



**UNIVERSITÀ  
DI TRENTO**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E MECCANICA**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE  
**COSTRUZIONI IN ACCIAIO**  
A.A. 2020-2021

---

# **ESERCITAZIONE**

---

---

*PROGETTO DI UN  
CAPANNONE IN ACCIAIO*

---

Gruppo

**Stefano Zorzi** (matr. 209632)  
**Francesco Profico** (matr. 213577)  
**Andrea Valentini** (matr. 216315)

Docente

**Prof. Ing. Nicola Tondini**  
Esercitatore  
**Ing. Francesco Maestri**

Trento, 31.12.2020



# INDICE

---

1	INTRODUZIONE.....	1
1.1	Descrizione fabbricato .....	1
1.2	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....	4
1.3	Localizzazione, caratteristiche del sito e condizioni topografiche .....	4
1.4	Normativa .....	4
1.5	Bibliografia .....	5
1.6	Sitografia .....	5
2	MATERIALI .....	6
2.1	Acciaio strutturale.....	6
2.2	Materiali da apporto per le saldature .....	7
2.3	Pannelli di copertura .....	7
2.4	Pannelli di rivestimento .....	8
3	AZIONI.....	9
3.1	Premessa .....	9
3.1.1	Combinazioni considerate .....	9
3.1.2	Coefficienti parziali di sicurezza adottati .....	9
3.1.3	Coefficienti di combinazione adottati .....	10
3.2	Analisi dei carichi .....	11
3.2.1	Carichi permanenti strutturali (G1).....	11
3.2.2	Carichi permanenti non strutturali (G2) .....	11
3.2.3	Sovraccarichi variabili ( $Q_{CAT}$ ) .....	11
3.2.4	Azione della neve ( $Q_s$ ) .....	11
3.2.5	Azione del vento ( $Q_v$ ).....	12
3.3	Arcareccio .....	16
3.3.1	Schema strutturale .....	16
3.3.2	Carichi .....	17
3.3.3	Disposizioni di carico .....	18
3.3.4	Risoluzione strutturale.....	19
3.3.5	Combinazione delle azioni .....	20
3.3.6	Riassunto azioni.....	21
3.4	Pendino.....	22

3.4.1	Schema strutturale .....	22
3.4.2	Risoluzione strutturale.....	23
3.4.3	Combinazione delle azioni .....	23
3.4.4	Riassunto delle azioni.....	23
3.5	Sistema di controvento .....	23
3.5.1	Schema strutturale .....	24
3.5.2	Carichi .....	25
3.5.3	Disposizioni di carico.....	27
3.5.4	Effetto delle imperfezioni.....	27
3.5.5	Risoluzione strutturale.....	29
3.5.6	Combinazione delle azioni .....	29
3.5.7	Sensibilità agli effetti del second'ordine .....	29
3.5.8	Riassunto azioni.....	30
3.6	Portale .....	33
3.6.1	Schema strutturale .....	33
3.6.2	Carichi .....	34
3.6.3	Disposizioni di carico .....	43
3.6.4	Risoluzione strutturale.....	45
3.6.5	Sensibilità agli effetti del second'ordine .....	46
3.6.6	Riassunto azioni.....	49
3.7	Baraccature.....	54
3.7.1	Schema strutturale .....	54
3.7.2	Carichi .....	55
3.7.3	Risoluzione strutturale.....	55
3.7.4	Combinazione delle azioni .....	56
3.7.5	Riassunto azioni.....	57
4	SLU – VERIFICHE DI RESISTENZA .....	58
4.1	Premessa .....	58
4.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza adottati .....	58
4.2	Classificazione delle sezioni.....	58
4.2.1	Classificazione di profili a doppio T.....	59
4.3	Verifiche di resistenza .....	59

4.3.1	Verifica di resistenza all'azione assiale.....	60
4.3.2	Verifica di resistenza al taglio.....	60
4.3.3	Verifica di resistenza a flessione retta.....	61
4.3.4	Verifica di resistenza a flessione retta e taglio.....	61
4.3.5	Verifica di resistenza a flessione retta e azione assiale.....	61
4.3.6	Verifica di resistenza a flessione deviata.....	62
4.3.7	Verifica di resistenza per torsione.....	62
4.4	Verifiche di resistenza all'instabilità.....	64
4.4.1	Resistenza all'instabilità di membrature compresse.....	64
4.4.2	Resistenza all'instabilità di membrature inflesse.....	65
4.4.3	Resistenza all'instabilità di membrature presso-inflesse.....	67
4.5	Profili non prismatici.....	72
4.5.1	Verifiche di resistenza.....	72
4.5.2	Verifiche di resistenza all'instabilità.....	74
4.5.3	Verifica saldatura di profili saldati.....	75
4.6	Verifiche delle membrature in progetto.....	78
4.6.1	Portale.....	78
4.6.2	Sistema di controvento.....	92
4.6.3	Arcareccio.....	93
4.6.4	Baraccature.....	102
4.6.5	Pendini.....	103
5	SLE – VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	104
5.1.1	Portale.....	104
5.1.2	Arcareccio.....	106
6	CONNESSIONI.....	107
6.1	Giunto trave-arcareccio.....	108
6.1.1	Parametri geometrici e meccanici.....	108
6.1.2	Azioni sul giunto.....	109
6.1.3	Verifica del giunto.....	111
6.2	Giunto trave-colonna.....	115
6.2.1	Premessa.....	115
6.2.2	Descrizione del giunto trave colonna.....	116

6.2.3	Caratteristiche degli elementi impiegati .....	116
6.2.4	Parametri generali di calcolo .....	117
6.2.5	Calcolo delle resistenze del singolo bullone .....	117
6.2.6	Lunghezze efficaci per le modalità di rottura lato flangia della colonna .....	119
6.2.7	Lunghezze efficaci per le modalità di rottura lato piastra di estremità .....	120
6.2.8	Calcolo delle resistenze delle singole componenti .....	122
6.2.9	Resistenza del giunto .....	130
6.2.10	Rigidezza delle singole componenti .....	136
6.2.11	Rigidezza globale del giunto .....	138
6.2.12	Verifica a taglio .....	141
6.2.13	Verifica saldature .....	141
6.3	Giunto di colmo trave-trave .....	143
6.3.1	Descrizione del giunto .....	143
6.3.2	Caratteristiche degli elementi impiegati .....	143
6.3.3	Caratteristiche degli elementi impiegati .....	144
6.3.4	Verifiche di capacità rotazionale .....	144
6.3.5	Calcolo azioni sollecitanti .....	144
6.3.6	Calcolo resistenza .....	148
6.3.7	Conclusioni .....	150
6.4	Giunto di base .....	152
6.4.1	Premessa e descrizione del giunto di base della colonna .....	152
6.4.2	Verifica giunto di fondazione della colonna .....	154
6.4.3	Verifica del giunto di controvento .....	169
6.4.4	Verifica con software di calcolo .....	174
6.5	Giunto trave-controvento di falda .....	176
6.5.1	Giunto intermedio .....	176
7	VERIFICHE AL CARICO D'INCENDIO .....	183
7.1	Inquadramento prestazionale .....	183
7.2	Analisi termica .....	183
7.2.1	Azioni termiche .....	183
7.2.2	Proprietà termiche e meccaniche .....	184
7.2.3	Descrizione del processo di analisi .....	186

7.2.4	Risultati di analisi .....	187
7.3	Analisi meccanica .....	191
7.3.1	Combinazione di carico e diagrammi di sollecitazione .....	192
7.3.2	Verifiche di resistenza delle membrature .....	194
7.3.3	Verifiche di resistenza con software agli elementi finiti .....	201



# 1 INTRODUZIONE

---

## 1.1 Descrizione fabbricato

L'opera in oggetto prevede la realizzazione di un capannone a struttura portante in acciaio ad uso industriale situato nel comune di Pergine Valsugana, in provincia di Trento (TN). L'edificio ha una pianta rettangolare di 16.00x26.00 metri ed è composto da un unico piano fuori terra con copertura a falda doppia. Dal punto di vista strutturale il fabbricato è realizzato da n.5 portali lungo la direzione trasversale posti ad un interasse di 6.50 metri, collegati mediante una struttura pendolare con controventi verticali a croce di S. Andrea in direzione longitudinale. La distanza tra i montanti, realizzati mediante profili prismatici di tipo HE 450A, è di 16.00 metri, con un'altezza pari a 6.50 metri. Questi ultimi sono collegati mediante travi, realizzate tramite profili non prismatici (vedi paragrafo 3.6 dedicato), inclinate di  $7.10^\circ$  rispetto all'orizzontale che vanno a completare la geometria del singolo portale. Gli altri elementi che compongono la struttura sono il piano di copertura, le baraccature perimetrali, i pendini ed infine i controventi di falda e di parete.

Il piano di copertura è realizzato con pannelli sandwich che graveranno sugli arcarecci portati a loro volta dalle travi dei portali.

In facciata sono previsti dei portoni centrati sulle due testate di dimensioni 5.00x5.00 metri.

Le fondazioni sono realizzate in cemento armato C25/30 (si veda Tavola 1)

Per gli schemi strutturali adottati ai fini della progettazione dei vari elementi, si rimanda ai relativi capitoli dedicati.

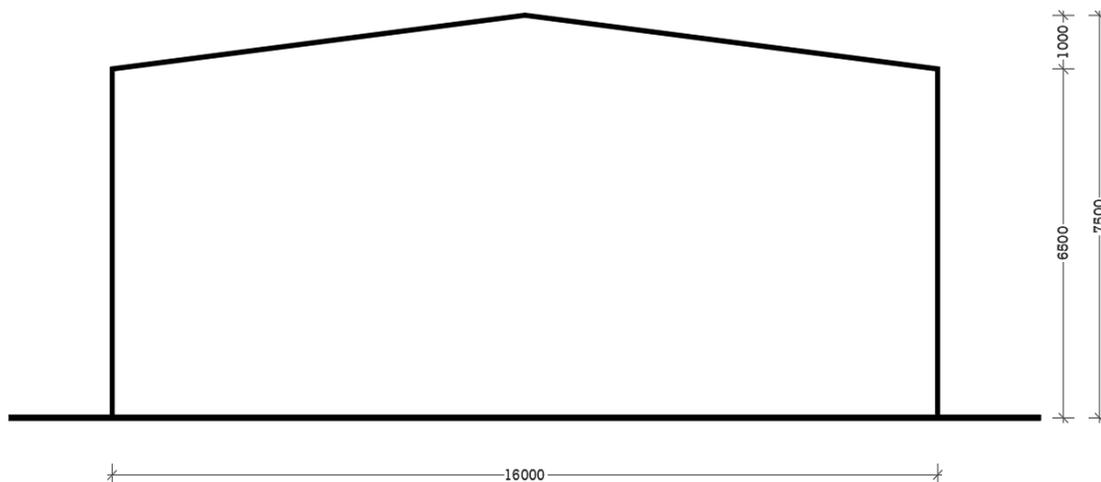


Figura 1.1.1 – Dimensioni di progetto sul prospetto frontale

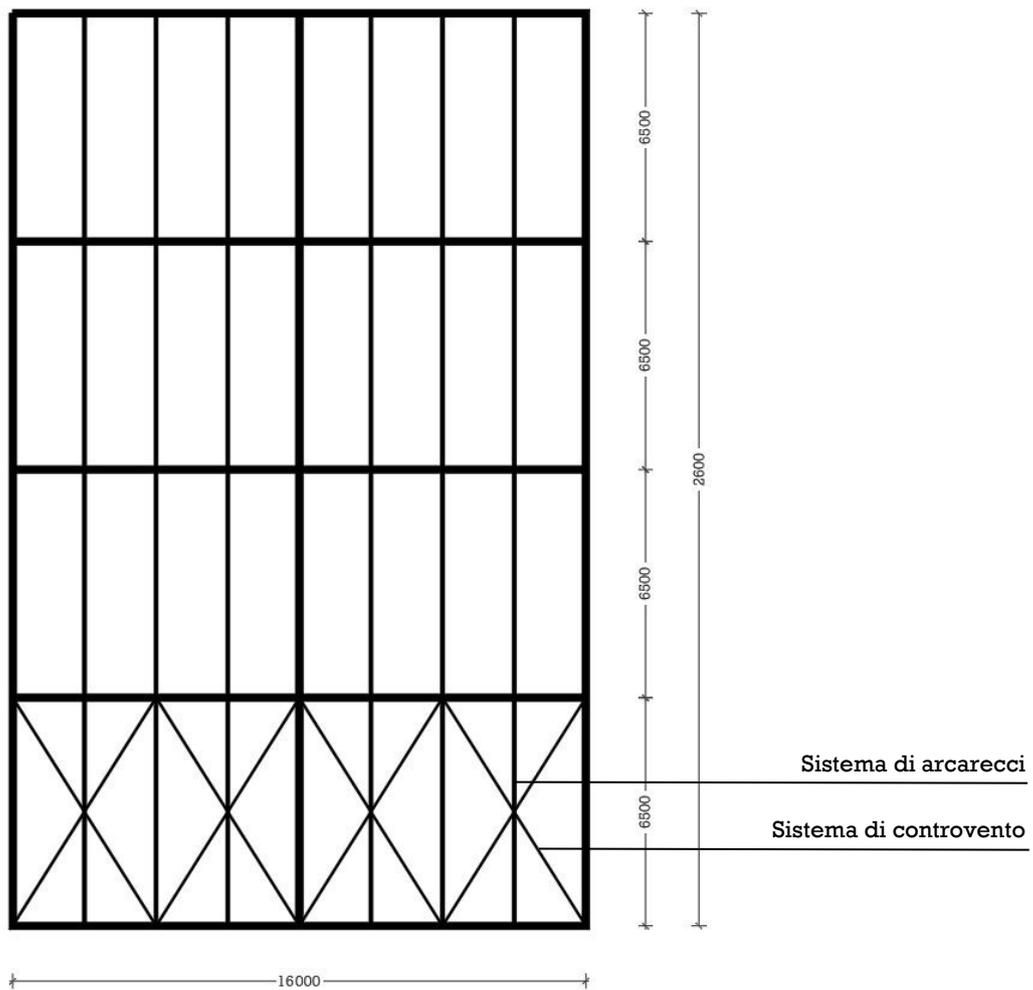
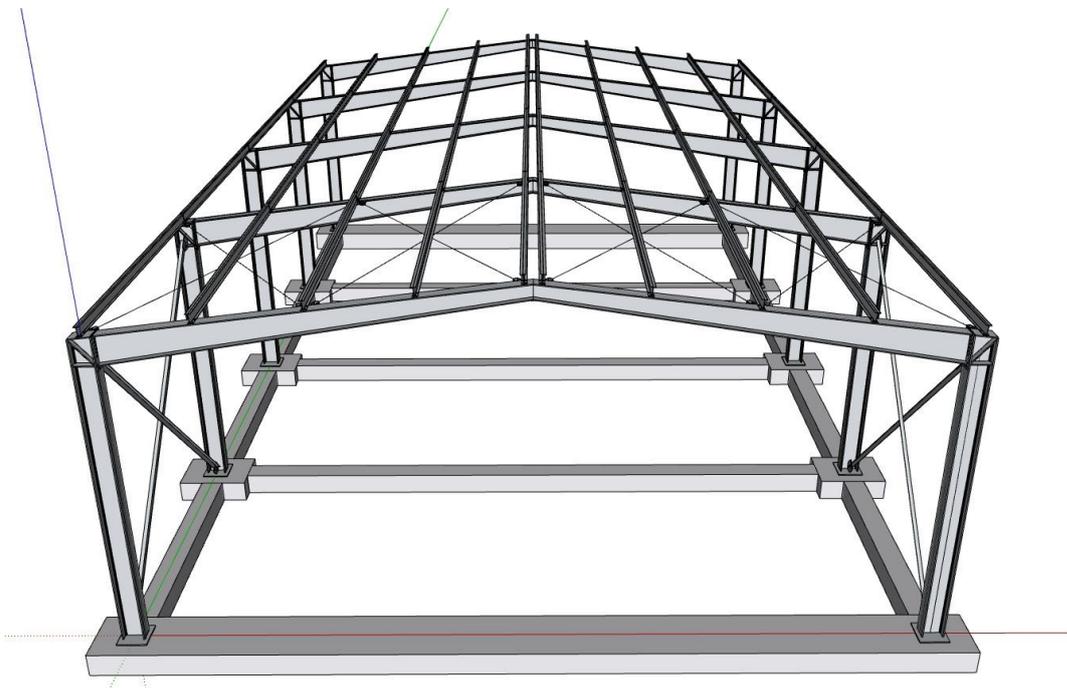
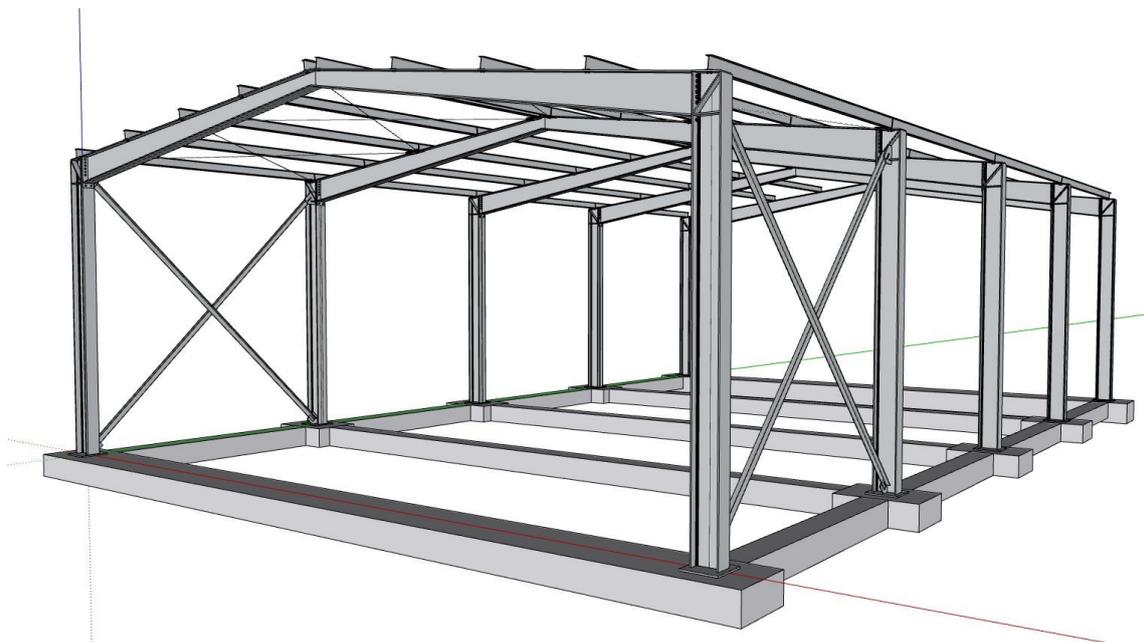
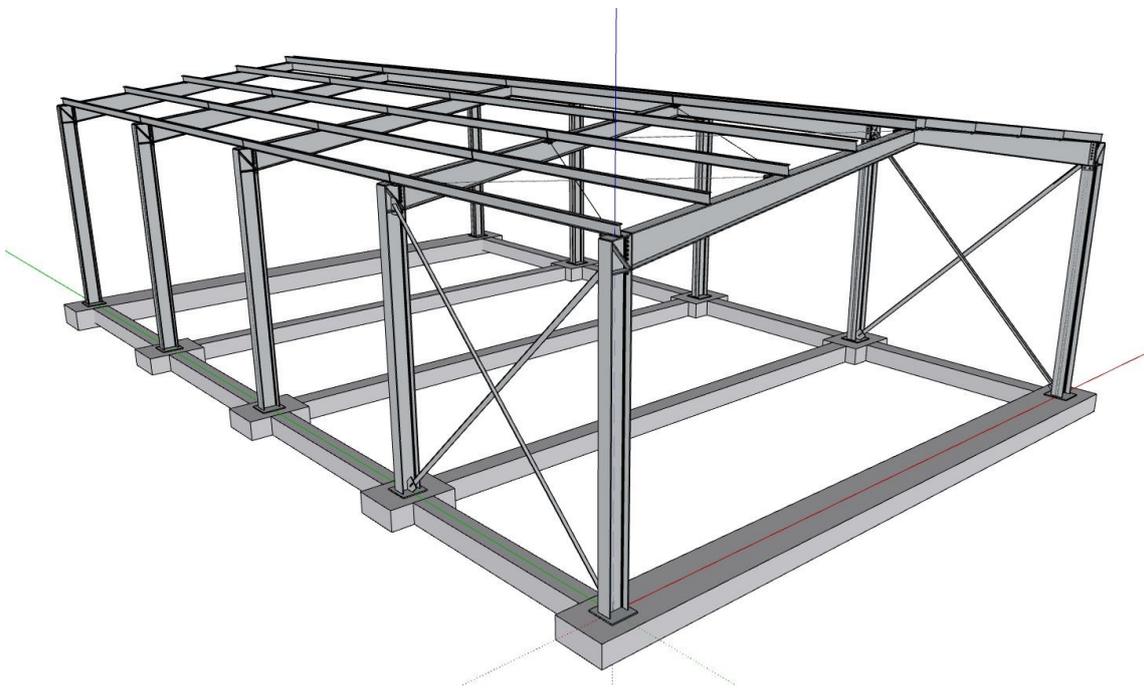
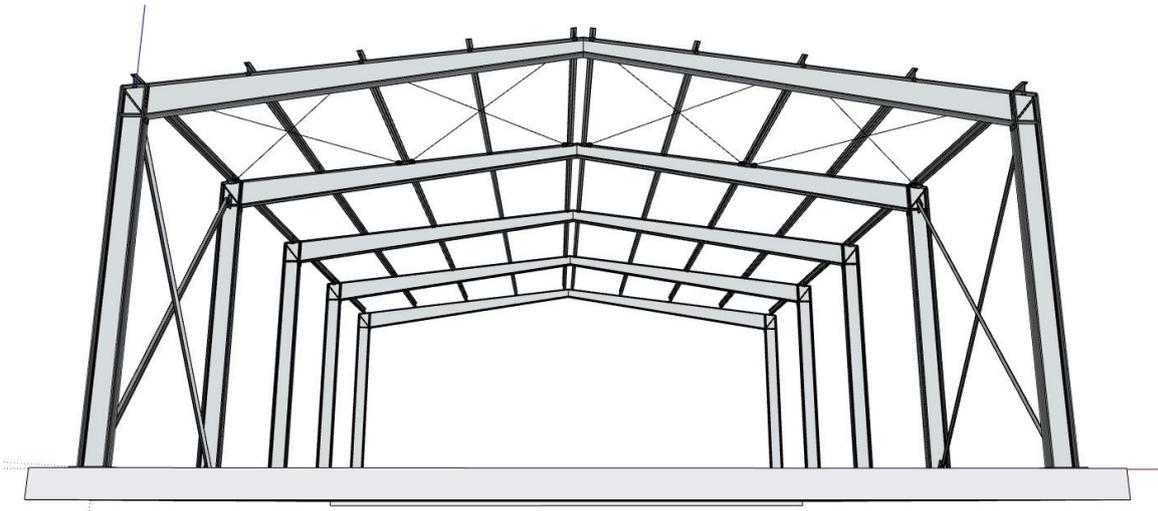


Figura 1.1.2 – Dimensioni di progetto in pianta

Di seguito si riportano alcune viste tratte dal modello tridimensionale della struttura principale:





## 1.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (vedi capitolo relativo alla Normativa impiegata), in fase preliminare di progetto vi è la necessità di definire la cosiddetta Vita Nominale ( $V_N$ ), definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Il fabbricato rientra nella categoria alla quale sono richiesti livelli di prestazioni ordinari, la quale Vita Nominale corrisponde a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso la struttura rientra nella classe II pertinente a costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. In seguito alla definizione della classe d'uso si ricava il coefficiente d'uso ( $C_u$ ). Per la classe d'uso II corrisponde un valore di  $C_u$  unitario. Moltiplicando tale coefficiente per la Vita Nominale si ottiene il cosiddetto periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ):

$$V_R = C_u \cdot V_N = 1 \cdot 50 = 50 \text{ anni}$$

[1.2.1]

## 1.3 Localizzazione, caratteristiche del sito e condizioni topografiche

Le coordinate geografiche del sito sono:

- Latitudine:	46°04'	N
- Longitudine:	11°14'	E
- Quota s.l.m.:	482	m

Le condizioni topografiche per il successivo calcolo della neve sono considerate di tipo "normale", nella quale non sussiste una particolare rimozione della neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Il sito di costruzione, con riferimento al calcolo delle azioni del vento, è classificato in Zona 1, con classe di rugosità del terreno di tipo B (aree urbane escluse quelle di tipo A, suburbane, industriali e boschive) con una categoria di esposizione di tipo IV.

## 1.4 Normativa

Viene riportata la Normativa utilizzata ai fini dell'analisi dei carichi, combinazioni di carico e verifiche degli elementi strutturali costituenti la struttura:

- [1] D.M. Infrastrutture 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni";
- [2] Circolare 21.01.2019 n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M. 17.01.2018";
- [3] UNI EN 1993-1-1:2005 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- [4] UNI EN 1993-1-2:2005 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio";
- [5] UNI EN 1993-1-5:2005 "Eurocodice 3 – Elementi strutturali a lastra";
- [6] UNI EN 1993-1-8:2005 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti";

- [7] Appendice Nazionale UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [8] Appendice Nazionale UNI EN 1993-1-2:2005 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- [9] Appendice Nazionale UNI EN 1993-1-5:2005 “Eurocodice 3 – Elementi strutturali a lastra”;
- [10] Appendice Nazionale UNI EN 1993-1-8:2005 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”;
- [11] Decreto del Ministero dell’Interno del 03/08/2015 “Norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell’articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139”
- [12] Decreto del Ministero dell’Interno del 18/10/2019 “Norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell’articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139”

## 1.5 Bibliografia

Vengono riportati in seguito i testi consultati:

- [1] Ballio, G., Mazzolani, F., Bernuzzi, C., Landolfo, R. (2020). *Strutture di acciaio – Teoria e progetto – Seconda edizione*. Hoepli;
- [2] Bernuzzi, C. (2015). *Progetto e verifica delle strutture in acciaio*. Hoepli;
- [3] Simoes da Silva, L., Simoes, R., Gervasio, H. (2016). *Design of Steel Structures – 2<sup>nd</sup> edition*, ECCS.
- [4] Kuhlmann, U., Wald, F., Hofmann, J et al. (2014). *Design of Steel-to-Concrete Joints – Design Manual I & II*, Research Fund for Coal & Steel
- [5] Simoes da Silva, L., Simoes, R., Gervasio, H. (2016). *Design of Steel Structures – 2<sup>nd</sup> edition*, ECCS.
- [6] Jaspart, J.P, Weynand, K. (2017). *Design of Joints in Steel Structures – UK Edition*, ECCS.
- [7] Gresnigt N., Romeijn A., Wald F., Steenhuis, M. (2008). *Column bases in shear and normal force*. HERON Vol. 53

## 1.6 Sitografia

- [1] Pannelli di copertura ISOPAN  
[https://www.isopan.it/files/pvsteel\\_rev12\\_ita\\_web.pdf](https://www.isopan.it/files/pvsteel_rev12_ita_web.pdf)
- [2] Pannelli di rivestimento ISOPAN  
[https://www.isopan.it/files/isopan - isopiano isorighe\\_rev\\_10.pdf](https://www.isopan.it/files/isopan - isopiano isorighe_rev_10.pdf)

## 2 MATERIALI

### 2.1 Acciaio strutturale

Riferimento: EN1993-1-1

Per quanto riguarda i valori nominali della resistenza di snervamento  $f_y$  e della resistenza ultima a trazione  $f_u$  per gli acciai strutturali laminati a caldo valgono le disposizioni date dalla EN 10025-2 in accordo a quanto previsto sia dal D.M. 17.01.2018 che dalle UNI EN 1993-1-1:2005.

Ai fini progettuali è stata scelta una tipologia di acciaio S355 con i relativi valori caratteristici delle resistenze che dipendono dallo spessore nominale dell'elemento (Prospetto 3.1 UNI EN 1993-1-1:2005):

Tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento $t$ [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \leq t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S355	355	510	335	470

I coefficienti del materiale adottati nel calcolo per gli acciai strutturali, in accordo al § 3.2.6 - EN1993-1-1, sono i seguenti:

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità tangenziale

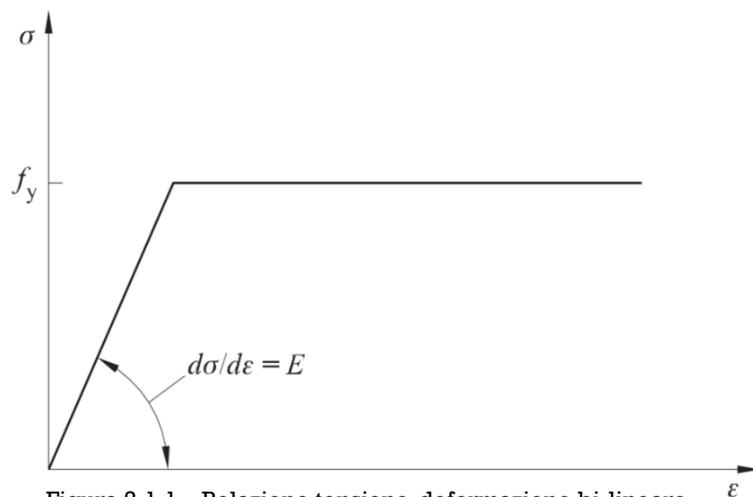
$$\nu = 0.3$$

Coefficiente di Poisson in campo elastico

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } K \text{ (per } T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C)}$$

Coefficiente di dilatazione termica lineare

In ottemperanza alle verifiche di resistenza ed instabilità delle membrature, si adotta la seguente relazione bi-lineare tra tensione e deformazione, in accordo al § 5.4.3 - EN1993-1-1. Il valore nominale della resistenza ( $f_y$ ) e il valore del modulo di elasticità ( $E$ ) sono quelli esplicitati precedentemente.



## 2.2 Materiali da apporto per le saldature

Riferimento: EN1993-1-8

Si raccomanda che tutti i materiali da apporto per saldatura siano conformi alle pertinenti norme specificate nel gruppo 5 dell'EN1992-1-8.

Oltre a ciò, si richiede che i valori di snervamento, resistenza ultima a trazione, allungamento a rottura e resilienza a rottura valutata secondo la prova di Charpy su provini con intaglio a V specificati per il metallo di apporto, risultino equivalenti o superiori all'S355, ossia quella del materiale di base con la quale viene realizzato l'intero manufatto.

## 2.3 Pannelli di copertura

Per la scelta dei pannelli si deve tenere in conto di due fattori:

- La luce massima che riescono a coprire;
- i carichi massimi che possono essere portati al di sopra di essi.

Tali informazioni sono ottenibili dalle schede tecniche dei prodotti dei produttori.

La scelta è ricaduta nel prodotto denominato Isideck PVSteel, dell'impresa Isopan. La scheda tecnica è riportata in sitografia. Le principali caratteristiche di questa tipologia di pannello sono di seguito riportate.

Anzitutto il pannello è particolarmente adatto in tetti piani o a lieve pendenza; il supporto esterno è realizzato in acciaio zincato preverniciato (EN 10346), la massa isolante in poliuretano espanso ed il supporto esterno in lamiera rivestita con manto sintetico in PVC. La luce massima che tali pannelli possono coprire è funzione dello spessore nominale del pannello. Il carico massimo per metro di superficie invece dipende a sua volta dalla luce massima che può essere raggiunta.

Scegliendo uno spessore nominale del pannello pari a 50 mm (con lamiera interna di 0.6 mm), i valori ai quali si va cercando sono i seguenti:

- Interasse massimo  $I_{max} = 215 \text{ cm}$ ;
- Carico massimo portato per metro quadrato di superficie  $Q_{max} = 220 \text{ kg/m}^2$ ;

Ora non resta altro che confrontare tali valori con quelli richiesti dal nostro sistema. La luce massima che deve essere coperta (vedi capitolo 3) è  $I_{req} = 202 \text{ cm}$ , mentre il carico da sostenere è derivante dalla peggior combinazione possibile che si può ottenere. Considerando la somma dei carichi caratteristici dovuti a neve, vento e sovraccarico variabile per sola manutenzione (si veda il paragrafo 3.2), si ottiene un carico richiesto  $Q_{req} = 210 \text{ kg/m}^2$ .

Confrontando i valori forniti dal produttore con i valori richiesti, si ottiene:

$$I_{max} = 215 \text{ cm} > I_{req} = 202 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

$$Q_{max} = 220 \text{ kg/m}^2 > Q_{req} = 210 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

## 2.4 Pannelli di rivestimento

Anche in questo caso si è tenuto conto dei due fattori di prima per la scelta dei pannelli di rivestimento. Tali pannelli sono disposti verticalmente e devono coprire una luce minima pari al massimo interasse tra le baraccature. Tale distanza è pari a  $I_{req} = 170 \text{ cm}$ . Il carico minimo di riferimento da sopportare ortogonalmente al pannello è pari a quello del vento sulle facciate laterali (vedi paragrafo 3.2.5) e pari a  $Q_{req} = 56 \text{ kg/m}^2$ .

La scelta è ricaduta pertanto nel pannello denominato "Isopiano" dell'azienda Isopan. Questo è realizzato mediante doppio rivestimento metallico pari a  $0.5 \text{ mm}$  con isolamento in poliuretano. Il giunto, con incastri maschio-femmina, è di tipo a vista, con vite passante. Lo spessore scelto è di  $80 \text{ mm}$ , il quale riesce a garantire una ben maggiore resistenza al carico ortogonale massimo agente imputabile al vento. Tale carico di rottura, infatti, è superiore ai  $200 \text{ kg/m}^2$ . Nonostante si potessero prendere spessori molto inferiori, si è scelto questo tipo di spessore per garantire maggiore robustezza al rivestimento del manufatto in caso di carichi accidentali.

Si rimanda alla sitografia al paragrafo 1.6 per la scheda tecnica di tale prodotto.

## 3 AZIONI

---

### 3.1 Premessa

Nella presente sezione verranno calcolate le azioni rilevanti al fine delle verifiche sugli elementi strutturali che verranno presentate nelle successive sezioni. Si effettuerà l'analisi dei carichi, si calcoleranno le combinazioni agli SLU e SLE rilevanti per le verifiche, si presenteranno gli schemi statici assunti con le relative disposizioni di carico e si calcoleranno le azioni effettuando la risoluzione strutturale.

#### 3.1.1 Combinazioni considerate

Ai fini delle verifiche sugli elementi agli SLU e agli SLE verranno considerate le seguenti combinazioni:

Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [3.1.1.1]$$

Combinazione caratteristica (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [3.1.1.2]$$

Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [3.1.1.3]$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [3.1.1.4]$$

Combinazione accidentale

$$G_1 + G_2 + P + A + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [3.1.1.5]$$

Le azioni sono state combinate per ogni disposizione di carico come indicato da normativa secondo le combinazioni fondamentale, caratteristica, frequente e quasi permanente adottando come carico principale nella singola disposizione quello che massimizza l'effetto nella data sezione. I valori massimi ottenuti per le disposizioni considerate sono stati confrontati e ne è stato considerato il massimo tra questi. Dall'azione massimizzata su ogni sezione viene costruito il diagramma di involuppo dell'azione che rappresenta il luogo dei massimi per il singolo effetto. Gli ulteriori effetti corrispondenti all'azione massimizzata ottenuti con la stessa combinazione vengono riassunti nelle tabelle di allegato.

#### 3.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza adottati

Con riferimento alla tabella "Tab. 2.6.I" del DM 17.01.2018 vengono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Coefficiente	Favorevole	Sfavorevole
$\gamma_{G1}$	1.0	1.3
$\gamma_{G2}$	0.8	1.5
$\gamma_Q$	0.8	1.5

### 3.1.3 Coefficienti di combinazione adottati

Con riferimento alla tabella "Tab. 2.5.I" del DM 17.01.2018 vengono adottati i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s. l. m.)	0.5	0.2	0.0

## 3.2 Analisi dei carichi

### 3.2.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Vengono di seguito presentati i carichi permanenti strutturali adottati nelle combinazioni di carico.

#### **Peso proprio dell'arcareccio**

Per l'arcareccio si assume una sezione IPE200 che presenta un carico verticale relativo al peso proprio pari a:

$$g_{1,IPE200} = 0.224 \text{ kN/m}$$

Data la disposizione dell'arcareccio che lavora in flessione deviata questo carico andrà adeguatamente scomposto in fase di calcolo delle combinazioni.

### 3.2.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Vengono di seguito presentati i carichi permanenti non strutturali adottati nelle combinazioni di carico.

#### **Pannelli "sandwich" di copertura**

Il peso del pannello per unità di superficie viene assunto pari a:

$$g_{2,pann.cop.} = 0.100 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.3 Sovraccarichi variabili ( $Q_{CAT}$ )

Per ciò che concerne la copertura viene adottato il sovraccarico di categoria relativo alle coperture accessibili per sola manutenzione:

$$q_{cat.H} = 0.500 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.4 Azione della neve ( $Q_s$ )

Nella presente sezione verrà presentato il calcolo dell'azione da neve agente sulla copertura. Il calcolo viene effettuato secondo DM 17.01.2018 (cap. 3.4.).

Si considera una zona I (Alpina) con altitudine pari a  $a_s = 482 \text{ m s.l.m.}$ . Viene quindi calcolato il carico caratteristico al suolo della neve come:

$$q_{sk} = 1.39 \cdot (1 + (a_s/728)^2) = 2.000 \text{ kN/m}^2 \quad [3.2.4.1]$$

Si considerano i seguenti valori per i coefficienti di esposizione e riduzione per effetto della temperatura:

$$C_E = 1.0 \quad (\text{Topografia "normale": non si considera una significativa rimozione della neve da parte dal vento})$$

$$C_T = 1.0 \quad (\text{Non considerati effetti di riduzione per effetto della temperatura})$$

Si considera il valore di coefficiente di forma della copertura pari a:

$$\mu_i = \mu_1 = 0.80 \quad \text{valido per inclinazione di falda pari a } \alpha = 7.125^\circ$$

Alla situazione di falda doppia corrispondono le tre condizioni di carico alternative:

Caso	Falda 1	Falda 2
I)	$1.0 \cdot \mu_1$	$1.0 \cdot \mu_1$
II)	$0.5 \cdot \mu_1$	$1.0 \cdot \mu_1$
III)	$1.0 \cdot \mu_1$	$0.5 \cdot \mu_1$

In cui  $0.5 \cdot \mu_1 = 0.40$

I carichi da neve rilevanti per il calcolo delle azioni risultano quindi:

$$q_{s,1} = q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_E \cdot C_T = 1.600 \text{ kN/m}^2 \quad [3.2.4.2]$$

$$q_{s,2} = q_{sk} \cdot 0.5\mu_1 \cdot C_E \cdot C_T = 0.800 \text{ kN/m}^2 \quad [3.2.4.3]$$

### 3.2.5 Azione del vento ( $Q_v$ )

Il valore dell'azione del vento è calcolato riconducendosi ad azioni statiche equivalenti come:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.2.4.4]$$

In cui  $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento,  $c_e$  è il coefficiente di esposizione,  $c_p$  è il coefficiente di pressione e  $c_d$  è il coefficiente dinamico. Verrà di seguito descritto il calcolo per ognuno dei coefficienti utili al calcolo dell'azione del vento.

#### **Calcolo della pressione cinetica di riferimento ( $q_r$ )**

Considerato il sito di costruzione ci si riconduce alla zona di appartenenza 1 a cui corrispondono i valori:

$$v_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m s. l. m.}$$

$$k_s = 0.40$$

Per un'altitudine del sito inferiore ad  $a_0$  viene considerato un coefficiente di altitudine pari a:

$$c_a = 1.00 \quad a_s = 482 \text{ m s. l. m.} < a_0 = 1000 \text{ m s. l. m.} \quad [3.2.4.5]$$

Si calcola la velocità base di riferimento:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25.0 \text{ m/s} \quad [3.2.4.6]$$

Viene considerato un tempo di ritorno ( $T_R$ ) pari a 50 anni a cui corrisponde il relativo valore del coefficiente di ritorno ( $c_r$ ):

$$c_r(T_R = 50 \text{ anni}) = 1.0$$

La velocità di riferimento  $v_r$  risulta quindi:

$$v_R = v_b \cdot c_r = 25.0 \text{ m/s} \quad [3.2.4.7]$$

A questo valore corrisponde la pressione cinetica di riferimento:

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2 \quad [3.2.4.8]$$

#### **Calcolo del coefficiente di esposizione ( $c_e$ )**

Si considera il sito di costruzione come appartenente alla zona 1 e alla classe di rugosità B. Considerando che il sito è posto ad una distanza dalla costa superiore a 30 km e che è ha

un'altitudine inferiore a 500 m s.l.m. ci si riconduce ad una categoria di esposizione IV. A questa corrispondono i valori:

$$k_r = 0.22 \qquad z_0 = 0.30m \qquad z_{min} = 8.00m$$

Verificato il fatto che il valore di altezza dal suolo relativo al colmo è inferiore a  $z_{min} = 8.00m$ , è possibile calcolare il valore di  $c_e$  come  $c_e(z_{min})$ , in cui:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \qquad (\text{valido per } z \geq z_{min}) \qquad [3.2.4.9]$$

In questa formula viene impiegato il valore di coefficiente di topografia  $c_t = 1.00$ . Viene quindi calcolato un valore pari a:

$$c_e(z = z_{min} = 8.00m) = 1.63$$

#### **Calcolo del coefficiente dinamico ( $c_d$ )**

Viene impiegato cautelativamente il coefficiente dinamico pari a:

$$c_d = 1.00$$

#### **Calcolo del coefficiente di pressione ( $c_p$ )**

Verrà di seguito presentato il calcolo dei coefficienti di pressione globale.

A livello globale la normativa prescrive di tenere conto sia delle pressioni esterne dovute al vento, alle quali è associato un coefficiente di forma  $c_{pe}$ , che delle pressioni interne alle quali è associato un coefficiente di forma  $c_{pi}$ . Coerentemente con quanto indicato dalla circolare esplicativa (21.01.2019) per quanto riguarda le spinte esterne si suddivide il calcolo nelle seguenti casistiche:

- Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sopravvento in pressione;
- Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sottovento in depressione;
- Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: fascia sopravvento di profondità  $\min(b/2, h)$ ;
- Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: restanti zone;
- Pareti verticali - Vento sul fronte: facciata sopravvento;
- Pareti verticali - Vento sul fronte: facciata sottovento;
- Pareti verticali - Vento sul fronte: facciate laterali;
- Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sopravvento;
- Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sottovento;
- Pareti verticali - Vento sul lato: facciate laterali;

Vengono quindi calcolati i valori dei coefficienti di forma ( $c_p$ ) per ognuna delle casistiche elencate. L'inclinazione di entrambe le falde viene assunta pari a:

$$\alpha = 7.125^\circ$$

#### Caso 1: copertura - direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sopravvento:

La normativa prescrive l'impiego del calcolo del coefficiente per il caso di falda singola indicando la formulazione:

$$\text{Valori negativi: } c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.710 \quad (-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ) \quad [3.2.4.10]$$

$$\text{Valori positivi: } c_{pe} = \alpha/75 = 0.100 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ) \quad [3.2.4.11]$$

#### Caso 2: copertura - direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sottovento

La normativa prescrive l'impiego del valore:

$$c_{pe} = -0.60 \quad (-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ) \quad [3.2.4.12]$$

#### Caso 3: copertura - direzione del vento parallela al colmo: fascia sopravvento di profondità $\min(b/2, h)$

Assunte le dimensioni del fabbricato pari a  $b = 26.00 \text{ m}$  e  $h = 7.50 \text{ m}$  il seguente coefficiente di forma compete ad una fascia di profondità pari a  $\min(b/2, h) = 7.50 \text{ m}$ .

$$c_{pe} = -0.8 - \alpha/150 = -0.850 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ) \quad [3.2.4.13]$$

#### Caso 4: copertura - direzione del vento parallela al colmo: restanti zone

$$c_{pe} = -0.9 + (\alpha + 30)/100 = -0.530 \quad (-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ) \quad [3.2.4.14]$$

#### Caso 5: pareti verticali - vento sul fronte: facciata sopravvento

Assunte le dimensioni  $h = 7.50 \text{ m}$  e  $d = 16.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot h/d = 0.747 \quad [3.2.4.15]$$

#### Caso 6: pareti verticali - vento sul fronte: facciata sottovento

Assunte le dimensioni  $h = 7.50 \text{ m}$  e  $d = 16.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot h/d = -0.394 \quad [3.2.4.16]$$

#### Caso 7: pareti verticali - vento sul fronte: facciate laterali

Assunte le dimensioni  $h = 6.50 \text{ m}$  e  $d = 26.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8 \cdot h/d = -0.700 \quad [3.2.4.17]$$

#### Caso 8: pareti verticali - vento sul lato: facciata sopravvento

Assunte le dimensioni  $h = 6.50 \text{ m}$  e  $d = 26.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot h/d = 0.725 \quad [3.2.4.18]$$

#### Caso 9: pareti verticali - vento sul lato: facciata sottovento

Assunte le dimensioni  $h = 6.50 \text{ m}$  e  $d = 26.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot h/d = -0.350 \quad [3.2.4.19]$$

#### Caso 10: pareti verticali - vento sul lato: facciate laterali

Assunte le dimensioni  $h = 7.50 \text{ m}$  e  $d = 16.00 \text{ m}$  si calcola:

$$c_{pe} = -0.5 - 0.8 \cdot h/d = -0.875 \quad [3.2.4.20]$$

#### Coefficienti di pressione interna

Si considera l'edificio come composto dalle due facce frontali di superficie pari a  $112.0 \text{ m}^2$  ciascuna e dalle due facce laterali di superficie pari a  $169.00 \text{ m}^2$  ciascuna. Sulle facciate frontali sono presenti da ambe due i lati i portoni apribili con superficie pari a  $25.00 \text{ m}^2$ . Le facciate laterali non presentano aperture significative.

Si considera il fatto che l'edificio non presenta porosità distribuita e nessuna delle quattro facciate presenta aperture superiori al 30% della superficie della facciata stessa.

Considerando il caso di un portone di ingresso chiuso e l'altro aperto sulle facciate frontali, viene considerato il "caso 2" da circolare esplicativa 21.01.2019.

Il coefficiente di pressione interna associato a tale caso viene assunto pari a:

$$c_{pi} = 0.90 \cdot c_{pe} \quad [3.2.4.21]$$

### **Calcolo dell'azione del vento**

Applicando il calcolo dell'azione del vento come da formulazione presentata a inizio sezione si ottengono i valori al netto della pressione interna del vento:

$q_{v,1,neg} = -0.450 \text{ kN/m}^2$  (Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sopravvento – Valori negativi)

$q_{v,1,pos} = +0.061 \text{ kN/m}^2$  (Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sopravvento – Valori positivi)

$q_{v,2} = -0.383 \text{ kN/m}^2$  (Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sottovento)

$q_{v,3} = -0.541 \text{ kN/m}^2$  (Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: fascia sopravvento di profondità  $\min(b/2,h)$ )

$q_{v,4} = -0.338 \text{ kN/m}^2$  (Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: restanti zone)

$q_{v,5} = +0.477 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul fronte: facciata sopravvento)

$q_{v,6} = -0.251 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul fronte: facciata sottovento)

$q_{v,7} = -0.446 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul fronte: facciate laterali)

$q_{v,8} = +0.463 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sopravvento)

$q_{v,9} = -0.223 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sottovento)

$q_{v,10} = -0.558 \text{ kN/m}^2$  (Pareti verticali - Vento sul lato: facciate laterali)

L'azione della pressione interna viene considerata incrementando del 90% la relativa pressione esterna agente sulla superficie considerata coerentemente con il coefficiente di pressione interna ottenuto nell'analisi del carico da vento.

### 3.3 Arcareccio

In copertura vengono previsti 10 arcarecci. Questi sono sottoposti a pressoflessione deviata. È onere dell'arcareccio trasmettere le spinte orizzontali agenti longitudinalmente al sistema di controvento di facciata e di falda. Viene adottato il seguente profilo di cui si elencano le principali dimensioni geometriche:

Arcareccio:

#### IPE 200

$$G_{1,IPE200} = 0.224 \text{ kN/m}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$A = 28.5 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 1943 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 142 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,y} = 194.30 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,z} = 28.47 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 220.60 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 44.61 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

#### 3.3.1 Schema strutturale

Nella direzione dell'asse forte (y-y) viene assunto uno schema strutturale di trave in semplice appoggio. I giunti in corrispondenza dei telai trasversali vengono quindi considerati come delle cerniere.

Nella direzione dell'asse debole (z-z) della sezione viene previsto uno schema di trave su tre appoggi in cui l'appoggio intermedio è offerto dalla presenza del pendino. Le luci sono di 6.50 m per il caso y-y e 3.25 m per il caso z-z per la singola campata (6.5 m in totale).

Si illustra di seguito lo schema strutturale nelle due direzioni:

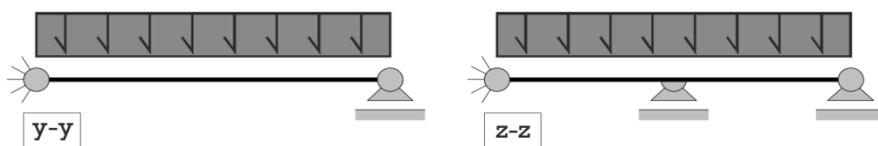


Figura 3.3.1.1 – Schema strutturale dell'arcareccio nelle due direzioni principali

### 3.3.2 Carichi

Al fine di calcolare i valori delle combinazioni di carico rilevanti per l'arcareccio si devono preventivamente fare le opportune considerazioni geometriche considerando sia il fatto che le azioni a cui questo è sottoposto vengono trasmesse da una falda inclinata di  $\alpha = 7.125^\circ$  che dal fatto che questo lavora in flessione deviata. Gli arcarecci centrali hanno inoltre un interasse sulla proiezione orizzontale pari a  $i = 2.000$  m mentre gli arcarecci di bordo hanno un interasse sulla proiezione centrale pari alla metà degli arcarecci centrali, pari a  $i = 1.000$  m.

Devono essere opportunamente combinati i carichi derivanti dal peso proprio dell'arcareccio ( $g_{1,arcar.}$ ), da peso proprio del pannello di copertura ( $g_{2,pann.cop.}$ ), da sovraccarico variabile di categoria ( $q_{cat.H}$ ), da azione della neve ( $q_n$ ) e azione del vento ( $q_v$ ).

#### Arcarecci centrali (interasse $i = 2.00$ m)

Direzione y-y:

$$G_{1,IPE200,y-y} = g_{1,IPE200} \cdot \cos(\alpha) = 0.223 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.cop.} = g_{2,pann.cop.} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.200 \text{ kN/m}$$

$$Q_{cat.H} = q_{cat.H} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 1.000 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,1} = q_{n,1} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 3.175 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,2} = q_{n,2} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 1.588 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,neg} = 1.9 \cdot q_{v,1,neg} \cdot i = -1.725 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,pos} = 1.9 \cdot q_{v,1,pos} \cdot i = 0.232 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -1.468 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -2.080 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -1.295 \text{ kN/m}$$

Direzione z-z:

$$G_{1,IPE200,z-z} = g_{1,IPE200} \cdot \sin(\alpha) = 0.028 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.cop.} = g_{2,pann.cop.} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.025 \text{ kN/m}$$

$$Q_{cat.H} = q_{cat.H} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.125 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,1} = q_{n,1} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.397 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,2} = q_{n,2} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.199 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,i} = 0.000 \text{ kN/m} \quad \text{per ogni } i = 1 \dots 4$$

#### Arcarecci di bordo/colmo (interasse $i=1.00$ m)

Direzione y-y:

$$G_{1,IPE200,y-y} = g_{1,IPE200} \cdot \cos(\alpha) = 0.223 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.cop.} = g_{2,pann.cop.} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.100 \text{ kN/m}$$

$$Q_{cat.H} = q_{cat.H} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.500 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,1} = q_{n,1} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 1.588 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,2} = q_{n,2} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 0.794 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,neg} = 1.9 \cdot q_{v,1,neg} \cdot i = -0.863 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,pos} = 1.9 \cdot q_{v,1,pos} \cdot i = 0.116 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -0.734 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -1.040 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4} = 1.9 \cdot q_{v,2} \cdot i = -0.647 \text{ kN/m}$$

**Direzione z-z:**

$$G_{1,IPE200,z-z} = g_{1,IPE200} \cdot \sin(\alpha) = 0.028 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.cop.} = g_{2,pann.cop.} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.012 \text{ kN/m}$$

$$Q_{cat.H} = q_{cat.H} \cdot i / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.062 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,1} = q_{n,1} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.198 \text{ kN/m}$$

$$Q_{n,2} = q_{n,2} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.099 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,i} = 0.000 \text{ kN/m} \quad \text{per ogni } i = 1..4$$

### 3.3.3 Disposizioni di carico

Al fine della verifica di resistenza e all'instabilità degli arcarecci sono state adottate diverse disposizioni di carico in modo da poter valutare quale delle combinazioni potesse risultare più gravosa. Una influenza molto importante sulla scelta delle combinazioni l'ha avuta l'azione assiale derivante dal sistema di controvento (vedi § 3.4) che va a scaricarsi lungo il sistema di arcarecci.

Le disposizioni considerate sono le seguenti e sono state classificate secondo la seguente simbologia:

*"Disposizione ix<sub>m</sub> - m"* dove:

- $i = 1,2, \dots, n$  assume il numero della disposizione considerata;
- $x$  indica la tipologia di arcareccio alla quale si sta facendo riferimento ( $x=a$ , arcareccio di bordo/colmo ;  $x=b$ , arcareccio centrale);
- $m - m$  vuole indicare l'asse intorno al quale si vuole determinare la combinazione delle azioni e la conseguente verifica del caso. Qualora dovesse mancare la simbologia  $m - m$  vuol dire che non c'è distinzione tra asse  $y - y$  e  $z - z$ .

Le disposizioni considerate sono le seguenti:

Codice di disposizione	Descrizione della disposizione di carichi adottata
Disposizione 1a	Neve principale. Vento ortogonale al colmo. Falda sopravvento con coefficiente di pressione positivo
Disposizione 1b	Neve principale. Vento ortogonale al colmo. Falda sopravvento con coefficiente di pressione positivo
Disposizione 2a	Vento principale. Vento ortogonale al colmo. Falda sopravvento con coefficiente di pressione positivo
Disposizione 2b	Vento principale. Vento ortogonale al colmo. Falda sopravvento con coefficiente di pressione positivo

Codice di disposizione	Descrizione della disposizione di carichi adottata
Disposizione 3a	Vento principale. Vento parallelo al colmo.
Disposizione 3b	Vento principale. Vento parallelo al colmo.
Disposizione 4a	Neve principale. Vento con coefficiente di combinazione favorevole ( $\gamma_w = 0$ ).
Disposizione 4b	Neve principale. Vento con coefficiente di combinazione favorevole ( $\gamma_w = 0$ ).

Si nota come non siano state prese in considerazione le disposizioni che prevedono il vento ortogonale al colmo con falda sopravvento in depressione in quanto a seguito della combinazione dei carichi, risulterebbe un carico meno gravoso rispetto, per esempio, alla falda sopravvento in pressione.

### 3.3.4 Risoluzione strutturale

Una volta determinato il carico di combinazione voluto (vedi §3.3.5) si ricavano i diagrammi di sollecitazione. Tali diagrammi risulteranno necessari per la formalizzazione delle verifiche degli arcarecci. Tale procedimento è svolto per ogni disposizione di carico sopra citata.

I diagrammi di momento flettente e taglio differiscono a seconda dell'asse nella quale si sta svolgendo l'analisi.

Le formule adottate per ricavare l'andamento delle sollecitazioni interne sono le seguenti:

#### Intorno all'asse y-y

$$M^{max}_{Ed_{ix}} = \frac{1}{8} \cdot Q_{Ed_{ix}} \cdot l^2 \rightarrow \begin{cases} \forall i = 1,2,3,4 \\ \forall x = a, b \end{cases}$$

$$V^{max}_{Ed_{ix}} = \frac{Q_{Ed_{ix}} \cdot l}{2} \rightarrow \begin{cases} \forall i = 1,2,3,4 \\ \forall x = a, b \end{cases}$$

#### Intorno all'asse z-z

$$M^{max}_{Ed_{ix}} = -\frac{1}{8} \cdot Q_{Ed_{ix}} \cdot (l/2)^2 \rightarrow \begin{cases} \forall i = 1,2,3,4 \\ \forall x = a, b \end{cases}$$

$$V^{max}_{Ed_{ix}} = 0.625 \cdot Q_{Ed_{ix}} \cdot (l/2) \rightarrow \begin{cases} \forall i = 1,2,3,4 \\ \forall x = a, b \end{cases}$$

Per la determinazione degli sforzi assiali invece si faccia riferimento al §3.4. Tali azioni assiali, infatti, insorgono in seguito all'analisi strutturale del sistema di controvento, tenendo conto anche della sua imperfezione, come indicato all'EN1993-1-1 al §5.3.3.

Si riportano ad ogni modo al §3.3.6 le azioni assiali che verranno utilizzate ai fini delle verifiche di resistenza e d'instabilità degli arcarecci.

#### 3.3.4.1 Calcolo della torsione non uniforme

Per il calcolo della verifica dell'arcareccio a torsione si faccia riferimento all'appendice [A06].

### 3.3.5 Combinazione delle azioni

Si riportano i carichi di progetto per la combinazione fondamentale (SLU) necessari per poter verificare l'elemento a resistenza e ad instabilità. Vengono riportati inoltre i carichi di progetto per gli stati limite d'esercizio (SLE), dove, in particolar modo la combinazione caratteristica è necessaria al fine di verificare la deformabilità massima concessa dall'EN1993-1-1 in condizione d'esercizio.

#### 3.3.5.1 SLU

Si riportano ora i carichi nella combinazione fondamentale (SLU) per ogni disposizione di carico vista precedentemente. Si utilizzano le formule e i coefficienti visti nel §3.1.

Codice di disposizione	Valore del carico di progetto (SLU)
Disposizione 1a_y-y (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{1a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,v} \cdot \psi_{0,v} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{2.94 \text{ kN/m}}$
Disposizione 1a_z-z (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{1a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,v} \cdot \psi_{0,v} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{0.35 \text{ kN/m}}$
Disposizione 1b_y-y (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{1b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,v} \cdot \psi_{0,v} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{5.56 \text{ kN/m}}$
Disposizione 1b_z-z (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{1b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,v} \cdot \psi_{0,v} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{0.67 \text{ kN/m}}$
Disposizione 2a_y-y (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{2a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,1,pos} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{1.80 \text{ kN/m}}$
Disposizione 2a_z-z (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{2a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,1,pos} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{0.20 \text{ kN/m}}$
Disposizione 2b_y-y (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{2b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,1,pos} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{3.32 \text{ kN/m}}$
Disposizione 2b_z-z (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{2b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,1,pos} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{0.37 \text{ kN/m}}$
Disposizione 3a_y-y (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{3a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v4} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{-0.72 \text{ kN/m}}$
Disposizione 3a_z-z (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{3a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v4} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{0.20 \text{ kN/m}}$
Disposizione 3b_y-y (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{3b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v4} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{1.02 \text{ kN/m}}$
Disposizione 3b_z-z (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{3b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v4} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,n} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{n,1} = \mathbf{0.37 \text{ kN/m}}$
Disposizione 4a_y-y (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{4a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} = \mathbf{2.82 \text{ kN/m}}$

Codice di disposizione	Valore del carico di progetto (SLU)
Disposizione 4a_z-z (considerando i=1.00 m)	$Q_{Ed_{4a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} = \mathbf{0.35 \text{ kN/m}}$
Disposizione 4b_y-y (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{4b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,y-y} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} = \mathbf{5.35 \text{ kN/m}}$
Disposizione 4b_z-z (considerando i=2.00 m)	$Q_{Ed_{4a}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} = \mathbf{0.67 \text{ kN/m}}$

### 3.3.5.2 SLE

Vengono utilizzate le formulazioni già descritte al §3.1.

#### Combinazione caratteristica

Si vuole sottolineare come l'unica combinazione che ha senso calcolare ai fini della verifica a deformabilità è quella che produce il maggior momento flettente che andrà poi quindi a produrre la massima freccia ottenibile. Tale combinazione si ottiene considerando come carico variabile principale la neve, con vento ortogonale al colmo, e falda sopravento in pressione.

$$Q_{Ed_{SLE}} = G_{1,IPE200,z-z} + G_{2,pann.cop.} + Q_{n,1} + \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{0,v,1,pos} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{3.74 \text{ kN/m}}$$

In sede di verifica, sarà richiesta anche la freccia dovuta ai soli carichi variabili, pertanto:

$$Q_{Ed_{SLE}}^{var} = Q_{n,1} + \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{0,v,1,pos} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{3.31 \text{ kN/m}}$$

#### Combinazione frequente

$$Q_{Ed_{SLEF}} = G_{1,IPE200,z-z} + G_{2,pann.cop.} + \psi_{1,n} Q_{n,1} + \psi_{2,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{2,v,1,pos} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{1.06 \text{ kN/m}}$$

#### Combinazione quasi permanente

$$Q_{Ed_{SLEQP}} = G_{1,IPE200,z-z} + G_{2,pann.cop.} + \psi_{2,n} Q_{n,1} + \psi_{2,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{2,v,1,pos} \cdot Q_{v,1,pos} = \mathbf{0.42 \text{ kN/m}}$$

### 3.3.6 Riassunto azioni

Si riporta una tabella riassuntiva delle sollecitazioni interne al variare della disposizione di carico considerata. Tali valori saranno poi ripresi per la verifica dell'elemento.

Codice di disposizione	Momento flettente $M_{Ed} [kNm]$	Taglio $V_{Ed} [kN]$	Sforzo assiale $N_{Ed} [kN]$	Momento torcente $M_{t,Ed} [kNm]$
Disposizione 1a_y-y	15.54	9.56	-40.90	0.233
Disposizione 1a_z-z	0.46	0.71		
Disposizione 1b_y-y	29.38	18.08	-22.00	0.443
Disposizione 1b_z-z	0.88	1.36		
Disposizione 2a_y-y	9.51	5.85	-10.90	0.138
Disposizione 2a_z-z	0.27	0.41		

Codice di disposizione	Momento flettente $M_{Ed} [kNm]$	Taglio $V_{Ed} [kN]$	Sforzo assiale $N_{Ed} [kN]$	Momento torcente $M_{t,Ed} [kNm]$
Disposizione 2b_y-y	17.53	10.79	6.30	0.255
Disposizione 2b_z-z	0.49	0.75		
Disposizione 3a_y-y	3.80	2.34	-72.80	0.094
Disposizione 3a_z-z	0.27	0.41		
Disposizione 3b_y-y	5.44	3.35	-43.10	0.161
Disposizione 3b_z-z	0.49	0.75		
Disposizione 4a_y-y	14.89	9.17	-48.00	0.228
Disposizione 4a_z-z	0.46	0.71		
Disposizione 4b_y-y	28.25	17.39	-36.00	0.434
Disposizione 4b_z-z	0.88	1.36		

In sede di verifica, si verificheranno solamente le disposizioni 1, 3 e 4. Si nota infatti come le combinazioni ottenute dalla disposizione 2 siano meno gravose rispetto, per esempio, alla disposizione 1.

### 3.4 Pendino

In seguito all'analisi degli arcarecci si è provveduto alla determinazione dell'azione assiale di trazione che agisce su ogni pendino. Tale elemento è inserito per evitare lo sbandamento dell'arcareccio intorno al suo asse debole, a causa del peso proprio dell'arcareccio e dei carichi posti al di sopra di esso, e diminuirne la deformabilità in esercizio aumentando la rigidità complessiva.

Per assolvere tale compito, è stato previsto:

#### **Tondo laminato a caldo R 12**

$$d = 12.0 \text{ mm}$$

Diametro

$$A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Sezione trasversale

#### 3.4.1 Schema strutturale

Il pendino è schematizzato come appoggio centrale nello schema strutturale intorno all'asse z-z dell'arcareccio (vedi Figura 3.3.1.1).

### 3.4.2 Risoluzione strutturale

Si determina la reazione vincolare che esplica il pendino nei confronti dell'arcareccio in direzione z-z. Tale reazione si può determinare analiticamente in seguito alla risoluzione di una trave su tre appoggi. Viene ricavata l'azione per ogni disposizione del carico considerata per l'arcareccio. La reazione vincolare risulta quindi essere data dalla seguente espressione:

$$R_{ix} = 1.25 \cdot Q_{Ed_{ix}} \cdot (l/2) \rightarrow \begin{cases} \forall i = 1,2,3,4 \\ \forall x = a, b \end{cases}$$

Tale reazione sarà utilizzata per la verifica a trazione pura del pendino.

### 3.4.3 Combinazione delle azioni

Si nota immediatamente come la reazione vincolare massima si ottiene con il massimo valore di carico agente sull'arcareccio intorno all'asse z-z. Tale carico massimo è dato dalla disposizione 1b (si rimanda al punto 3.3.5.1 per il raffronto con quanto detto), ossia nel caso di neve principale e vento ortogonale al colmo con falda sopravvento in pressione:

$$Q_{Ed_{1b}} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,IPE200,z-z} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.cop.} + \gamma_{Q,n} \cdot Q_{n,1} + \gamma_{Q,cat.H} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \gamma_{Q,v} \cdot \psi_{0,v} \cdot Q_{v,1,pos} = 0.67 \text{ kN/m}$$

a cui corrisponde una reazione vincolare pari a:

$$R_{ix} = 1.25 \cdot Q_{Ed_{1b}} \cdot (l/2) = 1.25 \cdot 0.67 \cdot 3.25 = 2.72 \text{ kN}$$

### 3.4.4 Riassunto delle azioni

Si assume pertanto la massima azione assiale di trazione agente sui pendini pari a:

$$N_{Ed} = 2.72 \text{ kN}$$

Si farà quindi la di resistenza sezionale a trazione pura.

## 3.5 Sistema di controvento

Il sistema di controvento si fa carico delle spinte orizzontali longitudinali che vengono trasmesse dalle facciate frontali tramite i montanti di facciata. Gli arcarecci sono parte integrante di questo sistema e hanno il compito di trasferire le forze orizzontali nel controvento di falda e verso il controvento di falda. Il controvento di falda trasmette le forze orizzontali al controvento di parete che provvede a trasferirle a terra.

Per ciò che concerne gli arcarecci si ha che questi lavorano in pressoflessione deviata. La componente di azione assiale è derivante dalla partecipazione dell'arcareccio al sistema di controvento. La componente di flessione deviata è derivante dai carichi di falda che sono stati presi in analisi precedentemente. Le due componenti si sommano e il comportamento globale dell'arcareccio è dato dalla somma dei due effetti che derivano dallo studio di due sottostrutture indipendenti.

Le diagonali del controvento di falda vengono realizzate da barre a sezione circolare piena laminate a caldo, mentre quelle del controvento di parete sono costituite da profili angolari. L'analisi della struttura viene condotta considerando queste come non collaboranti in



### 3.5.2 Carichi

#### Carichi permanenti strutturali (G1)

Diagonali del sistema di controvento	Trascurati
Arcarecci	Effetti computati nell'analisi dell'arcareccio
Portale	Non crea componenti per il sistema di controvento.

