,51 | 341,17 | 80,18 | 1,62 | ok |
| 13 | 38,51 | 341,17 | 80,18 | 2,08 | ok |
| 14 | 27,50 | 341,17 | 80,18 | 2,92 | ok |
| 15 | 16,50 | 341,17 | 80,18 | 4,86 | ok |
| 16 | 5,50 | 341,17 | 80,18 | 14,58 | ok |

## Progetto arcarecci a pressoflessione (sostituzione profilo IPE con HE)

In base alle sollecitazioni indotte dalle azioni longitudinali gli arcarecci risultano sollecitati a pressoflessione. Tale sollecitazione non può essere agevolmente sopportata dai profili IPE precedentemente dimensionati, quindi in questa fase si prevede di sostituire le aste IPE 140 coinvolte nel meccanismo resistente dei controventi con profili HE preferibilmente della stessa altezza per facilitare le connessioni.

Ipotizzando un ω = 2,5 e visto che l'arcareccio maggiormente sollecitato è quello di estremità (asta 1) il cui sforzo normale vale N = 49,20 kN, l'area minima del profilo HE da utilizzare è deducibile da una progettazione a sforzo normale centrato:

$$A = \frac{\omega \cdot N}{f_{ad}} = \frac{2{,}5 \cdot 49200}{235} = 523{,}40 \text{ mm}^2 \quad => \quad \textbf{HE 140 A} \ (area = 3140 \ mm^2)$$

## Verifica degli arcarecci

La verifica a pressoflessione va condotta per gli arcarecci 1 e 2 considerando che questi sono soggetti ad uno sforzo normale pari a quello dato dall'analisi e da un momento flettente generato dal peso proprio e dai carichi verticali.

*Arcareccio 1*

L'analisi dei carichi conduce ai seguenti valori:

- *peso proprio* $g_k = 0{,}25$ kN/m
- *peso della lamiera* $g'_k = g_{lam} \cdot \frac{i_a}{2} = 0{,}10 \cdot \frac{2m}{2} = 0{,}10$ kN/m
- *azione del vento* $q_w = p_{0,4} \cdot \frac{i_a}{2} = 0{,}44 \cdot \frac{2m}{2} = -0{,}44$ kN/m
- *carico da neve* $q_s = q_s \cdot \frac{i_a}{2} = 1{,}34 \cdot \frac{2m}{2} = 1{,}34$ kN/m

Il carico complessivo per lo stato limite ultimo vale:

$$q_d = 1{,}4 \cdot (g_k + g'_k) + 1{,}5 \cdot q_w + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot q_s = 1{,}24 \text{ kN/m}$$

Da cui si deduce il momento massimo in mezzeria:

$$M_{Sd} = \frac{q_d \cdot i_c^2}{8} = \frac{1{,}24 \cdot 4^2}{8} = 2{,}48 \text{ kNm}$$

*Verifica di resistenza*

Considerando che le sollecitazioni sono quelle sopra riportate e il profilo HE 140 A presenta un'area pari a 3140 mm$^2$ e un modulo di resistenza $W_x$ = 155000 mm$^3$ si procede a verificare chela tensione massima sia inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio considerato (235 MPa per acciai Fe360).

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_x} = \frac{49200}{3140} + \frac{2480000}{155000} = 31{,}67 \, N/mm^2 \leq 235 \, N/mm^2$$ ***verifica soddisfatta!***

*Verifica di stabilità*

La verifica di stabilità sarà condotta con riferimento al metodo omega considerando un momento equivalente pari a:

$$M_{eq} = 1{,}3 \cdot 2/3 \cdot M_{Sd,\max} = 2{,}15 \, kNm$$

Si andrà a verificare quindi che:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd,eq}}{W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}\right)} \leq f_{ad}$$

dove $N_{cr} = \frac{\pi^2 E_a I_x}{l_{o,x}^2}$ è il *Carico Critico Euleriano.*

| | | h | $\rho_x$ | $\rho_y$ | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\omega$ | A | $W_x$ | $I_x$ | $N_{cr}$ | $\sigma$ | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M [kNm] | 2,15 | [mm] | [mm] | [mm] | | | | [mm$^2$] | [mm$^3$] | [mm$^4$] | [N] | [N/mm$^2$] | |
| N [kN] | 49,2 | 4000 | 57,3 | 35,2 | 139,62 | 113,6364 | 3,11 | 3140 | 155000 | 1033000 | 131264,5 | 70,92 | ok |

*Arcareccio 2*

L'analisi dei carichi conduce ai seguenti valori:

- *peso proprio* $g_k = 0{,}25$ kN/m
- *peso della lamiera* $g'_k = g_{lam} \cdot i_a = 0{,}10 \cdot 2\ m = 0{,}20$ kN/m
- *azione del vento* $q_w = p_{0,4} \cdot i_a = 0{,}44 \cdot 2\ m = -0{,}88$ kN/m
- *carico da neve* $q_s = q_s \cdot i_a = 1{,}34 \cdot 2\ m = 2{,}68$ kN/m

Il carico complessivo per lo stato limite ultimo vale:

$$q_d = 1{,}4 \cdot (g_k + g'_k) + 1{,}5 \cdot q_w + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot q_s = 2{,}12 \text{ kN/m}$$

Da cui si deduce il momento massimo in mezzeria:

$$M_{Sd} = \frac{q_d \cdot i_c^2}{8} = \frac{2{,}12 \cdot 4^2}{8} = 4{,}24 \text{ kNm}$$

*Verifica di resistenza*

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_x} = \frac{44280}{3140} + \frac{4240000}{155000} = 41{,}46\ N/mm^2 \leq 235\ N/mm^2$$ ***verifica soddisfatta!***

*Verifica di stabilità*

La verifica di stabilità sarà condotta con riferimento al metodo omega considerando un momento equivalente pari a:

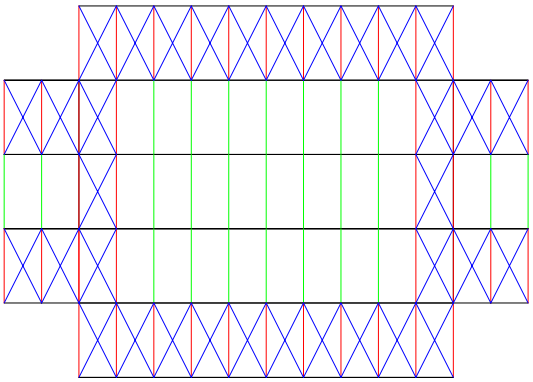
$$M_{eq} = 1{,}3 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot M_{Sd,\max} = 3{,}67\ kNm$$

Si andrà a verificare quindi che:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd,eq}}{W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}\right)} \leq f_{ad}$$

dove $N_{cr} = \dfrac{\pi^2 E_a I_x}{l_{o,x}^2}$ è il *Carico Critico Euleriano.*

| | | h [mm] | $\rho_x$ [mm] | $\rho_y$ [mm] | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\omega$ | A [mm$^2$] | $W_x$ [mm$^3$] | $I_x$ [mm$^4$] | $N_{cr}$ [N] | $\sigma$ [N/mm$^2$] | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M [kNm] | 3,67 | | | | | | | | | | | | |
| N [kN] | 44,28 | 4000 | 57,3 | 35,2 | 139,62 | 113,6364 | 3,11 | 3140 | 155000 | 1033000 | 131264,5 | 79,59 | ok |

