



Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Pistoia

*Corso di aggiornamento professionale
Progettazione strutturale di costruzioni in acciaio
secondo le NTC2008
Pistoia – 25 Giugno 2010*

Progettazione strutturale delle costruzioni metalliche

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino

giovanni.fabbrocino@unimol.it

Laboratorio di Dinamica Strutturale e Geotecnica *StreGa*

Università del Molise

INDICE

INDICE.....	2
PREMESSA.....	3
AZIONI DI PROGETTO E RELATIVE COMBINAZIONI.....	6
NORME DI RIFERIMENTO	6
MATERIALI	7
COMPOSIZIONE CHIMICA DEGLI ACCIAI.....	7
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI DEI PROFILATI E DEL PIASTRAME.....	7
ANALISI DEI CARICHI	9
PESO PROPRIO.....	9
CARICO NEVE	9
CARICO DA VENTO.....	10
PREDIMENSIONAMENTO E VERIFICA SOTTO AZIONI NON SISMICHE	13
ARCARECCI.....	13
PREDIMENSIONAMENTO	13
VERIFICA ALLO SLU.....	15
VERIFICA ALLO SLE	16
STRUTTURA PRINCIPALE	17
PREDIMENSIONAMENTO	17
VERIFICA ALLO SLU.....	19

Premessa

Il presente documento riporta a titolo esemplificativo i principali calcoli richiesti per la progettazione strutturale di una pensilina da collocare in un'area di parcheggio per autoveicoli.

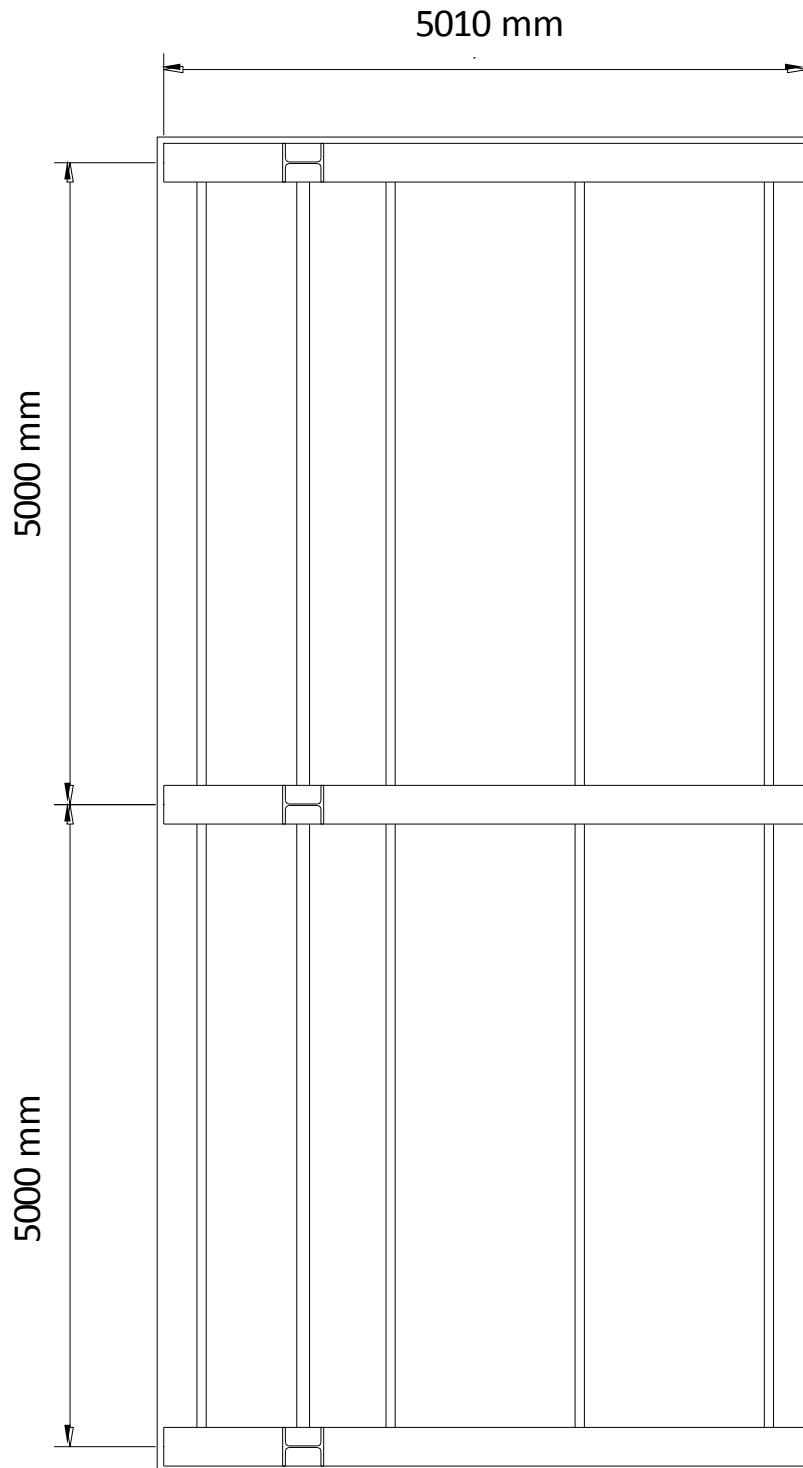
La struttura è costituita da colonne alte 2,50 m e da travi a doppio sbalzo non simmetrico. La lunghezza complessiva delle travi è di 5100 mm, dei quali 4050 mm costituiscono lo sbalzo principale e 1050 mm quello secondario.

