



**UNIVERSITÀ
DI TRENTO**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E MECCANICA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
E INGEGNERIA AMBIENTALE

COSTRUZIONI IN LEGNO

A.A. 2020-2021

ESERCITAZIONE

PROGETTO DI UN EDIFICIO IN LEGNO

Gruppo

Alice Iori – (matr. 214867)

Francesco Profico - (matr. 213577)

Andrea Tacconi – (matr. 214264)

Docente

Prof. Ing. Maurizio Piazza

Esercitori

Ing. Andrea Gaspari, Ing. Stefano Bezzi

Revisori

**Ing. Daniele Riccadonna, Ing. Lisa Treccani,
Ing. Christian Paoli**

Trento, 09.01.2021

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUZIONE | 6 |
| 1.1. Descrizione fabbricato | 6 |
| 1.1.1. Elaborati | 7 |
| 1.2. Elementi studiati | 8 |
| 1.3. Riferimenti normativi e bibliografici | 10 |
| 2. PREDIMENSIONAMENTO | 12 |
| 3. MATERIALI E PRODOTTI IMPIEGATI | 13 |
| 3.1. Materiali | 13 |
| 3.1.1. Legno lamellare GL24h | 13 |
| 3.1.2. CLT C24 | 13 |
| 3.2. Prodotti | 14 |
| 3.2.1. Elementi lineari in GLT | 14 |
| 3.2.2. Pannello CLT di parete – 5 strati sp.100 mm – XLAM Dolomiti | 15 |
| 3.2.3. Pannello CLT di solaio – 5 strati sp. 160 mm – XLAM Dolomiti | 15 |
| 3.2.4. Staffa metallica a scomparsa – ALUMIDI320L - Rothoblaas | 15 |
| 3.2.5. Spinotti a gambo liscio – STA12200B - Rothoblaas | 16 |
| 3.2.6. Spinotti a gambo liscio – STA16420B - Rothoblaas | 17 |
| 3.2.7. Chiodi Anker – LBA460 - Rothoblaas | 17 |
| 3.2.8. Viti per piastre – LBS550 – Rothoblaas | 18 |
| 3.2.9. Viti a tutto filetto – VGZ9240 – Rothoblaas | 19 |
| 3.2.10. Hold-down – WHT440 - Rothoblaas | 19 |
| 3.2.11. Angolari – TCN240 – Rothoblaas | 20 |
| 3.2.12. Ancorante – AB116145 - Rothoblaas | 21 |
| 3.3. Pacchetti di finitura | 22 |
| 3.3.1. Pacchetto di copertura | 22 |
| 3.3.2. Pacchetto del solaio | 23 |
| 4. CLASSI DI SERVIZIO E DURATA DEI CARICHI | 25 |
| 4.1. Classi di servizio | 25 |
| 4.2. Classi di durata dei carichi | 25 |
| 4.3. Coefficienti k_{mod} | 26 |
| 5. AZIONI | 27 |
| 5.1. Premessa | 27 |
| 5.1.1. Combinazioni considerate | 27 |
| 5.1.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni | 27 |
| 5.1.3. Coefficienti di combinazione adottati | 27 |
| 5.2. Analisi dei carichi | 28 |
| 5.2.1. Carichi permanenti strutturali (G_1) | 28 |

| | | |
|---------|---|----|
| 5.2.2. | Carichi permanenti non strutturali (G_2) | 28 |
| 5.2.3. | Sovraccarichi variabili di categoria (Q_{CAT})..... | 29 |
| 5.2.4. | Azione della neve (Q_s)..... | 29 |
| 5.2.5. | Azione del vento (Q_v) | 30 |
| 5.3. | Trave secondaria di copertura | 32 |
| 5.3.1. | Carichi considerati..... | 33 |
| 5.3.2. | Combinazioni dei carichi | 34 |
| 5.3.3. | Calcolo delle azioni | 35 |
| 5.3.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 35 |
| 5.4. | Trave di colmo..... | 36 |
| 5.4.1. | Carichi considerati..... | 37 |
| 5.4.2. | Combinazioni dei carichi | 38 |
| 5.4.3. | Calcolo delle azioni | 39 |
| 5.4.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 40 |
| 5.5. | Trave di mezzacasa (capriata-capriata)..... | 40 |
| 5.5.1. | Carichi considerati..... | 41 |
| 5.5.2. | Combinazioni dei carichi | 42 |
| 5.5.3. | Calcolo delle azioni | 43 |
| 5.5.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 44 |
| 5.6. | Trave di mezzacasa (capriata-puntone; puntone-puntone)..... | 44 |
| 5.6.1. | Carichi considerati..... | 45 |
| 5.6.2. | Combinazioni dei carichi | 47 |
| 5.6.3. | Calcolo delle azioni | 47 |
| 5.6.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 48 |
| 5.7. | Puntone..... | 48 |
| 5.7.1. | Carichi considerati..... | 50 |
| 5.7.2. | Combinazioni dei carichi | 52 |
| 5.7.3. | Calcolo delle azioni | 54 |
| 5.7.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 55 |
| 5.8. | Capriata | 56 |
| 5.8.1. | Carichi considerati..... | 56 |
| 5.8.2. | Combinazioni dei carichi | 57 |
| 5.8.3. | Calcolo delle azioni | 58 |
| 5.8.4. | Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)..... | 58 |
| 5.9. | Passafuori | 59 |
| 5.10. | Parete interna | 61 |
| 5.11. | Solaio interno/soppalco..... | 63 |
| 5.11.1. | Calcolo delle azioni..... | 64 |
| 6. | VERIFICHE SUGLI ELEMENTI IN GLT..... | 65 |

| | | |
|--------|---|----|
| 6.1. | Trave secondaria..... | 65 |
| 6.1.1. | Verifica a SLU di resistenza a taglio | 65 |
| 6.1.2. | Verifica a SLU di resistenza a pressoflessione | 65 |
| 6.1.3. | Verifica a SLU di resistenza in tensoflessione | 66 |
| 6.1.4. | Verifica a SLU di instabilità..... | 68 |
| 6.1.5. | Verifica a SLE di deformabilità | 68 |
| 6.2. | Trave di colmo..... | 69 |
| 6.2.1. | Verifica a SLU di resistenza a flessione..... | 69 |
| 6.2.2. | Verifica a SLU di resistenza a taglio | 70 |
| 6.2.3. | Verifica a SLU di compressione all'appoggio..... | 70 |
| 6.2.4. | Verifica a SLU a instabilità in flessione | 70 |
| 6.2.5. | Verifica a SLE di deformabilità | 71 |
| 6.3. | Trave di mezzacasa (capriata-capriata)..... | 72 |
| 6.3.1. | Verifica a SLU di resistenza a flessione..... | 72 |
| 6.3.2. | Verifica a SLU di resistenza a taglio | 73 |
| 6.3.3. | Verifica a SLU di compressione all'appoggio..... | 74 |
| 6.3.4. | Verifica a SLU a instabilità in flessione | 74 |
| 6.3.5. | Verifica a SLE di deformabilità | 75 |
| 6.4. | Capriata – puntone..... | 76 |
| 6.4.1. | Verifica a SLU di resistenza a pressoflessione | 76 |
| 6.4.2. | Verifica a SLU di resistenza a taglio | 77 |
| 6.4.3. | Verifica a SLU di compressione inclinata..... | 78 |
| 6.4.4. | Verifica a SLU di instabilità..... | 79 |
| 6.4.5. | Verifica a SLE di deformabilità | 83 |
| 6.5. | Capriata - catena..... | 85 |
| 6.5.1. | Verifica a SLU di resistenza a trazione | 85 |
| 6.5.2. | Verifica a SLE di deformabilità | 85 |
| 6.6. | Puntone di copertura..... | 86 |
| 6.6.1. | Verifica a SLU di resistenza in pressoflessione | 86 |
| 6.6.2. | Verifica a SLU di resistenza in tensoflessione | 87 |
| 6.6.3. | Verifica a SLU di resistenza a taglio | 89 |
| 6.6.4. | Verifica a SLU di instabilità..... | 89 |
| 6.7. | Passafuori..... | 92 |
| 6.7.1. | Verifica a SLU di resistenza a flessione..... | 92 |
| 6.7.2. | Verifica a SLU di instabilità in flessione | 93 |
| 7. | VERIFICHE SUGLI ELEMENTI IN CLT..... | 94 |
| 7.1. | Solaio..... | 94 |
| 7.1.1. | Calcolo del momento d'inerzia efficace | 94 |
| 7.1.2. | Resistenza a flessione | 95 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 7.1.3. | Resistenza a taglio | 95 |
| 7.1.4. | Resistenza a rolling shear | 96 |
| 7.1.5. | Resistenza a compressione all'appoggio..... | 96 |
| 7.1.6. | Verifica sulla freccia | 96 |
| 7.1.7. | Verifica sulle vibrazioni..... | 97 |
| 7.2. | Parete | 98 |
| 7.2.1. | Calcolo del momento d'inerzia efficace | 98 |
| 7.2.2. | Verifica a SLU di instabilità in compressione | 99 |
| 7.2.3. | Verifica a compressione | 100 |
| 7.2.4. | Calcolo della deformazione per forze sismiche..... | 100 |
| 8. | CONNESSIONI | 101 |
| 8.1. | Connessione trave di mezzacasa-puntone della capriata | 101 |
| 8.1.1. | Descrizione della connessione | 101 |
| 8.1.2. | Verifica a taglio: trave di mezzacasa-staffa metallica..... | 102 |
| 8.1.3. | Spaziamento tra connettori (spinotti) | 104 |
| 8.1.4. | Verifica a taglio: staffa metallica-puntone della capriata | 104 |
| 8.1.5. | Spaziamento tra connettori (chiodi) | 106 |
| 8.1.6. | Verifica a taglio + estrazione sul chiodo più sollecitato | 106 |
| 8.2. | Connessione tra catena e puntone della capriata | 110 |
| 8.3. | Connessione trave secondaria-trave di mezzacasa..... | 113 |
| 8.3.1. | verifiche lato trave secondaria inferiore | 114 |
| 8.3.2. | Verifiche lato trave secondaria superiore..... | 117 |
| 8.4. | Angolare di parete a taglio..... | 119 |
| 8.5. | Hold-down..... | 122 |

1. INTRODUZIONE

1.1. Descrizione fabbricato

Il fabbricato oggetto di studio è un edificio a struttura portante in legno a pianta rettangolare. L'edificio è ubicato a Contà (TN) ad un'altitudine di 593 m s.l.m. Il fabbricato è caratterizzato da un piano fuori terra con un'elevazione massima dal suolo di 5.00 m in corrispondenza del colmo. Il piano terra è provvisto di una zona soppalcata. La copertura è a padiglione e composta da 4 falde inclinate di un angolo $\alpha = 22^\circ$ con uno sporto di gronda di 1.30 m.

La struttura portante di copertura è composta da un'orditura secondaria di travi inclinate parallelamente alla falda che poggiano sulle travi principali di colmo, di mezzacasa e di banchina. Le travi principali sono disposte parallelamente al colmo dell'edificio, hanno luce massima di 6.00 m e poggiano da un lato su dei pilastri interni alla pianta del fabbricato e dall'altro lato su una capriata realizzata in connessioni moderne.

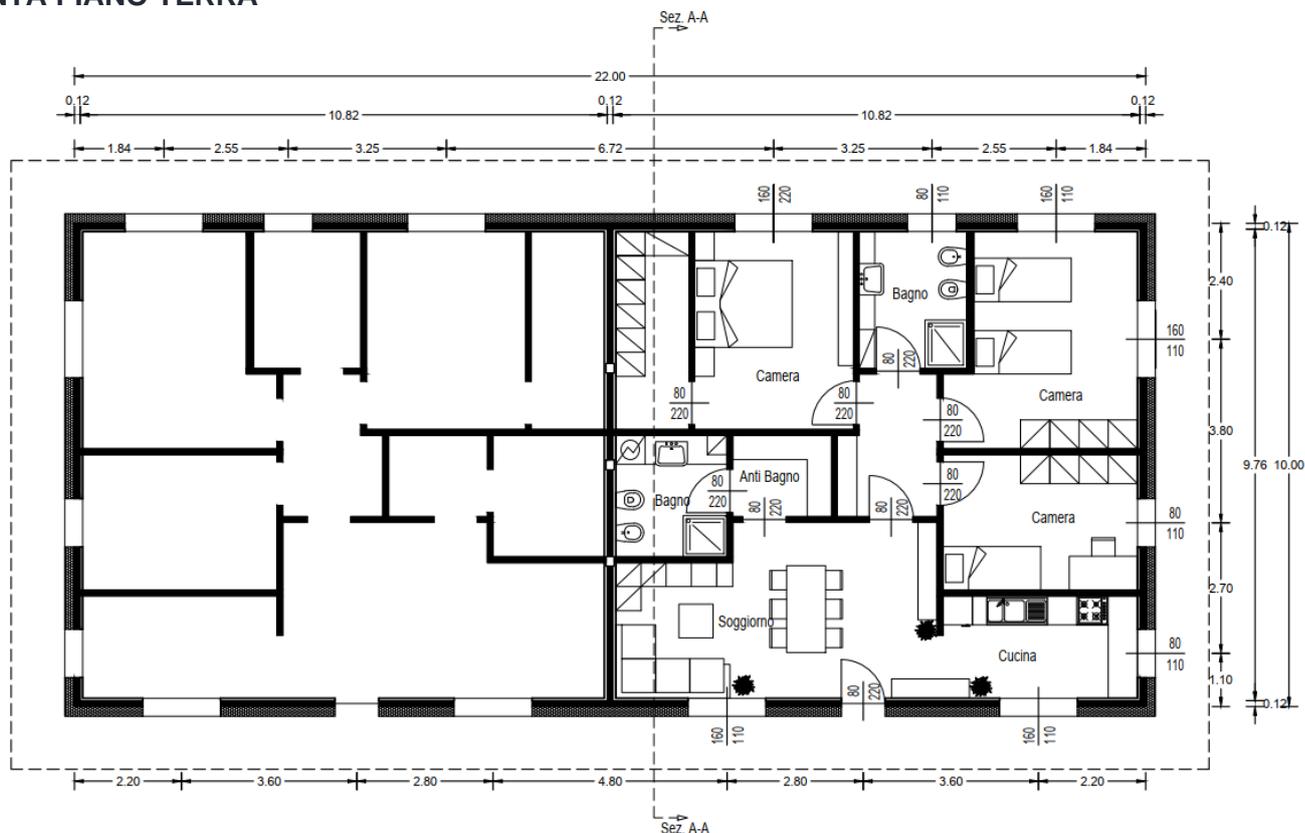
Le pareti che costituiscono le chiusure verticali, le partizioni e gli orizzontamenti del soppalco sono realizzati da pannelli CLT. Gli elementi lineari (travi, pilastri ed elementi di capriata) sono realizzati in legno lamellare.

Vengono previsti giunti meccanici realizzati con l'impiego di connessioni metalliche.

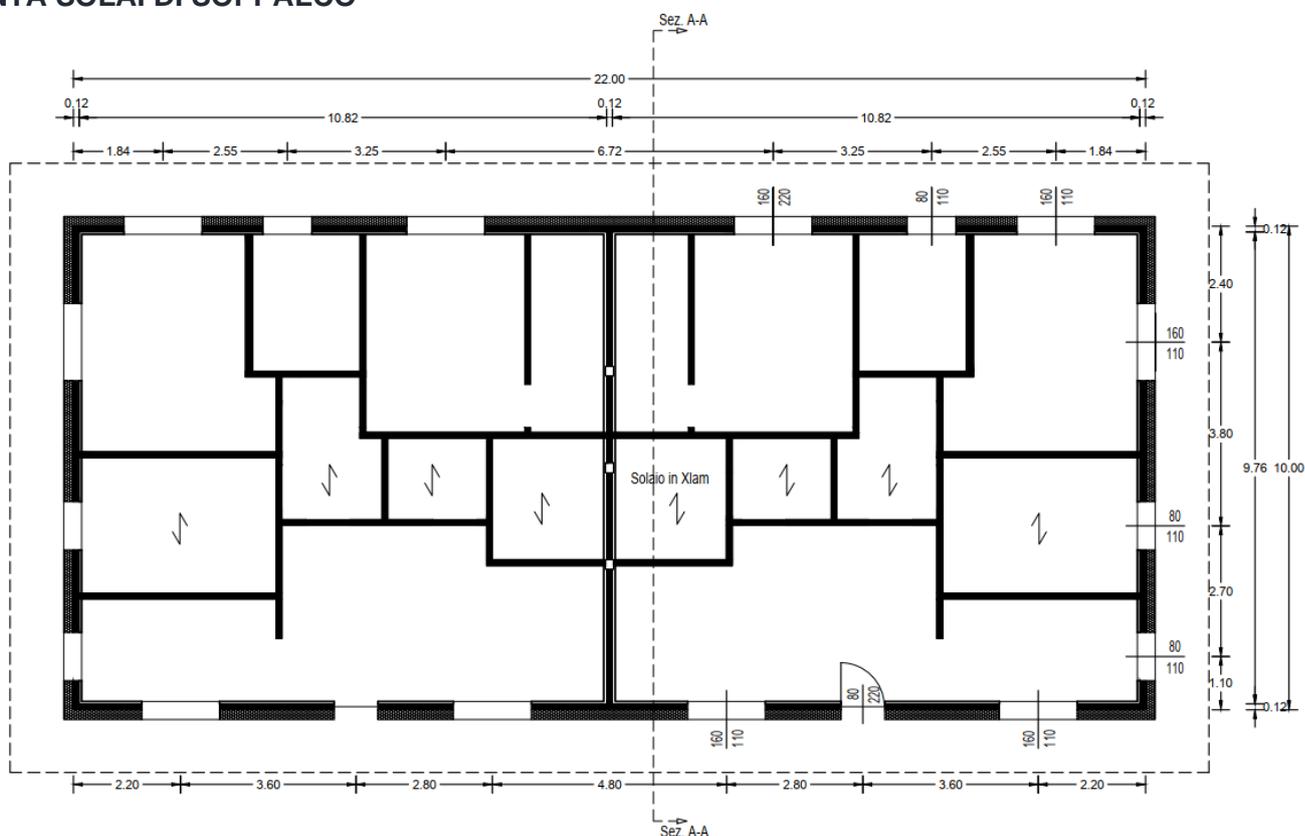
1.1.1. Elaborati

Si riportano i principali elaborati grafici.

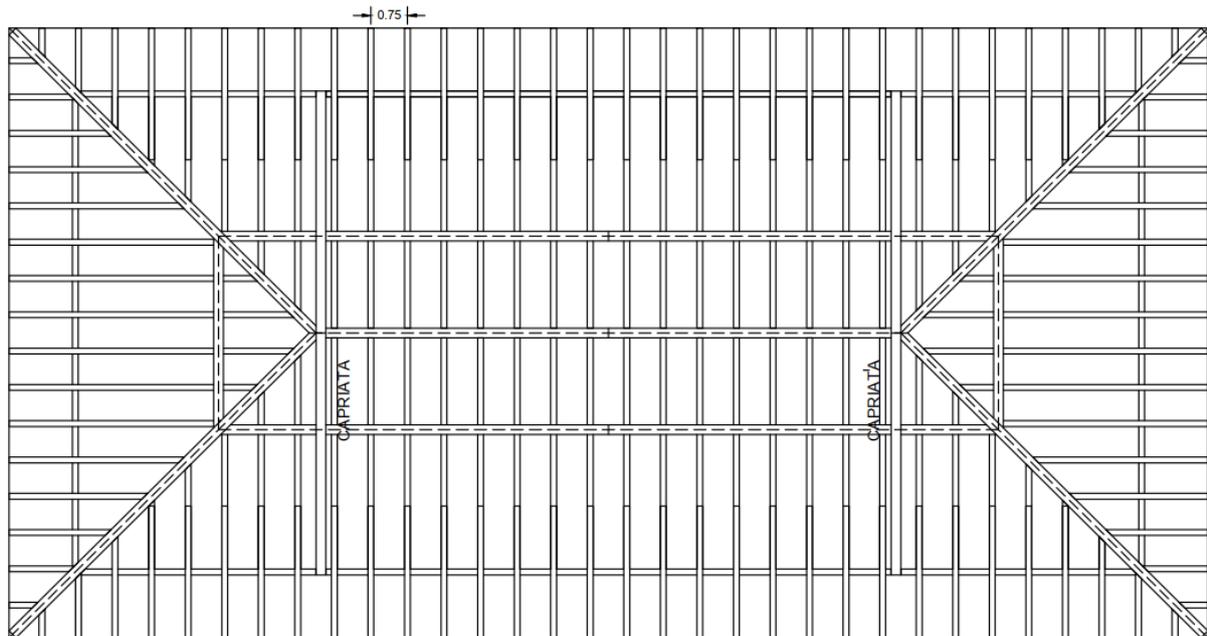
PIANTA PIANO TERRA



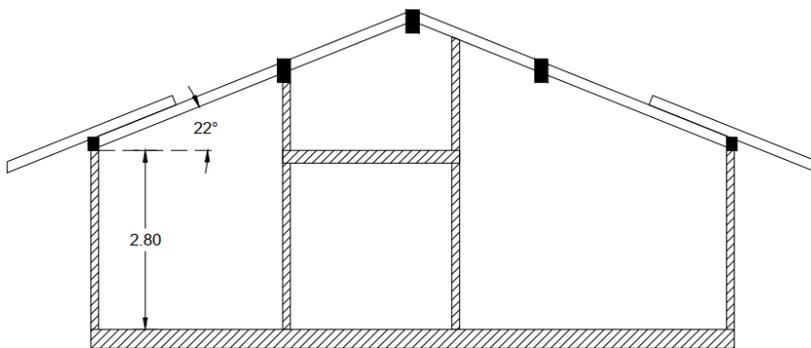
PIANTA SOLAI DI SOPPALCO



PIANTA COPERTURA



SEZIONE A-A



1.2. Elementi studiati

Gli elementi strutturali studiati sono:

- trave secondaria di copertura
- trave principale di colmo
- trave principale di mezzacasa
- puntone di copertura
- puntone della capriata
- catena della capriata

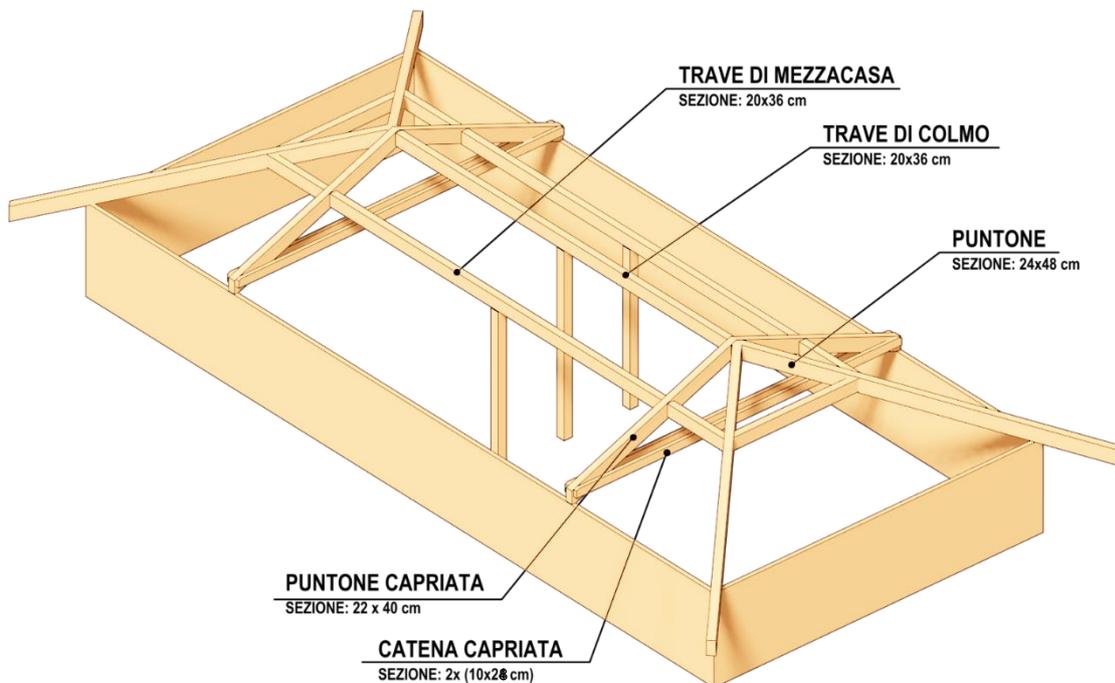
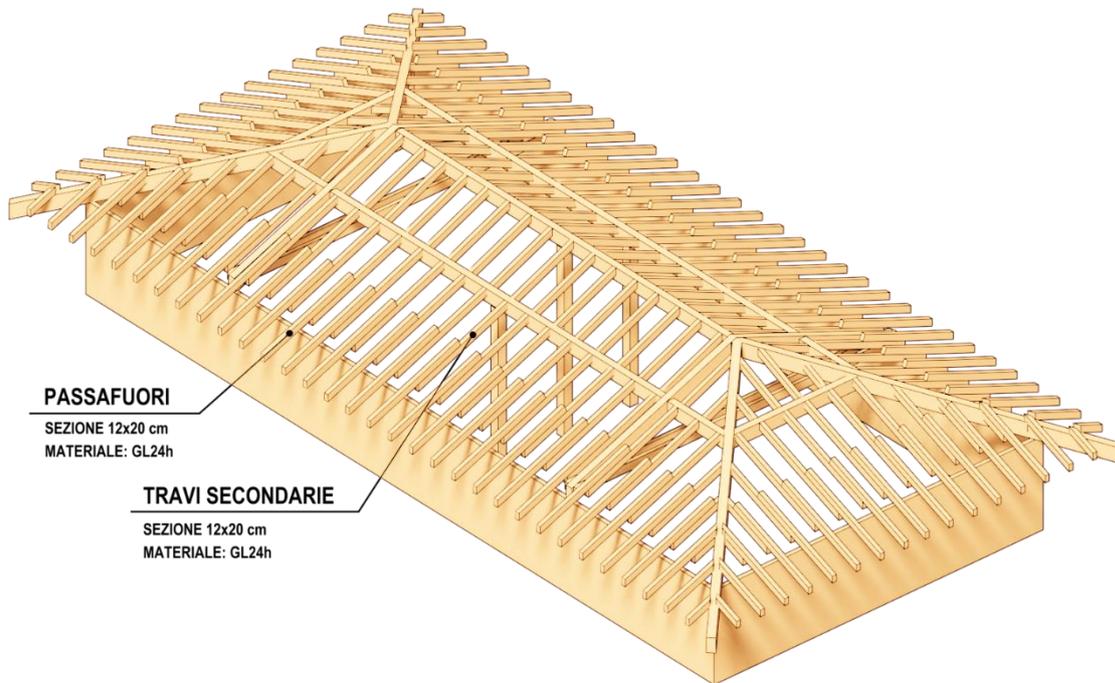
Verranno inoltre progettate e verificate le seguenti connessioni:

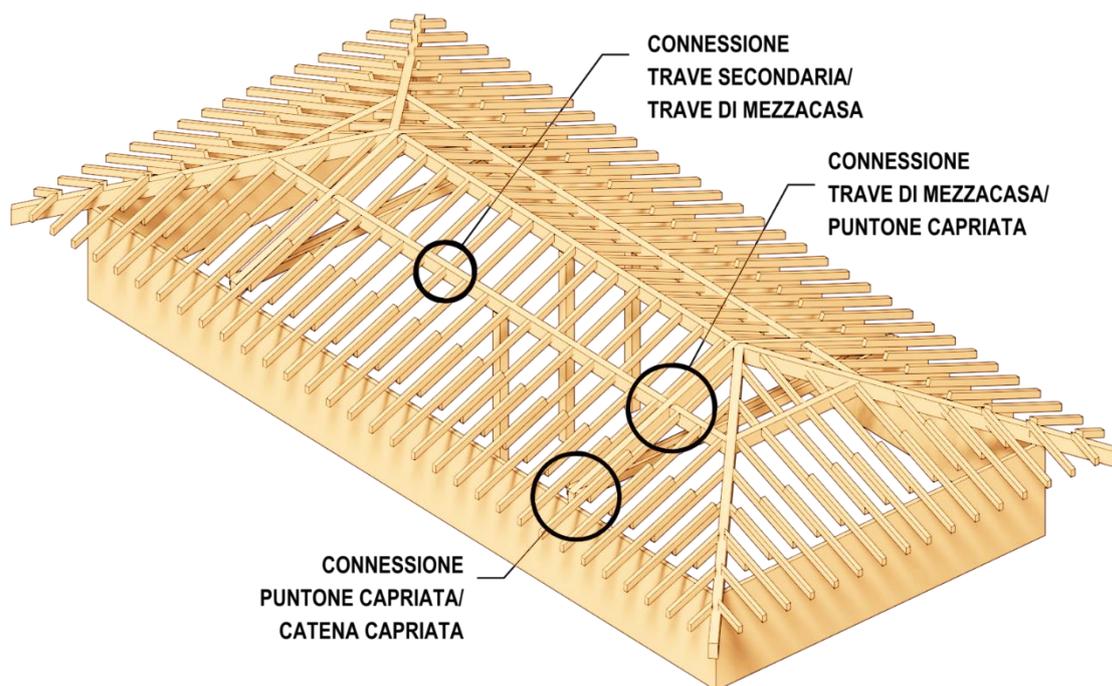
- connessione trave secondaria-trave principale
- connessione trave di mezzacasa-capriata
- connessione catena capriata-puntone capriata
- connessione hold-down della parete
- connessione a taglio della parete

Si verificheranno inoltre gli elementi bidimensionali seguenti:

- parete di partizione interna
- solaio di soppalco

Si identificano nelle immagini che seguono gli elementi che costituiscono la struttura portante dell'edificio che verranno studiati e verificati nella presente relazione tecnica.





1.3. Riferimenti normativi e bibliografici

Al fine del calcolo delle azioni e delle verifiche strutturali ci si riferisce alle normative seguenti:

- EN1995-1-1 – Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici
- DM17/01/2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018)
- Circolare 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018»

Vengono considerati i documenti tecnici seguenti oltre alle schede tecniche di prodotto:

- ETA-110030 (“Rotho Blaas Self-tapping screws and threaded rods”)
- ETA-110086 (“Rotho Blaas WHT hold downs and angle brackets”)

Ci si avvale inoltre della seguente bibliografia:

- Design of timber structures – Structural aspects of timber construction – Volume 1 – Swedish Wood;
- Design of timber structures – Rules and formulas according to Eurocode 5 – Volume 2 – Swedish Wood;
- Design of timber structures – Examples – Volume 3 – Swedish Wood;
- Design of timber structures – Structural aspects of timber construction – Volume 3 – Swedish Wood;
- The CLT Handbook - CLT structures: facts and planning – Swedish Wood.
- Strutture in legno – Maurizio Piazza, Roberto Tomasi, Roberto Modena

Vengono inoltre tratte informazioni in merito alle soluzioni strutturali e architettoniche adottate dai seguenti siti aziendali e promozionali di strutture in legno ed elementi di connessione:

- <https://www.rothoblaas.it/>
- <https://www.rubner.com/it/holzbau/soluzioni/gamma-di-prodotti/>
- <https://www.xlamdolomiti.it/>
- <https://www.promolegno.com/tecnologie>
- <http://www.dataholz.it/it/>
- <https://www.isolmant.com/it/>

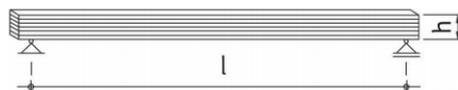
2. PREDIMENSIONAMENTO

Viene riportato il predimensionamento degli elementi strutturali. Le dimensioni sono state scelte attenendosi alle indicazioni presenti in letteratura.

In particolare, considerando una trave su due appoggi:

$$h \cong 1/15 \div l/17$$

$$l < 30 \text{ m}$$



| Elemento | h [m] | b [m] |
|------------------------|-------|-------|
| Trave secondaria | 0.20 | 0.12 |
| Trave di colmo | 0.36 | 0.20 |
| Trave di mezzacasa | 0.36 | 0.20 |
| Puntone | 0.50 | 0.24 |
| Puntone della capriata | 0.36 | 0.22 |
| Catena ¹ | 0.24 | 0.20 |

Note:

Le dimensioni di predimensionamento costituiscono valori indicativi che sono stati utilizzati come riferimento iniziale in fase di progetto. Possono quindi differire dalle dimensioni delle sezioni effettivamente impiegate nelle verifiche a seguire.

Il puntone della capriata (data la forza concentrata da trave di mezzacasa) lavora in prevalente flessione. Viene per questo considerata per il predimensionamento la stessa formula delle travi.

Analogamente la catena può avere problemi di deformabilità da peso proprio. Per questo motivo viene considerata la stessa formula nonostante sia un elemento impegnato a prevalente trazione.

¹ Si considerano due elementi da 0.24 x 0.10 m

3. MATERIALI E PRODOTTI IMPIEGATI

3.1. Materiali

Nella presente sezione si elencano le proprietà dei materiali impiegate nei calcoli che seguono. Nelle successive sezioni dedicate ai prodotti utilizzati si richiameranno i materiali e le relative proprietà.

3.1.1. Legno lamellare GL24h

Il materiale GL24h viene impiegato per gli elementi lineari.

| | |
|--------------------------------------|--|
| $\gamma_M = 1.35$ | Coefficiente parziale di sicurezza per il materiale (NTC18) |
| $f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a flessione |
| $f_{t,0,k} = 19.2 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura |
| $f_{t,90,k} = 0.5 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a trazione ortogonale alla fibratura |
| $f_{c,0,k} = 24.0 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura |
| $f_{c,90,k} = 2.5 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a compressione ortogonale alla fibratura |
| $f_{v,k} = 3.5 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a taglio |
| $f_{r,k} = 1.2 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a rolling shear |
| $E_{0,05} = 9600.0 \text{ MPa}$ | Modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura |
| $E_{90,05} = 250.0 \text{ MPa}$ | Modulo elastico caratteristico ortogonale alla fibratura |
| $G_{05} = 540.0 \text{ MPa}$ | Modulo a taglio caratteristico |
| $E_{0,mean} = 11500.0 \text{ MPa}$ | Modulo elastico medio parallelo alla fibratura |
| $E_{90,mean} = 300.0 \text{ MPa}$ | Modulo elastico medio ortogonale alla fibratura |
| $G_{mean} = 650.0 \text{ MPa}$ | Modulo a taglio medio |
| $\rho_k = 385.0 \text{ kg/m}^3$ | Densità caratteristica del materiale |
| $\rho_{mean} = 420.0 \text{ kg/m}^3$ | Densità media del materiale |

3.1.2. CLT C24

Il materiale C24 viene impiegato per i pannelli di solaio e parete in CLT.

| | |
|--------------------------------|--|
| $\gamma_M = 1.45$ | Coefficiente parziale di sicurezza per il materiale (NTC18) |
| $f_{mk} = 24 \text{ MPa}$ | Resistenza a flessione |
| $f_{t,0,k} = 14.5 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura |
| $f_{t,90,k} = 0.4 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura |
| $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibr. |
| $f_{c,90,k} = 2.5 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibr. |

| | |
|------------------------------------|---|
| $f_{v,k} = 4 \text{ MPa}$ | Resistenza caratteristica a taglio |
| $E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$ | Modulo elastico medio parallelo alla fibratura |
| $E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$ | Modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura |
| $E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$ | Modulo elastico medio perpendicolare alla fibratura |
| $G_{mean} = 690 \text{ MPa}$ | Modulo di taglio medio |
| $G_{rs} = 69 \text{ MPa}$ | Modulo a taglio per rolling shear |
| $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ | Densità caratteristica |
| $\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$ | Densità media |

3.2. Prodotti

Nella presente sezione si elencano i prodotti utilizzati presenti sul mercato richiamandone le principali dimensioni e caratteristiche meccaniche rilevanti per le verifiche come riportate nella scheda tecnica di prodotto.

3.2.1. Elementi lineari in GLT

Fornitore e limiti geometrici

Ci si riferisce al produttore Rubner-Holzbau che prevede forniture di elementi in legno lamellare con i seguenti limiti:

Classi di resistenza: da GL22 a GL32 di tipo “h” (omogeneo) o “c” (combinato)

Spessore delle lamelle: 40-45 mm in classe di servizio 1 e 2

Dimensioni massime senza incollaggio doppio: 24cm x 225 cm x 44 cm

Elementi impiegati

Si impiegano i seguenti elementi:

| Elemento | Sezione $b \times h \text{ [cm}^2\text{]}$ | Lunghezza $L \text{ [m]}$ | Materiale |
|--|---|------------------------------|-----------|
| Trave secondaria superiore | 12 x 20 | 3.250 | GL24h |
| Trave secondaria inferiore | 12 x 20 | 2.150 | GL24h |
| Trave di colmo | 20 x 36 | 6.000 | GL24h |
| Trave di mezzacasa (capriata-capriata) | 20 x 36 | 6.000 | GL24h |
| Trave di mezzacasa (capriata-puntone) | 20 x 36 | 2.000 | GL24h |
| Trave di mezzacasa (puntone-puntone) | 20 x 36 | 4.000 | GL24h |
| Puntone di copertura | 24 x 48 | 9.150 | GL24h |
| Puntone della capriata | 22 x 40 | 5.400 | GL24h |
| Catena della capriata (x1) | 10 x 28 | 10.000 | GL24h |

Passafuori

12 x 20

2.750

GL24h

3.2.2. Pannello CLT di parete – 5 strati sp.100 mm – XLAM Dolomiti

Produttore: XLAM Dolomiti

Nome prodotto: Pannello XLAM Dolomiti a 5 strati.

Descrizione: materiale C24. Per le caratteristiche meccaniche si rimanda al capitolo materiali.

