

Progetto di un capannone industriale in acciaio (NTC 2008)

Nelle presenti dispense sono descritte le fasi principali della progettazione di un capannone industriale in acciaio.

Le verifiche degli elementi strutturali e dei collegamenti saranno effettuate facendo riferimento alle prescrizioni del DM 14/01/2008 (NTC 2008) e le indicazioni fornite dalle relative circolari del 26/2/2009.

I punti in cui si articola il progetto sono i seguenti:

- analisi del progetto architettonico;
- analisi dei carichi;
- dimensionamento e verifica degli elementi della copertura (lamiera grecata, arcarecci ed elementi della capriata);
- dimensionamento e verifica delle colonne;
- dimensionamento e verifica delle fondazioni;
- dimensionamento e verifica del sistema di controvento (controventi di falda e trasversali).

2.1-Geometria della struttura

Nelle figure 2.1 si riportano un'assonometria, la vista frontale, la pianta e la vista laterale della struttura da progettare.

Le principali dimensioni sono riportate in tabella 2.1.

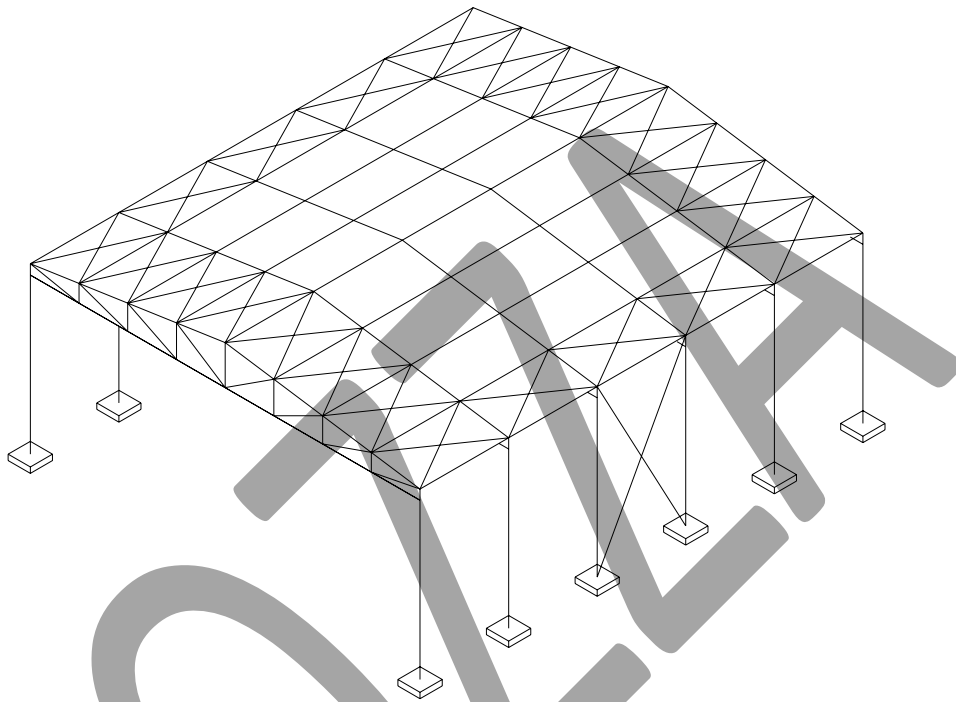


Figura 2.1.I-Assonometria del capannone

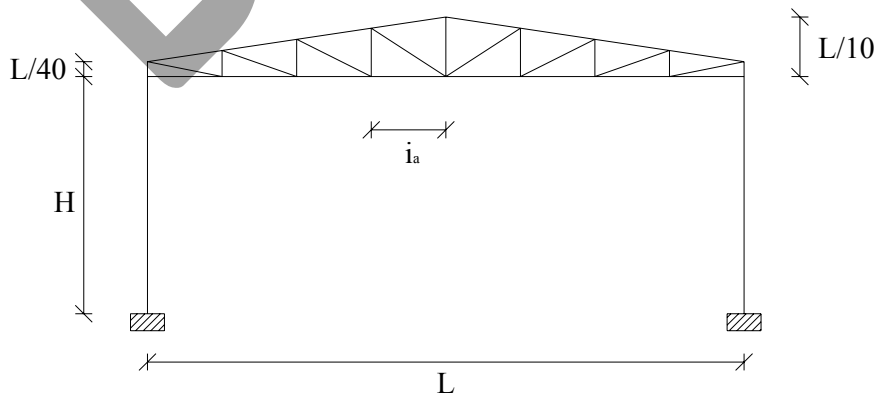


Figura 2.1.II-Vista frontale

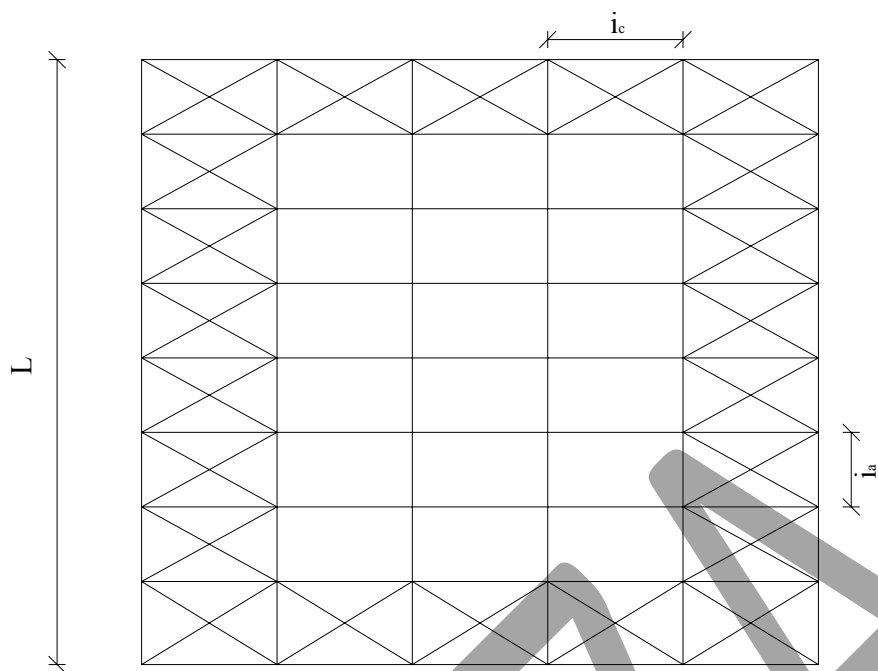


Figura 2.1.III-Pianta

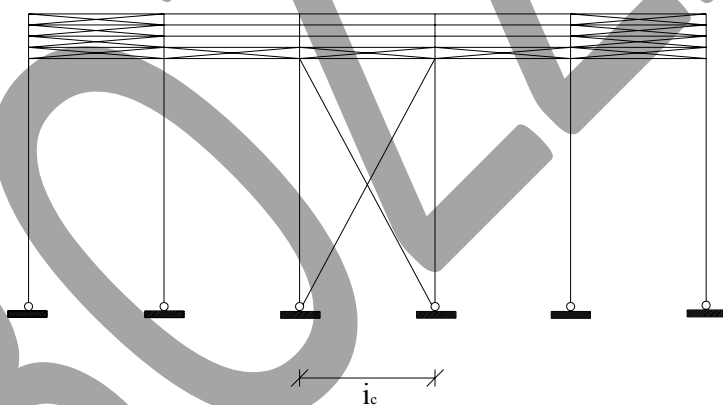


Figura 2.1.IV-Vista laterale

Tabella 2.1-Dimensioni geometriche del capannone

H [m]	7,0
L [m]	17,6
i_a [m]	2,2
i_c [m]	4,0
Angolo di inclinazione della copertura (α)	8,5°

2.2-Carichi agenti sul capannone

2.2.1-Carico neve

Per la determinazione del carico da neve si fa riferimento a quanto riportato nel § 3.4 delle NTC 2008.

Per determinare il valore caratteristico del carico da neve si individua innanzitutto il luogo in cui è situato il capannone. Nel caso esaminato si è assunto:

Comune di riferimento: Giugliano in Campania (NA)

Zona: III

Quota del sito di costruzione sul livello del mare < 200m.

Nell'ipotesi che il carico neve agisca in direzione verticale, le NTC 2008 forniscono la seguente relazione:

$$q_s = \mu q_{sk} C_E C_t$$

dove:

μ è il coefficiente di forma che per un angolo di inclinazione della copertura compreso fra 0° e 15° assume il valore 0,8 (vedi § 3.4.5.1 delle NTC 2008);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo determinato per un periodo di 50 anni (secondo le NTC 2008);

C_E è il coefficiente di esposizione che può essere assunto pari a 1,0;

C_t è il coefficiente termico che in assenza di uno studio specifico e documentato deve essere assunto pari a 1,0.

I valori caratteristici del carico da neve determinati con riferimento ai due codici normativi sono riportati in tabella 2.2.

Tabella 2.2-Valori caratteristici del carico da neve secondo le NTC 2008

	μ	q_{sk} [kN/m ²]	C_E	C_t	q_s [kN/m ²]
NTC 2008	0,8	0,60	1,0	1,0	0,48

2.2.2-Pressione del vento

Per la determinazione del carico da vento si fa riferimento a quanto riportato nel § 3.3 delle NTC 2008.

Le azioni statiche del vento si traducono generalmente in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia interne che esterne, della costruzione.

Tali pressioni possono essere valutate mediante le relazioni fornite dalle NTC 2008 (vedi § 3.3.4):

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

q_{ref} (q_b) rappresenta la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di forma;

C_d è il coefficiente dinamico che può essere assunto pari ad 1,0 per i capannoni industriali.

— La pressione cinetica di riferimento è $q_b = \rho v_b^2 / 2$

dove v_b rappresenta la velocità di riferimento del vento (in m/s) e ρ la densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a **1,25 kg/m³**.

La velocità di riferimento del vento dipende dal luogo in cui è situato l'edificio.

Facendo riferimento alla classificazione riportata nel § 3.3.2 delle NTC 2008, nel caso in esame (**zona 3** e quota sul livello del mare inferiore a 500m) si ha che:

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Entrambe le normative lo definiscono come:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$
$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove k_r , z_0 e z_{\min} sono definiti in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e C_t è il coefficiente di topografia che generalmente può essere assunto pari a 1,0.

Individuata la **categoria di esposizione II**, entrambe le normative forniscono i valori:

$$k_r = 0,19;$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m}.$$

Considerando l'altezza della costruzione in esame ($z = 8,76 \text{ m}$), il coefficiente di esposizione assume, per entrambi gli approcci normativi il valore:

$$C_e = 2,13.$$

Le pressioni esercitate dal vento sulle superfici esterne delle costruzioni sono generalmente variabili da punto a punto. Per contro, le pressioni interne sono notevolmente uniformi, anzi tendenzialmente costanti su tutte le superfici degli spazi interni comunicanti. Per questo danno luogo, nel volume interno della costruzione, a una risultante nulla. Quindi costituiscono, nel loro complesso, un sistema autoequilibrato. Peraltro possono determinare azioni aerodinamiche fondamentali per il progetto e la verifica di singole porzioni ed elementi della costruzione.

Per il coefficiente di forma C_p la Circolare alle NTC2008 propone i seguenti valori:

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $C_p = + 0,8$;
- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento, $C_p = -0,4$;
- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ C_p varia linearmente fra -0,4 e +0,8;
- per la pressione interna, nel caso di aperture con incidenza inferiore al 33%, $C_p = +/-0.2$.

che nel caso specifico sono sintetizzati in tabella 2.3.

Tabella 2.3-Valori caratteristici della pressione del vento

v_{ref} [m/s]	ρ [kg/m ³]	q_{ref} [kN/m ²]	C_e	C_d	C_p		p [kN/m ²]
27,0	1,25	0,46	2,13	1,0	Parete sopravvento	+ 0,8	+ 0,78
					Parete sottovento	- 0,4	- 0,39
					Falde di copertura	- 0,4	- 0,39
					Pressione interna	+/-0,2	+/- 0,20

Le pressioni interne vanno considerate agenti contemporaneamente alle pressioni esterne. Le azioni di progetto su singole porzioni o elementi della costruzione sono quindi rappresentate dalla combinazione più sfavorevole delle pressioni interne ed esterne.

Il coefficiente di pressione interna c_{pi} dipende da diversi fattori, primi fra tutti la dimensione e la distribuzione delle aperture sulle superfici della costruzione. Se la costruzione presenta aperture diffuse ma di piccole dimensioni (porosità distribuita), queste agiscono da filtro sulla variazione della pressione interna, che tende a raggiungere un valore di equilibrio statico viceversa, se le dimensioni delle aperture hanno una certa rilevanza, la pressione interna è influenzata dalla variazione delle pressioni esterne in corrispondenza delle aperture stesse; quindi il valore del coefficiente di pressione interna assume valori assoluti più elevati, associati alla posizione ed alla dimensione delle aperture.

Di norma, ogni costruzione deve essere assunta non stagna, quindi deve essere considerato un valore non nullo della pressione interna. Possono essere considerate stagne soltanto:

- le costruzioni in cui la superficie totale delle aperture non superi lo 0,0002 (0,2‰) della superficie totale;
- le costruzioni con aperture controllate, ossia le costruzioni le cui aperture vengono usualmente tenute chiuse, e che comunque possono essere chiuse in caso di necessità.

In linea di principio è possibile adottare valori diversi delle pressioni interne in funzione dello stato limite considerato. Ad esempio, se nel caso di venti di intensità elevata si prevede che le aperture di estensione elevata vengano ermeticamente chiuse, tali aperture possono essere trascurate nei confronti delle verifiche agli stati limite ultimi; la presenza delle stesse aperture deve essere invece considerata in condizioni di esercizio o accidentali. Simili scelte devono essere accuratamente valutate e chiaramente specificate in sede di progetto o di verifica.

2.3-Lamiera grecata di copertura

La verifica della lamiera grecata agli stati limite ultimi di flessione e taglio deve essere eseguita considerando la sezione efficace, ridotta rispetto a quella completa per il fenomeno dell'instabilità locale delle parti compresse che si manifesta a causa degli esigui spessori dei profili.

Verifica a flessione

Il momento resistente della sola lamiera è:

$$M_{Rd} = \min(M_{Rd}^{\text{sup}}; M_{Rd}^{\text{inf}})$$

Con:

$$M_{Rd}^{\text{sup}} = W_{rid}^{\text{sup}} \cdot f_{pd}$$

$$M_{Rd}^{\text{inf}} = W_{rid}^{\text{inf}} \cdot f_{pd}$$

Il carico da neve gravante su una fascia di larghezza unitaria della lamiera di copertura è dato da:

$$q_{s, \text{lamiera}} = q_s \cos^2 \alpha = 0.47 \text{ kN/m}^2$$

dove q_s è il valore caratteristico del carico neve gravante sulla copertura e α rappresenta l'angolo di inclinazione di quest'ultima.

Come schema statico di riferimento si sceglie quello di una trave in semplice appoggio di luce L (vedi figura 2.2) dove:

$$L = i_a / \cos \alpha = 2,2 / \cos 8.5^\circ \approx 2,25 \text{ m}$$

e dove i_a rappresenta la proiezione sull'orizzontale della distanza fra gli arcarecci (vedi fig.2.1.II).

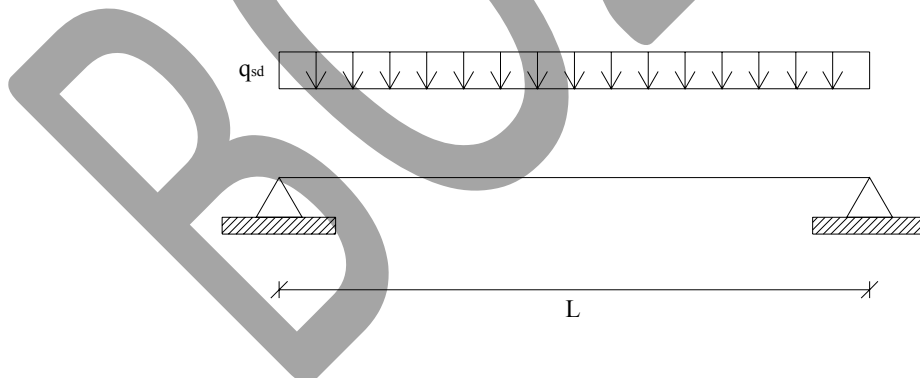


Figura 2.2-Schema statico di riferimento per la lamiera di copertura

La scelta della lamiera viene condotta avvalendosi delle indicazioni della scheda tecnica fornita dal produttore della lamiera grecata utilizzata per realizzare la copertura del capannone, di cui si riporta un estratto in tabella 2.5.I,II.

Tabella 2.5.I-Carichi massimi sulla lamiera (tenendo in conto il soddisfacimento delle

verifiche di resistenza e di deformabilità).

	L=2,25 m	L=2,50 m	L=2,75 m
s = 0,5 mm	0.85 kN/m ²	0.60 kN/m ²	0.50 kN/m ²
s = 0,6 mm	1.05 kN/m ²	0.75 kN/m ²	0.65 kN/m ²

Tabella 2.5.II-Peso proprio della lamiera

Spessore	Peso [kN/m ²]
s= 0,5 mm	0.05
s= 0,6 mm	0.06

Dalla tabella 2.5.I si può osservare che, per una distanza fra gli appoggi di 2,25 m, una lamiera di spessore 0,5 mm è in grado di sostenere un carico di 0.85 kN/m². A tale lamiera corrisponde un peso proprio di 0.05 kN/m².

Tenendo conto che l'azione da vento sulla lamiera (normale alla stessa) è data da:

$$p_{\text{lamiera}} = p_e + p_i = 0.39 + 0.20 = 0.59 \text{ kN/m}^2$$

con verso contrario a quello del peso proprio della lamiera stessa; a vantaggio di sicurezza si trascura l'effetto "benefico" del peso proprio della lamiera e per il carico massimo sulla lamiera si considera lo stesso valore limite 0.85kN/m² fornito dalla scheda tecnica (**Tabella 2.5.II**). La verifica si ritiene dunque soddisfatta.

Si osserva che la lamiera scelta è simmetrica rispetto all'asse neutro in flessione semplice e quindi i valori delle inerzie e delle resistenze della sezione non cambiano con il segno delle sollecitazioni.

Verifica a taglio della lamiera

Escludendo il fenomeno di instabilità locale per taglio, la resistenza a taglio della lamiera viene affidata, così come è consuetudine per gli elementi metallici, solo all'elemento d'anima che in tal caso corrisponde alle costole. Tale assunzione è giustificata dalla concentrazione di tensioni tangenziali nelle costole della lamiera (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

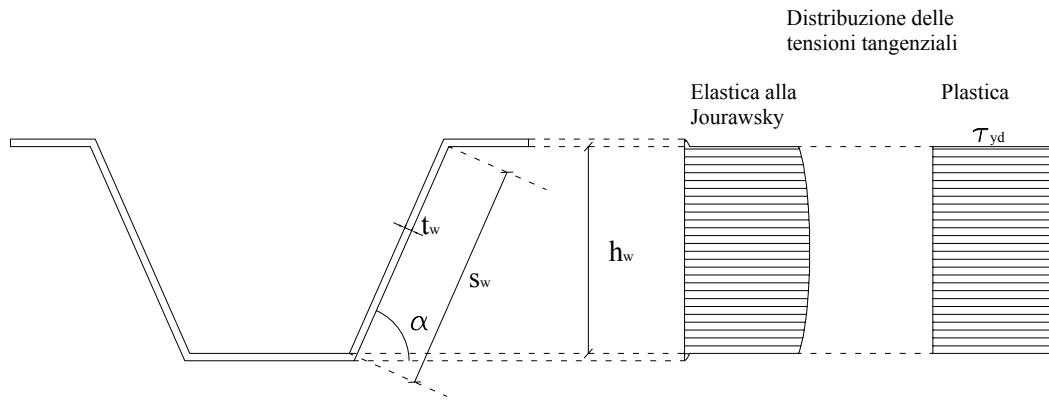


Figura 1 Distribuzione delle tensioni tangenziali nella lamiera grecata

Utilizzando un criterio di resistenza alla Von Mises risulta:

$$\sigma_{ideale} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = f_y$$

Ipotizzando che la sollecitazione sia di taglio puro, ovvero che le tensioni normali siano nulle (situazione che si verifica in corrispondenza degli appoggi di estremità di una trave continua):

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{yd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

La τ_y , pertanto, è la tensione tangenziale corrispondente alla crisi del materiale per taglio puro.

Nel caso di lamiera grecata, ipotizzando una distribuzione plastica delle tensioni tangenziali nell'anima, si ha:

$$V_{Rd} = n_c \cdot (s_w \cdot t_w) \cdot \tau_{yd}$$

con:

n_c il numero di costole nel tratto di lamiera in esame (fascia di un metro).

Come detto precedentemente le lamiere, essendo caratterizzate da spessori molto esigui, sono soggette a fenomeni di instabilità locale. Tali fenomeni possono verificarsi sia per tensioni normali che per tensioni tangenziali.

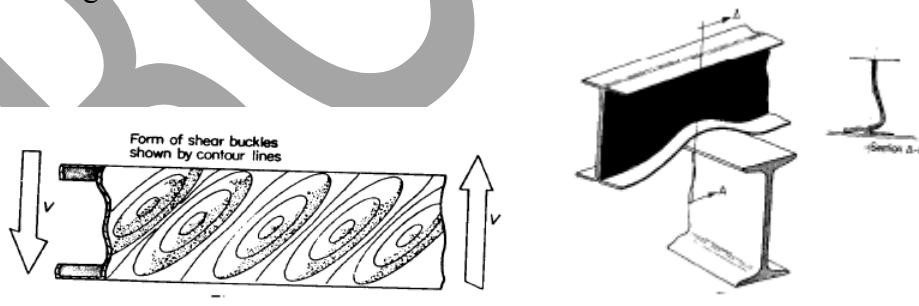


Figura 2 Fenomeni di instabilità per taglio

L'EC3 parte 1-3 (par 6.1.5) propone per le sezioni metalliche sottili la seguente formulazione per tener conto dell'effetto dell'instabilità locale:

$$V_{w,Rd} = \frac{n_c \cdot \left(\frac{h_w}{\sin\varphi} \cdot t_w \right) \cdot f_{bv}}{\gamma_p}$$

h_w è l'altezza dell'anima compresa fra le linee d'asse delle flange (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**);

φ è la pendenza dell'anima rispetto alle flange (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

f_{bv} è la tensione tangenziale di crisi ridotta in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione e dipende dalla snellezza $\bar{\lambda}_w$: in assenza di irrigidimenti longitudinali

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

È opportuno sottolineare che λ_w dipende dal parametro $\sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$ in cui compare la tensione nominale di snervamento delle sezioni lavorate a freddo quali le lamiere grecate (cfr, EC3 parte 1-3 tab. 3.1a e 3.1b).

Resistenza all'instabilità a taglio f_{bv}

Relative web slenderness	Web without stiffening at the support	Web with stiffening at the support ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \geq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

¹⁾ Stiffening at the support, such as cleats, arranged to prevent distortion of the web and designed to resist the support reaction.

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{65\text{mm}}{0,5\text{mm}} \cdot \sqrt{\frac{235\text{N/mm}^2}{210000\text{N/mm}^2}} = 1,5$$

$$0,67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2 = 0,67 \cdot 235 / 1,5^2 = 70\text{N/mm}^2$$

$$V_{w,Rd} = \frac{n_c \cdot \left(\frac{h_w}{\sin\varphi} \cdot t_w\right) \cdot f_{bv}}{\gamma_p} = \frac{8 \cdot 65\text{mm} \cdot 0,5\text{mm} \cdot 70\text{N/mm}^2}{1,05} = 17,84\text{kN}$$

Le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

2.4-Arcarecci di copertura

2.4.1-Dimensionamento

Di norma per gli arcarecci di copertura si adottano profili IPE o HE.

I secondi sono da preferirsi nel caso in cui l'inclinazione della capriata è marcata, ovvero si è in presenza di una flessione deviata accentuata.

Lo schema statico di riferimento (in entrambi i piani di inflessione) di trave appoggiata-appoggiata (vedi figura 2.3) in cui la luce è rappresentata dall'interasse capriata ($i_c = 4m$).

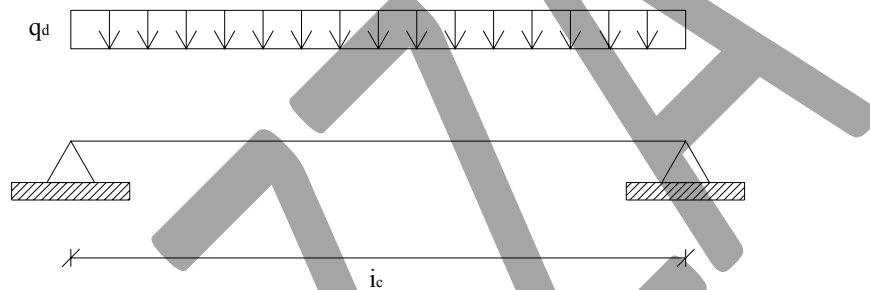


Figura 2.3-Schema statico di riferimento per gli arcarecci

L'arcareccio risulta sollecitato da flessione deviata, tuttavia in sede di dimensionamento si considerano separatamente le azioni flettenti nei due piani principali di inerzia della sezione: in accordo a quanto prescritto dalle NTC 2008 (§ 4.2.4.1.2) in merito alla verifica di resistenza di aste soggette a flessione retta, ipotizzando un profilo di classe 1 e ponendo le uguaglianze:

$$M_{y,max,Ed} = M_{pl,y,Rd} \quad e \quad M_{z,max,Ed} = M_{pl,z,Rd}$$

si ottengono le relazioni:

$$W_{pl,y,nec} = \frac{M_{y,max,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} \quad e \quad W_{pl,z,nec} = \frac{M_{z,max,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

Avendo neve e vento effetti sostanzialmente contrari, fra le combinazioni di carico si considerano due combinazioni distinte per massimizzare le azioni verso il basso (pesi propri e azione neve entrambi amplificati) e verso l'alto (pesi propri non amplificati e azione del vento amplificata).

Pertanto al fine di massimizzare le azioni verso il basso, la combinazione di carico da considerare è (vedi § 2.5.3 delle NTC 2008):

$$q_d = 1,3G_k + 1,5Q_{1k} \quad (1)$$

in cui 1,3 e 1,5 (§ 2.6 delle NTC 2008) rappresentano rispettivamente i coefficienti amplificativi dei carichi permanenti e di quelli accidentali allo stato limite ultimo; G_k rappresenta il contributo del peso proprio della lamiera e dell'arcareccio (che si trascura in prima battuta) e Q_{1k} rappresenta il contributo del carico neve.