Le strutture portanti principali sono disposte ad interasse di 5,00 m, per un totale di tre sistemi di sostegno. Si ottiene una superficie coperta di circa $10 \times 5 = 50 \text{ m}^2$.

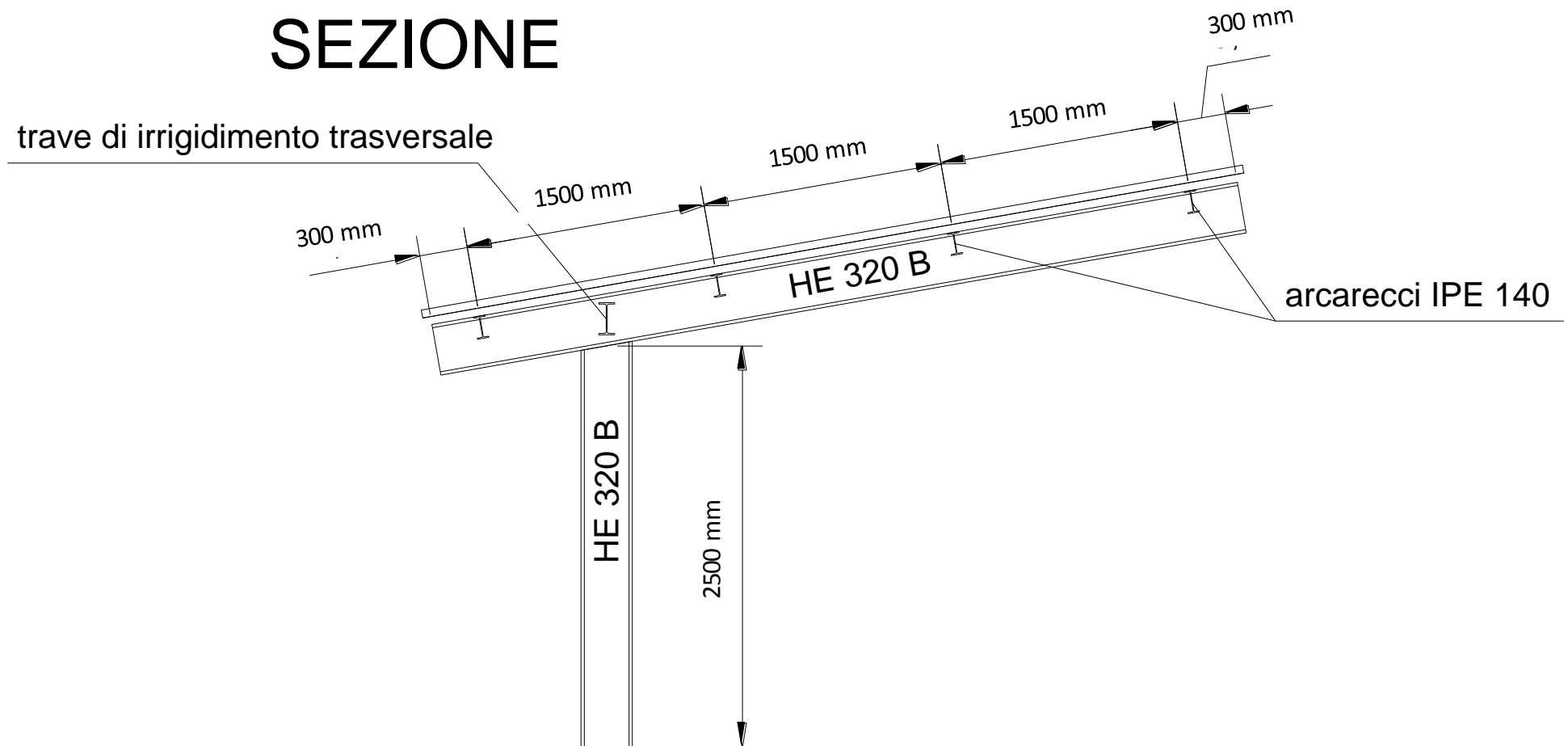
L'inclinazione ottimale per gli impianti fotovoltaici è di circa 30° , ma nella realizzazione delle pensiline generalmente si assume una pendenza inferiore, tipicamente 20° .