#### Carichi permanenti non strutturali (G2)

Pannelli di copertura	Non creano componenti per il sistema di controvento
Pannelli di facciata	Le componenti verticali dei pannelli di facciata vengono considerate nell'analisi del portale

#### Sovraccarico variabile di categoria ( $Q_{catH}$ ):

Cat. H -Coperture accessibili per sola manutenzione	Effetti computati nell'analisi dell'arcareccio
---	--

#### Sovraccarico da neve ( $Q_s$ ):

Sovraccarico da neve	Effetti computati nell'analisi dell'arcareccio
----------------------	--

#### Sovraccarico da vento ( $Q_v$ ):

<p><b>Carico da vento perpendicolare al colmo:</b></p> <p><math>q_{v,10} = -0.558 \text{ kN/m}^2</math> Pareti verticali - Vento sul lato: facciate laterali</p>	<p><math>Q_{v,10,1} = 1.9q_{v,10} i_{montanti} \cdot h_{eff.montante,1}/2 = -15.903 \text{ kN}</math> (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio in sommità dei montanti a 1/2 facciata. <math>h_{eff.montante,1} = 7.500m</math></p> <p><math>Q_{v,10,2} = 1.9q_{v,10} i_{montanti} \cdot h_{montante,2}/2 = -14.842 \text{ kN}</math> (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio in sommità dei montanti a 1/4 e 3/4 di facciata. <math>h_{montante,2} = 7.000m</math></p> <p><math>Q_{v,10,3} = 1.9q_{v,10} i_{montanti} \cdot h_{col.portale}/4 = -6.891 \text{ kN}</math> (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio in sommità della colonna del portale nelle zone terminali di facciata <math>h_{col.telaio} = 6.500m</math></p>
<p><b>Carico da vento parallelo al colmo:</b></p> <p><math>q_{v,5} = +0.477 \text{ kN/m}^2</math> Pareti verticali - Vento sul fronte: facciata sopravvento</p>	<p><math>Q_{v,5,1} = 1.9q_{v,5} i_{montanti} \cdot h_{eff.montante,1}/2 = 13.595 \text{ kN}</math> (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio in sommità dei montanti a 1/2 facciata. <math>h_{eff.montante,1} = 7.500m</math></p> <p><math>Q_{v,5,2} = 1.9q_{v,5} i_{montanti} \cdot h_{montante,2}/2 = 12.688 \text{ kN}</math> (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio</p>

<p><math>q_{v,6} = -0.559 \text{ kN/m}^2</math>  Pareti verticali - Vento sul fronte:  facciata sottovento</p>	<p>in sommità dei montanti a 1/4 e 3/4 di facciata.  <math>h_{montante,2} = 7.000m</math></p> <p><math>Q_{v,5,3} = 1.9q_{v,5} i_{montanti} \cdot h_{col.portale}/4 = 5.891 \text{ kN}</math>  (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio  in sommità della colonna del portale nelle zone terminali  di facciata  <math>h_{col.telaio} = 6.500m</math></p> <p><math>Q_{v,6,1} = 1.9q_{v,6} i_{montanti} \cdot h_{eff.montante,1}/2 = -7.154 \text{ kN}</math>  (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio  in sommità dei montanti a 1/2 facciata.  <math>h_{eff.montante,1} = 7.500m</math></p> <p><math>Q_{v,6,2} = 1.9q_{v,6} i_{montanti} \cdot h_{montante,2}/2 = -6.676 \text{ kN}</math>  (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio  in sommità dei montanti a 1/4 e 3/4 di facciata.  <math>h_{montante,2} = 7.000m</math></p> <p><math>Q_{v,6,3} = 1.9q_{v,6} i_{montanti} \cdot h_{col.portale}/4 = -3.100 \text{ kN}</math>  (Carico orizzontale concentrato trasmesso all'arcareccio  in sommità della colonna del portale nelle zone terminali  di facciata  <math>h_{col.telaio} = 6.500m</math></p>
--	---

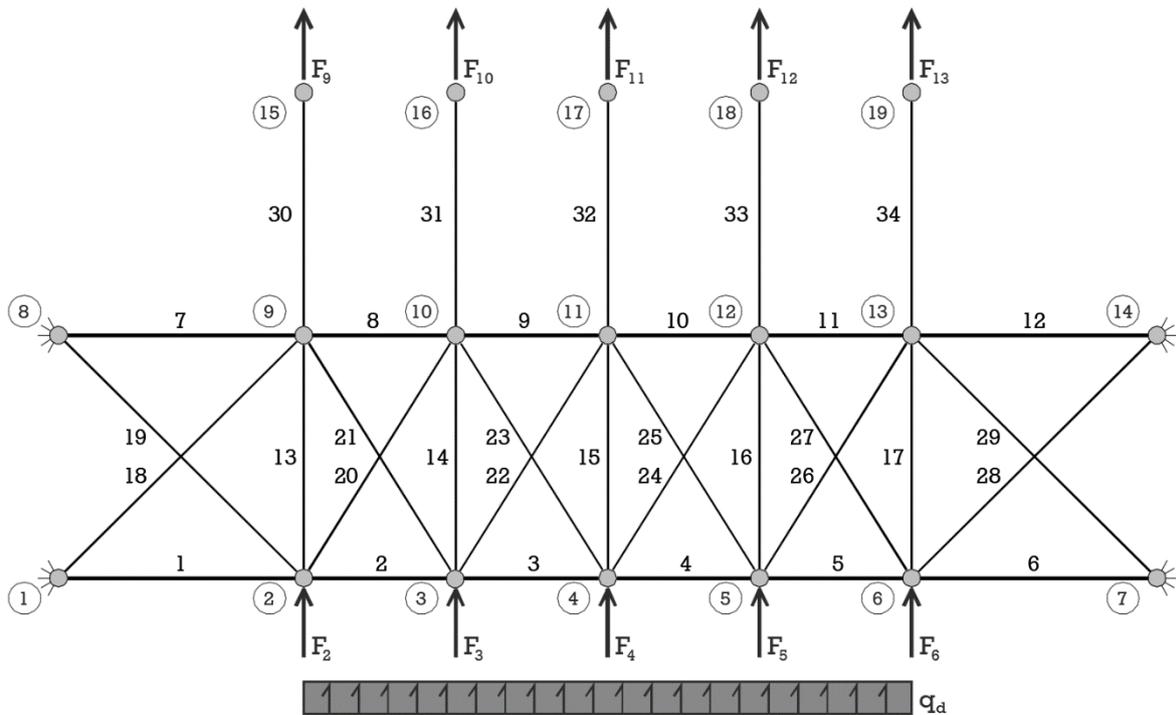


Figura 3.4.2 – Carico sul sistema di controvento

### 3.5.3 Disposizioni di carico

Si possono distinguere quattro disposizioni di carico:

Disposizione 1: Carico da vento perpendicolare al colmo;

Disposizione 2: Carico da vento parallelo al colmo;

Disposizione 3: Carico da neve principale e vento favorevole;

Disposizione 4: Carico da neve principale e vento perpendicolare al colmo secondario.

	Disposizione 1	Disposizione 2	Disposizione 3	Disposizione 4
F <sub>2,Ed</sub>	-10.337 kN	8.837 kN	0 kN	-6.204 kN
F <sub>3,Ed</sub>	-22.263 kN	19.032 kN	0 kN	-13.360 kN
F <sub>4,Ed</sub>	-23.855 kN	20.393 kN	0 kN	-14.320 kN
F <sub>5,Ed</sub>	-22.263 kN	19.032 kN	0 kN	-13.360 kN
F <sub>6,Ed</sub>	-10.337 kN	8.837 kN	0 kN	-6.204 kN
F <sub>9,Ed</sub>	10.337 kN	4.650 kN	0 kN	6.204 kN
F <sub>10,Ed</sub>	22.263 kN	10.014 kN	0 kN	13.360 kN
F <sub>11,Ed</sub>	23.855 kN	10.731 kN	0 kN	14.320 kN
F <sub>12,Ed</sub>	22.263 kN	10.014 kN	0 kN	13.360 kN
F <sub>13,Ed</sub>	10.337 kN	4.650 kN	0 kN	6.204 kN

I carichi di progetto riportati in tabella sono stati moltiplicati per i relativi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_Q$  ( $\gamma_Q = 1.50$  nelle disposizioni 1,2,4,  $\gamma_Q = 0$  nella disposizione 3) e per i relativi coefficienti di combinazione  $\Psi$  ( $\Psi = 1.0$  nelle disposizioni 1,2,3 e  $\Psi = 0.6$  nella disposizione 4).

### 3.5.4 Effetto delle imperfezioni

Con riferimento al § 5.3.3 - EN1993-1-1 viene calcolato l'effetto delle imperfezioni per l'analisi dei sistemi di controvento. Viene considerata un'imperfezione geometrica equivalente nel sistema di controvento applicata mediante un carico ripartito applicato ai correnti. Il carico dovuto alle imperfezioni viene calcolato come segue:

$$e_0 = \frac{\alpha_m \cdot L}{500} \quad \text{dove} \quad \alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)} \quad [3.4.4.1]$$

L è la luce del sistema di controvento, m è il numero di membrature vincolate,  $e_0$  è l'imperfezione locale in termini di curvatura iniziale. Il carico dovuto alle imperfezioni è calcolato nella maniera seguente:

$$q_d = 8 \cdot m \cdot N_{Ed} \frac{e_0 \cdot \delta_q}{L^2} \quad [3.4.4.2]$$

Le membrature vincolate dal sistema di controvento sono non prismatiche, pertanto  $N_{Ed}$  viene assunta come il massimo rapporto  $M_{Ed}/h$  registrato lungo lo sviluppo della trave.

Come si può notare, la formula 3.4.4.2 include  $\delta_q$ , il quale dipende dal valore di  $q_d$  stesso. Allora si richiede di implementare un procedimento iterativo. Si può assumere la convergenza del processo iterativo quando la differenza relativa fra  $q_d^{(k)}$  e  $q_d^{(k-1)}$  è inferiore al 2%.

Il carico dovuto alle imperfezioni deve essere calcolato per ciascuna disposizione di carico.

Il parametro  $e_0$  è comune ad entrambe le disposizioni:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)} = \sqrt{0.5(1 + 1/5)} = 0.775 \quad [3.4.4.3]$$

$$e_0 = \frac{\alpha_m \cdot L}{500} = \frac{0.775 \cdot 16}{500} m = 0.0248 m \quad [3.4.4.4]$$

Nella seguente tabella viene sintetizzata la valutazione di  $q_d$  per ciascuna combinazione di carico significativa.

	Disp. 1	Diff [%]	Disp. 2	Diff [%]	Disp. 3	Diff [%]	Disp. 4	Diff [%]	
$N_{Ed}$ [kN]	536.70		298.30		982.8		982.8		
1° it.	$\delta_q$ [m]	0	-	0	-	0	-	0	-
	$q_d$ [kN/m]	2.080	-	1.156	-	3.808	-	3.808	-
2° it.	$\delta_q$ [m]	0.0036	-	0.0171	-	0.0078	-	0.0074	-
	$q_d$ [kN/m]	2.383	14.6%	1.954	69.0%	5.000	31.3%	4.943	29.8%
3° it.	$\delta_q$ [m]	0.0042	-	0.0187	-	0.0109	-	0.0104	-
	$q_d$ [kN/m]	2.435	2.2%	2.029	3.8%	5.489	9.8%	5.409	9.4%
4° it.	$\delta_q$ [m]	0.0043	-	0.0189	-	0.0112	-	0.0106	-
	$q_d$ [kN/m]	<b>2.444</b>	0.4%	<b>2.036</b>	0.3%	<b>5.526</b>	0.7%	<b>5.444</b>	0.6%

Allora i carichi distribuiti dovuti alle imperfezioni sono i seguenti:

Disposizione 1: Carico da vento perpendicolare al colmo

$$q_d = 2.444 \text{ kN/m}$$

$$F_{stab} = 39.1 \text{ kN}$$

$$(1.45 \% F_{trv})$$

Disposizione 2: Carico da vento parallelo al colmo

$$q_d = 2.036 \text{ kN/m}$$

$$F_{stab} = 32.6 \text{ kN}$$

$$(2.19 \% F_{trv})$$

Disposizione 3: Carico da neve principale – vento favorevole

$$q_d = 5.526 \text{ kN/m}$$

$$F_{stab} = 88.4 \text{ kN}$$

$$(1.80 \% F_{trv})$$

Disposizione 4: Carico da neve principale – vento sfavorevole

$$q_d = 5.444 \text{ kN/m}$$

$$F_{stab} = 87.1 \text{ kN}$$

$$(1.77 \% F_{trv})$$

### 3.5.5 Risoluzione strutturale

L'analisi strutturale è stata eseguita attraverso il programma sviluppato in autonomia sfruttando programmi di computazione numerica quali Matlab e Mathematica. È stata implementata un'analisi di tipo elastico lineare agli elementi finiti. La struttura è stata discretizzata in 34 elementi unidimensionali e 19 nodi in totale. In virtù del fatto che la struttura risulta essere reticolare, si è deciso di discretizzare ciascun elemento mediante un unico elemento finito. A seguito di una prima analisi strutturale (volta a determinare il percorso delle forze), vengono trascurati i controventi (di falda e di parete) soggetti a compressione. Questo è giustificato dal fatto che la grande snellezza degli elementi impiegati rende la resistenza per instabilità flessionale degli stessi di fatto trascurabile. Ciò rende l'analisi tecnicamente non lineare, tuttavia questa viene condotta con metodi lineari eliminando manualmente le diagonali che risultano essere compresse.

La risoluzione strutturale del portale è ripercorribile in maniera più approfondita attraverso gli appendici, anche in relazione ai codici di calcolo implementati.

### 3.5.6 Combinazione delle azioni

Avendo trascurato il peso proprio degli elementi e qualsiasi carico trasversale alle aste, l'unica azione che contribuisce a sollecitare il sistema di controvento è l'azione di vento, considerata nelle due direzioni possibili (ortogonale e parallelo al colmo). Pertanto esiste una sola combinazione di carico per ogni direzione del vento scelta. Il progetto delle membrature e la relativa verifica vengono effettuate considerando l'azione massima che coinvolge ciascuna membratura.

### 3.5.7 Sensibilità agli effetti del second'ordine

Con riferimento al § 5.2.1 - EN1993-1-1 è stata valutata la sensibilità agli effetti del second'ordine del sistema di controvento. Non essendo disponibili formulazioni semplificate in normativa si procede valutando  $\alpha_{cr}$  modellando il sistema di controvento agli elementi finiti. In particolare viene effettuata un'analisi di buckling lineare utilizzando il software "Telaio 2d". Si ricorda che  $\alpha_{cr}$  è definito come segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad [3.4.7.1]$$

ovvero è il rapporto fra il carico critico di instabilità elastica globale ed il carico di progetto della struttura. Si assume che la struttura è sensibile agli effetti del second'ordine se:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} < \begin{cases} 10 & (\text{per analisi elastica}) \\ 15 & (\text{per analisi plastica}) \end{cases} \quad [3.4.7.2]$$

Di seguito si riportano i risultati ottenuti con il software agli elementi finiti relativi a ciascuna disposizione di carico significativa (si veda il paragrafo 3.4.3):

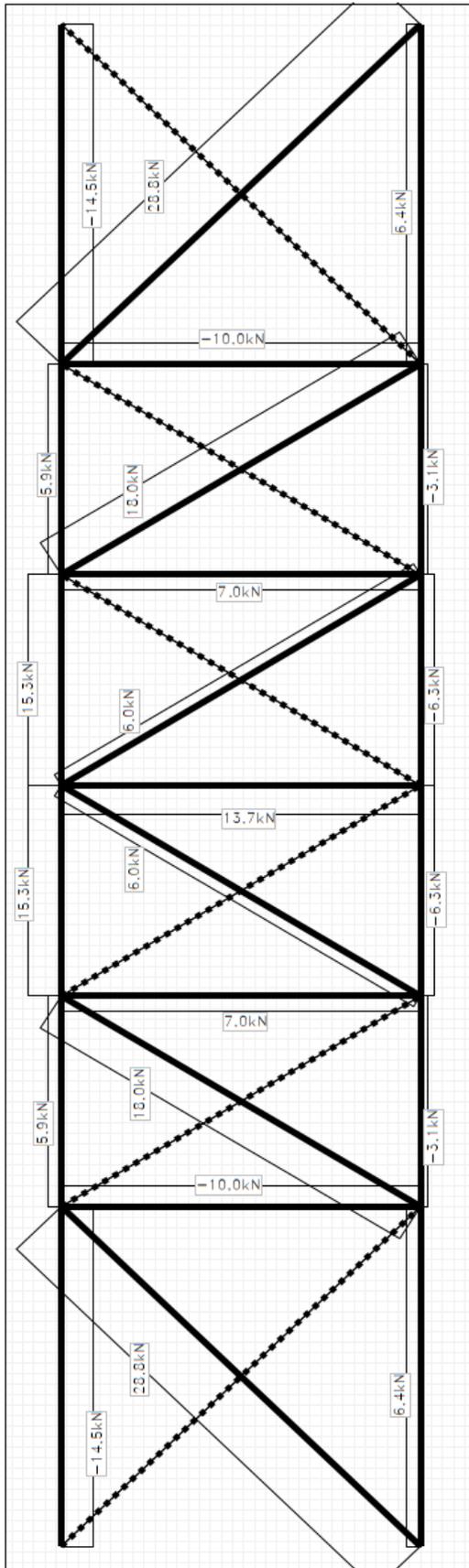
- Disposizione 1:  $\alpha_{cr} = 504.4 > 10$ ;
- Disposizione 2:  $\alpha_{cr} = 132.7 > 10$ ;
- Disposizione 3:  $\alpha_{cr} = 222.7 > 10$
- Disposizione 4:  $\alpha_{cr} = 504.4 > 10$

Siccome in tutte le disposizioni di carico significative  $\alpha_{cr}$  risulta essere sempre maggiore di 10 la struttura è da considerarsi non sensibile agli effetti del second'ordine. Pertanto viene confermata l'analisi elastica lineare di cui ai paragrafi 3.4.4, 3.4.5, 3.4.6 e 3.4.8.

### 3.5.8 Riassunto azioni

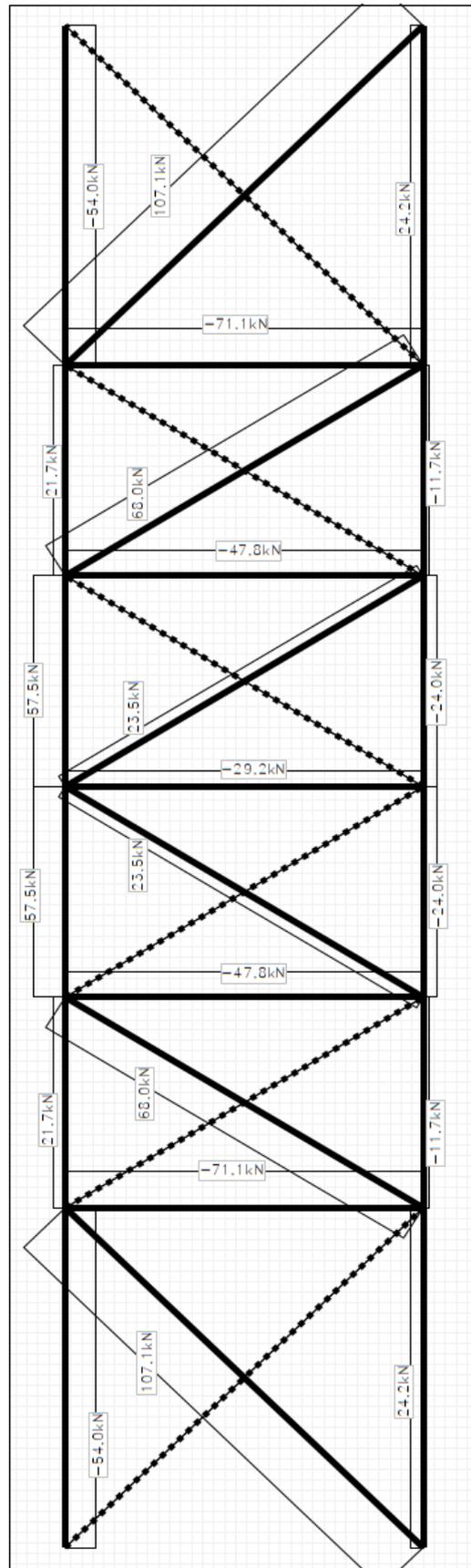
Per i grafici di involuppo e le tabelle con le sollecitazioni massime per ogni punto di calcolo della struttura nelle disposizioni considerate si faccia riferimento all'appendice [A03].

Azione assiale - N [kN]



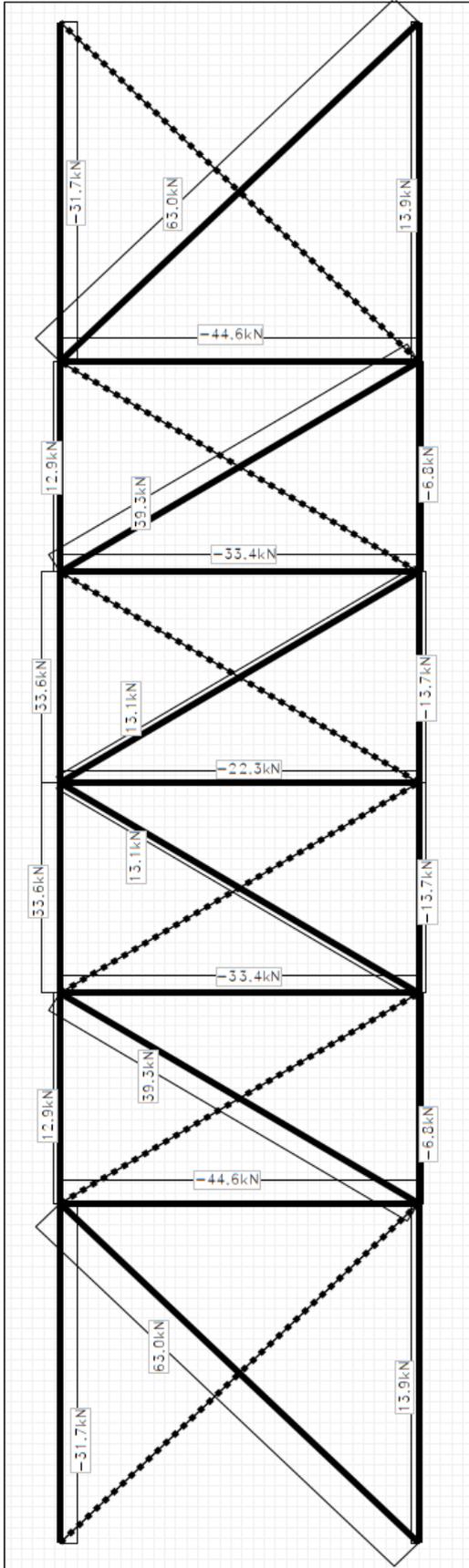
Disposizione 1

Azione assiale - N [kN]



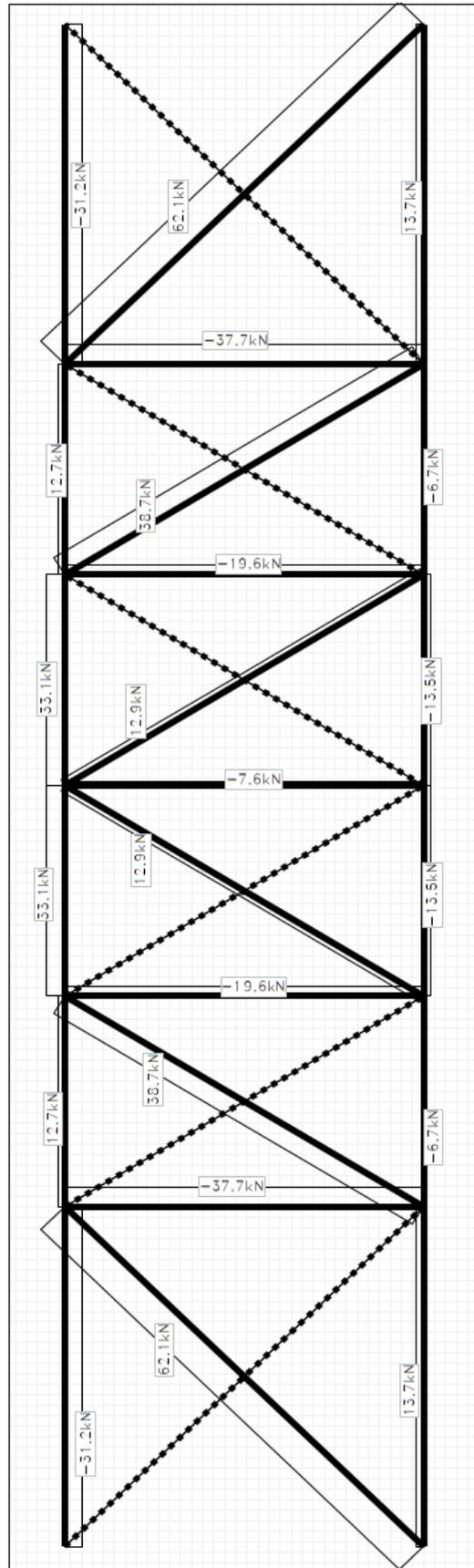
Disposizione 2

Azione assiale - N [kN]



Disposizione 3

Azione assiale - N [kN]



Disposizione 4

### 3.6 Portale

Al portale sono affidate le azioni verticali e orizzontali trasversali. Non vengono affidate al portale le azioni orizzontali longitudinali che sono onere del sistema controventante di falda e di parete. Viene descritta di seguito la composizione del portale e le relative caratteristiche geometriche degli elementi:

<p><b>Colonne:</b></p> <p><b>HE 450 A</b></p> <p><math>G_{1k,HE450A} = 1.400 \text{ kN/m}</math></p> <p><math>h = 440 \text{ mm}</math></p> <p><math>b = 300 \text{ mm}</math></p> <p><math>t_w = 11.5 \text{ mm}</math></p> <p><math>t_f = 21.0 \text{ mm}</math></p> <p><math>A = 178.0 \cdot 10^2 \text{ mm}^2</math></p> <p><math>I_y = 63720 \cdot 10^4 \text{ mm}^4</math></p> <p><math>I_z = 9465 \cdot 10^4 \text{ mm}^4</math></p>	<p><b>Travi:</b></p> <p>Profilo composto da piatti saldati</p> <p>Anima: piatto di spessore 12.0 mm di altezza variabile da 560.0 mm a 260.0 mm.</p> <p>Flange: piatti di spessore 20.0 mm di larghezza 250.0 mm.</p> <p><b>Area media:</b></p> <p><math>A_{media} = A(x = 4.031\text{m}) = 144.2 \cdot 10^2 \text{ mm}^2</math></p> <p>Si considera un carico permanente strutturale equivalente di un profilo ad altezza costante:</p> <p><math>G_{1k,trave} = A_{media} \cdot \rho_s \cdot g = 1.132 \text{ kN/m}</math></p>
---	---

#### 3.6.1 Schema strutturale

Viene assunto uno schema strutturale con cerniere alla base delle due colonne, giunti semi-rigidi in corrispondenza dei nodi di fine falda e cerniera al colmo. Viene illustrato di seguito lo schema strutturale assunto. Le rigidezze delle molle rotazionali che idealizzano i giunti semi-rigidi sono le seguenti (si veda paragrafo 6.2.1.1):

- SLU:  $S_j = S_{j,ini}/\mu = 75979 \text{ kNm/rad}$ ;
- SLE:  $S_j = S_{j,ini} = 216983 \text{ kNm/rad}$

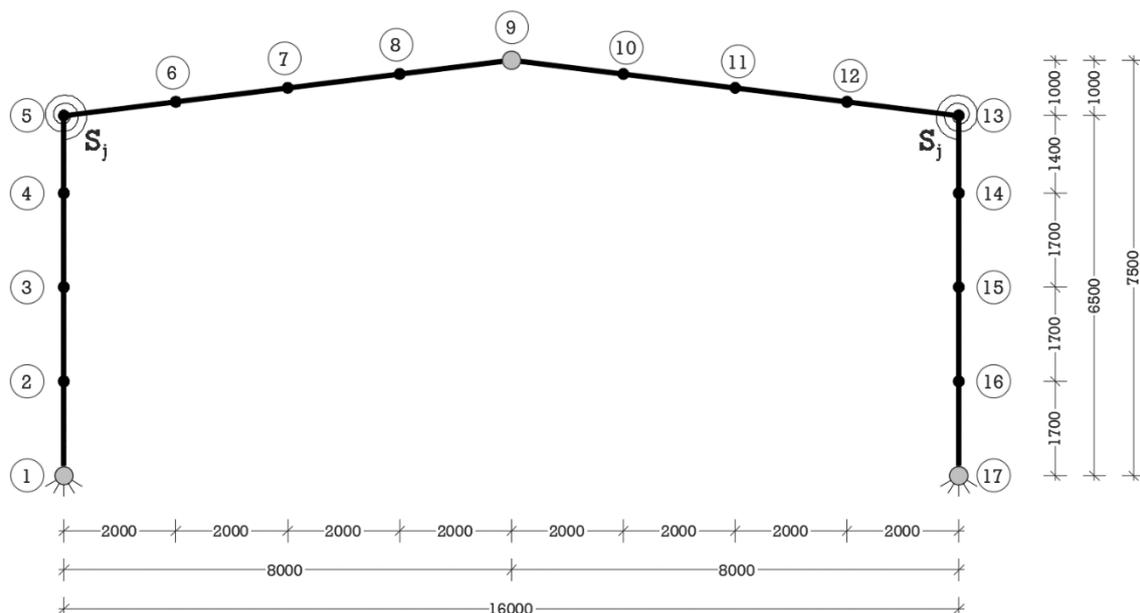


Figura 3.5.1.1 – Schema strutturale del portale

### 3.6.2 Carichi

I carichi presenti sul portale vengono di seguito elencati. Nei calcoli a seguire vengono assunte le seguenti grandezze geometriche:

- $l_{baracc.} = 6.500m$  (Luce della singola baraccatura)
- $i_{baracc.} = 1.700m$  (interasse tra i primi tre livelli di baraccatura)
- $l_{baracc.,2} = 1.400 m$  (interasse tra gli ultimi due livelli di baraccatura)
- $l_{arcar.} = 6.500m$  (Luce dell'arcareccio)
- $i_{arcar.} = 2.000m$  (Interasse degli arcarecci nel piano orizzontale)

#### Carichi permanenti strutturali:

<p><b>Travi del portale</b></p>	<p>Ai fini del calcolo del carico permanente strutturale dovuto alla trave rastremata non si considera un carico variabile linearmente. Viene invece considerato in via semplificata quello dovuto a un profilo di altezza costante con area pari all'area media del profilo considerato:</p> $G_{1k,trave} = 1.132 \text{ kN/m}$ <p>La validità dell'approssimazione viene giustificata in quanto si ritiene che il carico <math>G_{1k}</math> sia relativamente meno influente rispetto alle azioni da neve. La differenza tra il considerare un carico variabile linearmente e quello costante è trascurabile e cautelativa in quanto i momenti massimi al nodo trave-colonna risultano incrementati.</p> <p>Da questa si ricava:</p> $G_{1k,trave,yy} = G_{1k,trave} \cdot \cos(\alpha) = 1.123 \text{ kN/m}$ $G_{1k,trave,xx} = G_{1k,trave} \cdot \sin(\alpha) = 0.140 \text{ kN/m}$
<p><b>Colonne del portale</b></p> $G_{1k,HE450A} = 1.400 \text{ kN/m}$	$G_{1,HE450A,yy} = G_{1,HE500B} \cdot \cos(90^\circ) = 0.000 \text{ kN/m}$ $G_{1,HE450A,xx} = G_{1,HE500B} \cdot \sin(90^\circ) = 1.400 \text{ kN/m}$ <p>(Carichi distribuiti lungo gli elementi verticali)</p>
<p><b>Arcarecci</b></p> $g_{1,IPE200} = 0.224 \text{ kN/m}$	$G_{1k,IPE200} = g_{1,IPE200} \cdot l_{arcar} = 1.456 \text{ kN}$ <p>(Carichi verticali concentrati ai nodi di falda)</p>

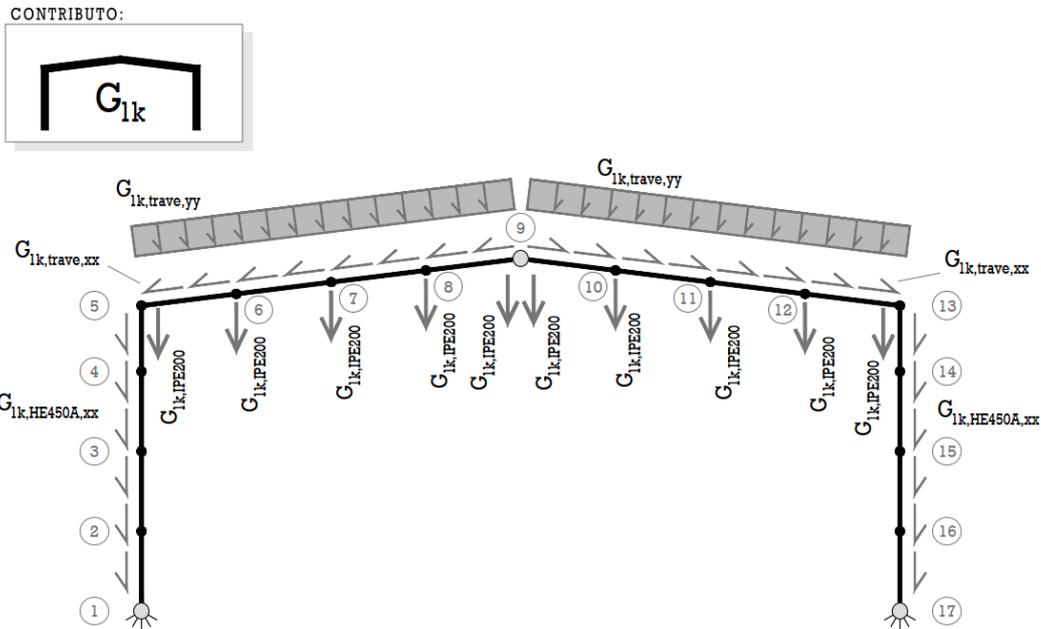


Figura 3.5.2.1 – Carichi di tipo G1 sul portale

Carichi permanenti non strutturali:

<p><b>Pannelli di copertura</b></p> <p><math>g_{2,Pann.Cop} = 0.100 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p><math>G_{2,Pann.Cop,1} = g_{2,Pann.Cop} \cdot l_{arcar} / \cos(\alpha) l_{arcar} = 1.310 \text{ kN}</math></p> <p>(Carichi verticali concentrati sui nodi di falda dove l'arcareccio ha fascia di influenza pari a 1.0*interasse)</p> <p><math>G_{2,Pann.Cop,2} = g_{2,Pann.Cop} \cdot l_{arcar} / \cos(\alpha) l_{arcar} / 2 = 0.655 \text{ kN}</math></p> <p>(Carichi verticali concentrati sui nodi di falda dove la arcareccio ha fascia di influenza pari a 0.5*interasse)</p>
<p><b>Pannelli di facciata</b></p> <p><math>g_{2,Pann.facciata} = 0.100 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p><math>G_{2,Pann.facciata,1} = g_{2,Pann.facciata} \cdot l_{baracc} \cdot l_{baracc} = 1.086 \text{ kN}</math></p> <p>(Carichi verticali concentrati sui nodi di falda dove la baraccatura ha fascia di influenza pari a 1.70 m)</p> <p><math>G_{2,Pann.facciata,2} = g_{2,Pann.facciata} \cdot l_{baracc} \cdot l_{baracc,2} = 0.895 \text{ kN}</math></p> <p>(Carichi verticali concentrati sui nodi di falda dove la baraccatura ha fascia di influenza pari a 1.40 m)</p>
<p><b>Baraccature laterali</b></p> <p><math>g_{2,UPE200} = 0.121 \text{ kN/m}</math></p>	<p><math>G_{1,UPE200} = g_{2,UPE200} \cdot l_{baracc} = 0.787 \text{ kN}</math></p> <p>(Carichi verticali concentrati sulle colonne)</p>

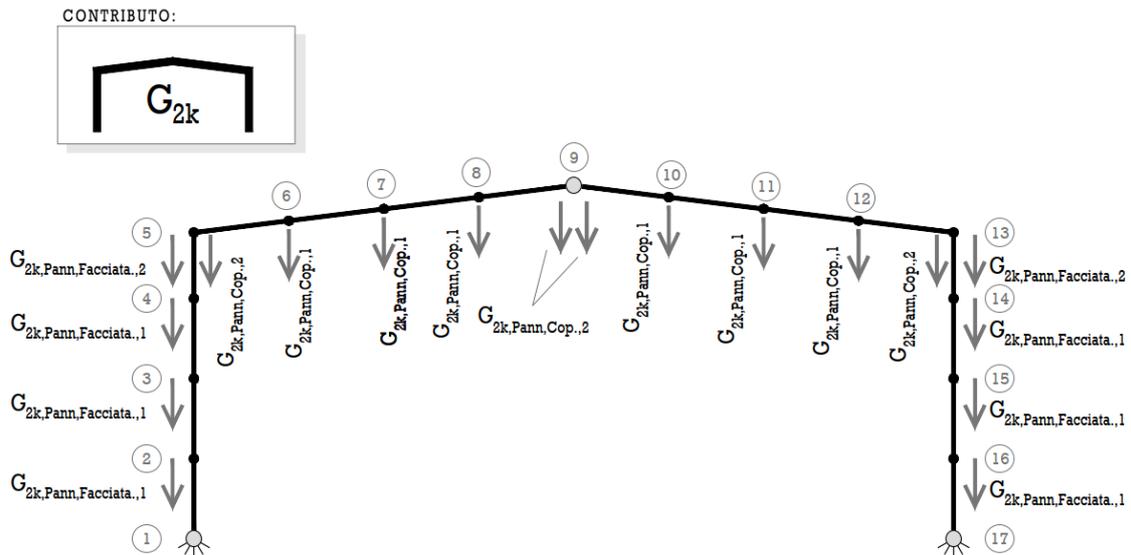


Figura 3.5.2.2 – Carichi di tipo G2 sul portale

Sovraccarico variabile di categoria:

<p><b>Sovraccarico di cat. H (Coperture accessibili per sola manutenzione)</b></p> <p><math>q_{k,Cat.H} = 0.500 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p><math>Q_{k,Cat.H,1} = q_{k,Cat.H} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} / \cos(\alpha) = 6.551 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a 1.0*interasse)</p> <p><math>Q_{k,Cat.H,2} = q_{k,Cat.H} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} / 2 / \cos(\alpha) = 3.275 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a 0.5*interasse)</p>
---	---

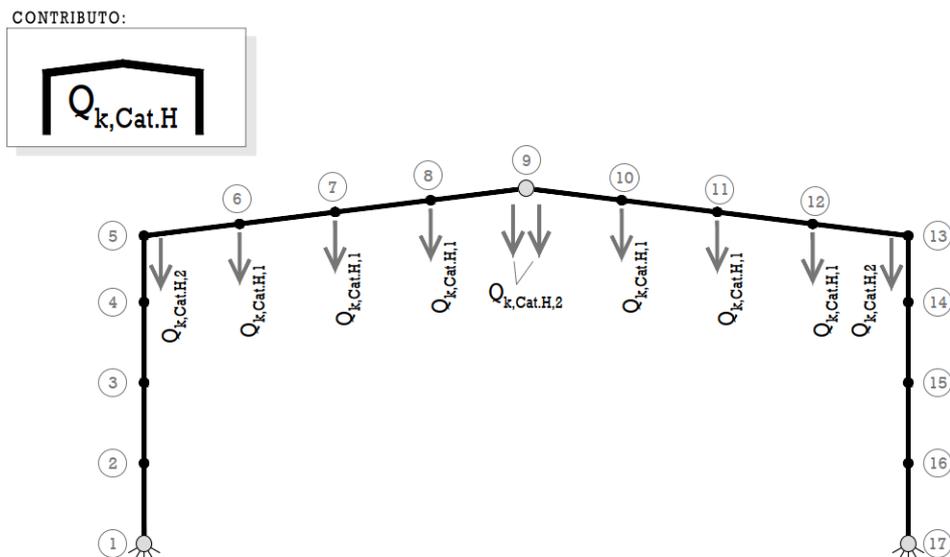


Figura 3.5.2.3 – Sovraccarico variabile categoria H sul portale

Sovraccarico da neve:

<p><b>Sovraccarico da neve in falda con <math>\mu_1 = 1.0</math></b>  <math>q_{s,1} = 1.600 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p><math>Q_{s,1,1} = q_{s,1} \cdot l_{arcar.} \cdot l_{arcar.} = 20.800 \text{ kN}</math>                  (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a <math>1.0 \cdot \text{interasse}</math>)  <math>Q_{s,1,2} = q_{s,1} \cdot l_{arcar.} \cdot l_{arcar.}/2 = 10.400 \text{ kN}</math>                  (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a <math>0.5 \cdot \text{interasse}</math>)</p>
<p><b>Sovraccarico da neve in falda con <math>\mu_1 = 0.5</math></b>  <math>q_{s,2} = 0.800 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p><math>Q_{s,2,1} = q_{s,2} \cdot l_{arcar.} \cdot l_{arcar.} = 10.400 \text{ kN}</math>                  (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a <math>1.0 \cdot \text{interasse}</math>)  <math>Q_{s,2,2} = q_{s,2} \cdot l_{arcar.} \cdot l_{arcar.}/2 = 5.200 \text{ kN}</math>                  (Carichi concentrati verticali dove l'arcareccio ha fascia di competenza pari a <math>0.5 \cdot \text{interasse}</math>)</p>

CONTRIBUTO:

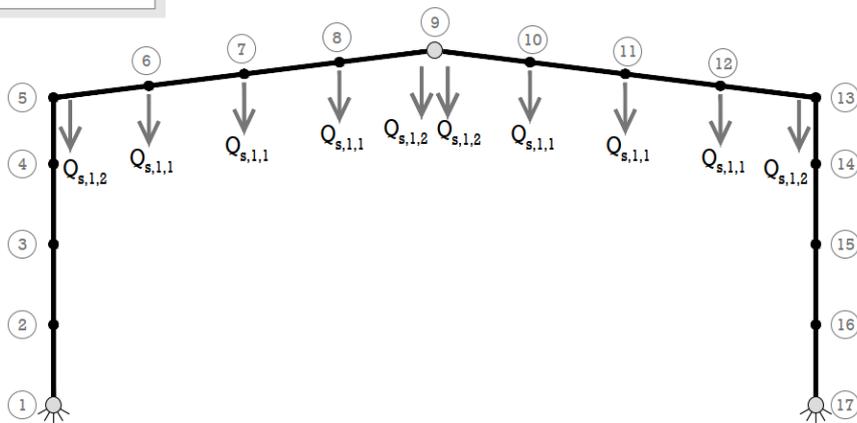
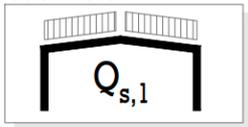


Figura 3.5.2.4 – Carico da neve sul portale: disposizione  $\mu_1 = 1$ ;  $\mu_1 = 1$

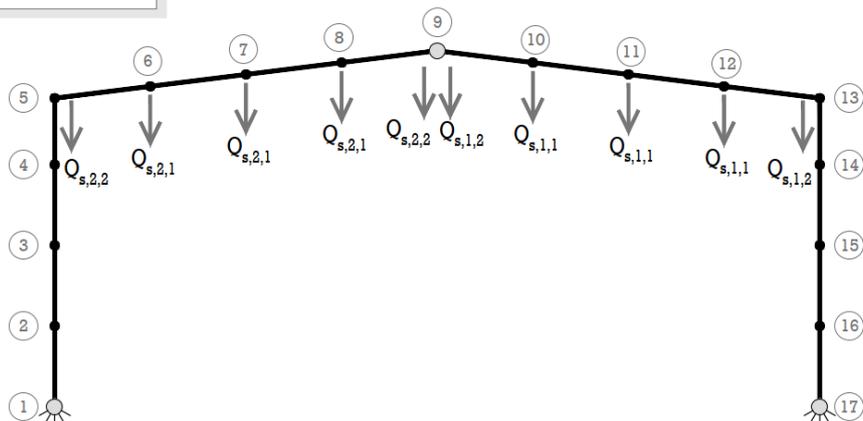
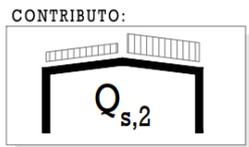


Figura 3.5.2.5 – Carico da neve sul portale: disposizione  $\mu_1 = 0.5$ ;  $\mu_1 = 1$

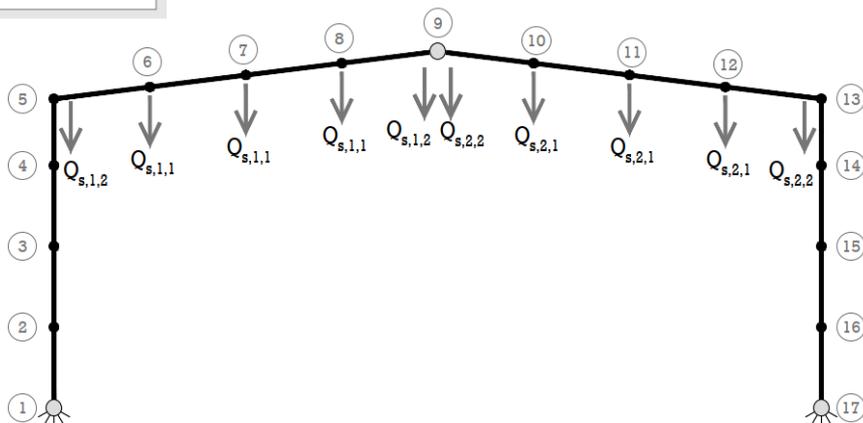
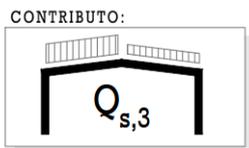


Figura 3.5.2.6 – Carico da neve sul portale: disposizione  $\mu_1 = 1$ ;  $\mu_1 = 0.5$

**Sovraccarico da vento:**

Nota: i carichi da vento vengono incrementati del 90% per tenere conto del contributo da pressione/depressione interna.

**Carico da vento perpendicolare al colmo:**

$q_{v,1,neg} = -0.450 \text{ kN/m}^2$   
(Copertura - Direzione del vento perp. al colmo: falda sopravvento - Valori negativi)

$$Q_{v,1,neg,vert,1} = 1.9q_{v,1,neg} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} = -11.115 \text{ kN}$$

$$Q_{v,1,neg,orizz,1} = 1.9q_{v,1,neg} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha) = -1.389 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.0\*interasse)

$$Q_{v,1,neg,vert,2} = 1.9q_{v,1,neg} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.}/2 = -5.558 \text{ kN}$$

$$Q_{v,1,neg,orizz,2} = q_{v,1,neg} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha)/2 = -0.695 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 0.5\*interasse)

$q_{v,1,pos} = +0.061 \text{ kN/m}^2$   
(Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sopravvento - Valori positivi)

$$Q_{v,1,pos,vert,1} = 1.9q_{v,1,pos} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} = 1.507 \text{ kN}$$

$$Q_{v,1,pos,orizz,1} = 1.9q_{v,1,pos} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha) = 0.188 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.0\*interasse)

$$Q_{v,1,pos,vert,2} = 1.9q_{v,1,pos} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.}/2 = 0.754 \text{ kN}$$

$$Q_{v,1,pos,orizz,2} = 1.9q_{v,1,pos} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha)/2 = 0.095 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 0.5\*interasse)

$q_{v,2} = -0.383 \text{ kN/m}^2$   
(Copertura - Direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sottovento)

$$Q_{v,2,vert,1} = 1.9q_{v,2} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} = -9.460 \text{ kN}$$

$$Q_{v,2,orizz,1} = 1.9q_{v,2} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha) = -1.182 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.0\*interasse)

$$Q_{v,2,vert,2} = 1.9q_{v,2} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.}/2 = -4.731 \text{ kN}$$

$$Q_{v,2,orizz,2} = 1.9q_{v,2} \cdot i_{arcar.} \cdot l_{arcar.} \cdot \tan(\alpha)/2 = -0.591 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 0.5\*interasse)

$q_{v,8} = +0.463 \text{ kN/m}^2$   
(Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sopravvento)

$$Q_{v,8,orizz,1} = 1.9q_{v,8} \cdot i_{baracc.} \cdot l_{baracc.} = 9.720 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove la baraccatura ha fascia di competenza di 1.7m di interasse)

$$Q_{v,8,orizz,2} = 1.9q_{v,8} \cdot i_{baracc.} \cdot l_{baracc.,2} = 8.003 \text{ kN}$$

(Carichi concentrati verticali e orizzontali dove la

<p><math>q_{v,9} = -0.223 \text{ kN/m}^2</math> (Pareti verticali - Vento sul lato: facciata sottovento)</p>	<p>baraccatura ha fascia di competenza di 1.4m di interasse)</p> <p><math>Q_{v,9,orizz,1} = 1.9q_{v,9} \cdot i_{baracc} \cdot l_{baracc} = -4.682 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove la baraccatura ha fascia di competenza di 1.7m di interasse)</p> <p><math>Q_{v,9,orizz,2} = 1.9q_{v,9} \cdot i_{baracc} \cdot l_{baracc,2} = -3.856 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove la baraccatura ha fascia di competenza di 1.4m di interasse)</p>
<p><b>Carico da vento parallelo al colmo:</b></p> <p><math>q_{v,3} = -0.541 \text{ kN/m}^2</math> (Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: fascia sopravvento di profondità <math>\min(b/2,h)</math>)</p> <p><math>q_{v,4} = -0.338 \text{ kN/m}^2</math> (Copertura - Direzione del vento parallela al colmo: restanti zone)</p> <p><math>q_{v,7} = -0.446 \text{ kN/m}^2</math> (Pareti verticali - Vento sul fronte: facciate laterali)</p>	<p><math>Q_{v,3,vert,1} = 1.9q_{v,3} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} = -13.363 \text{ kN}</math> <math>Q_{v,3,orizz,1} = 1.9q_{v,3} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} \cdot \tan(\alpha) = -1.670 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.0*interasse)</p> <p><math>Q_{v,3,vert,2} = 1.9q_{v,3} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar}/2 = -6.682 \text{ kN}</math> <math>Q_{v,3,orizz,2} = 1.9q_{v,3} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} \cdot \tan(\alpha)/2 = -0.836 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 0.5*interasse)</p> <p><math>Q_{v,4,vert,1} = 1.9q_{v,4} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} = -8.349 \text{ kN}</math> <math>Q_{v,4,orizz,1} = 1.9q_{v,4} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} \cdot \tan(\alpha) = -1.045 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.0*interasse)</p> <p><math>Q_{v,4,vert,2} = 1.9q_{v,4} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar}/2 = -4.174 \text{ kN}</math> <math>Q_{v,4,orizz,2} = 1.9q_{v,4} \cdot i_{arcar} \cdot l_{arcar} \cdot \tan(\alpha)/2 = -0.523 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 0.5*interasse)</p> <p><math>Q_{v,7,orizz,1} = 1.9q_{v,7} \cdot i_{baracc} \cdot l_{baracc} = -11.102 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.7m di interasse)</p> <p><math>Q_{v,7,orizz,2} = 1.9q_{v,7} \cdot i_{baracc} \cdot l_{baracc} = -8.906 \text{ kN}</math> (Carichi concentrati verticali e orizzontali dove l'arcareccio ha fascia di competenza di 1.4m di interasse)</p>

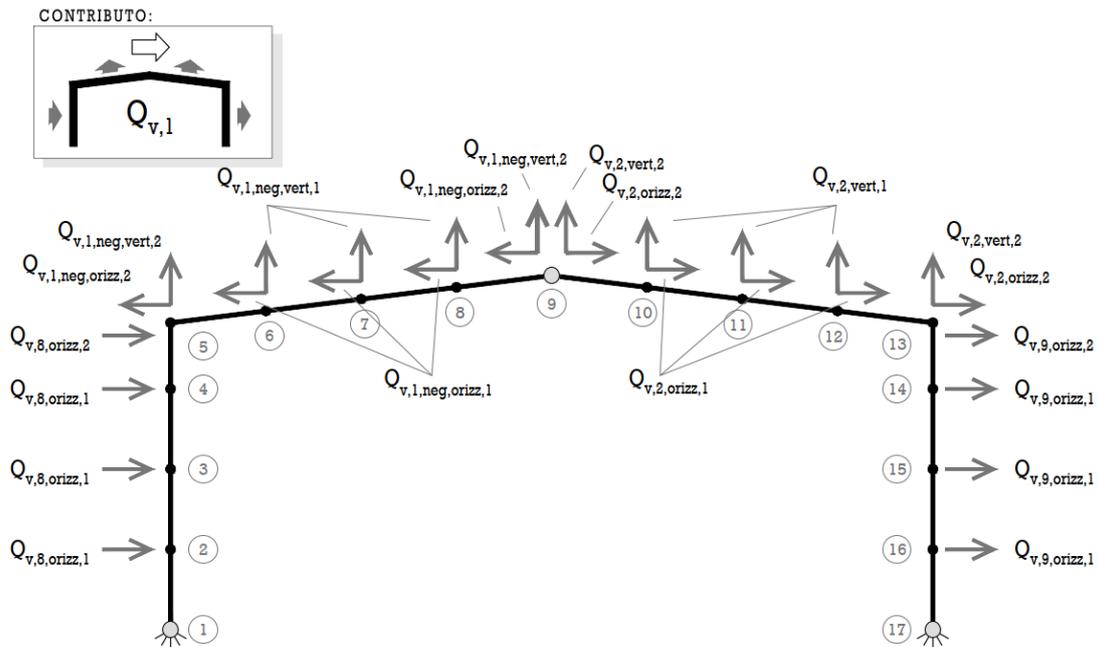


Figura 3.5.2.5 – Carico da vento sul portale  
 Vento perpendicolare al colmo con pressione negativa  
 sulla falda sopravvento;

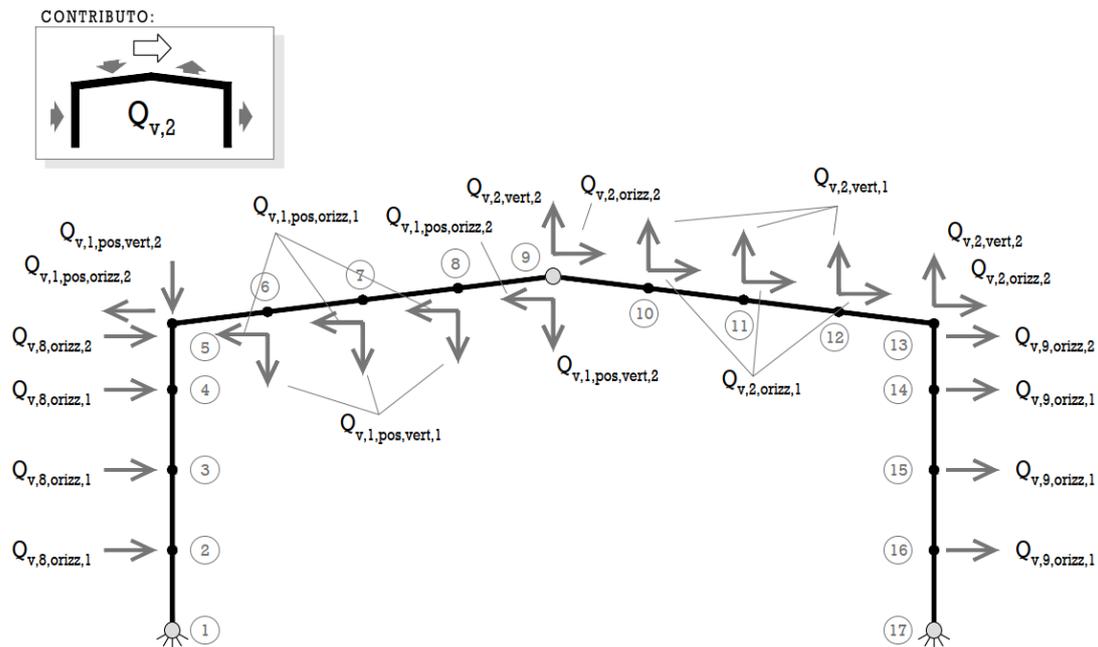


Figura 3.5.2.6 – Carico da vento sul portale  
 Vento perpendicolare al colmo con pressione positiva  
 sulla falda sopravvento;

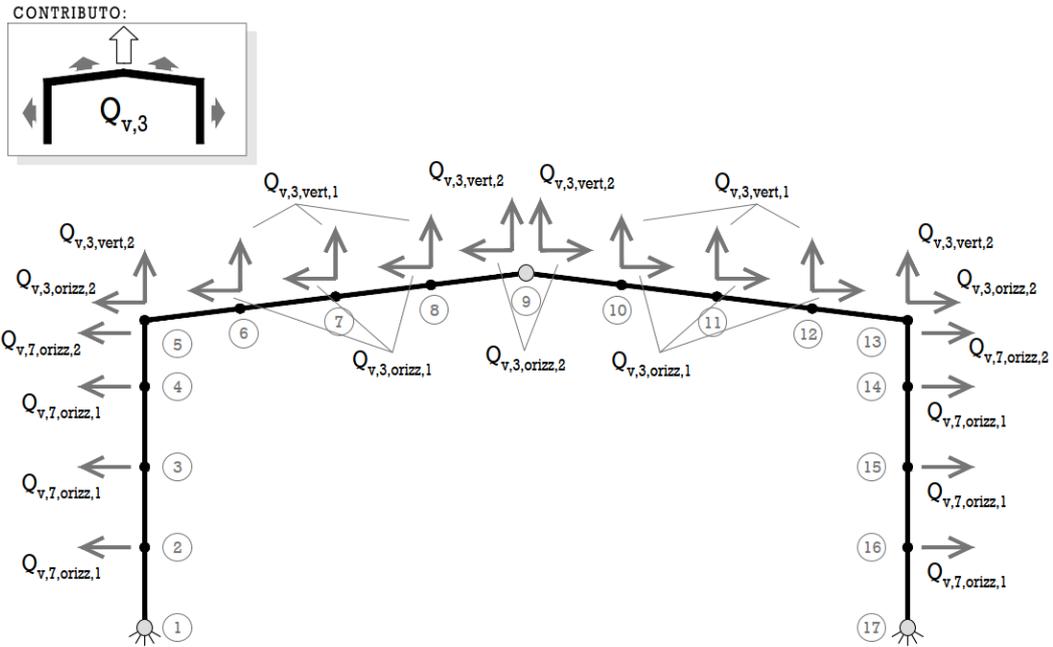


Figura 3.5.2.7 – Carico da vento sul portale  
 Vento parallelo al colmo  
 Fascia di copertura  $\min(b/2; h)$

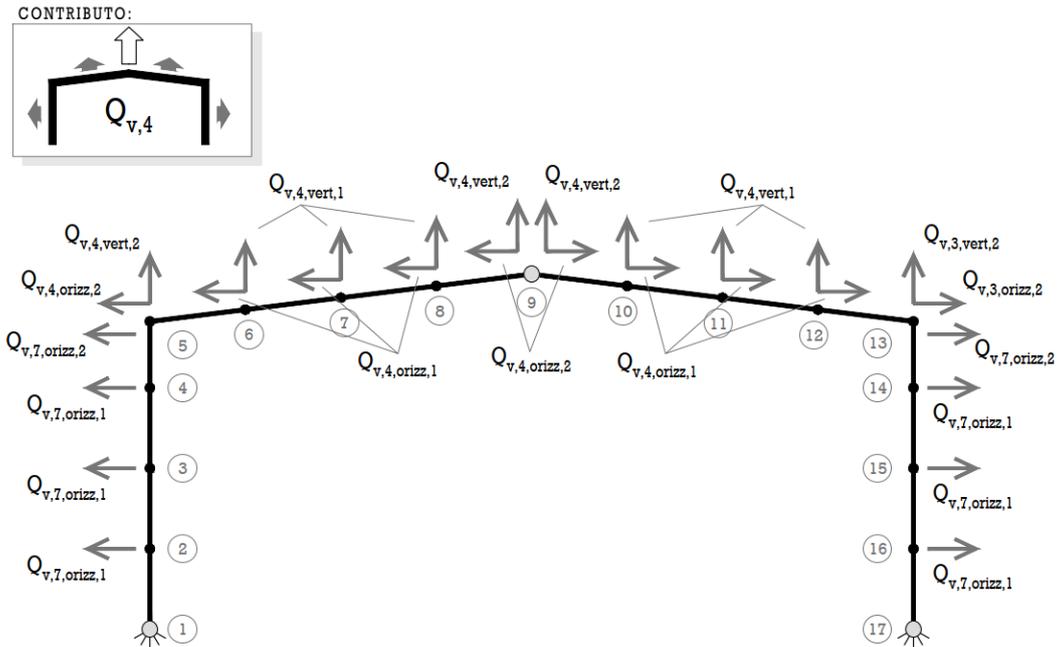


Figura 3.5.2.8 – Carico da vento sul portale  
 Vento parallelo al colmo  
 Fascia di copertura restante

### Imperfezioni geometriche

Le imperfezioni geometriche vengono prese in considerazione attribuendo ai nodi delle colonne delle forze equivalenti ricavate tenendo conto di un'imperfezione geometrica come da formulazione proposta da EN1993-1-1 (5.3.2) e di seguito riportata:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad [3.5.2.1]$$

In questa espressione:

$$\phi_0 = 1/200$$
$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad [3.5.2.2]$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)} \quad [3.5.2.3]$$

In cui  $h$  è l'altezza della struttura ed  $m$  il numero di colonne in riga che portano non meno del 50% dell'azione assiale di compressione media tra le colonne del telaio. Si considera  $h = 6.500 m$  e un numero di colonne pari a  $m = 2$ . Si ottiene quindi:

$$\alpha_m = 0.866 \quad \alpha_h = 0.784$$

Considerata la colonna come compressa con azione assiale  $N_{Ed}$  è possibile ottenere l'effetto equivalente in termini di momento generato in presenza di imperfezione considerando delle forze taglianti alle estremità della colonna pari a  $N_{Ed} \cdot \phi$  e rimuovendo l'imperfezione geometrica.

Gli effetti delle imperfezioni sono relativi alla tipologia di carico e la forza equivalente associata viene ricavata risolvendo la struttura per ogni tipologia di carico in assenza delle imperfezioni ed in seguito ad avere ricavato la forza di compressione assiale  $N_{Ed}$  vengono applicate le forze da imperfezione in sommità alle due colonne del telaio. Gli effetti delle imperfezioni vengono poi combinati coerentemente con la tipologia di carico da cui sono stati ricavati.

### 3.6.3 Disposizioni di carico

Per il calcolo delle azioni massime sono state considerate le disposizioni di carico riassunte nella tabella seguente:

	Permanenti strutturali	Permanenti non strutturali	Sovraccarico di categoria	Neve	Vento
DISPOSIZIONE			$\psi_0=0.0$ $\psi_1=0.0$ $\psi_2=0.0$	$\psi_0=0.5$ $\psi_1=0.2$ $\psi_2=0.0$	$\psi_0=0.6$ $\psi_1=0.2$ $\psi_2=0.0$
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					

Figura 3.5.3.1 – Tabella riassuntiva delle disposizioni di carico

Per ogni disposizione di carico sono state calcolate le combinazioni. La massimizzazione dell'azione per ogni sezione è ripercorribile nei diagrammi di involuppo a seguire.

Sono identificabili a priori alcune combinazioni che risulteranno peggiorative per le successive verifiche:

- La disposizione 2 con neve assunta come carico principale risulta la più gravosa ai fini della verifica a SLE sulla freccia identificata come abbassamento al colmo del portale;
- La disposizione 10 con vento assunto come principale risulta essere la più gravosa ai fini della verifica a SLE di deformazione sullo spostamento laterale;

- La disposizione 2 con neve assunta come carico principale risulta quella che massimizza l'azione assiale nei pilastri;

### 3.6.4 Risoluzione strutturale

L'analisi strutturale è stata eseguita attraverso il programma sviluppato in autonomia sfruttando programmi di computazione numerica quali Matlab e Mathematica. È stata implementata un'analisi di tipo elastico lineare agli elementi finiti. La struttura è stata discretizzata in 16 elementi unidimensionali e 17 nodi in totale. Ogni elemento è stato suddiviso in 30 sezioni di calcolo. La suddivisione in elementi finiti è stata fatta sulla base dei punti in cui la struttura è soggetta a carico concentrato proveniente da arcarecci o baraccature.

La risoluzione strutturale del portale è ripercorribile in maniera più approfondita attraverso l'appendice [A04] allegata, anche in relazione ai codici di calcolo implementati.

#### 3.6.4.1 Matrice di rigidezza per membrature non prismatiche

Nel caso in cui le membrature abbiano rigidezze assiali e flessionali non costanti è necessario calcolare una matrice di rigidezza differente da quella per gli elementi prismatici. A tal fine si è considerata una variazione lineare a tratti di area e di rigidezza (ipotesi esatta nel caso della variazione di area e accettabile nel caso della variazione di inerzia). Le funzioni di forma dell'elemento master sono così definite:

Per la deformabilità assiale

$$\underline{N}_A = \begin{bmatrix} 0.5 \cdot (1 - \xi) \\ 0.5 \cdot (1 + \xi) \end{bmatrix} \quad \text{con } -1 \leq \xi \leq 1 \quad [3.5.4.1]$$

Per la deformabilità flessionale

$$\underline{N}_B = \begin{bmatrix} 0.25 \cdot (1 - \xi) \cdot (2 + \xi)^2 \\ 0.125 \cdot (\xi - 1)^2 \cdot (1 + \xi) \cdot L \\ 0.25 \cdot (2 - \xi) \cdot (1 + \xi)^2 \\ 0.125 \cdot (1 + \xi)^2 \cdot (\xi - 1) \cdot L \end{bmatrix} \quad \text{con } -1 \leq \xi \leq 1 \quad [3.5.4.2]$$

Per il calcolo della matrice di rigidezza è necessario calcolare l'espressione dell'energia elastica del sistema considerando la seguente trasformazione del sistema di riferimento:

$$x(\xi) = \frac{x_1}{2} \cdot (1 - \xi) + \frac{x_2}{2} \cdot (1 + \xi) \quad \text{con } -1 \leq \xi \leq 1 \quad [3.5.4.3]$$

dove  $x_1$  e  $x_2$  sono le coordinate dell'elemento nel sistema globale ruotato.

In virtù delle definizioni di cui sopra, l'energia elastica del sistema assume la seguente forma:

$$E_{el,A} = \frac{1}{2} \underline{u}_A^T \cdot \left[ \frac{2 \cdot E}{L} \cdot \int_{-1}^1 A(\xi) \cdot \frac{d}{d\xi} [\underline{N}_A] \cdot \frac{d}{d\xi} [\underline{N}_A^T] d\xi \right] \cdot \underline{u}_A = \frac{1}{2} \underline{u}_A^T \cdot \underline{K}_A \cdot \underline{u}_A \quad [3.5.4.4]$$

$$E_{el,B} = \frac{1}{2} \underline{u}_B^T \cdot \left[ \frac{8 \cdot E}{L^3} \cdot \int_{-1}^1 I_y(\xi) \cdot \frac{d^2}{d\xi^2} [\underline{N}_B] \cdot \frac{d^2}{d\xi^2} [\underline{N}_B^T] d\xi \right] \cdot \underline{u}_B = \frac{1}{2} \underline{u}_B^T \cdot \underline{K}_B \cdot \underline{u}_B \quad [3.5.4.5]$$

Eseguendo gli opportuni assemblaggi si ottiene che:

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot [2c + d \cdot L]}{2L} & 0 & 0 & -\frac{E \cdot [2c + d \cdot L]}{2L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6E \cdot [2a + b \cdot L]}{L^3} & \frac{2E \cdot [3a + b \cdot L]}{L^2} & 0 & -\frac{6E \cdot [2a + b \cdot L]}{L^3} & \frac{2E \cdot [3a + 2b \cdot L]}{L^2} \\ 0 & \frac{2E \cdot [3a + b \cdot L]}{L^2} & \frac{E \cdot [4a + b \cdot L]}{L} & 0 & -\frac{2E \cdot [3a + b \cdot L]}{L^2} & \frac{E \cdot [2a + b \cdot L]}{L} \\ -\frac{E \cdot [2c + d \cdot L]}{2L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot [2c + d \cdot L]}{2L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6E \cdot [2a + b \cdot L]}{L^3} & -\frac{2E \cdot [3a + b \cdot L]}{L^2} & 0 & \frac{6E \cdot [2a + b \cdot L]}{L^3} & -\frac{2E \cdot [3a + 2b \cdot L]}{L^2} \\ 0 & \frac{2E \cdot [3a + 2b \cdot L]}{L^2} & \frac{E \cdot [2a + b \cdot L]}{L} & 0 & -\frac{2E \cdot [3a + 2b \cdot L]}{L^2} & \frac{E \cdot [4a + 3b \cdot L]}{L} \end{bmatrix}$$

Dove area e inerzia della sezione sono così definite:

$$I_y(x) = a + bx; \quad A(x) = c + dx; \quad \text{con } x_1 \leq x \leq x_2 \quad [3.5.4.7]$$

### 3.6.5 Sensibilità agli effetti del second'ordine

Al fine di valutare la sensibilità del telaio agli effetti del second'ordine viene calcolato il parametro  $\alpha_{cr}$  così definito:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad [3.5.6.1]$$

ovvero il rapporto fra il carico critico di instabilità elastica globale ed il carico di progetto della struttura. Il telaio risulterà essere sensibile agli effetti del second'ordine se:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} < \begin{cases} 10 & (\text{per analisi elastica}) \\ 15 & (\text{per analisi plastica}) \end{cases} \quad [3.5.6.2]$$

Per calcolare  $F_{cr}$  sarebbe necessario eseguire un'analisi di buckling, la quale richiede la risoluzione di un problema agli autovalori.

Con riferimento al § 5.2.1 - EN1993-1-1, la norma consente di calcolare per via approssimata il valore di  $\alpha_{cr}$ , a patto che la compressione nelle travi non sia significativa. A tal proposito la norma fornisce la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \quad [3.5.6.3]$$

dove  $H_{Ed}$  è il carico orizzontale totale di progetto trasferito dal piano,  $V_{Ed}$  è il carico verticale totale trasferito dal piano,  $\delta_{H,Ed}$  è lo spostamento orizzontale di interpiano e  $h$  è l'altezza di piano.

Come anticipato,  $\alpha_{cr}$  può essere valutato mediante questa formulazione approssimata soltanto se la compressione nelle travi non risulta essere eccessiva. Pertanto è necessario verificare che

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{TRV} \cdot f_{y,TRV}}{N_{cr,TRV}}} \leq 0.3 \sqrt{\frac{A_{TRV} \cdot f_{y,TRV}}{N_{Ed,TRV}}} \quad \text{ovvero} \quad \frac{10}{3} \sqrt{\frac{N_{Ed,TRV}}{N_{cr,TRV}}} \leq 1.0 \quad [3.5.6.4]$$

dove  $N_{Ed,TRV}$  è l'azione assiale di compressione nelle travi e  $N_{cr,TRV}$  è il carico critico nelle travi rispetto all'asse forte, valutato considerando l'intero sviluppo della trave tra le colonne.

Nel caso di strutture mono-piano con travi compresse come i portali dei capannoni,  $\delta_{H,Ed}$  è fortemente influenzato dall'effetto dei carichi verticali agenti sulle falde. Per questo motivo, non è possibile usare direttamente la formula 3.5.6.3. E' possibile comunque stimare il valore di  $\alpha_{cr}$  applicando alla struttura un carico  $H_{Ed} = V_{Ed}/200$  e calcolando lo spostamento  $\delta_{H,Ed}$  ad esso associato. Allora la relazione per il calcolo di  $\alpha_{cr}$  viene così definita:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}} = \frac{h}{200 \cdot \delta_{H,Ed}} \quad [3.5.6.5]$$

È comunque necessario valutare l'entità delle azioni di compressione nelle travi, verificando la formula 3.5.6.4. Il carico critico viene valutato considerando il momento d'inerzia equivalente della membratura non prismatica (si veda paragrafo 4.5.2), valutato considerando l'intero sviluppo della trave da montante a montante.

$$N_{cr,TRV} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_{y,TRV,eq}}{L_{TRV}^2} = \pi^2 \cdot \frac{210 \cdot 51045.0}{16.165^2} \cdot 10^{-2} kN = 4048.8 kN \quad [3.5.6.6]$$

$$N_{c,Ed,TRV} = 95.5 kN$$

$$\frac{10}{3} \sqrt{\frac{N_{c,Ed,TRV}}{N_{cr,TRV}}} = \frac{10}{3} \sqrt{\frac{100.7}{4048.8}} = 0.527 \leq 1.0 \quad [3.5.6.8]$$

In maniera cautelativa è possibile considerare la massima azione assiale sui montanti fra tutte le disposizioni di carico significative. Per ciascun montante si considera, quindi, un carico  $V_{Ed} = 167.9 kN$ . Lo spostamento del nodo d'apice della colonna, valutato mediante analisi globale elastica lineare della struttura calcolato applicando un carico orizzontale  $H_{Ed} = V_{Ed}/200 = 167.9/200 kN = 0.84 kN$  in sommità alle colonne, è pari a:  $\delta_{H,Ed} = 0.00136 m$ . Allora:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} = \frac{h}{200 \cdot \delta_{H,Ed}} = \frac{6.5}{200 \cdot 0.00124} = 26.21 > 10 \quad [3.5.6.9]$$

Il portale risulta essere non sensibile agli effetti del second'ordine allora può essere condotta un'analisi globale elastica lineare del prim'ordine.