Nel caso in esame si ha che:

$$G_k = \text{Peso proprio lamiera} \cdot (i_a / \cos\alpha) = 4,91 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,2 \text{ m} / \cos 8,5^\circ) = 0.11 \text{ kN/m} ;$$

$$Q_{1k} = q_s \cdot i_a = 0.48 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} = 1.06 \text{ kN/m} .$$

Determinato il carico distribuito Q_d gravante sull'arcareccio (agente in direzione verticale), per determinare i massimi momenti flettenti agenti nei due piani principali della membratura è necessario scomporre tale carico nelle due componenti secondo gli assi x-x e y-y della sezione (vedi fig.2.4).

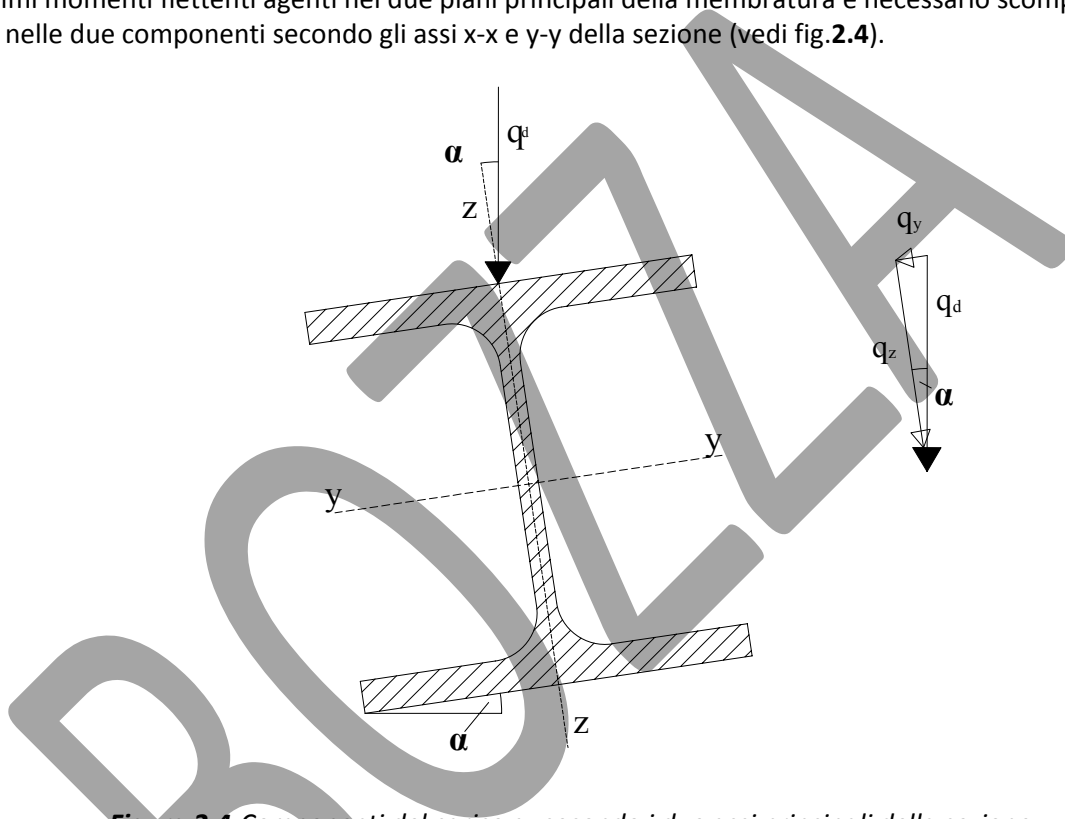


Figura 2.4-Componenti del carico q_d secondo i due assi principali della sezione

In figura 2.4 è stata denominata Q_y la componente del carico responsabile dell'inflessione intorno all'asse z-z della sezione mentre Q_z rappresenta la componente responsabile dell'inflessione intorno all'asse y-y.

I valori del carico di progetto Q_d e delle sue componenti Q_y e Q_z (vedi fig.2.4), dei massimi momenti flettenti ed i moduli di resistenza elastici necessari al soddisfacimento della verifica di resistenza sono riportati nelle tabelle seguenti (tabelle 2.7).

Tabella 2.7.1-Componenti secondo gli assi principali della sezione del carico $q_{d(neve)}$

$q_{d (neve)}$ [kN/m]	$Q_z(neve) = q_d \cdot \cos\alpha$ [kN/m]	$Q_y(neve) = q_d \cdot \sin\alpha$ [kN/m]
1.73	1.71	0.26

Analogamente al fine di massimizzare le azioni verso l'alto si utilizza la combinazione di carico (2):

$$q_d = G_k + 1,5Q_{2k} \quad (2)$$

Anche in questo caso $G_k = 0.11 \text{ kN/m}$ con direzione verticale va scomposto in due componenti (secondo gli assi y e z della sezione dell'arcareccio). Viceversa l'azione del vento è ortogonale alla lamiera e quindi diretta secondo l'asse z dell'arcareccio.

$$Q_{2k} = (p_e + p_i) \cdot i_a / \cos\alpha = 0.59 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 1.33 \text{ kN/m} = Q_{2k,z}$$

Ragionando direttamente in termini di componenti la (2) fornisce

$$q_{d,y} = G_{k,y} = G_k \cdot \sin\alpha \quad (2a)$$

$$q_{d,z} = G_{k,z} + 1.5 Q_{2k,z} = G_k \cdot \cos\alpha + 1.5 Q_{2k} \quad (2b)$$

Tabella 2.7.II-Componenti secondo gli assi principali della sezione del carico $q_{d(\text{vento})}$

$Q_z(\text{vento}) = G_k \cdot \sin\alpha$ [kN/m]	$Q_y(\text{vento}) = G_k \cdot \cos\alpha + 1.5 Q_{2k}$ [kN/m]
$(0.11 - 1.5 \cdot 1.33) = -1.88$	0.016

I valori sono molto simili per le due condizioni (1) e (2). In fase di predimensionamento l'una vale l'altra. In ogni caso, sebbene i valori di tabella 2.7.II (per vento) siano leggermente maggiori in direzione z, il predimensionamento viene fatto per i valori ottenuti in tabella 2.7.I (per neve) tenendo conto che con molta probabilità il peso dell'arcareccio che verrà considerato in fase di verifica aumenta i carichi per la combinazione (1) e li diminuisce per la combinazione (2).

Tabella 2.7.IIIa-Massimo momento flettente e modulo plastico resistente necessario nel caso di inflessione intorno all'asse forte (y-y)

$M_{y,\max,Ed} = q_{z,\text{neve}} \cdot i_c^2 / 8$ [kNm]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{Mo}	$W_{pl,x,nec}$ [mm ³]
3.41	275	1,05	13,04*10³

Tabella 2.7.IIIb-Massimo momento flettente e modulo elastico resistente necessario nel caso di inflessione intorno all'asse debole (z-z)

$M_{y,\max,Ed} = q_{y,\text{neve}} \cdot i_c^2 / 8$ [kNm]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{Mo}	$W_{pl,y,nec}$ [mm ³]
0.51	275	1,05	1,95*10³

Definiti quindi i moduli di resistenza plastici necessari al soddisfacimento della verifica di resistenza, verrà scelto per gli arcarecci un profilo per il quale risulti che:

$$W_{pl,x} > W_{pl,x,nec}$$

2.4.1.3-Scelta del profilo

Ai fini delle sole verifiche di resistenza ed deformabilità si potrebbe ricorrere per gli arcarecci ad un profilo IPE 120.

Tuttavia gli arcarecci risultano sollecitati anche da uno sforzo normale di compressione (vedi § 2.10 relativo ai controventi di falda) che rende necessaria per tali elementi una verifica di stabilità.

La necessità di soddisfare tale verifica porterebbe, volendo ricorrere ad un profilo della serie IPE, ad aumentare l'area del profilo e a ricorrere ad un profilo IPE 180 dal peso di 18,8 kg/m.

In alternativa viene quindi adottato un profilo HEA 100, sufficiente a garantire il soddisfacimento della verifica di stabilità e che presenta inoltre un peso minore (16,7 kg/m).

Vengono riportate in figura 2.5 le caratteristiche geometrico-meccaniche del profilo HEA 100 scelto per gli arcarecci di copertura.

Dimensionato il profilo bisogna rivalutare i carichi agenti considerando anche il peso dell'arcareccio, trascurato in prima battuta, e i corrispondenti massimi momenti flettenti (vedi tabella 2.8).

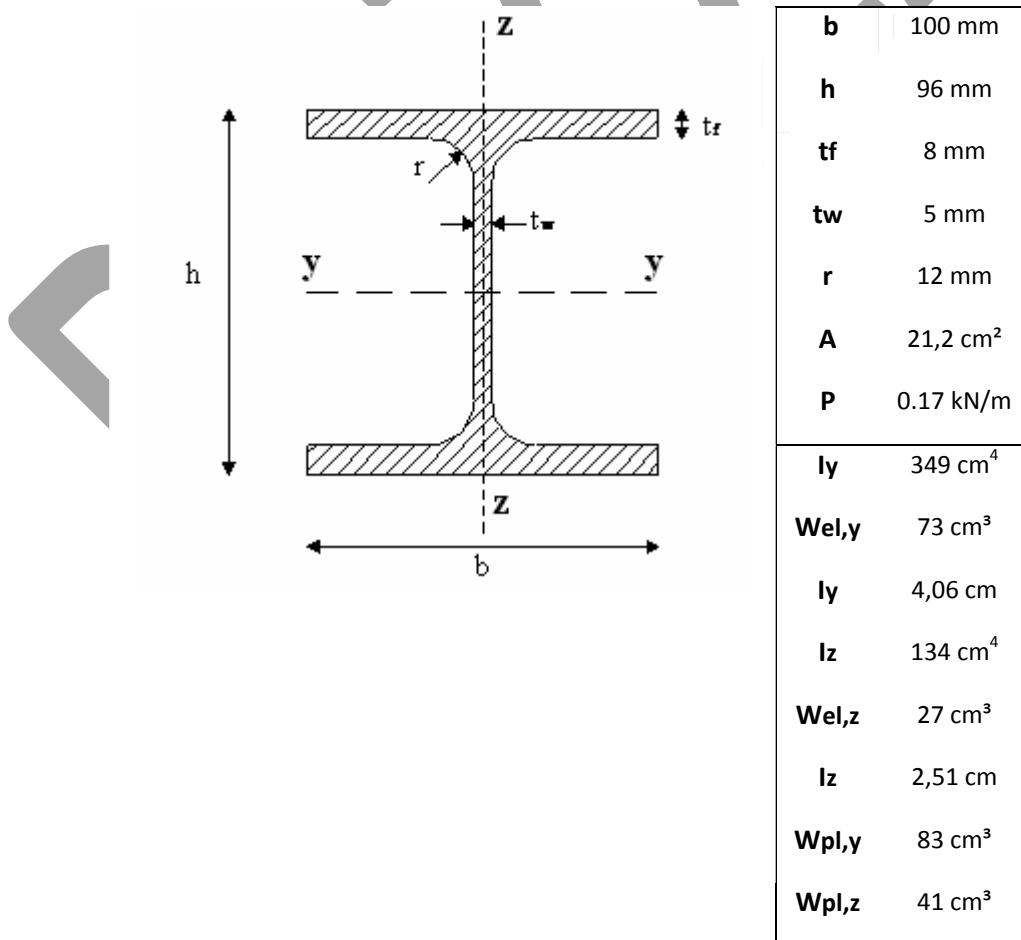


Figura 2.5-Caratteristiche geometrico-meccaniche del profilo HEA 100

Tabella 2.8- Rivalutazione dei carichi agenti e dei momenti sollecitanti.

	qd [kN/m]	qz [kN/m]	qy [kN/m]	My,max,Ed [kNm]	Mz,max,Ed [kNm]
neve	1.94	1.92	0.29	3.84	0.58
vento		1.71	0.015	3.42	0.03

2.4.2-Verifiche di resistenza

Innanzitutto si verifica che il profilo scelto sia effettivamente di classe 1, ovvero verificare che (vedi § 4.2.3.1 delle NTC 2008):

- per l'anima sia soddisfatta la disuguaglianza:

$$c/t \leq 72\varepsilon$$

dove **c** è l'altezza dell'anima e **t** il suo spessore

- per l'ala soggetta a compressione sia soddisfatta:

$$c/t \leq 9\varepsilon$$

dove **c** rappresenta la larghezza di metà ala e **t** il suo spessore.

Si ricorda che per l'acciaio **S275** il parametro ε vale **0,92**.

Anima: $c/t = 11,2 < 72\varepsilon = 66,24 \Rightarrow$ l'anima è di **classe 1**

Ala: $c/t = 4,75 < 9\varepsilon = 8,28 \Rightarrow$ l'ala è di **classe 1**

Quindi il profilo HEA 100 è effettivamente un profilo di classe 1 se soggetto ad azione di flessione.

Flessione deviata

Soddisfatta tale verifica può quindi essere effettuata la verifica a flessione deviata della membratura ricorrendo alle proprietà plastiche della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 delle NTC 2008) e considerando la condizione più gravosa, che in questo caso è ottenuta mediante la (1) - neve.

M_{y,max,Ed} [kNm]	M_{z,max,Ed} [kNm]	M_{pl,y,Rd} [kNm]	M_{pl,z,Rd} [kNm]	$\frac{M_{y,max,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,max,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$
3.84	0.58	21.73	10.74	0.23

Taglio

$$V_{c,Rd,z} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{752 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 114 \text{ kN}$$

$$\text{con } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2120 - 2 \cdot 10 \cdot 8 + (5 + 2 \cdot 12) \cdot 8 = 752 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd,y} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1160 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 176 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot h_w \cdot t_w = 2120 - 2 \cdot 96 \cdot 5 = 1160 \text{ mm}^2$$

Le verifiche a taglio nelle due direzioni sono entrambe soddisfatte con rapporti tra taglio sollecitante e taglio resistente che consentono di trascurare l'interazione taglio momento ($V_{sd}/V_{Rd} < 0.5$).

2.4.3-Verifiche di deformabilità

Le NTC 2008 (vedi § 4.2.4.2) prevedono per la verifica di deformabilità che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$\delta_{\max} \leq L/200$$

$$\delta_2 \leq L/250$$

dove δ_{\max} rappresenta lo spostamento massimo dovuto ai carichi permanenti e accidentali e δ_2 rappresenta invece l'aliquota dovuta ai soli carichi accidentali.

I carichi di progetto (determinati con riferimento allo stato limite di esercizio) da considerare per la valutazione delle frecce massime sono dati da:

- per la verifica relativa ai carichi permanenti e accidentali

$$q_d = G_k + Q_{1k} \quad 3a_{(neve)}$$

$$q_d = G_k + Q_{2k} \quad 3b_{(vento)}$$

- per la verifica relativa ai soli carichi accidentali;

$$q_d = Q_{1k} \quad 3c_{(neve)}$$

$$q_d = Q_{2k} \quad 3d_{(vento)}$$

È facile verificare che nel caso specifico la 3a è più sfavorevole della 3b, viceversa la 3d è più sfavorevole della 3c.

Avendo ipotizzato per gli arcarecci uno schema statico di trave appoggiata-appoggiata in entrambi i piani di inflessione, la frecce massime in mezzzeria sono:

$$v_{y,\max} = \frac{5}{384} \frac{q_y i_c^4}{E I_z} \quad v_{z,\max} = \frac{5}{384} \frac{q_z i_c^4}{E I_y}$$

Dove i_c rappresenta l'interasse capriate pari a 4,0 m.

Determinate le frecce massime nei due piani di inflessione della membratura, l'abbassamento totale $V_{tot,max}$ sarà dato da:

$$V_{tot,max} = \sqrt{V_{y,max}^2 + V_{z,max}^2}$$

Verifica per i carichi permanenti e accidentali

qd [kN/m]	qz [kN/m]	qy [kN/m]	$\delta_{z,max}$ [cm]	$\delta_{y,max}$ [cm]	$\delta_{tot,max}$ [cm]	δ_{lim} [cm]	$\delta_{lim} / \delta_{tot,max}$
1.34	1.32	0.20	0.60	0.23	0.64	2	3.13

Verifica per i soli carichi accidentali

qd [kN/m]	qz [kN/m]	qy [kN/m]	$\delta_{2,z}$ [cm]	$\delta_{2,y}$ [cm]	$\delta_{2,tot}$ [cm]	δ_{lim} [cm]	$\delta_{lim} / \delta_{2,tot}$
-	-1.33	-	-0.60	-	-0.6	-1.6	2.66

2.5-Membrature costituenti la capriata progettata con collegamenti

bullonati

Di seguito (fig.2.6) si riporta lo schema geometrico della capriata.

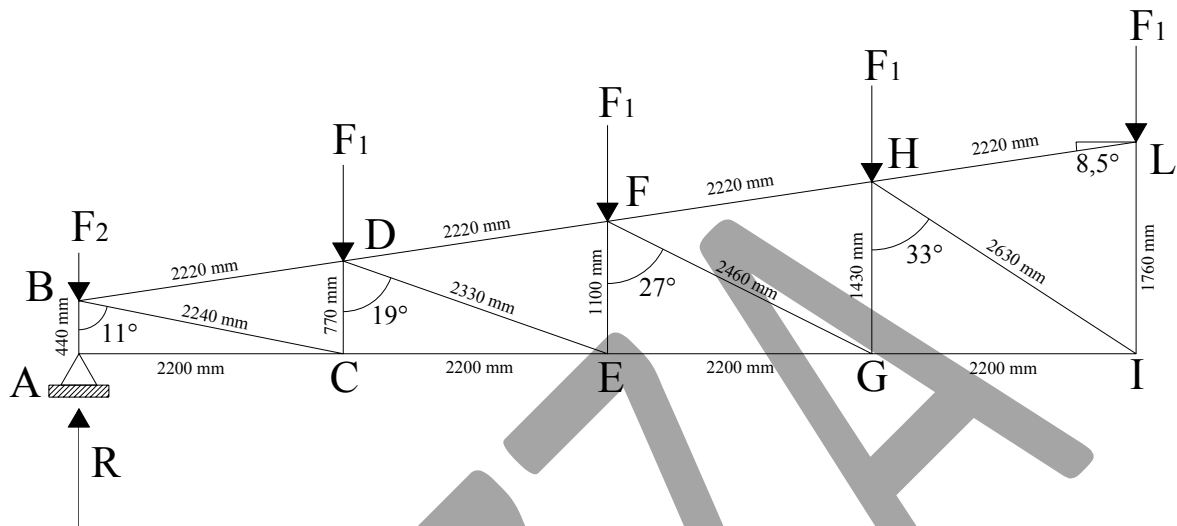


Figura 2.6-Schema geometrico della capriata

2.5.1-Determinazione dei carichi di progetto

Ai fini del dimensionamento e delle verifica delle aste costituenti la capriata si fa riferimento ai carichi di progetto determinati mediante le combinazioni allo SLU (vedi § 2.5.3 delle NTC 2008) riportate in tabella 2.9.

Tabella 2.9-Combinazioni di carico considerate

Combinazione	NTC 2008
1	$q_d = 1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{1k}$
2v	$q_d = 1,0 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{2kv}$
2o	$q_d = 1,5 \cdot Q_{2ko}$

I carichi gravanti sulla copertura sono riportati in tabella 2.10.

Tabella 2.10-Carichi gravanti sulla copertura

Tipo di carico	Valore	Direzione
Carico neve	0.48 kN/m ²	Verticale
Carico vento (falde di copertura)	-0.59 kN/m ²	Ortogonale alla lamiera
Peso proprio lamiera	0.05 kN/m ²	Verticale
Peso proprio arcarecci	0.17 kN/m	Verticale

Avendo ipotizzato per la lamiera di copertura una schema statico di trave semplicemente appoggiata i valori dei carichi permanenti e accidentali gravanti sugli arcarecci sono stati determinati con riferimento ad una striscia di carico di larghezza pari a $i^* = i_a / \cos\alpha$ posta a cavallo di ciascun arcareccio.

I valori, caratteristici e di progetto, di tali carichi sono riportati nelle tabelle 2.11 e 2.12.

In corrispondenza dell'arcareccio più esterno tale striscia di carico si dimezza e pertanto il valore della forza sollecitante nel nodo più esterno della capriata è pari a metà di quella nei nodi interni (vedi fig.2.7).

Tabella 2.11-Valori caratteristici dei carichi permanenti e accidentali gravanti sull'arcareccio

G_k	0.276 kN/m
Q_{1k}	1.056 kN/m
Q_{2kv}	-1.312 kN/m
Q_{2ko}	-0.194 kN/m

Tabella 2.12-Valori dei carichi di progetto gravanti sull'arcareccio

NNT	Combinazione 1	qd1 = 1.94 kN/m
	Combinazione 2v	qd2v = -1.69 kN/m
	Combinazione 2o	qd2o = -0.29 kN/m

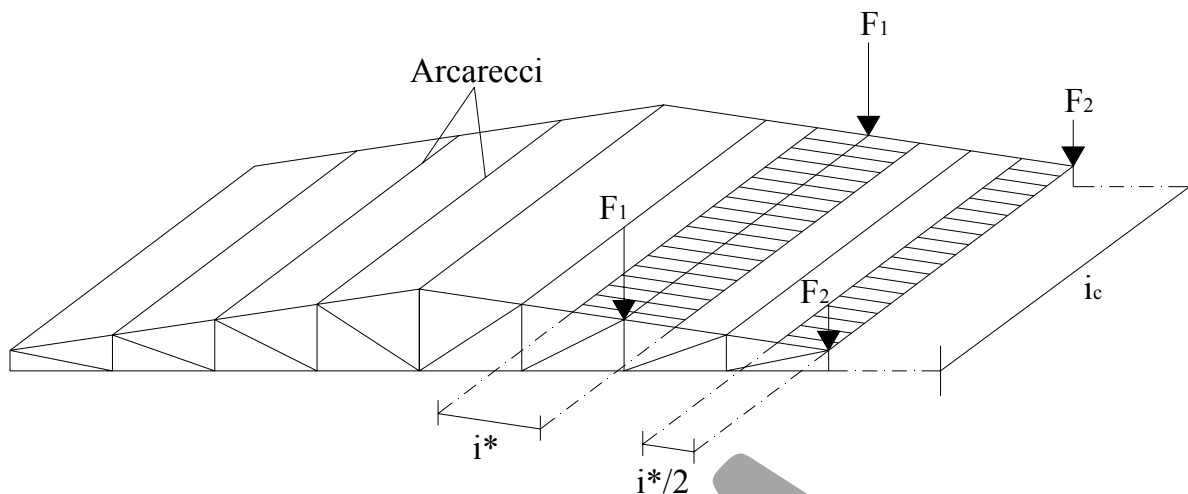


Figura 2.7- Trasferimento dei carichi in copertura (combinazione 1)

2.5.2-Determinazione delle forze sollecitanti nei nodi della capriata

Il valore delle forze sollecitanti i nodi è ottenuto come:

$$F_{1,1} = q_{d1} \cdot i_c + \text{peso proprio capriata} \cdot i_a$$

$$F_{1,2v} = q_{d2v} \cdot i_c + \text{peso proprio capriata} \cdot i_a$$

$$F_{1,2o} = q_{d2o} \cdot i_c$$

Dove q_d è il valore del carico di progetto gravante sull'arcareccio; i_c è l'interasse tra le capriate e i_a è la proiezione sull'orizzontale della distanza fra due nodi consecutivi della capriata (vedi fig.2.1.II).

Come valore del peso proprio capriata viene posto un valore di **0.6 kN/m** cautelativo per la combinazione 1 che spesso risulta la più gravosa.

I valori delle forze F_1 e F_2 ($=F_1/2$) e della reazione R esplicita dagli appoggi esterni (vedi fig.2.6) sono riportati in tabella 2.13 per le due differenti combinazioni di carico considerate (vedi tabella 2.9).

Tabella 2.13-Forze nei nodi e reazione degli appoggi

Combinazione	F₁ [kN]	F₂ [kN]	R [kN]
1	9.09	4.55	36.37
2v	-5.44	-2.72	-21.80
2o	0.78	0.39	0

2.5.3-Determinazione degli sforzi assiali nelle aste per la combinazione 1

Vengono di seguito riportati (tabella 2.14.I e figura 2.8.I) i valori degli sforzi normali sollecitanti le aste della capriata ottenuti risolvendo la travatura reticolare mediante il *metodo di equilibrio ai nodi* per la combinazione 1. Gli sforzi negativi rappresentano sforzi assiali di compressione per le membrature.

Tabella 2.14.I-Sforzi normali nelle aste per la combinazione di carico 1

Asta	Ned [kN]
AB - montante	-36.37
BC - diagonale	92.91
BD - corrente superiore	-92.13
CE - corrente inferiore	91.11
CD - montante	-18.21
DE - diagonale	19.33
DF - corrente superiore	-110.57
EG - corrente inferiore	109.35
EF - montante	-6.39
FG - diagonale	-4.65
FH - corrente superiore	-106.36
GI - corrente inferiore	105.19
GH - montante	2.08
HI - diagonale	-16.68
HL - corrente superiore	-92.22
IL - montante	18.17

* (in tabella gli sforzi negativi rappresentano sforzi di compressione)

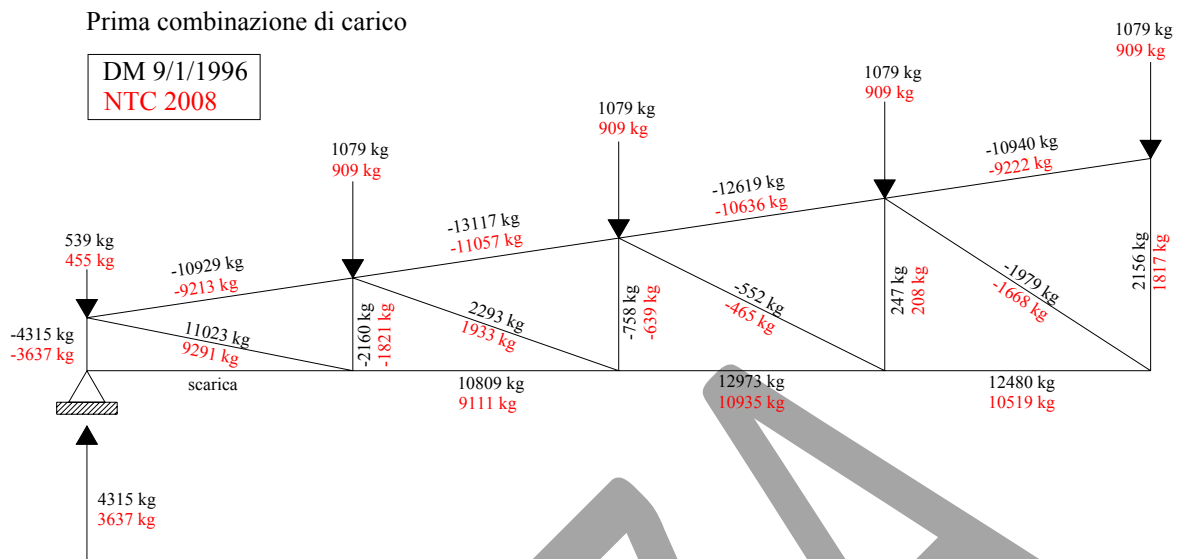


Figura 2.8.1-Sforzi assiali nelle aste per la combinazione di carico 1

Con riferimento alla prima combinazione di carico, che genera le maggiori sollecitazioni nelle membrature costituenti la capriata, è possibile effettuare il dimensionamento dei profili.