Nel caso in esame, per la specifica soluzione tipologica si assume una pendenza di 10° .

PIANTA



SEZIONE



Azioni di progetto e relative combinazioni

Le azioni alla base del dimensionamento strutturale sono qui di seguito enumerate:

1. azioni gravitazionali legate al peso dei manufatti e delle parti strutturali e non strutturali;
2. azioni gravitazionali legate ai sovraccarichi di esercizio funzione delle varie destinazioni distribuite nell'edificio;
3. azioni legate all'azione statica equivalente del vento.

Norme di riferimento

Nella progettazione delle strutture in oggetto sono considerate le seguenti norme:

- D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4-2-2008 Suppl. Ordinario n.30) – Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 sulla (G. U. del 26.02.2009 n. 47, Suppl. Ordinario n. 27).
- UNI EN 1993-1-1:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole EN generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: IT - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per resistenza sismica- Parte 1: Regole generali azioni sismiche e regole per gli edifici.

Materiali

La realizzazione delle strutture metalliche e delle strutture composte richiede, ai sensi del DM 14/01/2008, l'impiego di acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (laminati), UNI EN 10020 (tubi senza saldatura) e UNI EN 10129-1 per i tubi saldati. Tali acciai devono recare la marcatura CE ed essere coerenti con il sistema di attestazione della conformità 2+. A questi materiali si applica quanto riportato al punto A) del paragrafo 11.1. delle NTC 2008.

Qui di seguito si riassumono le principali caratteristiche degli acciai da carpenteria da impiegare nella realizzazione.

Composizione chimica degli acciai.

Gli acciai per strutture saldate, oltre che a soddisfare i requisiti di cui al paragrafo 11.3.4.1. del DM 14/01/2008, devono avere composizione chimica conforme di cui alle norme europee armonizzate.

Caratteristiche meccaniche degli acciai dei profilati e del piastrame.

L'accertamento delle caratteristiche meccaniche, il prelievo dei saggi, la posizione del pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1002.

I parametri meccanici e deformativi rilevanti ai fini del progetto strutturale sono qui di seguito riportati:

- modulo elastico	$E = 210'000 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità trasversale	$G = 0,5 E / (1+\nu)$
- Modulo di Poisson	$\nu = 0,3$
- Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Per quanto attiene ai profili metallici con sezione aperta – travi ad ali parallele tipo HE – IPE e travi IPN – i materiali da impiegare devono rispettare le seguenti prescrizioni in termini di prestazioni meccaniche:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	Spessore inferiore a 40 mm		Spessore compreso tra 40 e 80 mm	
	f_{yk} - Mpa	f_{tk} - MPa	f_{yk} - MPa	f_{tk} - Mpa
UNI EN 10025-2 S275	275	430	255	410

Per quanto attiene al piastrame e alle lamiere necessarie per i collegamenti i materiali da impiegare devono rispettare le seguenti prescrizioni in termini di prestazioni meccaniche:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	Spessore inferiore a 40 mm		Spessore compreso tra 40 e 80 mm	
	f_{yk} - Mpa	f_{tk} - MPa	f_{yk} - MPa	f_{tk} - Mpa
UNI EN 10025-2 S355	355	510	335	470

Per quanto attiene ai profili metallici con sezione cava i materiali da impiegare devono rispettare le seguenti prescrizioni in termini di prestazioni meccaniche:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	Spessore inferiore a 40 mm		Spessore compreso tra 40 e 80 mm	
	f_{yk} - Mpa	f_{tk} - MPa	f_{yk} - MPa	f_{tk} - Mpa
UNI EN 10210-1 S275H	275	430	255	410

In conformità al punto 11.3.4.9 del DM 14/01/2008, l'acciaio impiegato nella realizzazione delle zone dissipative deve soddisfare i seguenti requisiti:

- Il rapporto tra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard deve essere non inferiore al 20%;

- La tensione di snervamento massima non deve essere superiore a $1,2 f_{yk}$;

Analisi dei carichi

Peso proprio

Si adottano pannelli solari da catalogo riportato in appendice:

Assumendo il peso della singola lastra, di dimensioni $1,00 \times 1,50$ m, pari a $0,35$ kN, si ha:

$$pp = 0,35 / (1,00 \cdot 1,50) = 0,233 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,25 \text{ kN/m}^2$$

Carico neve

Si calcola il carico neve secondo il punto 3.4 delle NTC 2008

Si considera un'altezza del sito (città di Pistoia): $a_s = 67$ m

La zona di riferimento è II

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.10)$$

dunque: $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Il coefficiente di esposizione è pari a: $C_E = 1,0$ (vedi tab. 3.4.I)

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Il coefficiente termico è pari a: $C_t = 1$.