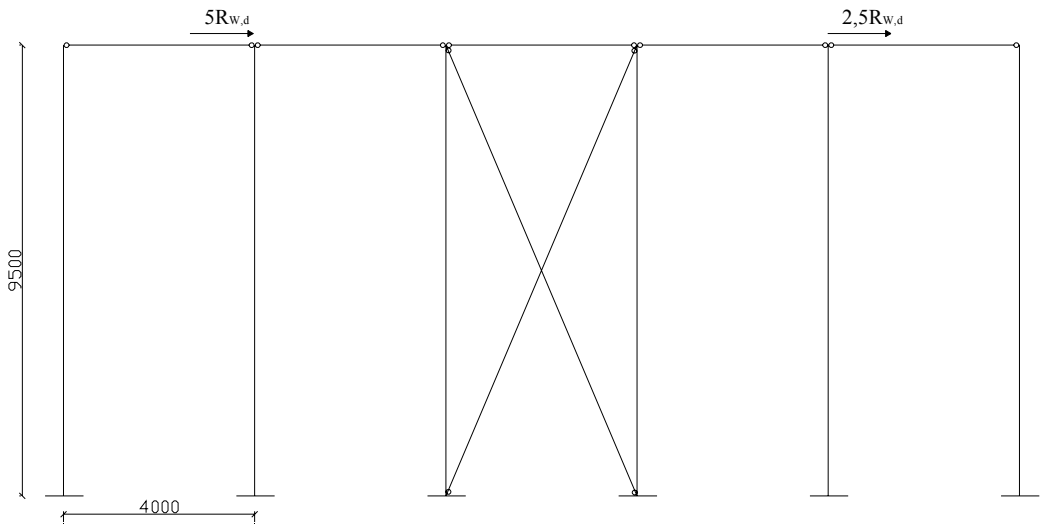


***La disposizione dei profili al termine della progettazione è la seguente:***

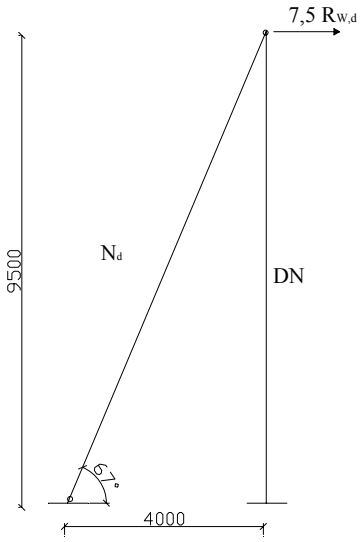
*arcarecci HE 140 A*
*arcarecci IPE 140*
*controventi L 30 x 60 x 5*
*correnti*

## Progetto del controvento verticale

Le azioni longitudinali sono a questo punto state ricondotta in testa alle colonne. Da questo punto devono essere trasmesse alla base evitando di instabilizzare eccessivamente le stesse colonne; tale effetto si ottiene inserendo dei controventi verticali, riconducendo quindi il calcolo al seguente schema:




Lo schema da analizzare si riconduce, trascurando le aste compresse, a:




$$7{,}5\ R_{w,d} = F_d = 73{,}80\ \text{kN}$$

$$N_d = F_d / \cos\alpha = 190{,}21\ \text{kN}$$

$$\Delta N = F_d \cdot tg\alpha = 175{,}31\ \text{kN}$$

Si può quindi scegliere il profilo delle diagonali:

$$A_{\min} = \frac{N_d}{f_{ad}} = 809{,}40\ \text{mm}^2$$

Si decide di adottare un profilo composto da due L ad ali disuguali accoppiati, che scelti dal sagomario risultano essere:

**2L 40 x 80 x 6** $\begin{cases} Area = 1378\ mm^2 \\ peso = 10{,}82\ kg/m \end{cases}$

## Verifica di stabilità della colonna

Per effetto delle azioni longitudinali la colonna risulta quindi ulteriormente caricata in compressione della quantità ΔN = 175,31 kN. Tale sollecitazione va a sommarsi allo sforzo normale della colonna risultante dall'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna relativo alla combinazione di carico indicata come SLU04 definita nel modo seguente:

$$F_d = 1{,}4 \cdot (g_k + g'_k) + 1{,}5 \cdot q_{w,long} + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot q_s$$

In base a tale combinazione la colonna presenta uno sforzo normale in compressione pari a $N^{(4)}$=*93450* N.

La verifica di stabilità va quindi condotta con riferimento ad uno sforzo normale somma dei due contributi sopra esposti ed al momento flettente risultante dall'analisi:

$$N = \Delta N + N^{(4)} = 175{,}31 + 93{,}45 = 268{,}76 \text{ kN}$$

$$M_{Sd,\max} = 13{,}51 \text{ kNm}$$

La verifica viene condotta in modo analogo a quanto già fatto per le altre tre combinazioni di carico, quindi per brevità di esposizione si ometteranno i singoli passaggi indicando direttamente il risultato.

| | h [mm] | H [mm] | $\rho_x$ [mm] | $\rho_y$ [mm] | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | ω | A [mm$^2$] | $W_x$ [mm$^3$] | $I_x$ [mm$^4$] | $N_{cr}$ [N] | $M_{Sd,eq}$ [kNm] | σ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M[kNm] 13,51 | 8000 | 9500 | 112 | 65,8 | 142,86 | 144,38 | 3,28 | 11800 | 1150000 | 1,49E+08 | 1183658 | 10,13 | 86,11 |
| N[kN] 268,76 | | | | | | | | | | | | | |

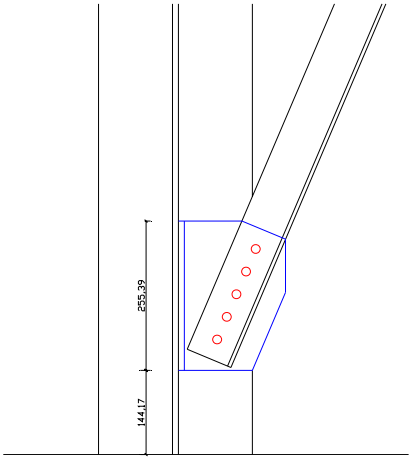
La verifica risulta soddisfatta in quanto $\sigma < f_{ad}$.

## Collegamenti bullonati del controvento laterale

Il controvento sarà solidarizzato alla colonna attraverso una bullonatura tra asta diagonale e un fazzoletto saldato alla colonna. Si procede di seguito alla progettazione dei bulloni, al tracciamento del fazzoletto e alle verifiche dei bulloni, di rifollamento e della lamiera con riferimento a normativa e passaggi già esplicati per i collegamenti precedentemente progettati e verificati.

*Progetto dei bulloni*

| N [N] | $A_b$ [mm$^2$] | $f_{d,v}$ [N/mm$^2$] | $n_b$ | bulloni da inserire |
|---|---|---|---|---|
| 190210,00 | 115 | 212,13 | 3,8985528 | **5Φ14 cat. 5,6** |




*Verifica dei bulloni*

| N [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\perp}$ [kN] | $T_{bs,d}$ [kN] | $T_{bRd}$ [kN] | FS | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 190,21 | 5 | 115 | 38,04 | 42 | 11,5 | 13,02 | 40,21 | 48,79 | 1,21 | **ok** |

*Verifica di rifollamento*

| N [kN] | $n_b$ | $A_{eff}$ [mm$^2$] | $T_{b//}$ [kN] | p [mm] | e [mm] | $T_{b\perp}$ [kN] | $T_{bs,d}$ [kN] | $\Phi_b$ [mm] | t [mm] | α | $f_{ad,rif}$ [N/mm$^2$] | $f_{sd,rif}$ [N/mm$^2$] | esito |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 190,21 | 5 | 115,00 | 38,04 | 42 | 11,5 | 13,02 | 40,21 | 14 | 10 | 2,5 | 587,50 | 287,20 | **ok** |

*Verifica della lamiera*

| N | $n_b$ | p | $N_{l2}$ | $N_{l3}$ | $N_{l4}$ | $N_{l5}$ | t | $h_2$ | $h_3$ | $h_4$ | $h_5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 190,21 | 5 | 42 | 76,08 | 114,13 | 152,17 | 190,21 | 10 | 48,50 | 96,99 | 145,49 | 151,73 |

| $A_2$ | $A_3$ | $A_4$ | $A_5$ | $\sigma_2$ | $\sigma_3$ | $\sigma_4$ | $\sigma_5$ | esito2 | esito3 | esito4 | esito5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 334,97 | 819,95 | 1304,92 | 1367,30 | 227,13 | 139,19 | 116,61 | 139,11 | **ok** | **ok** | **ok** | **ok** |

## Collegamento saldato fazzoletto-colonna

Per il collegamento del fazzoletto a cui verrà bullonato il controvento verticale alla colonna si prevede una saldatura a cordone d'angolo avente spessore pari a 10 mm nel rispetto del vincolo

normativo che prescrive uno spessore della saldatura inferiore o al limite uguale allo spessore dei piatti da unire. Da tale dimensione deriva che la sezione di gola vale:

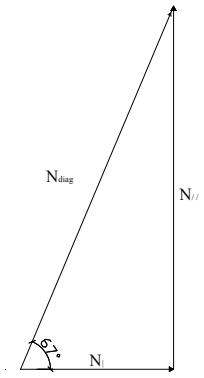
$$a = \frac{s}{\sqrt{2}} = 7{,}07 \text{ mm}$$

L'altezza del fazzoletto vale $h_f$ = 255,39 mm mentre la sua distanza dalla base della colonna è δ=*144,17* mm. Si ricorda che la saldatura verrà eseguita su entrambi i lati, quindi l'area totale assume valore pari a:

$$A = 2 \cdot a \cdot h_f = 3611{,}21 \text{ mm}^2$$

*Verifica della saldatura*

Lo sforzo normale del controvento si trasferisce alla saldatura secondo due aliquote, una parallela ad essa e l'altra perpendicolare.




$$N_{\perp} = N_{diag} \cdot \cos\alpha = 73{,}80 \text{ kN}$$

$$N_{//} = N_{diag} \cdot \sin\alpha = 175{,}31 \text{ kN}$$

Queste due componenti di sollecitazione danno vita a tensioni parallele e perpendicolari, in particolare:

$$\sigma^{N}{}_{\perp} = \frac{N_{\perp}}{A} = 20{,}44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{N_{//}}{A} = 48{,}55 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre la componente normale non è centrata, quindi da vita ad un momento che amplifica le tensioni normali perpendicolari:

$$M_{G,c} = N_{\perp} \cdot \left( \delta + {h_f}/{2} \right) = 20\,063\,637 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{\perp}^{M} = \frac{M_{G,c}}{2 \cdot a \cdot \frac{h_f^2}{6}} = 130{,}53 \text{ N/mm}^2$$

Ne deriva che:

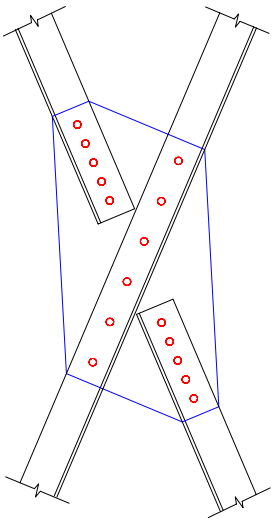
$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp}^{N} + \sigma_{\perp}^{M} = 150{,}97 \text{ N/mm}^2$$

La verifica può quindi essere condotta secondo il seguente criterio di resistenza:

$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^{2} + \tau_{//}^{2}} = 158{,}58$ N/mm$^2$ < 0,85 $f_{ad}$ *(199,75 N/mm$^2$)* ***verifica soddisfatta !***

## Tracciamento del fazzoletto di incrocio tra i controventi verticali e disposizione delle imbottiture.

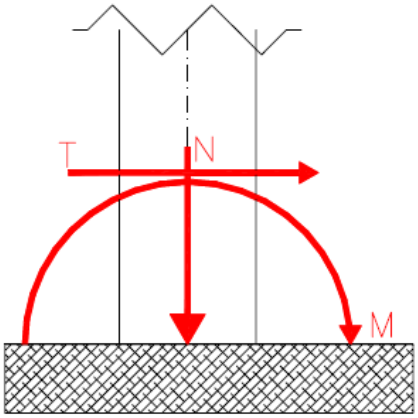
Nell'incrocio dei controventi diagonali inevitabilmente deve prevedersi l'interruzione di almeno un asta, quindi per questa tale punto diventa una connessione; di conseguenza deve prevedersi la disposizione dello stesso numero di bulloni e diametro utilizzato per la connessione con la colonna con gli stessi vincoli di passo e distanza dal bordo gia analizzati per le connessioni della capriata.



Per quel che riguarda le imbottiture i vincoli normativi sono sempre dati dalla suddivisione dell'asta in almeno 3 campi e dall'interasse massimo tra due imbottiture dato da 50 $\rho_{min}$.
Per l'asta in esame ciò equivale a posizionare le imbottiture ad un interasse minore di 419 mm.

# Fondazioni

A questo punto della progettazione le azioni sono state ricondotte al piede della colonna, e per le quattro combinazioni di carico allo stato limite ultimo assumono i seguenti valori:




| | SLU01 | SLU02 | SLU03 | SLU04 |
|---|---|---|---|---|
| M [kNm] | 94,51 | 122,72 | 126,27 | 8,03 |
| N [kN] | 153,03 | 114,49 | 31,57 | 93,45 |
| T [kN] | 26,68 | 37,03 | 39,41 | 2,69 |

## Dimensionamento del piatto di base

Per il piatto di base si considerano dimensioni in pianta che vanno tra 1,5 e 2 volte le dimensioni della colonna, la quale essendo realizzata con un HE 260 presenta base uguale all'altezza e pari proprio a 260 mm.

- *Base del piatto* $b_p = 500$ mm
- *Altezza del piatto* $h_p = 500$ mm

## Progetto e verifica dei tirafondi

*Progetto a flessione*

La piastra è ancorata al plinto mediante dei tondini in acciaio denominati ***tirafondi*** che hanno come scopo principale quello di sopportare le forze di trazione. Il progetto viene quindi

condotto in modo del tutto analogo alla progettazione dell'armatura in zona tesa per una normale trave in calcestruzzo armato.

Dalla formula di progetto considerando il momento massimo tra quelli risultanti per le varie combinazioni di carico si ottiene l'area minima dei tirafondi:

$$A_{tf} = \frac{M^i}{0{,}85 \cdot h_p \cdot f_d} = 949{,}22 \text{ mm}^2$$

Si decide di posizionare 4 tirafondi Φ 20 con area complessiva $A_{tf} = 1256$ mm$^2$.

*Verifica a taglio*

La verifica a taglio sarà condotta con riferimento al taglio massimo risultante dall'analisi della sollecitazione:

$$\frac{T^i}{A_{tf}} = \frac{39410}{1256} = 31{,}38 \text{ N/mm}^2 < f_{V,d}$$

*Verifica a flessione*

La verifica a flessione viene condotta trascurando il contributo dei tirafondi a compressione, in quanto questi non lavorano per tale sollecitazione, per le 4 combinazioni di carico prima determinando l'asse neutro e poi il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento sollecitante.

$$y_c^{(i)} = \frac{N^{(i)} + A_{tf} \cdot f_d}{\psi \cdot b_p \cdot f'_{cd}}$$

$$M_{Rd}^{(i)} = 0{,}8 \cdot b_p \cdot y_c^{(i)} \cdot f'_{cd} \cdot \left( h_p/2 - \lambda \cdot y_c^{(i)} \right) + A_{tf} \cdot f_d \cdot \left( h_p/2 - a \right) \leq M_{Sd}^{(i)}$$

- ***SLU01*** $\begin{cases} y_c = 124{,}13 \; mm \\ M_{Rd} = 188{,}05 \; kNm \geq M_{Sd} \; (94{,}51 \; kNm) \end{cases}$
- ***SLU02*** $\begin{cases} y_c = 115{,}37 \; mm \\ M_{Rd} = 182{,}11 \; kNm \geq M_{Sd} \; (122{,}72 \; kNm) \end{cases}$
- ***SLU03*** $\begin{cases} y_c = 96{,}52 \; mm \\ M_{Rd} = 160{,}40 \; kNm \geq M_{Sd} \; (126{,}27 \; kNm) \end{cases}$

- ***SLU04*** $\begin{cases} y_c = 110{,}59\ mm \\ M_{Rd} = 178{,}75\ kNm \geq M_{Sd}\ (8{,}03\ kNm) \end{cases}$

## Determinazione della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

Su ogni tirafondo agisce una sollecitazione $N_{Sd}$ pari a:

$$N_{Sd} = f_{sd} \cdot a_s = 98{,}33 \text{ kN}$$

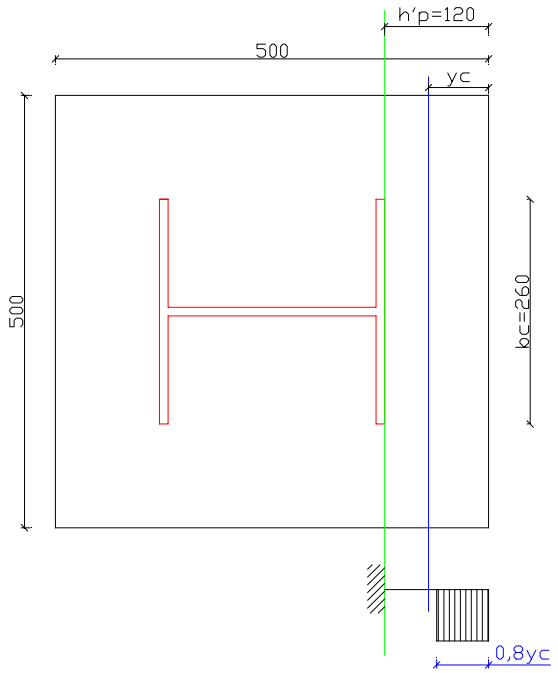
La lunghezza di ancoraggio vale quindi:

$$l_{anc} = \frac{N_{Sd}}{f_{ctd} \cdot \pi \cdot D} = 15{,}5 \text{ cm}$$

Nei plinti si realizzerà un ancoraggio di 70 cm.

