

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO
Facoltà di Ingegneria

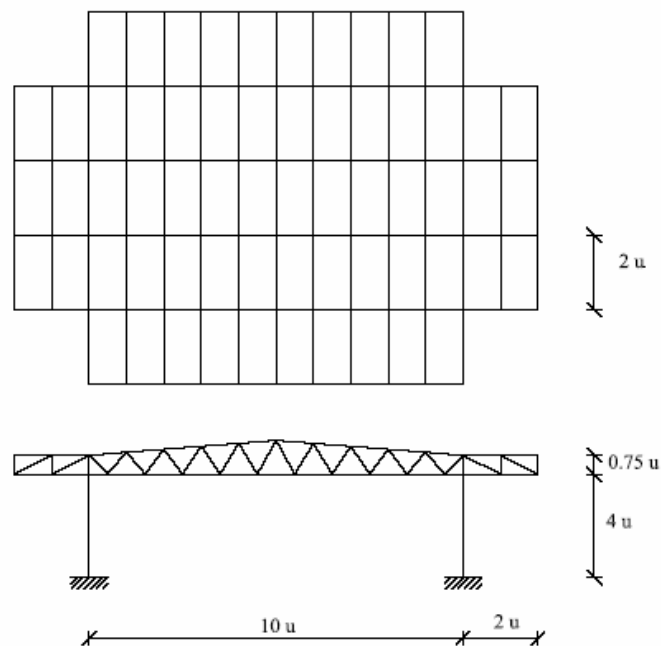
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile
Corso di Tecnica delle Costruzioni 2
Anno Accademico 2005-2006

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

Allievo: _____ Di Costanzo Ida _____ Matricola: _____

Allievo: _____ Lima Carmine _____ Matricola: _____

**PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE IN
ACCIAIO**



Dimensioni: $u = 2000 \text{ mm}$
Pendenza della copertura 5%

Carichi: Neve: *Avellino (ZONA II)*
Vento: *Avellino (ZONA III)*

PREMESSA

L'esempio che segue illustra la determinazione delle azioni da neve e vento sulla struttura, il progetto e la verifica delle membrature secondarie (pannello ed arcarecci) ed il predimensionamento di quelle principali (elementi della capriata e colonne).

I valori numerici delle azioni e dei fattori parziali assunti nei calcoli sono coerenti con le prescrizioni del D.M. 16/01/1996 per la parte relativa ai carichi ed al D.M. 9/01/1996 per quanto attiene alle verifiche.

I corrispondenti valori determinati con riferimento al D.M. 14/01/2008, attualmente vigente, sono riportati di volta in volta in corsivo.

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:

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

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 $\mu=0,8$:

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

Calcolare lo stesso valore sulla base delle prescrizioni del D.M. 14/01/2008.

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 $a_s < a_0$ per il calcolo di q_{ref} si prenderà come valore della velocità di riferimento proprio $V_{ref,0}$, per cui si ottiene:

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

Calcolare lo stesso valore sulla base delle prescrizioni del D.M. 14/01/2008.

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:

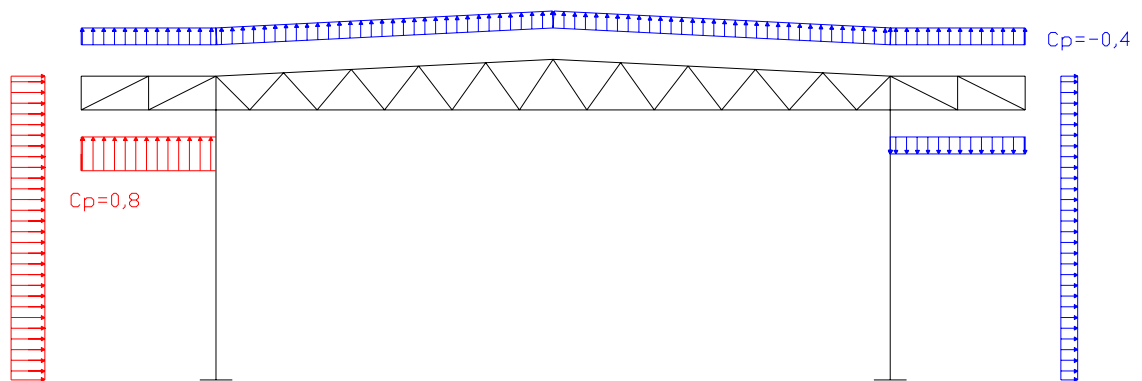
$$k_r = 0,19 \quad \text{e} \quad z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$c_e = k_r^2 c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[z + c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \cong 2,4$$

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 sopravvento

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



In definitiva la pressione del vento risulta:

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

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

Progetto e verifica degli elementi secondari

Pannelli di copertura

Si dispongono per la copertura pannelli 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 ($2,5 \text{ kN/m}^2$) su luci di 2 m in appoggio semplice. Il corrispondente peso del pannello, da considerare per la verifica della struttura, $0,10 \text{ kN/m}^2$ ($10,23 \text{ kg/m}^2$).