Per quanto riguarda il coefficiente di forma, trattandosi di copertura ad una falda, è sempre: $\mu_1 = 0,8$ indipendentemente dall'angolo di inclinazione (punto 3.4.5.2)

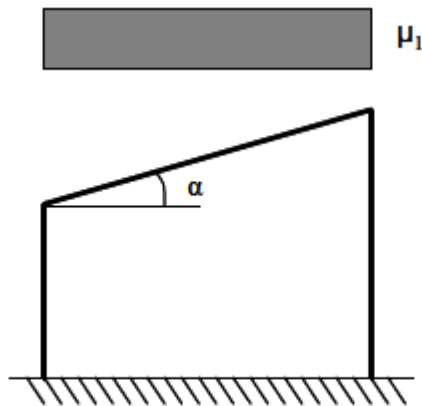


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

In definitiva il carico provocato dalla neve è pari a:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,80 \text{ kN/m}^2.$$

Carico da vento

Si calcola il carico neve secondo il punto 3.3 delle NTC 2008 e C3.3 della Circolare 2009

Si considera un'altezza del sito (città di Pistoia): $a_s = 67 \text{ m}$

La zona di riferimento è 3 (tab. 3.3.I)

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = (1/2) \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

classe di rugosità A: aree urbane (tab. 3.3.III)

categoria di esposizione IV: entro 30 km dal mare.

Dunque i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (tab. 3.3.II) sono:

$$k_r = 0,22$$

$$z_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

l'altezza dal suolo dell'elemento considerato è pari a: $z = 2,50 \text{ m}$.

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (3.3.5)$$

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

Il coefficiente di topografia si assume pari a: $c_t = 1$

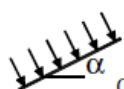
Nel caso in esame $z = 2,50 \text{ m} < z_{\min} = 8 \text{ m}$

$$c_e = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln(8/0.30) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(8/0.30)] = 1,63.$$

Il coefficiente dinamico può essere assunto pari a: $c_d = 1$

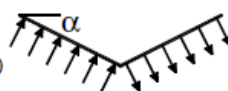
Il coefficiente di forma è definito sulla base delle indicazioni del punto C3.3.10 della Circolare 2009.

Uno spiovente piano



$$C_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$$

Due spioventi piani con impluvio



$$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$$

$$C_p = 0,6$$

Figura C3.3.4 Valori di c_p per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

Dunque nel caso di spiovente piano:

$$c_p = \pm 1,2 \cdot (1 + \sin \alpha) = \pm 1,2 \cdot (1 + \sin 10^\circ) = \pm 1,41.$$

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

In definitiva, la pressione del vento (statica equivalente) sulla pensilina è pari a:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \cdot 1,63 \cdot 1,41 \cdot 1 = 1048 \text{ N/m}^2 = 1,05 \text{ kN/m}^2.$$

In corrispondenza delle travi e delle colonne, il coefficiente di forma è funzione del rapporto $\varphi = S_p/S$, dove:

S_p = superficie della parte piena della trave

S = superficie delimitata dal contorno della trave.

Adottando travi piene $\rightarrow \varphi = 1$

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,4$$

dunque la pressione su travi e colonne è pari a quella agente sulla falda della pensilina.

Le pressioni massime locali vanno determinate secondo quanto riportato al punto C3.3.10.8 della Circolare 2009

Lungo le fasce perimetrali, il valore assoluto del coefficiente di forma si amplifica arrivando a: $c_p = 1,8$.

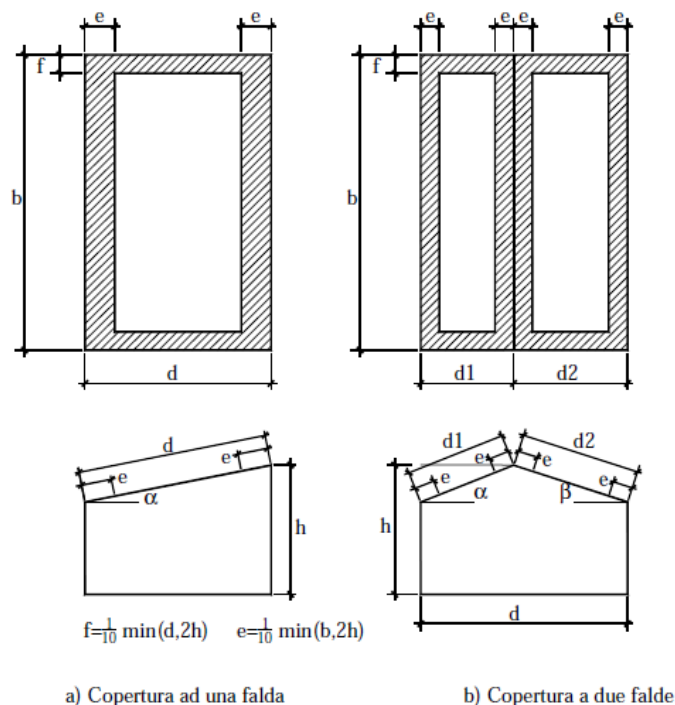


Figura C3.3.5 – Zone di massime pressioni locali sulle coperture

Vengono trascurate, in quanto l'estensione delle fasce è limitata ($1/10 \cdot d = 50$ cm) e l'incremento del coefficiente è basso, in quanto si ha già un valore di c_p pari a 1,4.