Al fine di verificare la correttezza del risultato ottenuto mediante la formula 3.5.6.9 è stata effettuata un'analisi di buckling lineare agli elementi finiti attraverso la quale è stato ricavato il valore di  $\alpha_{cr}$  per ciascuna combinazione significativa.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

- Comb. 1 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione negativo sulla falda sopravvento con carico da neve principale:

$$\alpha_{cr} = 31.72$$

- Comb. 2 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con carico da neve principale:

$$\alpha_{cr} = 26.87$$

- Comb. 3 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione massimo con carico da neve principale:

$$\alpha_{cr} = 35.38$$

- Comb. 4 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione minimo con carico da neve principale:  
 $\alpha_{cr} = 30.49$
- Comb. 5 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione negativo sulla falda sopravvento con vento principale:  
 $\alpha_{cr} = 100.30$
- Comb. 6 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con vento principale:  
 $\alpha_{cr} = 51.90$
- Comb. 7 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione massimo con vento principale:  
 $\alpha_{cr} = 218.46$
- Comb. 8 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione minimo con vento principale:  
 $\alpha_{cr} = 83.55$
- Comb. 9 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione negativo sulla falda sopravvento con carico da neve principale (coefficienti di combinazione favorevoli. Si nota inoltre come tutte le combinazioni con coefficienti di combinazione favorevoli portano allo stesso valore di  $\alpha_{cr}$ ):  
 $\alpha_{cr} = 152.28$
- Comb. 13 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione negativo sulla falda sopravvento con sovraccarico destinato alla destinazione d'uso principale:  
 $\alpha_{cr} = 38.83$
- Comb. 14 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con sovraccarico destinato alla destinazione d'uso principale:  
 $\alpha_{cr} = 31.81$
- Comb. 15 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione massimo con sovraccarico destinato alla destinazione d'uso principale:  
 $\alpha_{cr} = 44.47$
- Comb. 16 – vento parallelo al colmo con coefficiente di pressione minimo con sovraccarico destinato alla destinazione d'uso principale:  
 $\alpha_{cr} = 37.01$
- Comb. 17 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con carico da neve principale (valore della neve scalata di un fattore  $0.5*\mu$  sulla falda sx secondo quanto riportato nel D.M.17-01-2018 al punto 3.4.3.3):  
 $\alpha_{cr} = 35.19$
- Comb. 18 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con carico da neve principale (valore della neve scalata di un fattore  $0.5*\mu$  sulla falda dx secondo quanto riportato nel D.M.17-01-2018 al punto 3.4.3.3):

$$\alpha_{cr} = 35.22$$

- Comb. 19 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con carico da vento principale (valore della neve scalata di un fattore  $0.5 \cdot \mu$  sulla falda sx secondo quanto riportato nel D.M.17-01-2018 al punto 3.4.3.3):

$$\alpha_{cr} = 67.02$$

- Comb. 20 – vento ortogonale al colmo con coefficiente di pressione positivo sulla falda sopravvento con carico da vento principale (valore della neve scalata di un fattore  $0.5 \cdot \mu$  sulla falda dx secondo quanto riportato nel D.M.17-01-2018 al punto 3.4.3.3):

$$\alpha_{cr} = 67.41$$

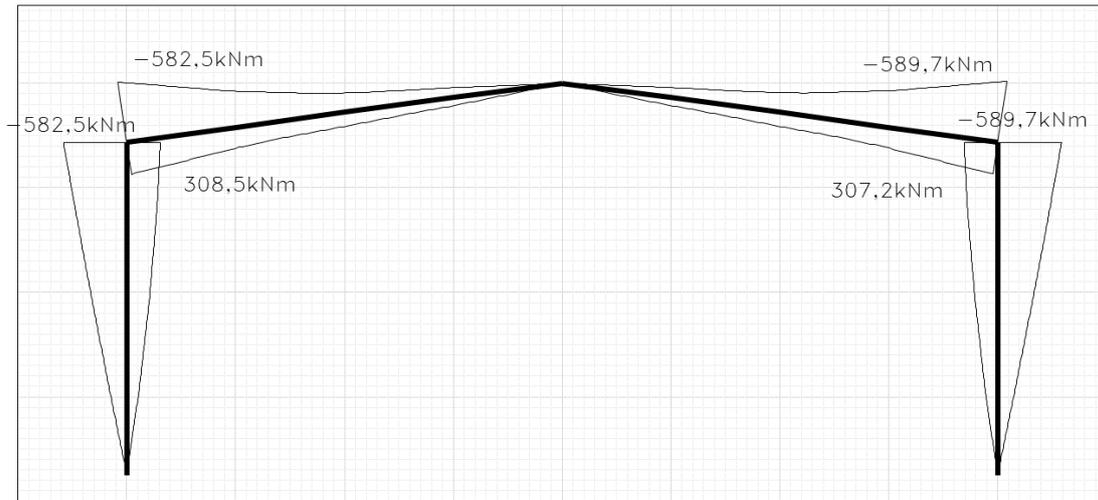
Si noti che la combinazione 2 è quella che registra il minor  $\alpha_{cr}$ , pari a 26.87 il quale è confrontabile con il valore determinato per via approssimata (ovvero 26.21).

### 3.6.6 Riassunto azioni

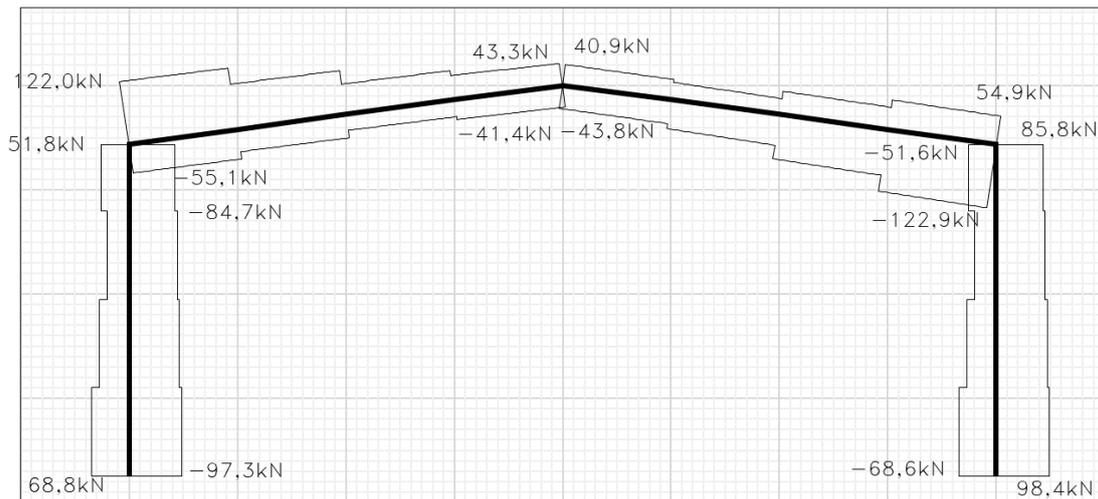
Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle azioni attraverso i quali per ogni sezione sono individuabili gli effetti massimi. Le corrispondenti azioni non raffigurate nel diagramma di involuppo derivanti dalla stessa combinazione da cui è stata ricavato l'effetto massimizzato sono ripercorribili negli allegati alla relazione [A02].

Combinazione SLU-Fondamentale

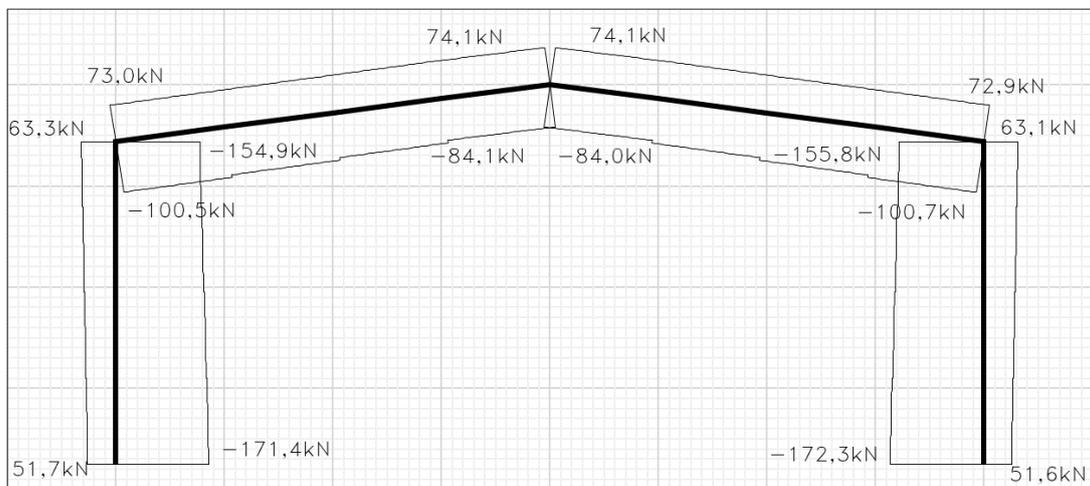
**Momento - M [kNm]**



**Taglio - V [kN]**

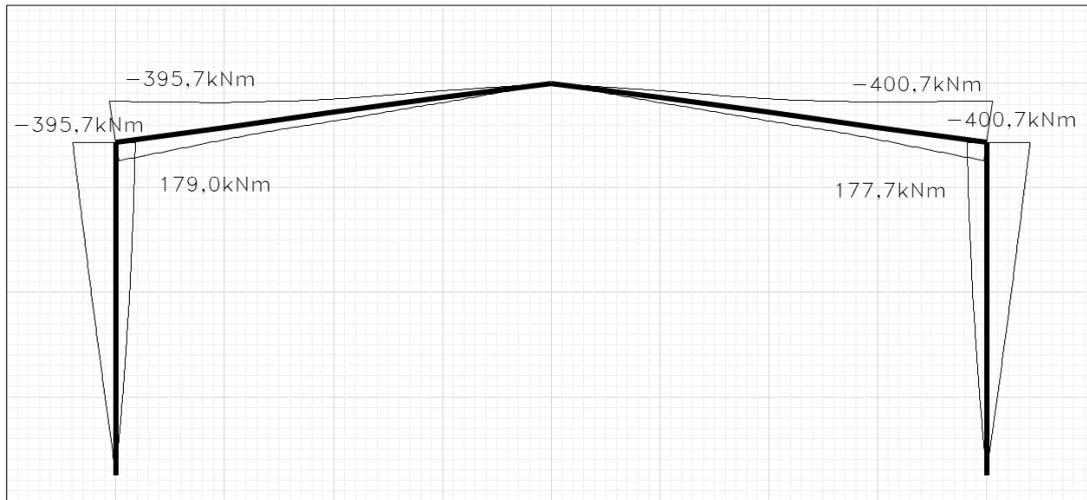


**Azione assiale - N [kN]**

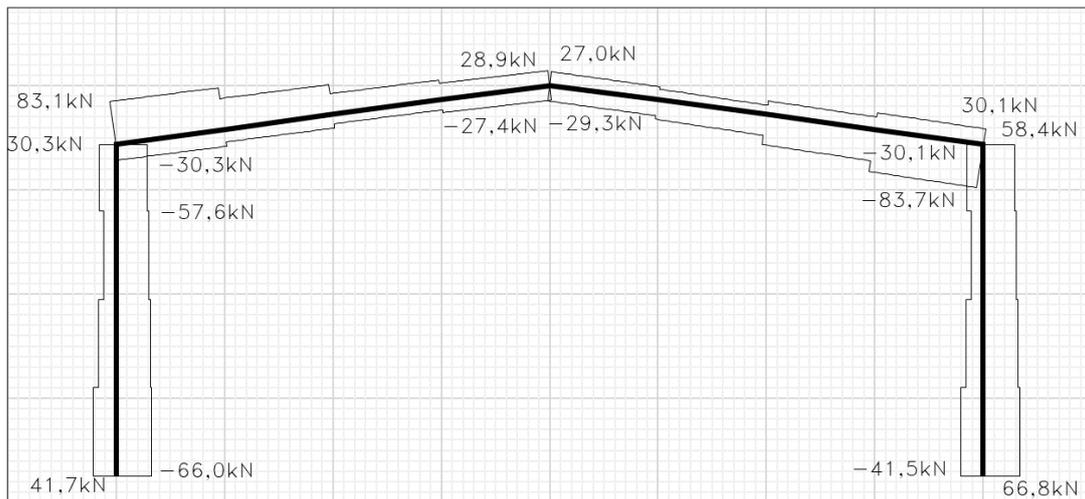


**Combinazione SLE-Caratteristica**

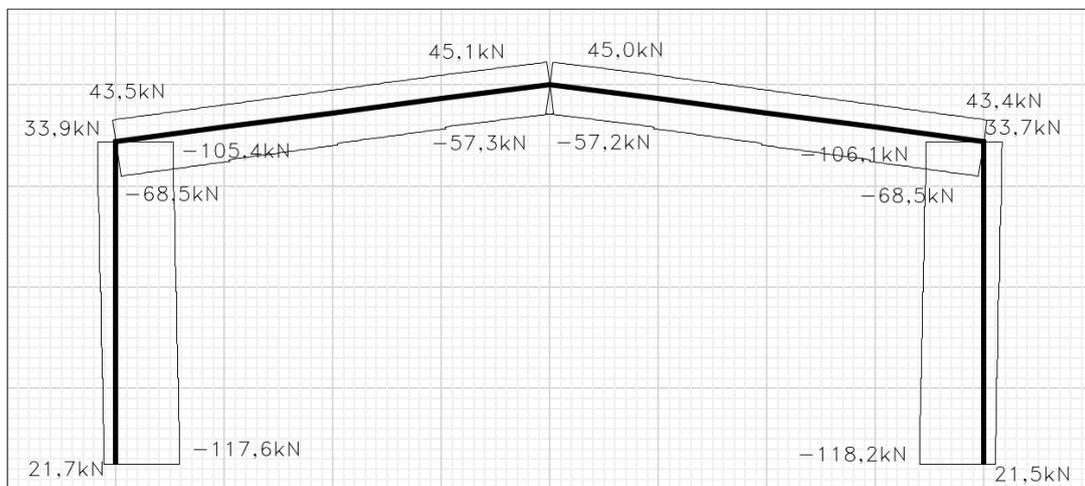
**Momento - M [kNm]**



**Taglio - V [kN]**



**Azione assiale - N [kN]**

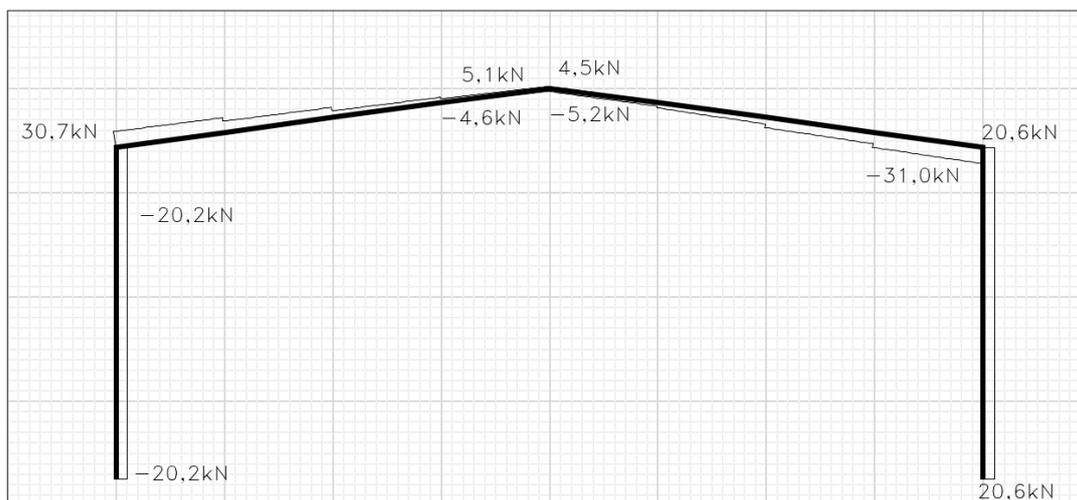


Combinazione SLE-Frequente

**Momento - M [kNm]**



**Taglio - V [kN]**



**Azione assiale - N [kN]**

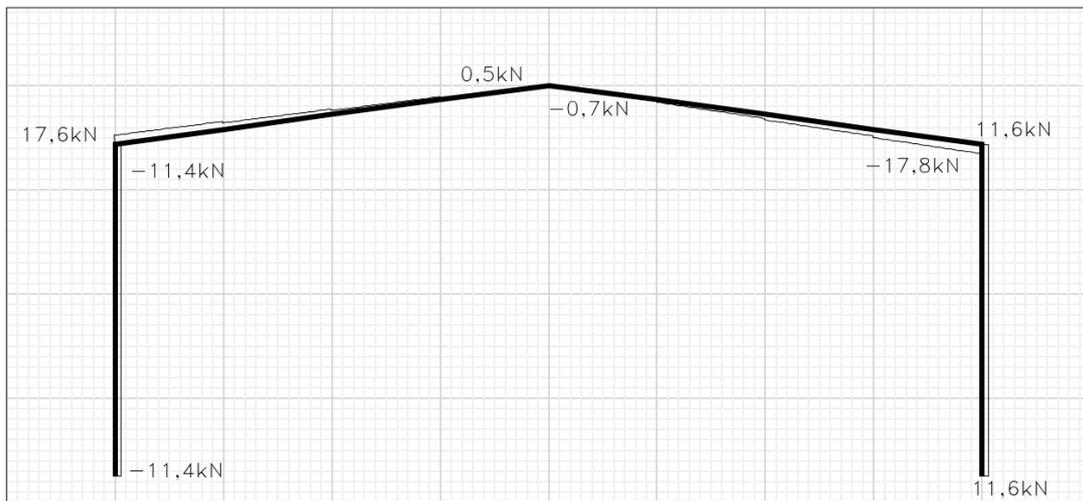


Combinazione SLE-Quasi permanente

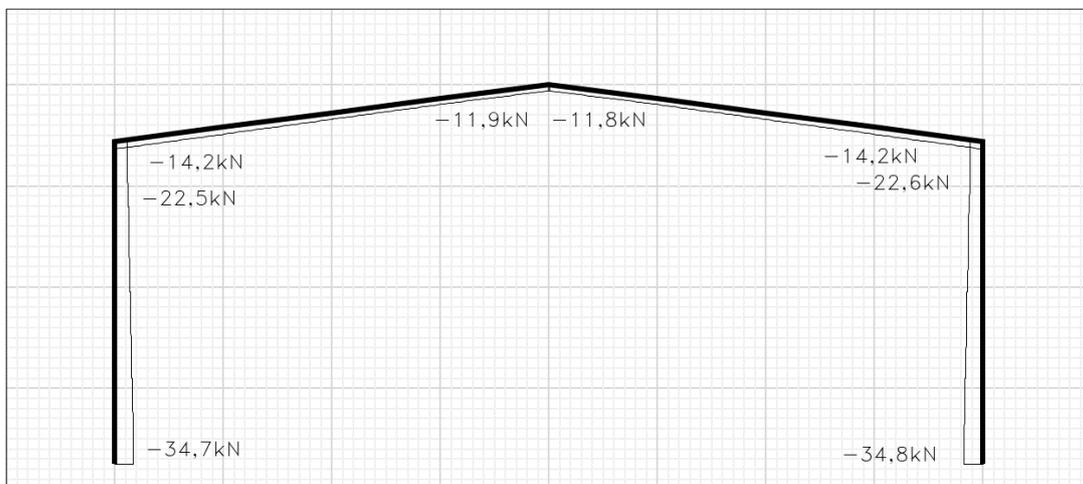
**Momento - M [kNm]**



**Taglio - V [kN]**



**Azione assiale - N [kN]**



### 3.7 Baraccature

Le baraccature hanno la funzione di sorreggere il carico trasferito dai pannelli di rivestimento laterali e di trasferire a propria volta il carico verso i portali e gli arcarecci. Le baraccature contornano l'intero capannone e si sviluppano secondo 4 file. Il profilo scelto è un **UPN200**. Come rompitratta vengono posti in opera dei montanti costituiti da profili HE180A e HE140A (si veda tavola 3). Tali elementi vengono collegati tramite apposite piastre alla trave. Le piastre sono dotate di fori asolati nella direzione verticale per consentire le deformazioni del portale. La trave viene localmente irrigidita lateralmente con piastre di spessore 20 mm saldate in anima (si veda tavola 2) per limitare le deformazioni torsionali. Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche essenziali dei profili di cui sono costituite le baraccature:

$$G_{1,UPN200} = 0.253 \text{ kN/m}$$

$$h = 200 \text{ mm} \quad b = 75 \text{ mm} \quad t_f = 11.5 \text{ mm} \quad t_w = 8.5 \text{ mm}$$

$$r_1 = 11.5 \text{ mm} \quad r_2 = 6.0 \text{ mm}$$

$$A = 32.2 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \quad I_y = 1910 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_z = 148 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,y} = 191 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,y} = 228 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,z} = 27.0 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,z} = 51.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

#### 3.7.1 Schema strutturale

Lungo le due direzioni principali viene assunto uno schema strutturale di trave in semplice appoggio. I giunti in corrispondenza dei telai trasversali vengono quindi considerati come delle cerniere.

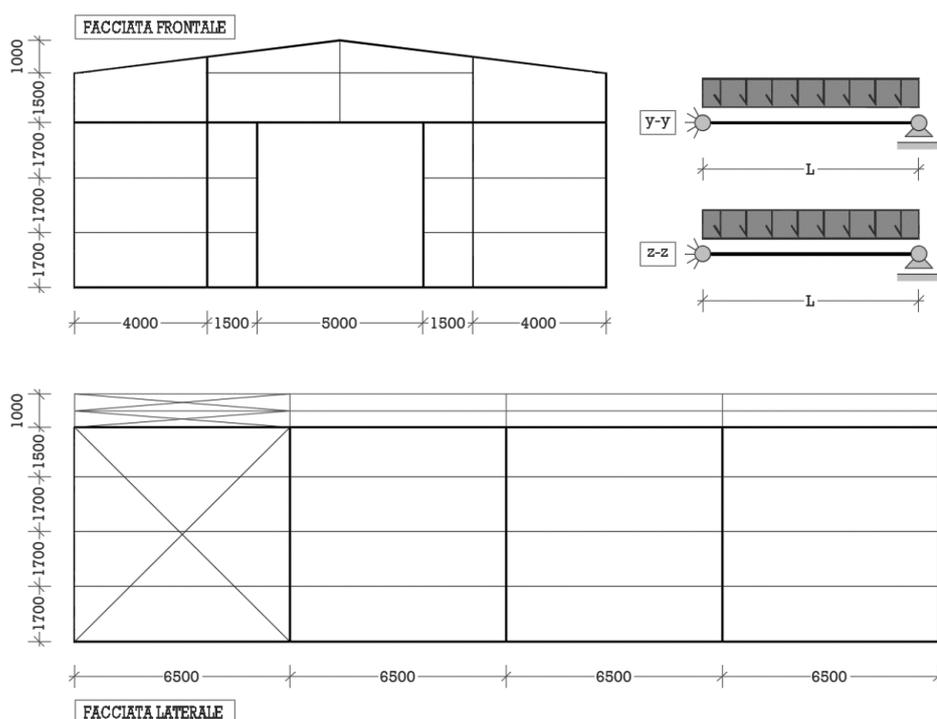


Figura 3.6.1 – Schema strutturale del sistema di baraccatura

Le luci sono variabili e dipendono dalla facciata considerata:

- Facciata frontale  $L_{\max}=4.00$  m;
- Facciata laterale  $L_{\max}=6.50$  m.

Si illustra di seguito lo schema strutturale nelle due direzioni:

### 3.7.2 Carichi

I carichi che coinvolgono la baraccatura sono costituiti dal peso proprio del profilo, il peso proprio del pannello di rivestimento, il carico trasversale dovuto al vento. La baraccatura non risulta essere caricata assialmente. Di seguito si riportano i carichi presi in esame in funzione della direzione e della facciata considerati.

**Facciata frontale** (interasse  $i = 1.70$  m)

Direzione z-z (direzione verticale):

$$G_{1,UPN200} = 0.253 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.lat.} = 0.100 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.170 \text{ kN/m}$$

Direzione y-y (direzione orizzontale):

$$Q_{v,\perp,sopravento} = 0.463 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.787 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,\perp,sottovento} = 0.223 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.379 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,||} = 0.446 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.758 \text{ kN/m}$$

**Facciata laterale** (interasse  $i = 6.50$  m)

Direzione z-z (direzione verticale):

$$G_{1,UPN200} = 0.253 \text{ kN/m}$$

$$G_{2,pann.lat.} = 0.100 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.170 \text{ kN/m}$$

Direzione y-y (direzione orizzontale):

$$Q_{v,||,sopravento} = 0.463 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.787 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,||,sottovento} = 0.223 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.379 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,\perp} = 0.446 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.7 \text{ m}^2/\text{m} = 0.758 \text{ kN/m}$$

### 3.7.3 Risoluzione strutturale

Detto  $Q_{Ed}$  il carico uniformemente distribuito lungo il profilo e  $L$  la luce della trave, si procede al calcolo dei diagrammi di sollecitazione. Le formule adottate per ricavare l'andamento delle sollecitazioni interne sono le seguenti:

$$M_{Ed}^{max} = \frac{1}{8} \cdot Q_{Ed} \cdot L^2$$

$$V_{Ed}^{max} = \frac{Q_{Ed} \cdot L}{2}$$

Le baraccature non risultano essere soggette ad azioni assiali. Pertanto non è necessario tenere conto dell'eventuale interazione fra momento flettente ed azione assiale.

La freccia della trave, ovvero lo spostamento in mezzera che la trave subisce a seguito dell'applicazione dei carichi, si calcola mediante la seguente relazione:

$$f^{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{Ed} \cdot L^4}{E \cdot I}$$

dove E risulta essere il modulo di Young del materiale e I è il momento d'inerzia flessionale lungo l'asse considerato.

### 3.7.4 Combinazione delle azioni

Di seguito si riportano i carichi di progetto per la combinazione fondamentale (SLU) necessari per poter verificare la resistenza dell'elemento alle sollecitazioni. Vengono riportati inoltre i carichi di progetto per gli stati limite d'esercizio (SLE) per la combinazione caratteristica, alla quale fa riferimento il calcolo della deformabilità.

**N.B.** non si ritiene necessario effettuare alcuna verifica rispetto alle deformabilità delle baraccature. Tuttavia è bene verificare che queste non si deformino troppo sotto l'azione dei carichi.

#### 3.7.4.1 SLU

Si riportano ora i carichi valutati nella combinazione fondamentale (SLU) per ogni disposizione di carico vista precedentemente. Si utilizzano le formule e i coefficienti visti nel §3.1.

**N.B.** si considera soltanto il carico da vento maggiore per ogni condizione. Infatti, se le verifiche di resistenza risultano essere soddisfatte per il carico massimo, lo saranno certamente anche per gli altri carichi.

Codice di disposizione	Valore del carico di progetto (SLU)
<u>Facciata frontale</u> Direzione z-z- (verticale)	$Q_{EdF,z-z} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,UPN200} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.lat.} = 0.584 \text{ kN/m}$
<u>Facciata frontale</u> Direzione y-y - (orizzontale)	$Q_{EdF,y-y} = \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,\perp,sopravento} = 1.181 \text{ kN/m}$
<u>Facciata laterale</u> Direzione z-z- (verticale)	$Q_{EdF,z-z} = \gamma_{G1} \cdot G_{1,UPN200} + \gamma_{G2} \cdot G_{2,pann.lat.} = 0.584 \text{ kN/m}$
<u>Facciata laterale</u> Direzione y-y - (orizzontale)	$Q_{EdF,y-y} = \gamma_{Q,v} \cdot Q_{v,\perp,sopravento} = 1.425 \text{ kN/m}$

### 3.7.4.2 SLE

Si riportano ora i carichi valutati nella combinazione caratteristica (SLE) per le stesse configurazioni valutate al paragrafo precedente. Si utilizzano le formule e i coefficienti visti nel §3.1.

Codice di disposizione	Valore del carico di progetto (SLE)
<u>Facciata frontale</u> Direzione z-z- (verticale)	$Q_{EdF,z-z} = G_{1,UPN200} + G_{2,pann.lat.} = 0.423 \text{ kN/m}$
<u>Facciata frontale</u> Direzione y-y - (orizzontale)	$Q_{EdF,y-y} = Q_{v,\perp,sopravento} = 0.787 \text{ kN/m}$
<u>Facciata laterale</u> Direzione z-z- (verticale)	$Q_{EdF,z-z} = G_{1,UPN200} + G_{2,pann.lat.} = 0.423 \text{ kN/m}$
<u>Facciata laterale</u> Direzione y-y - (orizzontale)	$Q_{EdF,y-y} = Q_{v,\perp,sopravento} = 0.950 \text{ kN/m}$

### 3.7.5 Riassunto azioni

A partire dai valori riportati nelle tabelle ai paragrafi precedenti, vengono calcolate le azioni interne e le deformazioni con le formule riportate al §3.6.3. In particolare, si fa riferimento alle combinazioni di carico SLU per il calcolo di taglio e momento, mentre si considera la combinazione SLE per il calcolo della freccia in mezzeria.

Codice di disposizione	Momento flettente $M_{Ed} [kNm]$	Taglio $V_{Ed} [kN]$	Freccia $fr [mm]$
<u>Facciata frontale</u> Direzione z-z (verticale)	3.084	1.898	31.63
<u>Facciata frontale</u> Direzione y-y (orizzontale)	6.237	3.838	4.56
<u>Facciata laterale</u> Direzione z-z (verticale)	1.168	1.168	0.79
<u>Facciata laterale</u> Direzione y-y (orizzontale)	2.850	2.850	4.54

**N.B.** si noti che la freccia in mezzeria risulta essere piuttosto limitata. Questo certifica, fatte salve le verifiche di resistenza, che il profilo scelto può essere considerato adeguato.

## 4 SLU – VERIFICHE DI RESISTENZA

---

### 4.1 Premessa

Nella presente sezione verranno verificate le membrature allo stato limite ultimo in corrispondenza delle sezioni significative. Le azioni sollecitanti fanno riferimento a quanto riportato alla sezione numero 3. In funzione della classificazione della sezione trasversale, verranno effettuate le verifiche di resistenza e di instabilità agli SLU. In particolare, verranno effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza:
  - Verifica di resistenza all'azione assiale;
  - Verifica di resistenza a taglio;
  - Verifica di resistenza a flessione + taglio + azione assiale;
  - Verifica di resistenza per torsione (eventuale).
- Verifiche di instabilità:
  - Verifica di instabilità flessionale;
  - Verifica di instabilità latero-torsionale;
  - Verifica di instabilità per presso-flessione.

#### 4.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza adottati

Con riferimento alla tabella "Tab. 2.6.I" del DM 17.01.2018 vengono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Coefficiente	
$\gamma_{M0} = 1.05$	Resistenza delle sezioni;
$\gamma_{M1} = 1.05$	Resistenza all'instabilità delle membrature per strutture diverse sa ponti stradali e ferroviari;
$\gamma_{M2} = 1.25$	Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese.

### 4.2 Classificazione delle sezioni

*Riferimento: § 5.5.2 - EN1993-1-1*

Nel presente paragrafo si illustreranno le modalità impiegate per la classificazione delle membrature al fine di valutare l'entità della limitazione della resistenza per effetto della relativa resistenza all'instabilità locale. La classificazione avviene sulla base del rapporto fra la larghezza e lo spessore degli elementi compressi, così come indicato nel prospetto 5.2 di cui al § 5.5.2 - EN199-1-1. La classificazione viene effettuato su ciascun piatto che compone la membratura. La classificazione globale della sezione corrisponde alla massima classe delle componenti della membratura.

La classificazione è fortemente dipendente dal tipo di acciaio impiegato. Per tenere conto di questo effetto si definisce il seguente parametro:  $\varepsilon = \sqrt{235 \text{ MPa} / f_{yk}}$ .

## 4.2.1 Classificazione di profili a doppio T

### 4.2.1.1 Classificazione elemento soggetto a flessione

#### Classificazione della flangia

$$\text{se } \frac{c}{t} \leq \begin{cases} 9 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 1} \\ 10 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 2} \\ 14 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 3} \end{cases} \quad \text{altrimenti} \rightarrow \text{classe 4} \quad [4.2.1.1.1]$$

dove

$$c = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} \quad e \quad t = t_f \quad [4.2.1.1.2]$$

#### Classificazione dell'anima

$$\text{se } \frac{c}{t} \leq \begin{cases} 72 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 1} \\ 83 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 2} \\ 124 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 3} \end{cases} \quad \text{altrimenti} \rightarrow \text{classe 4} \quad [4.2.1.1.3]$$

dove

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r \quad e \quad t = t_w \quad [4.2.1.1.4]$$

### 4.2.1.2 Classificazione elemento soggetto a compressione

#### Classificazione della flangia

$$\text{se } \frac{c}{t} \leq \begin{cases} 9 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 1} \\ 10 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 2} \\ 14 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 3} \end{cases} \quad \text{altrimenti} \rightarrow \text{classe 4} \quad [4.2.1.2.1]$$

dove

$$c = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} \quad e \quad t = t_f$$

#### Classificazione dell'anima

$$\text{se } \frac{c}{t} \leq \begin{cases} 33 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 1} \\ 38 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 2} \\ 42 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{classe 3} \end{cases} \quad \text{altrimenti} \rightarrow \text{classe 4} \quad [4.2.1.2.3]$$

dove

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r \quad e \quad t = t_w \quad [4.2.1.2.4]$$

### 4.2.1.3 Classificazione elemento soggetto a pressoflessione

Per la classificazione a presso-flessione si faccia riferimento all'appendice B.2 del testo di Bernuzzi, "Progetto e verifica delle strutture in acciaio".

## 4.3 Verifiche di resistenza

Riferimento: § 6.2 - EN1993-1-1

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche di resistenza agli SLU, ovvero la valutazione delle massime azioni interne sopportabili dalla membratura sulla base della

resistenza del materiale. L'analisi locale sarà plastica o elastica in funzione della classificazione della sezione:

- Analisi locale plastica se la membratura è di classe 1 o 2;
- Analisi locale elastica se la membratura è di classe 3.

Si necessitano analisi più approfondite se la sezione risulta essere in classe 4

[4.2.1.2.4]

#### 4.3.1 Verifica di resistenza all'azione assiale

Riferimento: § 6.2.3 e § 6.2.4 - EN1993-1-1

In virtù della simmetria del legame costitutivo dell'acciaio, la verifica della membratura in pura compressione e in pura trazione assume la stessa formulazione. Nel caso in cui la sezione sia soggetta ad azione assiale di compressione è necessario verificare il comportamento all'instabilità flessionale e torsionale.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{resistenza alla trazione}) \quad [4.3.1.1]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{resistenza alla compressione}); \quad [4.3.1.2]$$

dove

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad [4.3.1.3]$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\tilde{A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{dove } \tilde{A} = \begin{cases} A & \text{per classi 1,2,3} \\ A_{eff} & \text{per classe 4} \end{cases} \quad [4.3.1.4]$$

#### 4.3.2 Verifica di resistenza al taglio

Riferimento: § 6.2.6 - EN1993-1-1

Nel caso in cui la membratura sia di classe 1 o 2 la verifica al taglio è la seguente:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad [4.3.2.1]$$

dove

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.3.2.2]$$

dove  $A_v$  viene calcolata secondo il § 6.2.6(3) - EN1993-1-1

Nel caso in cui la membratura sia di classe 3 la verifica al taglio è la seguente:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad [4.3.2.3]$$

dove

$$\tau_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad (\text{formula di Jourawsky}) \quad [4.3.2.4]$$

I parametri  $S$ ,  $I$  e  $t$  sono rispettivamente il momento statico della porzione isolata dalla corda di riferimento, il momento d'inerzia baricentrico calcolato rispetto all'asse ortogonale alla direzione della forza e lo spessore della membratura nella sezione considerata. La verifica deve essere effettuata in ciascuna sezione significativa. In sezioni a doppio T la sezione più sfavorevole corrisponde alla mezzeria dell'anima.

Oltre alla verifica di resistenza, è necessario effettuare la verifica di resistenza per instabilità dell'anima. Nel caso in cui non vi siano irrigidimenti si verifica che:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad [4.3.2.5]$$

dove  $h_w$  è l'altezza dell'anima,  $t_w$  è lo spessore dell'anima,  $\eta$  è un coefficiente che può essere preso pari a 1.20 (rif: § 5.1 - EN199-1-5). Per il parametro  $\varepsilon$  si faccia riferimento ai paragrafi precedenti.

### 4.3.3 Verifica di resistenza a flessione retta

Riferimento: § 6.2.5 - EN1993-1-1

La verifica a flessione si effettua con la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad [4.3.3.1]$$

dove

$$M_{c,Rd} = \frac{\tilde{W} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{dove} \quad \tilde{W} = \begin{cases} W_{pl} & \text{per sezioni in classe 1 e 2} \\ W_{el,min} & \text{per sezioni in classe 3} \\ W_{eff,min} & \text{per sezioni in classe 4} \end{cases} \quad [4.3.3.2]$$

### 4.3.4 Verifica di resistenza a flessione retta e taglio

Riferimento: § 6.2.8 - EN1993-1-1

Nel caso in cui vi sia contemporanea presenza di flessione e taglio nella sezione è necessario considerare l'interazione fra le due azioni. Questo può essere fatto mediante un fattore riduttivo applicato alla resistenza caratteristica dell'acciaio:

$$\tilde{f}_y = (1 - \rho) \cdot f_y \quad [4.3.4.1]$$

dove il parametro è calcolato come segue:

$$\rho = \begin{cases} 0 & \text{se } \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \\ \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 & \text{se } \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} > 0.5 \end{cases} \quad [4.3.4.2]$$

### 4.3.5 Verifica di resistenza a flessione retta e azione assiale

Riferimento: § 6.2.9 - EN1993-1-1

Nel caso in cui vi sia contemporanea presenza di flessione e azione assiale nella sezione è necessario considerare l'interazione fra le due azioni. Per sezioni a doppio T si possono utilizzare le seguenti relazioni di interazione:

Rispetto all'asse forte

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = \begin{cases} 1 & \text{se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq \frac{A_w}{2 \cdot A} \\ \frac{1}{1 - \frac{A_w}{2 \cdot A}} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) & \text{se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > \frac{A_w}{2 \cdot A} \end{cases} \quad [4.3.5.1]$$

#### Rispetto all'asse debole

$$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = \begin{cases} 1 & \text{se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq \frac{A_w}{A} \\ 1 - \left( \frac{\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \cdot \frac{A_w}{A}}{1 - \frac{A_w}{A}} \right)^2 & \text{se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > \frac{A_w}{A} \end{cases} \quad [4.3.5.2]$$

Una volta calcolato il momento resistente della sezione ridotto per l'effetto dell'azione assiale, la verifica si effettua per confronto fra  $M_{Rd}$  e  $M_{Ed}$ .

L'influenza dell'azione assiale è trascurabile nel caso in cui sono verificate le seguenti relazioni:

#### Rispetto all'asse forte

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.25; \quad N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}}; \quad [4.3.5.3]$$

#### Rispetto all'asse debole

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.25; \quad N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad [4.3.5.4]$$

**N.B.** Nel caso in cui la contemporanea presenza di flessione, taglio e azione assiale vengono combinate le interazioni presentate in questo paragrafo e nel paragrafo precedente.  
(rif: § 6.2.10 - EN1993-1-1)

### 4.3.6 Verifica di resistenza a flessione deviata

Riferimento: § 6.2.9.1 - EN1993-1-1

Nel caso in cui la sezione sia soggetta ad azioni di momento flettente rispetto i due assi principali, la verifica a flessione viene effettuata come segue:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad [4.3.6.1]$$

dove  $M_{N,y,Rd}$  e  $M_{N,z,Rd}$  sono i momenti resistenti rispetto i due assi calcolati tenendo conto di tutti i fattori riduttivi previsti (interazione con taglio e azione assiale e quanto previsto al § 6.2.9.1(6) - EN1993-1-1). I parametri  $\alpha$  e  $\beta$  vengono calcolati in funzione del tipo di sezione. Nel caso di sezioni a doppio T valgono le seguenti relazioni:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 5 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 1.0; \quad [4.3.6.2]$$

### 4.3.7 Verifica di resistenza per torsione

Riferimento: § 6.2.7 - EN1993-1-1

La norma consente di trascurare l'effetto del momento torcente uniforme per le sezioni aperte. Allora la verifica alla torsione si riduce alla verifica di resistenza alla sollecitazione da bimomento

$$M_{\omega,Rd} = \frac{W_\omega \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad [4.3.7.1]$$

dove  $W_{\omega}$  rappresenta il modulo di resistenza della sezione nei confronti del bimomento ed è definito al paragrafo 3.3.4.1 Inoltre, è necessario tenere conto dell'interazione con il taglio.

A tal proposito viene calcolato il taglio resistente per torsione con la seguente relazione:

$$V_{pl,T,Rd} = V_{pl,Rd} \sqrt{1 - \frac{\sqrt{3} \cdot \tau_{t,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{1.25 \cdot f_y}}$$

dove  $\tau_{t,Ed}$  è lo sforzo tagliante per momento torcente uniforme.

Nel caso in cui  $V_{pl,T,Rd}$  sia minore a due volte il taglio sollecitante, è necessario tenere conto dell'interazione taglio-torsione-momento flettente riducendo il limite di snervamento della sezione:

$$\tilde{f}_y = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \text{dove} \quad \rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$$

## 4.4 Verifiche di resistenza all'instabilità

Riferimento: § 6.3 - EN1993-1-1

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche di resistenza all'instabilità agli SLU.

Vengono considerati tre modi di instabilità differenti delle membrature:

- Instabilità flessionale, torsionale o flesso-torsionale per carico di punta;
- Instabilità latero-torsionale per flessione;
- Instabilità per presso-flessione retta o deviata.

Analogamente alle verifiche di resistenza, l'analisi sarà plastica o elastica in funzione della classificazione della sezione. È doverosa un'analisi più approfondita se la sezione risulta essere in classe 4

### 4.4.1 Resistenza all'instabilità di membrature compresse

Riferimento: § 6.3.1 - EN1993-1-1

La verifica di resistenza all'instabilità per membrature compresse si effettua mediante la seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad [4.4.1.1]$$

dove

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{\tilde{A} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{dove } \tilde{A} = \begin{cases} A & \text{per classi 1,2,3} \\ A_{eff} & \text{per classe 4} \end{cases}$$

Il parametro  $\chi$  è un coefficiente di riduzione che tiene conto del modo di instabilità pertinente e viene calcolato come segue:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad [4.4.1.3]$$

dove  $\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$  [4.4.1.4] dove  $\alpha$  è il coefficiente di imperfezione che dipende dalla curva di instabilità associata alla membratura (rif: prospetto 6.1 - EN1993-1-1).

La valutazione della curva di instabilità avviene secondo quanto riportato nel prospetto 6.2 dell' EN1993-1-1. La snellezza adimensionalizzata della trave  $\bar{\lambda}$  si calcola come segue:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\tilde{A} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{dove } \tilde{A} = \begin{cases} A & \text{per classi 1,2,3} \\ A_{eff} & \text{per classe 4} \end{cases} \quad [4.4.1.5]$$

Il carico critico per carico assiale viene calcolato mediante le seguenti relazioni:

#### Carico critico per instabilità flessionale

Si utilizza la classica formula del carico critico euleriano. L'effetto delle imperfezioni viene tenuto conto per mezzo del coefficiente  $\Phi$ . Allora:

$$N_{cr,k} = \frac{\pi \cdot EI_k}{L_{0,k}^2} \quad \text{dove } k = y, z \quad [4.4.1.6]$$

#### Carico critico per instabilità torsionale

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_T} \right] \quad [4.4.1.7]$$

Dove  $i_y$  e  $i_z$  sono i raggi giratori d'inerzia rispetto ai due assi centrali,  $y_0$  è la distanza lungo l'asse principale fra baricentro e centro di taglio,  $I_t$  è il momento d'inerzia torsionale,  $I_\omega$  è il momento d'inerzia dell'area settoriale e  $L_T$  è la lunghezza di libera inflessione per torsione.

#### Carico critico per instabilità flesso-torsionale

Questo modo di instabilità interessa particolarmente le sezioni con centro di taglio molto distante dal baricentro geometrico della sezione. La formulazione per la stima del carico critico flesso-torsionale è la seguente:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \cdot \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \cdot (1 - \beta) \cdot \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad [4.4.1.8]$$

$$\text{dove } \beta = 1 - \frac{y_0^2}{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2}$$

#### 4.4.2 Resistenza all'instabilità di membrature inflesse

*Riferimento: § 6.3.2 - EN1993-1-1*

In questo paragrafo si riporteranno le relazioni impiegate per la verifica della resistenza delle membrature all'instabilità latero-torsionale. In questo modo di instabilità la membratura svergola fuori dal piano di inflessione per effetto della compressione in una delle flange del profilo. Pertanto la sezione subirà rispetto alla configurazione indeformata una rototraslazione. Questo modo di instabilità si presenta in sezioni con inerzie lungo i due assi centrali molto sbilanciate e quando il momento flettente agisce rispetto all'asse forte. Non è necessaria la verifica quando le sezioni sono adeguatamente vincolate allo sbandamento laterale, fatte salve le fasi di montaggio nelle quali l'elemento potrebbe essere soggetto a tale fenomeno. In tal caso sarà necessario effettuare la verifica oppure prevedere opportuni vincoli laterali provvisori.

La verifica di resistenza all'instabilità latero-torsionale si effettua mediante la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad [4.4.2.1]$$

dove

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{\tilde{W} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{dove } \tilde{W} = \begin{cases} W_{pl} & \text{per sezioni in classe 1 e 2} \\ W_{el,min} & \text{per sezioni in classe 3} \\ W_{eff,min} & \text{per sezioni in classe 4} \end{cases}$$

Analogamente al caso di instabilità flessionale, il coefficiente  $\chi_{LT}$  è calcolato mediante la seguente relazione:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad [4.4.2.3]$$

dove  $\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2]$  [4.4.2.4] dove  $\alpha_{LT}$  è il coefficiente di imperfezione che dipende dalla curva di instabilità associata alla membratura (rif: prospetto 6.3 - EN1993-1-1). I coefficienti  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  e  $\beta$  possono assumere rispettivamente valori tra 0.2 e 0.4 e tra 0.75 e 1.0. In particolare  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$  e  $\beta = 1.0$  sono associati al metodo generale (più cautelativo) mentre  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$  e  $\beta = 0.75$  sono associati al metodo alternativo, il quale risulta essere più performante. In questo caso viene calcolato il coefficiente riduttivo modificato con la seguente relazione:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \end{cases} \quad \text{dove } f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \quad [4.4.2.5]$$

il coefficiente  $k_c$  tiene conto della distribuzione del momento flettente sulla membratura e viene determinato sulla base di quanto riportato nel prospetto 6.2 dell' EN1993-1-1.

La valutazione della curva di instabilità della membratura avviene secondo quanto riportato nel prospetto 6.4 dell' EN1993-1-1 per il metodo generale mentre secondo il prospetto 6.5 dell' EN1993-1-1 per il metodo alternativo

La snellezza adimensionalizzata della trave  $\bar{\lambda}_{LT}$  si calcola come segue:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\tilde{W} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{dove } \tilde{W} = \begin{cases} W_{pl} & \text{per sezioni in classe 1 e 2} \\ W_{el,min} & \text{per sezioni in classe 3} \\ W_{eff,min} & \text{per sezioni in classe 4} \end{cases} \quad [4.4.2.6]$$

Il momento critico  $M_{cr,0}$  può essere calcolato con la seguente relazione, nell'ipotesi di una trave in semplice appoggio con rotazione e ingobbamento liberi alle estremità, soggetta ad una sollecitazione di momento costante:

$$M_{cr,0} = \frac{\pi}{L_{LT}} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_\omega \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_{LT}^2 G \cdot I_t}\right)} \quad [4.4.2.7]$$

Mediante l'ausilio di un coefficiente moltiplicativo  $\psi_1$  si può tener conto della diversa distribuzione del momento flettente. Allora:

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} \quad [4.4.2.8]$$

Il parametro  $\psi_1$  è definito come segue per le disposizioni di momento significative per il progetto:

#### Nel caso di momenti applicati alle estremità

$$\psi_1 = 1.77 - 1.04 \cdot \psi + 0.27 \cdot \psi^2 \quad \text{rotazione e ingobbamento liberi alle estremità;} \quad [4.4.2.9]$$

$$\psi_1 = 1.85 - 1.05 \cdot \psi + 0.24 \cdot \psi^2 \quad \text{rotazione impedita e ingobbamento libero;} \quad [4.4.2.10]$$

dove il parametro  $\psi = \frac{M_A}{M_B}$  dove  $|M_A| \leq |M_B|$

#### Nel caso di momento parabolico

$$\psi_1 = 1.12 \quad \text{rotazione e ingobbamento liberi alle estremità;} \quad [4.4.2.11]$$

$$\psi_1 = 0.97 \quad \text{rotazione impedita e ingobbamento libero;} \quad [4.4.2.12]$$

#### 4.4.3 Resistenza all'instabilità di membrature presso-inflesse

Riferimento: § 6.3.3 - EN1993-1-1

Nel caso in cui la membratura sia soggetta simultaneamente a compressione e momento flettente l'EN1993-1-1 consente di seguire due metodi di verifica: il metodo 1 (di concezione francofona) e il metodo 2 (di concezione germanofona). Entrambi i due metodi sono impiegabili senza limitazioni, pertanto è affidata al progettista la scelta del metodo da utilizzare. Per questa esercitazione si adotteranno entrambi i metodi, al fine di osservarne le differenze nei risultati e nell'applicazione. Le formulazioni da adottare per la verifica sono comuni ad entrambi i metodi, e sono espresse come segue (valida per profili in classe 1,2,3):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad \text{rispetto all'asse y-y} \quad [4.4.3.1]$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad \text{rispetto all'asse z-z} \quad [4.4.3.2]$$

I coefficienti riduttivi per instabilità sono quelli definiti ai paragrafi precedenti, mentre  $N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$  sono le azioni di progetto relative alla classe della sezione oggetto di verifica. I coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  sono valutati in maniera differente per i due metodi.

##### 4.4.3.1 Metodo 1

Riferimento: Appendice A - EN1993-1-1

A differenza del metodo 2 che verrà presentato successivamente, il metodo permette di scindere meglio i vari effetti determinanti nell'instabilità di un elemento pressoinflesso mettendo in evidenza l'interazione tra i fenomeni fisici. All'interno del metodo sono da evidenziare l'utilizzo dei concetti di momento equivalente, lunghezza libera di inflessione e coefficiente di amplificazione applicati ad un'asta imperfetta. Se ne descriverà di seguito l'applicazione come presentata per le verifiche a seguire.

Verranno calcolati preliminarmente i seguenti termini:

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) \quad \text{snellezza adimensionalizzata massima di instabilità in compressione}$$

$$n_{pl} = N_{Ed}/(N_{c,Rk}/\gamma_{M1}) \quad \text{azione assiale adimensionalizzata}$$

$$a_{LT} = 1 - I_T/I_y \quad \text{coefficiente di sensibilità del profilo a deformazione torsionale}$$

$$w_y = W_{pl,y}/W_{el,y} \leq 1.5$$

$$w_z = W_{pl,z}/W_{el,z} \leq 1.5$$

$$\mu_y = (1 - N_{Ed}/N_{cr,y})/(1 - \chi_y \cdot N_{Ed}/N_{cr,y})$$

$$\mu_z = (1 - N_{Ed}/N_{cr,z})/(1 - \chi_z \cdot N_{Ed}/N_{cr,z})$$

Verranno in seguito calcolati i coefficienti  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$ ,  $C_{mLT}$ . I primi due tengono in conto dell'effetto dell'andamento del momento lungo il profilo. Simulano gli stessi effetti del momento del primo ordine massimo lungo l'elemento con un momento equivalente sinusoidale che, se moltiplicato per il coefficiente di amplificazione, produce la stessa amplificazione di momento. Il parametro  $C_{mLT}$  viene invece inserito per tenere conto dell'effetto che lo sforzo assiale ha sul momento critico elastico di instabilità flessionale.

I tre coefficienti coincidono rispettivamente con  $C_{my,0}$ ,  $C_{mz,0}$  e 1.0 nel caso in cui il profilo non sia suscettibile di effetti da deformazione torsionale. I due termini  $C_{my}$  e  $C_{mLT}$  devono invece essere modificati qualora gli effetti torsionali non siano trascurabili. I casi vengono distinti dalla normativa come di seguito descritto in base al parametro  $\bar{\lambda}_0$  in cui questo corrisponde alla snellezza per instabilità latero-torsionale nel caso in cui il momento sia uniforme lungo l'elemento ( $\psi = 1$ ):

1) Caso di profilo non sensibile a effetti torsionali:

$$\bar{\lambda}_0 \leq \bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2\sqrt{C_1^4 \left(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}\right) \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{cr,TF}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1.0$$

2) Caso di profilo sensibile a deformazioni torsionali:

$$\bar{\lambda}_0 > \bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2\sqrt{C_1^4 \left(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}\right) \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{cr,TF}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0})\sqrt{\epsilon_y a_{LT}} / (1 + \sqrt{\epsilon_y a_{LT}})$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot a_{LT} / \sqrt{\left(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}\right) \cdot \left(1 - N_{Ed}/N_{cr,TF}\right)}$$

dove si ha:

$$\epsilon_y = M_{y,Ed}/N_{Ed} \cdot A/W_{el,y} \quad (\text{classe 1,2,3})$$

$$\epsilon_y = M_{y,Ed}/N_{Ed} \cdot A_{eff}/W_{eff,y} \quad (\text{classe 4})$$

I fattori di interazione da inserire nelle disequazioni di verifica precedentemente descritte vengono calcolati per il metodo 1 come descritto di seguito:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_y / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{yy,mod}$$

$$\bullet \quad C_{yy,mod} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 1.6/w_y \cdot C_{my}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2) \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right] \geq 1/w_y$$

$$\circ \quad b_{LT} = 0.5 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd}$$

$$k_{yz} = C_{mz} \cdot \mu_y / (1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot 1/C_{yz,mod} \cdot \alpha^*$$

$$\bullet \quad \alpha^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_z/w_y} \quad (\text{fattore di plasticità } \alpha^*)$$

$$\bullet \quad C_{yz,mod} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 / w_z^5 \right) \cdot n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 / \sqrt{w_y w_z}$$

$$\circ \quad c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 / (5 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed} / (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd})$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_z / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{zy,mod} \cdot \beta^*$$

- $\beta^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_y/w_z}$  (fattore di plasticità  $\beta^*$ )
- $C_{zy,mod} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ (2 - 14 \cdot C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y^5) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 / \sqrt{w_y w_z}$ 
  - $d_{LT} = 2a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0 / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed} / (C_{my} \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed} / (C_{mz} M_{pl,z,Rd})$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \mu_z / (1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot 1/C_{zz,mod}$$

- $C_{zz,mod} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 1.6/w_z \cdot C_{mz}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2) \right) \cdot n_{pl} - e_{LT} \right] \geq 1/w_z$ 
  - $e_{LT} = 1.7a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0 / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed} / (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd})$

Nota bene: i fattori di plasticità  $C_{ii}$  e  $C_{ij}$  tengono in conto dell'interazione plastica tra azione assiale e flessione semplice ossia del fatto che in presenza di sforzo assiale la resistenza flessionale plastica della sezione non riuscirà a svilupparsi completamente. Non saranno tuttavia inferiori a un dato valore in quanto per sezioni fino alla classe 3 si avrà sicuramente lo sviluppo completo di un momento resistente flessionale almeno pari a  $M_{el,Rd}$ . Per sezioni in classe 3 o 4 i fattori di plasticità presenti nelle formule devono essere rimossi (distinguendo quindi nelle due casistiche presentate nella Tab. A.1 dell'annesso A delle EN-1993-1-1).

I termini  $b_{LT}$ ,  $c_{LT}$ ,  $d_{LT}$ ,  $e_{LT}$  modificano i coefficienti di plasticità  $C_{ii}$  e  $C_{ij}$  tenendo conto dell'influenza dell'instabilità LT sulla plasticità dell'elemento qualora l'elemento sia sensibile alle deformazioni torsionali.

Coefficienti di amplificazione del momento:

Le casistiche presentate dalle normative EN 1993-1-1 per tenere conto del momento equivalente sono le seguenti:

Caso di momenti  $M$  e  $\psi M$  applicati agli estremi:

$$C_{mi,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)N_{Ed}/N_{cr,i}$$

Momento in singola curvatura

$$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI |v_0|}{|M_{Ed,max}| L^2} - 1 \right) \cdot N_{Ed}/N_{cr}$$

Carico concentrato in mezzeria

$$C_{m,i,0} = 1 - 0.18 N_{Ed}/N_{cr}$$

Carico uniformemente distribuito:

$$C_{mi,0} = 1 + 0.03 N_{Ed}/N_{cr}$$

#### 4.4.3.2 Metodo 2

*Riferimento: Appendice B - EN1993-1-1*

Il metodo 2 propone formulazioni differenti per il calcolo dei coefficienti di interazione per membrane non soggette a deformazioni torsionali (*rif: Prospetto B.1- EN1993-1-1*) e per membrane soggette a deformazioni torsionali (*rif: Prospetto B.2- EN1993-1-1*). La trattazione proposta è valida per membrane a doppio T. Per quanto riguarda lo schema strutturale di riferimento, il metodo 2 si basa su una trave semplicemente appoggiata a doppia simmetria, soggetta ad un'imperfezione iniziale equivalente e caricata con un momento uniforme su tutta la membratura. Il metodo prevede l'impiego di coefficienti di amplificazione dei momenti associati ad un momento equivalente costante per la correzione dei risultati per distribuzione del momento flettente da quella di riferimento.

#### Coefficienti di interazione per membrane non soggette a deformazioni torsionali

1) Proprietà elastiche delle sezioni trasversali in classe 3:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.1]$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.2]$$

$$k_{yz} = k_{zz}; \quad k_{yz} = 0.8 \cdot k_{yy}; \quad [4.4.3.2.3] \text{ e } [4.4.3.2.4]$$

2) Proprietà plastiche delle sezioni trasversali in classe 1 e 2:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.5]$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1 + 4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.6]$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz}; \quad k_{yz} = 0.6 \cdot k_{yy}; \quad [4.4.3.2.7] \text{ e } [4.4.3.2.8]$$

#### Coefficienti di interazione per membrane soggette a deformazioni torsionali

1) Proprietà elastiche delle sezioni trasversali in classe 3:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.9]$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.10]$$

$$k_{yz} = 0.8 \cdot k_{yy} \quad [4.4.3.2.11]$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.05 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1 - \frac{0.05}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \quad [4.4.3.2.12]$$

2) Proprietà plastiche delle sezioni trasversali in classe 1 e 2:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.13]$$

$$k_{zz} = C_{my} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 1 + 4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \quad [4.4.3.2.14]$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{yy}; \quad [4.4.3.2.15]$$

$$k_{zy} = \begin{cases} \left[1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] & \text{se } \bar{\lambda}_z > 0.4 \\ 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq \left[1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] & \text{se } \bar{\lambda}_z \leq 0.4 \end{cases} \quad [4.4.3.2.16]$$

$$k_{zy} = \begin{cases} \left[1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] & \text{se } \bar{\lambda}_z > 0.4 \\ 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq \left[1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] & \text{se } \bar{\lambda}_z \leq 0.4 \end{cases} \quad [4.4.3.2.17]$$

I coefficienti di amplificazione dei momenti associati ad un momento equivalente costante  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  e  $C_{mLT}$  sono calcolati sulla base di quanto riportato al prospetto B.3. Si distinguono, quindi, quattro casistiche:

- Momento concentrato applicato alle estremità (formula di Austin);
- Momento in mezzzeria minore in modulo rispetto al momento agli appoggi;
- Momento in mezzzeria maggiore in modulo rispetto al momento agli appoggi;
- Membrature con modi instabili laterali (schemi statici a nodi mobili).

**N.B.** contrariamente a quanto accade nel metodo 1, presentato al precedente paragrafo, è il progettista che deve operare una scelta in relazione alla sensibilità della membratura alla deformazione per effetti torsionali.

## 4.5 Profili non prismatici

E' necessario fare un distinguo per i profili non prismatici in quanto i principi della trave elastica di De Saint Venant non risultano essere soddisfatti. I principali problemi che coinvolgono le membrature non prismatiche sono:

- la variazione di rigidezza assiale e torsionale per l'analisi elastica globale della struttura (si veda paragrafo 3.5.4.1);
- la variazione delle caratteristiche geometriche della trave e la relativa variazione di classificazione del profilo;
- il calcolo delle azioni critiche per instabilità elastica;

Per la verifica delle membrature non prismatiche si è fatto riferimento al paragrafo 4.3.2 del libro "Design of Steel Structures" di da Silva e altri.

### 4.5.1 Verifiche di resistenza

Nel caso di sezioni non prismatiche le caratteristiche geometriche, e quindi anche le caratteristiche di resistenza, non sono costanti lungo lo sviluppo della trave. È opportuno considerare ciascuna sezione per verificare la posizione in cui si ha la maggiore sollecitazione in rapporto alla capacità di resistenza della membratura. A tal proposito, nel libro sopracitato si prevede la definizione di un fattore di utilizzazione  $\mu$  che tiene conto dell'effettivo grado di sollecitazione della sezione, commisurato all'offerta di resistenza. La resistenza della sezione in ciascun punto dipende dalla variazione della classificazione. Si registra, quindi, una discontinuità di comportamento alla frontiera fra classe 2 e classe 3 e fra classe 3 e classe 4. Infatti, in tali punti variano le aree e le inerzie di riferimento per il calcolo di azione assiale resistente e momento flettente resistente. Per il calcolo del fattore di utilizzazione è necessario considerare il dominio di interazione fra azione assiale e momento flettente sia in campo plastico (si veda il paragrafo 4.3.5) che in campo elastico. La coppia  $\{N_{Rd}, M_{Rd}\}$  viene calcolata mantenendo invariato il rapporto fra  $N_{Ed}$  e  $M_{Ed}$  (si veda la figura 4.5.1.1).

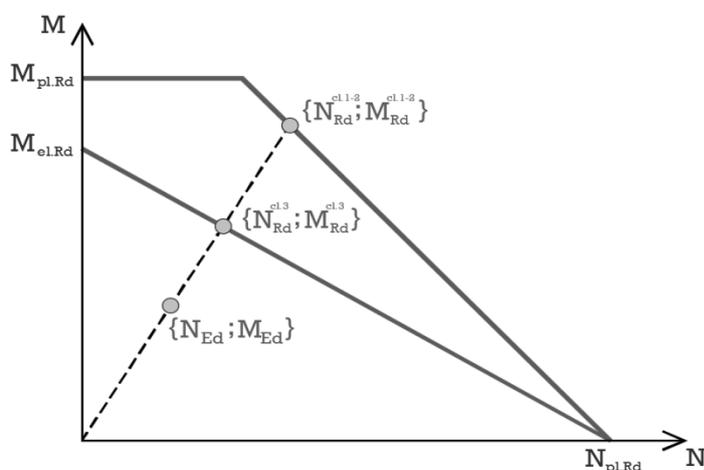


Figura 4.5.1.1 – Determinazione momento azioni resistenti

Le azioni resistenti vengono calcolate risolvendo il sistema lineare che descrive il dominio riportato in figura. Le soluzioni del sistema vengono riportate di seguito a seconda della classificazione della sezione:

**Classi 1 e 2:**

$$\begin{cases} N_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot M_{pl,y,Rd}}{M_{y,Ed}} \\ M_{Rd} = M_{pl,y,Rd} \end{cases} \quad \text{se } \frac{N_{Ed}}{M_{Ed}} \cdot \frac{M_{pl,y,Rd}}{N_{pl,Rd}} \leq \frac{A_w}{2A} \quad [4.5.1.1]$$

$$\begin{cases} N_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot N_{pl,Rd} \cdot M_{pl,y,Rd}}{(1 - A_w/2A) \cdot M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} + M_{pl,y,Rd} \cdot N_{Ed}} \\ M_{Rd} = \frac{M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} \cdot M_{pl,y,Rd}}{(1 - A_w/2A) \cdot M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} + M_{pl,y,Rd} \cdot N_{Ed}} \end{cases} \quad \text{se } \frac{N_{Ed}}{M_{Ed}} \cdot \frac{M_{pl,y,Rd}}{N_{pl,Rd}} > \frac{A_w}{2A} \quad [4.5.1.2]$$

**Classe 3:**

$$\begin{cases} N_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot N_{pl,Rd} \cdot M_{pl,y,Rd}}{M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} + M_{pl,y,Rd} \cdot N_{Ed}} \\ M_{Rd} = \frac{M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} \cdot M_{pl,y,Rd}}{M_{y,Ed} \cdot N_{pl,Rd} + M_{pl,y,Rd} \cdot N_{Ed}} \end{cases} \quad [4.5.1.3]$$

Dove  $A_w$  è l'area dell'anima della membratura e  $A$  è l'area della membratura. Le azioni resistenti plastiche sono calcolate secondo quanto riportato al paragrafo 4.3.

Note le azioni resistenti della sezione, il fattore di utilizzazione  $\mu$  viene calcolato come segue:

**Classi 1 e 2:**

$$\mu = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{y,Ed}^2}{N_{Ed}^2 + M_{Rd}^2}} \leq 1.0 \quad [4.5.1.4]$$

**Classe 3:**

$$\mu = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el} \cdot f_{yd}} \leq 1.0 \quad [4.5.1.5]$$

**N.B.** a rigore sarebbe bene tener conto anche dell'interazione con l'azione di taglio. Nell'ambito di questo progetto l'azione di taglio sollecitante è sempre minore al 50% dell'azione di taglio resistente plastica, allora non vi è nessuna interazione con il momento flettente.

Nota il fattore di utilizzazione per ogni sezione della membratura è necessario individuare la sezione massimamente sollecitata, la quale sarà di riferimento per le verifiche di resistenza ed instabilità della membratura.

## 4.5.2 Verifiche di resistenza all'instabilità

Per determinare le azioni critiche per instabilità elastica della membratura è necessario fare riferimento alle seguenti caratteristiche geometriche equivalenti. Una volta determinate tali grandezze, il calcolo delle azioni critiche viene effettuato secondo le formule riportate ai paragrafi precedenti ed in particolare le relazioni 4.4.1.6 – 4.4.1.7 – 4.4.1.8 e 4.4.2.7.

### 4.5.2.1 Momento d'inerzia $I_y$ equivalente

Il momento d'inerzia rispetto all'asse forte del profilo saldato viene calcolato con la seguente relazione:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3 - (b - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 4 \cdot d^2 \cdot \left[ \frac{d^2}{9} - \left( \frac{h}{2} - t_f - \frac{\sqrt{2}}{3} d \right)^2 \right] \quad [4.5.2.1]$$

dove  $d$  è l'altezza di gola della saldatura

Nel caso di membrature rastremate trapezoidali il momento d'inerzia equivalente rispetto all'asse forte viene calcolato nel seguente modo:

$$I_{y,eq} = 0.08 \cdot I_{y,max} + 0.92 \cdot \sqrt{I_{y,max} \cdot I_{y,min}} \quad [4.5.2.2]$$

### 4.5.2.2 Momento d'inerzia $I_z$

Il momento d'inerzia rispetto all'asse debole del profilo saldato viene calcolato con la seguente relazione:

$$I_z = \frac{t_f \cdot b^3 + h \cdot t_w^3}{12} + 4 \cdot d^2 \cdot \left[ \frac{d^2}{9} + \left( \frac{t_w}{2} - \frac{\sqrt{2}}{3} d \right)^2 \right] \quad [4.5.2.3]$$

Essendo la sezione rastremata soltanto rispetto all'asse forte, il momento d'inerzia rispetto all'asse debole non subisce considerevoli variazioni. Cautelativamente è possibile considerare

$$I_z = I_{z,min} \quad [4.5.2.4]$$

### 4.5.2.3 Altezza equivalente della sezione

Per il calcolo del momento critico elastico della sezione è necessario fare riferimento ad un'altezza della sezione equivalente, mediante la quale è possibile calcolare le altre grandezze derivate.

$$h_{eq} = h_{max} \cdot \sqrt{0.283 + 0.434 \frac{h_{min}}{h_{max}} + 0.282 \left[ \frac{h_{min}}{h_{max}} \right]^2} \quad [4.5.2.5]$$

### 4.5.2.4 Momento torsionale primario e secondario

Le espressioni per il calcolo approssimato del momento torsionale primario e secondario sono tratte dalla tabella 8.6 del libro di Ballio e altri "Strutture in acciaio. Teoria e progetto":

$$I_T = \frac{2 \cdot b \cdot t_f^3 + (h - t_f) \cdot t_w^3}{3} \quad [4.5.2.6]$$

$$I_w = \frac{t_f \cdot h^2 \cdot b^3}{24} \quad [4.5.2.7]$$

Nell'ambito delle grandezze equivalenti per la determinazione del momento critico elastico della membratura si considera:

$$I_{T,eq} = \frac{I_{T,max} + I_{T,min}}{2} \quad [4.5.2.8]$$

$$I_{w,eq} = \frac{t_f \cdot h_{eq}^2 \cdot b^3}{24} \quad [4.5.2.9]$$

### 4.5.3 Verifica saldatura di profili saldati

Riferimento: § 4.5 - EN1993-1-8

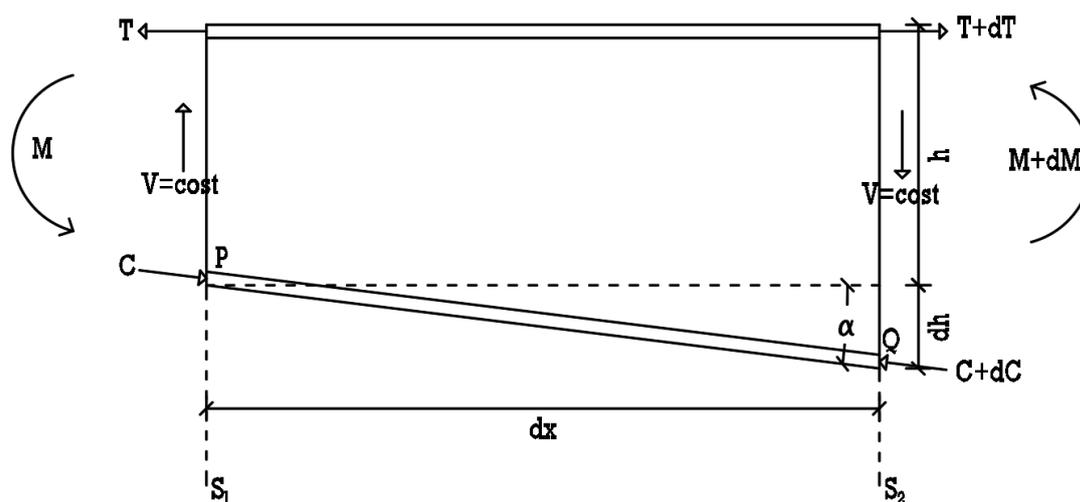
In seguito alla scelta per quanto concerne l'utilizzo di membrature non prismatiche, è risultato necessario eseguire una verifica della saldatura che permette di realizzare l'elemento trave del portale nella forma voluta.