## Determinazione dello spessore e verifica della piastra

La piastra può vedersi infinitamente rigida in corrispondenza della colonna; inoltre le tensioni sono maggiormente concentrate in questo punto, per tali motivi ai fini della resistenza può considerarsi un meccanismo a mensola incastrato al piede della colonna.



Il progetto e la verifica verranno condotti con riferimento al diagramma di compressione del calcestruzzo utilizzando la schematizzazione allo stress-block.

Lo spessore della piastra viene determinato con riferimento alle sollecitazioni massime nell'incastro sotto l'azione del carico dato dal diagramma di compressione.

$$\begin{cases} M_{Sd}^{(i)} = \left(f'_{cd} \cdot b_p \cdot 0{,}8 \cdot y_c^{(i)}\right) \cdot \left(h'_p - 0{,}4 \cdot y_c\right) \\ V_{Sd}^{(i)} = f'_{cd} \cdot b_p \cdot 0{,}8 \cdot y_c^{(i)} \end{cases} \qquad t_p^{(i)} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_{Sd}^{(i)}}{b_c \cdot f_d}}$$

| | $y_c$ [mm] | $M_{Sd}$ [kNm] | $V_{Sd}$ [kN] | $t_p$ [mm] |
|---|---|---|---|---|
| SLU01 | *124,13* | *38,42* | *546,17* | *30,73* |
| SLU02 | *115,37* | *37,49* | *507,63* | *30,35* |
| SLU03 | *96,52* | *34,57* | *424,69* | *29,15* |
| SLU04 | *110,59* | *36,87* | *486,60* | *30,10* |

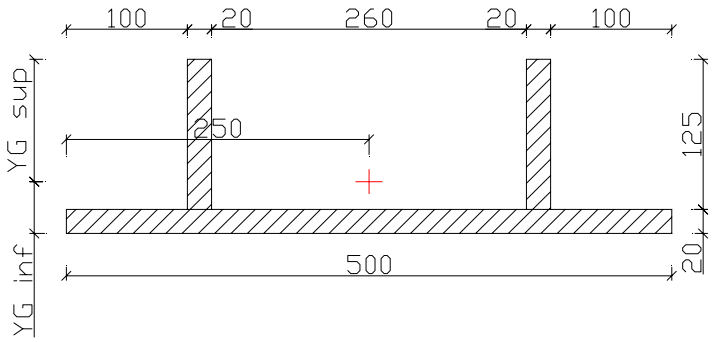
Nonostante occorra una piastra di spessore superiore a 30 mm, si decide di inserire una piastra di spessore pari a 20 mm, provvedendo però ad irrigidirla opportunamente mediante costolature.

## Progetto e verifica della costole di irrigidimento

Per il progetto delle costole assegniamo delle dimensioni di tentativo e poi verifichiamo che siano adeguate per la nostra sezione.

Imponiamo che: $h_{costola} = h_p/4 = 125$ mm

$S_{costola} = 20$ mm



Determiniamo il baricentro della sezione in quanto è in questo punto che si registra la tensione tangenziale massima:

$$S_X = \left[2\cdot(125\cdot 20)\cdot\left(125/2+20\right)\right]+\left[20\cdot 500\cdot 10\right] = 512500 \text{ mm}^3$$

$$A_{TOT} = (2\cdot 125\cdot 20)+(20\cdot 500) = 15000 \text{ mm}^2$$

$$y_{g,\inf} = \frac{S_x}{A_{TOT}} = 34{,}17 \text{ mm}$$

$$y_{g,\sup} = (125+20)-34{,}17 = 110{,}83 \text{ mm}$$

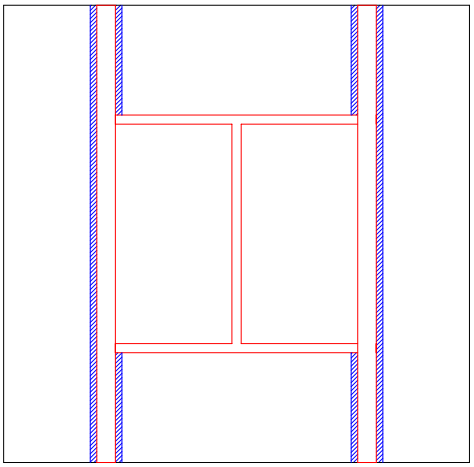
$$I_x = 2\cdot\left[\frac{20\cdot 125^3}{12}+(20\cdot 125)\cdot 55{,}42^2\right]+\left[\frac{500\cdot 20^3}{12}+(500\cdot 20)\cdot 24{,}17^2\right] = 28042521 \text{ mm}^4$$

La verifica per tensioni normali:

$$\frac{M_{\max}}{I_x}\cdot y_{g,\sup} = 151{,}84 \text{ N/mm}^2 < f_d$$ ***soddisfatta!***

## Dimensionamento e verifica della saldatura costola-piatto

Le costole di irrigidimento saranno collegate alla piastra mediante saldatura a cordone d'angolo secondo il seguente schema:



Per questi elementi si prevede una saldatura di 15 mm, quindi rispettosa della normativa che prevede uno spessore inferiore allo spessore degli elementi da unire (nel caso 20 mm); di

conseguenza si avrà una sezione di gola a = 10,60 mm.

Ai fini della verifica è necessario determinare la tensione tangenziale massima attraverso la formula di Jourawsky e poi verificare che la tensione parallela alla saldatura determinata dallo scorrimento relativo alla tensione tangenziale massima sia inferiore o uguale a 0,8 $f_d$.

$$S'_X = [2 \cdot (125 \cdot 20) \cdot (48{,}33)] = 241650 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 2 \cdot \left[ \frac{20 \cdot 125^3}{12} + (20 \cdot 125) \cdot 55{,}42^2 \right] + \left[ \frac{500 \cdot 20^3}{12} + (500 \cdot 20) \cdot 24{,}17^2 \right] = 28042521 \text{ mm}^4$$

$$\tau_b = \frac{V_{Sd,\max} \cdot S'_x}{b_c \cdot I_x} = \frac{546170 \cdot 241650}{40 \cdot 28042521} = 117{,}66 \text{ N/mm}^2$$

Effettuando il calcolo dello scorrimento si ottiene:

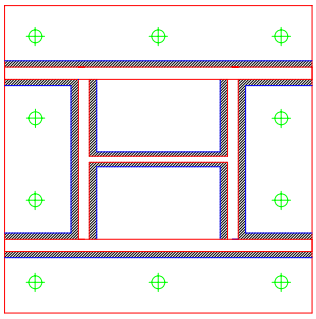
$$F = \tau_b \cdot h_p \cdot b_c = 117{,}66 \cdot 500 \cdot 40 = 2353200 \text{ N}$$

Da cui, dividendo per l'area della saldatura considerata nella sua sezione di gola risulta:

$$\tau_{//} = \frac{F}{A} = \frac{2353200}{2 \cdot (10{,}60 \cdot 500) + 4 \cdot (10{,}60 \cdot 120)} = 150 \text{ N/mm}^2 < 0{,}8 \text{ f}_d$$ ***verificato!***

## Dimensionamento e verifica della saldatura colonna-piatto

Per la verifica della saldatura tra la colonna e il piatto si ipotizza che quella sull'anima assorba il taglio, quindi la saldatura è soggetta a tensioni tangenziali parallele, mentre quella sulle ali dell'HE assorba il momento e lo sforzo normale, per cui è soggetta a sole tensioni normali alla proiezione della sezione di gola sulla piastra.