Il valore incrementato va invece portato in conto per il dimensionamento dei pannelli fotovoltaici e dei relativi sistemi di fissaggio mediante profili metallici sottili formati a freddo agli arcarecci primari.

Il vento radente si calcola considerando un coefficiente di attrito pari a:

$$c_f = 0,02 \text{ per superfici scabre (punto C3.3.11 della Circolare 2009)}$$

per cui:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 456 \cdot 1,63 \cdot 0,02 = 14,86 \text{ N/m}^2 = 0,015 \text{ kN/m}^2$$

che produce una forza complessiva sull'intera pensilina pari a:

$$F_f = 0,015 \cdot 10,0 \cdot 5,0 = 0,75 \text{ kN che può essere tranquillamente trascurata.}$$

Predimensionamento e verifica sotto azioni non sismiche

Arcarecci

Predimensionamento

Si effettua un predimensionamento agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio.

Gli arcarecci sono disposti ad interasse di 1,50 m e presentano una luce di 5,00 m.

Allo SLU la combinazione di carico fondamentale (punto 2.5.3 NTC 2008) prevede:

$$P_{SLU} = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{k1} + 1,5 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Dove:

$G_1 = 0,25 \cdot 1,50 + p_p$ profilo = 0,60 kN/ml stimando il peso dell'arcareccio e dei profili sottili formati a freddo per il fissaggio dei pannelli nella misura di circa 0,20 kN/ml

$G_2 = 0$. Non sono presenti finiture

Q_{k1} = pressione del vento, considerata azione principale in quanto la più gravosa

Q_{k2} = carico da neve

$\Psi_{02} = 0,5$ per carico neve.

In definitiva:

$$P_{SLU} = 3,86 \text{ kN/ml}$$

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

Il momento flettente:

$$M = P_{SLU} \cdot L^2 / 8 = 12,06 \text{ kNm} = 12,06 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Il modulo di resistenza plastico minimo dunque è pari a:

$$W_{pl,min} = M / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 46040 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{IPE 120, con le seguenti caratteristiche:}$$

$$W_{pl,y} = 60730 \text{ mm}^3$$

$$I_y = 3178000 \text{ mm}^4.$$

Le verifiche allo stato limite di esercizio prevede il controllo degli spostamenti. In particolare si controlla il valore massimo della freccia. I valori limite sono da definirsi in funzione agli effetti che tali deformazioni provocano sugli elementi portati. Nella fattispecie non c'è nessuna indicazione sulle schede del prodotto. Dunque ci si rifà alle indicazioni di norma, punto 4.2.4.2.1:

costruzioni ordinarie, coperture in generale (tab. 4.2.X):

$$\delta_{max} = L / 200 = 25 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = L / 250 = 20 \text{ mm}$$

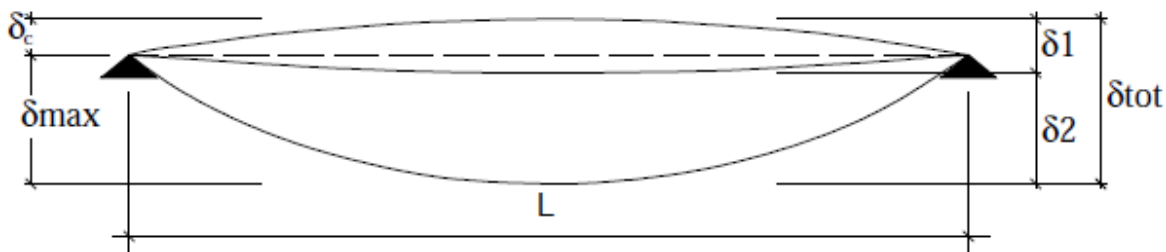


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Allo SLE la combinazione di carico fondamentale o in combinazione RARA (punto 2.5.3 NTC 2008) prevede:

$$P_{RARA} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Dove:

$$G_1 = 0,25 \cdot 1,50 + pp \text{ profilo} = 0,60 \text{ kN/ml}$$

$G_2 = 0$. Non sono presenti finiture

Q_{k1} = pressione del vento, considerata azione principale in quanto la più gravosa

Q_{k2} = carico da neve.

$\Psi_{02} = 0,5$ per carico neve.