Impiego: pannello impiegato come elemento di parete

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:

| Strato: | $h_1[mm]$ | $g_1[mm]$ | $h_2[mm]$ | $g_2[mm]$ | $h_3[mm]$ | Totale $h [mm]$ |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|
| Spessore: | 17.0 | 17.0 | 32.0 | 17.0 | 17.0 | 100.0 |

$A_{piena} = 1000 \text{ cm}^2$ Area della sezione piena

$A_{net} = 660 \text{ cm}^2$ Area della sezione netta

$I_{piena} = 8333 \text{ cm}^2$ Mom. d'inerzia sezione piena

$I_{eff} = 6276 \text{ cm}^2$ Mom. d'inerzia efficace

3.2.3. Pannello CLT di solaio – 5 strati sp. 160 mm – XLAM Dolomiti

Produttore: XLAM Dolomiti

Nome prodotto: Pannello XLAM Dolomiti a 5 strati.

Descrizione: materiale C24. Per le caratteristiche meccaniche si rimanda al capitolo materiali.

Impiego: pannello impiegato come elemento di solaio

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:

| Strato: | $h_1[mm]$ | $g_1[mm]$ | $h_2[mm]$ | $g_2[mm]$ | $h_3[mm]$ | Totale $h [mm]$ |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|
| Spessore: | 40 | 30 | 20 | 30 | 40 | 160.0 |

3.2.4. Staffa metallica a scomparsa – ALUMIDI320L - Rothoblaas

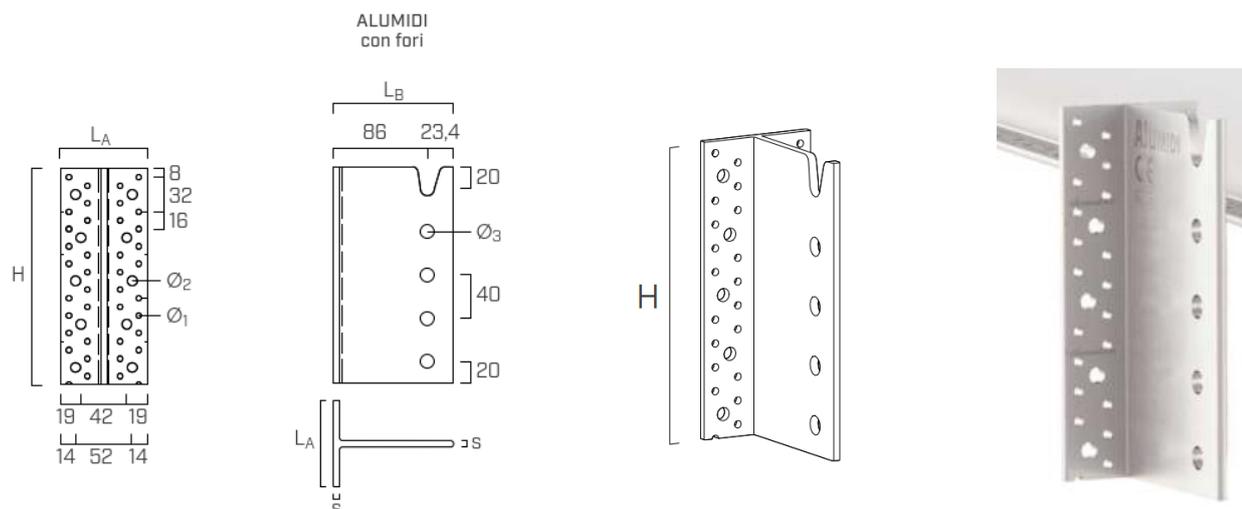
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: ALUMIDI320L con fori

Descrizione: staffa a scomparsa per connessione di tipo legno acciaio a doppio piano di taglio.

Impiego: elemento impiegato in corrispondenza della connessione tra trave di mezzacasa e puntone della capriata. Fissaggio con chiodi Anker al puntone della capriata con chiodatura totale (62 chiodi necessari di diametro 4mm). Accoppiati con l'utilizzo di spinotti lisci tipo STA di diametro 12 mm.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|----------------------------|----------------------------|
| $H = 320 \text{ mm}$ | Altezza elemento |
| $s = 6 \text{ mm}$ | Spessore piastra |
| $L_A = 80 \text{ mm}$ | Lunghezza ala |
| $L_B = 109.4 \text{ mm}$ | Lunghezza anima |
| $\phi_1 = 5.0 \text{ mm}$ | Fori piccoli per fissaggio |
| $\phi_2 = 9.0 \text{ mm}$ | Fori grandi per fissaggio |
| $\phi_3 = 13.0 \text{ mm}$ | Fori in anima per spinotti |

3.2.5. Spinotti a gambo liscio – STA12200B - Rothoblaas

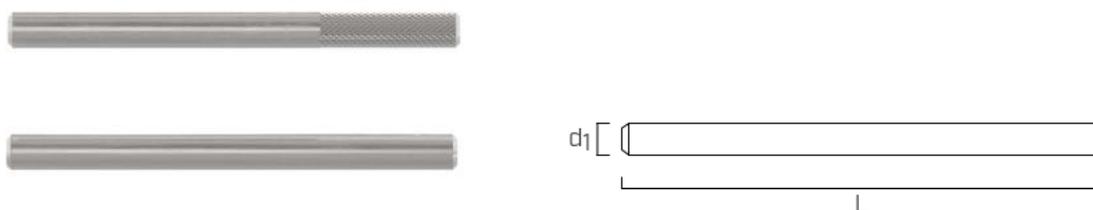
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: STA12200B

Descrizione: connettore cilindrico in acciaio per connessioni legno-legno o acciaio-legno. Acciaio con zincatura galvanica. Disponibile in versione ad aderenza migliorata per miglior comportamento a carichi sismici.

Impiego: connettore impiegato nella connessione tra trave di mezzacasa e puntone della capriata

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|----------------------|--------------------------|
| $d = 12 \text{ mm}$ | Diametro |
| $L = 200 \text{ mm}$ | Lunghezza del connettore |

| | |
|-------------------------|--|
| S235 | Tipologia di acciaio |
| $f_{u,k,min} = 360 MPa$ | Resistenza caratteristica ultima minima |
| $f_{y,k,min} = 235 MPa$ | Resistenza caratteristica a snervamento minima |
| $M_{y,k} = 69100 Nmm$ | Momento caratteristico di snervamento |

3.2.6. Spinotti a gambo liscio – STA16420B - Rothoblaas

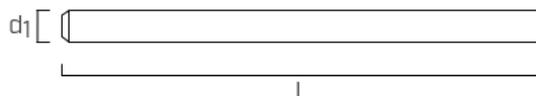
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: STA16420B

Descrizione: connettore cilindrico in acciaio per connessioni legno-legno o acciaio-legno. Acciaio con zincatura galvanica. Disponibile in versione ad aderenza migliorata per miglior comportamento a carichi sismici.

Impiego: connettore impiegato nella connessione tra catena e puntone della capriata.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|-------------------------|--|
| $d = 16 mm$ | Diametro |
| $L = 420 mm$ | Lunghezza del connettore |
| S355 | Tipologia di acciaio |
| $f_{u,k,min} = 460 MPa$ | Resistenza caratteristica ultima minima |
| $f_{y,k,min} = 355 MPa$ | Resistenza caratteristica a snervamento minima |
| $M_{y,k} = 191000 Nmm$ | Momento caratteristico di snervamento |

3.2.7. Chiodi Anker – LBA460 - Rothoblaas

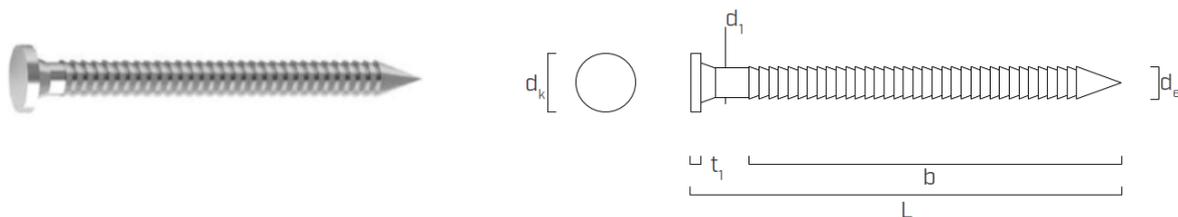
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: LBA460

Descrizione: chiodi in acciaio inossidabile ad aderenza migliorata a gambo zigrinato per migliore resistenza ad estrazione. Testa piatta. Valido per l'utilizzo in classi di servizio 1 e 2.

Impiego: fissaggio della staffa a scomparsa in corrispondenza della connessione tra trave di mezzacasa e puntone della capriata.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|-------------------------------|--|
| $d_1 = 4.0 \text{ mm}$ | Diametro nominale |
| $L = 60 \text{ mm}$ | Lunghezza totale |
| $b = 50 \text{ mm}$ | Lunghezza parte zigrinata |
| $d_k = 8.0 \text{ mm}$ | Diametro della testa |
| $d_e = 4.4 \text{ mm}$ | Diametro esterno |
| $t_1 = 1.4 \text{ mm}$ | Spessore della testa |
| $d_v = 3.0 \text{ mm}$ | Diametro preforo |
| $M_{y,k} = 6500 \text{ Nmm}$ | Momento caratteristico di snervamento |
| $f_{ax,k} = 7.5 \text{ MPa}$ | Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione |
| $f_{tens,k} = 6.9 \text{ kN}$ | Resistenza caratteristica a trazione |

3.2.8. Viti per piastre – LBS550 – Rothoblaas

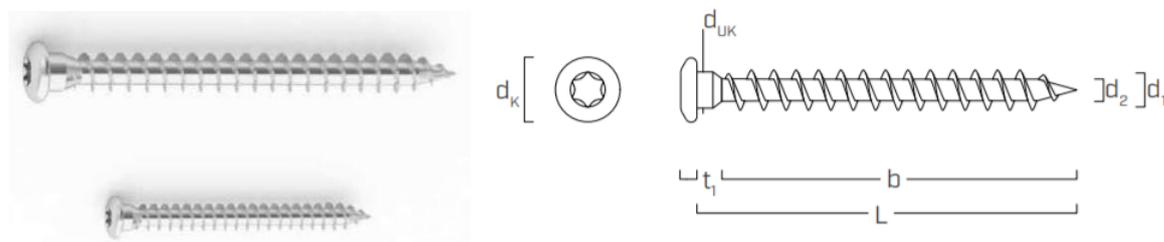
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: LBS550

Descrizione:

Impiego: elemento impiegato nella connessione con hold-down e angolare della parete

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|---------------------------|---------------------|
| $L = 50 \text{ mm}$ | |
| $b = 46 \text{ mm}$ | |
| $d_1 = 5 \text{ mm}$ | Diametro nominale |
| $d_k = 7.8 \text{ mm}$ | Diametro testa |
| $d_2 = 3.0 \text{ mm}$ | Diametro nocciolo |
| $d_{UK} = 4.9 \text{ mm}$ | Diametro sottotesta |

| | |
|---------------------------------|--|
| $t_1 = 2.4 \text{ mm}$ | Spessore testa |
| $d_v = 3.0 \text{ mm}$ | Diametro preforo |
| $M_{y,Rk} = 5400 \text{ Nmm}$ | Momento caratteristico di snervamento |
| $f_{ax,k} = 11.7 \text{ MPa}$ | Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione |
| $f_{head,k} = 10.5 \text{ MPa}$ | Parametro caratteristico di penetrazione della testa |
| $f_{tens,k} = 7.9 \text{ kN}$ | Resistenza caratteristica a trazione |

Nota: alle grandezze $f_{ax,k}$ e $f_{head,k}$ viene associata la densità $\rho_a = 350 \text{ kg/m}^3$

3.2.9. Viti a tutto filetto – VGZ9240 – Rothoblaas

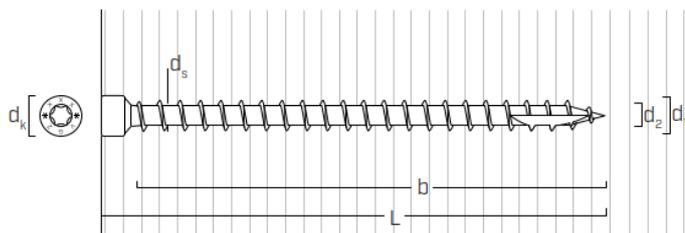
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: VGZ9240

Descrizione: connettore a tutto filetto a testa cilindrica ad alta resistenza. Utilizzo in classi di servizio 1-2.

Impiego: connessione trave secondaria-trave principale a viti incrociate.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|--------------------------------|--|
| $L = 240 \text{ mm}$ | Lunghezza totale |
| $b = 230 \text{ mm}$ | Lunghezza parte filettata |
| $d_1 = 9 \text{ mm}$ | Diametro nominale |
| $d_k = 11.5 \text{ mm}$ | Diametro testa |
| $d_2 = 5.9 \text{ mm}$ | Diametro nocciolo |
| $d_s = 6.5 \text{ mm}$ | Diametro gambo |
| $d_v = 5.0 \text{ mm}$ | Diametro preforo |
| $M_{y,Rk} = 27244 \text{ Nmm}$ | Momento caratteristico di snervamento |
| $f_{ax,k} = 11.7 \text{ MPa}$ | Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione |
| $f_{tens,k} = 25.4 \text{ kN}$ | Resistenza caratteristica a trazione |
| $f_{y,k} = 1000 \text{ kN}$ | Resistenza caratteristica a snervamento |

3.2.10. Hold-down – WHT440 - Rothoblaas

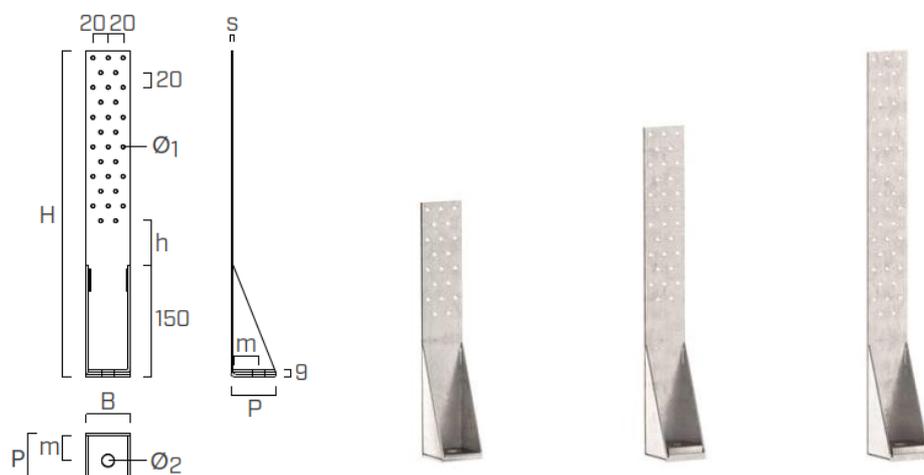
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: WHT440

Descrizione: giunzione a trazione in acciaio S355 per giunzioni legno-clt o legno-legno per utilizzo in classi di servizio 1 e 2.

Impiego: elemento impiegato come giunzione in trazione alla base del pannello CLT di parete.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|----------------------------|--------------------------|
| $H = 440 \text{ mm}$ | Altezza dell'elemento |
| $B = 60 \text{ mm}$ | Base dell'elemento |
| $P = 63 \text{ mm}$ | Profondità dell'elemento |
| $s = 3.0 \text{ mm}$ | Spessore piastra |
| $h = 60 \text{ mm}$ | Posizione fori legno |
| $m = 35 \text{ mm}$ | Posizione foro cls |
| $d = 5.0 \text{ mm}$ | Diametro del foro |
| $n_v = 30$ | Numero di viti |
| $\phi_1 = 5.0 \text{ mm}$ | Diametro fori flangia |
| $\phi_2 = 18.0 \text{ mm}$ | Diametro foro di base |

3.2.11. Angolari – TCN240 – Rothoblaas

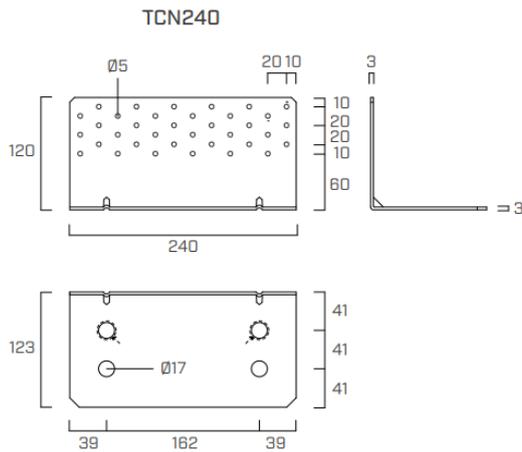
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: TCN240

Descrizione: giunzione a taglio in acciaio al carbonio DX51D+Z275 per applicazioni legno- calcestruzzo e per utilizzo in classi di servizio 1 e 2.

Impiego: elemento impiegato come giunzione a taglio alla base del pannello CLT di parete.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:



| | |
|--------------------------|------------------------------|
| $H = 120 \text{ mm}$ | Altezza dell'elemento |
| $B = 240 \text{ mm}$ | Base dell'elemento |
| $P = 123 \text{ mm}$ | Profondità dell'elemento |
| $s = 3.0 \text{ mm}$ | Spessore piastra |
| $\phi_1 = 17 \text{ mm}$ | Diametro del foro lato cls |
| $\phi_2 = 5 \text{ mm}$ | Diametro del foro lato legno |
| $n_v = 36$ | Numero di viti |

3.2.12. Ancorante – AB116145 - Rothoblaas

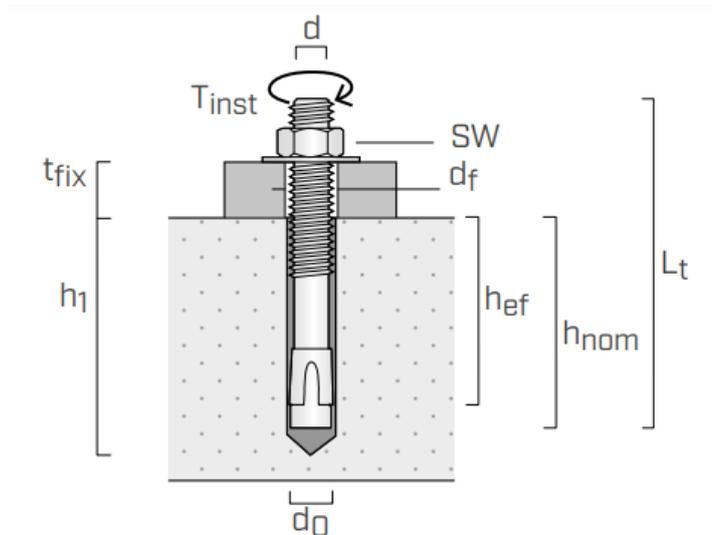
Produttore: Rothoblaas

Nome prodotto: AB116145

Descrizione: ancorante pesante ad espansione CE1, realizzato in acciaio al carbonio elettrozincato e completo di dado e rondella assemblati. Meccanismo di espansione a controllo di coppia.

Impiego: elemento impiegato per ancorare, tramite l'angolare, il pannello CLT di parete al calcestruzzo.

Caratteristiche geometriche e meccaniche da scheda tecnica:

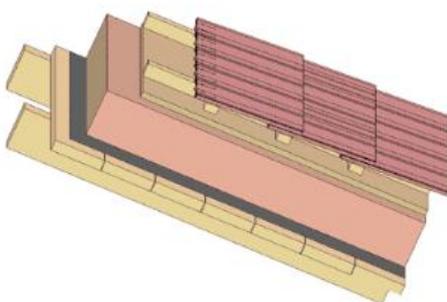


| | |
|-----------------------------|--|
| $L_t = 145 \text{ mm}$ | Lunghezza dell'ancorante |
| $d = 16 \text{ mm}$ | Diametro dell'ancorante |
| $d_0 = 16 \text{ mm}$ | Diametro del foro nel supporto in calcestruzzo |
| $t_{fix} = 28 \text{ mm}$ | Spessore massimo fissabile |
| $h_1 = 105 \text{ mm}$ | Profondità minima del foro |
| $h_{nom} = 97 \text{ mm}$ | Profondità di inserimento |
| $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ | Profondità effettiva di ancoraggio |
| $d_f = 18 \text{ mm}$ | Diametro massimo del foro nell'elemento da fissare |
| $SW = 24 \text{ mm}$ | Misura della chiave |
| $T_{inst} = 100 \text{ Nm}$ | Coppia di serraggio |

3.3. Pacchetti di finitura

3.3.1. Pacchetto di copertura

Ci si riferisce al sito informativo: <https://www.dataholz.eu/>. Si sceglie la soluzione descritta:



Stratigrafia

| Strato | Descrizione | Spessore [cm] | Contributo al peso non strutturale [kg/m ²] |
|--------|--------------------------------------|------------------|---|
| 1 | Tegole piane | 1.5 | 30.90 |
| 2 | Listelli | 3.0 | 1.73 |
| 3 | Controlistelli | 5.0 | 2.89 |
| 4 | Membrana impermeabilizzante | - | - |
| 5 | Tavolato | 2.2 | 6.00 |
| 6 | Strato coibentante in fibra di legno | 22.0 | 30.0 |
| 7 | Barriera vapore | - | - |
| 8 | Tavolato | 4.0 | 16.0 |

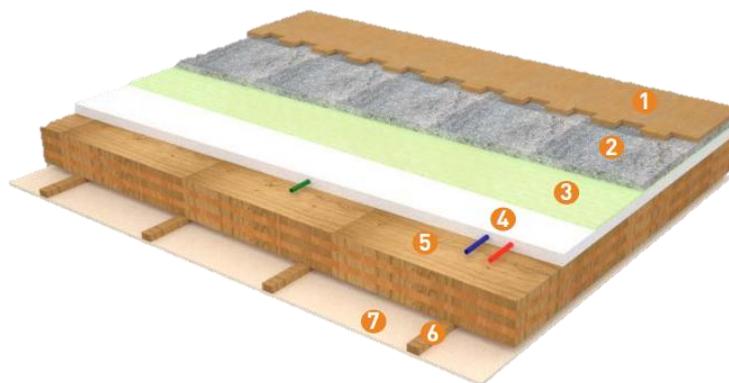
Si considera nel computo dei carichi:

$$g_{2k, cop.} = 0.887 \text{ kN/m}^2$$

La stratigrafia descritta non include le travi secondarie i cui carichi vengono inclusi tra i permanenti strutturali.

3.3.2. Pacchetto del solaio

Ci si riferisce al sito informativo: <https://www.isolmant.it/>. Si sceglie la soluzione descritta:



Stratigrafia

| Strato | Descrizione | Spessore [cm] | Contributo al peso non strutturale [kN/m ²] |
|--------|---|------------------|---|
| 1 | Parquet incollato (Castagno) | 2.0 | 0.144 |
| 2 | Massetto | 4.0 | 0.720 |
| 3 | Strato resiliente (ISOLMAT FIBRA HD) | 1.0 | 0.013 |
| 4 | Impianti | Assente | Assente |
| 5 | CLT – 5 strati | 16.0 | 0.960 |
| 6 | Listelli in legno (zona eventuali impianti) | 2.5 | - |
| 7 | Lastra di cartongesso | 1.25 | 0.100 |

Il solaio ha quindi uno spessore totale pari a: $s_{tot} = 26.8 \text{ cm}$

Si considera nel computo dei carichi:

$$g_{1k,sol.} = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,sol.} = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

4. CLASSI DI SERVIZIO E DURATA DEI CARICHI

4.1. Classi di servizio

Per definire le dipendenze delle resistenze di progetto e dei moduli elastici dalle condizioni ambientali, i singoli elementi di struttura devono essere associati alle classi di servizio.

Considerando il fatto che gli elementi:

- trave secondaria di copertura
- travi principali di colmo e di mezzacasa
- puntone di copertura
- puntone e catena di capriata
- parete interna e solaio del soppalco

sono collocati all'intradosso rispetto allo strato di copertura e al relativo strato coibente, internamente ad un ambiente condizionato, i suddetti elementi vengono assegnati alla classe di servizio 1.

Possono infatti appartenere a questa classe elementi inseriti in un ambiente in cui l'umidità del materiale sia in equilibrio con l'ambiente alla temperatura di 20°C e vi sia un'umidità dell'aria che non supera il 65%.

Considerando invece il fatto che l'elemento passafuori è collocato a contatto con l'esterno, ma è protetto dalle intemperie e dall'irraggiamento solare dallo schermo offerto dalla copertura sovrastante di sporto, questa componente viene, a differenza degli altri elementi strutturali, assegnata alla classe di servizio 2. A questa classe di servizio possono infatti appartenere elementi caratterizzati da UR dei materiali a 20°C in equilibrio con l'ambiente circostante e un'umidità relativa dell'aria che non superi l'85% per più di poche settimane l'anno.

4.2. Classi di durata dei carichi

Devono essere assegnati i coefficienti k_{mod} che tengono conto della dipendenza della resistenza dall'umidità e dalla durata del carico. In fase di verifica dovranno essere poi impiegati gli opportuni valori di progetto delle resistenze calcolati con:

$$X_d = k_{mod} \cdot X_k / \gamma_M$$

In cui γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale (definito per i singoli materiali nei capitoli di descrizione dei materiali), X_k è la resistenza caratteristica.

Si elencano le azioni presenti sulla struttura con la relativa assegnazione della classe di durata del carico:

| Carico agente sulla struttura | Classe di durata del carico |
|---|-----------------------------|
| G_{1k} – Permanenti strutturali | Permanente |
| G_{2k} – Permanenti non strutturali | Permanente |
| $Q_{k,cat.A}$ – Sovraccarico variabile di categoria: Cat. A: Ambienti ad uso residenziale | Media durata |

| | |
|--|--------------|
| $Q_{k,cat.H}$ – Sovraccarico variabile di categoria: Cat. H: Coperture accessibili per sola manutenzione | Media durata |
| Q_s – Sovraccarico da neve | Breve durata |
| Q_v – Sovraccarico da vento | Istantanea |
| E – Carichi da azione sismica | Istantanea |

Verranno definite le combinazioni con le abbreviazioni seguenti:

- P** Permanente
- MD** Media durata
- BD** Breve durata
- IST** Istantanea

4.3. Coefficienti k_{mod}

Considerati gli elementi impiegati e le classi di servizio assegnate, e viste le classi di durata del carico si riassumono i coefficienti k_{mod} che verranno impiegati:

| Coefficienti k_{mod} impiegati in relazione alla classe di durata dei carichi, alle classi di servizio e materiale: | | | | | |
|---|--------------------|-----------------------------|-------|-------|------------|
| Materiale | Classe di servizio | Classe di durata del carico | | | |
| | | Permanente | Media | Breve | Istantanea |
| Legno massiccio / | 1 | 0.60 | 0.80 | 0.90 | 1.10 |
| Legno lamellare incollato | 2 | 0.60 | 0.80 | 0.90 | 1.10 |

5. AZIONI

Nella presente sezione verranno calcolate le azioni rilevanti al fine delle verifiche sugli elementi strutturali. Verrà presentata l'analisi dei carichi e per ogni elemento strutturale si considereranno le opportune disposizioni di carichi per il calcolo delle azioni interne. I carichi considerati dovranno essere quelli derivanti dalle combinazioni SLU e SLE secondo normativa.

5.1. Premessa

5.1.1. Combinazioni considerate

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

Combinazione fondamentale (SLU)

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

Combinazione caratteristica (SLE)

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

Combinazione frequente (SLE)

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

Combinazione quasi permanente (SLE)

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

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

5.1.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

| Coefficiente | Favorevole | Sfavorevole |
|---------------|------------|-------------|
| γ_{G1} | 1.0 | 1.3 |
| γ_{G2} | 0.8 | 1.5 |
| γ_Q | 0.0 | 1.5 |

5.1.3. 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 | ψ_{0j} | ψ_{1j} | ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Vento | 0.6 | 0.2 | 0.0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s. l. m.) | 0.5 | 0.2 | 0.0 |

5.2. Analisi dei carichi

Verrà di seguito esposto il calcolo dei carichi permanenti strutturali (G_1), permanenti non strutturali (G_2) e sovraccarichi variabili (Q).

5.2.1. Carichi permanenti strutturali (G_1)

I carichi permanenti strutturali sono:

Peso proprio della trave secondaria

Per le travi secondarie di copertura viene assunta una sezione avente base $b = 0.120\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.200\text{ m}$. Si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, tr. sec.} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.092\text{ kN/m}$$

Peso proprio della trave di colmo

Per la trave di colmo viene impiegata una sezione avente base $b = 0.200\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.360\text{ m}$. Assunta la densità del legno si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, tr. colmo} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.277\text{ kN/m}$$

Peso proprio della trave di mezzacasa

Per la trave di mezzacasa viene impiegata una sezione di base $b = 0.200\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.360\text{ m}$. Assunta la densità del legno si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, tr. mc} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.277\text{ kN/m}$$

Peso proprio del puntone di copertura

Per la il puntone viene impiegata una sezione di base $b = 0.240\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.480\text{ m}$. Assunta la densità del legno si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, puntone} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.444\text{ kN/m}$$

Peso proprio del puntone della capriata

Per la il puntone della capriata viene impiegata una sezione di base $b = 0.220\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.400\text{ m}$. Assunta la densità del legno si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, punt. capr.} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.339\text{ kN/m}$$

Peso proprio della catena della capriata

Per la catena della capriata vengono accoppiate due sezioni di base 0.100 m ottenendo una larghezza totale di base $b = 0.200\text{ m}$ e altezza pari a $h = 0.280\text{ m}$. Assunta la densità del legno si calcola il peso proprio al metro dell'elemento:

$$g_{1k, tr. cat. capr.} = g\rho_k \cdot b \cdot h = 0.216\text{ kN/m}$$

5.2.2. Carichi permanenti non strutturali (G_2)

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

Pacchetto copertura

Il pacchetto di chiusura della copertura è stato descritto precedentemente. Si adotta:

$$g_{2k,cop.} = 0.887 \text{ kN/m}^2$$

Pacchetto di finitura del soppalco

Il pacchetto di chiusura della copertura è stato descritto precedentemente. Si adotta:

$$g_{2k,sopp.} = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3. Sovraccarichi variabili di categoria (Q_{CAT})

Copertura

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

$$q_{k,Cat.H} = 0.500 \text{ kN/m}^2$$

Ambienti interni

Per gli ambienti interni ci si riferisce al sovraccarico di categoria residenziale:

$$q_{k,Cat.A} = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

5.2.4. 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 $a_s = 593 \text{ m s.l.m.}$ Viene quindi calcolato il carico caratteristico al suolo della neve come:

$$q_{sk} = 1.39 \cdot (1 + (a_s/728)^2) = 2.312 \text{ kN/m}^2$$

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

$C_E = 1.0$ Topografia "normale": non si considera una significativa rimozione della neve da parte dal vento

$C_T = 1.0$ Non considerati effetti di riduzione per effetto della temperatura

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

$\mu_i = \mu_1 = 0.80$ valido per inclinazione di falda pari a $\alpha = 22.0^\circ$

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:

$$q_{s,1} = q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_E \cdot C_T = 1.850 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s,2} = q_{sk} \cdot 0.5\mu_1 \cdot C_E \cdot C_T = 0.925 \text{ kN/m}^2$$

5.2.5. Azione del vento (Q_v)

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

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

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:

$$c_a = 1.00 \quad a_s = 593 \text{ m s. l. m.} < a_0 = 1000 \text{ m s. l. m.}$$

Si calcola la velocità base di riferimento:

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

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:

$$v_R = v_b \cdot c_r = 25.0 \text{ m/s}$$

A questo valore corrisponde la pressione cinetica di riferimento:

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

Avendo considerato come suggerito dalla normativa un valore di densità dell'aria pari a $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$.

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

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

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

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

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

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

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:

1. Copertura

1. Direzione del vento perpendicolare al colmo:

1. falda sopravvento;
2. falda sottovento;
3. falde laterali.

2. Direzione del vento parallela al colmo:

1. falda sopravvento;
2. falda sottovento;
3. falde laterali.

2. Pressione interna

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

$$\alpha = 22.0^\circ$$

Caso 1.1.1.: 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:

$$\text{Valori negativi: } c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.507 \quad (-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

$$\text{Valori positivi: } c_{pe} = \alpha/75 = 0.293 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ)$$

Caso 1.1.2: copertura - direzione del vento perpendicolare al colmo: falda sottovento

La normativa prescrive l'impiego del valore:

$$c_{pe} = -0.60 + (\alpha - 15)/100 = -0.530 \quad (15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ)$$

Caso 1.1.3: copertura - direzione del vento perpendicolare al colmo: falde laterali

Viene calcolato il valore considerando il caso di falde laterali di coperture a padiglione:

$$c_{pe} = -0.6 - \alpha/75 = -0.893 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

Caso 1.2.1: copertura - direzione del vento parallela al colmo: falda sopravvento

Viene adottato lo stesso schema relativo alla direzione del vento ortogonale al colmo. Viene calcolato quindi c_{pe} come:

$$\text{Valori negativi: } c_{pe} = -1.0 + (\alpha + 15)/75 = -0.507 \quad (-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

Valori positivi: $c_{pe} = \alpha/75 = 0.293$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$)

Caso 1.2.2.: copertura - direzione del vento parallela al colmo: falda sottovento

Viene adottato lo stesso schema relativo alla direzione del vento ortogonale al colmo. Viene calcolato quindi c_{pe} come:

$$c_{pe} = -0.60 + (\alpha - 15)/100 = -0.530 \quad (15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ)$$

Caso 1.2.3.: copertura - direzione del vento parallela al colmo: falde laterali

Viene adottato lo stesso schema relativo alla direzione del vento ortogonale al colmo. Viene adottato quindi c_{pe} pari a:

$$c_{pe} = -0.6 - \alpha/75 = -0.893 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

Pressione interna

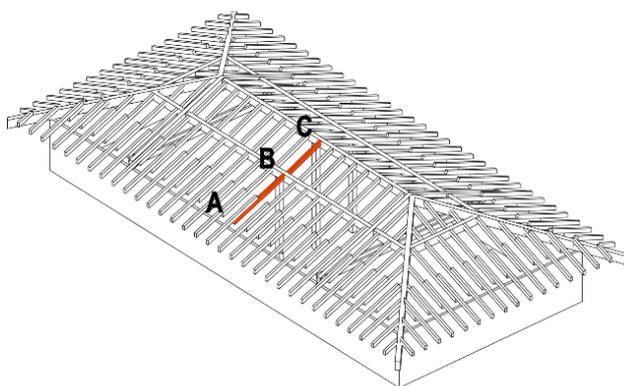
Si considera l'edificio come ermetico. Verrà quindi considerato un valore di $c_{p,i} = 0.0$.

Calcolo dell'azione del vento

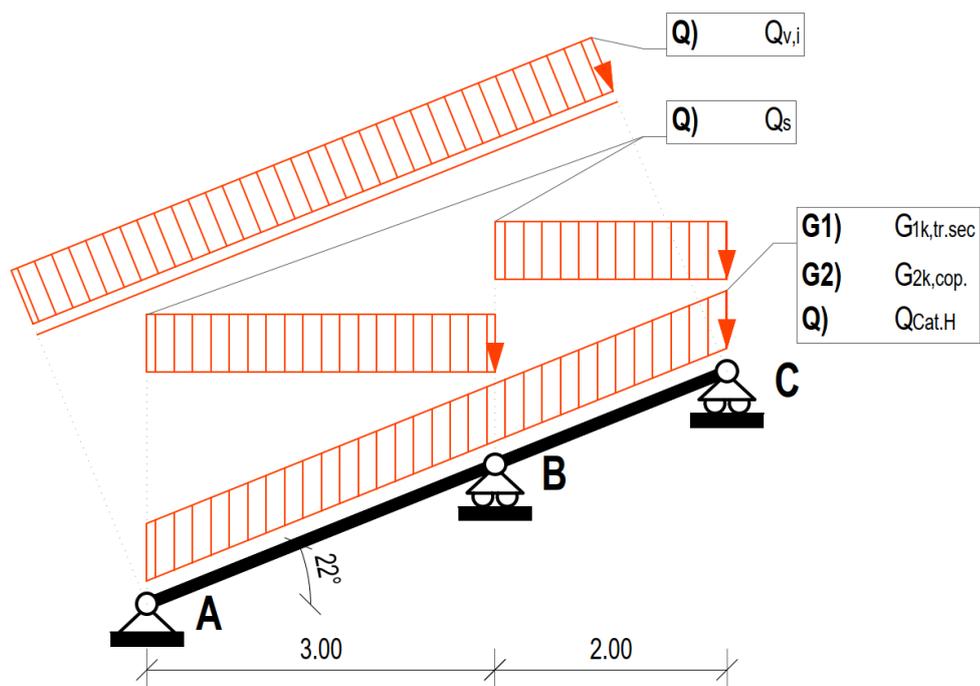
Applicando il calcolo dell'azione del vento come da formulazione presentata a inizio sezione si ottengono i valori di seguito riassunti in forma tabellare:

| Carico da vento [$q_r = 0.391 \text{ kN/m}^2$; $c_d = 1.0$; $c_e = 1.63$] | | | |
|---|-------------------------------|---|--|
| Caso | $c_{pe}[-]$ | $q_{vi}[\text{kN/m}^2]$ | |
| COPERTURA | | | |
| Direzione parallela o perpendicolare al colmo | | | |
| 1. Falda sopravvento - negativi | -0.507 | -0.323 | |
| 2. Falda sopravvento - positivi | +0.293 | +0.187 | |
| 3. Falda sottovento | -0.530 | -0.338 | |
| 4. Falde laterali | -0.893 | -0.570 | |

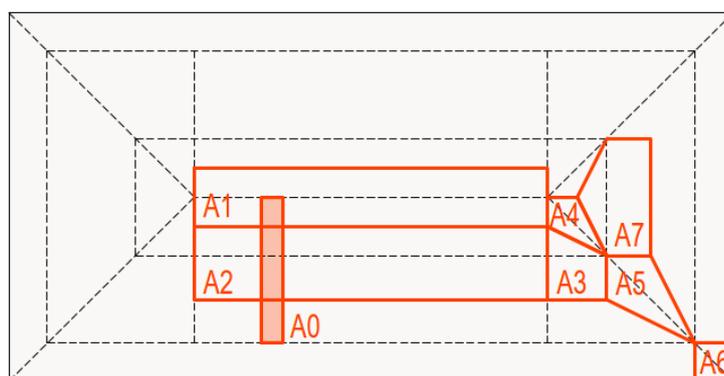
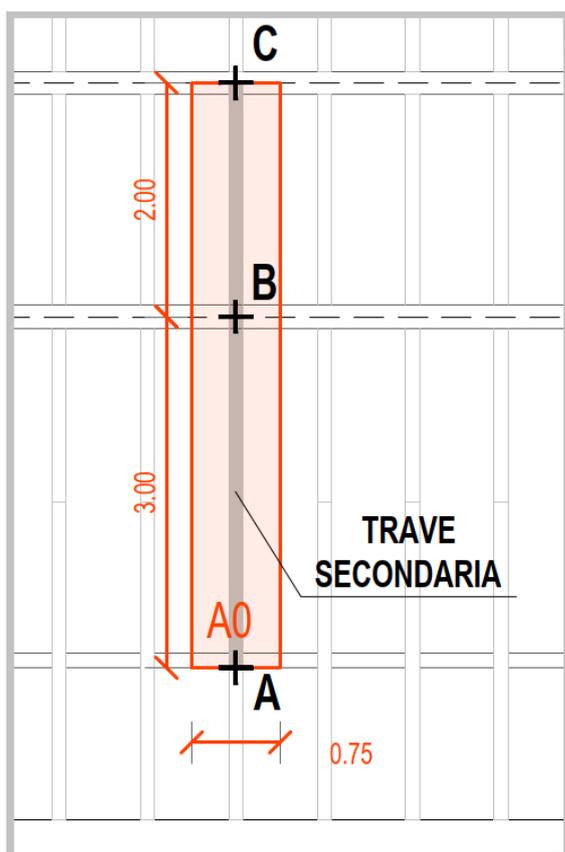
5.3. Trave secondaria di copertura



Le travi secondarie di copertura sono elementi sollecitati a pressoflessione. Trasferiscono i carichi agenti in copertura agli elementi principali della struttura. L'elemento è inclinato di un angolo $\alpha = 22^\circ$ e viene considerato lo schema statico in semplice appoggio illustrato di seguito.