Si prevede una sezione di gola di 7,07 mm quindi una saldatura di 10 mm per l'anima e una

saldatura di 15 mm quindi con una sezione di gola di 10,60 mm per le due ali (nel rispetto dei vincoli normativi).

La verifica sarà condotta con riferimento alle sollecitazioni risultanti dall'analisi delle 4 combinazioni di carico; per la verifica a taglio sarà sufficiente considerare il massimo tra i 4 valori, mentre per la verifica delle tensioni normali, trovandoci in presenza di una pressoflessione, dovrà verificarsi la compatibilità delle tensioni per ogni singola combinazione.

$$\tau_{//} = \frac{V_{max}}{2 \cdot a \cdot l_{anima}} = \frac{39410}{2 \cdot 7{,}07 \cdot 200} = 13{,}93 \text{ N/mm}^2 < 0{,}8 \text{ f}_d$$

***saldatura d'anima verificata!***

$$A_{saldatura\ ala} = 2 \cdot (260 \cdot 10{,}60) + 4 \cdot (120 \cdot 10{,}60) = 12370 \text{ mm}^2$$

$$I_{saldatura} = \left[2 \cdot \frac{260 \cdot 10{,}60^3}{12} + 260 \cdot 10{,}60 \cdot 136{,}18^2\right] + \left[4 \cdot \frac{120 \cdot 10{,}60^3}{12} + 120 \cdot 10{,}60 \cdot 113{,}81^2\right] = 92029151{,}26 \text{ mm}^4$$

$$W_x = \frac{I_{saldatura}}{h/2} = 707916{,}55 \text{ mm}^3$$

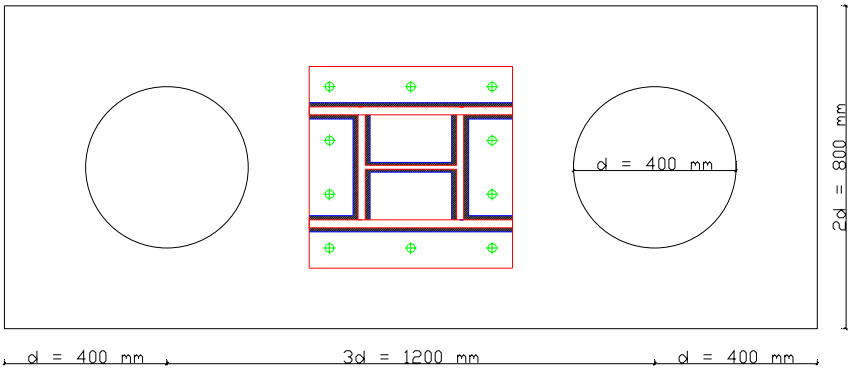
La verifica si riduce a verificare per le 4 combinazioni di carico che:

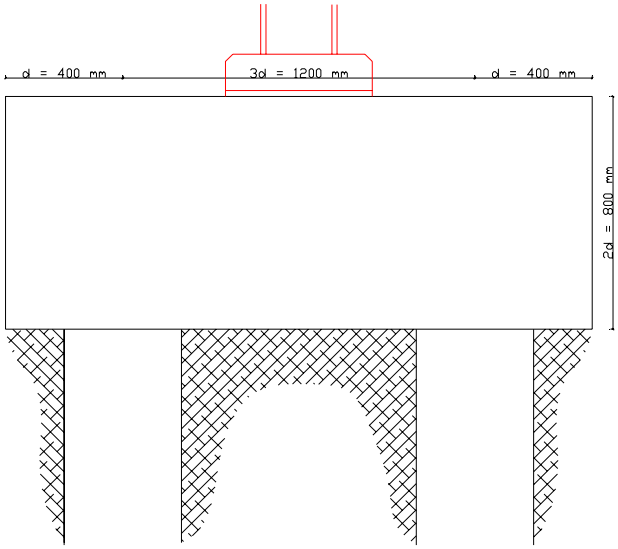
$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq 0{,}85 f_d$$

| | M [kNm] | N [kN] | $\sigma_{\perp}$ [N/mm$^2$] | esito |
|---|---|---|---|---|
| SLU01 | 94,51 | 153,03 | 145,8755 | **ok** |
| SLU02 | 122,72 | 114,49 | 182,6092 | **ok** |
| SLU03 | 126,27 | 31,57 | 180,9206 | **ok** |
| SLU04 | 8,03 | 93,45 | 18,89771 | **ok** |

## Progetto del plinto su pali (metodo STRUCT and TIE)

Si realizzerà un plinto su pali di diametro pari a 400 mm, per il dimensionamento del plinto ci riferiremo a delle considerazioni di tipo geometrico in funzione della dimensione dei pali.




Per effetto dello sforzo normale e del momento trasferiti dalla struttura fuoriterra, nei pali di fondazione si esplicano due forze, $P_1$ e $P_2$, pari a:

$$P_1 = \frac{N^{*(i)}}{2} - \frac{M_{Sd}^{(i)}}{3d}$$

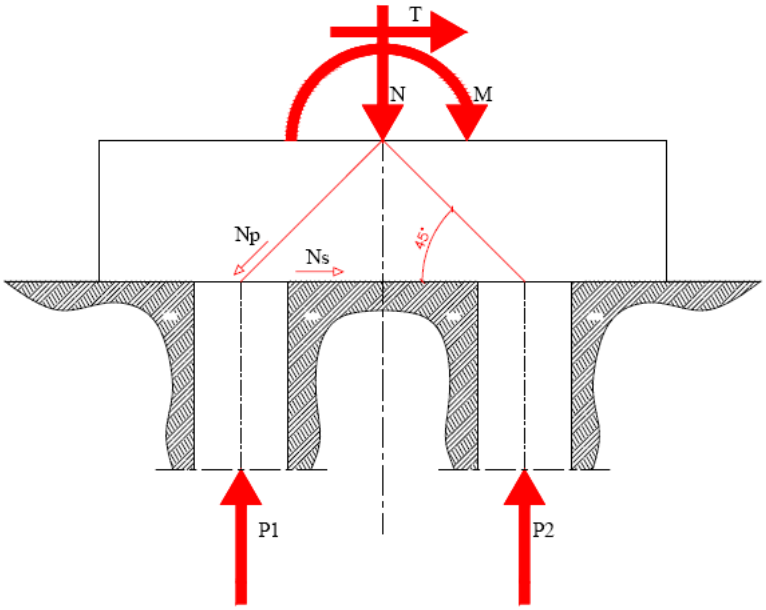
$$P_2 = \frac{N^{*(i)}}{2} + \frac{M_{Sd}^{(i)}}{3d}$$

Dove N* e il valore dello sforzo normale incrementato del peso del plinto (P.P.)

$$P.P. = 5d \cdot 2d \cdot 2d \cdot \gamma_c = 32000 \text{ N}$$

mentre $M_{Sd}^{(i)}$ è il valore del momento incremento dalla coppia del taglio, pari a:

$$M_T = T \cdot H_p$$




La tabella di seguito riassume i valori di $P_1$ e $P_2$ per ogni combinazione di carico allo stato limite ultimo:

| | M [kNm] | N [kN] | T [kN] | N* [kN] | $M_t$ [kNm] | $M_{sd}$ [kNm] | $P_1$ [kN] | $P_2$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLU01 | 94,51 | 153,03 | 26,68 | 185,03 | 21,344 | 115,854 | -4,03 | 189,06 |
| SLU02 | 122,72 | 114,49 | 37,03 | 146,49 | 29,624 | 152,344 | -53,71 | 200,20 |
| SLU03 | 126,27 | 31,57 | 39,41 | 63,57 | 31,528 | 157,798 | -99,71 | 163,28 |
| SLU04 | 8,03 | 93,45 | 2,69 | 125,45 | 2,152 | 10,182 | 54,24 | 71,21 |

Per calcolare l'armatura necessaria con il metodo STRUCT AND TIE, che individua all'interno del plinto due puntoni inclinati a α e un tirante orizzontale, basta risolvere le seguenti equazioni di equilibrio:

$$N_p \cdot cos\alpha - N_s = 0$$

$$N_p \cdot sin\alpha - P_{i,max} = 0$$

Noto il valore di $N_s$ si calcola l'area di acciaio necessario nel tirante e quindi ad armare il plinto:

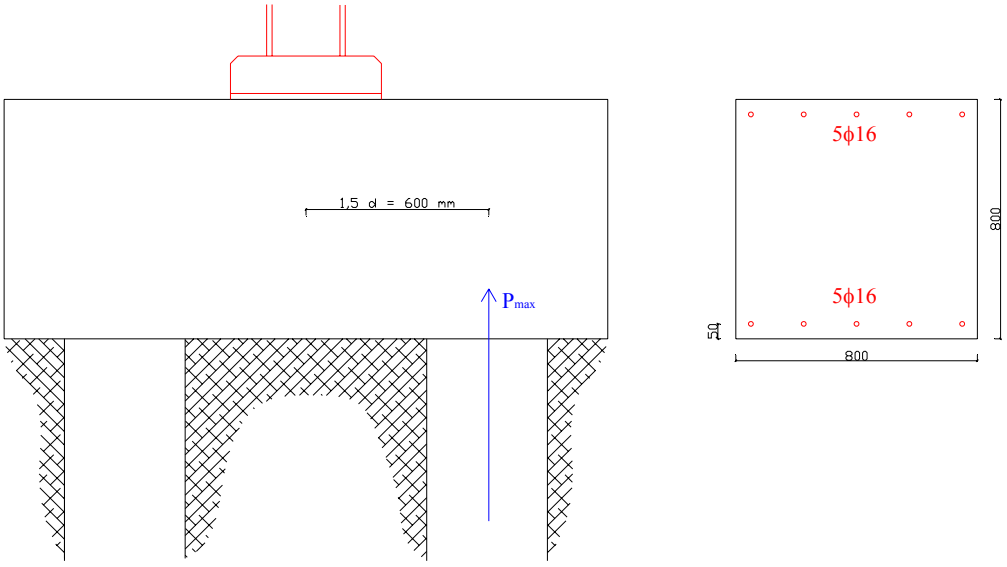
$$N_s = \frac{P_{i,\max}}{tg45°} = 220{,}20 \text{ kN} \qquad A_s = \frac{N_s}{f_{sd}} = \frac{200200}{330} = 6{,}06 \text{ cm}^2$$

Si sceglie di inserire ***5 Φ 16*** con una conseguente $A_s$ = *10,05* $cm^2$ ed interasse pari a *17,5* cm.

## Verifiche del plinto

*Verifica a flessione*

Essendo la sollecitazione una flessione semplice la verifica sarà condotta rispetto alla reazione massima del palo, in quanto se verificato per questa lo sarà per tutte le altre combinazioni di carico.




$$M_{Sd} = 1{,}5d \cdot P_{\max} = 600 \cdot 200200 = 120{,}12 \text{ Nmm}$$

Si ipotizza l'asse neutro ricadente in zona 2, quindi con armatura inferiore snervata e quella superiore (compressa) non snervata; si ricava quindi l'asse neutro come quel valore che soddisfa la seguente equazione:

$$0{,}8 \cdot f'_{cd} \cdot y_c \cdot b + A'_s \cdot \left( E_s \cdot \frac{0{,}01}{h - d' - y_c} \cdot (y_c - d') \right) - A_s \cdot f_{sd} = 0 \qquad \Rightarrow \qquad y_c = 47{,}96 \text{ mm}$$

$$y_{c,23} = 0{,}259 \cdot d = 194{,}25 \text{ mm}$$

Si vede che l'asse neutro è superiore all'armatura superiore che quindi risulta tesa, di conseguenza il suo contributo va computato negativamente, di conseguenza anche se $y_c$ è inferiore a $y_{c,23}$ occorre ricalcolare l'asse neutro come segue:

$$0{,}8 \cdot f'_{cd} \cdot y_c \cdot b - A'_s \cdot \left( E_s \cdot \frac{0{,}01}{h - d' - y_c} \cdot (y_c - d') \right) - A_s \cdot f_{sd} = 0 \qquad \Rightarrow \qquad y_c = 45{,}04 \text{ mm}$$

Si può ora determinare il momento resistente ultimo:

$$M_{u,G} = 0{,}8 \cdot f'_{cd} \cdot y_c \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \lambda \cdot y_c\right) - A'_s \cdot \left(E_s \cdot \frac{0{,}01}{h - d' - y_c} \cdot (y_c - d')\right) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s \cdot f_{sd} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 242{,}30 \text{ kNm}$$

***la sezione è verificata a flessione!***

<u>*Verifica a taglio*</u>

Il limite del taglio sollecitante affinché non si renda necessario armare la sezione a taglio è previsto dalla normativa secondo la relazione:

$$V_{Rd1} = 0{,}25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot \delta$$

Essendo d = 700 mm => $r = 1{,}6 - d \geq 1$ => ***r = 1***

$$1 + 50 \cdot \rho_l = 1 + 50 \cdot \frac{A_s}{b_w \cdot d} = 1 + 50 \cdot \frac{1005}{800 \cdot 700} = \mathbf{1{,}0897}$$

***δ = 1*** *(flessione semplice)*

$$f_{ctd} = \frac{0{,}7 \cdot 0{,}58 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^{\ 2}}}{1{,}6} = 1{,}01 \text{ N/mm}^2$$

si ottiene:

$$V_{Rd1} = 0{,}25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} = 0{,}25 \cdot 800 \cdot 700 \cdot 1{,}01 \cdot 1{,}0897 = 154\ 088 \text{ N}$$

Il taglio massimo è dato dalla reazione massima del palo depurata della componente del peso del plinto relativa allo sbalzo del plinto rispetto alla sezione di innesto della colonna.

$$V_{Sd} = P_{mx} - P_{pl\,\text{int}\,o} = 200200 - (25000 \cdot 10^{-9} \cdot 800 \cdot 800 \cdot 1000) = 184\ 200 \text{ N}$$

Dal calcolo risulta che il taglio sollecitante eccede il taglio resistente per la sezione non fessurata di *30112* N, di conseguenza, verificando che il taglio massimo è inferiore al taglio limite per l'idoneità della sezione si procede con il progetto dell'armatura a taglio.

$$V_{Rd2} = 0{,}30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g\alpha) \cdot \delta = 0{,}30 \cdot 800 \cdot 700 \cdot 11 = 1\ 848\ 000 \text{ N}$$

Si determina di seguito il valore del taglio assorbito dal calcestruzzo ed il conseguente taglio che dovrà essere assorbito dalle staffe:

$$V_{cd} = 0{,}60 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot \delta = 0{,}6 \cdot 800 \cdot 700 \cdot 1{,}01 = 339360 \text{ N}$$

$$V_{sd} = \max\{0{,}5 \cdot V_{Sd}; V_{Sd} - V_{cd}\} = 101\ 310 \text{ N}$$

Considerando di utilizzare staffe Φ 10 con $\omega_{st}$ =78 mm$^2$ l'area della singola staffa, $n_b$ = 2 il numero di bracci delle staffe, il passo $p_{st}$ delle staffe è dato dalla relazione:

$$p_{st} = \frac{n_b \cdot \omega_{st} \cdot f_{sd} \cdot 0{,}9d}{V_{Sd}} = \frac{2 \cdot 78 \cdot 330 \cdot 0{,}9 \cdot 700}{101310} = 320{,}13 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

Si nota che tale passo soddisfa anche i minimi normativi stabiliti per una sezione siffatta.

*Verifica a punzonamento*

La verifica a punzonamento secondo la normativa italiana agli stati limite è necessaria per le piastre in corrispondenza di pilastri o di carichi concentrati.

In mancanza di un'apposita armatura, la forza resistente a punzonamento della piastra è assunta pari al valore:

$$F_{Rd} = 0{,}5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 1\ 696\ 800 \text{ N}$$

dove:

- *h = spessore della piastra;*
- *u = perimetro critico in corrispondenza del piano medio della piastra; ottenuto dal contorno effettivo dell'area di impronta della forza mediante una ripartizione a 45°.*

***Risultando la forza risultante maggiore dello sforzo normale per tutte le combinazioni di carico il plinto di fondazione risulta verificato!***

## Progetto dei pali di fondazione

Avendo in precedenza scelto di realizzare un palo con diametro 400 mm si procede di seguito a determinare le sollecitazioni interne ad esso e quindi a dimensionarne l'armatura.