Si noti che per la combinazione di carico "2" si ha il cambiamento del segno della sollecitazione nelle aste in quanto tale combinazione di carico tende a massimizzare il carico da vento agente sulla copertura che è un carico rivolto verso l'alto e quindi di segno contrario. Pertanto anche se le sollecitazioni sono minori in valore assoluto è necessario in ogni tenerne conto per le verifiche delle aste compresse (soggette ad instabilità).

2.5.4-Dimensionamento profili

In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2008 (vedi § 4.2.4.1.3) in merito alla verifica di stabilità di aste compresse nelle NTC 2008, l'area della sezione trasversale del profilo necessaria a garantire il soddisfacimento di tale verifica è esprimibile mediante la relazione:

$$A_{nec} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{min} f_{yk}}$$

dove in prima approssimazione può porsi:

$$\chi_{min} = 0,5 \text{ per aste compresse;}$$

$$\chi_{min} = 1,0 \text{ per aste tese.}$$

I valori di A_{nec} sono riportati, per ogni tipologia di asta ed in relazione a quelle maggiormente sollecitate, in tabella 2.16.

Tabella 2.16- Aree necessarie ai fini della verifica di stabilità.

Tipo di asta	Asta con max N_{Ed}	N_{Ed} [kN]	χ_{min}	A_{nec} [cm ²]
Corrente superiore	DF	110.57	0,5	8.44
Corrente inferiore	EG	109.35	1	4.18
Montante	AB	36.37	0,5	2.78
Diagonale	BC	92.91	1	3.55

Definite tali aree necessarie verranno scelti, per le varie tipologie di asta, dei profili metallici tali che:

$$A \geq A_{nec}$$

2.5.4.3-Scelta dei profili

La scelta di effettuare i collegamenti mediante bulloni dal diametro di 12 mm (come si vedrà in seguito) porta a scegliere profili "bullonabili" nel rispetto dei limiti imposti sul diametro del foro anche sulla base di motivi tecnologici:

- 2 UPN 50 per le aste del corrente superiore;
- 2 L 30x50x5 per le aste del corrente inferiore;
- 2 L 50x5 per i montanti e i diagonali.

Le caratteristiche geometrico-meccaniche dei profili, singoli e accoppiati, vengono riportate nelle tabelle 2.17 e 2.18.

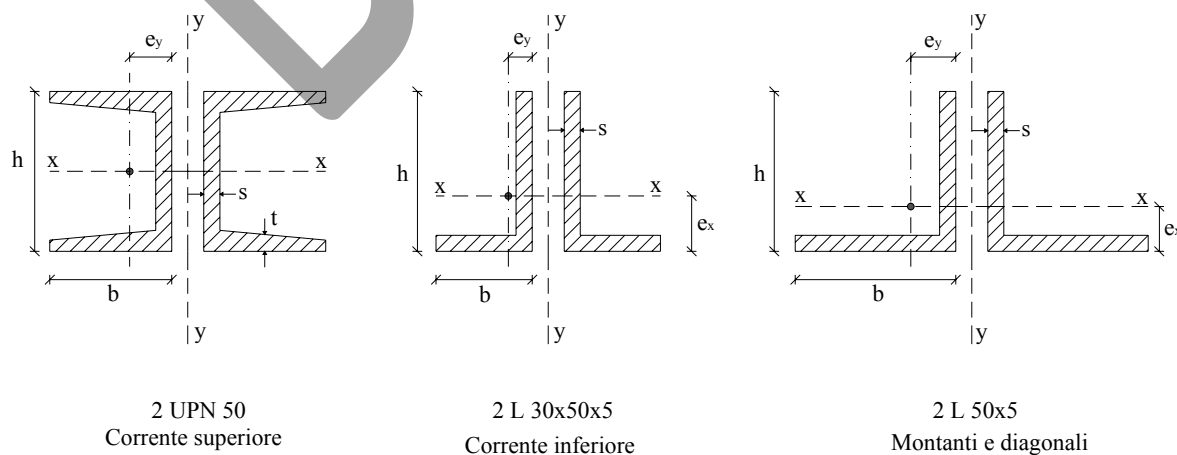


Figura 2.9-Profili scelti per la capriata

Tabella 2.17-Caratteristiche geometrico-meccaniche dei profili singoli

Profilo	h [mm]	b [mm]	s [mm]	t [mm]	A [cm ²]	P [kg/m]	ex [cm]	ey [cm]
UPN 50	50	38	5	7	7,12	5,59	-	1,37
L 30x50x5	50	30	5	-	3,78	2,96	1,73	0,74
L 50x50x5	50	50	5	-	4,80	3,77	1,40	1,40

Profilo	I_x [cm ⁴]	W_x [cm ³]	i_x [cm]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]	i_y [cm]
UPN 50	26,5	10,6	1,93	9,10	3,74	1,13
L 30x50x5	9,41	2,88	1,58	2,54	1,12	0,82
L 50x50x5	11,0	3,05	1,51	11,0	3,05	1,51

Tabella 2.18-Caratteristiche geometrico-meccaniche dei profili accoppiati

Tipo di asta	Profilo	A [cm ²]	P [kg/m]	I_x [cm ⁴]	i_x [cm]	I_y [cm ⁴]	i_y [cm]
<i>Corr.superiore</i>	2 UPN 50	14,24	11,18	53,00	1,93	68,00	2,19
<i>Corr.inferiore</i>	2 L 30x50x5	7,56	5,92	18,82	1,58	16,78	1,49
<i>Montanti e diagonali</i>	2 L 50x5	9,60	7,54	22,00	1,51	56,66	2,43

2.6-Collegamenti bullonati

2.6.1-Corrente superiore

Con riferimento alla prima combinazione di carico, nelle tabelle **2.19** e **2.20** sono riportati rispettivamente i valori degli sforzi assiali nelle aste e delle aliquote di sforzo da trasferire tramite bullonatura in corrispondenza dei nodi del corrente superiore.

Si noti (tab. **2.20**) che il nodo più sollecitato è il **nodo L** e pertanto la bullonatura verrà progettata con riferimento allo sforzo N_L .

Tabella 2.19-Sforzi nelle aste del corrente superiore secondo NTC 2008

	NTC 2008
NBD [kN]	92.13
NDF [kN]	110.57
NFH [kN]	106.36
NHL [kN]	92.22

Tabella 2.20-Sforzi nei nodi del corrente superiore secondo NTC 2008

	NTC 2008
NB = NBD [kg]	92.13
ND = NDF-NDB [kg]	18.44
NF = NFD-NFH [kg]	4.21
NH = NHF-NHL [kg]	14.14
NL = NLH [kg]	92.22

Con riferimento alle prescrizioni riportate nelle NTC 2008 (§ 4.2.8.1) in merito alle unioni bullonate, la verifica a taglio di un' unione risulta soddisfatta se viene verificato che:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} \leq 1$$

Dove $F_{v,Ed}$ rappresenta la forza tagliante che agisce sul gambo del bullone per ogni piano di contatto del collegamento e $F_{v,Rd}$ rappresenta invece la resistenza a taglio per ogni piano di contatto che interseca il gambo del bullone e che può essere valutata come:

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

in cui f_{tb} è la resistenza a rottura del bullone, A_b l'area nominale del gambo e γ_{M2} un opportuno coefficiente di sicurezza che assume il valore di **1,25**.

Ponendo l'uguaglianza:

$$F_{v,Ed} = F_{v,Rd}$$

si ottiene la relazione:

$$n_b = \frac{N_{Ed} \gamma_{M2}}{0,6 f_{tb} n_r A_b}$$

attraverso la quale ipotizzando la classe e il diametro dei bulloni è possibile ricavare il numero di bulloni necessario (vedi tabella).

db [cm]	classe	ftb [kN/cm ²]	Ab [cm ²]	nr	Ned [kg]	nb teorico	nb reale
1,2	5.6	50	1,13	2	92.22	1,70	2

Le NTC 2008 prescrivono per la verifica a rifollamento che venga soddisfatta la:

$$F_{b,Ed} / F_{b,Rd} \leq 1$$

dove $F_{b,Rd}$ rappresenta la resistenza di calcolo a rifollamento e che può essere assunta pari a:

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

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone;

t è lo spessore minimo degli elementi collegati;

f_{tk} è la resistenza a rottura degli elementi collegati;

$$\alpha = \min \left\{ \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right); \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\}; \quad \text{per bulloni interni (è la più gravosa nell'ipotesi } p_1=e_1)$$

$$k = \min \left\{ \left(\frac{2,8 e_2}{d_0} - 1,7 \right); 2,5 \right\}, \quad \text{per bulloni di bordo}$$

essendo p_1 ed e_2 indicati in figura **2.10** e d_0 il diametro del foro di alloggiamento del bullone.

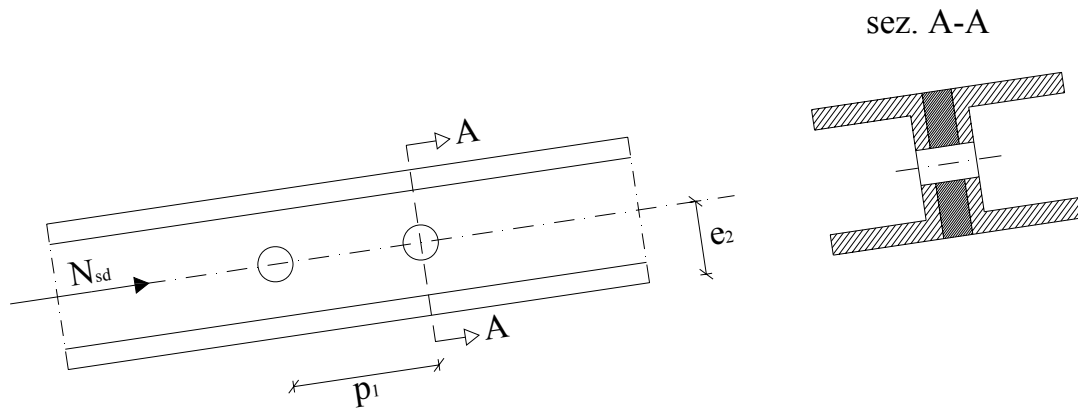


Figura 2.10-Distanze dai bordi e interassi

Bisogna inoltre rispettare per e_2 e p_1 i seguenti limiti forniti dalla normativa:

$$1,2 d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40\text{mm};$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}).$$

Nel caso in esame :

$$d_0 = 1,3 \text{ cm}$$

nell'ipotesi di diametro del bullone $d = 1,2\text{cm}$;

$$e_2 = h_{\text{prof}} / 2 = 2,5 \text{ cm};$$

$$p_1 = 2,2 d_0 = 2,86 \text{ cm}$$

per una valutazione più restrittiva della resistenza a rifollamento dell'unione;

$$f_{tk} = 43 \text{ kN/cm}^2$$

per elementi collegati in acciaio FE 275;

$$f_{tb} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

nell'ipotesi di bulloni di classe 5.6;

$$\alpha = 0,48 ;$$

$$k = 2,5.$$

I risultati della verifica a rifollamento sono riportati nella tabella proposta di seguito.

k	α	f_{tk} [kN/cm ²]	d [cm]	t [cm]	$F_{b,Ed} = N_{sd}/n_b$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$\gamma = F_{b,Rd}/F_{b,Ed}$
2,5	0,48	43	1,2	1,0	46.11	49.88	1,08

2.6.2 -Corrente inferiore

Con riferimento alla prima combinazione di carico, nelle tabelle **2.21** e **2.22** sono riportati rispettivamente i valori degli sforzi assiali nelle aste e delle aliquote di sforzo da trasferire tramite bullonatura in corrispondenza dei nodi del corrente inferiore.

Si noti (tab. **2.22**) che il nodo più sollecitato è il **nodo I** e pertanto la bullonatura verrà progettata con riferimento allo sforzo N_I .

Tabella 2.21-Sforzi nelle aste del corrente inferiore secondo NTC 2008

	NTC 2008
NCE [kN]	91.11
NEG [kN]	109.35
NGI [kN]	105.19

Tabella 2.22-Sforzi nei nodi del corrente inferiore secondo NTC 2008

	NTC 2008
Nc = NCE [kN]	91.11
NE = NEG - NEC [kN]	18.24
NG = NGE - NGI [kN]	4.16
NI = NIG [kN]	105.19

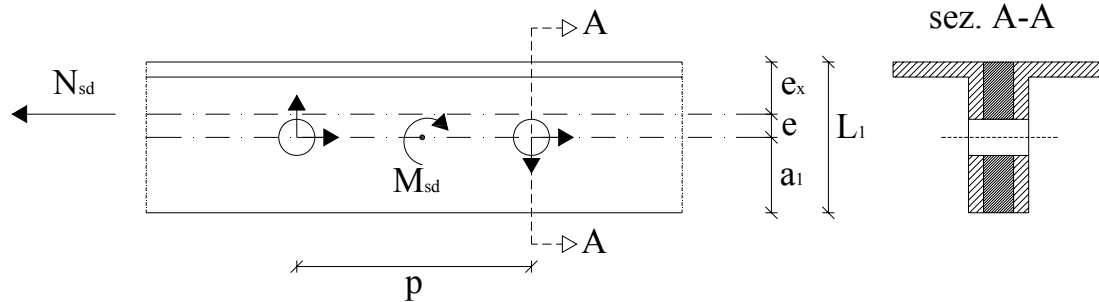
Per le aste del corrente inferiore sono stati scelti due profili angolari a lati disuguali 30x50x5.

Ciò comporta la nascita di un momento parassita (M_{sd}) dovuto alla eccentricità (e) tra l'asse baricentrico del profilo accoppiato e l'asse della bullonatura (vedi fig. **2.11**), che deve essere assorbito mediante la disposizione di almeno due bulloni.

Definito il profilo, e quindi le grandezze e_x e a_1 indicate in figura, l'eccentricità è ottenibile come:

$$e = L_1 - e_x - a_1$$

dove L_1 rappresenta l'altezza del lato lungo dell'angolare.



L1 [cm]	a1 [cm]	ex [cm]	e [cm]
5,0	2,50	1,73	0,77

Figura 2.11-Eccentricità fra l'asse baricentrico del profilo e l'asse della bullonatura

Per effetto dell'eccentricità fra l'asse del profilo e quello della bullonatura (vedi fig. 2.11), i bulloni per il collegamento devono assorbire le sollecitazioni riportate nella tabella proposta nel seguito.

N _{Ed} [kN]	M _{Ed} = N _{Ed} · e [kN·cm]
105.2	81

Volendo ricorrere a **2 bulloni Φ12/classe 5.6**, le verifiche a taglio e rifollamento risultano soddisfatte per un passo di **7,0 cm** considerando una forza assorbita da ciascun bullone del collegamento, ottenuta nell'ipotesi che la piastra per il collegamento sia infinitamente rigida, pari a:

$$F_b = \sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{n_b}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{p}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{105.2}{2}\right)^2 + \left(\frac{81}{7}\right)^2} = 53.86 \text{ kN} .$$

I risultati delle verifiche sono brevemente riportati nelle tabelle proposte di seguito.

Verifica a taglio (2 bulloni Φ12/classe 5.6 con p = 7 cm)

F _{b,Ed} [kN]	nr	A _b [cm ²]	F _{v,Ed} =F _{b,Ed} /nr [kN]	f _{tb} [kN/cm ²]	F _{v,Rd} [kN]	γ=F _{v,Rd} /F _{v,Ed}
53.86	2	1,13	26.93	50	27.13	1,01

Verifica a rifollamento (2 bulloni Φ12/classe 5.6 con p = 7 cm)

k	α	f _{tk}	d	t [cm]	F _{b,Ed} [kN]	F _{b,Rd} [kN]	γ=F _{b,Rd} /F _{b,Ed}
---	---	-----------------	---	--------	------------------------	------------------------	--

		[kN/cm ²]	[cm]				
2,5	1,00	43	1,2	1,0	53.86	103.2	1,92

Per il valore di α si è ipotizzato $e_1 = 3d_0$. Essendo $\gamma = 1.92$ maggiore dell'unità c'è margine per ridurre e_1 se si ritiene necessario.

BOLZA

2.6.3-Montanti

Il montante più sollecitato è l'asta A-B. Per la prima combinazione di carico si ha $N_{AB} = 36.37$ kN. Anche per i montanti (angolari a lati uguali 50x5) l'eccentricità tra l'asse baricentrico del profilo accoppiato e l'asse della bullonatura, detto anche *asse di truschino*, (vedi fig. 2.12) comporta la nascita di un momento parassita (M_{sd}) che deve essere assorbito mediante la disposizione di almeno due bulloni.

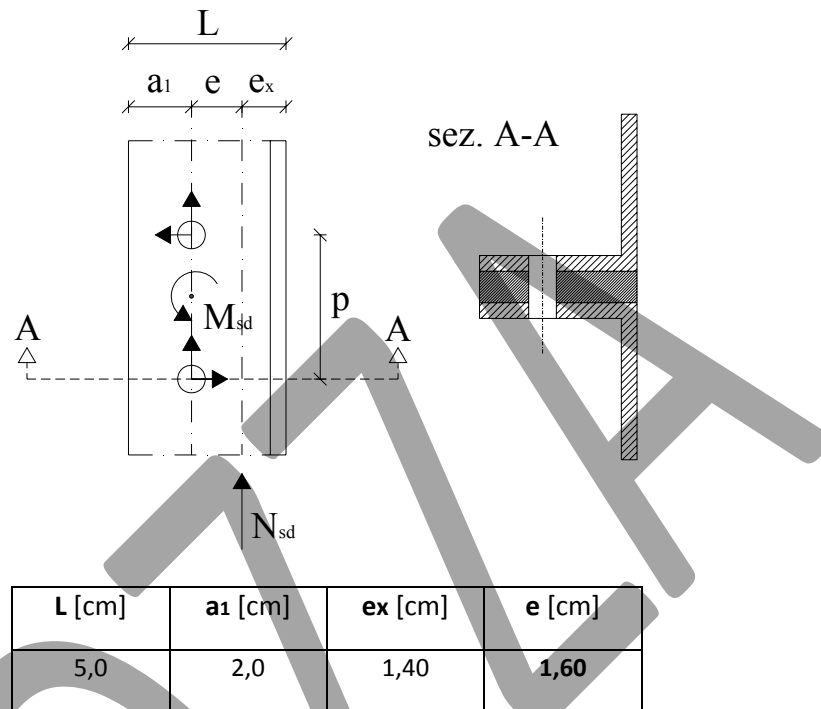


Figura 2.12-Eccentricità fra l'asse baricentrico del profilo e l'asse della bullonatura

Per effetto dell'eccentricità fra l'asse del profilo e quello della bullonatura (vedi fig. 2.12), i bulloni per il collegamento devono assorbire le sollecitazioni riportate in tabella.

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e$ [kN·cm]
36.37	58.19

Si ipotizza di disporre **2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6**. La forza sollecitante ogni bullone sarà:

$$F_b = \sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{n_b}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{p}\right)^2}$$

Limitazioni sul passo : $2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm})$

e quindi: $2,86 \text{ cm} \leq p_1 \leq 14 \text{ cm}$

Si ipotizza : $p_1 = 5 \text{ cm}$.

Verifica a taglio (2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6 con $p = 5 \text{ cm}$)

$F_{b,Ed}$ [kN]	nr	A_b [cm ²]	$F_{v,Ed}=F_{b,Ed}/nr$ [kN]	f_{tb} [kN/cm ²]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$\gamma=F_{v,Rd}/F_{v,Ed}$
21.59	2	1,13	10.79	50	27.13	2,51

Verifica a rifollamento (2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6 con $p = 5 \text{ cm}$)

k	α	f_{tk} [kN/cm ²]	d [cm]	t [cm]	$F_{b,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$\gamma=F_{b,Rd}/F_{b,Ed}$
2,5	1,0	43	1,2	1,0	21.59	103.2	4,78

Per il valore di α si è ipotizzato $e_1 = 3d_0$. Essendo $\gamma = 4.78$ molto maggiore dell'unità c'è margine per ridurre e_1 se si ritiene necessario.

2.6.4-Diagonali

Il diagonale più sollecitato è l'asta B-C Per la prima combinazione di carico si ha $N_{BC} = 92.91 \text{ kN}$.

Anche per i diagonali sono stati scelti due angolari a lati uguali 50x5 e quindi valgono le stesse considerazioni effettuate in precedenza per le aste del corrente inferiore e per i montanti in merito alla disposizione di almeno due bulloni in grado di assorbire il momento parassita dovuto all'eccentricità tra l'asse della membratura e l'asse di truschino (vedi fig. 2.13).

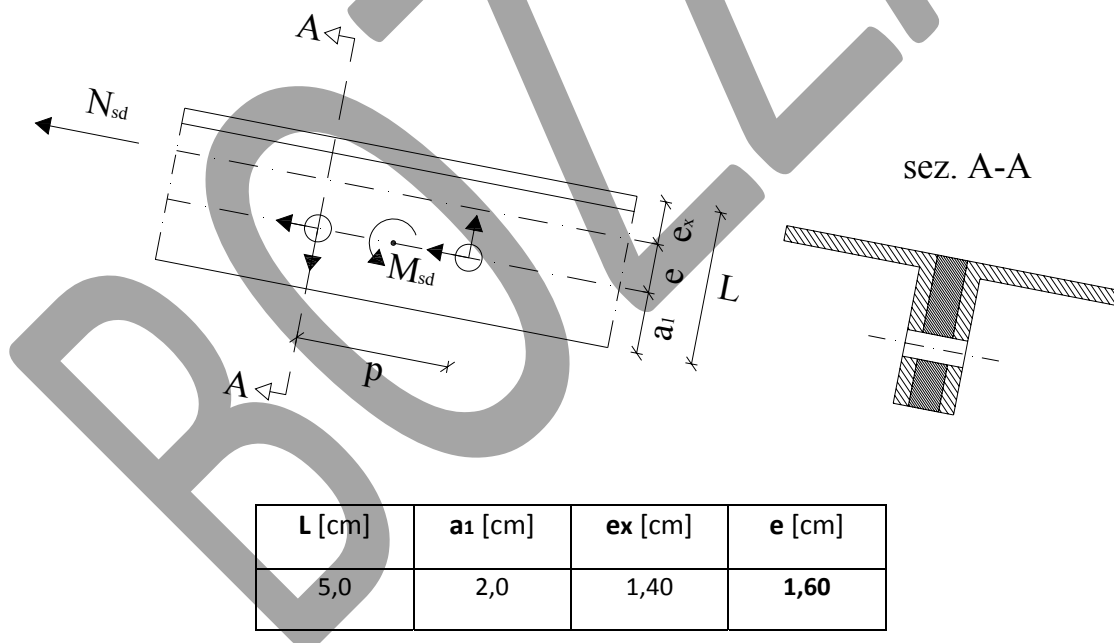


Figura 2.13-Eccentricità fra l'asse baricentrico del profilo e l'asse della bullonatura

Per effetto dell'eccentricità fra l'asse del profilo e quello della bullonatura (vedi fig. 2.13), i bulloni per il collegamento devono assorbire le sollecitazioni riportate in tabella.

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e$ [kN·cm]
92.91	148.86

Volendo ricorrere a **2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6**, la forza sollecitante ogni bullone sarà:

$$F_b = \sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{n_b}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{2p}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{92.91}{2}\right)^2 + \left(\frac{148.86}{2 \cdot 6,0}\right)^2} = 48.08 \text{ kN}$$

e dalle tabelle riportate nel seguito si può osservare che sia la verifica a taglio che quella a rifollamento risultano soddisfatte per un passo di **6,0 cm**.

Verifica a taglio (2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6 con $p = 6 \text{ cm}$)

F_{b,Ed} [kN]	n_r	A_b [cm ²]	F_{v,Ed}=F_{b,Ed}/n_r [kN]	f_{tb} [kN/cm ²]	F_{v,Rd} [kN]	γ=F_{v,Rd}/F_{v,Ed}
48.08	2	1,13	24.04	50	27.13	1,13

Verifica a rifollamento (2 bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6 con $p = 6 \text{ cm}$)

k	α	f_{tk} [kN/cm ²]	d [cm]	t [cm]	F_{b,Ed} [kN]	F_{b,Rd} [kN]	γ=F_{b,Rd}/F_{b,Ed}
2,5	1,00	43	1,2	1,0	48.08	103.20	2,15

Per il valore di α si è ipotizzato $e_1 = 3d_0$. Essendo $\gamma = 2.15$ maggiore dell'unità c'è margine per ridurre e_1 se si ritiene necessario.

La tabella **2.25**, proposta nel seguito, riporta (per ogni tipologia di asta) il numero di bulloni necessario per le verifiche a taglio e a rifollamento dei collegamenti. In parentesi viene inoltre riportato il passo adottato ai fini di tali verifiche.

Si precisa che il numero di bulloni e/o il passo potrebbe essere rivalutato in seguito alle verifiche dei fazzoletti di nodo che verrà condotta in seguito.

Tabella 2.25-Bulloni necessari ai fini delle verifiche a taglio e rifollamento

Tipologia di asta	n _b necessario
	NTC 2008
Corrente superiore	2 ($p_1=2,86\text{ cm}$)
Corrente inferiore	2 ($p_1=7\text{ cm}$)
Montanti	2 ($p_1=5\text{ cm}$)
Diagonali	2 ($p_1=6\text{ cm}$)

Si precisa che il numero di bulloni e/o il passo potrebbe essere rivisto in seguito alle verifiche dei fazzoletti di nodo che verranno condotte nel seguito.

2.6.5-Verifica dei fazzoletti di nodo

Le verifiche vengono condotte per i **nodi L,B e I**.

Il nodo L infatti, come abbiamo già visto in sede di progettazione delle bullonature, è il nodo del corrente superiore più sollecitato così come il nodo I rappresenta il nodo più sollecitato per il corrente inferiore della capriata.

Il nodo B viene verificato infine in quanto convergono in esso il montante e il diagonale più sollecitati rappresentati rispettivamente dalle aste AB e BC.