Le travi secondarie di copertura hanno interasse di $i = 0.75m$. L'area di influenza è pertanto quella raffigurata:



5.3.1. Carichi considerati

Si considerano i seguenti carichi:

Permanenti strutturali

Permanenti non strutturali

Travi secondarie di copertura

$$G_{1k,y} = g_{1k,tr.sec.} \cdot \cos(\alpha) = 0.086 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,x} = g_{1k,tr.sec.} \cdot \sin(\alpha) = 0.035 \text{ kN/m}$$

Pacchetto di copertura

$$G_{2k,cop.,y} = g_{2k,cop.} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 0.617 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.,x} = g_{2k,cop.} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.249 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico di categoria

$$Q_{Cat.H,y} = q_{Cat.H} \cdot i \cdot \cos(\alpha) = 0.348 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,x} = q_{Cat.H} \cdot i \cdot \sin(\alpha) = 0.140 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da neve

$$Q_{s,1,y} = q_{s,1} \cdot i \cdot \cos^2(\alpha) = 1.193 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,1,x} = q_{s,1} \cdot i \cdot \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.482 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da vento

Falda sopravvento - negativo

$$Q_{v,1} = q_{v,1} \cdot i = -0.243 \text{ kN/m}$$

Falda sottovento

$$Q_{v,3} = q_{v,3} \cdot i = -0.254 \text{ kN/m}$$

Falda sopravvento - positivo

$$Q_{v,2} = q_{v,2} \cdot i = 0.140 \text{ kN/m}$$

Falda laterale

$$Q_{v,4} = q_{v,4} \cdot i = -0.428 \text{ kN/m}$$

5.3.2. Combinazioni dei carichi

Si fanno le seguenti osservazioni:

- la massimizzazione degli effetti si ottiene con la massimizzazione di tutti i carichi sulle campate, ossia tenendo conto dei contributi come sfavorevoli;
- non sussiste la fattispecie in cui per particolari combinazioni la falda entri in depressione. La combinazione più sfavorevole per la quale si potrebbe avere un carico indotto di sollevamento della falda è:

$$Q_{SLU} = 1.0 \times G_{1,k} + 0.8 \times G_{2,k} + 1.5 \times Q_{v,4} = -0.06 \text{ kN/m}$$

che risulta negativo ma di modesta entità e pertanto non da tenere in conto.

- Il contributo da vento che genera la combinazione peggiorativa è quello con la più alta pressione in falda, ossia $Q_{v,2}$. Verrà quindi considerato solo questo carico da vento.

Si considerano quindi le seguenti combinazioni:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|--------------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-V | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_v$ | 1.10 |

5.3.3. Calcolo delle azioni

Si definisce la lunghezza:

$$L = 3.00 / \cos \alpha \quad \text{Luce della trave secondaria inferiore}$$

Il calcolo degli effetti massimi si calcola con:

$$M_{max} = M(AB) = Q_{y,SLU} \cdot L^2 / 8$$

$$V_{max} = V(A) = -V(B) = Q_{y,SLU} \cdot L / 2$$

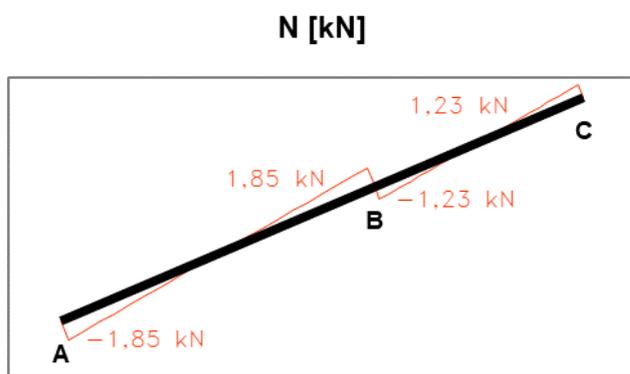
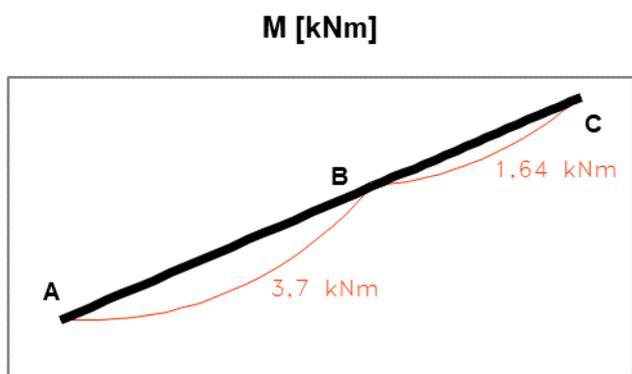
$$N_{max} = Q_{x,SLU} \cdot L / 2$$

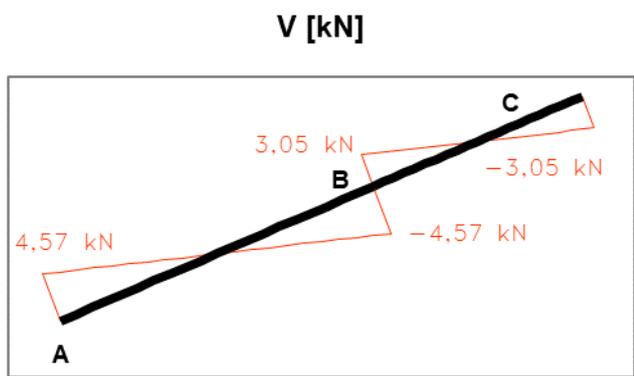
Per determinare quale sia la combinazione di carico peggiore ai fini delle verifiche di resistenza, si prende come riferimento il momento massimo in mezzeria tenendo conto del coefficiente k_{mod} .

| Comb. | M_{max} [kNm] | M_{max}/k_{mod} [kNm] |
|-------------|-----------------|-------------------------|
| P | 1,36 | 2,26 |
| MD | 2,04 | 2,55 |
| BD-H | 3,21 | 3,57 |
| BD-S | 3,70 | 4,11 |
| IST-H | 3,37 | 3,07 |
| IST-S | 3,86 | 3,51 |
| IST-V | 2,80 | 2,55 |

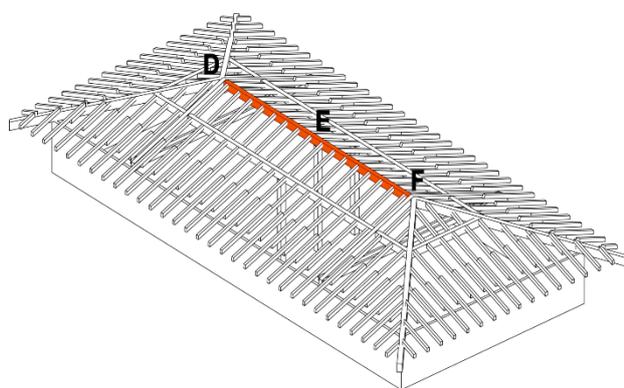
La combinazione peggiorativa è la BD-S ossia quella di breve durata con carico principale assunto come neve.

5.3.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)

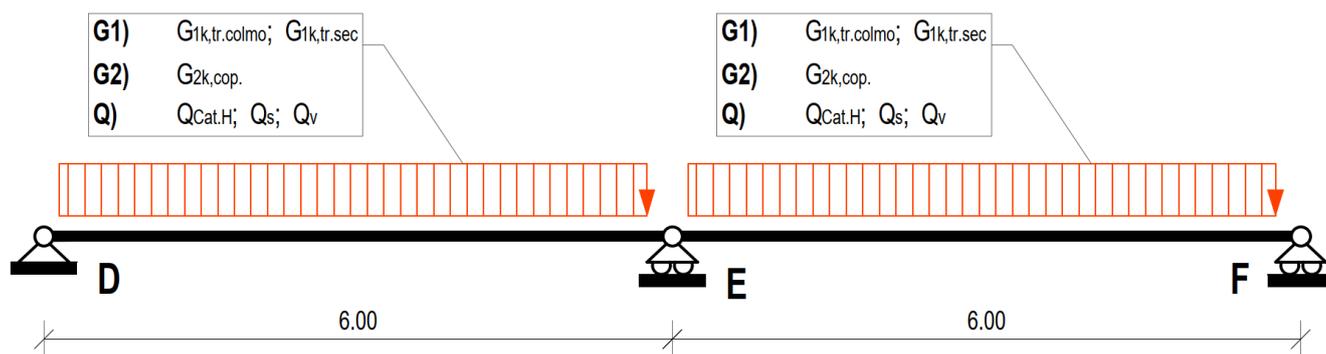




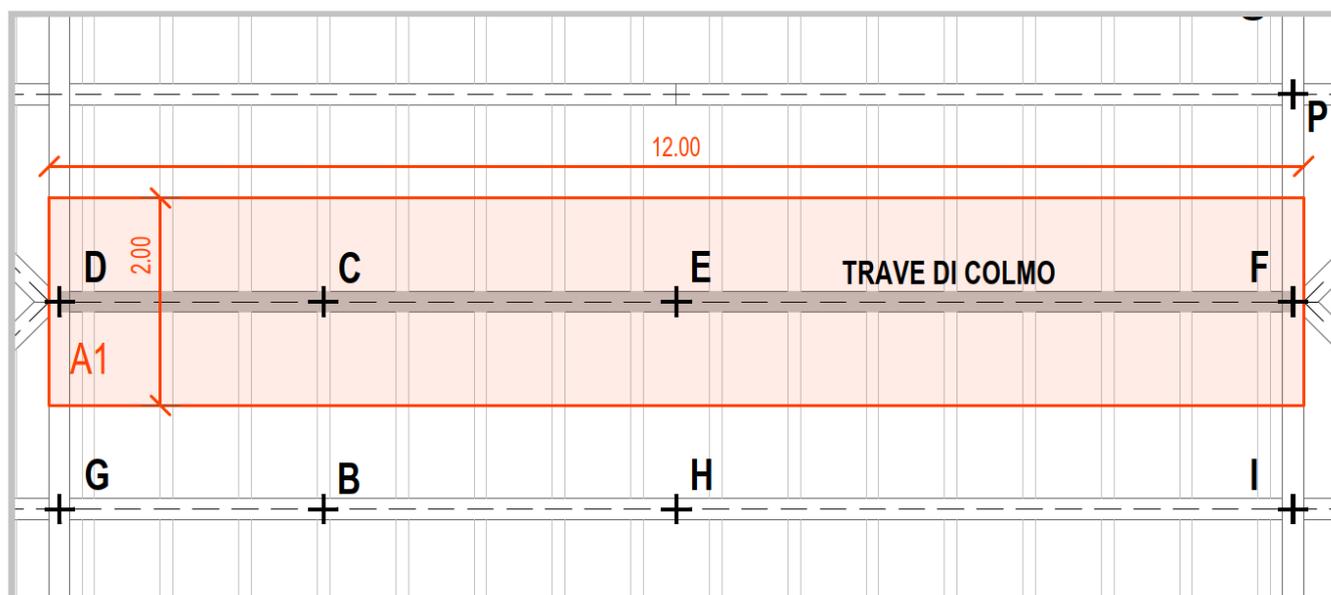
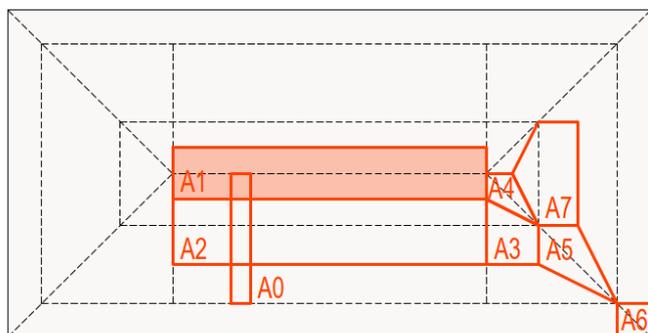
5.4. Trave di colmo



La trave di colmo lavora in flessione semplice con schema statico di due campate in semplice appoggio che lavorano separatamente. Viene considerata come vincolata agli estremi in corrispondenza delle capriate con delle cerniere. Viene illustrato di seguito lo schema statico.



Le aree di influenza della trave di colmo sono quelle rappresentate nella pianta di copertura nella seguente figura. Queste sono state determinate a partire dallo schema statico in semplice appoggio dei travetti secondari di copertura.



5.4.1. Carichi considerati

Si considera:

$$l_1 = 2.00\text{ m} \rightarrow l_{infl,1} = l_1/2 \cdot 2 = 2.00\text{ m}$$

$$l_{tr.colmo} = 6.00\text{ m}$$

Si considerano i seguenti carichi:

Permanenti strutturali

Travi secondarie di copertura

$$G'_{1,k,tr.sec} = l_1 / \cos(\alpha) / 2 \cdot g_{1,k,tr.sec} \cdot 2 = 0.199\text{ kN}$$

Approssimazione a carico uniformemente distribuito:

$$G_{1,k,tr.sec} = G'_{1,k,tr.sec} \cdot n_{tr.sec} / l_{tr.colmo} = 0.266\text{ kN/m}$$

Trave di colmo

$$G_{1k,tr.colmo} = 0.277\text{ kN/m}$$

Permanenti non strutturali

Pacchetto di copertura

$$G_{2k,cop.} = g_{2k,cop.} \cdot l_{infl,1} / \cos(\alpha) = 1.913\text{ kN/m}$$

Sovraccarico di categoria

$$Q_{Cat.H} = q_{Cat.H} \cdot l_{infl.1} / \cos(\alpha) = 1.079 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da neve

$$Q_{s,1} = q_{s,1} \cdot l_{infl.1} = 3.700 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da vento

Singoli contributi:

Falda sopravvento - negativo

$$Q_{v,1,y} = q_{v,1} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.323 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,z} = q_{v,1} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.131 \text{ kN/m}$$

Falda sopravvento - positivo

$$Q_{v,2,y} = q_{v,2} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.187 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,z} = q_{v,2} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.076 \text{ kN/m}$$

Falda sottovento

$$Q_{v,3,y} = q_{v,3} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.338 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,z} = q_{v,3} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.137 \text{ kN/m}$$

Falda laterale

$$Q_{v,4,y} = q_{v,4} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.570 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,z} = q_{v,4} \cdot l_{infl.1} / 2 / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.230 \text{ kN/m}$$

Caso di vento perpendicolare al colmo con falda sopravvento in depressione

$$Q_{v,perp.1,y} = Q_{v,1,y} + Q_{v,3,y} = -0.662 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,perp.1,z} = Q_{v,1,z} - Q_{v,3,z} = 0.006 \text{ kN/m}$$

Caso di vento perpendicolare al colmo con falda sopravvento in pressione

$$Q_{v,perp.2,y} = Q_{v,2,y} + Q_{v,3,y} = -0.151 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,perp.2,z} = Q_{v,2,z} - Q_{v,3,z} = 0.212 \text{ kN/m}$$

Caso di vento parallelo al colmo

$$Q_{v,parall,y} = Q_{v,4,y} + Q_{v,4,y} = -1.141 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,parall,z} = Q_{v,4,z} - Q_{v,4,z} = 0.000 \text{ kN/m}$$

5.4.2. Combinazioni dei carichi

Si fanno le seguenti osservazioni:

- la massimizzazione degli effetti si ottiene con la massimizzazione di tutti i carichi sulle campate, ossia tenendo conto dei contributi come sfavorevoli;
- non sussiste la fattispecie in cui per particolari combinazioni la falda entri in depressione. La combinazione più sfavorevole per la quale si potrebbe avere un carico indotto di sollevamento della falda è:

$$Q_{SLU} = 1.0 \times G_{1k} + 0.8 \times +1.5 \times Q_{v,parall,y} = 1.22 \text{ kN/m}$$

che risulta positiva e pertanto non da tenere in conto.

- Il contributo da vento non genera mai un effetto sfavorevole per l'azione flettente lungo y-y.

Si considerano quindi le seguenti combinazioni:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+ \gamma \times G_{2k}$ | $+ \gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+ \gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+ \gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|-------------|-------------------|------------------------|--------------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |

5.4.3. Calcolo delle azioni

Gli effetti rilevanti vengono calcolati come:

$$M_{max} = M(DE) = M(EF) = Q_{y,SLU} \cdot L^2/8 = 48.24 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = V(D) = -V(E^-) = V(E^+) = -V(F) = Q_{y,SLU} \cdot L/2 = 32.16 \text{ kN}$$

In cui $L = 6.000 \text{ m}$.

Sono assenti azioni di sforzo normale.

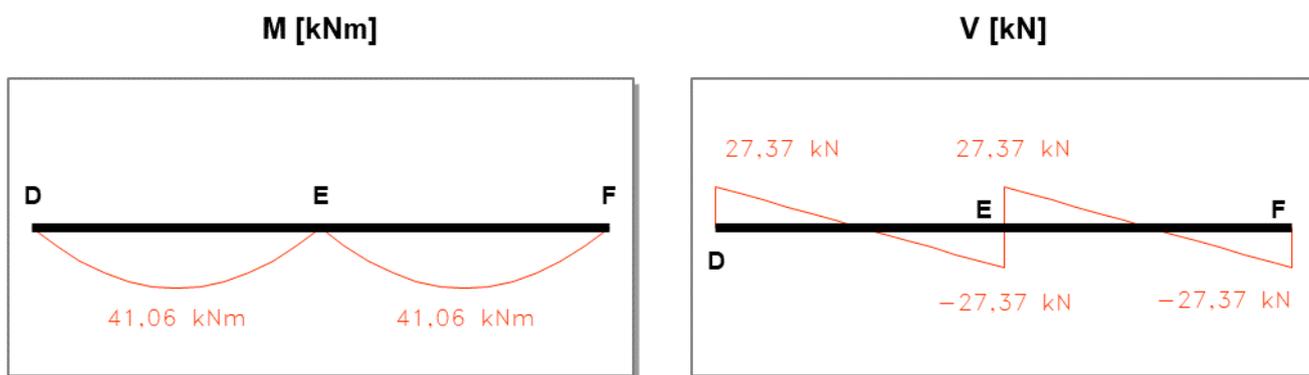
L'azione flettente lungo l'asse orizzontale z-z non viene presa in considerazione dato che gli effetti sono di modesta entità. È tuttavia opportuno sottolineare la presenza dovuta allo squilibrio tra carichi orizzontali provenienti in caso di vento tra le due falde adiacenti convergenti al colmo sotto alcune combinazioni di carico.

Per determinare quale sia la combinazione di carico peggiore ai fini delle verifiche di resistenza, si prende come riferimento il momento massimo in mezzeria tenendo conto del coefficiente k_{mod} .

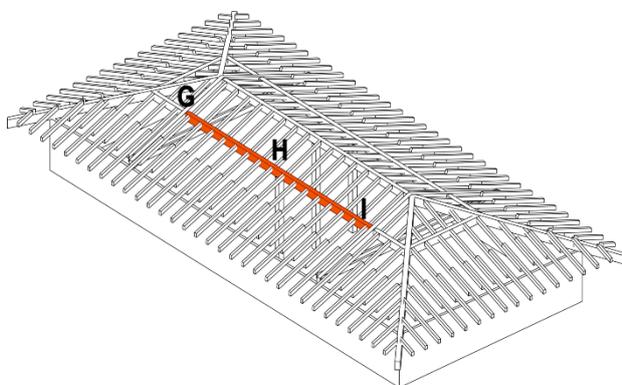
| Comb. | $M_{max} [\text{kNm}]$ | M_{max}/k_{mod} |
|-------------|------------------------|-------------------|
| P | 16,09 | 26,81 |
| MD | 23,37 | 29,21 |
| BD-H | 35,85 | 39,84 |
| BD-S | 41,06 | 45,62 |

La combinazione peggiorativa è la BD-S ossia quella di breve durata con carico principale assunto come neve.

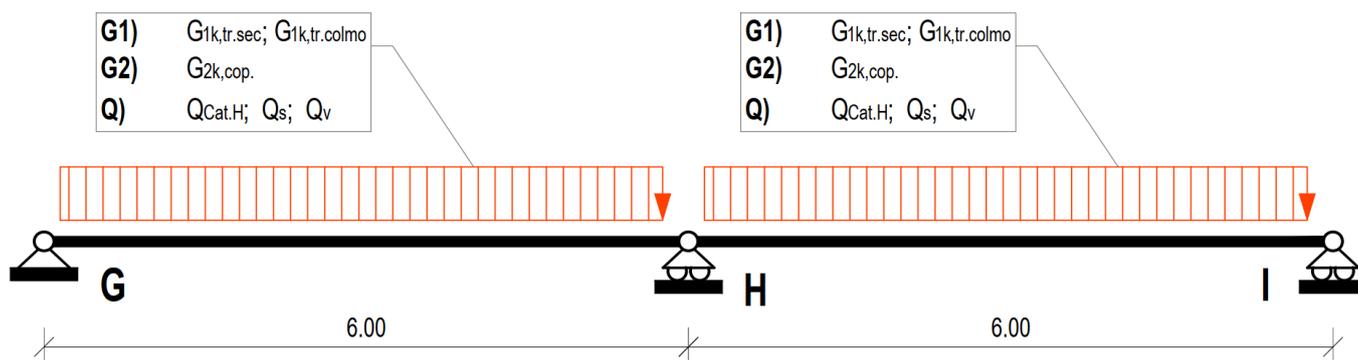
5.4.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)



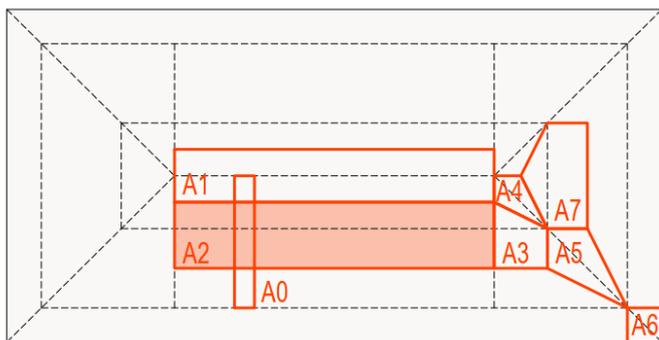
5.5. Trave di mezzacasa (capriata-capriata)



La trave di mezzacasa lavora in flessione semplice con schema statico di due campate in semplice appoggio che lavorano in maniera indipendente. Viene considerata come vincolata agli estremi in corrispondenza delle capriate con delle cerniere. Si illustra lo schema statico.



Le aree di influenza della trave di colmo sono quelle rappresentate nella pianta di copertura nella seguente figura. Queste sono state determinate a partire dallo schema statico in semplice appoggio dei travetti secondari di copertura.



5.5.1. Carichi considerati

Si introducono le grandezze:

$$l_{infl,2} = l_1/2 + l_2/2 = 2.50 \text{ m}$$

$$l_{tr.mezzacasa} = 6.000 \text{ m}$$

$$n_{tr.sec} = 16$$

Permanenti strutturali

Travi secondarie di copertura

$$G'_{1,k,tr.sec} = l_{infl,2} / \cos(\alpha) \cdot g_{1,k,tr.sec} = 0.249 \text{ kN}$$

Approssimazione a carico uniformemente distribuito:

$$G_{1,k,tr.sec} = G'_{1,k,tr.sec} \cdot n_{tr.sec} / l_{tr.mezzacasa} = 0.332 \text{ kN/m}$$

Trave di mezzacasa

$$G_{1,k,tr.colmo} = 0.277 \text{ kN/m}$$

Permanenti non strutturali

Pacchetto di copertura

$$G_{2,k,cop.} = g_{2,k,cop.} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) = 2.391 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico di categoria

$$Q_{cat.H} = q_{cat.H} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) = 1.348 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da neve

$$Q_{s,1} = q_{s,1} \cdot l_{infl.2} = 4.625 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da vento

Singoli contributi:

Falda sopravvento - negativo

$$Q_{v,1,y} = q_{v,1} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.809 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,z} = q_{v,1} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.327 \text{ kN/m}$$

Falda sopravvento - positivo

$$Q_{v,2,y} = q_{v,2} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.468 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,z} = q_{v,2} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.189 \text{ kN/m}$$

Falda sottovento

$$Q_{v,3,y} = q_{v,3} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.846 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,z} = q_{v,3} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.342 \text{ kN/m}$$

Falda laterale

$$Q_{v,4,y} = q_{v,4} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -1.426 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,z} = q_{v,4} \cdot l_{infl.2} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.576 \text{ kN/m}$$

5.5.2. Combinazioni dei carichi

Si fanno le seguenti osservazioni:

- la massimizzazione degli effetti si ottiene con la massimizzazione di tutti i carichi sulle campate, ossia tenendo conto dei contributi come sfavorevoli;
- non sussiste la fattispecie in cui per particolari combinazioni la falda entri in depressione. La combinazione più sfavorevole per la quale si potrebbe avere un carico indotto di sollevamento della falda è:

$$Q_{SLU} = 1.0 \times G_{1,k,y} + 0.8 \times G_{2,k,y} + 1.5 \times Q_{v,4,y} = 0.384 \text{ kN/m}$$

che risulta positiva e pertanto non da tenere in conto.

- Il contributo da vento che genera la combinazione peggiorativa è quello con più alta pressione in falda, ossia $Q_{v,2,y}$. Verrà quindi considerato solo questo carico da vento.

Si considerano quindi le seguenti combinazioni:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|-------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
|-------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|

| | | | | | | | |
|--------------|--------|---------------------|----------------------|--------------------------------------|------------------------------|------------------------------|------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-V | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_v$ | 1.10 |

5.5.3. Calcolo delle azioni

Gli effetti si calcolano con:

$$M_{max} = M(GH) = M(HI) = Q_{SLU,y} \cdot L^2/8$$

$$V_{max} = V(G) = -V(H_{SX}) = V(H_{DX}) = -V(I) = Q_{SLU,y} \cdot L/2$$

In cui $L = 6.000 \text{ m}$.

Sono assenti azioni di sforzo normale.

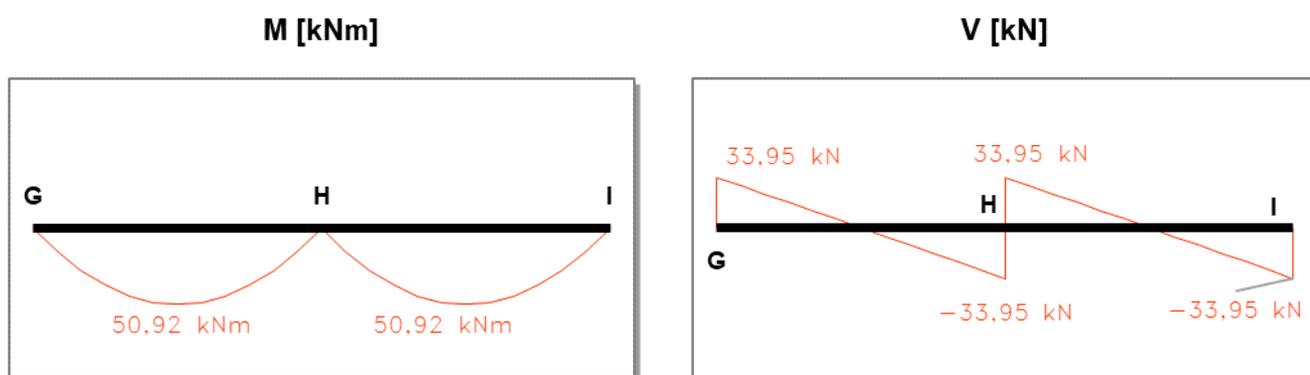
L'azione flettente lungo l'asse orizzontale z-z non viene presa in considerazione dato che gli effetti sono di modesta entità. È tuttavia opportuno sottolinearne la presenza.

Per determinare quale sia la combinazione di carico peggiore ai fini delle verifiche di resistenza, si prende come riferimento il momento massimo in mezzeria tenendo conto del coefficiente k_{mod} .

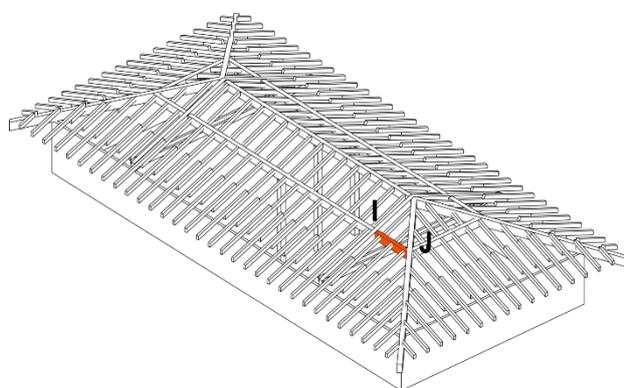
| Comb. | $M_{max} [kNm]$ | $M_{max}/k_{mod} [kNm]$ |
|--------------|-----------------|-------------------------|
| P | 19,70 | 32,84 |
| MD | 28,80 | 36,01 |
| BD-H | 44,41 | 49,35 |
| BD-S | 50,92 | 56,58 |
| IST-H | 46,31 | 42,10 |
| IST-S | 52,82 | 48,01 |
| IST-V | 38,47 | 34,97 |

La combinazione peggiorativa è la BD-S ossia quella di breve durata con carico principale assunto come neve.

5.5.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)

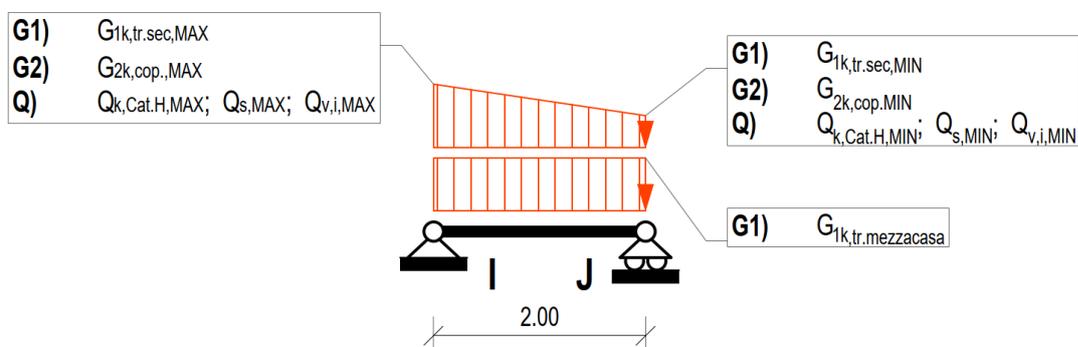


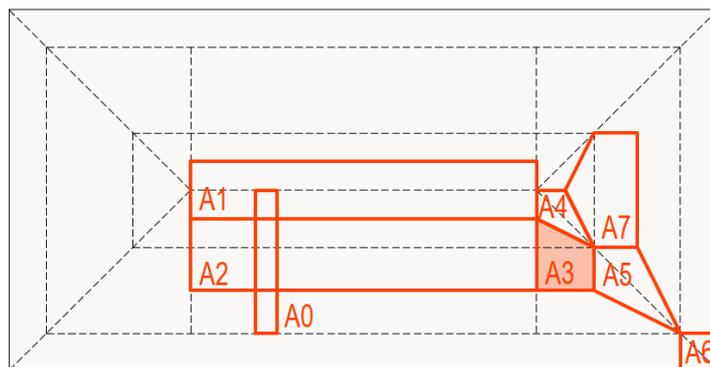
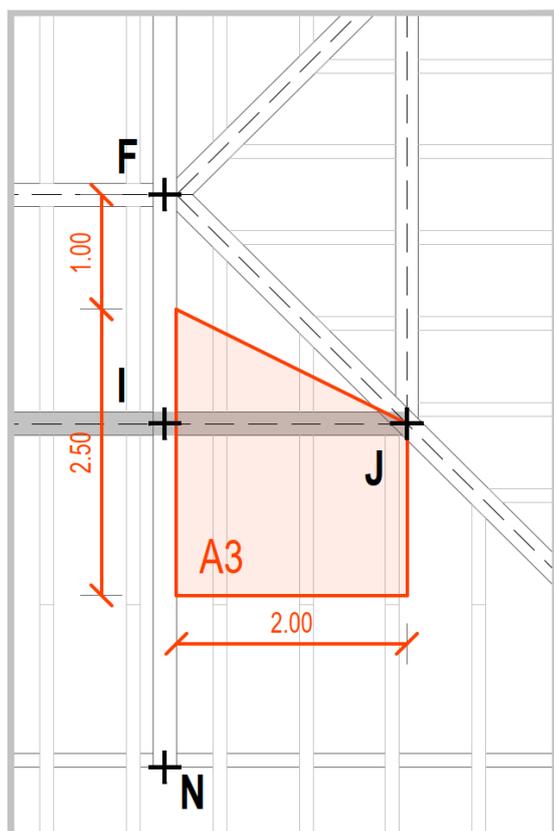
5.6. Trave di mezzacasa (capriata-puntone; puntone-puntone)



L'analisi di questo elemento viene condotta non a fini di determinare le azioni per una verifica di resistenza ma piuttosto per la determinazione delle reazioni vincolari. Il taglio sull'appoggio J viene scaricato sul puntone e sulla capriata che offrono vincoli di appoggio per questo elemento. La reazione vincolare sarà quindi utile nell'analisi statica del puntone diagonale di copertura e del puntone della capriata.

La parte di trave di mezzacasa compresa tra la capriata e il puntone ha un'area di influenza di larghezza variabile linearmente. Una raffigurazione viene presentata di seguito assieme allo schema statico assunto.





L'elemento di trave di mezzacasa compreso tra i due puntoni (area di influenza A7 in figura) scarica anch'esso una componente di forza concentrata sul puntone. Data l'analogia di carichi distribuiti massimi e minimi presenti per il tratto di trave di mezzacasa tra capriata e puntone e quello compreso tra i due puntoni si affronterà l'analisi strutturale solo per questo caso e verrà in seguito determinato sulla base delle reazioni vincolari ottenute il contributo dell'elemento di trave di mezzacasa adiacente.

5.6.1. Carichi considerati

Si introducono le grandezze:

$$l_{infl,3,MAX} = l_1/2 + l_2/2 = 2.50 \text{ m}$$

$$l_{infl,3,MIN} = l_2/2 = 1.50 \text{ m}$$

$$l_{tr.mezzacasa2} = 2.00 \text{ m}$$

$$n_{tr.sec} = 3$$

I carichi distribuiti massimi sono analoghi a quelli del tratto di trave di mezzacasa compreso tra le due capriate. Si riportano comunque i calcoli.