Al singolo palo verranno trasmesse le sollecitazioni ritrovate ai piedi della colonna amplificate del peso del plinto e del momento flettente derivante dal trasporto del taglio dalla testa del plinto al piede. Di conseguenza al palo maggiormente sollecitato in testa competerà uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = N + P_{plinto} + M/1{,}2$$

In tali condizioni il palo può essere visto come una trave di lunghezza infinita su suolo elastico cui è applicata una forza all'estremità pari proprio a $T/2$. Risolvendo quindi lo schema di tale

trave considerata collegata con un bipendolo ai piedi del plinto si giunge a determinare il momento massimo registrato in testata pari a:

$$M_{Sd} = \frac{T/2}{4 \cdot \alpha} \qquad \text{dove} \qquad \alpha = \sqrt[4]{\frac{D \cdot k_o}{4 \cdot E \cdot I}}$$

Ipotizzando una reazione del terreno $k_o$ = 0,1 N/mm, essendo E = 28500 MPa e determinando l'inerzia:

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 1256637061{,}44 \text{ mm}^4$$

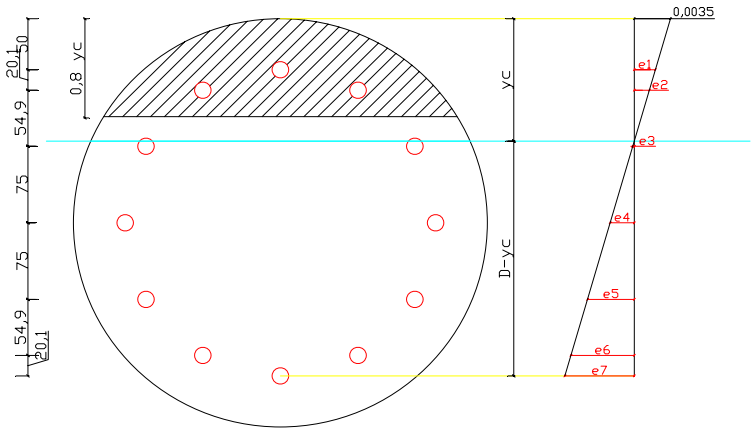
si ottiene $\alpha = \sqrt[4]{\frac{400 \cdot 1}{4 \cdot 28500 \cdot 1256637061{,}44}} = 0{,}00129 \text{ cm}^{-1}$

Considerando le 4 combinazioni di carico si ottiene la seguente tabella in cui $N_{Sd}$ e $M_{Sd}$ rappresentano le sollecitazioni di progetto a pressoflessione del palo:

| | SLU01 | SLU02 | SLU03 | SLU04 |
|---|---|---|---|---|
| M [kNm] | 94.51 | 122.72 | 126.27 | 8.03 |
| N [kN] | 153.03 | 114.49 | 31.57 | 93.45 |
| T [kN] | 26.68 | 37.03 | 39.41 | 2.69 |
| $N_{sd}$ [kN] | 263.79 | 248.76 | 168.80 | 132.14 |
| $M_{sd}$ [kNm] | 25.85 | 35.88 | 38.19 | 2.61 |

Ipotizzando di inserire 12 barre Φ 16 FeB38K si procede quindi con la verifica della sfruttando il metodo iterativo ricordando che per sezioni circolari $f'_{cd} = \frac{0{,}8 \cdot 0{,}83 \cdot R_{ck}}{1{,}6} = 10{,}37$ MPa.

A tal riguardo si ipotizza un asse neutro di partenza $y_c$ = 120 mm.



Essendo le barre di armatura FeB38K l'armatura si considera snervata se la deformazione è superiore a:

$$\varepsilon_{su} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{330}{206000} = 0{,}0016$$

## SLU01

| tent. | $y_c$ [mm] | $\varepsilon_1$ | $\varepsilon_2$ | $\varepsilon_3$ | $\varepsilon_4$ | $\varepsilon_5$ | $\varepsilon_6$ | $\varepsilon_7$ | $A_{c(0.8)}$ [mm$^2$] | $\Delta N$ [N] | $\Delta_y$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 120.00 | 0.0020 | 0.0015 | -0.0001 | -0.0023 | -0.0045 | -0.0061 | -0.0067 | 8541.67 | -457254.45 | 150.34 |
| 2 | 270.34 | 0.0029 | 0.0026 | 0.0019 | 0.0009 | -0.0001 | -0.0008 | -0.0010 | 27423.16 | 299979.82 | -96.57 |
| 3 | 173.77 | 0.0025 | 0.0021 | 0.0010 | -0.0005 | -0.0020 | -0.0031 | -0.0035 | 14621.30 | -203419.41 | 61.84 |
| 4 | 235.61 | 0.0028 | 0.0025 | 0.0016 | 0.0005 | -0.0006 | -0.0014 | -0.0017 | 22592.97 | 100748.75 | -30.63 |
| 5 | 204.98 | 0.0026 | 0.0023 | 0.0014 | 0.0001 | -0.0012 | -0.0021 | -0.0025 | 18532.67 | -46760.99 | 14.21 |
| 6 | 219.20 | 0.0027 | 0.0024 | 0.0015 | 0.0003 | -0.0009 | -0.0018 | -0.0021 | 20391.94 | 22206.92 | -6.75 |
| 7 | 212.45 | 0.0027 | 0.0023 | 0.0014 | 0.0002 | -0.0010 | -0.0019 | -0.0023 | 19503.29 | -11851.99 | 3.60 |
| 8 | 216.05 | 0.0027 | 0.0024 | 0.0015 | 0.0003 | -0.0010 | -0.0018 | -0.0022 | 19976.32 | 9615.69 | -2.92 |
| **yc** | **213.13** | | | | | | | | | | |

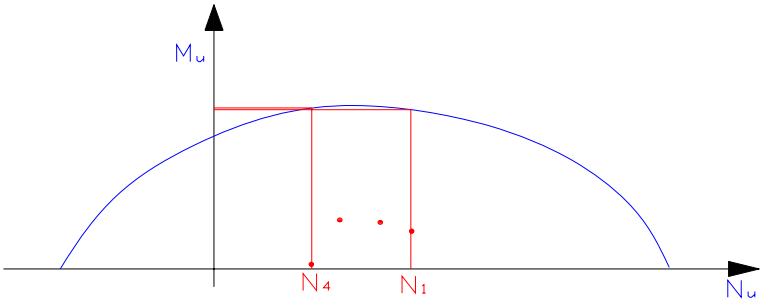
$M_{Rd}$= 89.58 kNm > $M_{Sd}^{(1)}$ ***Verificato***

## SLU04

| tent. | $y_c$ [mm] | $\varepsilon_1$ | $\varepsilon_2$ | $\varepsilon_3$ | $\varepsilon_4$ | $\varepsilon_5$ | $\varepsilon_6$ | $\varepsilon_7$ | $A_{c(0.8)}$ [mm$^2$] | $\Delta N$ [N] | $\Delta_y$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 120.00 | 0.0020 | 0.0015 | -0.0001 | -0.0023 | -0.0045 | -0.0061 | -0.0067 | 0.71 | 8541.67 | 107.06 |
| 2 | 227.06 | 0.0027 | 0.0024 | 0.0016 | 0.0004 | -0.0007 | -0.0016 | -0.0019 | 0.99 | 21439.19 | -60.25 |
| 3 | 166.81 | 0.0025 | 0.0020 | 0.0009 | -0.0007 | -0.0023 | -0.0034 | -0.0038 | 0.84 | 13784.01 | 32.01 |
| 4 | 198.82 | 0.0026 | 0.0023 | 0.0013 | 0.0000 | -0.0013 | -0.0023 | -0.0027 | 0.92 | 17741.13 | -15.76 |
| 5 | 183.07 | 0.0025 | 0.0022 | 0.0011 | -0.0003 | -0.0018 | -0.0028 | -0.0032 | 0.88 | 15759.59 | 10.68 |
| 6 | 193.74 | 0.0026 | 0.0022 | 0.0012 | -0.0001 | -0.0015 | -0.0025 | -0.0028 | 0.91 | 17095.58 | -3.65 |
| 7 | 190.09 | 0.0026 | 0.0022 | 0.0012 | -0.0002 | -0.0016 | -0.0026 | -0.0029 | 0.90 | 16635.34 | 2.88 |
| 8 | 192.97 | 0.0026 | 0.0022 | 0.0012 | -0.0001 | -0.0015 | -0.0025 | -0.0028 | 0.91 | 16998.26 | -3.35 |
| **yc** | **189.63** | | | | | | | | | | |

$M_{Rd}$= 90,40 kNm > $M_{Sd}^{(1)}$ ***Verificato***

Per la concavità del dominio si rende superfluo verificare il momento ultimo in relazione alle combinazioni 2 e 3, in quanto ai due valori estremi dello sforzo normale corrispondono momenti resistenti superiori ai momenti sollecitanti di tutte le combinazioni di carico; Pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.