La resistenza di progetto della saldatura cosiddetta a cordone d'angolo è stata determinata utilizzando il Metodo Direzionale, presente all'interno dell'EN1993-1-8 al punto 4.5.3.2. La verifica prevede che siano soddisfatte le due seguenti relazioni:

$$\left(\sigma_{\perp} + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)\right)^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad [4.5.3.1]$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad [4.5.3.2]$$

Dove  $f_u$  è la resistenza a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate e  $\beta_w$  è un appropriato fattore di correlazione definito nel prospetto 4.1 dell'EN1993-1-8. Per la determinazione degli sforzi agenti sono stati effettuati i seguenti passaggi (si veda l'immagine per meglio comprendere le assunzioni fatte). Si ipotizza l'azione di taglio costante lungo il congio.



- Equilibrio alla rotazione della sezione  $S_1$  rispetto a  $P$ :

$$M = -T \cdot h \quad [4.5.3.3]$$

- Equilibrio alla rotazione della sezione  $S_2$  rispetto a  $Q$ :

$$(M + dM) = -(T + dT) \cdot (h + dh) = -Th - Tdh - dTh - dTdh \quad [4.5.3.4]$$

Inserendo la [4.5.3.3] nella [4.5.3.4] si ottiene:

$$[4.5.3.5]$$

$$dM = -(Tdh + dTh + dTdh)$$

- Equilibrio alla rotazione dell'intero concio intorno a  $Q$ :

$$Vdx - T \cdot (h + dh) + (T + dT) \cdot (h + dh) = 0$$

Da cui si ottiene:

$$Vdx + dTh + dTdh = 0 \quad [4.5.3.6]$$

Mettendo insieme le relazioni [4.5.3.5] e [4.5.3.6] si ottiene la seguente relazione:

$$Vdx - dM - Tdh = 0 \quad [4.5.3.7]$$

dove dividendo tutti i termini per la lunghezza infinitesima del concio  $dx$  si ottiene:

$$V = V^* + T \cdot \tan \alpha \quad [4.5.3.8]$$

nella quale è stato assunto  $V^* = dM/dx$ .

Dopo aver determinato la condizione d'equilibrio indefinito del concio rastremato, si determina il valore della variazione di trazione  $dT$  nella flangia tesa causata dalla variazione del momento flettente  $dM$  lungo la coordinata longitudinale  $dx$  del concio. Tale valore è necessario al fine di determinare l'andamento delle tensioni tangenziali medie lungo l'anima del profilo. Queste ultime dovranno poi essere assorbite mediante i cordoni di saldatura in modo che non si verifichi uno strappo tra flangia e anima dell'elemento da realizzare. Verranno presi in considerazione dei cordoni di saldatura a tratti di lunghezza  $l_{eff}$ , distanziati di una lunghezza  $i$ . In formule, si riporta quanto detto:

- Valore della variazione di trazione  $dT$  indotta dalla variazione di  $dM$  lungo l'elemento:

$$T = \int_{A_{fl}} \sigma_z dA = \int_{A_{fl}} \frac{M}{I_y} y dA = \frac{M \cdot S_{fl}}{I_y} \quad [4.5.3.9]$$

$$dT = \int_{A_{fl}} \frac{M + dM}{I_y} y dA - \int_{A_{fl}} \frac{M}{I_y} y dA = \int_{A_{fl}} \frac{dM}{I_y} y dA$$

ma ricordando la [4.5.3.7] si ricava quindi:

$$dT = \int_{A_{fl}} \frac{(V - T \cdot \tan \alpha)}{I_y} y dx dA = \frac{(V - T \cdot \tan \alpha) \cdot dx}{I_y} \int_{A_{fl}} y dA = \frac{(V - T \cdot \tan \alpha) \cdot S_{fl} \cdot dx}{I_y} \quad [4.5.3.10]$$

sostituendo il valore di  $T$  della [4.5.3.8] nella [4.5.3.10]:

$$dT = \left( \frac{V \cdot S_{fl}}{I_y} - \frac{M \cdot S_{fl}^2}{I_y^2 \cdot t_w} \cdot \tan \alpha \right) dx$$

- Valore della tensione tangenziale media nell'anima, ricavata dividendo il valore di  $dT$  per l'area di quest'ultima:

$$\frac{dT}{t_w \cdot dx} = \tau_{media} = \frac{V \cdot S_{fl}}{I_y \cdot t_w} - \frac{M \cdot S_{fl}^2}{I_y^2 \cdot t_w} \cdot \tan \alpha$$

da cui

$$\tau_{max} = \left[ \frac{V \cdot S_{fl}}{I_y \cdot t_w} - \frac{M \cdot S_{fl}^2}{I_y^2 \cdot t_w} \cdot \tan \alpha \right]_{max}$$

- Valore della tensione agente nel cordone di saldatura a tratti:

$$\begin{cases} F_{Ed} = \tau_{max} \cdot t_w \cdot i \\ F_{Rd} = \tau_{//} \cdot l_{eff} \cdot a \end{cases}$$

dove  $a$  è l'altezza di gola, definita come l'altezza minore del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (Ballio et al., 2020). Eguagliando le relazioni si ottiene il valore di  $\tau_{//}$  che agisce sul singolo tratto di cordone

$$\tau_{//} = \tau_{max} \cdot \frac{t_w \cdot i}{l_{eff} \cdot a}$$

- Verifica del cordone mediante il metodo direzionale:

$$\begin{cases} \sqrt{3} \cdot \tau_{//} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \end{cases}$$

Alla fine del procedimento di verifica della resistenza del cordone di saldatura, è necessario rispettare alcuni requisiti imposti dall'EN1993-1-8.

- Lunghezza delle saldature (§ 4.5.1 - EN1993-1-8).

Si raccomanda che la lunghezza efficace della saldatura a cordone d'angolo  $l_{eff}$  sia assunta come la lunghezza della parte di saldatura lungo la quale il cordone è a pieno spessore. Questa lunghezza può essere pertanto assunta pari alla lunghezza totale della saldatura ridotta del doppio dell'altezza di gola efficace  $a$ .

Si raccomanda che la saldatura d'angolo con una lunghezza efficace minore di 30 mm o minore di 6 volte la sua altezza di gola, a seconda di quale sia tra i due il valore maggiore, non sia progettata per trasferire i carichi. In formule:

$$\begin{cases} l_{eff} = l - 2a \\ l_{eff} \geq \max(30; 6 \cdot a) \text{ mm} \end{cases}$$

- Altezza di gola efficace (§ 4.5.2 - EN1993-1-8).

Si raccomanda che l'altezza di gola efficace di una saldatura a cordone d'angolo sia non inferiore a 3 mm. In formule:

$$a \geq 3 \text{ mm}$$

- Saldature a cordoni d'angolo a tratti (§ 4.3.2.2 - EN1993-1-8).

Si raccomanda che in qualsiasi allineamento di saldatura a cordone d'angolo a tratti ci sia sempre un tratto di saldatura in corrispondenza di ogni estremità della parte collegata. Nelle membrature composte in cui le piastre sono collegate mediante saldature a cordone d'angolo a tratti, si raccomanda che sia disposta una saldatura a cordone d'angolo continua su ogni lato della piastra per una lunghezza in corrispondenza di ciascuna estremità pari ad almeno i 3/4 della lunghezza della più piccola delle piastre collegate. Infine, è richiesto che vengano rispettate delle distanze massime tra i cordoni d'angolo a tratti. Si riportano in formule tali requisiti imposti:

$$\begin{cases} L_{we} \geq \{0.75 \cdot b; 0.75 \cdot (h - 2 \cdot t_f)\} \text{ mm} \\ L_1 \leq \{16 \cdot t_f; 16 \cdot t_w; 200\} \text{ mm} \\ L_2 \leq \{12 \cdot t_f; 12 \cdot t_w; 0.25 \cdot b; 200\} \text{ mm} \end{cases}$$

dove con  $L_{we}$  si intende la lunghezza di cordone continuo alle estremità del profilo, mentre con  $L_1$  e  $L_2$  si intende la distanza massima tra i cordoni d'angolo a tratti rispettivamente in zona tesa e compressa.

## 4.6 Verifiche delle membrature in progetto

Le verifiche di resistenza vengono effettuate rispetto alla sezione massimamente sollecitata considerando cautelativamente le sollecitazioni massime per ciascuna azione. Da un punto di vista concettuale questa procedura risulta essere non corretta, in quanto si potrebbe verificare l'eventualità che si considerino simultaneamente due azioni corrispondenti a combinazioni di carico differenti. Tuttavia, nell'ambito del concetto di dominio di interazione fra le azioni, questo processo previene la possibilità che vi siano combinazioni di carico con azioni singolarmente minori rispetto a quelle massime ma mutuamente più gravose. A tal proposito si faccia riferimento alla figura 4.6.1.

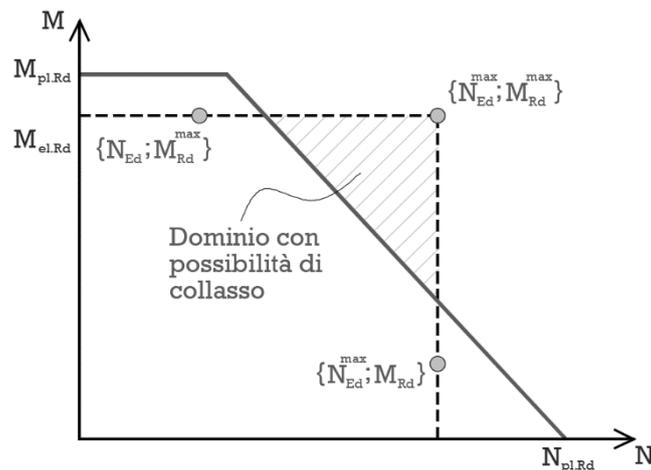


Figura 4.6.1 – Dominio con possibilità di collasso

Questa semplificazione può essere accettabile solo se la distanza fra  $N_{Ed, Mmax}$  e  $N_{Ed, max}$  non è significativa. Lo stesso deve essere verificato per il momento flettente. In questa ipotesi l'incremento del dominio di resistenza risulta essere limitato. In caso contrario è necessario condurre analisi più approfondite al fine di ricercare l'effettiva combinazione di carico più gravosa. Nell'ambito delle strutture oggetto di studio la procedura semplificata è stata assunta ampiamente accettabile.

### 4.6.1 Portale

Con riferimento ai diagrammi delle azioni interne ottenute con analisi globale elastica (si veda paragrafo 3.5.4), si possono individuare le azioni massime per ciascun elemento del portale per ogni combinazione di carico. In particolare, per le verifiche di resistenza si fa riferimento alla sezione maggiormente sollecitata, mentre per le verifiche di stabilità è

necessario considerare l'intero sviluppo delle azioni interne con particolare menzione all'azione di momento flettente.

#### 4.6.1.1 Montante

Il profilo scelto per costituire il montante è l'**HE450A**. La membratura del montante è caratterizzata da una lunghezza di 6500 mm. La stessa è vincolata a terra per mezzo di un vincolo a cerniera ed è connessa in sommità alla trave del portale. La lunghezza di libera inflessione lungo l'asse forte, lungo l'asse debole e rispetto alla torsione è pari a 6500 mm. Le caratteristiche geometriche sono riportate al paragrafo 3.5. Il profilo è costituito di un acciaio **S355**. Le verifiche da effettuare sono quelle riportate ai paragrafi 4.3 e 4.4.

#### Classificazione

La membratura risulta essere soggetta a pressoflessione in tutte le combinazioni di carico significative.

Classificazione per compressione:

##### Flangia

*rif. Formule 4.2.1.1.1 e 4.2.1.1.2*

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2 \cdot t_f} = 5.583 < 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{classe 1}$$

##### Anima

*rif. Formule 4.2.1.2.3 e 4.2.1.2.4*

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_w} = 29.913 < 38 \cdot \varepsilon = 30.932 \quad \text{classe 2}$$

Il profilo in compressione risulta essere in classe 2, allora è possibile effettuare una verifica plastica locale della membratura. Inoltre, la membratura è in classe 1 per flessione e presso-flessione.

#### Verifiche di resistenza

Azioni sollecitanti:

NB. le azioni assiali sono comprensive degli effetti del sistema di controvento

$$N_{Ed} = -154.5 \text{ kN}; \quad N_{Ed} = 63.3 + 24.2 \text{ kN} = 87.5 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 84.8 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm}.$$

Azioni resistenti (valutate secondo il paragrafo 4.3):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6018.1 \text{ kN};$$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 926.7 \text{ kN}; \quad \text{dove } A_v: \text{ area resistente a taglio rispetto all'asse y-y}$$

verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r - 2 \cdot t_f}{t_w} = 29.913 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.817;$$

N.B.  $V_{y,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,y,Rd}$  allora non vi è alcuna interazione fra taglio e momento flettente.

Siccome le seguenti relazioni risultano essere verificate, non vi è alcuna interazione fra sforzo assiale e momento flettente.

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} < 0.5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

allora:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1087.3 \text{ kNm};$$

Verifiche:

$$N_{Ed} = \{154.5 \text{ kN}; 87.5 \text{ kN}\} < N_{pl,Rd} = 6018.1 \text{ kN} \rightarrow ok;$$

$$V_{y,Ed} = 84.8 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 926.7 \text{ kN} \rightarrow ok;$$

$$M_{y,Ed} = 589.7 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 1087.3 \text{ kNm}; \rightarrow ok;$$

#### Verifiche di resistenza all'instabilità

Carichi critici elastici:

$$L_{0,y} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{0,y}^2} = 31258.5 \text{ kN};$$

$$L_{0,z} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{0,z}^2} = 4643.2 \text{ kN};$$

$$L_{0,T} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,T} = \frac{1}{i_y^2 + i_z^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_T} \right] = 9738.5 \text{ kN};$$

$$L_{0,LT} = 6500 \text{ mm}; \quad M_{cr,0} = \frac{\pi}{L_{LT}} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_\omega \cdot \left( 1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_{LT}^2 G \cdot I_t} \right)} = 1363.4 \text{ kNm};$$

Il coefficiente correttivo  $\psi_1$  tiene conto della distribuzione del carico e dalle condizioni di vincolo. In questo caso la distribuzione di momento flettente lungo l'asse y-y è assimilabile ad una distribuzione triangolare, pertanto  $\psi_1 = 1.77$ .

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} = 1.77 \cdot 1363.4 \text{ kNm} = 2413.4 \text{ kNm}$$

#### Instabilità flessionale:

Rif: paragrafo 4.4.1

Lungo l'asse y-y

$h/b=1.47$  - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità a

$$\bar{\lambda}_y = 0.450; \quad \alpha_y = 0.21; \quad \Phi_y = 0.627; \quad \chi_y = 0.939;$$

Lungo l'asse z-z

$h/b=1.47$  - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

$$\bar{\lambda}_z = 1.167; \quad \alpha_z = 0.34; \quad \Phi_z = 1.345; \quad \chi_z = 0.497;$$

Instabilità torsionale

$h/b=1.47$  - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

$$\bar{\lambda}_T = 0.806; \quad \alpha_T = 0.34; \quad \Phi_T = 0.927; \quad \chi_z = 0.721;$$

$$N_{b,Rd} = \min\{\alpha_y, \alpha_z, \alpha_T\} \cdot N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0}/\gamma_{M1} = 0.497 \cdot 6018.1 \text{ kN} = 2988.5 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Instabilità alla presso-flessione:

Rif: paragrafo 4.4.3

$h/b=1.47$  - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

metodo alternativo:

$$\beta = 0.75; \quad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40; \quad f = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.75) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.876$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.688; \quad \alpha_{LT} = 0.34; \quad \Phi_{LT} = 0.726; \quad \chi_{LT} = 0.996;$$

Metodo 1

Rif: paragrafo 4.4.3.1

Vengono calcolati preliminarmente i seguenti termini ausiliari:

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 1.167;$$

$$n_{pl} = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.026;$$

$$a_{LT} = 1 - I_T/I_y = 0.996;$$

$$w_y = W_{pl,y}/W_{el,y} = 1.11 < 1.50;$$

$$w_z = W_{pl,z}/W_{el,z} = 1.53 > 1.50 \rightarrow w_z = 1.50;$$

$$\mu_y = (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{Ed}/N_{cr,y}) = 1.000;$$

$$\mu_z = (1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{Ed}/N_{cr,z}) = 1.016;$$

$$\bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2 \sqrt{C_1^4} \sqrt{(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed}/N_{cr,TF})} = 0.269;$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr,0}}} = 0.915;$$

Siccome  $\bar{\lambda}_0$  è maggiore di  $\bar{\lambda}_{0,lim}$  è necessario tenere conto degli effetti delle deformazioni torsionali

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21 \frac{0}{M_{Ed}} + 0.36 \left( \frac{0}{M_{Ed}} - 0.33 \right) N_{Ed}/N_{cr,y} = 0.791$$

$$\epsilon_y = M_{y,Ed}/N_{Ed} \cdot A/W_{el,y} = 23.36;$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \sqrt{\epsilon_y} a_{LT} / (1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}) = 0.964$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot a_{LT} / \sqrt{(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed}/N_{cr,T})} = 0.904 \geq 1.0 \rightarrow C_{mLT} = 1.0;$$

$$b_{LT} = 0.5 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^{-2} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd} = 0.0;$$

$$C_{yy,mod} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 1.6/w_y \cdot C_{my}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2) \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right]; 1/w_y \right\} = 0.996;$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_y / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{yy,mod} = 0.960;$$

$$c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^{-2} / (5 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed} / (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) = 0.779$$

$$\beta^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_y/w_z} = 0.516$$

$$C_{zy,mod} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y^5 \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right]; 0.6/\sqrt{w_y w_z} \right\} = 0.976;$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_z / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{zy,mod} \cdot \beta^* = 0.975;$$

Una volta determinati in coefficienti ausiliari e i coefficienti di interazione per la verifica si utilizzano le relazioni 4.4.3.1 e 4.4.3.2 per il calcolo della resistenza della sezione a pressoflessione.

$$N_{Ed} = -154.5 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm};$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.558 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse y-y}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.331 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse z-z}$$

## Metodo 2

Rif: paragrafo 4.4.3.2

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 + 0.4 \cdot 0 = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left\{ C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \cdot \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right) \right\} = 0.587;$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.167 > 0.4$$

$$k_{zy} = \max \left\{ \left[ 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]; \left[ 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right] \right\} = 1.017$$

La verifica viene effettuata per mezzo delle relazioni 4.4.3.1 e 4.4.3.2 in modo analogo al metodo 1:

$$N_{Ed} = -154.5 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm};$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.354 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse y-y}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.603 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse z-z}$$

#### 4.6.1.2 Trave

La trave è costituita da una membratura non prismatica con altezza variabile fra 600 e 300 mm e con una lunghezza pari a 8062 mm. La membratura è connessa al montante per mezzo di un vincolo semi-rigido ed alla trave (ad essa duale) per mezzo di un vincolo a cerniera. La lunghezza di libera inflessione lungo l'asse forte può essere considerata pari alla lunghezza dell'intera trave, ovvero 8062 mm, mentre quella lungo l'asse debole è pari a metà della lunghezza della trave, ovvero 4031 mm. Ciò è dovuto alla presenza dell'arcareccio facente parte il sistema di controvento, il quale fornisce alla trave un vincolo laterale. Tuttavia, l'arcareccio non può essere considerato come vincolo efficace alla torsione, allora la lunghezza libera di inflessione per torsione è pari all'intero sviluppo della trave, ovvero 8062 mm. Il profilo è costituito di un acciaio **S355**. Le verifiche da effettuare sono quelle riportate ai paragrafi 4.3 e 4.4.

#### Caratteristiche geometriche

Le caratteristiche geometriche sono riassunte al paragrafo 3.5. Per comodità, tali caratteristiche vengono riportate di seguito:

$h = \{300 \text{ mm} ; 600 \text{ mm}\}$	(altezza della sezione)
$b = 250 \text{ mm};$	(larghezza dell'anima)
$t_w = 12.0 \text{ mm};$	(spessore dell'anima)
$t_f = 20.0 \text{ mm};$	(spessore della flangia)
$a = 0.0 \text{ mm};$	(altezza di gola della saldatura)

N.B.: l'altezza di gola viene considerata cautelativamente nulla in quanto è stata scelta una saldatura a tratti (vedasi paragrafo 4.5.3)

Le caratteristiche geometriche derivate vengono indicate di seguito:

$$A = 2 \cdot t_f b + t_w (h - 2 \cdot t_f) + 4 \cdot a^2 \quad [4.6.1.2.1]$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3 - (b - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 4 \cdot a^2 \cdot \left[ \frac{d^2}{9} - \left( \frac{h}{2} - t_f - \frac{\sqrt{2}}{3} a \right)^2 \right] \quad [4.6.1.2.2]$$

$$I_z = \frac{t_f \cdot b^3 + h \cdot t_w^3}{12} + 4 \cdot a^2 \cdot \left[ \frac{a^2}{9} + \left( \frac{t_w}{2} - \frac{\sqrt{2}}{3} a \right)^2 \right] \quad [4.6.1.2.3]$$

$$I_T = \frac{2 \cdot b \cdot t_f^3 + (h - t_f) \cdot t_w^3}{3} \quad [4.6.1.2.4]$$

$$I_{w,eq} = \frac{t_f \cdot h_{eq}^2 \cdot b^3}{24} \quad [4.6.1.2.5]$$

$$W_{y,el} = \frac{2 \cdot I_y}{h} \quad W_{z,el} = \frac{2 \cdot I_z}{h} \quad [4.6.1.2.6] \quad [4.6.1.2.7]$$

$$W_{y,pl} = \frac{b \cdot h^2}{4} - (b - t_w) \cdot \left( \frac{h}{2} - t_f \right)^2 + 4 \cdot a^2 \cdot \left( \frac{h}{2} - t_f - \frac{\sqrt{2}}{3} a \right) \quad [4.6.1.2.8]$$

$$W_{y,pl} = \frac{h \cdot b^2}{4} - \frac{1}{4} \cdot (b - t_w) \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 + 4 \cdot a^2 \cdot \left(\frac{t_w}{2} + \frac{\sqrt{2}}{3} a\right) \quad [4.6.1.2.9]$$

### Classificazione

La classificazione della sezione lungo lo sviluppo viene effettuata con le formule indicate al paragrafo 4.2.1.

### Azioni interne

Le azioni interne relative alla membratura (in particolare sforzo assiale e momento) sono state approssimate nel seguente modo:

$$N_{Ed}(x) = N_{Ed,A} + (N_{Ed,B} - N_{Ed,A})/L \cdot x \quad \text{approssimazione lineare}$$

$$M_{Ed}(x) = M_{Ed,A} + k_1 \cdot x + k_2 \cdot x^2 \quad \text{approssimazione quadratica}$$

Le espressioni approssimate sono state valutate ai minimi quadrati ottenendo le seguenti definizioni delle azioni interne, riferite alle azioni massime sulla trave:

$$N_{Ed}(x) = -95.9 + 1.8 \cdot x \quad [kN]$$

$$M_{Ed}(x) = -587.4 + 126.78 \cdot x - 6.77 \cdot x^2 \quad [kNm]$$

Nelle tabelle di seguito riportate vengono indicate le caratteristiche geometriche della sezione calcolate con le relazioni di sopra descritte valutate in dieci punti equi-distanziati della membratura:

<b>x</b> [m]	<b>h</b> [mm]	<b>A</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>I<sub>y</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>W<sub>el,y</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>W<sub>PL,y</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]
0.000	600.0	167.2	101694.9	3389.8	3840.8
0.806	570.0	163.6	90546.0	3177.1	3592.7
1.612	540.0	160.0	80133.3	2967.9	3350.0
2.419	510.0	156.4	70440.6	2762.4	3112.7
3.225	480.0	152.8	61451.7	2560.5	2880.8
4.031	450.0	149.2	53150.4	2362.2	2654.3
4.837	420.0	145.6	45520.5	2167.6	2433.2
5.643	390.0	142.0	38545.8	1976.7	2217.5
6.450	360.0	138.4	32210.1	1789.5	2007.2
7.256	330.0	134.8	26497.2	1605.9	1802.3
8.062	300.0	131.2	21390.9	1426.1	1602.8

<b>x</b> [m]	<b>I<sub>z</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>W<sub>el,z</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>W<sub>pl,z</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>I<sub>t</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>I<sub>w</sub></b> [cm <sup>6</sup> x 10 <sup>-3</sup> ]
0.000	5216.4	417.3	645.2	166.7	4687.5
0.806	5216.0	417.3	644.1	165.0	4230.5
1.612	5215.5	417.2	643.0	163.3	3796.9
2.419	5215.1	417.2	641.9	161.6	3386.7
3.225	5214.7	417.2	640.8	159.8	3000.0
4.031	5214.2	417.1	639.8	158.1	2636.7
4.837	5213.8	417.1	638.7	156.4	2296.9
5.643	5213.4	417.1	637.6	154.6	1980.5
6.450	5212.9	417.0	636.5	152.9	1687.5
7.256	5212.5	417.0	635.4	151.2	1418.0
8.062	5212.1	417.0	634.4	149.5	1171.9

Nella seguente tabella vengono riportate: la classificazione della sezione, le azioni sollecitanti, le azioni resistenti plastiche, la coppia  $\{N_{Rd}, M_{Rd}\}$  valutata secondo quanto riportato al paragrafo 4.5.1 e il fattore di utilizzazione  $\mu$ .

<b>x</b> [m]	<b>CL.</b> Flex	<b>CL.</b> Comp.	<b>CL.</b> P-F	<b>N<sub>Ed</sub></b> [kN]	<b>M<sub>Ed</sub></b> [kNm]	<b>N<sub>el,pl,Rd</sub></b> [kN]	<b>M<sub>el,pl,Rd</sub></b> [kNm]	<b>N<sub>Rd</sub></b> [kNm]	<b>M<sub>Rd</sub></b> [kNm]	<b>μ</b> [-]
0.000	1	4	1	-95.9	-589.7	5653.0	1298.6	211.2	1298.6	0.454
0.806	1	4	1	-94.5	-493.4	5531.2	1214.7	232.6	1214.7	0.406
1.612	1	4	1	-93.0	-405.6	5409.5	1132.6	259.8	1132.6	0.358
2.419	1	4	1	-91.6	-326.2	5287.8	1052.4	295.5	1052.4	0.310
3.225	1	4	1	-90.2	-255.4	5166.1	974.0	344.0	974.0	0.262
4.031	1	3	1	-88.8	-192.9	5044.4	897.4	412.8	897.4	0.215
4.837	1	3	1	-87.3	-139.0	4922.7	822.7	516.9	822.7	0.169
5.643	1	2	1	-85.9	-93.5	4801.0	749.7	688.8	749.7	0.125
6.450	1	1	1	-84.5	-56.5	4679.2	678.6	941.5	629.4	0.090
7.256	1	1	1	-83.0	-27.9	4557.5	609.3	1429.4	480.2	0.058
8.062	1	1	1	-81.6	-7.8	4435.8	541.9	2625.9	250.9	0.031

Come si può notare, il massimo fattore di utilizzazione si registra nella sezione iniziale del profilo. Allora la sezione  $x=0.0$  è quella che viene presa in esame per le verifiche di resistenza.

**N.B.** Per il calcolo di  $\mu$  non si è tenuto conto del taglio in quanto il taglio sollecitante è minore del 50% del taglio plastico resistente. La verifica a taglio viene comunque effettuata in seguito.

#### Caratteristiche geometriche equivalenti

$$I_{y,eq} = 0.08 \cdot I_{y,max} + 0.92 \cdot \sqrt{I_{y,max} \cdot I_{y,min}} = 51045.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,eq} = I_{z,min} = 5212.1 \text{ cm}^4$$

$$h_{eq} = h_{max} \cdot \sqrt{0.283 + 0.434 \frac{h_{min}}{h_{max}} + 0.282 \left[ \frac{h_{min}}{h_{max}} \right]^2} = 453.3 \text{ mm}$$

$$I_{T,eq} = \frac{I_{T,max} + I_{T,min}}{2} = 158.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{w,eq} = \frac{t_f \cdot h_{eq}^2 \cdot b^3}{24} = 2675.4 \text{ cm}^4$$

### Carichi critici elastici

$$L_{0,y} = 8062 \text{ mm}; \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E I_{y,eq}}{L_{0,y}^2} = 16277.5 \text{ kN};$$

$$L_{0,z} = 4031 \text{ mm}; \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E I_{z,eq}}{L_{0,z}^2} = 6648.2 \text{ kN};$$

$$L_{0,T} = 8062 \text{ mm}; \quad N_{cr,T} = \frac{1}{i_y^2 + i_z^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_T} \right] = 5379.1 \text{ kN};$$

$$L_{0,LT} = 8062 \text{ mm}; \quad M_{cr,0} = \frac{\pi}{L_{LT}} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_\omega \cdot \left( 1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_{LT}^2 G \cdot I_t} \right)} = 595.0 \text{ kNm};$$

Il coefficiente correttivo  $\psi_1$  tiene conto della distribuzione del carico e dalle condizioni di vincolo. In questo caso la distribuzione di momento flettente lungo l'asse y-y è assimilabile ad una distribuzione trapezoidale, pertanto

$$\psi_1 = 1.77 - 1.04 \cdot \psi + 0.27 \cdot \psi^2 = 1.77$$

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} = 1.77 \cdot 595.0 \text{ kNm} = 1053.2 \text{ kNm}$$

**NB:** è stato effettuato un calcolo agli elementi finiti con il software LTBeamN, dal quale risulta un momento critico elastico pari a 1526.1 kNm > 1053.2 kNm risultante dal calcolo analitico approssimato. Per il report completo del calcolo si faccia riferimento all'allegato 7.

### Verifiche di resistenza

Vengono effettuate le verifiche di resistenza con riferimento alla sezione con il massimo fattore di utilizzazione ( $x=0.00 \text{ m}$ ;  $\mu=0.455$ ). La sezione risulta essere in classe 1 alla sollecitazione di pressoflessione, pertanto è possibile effettuare una verifica locale plastica.

Azioni sollecitanti:

**NB.** le azioni assiali sono comprensive degli effetti del sistema di controvento

$$N_{Ed} = -100.7 \text{ kN}; \quad N_{Ed} = 74.1 + 57.5 \text{ kN} = 131.6 \text{ kN};$$

$$V_{y,Ed} = 122.9 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm}.$$

Azioni resistenti (valutate secondo il paragrafo 4.3):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5653.0 \text{ kN};$$

$$A_v = h_w \cdot t_w = 67.7 \text{ cm}^2;$$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 1321.5 \text{ kN};$$

verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{560 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 46.7 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.82;$$

Siccome le seguenti relazioni risultano essere verificate, non vi è alcuna interazione fra sforzo assiale e momento flettente.

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} < 0.5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

allora:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1298.6 \text{ kNm};$$

Verifiche:

$$N_{Ed} = \{100.7 \text{ kN}, 131.6 \text{ kN}\} < N_{pl,Rd} = 5653.0 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$V_{y,Ed} = 122.9 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 1321.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{y,Ed} = 589.7 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 1298.6 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

Verifiche di resistenza all'instabilità:

Instabilità flessionale:

Rif: paragrafo 4.4.1

Lungo l'asse y-y

sezione saldata -  $t_f < 40 \text{ mm}$  - curva di instabilità **b**

$$\bar{\lambda}_y = 0.604; \quad \alpha_y = 0.34; \quad \Phi_y = 0.751; \quad \chi_y = 0.835;$$

Lungo l'asse z-z

sezione saldata -  $t_f < 40 \text{ mm}$  - curva di instabilità **c**

$$\bar{\lambda}_z = 0.945; \quad \alpha_z = 0.49; \quad \Phi_z = 1.129; \quad \chi_z = 0.573;$$

Instabilità torsionale

sezione saldata -  $t_f < 40 \text{ mm}$  - curva di instabilità **c**

$$\bar{\lambda}_T = 1.050; \quad \alpha_T = 0.49; \quad \Phi_T = 1.260; \quad \chi_T = 0.511;$$

$$N_{b,Rd} = \min\{\alpha_y, \alpha_z, \alpha_T\} \cdot N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0} / \gamma_{M1} = 0.511 \cdot 5653.0 \text{ kN} = 2890.0 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Instabilità alla presso-flessione:

Rif: paragrafo 4.4.3

$h/b > 2$  - sezione saldata - curva di instabilità **d**

metodo alternativo:

$$\beta = 0.75; \quad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40; \quad f = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.75) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.876$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.138; \quad \alpha_{LT} = 0.79; \quad \Phi_{LT} = 1.277; \quad \chi_{LT} = 0.530;$$

## Metodo 1

Rif: paragrafo 4.4.3.1

Vengono calcolati preliminarmente i seguenti termini ausiliari:

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 0.945;$$

$$n_{pl} = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.018;$$

$$a_{LT} = 1 - I_T/I_y = 0.998;$$

$$w_y = W_{pl,y}/W_{el,y} = 1.133 < 1.50;$$

$$w_z = W_{pl,z}/W_{el,z} = 1.582 > 1.50 \rightarrow w_z = 1.50;$$

$$\mu_y = (1 - N_{Ed}/N_{cr,y})/(1 - \chi_y \cdot N_{Ed}/N_{cr,y}) = 0.999;$$

$$\mu_z = (1 - N_{Ed}/N_{cr,z})/(1 - \chi_z \cdot N_{Ed}/N_{cr,z}) = 0.993;$$

$$\bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2\sqrt{C_1} \sqrt{(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed}/N_{cr,TF})} = 0.172;$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr,0}}} = 1.514;$$

Siccome  $\bar{\lambda}_0$  è maggiore di  $\bar{\lambda}_{0,lim}$  è necessario tenere conto degli effetti delle deformazioni torsionali

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21 \frac{0}{589.7} + 0.36 \left( \frac{0}{589.7} - 0.33 \right) N_{Ed}/N_{cr,y} = 0.789$$

$$\epsilon_y = M_{y,Ed}/N_{Ed} \cdot A/W_{el,y} = 28.798;$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \sqrt{\epsilon_y} a_{LT} / (1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}) = 0.967$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot a_{LT} / \sqrt{(1 - N_{Ed}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed}/N_{cr,T})} = 0.942 \geq 1.0 \rightarrow C_{mLT} = 1.0;$$

$$b_{LT} = 0.5 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd} = 0.0;$$

$$C_{yy,mod} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 1.6/w_y \cdot C_{my}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2) \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right]; 1/w_y \right\} = 0.999;$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_y / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{yy,mod} = 0.973;$$

$$c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 / (5 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed} / (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) = 3.872$$

$$\beta^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_y/w_z} = 0.521$$

$$C_{zy,mod} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y^5 \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right]; 0.6/\sqrt{w_y w_z} \right\} = 0.990;$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \mu_z / (1 - N_{Ed}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{zy,mod} \cdot \beta^* = 0.509;$$

Una volta determinati in coefficienti ausiliari e i coefficienti di interazione per la verifica si utilizzano le relazioni 4.4.3.1 e 4.4.3.2 per il calcolo della resistenza della sezione a pressoflessione.

$$N_{Ed} = -1007. \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm};$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.869 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse y-y}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.471 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse z-z}$$

## Metodo 2

Rif: paragrafo 4.4.3.2

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \cdot \frac{0}{589.7} = 0.6 + 0.4 \cdot 0 = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left\{ C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \cdot \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right) \right\} = 0.605;$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.945 > 0.4$$

$$k_{zy} = \max \left\{ \left[ 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]; \left[ 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \right\} = 0.992$$

La verifica viene effettuata per mezzo delle relazioni 4.4.3.1 e 4.4.3.2 in modo analogo al metodo 1:

$$N_{Ed} = -100.7 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -589.7 \text{ kNm};$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.554 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse y-y}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = 0.885 < 1.0 \quad \text{rispetto all'asse z-z}$$

## Verifica della saldatura

Rif: paragrafo 4.5.3

Si riporta la verifica del cordone di saldatura a tratti. Le condizioni che devono essere soddisfatte sono le seguenti:

$$\begin{cases} \sqrt{3} \cdot \tau_{//} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{\sqrt{3} \cdot \tau_{//} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1.0 \\ \frac{\sigma_{\perp} \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1.0 \end{cases}$$

La verifica è stata svolta nelle sezioni ritenute significative. Queste sezioni sono:

- Sezione di estremità in corrispondenza del giunto montante-trave;
- Sezione di estremità in corrispondenza del giunto trave-trave;
- Sezione con massimo momento flettente (e taglio corrispondente);
- Sezione con massima azione di taglio (e momento flettente corrispondente).

Si nota come la sezione di estremità in corrispondenza del giunto montante destro – trave corrisponde anche alla sezione con massimo momento flettente e massima sollecitazione di taglio (si rimanda ai diagrammi delle sollecitazioni per verificare tale aspetto).

Le ipotesi con cui sono state svolte le verifiche sono le seguenti:

- Acciaio dell'elemento più debole di tipo S355 (tutto il profilo è realizzato con questo tipo di acciaio);
- Altezza di gola  $a = 5 \text{ mm}$ ;
- Distanza tra i cordoni di saldatura a tratti  $i = 60 \text{ mm}$ ;
- Lunghezza dei cordoni di saldatura a tratti  $l = 60 \text{ mm}$ ;
- Lunghezza efficace dei tratti di cordone di saldatura  $l_{eff} = (l - 2a) = 50 \text{ mm}$ ;
- Lunghezza del cordone di saldatura a tratti d'estremità  $L_{we} = 200 \text{ mm}$ ;
- Fattore di correlazione  $\beta_w = 0.9$ ;
- Coefficiente di sicurezza per le saldature  $\gamma_{M2} = 1.25$ ;

Verifica sezione di estremità in corrispondenza del momento massimo e taglio massimo

Si riportano le caratteristiche geometriche della sezione in esame

- $b_{fs} = 250 \text{ mm}$ ;
- $b_{fi} = 250 \text{ mm}$ ;
- $t_{fs} = 20 \text{ mm}$ ;
- $t_{fi} = 20 \text{ mm}$ ;
- $t_w = 12 \text{ mm}$ ;
- $h = 600 \text{ mm}$ ;
- $A = 16670 \text{ mm}^2$
- $S_y = 4730400 \text{ mm}^3$
- $y_G = 300 \text{ mm}$ ;
- $I_y = 1016949018 \text{ mm}^4$
- $S_{fl,y} = 1309500 \text{ mm}^3$

Le sollecitazioni riferite al caso di momento flettente massimo sono le seguenti:

$$\begin{cases} M_{Ed,max} = 589.4 \text{ kN} \\ V_{Ed,corr} = 116.4 \text{ kN} \end{cases}$$

da cui le verifiche di resistenza delle sezioni porgono ai seguenti risultati:

$$\begin{cases} \frac{\sqrt{3} \cdot \tau // \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{\perp} \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.1185 < 1.0 \\ 0 < 1.0 \end{cases}$$

Le sollecitazioni riferite al caso di taglio massimo sono le seguenti:

$$\begin{cases} V_{Ed,max} = 122.9 \text{ kN} \\ M_{Ed,corr} = 524.1 \text{ kN} \end{cases}$$

da cui le verifiche di resistenza delle sezioni porgono ai seguenti risultati:

$$\begin{cases} \frac{\sqrt{3} \cdot \tau // \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{\perp} \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.1300 < 1.0 \\ 0 < 1.0 \end{cases}$$

Verifica sezione di estremità in corrispondenza del giunto trave-trave

Si riportano le caratteristiche geometriche della sezione in esame

- $b_{fs} = 250 \text{ mm};$
- $b_{fi} = 250 \text{ mm};$
- $t_{fs} = 20 \text{ mm};$
- $t_{fi} = 20 \text{ mm};$
- $t_w = 12 \text{ mm};$
- $h = 300 \text{ mm};$
- $A = 16670 \text{ mm}^2$
- $S_y = 1825200 \text{ mm}^3$
- $y_G = 150 \text{ mm};$
- $I_y = 1016949018 \text{ mm}^4$
- $S_{fI,y} = 634500 \text{ mm}^3$

Le sollecitazioni corrispondenti risultano:

$$\begin{cases} V_{Ed} = 38 \text{ kN} \\ M_{Ed} = 0 \text{ kN} \end{cases}$$

da cui le verifiche di resistenza delle sezioni porgono ai seguenti risultati:

$$\begin{cases} \frac{\sqrt{3} \cdot \tau_{//} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{\perp} \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \leq 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.1861 < 1.0 \\ 0 < 1.0 \end{cases}$$

Si nota come le verifiche siano ampiamente soddisfatte. In fase progettuale, infatti, si potevano scegliere lunghezze dei cordoni di saldatura inferiori a quelle utilizzate ai fini della verifica. Tale decisione è stata presa in modo tale da semplificare le operazioni di saldatura in opera in fase di esecuzione, optando per delle dimensioni uguali sia per la lunghezza dei cordoni di saldatura a tratti, sia per la distanza tra i cordoni stessi.

#### Verifica dei parametri geometrici imposti dalle EN1993-1-8

Si riportano ora le varie verifiche sui parametri geometrici di cui all'EN1993-1-8. Tutte le verifiche che verranno riportate varranno per tutte le sezioni oggetto di verifica precedente.

- Lunghezza delle saldature (§ 4.5.1 - EN1993-1-8).

$$l_{eff} \geq \max(30; 6 \cdot a) \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm} \geq \max(30; 6 \cdot a) \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

- Altezza di gola efficace (§ 4.5.2 - EN1993-1-8).

$$a \geq 3 \text{ mm} \rightarrow 5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

- Saldature a cordoni d'angolo a tratti (§ 4.3.2.2 - EN1993-1-8).

$$\begin{cases} L_{we} \geq \{0.75 \cdot b; 0.75 \cdot (h - 2 \cdot t_f)\} \text{ mm} \\ L_1 \leq \{16 \cdot t_f; 16 \cdot t_w; 200\} \text{ mm} \\ L_2 \leq \{12 \cdot t_f; 12 \cdot t_w; 0.25 \cdot b; 200\} \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 200 \text{ mm} > 187.5 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} < 192 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} < 62.5 \text{ mm} \end{cases}$$

Si nota come tutte le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.6.2 Sistema di controvento

Come anticipato al paragrafo 3.4, gli elementi che costituiscono il sistema di controvento sono:

- Portale;
- Arcarecci;
- Diagonali di falda;
- Diagonali di parete.

Per quanto concerne le verifiche dei primi due elementi si faccia riferimento rispettivamente ai paragrafi 4.6.1 e 4.6.3. In questa sezione vengono affrontate le verifiche degli elementi che costituiscono i diagonali del sistema di controvento. Le verifiche da fare sono le seguenti:

- Verifica di resistenza a trazione;
- Verifica di compatibilità della snellezza.

N.B. in virtù del fatto che le sollecitazioni sono di trazione, non è necessario effettuare alcuna classificazione. Infatti, le membrature non sono soggette ad alcun problema di instabilità locale e distorsionali.

##### Verifiche di resistenza a trazione (azione assiale centrata):

*Rif. paragrafo 4.3*

Membrature:

- Diagonale di parete: L120x80x8;
- Diagonale di falda: Tondo R20.

Sollecitazioni:

- Diagonale di parete:  $N_{Ed} = 107.1 \text{ kN}$ ;
- Diagonale di falda:  $N_{Ed} = 68.0 \text{ kN}$ ;

Azioni resistenti:

- Diagonale di parete:

$$A = 15.50 \text{ cm}^2;$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15.50 \cdot 355}{1.05} \cdot 10^{-1} \text{ kN} = 524.0 \text{ kN} > 107.1 \text{ kN}$$

- Diagonale di falda:

$$A = 3.14 \text{ cm}^2;$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3.14 \cdot 355}{1.05} \cdot 10^{-1} \text{ kN} = 106.2 \text{ kN} > 68.0 \text{ kN}$$

### Compatibilità ai requisiti di snellezza:

Rif: paragrafo 3.4

- Diagonale di parete:

$$i_v = 1.73 \text{ cm}; \quad (\text{raggio giratore d'inerzia rispetto all'asse debole})$$

$$L = 919.0 \text{ cm}; \quad (\text{lunghezza netta della membratura})$$

$$\lambda = L/i_v = 919.0/1.73 = 531.2 \in (200; 700)$$

- Diagonale di falda:

$$D = 2.00 \text{ cm}; \quad (\text{diametro del profilo tondo})$$

$$L = 764.0 \text{ cm}; \quad (\text{lunghezza netta della membratura})$$

$$\lambda = 4 \cdot L/D = 4 \cdot 764.0/2.00 = 1528 > 200$$

### 4.6.3 Arcareccio

Il profilo scelto per il sistema di arcarecci è l'**IPE200**. La membratura dell'arcareccio è caratterizzata da una lunghezza di 6500 mm. La stessa è vincolata alle estremità lungo l'asse forte (y-y) mediante vincoli a cerniera ed è quindi a tutti gli effetti una trave in semplice appoggio. Cautelativamente non si considera la trave vincolata lateralmente per la torsione. Pertanto la sezione viene verificata per momento torcente non uniforme. La lunghezza di libera inflessione lungo l'asse forte è quindi pari alla sua lunghezza effettiva, ossia 6500 mm. Lungo l'asse debole (z-z) invece è previsto un pendino a metà lunghezza dell'arcareccio che funge da vincolo laterale al fine di diminuire la lunghezza di libera inflessione intorno al suddetto asse, pertanto la sua lunghezza di libera inflessione è pari a 3250 mm. Le caratteristiche geometriche sono riportate al paragrafo 3.3. Il profilo è costituito da un acciaio **S355**. Le verifiche da effettuare sono quelle riportate ai paragrafi 4.3 e 4.4.

### Classificazione

La membratura risulta essere soggetta a pressoflessione deviata in tutte le combinazioni di carico significative.

Classificazione per compressione:

#### Flangia

rif. Formule 4.2.1.1.1 e 4.2.1.1.2

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2 \cdot t_f} = 4.141 < 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{classe 1}$$

#### Anima

rif. Formule 4.2.1.2.3 e 4.2.1.2.4

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_w} = 28.393 < 38 \cdot \varepsilon = 30.932 \quad \text{classe 2}$$

Il profilo in compressione risulta essere in classe 2, allora è possibile effettuare una verifica plastica locale della membratura. Inoltre, la membratura è in classe 1 per flessione e presso-flessione.

### Verifiche di resistenza

Azioni sollecitanti:

Le disposizioni a cui si fa riferimento, come già detto al paragrafo 3.3.6 sono le seguenti.

Codice di disposizione	Momento flettente $M_{Ed}$ [kNm]	Taglio $V_{Ed}$ [kN]	Sforzo assiale $N_{Ed}$ [kN]	Momento torcente $M_{t,Ed}$ [kNm]
Disposizione 1a_y-y	15.54	9.56	-40.90	0.233
Disposizione 1a_z-z	0.46	0.71		
Disposizione 1b_y-y	29.38	18.08	-22.00	0.443
Disposizione 1b_z-z	0.88	1.36		
Disposizione 3a_y-y	3.80	2.34	-72.80	0.094
Disposizione 3a_z-z	0.27	0.41		
Disposizione 3b_y-y	5.44	3.35	-43.10	0.161
Disposizione 3b_z-z	0.49	0.75		
Disposizione 4a_y-y	14.89	9.17	-48.00	0.228
Disposizione 4a_z-z	0.46	0.71		
Disposizione 4b_y-y	28.25	17.39	-36.00	0.434
Disposizione 4b_z-z	0.88	1.36		

Le sollecitazioni agenti, in fase di verifica, verranno classificate secondo questa dicitura

"Tiposollecitazione<sub>ix,m-m</sub>" dove:

- Tiposollecitazione può essere  $M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}$ ;
- $i = 1, 2, \dots, n$  assume il numero della disposizione considerata;
- $x$  indica la tipologia di arcareccio alla quale si sta facendo riferimento ( $x=a$ , arcareccio di bordo/colmo ;  $x=b$ , arcareccio centrale);
  - $m - m$  vuole indicare l'asse intorno al quale si vuole determinare la combinazione delle azioni e la conseguente verifica del caso. Qualora dovesse mancare la simbologia  $m - m$  vuol dire che non c'è distinzione tra asse  $y - y$  e  $z - z$ .

Azioni resistenti valide per tutte le disposizioni (valutate secondo il paragrafo 4.3):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 963.6 \text{ kN};$$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 208.6 \text{ kN}; \text{ dove } A_{vy}: \text{ area resistente a taglio rispetto all'asse } y-y$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 382.5 \text{ kN}; \text{ dove } A_{vz}: \text{ area resistente a taglio rispetto all'asse } z-z$$

verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r - 2 \cdot t_f}{t_w} = 28.393 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.817;$$

N.B.  $V_{y,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,y,Rd}$  e  $V_{z,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,z,Rd}$  allora non vi è alcuna interazione fra taglio, torsione e momento flettente.

Siccome le seguenti relazioni risultano essere verificate, non vi è alcuna interazione fra sforzo assiale e momento flettente.

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} < 0.5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\ N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

allora:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 74.6 \text{ kNm};$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 15.1 \text{ kNm};$$

**Verifiche:**

$$N_{Ed,ix,y-y} < N_{pl,Rd} = 963.6 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$N_{Ed,ix,z-z} < N_{pl,Rd} = 963.6 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$V_{Ed,ix,y-y} < V_{pl,y,Rd} = 208.6 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$V_{Ed,ix,z-z} < V_{pl,y,Rd} = 382.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{Ed,ix,y-y} < M_{pl,y,Rd} = 74.6 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{Ed,ix,z-z} < M_{pl,z,Rd} = 15.1 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

Si nota infatti come per ogni disposizione sopra elencata, quindi per ogni valore di  $i=\{1,3,4\}$ , e per ogni valore di  $x=\{a,b\}$  le sollecitazioni agenti siano tutte minore delle sollecitazioni resistenti. Si nota inoltre dall'indice  $i$  come la disposizione 2 non sia stata presa in considerazione in quanto sarebbe stata sicuramente verificata se le verifiche appena effettuate fossero state soddisfatte.

#### Verifiche di resistenza all'instabilità

**Carichi critici elastici:**

Per tutte le disposizioni valgono i seguenti carichi critici elastici in quanto dipendono dalla sola geometria della sezione o dalla lunghezza di libera inflessione. Laddove non specificato il tipo di disposizione, vuol dire che il procedimento di calcolo è uguale per ognuna di esse.

$$L_{0,y} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{0,y}^2} = 953.2 \text{ kN};$$

$$L_{0,z} = 3250 \text{ mm}; \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{0,z}^2} = 279.2 \text{ kN};$$

$$L_{0,T} = 3250 \text{ mm}; \quad N_{cr,T} = \frac{1}{i_y^2 + i_z^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_T} \right] = 1111.4 \text{ kN};$$

$$L_{0,LT} = 3250 \text{ mm}; \quad M_{cr,0} = \frac{\pi}{L_{LT}} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_\omega \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_{LT}^2 G \cdot I_t}\right)} = 47.7 \text{ kNm};$$

Il coefficiente correttivo  $\psi_1$  tiene conto della distribuzione del carico e dalle condizioni di vincolo. In questo caso la distribuzione di momento flettente lungo l'asse y-y è assimilabile ad una distribuzione parabolica, pertanto  $\psi_1 = 1.12$ .

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} = 1.12 \cdot 47.7 \text{ kNm} = 53.4 \text{ kNm}$$

#### Instabilità flessionale:

Rif: paragrafo 4.4.1

Lungo l'asse y-y

h/b=2.00 - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **a**

$$\bar{\lambda}_y = 1.030; \quad \alpha_y = 0.21; \quad \Phi_y = 1.118; \quad \chi_y = 0.644;$$

Lungo l'asse z-z

h/b=2.00 - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

$$\bar{\lambda}_z = 1.904; \quad \alpha_z = 0.34; \quad \Phi_z = 2.601; \quad \chi_z = 0.229;$$

Instabilità torsionale

h/b=2.00 - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

$$\bar{\lambda}_T = 0.954; \quad \alpha_T = 0.34; \quad \Phi_T = 1.172; \quad \chi_T = 0.578;$$

$$N_{b,Rd} = \min\{\chi_y, \chi_z, \chi_T\} \cdot N_{pl,Rd} = 0.229 \cdot 963.6 \text{ kN} = 220.28 \text{ kN} > N_{Ed,ix,m-m}$$

Si nota come la resistenza assiale all'instabilità flessionale sia maggiore di tutte le forze assiali sollecitanti al variare della disposizione considerata. Si considera soddisfatta, pertanto, la verifica ad instabilità flessionale.

#### Instabilità alla presso-flessione:

Rif: paragrafo 4.4.3

h/b=2.00 - sezione laminata -  $t_f < 40$  mm - curva di instabilità **b**

metodo alternativo:

$$\beta = 0.75; \quad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40; \quad f = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2\right] = 0.980$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.211; \quad \alpha_{LT} = 0.34; \quad \Phi_{LT} = 1.188; \quad \chi_{LT} = 0.573;$$

#### Metodo 1

Rif: paragrafo 4.4.3.1

Vengono calcolati preliminarmente i seguenti termini ausiliari:

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 1.904;$$

$$n_{pl,ix} = N_{Ed,ix}/N_{pl,Rd} = \begin{cases} 0.042 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.023 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.076 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.045 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.050 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.037 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$a_{LT} = 1 - I_T/I_y = 0.996;$$

$$w_y = W_{pl,y}/W_{el,y} = 1.14 < 1.50;$$

$$w_z = W_{pl,z}/W_{el,z} = 1.50 = 1.50 \rightarrow w_z = 1.50;$$

$$\mu_{y,ix} = (1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,y})/(1 - \chi_y \cdot N_{Ed,ix}/N_{cr,y}) = \begin{cases} 0.984 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.992 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.971 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.983 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.981 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.986 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$\mu_{z,ix} = (1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,z})/(1 - \chi_z \cdot N_{Ed,ix}/N_{cr,z}) = \begin{cases} 0.883 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.938 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.786 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.877 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.862 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.898 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$\bar{\lambda}_{0,lim,ix} = 0.2\sqrt{C_1^4} \sqrt{(1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,TF})} = \begin{cases} 0.179 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.183 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.171 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.179 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.177 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.180 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr,0}}} = 1.282;$$

Siccome  $\bar{\lambda}_0$  è maggiore di  $\bar{\lambda}_{0,lim,ix}$  è necessario tenere conto degli effetti delle deformazioni torsionali

$$C_{my,0,ix} = 0.79 + 0.21 \frac{0}{M_{y,Ed,ix}} + 0.36 \left( \frac{0}{M_{y,Ed,ix}} - 0.33 \right) N_{Ed,ix}/N_{cr,y} = \begin{cases} 0.785 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.787 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.781 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.785 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.784 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.786 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$C_{mz,0,ix} = 0.79 + 0.21 \frac{0}{M_{z,Ed,ix}} + 0.36 \left( \frac{0}{M_{z,Ed,ix}} - 0.33 \right) N_{Ed,ix}/N_{cr,z} = \begin{cases} 0.773 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.781 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.759 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.772 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.770 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.775 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$\epsilon_{y,ix} = M_{y,Ed,ix}/N_{Ed,ix} \cdot A/W_{el,y} = \begin{cases} 5.573 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 19.588 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.766 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 1.851 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 4.550 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 11.510 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$C_{my,ix} = C_{my,0,ix} + (1 - C_{my,0,ix})\sqrt{\epsilon_{y,ix}}a_{LT}/(1 + \sqrt{\epsilon_{y,ix}}a_{LT}) = \begin{cases} 0.936 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.961 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.883 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.909 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.931 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.951 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$C_{mz,ix} = C_{mz,0,ix} = \begin{cases} 0.773 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.781 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.759 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.772 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.770 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.775 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$C_{mLT,ix} = C_{my,ix}^2 \cdot a_{LT}/\sqrt{(1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,z}) \cdot (1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,T})} \geq 1.0 \rightarrow C_{mLT,ix} = 1.0;$$

$$b_{LT,ix} = 0.5 \cdot a_{LT}\bar{\lambda}_0^2 \cdot M_{y,Ed,ix}/(\chi_{LT}M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed,ix}/M_{pl,z,Rd} = \begin{cases} 0.009 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.033 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.001 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.003 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.009 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.032 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$C_{yy,mod,ix} = \max\left\{1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left(2 - 1.6/w_y \cdot C_{my,ix}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2)\right) \cdot n_{pl,ix} - b_{LT,ix} \right]; 1/w_y \right\}$$

$$= \begin{cases} 0.971 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.980 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.958 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.973 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.967 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.970 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$k_{yy,ix} = C_{my,ix} \cdot C_{mLT,ix} \mu_{y,ix}/(1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,y}) \cdot 1/C_{yy,mod,ix} = \begin{cases} 0.991 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.996 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.969 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.962 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.995 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 1.005 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$c_{LT,ix} = 10 \cdot a_{LT}\bar{\lambda}_0^2 / (5 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed,ix}/(C_{my,ix}\chi_{LT}M_{pl,y,Rd}) = \begin{cases} 0.351 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.647 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.091 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.127 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.338 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.628 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$\alpha^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_z/w_y} = 0.690;$$

$$C_{yz,mod,ix} = \max\{1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left(2 - 14 \cdot C_{mz,ix}^2 \bar{\lambda}_{max}/w_z^5\right) \cdot n_{pl,ix} - c_{LT,ix} \right]; 0.6/\sqrt{w_y w_z}\}$$

$$= \begin{cases} 0.782 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.653 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.885 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.892 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.782 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.648 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$k_{yz,ix} = C_{mz,ix} \cdot \mu_{y,ix}/(1 - N_{Ed,ix}/N_{cr,z}) \cdot 1/C_{yz,mod,ix} \cdot \alpha^* = \begin{cases} 0.786 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.888 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.778 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.693 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.804 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.933 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$d_{LT,ix} = 2a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0 / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed,ix} / (C_{my,ix} \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}) \cdot M_{z,Ed,ix} / (C_{mz,ix} M_{pl,z,Rd})$$

$$= \begin{cases} 0.003 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.010 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.091 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.001 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.003 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.010 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$\beta^* = 0.6 \cdot \sqrt{w_y/w_z} = 0.522;$$

$$C_{zy,mod,ix} = \max\{1 + (w_y - 1) \cdot \left[ (2 - 14 \cdot C_{my,ix}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y^5) \cdot n_{pl,ix} - d_{LT,ix} \right]; 0.6 / \sqrt{w_y w_z}\}$$

$$= \begin{cases} 0.876 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.928 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.806 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.834 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.845 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.887 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$k_{zy,ix} = C_{my,ix} \cdot C_{mLT} \mu_{z,ix} / (1 - N_{Ed,ix} / N_{cr,y}) \cdot 1 / C_{zy,mod,ix} \cdot \beta^* = \begin{cases} 0.515 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.519 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.487 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.496 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.515 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.523 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$e_{LT,ix} = 1.7a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0 / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4) \cdot M_{y,Ed,ix} / (C_{my,ix} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}) = \begin{cases} 0.064 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.118 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.117 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.023 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.061 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.114 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$C_{zz,mod,ix} = \{1 + (w_z - 1) \cdot \left[ (2 - 1.6/w_z \cdot C_{mz,ix}^2 (\bar{\lambda}_{max} + \bar{\lambda}_{max}^2)) \cdot n_{pl,ix} - e_{LT,ix} \right]; 1/w_z\}$$

$$= \begin{cases} 0.936 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.923 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.939 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.955 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.932 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.914 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

$$k_{zz,ix} = C_{mz,ix} \cdot \mu_{z,ix} / (1 - N_{Ed,ix} / N_{cr,z}) \cdot 1 / C_{zz,mod,ix} = \begin{cases} 0.854 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.861 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.860 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.838 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.859 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.873 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases};$$

Una volta determinati in coefficienti ausiliari e i coefficienti di interazione per la verifica si utilizzano le relazioni 4.4.3.1 e 4.4.3.2 per il calcolo della resistenza della sezione a pressoflessione.

$$\frac{N_{Ed,ix}}{\chi_y N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy,ix} \frac{M_{y,Ed,ix}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz,ix} \frac{M_{z,Ed,ix}}{M_{z,pl,Rd} / \gamma_{M1}} = \begin{cases} 0.445 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.759 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.219 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.214 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.444 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.765 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

→ rispetto all'asse y-y;

$$\frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy,ix} \frac{M_{y,Ed,ix}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz,ix} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}/\gamma_{M1}} = \begin{cases} 0.395 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.500 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.388 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.285 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.420 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.553 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

→ rispetto all'asse z-z.

Si nota quindi che per il metodo 1 tutte le verifiche risultano soddisfatte.

## Metodo 2

Rif: paragrafo 4.4.3.2

Intorno all'asse y-y è stata considerata la seguente formula (valida per tutte le disposizioni considerate):

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.95 + 0.05 \cdot 0 = 0.95;$$

Intorno all'asse z-z è stata considerata invece la seguente opzione:

$$C_{mz,ix} = 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s,ix} > 0.4 = 0.2 + 0.8 \cdot \begin{cases} 0.565 \\ 0.557 \\ 0.556 \\ 0.551 \\ 0.565 \\ 0.557 \end{cases} = \begin{cases} 0.652 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.645 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.645 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.641 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.652 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.645 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$k_{yy,ix} = \min \left\{ C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \cdot \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_y N_{pl,Rd}} \right) \right\}$$

$$= \begin{cases} 1.000 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.977 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 1.039 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 1.003 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 1.009 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.994 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$k_{zz,ix} = \min \left\{ C_{mz,ix} \cdot \left( 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right); C_{mz,ix} \cdot \left( 1 + 1.4 \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) \right\}$$

$$= \begin{cases} 0.819 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.741 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.936 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.815 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.848 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.799 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz,ix} = \begin{cases} 0.491 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.445 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.562 & \rightarrow i = 3; x = a, \\ 0.489 & \rightarrow i = 3; x = b, \\ 0.509 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.479 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.904 > 0.4$$

$$k_{zy,ix} = \max \left\{ \left[ 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right]; \left[ 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right] \right\}$$

$$= \begin{cases} 0.973 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.986 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.953 & \rightarrow i = 3; x = a; \\ 0.972 & \rightarrow i = 3; x = b; \\ 0.969 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.977 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

Dopo aver determinato i coefficienti necessari, si esegue la verifica all'instabilità dell'arcareccio pressoinflesso attraverso il metodo 2, con la stessa formula già vista per il metodo 1:

$$\frac{N_{Ed,ix}}{\chi_y N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yy,ix} \frac{M_{y,Ed,ix}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yz,ix} \frac{M_{z,Ed,ix}}{M_{z,pl,Rd}/\gamma_{M1}} = \begin{cases} 0.439 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.721 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.221 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.212 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.440 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.732 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

→ rispetto all'asse y-y;

$$\frac{N_{Ed,ix}}{\chi_z N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy,ix} \frac{M_{y,Ed,ix}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz,ix} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}/\gamma_{M1}} = \begin{cases} 0.558 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = a \\ 0.808 < 1.0 & \rightarrow i = 1; x = b \\ 0.430 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = a \\ 0.343 < 1.0 & \rightarrow i = 3; x = b \\ 0.575 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = a \\ 0.843 < 1.0 & \rightarrow i = 4; x = b \end{cases}$$

→ rispetto all'asse z-z.

Si nota quindi che per il metodo 2 tutte le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.6.4 Baraccature

##### Classificazione

La membratura risulta essere soltanto inflessa per tutte le combinazioni di carico significative.

Classificazione per flessione:

##### Flangia

*rif. Formule 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2*

$$\frac{c}{t} = \frac{75 - 8.5 - 11.5}{11.5} = 4.783 < 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{classe 1}$$

##### Anima

*rif. Formule 4.2.1.2.3 e 4.2.1.2.4*

$$\frac{c}{t} = \frac{200 - 2 \cdot 11.5 - 2 \cdot 11.5}{8.5} = 18.118 < 72 \cdot \varepsilon = 58.610 \quad \text{classe 1}$$

Il profilo in flessione risulta essere in classe 1, allora è possibile effettuare una verifica plastica locale della membratura.

##### Verifiche di resistenza

Azioni sollecitanti:

##### Facciata frontale:

$$V_{y,Ed} = 3.838 \text{ kN}; \quad V_{z,Ed} = 1.898 \text{ kN}; \\ M_{y,Ed} = 6.237 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed} = 3.084 \text{ kNm}.$$

##### Facciata laterale:

$$V_{y,Ed} = 2.850 \text{ kN}; \quad V_{z,Ed} = 1.168 \text{ kN}; \\ M_{y,Ed} = 2.850 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed} = 1.168 \text{ kNm}.$$

Azioni resistenti (valutate secondo il paragrafo 4.3):

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{v,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 298.7 \text{ kN}$$

⊥  $A_{v,y}$  : area resistente a taglio rispetto all'asse y-y (Rif: § 6.2.6(3) - EN1993-1-1)

$$\perp A_{v,y} = A - [2 \cdot b + t_w + r] \cdot t_f = 15.30 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 373.0 \text{ kN}$$

⊥  $A_{v,z}$  : area resistente a taglio rispetto all'asse z-z (Rif: § 6.2.6(3) - EN1993-1-1)

$$\perp A_{v,z} = A - h_w \cdot t_w = 19.11 \text{ cm}^2$$

verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r - 2 \cdot t_f}{t_w} = 18.118 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.817;$$

N.B.  $V_{y,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,y,Rd}$  allora non vi è alcuna interazione fra taglio e momento flettente.

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 77.1 \text{ kNm};$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 17.5 \text{ kNm};$$

**Verifiche:**

**Facciata frontale:**

$$V_{y,Ed} = 3.838 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 298.7 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$V_{z,Ed} = 1.898 \text{ kN} < V_{pl,z,Rd} = 373.0 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{y,Ed} = 6.237 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 77.1 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{z,Ed} = 3.084 \text{ kNm} < M_{pl,z,Rd} = 17.5 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

**Facciata laterale:**

$$V_{y,Ed} = 2.850 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 298.7 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$V_{z,Ed} = 1.168 \text{ kN} < V_{pl,z,Rd} = 373.0 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{y,Ed} = 2.850 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 77.1 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{z,Ed} = 1.168 \text{ kNm} < M_{pl,z,Rd} = 17.5 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

#### 4.6.5 Pendini

Si esegue la verifica dei pendini a pura trazione. Il profilo scelto, si ricorda, è una barra piena R12 (S355) avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$d = 12.0 \text{ mm} \quad \text{Diametro}$$

$$A = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Sezione trasversale}$$

L'azione assiale agente risulta essere:

$$N_{Ed} = 2.72 \text{ kN}$$

L'azione assiale resistente (vedi paragrafo 4.3.1) è pari a:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{113 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1.05} = 38.2 \text{ kN}$$

A cui corrisponde la verifica di resistenza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{2.72}{38.2} = 0.07 < 1.0 \quad \rightarrow \text{ok!}$$

## 5 SLE – VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

---

Al fine di prevenire danneggiamenti degli elementi non portanti, di limitare gli effetti del secondo ordine, di garantire la funzionalità e il corretto funzionamento in esercizio dell'opera in relazione al suo utilizzo e ad evitare disagi per le persone dovuti a deformazioni e vibrazioni eccessive è necessario limitare la deformabilità della struttura. Nella presente sezione verranno condotte le verifiche di SLE di deformazione volte a prevenire i disagi appena citati.

### 5.1.1 Portale

Dato che la verifica a deformazione risulta particolarmente penalizzante, in fase di progetto è stata condotta un'analisi preliminare su varie soluzioni progettuali. La valutazione ha fornito un quadro più chiaro delle soluzioni valide che potevano essere prese in considerazione e della sensitività che ha la deformabilità del portale in relazione al tipo dei profili scelti e ai vincoli imposti alla struttura. Per l'analisi dettagliata si rimanda all'appendice [A01] allegata. Lo studio è stato condotto prevalentemente a scopo didattico e di progetto non essendo utile ai fini delle verifiche sullo specifico portale analizzato nella presente sezione. Di quest'ultimo viene di seguito illustrata la verifica.