Le verifiche (elastiche) vengono condotte nell'ipotesi che lo sforzo si diffonda all'interno della piastra di attacco con un **angolo di diffusione di 30°** rispetto all'asse della bullonatura.

Ai fini di tali verifiche, vengono riportati in tabella **2.26** i limiti da rispettare per la posizione dei bulloni in corrispondenza della piastra di attacco (dipendenti dal diametro dei bulloni e dallo spessore degli elementi collegati, vedi 4.2.XIII delle NTC2008).

Tabella 2.26-Distanze dai bordi ed interassi

Distanza dal bordo libero in direzione della forza	$1,56\text{cm} \leq e_1 \leq 8\text{cm}$
Distanza dal bordo libero in direzione perpendicolare alla forza	$1,56\text{cm} \leq e_2 \leq 8\text{cm}$
Passo in direzione della forza	$2,86\text{cm} \leq p_1 \leq 14\text{cm}$

2.6.5.1-Verifica del nodo L

In figura **2.14** viene riportato un particolare qualitativo del nodo L in cui viene evidenziato il meccanismo ipotizzato per la diffusione dello sforzo (a 30°) in corrispondenza della piastra di attacco.

Inoltre vengono riportati in tabella **2.27** i valori degli sforzi assiali sollecitanti le aste HL ed LI (convergenti nel nodo).

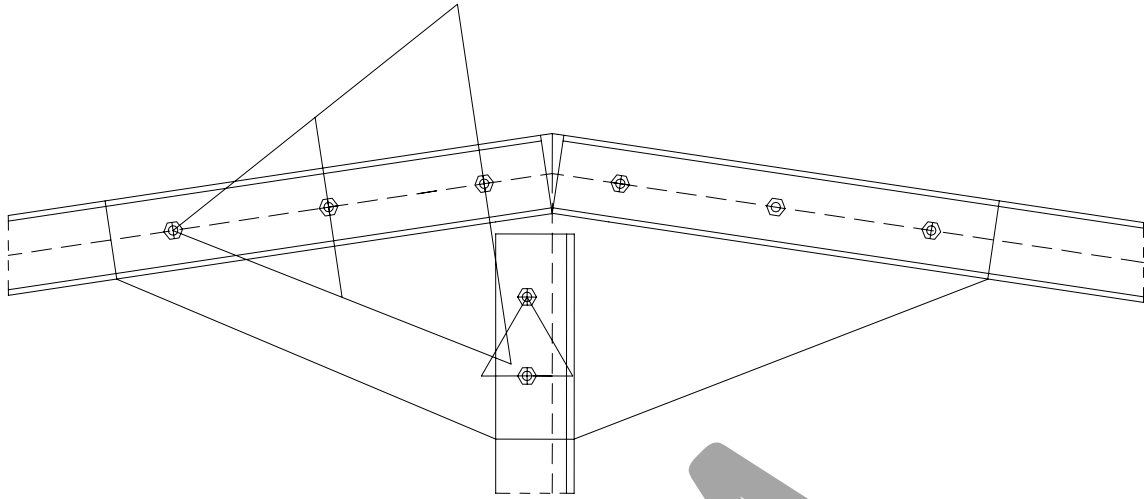


Figura 2.14-Particolare del nodo L

Tabella 2.27-Sforzi assiali per le aste convergenti nel nodo L

	NTC 2008
N_{LH} [kN]	92.22
N_{Li} [kN]	18.17

ASTA L-H

Nel dimensionamento della bullonatura eseguito secondo l'approccio delle NTC 2008 si è ottenuto un numero di bulloni necessario a garantire il trasferimento dello sforzo pari a 2.

Tuttavia in sede di verifica dei fazzoletti si è notato che, aumentando il passo fino ai limiti consentiti (14 cm), la verifica di resistenza dell'unica sezione resistente offerta dalla piastra di attacco non risulta mai soddisfatta. Tale verifica viene illustrata nel seguito.

In figura **2.15** viene indicata con h_1 l'altezza della sezione resistente offerta dalla piastra d'attacco per effetto della diffusione dello sforzo a 30° .

Tale altezza è ottenibile come:

$$h_1 = h'_1 + a_1$$

dove:

$$h'_1 = p \tan 30^\circ;$$

$$a_1 = h_{\text{prof}} / 2.$$

Nel caso in cui si decida di ricorrere ad un passo di 14 cm si ottiene che:

$$h_1 = 14 \tan 30^\circ + 2,5 = 10,58 \text{ cm.}$$

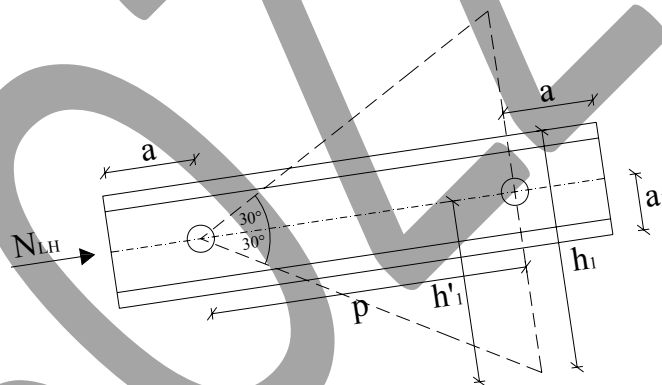


Figura 2.15-Determinazione dell'altezza h_1 della sezione resistente

Individuata l'altezza della sezione resistente è possibile definire, noti lo spessore della piastra e il diametro del foro, la geometria della sezione resistente (riportata in figura **2.16**).

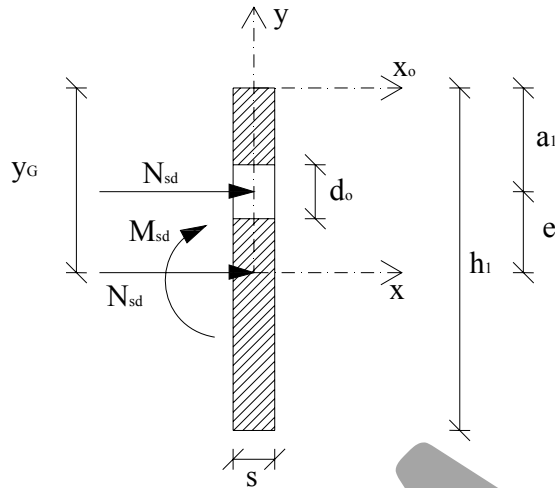


Figura 2.16-Geometria della sezione resistente offerta dalla piastra d'attacco

Nell'ipotesi che lo sforzo venga trasferito in corrispondenza dell'asse di truscino, la sezione resistente risulta sollecitata da presso-flessione retta.

Esiste infatti una certa eccentricità (denotata con "e" in fig. 2.16) tra il baricentro della sezione e il polo di applicazione dello sforzo N_{LH} che comporta la nascita di un'azione flettente data da:

$$M_{sd} = N_{sd} \cdot e$$

Pertanto la verifica (in campo elastico) della sezione si condurrà controllando che nella corda più sollecitata (in corrispondenza del lembo superiore) sia soddisfatta la relazione:

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} y_G \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:

A_{net} rappresenta la differenza tra l'area lorda della sezione e l'area del foro;

y_G individua la distanza del baricentro della sezione netta dall'asse x_0 (vedi fig. 2.16);

I_x rappresenta il momento d'inerzia della sezione netta rispetto all'asse orizzontale passante per il baricentro di quest'ultima;

f_{yk} rappresenta il valore caratteristico della tensione di snervamento del materiale costituente la piastra di attacco (2750 kg/cm²);

γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale da assumere pari a 1,05.

La posizione del baricentro della sezione netta può essere determinata mediante la relazione:

$$y_G = \frac{S_{x0}}{A_{net}}$$

dove S_{x_0} rappresenta il momento statico della sezione netta rispetto all'asse X_0 (vedi fig. 2.16).

Per $p = 14 \text{ cm}$ si ha che:

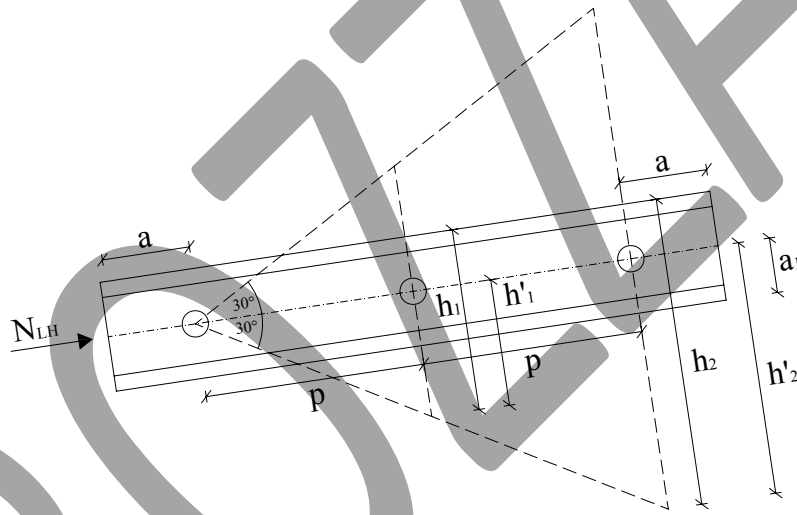
s [cm]	h_1 [cm]	do [cm]	A_{net} [cm ²]	S_{x_0} [cm ³]	y_G [cm]	I_x [cm ⁴]	e [cm]
1,0	10,58	1,3	9,28	52,75	5,68	85,42	3,18

e quindi la verifica di resistenza non risulta soddisfatta come illustrato di seguito:

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} y_G = \frac{92,22}{9,28} + \frac{92,22 \cdot 3,18}{85,42} \cdot 5,68 = 295 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Non potendo agire sul passo della bullonatura si ipotizza di ricorrere a tre bulloni $\Phi 12$ /classe 5.6.

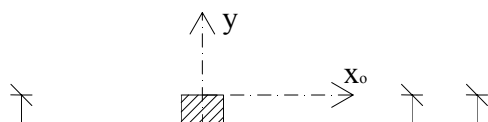
Nel caso in cui si decida di ricorrere a 3 bulloni $\Phi 12$, la piastra d'attacco offre due sezioni resistenti di altezza h_1 e h_2 (vedi fig. 2.17 e tab. 2.28).



	$a_1 = h_{prof} / 2$ [cm]	p [cm]	h'_1 [cm]	h_1 [cm]	h'_2 [cm]	h_2 [cm]
NTC 2008	2,5	10,0	5,78	8,27	11,55	14,05

Figura 2.17-Determinazione delle sezioni resistenti offerte dalla piastra di attacco

Verifica per la prima sezione resistente



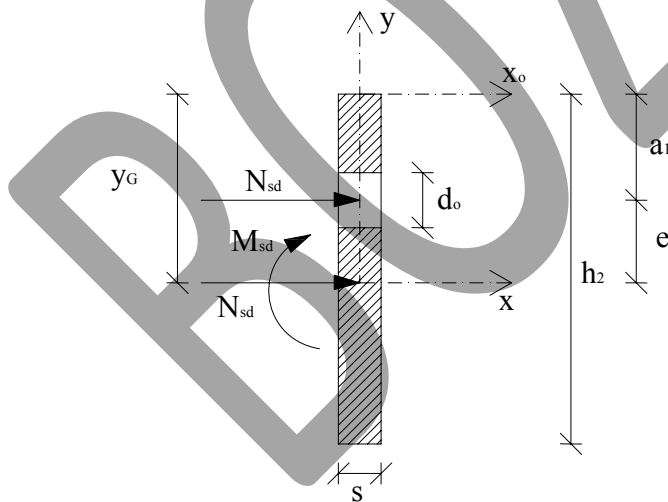
s	1,0 cm
a_1	2,5 cm

h_1	8,27 cm
d_o	1,3 cm
A_{net}	6,97 cm ²
S_{x_o}	30,98 cm ³
y_G	4,44 cm
I_x	42,11 cm ⁴
e	1,94 cm

$$\sigma = \frac{(2/3)N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} y_G = \frac{(2/3) \cdot 92,22}{6,97} + \frac{(2/3) \cdot 92,22 \cdot 1,94}{42,11} \cdot 4,44 = 214 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = 214 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 1,22$$

Verifica per la seconda sezione resistente



s	1,0 cm
a_1	2,5 cm
h_2	14,05 cm
d_o	1,3 cm
A_{net}	12,75 cm ²
S_{x_o}	95,41 cm ³
y_G	7,48 cm
I_x	198,49 cm ⁴
e	4,98 cm

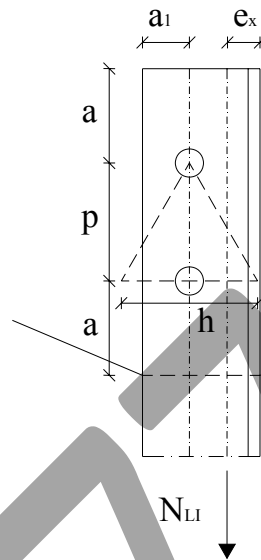
$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} y_G = \frac{92,22}{12,75} + \frac{92,22 \cdot 4,98}{198,49} \cdot 7,48 = 246 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = 246 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 1,07$$

ASTA L-I

Nel dimensionamento delle bullonature si è ottenuto per i montanti un numero di bulloni necessario a garantire la trasmissione dello sforzo pari a 2 con un passo di 5,0 cm. La verifica del fazzoletto verrà quindi effettuata per l'unica sezione resistente di altezza **h** (vedi fig. 2.18) che è definita come:

$$h = 2 p \tan 30^\circ$$



ex [cm]	a1 [cm]	p [cm]	h [cm]
1,40	2,0	5,0	5,77

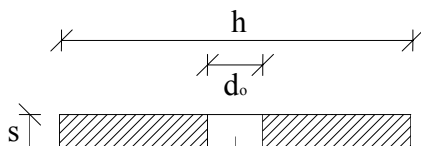
Figura 2.18-Determinazione della sezione resistente offerta dalla piastra d'attacco

In questo caso la sezione risulta sollecitata da uno sforzo di trazione centrato e pertanto la verifica verrà condotta verificando che:

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} \leq f_{yd}$$

con:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{con } \gamma_{M0} = 1,05)$$



s	1,0 cm
h	5,77 cm

d_o	1,3 cm
A_{net}	4,47 cm ²

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} = \frac{18.17}{4,47} = 40.62 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 6,45$$

2.6.5.2-Verifica del nodo B

In figura 2.19 viene riportato un particolare qualitativo del nodo B ed in tabella 2.28 i valori degli sforzi assiali sollecitanti le aste BA, BC e BD (aste convergenti nel nodo).

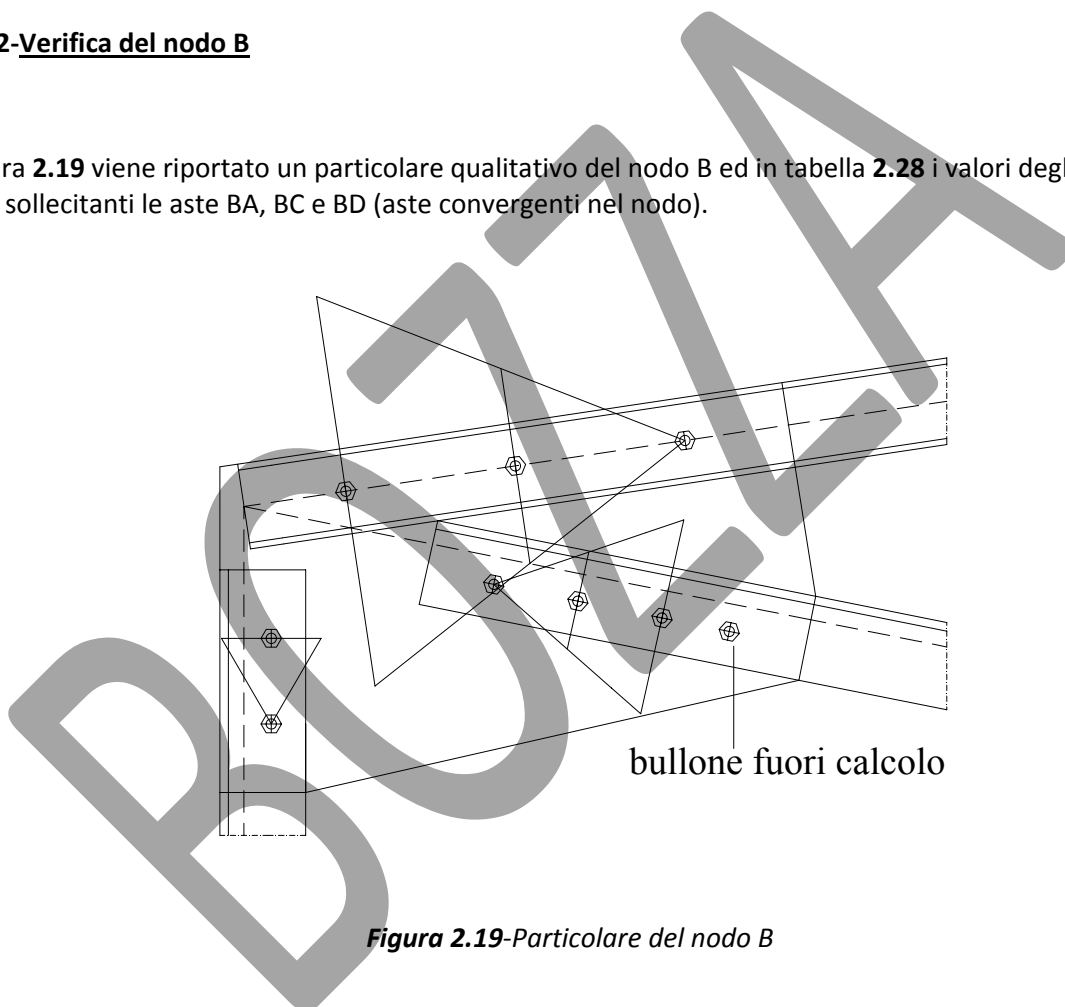


Figura 2.19-Particolare del nodo B

Tabella 2.28-Sforzi assiali per le aste convergenti nel nodo B

	NTC 2008
N_{BA} [kN]	36.37
N_{BC} [kN]	92.92
N_{BD} [kN]	92.13

Viene omessa la verifica in corrispondenza dell'asta BD in quanto analoga a quella condotta per l'asta LH (più sollecitata).

ASTA B-A

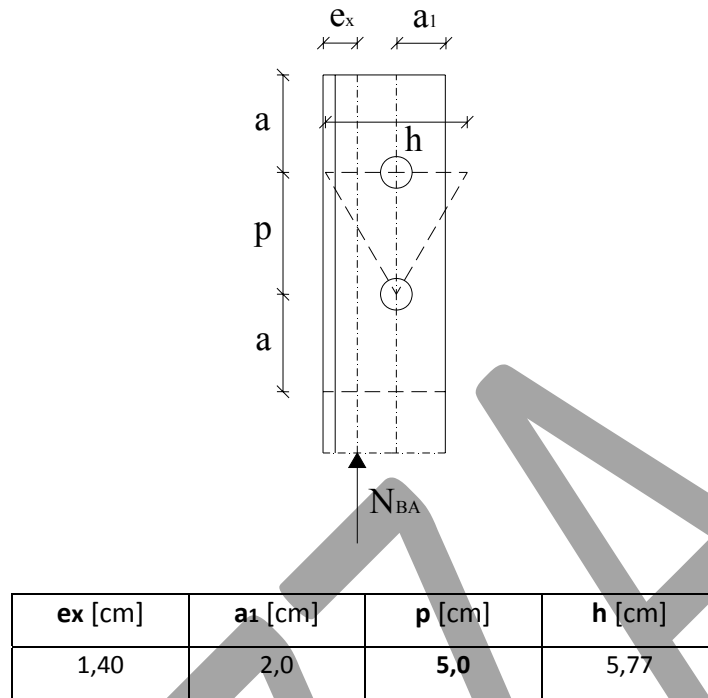
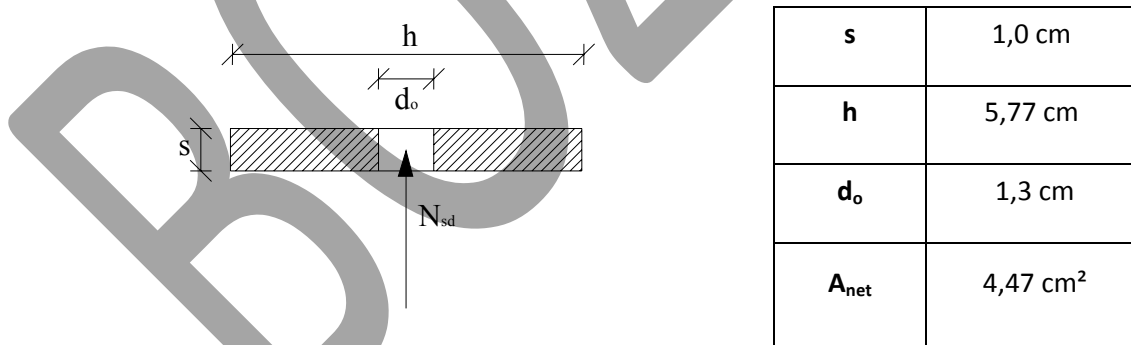


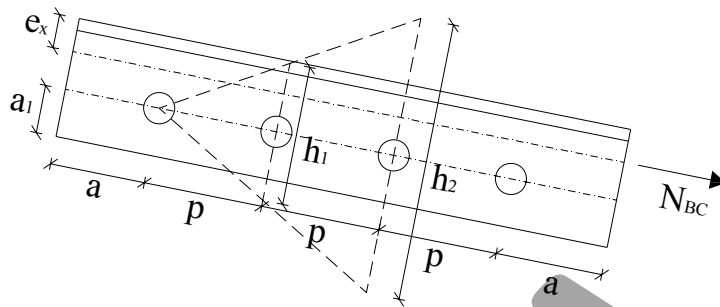
Figura 2.20-Determinazione della sezione resistente



$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} = \frac{36,37}{4,47} = 81,3 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 3,22$$

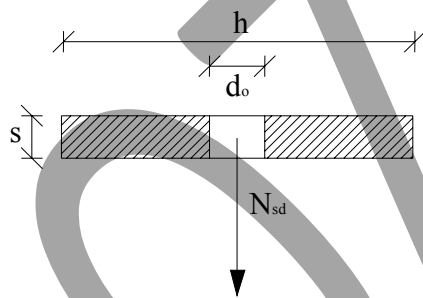
ASTA B-C

Nel dimensionamento delle bullonature si è ottenuto per i diagonali un numero di bulloni necessario a garantire la trasmissione dello sforzo pari a 2 con un passo di 6,0 cm.



	ex [cm]	a1 [cm]	p [cm]	h1 [cm]	h2 [cm]
NNT 2008	1,40	2,0	6,0	6,93	-

Figura 2.21-Determinazione delle sezioni resistenti

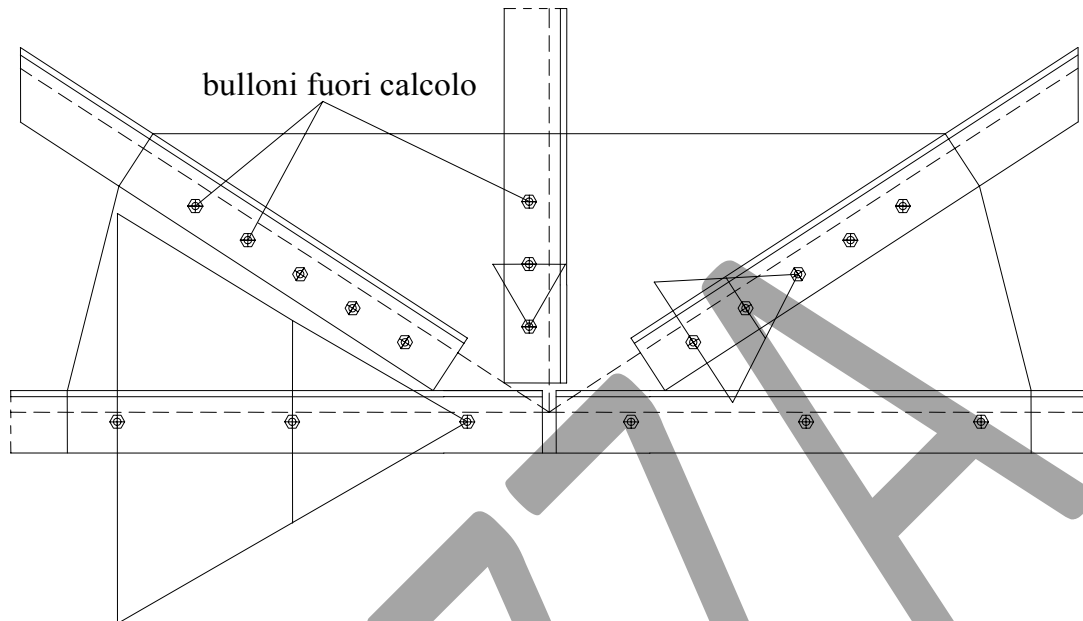


s	1,0 cm
h	6,93 cm
do	1,3 cm
A_{net}	5,63 cm ²

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} = \frac{92,92}{5,63} = 165,1 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 1,59$$

2.6.5.3-Verifica del nodo I

In figura 2.22 viene riportato un particolare qualitativo del nodo I ed in tabella 2.29 i valori degli sforzi assiali sollecitanti le aste IG, IH e IL (aste convergenti nel nodo).



2.22-Particolare del nodo I

Figura

Tabella 2.29- Sforzi assiali per le aste convergenti nel nodo I

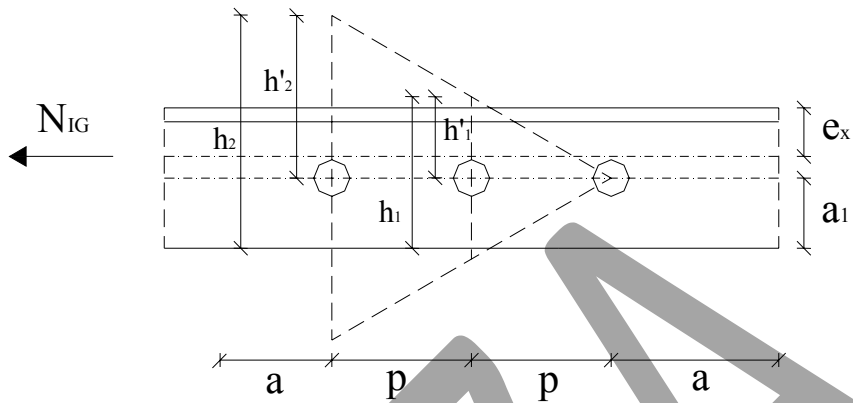
	NNT
N_{IG} [kN]	105.19
N_{IH} [kN]	16.68
N_{IL} [kN]	18.17

Vengono omesse le verifiche della piastra d'attacco in corrispondenza delle aste IH (diagonale) e IL (montante) in quanto analoghe a quelle effettuate si per le aste BC (diagonale più sollecitato) e BA (montante più sollecitato).