Permanenti strutturali

Travi secondarie di copertura

$$G'_{1k,tr.sec,MAX} = l_{infl,3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec} = 0.249 \text{ kN}$$

$$G'_{1k,tr.sec,MIN} = l_{infl,3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec} = 0.149 \text{ kN}$$

Approssimazione a carico uniformemente distribuito:

$$G_{1k,tr.sec,MAX} = G'_{1k,tr.sec,MAX} \cdot n_{tr.sec} / l_{tr.mezzacasa2} = 0.374 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec,MIN} = G'_{1k,tr.sec,MIN} \cdot n_{tr.sec} / l_{tr.mezzacasa2} = 0.224 \text{ kN/m}$$

Trave di mezzacasa

$$G_{1k,tr.mezzacasa} = 0.277 \text{ kN/m}$$

Permanenti non strutturali

Pacchetto di copertura

$$G_{2k,cop.,MAX} = g_{2k,cop.} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) = 2.391 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.,MIN} = g_{2k,cop.} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) = 1.435 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico di categoria

$$Q_{Cat.H,MAX} = q_{Cat.H} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) = 1.348 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,MIN} = q_{Cat.H} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) = 0.809 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da neve

$$Q_{s,1,MAX} = q_{s,1} \cdot l_{infl.3,MAX} = 4.625 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,1,MIN} = q_{s,1} \cdot l_{infl.3,MIN} = 2.775 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da vento

Falda sopravento - negativo

$$Q_{v,1,y,MAX} = q_{v,1} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.809 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,z,MAX} = q_{v,1} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.327 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,y,MIN} = q_{v,1} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.485 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,z,MIN} = q_{v,1} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.196 \text{ kN/m}$$

Falda sopravento - positivo

$$Q_{v,2,y,MAX} = q_{v,2} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.468 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,z,MAX} = q_{v,2} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.189 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,y,MIN} = q_{v,2} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = 0.281 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,z,MIN} = q_{v,2} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = 0.113 \text{ kN/m}$$

Falda sottovento

$$Q_{v,3,y,MAX} = q_{v,3} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.846 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,z,MAX} = q_{v,3} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.342 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,y,MIN} = q_{v,3} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.507 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,z,MIN} = q_{v,3} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.205 \text{ kN/m}$$

Falda laterale

$$Q_{v,4,y,MAX} = q_{v,4} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -1.426 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,z,MAX} = q_{v,4} \cdot l_{infl.3,MAX} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.576 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,y,MIN} = q_{v,4} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \cos(\alpha) = -0.855 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,z,MIN} = q_{v,4} \cdot l_{infl.3,MIN} / \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) = -0.346 \text{ kN/m}$$

5.6.2. Combinazioni dei carichi

Si fanno le seguenti osservazioni:

- la massimizzazione degli effetti si ottiene dei carichi in campata, ossia tenendo conto dei contributi come sfavorevoli;
- non sussiste la fattispecie in cui per particolari combinazioni la falda entri in depressione. La combinazione più sfavorevole per la quale si potrebbe avere un carico indotto di sollevamento della falda è:

$$Q_{SLU,y,MAX} = 1.0 \times G_{1,k,y} + 0.8 \times G_{2,k,y} + 1.5 \times Q_{v,4,y,MAX} = 0.425 \text{ kN/m}$$

che risulta positiva e pertanto non da tenere in conto.

- Il contributo da vento che genera la combinazione peggiorativa è quello con più alta pressione in falda, ossia $Q_{v,2,y}$. Verrà quindi considerato solo questo carico da vento.

Si considerano quindi le seguenti combinazioni:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|--------------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-V | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_v$ | 1.10 |

Da queste è possibile ricavare sia il valore $Q_{SLU,y,MIN}$ che $Q_{SLU,y,MAX}$ adottando combinazione coerenti.

5.6.3. Calcolo delle azioni

Sono assenti azioni di sforzo normale.

L'azione flettente lungo l'asse orizzontale z-z non viene presa in considerazione dato che gli effetti sono di modesta entità. È tuttavia opportuno sottolinearne la presenza.

Il calcolo delle reazioni vincolari, utili per tenere conto del carico concentrato all'appoggio sul puntone, viene fatto con le seguenti formule derivanti dall'equilibrio della struttura:

$$V(I)_{SFAV} = Q_{SLU,y,MIN,SFAV} \cdot L/2 + (Q_{SLU,y,MAX,SFAV} - Q_{SLU,y,MIN,SFAV}) \cdot 1/2 \cdot 2L/3$$

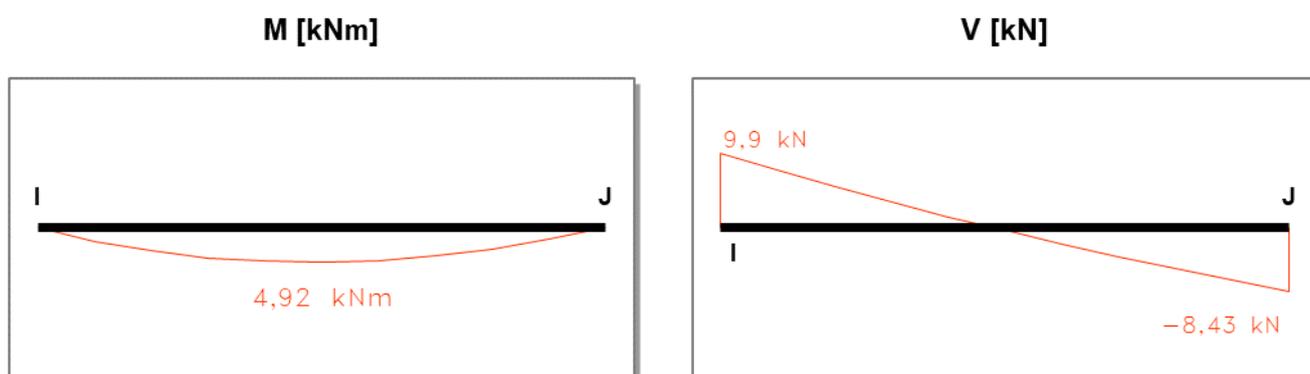
$$V(J)_{SFAV}^{(I)} = Q_{SLU,y,MIN,SFAV} \cdot L/2 + (Q_{SLU,y,MAX,SFAV} - Q_{SLU,y,MIN,SFAV}) \cdot 1/2 \cdot L/3$$

Per quanto riguarda il tratto di trave di mezzacasa compreso tra i due puntoni:

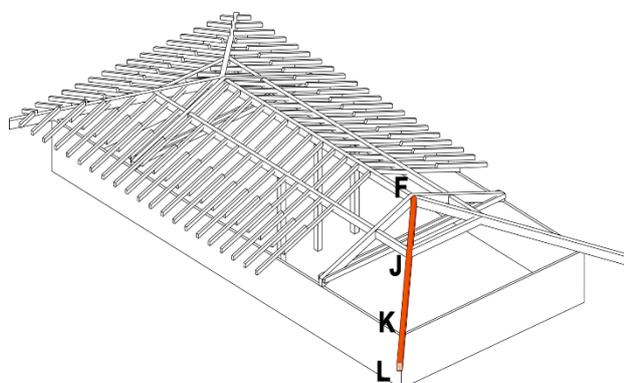
$$V(J)^{(II)} = Q_{SLU,y,MIN,SFAV} \cdot L + (Q_{SLU,y,MAX,SFAV} - Q_{SLU,y,MIN,SFAV}) \cdot L/3$$

Per le combinazioni che includono il contributo del carico da vento si dovrebbe per coerenza calcolare le reazioni $V(J)^{(I)}$ e $V(J)^{(II)}$ in maniera coerente tenendo conto della stessa direzione del vento globalmente e quindi due differenti tipi di vento rispetto alle falde. Ad esempio se si considerasse il vento ortogonale al colmo su una falda si avrebbe il caso di falda sopravvento e su quella adiacente il caso di falda laterale. Non viene tuttavia considerato questo aspetto considerando a favore di sicurezza su entrambe le falde il vento $Q_{v,2}$, ovvero come se su entrambe le falde ci fosse la pressione di una falda posta sopravvento nonostante questo non possa avvenire.

5.6.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)



5.7. Puntone



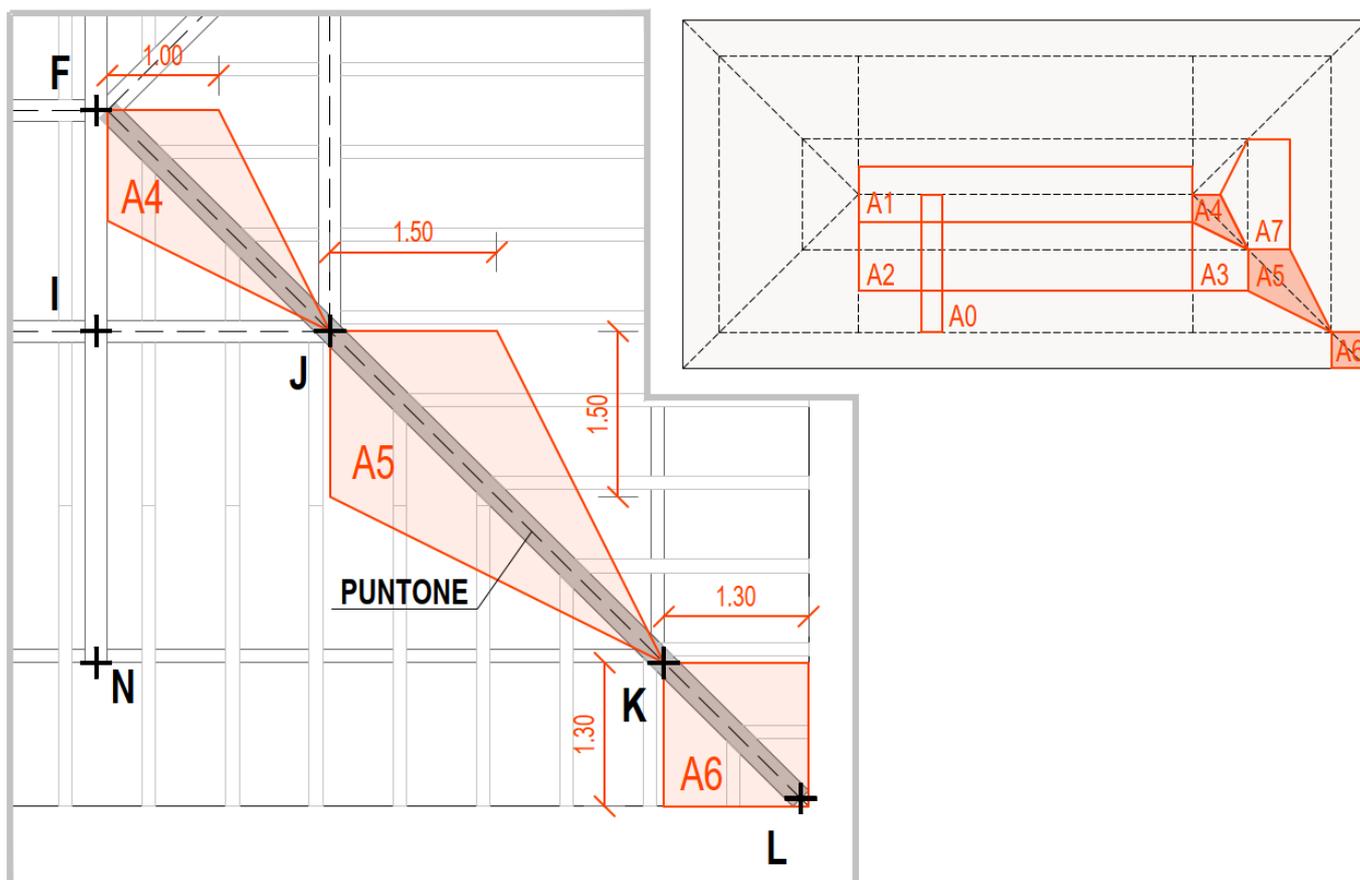
Il puntone lavora in prevalente flessione andando a trasmettere i carichi in parte alla trave di banchina di fine falda e in parte al nodo dei due puntoni della capriata. Su questo elemento agiscono i seguenti carichi:

- $G_{1k,tr.sec.}$ Carico permanente strutturale delle travi secondarie
- $G_{1k,puntone}$ Carico da peso proprio dell'elemento considerato
- $G_{2k,cop.}$ Carico permanente portato del pacchetto di copertura
- $Q_{Cat.H}$ Sovraccarico di categoria
- Q_s Sovraccarico da neve
- Q_v Sovraccarico da vento

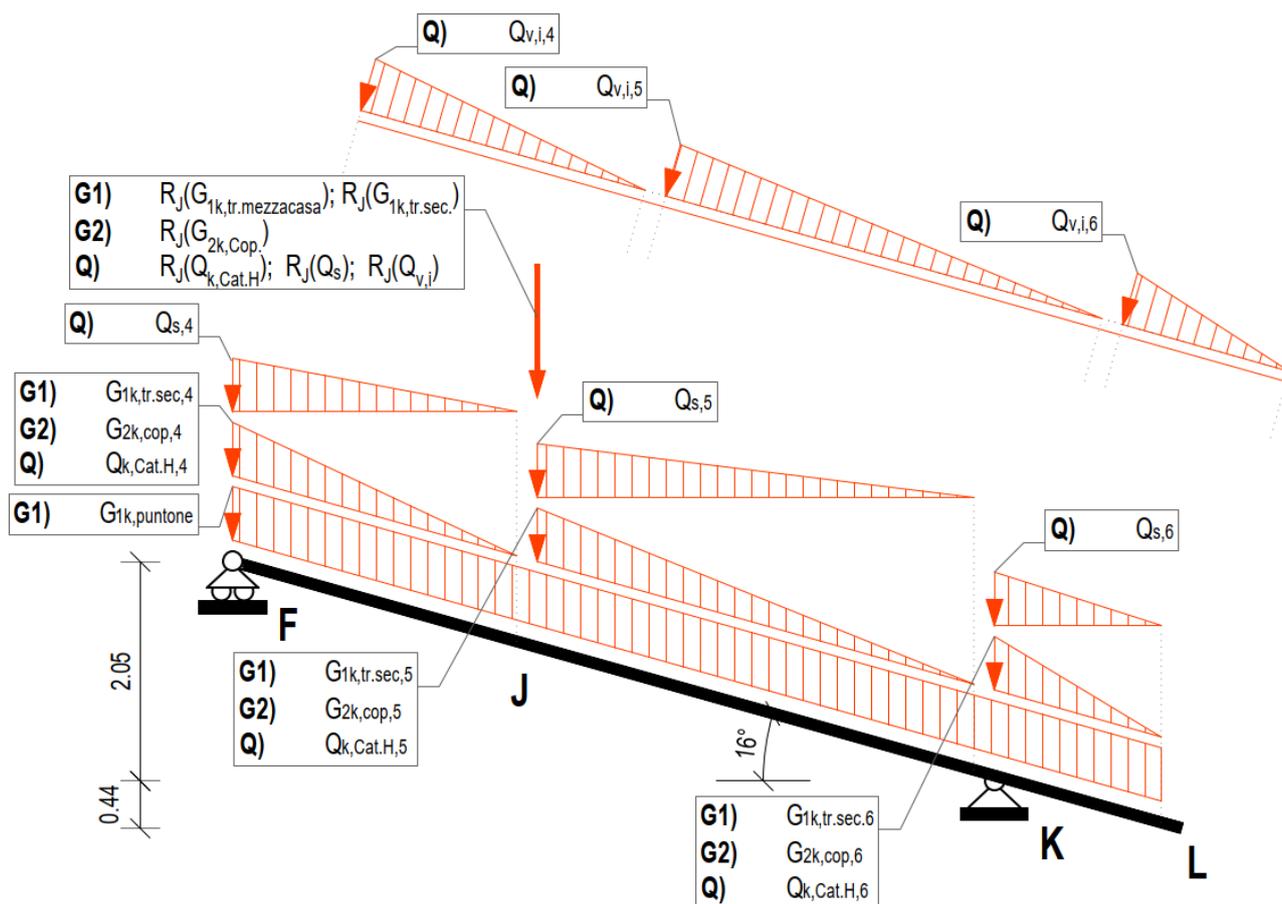
L'elemento è inclinato di un angolo β pari a:

$$\tan \beta = L \cdot \tan \alpha / (L\sqrt{2}) = \tan \alpha / \sqrt{2} \quad \rightarrow \quad \beta = 15.9^\circ$$

Si individuano 3 aree di influenza principali di larghezza variabile linearmente. Le aree vengono identificate con le sigle A4, A5, A6. Ne viene data di seguito una rappresentazione grafica:



L'elemento è semplicemente appoggiato e presenta uno sbalzo. Data la variabilità delle larghezze di influenza i carichi non derivanti da peso proprio risultano essere anch'essi variabili linearmente. Deve inoltre essere preso in considerazione il carico concentrato dovuto alla reazione vincolare che il puntone offre ai due tratti di trave di mezzacasa. Ne viene raffigurato di seguito lo schema statico:



5.7.1. Carichi considerati

Si introducono le grandezze:

$$l_4 = l_1 \cdot \sqrt{2} = 2.83 \text{ m};$$

$$l_5 = l_2 \cdot \sqrt{2} = 4.24 \text{ m};$$

$$l_6 = l_3 \cdot \sqrt{2} = 1.84 \text{ m}$$

$$l_{infl,4} = l_1/2 = 1.00 \text{ m};$$

$$l_{infl,5} = l_2/2 = 1.50 \text{ m};$$

$$l_{infl,6} = l_3 = 1.30 \text{ m}$$

$$n_{tr.sec.4} = 2;$$

$$n_{tr.sec.5} = 3;$$

$$n_{tr.sec.6} = 2$$

Si elencano i carichi considerati:

Permanenti strutturali

Travi secondarie di copertura

$$G_{1k,tr.sec.4y} = 2 \cdot l_{infl,4}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.4}/l_4 \cdot \cos(\alpha) = 0.131 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec.4x} = 2 \cdot l_{infl,4}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.4}/l_4 \cdot \sin(\alpha) = 0.053 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec.5y} = 2 \cdot l_{infl,5}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.5}/l_5 \cdot \cos(\alpha) = 0.196 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec.5x} = 2 \cdot l_{infl,5}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.5}/l_5 \cdot \sin(\alpha) = 0.079 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec.6y} = 2 \cdot l_{infl,6}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.6}/l_6 \cdot \cos(\alpha) = 0.261 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,tr.sec.6x} = 2 \cdot l_{infl,6}/\cos(\alpha) \cdot g_{1k,tr.sec.} \cdot n_{tr.sec.6}/l_6 \cdot \sin(\alpha) = 0.106 \text{ kN/m}$$

Puntone

$$G_{1k,puntone,y} = g_{1k,puntone} \cdot \cos(\alpha) = 0.426 \text{ kN/m}$$

$$G_{1k,puntone,x} = g_{1k,puntone} \cdot \sin(\alpha) = 0.122 \text{ kN/m}$$

Permanenti non strutturali

Pacchetto di copertura

$$G_{2k,cop.4,y} = 2 \cdot l_{infl_4} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 1.254 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.4,x} = 2 \cdot l_{infl_4} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.507 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.5,y} = 2 \cdot l_{infl_5} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 1.881 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.5,x} = 2 \cdot l_{infl_5} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.760 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.6,y} = 2 \cdot l_{infl_6} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 1.630 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,cop.6,x} = 2 \cdot l_{infl_6} \cdot g_{2k,cop.}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.659 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico di categoria

$$Q_{Cat.H,4,y} = 2 \cdot l_{infl,4} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 0.707 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,4,x} = 2 \cdot l_{infl,4} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.286 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,5,y} = 2 \cdot l_{infl,5} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 1.061 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,5,x} = 2 \cdot l_{infl,5} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.429 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,6,y} = 2 \cdot l_{infl,6} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \cos(\alpha) = 0.919 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Cat.H,6,x} = 2 \cdot l_{infl,6} \cdot q_{Cat.H}/\cos(\alpha)/\sqrt{2} \cdot \sin(\alpha) = 0.371 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da neve

$$Q_{s,4,y} = 2 \cdot l_{infl,4} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos^2(\beta) = 2.419 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,4,x} = 2 \cdot l_{infl,4} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos(\beta) \sin(\beta) = 0.691 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,5,y} = 2 \cdot l_{infl,5} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos^2(\beta) = 3.628 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,5,x} = 2 \cdot l_{infl,5} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos(\beta) \sin(\beta) = 1.036 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,6,y} = 2 \cdot l_{infl,6} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos^2(\beta) = 3.144 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s,6,x} = 2 \cdot l_{infl,6} \cdot q_{s,1}/\sqrt{2} \cdot \cos(\beta) \sin(\beta) = 0.898 \text{ kN/m}$$

Sovraccarico da vento

Si fanno le seguenti considerazioni:

- Delle componenti da vento viene considerata la sola componente flessionale (y-y). In via cautelativa viene calcolata la spinta dovuta al vento come se entrambe le falde che compongono l'area di influenza fossero soggette a pressione da vento. Vengono trascurate le componenti assiali (x-x) e flessionali orizzontali (z-z) poiché di entità modesta.

- Non si considera coerenza del carico rispetto alla direzione globale del vento. Se una porzione relativa ad una falda dell'area di influenza è soggetta all'azione da vento ortogonale al colmo con falda sopravento, non si considera il fatto che la porzione adiacente appartenente ad un'altra falda sarà soggetta a vento su falda laterale. L'assunzione è cautelativa.

Scomposizione rispetto a y-y (componente flessionale sull'asse forte)

$$Q_{v,1,4,y} = 2 \cdot (q_{v,1} \cdot l_{infl,4} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.423 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,5,y} = 2 \cdot (q_{v,1} \cdot l_{infl,5} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.634 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,1,6,y} = 2 \cdot (q_{v,1} \cdot l_{infl,6} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.550 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,4,y} = 2 \cdot (q_{v,2} \cdot l_{infl,4} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = 0.245 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,5,y} = 2 \cdot (q_{v,2} \cdot l_{infl,5} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = 0.367 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,2,6,y} = 2 \cdot (q_{v,2} \cdot l_{infl,6} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = 0.318 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,4,y} = 2 \cdot (q_{v,3} \cdot l_{infl,4} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.442 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,5,y} = 2 \cdot (q_{v,3} \cdot l_{infl,5} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.664 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,3,6,y} = 2 \cdot (q_{v,3} \cdot l_{infl,6} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.575 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,4,y} = 2 \cdot (q_{v,4} \cdot l_{infl,4} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.746 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,5,y} = 2 \cdot (q_{v,4} \cdot l_{infl,5} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -1.118 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v,4,6,y} = 2 \cdot (q_{v,4} \cdot l_{infl,6} / \cos \alpha \cdot \cos \alpha / \sqrt{2}) \cdot \cos^2 \beta = -0.969 \text{ kN/m}$$

Devono inoltre essere prese in considerazione le forze concentrate all'appoggio J tra trave di mezzacasa e puntone. Queste sono state descritte nello studio del tratto di mezzacasa compreso tra la capriata e il puntone.

5.7.2. Combinazioni dei carichi

Si fanno le seguenti osservazioni:

- la massimizzazione degli effetti nella campata FJK si ottiene con la massimizzazione dei carichi sulla campata stessa e con la minimizzazione dei carichi sullo sbalzo KL;
- la massimizzazione del momento flettente negativo all'appoggio K si ottiene con la massimizzazione dei carichi sia in campata che sullo sbalzo;
- massimizzando i carichi sullo sbalzo KL e minimizzando quelli in campata FJK viene minimizzata la reazione vincolare all'appoggio F in corrispondenza della capriata.
- per la massimizzazione dei carichi nelle combinazioni che includono il contributo da vento si considera il vento $Q_{v,2}$ ossia quello che genera pressione sulla falda.
- per la minimizzazione dei carichi si considera il vento $Q_{v,4}$, ossia quello che massimizza la depressione sulla falda.

Non è possibile dire a priori se i massimi effetti tenendo conto del k_{mod} derivino da combinazioni di durata istantanea, media, breve o permanente e non è nemmeno possibile stabilire a priori se la massimizzazione

degli effetti derivi da combinazioni di carico istantanee con vento di depressione o pressione. Vanno quindi considerate tutte le possibili combinazioni.

Si considerano quindi le seguenti combinazioni:

SFAVOREVOLE (SFAV):

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|----------------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H.1 | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-S.1 | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-V.1 | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-H.2 | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+0.0 \times 0.6 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |
| IST-S.2 | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+0.0 \times 0.6 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |
| IST-V.2 | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |

FAVOREVOLE (FAV):

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|----------------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| P | | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H.1 | Cat. H | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 0.5 \times Q_s$ | $+0.0 \times 0.6 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-S.1 | Neve | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_s$ | $+0.0 \times 0.6 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-V.1 | Vento | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 0.5 \times Q_s$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{v,2}$ | 1.10 |
| IST-H.2 | Cat. H | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |
| IST-S.2 | Neve | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |
| IST-V.2 | Vento | $1.0 \times G_{1k}$ | $+0.8 \times G_{2k}$ | $+0.0 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+0.0 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{v,4}$ | 1.10 |

Dato che la lunghezza di sbalzo è molto inferiore rispetto alla lunghezza della campata ci si attende che la massimizzazione del momento in campata derivi dal vento in pressione sfavorevole. Le combinazioni con il vento $Q_{v,4}$ non verranno quindi considerate.

5.7.3. Calcolo delle azioni

Le risultanti dei carichi lungo y-y sono:

$$F_{4,y} = (Q_{SLU,y,MAX,4} + Q_{SLU,y,MIN,4}) \cdot L_4/2$$

$$F_{5,y} = (Q_{SLU,y,MAX,5} + Q_{SLU,y,MIN,5}) \cdot L_5/2$$

$$F_{6,y} = (Q_{SLU,y,MAX,6} + Q_{SLU,y,MIN,6}) \cdot L_6/2$$

Le risultanti dei carichi lungo x-x sono:

$$F_{4,x} = (Q_{SLU,x,MAX,4} + Q_{SLU,x,MIN,4}) \cdot L_4/2$$

$$F_{5,x} = (Q_{SLU,x,MAX,5} + Q_{SLU,x,MIN,5}) \cdot L_5/2$$

$$F_{6,x} = (Q_{SLU,x,MAX,6} + Q_{SLU,x,MIN,6}) \cdot L_6/2$$

I contributi del momento rispetto al punto F dei singoli carichi sono:

$$M_4(F) = Q_{SLU,y,MIN,4} \cdot L_4^2/2 + (Q_{SLU,y,MAX,4} - Q_{SLU,y,MIN,4}) \cdot L_4/2$$

$$M_5(F) = Q_{SLU,y,MIN,5} \cdot L_5 \cdot (L_4 + L_5/2) + (Q_{SLU,y,MAX,5} - Q_{SLU,y,MIN,5}) \cdot L_5/2 \cdot (L_4 + L_5/3)$$

$$M_6(F) = Q_{SLU,y,MIN,6} \cdot L_6 \cdot (L_4 + L_5 + L_6/2) + (Q_{SLU,y,MAX,6} - Q_{SLU,y,MIN,6}) \cdot L_6/2 \cdot (L_4 + L_5 + L_6/3)$$

$$M_j(F) = F_j \cdot \cos \beta \cdot L_4$$

Dall'equilibrio a rotazione attorno a F si ricava la reazione ortogonale alla struttura in K:

$$R_y(K) = (M_4(F) + M_5(F) + M_6(F) + M_j(F)) / (L_4 + L_5)$$

Dall'equilibrio a traslazione lungo y-y si ricava la reazione ortogonale alla struttura in F:

$$R_y(F) = F_{4,y} + F_{5,y} + F_{6,y} + F_j \cdot \cos \beta - R_y(K)$$

Dato il vincolo assunto che riesce ad esplicare una reazione diretta verticalmente si ricava la componente lungo x-x in F:

$$R_x(F) = R_y(F) \cdot \tan \beta$$

Dall'equilibrio alla traslazione lungo x-x si ricava la componente diretta lungo x-x nel punto K:

$$R_x(K) = F_{4,x} + F_{5,x} + F_{6,x} + F_j \cdot \sin \beta - R_x(F)$$

Vengono considerate le disposizioni di seguito elencate:

| Disposizione | F_j | $Q_{SLU,y,MAX,4}$ | $Q_{SLU,y,MAX,5}$ | $Q_{SLU,y,MAX,6}$ |
|--------------|-------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | $Q_{SLU,y,MIN,4}$ | $Q_{SLU,y,MIN,5}$ | $Q_{SLU,y,MIN,6}$ |
| | | $Q_{SLU,x,MAX,4}$ | $Q_{SLU,x,MAX,5}$ | $Q_{SLU,x,MAX,6}$ |
| | | $Q_{SLU,x,MIN,4}$ | $Q_{SLU,x,MIN,5}$ | $Q_{SLU,x,MIN,6}$ |
| 1 | SFAV | SFAV | SFAV | FAV |
| 2 | FAV | FAV | FAV | SFAV |
| 3 | SFAV | SFAV | SFAV | SFAV |

L'effetto di maggiore interesse è:

$$M(J) = R_y(F) \cdot L_4 - Q_{SLU,y,MIN,4} \cdot L_4^2/2 - (Q_{SLU,y,MAX,4} - Q_{SLU,y,MIN,4}) \cdot L_4 \cdot 2L_4/3$$

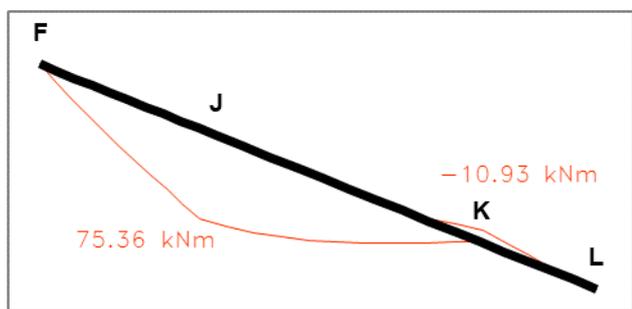
Questo viene massimizzato nella disposizione di carico (1) e vengono confrontati i risultati ottenuti per le varie combinazioni di carico tenendo conto del coefficiente di riduzione k_{mod} :

Disposizione: carichi in combinazione SFAV sulla campata FJK e favorevoli sullo sbalzo KL

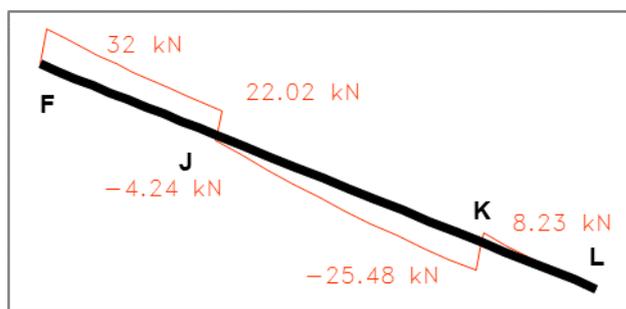
| Comb. | $M(J)$ [kNm] | $M(J)/k_{mod}$ [kNm] |
|-------------|--------------|----------------------|
| P | 30,63 | 51,04 |
| MD | 43,68 | 54,60 |
| BD-H | 66,05 | 73,39 |
| BD-S | 75,36 | 83,73 |
| IST-H.1 | 68,86 | 62,60 |
| IST-S.1 | 78,17 | 71,07 |
| IST-V.1 | 57,68 | 52,44 |

5.7.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)

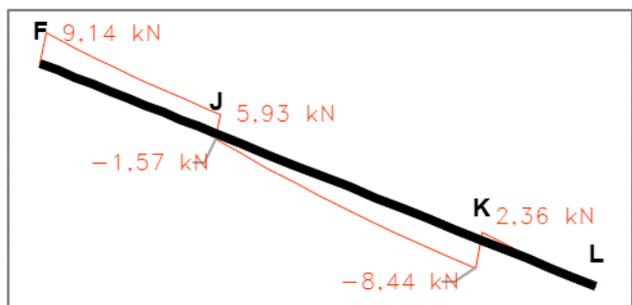
M [kNm]



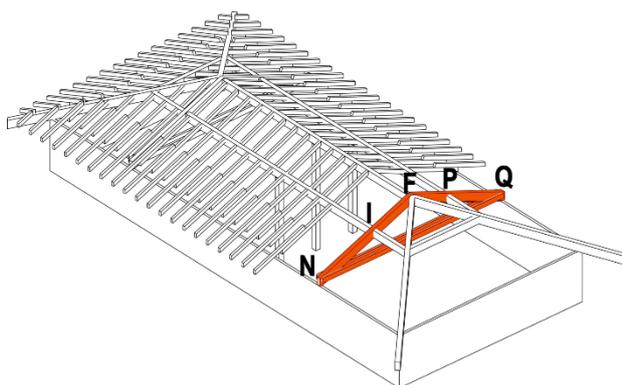
V [kN]



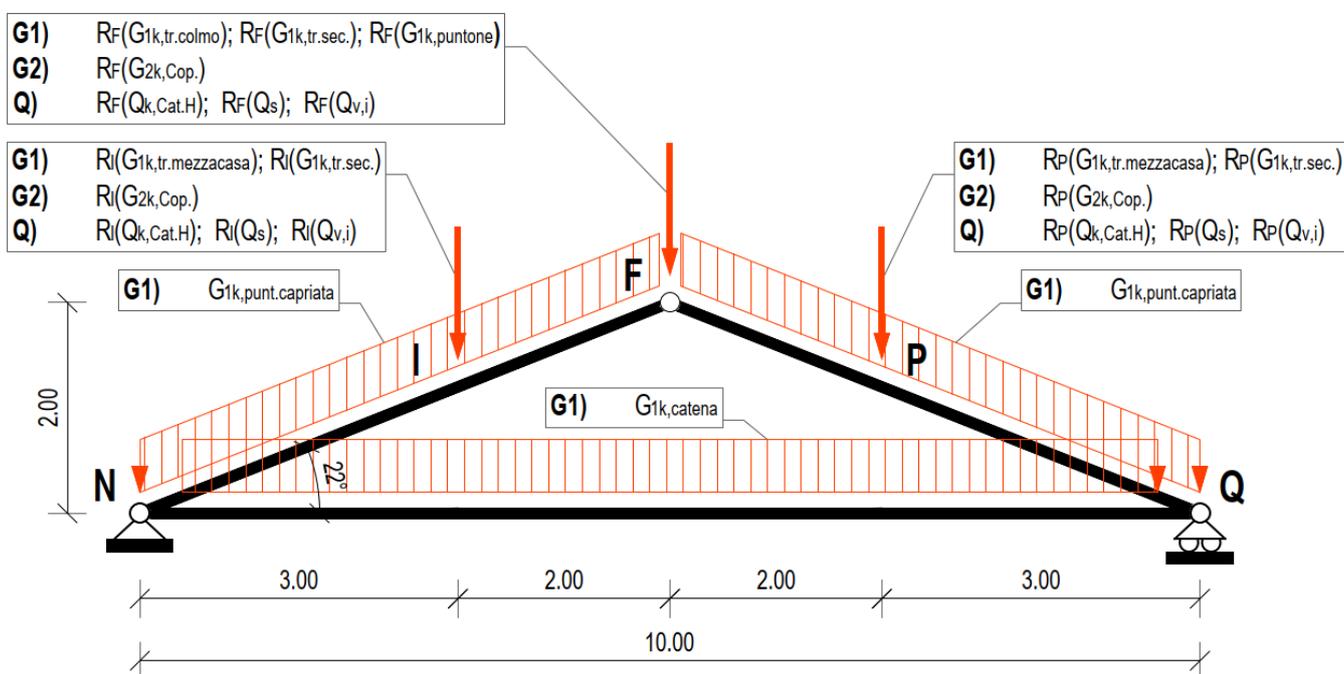
N [kN]



5.8. Capriata



Schema statico considerato



5.8.1. Carichi considerati

Permanenti strutturali

Puntoni della capriata

$$G_{1k,punt.capr.} = 0.339 \text{ kN/m}$$

Catena della capriata

$$G_{1k,cat.capr.} \quad \text{Trascurato}$$

in corrispondenza del punto I e del punto P vengono trasmessi i carichi:

$$R_{SLU}(I) = V^{(I)}(I) + V^{(II)}(I)$$

in cui:

$V^{(I)}(I)$ reazione vincolare all'appoggio I della trave di mezzacasa compresa tra capriata e capriata

$V^{(II)}(I)$ reazione vincolare all'appoggio I della trave di mezzacasa tra capriata e puntone.

(Le due reazioni vincolari sono da intendersi come ottenute dalla combinazione di carico considerata)

In corrispondenza del punto F vengono trasmessi i carichi:

$$R_{SLU}(F) = V^{(I)}(F) + 2 \times V^{(II)}(F)$$

in cui:

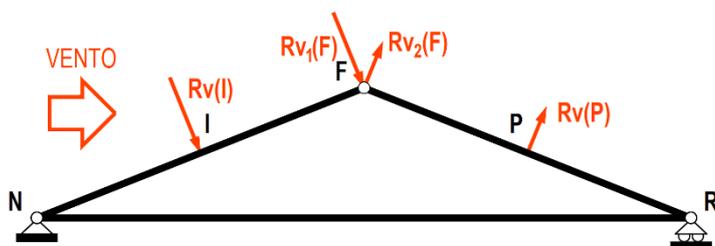
$V^{(I)}(F)$ reazione vincolare all'appoggio F della trave di colmo

$V^{(II)}(F)$ reazione vincolare all'appoggio F del puntone diagonale di copertura

(Le due reazioni vincolari sono da intendersi come ottenute dalla combinazione di carico considerata)

Azione da vento

Sotto particolari combinazioni di carico le azioni da vento generano sulla capriata forze orizzontali ai nodi. Viene ad esempio raffigurato il contributo di carico da vento nella condizione in cui il vento sia ortogonale al colmo con falda sopravento in pressione.



In merito alle combinazioni con vento presente si osserva che è opportuno considerare il seguente caso di azione da vento:

- vento ortogonale al colmo con falda sopravento in pressione (q_{v2} sulla falda sinistra e q_{v3} sulla falda destra)

Non è infatti possibile stabilire a priori se la combinazione che include il vento sia più severa rispetto alle altre. Si è visto invece come sugli altri elementi esaminati il vento in depressione non sia sufficientemente grande per dovere considerare un sollevamento della copertura. Non è quindi necessario considerare i seguenti casi:

- vento parallelo al colmo (q_{v4} su tutte e due le falde);
- vento ortogonale al colmo con falda sopravento in depressione (q_{v1} sulla falda sinistra e q_{v3} sulla falda destra).