Si dimostra a seguire il rispetto della limitazione imposta sulla deformabilità del portale. Le limitazioni che vengono imposte sono:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \leq L/200$$

(valida per generica copertura non praticata da personale diverso da quello della manutenzione)

$$\delta_2 \leq L/250$$

(valida per generica copertura non praticata da personale diverso da quello della manutenzione)

$$\delta/h \leq 1/150$$

(valida per edifici industriali mono-piano privi di carroponete)

Le limitazioni sopra descritte sono da considerarsi valide a meno che la committenza non esprima la volontà di imporre limitazioni più vincolanti o che valori più severi siano resi necessari per la buona funzionalità dell'opera in esercizio in relazione al suo utilizzo. Nel caso considerato non si rende necessaria una più stringente limitazione del valore di deformazione.

In queste relazioni si ha che  $\delta_1$  è l'abbassamento per carichi permanenti,  $\delta_2$  è lo spostamento per carichi accidentali,  $\delta_0$  è la controfrecchia iniziale. Nello specifico caso considerato si ha che:

$$\delta_0 = 0mm \quad (\text{assenza di controfrecchia})$$

$$L = 16.000 m \quad (\text{luce totale del portale})$$

$$h = 6.500 m \quad (\text{altezza di interpiano})$$

Le limitazioni si riducono quindi alle seguenti relazioni:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 \leq L/200 = 16000/200 = 80.0 \text{ mm}$$

$$\delta_2 \leq L/250 = 16000/250 = 64.0 \text{ mm}$$

$$\delta/h \leq 1/150 \rightarrow \delta \leq h/150 = 6500/150 = 43.3 \text{ mm}$$

I valori di spostamento da limitare vengono valutati in combinazione caratteristica. Lo spostamento massimo al colmo viene massimizzato con la combinazione pertinente al carico della neve assunto come principale. Il sovraccarico di categoria non è presente in combinazione poiché il valore del corrispondente coefficiente  $\psi_0$  è nullo. L'effetto del vento sullo spostamento verticale al colmo è favorevole per ogni disposizione di carico da vento considerata. Non ne viene pertanto considerato il contributo nel calcolo della freccia. La combinazione degli effetti viene quindi calcolata come segue:

$$v_{CHAR} = v_{G1} + v_{G2} + v_{Qs}$$

Nella seguente tabella viene illustrato il soddisfacimento della verifica di deformazione verticale:

<b>Freccia all'apice del portale - v [mm]</b>							
<b>Soluzione</b>	<b>v<sub>G1</sub></b>	<b>v<sub>G2</sub></b>	<b>v<sub>QcatH</sub></b>	<b>v<sub>s</sub></b>	<b>v<sub>v</sub></b>	<b>v<sub>CHAR</sub></b>	<b>v<sub>CHAR</sub>/v<sub>LIM</sub></b>
<b>Progetto</b>	12.4	3.9	X	62.5	X	<b>78.8</b>	<b>0.99</b>

$$v_{CHAR} = 78.8 \text{ mm} < 80.0 \text{ mm}$$

$$v_s = 62.5 \text{ mm} < 64.0 \text{ mm}$$

Sia la limitazione sulla freccia totale che su quella differita risultano essere soddisfatte.

Per quanto riguarda lo spostamento orizzontale all'apice della colonna si ha che questa viene massimizzata sotto il carico da vento con falda sopravvento in pressione. Il sovraccarico da vento viene assunto come carico principale. Il sovraccarico da neve viene moltiplicato per il corrispondente coefficiente di combinazione  $\psi_{0,s} = 0.5$ . Il sovraccarico di categoria non viene preso in considerazione in quanto il relativo coefficiente di combinazione  $\psi_0$  risulta nullo analogamente al calcolo della freccia verticale. Il calcolo del valore di combinazione viene quindi effettuato come segue:

$$u_{CHAR} = u_{G1} + u_{G2} + \psi_{0,s} \cdot u_s + u_v$$

Nella seguente tabella viene illustrato il soddisfacimento della verifica di deformazione orizzontale:

<b>Spostamento orizzontale all'apice della colonna - u [mm]</b>							
<b>Soluzione</b>	<b>u<sub>G1</sub></b>	<b>u<sub>G2</sub></b>	<b>u<sub>QcatH</sub></b>	<b>u<sub>s</sub></b>	<b>u<sub>v</sub></b>	<b>u<sub>CHAR</sub></b>	<b>u<sub>CHAR</sub>/u<sub>LIM</sub></b>
<b>Progetto</b>	1,8	0,6	X	9.6	34.6	<b>41.8</b>	<b>0.84</b>

$$u_{CHAR} = 41.8 \text{ mm} < 43.0 \text{ mm}$$

La limitazione sullo spostamento orizzontale all'apice della colonna risulta verificata.

### 5.1.2 Arcareccio

Per la verifica a deformabilità dell'arcareccio si utilizza la combinazione caratteristica. Tale combinazione è calcolata massimizzando il carico che agisce su tale elemento strutturale. La disposizione, quindi, è calcolata ipotizzando come carico variabile principale la neve con vento ortogonale al colmo e falda sopravento in pressione.

Si riporta il valore del carico, già calcolato al paragrafo 3.3.5.2. Si riporta inoltre anche il carico dovuto ai soli carichi variabili.

$$Q_{EdSLER} = G_{1, IPE200, z-z} + G_{2, pann.cop.} + Q_{n,1} + \psi_{0, cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{0, v,1, pos} \cdot Q_{v,1, pos} \\ = 3.74 \text{ kN/m}$$

$$Q_{EdSLER}^{var} = Q_{n,1} + \psi_{0, cat.H} \cdot Q_{cat.H} + \psi_{0, v,1, pos} \cdot Q_{cat.H} = 3.31 \text{ kN/m}$$

L'Appendice nazionale dell'EN1993-1-1 al punto 7.2.1(1)B impone i limiti minimi che devono essere rispettati.

Per coperture in generale vengono imposte le seguenti restrizioni:

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

$$\delta_2 \leq L/250;$$

dove per  $\delta_{max}$  si intende l'abbassamento massimo in presenza del carico  $Q_{EdSLER}$  mentre per  $\delta_2$  si intende l'abbassamento massimo in presenza dei soli carichi variabili,  $Q_{EdSLER}^{var}$ . La luce  $L$  dell'arcareccio è di 6500 mm.

Le frecce limite sono quindi:

$$L/200 = 6500/200 = 32.5 \text{ mm};$$

$$L/250 = 6500/250 = 26 \text{ mm}.$$

Come già detto per il portale, le limitazioni sopra descritte sono da considerarsi valide a meno che la committenza non esprima la volontà di imporre limitazioni più vincolanti o che valori più severi siano resi necessari per la buona funzionalità dell'opera in esercizio in relazione al suo utilizzo.

Si procede ora al calcolo di  $\delta_{max}$  e  $\delta_2$ . Dalla teoria dell'elasticità, infatti, l'abbassamento massimo per una trave in semplice appoggio soggetta a carico uniformemente distribuito si verifica in mezzera, ed è pari a:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EdSLER} \cdot L^4}{E \cdot I_{y, IPE200}} = 21.29 \text{ mm} < 32.5 \text{ mm} \rightarrow ok!$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EdSLER}^{var} \cdot L^4}{E \cdot I_{y, IPE200}} = 18.89 \text{ mm} < 26 \text{ mm} \rightarrow ok!$$

Dove:

$$E = 210\,000 \text{ MPa};$$

$$I_{y, IPE200} = 1943 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Risultano, pertanto, soddisfatte le verifiche a deformabilità per gli arcarecci.

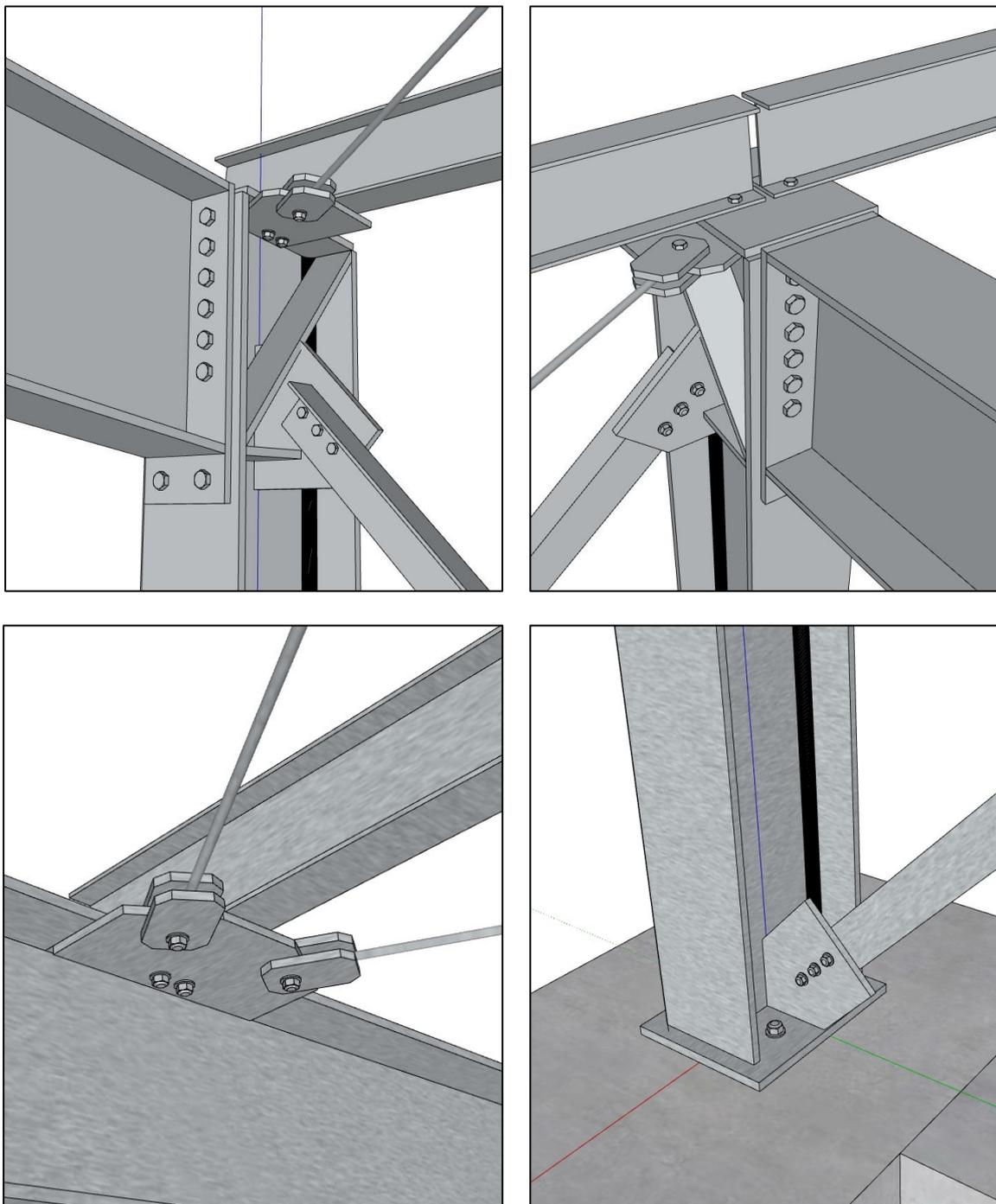
## 6 CONNESSIONI

In questo capitolo vengono verificate le principali connessioni presenti nella struttura.

Ovvero:

- Giunto trave-arcareccio (paragrafo 6.1);
- Giunto trave-colonna (paragrafo 6.2);
- Giunto di colmo trave-trave (paragrafo 6.3);
- Giunto di base (paragrafo 6.4);
- Giunto trave-controvento di falda (paragrafo 6.5).

Di seguito si riportano alcune viste tratte dal modello tridimensionale della struttura principale:



## 6.1 Giunto trave-arcareccio

Il giunto trave-arcareccio viene realizzato mediante unione bullonata. Si prevede il posizionamento alle estremità di ciascun arcareccio con 2 bulloni M16 tipo 8.8. Il calcolo del giunto, pertanto, consta nella verifica della resistenza dell'unione bullonata.

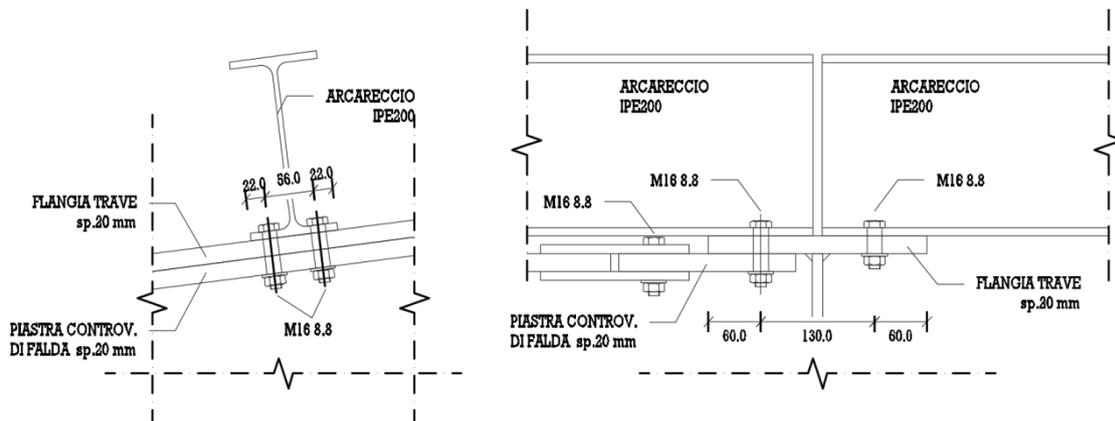


Figura 6.1.1 – Schema della connessione trave-arcareccio

### 6.1.1 Parametri geometrici e meccanici

Di seguito si riportano i parametri essenziali per la verifica del giunto:

#### Bulloni:

M16 tipo 8.8

$$d = 16.0 \text{ mm}$$

$$d_0 = 17.0 \text{ mm}$$

$$d_c = 24.0 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

$$A_{res} = 157.0 \text{ mm}^2$$

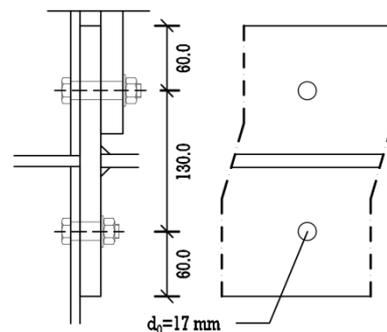
$t_s = 20 \text{ mm}$  spessore dovuto alla presenza della piastra del sistema di controvento

#### Lato trave (Trave saldata rastremata h 600-300)

$$t_{f,b} = 20.0 \text{ mm}$$

$$e_{1,b} = 60.0 \text{ mm} \in (20.4 ; 120) \text{ mm}$$

$$p_{1,b} = 130.0 \text{ mm} \in (40.8 ; 200) \text{ mm}$$



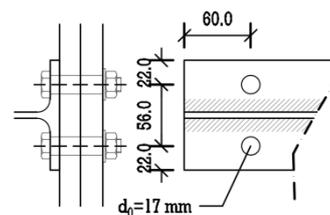
#### Lato arcareccio (Profilo IPE200)

$$t_{f,a} = 8.5 \text{ mm}$$

$$e_{1,a} = 60.0 \text{ mm} \in (20.4 ; 119) \text{ mm}$$

$$e_{2,a} = 22.0 \text{ mm} \in (20.4 ; \infty) \text{ mm}$$

$$p_{2,a} = 56.0 \text{ mm} \in (40.8 ; 119) \text{ mm}$$



### 6.1.2 Azioni sul giunto

Al fine di verificare la connessione, è necessario determinare le forze concertate riportate le forze applicate all'unione bullonata. In particolare si individuano:

- forze di taglio  $F_{//,1}$  e  $F_{//,2}$ ;  
la forza  $F_{//,1}$  corrisponde allo sforzo normale nell'arcareccio;  
la forza  $F_{//,2}$  corrisponde alla proiezione sul piano della flangia dei carichi gravitazionali.
- forza di trazione  $F_t$ , ovvero il carico da vento (a favore di sicurezza si trascura l'effetto favorevole dato dalla proiezione dei carichi gravitazionali).

Tali forze sono rappresentate nella seguente figura

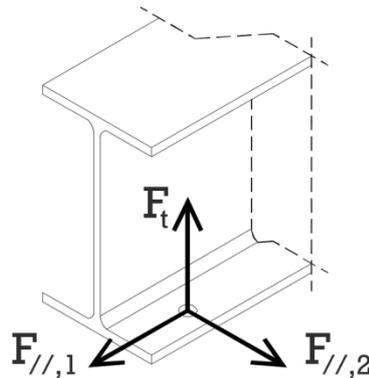


Figura 6.1.2 – Azioni agenti sul giunto bullonato

Con riferimento a quanto riportato ai paragrafi 3.4.2 e 3.5.2 si individuano i carichi che coinvolgono il giunto:

- Peso proprio dell'arcareccio:  $F_{V,G1,k} = 1.456 \text{ kN}/2 = 0.728 \text{ kN}$
- Peso proprio del pannello di copertura:  $F_{V,G2,k} = 0.655 \text{ kN}/2 = 0.328 \text{ kN}$
- Forza della neve:  $F_{V,S,k} = 5.200 \text{ kN}/2 = 2.600 \text{ kN}$
- Forza del sovraccarico variabile cat. H:  $F_{V,H,k} = 3.275 \text{ kN}/2 = 1.638 \text{ kN}$
- Forza del vento di trazione (parallelo al colmo):  $F_{L,G2,k} = 6.734 \text{ kN}/2 = 3.367 \text{ kN}$
- Forza del vento di compressione (perpendicolare al colmo – falda sopravento):  
 $F_{L,G2,k} = 0.760 \text{ kN}/2 = 0.380 \text{ kN}$

A partire dai carichi di sopra elencati, si individuano le seguenti disposizioni di carico significative:

#### Disposizione 1

*Vento parallelo al colmo – sfavorevole e carico principale*

*Neve e carico variabile di categoria H – favorevoli*

#### Arcareccio di bordo

$$F_{//,1,Ed} = 78.2 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) = 0.18 \text{ kN}$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed} + F_{//,2,Ed}} = 78.2 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \gamma_Q \cdot F_{\perp,G2,k} = 1.5 \cdot 3.367 = 5.05 \text{ kN}$$

#### Arcareccio centrale

$$F_{//,1,Ed} = 49.1 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) = 0.36 \text{ kN}$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed} + F_{//,2,Ed}} = 49.1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \gamma_Q \cdot F_{\perp,G2,k} = 1.5 \cdot 6.734 = 10.10 \text{ kN}$$

### Disposizione 2

*Neve principale – carico variabile di categoria secondario*

*Vento favorevole*

#### Arcareccio di bordo

$$F_{//,1,Ed} = 48.0 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) + \dots$$

$$\gamma_Q \cdot F_{V,S,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot F_{V,H,k} \cdot \sin(\alpha) = 0.662 \text{ kN}$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed} + F_{//,2,Ed}} = 48.1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 0 \text{ kN}$$

#### Arcareccio centrale

$$F_{//,1,Ed} = 36.0 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) + \dots$$

$$\gamma_Q \cdot F_{V,S,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot F_{V,H,k} \cdot \sin(\alpha) = 1.324 \text{ kN}$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed} + F_{//,2,Ed}} = 36.1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 0 \text{ kN}$$

### Disposizione 3

*Neve principale – carico variabile di categoria e vento secondari*

#### Arcareccio di bordo

$$F_{//,1,Ed} = 41.0 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) + \dots$$

$$\gamma_Q \cdot F_{V,S,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot F_{V,H,k} \cdot \sin(\alpha) = 0.662 \text{ kN}$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed} + F_{//,2,Ed}} = 41.1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,V} \cdot F_{\perp,G2,k} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 6.734 = 5.0 \text{ kN}$$

### Arcareccio centrale

$$F_{//,1,Ed} = 22.0 \text{ kN}$$

$$F_{//,2,Ed} = \gamma_{G1} \cdot F_{V,G1,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot F_{V,G2,k} \cdot \sin(\alpha) + \dots$$

$$\gamma_Q \cdot F_{V,S,k} \cdot \sin(\alpha) + \gamma_{G2} \cdot \psi_{0,cat.H} \cdot F_{V,H,k} \cdot \sin(\alpha) = kN$$

$$F_{//,Ed} = \sqrt{F_{//,1,Ed}^2 + F_{//,2,Ed}^2} = 22.1 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,V} \cdot F_{\perp,G2,k} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 11.120 = 10.0 \text{ kN}$$

Nella seguente tabella vengono riportati i carichi di progetto precedentemente calcolati:

Disposizione	di bordo		centrale	
	F <sub>//</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>//</sub>	F <sub>t</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Disposizione 1	78.2	5.1	49.1	10.1
Disposizione 2	48.1	0.0	36.0	0.0
Disposizione 3	41.1	5.0	22.1	10.0

### 6.1.3 Verifica del giunto

Le verifiche da effettuare per la resistenza del giunto bullonato sono le seguenti:

- Verifica a taglio dei bulloni;
- Rifollamento del foro sulle piastre (flangia dell'arcareccio e flangia della trave);
- Verifica a trazione dei bulloni;
- Verifica a punzonamento delle piastre;
- Verifica dell'interazione taglio-trazione;
- Block-tearing delle piastre.

#### 6.1.3.1 Verifica a taglio dei bulloni

Si calcola la verifica a taglio considerando un piano che interseca la filettatura del bullone e l'influenza dello spessore

$$F_{v,Rd} = n_b \cdot \beta_p \frac{\alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot 0.766 \cdot \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} \cdot 10^{-3} \text{ kN} = 92.36 \text{ kN}$$

$$\perp \alpha_V = 0.6$$

$$\perp f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\perp A_{red} = 157 \text{ mm}^2$$

$$\perp \beta_p = 9t_s / (8t_s + 3t_p) = 0.766 \quad (\text{rif. §3.6.1(12) EN1993-1-8})$$

$$\perp d = 20 \text{ mm}$$

$$\perp d = 20 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = 92.36 \text{ kN} > 78.2 \text{ kN} = F_{//,max} \rightarrow \text{ok}$$

### 6.1.3.2 Verifica a rifollamento delle piastre

Siccome la forza agente sui due piatti è eguale e la flangia della trave è certamente più resistente della flangia dell'arcareccio, si calcola soltanto l'azione resistente sul piatto dell'arcareccio:

$$F_{b,Rd} = n_b \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{1.924 \cdot 1 \cdot 510 \cdot 16 \cdot 8.5}{1.25} \cdot 10^{-3} kN = 213.46 kN$$

$$\perp f_{up} = 510 MPa$$

$$\perp d = 16.0 mm$$

$$\perp t_p = 8.5 mm$$

$$\perp k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.50 \right\} = 1.924$$

$$\perp e_2 = 22 mm;$$

$$\perp p_2 = 56 mm;$$

$$\perp \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1.0 \right\} = 1.00$$

$$\perp e_1 = 60 mm;$$

$$\perp p_1 = \infty;$$

$$\perp f_{ub} = 800 MPa;$$

$$F_{b,Rd} = 213.46 kN > 78.2 kN = F_{//,max} \quad \rightarrow ok$$

### 6.1.3.3 Verifica a trazione dei bulloni

$$F_{t,Rd} = n_b \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} \cdot 10^{-3} kN = 180.86 kN$$

$$\perp k_2 = 0.9$$

$$\perp f_{ub} = 800 MPa$$

$$\perp A_{res} = 157 mm^2$$

$$F_{t,Rd} = 180.86 kN > 10.1 kN = F_{t,max} \quad \rightarrow ok$$

### 6.1.3.4 Verifica a punzonamento della piastra

Siccome la flangia della trave è certamente più resistente della flangia dell'arcareccio, si calcola soltanto l'effetto del punzonamento sul piatto dell'arcareccio:

$$B_{p,Rd} = n_b 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{up} / \gamma_{M2} = 2 \cdot 0.6 \cdot \pi \cdot 24.0 \cdot 8.5 \cdot 510 / 1.25 \cdot 10^{-3} kN = 209.18 kN$$

$$\perp d_m = 24.0 mm$$

$$\perp t_p = 8.5 mm$$

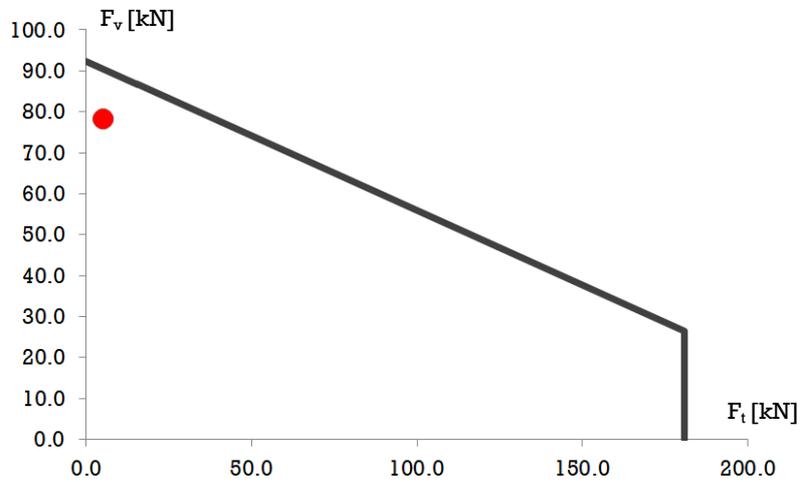
$$\perp f_{up} = 510 MPa$$

$$B_{p,Rd} = 209.18 kN > 10.1 kN = F_{t,max} \quad \rightarrow ok$$

### 6.1.3.5 Verifica dell'interazione taglio-trazione dei bulloni

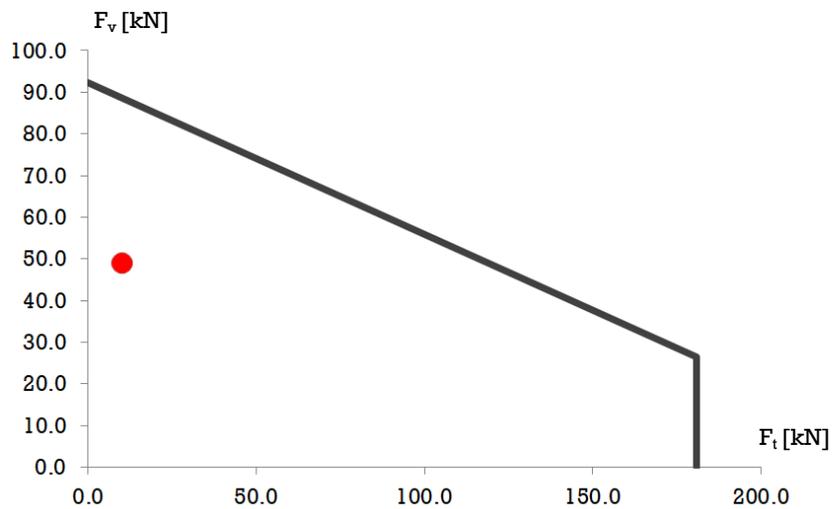
#### Disposizione 1 (Arcareccio di bordo)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{78.2}{92.36} + \frac{5.1}{1.4 \cdot 180.86} = 0.867 < 1.0$$



#### Disposizione 1 (Arcareccio centrale)

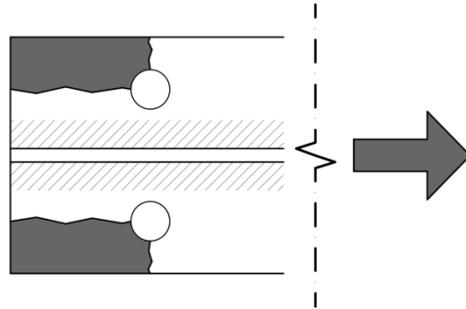
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{49.1}{92.36} + \frac{10.1}{1.4 \cdot 180.86} = 0.572 < 1.0$$



### 6.1.3.6 Verifica a block tearing

Si considera una rottura per block-tearing della flangia dell'arcareccio di tipo simmetrico, considerando lo strappo delle parti di piatto incluse fra la frontiera esterna ed il foro interno (parti annerite in figura).

Al fine di calcolare la resistenza a strappo del piatto considerato è necessario calcolare le aree nette per taglio e per trazione.



$$A_{nt} = 2 \cdot (e_{2,a} - 0.5 \cdot d_0) \cdot t_{w,a} = 2 \cdot (22.0 - 0.5 \cdot 17) \cdot 8.5 \text{ mm}^2 = 229.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2 \cdot (e_{2,a} - 0.5 \cdot d_0) \cdot t_{w,a} = 2 \cdot (60.0 - 0.5 \cdot 17) \cdot 8.5 \text{ mm}^2 = 875.5 \text{ mm}^2$$

La formula per la determinazione della resistenza a block-tearing è la seguente:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{f_{up} \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{yp} \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 264.53 \text{ kN}$$

$$\perp f_{up} = 510 \text{ MPa};$$

$$\perp f_{yp} = 355 \text{ MPa}$$

$$V_{eff,2,Rd} = 264.35 \text{ kN} > 78.2 \text{ kN} = F_{//,max} \quad \rightarrow \text{ok}$$

## 6.2 Giunto trave-colonna

### 6.2.1 Premessa

Verrà nella presente sezione analizzato il comportamento momento-rotazione del giunto trave-colonna. Il legame meccanico reale non lineare può essere descritto da espressioni multilineari ed essere in maniera semplificata caratterizzato sulla base di parametri di rigidezza, di momento ultimo resistente e di capacità rotazionale. Sulla base di questi parametri la normativa propone la classificazione del giunto sulla base della rigidezza oppure della resistenza.

La classificazione sulla base della rigidezza individua il parametro di rigidezza rotazionale iniziale del giunto  $S_{j,ini}$ . Questo rappresenta la rigidezza offerta dal nodo nella prima fase elastica del proprio comportamento. Sulla base di questo parametro si distinguono:

- giunti rigidi:  $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$
- giunti semi-rigidi:  $0.5 EI_b / L_b \leq S_{j,ini} < k_b EI_b / L_b$
- cerniere:  $S_{j,ini} \leq 0.5 EI_b / L_b$

In queste relazioni si pone  $EI_b$  la rigidezza flessionale e  $L_b$  la lunghezza della trave collegata. Il parametro  $k_b$  viene assunto pari a 8 per telai controventati e 25 per quelli non controventati.

La classificazione sulla base della resistenza distingue i tre differenti casi:

- giunti a completo ripristino di momento:  $M_{j,d} > M_{b,d}$
- giunti a parziale ripristino di momento:  $0.25 M_{b,d} \leq M_{j,d} \leq M_{b,d}$
- cerniere:  $M_{j,d} \leq 0.25 M_{b,d}$

Avendo definito  $M_{b,d}$  come il momento resistente della trave collegata.

L'analisi del legame momento-rotazione è necessaria per vedere confermata l'ipotesi fatta in fase di definizione dello schema strutturale, di nodo trave-colonna con comportamento a incastro. Nel caso in esame tale verifica non può essere effettuata direttamente in quanto la travatura risulta essere rastremata. Per questo motivo viene effettuato un calcolo lineare elastico considerando il giunto semi-rigido. Viene comunque eseguita una verifica comparativa prendendo spunto dalle verifiche relative alle strutture con elementi rastremati in legno (normative DIN).

Come modello di giunto si adotta quello "per componenti" seguendo le indicazioni da norma EN1993-1-8. Si individuano le seguenti parti attive del giunto nell'offrire resistenza e rigidezza:

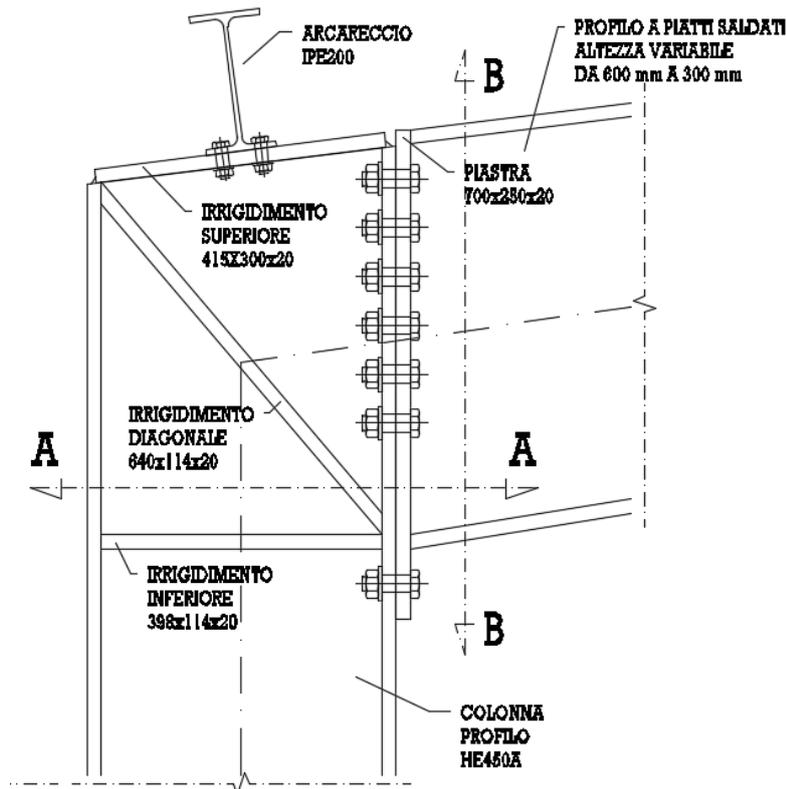
- pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio (componente 1)
- pannello d'anima della colonna soggetto a compressione trasversale (componente 2)
- anima della colonna a trazione trasversale (componente 3)
- flangia della colonna in flessione (componente 4)
- piastra di estremità sollecitata a flessione (componente 5)
- flangia e anima della trave sollecitate in compressione (componente 7)

- anima della trave sollecitata in trazione (componente 8)

Per ognuna di queste componenti si individueranno la rigidezza e la resistenza offerta al giunto. Si individueranno le componenti più deboli appoggiandosi a modelli semplificati anche suggeriti e indicati dalla normativa. Tra questi è da evidenziare l'utilizzo del modello T-Stub.

### 6.2.2 Descrizione del giunto trave colonna

Viene riportata la giunzione trave colonna nell'immagine seguente.



### 6.2.3 Caratteristiche degli elementi impiegati

#### Trave

$$h_b = 600 \text{ mm}; \quad b_b = 250 \text{ mm}; \quad t_{wb} = 12.0 \text{ mm}; \quad t_{fb} = 20.0 \text{ mm};$$

#### Colonna HE450A

$$h_c = 440 \text{ mm}; \quad b_c = 300 \text{ mm}; \quad t_{wc} = 11.5 \text{ mm}; \quad t_{fc} = 21.0 \text{ mm};$$

#### Bulloni

Vengono impiegati 14 bulloni M24 classe 8.8 con le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

$$d = 24.0 \text{ mm}; \quad d_0 = 26.0 \text{ mm}; \quad A_s = 452 \text{ mm}^2; \quad A_{RES} = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}; \quad f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

I bulloni vengono disposti con il seguente distanziamento:

$$p_1 = 70.0 \text{ mm}; \quad e_1 = 70.0 \text{ mm}; \quad p_2 = 130.0 \text{ mm}; \quad e_2 = 60.0 \text{ mm}$$

$$n_{file} = 7; \quad n_{col} = 2$$

### Piastra saldata di estremità

Viene impiegata una piastra saldata all'estremità della trave con le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

$$H = 700.0 \text{ mm}$$

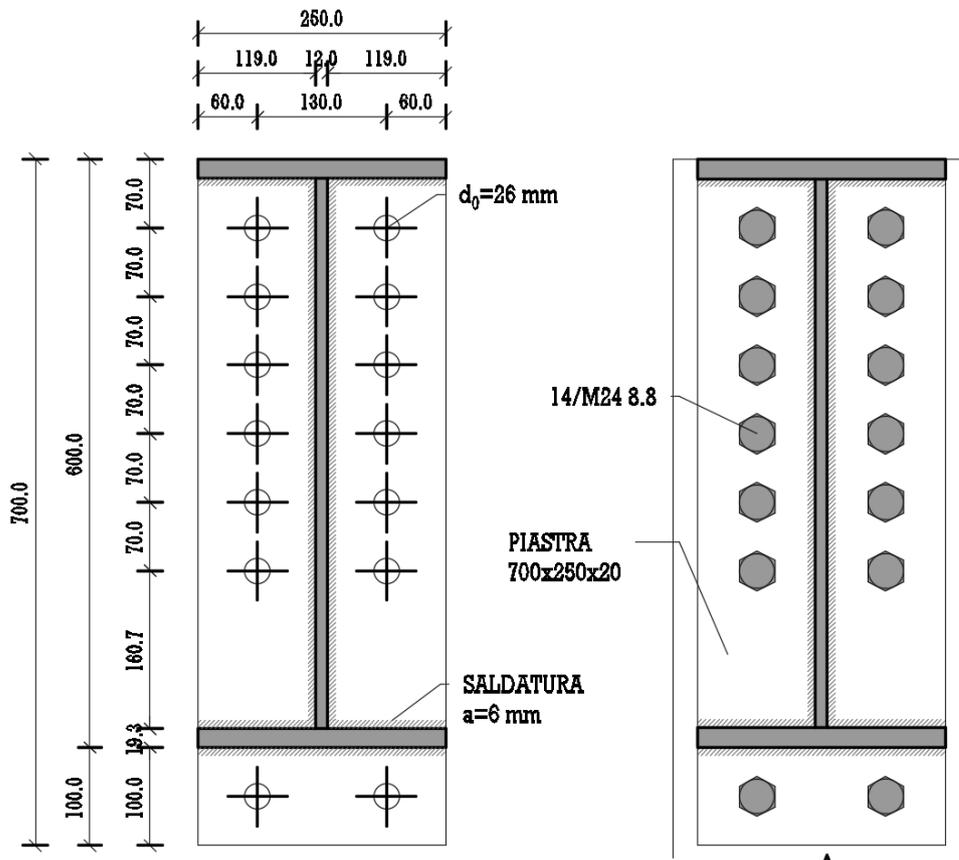
Larghezza della piastra saldata di estremità

$$L = 250.0 \text{ mm}$$

Larghezza della piastra saldata di estremità

$$t = 20.0 \text{ mm}$$

Spessore della piastra saldata di estremità



### 6.2.4 Parametri generali di calcolo

#### Coefficienti di sicurezza

Nel calcolo che segue si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\gamma_{M0} = 1.05;$$

$$\gamma_{M1} = 1.05;$$

$$\gamma_{M2} = 1.25;$$

$$\gamma_{M3} = 1.25;$$

$$\gamma_{M3,ser} = 1.10;$$

$$\gamma_{M7} = 1.10$$

### 6.2.5 Calcolo delle resistenze del singolo bullone

[Riferimento: § 3.6.1 – Prospetto 3.4 - EN1993-1-8]

#### Resistenza a taglio:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2} = 135.55 \text{ kN}$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A = 353 \text{ mm}^2$$

Nella quale dato che la classe del bullone è 8.8 si adotta il coefficiente  $\alpha_v = 0.6$ .  
 Indipendentemente dal fatto che la parte filettata sia compresa nel piano di taglio o meno si  
 considera cautelativamente l'area  $A_s$  come quella relativa alla parte filettata.  
 Non sono presenti piastre in spessore.

**Resistenza a rifollamento:**

$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d t / \gamma_{M2} = 316.98 \text{ kN}$$

$$\lfloor f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 24 \text{ mm}$$

$$\lfloor t = 20 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha_b = \min(\alpha_d; f_{ub}/f_u; 1.0) = 0.647$$

$\lfloor \alpha_d$ ) Nella direzione di trasferimento del carico:

$$\alpha_d = e_1 / (3d_0) \quad \text{per bulloni di estremità}$$

$$\alpha_d = p_1 / (3d_0) - 1/4 \quad \text{per bulloni interni}$$

$$\lfloor f_{ub}/f_u = 510/800$$

$\lfloor k_1$ ) Ortogonalmente alla direzione del carico:

$$k_1 = \min(2.8e_2/d_0 - 1.7; 1.4p_2/d_0 - 1.7; 2.5) \quad \text{per bulloni di bordo}$$

**Resistenza a trazione:**

$$F_{t,Rd} = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 203.33 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_s = A_{RES} = 353 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_2 = 0.9 \quad \text{per bulloni non svasati}$$

**Resistenza a punzonamento:**

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} = 369.15 \text{ kN}$$

$$\lfloor d_m = 30.0 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_p = 20.0 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_u = 510 \text{ MPa}$$

**Resistenza a taglio combinato a trazione:**

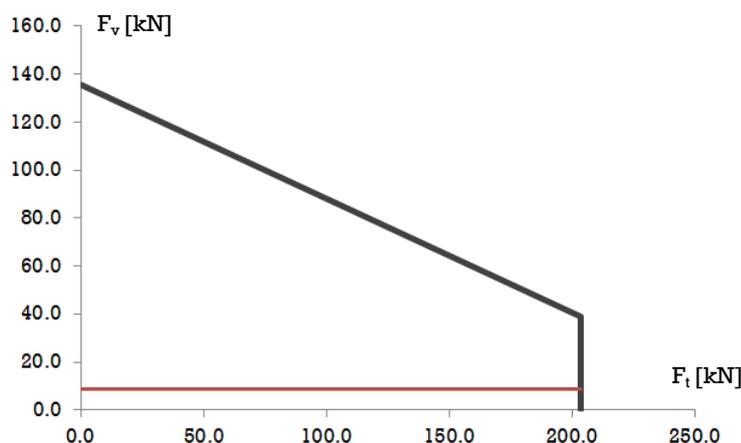
$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) \leq 1.0$$

$$\lfloor F_{v,Rd} = 135.55 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{t,Rd} = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 203.33 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{v,Ed} = V_{Ed} / 14 = 122.9 \text{ kN} / 14 = 8.78 \text{ kN}$$

Si illustra di seguito il dominio di resistenza con il relativo stato delle azioni della situazione studiata:



Siccome la retta a taglio costante interseca la parte di dominio a resistenza a trazione costante, allora  $F_{t,Rd} = 203.33 \text{ kN}$

**N.B.** a seguito di queste considerazioni si può concludere che il giunto può fornire sufficiente resistenza al taglio. Infatti, se il carico di trazione su ciascun bullone non supera il limite  $F_{t,Rd}$  (considerazione sempre soddisfatta nell'ambito del metodo per componenti) la coppia sollecitante  $\{ F_{t,Ed}, F_{v,Ed} \}$  sarà sempre appartenente al dominio di resistenza riportato in figura. Tuttavia viene effettuata una verifica rigorosa per la resistenza al taglio così come proposta dal testo dell'ECCS "Design of Joint in Steel Structures" (si faccia riferimento al paragrafo 6.2.6.12).

## 6.2.6 Lunghezze efficaci per le modalità di rottura lato flangia della colonna

### Calcolo dei contributi relativi alle singole righe di bulloni

[Riferimento: § 6.2.6.4.2 - EN1993-1-8]

Devono essere preliminarmente calcolati i contributi alle lunghezze efficaci per ogni riga di bulloni. In accordo con la figura 6.9 della norma EN1993-1-8 si individuano le seguenti dimensioni geometriche:

$$e = 85 \text{ mm}; \quad m = 37.65 \text{ mm}; \quad r_c = 27 \text{ mm}; \quad p = 70 \text{ mm} \quad e_1 = 50 \text{ mm}$$

In accordo con il prospetto 6.5 della norma EN1993-1-8 si individuano i contributi alle lunghezze efficaci utili per il calcolo della lunghezza efficace del modello T-Stub per le varie modalità di rottura:

- Riga 1 - (Tipo di riga: riga adiacente ad un irrigidimento)
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 237.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = \alpha m = 282.0 \text{ mm} \quad (\alpha = 7.50)$
  - Prima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 188.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) = 189.0 \text{ mm}$

- Righe 2,3,4,5 - (Tipo di riga: altra riga interna)
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 237.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 4m + 1.25e = 257.0 \text{ mm}$
  - Prima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 188.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) = 163.0 \text{ mm}$
  - Riga intermedia di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = 2p = 140.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = p = 70.0 \text{ mm}$
  - Ultima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 188.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) = 163.0 \text{ mm}$
- Riga 6 - (Tipo di riga: riga adiacente ad un irrigidimento)
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 237.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 4m + 1.25e = 257.0 \text{ mm}$
  - Ultima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 188.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) = 163.0 \text{ mm}$

**Calcolo delle lunghezze efficaci per le differenti modalità di rottura**

Modalità di rottura	$\Sigma l_{eff,modo 1} [mm]$	$\Sigma l_{eff,modo 2} [mm]$
1a) Fila singola 1	237	282
1b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	237	257
1c) Gruppo 1-2	351	351
1d) Gruppo 1-3	421	421
1e) Gruppo 1-4	491	491
1f) Gruppo 1-5	561	561
1g) Gruppo 1-6	631	631
1h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	326	326
1i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	396	396
1j) Gruppi 2-5/3-6	466	466
1k) Gruppo 2-6	536	536

**6.2.7 Lunghezze efficaci per le modalità di rottura lato piastra di estremità**

**Calcolo dei contributi relativi alle singole righe di bulloni**

[Riferimento: § 6.2.6.5 - EN1993-1-8]

Devono essere preliminarmente calcolati i contributi alle lunghezze efficaci per ogni riga di bulloni.

In accordo con la figura 6.10 della norma EN1993-1-8 si individuano le seguenti dimensioni geometriche:

$$e_p = 60.0 \text{ mm}; \quad m_p = 52.21 \text{ mm}; \quad r_c = 8.5 \text{ mm}; \quad p = 70.0 \text{ mm}$$

Il parametro  $\alpha$  viene ricavato dal nomogramma (Figura 6.11 della norma EN1993-1-8) sulla base dei due parametri:

$$\lambda_1 = m/(m + e) = 0.465$$

$$\lambda_2 = m_2/(m + e) = 0.394$$

Si ricava un valore di  $\alpha$  pari a:

$$\alpha(\lambda_1, \lambda_2) = 5.90$$

In accordo con il prospetto 6.6 della norma EN1993-1-8 si individuano i contributi alle lunghezze efficaci utili per il calcolo della lunghezza efficace del modello T-Stub per le varie modalità di rottura:

- Riga 1
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 328.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = \alpha m = 308.0 \text{ mm}$
  - Prima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 229.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) = 199.0 \text{ mm}$
- Righe 2,3,4,5
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 328.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 4m + 1.25 e = 284.0 \text{ mm}$
  - Prima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 234.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 2m + 0.625 e + 0.5 p = 177.0 \text{ mm}$
  - Riga intermedia di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = 2p = 140.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = p = 70.0 \text{ mm}$
  - Ultima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 234.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 2m + 0.625 e + 0.5 p = 177.0 \text{ mm}$
- Riga 6
  - Riga singola:
    - $l_{eff,cp} = 2\pi m = 328.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 4m + 1.25 e = 284.0$
  - Ultima riga di un gruppo di bulloni:
    - $l_{eff,cp} = \pi m + p = 234.0 \text{ mm}$
    - $l_{eff,nc} = 2m + 0.625 e + 0.5 p = 177.0 \text{ mm}$

Vengono calcolate le lunghezze efficaci delle varie modalità di rottura. Si considerano i seguenti parametri univoci per le differenti modalità:

Calcolo delle lunghezze efficaci per le differenti modalità di rottura

Modalità di rottura	$\Sigma l_{eff,modo 1} [mm]$	$\Sigma l_{eff,modo 2} [mm]$
2a) Fila singola 1	284	284
2b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	284	284
2c) Gruppo 1-2	376	376
2d) Gruppo 1-3	446	446
2e) Gruppo 1-4	516	516
2f) Gruppo 1-5	586	586
2g) Gruppo 1-6	656	656
2h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	354	354
2i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	424	424
2j) Gruppi 2-5/3-6	494	494
2k) Gruppo 2-6	564	564

### 6.2.8 Calcolo delle resistenze delle singole componenti

#### 1) Pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio (componente 1)

[Riferimento: § 6.2.6.1 - EN1993-1-8]

deve essere preliminarmente verificato che la snellezza del pannello d'anima sia sufficientemente bassa e che quindi la componente non sia soggetta ad instabilità.

$$d_c/t_w = 29.9 \leq 69 \epsilon = 56.1$$

Verifica soddisfatta

$$\lfloor \epsilon = \sqrt{235/f_{yk,wc}} = 0.814$$

$$\lfloor f_{y,wc} = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d_c = 344 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_w = 12 \text{ mm}$$

Il pannello d'anima della colonna non è suscettibile di effetti di instabilità locale.

Viene calcolata la resistenza del pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio come:

$$V_{wp,Rd} = 0.9 \cdot f_{y,wc} A_{vc} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 2431.4 \text{ kN} = F_{c,wp,Rd} \quad (\beta = 1.0)$$

$$\lfloor f_{y,wc} = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{vc} = 138.4 \text{ cm}^2$$

Data la presenza dell'irrigidimento d'anima della colonna, può essere considerato un apporto aggiuntivo alla resistenza calcolato come:

$$V_{wp,add,Rd} = 4M_{pl,fc,Rd}/d_s = \text{kN} \leq (2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd})/d_s = \text{kN}$$

Tuttavia l'incremento di resistenza non viene calcolato in quanto questa componente risulta essere più resistente (anche se considerata priva di irrigidimento) della componente di cui al punto 6.2.6.7 dell'EN1993-1-8.





Allora la snellezza adimensionalizzata risulta essere pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_s \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.073 < 0.2$$

Siccome la snellezza adimensionalizzata della membratura risulta essere minore di quella di proporzionalità il profilo collassa per raggiungimento del limite di snervamento.

Per effetto dell'irrigidimento, il valore di  $F_{c,wc,Rd}$  calcolato precedentemente viene sostituito con il seguente:

$$F_{c,wc,irr,Rd} = N_{pl,Rd} = 2769.2 \text{ kN}$$

### 3) Anima della colonna soggetta a trazione trasversale (componente 3)

[Riferimento: § 6.2.6.3 - EN1993-1-8]

La resistenza della componente si determina come:

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

- └ ω) Fattore di interazione taglio-trazione [Riferimento prospetto 6.3 della norma EN1993-1-8]:

$$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1.3 (b_{eff,t,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}$$

$$\beta = 1 \quad \text{fattore di trasformazione assunto unitario}$$

- └  $t_{wc} = 11.5 \text{ mm}$

- └  $f_{y,wc} = 355 \text{ MPa}$

- └ Per una connessione bullonata la larghezza efficace  $b_{eff,t,wc}$  viene determinata come lunghezza efficace  $l_{eff}$  ottenuta secondo il modello T-Stub equivalente che rappresenta la flangia della colonna.

Nel caso specifico vengono ricavate le lunghezze efficaci riferendosi al caso di flangia irrigidita (Prospetto 6.5 - EN1993-1-8).

Si riassumono nella tabella seguente i valori di resistenza ottenuti per la componente considerata per le diverse modalità di rottura:

Modalità di rottura	$b_{eff,t,wc} = \Sigma l_{eff} \text{ [mm]}$	$\omega \text{ [-]}$	$F_{t,wc,Rd} \text{ [kN]}$
1a) Fila singola 1	237	0.976	899.1
1b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	237	0.976	899.1
1c) Gruppo 1-2	351	0.949	1295.0
1d) Gruppo 1-3	421	0.929	1520.4
1e) Gruppo 1-4	491	0.907	1730.9
1f) Gruppo 1-5	561	0.883	1926.1
1g) Gruppo 1-6	631	0.858	2105.8
1h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	326	0.955	1211.1
1i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	396	0.936	1441.6
1j) Gruppi 2-5/3-6	466	0.915	1657.5
1k) Gruppo 2-6	536	0.892	1858.2

#### 4) Flangia della colonna soggetta a flessione trasversale (componente 4)

[Riferimento: § 6.2.6.4.2 - EN1993-1-8]

Il calcolo delle resistenze per ogni modalità viene effettuato con le formule generali valide per i tre differenti modi di rottura:

**Modo 1:** snervamento completo delle ali. Il meccanismo plastico coinvolge solo le ali con la formazione delle linee di rottura su di esse.

$$F_{T,1,Rd} = (8n - 2e_w) \cdot M_{pl,1,Rd} / (2mn - e_w(m + n))$$

$$\perp M_{pl,1,Rd} = 0.25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$\perp \Sigma l_{eff,1} = \min(\Sigma l_{eff,cp}; \Sigma l_{eff,nc})$$

**Modo 2:** rottura combinata dei bulloni e delle ali con formazione di meccanismo per snervamento del bullone in trazione e formazione delle cerniere plastiche all'attacco anima del profilo.

$$F_{T,2,Rd} = (2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}) / (m + n)$$

$$\perp M_{pl,2,Rd} = 0.25 \cdot \Sigma l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} =$$

$$\perp \Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$$

**Modo 3:** rottura che coinvolge esclusivamente i bulloni con snervamento in trazione.

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$$

Si elencano di seguito i risultati ottenuti per ogni modalità di rottura:

Modalità di rottura	Modo 1	Modo 2	Modo 3
1a) Fila singola 1	$F_{T,1,Rd} = 1138.7 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 8.834 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 237 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = 452.1 \text{ kN}$ $M_{pl,2,Rd} = 8.580 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 257 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 406.7 \text{ kN}$
1b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	$F_{T,1,Rd} = 1138.7 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 8.834 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 237 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = 452.1 \text{ kN}$ $M_{pl,2,Rd} = 8.580 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 257 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 406.7 \text{ kN}$
1c) Gruppo 1-2	$F_{T,1,Rd} = 1686.4 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 13.084 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 351 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = 760.7 \text{ kN}$ $M_{pl,2,Rd} = 13.084 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 351 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 813.3 \text{ kN}$
1d) Gruppo 1-3	$F_{T,1,Rd} = 2022.7 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 15.693 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 421 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = 1048.3 \text{ kN}$ $M_{pl,2,Rd} = 15.693 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 421 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 1220.0 \text{ kN}$

1e) Gruppo 1-4	$F_{T,1,Rd} = 2359.0 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1335.8 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 1626.6 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 18.302 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 18.302 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 491 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 491 \text{ mm}$	
1f) Gruppo 1-5	$F_{T,1,Rd} = 2695.3 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1623.3 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 2033.3 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 20.911 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 20.911 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 561 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 561.0 \text{ mm}$	
1g) Gruppo 1-6	$F_{T,1,Rd} = 3031.6 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1910.8 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 2440.0 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 23.521 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 23.521 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 631.0 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 631.0 \text{ mm}$	
1h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	$F_{T,1,Rd} = 1566.3 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{738.7 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 813.3 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 12.152 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 12.152 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 326 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 326 \text{ mm}$	
1i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	$F_{T,1,Rd} = 1902.6 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1026.3 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 1220.0 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 14.761 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 14.761 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 396 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 396 \text{ mm}$	
1j) Gruppi 2-5/3-6	$F_{T,1,Rd} = 2238.9 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 1313.8 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 1626.6 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 17.370 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 17.370 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 466 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 466 \text{ mm}$	
1k) Gruppo 2-6	$F_{T,1,Rd} = 2575.2 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 1601.3 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 2033.3 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 19.979 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 19.979 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 536 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 536 \text{ mm}$	

### 5) Piastra di estremità inflessa (componente 5)

[Riferimento: § 6.2.6.5 - EN1993-1-8]

Il calcolo delle resistenze per ogni modalità viene rottura viene effettuato con le formule generali valide per i tre differenti modi di rottura:

**Modo 1:** snervamento completo delle ali. Il meccanismo plastico coinvolge solo le ali con la formazione delle linee di rottura su di esse.

$$F_{T,1,Rd} = (8n - 2e_w) \cdot M_{pl,1,Rd} / (2mn - e_w(m + n))$$

$$\lfloor M_{pl,1,Rd} = 0.25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$\lfloor \Sigma l_{eff,1} = \min(\Sigma l_{eff,cp}; \Sigma l_{eff,nc})$$

**Modo 2:** rottura combinata dei bulloni e delle ali con formazione di meccanismo per snervamento del bullone in trazione e formazione delle cerniere plastiche all'attacco anima del profilo.

$$F_{T,2,Rd} = (2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}) / (m + n)$$

$$\perp M_{pl,2,Rd} = 0.25 \cdot \Sigma l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} =$$

$$\perp \Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$$

**Modo 3:** rottura che coinvolge esclusivamente i bulloni con snervamento in trazione.

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$$

Si elencano di seguito i risultati ottenuti per ogni modalità di rottura:

Modalità di rottura	Modo 1	Modo 2	Modo 3
2a) Fila singola 1	$F_{T,1,Rd} = 826.2 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 9.398 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 308 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{385.0 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 9.398 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 308 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 406.7 \text{ kN}$
2b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	$F_{T,1,Rd} = 761.8 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 8.666 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 284 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{371.9 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 8.666 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 284 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 406.7 \text{ kN}$
2c) Gruppo 1-2	$F_{T,1,Rd} = 1008.6 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 11.473 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 376 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{639.4 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 11.473 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 376 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 813.3 \text{ kN}$
2d) Gruppo 1-3	$F_{T,1,Rd} = 1196.4 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 13.609 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 446 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{894.9 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 13.609 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 446 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 1220.0 \text{ kN}$
2e) Gruppo 1-4	$F_{T,1,Rd} = 1384.1 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 15.745 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 516 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1150.4 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 15.475 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 516 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 1626.6 \text{ kN}$
2f) Gruppo 1-5	$F_{T,1,Rd} = 1571.9 \text{ kN}$ $M_{pl,1,Rd} = 17.881 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,1} = 586 \text{ mm}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1405.9 \text{ kN}}$ $M_{pl,2,Rd} = 17.881 \text{ kNm}$ $\Sigma l_{eff,2} = 586 \text{ mm}$	$F_{T,3,Rd} = 2033.3 \text{ kN}$
2g) Gruppo 1-6	$F_{T,1,Rd} = 1759.7 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = \mathbf{1661.4 \text{ kN}}$	$F_{T,3,Rd} = 2440.0 \text{ kN}$

	$M_{pl,1,Rd} = 20.017 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 20.017 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 656 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 656 \text{ mm}$	
2h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	$F_{T,1,Rd} = 949.6 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 627.4 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 813.3 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 10.802 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 10.802 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 354 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 354 \text{ mm}$	
2i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	$F_{T,1,Rd} = 1137.4 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 882.9 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 1220.0 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 12.938 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 12.938 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 424 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 424 \text{ mm}$	
2j) Gruppi 2-5/3-6	$F_{T,1,Rd} = 1325.1 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 1138.4 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 1626.6 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 15.073 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 15.073 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 494 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 494 \text{ mm}$	
2k) Gruppo 2-6	$F_{T,1,Rd} = 1512.9 \text{ kN}$	$F_{T,2,Rd} = 1394.0 \text{ kN}$	$F_{T,3,Rd} = 2033.3 \text{ kN}$
	$M_{pl,1,Rd} = 17.209 \text{ kNm}$	$M_{pl,2,Rd} = 17.209 \text{ kNm}$	
	$\Sigma l_{eff,1} = 564 \text{ mm}$	$\Sigma l_{eff,2} = 564 \text{ mm}$	

## 6) Flangia ed anima della trave in compressione (componente 7)

[Riferimento: § 6.2.6.7 - EN1993-1-8]

La resistenza in compressione di progetto della componente anima più flangia della trave è il risultato della seguente espressione:

$$F_{c,fb,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} / (h - t_{fb}) = 2161.1 \text{ kN}$$

$$\perp W_{pl,y} = 3707.3 \text{ cm}^3$$

$$\perp f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\perp \gamma_{M0} = 1.05$$

$$\perp h = 600 \text{ mm}$$

$$\perp t_{fb} = 20 \text{ mm}$$

## 7) Anima della trave soggetta a trazione (componente 8)

[Riferimento: § 6.2.6.8 - EN1993-1-8]

La resistenza in trazione di progetto dell'anima della trave tesa per una connessione bullonata si ottiene da:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

$$\perp t_{wb} = 12 \text{ mm}$$

$$\perp f_{y,wb} = 355 \text{ MPa}$$

$$\perp b_{eff,t,wb} \text{ viene ricavato dalla lunghezza efficace } \Sigma l_{eff} \text{ del modello T-Stub equivalente.}$$

Si elencano riassumono i valori ottenuti per le differenti modalità di rottura in tabella:

Modalità di rottura	$b_{eff,t,wb} = \Sigma l_{eff} [mm]$	$F_{t,wb,Rd} [kN]$
2a) Fila singola 1	308	1249.6
2b) File 2, 3, 4, 5, 6 singole	284	1152.2
2c) Gruppo 1-2	376	1513.3
2d) Gruppo 1-3	446	1777.0
2e) Gruppo 1-4	516	2040.7
2f) Gruppo 1-5	586	2304.5
2g) Gruppo 1-6	656	2568.2
2h) Gruppi 2-3/3-4/4-5/5-6	354	1411.9
2i) Gruppi 2-4/3-5/4-6	424	1675.6
2j) Gruppi 2-5/3-6	494	1939.3
2k) Gruppo 2-6	564	2203.0

### 6.2.9 Resistenza del giunto

[Riferimento: § 6.2.7.2 - EN1993-1-8]

Il calcolo del momento resistente di progetto del giunto viene fatto secondo il processo indicato dalla normativa di riferimento, volto ad individuare la soluzione statica equilibrata e conforme ricercata affinché il teorema statico risulti verificato e applicabile. Si descriveranno di seguito la successione dei passaggi come presentata da normativa e successivamente si presenterà il calcolo per il caso considerato.

#### Descrizione generica del processo di calcolo

La resistenza del giunto bullonato si determina da:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

In questa relazione:

$F_{tr,Rd}$  è l'effettiva resistenza di progetto in trazione della riga di bulloni  $r$ ;

$h_r$  è la distanza della riga di bulloni  $r$  dal centro di compressione;

$r$  è l'indice di riga della bullonatura.

Le righe vengono numerate in ordine crescente partendo dalla riga più lontana dal centro di compressione come da convenzione assunta anche nei precedenti calcoli.

Si assume che il centro di compressione sia collocato in corrispondenza della flangia compressa della trave collegata.

La resistenza della riga  $r$ -esima viene determinata in accordo con quanto indicato dalla normativa di riferimento procedendo in sequenza dalla riga 1 a crescere. Questa viene inoltre determinata ignorando il contributo delle righe più vicine al centro di compressione rispetto a quella considerata. La resistenza della riga  $r$ -esima presa singolarmente viene determinata come:

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,wc,Rd}; F_{t,fc,Rd}; F_{t,cp,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

Ossia come il valore minimo tra le resistenze di progetto relative alle singole componenti di anima della colonna in trazione, flangia della colonna in flessione, piastra di estremità in flessione e anima della trave in trazione.

Per ogni gruppo è inoltre possibile determinare la minima resistenza di gruppo secondo le varie componenti appena citate:

$$F_{t,gruppo,Rd} = \min(F_{t,wc,gruppo,Rd}; F_{t,fc,gruppo,Rd}; F_{t,cp,gruppo,Rd}; F_{t,wb,gruppo,Rd})$$

Nel caso in cui la somma delle resistenze di progetto delle file di bulloni fino alla riga r-esima inclusa e facenti parte dello stesso gruppo di bulloni risultasse superiore alla resistenza di progetto dell'intero gruppo, ossia nel caso in cui:

$$F_{t,gruppo,Rd} \leq \sum_{x \in gruppo}^r F_{tx,Rd}$$

in tal caso la resistenza di progetto a trazione della singola riga r-esima  $F_{tr,Rd}$  andrà ridotta come segue:

$$F_{tr,Rd,red} = F_{tr,Rd} - \left[ \left( \sum_{x \in gruppo}^{r-1} F_{tx,Rd} \right) - F_{t,gruppo,Rd} \right]$$

Nel caso in cui venga effettuata la riduzione si considera la sostituzione:

$$F_{tr,Rd,Red} \rightarrow F_{tr,Rd}$$

Nel caso in cui, considerata la riga r-esima, si verifichi la fattispecie in cui:

$$F_{tx,Rd} \geq 1.9F_{t,Rd}$$

ossia nel caso in cui per la qualunque riga x-esima precedente alla r-esima considerata si abbia che la resistenza a trazione di progetto della riga x superi la resistenza di progetto del singolo bullone incrementata del 90%, si deve ridurre la resistenza efficace di progetto relativa alla riga r-esima rendendo verificato il seguente criterio:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} h_r / h_x$$

#### Calcolo del momento resistente di progetto per il caso considerato

Si calcola la resistenza  $F_{tr,Rd}$  per ognuna delle righe r come:

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,wc,Rd}; F_{t,fc,Rd}; F_{t,cp,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

Fila	Componente				$F_{tr,Rd}$ [kN]
	6.2.6.3	6.2.6.4	6.2.6.5	6.2.6.8	
	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{t,fc,Rd}$ [kN]	$F_{t,cp,Rd}$ [kN]	$F_{t,wb,Rd}$ [kN]	
1	899.1	406.7	373.5	1164.4	385.0
2	899.1	406.7	373.5	1164.4	371.9
3	899.1	406.7	373.5	1164.4	371.9
4	899.1	406.7	373.5	1164.4	371.9
5	899.1	406.7	373.5	1164.4	371.9
6	899.1	406.7	373.5	1164.4	371.9

Si calcola la resistenza  $F_{t,gruppo,Rd}$  relativa al gruppo di bulloni come:

$$F_{t,gruppo,Rd} = \min(F_{t,wc,gruppo,Rd}; F_{t,fc,gruppo,Rd}; F_{t,cp,gruppo,Rd}; F_{t,wb,gruppo,Rd})$$

Gruppo	Componente				$F_{tr,gruppo,Rd}$ [kN]	$\Sigma F_{tr,Rd}$ [kN]
	6.2.6.3 $F_{t,wc,gruppo,Rd}$ [kN]	6.2.6.4 $F_{t,fc,gruppo,Rd}$ [kN]	6.2.6.5 $F_{t,cp,gruppo,Rd}$ [kN]	6.2.6.8 $F_{t,wb,gruppo,Rd}$ [kN]		
1-2	1271.7	754.6	639.4	1513.3	639.4	756.9
1-3	1482.8	1037.7	894.9	1777.0	894.9	1128.8
1-4	1681.2	1320.8	1150.4	2040.7	1150.4	1500.7
1-5	1866.4	1604.0	1405.9	2304.5	1405.9	1872.6
1-6	2038.3	1887.1	1636.6	2568.2	1636.6	2244.5
2-3	1197.5	735.2	627.4	1411.9	627.4	743.8
2-4	1412.7	1018.3	882.9	1675.6	882.9	1115.7
2-5	1615.5	1301.5	1138.4	1939.3	1138.4	1487.6
2-6	1805.2	1584.6	1394.0	2203.0	1394.0	1859.5
3-4	1197.5	735.2	627.4	1411.9	627.4	743.8
3-5	1412.7	1018.3	882.9	1675.6	882.9	1115.7
3-6	1615.5	1301.5	1138.4	1939.3	1138.4	1487.6
4-5	1197.5	735.2	627.4	1411.9	627.4	743.8
4-6	1412.7	1018.3	882.9	1675.6	882.9	1115.7
5-6	1197.5	735.2	627.4	1411.9	627.4	743.8

Si effettua il confronto:

$$F_{t,gruppo,Rd} \leq \sum_{x \in gruppo} F_{tx,Rd}$$

Per individuare la necessità di riduzioni al fine del rispetto del teorema statico. Nel caso in cui sia necessaria si applica la riduzione:

$$F_{tr,Rd,red} = F_{tr,Rd} - \left[ \left( \sum_{x \in gruppo}^{r-1} F_{tx,Rd} \right) - F_{t,gruppo,Rd} \right]$$

Fila	$F_{t,gruppo,Rd}$ [kN]	$\sum_{x \in gruppo}^r F_{tx,Rd}$ [kN]	$F_{t,gr.,Rd} - \Sigma F_{tx,Rd}$	$F_{tr,Rd,red}$ [kN]
1	-	-	-	385.0
2	639.4	756.9	-117.5	254.4
3	894.9	1011.3	-116.4	255.5
4	1150.4	1266.8	-116.4	255.5
5	1405.9	1522.3	-116.4	255.5
6	1636.6	1777.8	-141.2	230.7

**N.B.** si osserva che la resistenza di alcun bullone supera il valore di  $1.9 \cdot F_{t,bullone,Rd} = 386.3 \text{ kN}$ , allora non è necessario prevedere una distribuzione lineare di resistenze a trazione.

Si riassumono nella tabella seguente i valori di  $F_{tr,Rd}$  ottenuti ed i relativi bracci di leva  $h_r$  rispetto al centro di compressione:

Fila	$F_{tr,Rd,Red} \text{ [kN]}$	$h_r \text{ [mm]}$
1	385.0	520.5
2	254.4	450.5
3	255.5	380.5
4	255.5	310.5
5	255.5	240.5
6	230.7	170.5
<b>Sommatoria:</b>	1636.6	

Le componenti a compressione, applicate nel centro di compressione in corrispondenza della flangia inferiore della trave, sono elencate nella tabella seguente:

Componente				
6.2.6.1	6.1.6.2 (con rinforzo)	6.2.6.7	6.2.6.7(2) (non previsto)	
$F_{c,wp,Rd}$ [kN]	$F_{c,wc,Rd}$ [kN]	$F_{c,fb,Rd}$ [kN]	$F_{c,hb,Rd}$ [kN]	$F_{c,min,Rd}$ [kN]
1271.7	2758.0	2161.1	-	2161.1

In virtù del fatto che  $\sum_r F_{tr,Rd} < F_{c,min,Rd}$  non si necessita di ridurre ulteriormente le componenti in trazione. Allora il momento resistente di progetto del giunto risulta:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} = 599.7 \text{ kNm}$$

Con riferimento al paragrafo 6.3.3 del libro “*Design of Joints in Steel Structures*” viene tenuto conto dell’interazione del momento con lo sforzo assiale.