Si riporta quindi nel seguito la verifica della piastra di nodo in corrispondenza dell'asta IG (corrente inferiore).

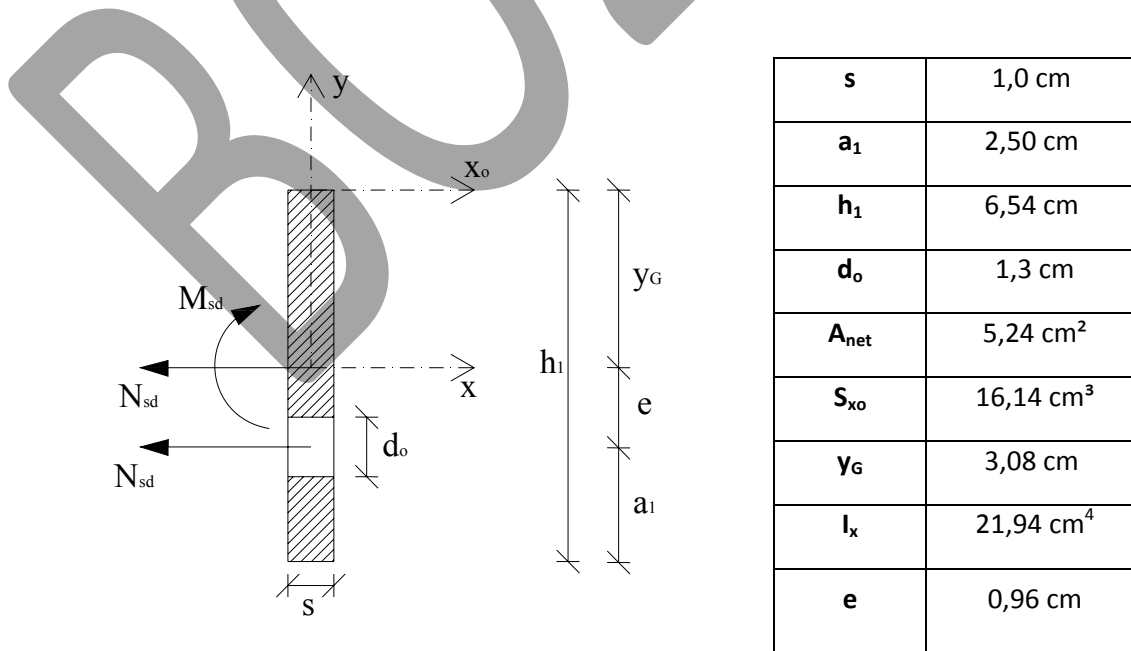
ASTA I-G

Nel dimensionamento delle bullonature si è ottenuto per le aste del corrente inferiore un numero di bulloni necessario a garantire la trasmissione dello sforzo pari a 2 con un passo di 7,0 cm.



	a1 [cm]	p[cm]	h'1 [cm]	h1 [cm]	h'2 [cm]	h2 [cm]
NNT 2008	2,5	7,0	4,04	6,54	-	-

Figura 2.23-Determinazione delle sezioni resistenti



$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} (h_1 - y_G) = \frac{105.19}{5,24} + \frac{105.19 \cdot 0,96}{21,94} \cdot (6,54 - 3,08) = 360.35 \frac{N}{mm^2}$$

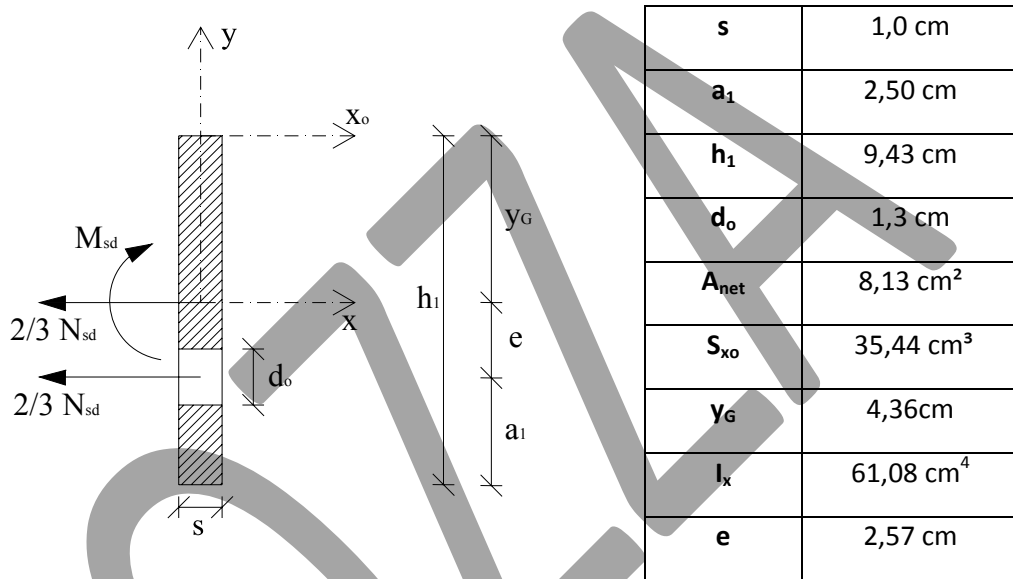
La verifica pertanto non risulta soddisfatta.

Aumentando il passo fino al limite consentito dalle NTC 2008 (14 cm) la verifica dell'unica sezione resistente risulta ancora non soddisfatta.

E' necessario quindi aumentare il numero di bulloni per il collegamento.

Ipotizzando di ricorrere quindi a 3 bulloni $\Phi 12$, le verifiche di entrambe le sezioni resistenti risultano soddisfatte per $p = 12,0 \text{ cm}$.

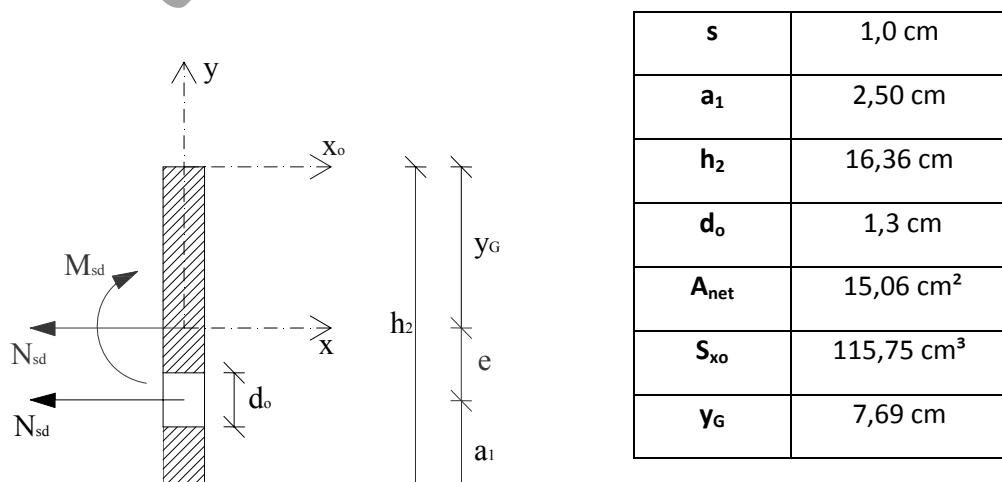
Prima sezione resistente (determinata con $p = 12 \text{ cm}$)



$$\sigma = \frac{(2/3)N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} (h_1 - y_G) = \frac{(2/3) \cdot 105,19}{8,13} + \frac{(2/3) \cdot 105,19 \cdot 2,57}{61,08} \cdot (9,43 - 4,36)$$

$$\sigma = 235,72 \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{\text{mm}^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 1,11$$

Seconda sezione resistente (determinata con $p=12 \text{ cm}$)



I_x	315,01 cm ⁴
e	6,17 cm

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{net}} + \frac{M_{sd}}{I_x} (h_2 - y_G) = \frac{105,19}{15,06} + \frac{105,19 \cdot 6,17}{315,01} \cdot (16,36 - 7,69) = 248 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = 248,4 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 262 \frac{N}{mm^2} \implies \gamma = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sigma} = 1,05$$

Vengono infine riportati (in tabella **2.30**) il numero di bulloni necessario ed il passo da garantire per soddisfare la verifica di resistenza delle piastre di attacco ai nodi.

Tabella 2.30-Bulloni ed interassi necessari ai fini delle verifiche di resistenza dei fazzoletti

Tipologia di asta	n _b necessario
	NTC 2008
Corrente superiore	3 (p₁=10 cm)
Corrente inferiore	3 (p₁=12 cm)
Montanti	2 (p₁=5 cm)
Diagonali	2 (p₁=6 cm)

2.7-Colonne

In figura 2.24 viene riportato lo schema statico semplificato considerato per il progetto delle colonne.

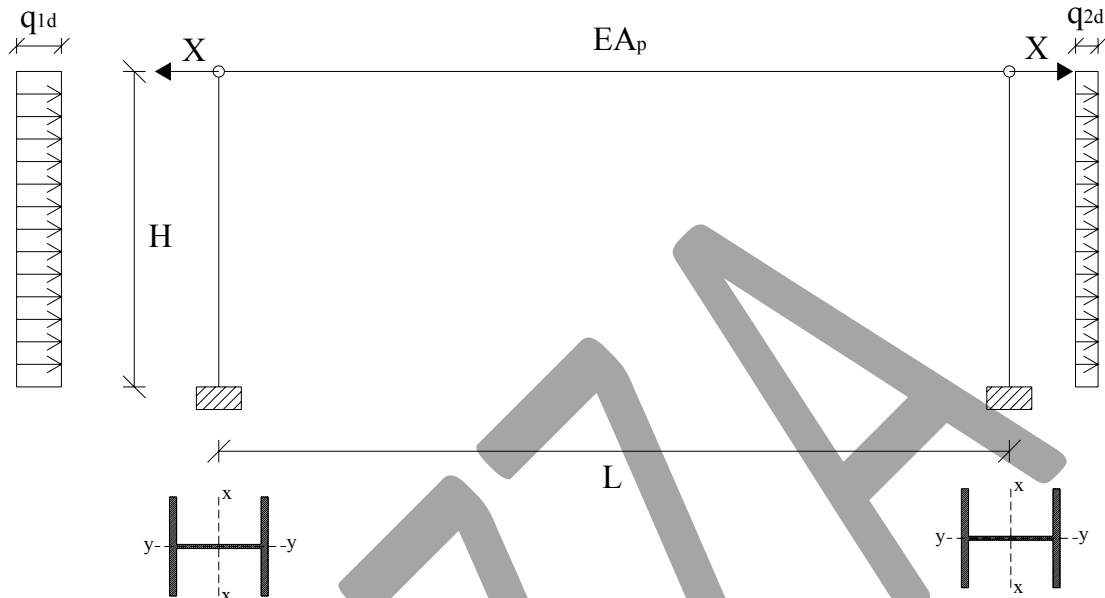


Figura 2.24-Schema statico semplificato per le colonne

Con riferimento a questo schema statico, la capriata viene assimilata ad un pendolo di rigidezza estensionale EA_p .

L'area del pendolo viene determinata come:

$$A_p = A_{c.s} + A_{c.i}$$

Dove $A_{c.s}$ rappresenta l'area del profilo costituente il corrente superiore e $A_{c.i}$ rappresenta invece l'area del profilo costituente il corrente inferiore e che valgono:

$$A_{c.s} = 14,24 \text{ cm}^2;$$

$$A_{c.i} = 7,56 \text{ cm}^2.$$

Si può quindi valutare la rigidezza estensionale del pendolo che assume il valore:

$$EA_p = 2 \cdot 100'000 \cdot (14,24 + 7,56) = 457800 \text{ kN}.$$

Lo schema considerato è una volta iperstatico e l'incognita iperstatica è rappresentata dalla reazione orizzontale esplicitata dal pendolo, ricavabile risolvendo l'equazione di congruenza:

$$\delta_1 - \delta_2 = \frac{XL}{EA_p}$$

dove δ_1 e δ_2 rappresentano gli spostamenti delle estremità superiori delle colonne:

$$\delta_1 = \frac{q_{1d} H^4}{8EI} - \frac{XH^3}{3EI} \quad ; \quad \delta_2 = \frac{q_{2d} H^4}{8EI} + \frac{XH^3}{3EI}$$

Le colonne inoltre devono essere verificate considerando le tre combinazioni di carico riportate in tabella **2.31**.

Tabella 2.31-Combinazioni di carico considerate per la verifica delle colonne

Comb.	NTC 2008
a	$q_d = 1,3G_k + 1,5 Q_{1k}$
b	$q_d = 1,3G_k + 1,5Q_{1k} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{2k}$
c	$q_d = 1,3G_k + 1,5Q_{2k} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_{1k}$
deform.	$q_d = 1,0G_k + 1,0Q_{2k} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot Q_{1k}$

La combinazione di carico “**a**” genera per la colonna le massime sollecitazioni assiali in quanto massimizza il carico neve (Q_{1k}) ma trascura le azioni flessionali agenti sulla colonna dovute al carico del vento.

La combinazione di carico “**b**” genera delle sollecitazioni “intermedie” sulle colonne in quanto prende in considerazione un’azione assiale ridotta rispetto a quella calcolata con la combinazione “**a**” a causa del carico vento agente sulla copertura (azione di segno contrario ovvero rivolta verso l’alto) e contemporaneamente azioni flettenti non nulle dovute al carico vento che sollecita trasversalmente le colonne.

La combinazione di carico “**c**” infine genera le massime azioni flessionali in quanto massimizza il carico vento. Si avrà tuttavia un’ulteriore riduzione dello sforzo assiale sulle colonne rispetto alla combinazione “**b**”.

Per la verifica di deformabilità (SLE) si prende in considerazione la combinazione caratteristica (rara) con il carico da vento come azione accidentale dominante.

Ritornando all’equazione di congruenza:

$$\delta_1 - \delta_2 = \frac{XL}{EA_p}$$

questa non può essere risolta se non si conosce la rigidezza flessionale della colonna che interviene nella definizione degli spostamenti δ_1 e δ_2 .

Sono quindi necessarie alcune ipotesi semplificative che ci consentano un primo dimensionamento.

2.7.1-Dimensionamento

Si prende in considerazione la combinazione di carico "c", che genera le massime sollecitazioni flessionali e si ipotizza di trascurare in prima battuta lo sforzo assiale agente sulle colonne e la reazione del pendolo.

Sulla colonna agisce il carico da vento (per parete sopravvento e per pressione interna):

$$p = 0,98 \text{ kN/m}^2 \text{ (NTC 2008)}$$

che moltiplicato per l'interasse capriata fornisce il carico (a metro lineare) sollecitante la colonna:

$$q_{1d} = 1,5 \times p \times i_c = 1,5 \times 0,98 \times 4 = 5,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Viene quindi considerato per la colonna il diagramma del momento riportato in figura 2.25

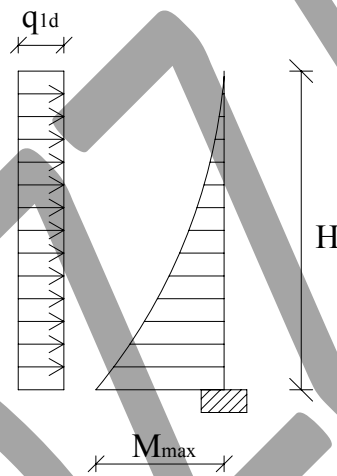


Figura 2.25-Diagramma del momento considerato in fase di dimensionamento

In figura 2.25 è indicato con M_{\max} il massimo valore di momento flettente che è dato da:

$$M_{\max} = \frac{q_{1d} H^2}{2} = \frac{5,88 \times (7,0)^2}{2} = 144 \text{ kNm}$$

In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2008 in merito alla verifica di resistenza di aste soggette a flessione retta, ipotizzando un profilo di classe 1 e ponendo l'uguaglianza:

$$M_{x,\max,Ed} = M_{pl,x,Rd}$$

si ottiene la relazione:

$$W_{pl,x,nec} = \frac{M_{x,\max,Ed} \gamma_{M0}}{f_{yk}}$$

dove $W_{pl,x,nec}$ rappresenta il modulo plastico resistente necessario a garantire che la verifica di resistenza a flessione semplice risulti soddisfatta che vale:

$$W_{pl,x,nec} = \frac{144 \text{ kNm} \cdot 1,05}{2750 \text{ N/mm}^2} = 450 \text{ cm}^3$$

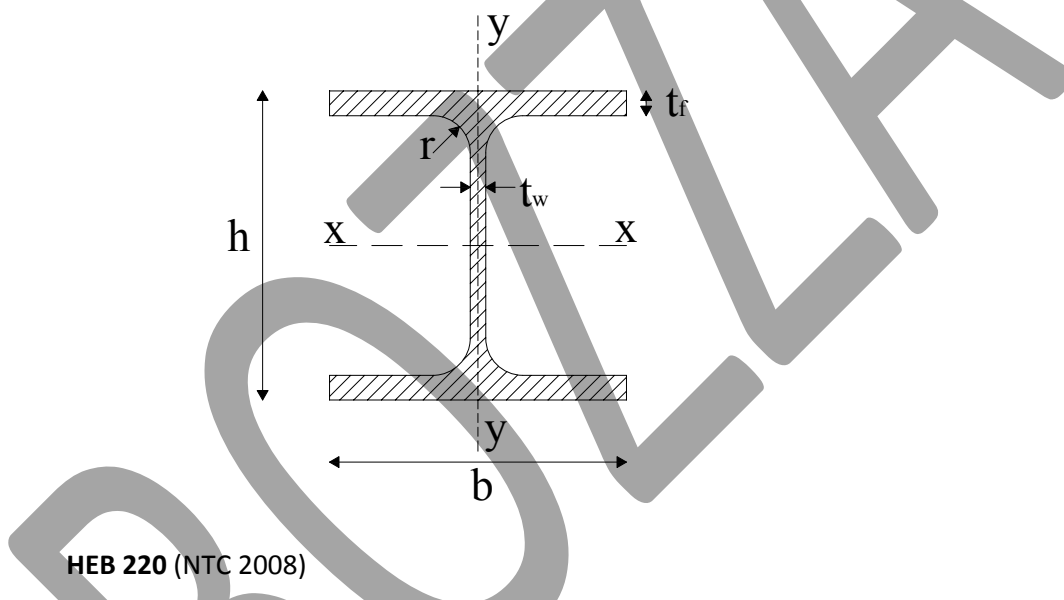
Verrà quindi scelto per la colonna un profilo per il quale sia verificato che:

$$W_{x,pl} > W_{x,pl,nec}$$

2.7.1.3-Scelta dei profili

Ai fini delle sole verifiche di resistenza e stabilità per entrambi gli approcci normativi si potrebbe ricorrere ad un HEB 200, tuttavia la necessità di soddisfare anche la verifica di deformabilità porta ad un aumento della sezione del profilo (la verifica di deformabilità sarà riportata in seguito).

Di seguito (fig.2.26) sono riportate le caratteristiche geometrico-meccaniche del profilo adottato.



HEB 220 (NTC 2008)

b	220 mm	I_x	8091 cm ⁴
h	220 mm	W_{el,x}	736 cm ³
tf	16 mm	i_x	9,43 cm
tw	9,5 mm	I_y	2843 cm ⁴
r	18 mm	W_{el,y}	258 cm ³
A	91,0 cm ²	i_y	5,59 cm
P	71,5 kg/m	W_{pl,x}	828 cm ³
		W_{pl,y}	394 cm ³

Figura 2.26-Caratteristiche geometrico-meccaniche dei profili adottati per le colonne

2.7.2-Determinazione dei carichi di progetto

Nelle tabelle 2.32 e 2.33 vengono riportati, per le tre combinazioni di carico considerate, i valori dei carichi di progetto (q_{1d} e q_{2d}) sollecitanti trasversalmente le colonne e dell'incognita iperstatica X (reazione esplicitata dal pendolo) relativa allo schema statico semplificato considerato per le colonne (vedi fig.2.24).

Tabella 2.32-Carichi orizzontali di progetto

Combinazione	NTC 2008	
	q_{1d} [kN/m]	q_{2d} [kN/m]
a	0	0
b	3,53	1,77
c	5,88	2,94
deformabilità	3,12	1,56

*(i carichi sono riferiti ad una striscia di larghezza pari all' interasse capriata)

Tabella 2.33-Valori dell'incognita iperstatica X

Combinazione	NTC 2008 (HEB 220)
a	X = 0 kN
b	X = 1.83 kN
c	X = 3.05 kN
deformabilità	X = 2.03 kN

2.7.3-Determinazione delle sollecitazioni sulla colonna allo SLU

In fase di dimensionamento sono stati trascurati lo sforzo normale gravante sulle colonne e la reazione del pendolo.

In fase di verifica è necessario considerare tutte le sollecitazioni che possono nascere sulla colonna per effetto dei carichi applicati.

A tal proposito, vengono riportati in figura 2.28 i diagrammi (qualitativi) delle sollecitazioni che nascono sulla colonna per effetto dei carichi su di essa applicati (fig. 2.27).

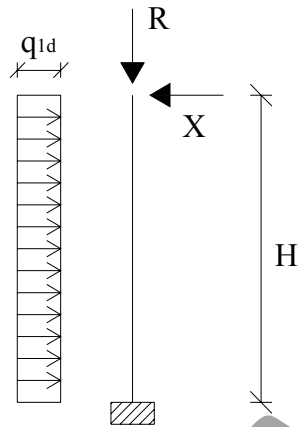


Figura 2.27-Carichi gravanti sulla colonna

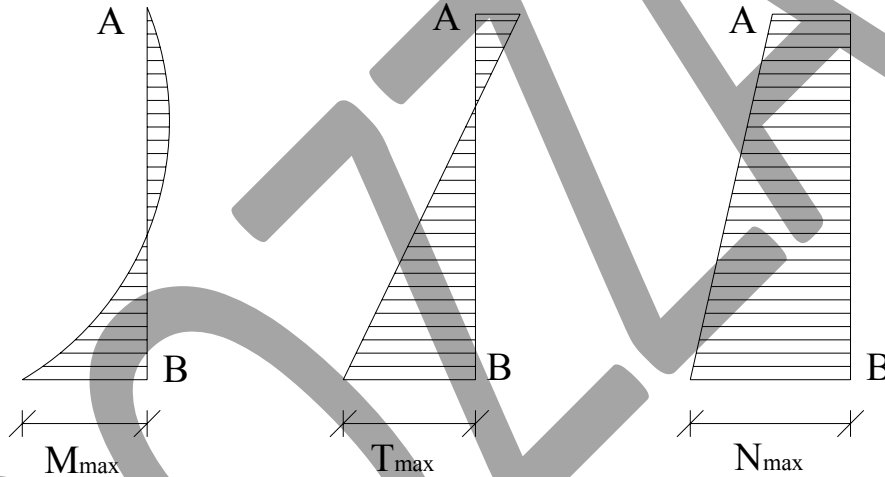


Figura 2.28-Diagrammi delle sollecitazioni

I valori massimi delle sollecitazioni (indicati in fig.2.28 con M_{max} , T_{max} ed N_{max}) sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$M_{max} = \frac{q_{1d} H^2}{2} - XH ; \quad T_{max} = q_{1d} H - X ; \quad N_{max} = R + P_{prof} H.$$

dove P_{prof} rappresenta il peso proprio del profilo adottato. Vengono riportati nella tabella 2.34.II i valori delle sollecitazioni in corrispondenza delle estremità della colonna (indicate con A e B in figura 2.28).

Tabella 2.34.II-Sollecitazioni determinate secondo le NTC 2008 (relative ad un HEB 220)

	Estremità superiore (A)			Estremità inferiore (B)		
	NA [kN]	TA [kN]	MA [kNm]	NB [kN]	TB [kN]	MB [kNm]
Combinazione a	36.37	0	0	41.37	0	0
Combinazione b	23.93	183	0	28.93	17.75	55.72
Combinazione c	2.96	305	0	7.96	29.57	92.86

2.7.5-Verifica del profilo HEB 220 secondo le NTC 2008

E' necessario in primo luogo verificare che il profilo scelto sia effettivamente di classe 1 (vedi § 4.2.3.1 delle NTC 2008).

Ricordando in primo luogo che per l'acciaio **Fe 430** il parametro **ϵ** vale **0,92**, si ha che:

Azione di compressione

Anima : $c/t_w = 16,0 < 33\epsilon = 30,4 \Rightarrow$ l'anima è di **classe 1** se soggetta a compressione

Ala : $c/t_f = 6,88 < 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow$ l'ala è di **classe 1** se soggetta a compressione

Azione di flessione

Anima : $c/t_w = 16,0 < 72\epsilon = 66,24 \Rightarrow$ l'anima è di **classe 1** se soggetta a flessione

Ala : $c/t_f = 6,88 < 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow$ l'ala è di **classe 1** se soggetta a flessione.

Quindi il profilo HEB 220 è effettivamente un profilo di classe 1 se soggetto ad azione combinata di compressione e flessione.

2.7.5.1-Verifiche di stabilità a presso flessione

Le NTC 2008 propongono per la verifica di stabilità delle colonne presso-inflesse due metodi alternativi (vedi § C4.2.4.1.3.3 delle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni").

Vengono riportate nel seguito le verifiche eseguite con il metodo A

Valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza per la CNR 10011 in merito alla definizione dei fattori di lunghezza efficace nei due piani di inflessione. Si assume:

$\beta = 2,0$ nel piano del telaio;

$\beta = 0,8$ nel piano perpendicolare a quello del telaio.

Instabilità nel piano del telaio (ortogonale all'asse forte del profilo)

H [cm]	β_x	$L_{0,x}$ [cm]	$N_{cr,x}$ [kN]	λ_x	α	Φ	χ_x
700	2,0	1400	855	1,71	0,34	2,22	0,27

Instabilità nel piano perpendicolare a quello del telaio (parallelo all'asse forte del profilo)

H [cm]	β_y	$L_{0,y}$ [cm]	$N_{cr,y}$ [kN]	λ_y	α	Φ	χ_y
700	0,8	560	1877	1,15	0,49	1,40	0,46

Si deduce quindi che l'instabilità più pericolosa è quella nel piano del telaio cui è associato il valore massimo della snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$ e il valore minimo del coefficiente χ :

$$\chi_{\min} = \chi_x = 0,27.$$

Ai fini della verifica di stabilità è necessario controllare che:

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{\min} A f_{yk}} + \frac{M_{x,eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_{yk} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} \leq 1$$

dove $\gamma_{M1}=1,05$ e dove il momento equivalente è assunto pari a:

$$M_{eq,Ed} = 0,75 M_{\max}$$

per le stesse considerazioni viste in precedenza per le CNR 10011.