Nonostante le combinazioni con vento vengano considerate, ci si attende che la combinazione di carico più gravosa considerando il fattore k_{mod} risulti essere quella di breve durata con neve assunta come carico principale. In questa combinazione il contributo da vento risulta essere assente.

5.8.2. Combinazioni dei carichi

In relazione alle considerazioni fatte si devono considerare le seguenti combinazioni:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|-------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
|-------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|

| | | | | | | | |
|--------------|--------|---------------------|----------------------|--------------------------------------|------------------------------|------------------------------|------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-V | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_v$ | 1.10 |

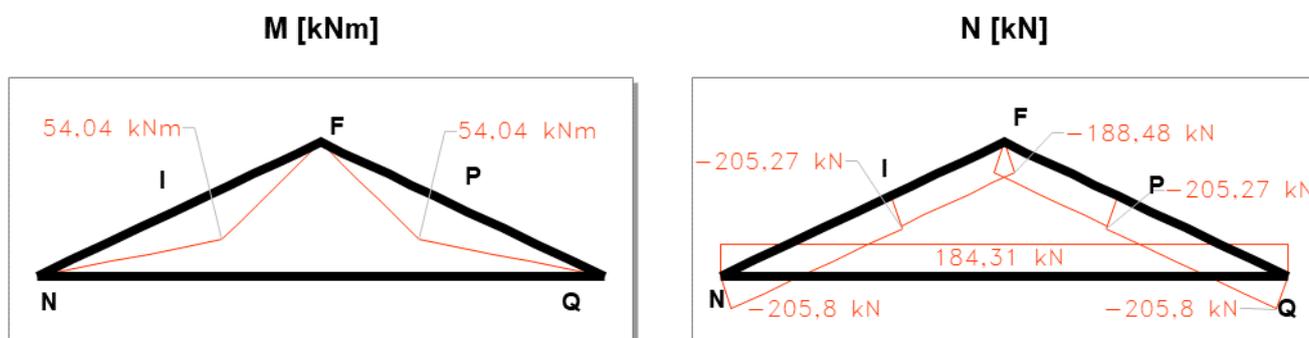
5.8.3. Calcolo delle azioni

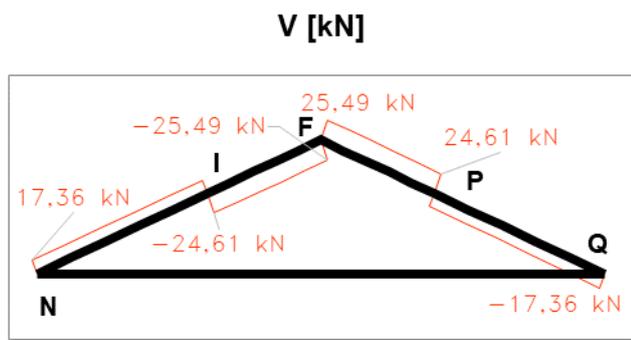
Le azioni sono state ricavate imponendo l'equilibrio delle strutture. Vengono confrontati i risultati dalle differenti combinazioni considerate sulla base dell'influenza del fattore k_{mod} . Come valore di confronto si considera il momento massimo e lo sforzo assiale sul puntone della capriata:

| Comb. | $M(I) = M_{max}$ [kNm] | N [kN] | M_{max}/k_{mod} [kNm] | N/k_{mod} |
|--------------|---------------------------|----------|----------------------------|---------------|
| P | 21,86 | -84,50 | 36,43 | -140,8 |
| MD | 31,24 | -119,9 | 39,05 | -149,9 |
| BD-H | 47,33 | -180,53 | 52,59 | -200,6 |
| BD-S | 54,04 | -205,80 | 60,05 | -228,7 |
| IST-H | 49,29 | -186,94 | 44,81 | -169,9 |
| IST-S | 56,00 | -212,21 | 50,91 | -192,9 |
| IST-V | 41,21 | -155,83 | 37,46 | -141,7 |

La combinazione rilevante ai fini delle verifiche è quella di breve durata con carico da neve assunto come principale.

5.8.4. Combinazione SLU-Fondamentale (BD-S)





La reazione verticale dell'appoggio risulta:

$$R_v = 93.94 \text{ kN}$$

5.9. Passafuori

Dato che gli elementi sono disposti con lo stesso interasse, hanno sia la stessa inclinazione che la stessa sezione delle travi secondarie, ci si riferisce ai carichi già calcolati per queste ultime. Le azioni interne di flessione più sfavorevoli si ottengono con la massimizzazione dei carichi sullo sbalzo.

Sull'elemento sono presenti anche azioni di sforzo assiale che non vengono calcolate poiché di modesta entità. Ci si limita a considerare le azioni flessionali e la reazione vincolare di trazione sulle viti.

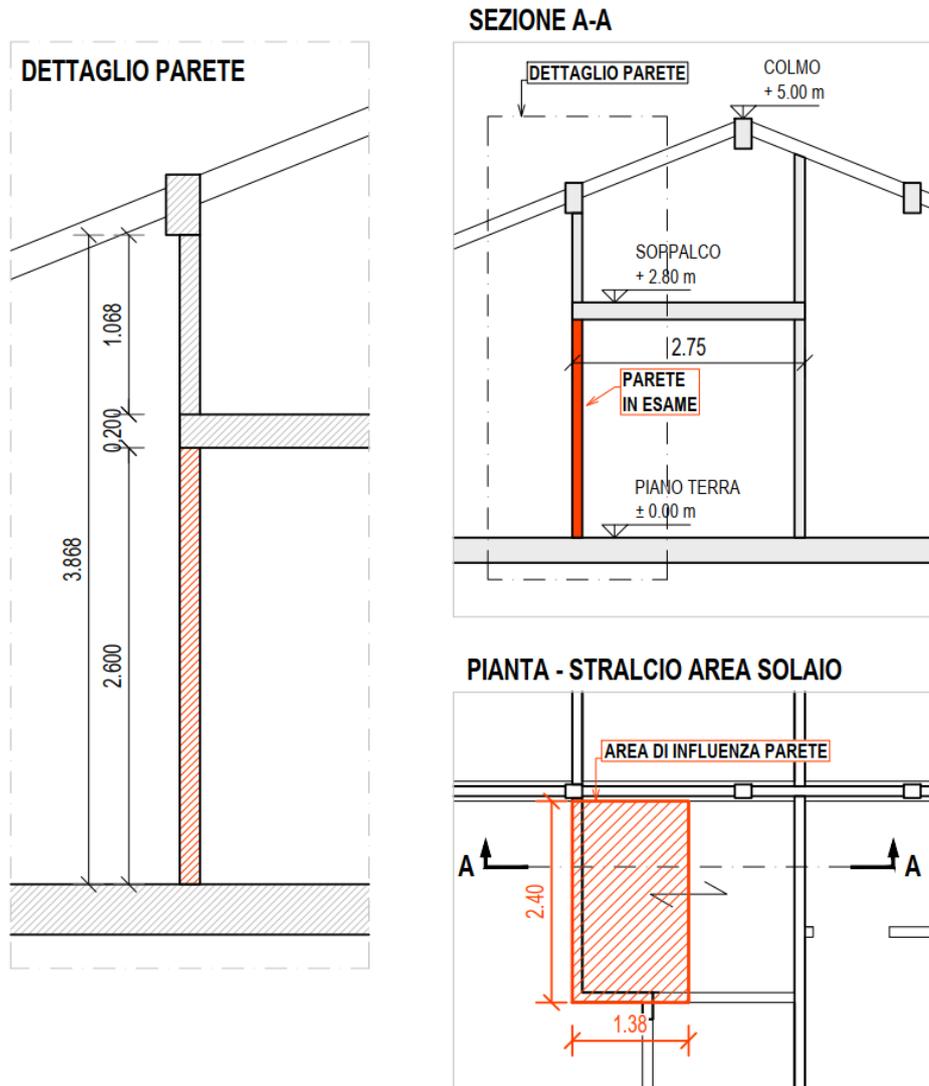
Le combinazioni considerate sono:

| Comb. | Carico principale | $\gamma \times G_{1k}$ | $+\gamma \times G_{2k}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_s$ | $+\gamma \times \psi_0 \times Q_v$ | k_{mod} |
|--------------|-------------------|------------------------|-------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| P | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | | | | 0.60 |
| MD | | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | | | 0.80 |
| BD-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | | 0.90 |
| BD-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | | 0.90 |
| IST-H | Cat. H | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-S | Neve | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_s$ | $+1.5 \times 0.6 \times Q_v$ | 1.10 |
| IST-V | Vento | $1.3 \times G_{1k}$ | $+1.5 \times G_{2k}$ | $+1.5 \times 0.0 \times Q_{k,cat.H}$ | $+1.5 \times 0.5 \times Q_s$ | $+1.5 \times 1.0 \times Q_v$ | 1.10 |

Si confrontano i carichi tenendo conto del fattore k_{mod} :

| Comb. | $q_{SLU} \text{ [kN/m]}$ | $\frac{q_{SLU}}{k_{mod}} \text{ [kN/m]}$ |
|--------------|--------------------------|--|
| P | 1,036 | 1,727 |
| MD | 1,558 | 1,947 |
| BD-H | 2,452 | 2,725 |
| BD-S | 2,825 | 3,139 |
| IST-H | 2,579 | 2,344 |
| IST-S | 2,952 | 2,683 |

5.10. Parete interna



Si tengono in conto i carichi che gravano sulla parete provenienti dall'area di influenza raffigurata:

$$g_{1k,solaio} = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,solaio} = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,Cat.A} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Si tiene conto inoltre del peso proprio della parete includendo la porzione portata di altezza 1.00 m che poggia superiormente. Considerando la massa volumica media $\rho_{mean,parete} = 420 \text{ kg/m}^3$.

$$g_{1k,parete} = g \rho_{mean,parete} \cdot h = 0.420 \text{ kN/m}^2$$

In cui $h = 100 \text{ mm}$ è lo spessore totale della parete.

Si considera un'altezza totale h_{tot} di 3.60 m ed una lunghezza di influenza del solaio pari a $l_{infl} = 1.40 \text{ m}$.

Combinazione SLU-Fondamentale:

1) Permanente

$$Q_{d,SLU,P} = 1.3 g_{1k,parete} \cdot h_{TOT} + (1.3g_{1k,solaio} + 1.5g_{2k,solaio}) \cdot l_{infl} = 5.72 \text{ kN/m}$$

2) Media durata

$$Q_{d,SLU,MD} = 1.3 g_{1k,parete} \cdot h_{TOT} + (1.3g_{1k,solaio} + 1.5g_{2k,solaio} + 1.5q_{k,Cat.A}) \cdot l_{infl} = 9.86 \text{ kN/m}$$

I due valori di combinazione devono essere confrontati tenendo conto del k_{mod} al fine di individuare la combinazione peggiorativa per le verifiche a seguire:

$$Q_{d,SLU} = \max(Q_{d,SLU,QP}/k_{mod,QP}; Q_{d,SLU,MD}/k_{mod,MD}) = \max(9.53; 12.32) \text{ kN/m}$$

Per le verifiche si impiegherà il valore:

$$Q_{d,SLU} = Q_{d,SLU,MD} = 9.86 \text{ kN/m} \quad \text{con il relativo coefficiente } k_{mod,MD}$$

Questa è la compressione per unità di lunghezza che verrà impiegata nelle verifiche sulla parete.

Combinazione E-Sismica:

Per le verifiche sull'hold-down si vuole massimizzare l'azione di trazione sull'elemento di connessione. Vengono quindi considerate come sfavorevoli le azioni sismiche e come favorevoli i carichi verticali equilibranti. Non si considera quindi il sovraccarico variabile di categoria:

Carico verticale equilibrante:

$$Q_{d,E} = (g_{1k,solaio} + g_{2k,solaio}) \cdot l_{infl} + g_{1k,parete} \cdot h_{TOT} = 4.19 \text{ kN/m}$$

Sono assenti carichi flettenti sulla parete.

Carico orizzontale ribaltante:

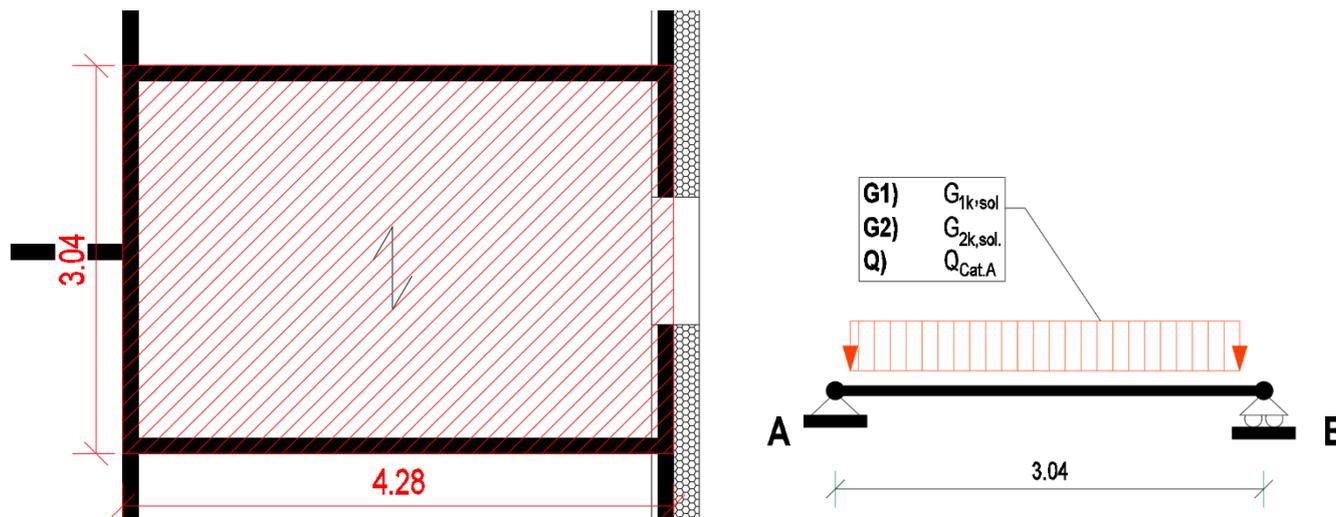
$$F_{d,E} = 25.00 \text{ kN}$$

è stato a favore di sicurezza trascurato il peso proprio della parete (inclusa porzione superiore).

Le dimensioni impiegate sono:

| | |
|----------------------|-----------------------------------|
| $L = 2.40 \text{ m}$ | base della parete |
| $d = 2.30 \text{ m}$ | distanza hold-down punto di perno |
| $h = 2.60 \text{ m}$ | altezza del pannello di parete |

5.11. Solaio interno/soppalco



Si tengono in conto i carichi di superficie che gravano sul solaio:

$$g_{1k,solaio} = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,solaio} = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,Cat.A} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Si tiene conto come area d'influenza, per semplicità, una striscia di solaio di larghezza pari ad un metro.

Si ottengono perciò, i seguenti valori di carico:

$$g_{1k,sol.} = 0.96 \text{ KN/m}$$

$$g_{2k,sol.} = 0.98 \text{ KN/m}$$

$$Q_{Cat.A} = 2,00 \text{ KN/m}$$

Combinazione SLU-Fondamentale:

1) Permanente

$$Q_{d,SLU,P} = 1.3 \cdot g_{1k,sol.} + 1.5 \cdot g_{2k,sol.} = 2.718 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod,P} = 0.6$$

$$Q_{d,SLU,P}/K_{mod,P} = 4.53 \text{ KN/m}$$

2) Media durata

$$Q_{d,SLU,MD} = 1.3 \cdot g_{1k,sol.} + 1.5 \cdot g_{2k,sol.} + 1.5 \cdot Q_{Cat.A} = 5.718 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod,MD} = 0.8$$

$$Q_{d,SLU,MD}/K_{mod,MD} = 7.15 \text{ KN/m}$$

Si può notare come la combinazione più gravosa, tenuto conto del coefficiente K_{mod} (classe di servizio 1), sia quella di media durata. Si utilizzerà tale carico per le verifiche del solaio in CLT.

$$Q_{d,SLU} = Q_{d,SLU,MD} = 5.718 \text{ kN/m}$$

5.11.1. Calcolo delle azioni

Il calcolo delle azioni avviene considerando il carico maggiore calcolato nel punto precedente, pari a:

$$Q_{d,SLU} = Q_{d,SLU,MD} = 5.718 \text{ kN/m}$$

Considerando lo schema statico come appoggio-appoggio, le azioni agenti sul solaio che verranno utilizzate per le verifiche sono le seguenti:

$$M_{max} = M(AB) = Q_{d,SLU} \cdot L^2/8 = 8.26 \text{ KNm}$$

$$V_{max} = V(A) = -V(B) = Q_{d,SLU} \cdot L/2 = 10.86 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 0 \text{ kN}$$

6. VERIFICHE SUGLI ELEMENTI IN GLT

6.1. Trave secondaria

L'elemento è soggetto a sforzo assiale e flessione e deve pertanto essere verificato per la resistenza a taglio, pressoflessione e a tensoflessione. Per queste ultime due verifiche non ci si è posti in una sezione specifica ma in una sezione fittizia, a favore di sicurezza, in cui sia il momento flettente sia lo sforzo assiale sono stati presi con il loro valore massimo.

La trave secondaria è in semplice appoggio e considerando il vincolo continuo che il pannello di copertura esercita sulla trave non si considerano i fenomeni di instabilità.

La trave ha le seguenti caratteristiche:

Materiale: GL24h

Lunghezza: $l = 3.240 \text{ m}$

Sezione: $b = 0.120 \text{ m}$ $h = 0.200 \text{ m}$

6.1.1. Verifica a SLU di resistenza a taglio

L'azione considerata è:

$V_{Ed} = 4.57 \text{ kN}$ Taglio massimo agente agli appoggi in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

$\tau_d / f_{v,d} = 0.081 \leq 1$ (Verifica soddisfatta)

$$\lfloor \tau_d = 2/3 \cdot V_{Ed} / A_{eff} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{eff} = k_{cr} \cdot b \cdot h = 160.80 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor k_{cr} = 0.67$$

$$\lfloor f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{v,k} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.35$$

6.1.2. Verifica a SLU di resistenza a pressoflessione

Viene effettuata la verifica tenendo conto del massimo valore di momento flettente e sforzo assiale agente sull'elemento AB, a favore di sicurezza.

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$M_{Ed} = 3.70 \text{ kNm}$ Momento massimo da combinazione BD-S

$N_{Ed} = 1.85 \text{ kN}$ Sforzo assiale massimo di compressione da combinazione BD-S

Si impiega:

$k_{mod} = 0.9$

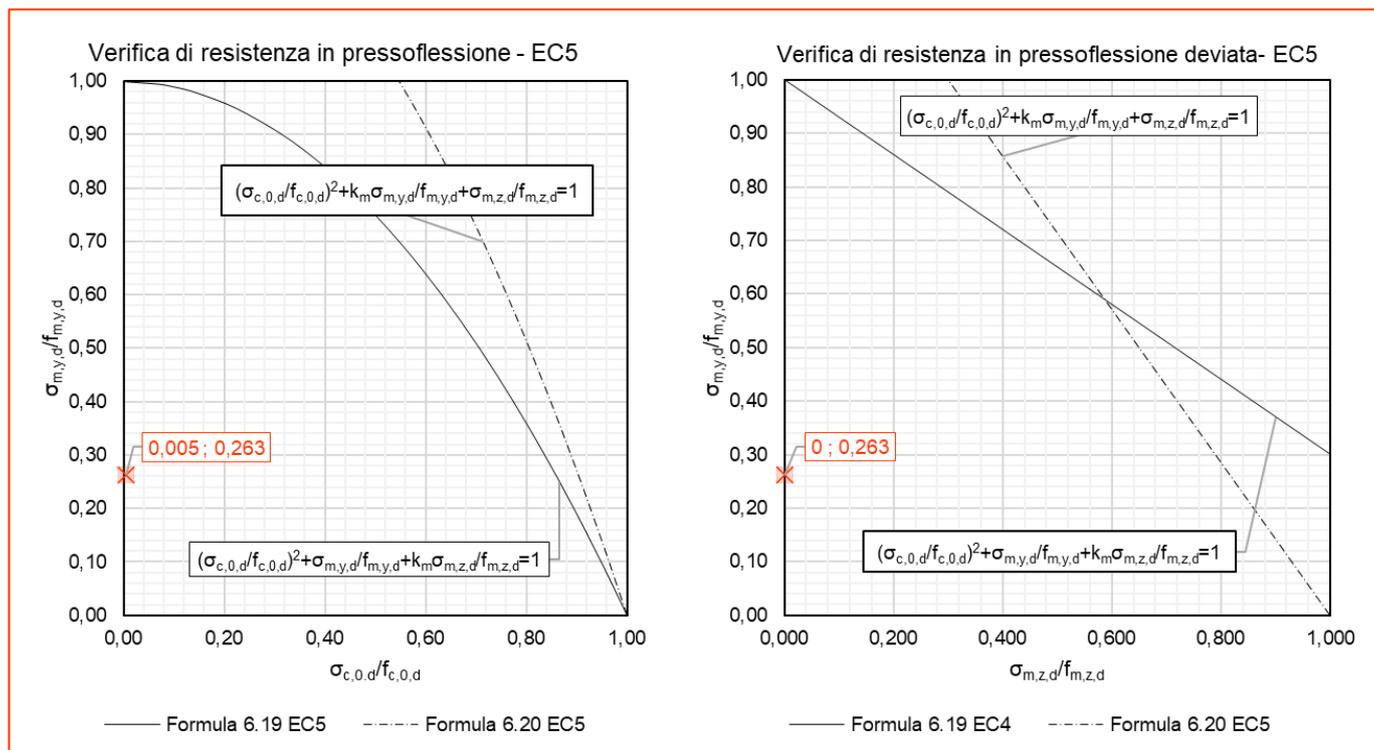
Si esegue la verifica:

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0.263 \leq 1$$

(Verifica soddisfatta)

- └ $\sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 4.63 \text{ MPa}$
 - └ $M_{Ed} = 3.70 \text{ kNm}$
 - └ $W_y = bh^2/6 = 800 \text{ cm}^3$
- └ $f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_m = 17.60 \text{ MPa}$
 - └ $f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$
 - └ $k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1,1\} = 1.10$
- └ $\sigma_{c,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 0.08 \text{ MPa}$
 - └ $N_{Ed} = 1.85 \text{ kN}$
 - └ $A_{net} = b \cdot h = 240 \text{ cm}^2$
- └ $f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k}/\gamma_m = 16.00 \text{ MPa}$
 - └ $k_{mod} = 0.9$
 - └ $f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$

Si illustrano i diagrammi con il dominio di resistenza e le azioni adimensionalizzate relative al caso studio:



6.1.3. Verifica a SLU di resistenza in tensoflessione

Viene effettuata la verifica tenendo conto del massimo valore di momento flettente e sforzo assiale agente sull'elemento AB, a favore di sicurezza.

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$$M_{Ed} = 3.70 \text{ kNm} \quad \text{Momento massimo da combinazione BD-S}$$

$$N_{Ed} = 1.85 \text{ kN} \quad \text{Sforzo assiale di trazione massimo da combinazione BD-S}$$

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Si esegue la verifica:

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{tm,d}/f_{m,d} = 0.268 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 4.63 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 3.70 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 800 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_m = 17.60 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.10$$

$$\lfloor \sigma_{t,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 1.85 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_{net} = b \cdot h = 240 \text{ cm}^2$$

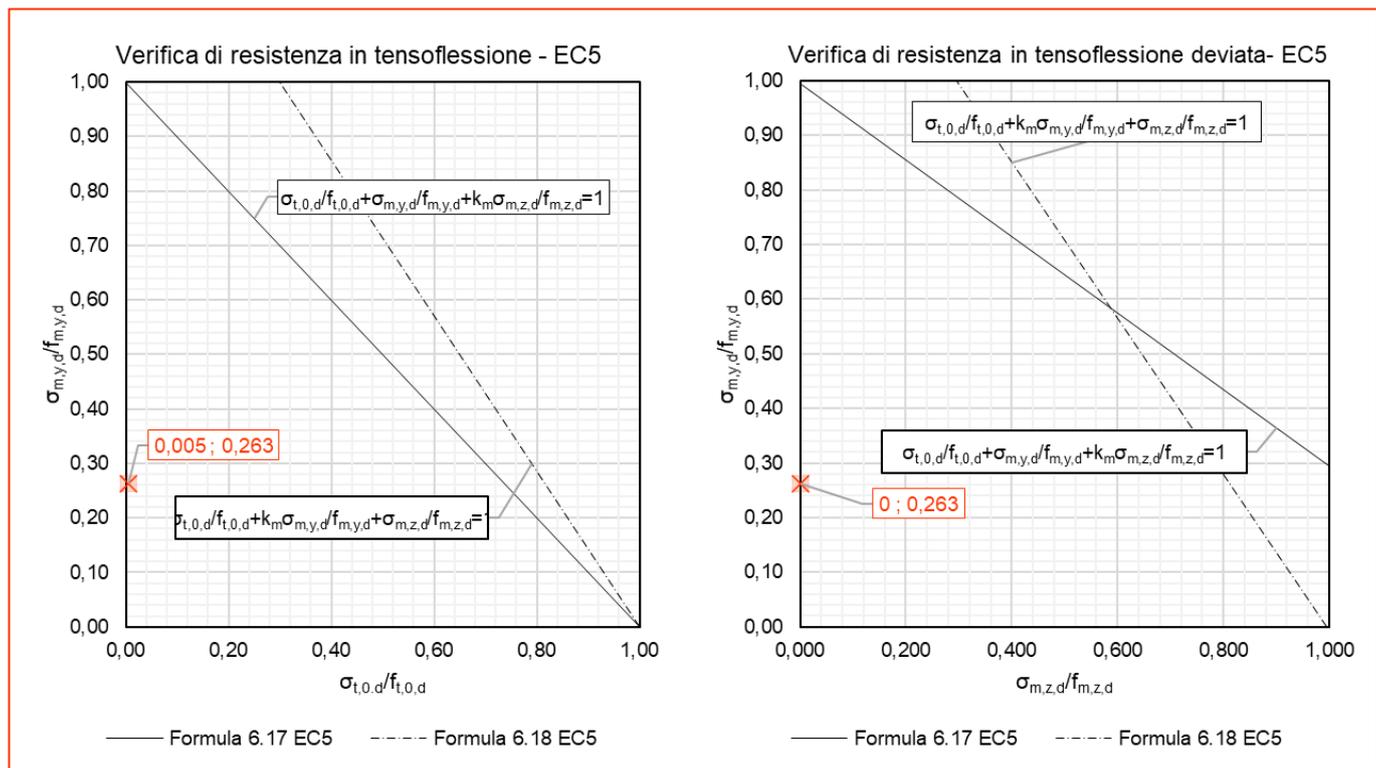
$$\lfloor f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot f_{t,0,k} \cdot k_h/\gamma_m = 14.08 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor f_{t,0,k} = 19.2 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.1$$

Si illustrano i diagrammi con il dominio di resistenza e le azioni adimensionalizzate relative al caso studio:



6.1.4. Verifica a SLU di instabilità

Per quanto riguarda le travi secondarie non si eseguono le verifiche a instabilità in flessione e a compressione considerando che il pacchetto di copertura eserciti un vincolo continuo.

6.1.5. Verifica a SLE di deformabilità

Si considera una classe di servizio 1.

| Carichi | Coefficienti |
|------------------------------------|-----------------|
| $G_{k,y} = 0.703 \text{ kN/m}$ | $k_{def} = 0.6$ |
| $Q_{k,s,y} = 1.193 \text{ kN/m}$ | |
| $Q_{k,cat,y} = 0.348 \text{ kN/m}$ | |
| $Q_{k,w,y} = 0.140 \text{ kN/m}$ | |

La deformazione finale è definita come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Q2} + \dots$$

- ┌ $w_{fin,G} = w_{ist,G} (1 + k_{def})$
- ┌ $w_{fin,Q1} = w_{ist,Q1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$
- ┌ $w_{fin,Qj} = w_{ist,Qj} (\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{def})$

┌ $w_{ist} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ} + \chi \frac{qL^2}{8GA}$ deformazione istantanea relativa al carico generico q

┌ $\chi = 1.2$

┌ $A = 24000 \text{ mm}^2$

$$\lfloor J = \frac{bh^3}{12} = 8 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La deformazione istantanea totale è data dalla somma di più contributi:

$$w_{ist,tot} = w_{ist,G} + w_{ist,Q_s} + \psi_{0,cat} w_{ist,Q_{cat}} + \psi_{0,w} w_{ist,Q_w} = 3.27 \text{ mm}$$

La deformazione finale totale è stata calcolata come:

$$w_{fin} = w_{ist,G} (1 + k_{def}) + w_{ist,Q_s} (1 + \psi_{2,s} k_{def}) + w_{ist,Q_{cat}} (\psi_{0,cat} + \psi_{2,cat} k_{def}) + w_{ist,Q_w} (\psi_{0,w} + \psi_{2,w} k_{def}) = 3.97 \text{ mm}$$

Le verifiche da effettuare sono:

$$w_{ist,tot} = 3.27 \leq L/300 = 10.78 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$w_{fin,tot} = 3.97 \leq L/200 = 16.17 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

6.2. Trave di colmo

L'elemento è soggetto a flessione semplice e deve pertanto essere verificato per la resistenza a flessione e a taglio. La trave è in semplice appoggio e non si considerano i vincoli laterali offerti dalle travi secondarie come efficaci e si effettuerà pertanto una verifica a instabilità in flessione.

La trave ha le seguenti caratteristiche:

Materiale: GL24h

Lunghezza: $l = 6.000 \text{ m}$

Sezione: $b = 0.200 \text{ m}$ $h = 0.360 \text{ m}$

6.2.1. Verifica a SLU di resistenza a flessione

L'azione considerata è:

$M_{Ed} = 41.06 \text{ kNm}$ Momento massimo agente in mezzeria in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

La verifica da effettuare è:

$$\sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0.564 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 9.50 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 41.06 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 4320 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_M = 16.84 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0.1}; 1.1\} = 1.052$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.35$$

6.2.2. Verifica a SLU di resistenza a taglio

L'azione considerata è:

$V_{Ed} = 27.37 \text{ kN}$ Taglio massimo agente agli appoggi in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

$$\tau_d/f_{v,d} = 0.162 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \tau_d = 2/3 \cdot V_{Ed}/A_{eff} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{eff} = k_{cr} \cdot b \cdot h = 482.4 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor k_{cr} = 0.67$$

$$\lfloor f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k}/\gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{v,k} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.35$$

6.2.3. Verifica a SLU di compressione all'appoggio

Viene fatta la verifica in corrispondenza dell'appoggio sul pilastro. (Assunto pilastro 200 mm x 300 mm)

$$\sigma_{c,90,d} = V_{Ed}/(b_1 \cdot (b_2 + 30 \text{ mm})) = 0.60 \text{ MPa} \leq k_{90} \cdot f_{c,90,d} = k_{90} \cdot k_{mod} \cdot f_{c,90,k}/\gamma_M = 2.92 \text{ MPa}$$

$$\lfloor b_1 = 200 \text{ mm} \quad \text{dimensione 1 pilastro}$$

$$\lfloor b_2 = 150 \text{ mm} \quad \text{dimensione 2 pilastro divisa per 2}$$

$$\lfloor k_{90} = 1.75$$

Verificato.

6.2.4. Verifica a SLU a instabilità in flessione

Dato che non si considerano i vincoli laterali offerti dagli elementi secondari come efficaci, viene fatta una verifica a instabilità in flessione.

L'azione considerata è:

$M_{Ed} = 41.06 \text{ kNm}$ Momento massimo agente in mezzeria in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

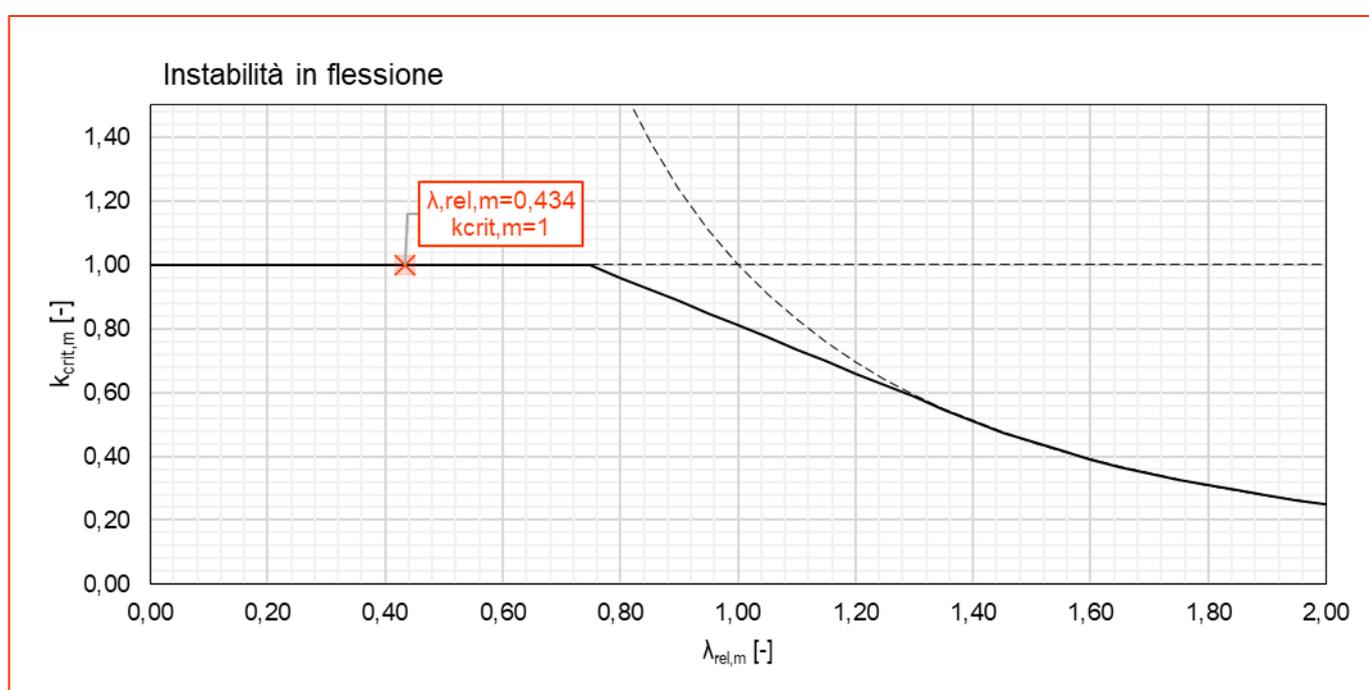
Si calcola il fattore di riduzione per instabilità in flessione:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - \lambda_{rel,m} & 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \lambda_{rel,m} > 0.75 \end{cases} \rightarrow k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} = 0.434$$

$$\begin{aligned} \lfloor \sigma_{m,crit} &= \frac{M_{y,crit}}{W_y} = 127.46 \text{ MPa} \\ \lfloor W_y &= bh^2/6 = 4320 \text{ cm}^3 \\ \lfloor M_{y,crit} &= \frac{\pi}{l_{eff}} \cdot \sqrt{E_{0.05} \cdot I_z \cdot G_{0.05} \cdot I_{tor}} = 550.6 \text{ kNm} \\ \lfloor I_z &= b^3 \cdot h/12 = 24000 \text{ cm}^4 \\ \lfloor I_{tor} &= \frac{b^3 \cdot h}{3(1+0.6 \cdot b/h)} = 72000 \text{ cm}^4 \\ \lfloor l_{eff} &= 0.9 \cdot l_0 = 5.400 \text{ m} \\ \lfloor l_0 &= l = 6.000 \text{ m} \end{aligned}$$

Dato che il fattore $k_{crit,m}$ risulta unitario, non si è in presenza di un elemento sensibile a instabilità. La verifica non differisce da quella fatta in precedenza relativa allo SLU di flessione.



6.2.5. Verifica a SLE di deformabilità

Si considera una classe di servizio 1.

Carichi

$$G_k = 2.456 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,s} = 3.70 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,cat} = 1.079 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,w} = 0.187 \text{ kN/m}$$

Coefficienti

$$k_{def} = 0.6$$

La deformazione finale è definita come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Q2} + \dots$$

$$\lfloor w_{fin,G} = w_{ist,G} (1 + k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Q_1} = w_{ist,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Q_j} = w_{ist,Q_j} (\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{def})$$

$$\lfloor w_{ist} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ} + \chi \frac{qL^2}{8GA} \quad \text{deformazione istantanea relativa al carico } q$$

$$\lfloor \chi = 1.2$$

$$\lfloor A = 72000 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor J = \frac{bh^3}{12} = 7.78 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

La deformazione istantanea totale è data dalla somma di più contributi:

$$w_{ist,tot} = w_{ist,G} + w_{ist,Q_s} + \psi_{0,cat} w_{ist,Q_{cat}} + \psi_{0,w} w_{ist,Q_w} = 12.55 \text{ mm}$$

La deformazione finale totale è stata calcolata come:

$$w_{fin} = w_{ist,G} (1 + k_{def}) + w_{ist,Q_s} (1 + \psi_{2,s} k_{def}) + w_{ist,Q_{cat}} (\psi_{0,cat} + \psi_{2,cat} k_{def}) + w_{ist,Q_w} (\psi_{0,w} + \psi_{2,w} k_{def}) = 15.50 \text{ mm}$$

Le verifiche da effettuare sono:

$$w_{ist,tot} = 12.55 \leq L/300 = 20 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$w_{fin,tot} = 15.50 \leq L/200 = 30 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

Il limite sulla deformazione istantanea è quindi soddisfatto anche sotto i soli carichi variabili.