Preliminarmente si calcola il rapporto  $|N_{j,Ed}/N_{pl,Rd}|$ , dove  $N_{j,Ed}$  è la sollecitazione assiale nel giunto e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica allo sforzo assiale della trave. In virtù del fatto che la trave risulta essere rastremata, si prende cautelativamente la resistenza relativa alla sezione più piccola. Tali valori sono di seguito riportati:

$$N_{j,Ed} = 100.5 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 4435.8 \text{ kN}$$

$$\text{Allora } |N_{j,Ed}/N_{pl,Rd}| = 0.023 < 0.05$$

Siccome il rapporto calcolato in precedenza è minore del 5%, si può trascurare l’influenza fra momento flettente e sforzo assiale.

Si effettua la verifica di resistenza del giunto:

$$M_{j,Ed} = 589.7 \text{ kNm} < M_{j,Rd} = 599.7 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

**N.B.** il rapporto fra  $M_{j,Ed}$  e  $M_{j,Rd}$  risulta essere pari a  $0.98 > 2/3$ . Allora nel caso in cui si volesse considerare la rigidità rotazionale del giunto in un'analisi elastica si dovrebbe fare riferimento alla rigidità plastica equivalente  $S_j$ .

Di seguito viene presentata, per sommi capi, la verifica di resistenza dello stesso giunto per le combinazioni di carico che danno luogo a momento positivo.

Calcolo del momento resistente di progetto per il caso considerato

Si calcola la resistenza  $F_{tr,Rd}$  per ognuna delle righe r come:

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,wc,Rd}; F_{t,fc,Rd}; F_{t,cp,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

Fila	Componente				$F_{tr,Rd}$ [kN]
	6.2.6.3	6.2.6.4	6.2.6.5	6.2.6.8	
	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{t,fc,Rd}$ [kN]	$F_{t,cp,Rd}$ [kN]	$F_{t,wb,Rd}$ [kN]	
0	830.1	406.7	285.4	507.1	285.4
1	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5
2	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5
3	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5
4	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5
5	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5
6	899.1	406.7	373.5	1164.4	373.5

Si calcola la resistenza  $F_{t,gruppo,Rd}$  relativa al gruppo di bulloni come:

$$F_{t,gruppo,Rd} = \min(F_{t,wc,gruppo,Rd}; F_{t,fc,gruppo,Rd}; F_{t,cp,gruppo,Rd}; F_{t,wb,gruppo,Rd})$$

Gruppo	Componente				$F_{tr,gruppo,Rd}$ [kN]	$\Sigma F_{tr,Rd}$ [kN]
	6.2.6.3	6.2.6.4	6.2.6.5	6.2.6.8		
	$F_{t,wc,gruppo,Rd}$ [kN]	$F_{t,fc,gruppo,Rd}$ [kN]	$F_{t,cp,gruppo,Rd}$ [kN]	$F_{t,wb,gruppo,Rd}$ [kN]		
1-2	1234.7	744.9	629.0	1448.4	629.0	747.0
1-3	1463.8	1032.4	884.6	1732.4	884.6	1120.5
1-4	1678.3	1319.9	1040.1	2016.4	1040.1	1494.0
1-5	1877.4	1607.5	1395.6	2300.4	1395.6	1867.5
1-6	2061.0	1895.0	1651.1	2584.4	1651.1	2241.0
2-3	1211.1	738.7	627.4	1436.2	627.4	747.0
2-4	1441.6	1026.3	882.9	1720.2	882.9	1120.5
2-5	1657.5	1313.8	1138.4	2004.2	1138.4	1494.0

2-6	1858.2	1601.3	1394.0	2288.2	1394.0	1867.5
3-4	1211.1	738.7	627.4	1436.2	627.4	747.0
3-5	1441.6	1026.3	882.9	1720.2	882.9	1120.5
3-6	1657.5	1313.8	1138.4	2004.2	1138.4	1494.0
4-5	1211.1	738.7	627.4	1436.2	627.4	747.0
4-6	1441.6	1026.3	882.9	1720.2	882.9	1120.5
5-6	1211.1	738.7	627.4	1436.2	627.4	747.0

Si effettua il confronto:

$$F_{t,gruppo,Rd} \leq \sum_{x \in gruppo}^r F_{tx,Rd}$$

Per individuare la necessità di riduzioni al fine del rispetto del teorema statico. Nel caso in cui sia necessaria si applica la riduzione:

$$F_{tr,Rd,red} = F_{tr,Rd} - \left[ \left( \sum_{x \in gruppo}^{r-1} F_{tx,Rd} \right) - F_{t,gruppo,Rd} \right]$$

Fila	$F_{t,gruppo,Rd}$ [kN]	$\sum_{x \in gruppo}^r F_{tx,Rd}$ [kN]	$F_{t,gr.,Rd} - \Sigma F_{tx,Rd}$	$F_{tr,Rd,red}$ [kN]
0	-	-	-	285.4
1	-	-	-	373.5
2	629.0	747	-118.0	255.5
3	884.6	1002.5	-117.9	255.6
4	1040.1	1258.1	-218.0	155.5
5	1395.6	1413.6	-18.0	355.5
6	1651.1	1769.1	-118.0	255.5

**N.B.** si osserva che la resistenza di alcun bullone supera il valore di  $1.9 \cdot F_{t,bullone,Rd} = 386.3 \text{ kN}$ , allora non è necessario prevedere una distribuzione lineare di resistenze a trazione.

Si riassumono nella tabella seguente i valori di  $F_{tr,Rd}$  ottenuti ed i relativi bracci di leva  $h_r$  rispetto al centro di compressione:

Fila	$F_{tr,Rd,Red}$ [kN]	$h_r$ [mm]
0	285.4	640.5
1	373.5	410.5
2	255.5	340.5

3	255.6	270.5
4	155.5	200.5
5	355.5	130.5
6	255.5	60.5
<b>Sommatoria:</b>	<b>1936.5</b>	

Le componenti a compressione, applicate nel centro di compressione in corrispondenza della flangia inferiore della trave, sono elencate nella tabella seguente:

Componente				
6.2.6.1	6.1.6.2 (con rinforzo)	6.2.6.7	6.2.6.7(2) (non previsto)	
$F_{c,wp,Rd}$ [kN]	$F_{c,wc,Rd}$ [kN]	$F_{c,fb,Rd}$ [kN]	$F_{c,hb,Rd}$ [kN]	$F_{c,min,Rd}$ [kN]
2431.4	820.7	2157.4	-	<b>820.7</b>

In virtù del fatto che  $\sum_r F_{tr,Rd} > F_{c,min,Rd}$  è necessario ridurre ulteriormente le componenti in trazione, ottenendo il seguente risultato:

Fila	$F_{tr,Rd,Red}$ [kN]	$h_r$ [mm]
0	285.4	640.5
1	373.5	410.5
2	161.8	340.5
3	0	270.5
4	0	200.5
5	0	130.5
6	0	60.5
<b>Sommatoria:</b>	<b>820.7 = <math>F_{c,min,Rd}</math></b>	

Allora il momento resistente di progetto del giunto risulta:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} = 391.2 \text{ kNm}$$

Si effettua la verifica di resistenza del giunto:

$$M_{j,Ed} = 308.5 \text{ kNm} < M_{j,Rd} = 391.2 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

$$M_{j,Ed}/M_{j,Rd} = 0.789 > 2/3$$

### 6.2.10 Rigidezza delle singole componenti

[Riferimento: § 6.3.2 – Prospetto 6.11 - EN1993-1-8]

### 1) Pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio

Si considera il caso di pannello irrigidito ottenendo:

$$k_1 = \infty \text{ [mm]}$$

### 2) Pannello d'anima della colonna sollecitato a compressione

Si considera il caso di pannello irrigidito ottenendo:

$$k_2 = \infty \text{ [mm]}$$

### 3) Anima della colonna sollecitata a trazione

Nel caso di pannello bullonato non irrigidito o irrigidito si ha:

$$k_3 = 0.7b_{eff,t,wc}t_{wc}/d_c$$

$$\perp t_{wc} = 11.5 \text{ mm}$$

$$\perp d_c = 344.0 \text{ mm}$$

$\perp b_{eff,t,wc}$  viene ricavato con riferimento al prospetto 6.5 (caso di flangia irrigidita), come il minimo tra le lunghezze efficaci della fila considerata singolarmente o come parte di un gruppo.

Si riassumono i risultati del coefficiente di rigidezza per le varie file di bulloni:

Fila	$b_{eff,t,wc} = l_{eff,min} \text{ [mm]}$	$k_3 \text{ [mm]}$
1	188.0	4.353
2, 3, 4, 5	70.0	1.521
6	163.0	3.768

### 4) Flangia della colonna in flessione

Per una singola riga di bulloni in trazione si ha:

$$k_4 = 0.9l_{eff}t_{fc}^3/m^3$$

$$\perp t_{fc} = 21.0 \text{ mm}$$

$$\perp m = 37.7 \text{ mm}$$

$\perp l_{eff}$  viene ricavato con riferimento al prospetto 6.5 (caso di flangia irrigidita), come il minimo tra le lunghezze efficaci della fila considerata singolarmente o come parte di un gruppo.

Si riassumono i risultati del coefficiente di rigidezza per le varie file di bulloni:

Fila	$l_{eff} \text{ [mm]}$	$k_4 \text{ [mm]}$
1	188.0	29.048
2, 3, 4, 5	70.0	10.151
6	163.0	25.144

### 5) Piastra di estremità in flessione

Per una singola riga di bulloni in trazione si ha:

$$k_5 = 0.9 l_{eff} t_p^3 / m^3$$

$$\lfloor t_p = 20.0 \text{ mm}$$

$$\lfloor m = 52.2 \text{ mm}; \quad m_x = 43.21 \text{ mm}$$

$\lfloor l_{eff}$  viene ricavato con riferimento al prospetto 6.6 (caso di flangia irrigidita), come il minimo tra le lunghezze efficaci della fila considerata singolarmente o come parte di un gruppo.

Si riassumono i risultati del coefficiente di rigidezza per le varie file di bulloni:

Fila	$l_{eff}$ [mm]	$k_5$ [mm]
1	199.0	10.073
2, 3, 4, 5	70.0	3.543
6	177.0	8.960

### 6) Bulloni in tensione

Per una singola riga di bulloni in trazione si ha:

$$k_{10} = 1.6 A_s / L_b = 8.757 \text{ mm}$$

$$\lfloor A_s = 353.0 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor L_b = 64.5 \text{ mm}$$

#### 6.2.1.1 Rigidezza globale del giunto

[Riferimento: § 6.3.3 – Prospetto 6.11 - EN1993-1-8]

Nel caso di giunti a piastre di estremità con file multiple di bulloni in trazione, è possibile calcolare la rigidezza relativa al giunto considerando le differenti componenti rappresentanti le singole file di bulloni e calcolando:

$$k_{eq} = \sum_r k_{eff,r} h_r / z_{eq}$$

dove  $h_r$  è la distanza tra la riga di bulloni  $r$ -esima ed il centro di compressione.

Nella precedente espressione il termine  $k_{eff,r}$  rappresenta la rigidezza relativa alla  $r$ -esima riga di bulloni che è calcolabile come:

$$k_{eff,r} = 1 / \left( \sum_i 1 / k_{i,r} \right)$$

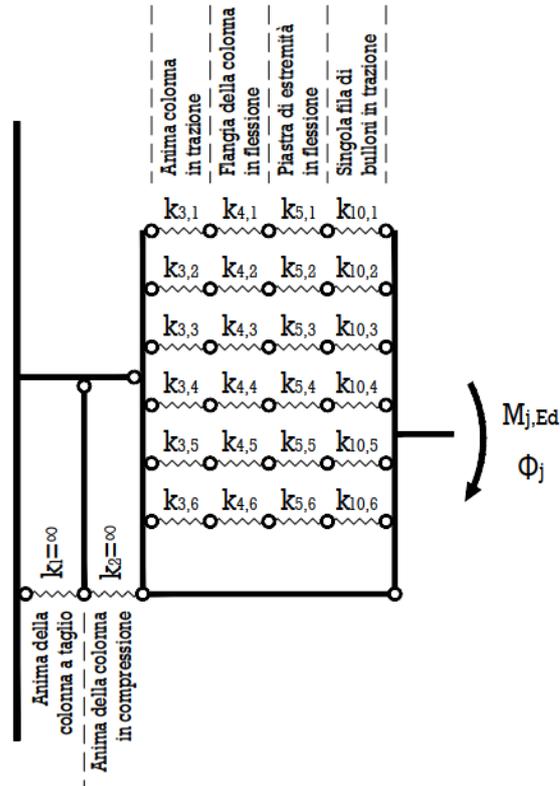
ossia come la media armonica delle rigidezze delle varie componenti  $i$  che fanno parte della riga  $r$ -esima. In questa espressione si ha infatti che:

$k_{i,r}$  rigidezza offerta dalla  $i$ -esima componente della fila di bulloni  $r$ -esima

Il termine  $z_{eq}$  rappresenta invece il braccio di leva equivalente calcolabile come:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

Nel caso considerato in particolare si considera il seguente schema:



Si calcolano le rigidezze equivalenti per ogni fila:

Fila [i]	$k_3$ [mm]	$k_4$ [mm]	$k_5$ [mm]	$k_6$ [mm]	$k_{eff,r} = 1/(\sum_i 1/k_{i,r})$	$z$ [mm]
1	4.353	29.048	10.073	8.757	2.094	520.5
2	1.521	10.151	3.543	8.757	0.868	450.5
3	1.521	10.151	3.543	8.757	0.868	380.5
4	1.521	10.151	3.543	8.757	0.868	310.5
5	1.521	10.151	3.543	8.757	0.868	240.5
6	3.768	25.144	8.960	8.757	1.883	170.5

Da questi valori si ricava:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = 409.632 \text{ mm}$$

Da cui:

$$k_{eq} = \sum_r k_{eff,r} h_r / z_{eq} = 6.158 \text{ mm}$$

Si calcola la rigidezza rotazionale del giunto come:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} = 216983 \text{ kNm/rad}$$

Siccome il rapporto fra  $M_{j,Ed}$  e  $M_{j,Rd}$  risulta essere pari a  $0.76 > 2/3$ , è necessario calcolare  $S_j$

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} = \frac{S_{j,ini}}{\left(1.5 \cdot \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^\psi} = \frac{216983}{(1.5 \cdot 0.98)^{2.7}} \text{ kNm/rad} = 75979 \text{ kNm/rad}$$

$$\perp \quad \psi = 2.7 \text{ mm}^2 \text{ (giunto bullonato con piastra di estremità)}$$

Come sopradetto, a causa della rastrematura della trave non è possibile classificare in maniera semplificata il giunto. Per questo motivo si è deciso di modellare la struttura con giunti semi-rigidi con le rigidezze calcolate con il metodo per componenti.

Di seguito viene presentata, per sommi capi, la verifica di rigidezza dello stesso giunto per le combinazioni di carico che danno luogo a momento positivo.

Si calcolano le rigidezze in compressione:

### 1) Pannello d'anima della colonna sollecitato a taglio

Si considera il caso di pannello irrigidito ottenendo:

$$k_1 = \infty \text{ [mm]}$$

### 2) Pannello d'anima della colonna sollecitato a compressione

Si considera il caso di anima in compressione non irrigidita:

$$k_2 = \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff},wc} \cdot t_c}{d_c} = 6.576 \text{ [mm]}$$

Si calcolano le rigidezze equivalenti in trazione per ogni fila:

Fila [i]	$k_3$ [mm]	$k_4$ [mm]	$k_5$ [mm]	$k_6$ [mm]	$k_{\text{eff},r} = 1/(\sum_i 1/k_{i,r})$	$z$ [mm]
0	5.101	34.046	12.148	8.757	2.370	640.5
1	5.546	26.549	8.956	8.757	2.253	410.5
2	1.638	10.932	3.483	8.757	0.906	340.5
3	1.638	10.932	3.483	8.757	0.906	270.5
4	1.638	10.932	3.483	8.757	0.906	200.5
5	1.638	10.932	3.483	8.757	0.906	130.5
6	3.814	25.456	8.087	8.757	1.854	60.5

Da questi valori si ricava:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{\text{eff},r} h_r^2}{\sum_r k_{\text{eff},r} h_r} = 457.693 \text{ mm}$$

Da

cui:

$$k_{eq} = \sum_r k_{\text{eff},r} h_r / z_{eq} = 8.030 \text{ mm}$$

Si calcola la rigidezza rotazionale del giunto come:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} = 159039 \text{ kNm/rad}$$

Siccome il rapporto fra  $M_{j,Ed}$  e  $M_{j,Rd}$  risulta essere pari a  $0.789 > 2/3$ . è necessario calcolare

$S_j$

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} = \frac{S_{j,ini}}{(1.5 \cdot M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^\psi} = \frac{159039}{1.576} \text{ kNm/rad} = 100931 \text{ kNm/rad}$$

$$\perp \quad \psi = 2.7 \text{ mm}^2 \quad (\text{giunto bullonato con piastra di estremità})$$

### 6.2.12 Verifica a taglio

La resistenza a taglio del giunto può essere calcolata come segue:

$$F_{v,Rd,giunto} = F_{v,Rd,bullone} \cdot (2 \cdot n_c + 0.572 \cdot n_t) = 736.3 \text{ kN}$$

$$\perp \quad F_{v,Rd,bullone} = 135.55 \text{ kN} < F_{b,Rd}$$

$$\perp \quad n_c = 1 \quad \text{numero di file attive in compressione}$$

$$\perp \quad n_t = 6 \quad \text{numero di file attive in trazione}$$

$$F_{v,Ed} = 122.9 \text{ kN} < F_{v,Rd,giunto}$$

La verifica a taglio del giunto risulta essere soddisfatta.

### 6.2.13 Verifica saldature

#### 6.2.13.1 Parametri geometrici

##### Saldature in trazione

$$a = 6 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = 2 \cdot (L - 2a) - t_w = \\ = 2 \cdot (250 - 2 \cdot 6) \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 464 \text{ mm}$$

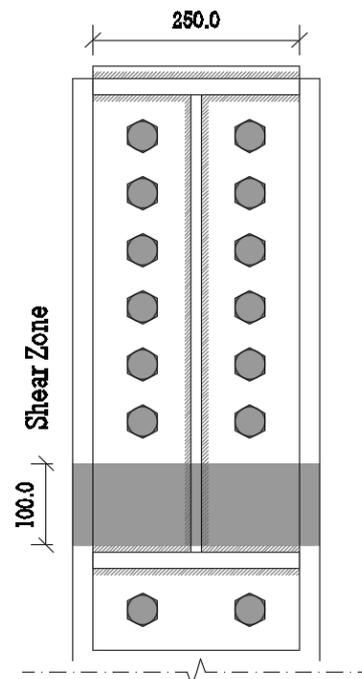
##### Saldature a taglio

$$a = 6 \text{ mm}$$

Definizione *shear zone*: (rif "Design of Joints in Steel Structures" Jaspart & Weynand (2017)).

Cautelativamente si considera come resistente al taglio solo quota parte dell'anima della trave. A tal proposito si considera un'area resistente a taglio estesa per 100 mm

$$L_{eff} = 2 \cdot (L - 2a) = \\ = 2 \cdot (100 - 2 \cdot 6) \text{ mm} = 176 \text{ mm}$$



#### 6.2.13.2 Verifica saldature in trazione (flange della trave)

$$M_{Ed,max} = 587.9 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed,max} = \frac{M_{Ed,max}}{h} = \frac{587.9}{0.600} \text{ kN} = 979.8 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left[ \frac{F_{Ed,max}}{a \cdot L_{eff}} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left[ \frac{979.8}{6 \cdot 464} \cdot 10^3 \right] \text{ MPa} = 124.45 \text{ MPa}$$

La formula proposta dall'Eurocodice per la verifica della saldatura è la seguente:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2} = \sqrt{121.3^2 + 3 \cdot 121.3^2} \text{ MPa} = 248.9 \text{ MPa}$$

$$< \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{0.9 \cdot 1.25} = 453.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

$$\sigma_{\perp} = 124.45 \text{ MPa} < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 510}{1.25} = 367.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

### 6.2.13.3 Verifica saldature in trazione (flange della trave)

$$F_{Ed} = V_{Ed,max} = 122.9 \text{ kN}$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{Ed,max}}{a \cdot L_{eff}} = \frac{122.9}{6 \cdot 176} \cdot 10^3 \text{ MPa} = 116.4 \text{ MPa}$$

La formula proposta dall'Eurocodice per la verifica della saldatura è la seguente:

$$\sqrt{3 \cdot \tau_{\perp}^2} = \sqrt{3 \cdot 116.4^2} \text{ MPa} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$< \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{0.9 \cdot 1.25} = 453.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

### 6.3 Giunto di colmo trave-trave

Nella presente sezione viene analizzato il comportamento del giunto a cerniera localizzato al colmo del portale. Nella realtà non esistono giunti a cerniera ideali, infatti i giunti reali sono sempre in grado di trasmettere un certo momento flettente. La trasmissione del momento viene però limitata cercando soluzioni con piccoli bracci di leva fra le connessioni. Inoltre, il giunto deve essere in grado di garantire la rotazione relativa fra gli elementi fra loro connessi.

La verifica si compone delle seguenti fasi:

- Verifica della capacità rotazionale del giunto;
- Verifica di resistenza delle singole componenti e determinazione della resistenza complessiva del giunto;
- Verifica della duttilità del giunto.

#### 6.3.1 Descrizione del giunto

Il giunto di colmo trave-trave deve trasmettere le azioni taglianti ed assiali in modo da permettere la continuità prevista in sede progettuale. Il giunto è pensato come una doppia piastra che tramite bullonatura viene collegata alle anime delle travi in modo da permetterne la trasmissione degli sforzi. Come detto pocanzi, vi è necessariamente una trasmissione di momenti flettenti, ma viene trascurata ai fini del calcolo.

#### 6.3.2 Caratteristiche degli elementi impiegati

##### Trave (sommità del colmo)

$$h_b = 300 \text{ mm}; \quad b_b = 250 \text{ mm}; \quad t_{wb} = 12.0 \text{ mm}; \quad t_{fb} = 20.0 \text{ mm};$$

##### Bulloni

Vengono impiegati 8 bulloni M20 classe 8.8 con le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

$$d = 20.0 \text{ mm}; \quad d_0 = 22.0 \text{ mm}; \quad A_s = 314 \text{ mm}^2; \quad A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$
$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}; \quad f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

I bulloni vengono disposti con il seguente distanziamento:

$$p_1 = 60.0 \text{ mm}; \quad e_1 = 45.0 \text{ mm}; \quad e_2 = 45.0 \text{ mm}$$
$$n_{righe} = 2; \quad n_{col} = 2$$

##### Piastra

Viene impiegata una doppia piastra (una per ciascun lato dell'anima della trave) con le seguenti caratteristiche:

$$h_p = 150.0 \text{ mm} \quad \text{Altezza della piastra}$$
$$l_p = 310.0 \text{ mm} \quad \text{Larghezza della piastra}$$
$$t_p = 8.0 \text{ mm} \quad \text{Spessore della singola piastra}$$

### 6.3.3 Caratteristiche degli elementi impiegati

#### Coefficienti di sicurezza

Nel calcolo che segue si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1.05; & \gamma_{M1} &= 1.05; & \gamma_{M2} &= 1.25; \\ \gamma_{M3} &= 1.25; & \gamma_{M3,ser} &= 1.10; & \gamma_{M7} &= 1.10 \end{aligned}$$

### 6.3.4 Verifiche di capacità rotazionale

Le verifiche da effettuare per valutare che il giunto abbia sufficiente capacità rotazionale sono le seguenti:

- $h_p \leq d_b$  dove  $h_p$  è l'altezza della piastra, mentre  $d_b$  è l'altezza dell'anima della trave;
- $\Phi_{av} > \Phi_{req}$  dove  $\Phi_{av}$  è la capacità rotazionale del giunto, mentre  $\Phi_{req}$  è la capacità rotazionale richiesta;
- In aggiunta è necessario verificare che  $h_p \geq 0.6 d_b$ . Ciò è dovuto per garantire che il giunto possa essere considerato come un vincolo torsionale efficace.

$$h_p < d_b$$

$$\perp d_b = h_b - 2 \cdot t_{fb} - 2 \cdot \frac{a}{\cos \pi/4} = 300 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot \frac{5}{\cos \pi/4} = 247 \text{ mm};$$

$$\perp h_p = 150 \text{ mm}$$

$$\Phi_{av} > \Phi_{req}$$

$$\perp \Phi_{req} = 0.01542 \text{ rad}; \text{ (valutato dall'analisi elastica agli stati limite ultimi);}$$

$$\perp \Phi_{av} = \text{Arcsin} \left[ \frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}} \right] - \text{Arctan} \left[ \frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e} \right] = 0.033265 \text{ rad}$$

$$\perp z = 50.0 \text{ mm} \quad \text{(braccio della coppia interna)}$$

$$\perp g_h = 5 \text{ mm} \quad \text{(distanza fra gli estremi delle travi)}$$

$$\perp h_p = 150 \text{ mm} \quad \text{(altezza della piastra)}$$

$$\perp h_e = 58.5 \text{ mm} \quad \text{(distanza della piastra dalla flangia inferiore della trave)}$$

$$h_p \geq 0.6 d_b$$

$$\perp 0.6 d_b = 0.6 \left( h_b - 2 \cdot t_{fb} - 2 \cdot \frac{a}{\cos \pi/4} \right) = 0.6 \cdot 247 \text{ mm} = 148.80 \text{ mm};$$

$$\perp h_p = 150.00 \text{ mm}$$

In virtù del fatto che tutte le verifiche sono soddisfatte si ritiene che il giunto abbia sufficiente capacità rotazionale.

### 6.3.5 Calcolo azioni sollecitanti

Per ciascuna delle combinazioni di carico è stata ricavata l'azione tagliante che va ad insistere sul giunto di colmo trave-trave. Le combinazioni considerate sono le stesse eseguite con il software Telaio2D per determinare la sensibilità del portale agli effetti del secondo ordine (paragrafo 3.6.5).

Operativamente si è proceduto nel seguente modo:

- Sono stati presi e scomposti i valori dei diagrammi delle azioni interne di taglio e azione assiale in direzione verticale ed orizzontale (sia per i tratti di sinistra che di destra del giunto di colmo provenienti dalle travi adiacenti);
- Sono stati sommati i contributi verticali delle azioni di taglio e di sforzo normale rispettivamente nel tratto sinistro e destro;
- È stato ripetuto il passaggio sopra con le forze orizzontali;

Si è giunti in questo modo alla seguente situazione di seguito riportata. Per ogni combinazione di carico si sono determinate le azioni (sia a sinistra che a destra) verticali ed orizzontali che gravano sul giunto di colmo.

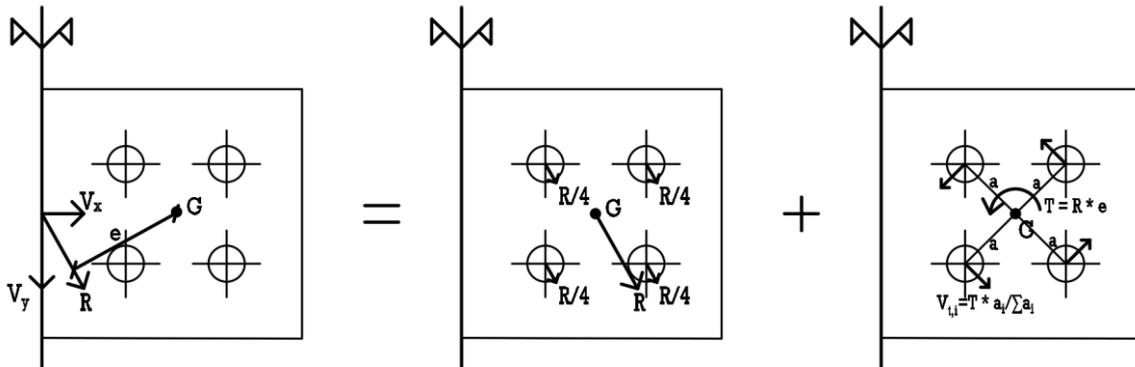
Combinazione	Scomposizione delle azioni interne nel giunto			
	V <sub>y</sub> sinistra	V <sub>x</sub> sinistra	V <sub>y</sub> destra	V <sub>x</sub> destra
1	-2.42	-64.11	-23.87	58.61
2	5.37	-81.64	-37.17	69.91
3	-11.97	-29.27	-11.97	29.27
4	-14.15	-40.72	-14.15	40.72
5	15.90	-15.44	-21.01	15.52
6	29.62	-38.75	-43.89	40.25
7	-0.59	38.00	-0.59	-38.00
8	-4.23	18.92	-4.23	-18.92
9	-1.69	-9.41	-1.69	9.41
10	-1.69	-9.41	-1.69	9.41
11	-1.69	-9.41	-1.69	9.41
12	-1.69	-9.41	-1.69	9.41
13	0.38	-51.78	-21.06	46.27
14	8.18	-69.30	-34.36	57.57
15	-9.16	-16.93	-9.16	16.93
16	-11.35	-28.38	-11.35	28.38
17	1.71	-57.84	-18.17	52.01
18	25.53	-54.40	-41.99	55.45
19	26.95	-28.28	-34.89	29.70
20	38.65	-28.21	-46.56	29.78

N.B.1: Per la descrizione della combinazione si faccia riferimento al paragrafo 3.6.5.

N.B.2: La convenzione adottata per meglio comprendere i segni dei risultati è la seguente:

- Per le azioni verticali il segno (-) indica una forza che va verso il basso;
- Per le azioni orizzontali il segno (-) indica una forza che va verso sinistra.

Dopo aver determinato le azioni verticali ed orizzontali, è stato necessario effettuare il calcolo dell'azione tagliante sul singolo bullone. Per ricavare tale azione è stato seguito un approccio puramente elastico. La generica forza sollecitante del precedente paragrafo è scomposta come segue:



Tutte le combinazioni (o perlomeno quelle più gravose) presentano questa configurazione delle forze. Si vede immediatamente pertanto come il bullone sinistro della riga inferiore sia quello più sollecitato in quanto vanno a sommarsi i contributi dati dall'azione tagliante vera e propria con quelli dati dal momento torcente. Le verifiche sono state effettuate rispetto al suddetto bullone.

Le forze sollecitanti derivanti dalla sola azione tagliante (R) sono calcolate nel seguente modo:

$$R = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (\text{Risultante dell'azione tagliante totale nel baricentro della piastra})$$

Combinazione	Determinazione risultanti per ogni combinazione	
	Rsx [kN]	Rdx [kN]
1	64.16	63.29
2	81.81	79.18
3	31.62	31.62
4	43.11	43.11
5	22.16	26.12
6	48.78	59.55
7	38.00	38.00
8	19.39	19.39
9	9.56	9.56
10	9.56	9.56
11	9.56	9.56
12	9.56	9.56
13	51.78	50.84
14	69.78	67.05
15	19.25	19.25
16	30.57	30.57
17	57.86	55.09
18	60.09	69.56
19	39.07	45.82
20	47.85	55.27

(Tali risultanti saranno poi confrontate in sede di verifica con le componenti resistenti di taglio e block tearing per la piastra e l'anima in sezione lorda e netta).

Per determinare la forza di taglio insistente sul singolo bullone è stato svolto il seguente procedimento:

$$T = R \cdot e \quad (\text{Momento torcente nato applicando R nel baricentro della bullonatura})$$

$$V_{ax} = \frac{V_x}{n_b} \quad (\text{Componente orizzontale tagliante sul singolo bullone})$$

$$V_{ay} = \frac{V_y}{n_b} \quad (\text{Componente verticale tagliante sul singolo bullone})$$

$$R_a = \sqrt{V_{a,x}^2 + V_{a,y}^2} \quad (\text{Risultante dell'azione tagliante sul singolo bullone})$$

$$V_{t,i,x} = \frac{T \cdot y_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (\text{Componente orizzontale tagliante per effetto del momento torcente})$$

$$V_{t,i,y} = \frac{T \cdot x_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (\text{Componente verticale tagliante per effetto del momento torcente})$$

Si determinano le componenti i-esime dei singoli bulloni andando a sommare semplicemente le componenti taglianti ricavate:

$$V_{i,x} = V_{ax} + V_{t,i,x} \quad (\text{Componente orizzontale totale i-esimo bullone})$$

$$V_{i,y} = V_{ay} + V_{t,i,y} \quad (\text{Componente verticale totale i-esimo bullone})$$

Il cui valore della risultante finale, deve essere confrontato con il taglio resistente delle varie componenti costituenti il giunto a cerniera considerato

$$V_{Ed,i} = \sqrt{V_{i,x}^2 + V_{i,y}^2} \quad (\text{Taglio agente sull'i-esimo bullone})$$

Si riporta ora in forma tabellare il taglio agente solo sul bullone più sollecitato (il bullone a sinistra della riga inferiore) per ogni combinazione di carico:

Combinazione	Risultanti delle forze taglianti agenti sul bullone più sollecitato	
	$V_{Ed,sx}$ [kN]	$V_{Ed,dx}$ [kN]
1	37.21	38.56
2	47.69	48.66
3	19.27	19.27
4	26.12	26.12
5	13.77	16.18
6	30.23	36.98
7	21.95	10.13
8	11.58	6.15
9	5.67	5.68
10	5.67	5.68
11	5.67	5.68
12	5.67	5.68
13	29.85	31.10
14	41.05	41.34
15	11.83	11.84
16	18.61	18.62
17	33.51	33.40

Combinazione	Risultanti delle forze taglianti agenti sul bullone più sollecitato	
	$V_{Ed,sx}$ [kN]	$V_{Ed,dx}$ [kN]
18	36.79	43.11
19	24.24	28.44
20	29.64	34.14

### 6.3.6 Calcolo resistenza

Le resistenze sono state ricavate mediante le classiche formule fornite dall'EN1993-1-8.

#### 6.3.6.1 Resistenza dei bulloni a taglio

$$V_{Rd1} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188.16 \text{ kN}$$

$$\lfloor \alpha_v = 0.6$$

$$\lfloor f_{ub} = 800$$

$$\lfloor A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

#### 6.3.6.2 Rifollamento della piastra

$$V_{Rd2} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot 2t / \gamma_{M2} = 182.27 \text{ kN}$$

$$\lfloor k_1 = \min(2.8 \cdot e_2 / d_0 - 1.7; 1.4 \cdot p_2 / d_0 - 1.7; 2.5) = 2.11$$

$$\lfloor e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$\lfloor d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$\lfloor p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha_b = \min(e_1 / (3 \cdot d_0); p_1 / \{(3 \cdot d_0) - 1.4\}; f_{ub} / f_u; 1.0) = 0.66$$

$$\lfloor e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$\lfloor p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 20 \text{ mm}$$

$$\lfloor t = 8 \text{ mm}$$

#### 6.3.6.3 Rifollamento dell'anima della trave

$$V_{Rd3} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_w / \gamma_{M2} = 136.70 \text{ kN}$$

$$\lfloor k_1 = \min(2.8 \cdot e_2 / d_0 - 1.7; 1.4 \cdot p_2 / d_0 - 1.7; 2.5) = 2.11$$

$$\lfloor e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$\lfloor d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$\lfloor p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha_b = \min(e_1 / \{(3 \cdot d_0)\}; p_1 / \{(3 \cdot d_0) - 1.4\}; f_{ub} / f_u; 1.0) = 0.66$$

$$\lfloor e_1 = 102 \text{ mm}$$

$$\lfloor p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 20 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_w = 12 \text{ mm}$$

#### 6.3.6.4 Resistenza a taglio della piastra con sezione lorda

$$V_{Rd4} = \frac{h_p \cdot t_p}{1.27} \cdot \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 309.85 \text{ kN}$$

$$\lfloor h_p = 150 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_p = 2 \cdot 8 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_{y,p} = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \gamma_{M0} = 1.05$$

#### 6.3.6.5 Resistenza a taglio della piastra con sezione netta

$$V_{Rd5} = A_{v,net} \cdot \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = 399.51 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_{v,net} = (h_p - n_1 \cdot d_0) \cdot t_p = 1696 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor h_p = 150 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_p = 2 \cdot 8 \text{ mm}$$

$$\lfloor n_1 = 2$$

$$\lfloor d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_{u,p} = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \gamma_{M0} = 1.25$$

#### 6.3.6.6 Resistenza della piastra per *block tearing*

$$V_{Rd6} = F_{eff,2,Rd} = 0.5 \frac{f_{u,p} \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_{y,p} \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} = 459.88 \text{ kN}$$

$$\lfloor f_{up} = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{yp} = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{nt} = t_p \cdot (p_2 + e_2 - 3d_0/2) = 1152 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$\lfloor e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_p = 2 \cdot 8 \text{ mm}$$

$$\lfloor A_{nv} = t_p \cdot (h_p - e_1 - 1.5 \cdot d_0) = 1152 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor h_p = 150 \text{ mm}$$

$$\lfloor d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$\lfloor e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_p = 2 \cdot 8 \text{ mm}$$

#### 6.3.6.7 Resistenza a taglio dell'anima della trave con sezione lorda

$$V_{Rd7} = h_w \cdot t_{bw} \cdot \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 580.58 \text{ kN}$$

- └  $h_w = 247.86 \text{ mm}$
- └  $t_{bw} = 12 \text{ mm}$
- └  $f_{y,p} = 355 \text{ MPa}$
- └  $\gamma_{M0} = 1.05$

#### 6.3.6.8 Resistenza a taglio dell'anima della trave con sezione netta

$$V_{Rd8} = A_{v,net} \cdot \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = 576.25 \text{ kN}$$

- └  $A_{b,v,net} = (h_w - n_1 \cdot d_0) \cdot t_{bw} = 2446.29 \text{ mm}^2$
- └  $h_w = 247.86 \text{ mm}$
- └  $t_{bw} = 12 \text{ mm}$
- └  $n_1 = 2$
- └  $d_0 = 22 \text{ mm}$
- └  $f_{u,p} = 510 \text{ MPa}$
- └  $\gamma_{M0} = 1.25$

Si vuole far notare che tutte le distanze prese tra i bulloni, distanza bulloni-piastra, sono prese lungo la direzione orizzontale o verticale e non ortogonalmente alla direzione della forza. Tale assunzione è stata fatta per semplicità di calcolo ma comunque a favore di sicurezza.

### 6.3.7 Conclusioni

Per verificare il giunto si eseguono due tipi di confronti. Il primo confronto è sulla sollecitazione che va ad agire sul singolo bullone (verifica a taglio del bullone più sollecitato e rifollamento della piastra e dell'anima della trave), mentre il secondo è stato effettuato sull'intero giunto (considerando quindi come azione tagliante agente, la risultante R trovata precedentemente).

#### 6.3.7.1 Confronto 1

Si osserva che la massima azione tagliante sul singolo foro risulta pari a:

$$V_{Ed} = 48.66 \text{ kN}$$

mentre la resistenza a taglio del singolo bullone e del rifollamento delle piastre e dell'anima della trave sono rispettivamente:

$$V_{Rd,1} = 188.16 \text{ kN};$$

$$V_{Rd,2} = 182.27 \text{ kN};$$

$$V_{Rd,3} = 136.70 \text{ kN}.$$

#### 6.3.7.2 Confronto 2

Si verifica infine che la massima azione tagliante R agente sul giunto sia inferiore alle varie componenti resistenti. La forza tagliante risultante massima è pari a:

$$R_{Ed,max} = 81.81 \text{ kN}$$

mentre la minore delle restanti componenti resistenti assume il valore:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,i})_{i=4,5,\dots,8} = 309.85 \text{ kN}$$

Si conclude affermando che il giunto risulta ampiamente verificato.

## 6.4 Giunto di base

### 6.4.1 Premessa e descrizione del giunto di base della colonna

Il giunto di base della colonna viene progettato per resistere a forze di taglio, di compressione e di trazione. La necessità della verifica in trazione deriva dal fatto che, nelle combinazioni di carico in cui il contributo da vento in depressione sulla copertura viene considerato come sfavorevole, si ha che la struttura tende ad essere sollevata e di conseguenza si ha che la colonna entra in trazione.

Viene previsto un giunto semplice con comportamento a cerniera. Vengono disposti quattro tirafondi di ancoraggio immersi nel blocco di calcestruzzo di fondazione gettato in opera. Gli ancoraggi vengono posizionati internamente rispetto alle ali della colonna.

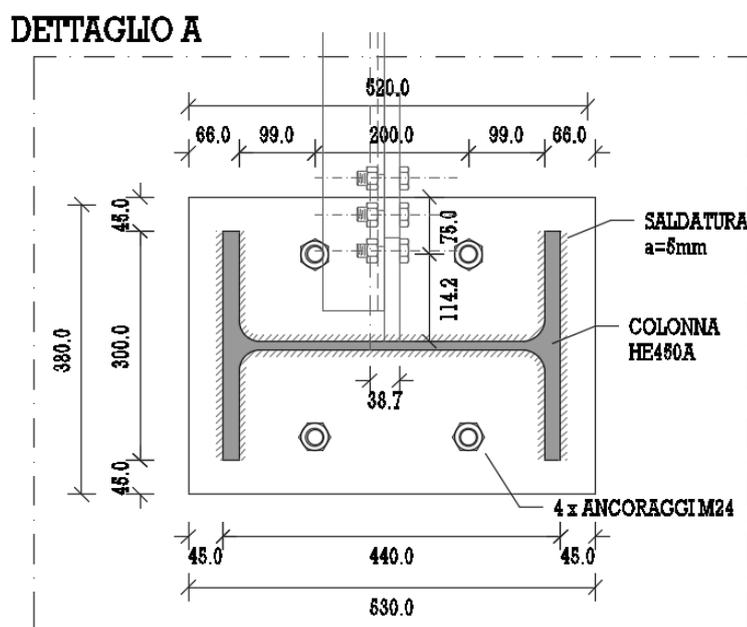
Ai fini del montaggio, per ridurre le tolleranze esecutive della messa in opera e permettere un corretto allineamento della colonna si inserisce una contropiastra con bulloni di regolazione.

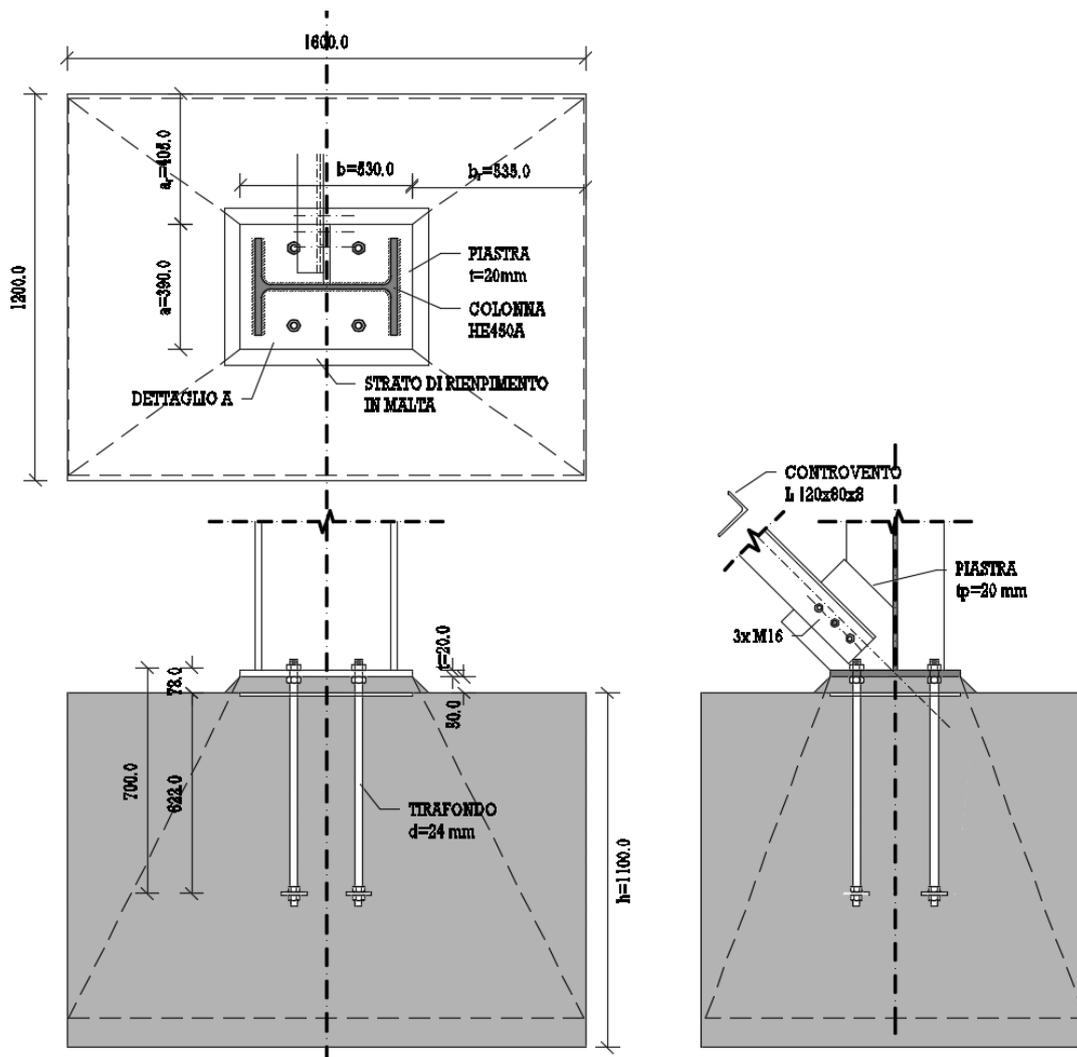
Per le verifiche di resistenza sotto le azioni taglianti, di trazione e compressione verrà applicato il metodo per componenti.

Il giunto di base viene progettato secondo i seguenti criteri:

- simmetria e minimizzazione delle eccentricità: se non si avesse simmetria uno sforzo assiale da parte della colonna creerebbe uno stato di azione assiale combinato a flessione sul giunto;
- righe di bulloni disposte internamente rispetto alle ali: per minimizzare il braccio di leva interna nullo e ridurre la rigidità rotazionale offerta alla base della colonna, rendendo il comportamento del giunto aderente all'ipotesi di partenza con cui è stato affrontata l'analisi strutturale di giunto a cerniera.

Viene raffigurato nell'immagine seguente il giunto di base della colonna oggetto delle verifiche a seguire:





Questo è composto da:

**Colonna**

HE450A

$h_c = 440.0 \text{ mm};$

$b_c = 300.0 \text{ mm};$

$t_{wc} = 11.5 \text{ mm};$

$t_{fc} = 21.0 \text{ mm}$

$r = 27.0 \text{ mm};$

$A = 178.0 \text{ cm}^2;$

**Piastra**

$t_p = 20 \text{ mm};$

$a = 390.0 \text{ mm};$

$b = 530.0 \text{ mm};$

Acciaio: S355

$f_{yp} = 355 \text{ MPa};$

$f_{up} = 510 \text{ MPa};$

**Ancoraggi**

Ancoraggi: M24

Classe: 8.8

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$d = 24.0 \text{ mm};$

$d_0 = 25.5 \text{ mm};$

$A_{RES} = 353.0 \text{ mm}^2$

**Saldature**

$a = 5.0 \text{ mm}$

Saldature a doppione d'angolo

**Malta**

$t_g = 5.0 \text{ cm};$

$f_{c,g} = 25 \text{ MPa}$

**Calcestruzzo**

Classe C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

### **Coefficienti parziali di sicurezza adottati**

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1.05; & \gamma_{M1} &= 1.05; & \gamma_{M2} &= 1.25; \\ \gamma_{M3} &= 1.25; & \gamma_{M3,ser} &= 1.10; & \gamma_{M7} &= 1.10mm \\ \gamma_c &= 1.50 \end{aligned}$$

## **6.4.2 Verifica giunto di fondazione della colonna**

### **6.4.2.1 Individuazione delle componenti resistenti**

In accordo con la procedura di verifica per metodo delle componenti è necessario individuare le componenti attive del giunto e caratterizzarne il comportamento definendone successivamente il comportamento di insieme. Le componenti attive sotto le differenti sollecitazioni sono nel caso considerato le seguenti:

Compressione:

- piastra di base in compressione
- blocco di calcestruzzo in compressione

Trazione:

- bulloni a trazione

Taglio:

- ancoraggi a taglio

### **6.4.2.2 Piastra di base e blocco di calcestruzzo in compressione**

*[Riferimento §6.2.6.9 – EN1993-1-8]*

La resistenza della componente è dipendente dalla superficie della piastra e dal suo spessore, dalla classe di resistenza del calcestruzzo, dalla malta di riempimento interposta tra il blocco in calcestruzzo di base e la piastra. Per modellare il comportamento dell'insieme "piastra di base e blocco di calcestruzzo in compressione" sono percorribili due metodologie ritrovabili in letteratura:

- piastra di base assunta come rigida flessionalmente;
- piastra di base assunta come deformabile flessionalmente.

Nella normativa EN1993-1-8 viene indicata la procedura con piastra flessibile in quanto più corrispondente al comportamento reale. Il metodo prescritto dalla normativa si basa sulla sostituzione della piastra reale flessibile a cui corrisponde un andamento degli sforzi variabile, con una piastra rigida equivalente.

Di seguito si illustra il procedimento in cui si adottano le seguenti notazioni:

- $A$  è l'area della faccia superiore del blocco di calcestruzzo
- $A_p$  è la superficie della piastra
- $A_{eq}$  è l'area equivalente relativa ad una piastra rigida
- $c$  è la larghezza equivalente dell'impronta

La resistenza può essere ricavata come:

$$F_{Rd} = A_{eq} f_{j,d}$$

ed è determinata da due fattori distinti:

- capacità portante del calcestruzzo
- dimensioni della piastra rigida equivalente di base

questi vengono analizzati di seguito separatamente.

### Capacità portante del calcestruzzo

[Riferimento: §6.7 - EN1992-1-1]

Questa è influenzata principalmente dalle dimensioni del blocco di base, tenendo in conto l'influenza di eventuali effetti di bordo attraverso il fattore  $k_j$ . Questo viene determinato sulla base del rapporto tra area della piastra ( $A_{c0}$ ) e area della proiezione omotetica di essa in direzione dell'asse di azione ( $A_{c1}$ ), come indicato dal punto 6.7 della norma EN1992-1-1, nel rispetto delle seguenti condizioni:

- $k_j \leq 3 \rightarrow (A_{c1}/A_{c0})_{max} = 9$
- $h \geq a_1 - a$
- $h \geq b_1 - b$

Ossia, in maniera equivalente, nel caso considerato si scrive:

$$k_j = \sqrt{a_1 b_1 / (ab)} = \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} = 3.0 \leq 3.0$$

$$\lfloor a_1 = \min(a + 2a_r; 3a; a + h) = 1170 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min(b + 2b_r; 3b; b + h) = 1590 \text{ mm}$$

$$\lfloor a = 390 \text{ mm}$$

$$\lfloor b = 530 \text{ mm}$$

$$\lfloor a_r = 405 \text{ mm}$$

$$\lfloor b_r = 535 \text{ mm}$$

$$\lfloor h = 1100 \text{ mm}$$

Il valore di  $k_j$  viene limitato al valore 3 in accordo con la EN1992-1-1. Altri riferimenti in letteratura riportano che quando non risultano esserci significativi effetti di bordo il valore di  $k_j$  è limitabile al valore 5.0. Il fattore  $k_j$  non tiene in conto che la piastra di base è più rigida in corrispondenza dell'intersezione anima-flangia della colonna. Trascurare l'effetto è conservativo e dalla letteratura emerge che nel caso di sezioni aperte il considerarne il contributo porterebbe ad incrementi della resistenza del 3%.

Il fattore di concentrazione viene impiegato per il calcolo della resistenza del calcestruzzo:

$$f_{j,d} = \beta_j k_j f_{cd} = 28.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \beta_j = 2/3 \quad \text{coefficiente di collegamento}$$

Fattore di riduzione per la presenza dello strato di malta, considerabile 2/3 nel caso in cui:

$$\lfloor f_{cg} = 25 \text{ MPa} \geq 0.2 f_{ck} = 5.0 \text{ MPa} \quad \text{verificato}$$

$$\lfloor t_g = 50 \text{ mm} \leq 0.2 \min(a; b) = 390 \text{ mm} \quad \text{verificato}$$

Inoltre dato che lo strato di malta non supera lo spessore di 50 mm non deve essere adottata una resistenza della malta  $f_{c,g}$  almeno pari a quella del calcestruzzo impiegato  $f_{ck}$ . Dato che le precedenti condizioni sono tutte soddisfatte non si ha la necessità di considerare il contributo della malta come strato a sé stante.

$$\lfloor k_j = 3.0$$

$$\lfloor f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \text{resistenza cilindrica a compressione per cls classe C25/30}$$

$$\lfloor \alpha_{cc} = 0.85$$

Nota: l'influenza della rondella viene trascurata in virtù del fatto che si ha  $f_{c,g} \geq 0.2 f_c$ .

#### Dimensioni della piastra rigida equivalente di base

La piastra flessibile di area  $A_p$  può essere sostituita con una piastra rigida equivalente con area totale formata dalla somma delle aree dei modelli T-Stub relativi all'anima ed alle ali del profilo. La distanza  $c$  del perimetro dell'area del T-Stub dalla parte di profilo considerata può essere ricavata considerando il fatto che non si verificheranno deformazioni plastiche nella flangia ed il momento plastico resistente del T-Stub sarà quello elastico. Assumendo inoltre che il T-Stub sia soggetto a sforzi uniformemente distribuiti e considerando un modello a mensola si ricava il momento per unità di lunghezza agente. Valgono quindi simultaneamente le due espressioni:

$$\begin{cases} M' = 1/6 \cdot t^2 f_y \\ M' = 1/2 f_{j,d} c^2 \end{cases}$$

$$c = t \sqrt{f_y / 3 f_{j,d} \gamma_{M0}} = 39.9 \text{ mm}$$

$$\lfloor f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{j,d} = 28.3 \text{ MPa}$$

$$\lfloor t = 20 \text{ mm}$$

Da cui la larghezza del componente a modellato come T-Stub:

$$a_{eq,f} = t_{fc} + 2c = 100.8 \text{ mm}$$

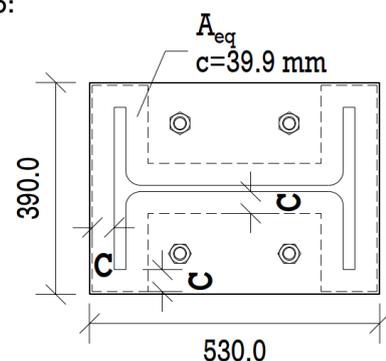
$$\lfloor c = 39.9 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_{fc} = 21.0 \text{ mm}$$

$$a_{eq,w} = t_{wc} + 2c = 91.3 \text{ mm}$$

$$\lfloor c = 39.9 \text{ mm}$$

$$\lfloor t_{wc} = 11.5 \text{ mm}$$



La proiezione omotetica del profilo con uno scarto pari a  $c$  è interamente contenuta nella piastra. Non ci sono limitazioni geometriche da effetti di bordo del perimetro della piastra.

Graficamente si ricava che l'area equivalente che si sviluppa è:

$$A_{eq} = 105590 \text{ cm}^2$$

#### Resistenza della componente

In seguito alla determinazione dei due differenti contributi si calcola la resistenza della componente:

$$F_{c,pl,Rd} = A_{eq}f_{j,d} = 2991.7 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_{eq} = 1055.9 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor f_{j,d} = 29.3 \text{ MPa}$$

#### 6.4.2.3 Piastra di base in flessione e bulloni in trazione

[Riferimento: §6.2.6.11 – EN1993-1-8]

Nel caso in cui la colonna entri in trazione la crisi della giunzione di base può verificarsi per snervamento della piastra, rottura dei bulloni a trazione o una combinazione dei due fenomeni. È quindi opportuno e indicato dalla normativa l'adottare anche in questo caso un modello T-Stub equivalente.

Per l'impiego del modello T-Stub si ha la necessità di determinare a priori le resistenze di progetto degli ancoraggi in trazione. Per un singolo ancoraggio la rottura può verificarsi secondo le tre differenti modalità:

- rottura per estrazione (pull-out)  $N_{p,Rd}$
- rottura del cono di calcestruzzo  $N_{c,Rd}$
- splitting del calcestruzzo  $N_{sp,Rd}$

Nel caso in cui si volesse quantificare queste resistenze ci si riferirebbe alla guida CEB (CEB, 1994). Per ragioni di dissipazione di energia in zona sismica e per evitare rotture fragili, si vuole che la rottura sia duttile e quindi localizzata sulla componente del T-Stub come sviluppo del modo di collasso 1 oppure 2.

Viene determinata la resistenza dei bulloni in trazione come segue:

$$F_{t,Rd} = 0.9A_s f_{ub} / \gamma_{M2} = 203.33 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

I parametri geometrici del T-Stub sono:

$$m = 114.2 - 0.8\sqrt{2}a = 107.3 \text{ mm}$$

$$e = 75.0 \text{ mm}$$

$$e_w = d_w/4 = 11.0 \text{ mm}$$

$$\lfloor d_w = 44.0 \text{ mm} \quad \text{diametro della rondella}$$

$$m_2 = 99 - 0.8\sqrt{2}a = 93.3 \text{ mm}$$

$$n = 75 \text{ mm}$$

Nel caso di allungamento significativo dei bulloni può manifestarsi il distacco tra strato di malta e piastra. In tal caso non si hanno forze di contatto. Nel caso contrario si generano forze di contatto  $Q$  tra parte terminale della piastra e strato di malta.

Si calcola il parametro  $\alpha$ :

$$\alpha(\lambda_1; \lambda_2) = 5.30$$

$$\lfloor \lambda_1 = m/(m + e) = 0.589$$

$$\lambda_2 = m_2/(m + e) = 1.060$$

Le lunghezze efficaci per la singola riga di bulloni vengono determinate come segue:

**Sviluppo di forze di contatto**

$$l_{nc} = 2\alpha m - (4m + 1.25e) = 614.43 \text{ mm}$$

$$l_{cp} = 2\pi m = 674.19 \text{ mm}$$

**Assenza di forze di contatto**

$$l_{nc} = 2\alpha m - (4m + 1.25e) = 614.43 \text{ mm}$$

$$l_c = 4\pi m = 1348.4 \text{ mm}$$

Nota: nel caso di assenza di forze di contatto non si avrebbe sviluppo di percorsi non circolari. Ne viene calcolato tuttavia il valore in quanto la formulazione conservativa per il calcolo del momento plastico secondo Eurocodice 3 ne considera il contributo nel calcolo della  $l_{eff,1}$ .

Ipotizzando lo sviluppo delle forze di contatto si calcola la lunghezza efficace del T-Stub come:

$$l_{eff,1} = \min(l_{nc}; l_{cp}) = 614.43 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = l_{nc} = 674.19 \text{ mm}$$

In particolare gli effetti di contatto si sviluppano nel caso in cui venga verificato il criterio:

$$L_b = 272 \text{ mm} \leq L_{b,lim} = 8.82m^3 n_b A_s / (l_{eff,1} t^3) = 782.5 \text{ mm}$$

$$\lfloor t = 20.0 \text{ mm}$$

$$\lfloor m = 107.3 \text{ mm}$$

$$\lfloor A_s = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{area dei bulloni}$$

$$\lfloor l_{eff,1} = 523.2 \text{ mm} \quad \text{lunghezza efficace del T-Stub secondo il modo I}$$

$$\lfloor n_b = 1 \quad \text{numero di righe di bulloni}$$

$$\lfloor L_b = L_{bf} + L_{be} = 272 \text{ mm}$$

$$\lfloor L_{bf} = 80 \text{ mm} \quad \text{lunghezza emergente (da interfaccia cls-malta)}$$

$$\lfloor L_{be} = 8d = 192 \text{ mm}$$

$$(\text{ancoraggio effettivo} = 622 \text{ mm} > 24d = 576 \text{ mm} : \text{verificato})$$

lunghezza efficace immersa nel calcestruzzo in accordo con EN1993-1-8

Si ha sviluppo di forze di contatto e l'ipotesi risulta quindi verificata. Verranno quindi impiegate le lunghezze:

$$l_{eff,1} = \min(l_{nc}; l_{cp}) = 614.4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = l_{nc} = 614.4 \text{ mm}$$

Si calcola il momento plastico resistente della piastra in flessione:

$$m_{pl,Rd} = t_p^2 f_y / (4 \gamma_{M0}) = 0.034 \text{ kNm/mm}$$

$$\lfloor f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor t_p = 20 \text{ mm}$$

Viene calcolata la resistenza del T-Stub relativo ad una riga di bulloni. Si considerano le formule generali:

$$F_{T,Rd,1} = (8n - 2e_w) l_{eff,1} m_{pl,Rd} / (2mn - e_w(m + n)) = 852.2 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd,2} = (2l_{eff,2} m_{pl,Rd} + \Sigma F_{t,Rd}) / (m + n) = 395.2 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd,3} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 406.7 \text{ kN}$$

Nel caso in cui non si avesse avuto lo sviluppo di forze di contatto, non ci sarebbe la rottura del T-Stub per i modi 1 e 2 e si avrebbe avuto invece:

$$F_{T,1-2,Rd} = 2M_{pl,1,Rd} / m$$

Questa andrebbe calcolata a rigore per le sole lunghezze efficaci da percorsi di rottura circolare, ossia le uniche che possono essere sviluppate nel caso di assenza di forze di contatto. Le normative EN1993-1-8 tuttavia conservano la formulazione che considera come lunghezza efficace la minima tra quelle da percorsi circolari e non circolari.

Si ricava quindi la resistenza del T-Stub come:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,1}; F_{T,Rd,2}; F_{T,Rd,3}) = 395.2 \text{ kN}$$

Si ha che prevale una rottura duttile per modo 2.

#### 6.4.2.4 Rotture lato calcestruzzo

[Riferimento: §7.2.1 - EN1992-4]

Per il calcolo delle rotture lato calcestruzzo ci si è basati anche su un confronto con i risultati di output del software "Idea StatiCa" di cui si presenterà la trattazione a seguire. Ci si limita a presentare le formulazioni in maniera non estesa al fine di comprenderne solo i contributi più rilevanti che giocano nel calcolo delle resistenze.

Come si osserva dai risultati, non si hanno problemi di resistenza lato calcestruzzo.

#### Estrazione

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_c = 284.6 \text{ kN}$$

$$\lfloor N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{M,N}$$

$$\lfloor N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$\lfloor k_1 = 8.90$$

$$\lfloor f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\lfloor h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(c_{a,max}, s_{max}/3))$$

- $h_{emb} = 700 \text{ mm}$
- $c_{a,max} = 569 \text{ mm}$
- $s_{max} = 240 \text{ mm}$

- └  $A_{c,N}$  area cono di rottura cls
- └  $A_{c,N}^0 = (3h_{ef})^2$ 
  - └  $h_{ef} = 379mm$  profondità di ancoraggio
- └  $\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / (1.5h_{ef}) = 0.95$  effetti di bordo nella distrib. tensionale
  - └  $c = 480mm$  distanza minima ancoraggio-bordo
- └  $\psi_{re,N} = 0.5 + h_{emb}/200 \leq 1$  spalling del guscio
- └  $\psi_{ec,N} = 1.0$  carico eccentrico in trazione
- └  $\psi_{M,N} = 2 - 2z / (3h_{ef}) = 1.0$  compressione fissaggio-cls

#### Pull-out del calcestruzzo

$$N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_c = 1245.5 kN$$

- └  $N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}$ 
  - └  $k_2 = 7.5$  coefficiente per cls fessurato
  - └  $A_h = 74cm^2$  area testa fissaggio
  - └  $f_{ck} = 25MPa$

#### Collasso del calcestruzzo

$$N_{Rd,cb} = N_{Rk,cb} / \gamma_c = 459kN$$

- └  $N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot A_{c,Nb} / A_{c,Nb}^0 \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 716.6kN$
- └  $N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f'_c}$ 
  - └  $k_5 = 8.7$  stato del calcestruzzo
  - └  $c_1 = 569mm$  distanza bordo fissaggio
  - └  $A_h = 74 cm^2$  area testa portante del fissaggio
  - └  $f'_c = 25MPa$
- └  $A_{c,Nb} = 1.32m^2$
- └  $A_{c,Nb} = 5.18m^2$
- └  $\psi_{s,Nb} = 0.83$  influenza effetti di bordo nella distrib. tensionale
- └  $\psi_{g,Nb} = 1.37$  parametro per effetto di gruppo
- └  $\psi_{ec,Nb} = 0.99$  gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione

#### 6.4.2.5 Ancoraggi a taglio

Le forze di taglio orizzontali alla base della colonna possono essere onere dell'attrito tra piastra e componente sottostante, dei bulloni, di chiavi di taglio o di contatto diretto. Nel presente caso si ha che le azioni di taglio vengono prese in carico dai bulloni e dall'attrito. Il contributo da attrito può essere tuttavia cautelativamente trascurato. Nella combinazione di carico con vento che crea depressione in falda, si ha che la struttura tende ad essere

sollevata, la colonna entra in trazione e non può quindi essere considerato l'apporto alla resistenza di taglio dovuta all'attrito.

I principali modi di rottura coinvolgono la rottura dei bulloni, rottura della malta, splitting del blocco di ancoraggio in calcestruzzo o pull-out del bullone. In particolare data la bassa resistenza della malta, si ha che i bulloni lavorano anche a flessione oltre che al taglio. Data l'ampia deformazione possono manifestarsi anche effetti del secondo ordine da trazione indotta per eccessiva deformazione nei bulloni. Questo fatto conferisce un contributo addizionale in termini sia di resistenza che di rigidezza con un effetto di hardening.

La resistenza a taglio viene quindi calcolata come:

$$F_{v,c,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd}$$

$$\lfloor F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed} \quad \text{contributo per attrito piastra-malta. Nullo se stato di trazione}$$

$$\lfloor C_{f,d} = 0.20 \quad \text{per malte sabbia e cemento}$$

$$\lfloor N_{c,Ed} \quad \text{sforzo assiale di compressione}$$

$$\lfloor n = 4 \quad \text{numero di bulloni di ancoraggio}$$

$$\lfloor F_{vb,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}; F_{2,vb,Rd}) = 56.0 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{1,vb,Rd} = F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d t / \gamma_{M2} = 340.8 \text{ kN}$$

$$\lfloor k_1 = 2.5$$

$$\lfloor f_u = 355 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 24 \text{ mm}$$

$$\lfloor t = 20 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha_b = \min(\alpha_d; f_{ub}/f_u; 1.0) = 1.0$$

$$\lfloor \alpha_d = 1$$

$$\lfloor f_{ub}/f_u = 800/510$$

(resistenza a rifollamento per gli ancoraggi in analogia a quella dei bulloni)

$$\lfloor F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 56.0 \text{ kN}$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_s = 353.0 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor \alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.248$$

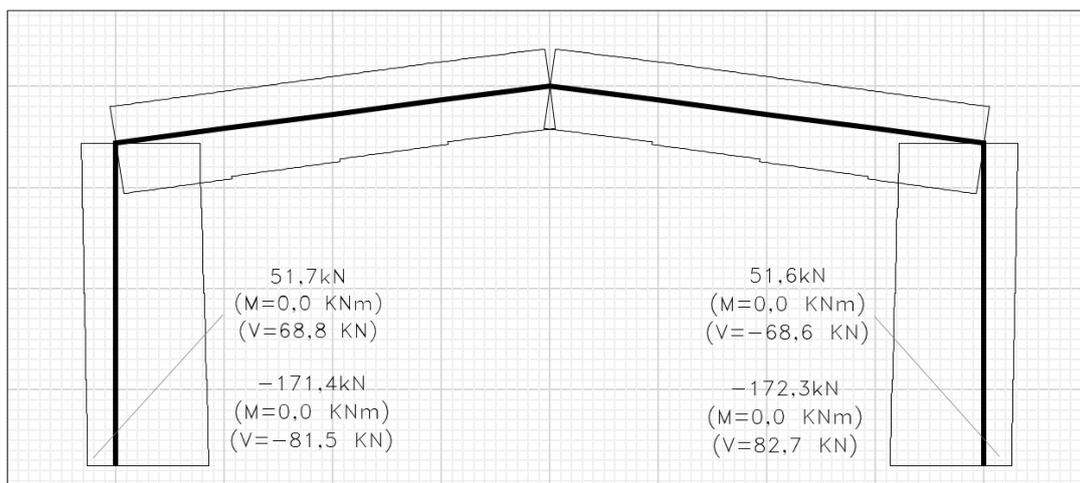
$$\lfloor f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

#### 6.4.2.6 Azioni considerate

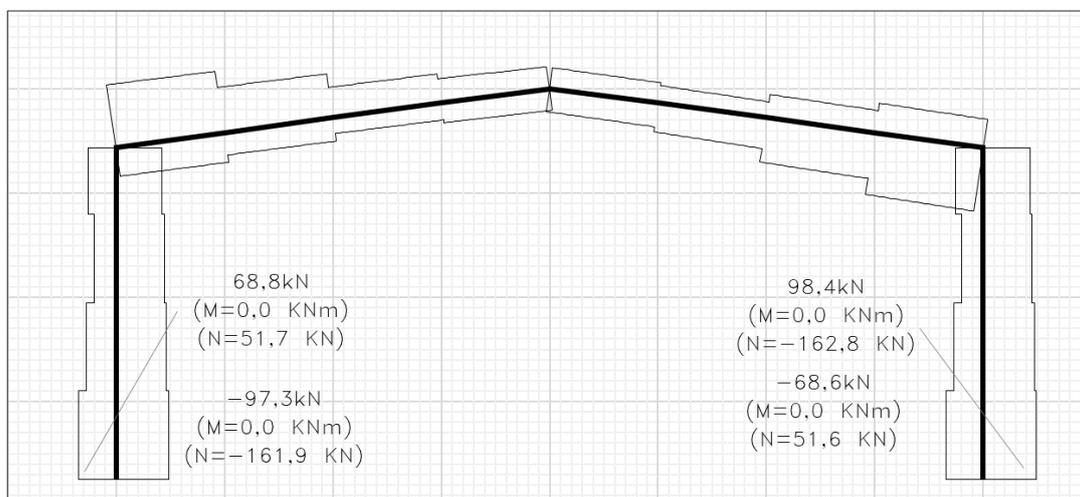
Si illustrano di seguito i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni di interesse per le successive verifiche. Assieme all'azione massimizzata si riportano i corrispondenti effetti dalla stessa combinazione di carico.