Verifica per la combinazione di carico "a"

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{\min} f_{yk} A} = \frac{41370 \cdot 1,05}{0,27 \cdot 275 \cdot 9100} = 0,063 < 1$$

Verifica per la combinazione di carico "b"

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{\min} f_{yk} A} + \frac{M_{x,eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_{yk} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} = \frac{28930 \cdot 1,05}{0,27 \cdot 9100 \cdot 275} + \frac{0,75 \cdot 557184 \cdot 1,05}{828 \cdot 275 \cdot \left(1 - \frac{28.93}{855}\right)} = 0,244 < 1$$

Verifica per la combinazione di carico "c"

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{\min} f_{yk} A} + \frac{M_{x,eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_{yk} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} = \frac{796180 \cdot 1,05}{0,27 \cdot 9100 \cdot 275} + \frac{0,75 \cdot 928639 \cdot 1,05}{828 \cdot 275 \cdot \left(1 - \frac{7.96}{855}\right)} = 0,336 < 1$$

2.7.5.2-Verifiche di resistenza

In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2008 (§ 4.2.4.1.2) in merito alla verifica di resistenza di aste soggette a presso-flessione, non devono essere considerate detrazioni sul momento plastico resistente di progetto nel caso in cui:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad \text{e} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Nel caso di un profilo HEB 220 si ha che:

$$0,25N_{pl,Rd} = 59583,33 \text{ kg};$$

$$\frac{0,5 h_w t_w f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 18909,52 \text{ kg}.$$

Per tutte le combinazioni di carico prese in esame risulta che i valori dello sforzo normale massimo sollecitante la colonna non eccede i limiti sopra riportati.

La verifica pertanto si conduce verificando che il massimo momento sollecitante la colonna non ecceda il momento plastico resistente di progetto:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

Verifica per la combinazione di carico "a"

Il momento flettente è nullo lungo tutta la membratura e pertanto la verifica si riconduce ad una verifica di resistenza di un'asta soggetta a sforzo normale centrato.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{A f_{yk}} = \frac{41374 \cdot 1,05}{9100 \cdot 275} = 0,017 < 1$$

Verifica per la combinazione di carico "b"

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} = \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{W_{pl,x} f_{yk}} = \frac{55718,4 \cdot 1,05}{828 \cdot 275} = 0,26 < 1$$

Verifica per la combinazione di carico "c"

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} = \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{W_{pl,x} f_{yk}} = \frac{92863,9 \cdot 1,05}{828 \cdot 275} = 0,43 < 1$$

Nelle verifiche viene trascurato il contributo del taglio in quanto:

$$0,5V_{c,Rd} = 0,5 \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,5(A - 2bt_f + t_w + 2r) f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 190,15 \text{ kN}$$

e tale limite non viene ecceduto per nessuna delle tre combinazioni di carico.

Tabella 2.36-Fattori di sicurezza per instabilità e resistenza

combinazione di carico	γ = Resistenza / Sollecitazione	
	Verifica di stabilità	Verifica di resistenza
a	15,84	58,82
b	4,11	3,85
c	2,97	2,33

- Sia per la stabilità che per la resistenza, la condizione di carico più gravosa per la colonna è la "c" che amplifica al massimo gli effetti flessionali dovuti al carico da vento;
- la verifica di resistenza si presenta più gravosa rispetto a quella di stabilità eccetto che per la combinazione di carico "a" in cui non si tiene conto degli effetti flessionali e per la quale la colonna risulta soggetta a sforzo normale centrato.

2.7.5.3-Verifica di deformabilità

Ai fini della verifica di deformabilità è necessario controllare che:

$$\delta/H \leq 1/150$$

dove δ rappresenta lo spostamento in sommità della colonna e H l'altezza di quest'ultima.

La combinazione di carico da considerare per la verifica di deformabilità allo SLE è quella rara con il carico da vento azione variabile dominante:

$$q_d = 1,0 G_k + 1,0 \cdot Q_{2k} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot Q_{1k}$$

Per questa combinazione di carico la reazione esplicitata dal pendolo vale:

$$X = 2.03 \text{ kN.}$$

Determinata la reazione del pendolo è possibile valutare lo spostamento in testa alla colonna:

$$\delta_1 = \frac{q_{1d} H^4}{8EI} - \frac{XH^3}{3EI} = \frac{3,12 \cdot (700)^4}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8091} - \frac{203,38 \cdot (700)^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8091} = 4,12 \text{ cm}$$

da cui si ha che:

$$\frac{\delta_1}{H} = \frac{4,12}{700} = 0,0059 < \frac{1}{150}$$

La verifica di deformabilità risulta pertanto soddisfatta.

2.8-Giunto di fondazione

Il plinto di fondazione del capannone industriale in esame è realizzato in calcestruzzo R_{ck} 250 armato mediante tirafondi (barre in acciaio filettate).

Il collegamento colonna-plinto viene generalmente realizzato mediante una piastra di diffusione in acciaio opportunamente rigida (vedi fig. 2.31).

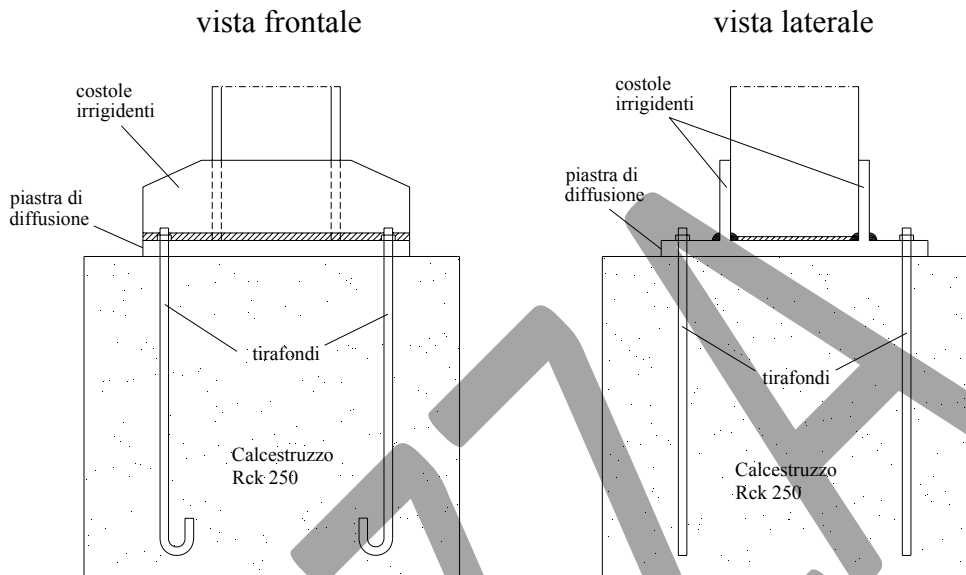


Figura 2.31-Giunto di base

In fase di dimensionamento delle fondazioni si considera la combinazione di carico “b” che, come già evidenziato, genera delle sollecitazioni “intermedie” sulla colonna rispetto a quelle determinate con riferimento alle combinazioni di carico “a” e “c”.

2.8.2-Dimensionamento e verifica delle fondazioni

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni verranno effettuate considerando le sollecitazioni, agenti alla base della colonna, riportate in tabella 2.42.

Tabella 2.42-Sollecitazioni considerate per il dimensionamento e la verifica delle fondazioni

Combinazione di carico	Nsd [kg]	Tsd [kg]	Msd [kgm]
b	2893,0	1775,0	5571,84

2.8.2.1-Geometria della piastra di base

Per la piastra di base si pone:

$$H = B = 2h_{\text{prof}}$$

dove H e B sono le dimensioni in pianta della piastra e h_{prof} è la dimensione massima del profilato scelto per la colonna.

Nel caso di un profilo HEB 220 si ha che :

$$H = B = 44 \text{ cm che tuttavia viene approssimato a } 45 \text{ cm}$$

2.8.2.2-Dimensionamento dei tirafondi

Con riferimento alla sezione in calcestruzzo armato riportata in figura 2.40 (impronta della piastra di base), considerando la sola armatura in trazione A_s (sezione a semplice armatura) e trascurando

in prima battuta lo sforzo normale N_{Ed} , dall'equilibrio alla rotazione intorno al polo in cui è applicata la risultante del calcestruzzo compresso si ottiene che:

$$A_{s,nec} = \frac{M_{sd}}{0,9 f_{yd} h} \quad (\text{nell'ipotesi che il braccio della coppia interna sia } \approx 0,9h)$$

dove $A_{s,nec}$ rappresenta l'area di armatura necessaria al soddisfacimento della verifica a flessione della sezione, h rappresenta l'altezza utile della sezione in calcestruzzo armato e f_{yd} la tensione di progetto delle barre di armatura che può essere assunta pari a:

$$f_{yd} = f_{y,b} / \gamma_s \quad \text{con } \gamma_s = 1,15.$$

dove $f_{y,b}$ rappresenta il valore della tensione di snervamento del tirafondo.

In tabella **2.43** sono riportati i valori di $f_{y,b}$ per le varie classi di tirafondi.

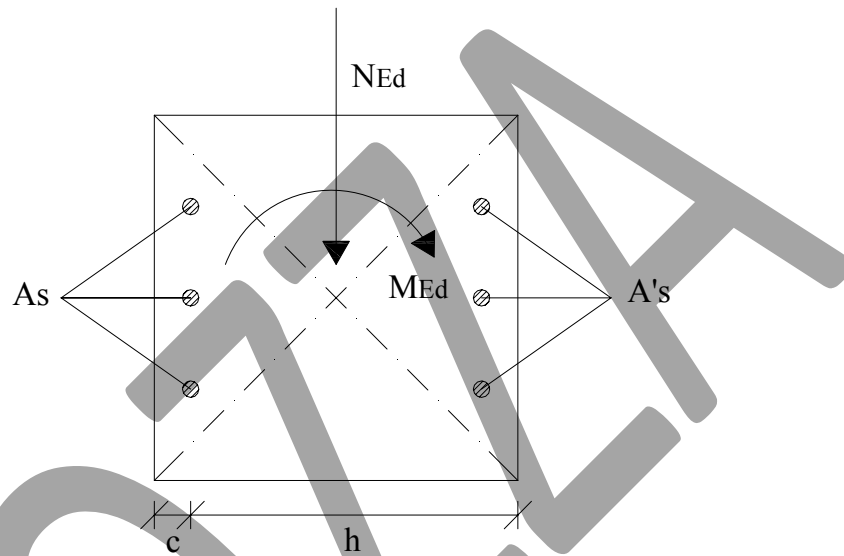


Figura 2.40-Sezione in calcestruzzo armato da verificare

Tabella 2.43-Valori di f_{yb} per le varie classi di tirafondi

Classe tirafondi	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} [kg/cm ²]	2400	3000	4800	6490	9000

Ipotizzando un copriferro (indicato con "c" in fig. **2.40**) di 5,0 cm e di ricorrere a tirafondi di **classe 5.6** si ottiene che:

$$f_{yd} = \frac{f_{yb}}{\gamma_s} = \frac{3000}{1,15} = 2608,70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

$$h = H - c = 45 - 5 = 40 \text{ cm};$$

$$A_{s,nec} = \frac{M_{sd}}{0,9 f_{yd} h} = \frac{557184}{0,9 \cdot 2608,70 \cdot 40} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Definita la $A_{s,nec}$ è possibile definire, una volta stabilito il diametro del tirafondo, il numero di tirafondi necessario ($n_{t,nec}$).

Nell'ipotesi di ricorrere a tirafondi di diametro $\Phi = 18 \text{ mm}$, l'area del singolo tirafondo è:

$$A_{\Phi 18} = 2,54 \text{ cm}^2$$

e quindi:

$$n_{t,nec} = \frac{A_{s,nec}}{A_{\Phi 18}} = \frac{5,93}{2,54} = 2,33 \approx 3$$

Si dispongono pertanto 3 tirafondi per lato e l'area effettiva delle armature sarà:

$$A_s = A'_s = 3 \cdot 2,54 = 7,62 \text{ cm}^2.$$

2.8.2.3-Verifica della sezione in calcestruzzo armato

La verifica viene condotta con riferimento alla doppia armatura e ricorrendo al metodo semplificato dello **stress-block**.

Il cls considerato è un cls **Rck 250**:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck} / \gamma_c = 118 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{dove } \gamma_c = 1,5).$$

Si precisa che a differenza del DM 9/1/1996, nelle NTC 2008 non è più presente la limitazione al 10‰ per la deformazione ultima dell'acciaio e pertanto l'ipotesi di base è che la sezione giunga a rottura sempre "lato calcestruzzo".

Ipotizzando in prima battuta le armature entrambe snervate (con A_s tesa e A'_s compressa) dall'equilibrio alla traslazione si ottiene:

$$N_{sd} = 0,8 B x_n f_{cd} \implies x_n = \frac{N_{sd}}{0,8 B f_{cd}} = \frac{2893,0}{0,8 \cdot 45 \cdot 118} = 0,68 \text{ cm}$$

xn [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_{yd}
0,68	0,201	-0,022	0,00124

Dalla tabella sopra riportata si deduce che A'_s è in trazione poiché $x_n < c$; e che A'_s e A_s sono snervate poiché $\epsilon'_s > \epsilon_{yd}$ e $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$ (dove ϵ_{yd} rappresenta la deformazione dell'acciaio d'armatura in corrispondenza della tensione di snervamento).

Il risultato raggiunto è in contrasto con l'ipotesi di armatura A'_s compressa.

Ipotizziamo dunque in seconda battuta che le armature siano entrambe snervate e in trazione. L'equilibrio alla traslazione viene espresso dalla relazione:

$$N_{sd} = 0,8 B x_n f_{cd} - A'_s f_{yd} - A_s f_{yd}$$

e quindi:

$$x_n = \frac{N_{sd} + 2 A_s f_{yd}}{0,8 B f_{cd}} = \frac{2893,0 + 2 \cdot 7,63 \cdot 2608,70}{0,8 \cdot 45 \cdot 118} = 10,05 \text{ cm}$$

questo risultato è in contrasto con l'ipotesi che A'_s è in trazione poiché $x_n > c$.

Ipotizzando in terza battuta che A'_s non sia snervata e in compressione l'equilibrio alla traslazione viene espresso dalla relazione:

$$N_{sd} = 0,8 B x_n f_{cd} + A'_s E_s \epsilon'_s - A_s f_{yd}$$

Poiché la sezione andrà a rottura sempre "lato calcestruzzo" (con attingimento della deformazione ultima del 3,5‰ in corrispondenza del lembo superiore della sezione), la ϵ'_s può essere espressa come:

$$\epsilon'_s = \frac{0,0035 (x_n - c)}{x_n}$$

Sostituendo tale valore di ϵ'_s nell'equilibrio alla traslazione visto in precedenza si ottiene una equazione di secondo grado nell'incognita x_n (solo una delle due soluzioni sarà fisicamente ammissibile).

xn [cm]	ϵ_s	ϵ'_s	ϵ_{yd}
5,11	0,024	0,00007	0,00124

Da cui si deduce che:

A'_s è in compressione poiché $x_n > c$;

A'_s non è snervata poiché $\varepsilon'_s < \varepsilon_{yd}$.

I risultati raggiunti confermano le ipotesi formulate e quindi si può determinare il momento ultimo resistente della sezione mediante un equilibrio alla rotazione intorno al baricentro:

$$M_{u,Rd} = 0,8 B x_n f_{cd} \cdot \left(\frac{H}{2} - 0,4 x_n \right) + A'_s E_s \varepsilon'_s \left(\frac{H}{2} - c \right) + A_s f_{yd} \left(\frac{H}{2} - c \right)$$

La verifica viene condotta infine controllando che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{u,Rd}$$

Per il caso in esame:

$$M_{Ed} = 5571,84 \text{ kg} \cdot \text{m} < M_{u,Rd} = 8112,28 \text{ kg} \cdot \text{m} \implies \gamma = \frac{M_{u,Rd}}{M_{sd}} = 1,46$$

2.8.2.4-Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

Lo sforzo massimo che un tirafondo può trasferire per aderenza al calcestruzzo è dato da:

$$N_{max} = f_{yd} A_t$$

dove A_t rappresenta l'area del gambo di un tirafondo.

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è definita come:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove γ_c è il coefficiente di sicurezza del calcestruzzo ed f_{bk} è definita come:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk}$$

dove il coefficiente η è definito come:

- $\eta = 1,0$ per $\Phi \leq 32 \text{ mm}$
- $\eta = (132 - \Phi) / 100$ per $\Phi > 32 \text{ mm}$

Si ricorda che:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,58 \cdot (R_{ck})^{2/3} \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

Ponendo l'uguaglianza:

$$N_{max} = f_{bd} \pi \Phi l_{anc}$$

Si ricava:

$$l_{anc} = \frac{N_{max}}{f_{bd} \pi \Phi}$$

dove Φ rappresenta il diametro del tirafondo.

La determinazione della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi viene sinteticamente riportata nella tabella proposta nel seguito (tab. 2.44).

Tabella 2.44-Determinazione della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

f_{yd} [kg/cm ²]	Φ [cm]	A_t [cm ²]	N_{max} [kg]	R_{ck} [kg/cm ²]	f_{ctk} [kg/cm ²]	η [-]	f_{bd} [kg/cm ²]	l_{anc} [cm]
2608,70	1,8	2,54	6634,96	250	16,11	1,0	24,17	48,57

2.8.2.5-Dimensionamento dello spessore della piastra di diffusione

Definite le dimensioni della piastra di diffusione, che presenta due lati uguali e pari a due volte l'altezza del profilo della colonna, occorre dimensionare lo spessore della piastra e verificare la sezione di quest'ultima nel caso in cui si ipotizzi di ricorrere ad opportune costole di irrigidimento. Per dimensionare lo spessore della piastra bisogna in primo luogo determinare le sollecitazioni agenti; a tale scopo si considerano gli schemi statici riportati in figura 2.41 dove:

L_1 ed L_2 rappresentano le distanze dai bordi della piastra dei lembi estremi delle flange del profilo (vedi fig. 2.42);

$N_{cls} = 0,8 B f_{cd} x_n$ rappresenta la reazione esplicita dal calcestruzzo compresso;

$N'_s = A'_s E_s \epsilon'_s$ rappresenta la reazione esplicita dall'armatura compressa;

$N_s = A_s f_{yd}$ rappresenta la reazione esplicita dall'armatura tesa.

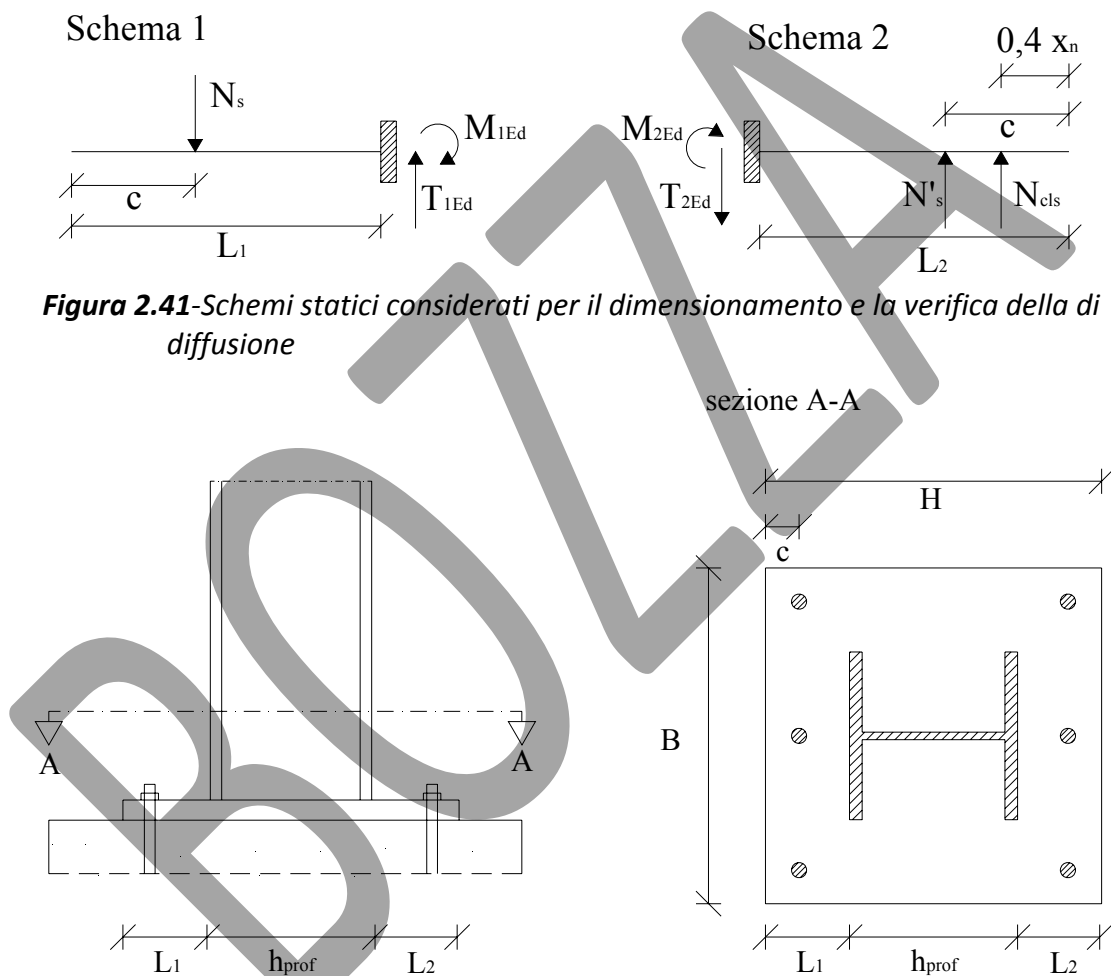


Figura 2.41-Schemi statici considerati per il dimensionamento e la verifica della di diffusione

Figura 2.42- Lunghezze L_1 ed L_2 per gli schemi statici considerati

Nel caso in esame si ha che: $L_1 = L_2 = 11,5$ cm.

Con riferimento allo **schema 1** si ha che:

$N_s = A_s f_{yd}$ [kg]	T_{1Ed} [kg]	M_{1Ed} [kgm]
19904,87	19904,87	1293,82

Con riferimento allo **schema 2**:

$N'_s = A'_s E_s \epsilon'_s$ [kg]	$N_{cls} = 0,8 B f_{cd} x_n$ [kg]	T_{2Ed} [kg]	M_{2Ed} [kgm]
1178,55	21619,32	22797,87	2121,16

Le massime sollecitazioni nella sezione di incastro si hanno per lo schema 2 e proprio in base a queste sollecitazioni si dimensionerà lo spessore della piastra di base.

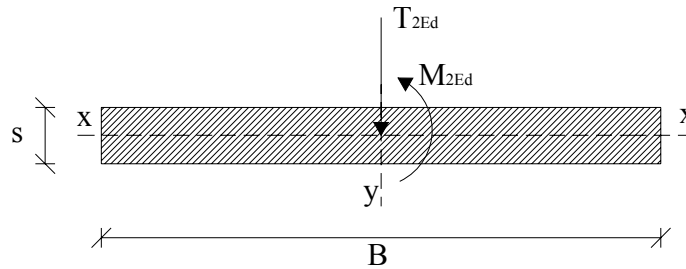


Figura 2.43-Sezione d'incastro per lo schema statico 2

Nella sezione di incastro considerata (fig. 2.43) nasceranno, per effetto del taglio e del momento flettente, tensioni normali e tangenziali.

Ricorrendo alle formule di verifica in campo elastico, consentite dalle NTC 2008 per tutti i tipi di sezione, e ponendo le uguaglianze:

$$\tau_{\max} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad e \quad \sigma_{\max} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{con } \gamma_{M0} = 1,05)$$

si ottengono le relazioni :

$$S_{T,\min} = \frac{1,5 T_{Ed} \sqrt{3} \gamma_{M0}}{B f_{yk}} = \frac{1,5 \cdot 22797,87 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{45 \cdot 2750} = 0,50 \text{ cm ;}$$

$$S_{M,\min} = \sqrt{\frac{6 M_{Ed} \gamma_{M0}}{B f_{yk}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 212116 \cdot 1,05}{45 \cdot 2750}} = 3,29 \text{ cm ,}$$

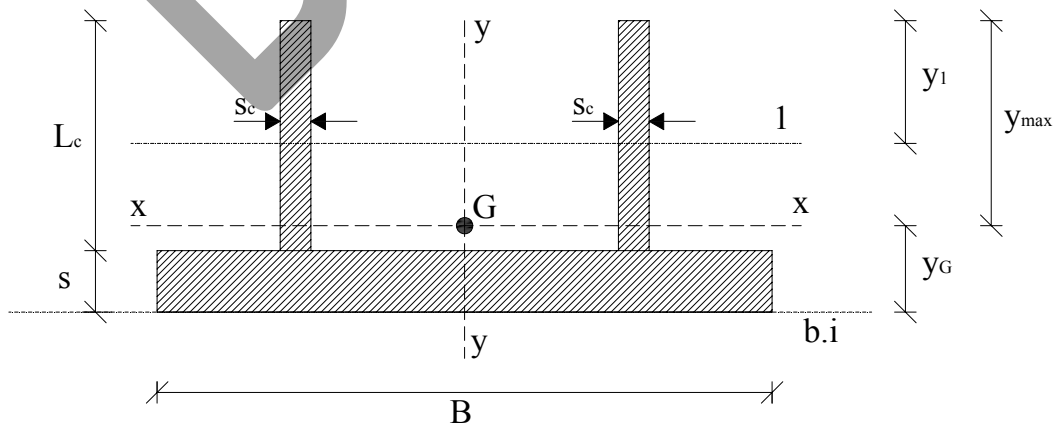
che rappresentano gli spessori minimi da rispettare per soddisfare rispettivamente la verifica a taglio e a flessione.

Lo spessore della piastra sarà dato dal maggiore dei due valori. Nel caso in esame:

$$S_{\text{piastra}} = \max (S_{M,\min} ; S_{T,\min}) = 3,29 \text{ cm}$$

che viene tuttavia approssimato a **4,0 cm**.