In definitiva:

$$P_{RARA} = 2,78 \text{ kN/ml}$$

Per i soli carichi accidentali:

$$P_{ACC} = Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} = 2,18 \text{ kN/ml.}$$

La freccia nello schema di trave su due appoggi è pari a:

$$\delta = (5/384) \cdot P \cdot L^4 / EI \text{ da cui è possibile determinare il momento d'inerzia minimo.}$$

Per la freccia complessiva:

$$I_{\min} = (5/384) \cdot P_{RARA} \cdot L^4 / E \quad \delta_{\max} = 4309276 \text{ mm}^4$$

Per la freccia da soli carichi accidentali:

$$I_{\min} = (5/384) \cdot P_{ACC} \cdot L^4 / E \quad \delta_{\max} = 4224020 \text{ mm}^4$$

Il valore vincolante è δ_{\max} : → IPE 140 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$I_y = 5412000 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,y} = 88340$$

$$A = 1640 \text{ mm}^2$$

Il peso dell'arcareccio selezionato è pari a 0,13 kN/ml ed è compatibile con l'ipotesi iniziale, per cui non va effettuato alcun nuovo calcolo.

Verifica allo SLU

Il momento ultimo è pari a:

$$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 88340 \cdot 275 / 1,05 = 23,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 23,1 \text{ kNm}$$

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

Il taglio agente è pari a:

$$V_{Sd} = P_{SLU} \cdot L / 2 = 3,86 \cdot 5,00 / 2 = 9,65 \text{ kN}$$

L'area resistente a taglio è pari a: (punto 4.2.4.1.2)

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f = 1640 - 2 \cdot 73 \cdot 6,9 + (4,7 + 7) \cdot 6,9 = 713,4 \text{ mm}^2$$

La resistenza a taglio è pari a:

$$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 713,4 \cdot 275 / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 107874 \text{ N} = 107,9 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica allo SLE

$$\delta_{\max} = (5/384) \cdot P_{RARA} \cdot L^4 / EI = (5/384) \cdot 2,68 \cdot 5000^4 / (210000 \cdot 5412000) = 19,2 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = (5/384) \cdot P_{ACC} \cdot L^4 / EI = (5/384) \cdot 2,18 \cdot 5000^4 / (210000 \cdot 5412000) = 15,6 \text{ mm.}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

Struttura principale

Predimensionamento

Si intende adottare lo stesso profilo, sia per la trave che per la colonna. Si progetta la struttura centrale, la più caricata

La trave è soggetta a forze concentrate, che rappresentano gli scarichi degli arcarecci.

Allo SLU:

$$F_{SLU} = 3,86 \cdot 5,00 = 19,3 \text{ kN}$$

Allo SLE:

$$F_{RARA} = 2,78 \cdot 5,00 = 13,9 \text{ kN}$$

Solo i carichi accidentali:

$$F_{ACC} = 2,18 \cdot 5,00 = 10,9 \text{ kN}$$

Allo SLU:

il momento massimo si ha all'attacco del braccio lungo della trave alla colonna:

$$M = F_{SLU} \cdot 0,75 + F_{SLU} \cdot 2,25 + F_{SLU} \cdot 3,75 = 130,3 \text{ kNm} = 130,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Il modulo di resistenza plastico minimo dunque è pari a:

$$W_{pl,min} = M / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 497233 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{HE 200 B, con le seguenti caratteristiche:}$$

$$W_{pl,y} = 642500 \text{ mm}^3$$

$$I_y = 56960000 \text{ mm}^4.$$

Allo SLE

Le verifiche allo stato limite di esercizio prevedono il controllo degli spostamenti. In particolare vengono limitati i valori massimi degli spostamenti verticali (tab. 4.2.X) e i valori massimi orizzontali (tab. 4.2.XI).

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

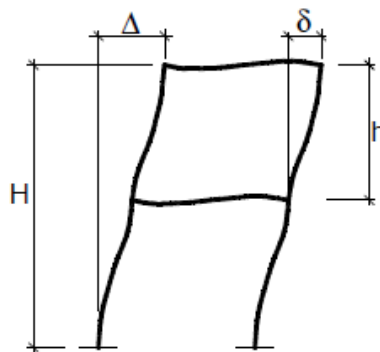


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Per gli spostamenti verticali: costruzioni ordinarie, coperture in generale (tab. 4.2.X). per gli sbalzi la lunghezza da considerare è il doppio della luce:

$$\delta_{\max} = 2 \cdot L / 200 = 2 \cdot 4050 / 200 = 40,5 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 2 \cdot L / 250 = 2 \cdot 4050 / 250 = 32,4 \text{ mm}$$