6.3. Trave di mezzacasa (capriata-capriata)

L'elemento è soggetto a flessione semplice e deve pertanto essere verificato per la resistenza a flessione e a taglio. La trave è in semplice appoggio e non si considerano i vincoli laterali offerti dalle travi secondarie come efficaci e si effettuerà pertanto una verifica a instabilità in flessione.

La trave ha le seguenti caratteristiche:

Materiale: GL24h

Lunghezza: $l = 6.000 \text{ m}$

Sezione: $b = 0.200 \text{ m}$ $h = 0.360 \text{ m}$

6.3.1. Verifica a SLU di resistenza a flessione

L'azione considerata è:

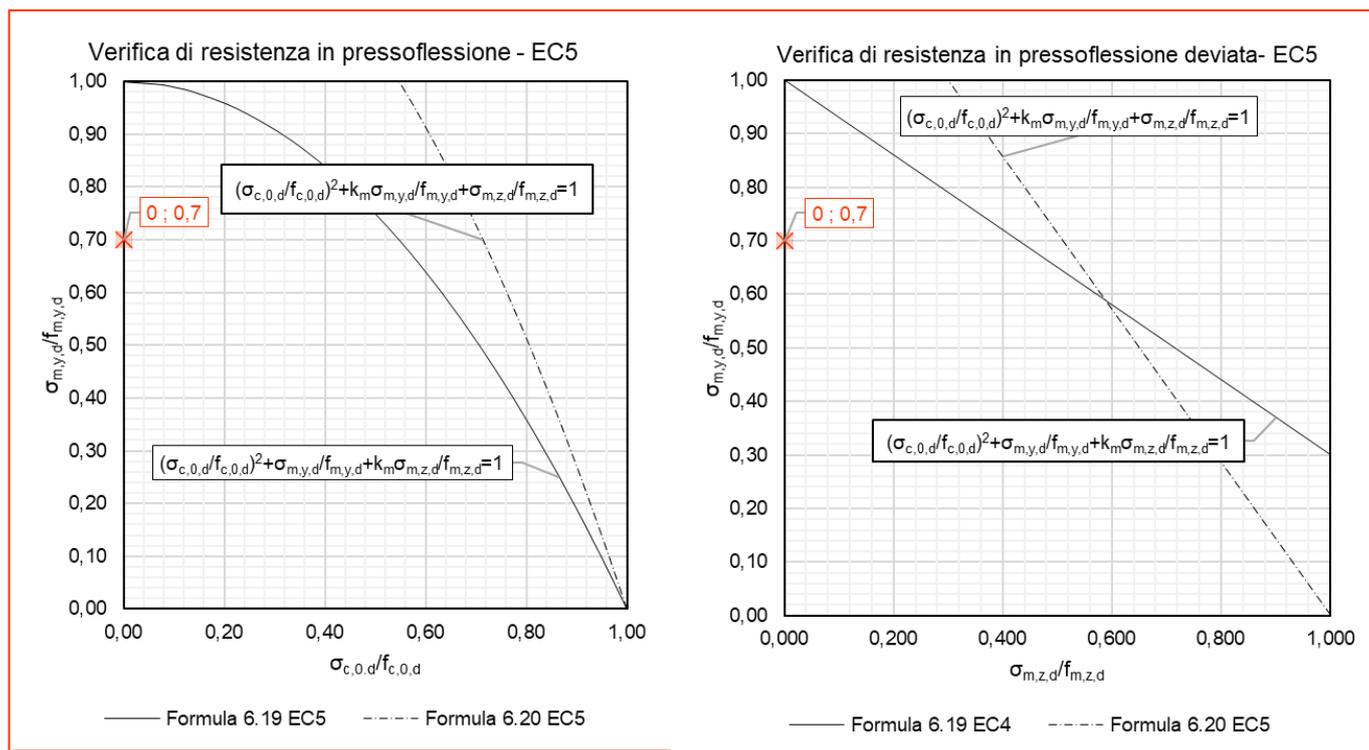
$M_{Ed} = 50.92 \text{ kNm}$ Momento massimo agente in mezzeria in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

La verifica da effettuare è:

$$\sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0.700 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\begin{aligned} \lfloor \sigma_{m,d} &= M_{Ed}/W_y = 11.79 \text{ MPa} \\ \lfloor M_{Ed} &= 50.92 \text{ kNm} \\ \lfloor W_y &= bh^2/6 = 4320 \text{ cm}^3 \\ \lfloor f_{m,d} &= k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_M = 16.84 \text{ MPa} \\ \lfloor f_{m,k} &= 24.0 \text{ MPa} \\ \lfloor k_h &= \min\{(600/h)^{0,1}; 1,1\} = 1.052 \\ \lfloor \gamma_M &= 1.35 \end{aligned}$$



6.3.2. Verifica a SLU di resistenza a taglio

L'azione considerata è:

$V_{Ed} = 33.95 \text{ kN}$ Taglio massimo agente agli appoggi in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

$$\tau_d/f_{v,d} = 0.201 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\begin{aligned} \lfloor \tau_d &= 2/3 \cdot V_{Ed}/A_{eff} = 0.47 \text{ MPa} \\ \lfloor A_{eff} &= k_{cr} \cdot b \cdot h = 482.4 \text{ cm}^2 \\ \lfloor k_{cr} &= 0.67 \\ \lfloor f_{v,d} &= k_{mod} \cdot f_{v,k}/\gamma_M = 2.33 \text{ MPa} \\ \lfloor f_{v,k} &= 3.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.35$$

6.3.3. Verifica a SLU di compressione all'appoggio

Viene fatta la verifica in corrispondenza dell'appoggio sul pilastro. (Assunto pilastro 200 mm x 300 mm).

$$\sigma_{c,90,d} = V_{Ed} / (b_1 \cdot (b_2 + 30\text{mm})) = 0.73 \text{ MPa} \leq k_{90} \cdot f_{c,90,d} = k_{90} \cdot k_{mod} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_M = 2.92 \text{ MPa}$$

$$\lfloor b_1 = 200\text{mm} \quad \text{dimensione 1 pilastro}$$

$$\lfloor b_2 = 150\text{mm} \quad \text{dimensione 2 pilastro divisa per 2}$$

$$\lfloor k_{90} = 1.75$$

Verificato.

6.3.4. Verifica a SLU a instabilità in flessione

Dato che non si considerano i vincoli laterali offerti dagli elementi secondari come efficaci, viene fatta una verifica a instabilità in flessione.

L'azione considerata è:

$$M_{Ed} = 50.92 \text{ kNm} \quad \text{Momento massimo agente in mezzeria in combinazione di SLU di breve durata con carico da neve assunto come principale}$$

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

Si calcola il fattore di riduzione per instabilità in flessione:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - \lambda_{rel,m} & 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \lambda_{rel,m} > 0.75 \end{cases} \rightarrow k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} = 0.434$$

$$\lfloor \sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = 127.46 \text{ MPa}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 4320 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{eff}} \cdot \sqrt{E_{0.05} \cdot I_z \cdot G_{0.05} \cdot I_{tor}} = 550.6 \text{ kNm}$$

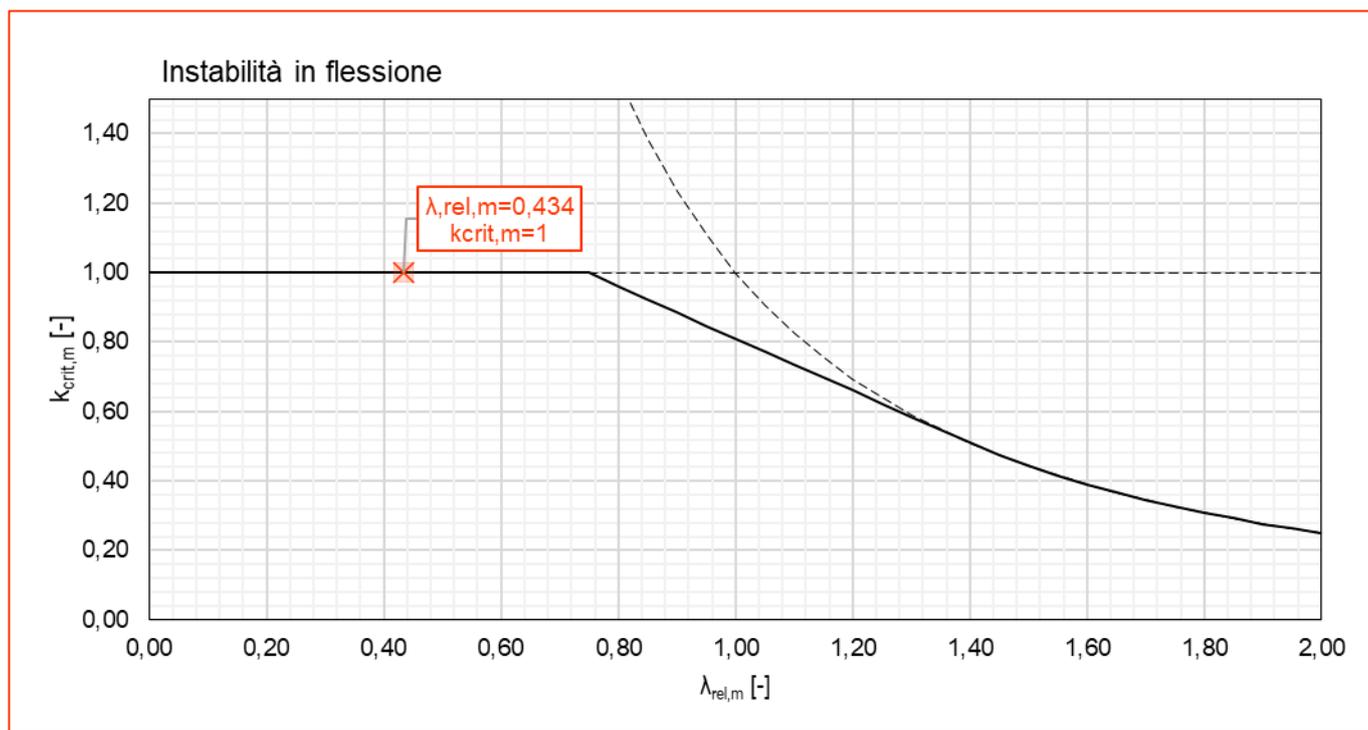
$$\lfloor I_z = b^3 \cdot h/12 = 24000 \text{ cm}^4$$

$$\lfloor I_{tor} = \frac{b^3 \cdot h}{3(1+0.6 \cdot b/h)} = 72000 \text{ cm}^4$$

$$\lfloor l_{eff} = 0.9 \cdot l_0 = 5.400 \text{ m}$$

$$\lfloor l_0 = l = 6.000 \text{ m}$$

Dato che il fattore $k_{crit,m}$ risulta unitario, non si è in presenza di un elemento sensibile a instabilità. La verifica non differisce da quella fatta in precedenza relativa allo SLU di flessione.



6.3.5. Verifica a SLE di deformabilità

Si considera una classe di servizio 1.

Carichi

$$G_k = 3.0 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,s} = 4.625 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,cat} = 1.349 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,w} = 0.468 \text{ kN/m}$$

Coefficienti

$$k_{def} = 0.6$$

La deformazione finale è definita come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Q2} + \dots$$

$$\lfloor w_{fin,G} = w_{ist,G} (1 + k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Q1} = w_{ist,Q1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Qj} = w_{ist,Qj} (\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{def})$$

$$\lfloor w_{ist} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ} + \chi \frac{qL^2}{8GA} \quad \text{deformazione istantanea relativa al carico } q$$

$$\lfloor \chi = 1.2$$

$$\lfloor A = 72000 \text{ mm}^2$$

$$\lfloor J = \frac{bh^3}{12} = 7.78 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

La deformazione istantanea totale è data dalla somma di più contributi:

$$w_{ist,tot} = w_{ist,G} + w_{ist,Q_s} + \psi_{0,cat} w_{ist,Q_{cat}} + \psi_{0,w} w_{ist,Q_w} = 15.83 \text{ mm}$$

La deformazione finale totale è stata calcolata come:

$$w_{fin} = w_{ist,G} (1 + k_{def}) + w_{ist,Q_s} (1 + \psi_{2,s} k_{def}) + w_{ist,Q_{cat}} (\psi_{0,cat} + \psi_{2,cat} k_{def}) + w_{ist,Q_w} (\psi_{0,w} + \psi_{2,w} k_{def}) = 19.44 \text{ mm}$$

Le verifiche da effettuare sono:

$$w_{ist,tot} = 15.83 \leq L/300 = 20 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$w_{fin,tot} = 19.44 \leq L/200 = 30 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

Il limite sulla deformazione istantanea è quindi soddisfatto anche sotto i soli carichi variabili.

6.4. Capriata – puntone

Il puntone della capriata è sollecitato ad azioni di flessione e compressione. Sono presenti anche azioni di taglio sull'elemento. Le azioni a cui è soggetto sono visualizzabili nella sezione dedicata al calcolo degli effetti dovuti ai carichi.

L'elemento è costituito da:

Materiale: GL24h Lunghezza: $l = 5.400 \text{ m}$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

$$b = 22 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

6.4.1. Verifica a SLU di resistenza a pressoflessione

Viene effettuata la verifica in corrispondenza della sezione I, ossia dove è massima l'azione flettente e compartecipante con la compressione.

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$$M_{Ed} = 54.04 \text{ kNm} \quad \text{Momento nella sezione I da combinazione BD-S}$$

$$N_{Ed} = -205.27 \text{ kN} \quad \text{Sforzo normale nella sezione I da combinazione BD-S}$$

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Si esegue la verifica:

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0.574 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 9.21 \text{ MPa}$$

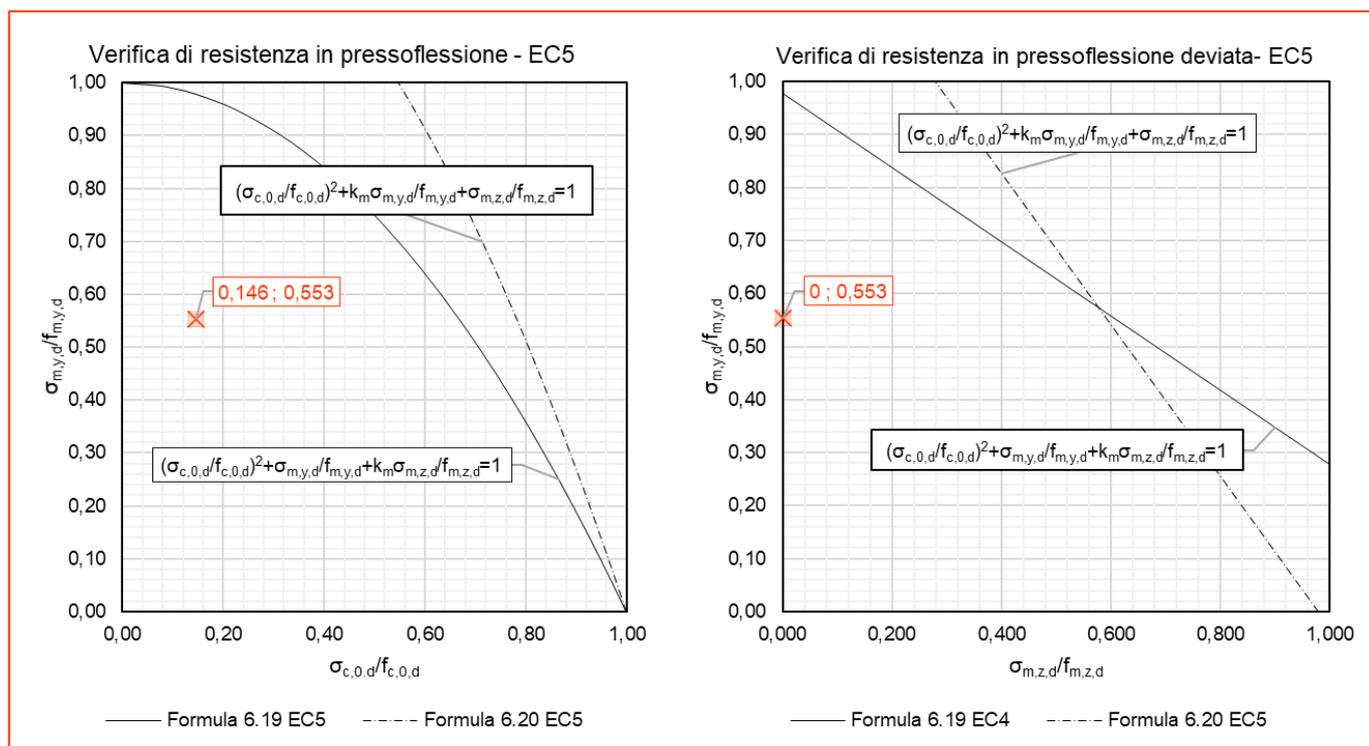
$$\lfloor M_{Ed} = 54.04 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 5866.67 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_m = 16.66 \text{ MPa}$$

- └ $f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$
- └ $k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.041$
- └ $\sigma_{c,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 2.35 \text{ MPa}$
 - └ $N_{Ed} = 205.27 \text{ kN}$
 - └ $A_{net} = b \cdot h = 880 \text{ cm}^2$
- └ $f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k}/\gamma_m = 16.00 \text{ MPa}$
 - └ $k_{mod} = 0.9$
 - └ $f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$

Si illustrano i diagrammi con il dominio di resistenza e le azioni adimensionalizzate relative al caso studio:



6.4.2. Verifica a SLU di resistenza a taglio

Il taglio considerato è:

$$V_{Ed} = 24.61 \text{ kN}$$

che corrisponde al taglio massimo lungo l'elemento in corrispondenza della sezione I nella quale poggia la trave di mezzacasa. Questa deriva da combinazione di breve durata con neve assunta come carico principale.

La verifica è:

$$\tau_d/f_{v,d} = 0.119 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

- └ $\tau_d = 2/3 \cdot V_{Ed}/A_{eff} = 0.28 \text{ MPa}$
- └ $A_{eff} = k_{cr} \cdot b \cdot h = 589.6 \text{ cm}^2$

$$\lfloor k_{cr} = 0.67$$

$$\lfloor f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{v,k} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

6.4.3. Verifica a SLU di compressione inclinata

In corrispondenza dell'appoggio della capriata sulla trave di banchina si genera una compressione inclinata rispetto alla fibratura e deve quindi essere effettuata la verifica secondo il punto 6.2.2 delle EN1995-1-1.

La verifica a compressione inclinata di un angolo α rispetto alla fibratura si calcola come segue:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = 2.11 \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 3.29 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{c,\alpha,d} = N_{Ed} / A_{ef} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 93.7 \text{ kN} \quad (\text{Reazione vincolare verticale in comb. SLU-BD-S})$$

$$\lfloor A_{ef} = b \cdot l = 440 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor l = 200 \text{ mm}$$

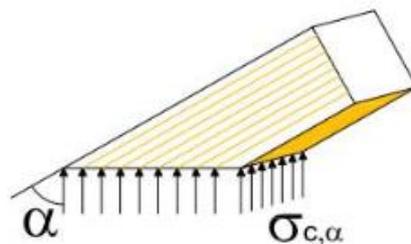
$$\lfloor b = 220 \text{ mm}$$

$$\lfloor k_{c,90} = 1.75$$

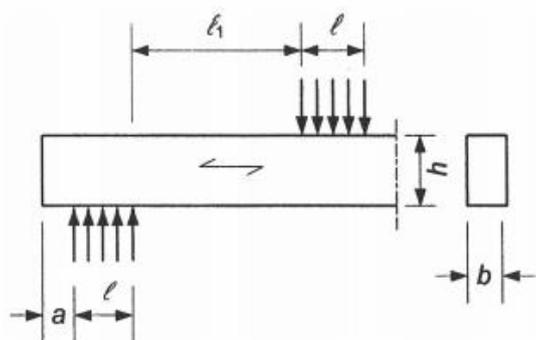
$$\lfloor \alpha = (90^\circ - 22^\circ) = 68^\circ$$

$$\lfloor f_{c,0,d} = 16 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{c,90,d} = 1.66 \text{ MPa}$$



Per elementi su appoggi discreti caricati con carichi concentrati più lontani dall'appoggio rispetto a $l_1 = 2h$ e legno laminare incollato con lunghezza di contatto $l \leq 400 \text{ mm}$: $k_{c,90} = 1.75$



6.4.4. Verifica a SLU di instabilità

Data la presenza sia di una compressione che di una flessione deve essere fatta la verifica a instabilità. Data la compresenza dei due effetti si verifica l'elemento sia a instabilità di compressione e flessione (6.3.2 delle EN1995-1-1) che a instabilità di flessione combinata a compressione (6.3.3 delle EN1995-1-1).

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$M_{Ed} = 54.04 \text{ kNm}$ Momento nella sezione I da combinazione BD-S

$N_{Ed} = 205.27 \text{ kN}$ Azione assiale di compressione nella sezione I da combinazione BD-S

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Verifica 1: flessione combinata a compressione

Si calcola il fattore di riduzione per instabilità in flessione:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - \lambda_{rel,m} & 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \lambda_{rel,m} > 1.4 \end{cases} \rightarrow k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} = 0.372$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = 173.72 \text{ MPa}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 5866.67 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{ef}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}} = 1019.2 \text{ kN/m}$$

$$\lfloor E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$

$$\lfloor G_{0,05} = 540 \text{ MPa}$$

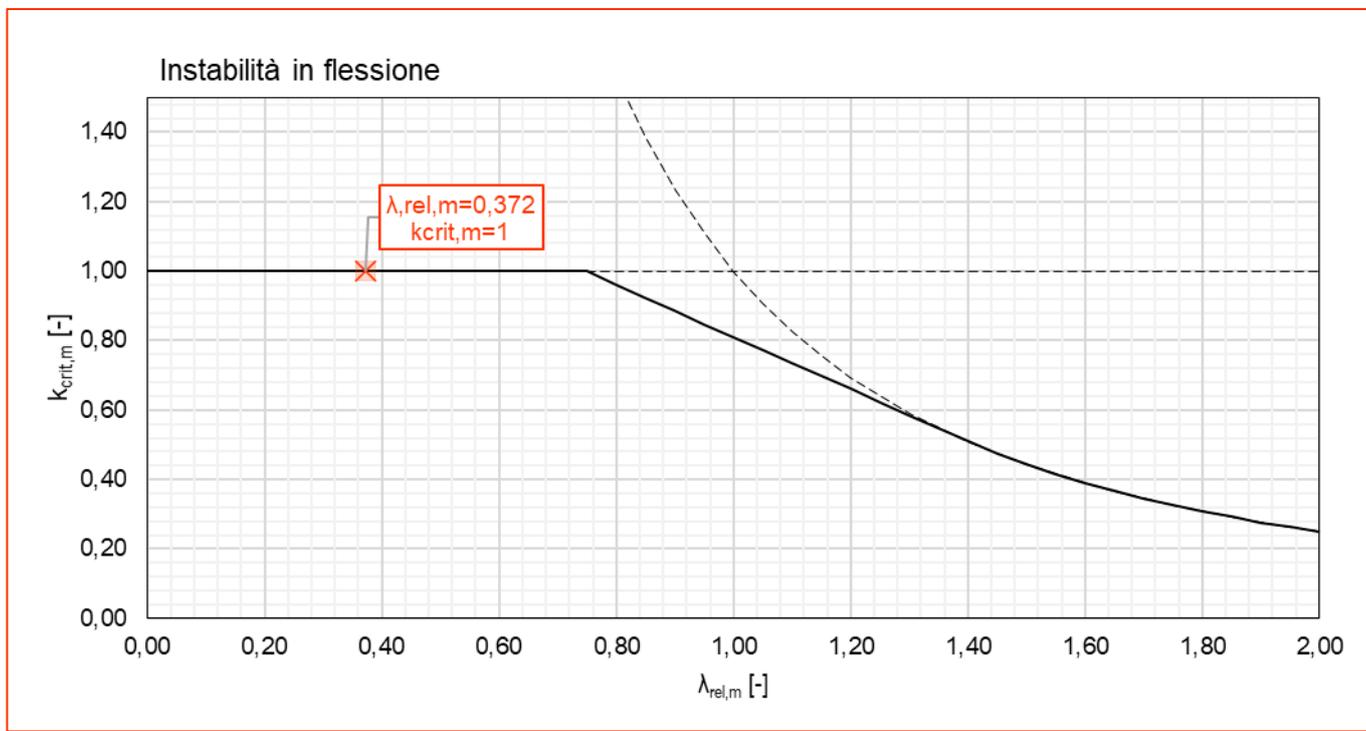
$$\lfloor I_z = b^3 \cdot h/12 = 35493 \text{ cm}^4$$

$$\lfloor I_{tor} = \frac{b^3 \cdot h}{3(1+0.6 \cdot b/h)} = 106747 \text{ cm}^4$$

$$\lfloor l_{ef} = 0.8 \cdot l_0 = 432 \text{ cm} \quad (F \text{ applicata in asse})$$

Riduzione per disposizione di carico (Forza concentrata in mezzeria)

$$\lfloor l_0 = l = 540 \text{ cm} \quad (\text{Nessun vincolo efficace, cautelativo})$$



Si calcola il fattore di riduzione per instabilità flessionale in compressione rispetto all'asse debole:

$$k_{c,z} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,z} \leq 0.3 \\ \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}} & \lambda_{rel,z} > 0.3 \end{cases} \rightarrow k_{c,z} = 0.491$$

$$\lfloor k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.468$$

$$\lfloor \beta_c = 0.1$$

$$\lfloor \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.353$$

$$\lfloor E_{0.05} = 9600 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{c,0,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \lambda_z = \frac{l_0}{\rho_{z,min}} = 85.03$$

$$\lfloor l_0 = 540 \text{ cm}$$

$$\lfloor \rho_{z,min} = \sqrt{\frac{I_z}{bh}} = 6.351$$

La verifica si effettua come segue:

$$(\sigma_{m,d}/k_{crit,m} \cdot f_{m,d})^2 + \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) = 0.603 \leq 1$$

(Verifica soddisfatta)

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 9.21 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 54.04 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 5866.67 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h / \gamma_m = 16.66 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0.1}; 1.1\} = 1.04$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \sigma_{c,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 205.27 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_{net} = b \cdot h = 880 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_m = 16.00 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor k_{c,z} = 0.491$$

Verifica 2: compressione combinata a flessione

Si calcola il fattore di riduzione per instabilità $k_{c,y}$:

$$k_{c,y} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,z} \leq 0.3 \\ \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}} & \lambda_{rel,z} > 0.3 \end{cases} \rightarrow k_{c,y} = 0.917$$

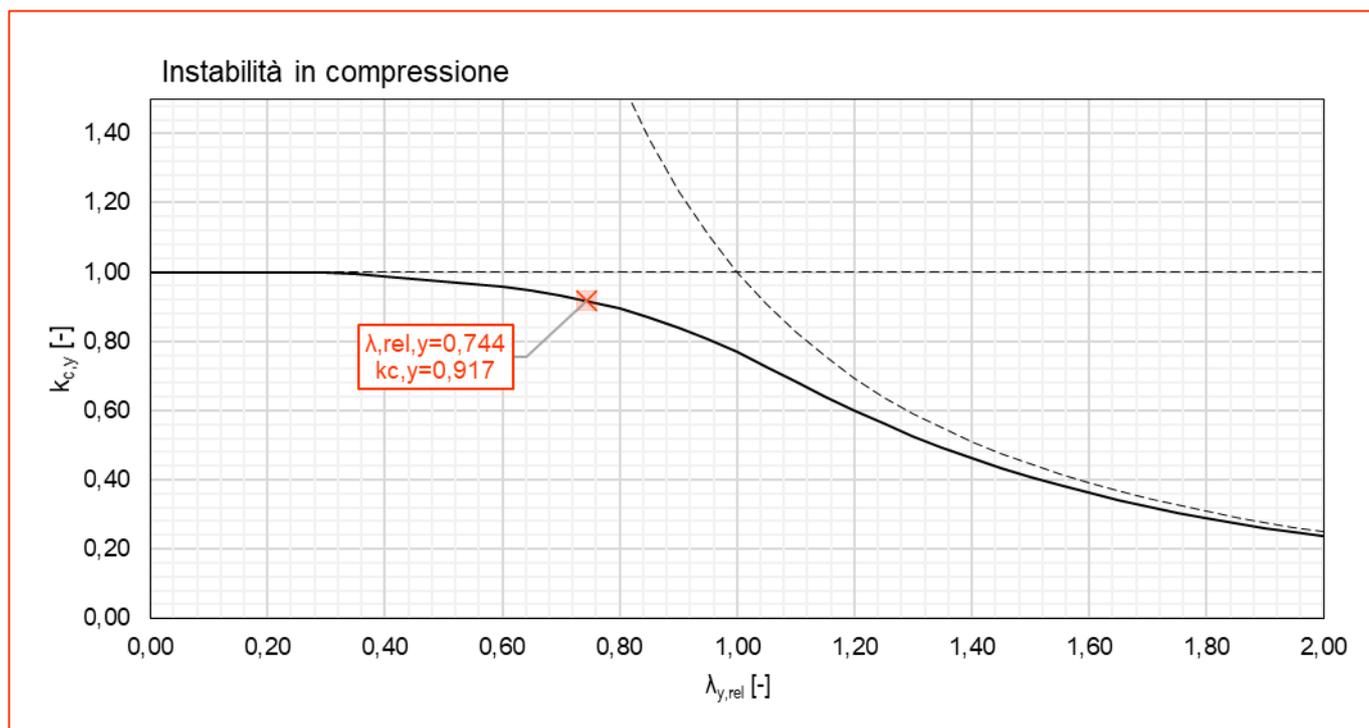
$$\lfloor k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.799$$

$$\lfloor \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.744$$

$$\lfloor \lambda_y = \frac{l_0}{\rho_{y,min}} = 46.765$$

$$\lfloor \rho_{y,min} = \sqrt{\frac{I_y}{bh}} = 11.55$$

$$\lfloor \beta_c = \begin{cases} 0.1 & \text{per legno lamellare} \\ 0.2 & \text{per legno massiccio} \end{cases}$$



Si calcola il fattore di riduzione per instabilità $k_{c,z}$:

$$k_{c,z} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,z} \leq 0.3 \\ \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}} & \lambda_{rel,z} > 0.3 \end{cases} \rightarrow k_{c,z} = 0.491$$

$$\lfloor k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.468$$

$$\lfloor \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 1.353$$

$$\lfloor \lambda_z = \frac{l_0}{\rho_{z,min}} = 85.03$$

$$\lfloor \rho_{z,min} = \sqrt{\frac{I_z}{bh}} = 6.351$$

Si effettua la verifica:

$$\begin{cases} \sigma_{m,d}/f_{m,d} + \sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) = 0.712 \leq 1 \\ k_m \sigma_{m,d}/f_{m,d} + \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) = 0.684 \leq 1 \end{cases} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 9.21 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 54.04 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 5866.67 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_m = 16.66 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0.1}; 1.1\} = 1.04$$

$$\lfloor k_m = \begin{cases} 0.70 & \text{sezioni rettangolari} \\ 1.00 & \text{altrimenti} \end{cases} \rightarrow 0.70$$

$$\lfloor \sigma_{c,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 205.27 \text{ kN}$$

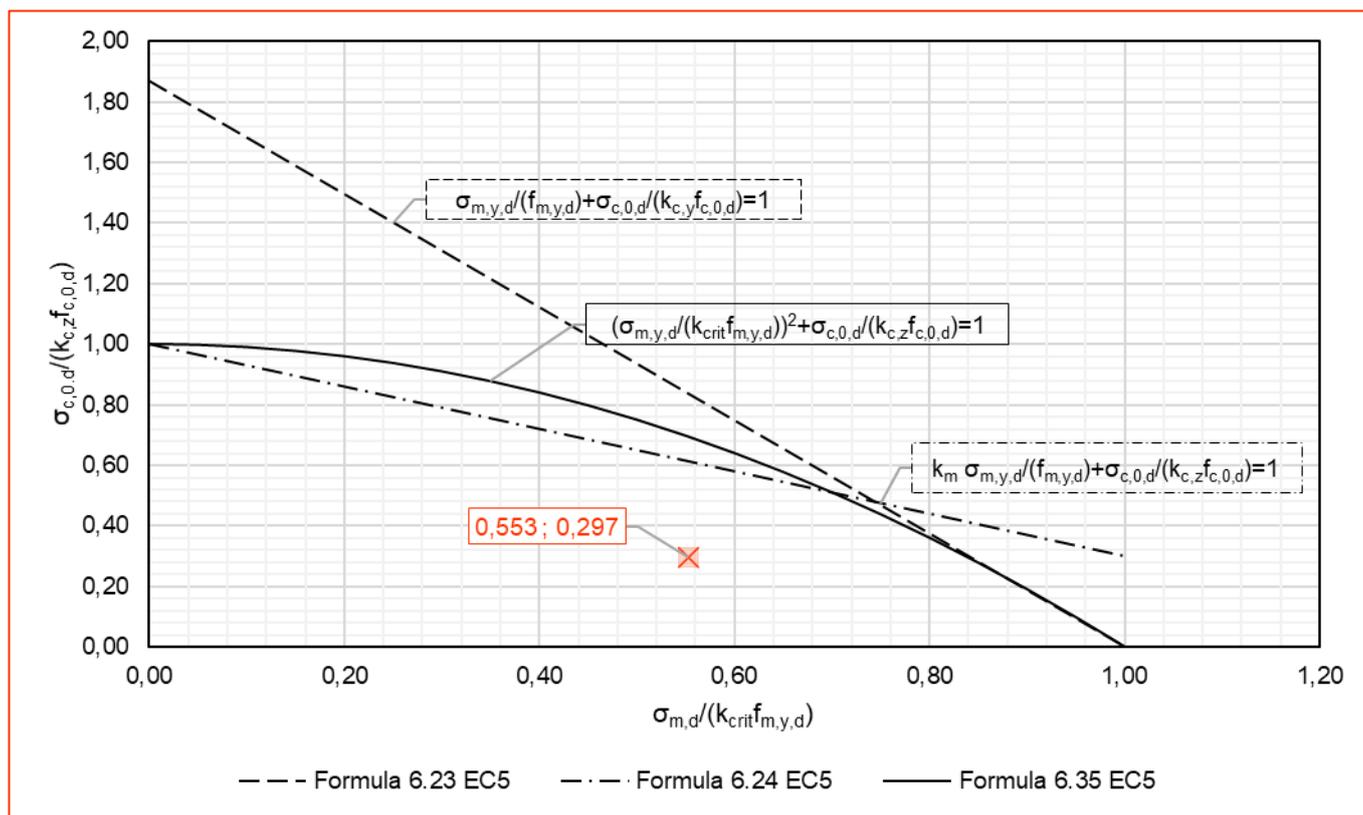
$$\lfloor A_{net} = b \cdot h = 880 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_m = 16.00 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

Confronto verifica 1 e verifica 2

Si confrontano graficamente i domini di resistenza delle due differenti verifiche in un diagramma ad assi adimensionalizzate:



6.4.5. Verifica a SLE di deformabilità

Si considera una classe di servizio 1.

Carichi

$$G_{1k,punt.} = 0.314 \text{ kN/m}$$

$$G_k = 13.98 \text{ kN}$$

$$Q_{k,s} = 21.28 \text{ kN}$$

$$Q_{k,cat} = 6.202 \text{ kN}$$

$$Q_{k,w} = 2.154 \text{ kN}$$

Coefficienti

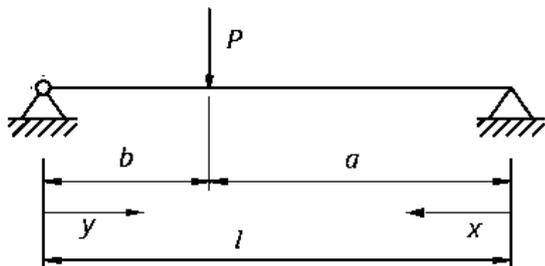
$$k_{def} = 0.6$$

La freccia del puntone è stata calcolata considerando i carichi concentrati derivanti dall'appoggio della trave di mezzacasa e dei relativi sovraccarichi in corrispondenza dei 2/5 L del puntone e il carico distribuito del peso proprio del puntone.

Si è inoltre trascurato il contributo del taglio in quanto il rapporto $h/l = 0.074 < 0.1$

La freccia dovuta al solo carico concentrato nel punto generico x (con $x < a$), si calcola come:

$$f_x(P) = \frac{Pbx(l^2 - b^2 - x)}{(6lEI)}$$



Sia $a = \frac{3}{5}L = 3235.6 \text{ mm}$ e $b = \frac{2}{5}L = 2157.1 \text{ mm}$, si ottiene che la deformazione è massima in corrispondenza di:

$$x = 0.6 \frac{\sqrt{-3(b^2 - l^2)}}{3} = 2853.53 \text{ mm} = x_{f_x \max}$$

Dove la freccia $f_{x \max}$ calcolata con carico P unitario risulta pari a 0.230 mm .