Per il progetto della staffatura elicoidale si tiene conto che il taglio massimo si ha in testa al palo e vale $V_{Sd} = T/2 =$ *19,71* kN

$$V_{Rd1} = 0{,}25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot \delta = 52{,}10 \text{ kN}$$

Risultando il taglio resistente maggiore del sollecitante si ritiene sufficiente inserire i minimi normativi di armatura; in particolare considerando che si tratta di una struttura di fondazione si ritiene necessario inserire una staffatura elicoidale Φ 10 passo 20 cm.

# Instabilità flesso-torsionale della capriata

La presenza di un sistema di controvento di falda (trasversale e longitudinale) e verticale conferisce alla copertura un carattere di corpo rigido determinando, per conseguenza, il fatto che le distanze reciproche tra i nodi superiori delle diverse capriate rimane invariata nella configurazione indeformata.

Questo, peraltro, rende lecita la scelta che si è fatta all'atto della verifica di stabilità delle aste di assumere come lunghezza libera di inflessione proprio la distanza tra i due nodi ai quali esse sono connesse. A stretto rigore, poiché l'ipotesi di impalcato rigido di cui si è detto riguarda soltanto i nodi della copertura e non quelli relativi al corrente inferiore, è necessario verificare che il vincolo offerto dal complesso di arcarecci e controventi di falda sia valido anche per i vincoli del corrente inferiore (tramite le aste di parete), controllando, cioè, che non si verifichino fenomeni di instabilità flesso-torsionale della capriata nel suo complesso. Tali fenomeni possono verificarsi a partire da un certo valore del carico applicato sulla capriata in corrispondenza del quale può determinarsi la biforcazione dell'equilibrio rispetto alla configurazione banale secondo la quale i nodi della capriata dovrebbero rimanere nel piano della stessa.

La valutazione del carico critico $q_{cr}$, che determina questo tipo di fenomeno di instabilità, si ottiene determinando il punto di stazionarietà rispetto allo spostamento della capriata nel caso in cui questo è non nullo (ovvero quando si verifica una biforcazione dell'equilibrio). In queste condizioni risulta:

$$q_{cr} = \pi^4 \cdot \frac{E_a \cdot I_y}{l_a^4} \cdot h + \frac{K_a}{h \cdot i_a}$$

dove:

- $I_y$ = momento d'inerzia del corrente inferiore;
- $l_a$ = luce della capriata;
- h = altezza della capriata;
- $K_a$ = rigidezza rotazionale del collegamento arcareccio-capriata.

La verifica rispetto all'instabilità flesso-torsionale può essere condotta controllando che il rapporto tra il carico q applicato sulla capriata ed il carico critico $q_{cr}$ non sia inferiore ad un opportuno fattore di sicurezza che può essere posto pari a 5:

$$\frac{q_{cr}}{q} \geq 5$$

Essendo il corrente inferiore composto da due profili ad L 50 x 100 x 8 distanziati di 1 cm il momento d'inerzia nella direzione y vale:

$$I_y = 2 \cdot \left[ I_{y,c} + A_{y,c} \cdot \left( e_y + \frac{s}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ 195000 + 1150 \cdot \left( 11{,}2 + \frac{10}{2} \right)^2 \right] = 993612 \text{ mm}^4$$

Le componenti deformabili $K_{a,a}$ e $K_{a,b}$ imputabili alla flessibilità dell'ala dell'arcareccio ed al suo collegamento con l'ala del corrente superiore ed il termine $K_p$ legato alla deformabilità del profilo. Considerando che l'arcareccio è costituito da un profilo IPE 140 si può, dunque, assumere:

$$K_{a,a} = \frac{1}{2} \cdot E_a \cdot \left( \frac{b_c}{2} \right)^2 \cdot \frac{t^3}{\left( d - \frac{b_a}{2} \right)^2} = \frac{1}{2} \cdot 205000 \cdot \left( \frac{30}{2} \right)^2 \cdot \frac{4^3}{\left( 50 - \frac{32}{2} \right)^2} = 2550000 \text{ Nmm}$$

$$K_{a,b} = \frac{E_a \cdot A_b}{l_b} \cdot \left( \frac{b_c}{2} \right)^2 = \frac{205000 \cdot 84}{30} \cdot \left( \frac{30}{2} \right)^2 = 129000000 \text{ Nmm}$$

$$K_p = 3 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{i_c} = 3 \cdot \frac{205000 \cdot 5410000}{4000} = 831787500 \text{ Nmm}$$

E quindi possibile determinare $K_a$:

$$K_a = \frac{1}{\frac{1}{K_{a,a}} + \frac{1}{K_{a,b}} + \frac{1}{K_p}} = \frac{1}{\frac{1}{2550000} + \frac{1}{129000000} + \frac{1}{831787500}} = 2493075 \text{ Nmm}$$

Il valore del carico critico rispetto all'instabilità flesso-torsionale della capriata si ottiene dunque come segue:

$$q_{cr} = \pi^4 \cdot \frac{205000 \cdot 993612}{20000^4} \cdot 2000 + \frac{2493075}{2000 \cdot 2000} = 0{,}87 \text{ N/mm}$$

che corrisponde ad un carico nodale pari a

$$p_{cr} = i_a \cdot q_{cr} = 2000 \cdot 0{,}87 = 1740 \text{ N}$$

Tale valore va confrontato con la forza concentrata che agisce sul singolo nodo per effetto delle azioni verticali (19720 N). Tale confronto comporta il non soddisfacimento della verifica, si prevede quindi di inserire delle crociere rompitratta in modo da suddividere le capriate in 4 tratti; la luce da considerare quindi per il calcolo del $q_{cr}$ è pari alla quarta parte della luce della capriata e cioè 5000 mm.

Ripetendo i calcoli si ottiene:

$$q_{cr} = \pi^4 \cdot \frac{205000 \cdot 993612}{5000^4} \cdot 2000 + \frac{2493075}{2000 \cdot 2000} = 64{,}11 \text{ N/mm}$$

$$p_{cr} = i_a \cdot q_{cr} = 2000 \cdot 64{,}11 = 128220 \text{ N}$$

$$\frac{p_{cr}}{p} = \frac{128220}{19720} = 6{,}5 \geq 5$$ ***verificato!***

# Indice

***Determinazione dei sovraccarichi accidentali*** *2*
Carico da neve
Carico da vento

***Predimensionamento*** *5*
Pannelli di copertura
Arcarecci
Pannelli di parete e travetti portabaraccatura
Capriata
Colonne

***Progettazione degli elementi*** *14*
Analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna
Progettazione dei bulloni
Tracciamento dei fazzoletti

***Verifiche di resistenza*** *20*
Verifica delle aste tese
Verifica delle aste compresse
Verifica delle unioni bullonate
Verifica delle colonne

***Azioni longitudinali*** *29*
Pannelli di tamponatura
Travetti portabaraccatura
Dimensionamento dei controventi trasversali di falda
Dimensionamento delle bullonature dei controventi
Verifica delle unioni bullonate
Verifica delle aste tese
Progetto arcarecci a pressoflessione
Verifica degli arcarecci
Progetto del controvento verticale
Verifica di stabilità della colonna
Collegamenti bullonati del controvento laterale
Collegamento saldato fazzoletto-colonna
Tracciamento del fazzoletto di incrocio tra i controventi laterali e disposizione delle imbottiture

***Fondazioni*** *46*

Dimensionamento del piatto di base
Progetto e verifica dei tirafondi
Determinazione dello spessore e verifica della piastra
Progetto e verifica della costola di irrigidimento
Dimensionamento e verifica della saldatura costola-piatto
Dimensionamento e verifica della saldatura colonna-piatto
Progetto del plinto su pali
Verifiche del plinto
Progetto del palo di fondazione

***Instabilità flesso-torsionale della capriata*** *61*