Per gli spostamenti orizzontali: altri edifici monopiano:

$$\delta = h / 300 = 2500 / 300 = 8,3 \text{ mm.}$$

La colonna è sollecitata, oltre che dai momenti flettenti che arrivano dalla trave, anche dal vento che investe l'arcareccio e la colonna stessa:

sugli arcarecci:

$$F_a = q_s \cdot L \cdot h = 1,05 \cdot 5,00 \cdot 0,14 = 0,735 \text{ kN}$$

Sulla colonna, ipotizzando una larghezza di 30 cm:

$$F_c = q_s \cdot L \cdot h = 1,05 \cdot 0,30 \cdot 2,50 = 0,788 \text{ kN}$$

Per calcolare lo spostamento orizzontale si calcola il momento in testa alla colonna:

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

$$M_{RARA} = -F_{RARA} \cdot 0,75 + F_{RARA} \cdot 0,75 + F_{RARA} \cdot 2,25 + F_{RARA} \cdot 3,75 = 83,40 \text{ kNm}$$

In questa prima fase di predimensionamento si trascura l'azione del vento.

$$\delta = M \cdot H^2 / EI = 8,3, \text{ da cui si ricava il momento d'inerzia minimo:}$$

$I_{\min} = 83,40 \cdot 10^6 \cdot 2500^2 / (210000 \cdot 8,3) = 2,9905 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 29905 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{HE 320 B}$ con le seguenti caratteristiche:

$$I_y = 30820 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 2149000$$

$$A = 16130 \text{ mm}^2$$

$$G = 1,27 \text{ kN/ml}$$

Per quanto riguarda gli spostamenti verticali bisogna considerare:

l'aliquota derivante dalla rotazione in testa alla colonna:

$$\varphi = M \cdot H / EI, \text{ per cui } w_{\text{col}} = \varphi \cdot L = (M \cdot H / EI) \cdot L$$

ci sono inoltre le aliquote dovute alle forze concentrate:

$$\sum F \cdot L_i^3 / (3EI) + [F \cdot L_i^2 / (2EI)] \cdot (L_{\text{tot}} - L_i)$$

In combinazione RARA si ha:

$$\delta_{\max} = 21,6 \text{ mm}$$

per soli carichi accidentali si ha:

$$\delta_2 = 15,1 \text{ mm.}$$

Verifica allo SLU

Il momento ultimo è pari a:

$$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 2149000 \cdot 275 / 1,05 = 562,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 562,8 \text{ kNm}$$

Il momento agente è pari al momento già calcolato in fase di predimensionamento a cui si somma il momento da peso proprio:

$$M_{SLU} = 1,3 \cdot 1,27 \cdot 4,05^2 / 2 + 19,3 \cdot 0,75 + 19,3 \cdot 2,25 + 19,3 \cdot 3,75 = 13,5 + 130,3 = 143,8 \text{ kNm}$$

Si assume che la copertura non forma un vincolo efficace per la flangia compressa della trave, quindi non è garantito il collegamento laterale della piattabanda (punto 4.2.4.1.3.2).

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

In tal caso vanno verificata la trave nei confronti degli effetti dell'instabilità flesso torsionale, calcolando il coefficiente riduttivo del momento resistente χ_{LT} .

$$\chi_{LT} = \sqrt{f_{yk} \cdot W_{y,pl} / M_{cr}}$$

Dove:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{c,h}} \sqrt{EI_y GI_T} \cdot \sqrt{1 + \pi^2 / k^2}$$

$$\text{Con } k = L_{c,h} \cdot \sqrt{\frac{GI_T}{EI_\omega}}$$

$L_{c,h}$ è la distanza tra due ritegni torsionali successivi. Nel caso di mensola con un estremo libero $L_{c,h}$ è il doppio della luce dello sbalzo.

La sezione presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

A	16.130	mm ²
$W_{y,pl}$	2.149.000	mm ³
I_z	308.200.000	mm ⁴
I_T	2.251.000	mm ⁴
I_ω	2.069.000.000.000	mm ⁶
$L_{c,h}$	5.000	mm

Dunque $M_{cr} = 1.545.835.049$ Nmm

$$\chi_{LT} = 0,62$$

Di conseguenza

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} = 0,62 \cdot 562,8 = 348,9 \text{ kNm} > M_{SLU} = 143,8 \text{ kNm}$$

Il taglio agente è pari a:

$$V = 1,3 \cdot 1,27 \cdot 4,05 + 4 \cdot F_{SLU} = 6,69 + 4 \cdot 19,3 = 83,9 \text{ kN}$$

L'area resistente a taglio è pari a: (punto 4.2.4.1.2)

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f = 16130 - 2 \cdot 300 \cdot 20,5 + (11,5 + 27) \cdot 20,5 = 4619 \text{ mm}^2$$

La resistenza a taglio è pari a:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt[3]{3} \cdot \gamma_{M0}) = 4619 \cdot 275 / (\sqrt[3]{3} \cdot 1,05) = 698443 \text{ N} = 698,4 \text{ kN}$$

$V / V_{c,Rd} = 0,12 < 0,5$: non si hanno interazioni tra taglio e momento flettente.