La freccia dovuta al carico distribuito q unitario è stata quindi calcolata in $x_{f_x \max}$, tramite la seguente formulazione:

$$f_x(q) = \frac{-q(2lx_{f_x \max}^3 - x_{f_x \max}^4 - l^3x_{f_x \max})}{(24EI)} = 0.813 \text{ mm}$$

La deformazione finale è definita come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Q2} + \dots$$

$$\lfloor w_{fin,G} = w_{ist,G} (1 + k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Q1} = w_{ist,Q1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$$

$$\lfloor w_{fin,Qj} = w_{ist,Qj} (\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{def})$$

$$\lfloor w_{ist} = f_x(Q) Q \quad \left(\text{con } f_x = \begin{cases} 0.230 \text{ mm} \\ 0.813 \text{ mm} \end{cases} \text{ e } Q = \begin{cases} G, Q_s, Q_{cat}, Q_w \text{ [kN]} \\ G_{1k,punt.} \text{ [kN/m]} \end{cases} \right)$$

$$\lfloor \chi = 1.2$$

$$\lfloor J = \frac{bh^3}{12} = 1.17 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

La deformazione istantanea totale è data dalla somma di più contributi:

$$w_{ist,tot} = (w_{ist,G} + w_{ist,Q_s} + \psi_{0,cat} w_{ist,Q_{cat}} + \psi_{0,w} w_{ist,Q_w}) + w_{ist,G_{1k,punt.}} = 8.65 \text{ mm}$$

La deformazione finale totale è stata calcolata come:

$$w_{fin} = (w_{ist,G} (1 + k_{def}) + w_{ist,Q_s} (1 + \psi_{2,s} k_{def}) + w_{ist,Q_{cat}} (\psi_{0,cat} + \psi_{2,cat} k_{def}) + w_{ist,Q_w} (\psi_{0,w} + \psi_{2,w} k_{def})) + w_{ist,P_p} (1 + k_{def}) = 10.73 \text{ mm}$$

Le verifiche da effettuare sono:

$$w_{ist,tot} = 8.65 \leq L/300 = 17.98 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$w_{fin,tot} = 10.73 \leq L/200 = 26.96 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

Il limite sulla deformazione istantanea è quindi soddisfatto anche sotto i soli carichi variabili.

6.5. Capriata - catena

La catena della capriata è sollecitata ad azioni di trazione. Le azioni a cui è soggetto sono visualizzabili nella sezione dedicata al calcolo degli effetti dovuti ai carichi.

L'elemento ha le seguenti caratteristiche:

Materiale: GL24h

Lunghezza: $l = 10.00 \text{ m}$

Sezione: $b = 0.200 \text{ m}$ $h = 0.280 \text{ m}$

6.5.1. Verifica a SLU di resistenza a trazione

Viene effettuata la verifica tenendo conto del massimo valore di sforzo assiale agente sull'elemento.

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$$N_{Ed} = 184.31 \text{ kN} \quad \text{Sforzo assiale di trazione da combinazione BD-S}$$

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Si effettua la verifica:

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} = 0.238 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{t,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 3.29 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 184.31 \text{ kN}$$

$$\lfloor A_{net} = b \cdot h = 560 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot f_{t,0,k} \cdot k_h/\gamma_m = 13.81 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor f_{t,0,k} = 19.2 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.08$$

6.5.2. Verifica a SLE di deformabilità

Si considera una classe di servizio 1.

Carichi

$$G_{1,k} = 0.216 \text{ kN/m}$$

Coefficienti

$$k_{def} = 0.6$$

La deformazione finale della catena è dovuta unicamente al peso proprio dell'elemento strutturale, ed è definita come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} = w_{ist,G} (1 + k_{def}) = 10.82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \lfloor \quad w_{ist,G} &= \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ} + \chi \frac{qL^2}{8GA} = 6.76 \text{ mm} && \text{def. istantanea relativa al carico } q = G_{1,k} \\ \lfloor \quad \chi &= 1.2 \\ \lfloor \quad A &= 56000 \text{ mm}^2 \\ \lfloor \quad J &= \frac{bh^3}{12} = 3.66 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Le verifiche da effettuare sono:

$$w_{ist,tot} = 6.76 \leq L/300 = 33.33 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$w_{fin,tot} = 10.82 \leq L/200 = 50 \text{ mm} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

Il limite sulla deformazione istantanea è quindi soddisfatto anche sotto i soli carichi variabili.

6.6. Puntone di copertura

Il puntone diagonale di copertura è sollecitato ad azioni di flessione combinata a compressione/trazione. Sono presenti anche azioni di taglio sull'elemento. Le azioni a cui è soggetto sono visualizzabili nella sezione dedicata al calcolo degli effetti dovuti ai carichi.

L'elemento è costituito da:

Materiale: GL24h

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

$$b = 24 \text{ cm} \quad h = 48 \text{ cm} \quad L = 7.33 \text{ m}$$

6.6.1. Verifica a SLU di resistenza in pressoflessione

Viene effettuata la verifica a pressoflessione. Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$$M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm} \quad \text{Momento nella sezione J da combinazione BD-S}$$

$$N_{Ed} = -8.44 \text{ kN} \quad \text{Sforzo normale nella sezione K da combinazione BD-S}$$

Cautelativamente si considerano il momento massimo lungo l'elemento e lo sforzo assiale massimo lungo l'elemento sebbene questi non agiscano nella stessa sezione. Così facendo si conserva un margine di sicurezza supplementare.

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Si considera come rilevante ai fini delle verifiche il momento flettente e lo sforzo assiale da azione di breve durata.

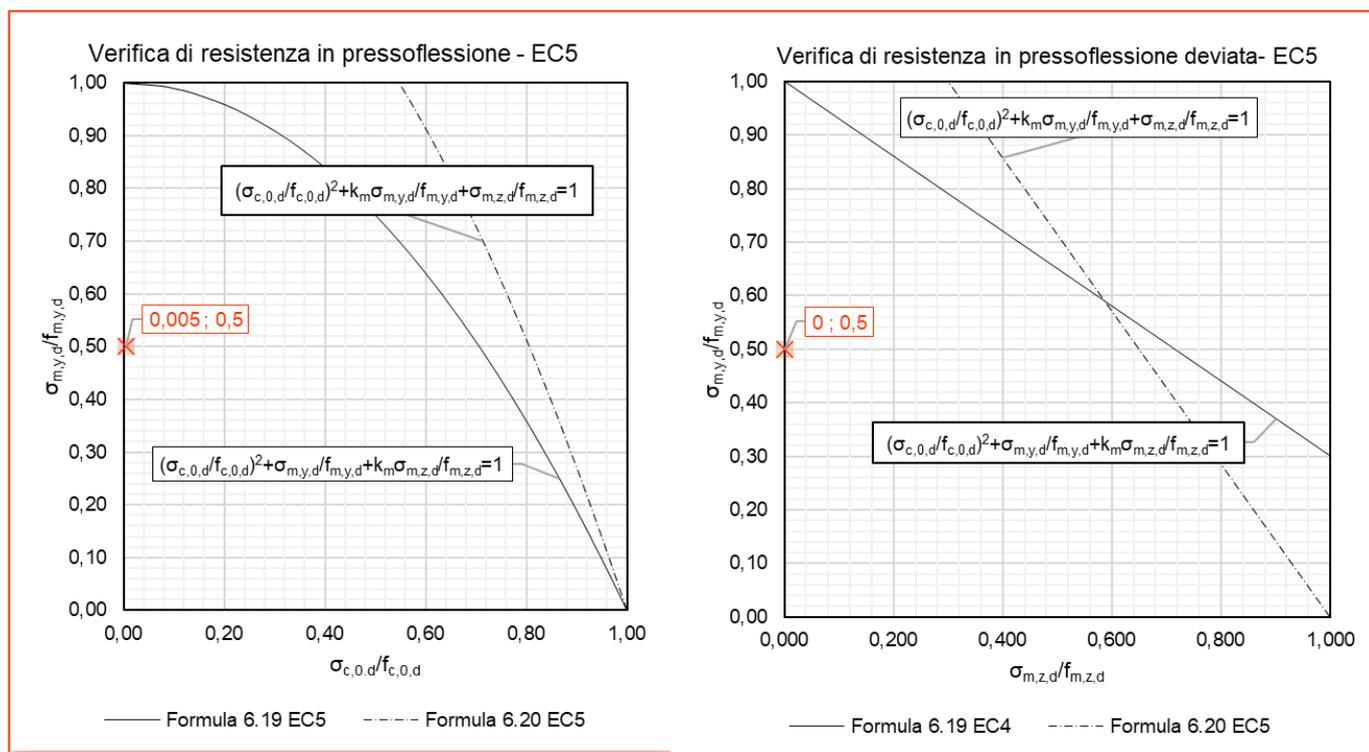
$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0.500 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \quad \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 8.18 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \quad M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \lfloor W_y &= bh^2/6 = 9216 \text{ cm}^3 \\ \lfloor f_{m,d} &= k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h / \gamma_m = 16.36 \text{ MPa} \\ \lfloor f_{m,k} &= 24.0 \text{ MPa} \\ \lfloor k_h &= \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.02 \\ \lfloor \sigma_{c,0,d} &= N_{Ed} / A_{net} = 0.07 \text{ MPa} \\ \lfloor N_{Ed} &= 8.44 \text{ kN} \\ \lfloor A_{net} &= b \cdot h = 1152 \text{ cm}^2 \\ \lfloor f_{c,0,d} &= k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_m = 16.00 \text{ MPa} \\ \lfloor k_{mod} &= 0.9 \\ \lfloor f_{c,0,k} &= 24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Si illustrano i diagrammi con il dominio di resistenza e le azioni adimensionalizzate relative al caso studio:



6.6.2. Verifica a SLU di resistenza in tensoflessione

Si effettua la verifica a tensoflessione. Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm}$ Momento nella sezione J da combinazione BD-S

$N_{Ed} = 9.14 \text{ kN}$ Sforzo normale di trazione nella sezione F da combinazione BD-S

Cautelativamente si considerano il momento massimo lungo l'elemento e lo sforzo assiale massimo lungo l'elemento sebbene questi non agiscano nella stessa sezione. Così facendo si conserva un margine di sicurezza supplementare.

Dato che il momento è lo stesso della verifica in pressoflessione e gli sforzi assiali sono di modesta entità non ci si attende un esito differente della verifica rispetto a quella di pressoflessione.

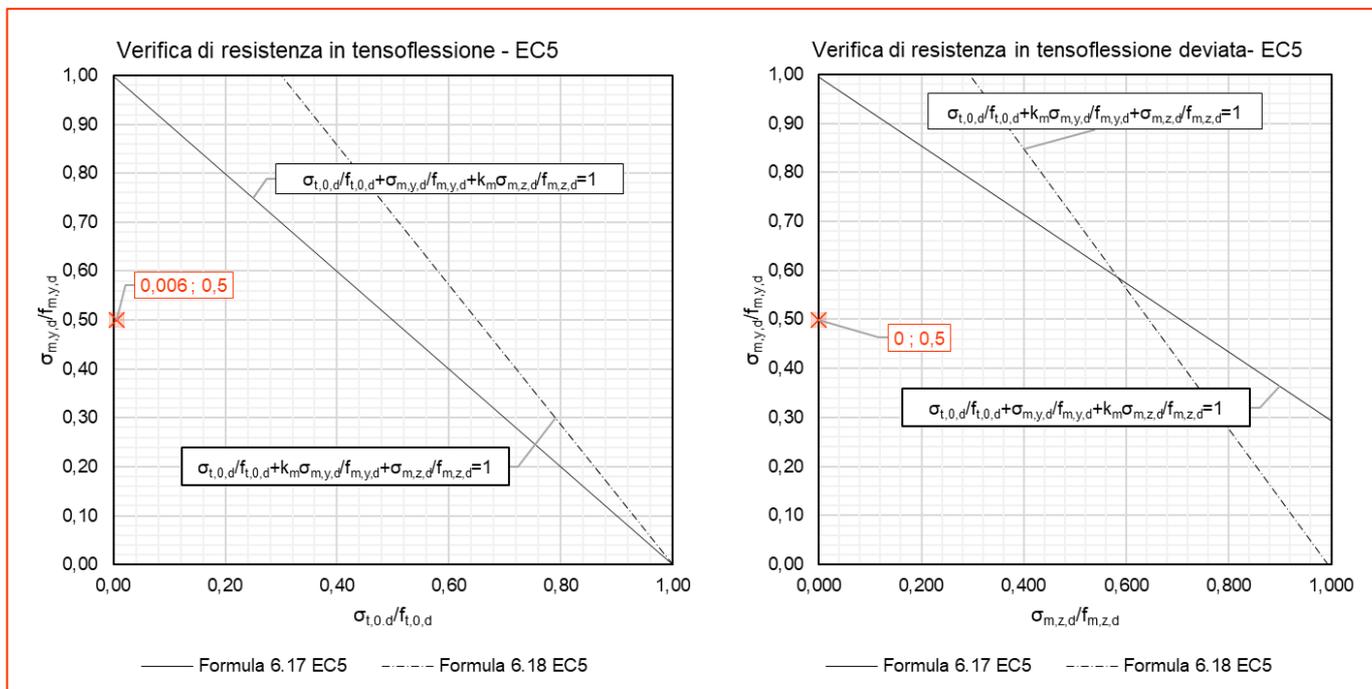
Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Deve essere verificata la disequaglianza più severa secondo EN1995-1-1 ovvero:

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0.506 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

- └ $\sigma_{t,0,d} = N_{t,Ed}/A_{net} = 0.08 \text{ MPa}$
 - └ $N_{t,Ed} = 9.14 \text{ kN}$
 - └ $A_{net} = 720 \text{ cm}^2$
- └ $f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot f_{t,0,k}/\gamma_M = 13.09 \text{ MPa}$
 - └ $f_{t,0,k} = 19.2 \text{ MPa}$
 - └ $\gamma_M = 1.35$
- └ $\sigma_{m,y,d} = 8.18 \text{ MPa}$
 - └ $M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm}$
 - └ $W_y = bh^2/6 = 9216 \text{ cm}^3$
- └ $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k}/\gamma_M = 16.36 \text{ MPa}$
 - └ $f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$
 - └ $k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.00$



6.6.3. Verifica a SLU di resistenza a taglio

Il taglio considerato è:

$$V_{Ed} = 32.00 \text{ kN}$$

che corrisponde al taglio massimo lungo l'elemento in corrispondenza della sezione F nella quale il puntone poggia sulla capriata. Questa deriva da combinazione di breve durata con neve assunta come carico principale.

La verifica è:

$$\tau_d / f_{v,d} = 0.118 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\lfloor \tau_d = 2/3 \cdot V_{Ed} / A_{eff} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{eff} = k_{cr} \cdot b \cdot h = 771.84 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor k_{cr} = 0.67$$

$$\lfloor f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{v,k} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

6.6.4. Verifica a SLU di instabilità

Data la presenza sia di una compressione che di una flessione deve essere fatta la verifica a instabilità. Dato che prevale la flessione si effettua la verifica con la sola formulazione secondo punto 6.3.3 delle EN1995-1-1.

Si considera una luce pari alla distanza lungo l'asse che intercorre tra appoggio sulla capriata e appoggio sulla trave di banchina:

$$l = 5.000 \cdot \sqrt{2} / \cos \beta = 7.33 \text{ m} \quad (\beta = 15.9^\circ)$$

Gli effetti derivano da combinazione di breve durata con carico da neve assunto come principale. Si considera:

$$M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm} \quad \text{Momento nella sezione J da combinazione BD-S}$$

$$N_{Ed} = -8.44 \text{ kN} \quad \text{Sforzo normale nella sezione K da combinazione BD-S}$$

Cautelativamente si considerano il momento massimo lungo l'elemento e lo sforzo assiale massimo lungo l'elemento sebbene questi non agiscano nella stessa sezione. Così facendo si conserva un margine di sicurezza supplementare.

Si impiega:

$$k_{mod} = 0.9$$

Verifica: flessione combinata a compressione

Si calcola il fattore di riduzione per instabilità in flessione:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - \lambda_{rel,m} & 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \lambda_{rel,m} > 0.75 \end{cases} \rightarrow k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} = 0.459$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = 114.1 \text{ MPa}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 9216 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{ef}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}} = 1051.4 \text{ kNm}$$

$$\lfloor E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$

$$\lfloor G_{0,05} = 540 \text{ MPa}$$

$$\lfloor I_z = b^3 \cdot h/12 = 55296 \text{ cm}^4$$

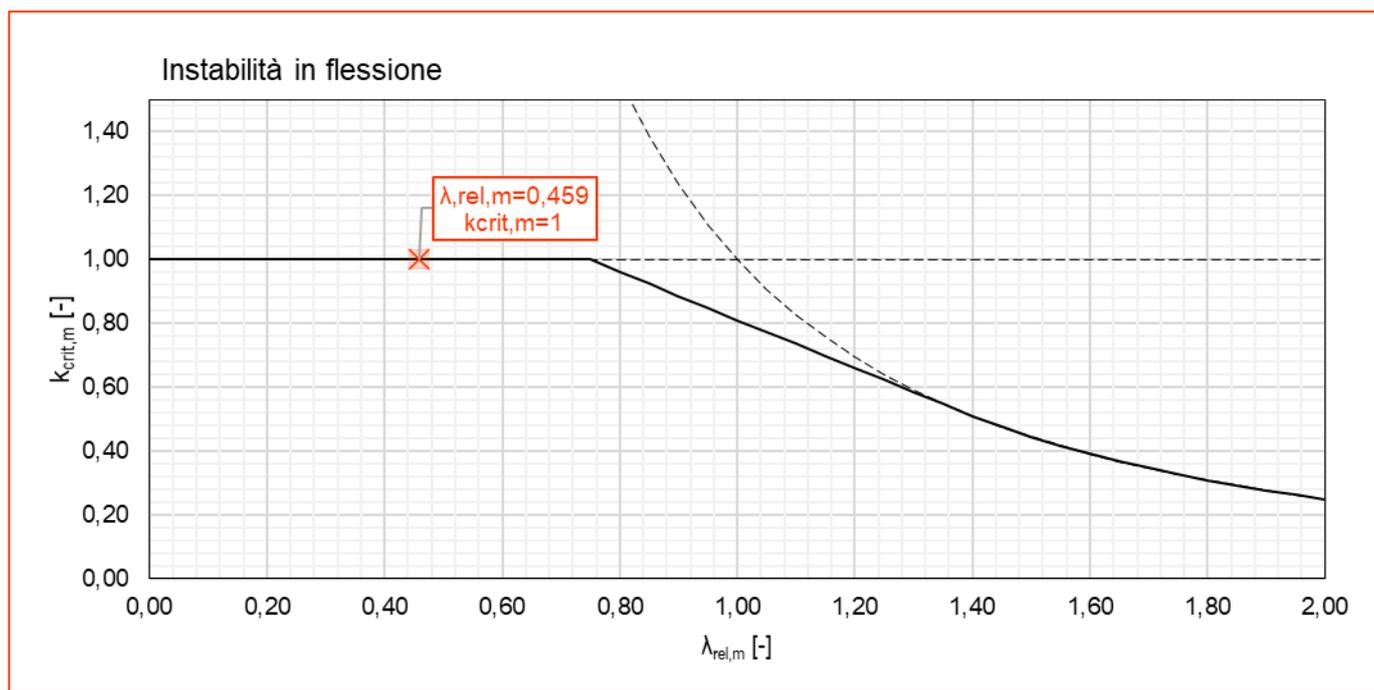
$$\lfloor I_{tor} = \frac{b^3 \cdot h}{3(1+0.6 \cdot b/h)} = 170142 \text{ cm}^4$$

$$\lfloor l_{ef} = 0.9 \cdot l_0 = 660 \text{ cm} \quad (F \text{ e } q \text{ applicati in asse})$$

Riduzione per disposizione di carico (Carico distribuito)

Si considera la distribuzione di carico più cautelativa

$$\lfloor l_0 = l = 733 \text{ cm}$$



Si calcola il fattore di riduzione per instabilità flessionale in compressione rispetto all'asse debole:

$$k_{c,z} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,z} \leq 0.3 \\ \frac{1}{k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}} & \lambda_{rel,z} > 0.3 \end{cases} \rightarrow k_{c,z} = 0.329$$

$$\lfloor k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2) = 1.987$$

$$\lfloor \beta_c = 0.1$$

$$\lfloor \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1.684$$

$$\lfloor E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{c,0,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \lambda_z = \frac{l_0}{\rho_{z,min}} = 105.8$$

$$\lfloor l_0 = l = 733 \text{ cm}$$

$$\lfloor \rho_{z,min} = \sqrt{\frac{I_z}{bh}} = 6.928$$

La verifica si effettua come segue:

$$(\sigma_{m,d}/k_{crit,m} \cdot f_{m,d})^2 + \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) = 0.264 \leq 1$$

(Verifica soddisfatta)

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed}/W_y = 8.18 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 75.36 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 9216 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h/\gamma_m = 16.36 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1.1\} = 1.02$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \sigma_{c,0,d} = N_{Ed}/A_{net} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\lfloor N_{Ed} = 8.44 \text{ kN}$$

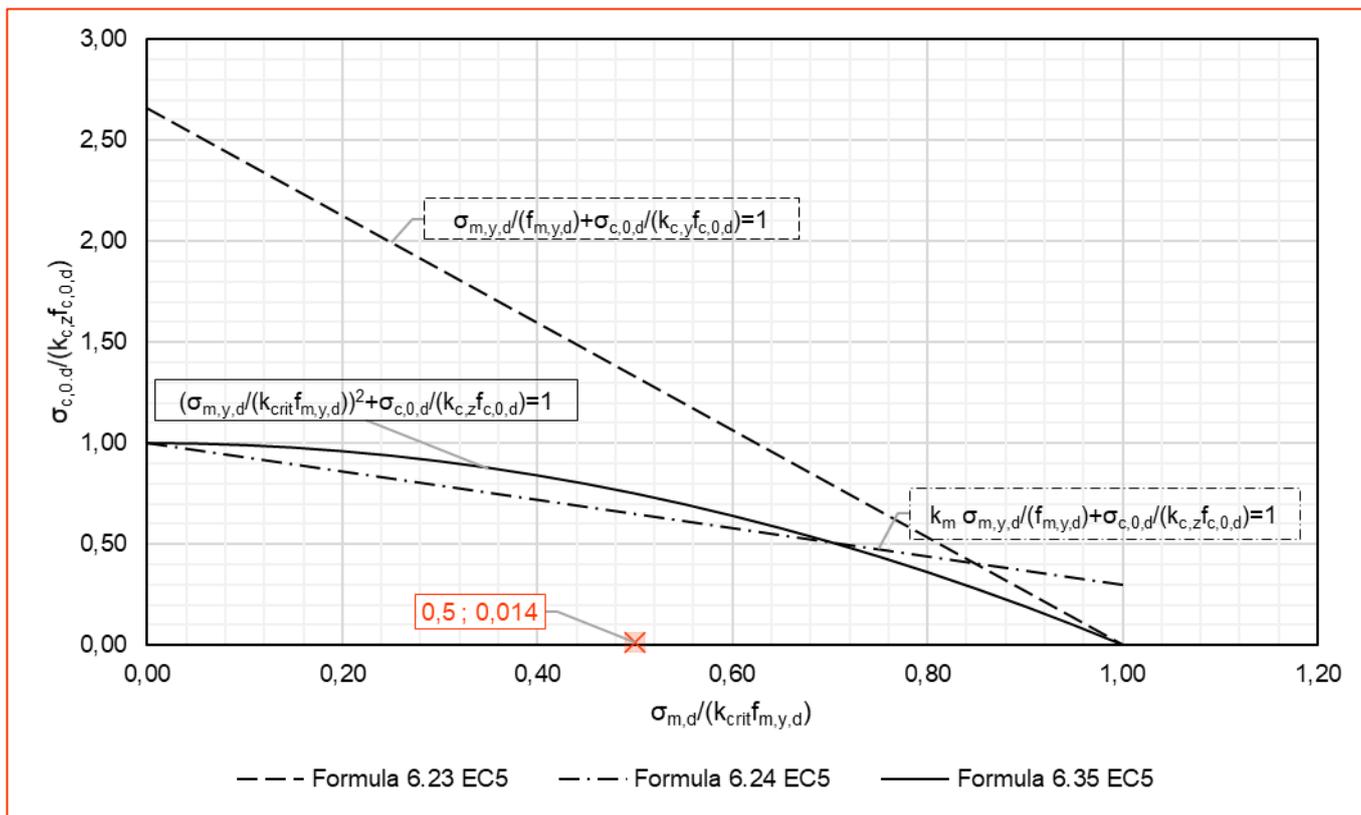
$$\lfloor A_{net} = b \cdot h = 1152 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k}/\gamma_m = 16.00 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{crit,m} = 1.000$$

$$\lfloor k_{c,z} = 0.329$$

Dato il basso sforzo assiale e dato che la verifica a instabilità laterale non risulta critica poiché $k_{crit,m} = 1.00$ la verifica è simile a quella di resistenza a pressoflessione effettuata in precedenza.



6.7. Passafuori

Sull'elemento sono presenti anche azioni di sforzo assiale non considerate perché di modesta entità.

Date le analogie di geometria e carico con la trave secondaria, non ci si attende che le verifiche di resistenza siano critiche. Ci si limita ad effettuare la verifica a flessione a momento negativo. Dato che le fibre inferiori (non vincolate lateralmente) sono compresse si effettua la verifica a instabilità LT. La geometria è:

$$b = 0.120 \text{ m} \quad h = 0.20 \text{ m} \quad L = L_0/2 = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Quindi } L_0 = 2.80 \text{ m}$$

Il materiale è GL24h.

6.7.1. Verifica a SLU di resistenza a flessione

L'azione considerata è:

$$M_{Ed} = 2.77 \text{ kNm}$$

Momento massimo agente in A in combinazione di SLU sfavorevole di breve durata con carico da neve assunto come principale sullo sbalzo

Ad essa è associato quindi il valore $k_{mod} = 0.90$.

La verifica da effettuare è:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0.197 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor \sigma_{m,d} = M_{Ed} / W_y = 3.46 \text{ MPa}$$

$$\lfloor M_{Ed} = 2.77 \text{ kNm}$$

$$\lfloor W_y = bh^2/6 = 800 \text{ cm}^3$$

$$\lfloor f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_h / \gamma_m = 17.60 \text{ MPa}$$

$$\lfloor f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_h = \min\{(600/h)^{0.1}; 1.1\} = 1.100$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.35$$

6.7.2. Verifica a SLU di instabilità in flessione

Risulta un fattore $k_{crit,m} = 1.00$. La verifica non risulta quindi critica e coincide con quella di resistenza in flessione.

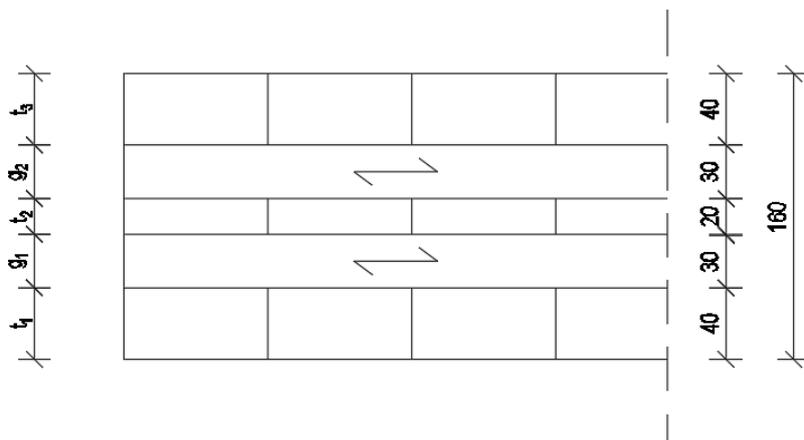
7. VERIFICHE SUGLI ELEMENTI IN CLT

7.1. Solaio

Si riportano le azioni massime calcolate:

$$M_{max} = M(AB) = Q_{d,SLU} \cdot L^2/8 = 8.26 \text{ KNm}$$

$$V_{max} = V(A) = -V(B) = Q_{d,SLU} \cdot L/2 = 10.86 \text{ KN}$$



7.1.1. Calcolo del momento d'inerzia efficace

Si deve preliminarmente calcolare il momento d'inerzia efficace del pannello. Si impiegano i parametri:

$B = 1.000 \text{ m}$ lunghezza di riferimento del pannello

$l = 3.040 \text{ m}$ lunghezza del pannello

$h_1 = h_3 = 40 \text{ mm}$

$h_2 = 20 \text{ mm}$

$g = g_1 = g_2 = 30 \text{ mm}$

Si calcola l'area per unità di lunghezza degli strati resistenti:

$A_1 = A_3 = h_1 = 400 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_2 = h_2 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}$

Momento d'inerzia efficace:

$J_1 = J_3 = B \cdot h_1^3/12 = 533.3 \text{ cm}^4$

$J_2 = B \cdot h_2^3/12 = 66.7 \text{ cm}^4$

$\gamma_1 = \gamma_3 = 1 / \left(1 + \left(\pi^2 \cdot E_{0,mean} \cdot t_1 \cdot t_2 / (G_{rs} \cdot l^2) \right) \right) = 0.830$

$\gamma_2 = 1.000$

$a_i =$ distanze tra il baricentro di una tavola e il baricentro della sezione

$a_2 = 0 \text{ mm}$

$$a_1 = 60 \text{ mm}$$

$$a_3 = 60 \text{ mm}$$

$$J_{eff} = J_1 + J_2 + J_3 + \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + \gamma_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 + \gamma_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2 = 25047.6 \text{ cm}^4$$

7.1.2. Resistenza a flessione

$$M_{Ed} = M_{max} = 8.26 \text{ KNm}$$

La tensione viene calcolata come somma di due contributi, uno di tipo rettangolare e uno di tipo triangolare per ognuno dei 3 strati resistenti. Si prenderà poi in considerazione quella massima.

$$\sigma_{m,i,d} = \sigma_i + \sigma_{i,1}$$

$$\text{Rettangolare: } \sigma_i = \frac{\gamma_i \cdot a_i \cdot M_{Ed}}{J_{eff}}$$

$$\text{Triangolare: } \sigma_{m,i} = \frac{0,5 \cdot t_i \cdot M_{Ed}}{J_{eff}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \frac{0,907 \cdot 60 \cdot 8.26 \cdot 10^6}{2.50 \cdot 10^8} = 1.642 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0$$

$$\sigma_{m,1} = \sigma_{m,3} = \frac{0,5 \cdot 40 \cdot 8.26 \cdot 10^6}{2.50 \cdot 10^8} = 0.659 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 8.26 \cdot 10^6}{2.50 \cdot 10^8} = 0.330 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,1,d} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} = 2.302 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2,d} = \sigma_2 + \sigma_{m,2} = 0.330 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,3,d} = \sigma_3 + \sigma_{m,3} = 2.302 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,1,d} = \sigma_{m,3,d} = 2.302 \text{ MPa}$$

La verifica da effettuare è:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0.158 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\perp f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot k_{sys} / \gamma_m = 14.57 \text{ MPa}$$

7.1.3. Resistenza a taglio

$$V_{Ed} = V_{max} = 10.86 \text{ KN}$$

La verifica da effettuare è:

$$\tau_d / f_{v,d} = 0.040 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\tau_{max} = \frac{\gamma_3 A_3 a_3 + b(h_2)^2 / 8}{b \cdot J_{eff}} \cdot V_{Ed} = \frac{0,907 \cdot 40000 \cdot 60 + 1000 \cdot 20^2 / 8}{1000 \cdot 2.50 \cdot 10^8} \cdot 10.86 \cdot 10^3 = 0.089 \text{ MPa}$$

$$\perp f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 2.21 \text{ MPa}$$

7.1.4. Resistenza a rolling shear

$$V_{Ed} = V_{max} = 10.86 \text{ KN}$$

La verifica da effettuare è:

$$\tau_{rs,d}/f_{v,rs,d} = 0.236 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor f_{v,rs,d} = k_{mod} \cdot \frac{2 \cdot f_{t,90,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{0,4 \cdot 2}{1,45} = 0,441 \text{ MPa}$$

$$\lfloor S_{rs,x,net} = A_1 a_1 = 40000 \cdot 60 = 2.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\lfloor \tau_{rs,d} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{rs,x,net}}{b \cdot J_{eff}} = \frac{10.86 \cdot 10^3 \cdot 2.4 \cdot 10^6}{1000 \cdot 2.50 \cdot 10^8} = 0.104 \text{ MPa}$$

7.1.5. Resistenza a compressione all'appoggio

$$V_{Ed} = V_{max} = 10.86 \text{ KN}$$

La verifica da effettuare è:

$$\sigma_{c,90,d}/k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 0.450 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{2,5}{1,45} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \sigma_{c,90,d} = V_{Ed}/A_{eff} = 1.086 \text{ MPa}$$

$$\lfloor A_{eff} = l_{eff} \cdot b = 100 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor k_{c,90} = 1.75$$

7.1.6. Verifica sulla freccia

Si verifica il rispetto dei limiti sia per la freccia istantanea sia per la freccia finale. La freccia limite, riportata nel prospetto 7.2 dell'EC5, viene scelta pari a $l/500$ per quella istantanea e pari a $l/300$ per quella finale.

La verifica per la freccia istantanea è:

$$w_{ist,tot}/u_{lim,ist} = 0.262 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor u_{lim,ist} = l/500 = 6.08 \text{ mm}$$

$$\lfloor w_{ist,tot} = w_{ist,G} + w_{ist,Qcat.A} = 0.78 + 0.81 = 1.59 \text{ mm}$$

$$\lfloor w_{ist} = \frac{5 \cdot q_{d,SLE} \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot J_{eff}}$$

La verifica per la freccia finale è:

$$w_{fin,tot}/u_{lim,fin} = 0.218 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor u_{lim,fin} = l/300 = 10.13 \text{ mm}$$

$$\lfloor w_{fin,tot} = w_{ist,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{ist,Qcat.A} \cdot (1 + \psi_{2,Cat.A} \cdot k_{def}) = 2.21 \text{ mm}$$

$$\lfloor k_{def} = 0.6$$

7.1.7. Verifica sulle vibrazioni

Si deve verificare che siano soddisfatte due condizioni, una sulla freccia verticale derivante da un carico concentrato F di 1 kN, che simuli il passo di una persona, ed una sulla velocità iniziale derivante da un carico impulsivo agente sul solaio.

$$\frac{w}{F} \leq a \quad - \text{ espresso in: mm/kN}$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad - \text{ espresso in: m/(Ns}^2\text{)}$$

L'appendice nazionale fissa i valori di a e b pari a:

$$a = 1 \text{ mm/kN}$$

$$b = 120$$

L'eurocodice, al paragrafo 7.3.1.(3) consiglia di prendere il coefficiente di smorzamento pari a:

$$\zeta = 0.01$$

Lunghezza del solaio: $l = 3.04 \text{ m}$

Larghezza del solaio: $B = 4.28 \text{ m}$

Massa per unità di area del solaio: $m = 194 \text{ kg/m}^2$

$$w = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot E_{0,mean} \cdot J_{eff}} = 0.212 \text{ mm}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{E_{0,mean} \cdot J_{eff}}{m}} = 20.256 \text{ Hz}$$

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{m \cdot B \cdot l + 200} = 0.0032$$

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{B}{l} \right)^4 \frac{E_{0,mean} \cdot J_{eff}}{E_{0,mean} \cdot J_{eff,perp}} \right\}^{0,25} = 2.952$$

$$J_{eff,perp} = 3758.4 \text{ cm}^4$$

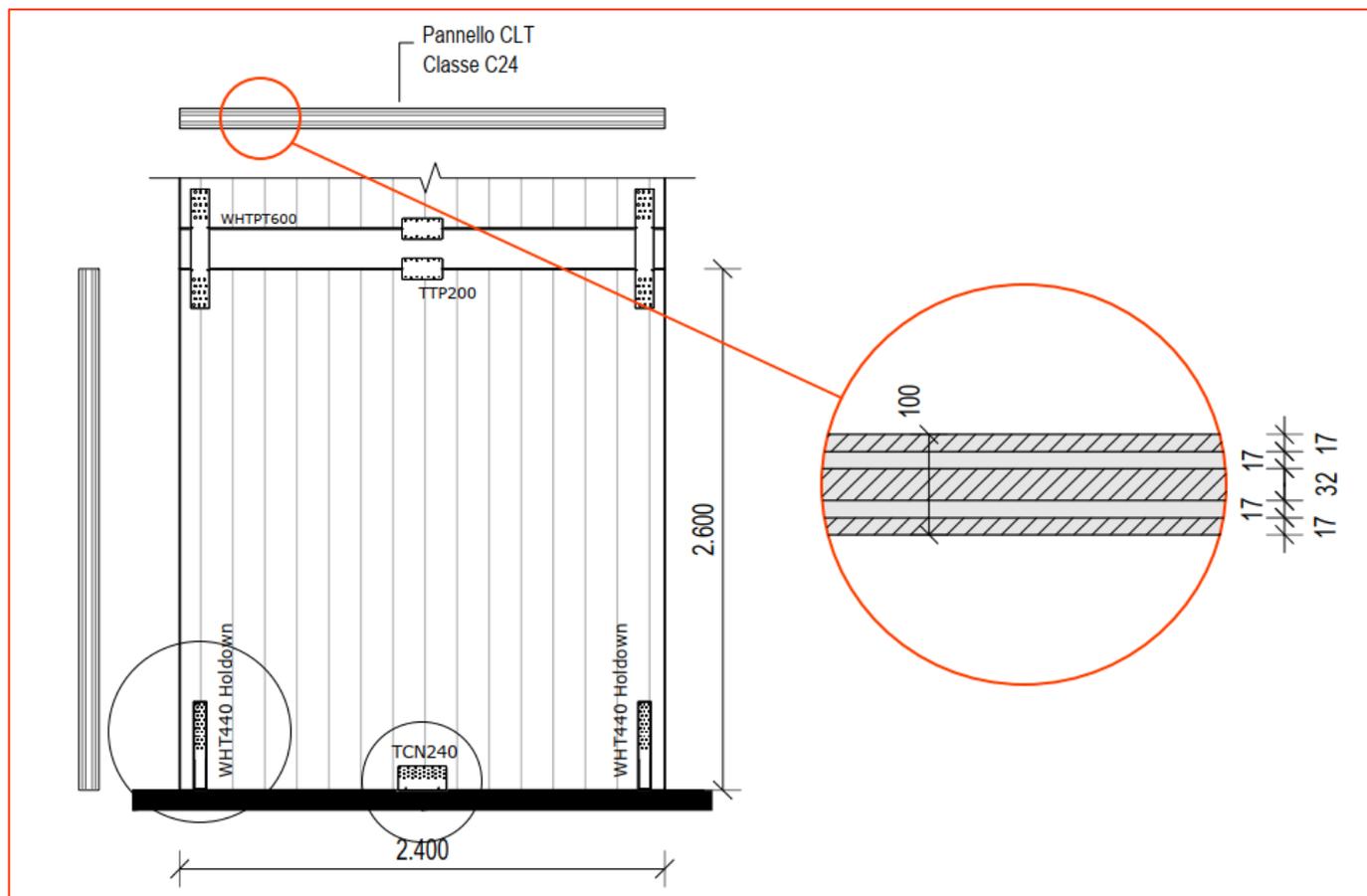
Dove $J_{eff,perp}$ è il momento d'inerzia efficace lungo la direzione non principale del solaio. Viene calcolato analogamente a quanto precedentemente riportato per il calcolo di J_{eff}

Sostituendo i valori, le due verifiche risultano:

$$0.212 \leq 1 \quad \text{Verificata}$$

$$0.0032 \leq 0.0219 \quad \text{Verificata}$$

7.2. Parete



7.2.1. Calcolo del momento d'inerzia efficace

Si deve preliminarmente calcolare il momento d'inerzia efficace del pannello. Si impiegano i parametri:

$B = 1.000 \text{ m}$ lunghezza di riferimento del pannello

$l = 2.600 \text{ m}$ altezza del pannello

$h_1 = h_3 = 17 \text{ mm}$

$h_2 = 32 \text{ mm}$

$g = g_1 = g_2 = 17 \text{ mm}$

Si calcola l'area per unità di lunghezza degli strati resistenti:

$A_1 = A_3 = h_1 = 170 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_2 = h_2 = 320 \text{ cm}^2/\text{m}$

Modulo di scorrimento:

$k/g = k_1/g_1 = k_2/g_2 = G_{rs} \cdot B/g = 4058.8 \text{ N/mm}^2$

└ $G_{rs} = 69 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia efficace:

$J_1 = J_3 = B \cdot h_1^3/12 = 40.9 \text{ cm}^4$

$$J_2 = B \cdot h_2^3 / 12 = 273.1 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = 1 / \left(1 + \left(\pi^2 \cdot E_{0,mean} \cdot A_1 / (k/g \cdot l^2) \right) \right) = 0.937$$

$$\gamma_2 = 1.000$$

$$a_2 = [\gamma_1 \cdot A_1 (h_1/2 + g + h_2/2) - \gamma_3 \cdot A_3 (h_2/2 + g + h_3/2)] / (\gamma_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot A_3) = 0.0 \text{ mm}$$

$$a_1 = h_1/2 + g + h_2/2 - a_2 = 41.5 \text{ mm}$$

$$a_3 = h_2/2 + g + h_3/2 - a_2 = 41.5 \text{ mm}$$

$$J_{eff} = J_1 + J_2 + J_3 + \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + \gamma_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 + \gamma_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2 = 5841.54 \text{ cm}^4$$

7.2.2. Verifica a SLU di instabilità in compressione

Si calcola il coefficiente k_c impiegato nella verifica a instabilità:

$$k_c = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2} \right) = 0.387$$

$$\lfloor k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2) = 1.716$$

$$\lfloor \beta_c = 0.2$$

$$\lfloor \lambda_{rel} = \lambda_{eff} / \pi \cdot \sqrt{f_{c,0,k} / E_{0,05}} = 1.482$$

$$\lfloor f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$$

$$\lfloor E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \lambda_{eff} = l \cdot \sqrt{A_{tot} / J_{eff}} = 87.39$$

$$\lfloor l = 2.600 \text{ m}$$

$$\lfloor A_{tot} = 660 \text{ cm}^2$$

$$\lfloor J_{eff} = 5841.54 \text{ cm}^4$$

Viene calcolata la tensione di compressione di progetto:

$$\sigma_{c,0,d} = Q_{d,SLU} / A_{tot} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\lfloor Q_{d,SLU} = 9.86 \text{ kN/m}$$

$$\lfloor A_{tot} = 660 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si calcola la resistenza a compressione parallela alla fibratura di progetto:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.80 \quad \text{Media durata}$$

$$\lfloor f_{c,0,k} = 21.0 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.45$$

Si effettua la verifica:

$$\sigma_{c,0,d} / (k_c f_{c,0,d}) = 0.280 \leq 1$$

Verificato

7.2.3. Verifica a compressione

La verifica consiste nel confrontare:

$$\sigma_{c,0,d} = Q_{d,SLu}/A_{tot} \leq f_{c,0,d} = k_{mod}f_{c,0,k}/\gamma_M$$

che è sicuramente meno severa della precedente verifica ad instabilità effettuata.