Nb: Oltre alle azioni provenienti dalla sottostruttura del portale devono essere considerate le azioni dal sistema di controvento. Verranno contrassegnate con un asterisco (\*) le sollecitazioni provenienti dalla sottostruttura del controvento

### Azione assiale - N [kN]



### Taglio - V [kN]



#### 6.4.2.7 Verifiche di resistenza

##### Compressione

Vengono considerate le seguenti azioni:

Verifica	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$N_{cv,Ed}$ [kN]	Combinazione
Compressione	-172.3	82.7	0.0	a) SLU-Fondamentale -
	Nota 1		Nota 2	Massimizzazione dello sforzo assiale di compressione: neve con $\mu_1 = 1.0$ su entrambe le falde;

Nota 1: è assente un contributo in compressione nella colonna dal sistema di controvento nella combinazione considerata.

Nota 2: non considerato perché favorevole rispetto alla verifica di compressione.

Il solo contributo di compressione è quello proveniente dal portale in quanto il controvento può solo procurare trazione favorevole:

$$N_{c,Ed} = N_{Ed}$$

Si esegue la verifica come segue:

$$N_{c,Ed} \leq F_{c,pl,Rd}$$

$$\lfloor N_{c,Ed} = 172.30 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{c,pl,Rd} = 2991.73 \text{ kN}$$

Le verifiche per quanto riguarda la resistenza della membratura sono state eseguite nelle sezioni precedenti.

### Trazione

Vengono considerate le seguenti azioni:

Verifica	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$N_{cv,Ed}$ [kN]	Combinazione
Trazione	51.7 + 6.4*	68.8	28.8 * Nota 1	1) SLU-Fondamentale - Massimizzazione dello sforzo assiale di trazione dal portale: vento ortogonale al colmo con falda sopravvento in depressione;
Trazione	47.4 + 24.2*	1.8	107.1* Nota 1	2) SLU-Fondamentale - Massimizzazione della trazione dal controvento: vento parallelo al colmo (disposizione 2 del controvento);

Nota 1: trazione nel controvento proveniente dalla medesima disposizione di carico (con vento ortogonale al colmo assunto come sovraccarico principale) e dalla stessa combinazione.

#### Combinazione 1:

La trazione totale da considerare è:

$$F_{t,Ed} = N_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \cos(45^\circ) = 78.46 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,pl,Rd} \quad \text{verificato}$$

$$\lfloor F_{t,Ed} = 78.46 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{t,pl,Rd} = 395.2 \text{ kN} \quad \text{resistenza del T-Stub di una riga di bulloni}$$

#### Combinazione 2:

La trazione totale da considerare è:

$$F_{t,Ed} = N_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \cos(45^\circ) = 147.33 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,pl,Rd} \quad \text{verificato}$$

$$\lfloor F_{t,Ed} = 147.33 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{t,pl,Rd} = 395.2 \text{ kN} \quad \text{resistenza del T-Stub di una riga di bulloni}$$

### Punzonamento della piastra

Se il giunto di base è sottoposto a trazione la piastra viene punzonata dai dadi degli ancoraggi. Viene fatta la verifica:

$$B_{p,Rd} = n_b \cdot 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{up} / \gamma_{M2} = 1475 \text{ kN}$$

$$\lfloor n_b = 4$$

$$\lfloor d_m = 36.0 \text{ mm} \quad (\text{diametro dado di serraggio})$$

$$\lfloor f_{up} = 510 \text{ MPa}$$

$$\lfloor t_p = 20 \text{ mm}$$

La resistenza a punzonamento dai quattro ancoraggi della piastra è sufficientemente alta.

### Taglio

Vengono considerate le seguenti azioni:

Verifica	$N_{Ed} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$	$N_{cv,Ed} [kN]$	Combinazione
Taglio	0.0	98.4	28.8 *	1) SLU-Fondamentale - Massimizzazione del taglio dal portale: neve con $\mu_1 = 1.0$ su entrambe le falde, vento ortogonale al colmo con falda sopravvento in pressione;
	Nota 1		Nota 2	
			Nota 3	
Taglio	0.0	87.7	107.1*	2) SLU-Fondamentale - Massimizzazione della trazione dal controvento: vento parallelo al colmo (disposizione 2 del controvento);
	Nota 1		Nota 2	
			Nota 3	

Nota 1: alla stessa combinazione di carico che corrisponde alla massimizzazione del taglio corrisponde uno sforzo assiale di compressione proveniente dal portale pari a -162.8 kN (e una trazione di 24.2 kN dalla sottostruttura del controvento). Dato che la verifica a taglio prevede di considerare il contributo favorevole da attrito indotto da compressione, si decide di considerare come nulla la compressione proveniente dal portale in maniera da rendere la verifica cautelativa.

Nota 2: il valore di trazione dal controvento proviene dalla combinazione SLU-Fondamentale con carico da vento assunto come principale. La massimizzazione del taglio proveniente dal portale viene effettuata invece con il carico da neve assunto come principale. Il fatto che i valori provengano da due combinazioni con stessa disposizione di carico ma con carico principale assunto diversamente è da ritenersi in questo caso cautelativa.

Nota 3: dato che considerare la massimizzazione sia del taglio proveniente dal portale che di quello dal contributo della trazione sul controvento, risulterebbe eccessivamente cautelativo. Si decide di effettuare due verifiche separate a taglio per le due differenti combinazioni.

### Combinazione 1:

Viene calcolato il taglio totale:

$$V_{TOT,Ed} = V_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \sin(45^\circ) = 100.49 kN$$

Si verifica che

$$V_{TOT,Ed} \leq F_{v,c,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} = 224.11 kN \quad \text{verificato}$$

$$\lfloor F_{f,Rd} = 0.0 \quad (\text{contributo da attrito non considerato})$$

$$\lfloor F_{vb,Rd} = 56.0 kN$$

$$\lfloor n = 4$$

$$\lfloor V_{TOT,Ed} = 100.49 kN$$

### Combinazione 2:

Viene calcolato il taglio totale:

$$V_{TOT,Ed} = V_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \sin(45^\circ) = 109.42 kN \quad \text{verificato}$$

Si verifica che:

$$V_{TOT,Ed} \leq F_{v,c,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} = 224.11 kN$$

$$\lfloor F_{f,Rd} = 0.0 \quad (\text{contributo da attrito non considerato})$$

$$\lfloor F_{vb,Rd} = 56.0 kN$$

$$\lfloor n = 4$$

$$\lfloor V_{TOT,Ed} = 109.42 kN$$

### **Taglio e trazione sugli ancoraggi**

La verifica è la seguente:

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4F_{t,Rd}) \leq 1$$

In cui il valore di  $F_{t,Rd}$  è stato calcolato precedentemente. Il valore  $F_{v,Rd}$  viene calcolato come:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}/\gamma_{M2} = 135.55 kN$$

$$\lfloor \alpha_v = 0.6$$

$$\lfloor A_s = 353 mm^2$$

$$\lfloor f_{ub} = 800 MPa$$

Le azioni considerate sono:

Verifica	$N_{Ed}[kN]$	$V_{Ed}[kN]$	$N_{cv,Ed}[kN]$	Combinazione
Taglio+Trazione sui tirafondi	-162.8	98.4	28.8	1) SLU-Fondamentale - Massimizzazione del taglio dal portale: neve con $\mu_1 = 1.0$ su entrambe le falde, vento ortogonale al colmo con falda sopravvento in pressione;
Taglio+Trazione sui tirafondi	51.7 + 6.4*	68.8	28.8 * Nota 2	2) SLU-Fondamentale - Massimizzazione dello sforzo assiale di trazione dal portale: vento

ortogonale al colmo con falda  
sopravento in depressione;

Taglio+Trazione sui tirafondi	47.4 + 24.2*	1.8	107.1* Nota 2	3)	SLU-Fondamentale	-
Massimizzazione della trazione dal controvento: vento parallelo al colmo (disposizione 2 del controvento);						

Nota: valgono le stesse osservazioni viste nelle verifiche precedenti per ciò che riguarda le combinazioni di azioni considerate.

Le azioni vengono calcolate come descritto:

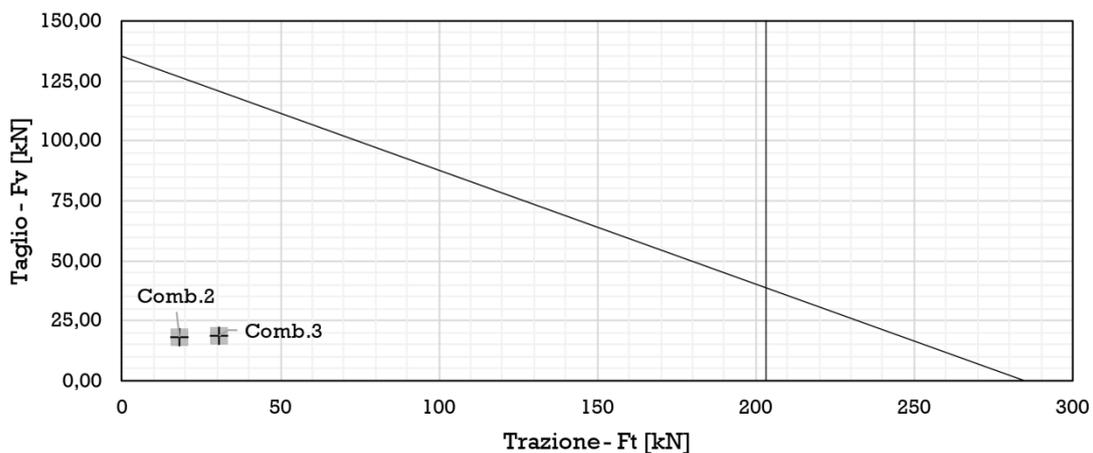
$$F_{v,Ed} = (V_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \sin(45^\circ)) / n_b$$

$$F_{t,Ed} = (N_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \cos(45^\circ)) / n_b$$

In cui  $n_b = 4$ .

I risultati per le differenti combinazioni sono:

Combinazione	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4F_{t,Rd})$	Esito verifica
1	25.12	compr.	-	-
2	17.94	18.02	0.15	verificato
3	18.94	30.78	0.20	verificato

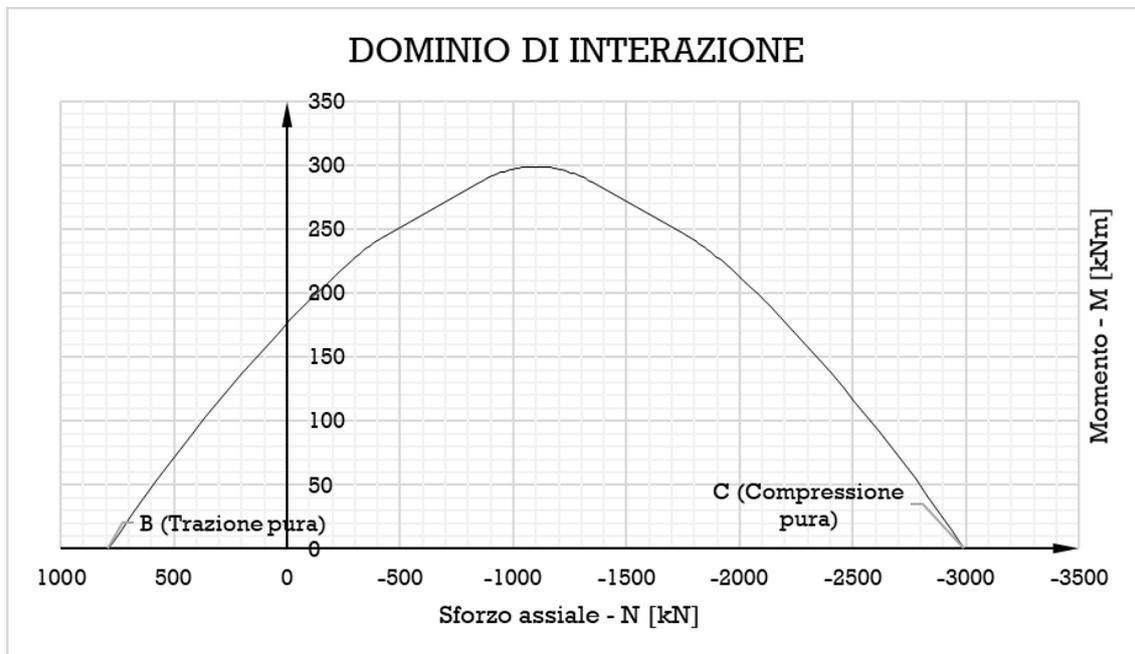
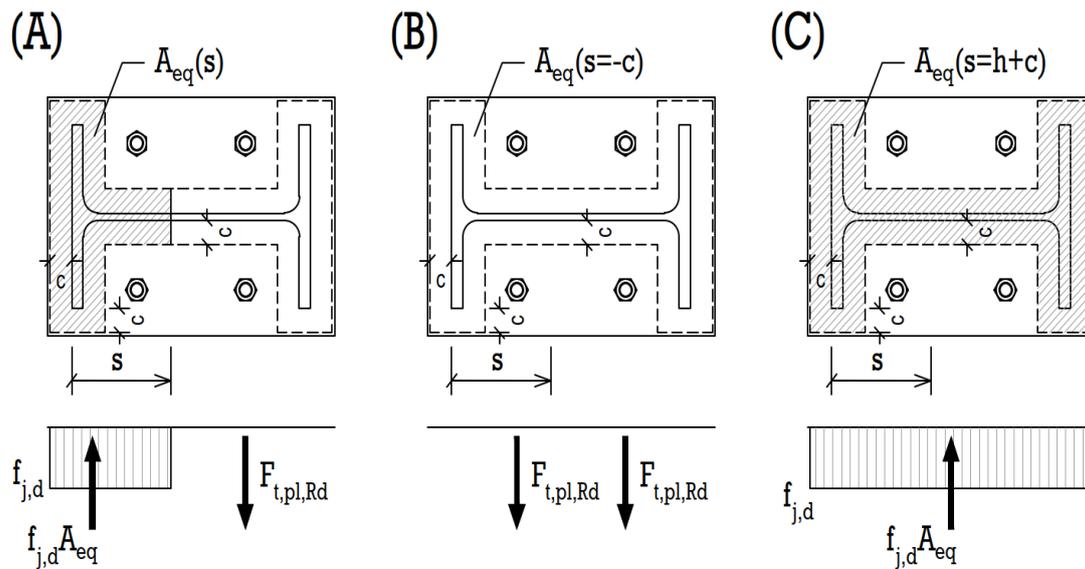


### Dominio resistente M-N del giunto

Anche se non necessario a fini di verifica, si è provato a stimare il momento resistente del giunto di base. Il calcolo è stato eseguito come descritto di seguito.

Nota l'area di contatto efficace tra piastra e malta determinata come descritto in precedenza, è possibile descrivere l'area equivalente di contatto in funzione della coordinata  $s$ :

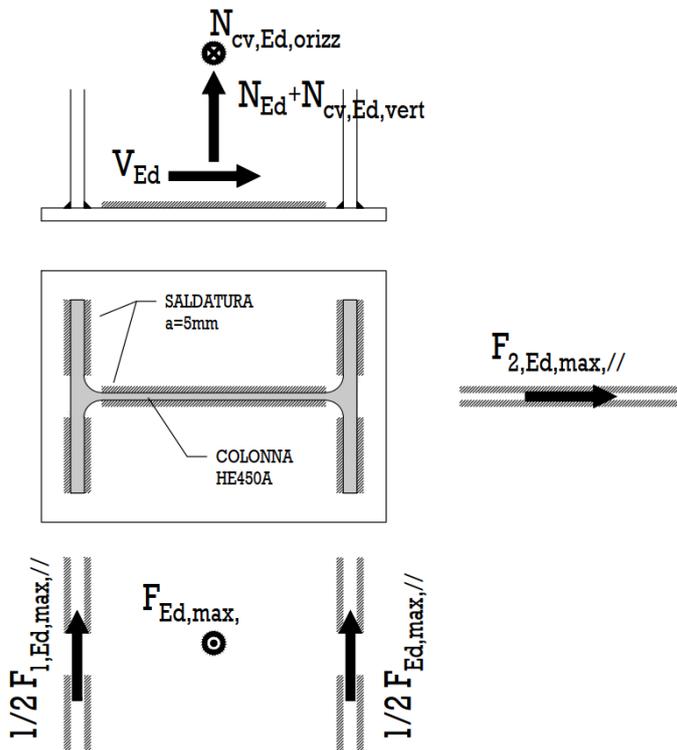
$$A_{eq}(s)$$



Nota: il dominio di interazione ricavato non tiene in conto dell'interazione con il taglio. Il dominio di resistenza è inoltre da affiancare al dominio M-N di resistenza della verifica sezionale della colonna.

#### 6.4.2.8 Verifica delle saldature piastra di base-profilo colonna

Viene affidato il taglio trasmesso dalla colonna al cordone di saldatura d'anima del profilo HE450A. Si affida invece la trazione proveniente dal portale e dal controvento ed il taglio indotto dalla trazione sul controvento ai cordoni di saldatura delle flange. Viene cautelativamente trascurato il fatto che parte dell'azione assiale sul controvento viene trasmesso alla piastra di base direttamente dal cordone di saldatura tra piastra di collegamento bullonata al controvento e piastra di base. Se ne trascura quindi il contributo resistente in maniera cautelativa.



Viene effettuata una passata di saldatura di cordone d'angolo. Si considera un'altezza di gola pari a:

$$a = 5 \text{ mm}$$

Le lunghezze efficaci verranno calcolate sulla base delle dimensioni del profilo della colonna:

$$b_c = 300 \text{ mm}; \quad h_c = 440 \text{ mm}$$

#### Azioni considerate

Si considerano le massime azioni provenienti dal controvento e quelle massime provenienti dal portale:

**Controvento:**

$$N_{cv,Ed} = 107.1 \text{ kN} \quad \text{massima azione assiale di trazione sul controvento}$$

**Portale:**

$$V_{Ed} = 98.4 \text{ kN} \quad \text{massima azione tagliante proveniente dal portale}$$

$$M_{Ed} = 0.00 \text{ kN} \quad \text{azione flettente trasmessa dalla colonna}$$

$$N_{Ed} = 51.70 \text{ kN} \quad \text{trazione massima indotta dalla colonna del portale}$$

#### Verifica delle saldature del cordone delle flange

$$F_{Ed,max,\perp} = N_{Ed} + N_{cv,Ed} \cdot \cos 45^\circ = 127.4 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,max,//} = N_{cv,Ed} \cdot \cos 45^\circ = 75.73 \text{ kN}$$

$$L_{eff,1} = 8 \cdot (L - 2a) = 1074 \text{ mm}$$

$$\text{In cui } L = (b_c - t_{wc})/2$$

Vengono verificati i criteri di lunghezza minima:

$$L_{eff,1} \geq 30 \text{ mm} \quad \text{verificato}$$

$$L_{eff,1} \geq 6a \quad \text{verificato}$$

Si calcola lo stato tensionale interno al cordone:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 1/4 \cdot \sqrt{2}/2 \cdot [F_{Ed,max,\perp}/(a \cdot L_{eff,1})] = 16.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{//} = F_{Ed,max,//}/(aL_{eff,1}) = 14.10 \text{ MPa}$$

Verifica:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = 41.5 \text{ MPa} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2}) = 315.6 \text{ MPa} \quad \text{verificato}$$

In cui  $\beta_w = 0.9$  ed  $f_u = 355 \text{ MPa}$ .

#### Verifica delle saldature del cordone d'anima

$$F_{Ed,max,//} = V_{Ed} = 98.4 \text{ kN}$$

$$L_{eff,2} = 2 \cdot (L - 2a) = \text{ mm}$$

In cui  $L = 344 \text{ mm}$

Vengono verificati i criteri di lunghezza minima:

$$L_{eff,1} \geq 30 \text{ mm} \quad \text{verificato}$$

$$L_{eff,1} \geq 6a \quad \text{verificato}$$

Si calcola lo stato tensionale interno al cordone:

$$\tau_{//} = F_{Ed,max,//}/(aL_{eff,2}) = 29.46 \text{ MPa}$$

Verifica:

$$\sqrt{3\tau_{//}^2} = 51.03 \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2}) = 315.6 \text{ MPa} \quad \text{verificato}$$

In cui  $\beta_w = 0.9$  ed  $f_u = 355 \text{ MPa}$

### 6.4.3 Verifica del giunto di controvento

Viene previsto un numero pari a  $n_b = 3$  di bulloni M16 classe 8.8. I cui dati sono:

$$d = 16 \text{ mm}; \quad d_0 = 17 \text{ mm} \quad A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}; \quad f_{ub} = 800 \text{ MPa};$$

Nella scelta della bullonatura è stato tenuto in conto che gli spessori degli elementi collegati sono:

20 mm                      spessore della piastra saldata

8 mm                        spessore dell'ala del profilo a L di controvento

I bulloni vengono disposti allineati sull'asse di truschino con i seguenti distanziamenti:

$$e_1 = 52 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$e_2 = 112 \text{ mm}$$

Le azioni considerate sono quelle derivanti da un calcolo elastico tenendo in considerazione il fatto che è presente un'eccentricità che genera momento parassita. Questa crea un'azione di taglio addizionale sui bulloni che equilibra la coppia da momento residuo. Si ha un'eccentricità pari a:

$$e = 22 \text{ mm}$$

La forza di trazione che viene considerata sul controvento è quella massima dovuta alla combinazione di carico con vento parallelo al colmo:

$$N_{Ed} = 107.1 \text{ kN}$$

Questa induce un momento parassita pari a  $N_{Ed} \cdot e$ , che crea un taglio addizionale sui bulloni estremi pari a:

$$V_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e / (2d) = 16.83 \text{ kN}$$

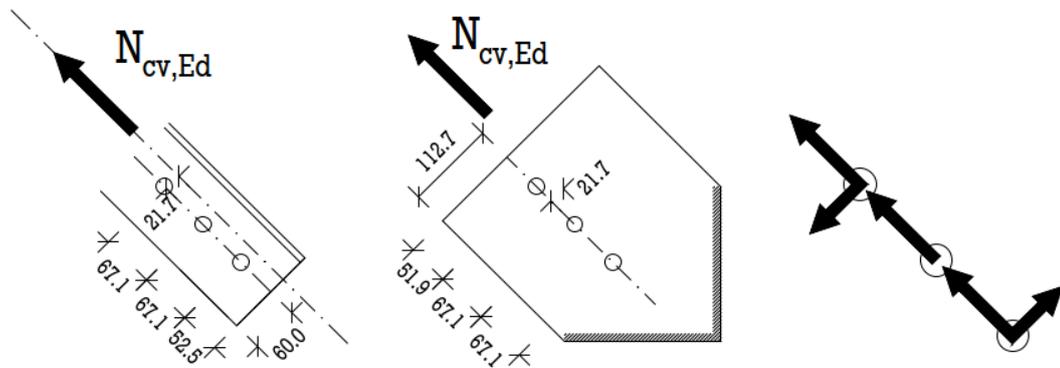
Inoltre si ripartisce uniformemente sui bulloni la componente parallela all'asse longitudinale dell'elemento:

$$V_{Ed,y} = N_{Ed} / n_b = 35.67 \text{ kN}$$

I due tagli si sommano generando un taglio totale sui bulloni più sollecitati pari a:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 39.44 \text{ kN}$$

#### VISTA LATERALE



#### Verifica a taglio dei bulloni

Si calcola la verifica a taglio considerando un piano che interseca la filettatura del bullone e l'influenza dello spessore. La connessione è ad un piano di taglio.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 60.29 \text{ kN}$$

$$\perp \alpha_v = 0.6$$

$$\perp f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$\perp A_{res} = 152 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} > V_{Ed} = 39.44 \text{ kN}$$

Verificato

#### Verifica a rifollamento della piastra

Dal lato della piastra:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 326.40 \text{ kN}$$

$$\perp f_{up} = 510 \text{ MPa}$$

$$\perp d = 16.0 \text{ mm}$$

$$\perp t_p = 20 \text{ mm}$$

$$\perp k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.50 \right\} = 2.5$$

$$\perp e_2 = 113 \text{ mm};$$

$$\perp p_2 = \infty;$$

$$\perp \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1.0 \right\} = 0.626$$

$$\perp e_1 = 53 \text{ mm};$$

$$\perp p_1 = 67;$$

$$\perp f_{ub} = 800 \text{ MPa};$$

$$F_{b,Rd} > V_{Ed} = 39.44 \text{ kN}$$

Verificato

### Verifica a rifollamento della flangia del profilo a L

Dal lato della del controvento:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 130.56 \text{ kN}$$

$$\perp f_{up} = 510 \text{ MPa}$$

$$\perp d = 18.0 \text{ mm}$$

$$\perp t_p = 8 \text{ mm}$$

$$\perp k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.50 \right\} = 2.5$$

$$\perp e_2 = 60 \text{ mm};$$

$$\perp p_2 = \infty;$$

$$\perp \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1.0 \right\} = 0.626$$

$$\perp e_1 = 53 \text{ mm};$$

$$\perp p_1 = 67;$$

$$\perp f_{ub} = 800 \text{ MPa};$$

$$F_{b,Rd} > V_{Ed} = 39.44 \text{ kN}$$

Verificato

### Verifica a block-tearing della flangia del profilo a L

Si considera una rottura per block-tearing dell'ala del profilo a L, considerando lo strappo delle parti di piatto incluse fra la frontiera esterna ed il foro sull'ala (parti annerite in figura).

Al fine di calcolare la resistenza a strappo è necessario calcolare le aree nette per taglio e per trazione.

$$A_{nt} = (60 - 0.5 \cdot 24) \cdot 8 = 384 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (67 + 67 + 53 - 0.5 \cdot 24) \cdot 8 = 1400 \text{ mm}^2$$

La formula per la determinazione della resistenza a block-tearing è la seguente:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{f_{up} \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{yp} \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 430 \text{ kN} > 107.1 \text{ kN} \quad \text{verificato}$$

$$\perp f_{up} = 510 \text{ MPa};$$

$$\perp f_{yp} = 355 \text{ MPa}$$

### Verifica a block-tearing della piastra

La larghezza della piastra è 273mm. Lo spessore della piastra è 20mm.

$$A_{nt} = (273\text{mm} - 24\text{mm}) \cdot 20\text{mm} = 5460 \text{ mm}^2$$

La formula per la determinazione della resistenza a block-tearing è la seguente:

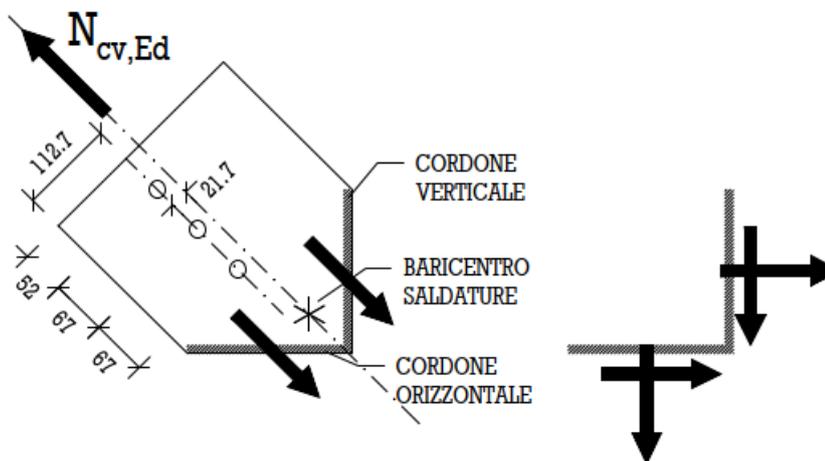
$$V_{eff,2,Rd} = \frac{f_{up} \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} = 2230 \text{ kN} > 107.1 \text{ kN} \quad \text{verificato}$$

$\perp f_{up} = 510 \text{ MPa};$

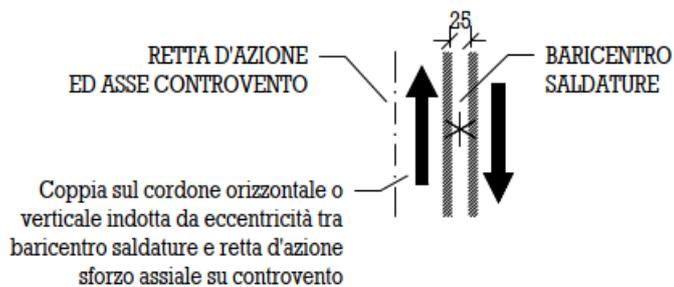
### Verifica della saldatura della piastra

Vengono previsti quattro cordoni di saldatura di cui due verticali in corrispondenza dell'anima della colonna e due orizzontali sulla piastra di base con altezza di gola  $a = 5 \text{ mm}$  ed il cui baricentro è allineato con l'asse baricentrico del profilo di controvento.

#### VISTA LATERALE



#### VISTA DI PIANTA



Azione dal controvento:

$$N_{cv,Ed} = 107.1 \text{ kN} \quad \text{massima azione assiale di trazione sul controvento}$$

La verifica viene fatta considerando il solo cordone orizzontale ma è analoga per quello verticale.

$$F_{Ed,max,||} = F_{Ed,max,\perp} = 1/4 N_{cv,Ed} \cdot \cos 45^\circ = 26.78 \text{ kN}$$

$$L_{eff} = (L - 2a) = 185 \text{ mm}$$

In cui  $L = 195 \text{ mm}$

Vengono verificati i criteri di lunghezza minima:

$$L_{eff,1} \geq 30\text{mm} \quad \text{verificato}$$

$$L_{eff,1} \geq 6a \quad \text{verificato}$$

Si calcola lo stato tensionale interno al cordone:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \sqrt{2}/2 \cdot [F_{Ed,max,\perp}/(a \cdot L_{eff})] = 20.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{//} = F_{Ed,max,//}/(aL_{eff}) = 28.95 \text{ MPa}$$

L'eccentricità apprezzabile in pianta tra asse di controvento (retta d'azione dello sforzo assiale di trazione) e baricentro delle saldature genera un momento parassita che genera  $\sigma_{//,add}$ ,  $\sigma_{\perp,add}$  e  $\tau_{//,add}$  nei cordoni. Vengono considerate mobilitate solo le  $\tau_{//,add}$  che si generano sia sul cordone verticale che orizzontale. Essendo il sistema di forze equilibrato nel caso in cui la verifica di resistenza risulti soddisfatta il collegamento risulterà verificato in virtù del teorema statico. Questi sforzi si calcolano come segue:

$$\tau_{//,add} = (N_{cv,Ed} \cdot \cos(45^\circ) \cdot e/d)/(L_{eff}a) = 95.0 \text{ MPa}$$

$e = 29 \text{ mm}$                       eccentricità in pianta baricentro saldatura-asse baricentrico controvento

$d = 25 \text{ mm}$                       distanza cordoni di saldatura

Queste vengono aggiunte  $\tau_{//}$  ottenendo  $\tau_{//,tot}$ .

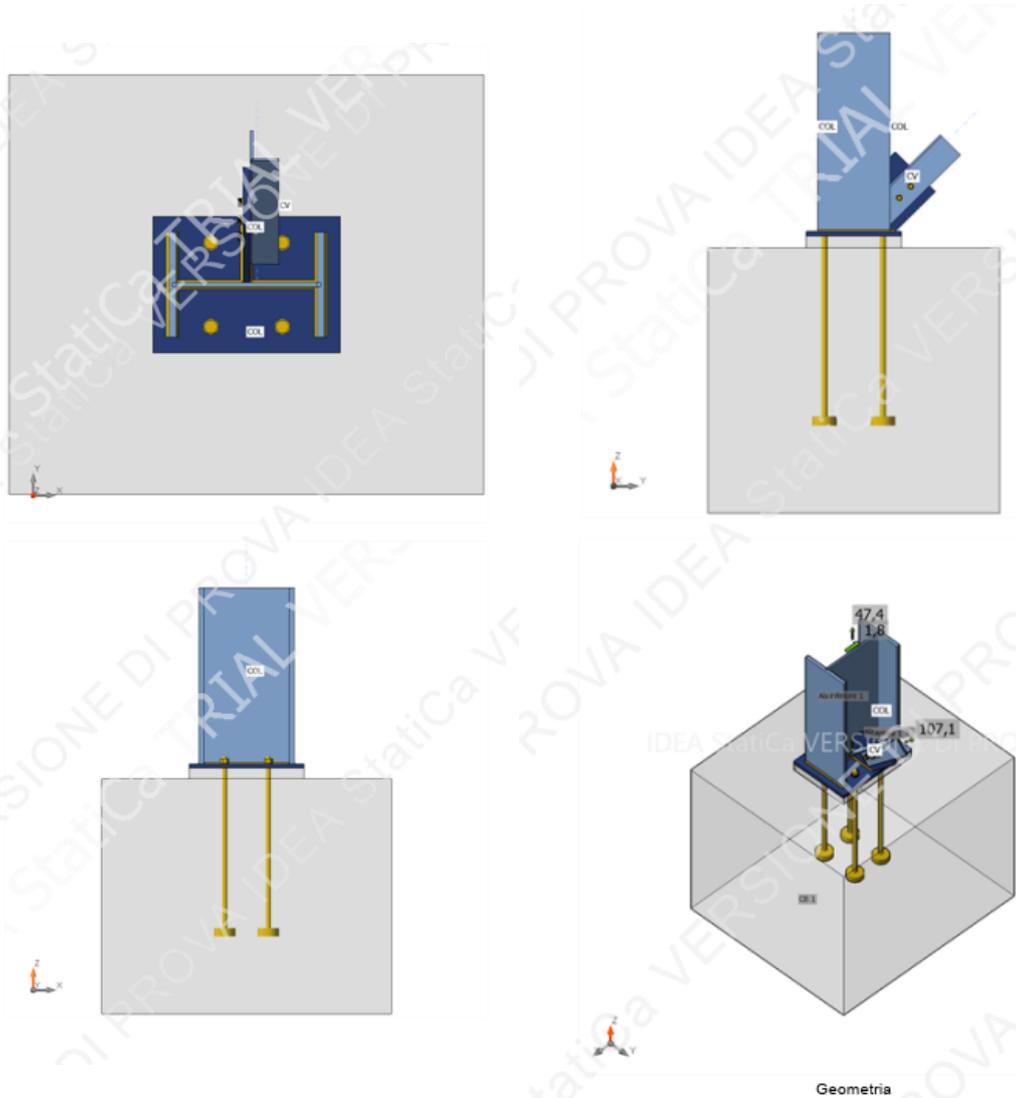
Verifica:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//,tot}^2)} = 219 \text{ MPa} \leq f_u/(\beta_w \gamma_{M2}) = 315.6 \text{ MPa} \quad \text{verificato}$$

In cui  $\beta_w = 0.9$  ed  $f_u = 355 \text{ MPa}$ .

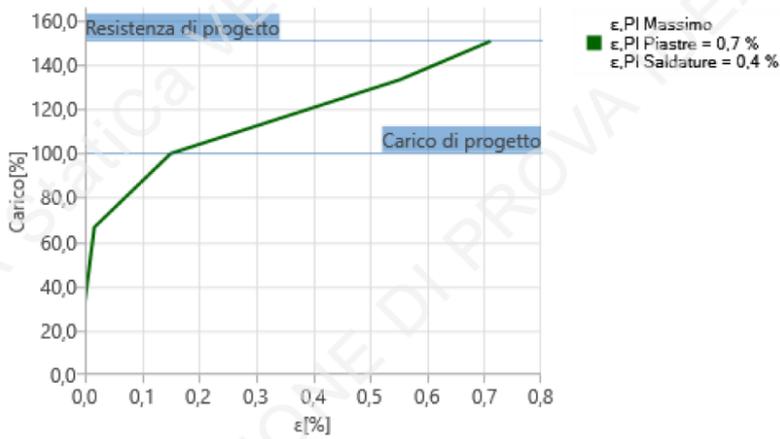
#### 6.4.4 Verifica con software di calcolo

Il giunto di base viene modellato con l'impiego del software "Idea StatiCa". I risultati di calcolo dettagliati sono ripercorribili nell'appendice [A05] allegata. Si illustrano di seguito i risultati salienti dell'analisi:



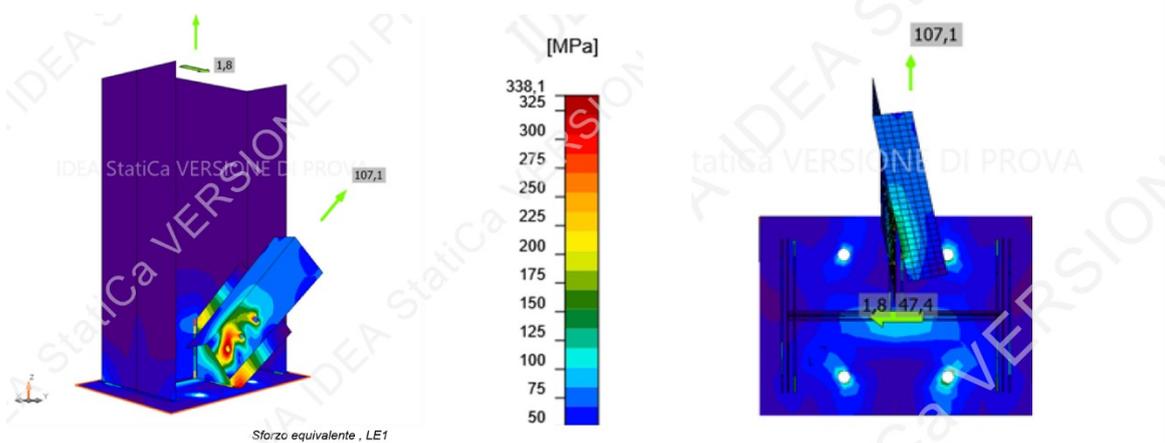
#### Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	47,4	0,0	1,8	0,0	0,0	0,0
	CV	107,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	COL	51,7	0,0	68,8	0,0	0,0	0,0
	CV	28,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE3	COL	-162,8	0,0	98,4	0,0	0,0	0,0
	CV	28,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE4	COL	-172,3	0,0	82,7	0,0	0,0	0,0
	CV	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

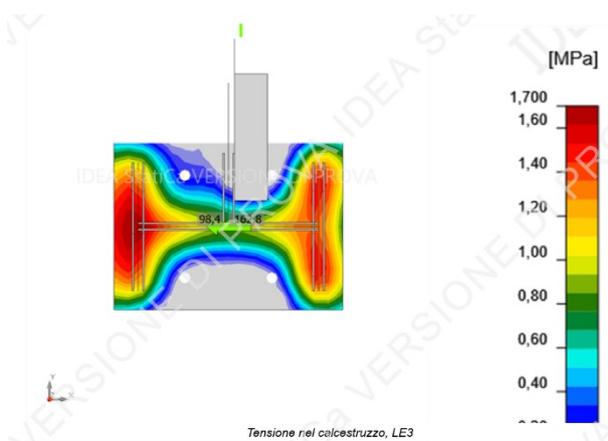


Carico-deformazione per il percorso incrementale di carico relativo alla combinazione LE1:

Sforzi equivalenti per la combinazione LE1 (massimizzazione della trazione sul controvento) e relativa deformazione amplificata di un fattore 20:



Sforzi di compressione sul calcestruzzo nella combinazione LE3 (massimizzazione della colonna da parte della colonna):



## 6.5 Giunto trave-controvento di falda

### 6.5.1 Giunto intermedio

Il giunto trave-controvento di falda viene realizzato mediante unione bullonata. Si prevede il posizionamento di un piatto sulla flangia della trave collegato mediante saldatura a parziale penetrazione. L'elemento del sistema di controvento di falda viene fissato a quest'ultimo mediante unione bullonata da eseguirsi in opera. Nella figura seguente viene riportato uno schema rappresentativo della connessione.

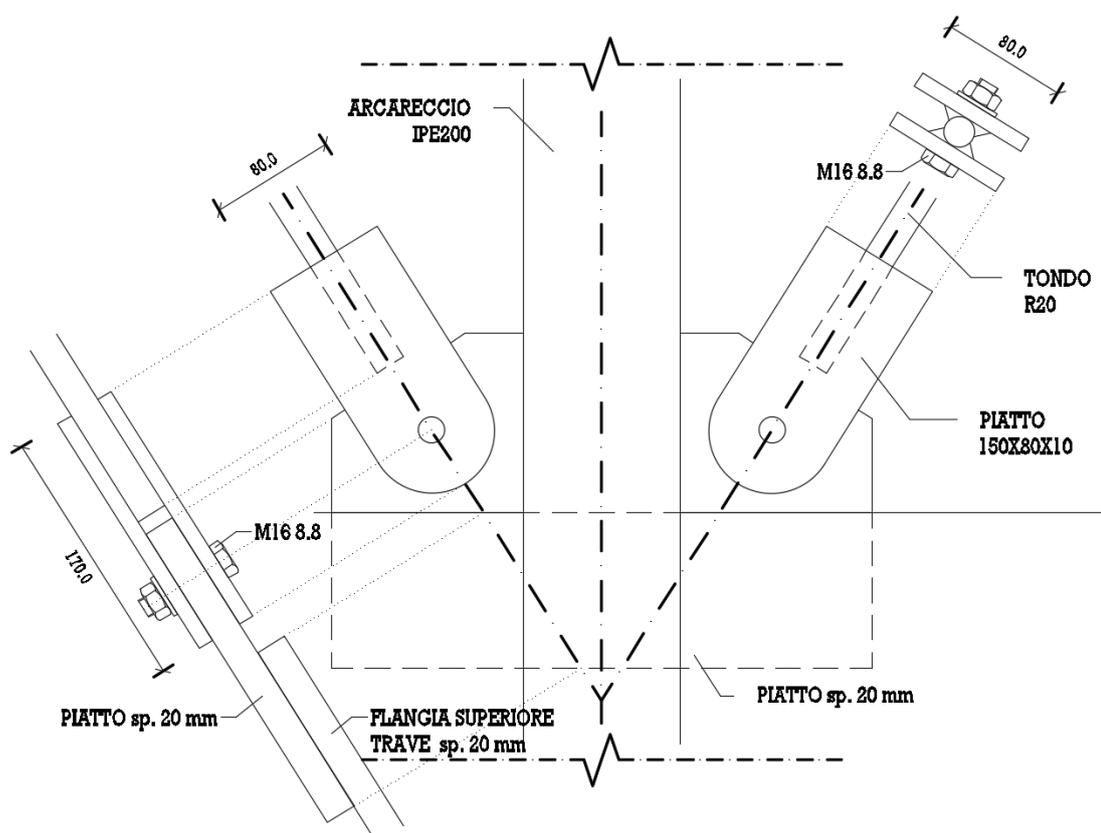


Figura 6.5.1 – Schema della connessione trave – controvento di falda

#### 6.5.1.1 Parametri geometrici e meccanici

Di seguito si riportano i parametri essenziali per la verifica del giunto:

##### Bulloni:

M16 tipo 8.8

$$d = 16.0 \text{ mm}$$

$$d_0 = 17.0 \text{ mm}$$

$$d_c = 24.0 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

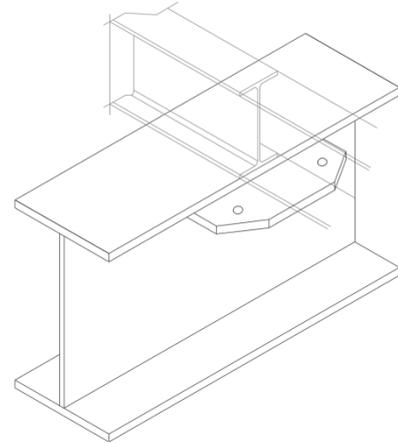
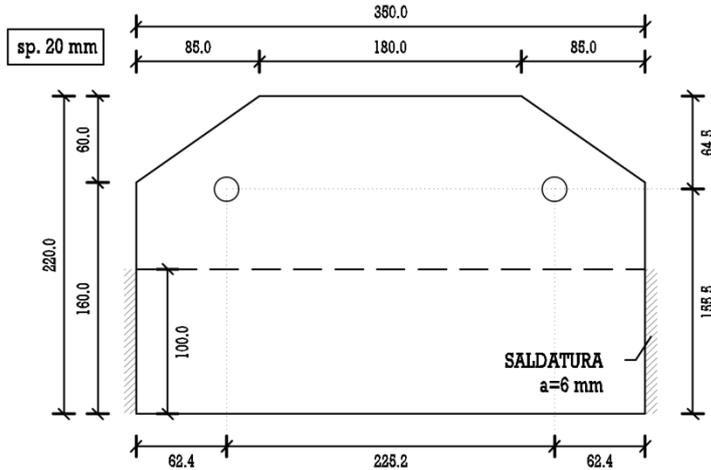
$$A_{res} = 157.0 \text{ mm}^2$$

### Lato trave

Piatto saldato dimensioni 350x220x20 acciaio S355

$$t_{f,p} = 20.0 \text{ mm}$$

$$e_{1,c} = 40.0 \text{ mm} \quad e_{2,c} = 76.0 \text{ mm}$$

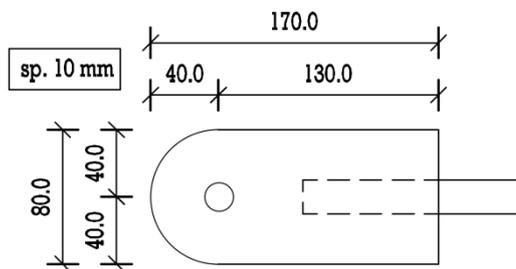


### Lato sistema di controvento di falda

Tondo R20 saldato a 2 piatti 170x80x10 acciaio S355

$$t_{f,c} = 10.0 \text{ mm}$$

$$e_{1,c} = 40.0 \text{ mm} \quad e_{2,c} = 40.0 \text{ mm}$$



#### 6.5.1.2 Azioni sul giunto

Le forze da considerare per la verifica del giunto sono essenzialmente le azioni normali centrate provenienti dal sistema di controvento. Essendo il giunto un punto di confluenza fra due controventi, le azioni da considerare risultano essere asimmetriche. In particolare, eccezion fatta per il giunto di colmo, ad ogni istante solo il controvento in trazione sollecita il giunto. L'altro controvento, infatti, sbanda e non trasferisce carico alla piastra. Inoltre le forze non intersecano il baricentro delle saldature, pertanto è necessario considerare l'eccentricità del carico per il calcolo di queste ultime.

Alla luce di quanto detto, l'unica combinazione significativa è quella data dal giunto sollecitato dalla massima forza di trazione fra tutte le disposizioni di carico significative (si faccia riferimento al § 3.4.8). Allora  $F_{t,Ed} = 68.0 \text{ kN}$ .

### 6.5.1.3 Verifica del giunto

Le verifiche da effettuare per la resistenza del giunto bullonato sono le seguenti:

- Verifica a taglio dei bulloni;
- Rifollamento del foro sulle piastre (piastra d'attacco alla trave e piastre d'attacco dell'elemento di controvento);
- Resistenza a trazione delle piastre relativa all'area netta;
- Resistenza a trazione delle piastre relativa all'area lorda;
- Verifica delle saldature

#### 1) Verifica a taglio dei bulloni

[Riferimento: § 3.6.1 – Prospetto 3.4 - EN1993-1-8]

Si calcola la verifica a taglio considerando un piano che interseca la filettatura del bullone su ciascun piano di taglio. I piani di taglio sono 2.

$$F_{v,Rd} = n \frac{\alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} \cdot 10^{-3} kN = 120.58 kN$$

$$\perp \alpha_V = 0.6$$

$$\perp f_{ub} = 800 MPa$$

$$\perp A_{red} = 157 mm^2$$

$$F_{v,Rd} = 120.58 kN > 68.0 kN = F_{t,Ed} \quad \rightarrow ok$$

#### 2) Verifica a rifollamento delle piastre

[Riferimento: § 3.6.1 – Prospetto 3.4 - EN1993-1-8]

In questo caso non è possibile determinare a priori quale delle due piastre risulta essere più sollecitata a rifollamento. È pertanto necessario verificare entrambe le condizioni:

##### Piastra lato trave

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot \frac{2.50 \cdot 0.784 \cdot 510 \cdot 16 \cdot 20}{1.25} \cdot 10^{-3} kN = 256.00 kN$$

$$\perp f_{up} = 510 MPa$$

$$\perp d = 16.0 mm$$

$$\perp t_p = 20.0 mm$$

$$\perp k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.50 \right\} = 2.50$$

$$\perp e_2 = 76 mm;$$

$$\perp \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1.0 \right\} = 0.784$$

$$\perp e_1 = 40 mm;$$

$$\perp f_{ub} = 800 MPa;$$

$$F_{b,Rd} = 256.00 kN > 68.0 kN = F_{t,Ed} \quad \rightarrow ok$$

### Piastra lato sistema di controvento

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{2.50 \cdot 0.784 \cdot 510 \cdot 16 \cdot 10}{1.25} \cdot 10^{-3} kN = 256.00 kN$$

$$\perp f_{up} = 510 MPa$$

$$\perp d = 16.0 mm$$

$$\perp t_p = 20.0 mm$$

$$\perp k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.50 \right\} = 2.50$$

$$\perp e_2 = 40 mm;$$

$$\perp \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1.0 \right\} = 0.784$$

$$\perp e_1 = 40 mm;$$

$$\perp f_{ub} = 800 MPa;$$

$$F_{b,Rd} = 256.00 kN > 68.0 kN = F_{t,Ed} \quad \rightarrow ok$$

### **3) Resistenza a trazione delle piastre relativa all'area lorda**

[Riferimento: § 6.2.3(2) - EN1993-1-1]

#### Piastra lato trave

Al fine di individuare un'area di riferimento per la verifica si procede come indicato al punto 3.5.3.d del libro dell'ECCS "Design of Joints in Steel Structures". Vengono individuate due direttrici che si diramano a 30 gradi dall'unico foro della piastra sino al bordo esterno. In questo modo è possibile ricavare una lunghezza equivalente di riferimento per il calcolo. Tale lunghezza è pari a 53 mm. Lo spessore della piastre è pari a 20 mm, pertanto  $A = 10.6 cm^2$ . L'azione resistente plastica di trazione viene calcolata come segue:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10.6 \cdot 355}{1.05} \cdot 10^{-1} kN = 358.4 kN > 68.0 kN = F_{t,Ed} \quad \rightarrow ok$$

#### Piastra lato sistema di controvento

L'area di riferimento viene individuata come la larghezza della piastra moltiplicata per lo spessore della piastra. Le piastre sono due, pertanto l'area ricavata viene raddoppiata.

$$A = 2 \cdot 8.0 cm \cdot 1.0 cm = 16.0 cm^2$$

L'azione resistente plastica di trazione viene calcolata come segue:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.0 \cdot 355}{1.05} \cdot 10^{-1} kN = 540.95 kN > 68.0 kN = F_{t,Ed} \quad \rightarrow ok$$

#### 4) Resistenza a trazione delle piastre relativa all'area lorda

[Riferimento: § 6.2.3(4) - EN1993-1-1]

##### Piastra lato trave

L'area netta viene individuata come l'area area calcolata al punto 6.5.1.3.3) sottratta dell'area occupata dal foro. Pertanto  $A_{net} = 10.6 \text{ cm}^2 - 1.7 \cdot 2.0 \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$ . L'azione resistente per trazione dell'area netta viene calcolata come segue:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 7.2 \cdot 510}{1.25} \cdot 10^{-1} \text{ kN} = 264.4 \text{ kN} > 68.0 \text{ kN} = F_{t,Ed} \rightarrow \text{ok}$$

##### Piastra lato sistema di controvento

L'area netta viene individuata come l'area area calcolata al punto 6.5.1.7 sottratta dell'area occupata dal foro. Pertanto  $A_{net} = 16.0 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 1.7 \cdot 1.0 \text{ cm}^2 = 12.6 \text{ cm}^2$ . L'azione resistente per trazione dell'area netta viene calcolata come segue:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 12.6 \cdot 510}{1.25} \cdot 10^{-1} \text{ kN} = 462.7 \text{ kN} > 68.0 \text{ kN} = F_{t,Ed} \rightarrow \text{ok}$$

#### 5) Verifica delle saldature

##### Piastra lato trave

[Riferimento: § 4.3.4 - EN1993-1-8]

Viene concepita una saldatura del piatto al di sotto della flangia della trave mediante due cordoni di saldatura sul lato. Questa scelta è volta a ottimizzare il comportamento della saldatura quando sottoposta a carichi eccentrici

La saldatura viene calcolata come un cordone d'angolo (§ 4.3.4 - EN1993-1-8).

Per il calcolo della saldatura si adotta lo schema in figura 6.5.1.3(5.1)

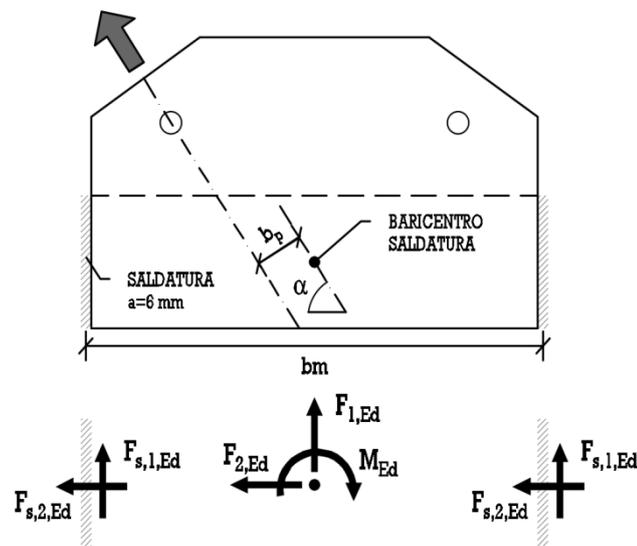


Figura 6.5.1.3(5.1) - Schema della connessione trave

$$F_{1,Ed} = F_{t,Ed} \cdot \sin(\alpha) = 68.0 \text{ kN} \cdot \sin(58^\circ) = 59.0 \text{ kN}$$

$$F_{2,Ed} = F_{t,Ed} \cdot \cos(\alpha) = 68.0 \text{ kN} \cdot \cos(58^\circ) = 36.9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_{t,Ed} \cdot b_p = 68.0 \text{ kN} \cdot 0.037 \text{ m} = 2.58 \text{ kNm}$$

Da cui

$$F_{s,1,max,Ed} = \frac{F_{1,Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{b_m} = \frac{59.0}{2} + \frac{2.58}{0.354} = 36.8 \text{ kN}$$

$$F_{s,2,Ed} = \frac{F_{2,Ed}}{2} = \frac{36.9}{2} = 18.5 \text{ kN}$$

Seguendo il metodo direzionale (§ 4.5.3.2 - EN1993-1-8) si richiede la determinazione dei seguenti contributi:

$$L_{eff} = L - 2a = 100 - 2 \cdot 6 = 88 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \left[ \frac{F_{s,2,Ed}}{a \cdot L} \right] = \frac{\sqrt{2}}{2} \left[ \frac{18.5}{6 \cdot 88} \cdot 10^3 \right] \text{ MPa} = 24.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{s,1,max,Ed}}{a \cdot L} = \frac{36.8}{6 \cdot 88} \cdot 10^3 \text{ MPa} = 69.7 \text{ MPa}$$

La formula proposta dall'Eurocodice per la verifica della saldatura è la seguente:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = \sqrt{24.8^2 + 3 \cdot (24.8^2 + 69.7^2)} \text{ MPa} = 130.5 \text{ MPa}$$

$$< \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{0.9 \cdot 1.25} = 453.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

$$\sigma_{\perp} = 24.8 \text{ MPa} < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 510}{1.25} = 367.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

#### Piastra lato sistema di controvento

[Riferimento: § 4.3.4 e § 4.5.3 - EN1993-1-8]

La saldatura viene effettuata come in figura 6.5.1.3(5.2):

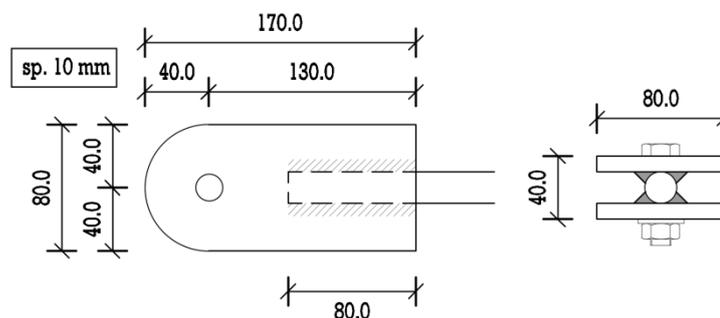


Figura 6.5.1.3(5.2) – Schema della saldatura dei piatti

L'altezza di gola del cordone di saldatura viene calcolata come specificato al § 4.3.6 dell'EN1993-1-8. A tal proposito si faccia riferimento alla figura 6.5.1.3(5.3). L'altezza di gola, pertanto, è da considerarsi pari a 7.0 mm. La lunghezza efficace della saldatura è pari a  $L - 2a = 80 - 2 \cdot 7 = 66 \text{ mm}$

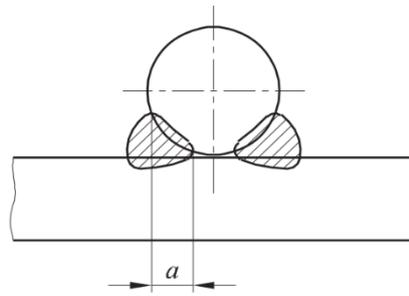


Figura 6.5.1.3(5.3) - Altezza di gola della

La resistenza del cordone di saldatura viene calcolata come specificato al § 4.5.3 dell'EN1993-1-8 con le formule del metodo direzionale di cui al § 4.5.3.2 dell'EN1993-1-8.

L'unico termine da considerare in questo caso è  $\tau_{//}$ .

$$\tau_{//} = \frac{F_{t,Ed}}{4 \cdot a \cdot L} = \frac{69.6}{4 \cdot 7 \cdot 66} \cdot 10^3 = 37.7 \text{ MPa} < \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0.9 \cdot 1.25} = 261.7 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

## 7 VERIFICHE AL CARICO D'INCENDIO

---

Riferimento: § S.2 – DM 18/10/2019

Riferimento: § 3– EN1991-1-2

Riferimento: § 3 e § 4 – EN1993-1-2

Nel presente capitolo si riporta la verifica del solo portale al carico d'incendio come prescritto dalla normativa di riferimento. Nei seguenti paragrafi viene descritta la procedura per la verifica del portale, la quale consta dei seguenti passaggi:

- Inquadramento prestazionale secondo il DM 18/10/2019;
- Definizione della curva normale d'incendio secondo quanto riportato al § 3.2.1 dell'EN1991-1-2 e al § S.2.7 del DM 18/10/2019;
- Analisi termica per la valutazione dell'andamento delle temperature negli elementi in funzione del tempo adottando l'ipotesi di massa concentrata secondo quanto riportato all'appendice C dell'EN1991-1-2 e al § 4.2.5 dell'EN1993-1-2;
- Analisi meccanica strutturale secondo i criteri richiesti dell'EN1993-1-2 al § 4.2 e § 4.3;
- Analisi meccanica per la valutazione del meccanismo di collasso eseguita con software agli elementi finiti.

### 7.1 Inquadramento prestazionale

Riferimento: § S.2 – DM 18/10/2019

Il livello di prestazione richiesto per la struttura in esame è il **II**. Infatti, al § S.2.2 del DM 18/10/2019 si specifica che le strutture classificate con livello di prestazione II debbano garantire il “*mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione*”. Al § S.2.3 del DM 18/10/2019 vengono precisate le caratteristiche delle strutture con livello di prestazione II, le quali sono concordi con la struttura in esame.

In virtù della classificazione della struttura è necessario verificare che la struttura abbia una resistenza minima al fuoco di almeno **30 minuti**. In aggiunta, la struttura deve soddisfare i requisiti di cui al § S.2.5 del DM 18/10/2019.

### 7.2 Analisi termica

[Riferimento: EN1991-1-2; EN1993-1-2]

#### 7.2.1 Azioni termiche

##### Flusso di calore

Al fine di calcolare l'evoluzione della temperatura all'interno dell'elemento strutturale si considera che l'azione termica è indotta dal flusso di calore calcolato come somma del contributo da convezione e irraggiamento:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

In cui i due differenti addendi si calcolano come:

$$h_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_a) \quad \text{contributo da convezione}$$

$$h_{net,r} = \phi \cdot \epsilon_m \cdot \epsilon_f \cdot \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad \text{contributo da irraggiamento}$$

In queste relazioni:

$\alpha_c$	è il coefficiente di trasferimento
$\phi = 1.0$	è il fattore di configurazione secondo EN1991-1-2 §3.1(7)
$\epsilon_m = 0.7$	è l'emissività del materiale acciaio assunto come corpo grigio
$\epsilon_f = 1.0$	è l'emissività della fiamma secondo EN1991-1-2 §3.1
$\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} W/(m^2 K)$	è la costante di Stephan-Boltzmann
$\theta_g(t)$	è la temperatura del gas variabile nel tempo
$\theta_r(t)$	è la temperatura di irraggiamento variabile nel tempo
$\theta_a(t)$	è la temperatura dell'elemento variabile nel tempo

La funzione  $\theta_g(t)$  assume il ruolo di forzante esterna che determina l'input all'evoluzione del sistema. La funzione  $\theta_a(t)$  è la funzione di output del sistema rilevante per determinare il degrado delle proprietà meccaniche nel tempo.

### Curva nominale temperatura-tempo

Per determinare l'evoluzione della temperatura del materiale e con essa la variazione delle proprietà meccaniche e termiche in funzione della temperatura variabile nel tempo ci si riferisce alla curva ISO834, descritta al §3.2.1 della norma EN1991-1-2. La forzante esterna del sistema è quindi la seguente:

$$\theta_g(t) = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad \begin{array}{l} \text{curva temperatura-tempo} \\ \text{normalizzata (curva ISO834)} \end{array}$$

A questa viene associato per il calcolo del flusso un coefficiente di trasferimento:

$$\alpha_c = 25 W/(m^2 K)$$

## 7.2.2 Proprietà termiche e meccaniche

Per determinare l'evoluzione delle proprietà termiche nel tempo ci si deve basare sulle funzioni che descrivono come variano le proprietà del materiale in funzione della temperatura. Queste vengono esplicitamente fornite dalle normative e in particolare il §3.4 delle norme EN1993-1-2 indica che per acciai al carbonio vale:

### Variazione del calore specifico $c_a(\theta_a)$ [J/(kgK)]

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{per } 20^\circ C \leq \theta_a < 600^\circ C$$

$$c_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a) \quad \text{per } 600^\circ C \leq \theta_a < 735^\circ C$$

$$c_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731) \quad \text{per } 735^\circ C \leq \theta_a < 900^\circ C$$

$$c_a = 650 \quad \text{per } 900^\circ C \leq \theta_a < 1200^\circ C$$

### Variazione della conducibilità termica $\lambda_a(\theta_a)$ [W/(mK)]

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{per } 20^\circ C \leq \theta_a < 800^\circ C$$

$$\lambda_a = 27.3 \quad \text{per } 800^\circ C \leq \theta_a \leq 1200^\circ C$$

### Massa volumica $\rho_a$

La massa volumica del materiale non varia con la temperatura del materiale e viene assunto il valore secondo normativa di riferimento:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

### Variazione delle proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche vengono descritte dai seguenti parametri:

$E_{a,\theta}$	rigidezza in campo elastico alla temperatura $\theta$
$f_{p,\theta}$	limite di proporzionalità alla temperatura $\theta$
$f_{y,\theta}$	limite di snervamento alla temperatura $\theta$ .

Queste vengono descritte tramite i fattori di riduzione  $k_\theta$  definiti come segue:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y; \quad k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a; \quad k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$$

In cui  $E_a, f_y$  sono le caratteristiche meccaniche alla temperatura ambiente (20°C) e vengono assunte pari a:

$E_a = 210000 \text{ MPa}$	Modulo di Young a 20°C
$f_y = 355 \text{ MPa}$	Limite di snervamento a 20°C

Le variazioni dei fattori di riduzione  $k_\theta$  in funzione della temperatura sono descritti dalla tabella 3.1 riportata in normativa EN1993-1-2 ed integralmente riportata:

Temperatura acciaio $\theta_a$	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,038	0,068
1000 °C	0,040	0,025	0,045
1100 °C	0,020	0,013	0,023
1200 °C	0,000	0,000	0,000

Per i valori intermedi si impiega un'interpolazione lineare.

### Dilatazione termica

La dilatazione termica  $\Delta l/l$  varia con la temperatura come segue:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= 1.2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2.416 \cdot 10^{-4} && \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 1.1 \cdot 10^{-2} && \text{per } 750^\circ\text{C} \leq \theta_a < 860^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6.2 \cdot 10^{-3} && \text{per } 860^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

### 7.2.3 Descrizione del processo di analisi

L'evoluzione della temperatura nel tempo viene determinata con un'integrazione al passo con step di tempo pari a:

$$\Delta t = 0.5s$$

che soddisfa il requisito prescritto da normativa secondo il quale si debba avere un passo temporale non superiore ai 5 secondi.

L'incremento di temperatura viene calcolato come:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh}(A_m/V)/(c_a\rho_a) \cdot h_{net,d}\Delta t$$

Inoltre, ai parametri dipendenti e indipendenti dalla temperatura specificati in precedenza si ha che:

$k_{sh} = 0.9[A_m/V]_b/[A_m/V]$	fattore d'ombra per sezioni ad I o H
$A_m/V = p \cdot L/(A \cdot L) = p/A$	è il fattore di sezione
$[A_m/V]_b = p \cdot L/(b \cdot h \cdot L) = p/(b \cdot h)$	è il fattore di sezione considerando il volume del box di involuppo della sezione (di base $b$ e altezza $h$ ) e l'area laterale del profilo a doppio T
$A_m$	area laterale dell'elemento
$A$	sezione trasversale dell'elemento
$p$	è il perimetro della sezione
$V$	è il volume dell'elemento
$L$	lunghezza dell'elemento

L'integrazione viene quindi eseguita introducendo i valori iniziali di temperatura dell'elemento ed integrando secondo lo schema seguente:

Per  $i = 0$ :

$$\theta_a^{(i=0)} = \theta_a(t = 0) = 20^\circ C$$

Per  $i = 0$  fino all'indice  $i$  corrispondete a  $t = 30'$ :

$$\theta_g^{(i)} = \theta_r^{(i)} = \theta_g(i \cdot \Delta t)$$

$$c_a^{(i)} = c_a(\theta_a^{(i)})$$

$$h_{net}^{(i)} = \alpha_c \cdot (\theta_g^{(i)} - \theta_a^{(i)}) + \phi \cdot \epsilon_m \cdot \epsilon_f \cdot \sigma \left[ (\theta_r^{(i)} + 273)^4 - (\theta_a^{(i)} + 273)^4 \right]$$

$$\Delta\theta_a^{(i)} = k_{sh}(A_m/V)/(c_a^{(i)}\rho_a) \cdot h_{net,d}^{(i)}\Delta t$$

$$\theta_a^{(i+1)} = \theta_a^{(i)} + \Delta\theta_a^{(i)}$$

#### Note in merito al caso specifico di trave non prismatica

Dato l'impiego all'interno del progetto di profili non prismatici ci si è interrogati se le formule di analisi di evoluzione della temperatura introdotte da normativa fossero valide anche per profili nel caso di trave rastremata. Condurre l'analisi per le differenti sezioni considerando la variabilità di temperatura di esse ed effettuando la medesima analisi

descritta in precedenza avrebbe portato ad analisi indipendenti rispetto alle sezioni con una storia evolutiva non mutuamente condizionata. Il fenomeno fisico reale vuole invece che non appena si crei una differenza di temperatura tra un concio della trave e quello ad esso adiacente, il gradiente di temperatura tenda a riequilibrare l'andamento di temperatura lungo l'asse longitudinale dell'elemento innescando trasmissione di calore per conduzione con flusso dal concio più caldo a quello più freddo. La trasmissione di calore è governata dalla legge di Fourier:

$$h_{cond} = \dot{Q}/A = -\lambda \cdot \partial T / \partial x$$

Questo contributo si aggiunge a quelli di trasmissione per irraggiamento e convezione considerati dall'analisi secondo normativa. Il non considerare questo contributo condurrebbe ad un'analisi che ha come risultato un  $k_{\theta}$  inferiore rispetto alla situazione reale e risulterebbe quindi penalizzante.

Da un'analisi sugli ordini di grandezza in gioco si è tuttavia constatato che dati i bassi gradienti di temperatura lungo l'asse longitudinale del profilo, non si ha la necessità di considerare questo aspetto ai fini della verifica ed i contributi da convezione e irraggiamento risultano per le temperature di analisi prevalenti su quello da conduzione.

Il calcolo dei fattori di riduzione  $k_{\theta}$  viene quindi fatto non tenendo conto di questo aspetto ed applicando la normale procedura da normativa descritta in precedenza. Per la trave non prismatica in particolare si considererà la sezione più penalizzata ossia quella di altezza maggiore.