La colonna è sollecitata, oltre che dai momenti flettenti che arrivano dalla trave, anche dal vento che investe l'arcareccio e la colonna stessa:

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

sugli arcarecci:

$$F_a = q_s \cdot L \cdot h = 1,05 \cdot 5,00 \cdot 0,14 = 0,735 \text{ kN}$$

Sulla colonna, ipotizzando una larghezza di 30 cm:

$$F_c = q_s \cdot L \cdot h = 1,05 \cdot 0,30 \cdot 2,50 = 0,788 \text{ kN}$$

Il momento dunque è pari a:

$$M = F_a \cdot 2,50 + F_c \cdot 2,50/2 - 19,3 \cdot 0,75 + 19,3 \cdot 0,75 + 19,3 \cdot 2,25 + 19,3 \cdot 3,75 - 1,3 \cdot 1,27 \cdot 1,05^2/2 + 1,3 \cdot 1,27 \cdot 4,05^2/2 = 131,3 \text{ kNm}$$

Lo sforzo normale è pari a:

$$N = 4 \cdot F_{SLU} + \text{peso trave} + \text{peso colonna} = 4 \cdot 19,3 + 1,3 \cdot 1,27 \cdot 5,10 + 1,3 \cdot 1,27 \cdot 2,50 = 89,8 \text{ kN.}$$

La verifica a pressoflessione si effettua tenendo in conto gli effetti della snellezza assiale e dei fenomeni di instabilità flesso torsionale, secondo il metodo B punto C4.2.4.1.3.3.1:

C4.2.4.1.3.3.2 Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned} \quad (C4.2.37)$$


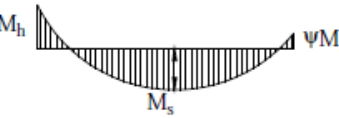

dove N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z, A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Nelle tabelle successive le formule per la determinazione dei vari coefficienti:

Tabella C4.2.V - Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente

k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Tabella C4.2.VI Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a pressoflessione deviata.

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti α_{my} , α_{mz} , α_{mLT}	
			Carico uniforme	Carico concentrato
 M_h ψM_h	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 M_h M_s ψM_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_h M_s ψM_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

nel caso in esame M_z è nullo.

La snellezza è pari a:

$$\lambda = L_0 / i_{\min} = 2 \cdot 2500 / 75,7 = 66 < 200.$$

$$N_{cr,\min} = N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / L_0^2 = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 92390000 / 5000^2 = 7659563 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_z = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = 0,76$$

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,884$$

dove $\alpha = 0,34$ è il fattore di imperfezione per curva b, vedi tab. 4.2.VI

$$\chi_z = 1 / [(\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5})] = 0,75$$

La sezione presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

A	16.130	mm ²
Wy,pl	2.149.000	mm ³
Iz	308.200.000	mm ⁴
I _T	2.251.000	mm ⁴
I ω	2.069.000.000.000	mm ⁶
Lc,h	8.100	mm

Dunque $M_{cr} = 2.997.342.033$ Nmm

$$\chi_{LT} = 0,44$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 EI_y / L_0^2 = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 308200000 / 5000^2 = 25551221 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_y = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = 0,42$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,63$$

dove $\alpha = 0,34$ è il fattore di imperfezione per curva b, vedi tab. 4.2.VI

$$\chi_y = 1 / [(\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5})] = 0,91$$

$$\alpha_{my} = \alpha_{mz} = \alpha_{LT} = 0,6 + 0,4 \cdot M_{min} / M_{max} = 0,6$$

$$k_{yy} = 0,6 \cdot [1 + (0,42 - 0,2) \cdot 89800 \cdot 1,05 / (0,91 \cdot 16130 \cdot 275)] = 0,60$$

$$k_{zz} = 0,6 \cdot [1 + (2 \cdot 0,76 - 0,6) \cdot 89800 \cdot 1,05 / (0,91 \cdot 16130 \cdot 275)] = 0,62$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,37$$

$$k_{zy} = 1 - 0,1 \cdot 0,76 / (0,60 - 0,25) \cdot 89800 \cdot 1,05 / (0,75 \cdot 16130 \cdot 275) = 0,99$$

Dunque:

$$89800 \cdot 1,05 / (0,91 \cdot 16130 \cdot 275) + 0,60 \cdot 131,3 \cdot 10^6 \cdot 1,05 / [0,44 \cdot 2149000 \cdot 275] = 0,32 < 1 .$$

$$89800 \cdot 1,05 / (0,75 \cdot 16130 \cdot 275) + 0,37 \cdot 131,3 \cdot 10^6 \cdot 1,05 / [0,44 \cdot 2149000 \cdot 275] = 0,23 < 1 .$$

La verifica è soddisfatta.