Nell'ipotesi di ricorrere ad opportune costole di irrigidimento la sezione resistente della piastra di diffusione assume la geometria riportata in figura 2.44.



sc	s	Lc	B	A	Sb.i	yG	Ix	Sx	ymax
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ³]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]

2,0	4,0	15,0	45,0	240,0	1050,0	4,38	5426,25	427,78	14,63
-----	-----	------	------	-------	--------	------	---------	--------	-------

Figura 2.44- Sezione resistente della piastra di diffusione irrigidita mediante costolature

In corrispondenza della corda baricentrica (massima tensione tangenziale massima e tensione normale nulla) la verifica si conduce controllando che sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$\tau_{\max} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\tau_{\max} = \frac{T_{Ed} S_x}{I_x (2 s_c)} = \frac{22797,87 \cdot 427,78}{5426,25 \cdot 2 \cdot 2,0} = 449,32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 1512,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

In corrispondenza della corda posta a **y_{max}** rispetto al baricentro si ha invece il massimo valore di tensione normale e l'annullamento delle tensioni tangenziali:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{Ed}}{I_x} y_{\max} = \frac{212116}{5426,25} \cdot 14,63 = 571,70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2619 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Viene effettuata anche una verifica in corrispondenza della **corda 1** posta alla distanza **y₁ = 8,0 cm** dal bordo superiore in cui saranno presenti contemporaneamente tensioni normali e tangenziali: Dato l'andamento lineare delle tensioni normali, si ha che:

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \left(\frac{y_{\max} - y_1}{y_{\max}} \right) = 571,70 \cdot \left(\frac{14,63 - 8,0}{14,63} \right) = 258,98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

mentre per valutare la tensione tangenziale τ_1 bisogna in primo luogo valutare il momento statico rispetto all'asse x-x dell'area posta al di sopra della corda 1 (vedi fig. 2.44) che vale:

$$S_1 = 2 (s_c y_1) \left(y_{\max} - \frac{y_1}{2} \right) = 340 \text{ cm}^3$$

e quindi:

$$\tau_1 = \frac{T_{sd} S_1}{I_x (2 s_c)} = \tau_{\max} \frac{S_1}{S_x} = 449,32 \cdot \frac{340,0}{427,78} = 357,12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

da cui:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{(258,98)^2 + 3 \cdot (357,12)^2} = 670,58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2619 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.8.2.6-Dimensionamento e verifica delle saldature tra costole irrigidenti e piastra di diffusione

Le saldature sono a cordone d'angolo e disposte come in figura 2.45.

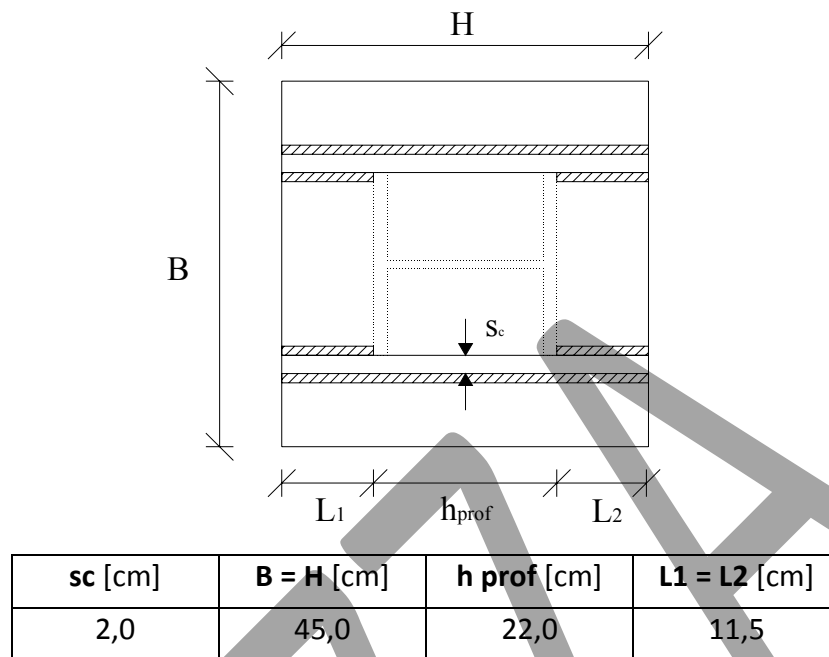


Figura 2.45-Disposizione dei cordoni di saldatura per il collegamento costole-piastra

Considerando a vantaggio di sicurezza la massima tensione tangenziale sollecitante la sezione della piastra costolata:

$$\tau_{\max} = 449,32 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{agente in corrispondenza del baricentro della sezione})$$

e moltiplicandola per l'area delle due sezioni orizzontali delle costole di irrigidimento:

$$A_c = 2 \cdot (2,0 \text{ cm}) \cdot (45 \text{ cm}) = 180 \text{ cm}^2$$

Si ottiene la forza di scorrimento F_{sd} che le saldature devono assorbire:

$$F_s = \tau_{\max} \cdot A_c = 449,32 \cdot 180 = 80877,69 \text{ kg}$$

Ragionando sulle **sezioni di gola ribaltate** sul piano della piastra di diffusione, queste saranno soggette ad un regime di tensioni tangenziali parallele all'asse dei cordoni di saldatura.

Rispettando per l'ampiezza a della sezione di gola ribaltata i limiti:

$$0,71 \text{ cm} = \frac{s_c}{2\sqrt{2}} \leq a \leq \frac{s_c}{\sqrt{2}} = 1,41 \text{ cm}$$

(dove s_c rappresenta lo spessore delle costole di irrigidimento) e ponendo:

$$a = 0,71 \text{ cm}$$

cui corrisponde uno spessore del cordone di saldatura:

$$s = 1,0 \text{ cm}$$

dividendo la forza di scorrimento per l'area totale delle sezioni di gola ribaltate (A_s) si ottiene la $\tau_{||}$ sollecitante il singolo cordone di saldatura:

$$\tau_{||} = \frac{F_s}{A_s} = \frac{80877,69}{4 \cdot (11,5 \cdot 0,71) + 2 \cdot (45,0 \cdot 0,71)} = 837,59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Per verificare la saldatura bisogna infine controllare che sia:

$$\tau_{||} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 = 0,7 \text{ per acciaio Fe 430})$$

e tale verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\tau_{||} = 837,59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,7 \cdot f_{yk} = 1925 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.8.2.7-Dimensionamento e verifica delle saldature tra colonna e piastra di diffusione

Si ricorre a saldature a cordone d'angolo disposte come in figura 2.46:

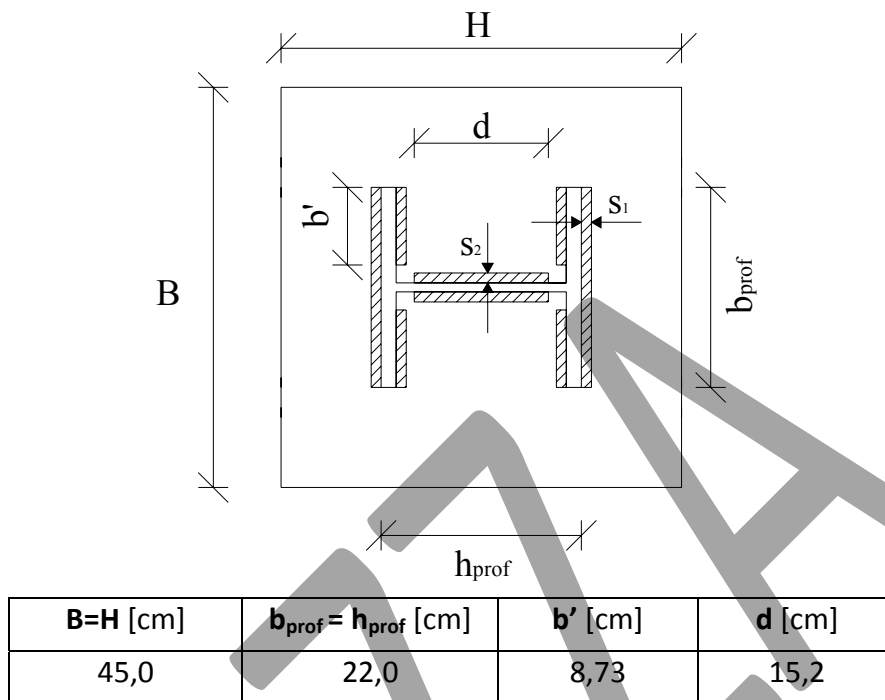


Figura 2.46-Disposizione dei cordoni di saldatura per il collegamento colonna-piastra

Si ricorda che le sollecitazioni alla base della colonna considerate sono quelle relative alla combinazione di carico "b" che valgono:

$$N_{Ed} = 2893,0 \text{ kg};$$

$$T_{Ed} = 1775,0 \text{ kg};$$

$$M_{Ed} = 5571,84 \text{ kgm}.$$

Si ipotizza in fase di dimensionamento che l'anima assorba solo il taglio e che le ali assorbano il solo momento flettente.

Considerando le sezioni di gola (di ampiezza a_2) dei cordoni d'anima ribaltate sul piano della piastra di diffusione, per effetto del taglio T_{Ed} queste saranno sollecitate da τ_{\parallel} date da :

$$\tau_{\parallel}^{(2)} = T_{Ed} / (2 \cdot a_2 \cdot d)$$

dove :

$$d = h_{prof} - 2t_f - 2r.$$

Ponendo l'uguaglianza:

$$\tau_{\parallel}^{(2)} = \beta_1 f_{yk}$$

si ricava:

$$a_2 = \frac{T_{sd}}{2 \cdot \beta_1 \cdot f_{yk} \cdot d} = \frac{1775,0}{2 \cdot 0,7 \cdot 2750 \cdot 15,2} = 0,03 \text{ cm}$$

La normativa impone tuttavia che per la sezione di gola vengano rispettati i limiti:

$$0,34 \text{ cm} = \frac{t_w}{2\sqrt{2}} \leq a_2 \leq \frac{t_w}{\sqrt{2}} = 0,67 \text{ cm}$$

e quindi il valore di **0,03 cm** risulta inferiore al limite minimo imposto.

Viene pertanto considerata un'ampiezza della sezione di gola pari a:

$$a_2 = 0,35 \text{ cm}$$

cui corrisponde uno spessore del cordone (s_2) pari a 0,5 cm.

Passando ai cordoni delle ali, considerando una distribuzione plastica delle tensioni e trascurando i 4 cordoncini di lunghezza b' (a vantaggio di sicurezza), si ottiene che per effetto del momento flettente M_{Ed} sulle sezioni di gola (di ampiezza a_1) ribaltate sul piano della piastra di diffusione agiscono delle tensioni normali all'asse dei cordoni date da :

$$n_{\perp}^{(1)} = \frac{M_{sd}}{a_1 \cdot b_{prof} \cdot (h_{prof} + a_1)}$$

Ponendo quindi l'uguaglianza:

$$n_{\perp}^{(1)} = \beta_1 f_{yk}$$

si ottiene una equazione di secondo grado nell'unica incognita a_1 . Risolvendo tale equazione si ricava:

$$a_1 = 0,58 \text{ cm.}$$

cui corrisponde uno spessore del cordone d'ala (s_1) pari a 0,82 cm.

Approssimando lo spessore del cordone a 1,0 cm si ottiene un'ampiezza della sezione di gola:

$$a_1 = 0,71 \text{ cm.}$$

In fase di verifica vengono rimosse le ipotesi semplificative formulate in fase di dimensionamento e viene quindi considerata l'intera sezione di saldatura (fig. 2.47) sia per l'assorbimento del taglio che del momento.

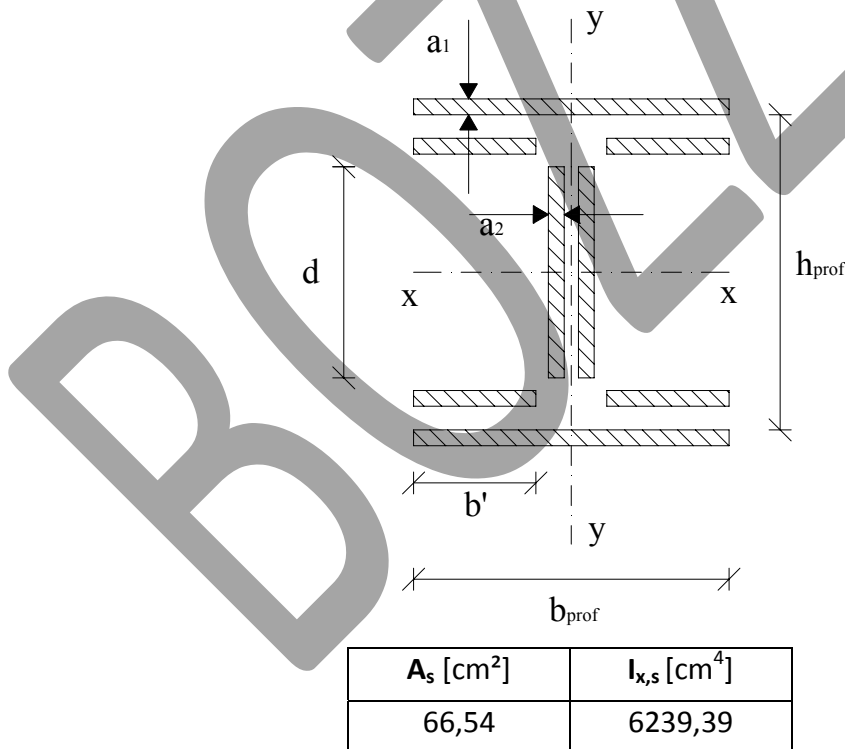


Figura 2.47-Sezione di saldatura

Per effetto del taglio T_{Ed} sui cordoni di saldatura nascono le tensioni:

$$t_{\perp}^{(1)} = \tau_{\parallel}^{(2)} = \frac{T_{Ed}}{A_s} = \frac{T_{Ed}}{(2 a_1 b_{prof} + 4 a_1 b' + 2 a_2 d)} = \frac{1775,0}{66,54} = 26,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Per effetto del momento M_{Ed} e dello sforzo normale N_{Ed} sia sui cordoni d'ala **(1)** che su quelli d'anima **(2)** nascono delle tensioni normali date dalla somma di due contributi:

$$n_{\perp}^{(1)} = n_{\perp}^{(M)} + n_{\perp}^{(N)}$$

$$n_{\perp}^{(2)} = n_{\perp}^{(M)} + n_{\perp}^{(N)}$$

Il contributo $n_{\perp}^{(N)}$ è dato, sia per i cordoni (1) che per i cordoni (2) da:

$$n_{\perp}^{(N)} = \frac{N_{Ed}}{A_s} = \frac{2893,0}{66,54} = 43,48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

dove A_s rappresenta l'area della sezione di saldatura, mentre per valutare il contributo $n_{\perp}^{(M)}$ è necessario determinare il momento d'inerzia della sezione di saldatura $I_{x,s}$ rispetto all'asse x-x. Determinato $I_{x,s}$, per i cordoni (1) il contributo $n_{\perp}^{(M)}$ è dato da:

$$n_{\perp}^{(M)} = \frac{M_{Ed}}{I_{x,s}} \left(\frac{h_{prof}}{2} + a_1 \right) = \frac{557184}{6239,39} \left(\frac{22,0}{2} + 0,71 \right) = 1045,46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

mentre per i cordoni (2) è dato da:

$$n_{\perp}^{(M)} = \frac{M_{Ed}}{I_{x,s}} \cdot \frac{d}{2} = \frac{557184}{6239,39} \cdot \frac{15,2}{2} = 678,69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Per i **cordoni (1)** bisogna verificare che:

$$\sqrt{(n_{\perp}^{(1)})^2 + (t_{\perp}^{(1)})^2} \leq \beta_1 f_{yk} \quad (\text{dove } \beta_1 = 0,7)$$

e che:

$$|n_{\perp}^{(1)}| + |t_{\perp}^{(1)}| \leq \beta_2 f_{yk} \quad (\text{dove } \beta_2 = 0,85)$$

Per i **cordoni (2)** bisogna verificare che:

$$\sqrt{(n_{\perp}^{(2)})^2 + (\tau_{\parallel}^{(2)})^2} \leq \beta_1 f_{yk} \quad (\text{dove } \beta_1 = 0,7)$$

e che:

$$|n_{\perp}^{(2)}| \leq \beta_2 f_{yk} \quad (\text{dove } \beta_2 = 0,85).$$

Verifiche per i cordoni (1)

$$\sqrt{(n_{\perp}^{(1)})^2 + (t_{\perp}^{(1)})^2} = \sqrt{(43,48 + 1045,46)^2 + (26,68)^2} = 1089,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,7 f_{yk} = 1925 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$|n_{\perp}^{(1)}| + |t_{\perp}^{(1)}| = |43,48 + 1045,46| + |26,68| = 1115,62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,85 f_{yk} = 2337,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Verifiche per i cordoni (2)

$$\sqrt{(n_{\perp}^{(2)})^2 + (\tau_{\parallel}^{(2)})^2} = \sqrt{(43,48 + 678,69)^2 + (26,68)^2} = 722,66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,7 f_{yk} = 1925 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$|n_{\perp}^{(2)}| = |43,48 + 678,69| = 722,17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,85 f_{yk} = 2337,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.9-Controventi di falda

Il sistema di controvento è uno specifico sistema strutturale in grado di trasferire in fondazione tutte le azioni orizzontali da vento, da sisma o associate alle imperfezioni strutturali.

Nel caso in esame è stato preso in considerazione solo il carico da vento di cui si riportano i valori in tabella 2.45.

Tabella 2.45-Valori della pressione esercitata dal vento

	NTC 2008
parete sopravvento	0,78 kN/m ²
parete sottovento	- 0,39 kN/m ²
falde di copertura	- 0,39 kN/m ²
pressione interna	0 kN/m ²

Lo schema statico di riferimento per i controventi (fig. 2.48) è quello di una travatura reticolare a correnti paralleli caricata nei nodi e in cui viene trascurato il contributo resistente delle diagonali compresse (tratteggiate in fig.2.48).

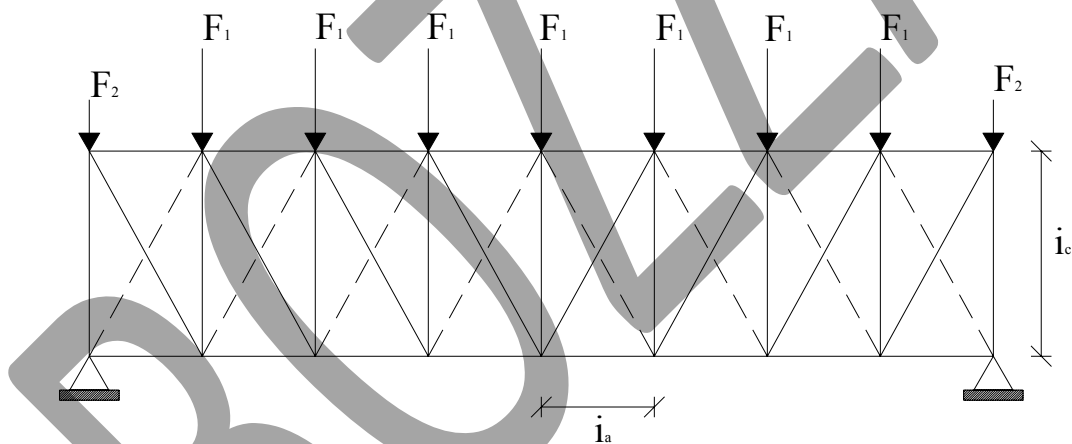


Figura 2.48-Schema statico di riferimento per i controventi di falda

Questa ipotesi è suffragata dalla ricorrente pratica progettuale che prevede per il sistema di controvento l'utilizzo di elementi molto snelli e quindi molto sensibili all'insorgere di problemi di stabilità dell'equilibrio.

Le forze nodali sono dovute alla pressione del vento che viene scaricata in corrispondenza dei nodi della travatura per effetto dei pilastri di facciata (o false colonne) per i quali si assume lo schema statico riportato in figura 2.49.

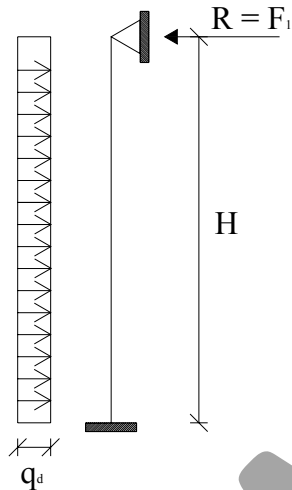


Figura 2.49-Schema statico di riferimento per i pilastri di facciata

Per lo schema statico di figura 2.49 si assume un'altezza **H** pari a quella del pilastro più alto (quello centrale) e cioè:

$$H = 8,76 \text{ m.}$$

Il carico di progetto q_d (carico a metro lineare) è ottenuto come:

$$q_d = 1,5 \cdot p \cdot i_a$$

dove p è la pressione del vento per parete sopravvento e quindi:

$$q_d = 1,5 \cdot 0,78 \cdot 2,2 = 2,57 \text{ kN/m}$$

La reazione **R** del pilastro è quindi riferita ad una striscia di carico larga i_a e posta a cavallo di quest'ultimo e ciò comporta che per i pilastri più esterni tale reazione è dimezzata in quanto relativa ad una striscia di carico pari a $i_a/2$.

Per lo schema considerato la reazione **R** vale :

$$R = F_1 = \frac{3 \cdot q_d \cdot H}{8} = \frac{3 \cdot 2,57 \cdot 8,76}{8} = 8,42 \text{ kN} = 842 \text{ kg}$$

e di conseguenza:

$$F_2 = F_1 / 2 = 421 \text{ kg}$$

$$R = 4 F_1 = 3368 \text{ kg}$$

2.9.1-Determinazione delle sollecitazioni

In tabella 2.46 sono riportati i valori, ottenuti mediante il *metodo di equilibrio ai nodi*, degli sforzi assiali sollecitanti le aste della travatura reticolare (di cui si riporta lo schema geometrico in figura 2.50).

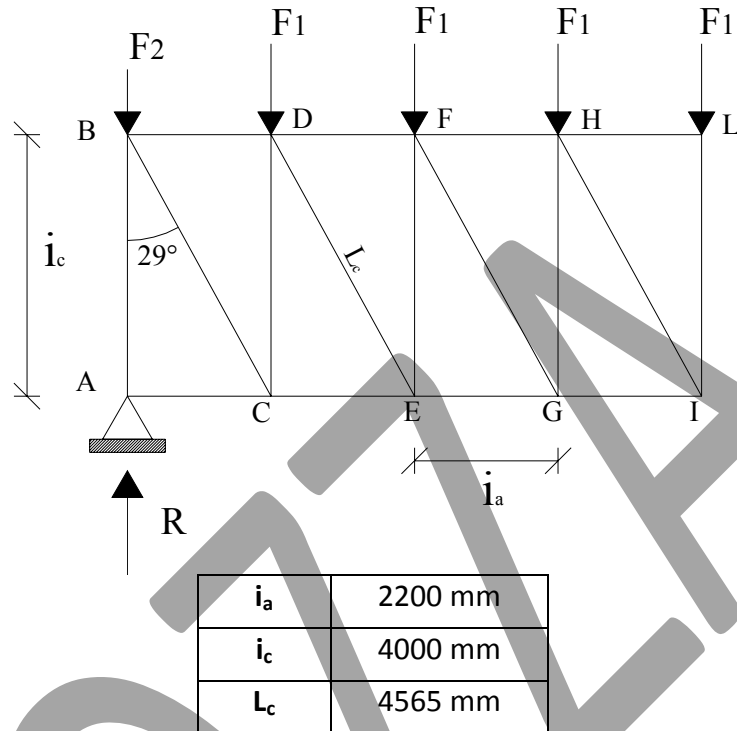


Figura 2.50-Schema geometrico della travatura reticolare

Tabella 2.46-Sforzi assiali nelle aste della travatura reticolare

Asta	Nsd [kg]
AB - arcareccio	-3368,00
BC - controvento	3370,69
BD - corrente capriata	-1634,14
CE - corrente capriata	1634,14
CD - arcareccio	-2948,07
DE - controvento	2407,64
DF - corrente capriata	-2801,39
EG - corrente capriata	2801,39
EF - arcareccio	-2105,77
FG - controvento	1444,58
FH - corrente capriata	-3501,74
GI - corrente capriata	3501,74
GH - arcareccio	-1263,46
HI - controvento	481,53
HL - corrente capriata	-3735,19
IL - arcareccio	-842,31

*(in tabella gli sforzi negativi rappresentano sforzi di compressione)

Risolta la travatura reticolare si può individuare l'asta del sistema di controvento più sollecitata che è rappresentata dall'asta **BC** e dimensionare il profilo della membratura in base allo sforzo gravante su di essa :

$$N_{BC} = 3370,69 \text{ kg.}$$

2.9.2-Dimensionamento

In accordo con quanto stabilito dalle NTC 2008, l'area necessaria al soddisfacimento della verifica a trazione della membratura è esprimibile come:

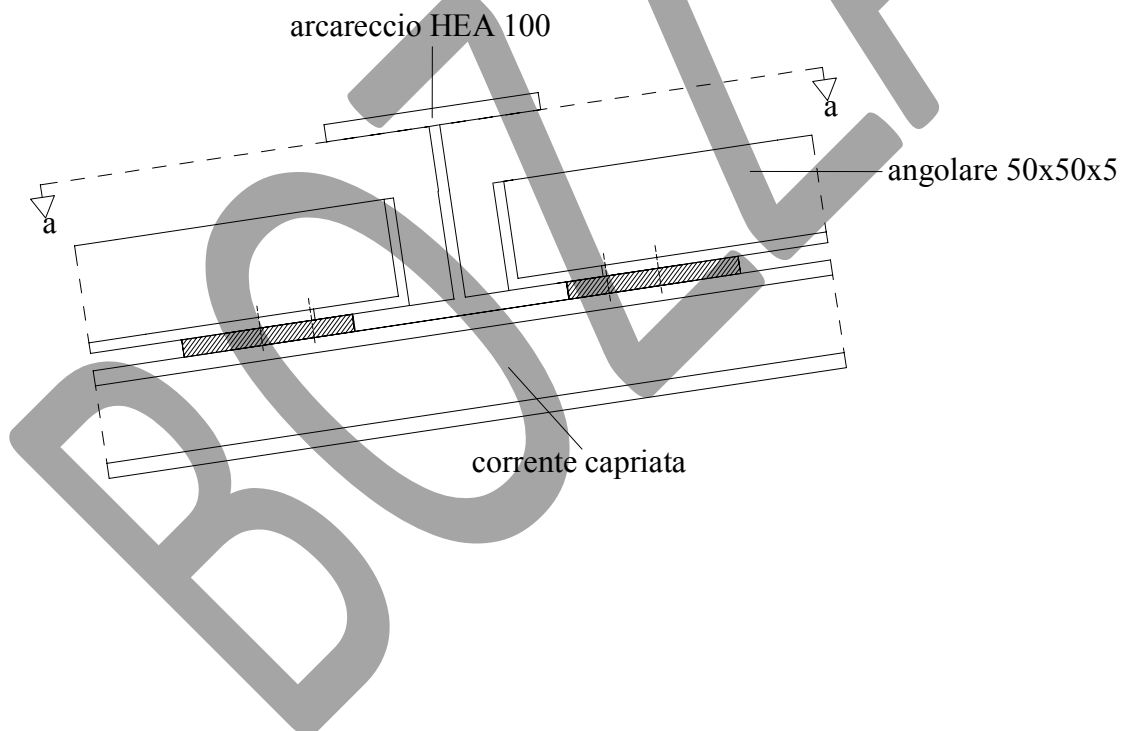
$$A_{nec} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{3370,69 \cdot 1,05}{2750} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Il profilo scelto è un **angolare a lati uguali 50x50x5** che presenta un'area effettiva pari a:

$$A = 4,80 \text{ cm}^2$$

e che è un profilo bullonabile con **Φ12** ad una distanza di **20 mm** dal bordo libero.