#### 7.2.4 Risultati di analisi

##### **Colonna**

Per la colonna si impiegano i parametri:

$$b = 300 \text{ mm};$$

$$h = 440 \text{ mm}$$

$$A_L = 2.011 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$A = 178 \text{ cm}^2;$$

$$(A_m/V) = 0.113 \text{ 1/mm}$$

Da cui si ricava:

$$k_{sh} = 0.662$$

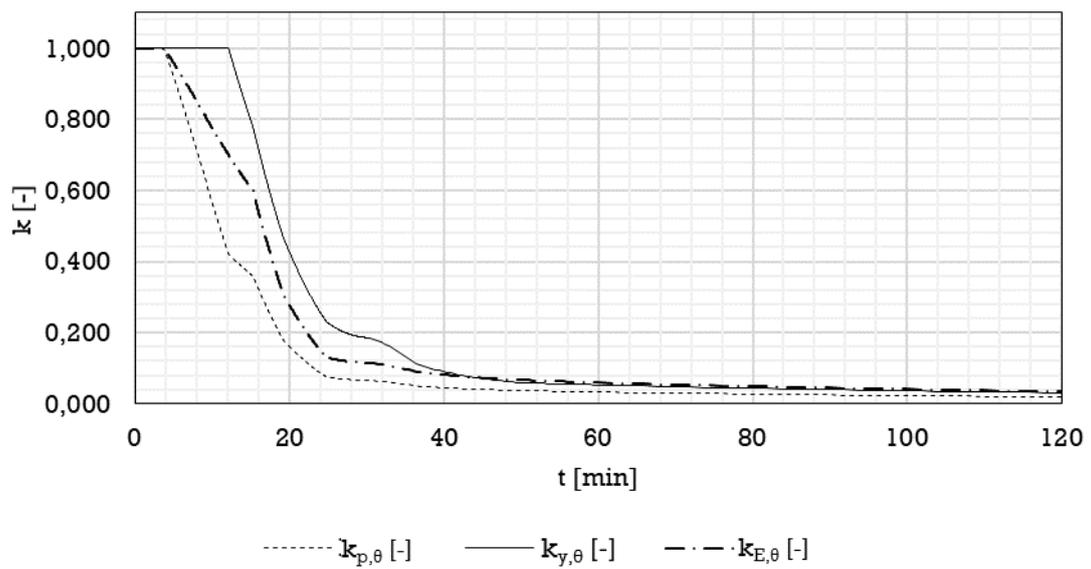
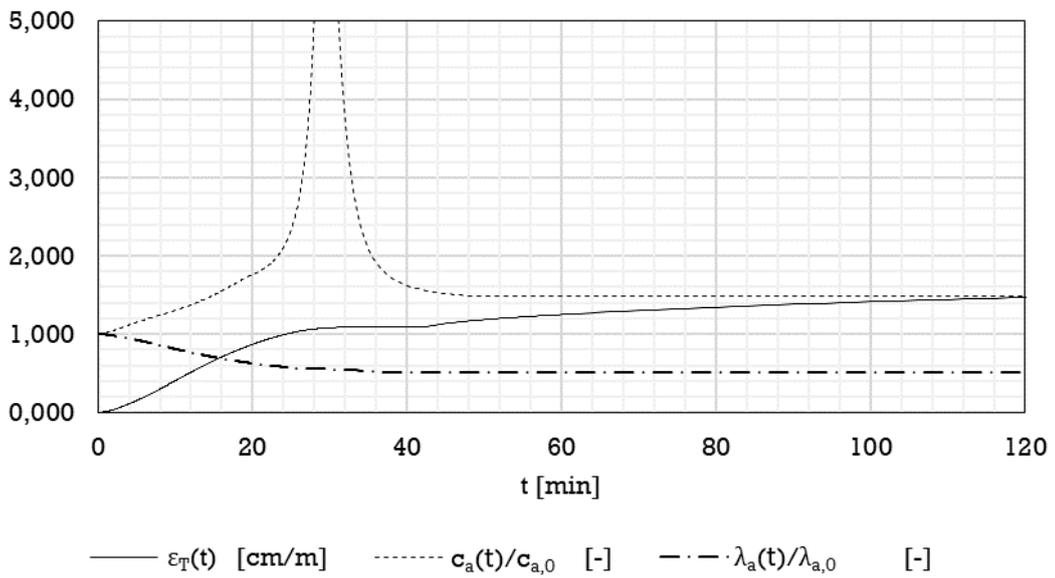
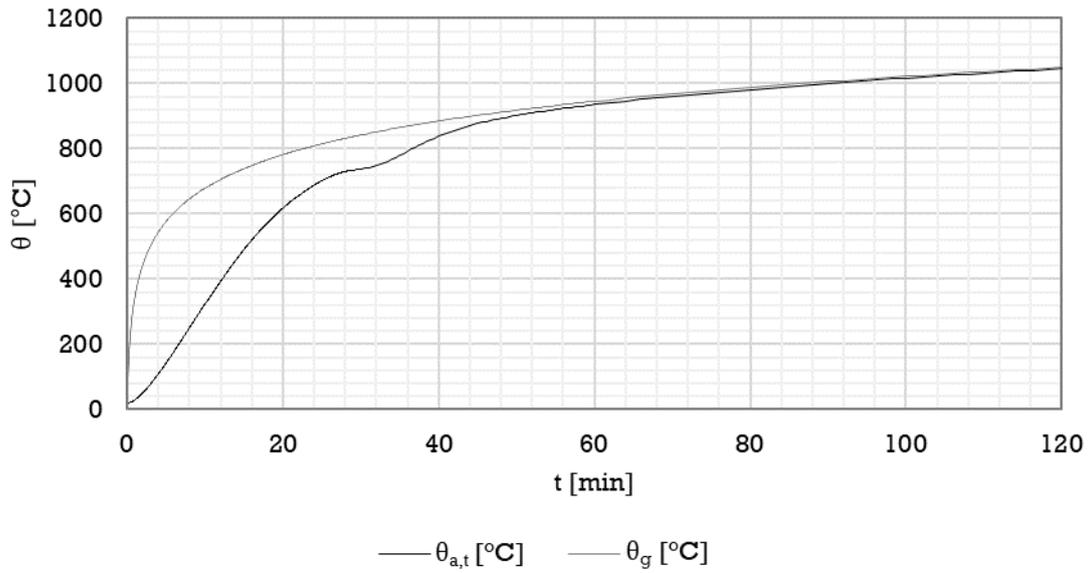
Applicando la procedura di analisi descritta precedentemente si ricava:

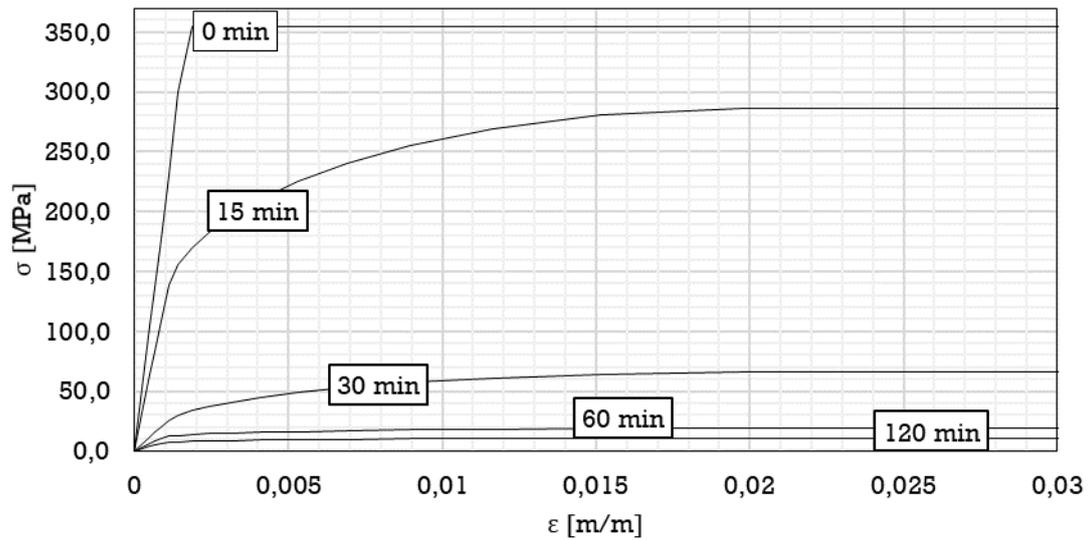
$$k_{y,\theta}(t = 30') = 0.185$$

$$k_{E,\theta}(t = 30') = 0.115$$

$$k_{p,\theta}(t = 30') = 0.066$$

Si ricavano le evoluzioni temporali illustrate nei grafici:





### Trave

Per la trave viene considerata la sezione di massima altezza impiegando i parametri:

$$b = 250 \text{ mm};$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$A_L = 2.280 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$A = 232 \text{ cm}^2;$$

$$(A_m/V) = 0.098 \text{ l/mm}$$

Da cui si ricava:

$$k_{sh} = 0.711$$

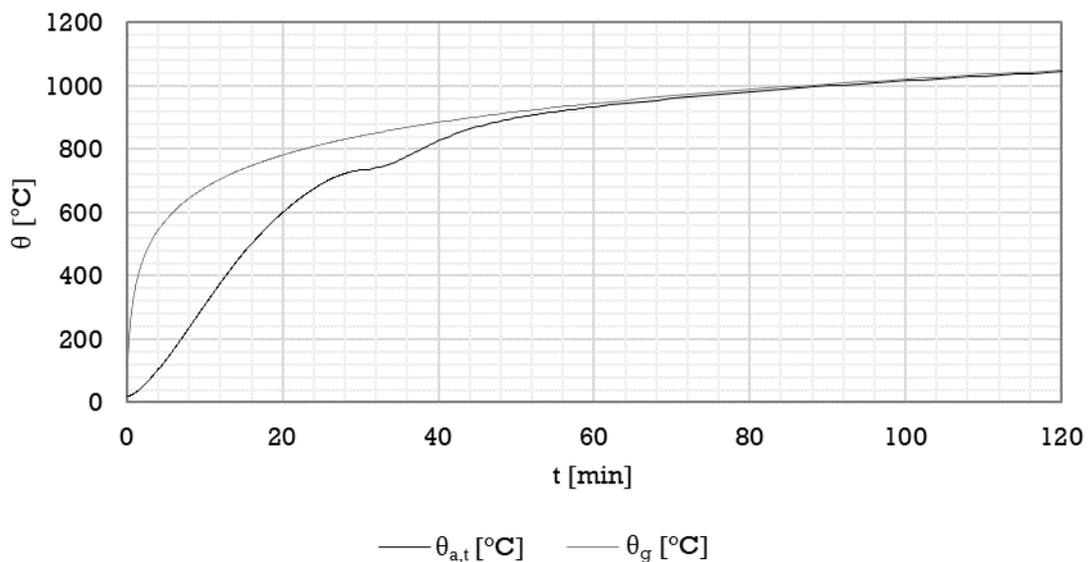
Applicando la procedura di analisi descritta precedentemente si ricava:

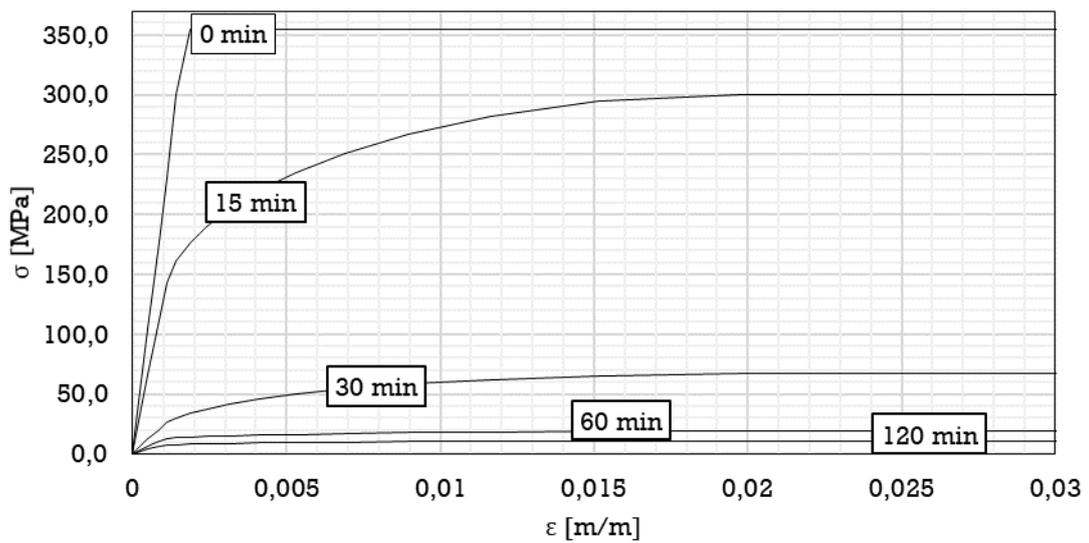
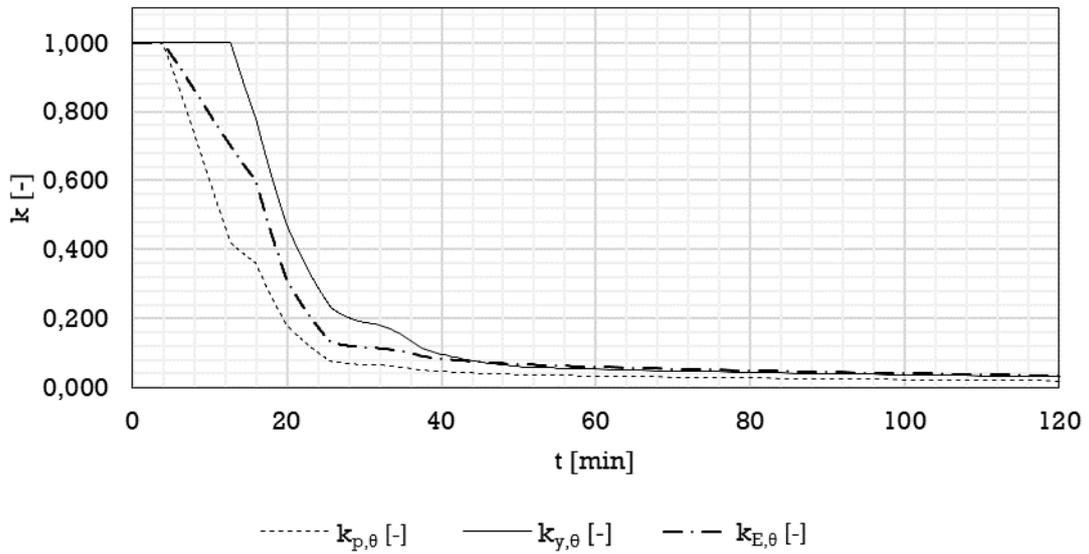
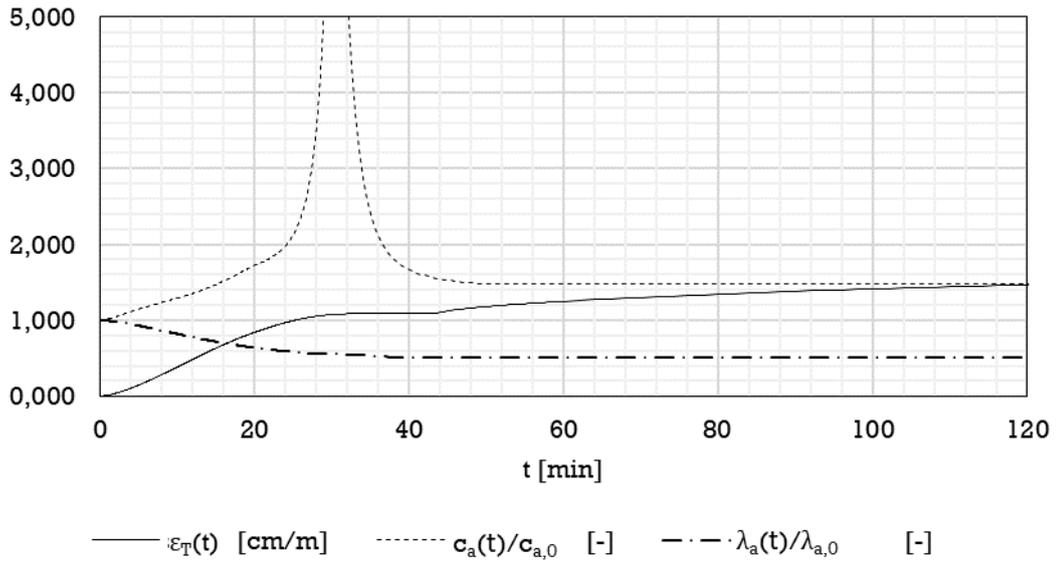
$$k_{y,\theta}(t = 30') = 0.164$$

$$k_{E,\theta}(t = 30') = 0.109$$

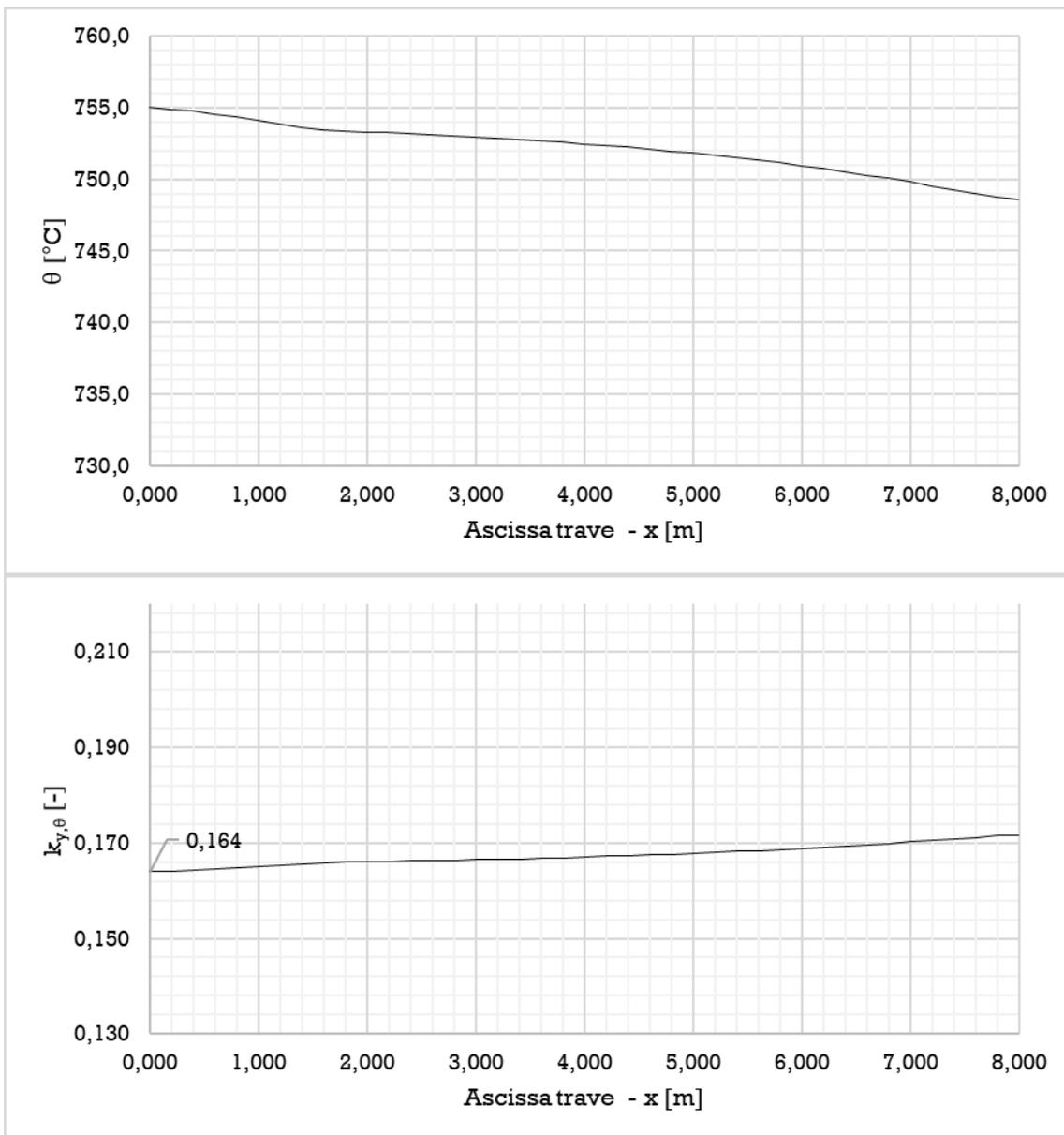
$$k_{p,\theta}(t = 30') = 0.061$$

Si ricavano le evoluzioni temporali illustrate nei grafici:





Si illustra di seguito la variabilità del coefficiente  $k_{y,\theta}$  e delle temperature lungo la trave. L'andamento è stato ottenuto analizzando le differenti sezioni della trave non prismatica. Si può osservare quindi il gradiente di temperatura dato dalla non prismaticità dell'elemento.



### 7.3 Analisi meccanica

Riferimento: § S.2.8 e § S.2.9 – DM 18/10/2019

Riferimento: § 4 – EN1993-1-2

L'analisi meccanica è volta alla verifica dell'affidabilità strutturale del portale caricato mediante carico d'incendio. Il carico d'incendio è valutato a seguito dell'applicazione della curva nominale d'incendio ISO 384. Con riferimento al § S.2.8.1 del DM 18/10/2019, le deformazioni e le espansioni imposte o impedito dovute alle variazioni termiche possono essere trascurati. Pertanto la struttura deve essere verificata a carico costante considerando il degrado progressivo del materiale di cui è costituita in funzione della temperatura (si faccia riferimento al precedente paragrafo).

La struttura si compone di due elementi:

- Le colonne, realizzate mediante un profilo HE450A di lunghezza pari a 6500 mm;
- Le travi, realizzate mediante un profilo saldato con altezza variabile.

La normativa non fornisce relazioni semplificate per la verifica delle membrature non prismatiche, pertanto il telaio viene verificato per intero mediante analisi agli elementi finiti, in accordo a quanto riportato al § 4.3 dell'EN1993-1-2. In particolare vengono eseguite in maniera disaccoppiata un'analisi termica bidimensionale e un'analisi meccanica tridimensionale. Le analisi sono effettuate con il software agli elementi finiti "Safir". A corredo, al fine di validare la correttezza e l'affidabilità del metodo numerico, vengono effettuate delle verifiche di resistenza semplificate realizzate utilizzando le relazioni proposte dell'EN1993-1-2 al § 4.2.2.

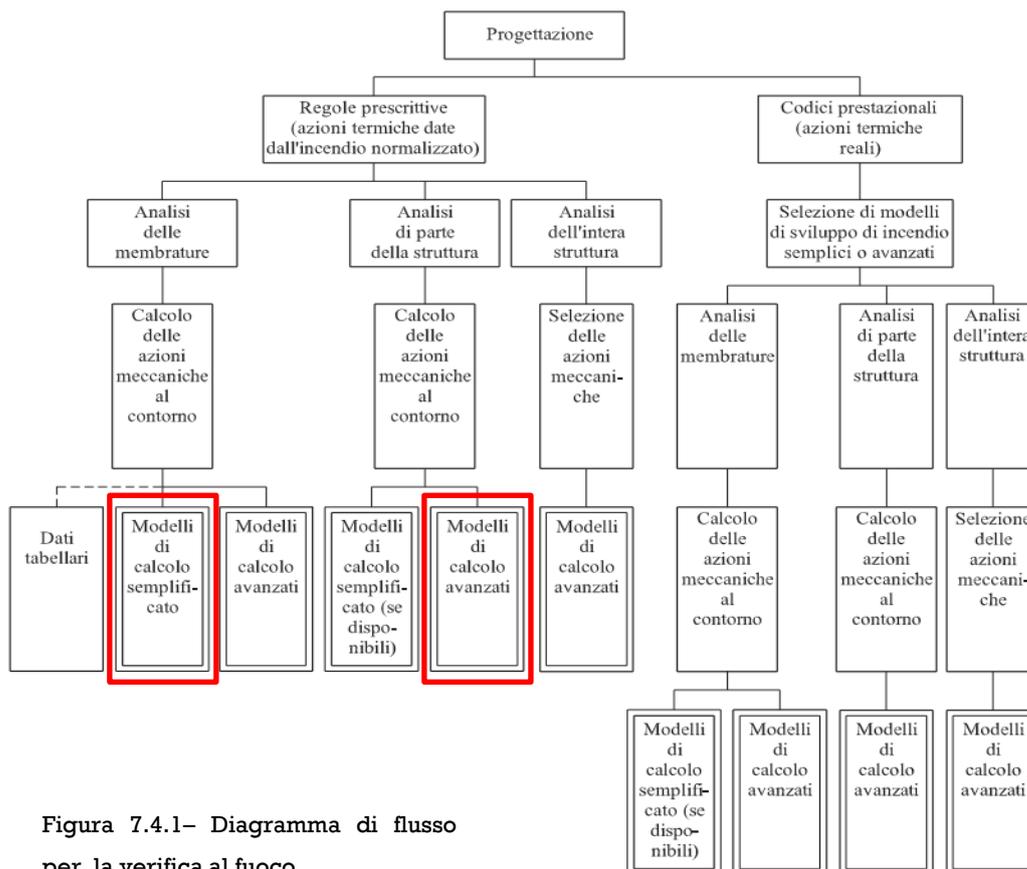


Figura 7.4.1– Diagramma di flusso per la verifica al fuoco

### 7.3.1 Combinazione di carico e diagrammi di sollecitazione

Riferimento: § 6.4.3.3 – EN1990

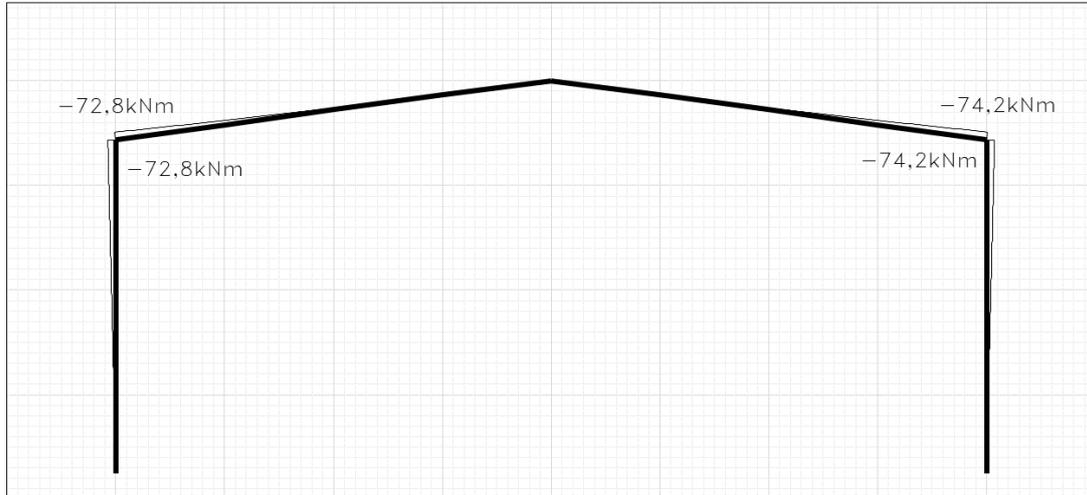
La combinazione di carico da adottare per le verifiche al fuoco è la seguente:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

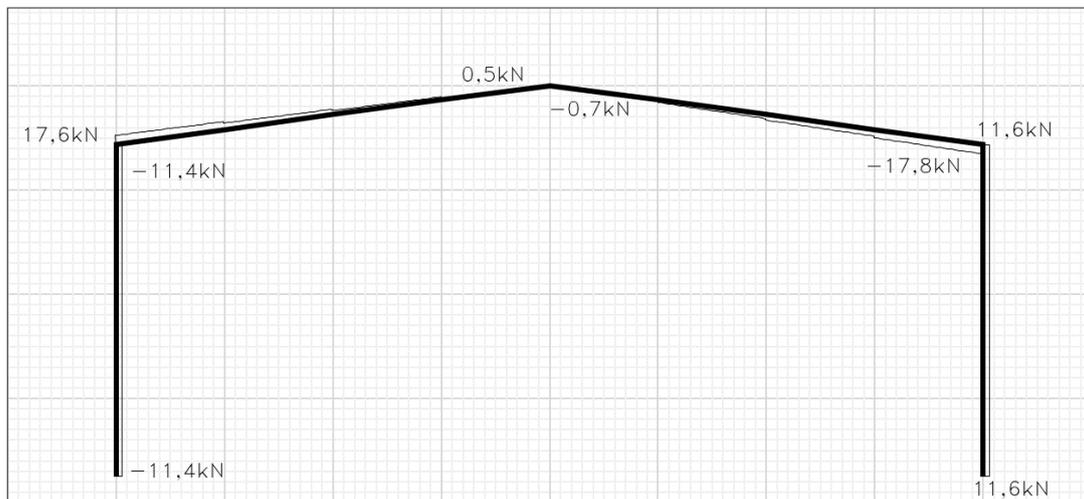
Dove  $E_d$  indica una generica grandezza fisica connessa ai carichi (sollecitazione, azione o parametro cinematico). I coefficienti di combinazione  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati al paragrafo 3.1.3.

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione ricavati con la combinazione di cui sopra:

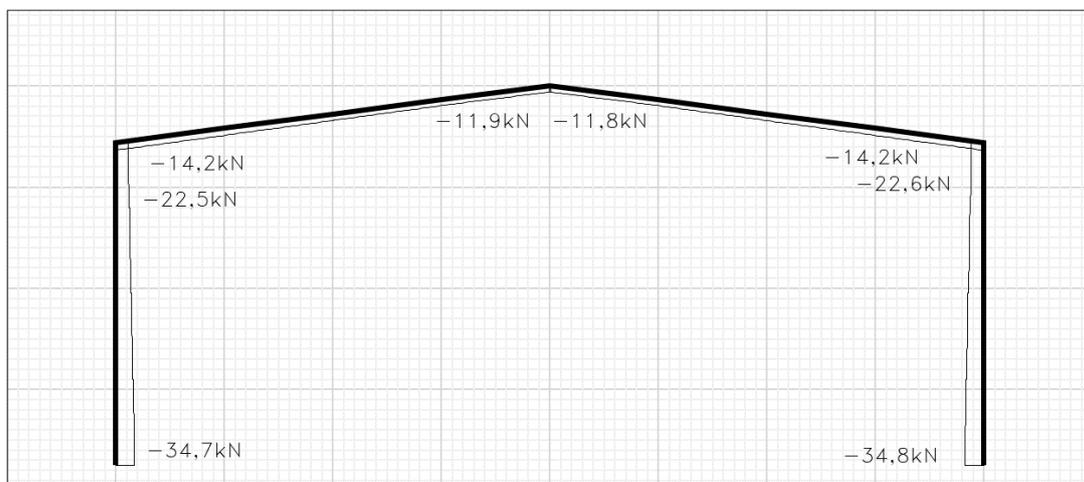
**Momento - M [kNm]**



**Taglio - V [kN]**



**Azione assiale - N [kN]**



## 7.3.2 Verifiche di resistenza delle membrature

Riferimento: § 4.2.2 – EN1993-1-2

In questo paragrafo vengono presentate le verifiche di resistenza al carico da incendio secondo l'EN1993-1-2 considerando le seguenti ipotesi:

- La combinazione di carico considerata è quella descritta al paragrafo 7.4.1;
- Vengono trascurati i carichi indiretti dovuti a deformazioni termiche impedita (§ S.2.8.1 del DM 18/10/2019).

Le verifiche da effettuare sono le seguenti:

- Verifica a momento presso-flessione sulla sezione maggiormente sollecitata;
- Verifica a taglio e flessione sulla sezione più sollecitata;
- Verifica di instabilità flessionale della membratura;
- Verifica di instabilità presso-flessionale della membratura.

Le verifiche sono effettuate in accordo al § 4.2.2 dell' EN1993-1-2.

Le verifiche effettuate in questa sezione sono da considerarsi valide per la colonna, la quale è costituita da una sezione prismatica. Invece, le verifiche relative alla trave sono da considerarsi puramente indicative. Infatti, esse hanno lo scopo di valutare in maniera semplificata l'effetto dei carichi sulla trave, il quale viene successivamente confrontato con l'analisi agli elementi finiti.

### 7.3.2.1 Colonna

Il montante è costituito da un profilo **HE450A** costituito da un acciaio **S355**. Ulteriori informazioni rispetto alla colonna sono riportate al paragrafo 4.6.1.1

#### Classificazione

Il profilo risulta essere in classe 2 per pura compressione e in classe 1 per flessione e presso-flessione.

#### Fattori di riduzione

Fattore di riduzione per la resistenza di snervamento dell'acciaio alla temperatura  $\theta_a$  raggiunta al tempo **t=30 min**,

$$k_{y,\theta} = 0.185$$

Fattore di riduzione della pendenza del ramo lineare del legame costitutivo dell'acciaio alla temperatura  $\theta_a$  raggiunta al tempo **t=30 min** :

$$k_{y,\theta} = 0.115$$

#### Verifiche di resistenza

Riferimento: § 4.2.3.3 – EN1993-1-2

La sezione maggiormente sollecitata risulta essere quella a ridosso del giunto trave-colonna.

**Azioni sollecitanti:**

$$N_{Ed} = -11.4 \text{ kN};$$

$$V_{y,Ed} = 22.5 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -72.8 \text{ kNm}.$$

**Azioni resistenti**

$$N_{fi,\theta,t,Rd} = k_{y,\theta} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 1172.1 \text{ kN};$$

$$V_{pl,y,Rd} = k_{y,\theta} \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} = 250.0 \text{ kN};$$

$$\perp A_{vy} = 65.8 \text{ cm}^2$$

**verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):**

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r - 2 \cdot t_f}{t_w} = 38.261 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.817;$$

**N.B.**  $V_{y,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,y,Rd}$  allora non vi è alcuna interazione fra taglio e momento flettente.

Siccome le seguenti relazioni risultano essere verificate, non vi è alcuna interazione fra sforzo assiale e momento flettente.

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} < 0.5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

**allora:**

$$M_{pl,y,Rd} = k_{y,\theta} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 211.8 \text{ kNm};$$

**Verifiche:**

$$V_{y,Ed} = 22.5 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 250.0 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{y,Ed} = 72.8 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 211.8 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

**Verifiche di resistenza all'instabilità**

**Carichi critici elastici:**

$$L_{0,y} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{0,y}^2} = 31258.5 \text{ kN};$$

$$L_{0,z} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{0,z}^2} = 4643.2 \text{ kN};$$

$$L_{0,T} = 6500 \text{ mm}; \quad N_{cr,T} = \frac{1}{i_y^2 + i_z^2} \cdot \left[ G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_T} \right] = 9738.5 \text{ kN};$$

$$L_{0,LT} = 6500 \text{ mm}; \quad M_{cr,0} = \frac{\pi}{L_{LT}} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_\omega \cdot \left( 1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{L_{LT}^2 G \cdot I_t} \right)} = 1363.4 \text{ kNm};$$

Il coefficiente correttivo  $\psi_1$  tiene conto della distribuzione del carico e dalle condizioni di vincolo. In questo caso la distribuzione di momento flettente lungo l'asse y-y è assimilabile ad una distribuzione triangolare, pertanto  $\psi_1 = 1.77$ .

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} = 1.77 \cdot 1363.4 \text{ kNm} = 2413.4 \text{ kNm}$$

Nel caso dell'incendio vi è un'unica curva di instabilità. Pertanto il coefficiente di imperfezione per instabilità si calcola come  $\alpha = \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0.529$ .

I parametri  $\bar{\lambda}_\theta, \Phi_\theta$  e  $\chi_\theta$  sono calcolati come segue per ciascun tipo di verifica instabilità

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}; \quad \Phi_\theta = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2]; \quad \chi_\theta = \left[ \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2} \right]^{-1};$$

Di seguito vengono calcolati i parametri per l'instabilità flessionale rispetto alle direzioni x e y, per l'instabilità torsionale e per l'instabilità latero-torsionale.

#### Instabilità flessionale:

Riferimento: § 4.2.3.2 – EN1993-1-2

Lungo l'asse y-y

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = 0.570; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{y,\theta} = 0.813; \quad \chi_{y,fi} = 0.718;$$

Lungo l'asse z-z

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = 1.479; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{z,\theta} = 1.985; \quad \chi_{z,fi} = 0.302;$$

Instabilità torsionale

$$\bar{\lambda}_{T,\theta} = 1.021; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{T,\theta} = 1.292; \quad \chi_{T,fi} = 0.480;$$

$$\chi_{min,fi} = \min\{ \chi_{y,fi}, \chi_{z,fi}, \chi_{T,fi} \} = 0.302$$

$$N_{b,fi,Rd} = \chi_{min,fi} \cdot k_{y,\theta} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 0.302 \cdot 1172.1 \text{ kN} = 354.3 \text{ kN} > N_{Ed}$$

#### Instabilità alla presso-flessione:

Riferimento: § 4.2.3.5 – EN1993-1-2

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = 1.021; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{LT,\theta} = 1.111; \quad \chi_{LT,fi} = 0.556;$$

$$N_{fi,Rd} = 1172.1 \text{ kN}$$

$$M_{y,fi,Rd} = 211.8 \text{ kN}$$

Con riferimento al prospetto 4.2 dell'EN1993-1-2, viene calcolato il fattore di momento uniforme equivalente  $\beta_{M,\psi}$ .

La distribuzione del momento flettente rispetto all'asse forte è assimilabile ad una distribuzione triangolare, pertanto i parametri  $\beta_{M,\psi}$  vengono calcolati come segue:

$$\beta_{M,\psi,y} = 1.8 - 0.7 \psi = 1.8 - 0.7 \cdot 0 = 1.8$$

$$\beta_{M,\psi,LT} = 1.8 - 0.7 \psi = 1.8 - 0.7 \cdot 0 = 1.8$$

Vengono calcolati i parametri ausiliari  $\mu_y$  e  $\mu_{LT}$  con le seguenti relazioni:

$$\mu_y = (1.2 \beta_{M,\psi,y} - 3) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \cdot \beta_{M,\psi,y} - 0.29 \leq 0.8 \quad \rightarrow \mu_y = 0.023$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} \cdot \beta_{M,\psi,LT} - 0.15 \leq 0.9 \quad \rightarrow \mu_{LT} = 0.249$$

Vengono infine calcolati coefficienti correttivi  $k_y$  e  $k_{LT}$  utilizzando le seguenti formulazioni:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi.Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot N_{fi.Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow k_y = 0.999$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi.Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi.Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow k_{LT} = 0.992$$

Tali coefficienti entrano nelle seguenti formule di verifica:

$$\frac{N_{fi.Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot N_{fi.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi.Ed}}{M_{y,fi.Rd}} = 0.376 < 1.0 \quad \rightarrow ok$$

$$\frac{N_{fi.Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi.Ed}}{\chi_{T,fi} \cdot M_{y,fi.Rd}} = 0.646 < 1.0 \quad \rightarrow ok$$

### 7.3.2.2 Trave

La trave è costituita da una membratura non prismatica con altezza variabile fra **600 e 300 mm** e con una lunghezza pari a 8062 mm. Il profilo è costituito di un acciaio **S355**. Le caratteristiche complete della trave sono riportate al paragrafo 4.6.1.2.

**N.B.** Si osserva che la sezione maggiormente sollecitata risulta essere quella a ridosso del giunto trave-colonna. Infatti, tale sezione risulta essere quella a massimo coefficiente di utilizzazione per le verifiche statiche. Inoltre è la sezione che registra, a parità di istante temporale, il maggior degrado delle caratteristiche meccaniche.

#### Classificazione

Il profilo risulta essere in classe 1 per flessione e presso-flessione.

#### Fattori di riduzione

Fattore di riduzione per la resistenza di snervamento dell'acciaio alla temperatura  $\theta_a$  raggiunta al tempo **t=30 min**,

$$k_{y,\theta} = 0.164$$

Fattore di riduzione della pendenza del ramo lineare del legame costitutivo dell'acciaio alla temperatura  $\theta_a$  raggiunta al tempo **t=30 min** :

$$k_{y,\theta} = 0.109$$

### Verifiche di resistenza

Riferimento: § 4.2.3.3 – EN1993-1-2

Azioni sollecitanti:

$$N_{Ed} = -14.2 \text{ kN};$$

$$V_{y,Ed} = 17.6 \text{ kN};$$

$$M_{y,Ed} = -72.8 \text{ kNm}.$$

Azioni resistenti

$$N_{fi,\theta,t,Rd} = k_{y,\theta} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 971.4 \text{ kN};$$

$$V_{pl,y,Rd} = k_{y,\theta} \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} = 270.5 \text{ kN};$$

$$\perp A_{vy} = 80.6 \text{ cm}^2$$

verifica all'instabilità dell'anima (in assenza di irrigidimenti):

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r - 2 \cdot t_f}{t_w} = 46.667 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0.814}{1.2} = 48.817;$$

N.B.  $V_{y,Ed} \ll 0.5 \cdot V_{pl,y,Rd}$  allora non vi è alcuna interazione fra taglio e momento flettente.

Siccome le seguenti relazioni risultano essere verificate, non vi è alcuna interazione fra sforzo assiale e momento flettente.

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} < 0.5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

allora:

$$M_{pl,y,Rd} = k_{y,\theta} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 223.2 \text{ kNm};$$

Verifiche:

$$V_{y,Ed} = 17.6 \text{ kN} < V_{pl,y,Rd} = 270.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok};$$

$$M_{y,Ed} = 72.8 \text{ kNm} < M_{pl,y,Rd} = 211.8 \text{ kNm}; \quad \rightarrow \text{ok};$$

### Verifiche di resistenza all'instabilità

**N.B.** Come specificato in precedenza, le verifiche all'instabilità delle travi non possono essere condotte con le formulazioni semplificate fornite dall'EN1993-1-2. Questa sezione rappresenta un calcolo semplificato e indicativo utile a confrontare le verifiche effettuate numericamente con il software agli elementi finiti.

Carichi critici elastici:

I carichi critici elastici vengono assunti in via semplificata eguali a quelli dell'analisi statica (riferimento: paragrafo 4.6.1.2), i quali vengono di seguito riportati:

$$N_{cr,y} = 16277.5 \text{ kN};$$

$$N_{cr,z} = 6648.2 \text{ kN};$$

$$N_{cr,T} = 5379.1 \text{ kN};$$

$$M_{cr,0} = 1053.2 \text{ kNm};$$

$$M_{cr} = \psi_1 \cdot M_{cr,0} = 1.77 \cdot 1363.4 \text{ kNm} = 2597.6 \text{ kNm}$$

Nel caso dell'incendio vi è un'unica curva di instabilità. Pertanto il coefficiente di imperfezione per instabilità si calcola come  $\alpha = \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0.529$ .

I parametri  $\bar{\lambda}_\theta$ ,  $\Phi_\theta$  e  $\chi_\theta$  sono calcolati come segue per ciascun tipo di verifica instabilità

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}; \quad \Phi_\theta = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2]; \quad \chi_\theta = \left[ \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2} \right]^{-1};$$

Di seguito vengono calcolati i parametri per l'instabilità flessionale rispetto alle direzione x e y, per l'instabilità torsionale e per l'instabilità latero-torsionale.

#### Instabilità flessionale:

Riferimento: § 4.2.3.2 – EN1993-1-2

Lungo l'asse y-y

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = 0.741; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{y,\theta} = 0.971; \quad \chi_{y,fi} = 0.626;$$

Lungo l'asse z-z

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = 1.160; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{z,\theta} = 1.480; \quad \chi_{z,fi} = 0.417;$$

Instabilità torsionale

$$\bar{\lambda}_{T,\theta} = 1.290; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{T,\theta} = 1.673; \quad \chi_{T,fi} = 0.365;$$

$$\chi_{min,fi} = \min\{ \chi_{y,fi}, \chi_{z,fi}, \chi_{T,fi} \} = 0.365$$

$$N_{b,fi,Rd} = \chi_{min,fi} \cdot k_{y,\theta} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 0.365 \cdot 971.4 \text{ kN} = 354.8 \text{ kN} > N_{Ed}$$

**Instabilità alla presso-flessione:**

Riferimento: § 4.2.3.5 – EN1993-1-2

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = 0.890; \quad \alpha = 0.529; \quad \Phi_{LT,\theta} = 1.131; \quad \chi_{LT,fi} = 0.547;$$

$$N_{fi,Rd} = 971.4 \text{ kN}$$

$$M_{y,fi,Rd} = 223.2 \text{ kN}$$

Con riferimento al prospetto 4.2 dell'EN1993-1-2, viene calcolato il fattore di momento uniforme equivalente  $\beta_{M,\psi}$ . La distribuzione del momento flettente rispetto all'asse forte è assimilabile ad una distribuzione triangolare, pertanto i parametri  $\beta_{M,\psi}$  vengono calcolati come segue:

$$\beta_{M,\psi,y} = 1.8 - 0.7 \psi = 1.8 - 0.7 \cdot 0 = 1.8$$

$$\beta_{M,\psi,LT} = 1.8 - 0.7 \psi = 1.8 - 0.7 \cdot 0 = 1.8$$

Vengono calcolati i parametri ausiliari  $\mu_y$  e  $\mu_{LT}$  con le seguenti relazioni:

$$\mu_y = (1.2 \beta_{M,\psi,y} - 3) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \cdot \beta_{M,\psi,y} - 0.29 \leq 0.8 \quad \rightarrow \mu_y = -0.121$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} \cdot \beta_{M,\psi,LT} - 0.15 \leq 0.9 \quad \rightarrow \mu_{LT} = 0.163$$

Vengono infine calcolati coefficienti correttivi  $k_y$  e  $k_{LT}$  utilizzando le seguenti formulazioni:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot N_{fi,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow k_y = 1.003$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow k_{LT} = 0.994$$

Tali coefficienti entrano nelle seguenti formule di verifica:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot N_{fi,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,Rd}} = 0.367 < 1.0 \quad \rightarrow ok$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,Ed}}{\chi_{T,fi} \cdot M_{y,fi,Rd}} = 0.628 < 1.0 \quad \rightarrow ok$$

### 7.3.3 Verifiche di resistenza con software agli elementi finiti

Come già accennato precedentemente, è stata svolta un'analisi tridimensionale agli elementi finiti per poter cogliere l'instabilità fuori dal piano degli elementi del portale, in quanto le formulazioni fornite dall'EN1993-1-2 non risultano valide per elementi non prismatici.

Il procedimento di analisi è composto sostanzialmente da due step: prima viene effettuata l'analisi termica delle sezioni che compongono il portale e successivamente viene lanciata l'analisi strutturale dell'intero portale in 3D dopo averne associato ad ogni elemento costituente le informazioni termiche ricavate in precedenza.

Il software agli elementi finiti utilizzato è Safir. La fase di pre-processing è svolta tramite un software chiamato Gid, che permette di definire il modello della sezione (analisi termica) o strutturale (analisi meccanica). Mediante l'interfaccia grafica si possono definire appunto le geometrie, le condizioni al contorno, vincoli e carichi. Gid provvederà a creare automaticamente un file testo di input (.in) che viene letto ed eseguito da Safir, che a sua volta rilascerà un file di testo con estensione .xml che verrà letto dal software di post-processing chiamato Diamond. In quest'ultimo si possono visualizzare i risultati (quali spostamenti nodali, diagrammi delle azioni interne) ottenuti mediante interfaccia grafica.

#### 7.3.3.1 Analisi termica 2D

All'interno del software Gid sono state create 17 differenti sezioni. Per ognuna di esse è stata eseguita un'analisi termica 2D delle sezioni, esposte alla curva curva nominale d'incendio ISO834.

Il motivo di questo numero di sezioni create è dovuto dal fatto che si è voluto discretizzare ciascuna trave del portale con 16 sezioni diverse, in modo tale da approssimare il più precisamente possibile la variazione dell'altezza della sezione lungo il suo sviluppo longitudinale. La 17esima sezione non è altro che la sezione rappresentante le colonne del portale (HE450A). I parametri geometrici della HE450A sono reperibili nel paragrafo 4.6.1.1. Quelli, invece, per discretizzare la trave sono i seguenti racchiusi nella seguente tabella:

Elemento	Descrizione	Altezza sezione [mm]	Base flange [mm]	Spessore flange [mm]	Spessore anima [mm]	Raggio [mm]
1	Tratto 1 di 16	600.00	250	20	12	0
2	Tratto 2 di 16	581.25				
3	Tratto 3 di 16	562.50				
4	Tratto 4 di 16	543.75				
5	Tratto 5 di 16	525.00				
6	Tratto 6 di 16	506.25				
7	Tratto 7 di 16	487.50				

Elemento	Descrizione	Altezza sezione [mm]	Base flange [mm]	Spessore flange [mm]	Spessore anima [mm]	Raggio [mm]
8	Tratto 8 di 16	468.75				
9	Tratto 9 di 16	450.00				
10	Tratto 10 di 16	431.25				
11	Tratto 11 di 16	412.50				
12	Tratto 12 di 16	393.75				
13	Tratto 13 di 16	375.00				
14	Tratto 14 di 16	356.25				
15	Tratto 15 di 16	337.50				
16	Tratto 16 di 16	318.75				

Per ogni sezione è stata imposta la superficie laterale come superficie esposta al fuoco (quindi sezione esposta su tutti e 4 i lati), le proprietà termiche e meccaniche del materiale acciaio su tutta la sezione trasversale secondo quanto riportato dall'EN1993-1-2 e i dati sulla modalità di svolgimento dell'analisi numerica. Dopodiché è stata creata la mesh e lanciata la simulazione.

I parametri principali per l'analisi numerica sono i seguenti:

- Temperatura iniziale: 20°C;
- Solver: PARDISO;
- Ncores: 1;
- Type of calculation: MAKE.TEM;
- Coordinate del centro di applicazione delle forze sulla sezione  $(Y_o, Z_o) = (0, 0)$ ;
- Coordinate del centro di torsione  $(Y_c, Z_c) = (0, 0)$ ;
- Timestep: 10 secondi;
- Uptime: 7200 secondi;
- Timeprint: 60 secondi;

In particolare, in vista della successiva analisi tridimensionale del portale, sono state spuntate le opzioni relative al calcolo dell'analisi torsionale, considerando il coefficiente di riduzione della rigidezza torsionale pari a 0.1 (valore consigliato).

Lanciando la simulazione, Safir legge il file input (.in) creato da Gid e lo elabora, creando a sua volta un file con estensione .xml che, una volta aperto in Diamond, permette la visualizzazione dell'andamento della temperatura all'interno della sezione trasversale, in funzione del tempo. Un esempio di andamento di temperatura viene riportato qui in seguito (Figura 7.3.3.1.1 e 7.3.3.1.2). Vengono riportati gli andamenti sia in termini assoluti che in termini relativi. Nel primo caso il range di temperatura considerata va da un minimo di 500°C a un massimo di 1047°C. Nel secondo caso invece, si considera una gamma di

temperatura molto ridotta, prendendo in considerazione sostanzialmente la temperatura minima e massima all'interno della sezione in quel dato istante. Si vuole far notare che entrambe le didascalie sono state considerate dopo 2 ore di analisi (Uptime di 7200 secondi). La sezione riportata è una HE450A, riferita alla sezione del montante.

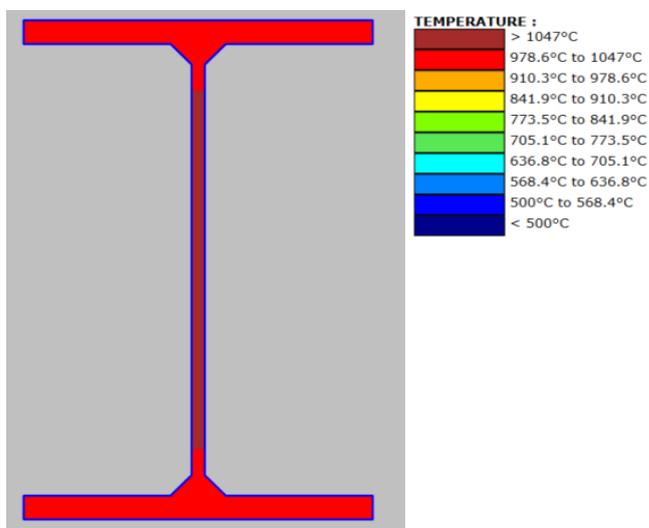


Figura 7.3.3.1.1 – Andamento della temperatura all'interno della sezione – Scala

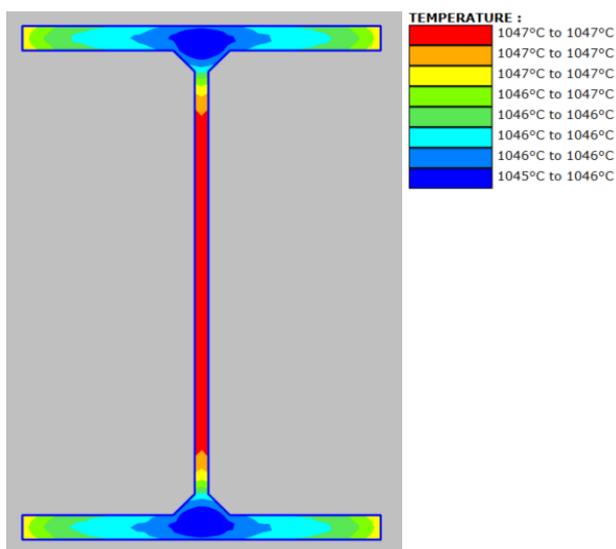


Figura 7.3.3.1.2 – Andamento della temperatura all'interno della sezione – Scala Relativa

Per completezza si vuole riportare l'andamento sotto forma di grafico dell'andamento della temperatura del baricentro della sezione considerata (Figura 7.3.3.1.3).

Si vuole sottolineare che per tutte le sezioni analizzate, l'andamento della temperatura è analogo a quella appena riportata.

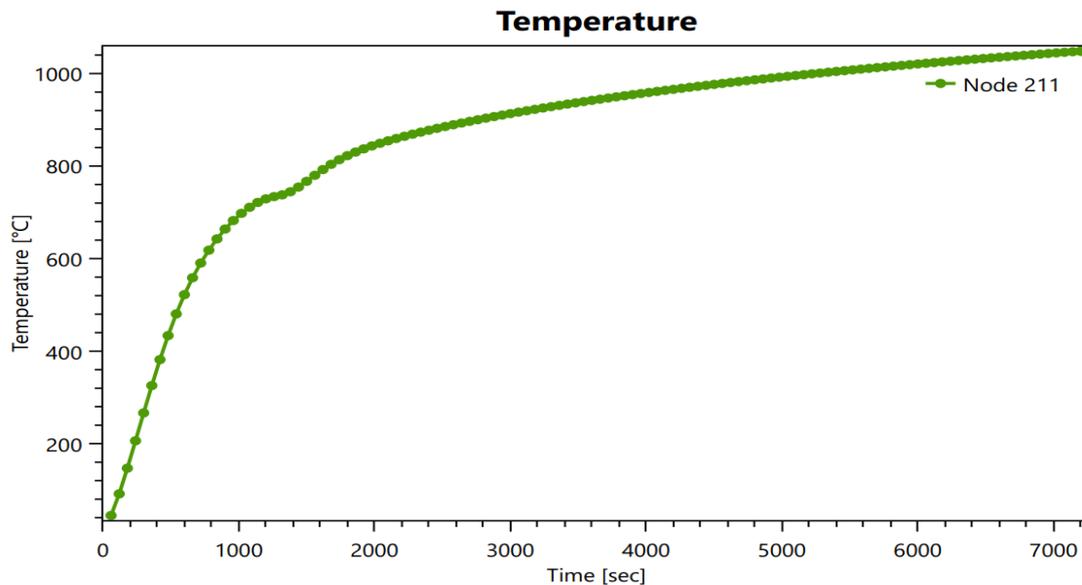


Figura 7.3.3.1.3 – Andamento della temperatura nel baricentro della sezione

### 7.3.3.2 Analisi strutturale 3D

A seguito dell'analisi termica 2D, è stata svolta l'analisi strutturale 3D del solo portale. Nella falsa riga di quanto è stato fatto in Gid per le sezioni, viene ripetuta la fase di modellazione del portale stesso.

I montanti sono stati discretizzati in 4 elementi (tutti aventi la stessa sezione trasversale HE450A) in modo tale da considerare anche il peso puntuale dovuto alle baraccature. Le travi invece, come detto pocanzi, sono state discretizzate in 16 tratti per meglio approssimare la variazione dell'altezza della sezione trasversale.

Per poter cogliere l'instabilità dei traversi fuori dal piano è stata inserita all'interno del modello un'imperfezione geometrica sinusoidale pari a  $L/1000$  dove  $L$  è la distanza che intercorre tra l'inizio della trave e l'arcareccio centrale che fa parte del sistema di controvento dando per assodato come questo funga da vincolo efficace all'instabilità laterale e flessione-torsionale. L'inserimento di tale imperfezione risulta necessaria in quanto non sono previste formulazioni semplificate a livello normativo e bibliografico nel caso si debbano verificare elementi di tipo non prismatico soggetti a carico di incendio.

Le imperfezioni dovute ai montanti invece sono state prese in considerazione immettendo nel sistema delle forze orizzontali equivalenti, che sostituiscono in toto le imperfezioni geometriche iniziali del montante stesso. Per determinare il valore di tali forze orizzontali ( $\Phi N_{Ed}$ ) si è fatto riferimento all'EN1993-1-1 al punto 5.3.2, dalla quale si ottiene un valore di:

$$\Phi N_{Ed} = 0.003 \cdot 34.7 = 0.104 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_0 = 1/200 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{6.5} = 0.78 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0.87 \end{array} \right.$$

Per il valore di  $N_{Ed}$  utilizzato, si rimanda al paragrafo 7.3.1 dell'involuppo delle sollecitazioni nel caso di combinazione eccezionale.

A differenza di quella termica, in questa tipologia di analisi vanno definiti i vincoli (interni ed esterni), i carichi agenti e le proprietà meccaniche dell'acciaio.

Dopodiché sono stati creati i sistemi di riferimento locali per ogni elemento discretizzato. Di rilevante importanza è la fase nella quale viene fornita la temperatura in funzione del tempo di ogni sezione trasversale ad ogni elemento del portale (file con estensione .tem generato in seguito all'analisi termica 2D).

I parametri più importanti che sono stati settati per l'analisi numerica sono i seguenti:

- Solver: PARDISO;
- Ncores: 1;
- Loads: Static Pure;
- Convergence: COMEBACK;
- Time step min: 0.002;
- Precision: 0.001;
- NGeoBeam: 17;
- NG: 2;
- NFiberBeam: 1000
- Time Step: 10;
- Uptime: 7200;
- Time print: 60.

Dopo aver generato la mesh, è stata lanciata l'analisi numerica, che ha portato ad una resistenza del portale di 1958 secondi, pari a circa 33 minuti. La resistenza minima di 30 minuti risulta pertanto soddisfatta. Non è quindi necessario prevedere sistemi di protezione al fuoco atti ad aumentarne la resistenza.

Si riportano in via grafica i risultati di maggior interesse (Figura 7.3.3.2.1). Nello specifico si riportano i dati relativi allo spostamento massimo fuori dal piano del portale in due punti, uno facente parte della colonna, l'altro della trave. Questi due nodi sono:

Nodo	Elemento	Coordinata iniziale			Spostamenti		
		x [m]	y [m]	z [m]	Dx [m]	Dy[m]	Dz[m]
42	Col. dx	16.000	0.000	4.100	0.079	0.006	0.04
80	Trave dx	14.600	-0.004	6.675	0.078	-0.002	0.062

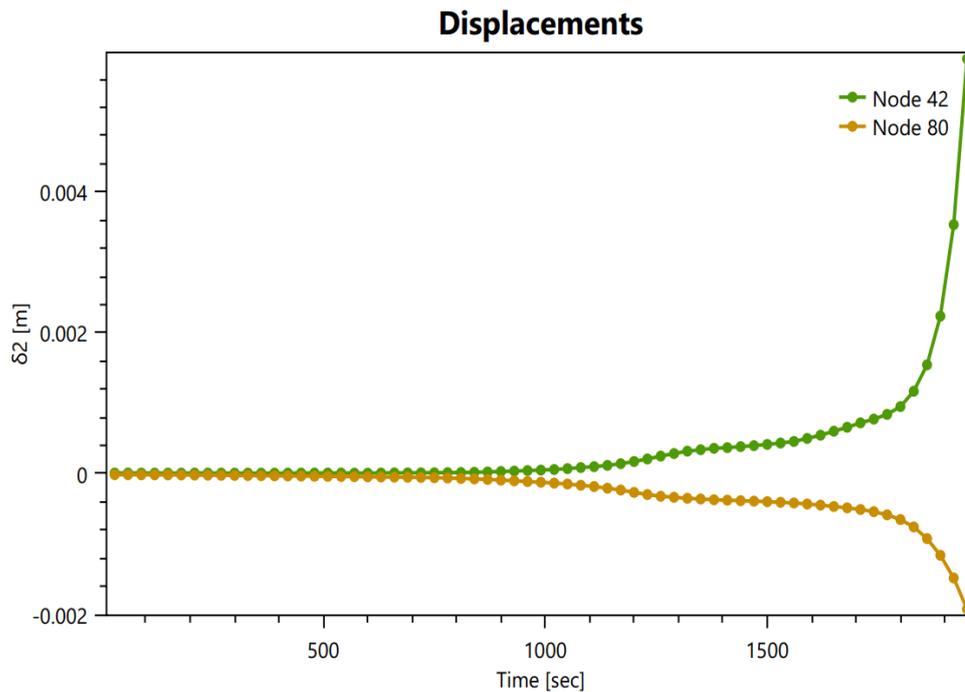


Figura 7.3.3.2.1 – Andamento degli spostamenti dei nodi 42 e 80 in funzione del tempo

Si nota come all'avvicinarsi dei 1958 secondi, gli spostamenti fuori dal piano iniziano ad essere troppo grandi, tanto da far interrompere la simulazione. Si può pertanto affermare che l'instabilità, sia del montante che del traverso, è la causa scatenante di tale collasso. Il modo in cui il portale collassa (se verso l'interno o verso l'esterno) non viene però apprezzato a causa di tale constatazione. Risulta necessaria un'analisi 2D del portale, che non tiene conto degli effetti instabilizzanti fuori dal piano.

### 7.3.3.3 Analisi strutturale 2D

Per cogliere il modo nella quale il portale collassa (verso l'interno o verso l'esterno), è stata fatta un'analisi 2D, escludendo qualsivoglia problematica legata all'instabilità fuori dal piano.

Il procedimento in fase di pre-processing in Gid è il medesimo di quello riportato in 3D, solo che vengono inserite le coordinate dei nodi nel piano del portale. Anche in questo caso sono state inserite, come fatto nell'analisi tridimensionale, le forze orizzontali derivanti dall'imperfezione globale del telaio.

I parametri più importanti settati per questo tipo di analisi sono stati i seguenti. Si nota come gli intervalli di tempo di Step e Print siano molto piccoli, questo è stato fatto per determinare nel modo più preciso possibile la modalità di collasso della struttura:

- Solver: PARDISO;
- Ncores: 1;
- Loads: Static Pure;
- Convergence: COMEBACK;
- Time step min: 0.00001;

- Precision: 0.001;
- NGeoBeam: 17;
- NG: 2;
- NFiberBeam: 1000
- Time Step: 5;
- Uptime: 7200;
- Time print: 5.

A seguito dell'analisi, il telaio collassa ad un tempo di 2235 secondi, che corrispondono a circa 39 minuti. Si fa notare che tale tempo è maggiore rispetto al tempo ricavato dall'analisi strutturale 3D. Questo non fa che avvalorare la tesi di collasso del portale ad instabilità (vedi paragrafo precedente). La resistenza minima di 30 minuti richiesta risulta a maggior ragione soddisfatta.

Si riportano i risultati di maggior interesse. Nello specifico si riportano i dati relativi allo spostamento dei due punti già analizzati nell'analisi 3D, più lo spostamento del punto di collegamento tra trave destra con il relativo montante e del colmo:

Nodo	Elemento	Coordinata iniziale			Spostamenti		
		x [m]	y [m]	z [m]	Dx [m]	Dy[m]	Dq [rad]
42	Col. dx	16.000	4.100	0.000	0.231	0.038	-0.047
66	Trave-Colonna	16.000	6.500	0.000	0.282	0.061	0.028
80	Trave dx	14.600	6.675	0.000	0.261	0.006	0.048
146	Colmo	8.000	7.500	0.000	0.151	-0.387	0.065

Si riporta l'andamento grafico di tali risultati (Figure 7.3.3.3.1 e 7.3.3.3.2):

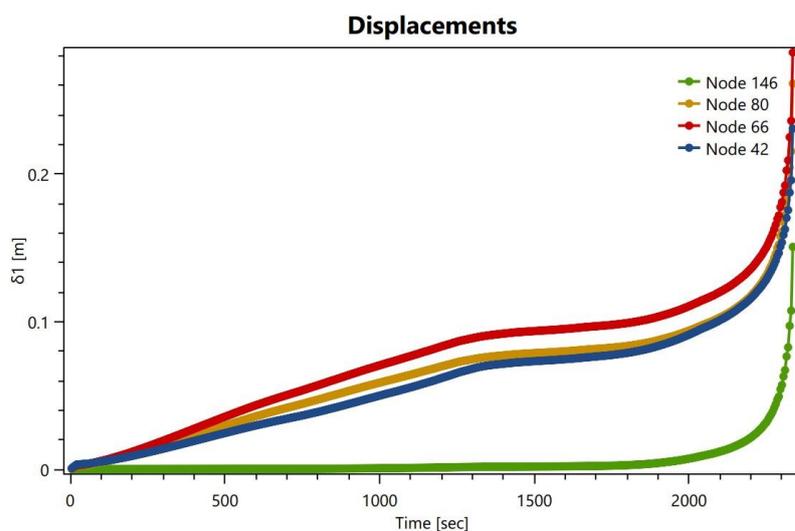


Figura 7.3.3.3.1 – Andamento degli spostamenti orizzontali dei nodi 42-66-80-146 in funzione del tempo

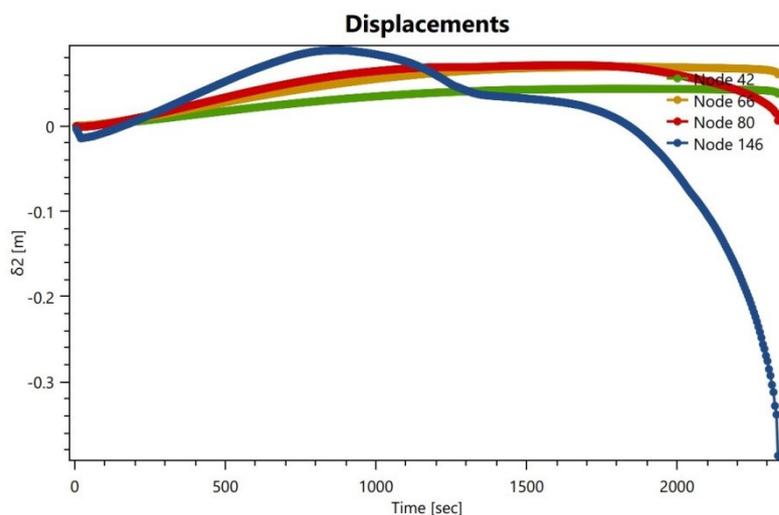


Figura 7.3.3.3.2 – Andamento degli spostamenti verticali dei nodi 42-66-80-146 in funzione del tempo

Si riporta infine l'andamento della deformata dopo 2335 secondi, l'ultimo istante di calcolo che è stato eseguito da Safir (Figura 7.3.3.3.3):

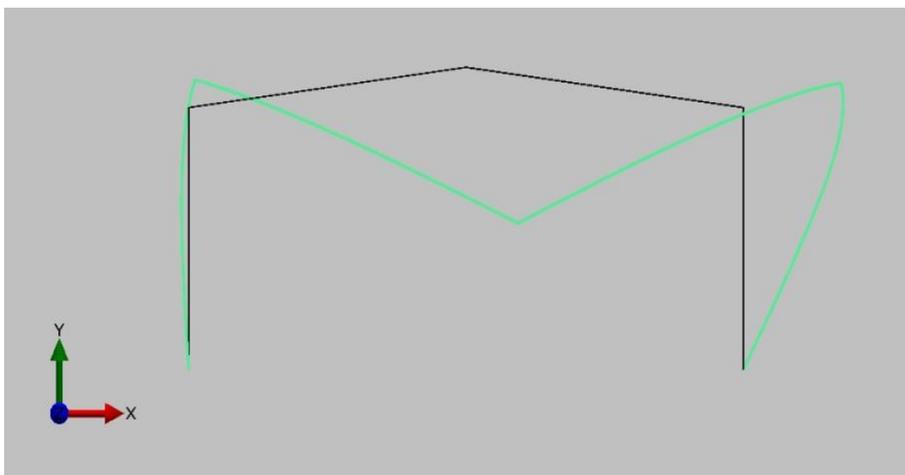


Figura 7.3.3.3.3 – Deformata finale dopo 2335 secondi. Fattore di amplificazione della deformata: x10

Per stabilire se il portale collassa su sé stesso o se collassa verso l'esterno, è stata calcolata la variazione di spostamento tra gli ultimi due istanti di calcolo eseguiti da Safir. Nello specifico, se tali variazioni di spostamento aumentano più repentinamente in direzione orizzontale nella colonna, il collasso è verso l'esterno. Viceversa, se queste variazioni sono sensibilmente maggiori in direzione verticale nelle travi, si può affermare che il collasso sia verso l'interno. Per questa ragione è stata fatta un'analisi raffinata con tempo di calcolo e di stampa di risultati pari a 5 secondi.

Si calcola quindi la variazione di spostamento orizzontale nel punto che presenta maggiori variazioni. Questo punto è il punto 66, tra il montante destro e la trave. I tempi nella quale si calcola tale variazione sono a 2330 secondi e 2235 secondi.

$$\Delta x = Dx(t = 2235) - Dx(t = 2230) = 0.282 - 0.236 = 0.046 \text{ m}$$

Quindi negli ultimi 5 secondi di analisi, il punto 66 si è spostato di 4.6 cm.

Lo stesso calcolo è stato fatto per il punto 146 del colmo, calcolando però lo spostamento verticale:

$$\Delta y = Dy(t = 2235) - Dy(t = 2230) = 0.387 - 0.339 = 0.048 \text{ m}$$

Lo spostamento verticale negli ultimi 5 secondi di analisi risulta quindi di 4.8 cm.

Non ci sono grandi differenze tra questi valori ottenuti. Si conclude affermando che il portale crolla verso l'interno, in luce anche degli spostamenti sensibilmente maggiori che si verificano in direzione verticale rispetto a quella orizzontale. Anche il criterio di sicurezza per la modalità con cui avviene il collasso risulta pertanto soddisfatto. Tale modalità di collasso infatti è preferibile, in quanto non metterebbe a rischio l'incolumità del corpo dei Vigili del Fuoco impegnati allo spegnimento dell'incendio all'esterno della struttura.