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 $g_k = 0,15 \text{ kN/m}$, mentre per quanto riguarda il pannello, considerata la pendenza del 5%, il suo peso sarà:

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

Il carico da neve a metro lineare vale:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

Dalla consultazione delle tabelle si risale al seguente profilo:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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 tomagno. 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 $q_{v,0,8} = 875 \text{ N/m}^2$ ed è inferiore al carico da neve in copertura, per la parete laterale si useranno con sufficiente sicurezza gli stessi pannelli utilizzati in copertura (pannelli 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 solleccitarlo nella direzione dell'asse forte, mentre all'asse debole competono il peso proprio e quello permanente derivante dal peso della lamiera.

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

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

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

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).

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

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

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

Dalla consultazione delle tabelle si risale al seguente profilo:

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

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

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

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

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

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

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 rigidità degli elementi e, direttamente, alle dimensioni delle sezioni. Nel predimensionamento si farà, dunque, riferimento a due schemi isostatici caratterizzati da diverso grado di approssimazione. Da un lato si considererà la trave reticolare in ipotesi di semplice appoggio, mentre dall'altro sarà considerato uno schema di trave equivalente. I due metodi – alternativi in linea di principio, ma proposti entrambi per ragioni didattiche – forniscono risultati praticamente coincidenti in termini di massime sollecitazioni e, dunque, portano alla scelta degli stessi profili per le varie aste considerate.

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/m²”)
- sovraccarico variabile (neve “1,34 kN/m²” e vento_{0,4} “0,44 kN/m²” rivolto verso l’alto).

Valutazione delle singole forze

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

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

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

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:

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

$$F'_{a,qs} = F_{a,qs} / 2 = 10,72 \text{ kN} / 2 = 5,36 \text{ kN}$$

$$F'_{a,qv} = F_{a,qv} / 2 = 3,52 \text{ kN} / 2 = 1,76 \text{ kN}$$

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:

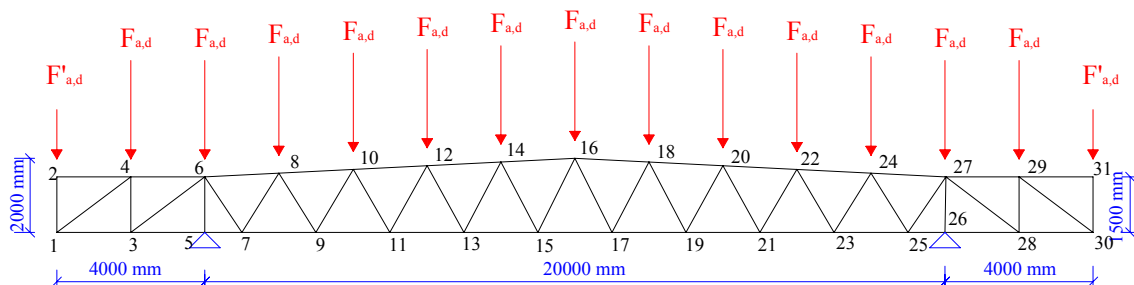
$$F_{a,d} = [\gamma_g \cdot (F_{a,g'}) + \gamma_q \cdot (F_{a,q})] \cdot 1,1 = 19,72 \text{ kN}$$

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

Analisi delle sollecitazioni su schemi semplificati staticamente determinati

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).

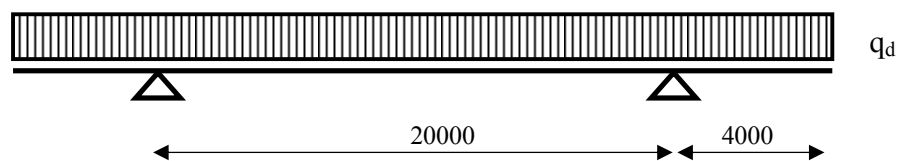


Dall'analisi delle sollecitazioni discendono i seguenti risultati:

<u>Corrente inferiore</u>			<u>Corrente superiore</u>			<u>Diagonali</u>			
Corrente inferiore			corrente superiore			diagonali			
Asta		N [kN]	Asta		N [kN]	Asta		Asta	N [kN]
1	3	-13,68	2	4	0,00	1	2	16	17
3	5	-53,66	4	6	13,68	3	4	17	18
5	7	-53,66	6	8	-5,33	1	4	18	19
7	9	60,63	8	10	-100,75	3	6	19	20
9	11	138,26	10	12	-162,69	6	7	20	21
11	13	185,36	12	14	-196,59	7	8	21	22
13	15	<u>206,74</u>	14	16	<u>-206,76</u>	8	9	22	23
15	17	<u>206,27</u>	16	18	<u>-206,76</u>	9	10	23	24
17	19	<u>206,74</u>	18	20	-196,59	10	11	24	25
19	21	185,36	20	22	-162,69	11	12	25	27
21	23	138,26	22	24	-100,75	12	13	27	28
23	25	60,63	24	27	-5,33	13	14	29	30
25	26	-53,66	27	29	13,68	14	15	28	29
26	28	-53,66	29	31	0,00	15	16	30	31
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:

$$q_d = \frac{13 \cdot F_{a,d} + 2 \cdot F'_{a,d}}{L + 2a} = \frac{13 \cdot 19.72 + 2 \cdot 10.26}{28.00} = 9.89 \text{ kN/m}$$

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

risulta:

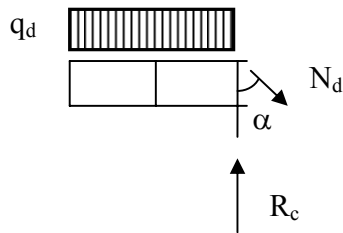
$$M_{Ed}^{(+)} = q_d \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{2} \right) = 9.89 \left(\frac{20^2}{8} - \frac{4^2}{2} \right) = 415 \text{ kNm}$$

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

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}^{(+)}}{d} = \frac{415}{2} = 207 \text{ kN}$$

Come è facile verificare, tale valore rappresenta una stima ragionevolmente approssimata del massimo sforzo di trazione e compressione: nella tabella precedente il massimo sforzo del corrente era di circa 206 kN.

Quanto alle diagonali, lo sforzo massimo si può desumere dall'equilibrio alla traslazione verticale del sottosistema rappresentato nella figura seguente:



Trascurando la componente verticale degli sforzi nei correnti, la seguente equazione di equilibrio può essere impostata:

$$R_c - q_d a - N_d \cdot \cos \alpha = 0$$

essendo

$$R_c = q_d \cdot \frac{L+2a}{2} = 9.89 \cdot \frac{28}{2} = 138 \text{ kN}$$

e, dunque,

$$N_d \approx (R_c - q_d a) \cdot \sqrt{2} = (138 - 9.89 \cdot 4) \cdot \sqrt{2} = 139 \text{ kN}$$

ed anche questa stima, sia pure assai semplificata, risulta piuttosto praticamente coincidente rispetto alla soluzione esatta ottenuta con uno dei metodi citati sopra.

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

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

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

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

Corrente inferiore

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

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

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

Si sceglie quindi di utilizzare due profili angolari $L 50 \times 100 \times 8$ che solidarizzati presentano le seguenti caratteristiche:

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

Corrente superiore

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

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

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

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

$$2 UNP100 \begin{cases} Area = 2700 mm^2 & (\text{ipotesi bullone da } 16 \Rightarrow A_{eff} = 2508 mm^2) \\ peso = 21,20 kg/m \end{cases}$$

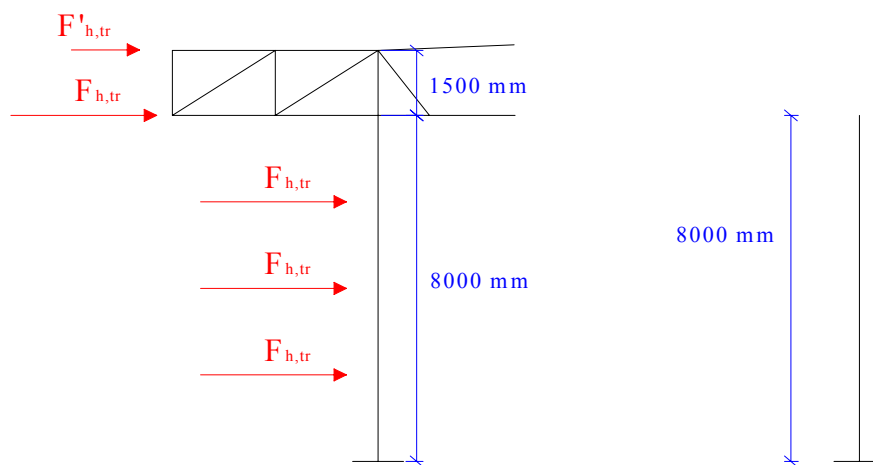
Colonne

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:

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

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:

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



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 ($\beta = 2$) 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:

$$HE \ 260 \ B \ \left\{ \begin{array}{l} \rho = 112 \text{ mm} \\ Area = 11800 \text{ mm}^2 \\ peso = 93,00 \text{ kg} / \text{m} \end{array} \right.$$