Si ipotizza che i controventi siano collegati agli arcarecci mediante piastre bullonate su una sola ala del profilo angolare come indicato in figura **2.51**.



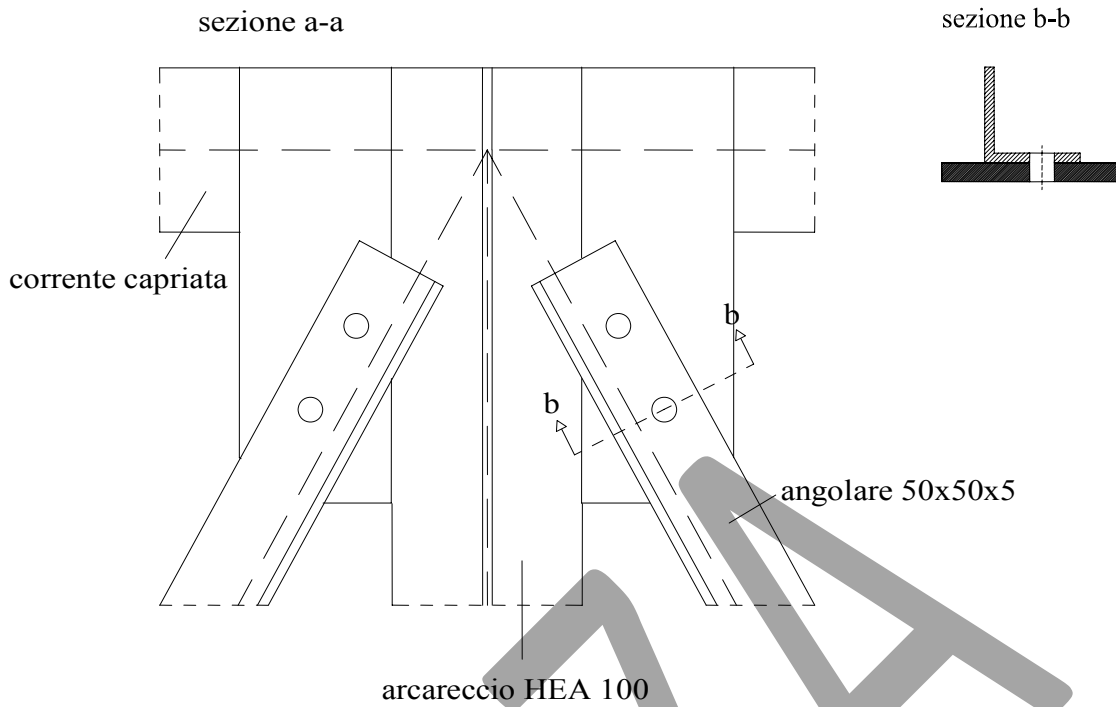
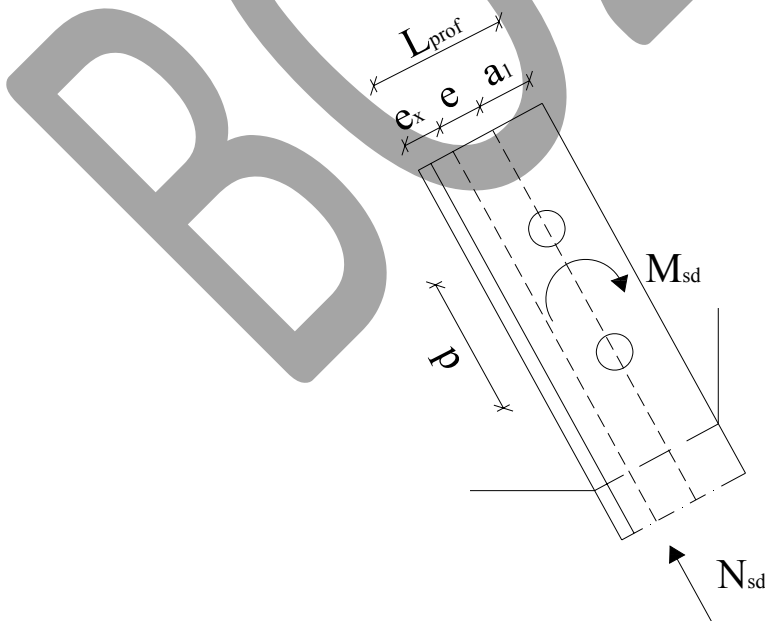


Figura 2.51-Collegamento arcareccio-controventi

2.9.3-Progettazione dei collegamenti bullonati

Con riferimento alle aste di controvento, per effetto dell'eccentricità "e" presente fra l'asse baricentrico dell'elemento e quello del truschino (fig. 2.52), è presente un momento parassita, M_{sd} , per assorbire il quale sono necessari **almeno 2 bulloni**.



L_{prof} [cm]	e_x [cm]	a_1 [cm]	e [cm]
5,0	1,40	2,0	1,60

Figura 2.52-Eccentricità tra l'asse dell'elemento e l'asse del truschino

Scegliendo bulloni $\Phi 12$ si può stabilire il campo di variazione del passo della bullonatura che per la CNR 10011 deve essere compreso fra :

$$3 d_b \leq p \leq 25 t_{\min} \quad (\text{elemento teso})$$

e fra :

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq \min(14 t_{\min} ; 20 \text{ cm})$$

per le NTC 2008.

Nelle relazioni presentate:

$$t_{\min} = t_{\text{prof}} = 0,5 \text{ cm};$$

$$d_b = 1,2 \text{ cm}$$

è il diametro del gambo del bullone;

$$d_o = d_b + 1 \text{ mm} = 1,3 \text{ cm}$$

è il diametro del foro di alloggiamento del bullone.

Si ha quindi che:

$$3,6 \text{ cm} \leq p \leq 12,5 \text{ cm} \quad (\text{CNR 10011})$$

$$2,86 \text{ cm} \leq p_1 \leq 7,0 \text{ cm} \quad (\text{NTC 2008})$$

Ipotizzando di disporre 2 bulloni di **classe 5.6** e ponendo ad esempio:

$$p = p_1 = 5,0 \text{ cm}$$

si ottiene che su ogni bullone agisce una forza:

$$F_b = \sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{n_b}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{p}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{3370,69}{2}\right)^2 + \left(\frac{3370,69 \cdot 1,60}{5,0}\right)^2} = 2000,95 \text{ kg}$$

Determinata la forza F_b sollecitante ciascun bullone si può passare alla verifica a taglio e rifollamento del collegamento.

I risultati sono riportati sinteticamente nelle tabelle seguenti.

Verifica a taglio

F_b, E_d [kg]	nr	A_b [cm ²]	$F_v, E_d = F_b, E_d / n$ r [kg]	f_{tb} [kg/cm ²]	F_v, R_d [kg]	$\gamma = F_v, R_d / F_v, E_d$
2000,95	1	1,13	2000,95	5000	2712,96	1,36

Verifica a rifollamento

k	α	f_{tk}	d [cm]	t [cm]	F_b, E_d [kg]	F_b, R_d [kg]	$\gamma = F_b, R_d / F_b, E_d$
2,5	1,00	4300	1,2	0,5	2000,95	5160,00	2,58

2.9.4-Verifica a trazione della membratura

La verifica a trazione viene effettuata facendo riferimento all'area effettivamente reagente nella sezione di collegamento.

Per la determinazione di tale area si fa riferimento alle prescrizioni riportate nelle istruzioni CNR 10011 (§ 6.2.1).

Per angolari singoli collegati su una delle due ali si assume che:

$$A_{\text{eff}} = A_1 + \xi A_2$$

dove :

$$\xi = 3A_1 / (3A_1 + A_2)$$

essendo A_1 l'area **netta** dell'ala direttamente collegata e A_2 l'area dell'ala non collegata (vedi fig. 2.53).

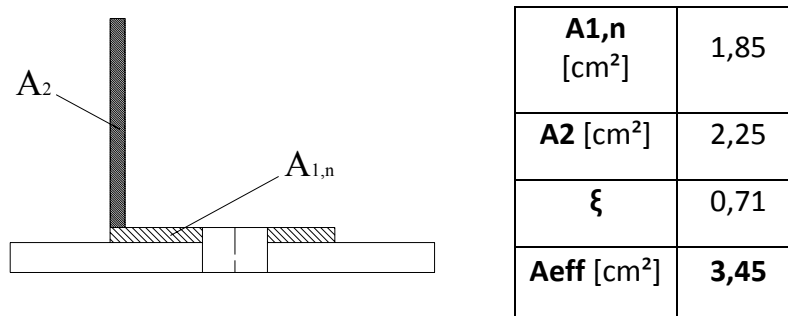


Figura 2.53-Determinazione dell'area effettiva

La verifica si conduce controllando che:

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

dove:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{e} \quad N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_{uk}}{\gamma_{M2}}$$

rappresentano rispettivamente la resistenza plastica della sezione lorda e la resistenza ultima della sezione netta in corrispondenza dei fori per il collegamento. γ_{M0} e γ_{M2} valgono rispettivamente 1,05 e 1,25.

I risultati della verifica sono riportati sinteticamente nella tabella proposta di seguito.

A prof [cm ²]	Aeff [cm ²]	NEd [kg]	Npl,Rd [kg]	Nu,Rd [kg]	Nt,Rd [kg]	γ = Nt,Rd / NEd
4,80	3,45	3370,69	12571,43	10684,18	10684,18	3,17

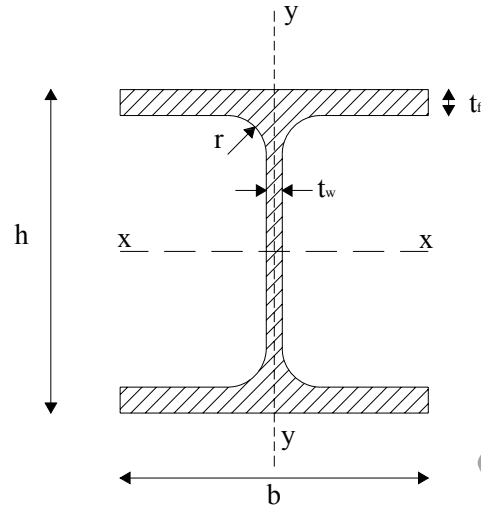
2.9.5-Verifica di stabilità a presso-flessione dell'arcareccio più sollecitato

Dalla risoluzione della travatura reticolare costituente il sistema di controvento di falda si ricava che tutti gli arcarecci sono sollecitati da sforzo normale di compressione e in particolare si ha che quello più sollecitato è rappresentato dall'asta **AB** soggetta ad uno sforzo:

$$N_{AB} = 3368,0 \text{ kg.}$$

Si rende pertanto necessaria una verifica di stabilità dell'arcareccio

In figura **2.54** vengono riportate le caratteristiche geometrico-meccaniche del profilo scelto (**HEA 100**).



b	100 mm	I_x	349 cm ⁴
h	96 mm	W_{el,x}	73 cm ³
t_f	8 mm	i_x	4,06 cm
t_w	5 mm	I_y	134 cm ⁴
r	12 mm	W_{el,y}	27 cm ³
A	21,2 cm ²	i_y	2,51 cm
P	16,7 kg/m	W_{pl,x}	83 cm ³
		W_{pl,y}	41 cm ³

Figura 2.54-Caratteristiche geometrico-meccaniche del profilo HEA 100

L'arcareccio risulta tuttavia sollecitato anche da flessione deviata ed i momenti flettenti massimi agenti nei due piani principali di inerzia della sezione, determinati con riferimento ai due approcci normativi, sono riportati in tabella 2.47.

Tabella 2.47-Massimi momenti flettenti nei due piani principali d'inerzia

	M_{x,max,Ed} [kgm]	M_{y,max,Ed} [kgm]
NTC 2008	384,35	57,44

Si precisa che, per le ipotesi formulate circa lo schema statico di riferimento per gli arcarecci, nelle verifiche verrà considerato un fattore di lunghezza efficace (β) unitario in entrambi i piani di inflessione.

Il profilo è stato già classificato di classe 1 se soggetto ad azione di flessione.

Resta ora da valutare se è di classe 1 se soggetto ad azione di compressione:

Si ricorda che per l'acciaio **Fe 430** il parametro ϵ vale **0,92**.

Anima: $c/t = 11,2 < 33\epsilon = 30,36 \Rightarrow$ l'anima è di **classe 1**

Ala: $c/t = 4,75 < 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow$ l'ala è di **classe 1**

Quindi il profilo HEA 100 è un **profilo di classe 1** se sollecitato da compressione e momento flettente.

Instabilità nel piano dell'anima (ortogonale all'asse forte del profilo).

L= i_c	β_y	L_{0,y} [cm]	N_{cr,x} [kg]	λ_x	α	Φ	χ_x
-------------------------	-----------------------------	-----------------------------	------------------------------	-------------------------------	----------------------------	--------------------------	----------------------------

400	1,0	400	45163,13	1,14	0,34	1,30	0,51
-----	-----	-----	----------	------	------	------	------

Instabilità nel piano dell'ala (parallelo all'asse forte del profilo)

L= ic	βx	Lo,x [cm]	Ncr,y [kg]	λy	α	Φ	χy
400	1,0	400	17340,57	1,83	0,49	2,58	0,23

Verifica

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{\min} A f_{yk}} + \frac{M_{x,eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_{yk} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y,eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,y} f_{yk} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} =$$

$$= \frac{3368 \cdot 1,05}{0,23 \cdot 21,2 \cdot 2750} + \frac{0,75 \cdot 38435 \cdot 1,05}{83 \cdot 2750 \cdot \left(1 - \frac{3368}{45163,13}\right)} + \frac{0,75 \cdot 5744 \cdot 1,05}{41 \cdot 2750 \cdot \left(1 - \frac{3368}{17340,57}\right)} = 0,46 < 1$$

Nella verifica è stato posto $M_{eq} = 0,75 M_{\max}$.

2.10-Controventi longitudinali

In figura 2.55 viene proposto lo schema statico che si presenta nel piano laterale del capannone.

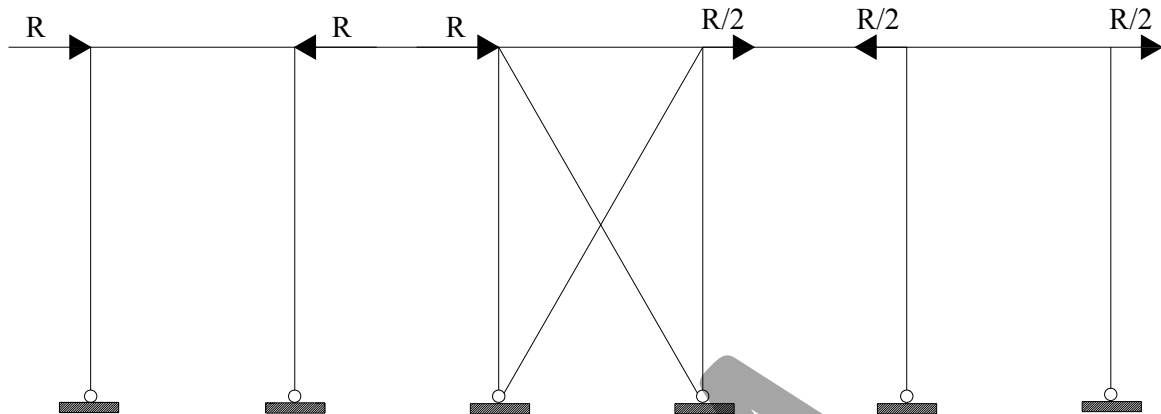


Figura 2.55-Schema di riferimento nel piano laterale del capannone

In particolare, determinata la reazione (R) esplicata dall'appoggio della travatura reticolare costituente il sistema di controvento di falda, questa verrà trasmessa in fondazione mediante il sistema di controventi longitudinali (vedi fig. 2.56).

Si noti che in corrispondenza della parete sottovento la reazione R è dimezzata in quanto è dimezzato il carico da vento.

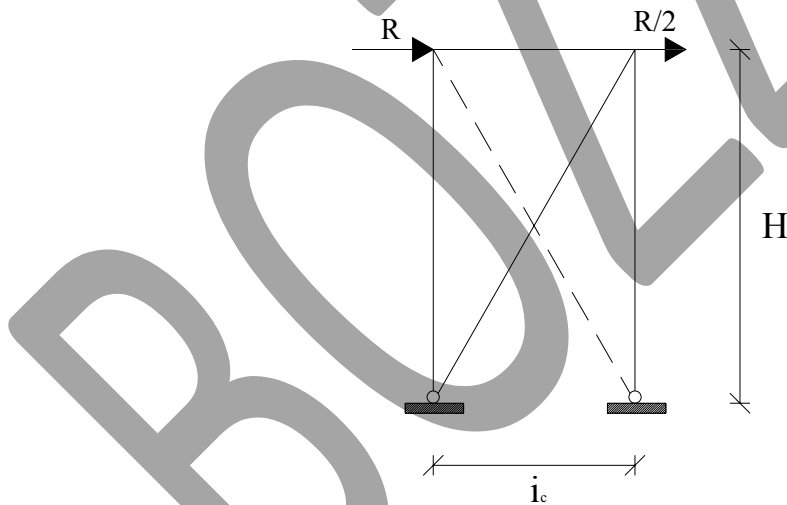


Figura 2.56- Sistema di controvento longitudinale

Trascurando il contributo resistente del diagonale compresso (tratteggiato in fig. 2.56) lo schema considerato per i controventi longitudinali può essere ricondotto ad un arco a tre cerniere (vedi fig. 2.57).

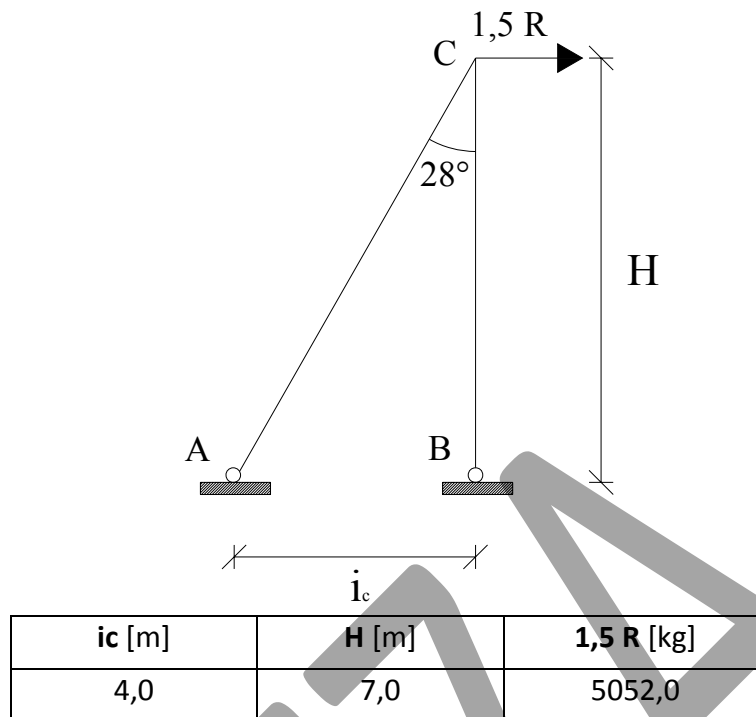


Figura 2.57-Schema semplificato per i controventi longitudinali

Imponendo un **equilibrio al nodo C** si ottiene per l'asta A-C (controvento) un valore di sforzo assiale pari a:

$$N_{Ed} = 10764,96 \text{ kg}$$

2.10.1-Dimensionamento

In accordo con quanto stabilito dalle NTC 2008, l'area necessaria al soddisfacimento della verifica a trazione della membratura è esprimibile come:

$$A_{nec} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{10764,96 \cdot 1,05}{2750} = 4,11 \text{ cm}^2.$$

Viene scelto per i controventi laterali un profilo **UPN 50** che presenta un'area effettiva:

$$A = 7,12 \text{ cm}^2.$$

Si ipotizza che i controventi vengano collegati alle colonne mediante piastre di spessore 1,0 cm bullonate sul lato lungo del profilo UPN e saldate all'anima della colonna (vedi fig. 2.58 e 2.59).

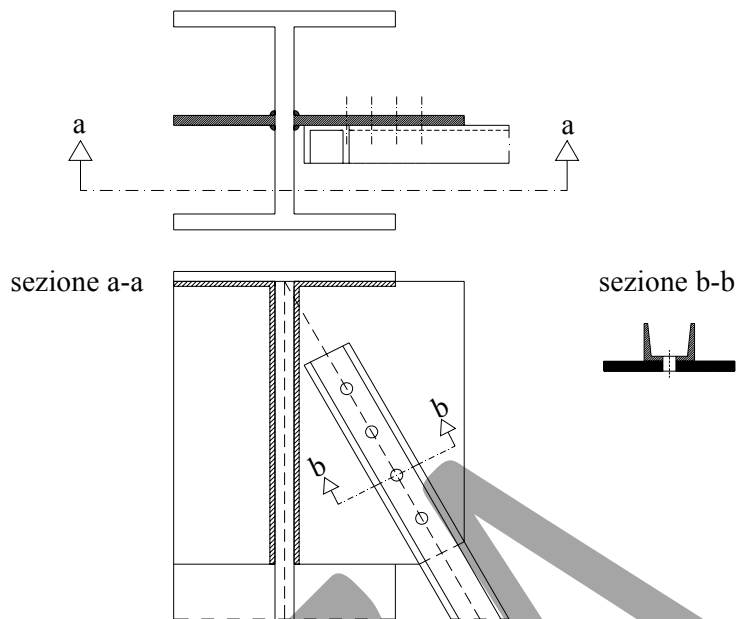


Figura 2.58- Collegamento controvento - colonna.

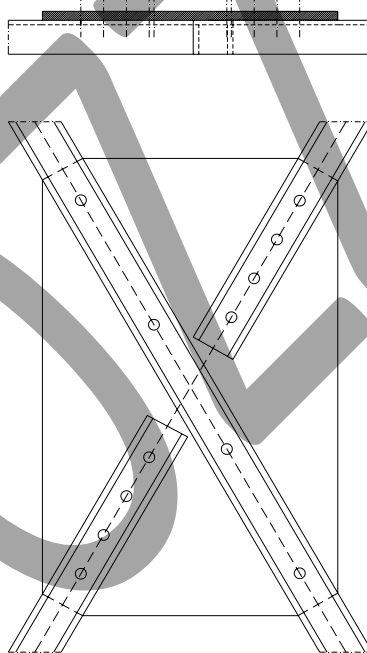


Figura 2.59- Collegamento all'incrocio dei due controventi

2.10.2-Progettazione dei collegamenti bullonati

La scelta del profilo UPN comporta che non ci sia eccentricità fra l'asse del profilo e l'asse di truschino.

$$n_{b,teorico} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M2}}{n_r 0,6 f_{tb} A_b} = \frac{10764,96 \cdot 1,25}{1 \cdot 0,6 \cdot 5000 \cdot 1,13} = 3,97 \implies n_{b,reale} = 4$$

Verifica a rifollamento

k	α	f_{tk} [kg/cm ²]	d [cm]	t [cm]	$F_{b,Ed} = N_{Ed}/n_b$ [kg]	$F_{b,Rd}$ [kg]	$\gamma = F_{b,Rd}/F_{b,Ed}$
2,5	0,48	4300	1,2	0,5	2691,24	2743,40	1,02

2.10.3-Verifica a trazione della membratura

La verifica a trazione viene effettuata con riferimento all'area effettivamente reagente nella sezione di collegamento.

Per la determinazione di tale area si fa riferimento alle prescrizioni riportate nella CNR 10011 (§ 6.2.1) che nel caso di profili ad U collegati sul lato lungo propone:

$$A_{\text{eff}} = A_1 + \xi A_2$$

dove :

$$\xi = 3A_1 / (3A_1 + A_2)$$

essendo A_1 l'area direttamente collegata (depurata dei fori) e A_2 l'area non direttamente collegata (vedi fig. 2.60).

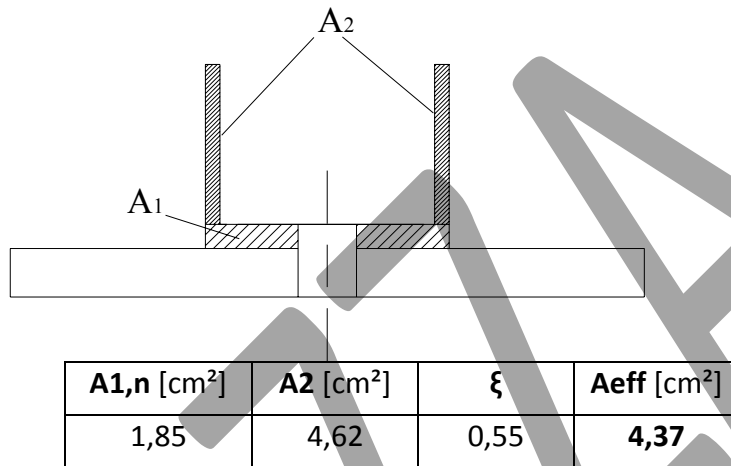


Figura 2.60-Determinazione dell'area effettiva

La verifica si conduce controllando che:

$$N_{\text{Ed}} \leq N_{\text{t,Rd}} = \min(N_{\text{pl,Rd}} ; N_{\text{u,Rd}})$$

dove:

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{e} \quad N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 A_{\text{net}} f_{uk}}{\gamma_{M2}}$$

rappresentano rispettivamente la resistenza plastica della sezione lorda e la resistenza ultima della sezione netta in corrispondenza dei fori per il collegamento. γ_{M0} e γ_{M2} valgono rispettivamente 1,05 e 1,25.

I risultati della verifica sono riportati sinteticamente nella tabella proposta di seguito.

A prof [cm ²]	Aeff [cm ²]	NEd [kg]	Npl,Rd [kg]	Nu,Rd [kg]	Nt,Rd [kg]	$\gamma = N_{\text{t,Rd}} / N_{\text{Ed}}$
7,12	4,37	10764,96	18647,62	13533,36	13533,36	1,26