7.2.4. Calcolo della deformazione per forze sismiche

La seguente non costituisce una verifica ma solo una quantificazione della deformazione indotta da forza orizzontale sismica. Le verifiche di deformabilità sono pertinenti agli SLE e quindi da effettuarsi relativamente alle opportune combinazioni.

Per il contributo flessionale si considera a favore di sicurezza il solo apporto degli strati più rigidi (spessore $t' = 17 + 17 + 32 = 66\text{mm}$ a cui si associa $E_{0,mean} = 11000\text{MPa}$)

Si considera:

$$h = 2.600\text{ m}; \quad b = 2.400\text{ m}; \quad t_{tot} = 100\text{ mm}; \quad G_{mean} = 690\text{MPa}$$

$$I = b^3 \cdot t'/12 \quad K_{ser} = 26093\text{ N/mm} \quad (\text{da scheda tecnica hold-down})$$

Per quantificare la deformazione sotto la forza orizzontale da combinazione sismica $F_d = 25\text{ kN}$ si calcolano i contributi per flessione e taglio e da deformazione per cedevolezza della connessione:

$$\delta_{shear} = F_d \cdot h / (b \cdot t_{tot} \cdot G_{mean}) = 0.39\text{ mm}$$

$$\delta_{bend} = F_d \cdot h^3 / (3E_{mean}I) = 0.18\text{ mm}$$

$$\delta_{join} = \gamma \cdot h = \Delta\gamma \cdot h/b = F_d/K_{ser} \cdot h/b = 1.03\text{ mm}$$

Si osserva che il contributo maggiore è dato dalla cedevolezza della connessione.

8. CONNESSIONI

8.1. Connessione trave di mezzacasa-puntone della capriata

8.1.1. Descrizione della connessione

Si verifica di seguito la connessione tra trave di mezzacasa e puntone della capriata. Questa viene realizzata con staffa metallica a scomparsa tipo ALUMIDI320L del produttore Rothoblaas.

Dal lato della trave di mezzacasa viene realizzata una connessione di tipo acciaio-legno a doppio piano di taglio con piastra metallica interna. Le caratteristiche geometriche sono:

$t_1 = 97 \text{ mm}$ Spessore dell'elemento esterno in legno

$t = 6 \text{ mm}$ Spessore della piastra metallica interna

I connettori impiegati sono degli spinotti tipo STA12200B dell'azienda Rothoblaas con le seguenti caratteristiche geometriche:

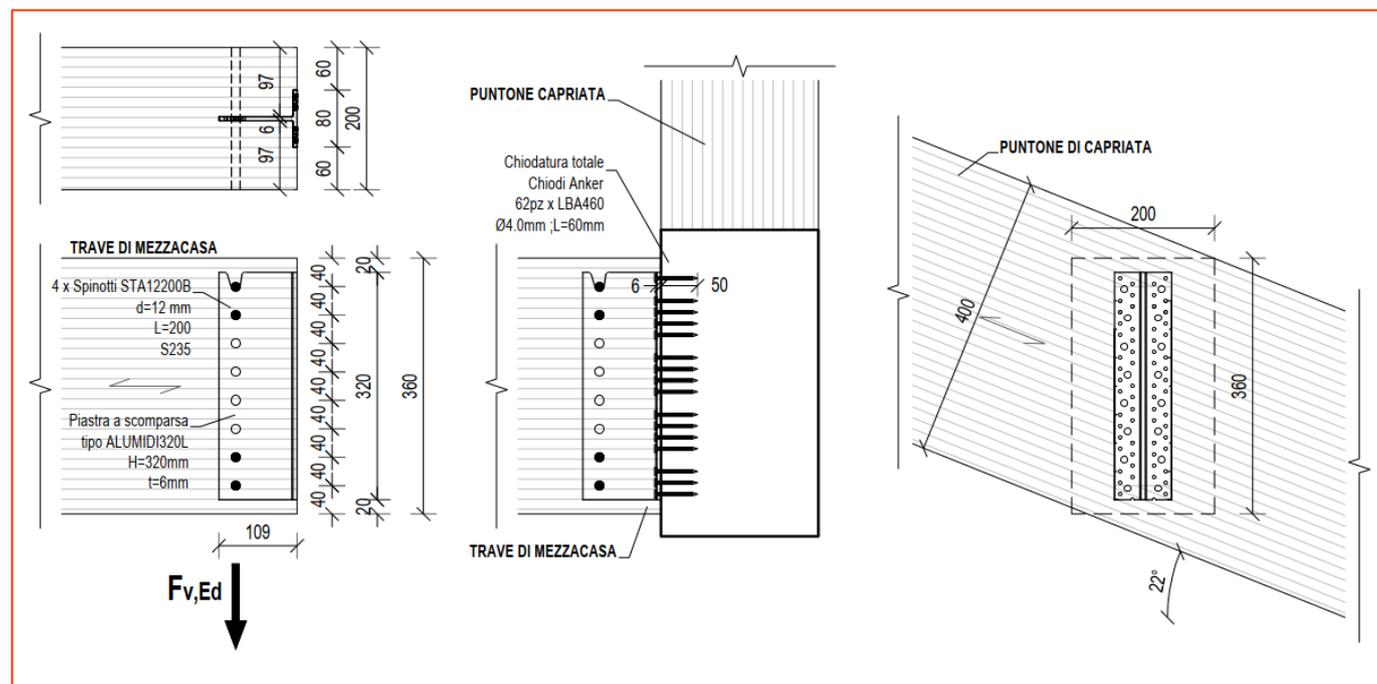
$d = 12 \text{ mm};$ $L = 200 \text{ mm};$

Dal lato del puntone la staffa viene fissata per mezzo di chiodi Anker con chiodatura totale. Verranno impiegati 62 chiodi LBA460 del produttore Rothoblaas. Questi hanno le seguenti caratteristiche:

$d = 4.0 \text{ mm}$ $L = 60 \text{ mm}$

Il taglio agente di progetto per il quale si deve verificare la connessione è il seguente:

$F_{v,Ed} = 33.95 \text{ kN}$



Questo agisce con un angolo rispetto alla fibratura della trave di mezzacasa pari a:

$\alpha = 90^\circ$ lato trave di mezzacasa

$\alpha = 68^\circ$ lato puntone della capriata

Viene di seguito illustrata la connessione:

Verranno di seguito condotte le seguenti verifiche:

1. Trave di mezzacasa/staffa a scomparsa con l'applicazione secondo EN1995-1-1 della teoria di Johansen:

$$F_{v,Rd,TOT,1} \geq F_{v,Ed};$$

2. Staffa a scomparsa/puntone di capriata con l'applicazione secondo EN1995-1-1 della teoria di Johansen:

$$F_{v,Rd,TOT,2} \geq F_{v,Ed};$$

3. Verifica a taglio+estrazione del connettore più sollecitato lato puntone della capriata

$$\left(F_{ax,Ed}/F_{ax,Rd}\right)^2 + \left(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}\right)^2 \leq 1;$$

4. Verifica a splitting secondo la normativa EN1995-1-1 parte 8.1.4
5. Rispetto delle distanze

Nel condurre le verifiche si fanno le seguenti ipotesi:

- Distribuzione di sforzi di taglio uniforme sui connettori;
- Distribuzione di sforzi di estrazione lineare sui connettori;
- Distribuzione di sforzi perpendicolari alla fibratura sulla trave di mezzacasa uniforme;
- Polo di rotazione della trave di mezzacasa collocato in corrispondenza del bordo inferiore della staffa a scomparsa;

8.1.2. Verifica a taglio: trave di mezzacasa-staffa metallica

Viene calcolata la resistenza a rifollamento del legno come segue:

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} / (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) = 18.16 \text{ MPa}$$

$$\lfloor k_{90} = 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.53 \quad (\text{Valida per legno di conifera})$$

$$\lfloor f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 27.78 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$$

$$\lfloor \alpha = 90^\circ$$

Viene calcolato il momento resistente del connettore:

$$M_{yRk} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 69070.9 \text{ Nmm} \quad (\text{valida per bulloni e spinotti})$$

$$\lfloor f_{u,k} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{da scheda tecnica di prodotto})$$

$$\lfloor d = 12 \text{ mm}$$

(Il produttore fornisce $M_{y,Rk} = 69100 \text{ Nmm} \rightarrow OK$)

Dato che gli spinotti non conferiscono un contributo considerevole offerto da effetto fune la normativa prescrive che questo non vada tenuto in conto. Si considera quindi $F_{ax,Rk}$ nulla.

Nel caso di doppio piano di taglio con piastra metallica di spessore generico assunta come elemento interno della connessione si ha che le modalità di rottura rilevanti sono:

- crisi lato legno per rifollamento:

(f) $F_{v,Rk}^{(f)} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 21136 \text{ N}$

- crisi per rifollamento unito a formazione di una singola cerniera plastica per ogni piano di taglio lato connettore metallico

(g) $F_{v,Rk}^{(g)} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + 4M_{y,Rk} / (f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2)} - 1 \right] + F_{ax,Rk} / 4 = 9745.3 \text{ N}$

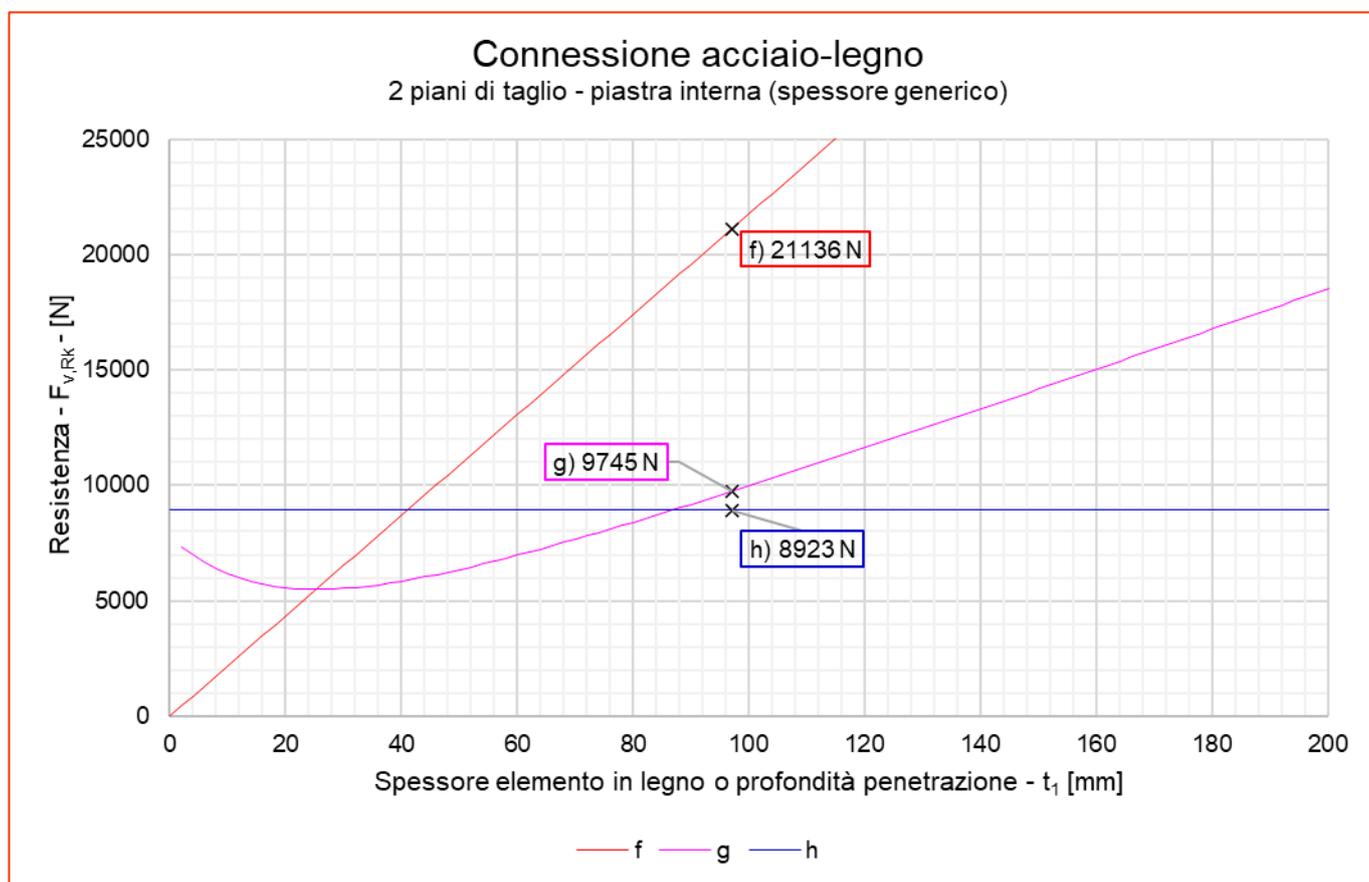
- crisi per snervamento del connettore con formazione di due cerniere plastiche per ogni piano di taglio.

(h) $F_{v,Rk}^{(h)} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + F_{ax,Rk} / 4 = 8923 \text{ N}$

Si ottiene che la resistenza del singolo connettore a taglio è pari a:

$F_{v,Rk} = \min(F_{v,Rk}^{(f)}; F_{v,Rk}^{(g)}; F_{v,Rk}^{(h)}) = 8923 \text{ N}$

Si illustra di seguito come variano i tre differenti contributi al variare dello spessore dell'elemento in legno (t_1):



Si ricava la capacità portante di progetto del singolo connettore:

$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_M = 5353.8 \text{ N}$

└ $k_{mod} = 0.9$ Combinazione di breve durata

└ $\gamma_M = 1.50$ Coefficiente parziale di sicurezza per le connessioni

Per il progetto del numero ottimale di righe di spinotti (n_{ROWS}) si considera:

$n = 1 \text{ conn./riga}$

$n_{PT} = 2$ (Numero di piani di taglio)

Per condizioni di carico perpendicolari alla fibratura, come nel caso considerato, si deve considerare il numero efficace di connettori come il numero di connettori stesso. Si ottiene quindi: $n_{ef} = n = 1$. La resistenza della connessione viene quindi calcolata come:

Si impone:

$$F_{v,Ed} = 33.95 \text{ kN} = n_{PT} \cdot n_{ROWS}^* \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd}$$

Si ricava che il numero ottimale di spinotti è:

$$n_{ROWS}^* = 3.2 \rightarrow n_{ROWS} = 4$$

Si calcola la capacità portante della connessione avendo deciso il numero di spinotti da inserire:

$$F_{v,Rd,TOT} = n_{PT} \cdot n_{ROWS} \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd} = 42.83 \text{ kN}$$

Si effettua la verifica:

$$F_{v,Ed} = 33.95 \text{ kN} \leq F_{v,Rd,TOT} = 42.83 \text{ kN} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

8.1.3. Spaziamento tra connettori (spinotti)

Devono inoltre essere verificate le spaziature minime imposte da normativa valide per spinotti:

$$\alpha = 90^\circ$$

$$a_2 \geq 3 \cdot d = 36 \text{ mm} \quad (\text{Spaziatura perpendicolare alla fibratura})$$

$$a_{3,c} \geq a_{3,t} \cdot |\sin(\alpha)| = 84 \text{ mm} \quad (\text{Distanza dall'estremità non caricata})$$

$$a_{4,t} \geq \max((2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3d) = 48 \text{ mm} \quad (\text{Distanza dal bordo caricato})$$

$$a_{4,c} \geq 3d = 36 \text{ mm} \quad (\text{Distanza dal bordo non caricato})$$

Le verifiche sui distanziamenti risultano soddisfatte.

8.1.4. Verifica a taglio: staffa metallica-puntone della capriata

Il tipo di connessione è legno-acciaio ad un piano di taglio. Dato che lo spessore della piastra è $t = 6.0 \text{ mm}$ ed il diametro del connettore è di $d = 4.0 \text{ mm}$, si rientra nel caso di piastra spessa in quanto $t > d$.

Per la verifica si sfruttano i valori presenti nella scheda tecnica di prodotto:

$$R_{v,k} = 64.2 \text{ kN}$$

$$R_{v,d} = k_{mod} \cdot R_{v,k} / \gamma_M = 38.52 \text{ kN}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.50$$

$$\lfloor R_{v,k} = 64.2 \text{ kN}$$

Verifica:

$$F_{v,d} = 33.9 \text{ kN} \leq R_{v,d} = 38.52 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Per avere un riscontro si effettua il calcolo con la teoria di Johansen.

Nell'ipotesi di chiodi con diametri inferiori agli 8mm inseriti con preforo viene calcolata la resistenza a rifollamento del legno come segue:

$$f_{h,k} = 0.082(1 - 0.01d) \cdot \rho_k = 30.31 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$$

$$\lfloor d = 4.0 \text{ mm}$$

Il momento caratteristico di snervamento viene fornito dal produttore e risulta:

$$M_{y,k} = 6500 \text{ MPa}$$

La resistenza ad estrazione utile per tenere in conto dell'effetto fune come contributo aggiuntivo nella teoria di Johansen si calcola come indicato al punto 8.3.2(4) della norma EN1995-1-1 con la formula valida per chiodi a gambo non liscio:

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} d t_{pen} = 1500 \text{ N}$$

$$\lfloor f_{ax,k} = 7.5 \text{ MPa} \quad (\text{fornita dal produttore})$$

$$\lfloor d = 4.0 \text{ mm} \quad (\text{diametro nominale del chiodo})$$

$$\lfloor t_{pen} = 50 \text{ mm} \quad (\text{penetrazione nell'elemento in legno})$$

Il contributo da effetto fune viene assunto pari a $F_{ax,Rk}/4$ deve essere limitato al 15% del contributo derivante dalla teoria di Johansen nel caso di chiodi tondi.

La verifica secondo la teoria di Johansen viene fatta secondo le formule 8.10(c), 8.10(d), 8.10(e) delle EN1995-1-1. La rottura può infatti verificarsi secondo le tre modalità di collasso elencate di seguito:

- crisi per rifollamento lato legno:

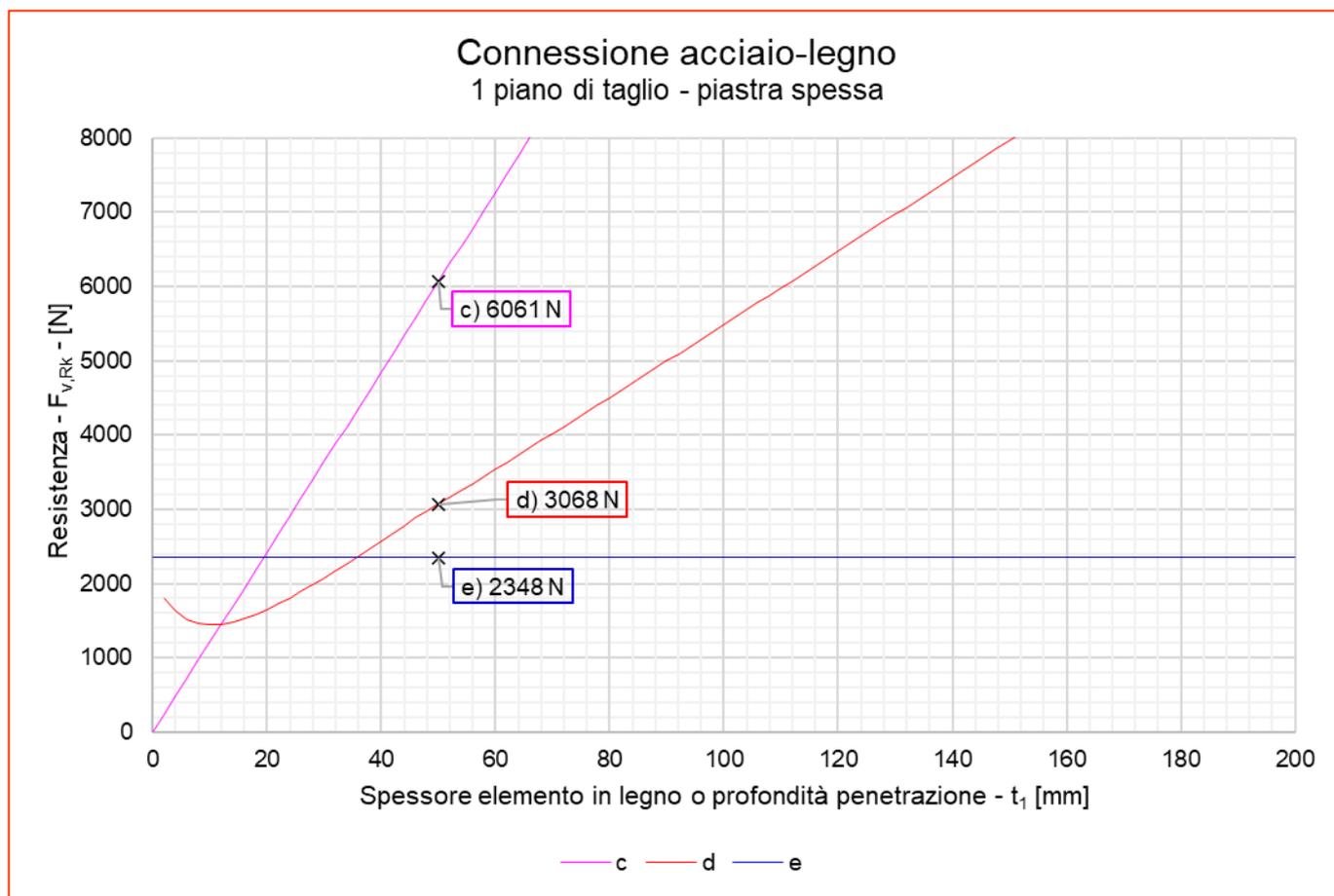
$$(c) \quad F_{v,Rk}^{(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 6061 \text{ N}$$

- crisi per formazione di una cerniera plastica sul connettore e rifollamento lato legno:

$$(d) \quad F_{v,Rk}^{(d)} = f_{h,k} t_1 d \cdot \left[\sqrt{2 + 4M_{y,Rk} / (f_{h,k} d t_1^2)} - 1 \right] + F_{ax,Rk} / 4 = 3067.6 \text{ N}$$

- crisi per formazione di doppia cerniera plastica sul connettore:

$$(e) \quad F_{v,Rk}^{(e)} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + F_{ax,Rk} / 4 = 2347.9 \text{ N}$$



La modalità di rottura è governata dallo snervamento del connettore con formazione di doppia cerniera plastica in corrispondenza del piano di taglio. Si ottiene che la resistenza del singolo connettore a taglio è pari a:

$$F_{v,Rk} = \min(F_{v,Rk}^{(c)}; F_{v,Rk}^{(d)}; F_{v,Rk}^{(e)}) = 2348 \text{ N}$$

Deve essere calcolata la resistenza del gruppo di connettori. Si ha:

$$n_{ROWS} = 34/4; \quad (34=9+9+8+8)$$

8.1.5. Spaziamento tra connettori (chiodi)

Dal lato della trave principale (puntone della capriata) deve essere verificato il requisito su $a_{4,c}$:

$$a_{4,c} \geq 5d = 20 \text{ mm} \quad \text{Verificato}$$

8.1.6. Verifica a taglio + estrazione sul chiodo più sollecitato

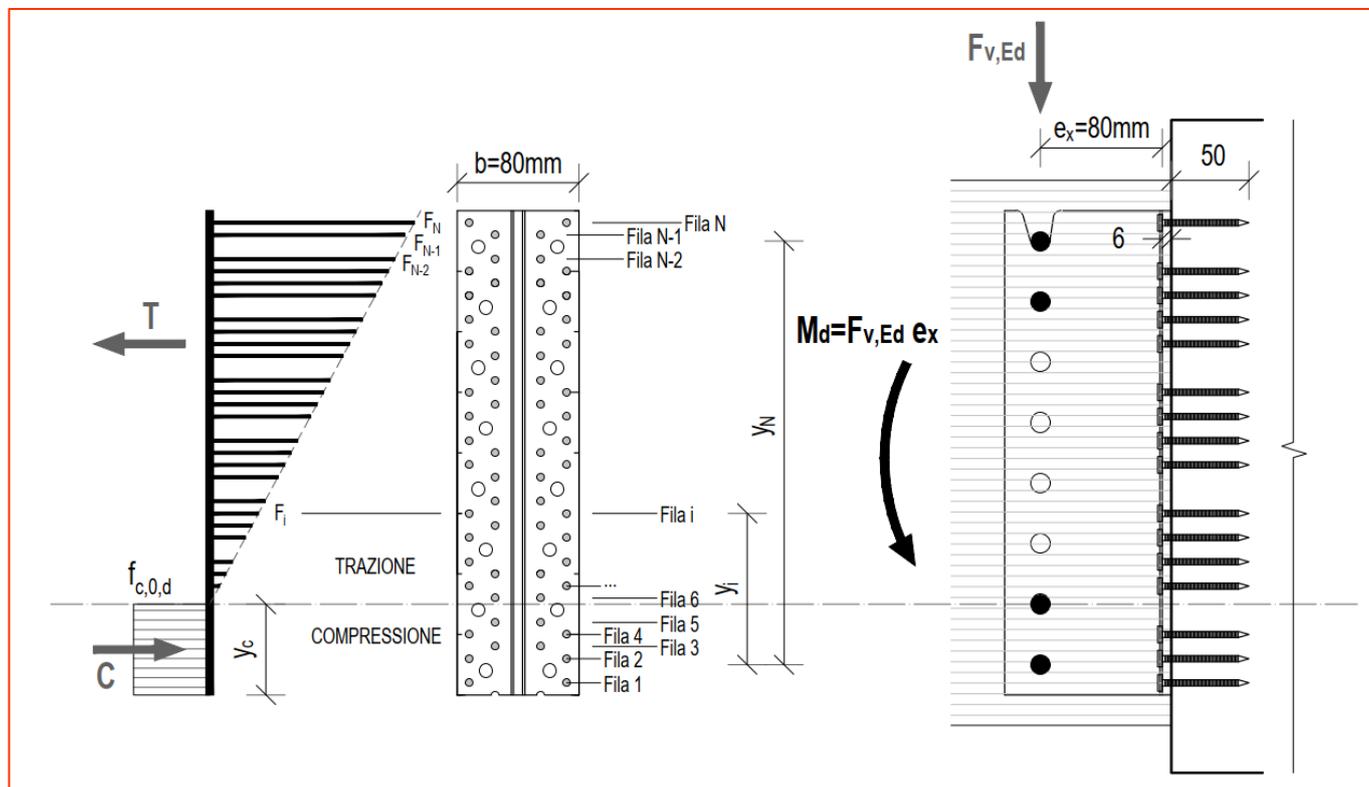
A causa del momento parassita causato dal disassamento tra punto di applicazione del taglio a livello degli spinotti e l'interfaccia di contatto tra connessione metallica e puntone della capriata si genera una forza di estrazione sui connettori e una compressione sulla parte bassa della piastra metallica. Il sistema di forze è equivalente ad una coppia che genera il momento creato dall'eccentricità del taglio. È possibile quindi calcolare il momento parassita indotto come:

$$M_d = V_{Ed} \cdot e_x = 2716.0 \text{ kNmm}$$

In cui:

$$V_{Ed} = 33.95 \text{ kN} \quad e_x = 80 \text{ mm}$$

Viene effettuato il calcolo della forza di estrazione sui connettori ipotizzando un comportamento elastico di questi. Si ipotizza che la sezione rimanga piana. Si considera inoltre che la resistenza di compressione del legno in zona compressa $f_{c,90,d}$ risulti totalmente sviluppata con modello di andamento delle tensioni di tipo stress-block. Si considera la zona compressa come situata al limite della piastra di connessione.



Si assume:

- y_c posizione dell'asse neutro rispetto al bordo inferiore della piastra
- y_i posizione dell' i -esima riga di connettori rispetto al bordo inferiore della piastra
- F_i forza di trazione competente alla i -esima riga di connettori
- M_d momento parassita
- N numero totale di righe di connettori
- b base della piastra

Si ritiene opportuno considerare come base quella della piastra in quanto dato che le rigidezze tra componenti sono molto differenti gli sforzi sono trasmessi principalmente dalla piastra. Nello specifico caso si ha:

$$N = 31 \text{ con } 2 \text{ connettori per ogni riga; } b = 80 \text{ mm.}$$

$$y_N = 312 \text{ mm}$$

Deve essere imposto l'equilibrio sul sistema:

$$\sum_{i=1}^N F_i - f_{c,0,d} \cdot b \cdot y_c = 0 \quad \text{Equilibrio a traslazione}$$

$$M_d = \sum_{i=1}^N F_i \cdot y_i + f_{c,0,d} \cdot b \cdot y_c \cdot y_c / 2 \quad \text{Equilibrio a rotazione (Azione=Effetto)}$$

Data l'assunzione dell'ipotesi di legame elastico per i connettori in trazione unita all'assunzione di conservazione della sezione piana si può scrivere:

$$F_i = F_N / (y_N - y_c) \cdot (y_i - y_c) \quad \text{per} \quad y_i > y_c$$

$$F_i = 0 \quad \text{per} \quad y_i \leq y_c$$

Non viene assunto il connettore come collaborante in compressione in quanto la resistenza è localmente governata dal materiale meno rigido e meno resistente ossia il legno. L'ipotesi è inoltre cautelativa.

È possibile quindi scrivere le due equazioni di equilibrio come segue:

$$\sum_{i=1}^N F_N / (y_N - y_c) \cdot (y_i - y_c) - f_{c,0,d} \cdot b \cdot y_c = 0 \quad \text{Equilibrio a traslazione}$$

$$M_d = \sum_{i=1}^N F_N / (y_N - y_c) \cdot (y_i - y_c) \cdot y_i + f_{c,0,d} \cdot b \cdot y_c \cdot y_c / 2 \quad \text{Equilibrio a rotazione (Azione=Effetto)}$$

In cui le uniche due incognite risultano essere F_N e y_c . Risolvendo numericamente il sistema si giunge alla soluzione:

$$y_c = 73.8 \text{ mm}$$

$$F_N = 741 \text{ N}$$

La risultante di compressione e trazione risulta inoltre:

$$C = T = f_{c,90,d} \cdot b \cdot y_c = 9833.9 \text{ N}$$

Nella seguente tabella si riassumono i valori adottati per le coordinate dei connettori e i risultati ottenuti relativi al contributo di momento e trazione dell'*i*-esima fila:

Elenco connettori

| Riga n. | y_i [mm] | F_i [N] | M_i [Nmm] |
|---------|------------|-----------|-------------|
| 1 | 8 | 0,00 | 0,0 |
| 2 | 24 | 0,00 | 0,0 |
| 3 | 32 | 0,00 | 0,0 |
| 4 | 40 | 0,00 | 0,0 |
| 5 | 48 | 0,00 | 0,0 |
| 6 | 64 | 0,00 | 0,0 |
| 7 | 72 | 0,00 | 0,0 |
| 8 | 80 | 19,42 | 1554,0 |
| 9 | 88 | 44,31 | 3898,9 |
| 10 | 104 | 94,07 | 9783,1 |
| 11 | 112 | 118,95 | 13322,4 |
| 12 | 120 | 143,83 | 17259,7 |
| 13 | 128 | 168,71 | 21595,1 |
| 14 | 144 | 218,47 | 31460,3 |
| 15 | 152 | 243,36 | 36990,1 |
| 16 | 160 | 268,24 | 42917,9 |
| 17 | 168 | 293,12 | 49243,8 |
| 18 | 184 | 342,88 | 63090,0 |
| 19 | 192 | 367,76 | 70610,3 |
| 20 | 200 | 392,64 | 78528,6 |

| | | | |
|----|-----|--------|----------|
| 21 | 208 | 417,52 | 86845,0 |
| 22 | 224 | 467,29 | 104672,2 |
| 23 | 232 | 492,17 | 114182,9 |
| 24 | 240 | 517,05 | 124091,8 |
| 25 | 248 | 541,93 | 134398,7 |
| 26 | 264 | 591,69 | 156206,9 |
| 27 | 272 | 616,57 | 167708,1 |
| 28 | 280 | 641,46 | 179607,4 |
| 29 | 288 | 666,34 | 191904,9 |
| 30 | 296 | 691,22 | 204600,4 |
| 31 | 304 | 716,10 | 217694,0 |
| 32 | 312 | 740,98 | 231185,8 |

Dato che la singola riga è composta da due connettori la forza di estrazione a cui deve essere verificato il connettore è:

$$F_{ax,Ed} = F_N/2 = 370.5 \text{ N}$$

Il taglio agente risulta invece:

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}/n_{tot} = 547.58 \text{ N}$$

$$\lfloor n_{tot} = N \cdot 2 = 62$$

Viene effettuata la verifica indicata al punto 8.3.3(1) delle EN1995-1-1 per chiodi caricati simultaneamente con azione assiale e di taglio:

$$(F_{ax,Ed}/F_{ax,Rd})^2 + (F_{v,Ed}/F_{v,Rd})^2 = 0.321 \leq 1 \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot F_{ax,Rk}/\gamma_M = 900 \text{ N}$$

$$\lfloor F_{ax,Rk} = 1500 \text{ N} \quad (\text{Come calcolato nella verifica 2})$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.50$$

$$\lfloor F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk}/\gamma_M = 1408 \text{ N}$$

$$\lfloor F_{v,Rk} = 2348 \text{ N} \quad (\text{Come calcolato nella verifica 2})$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.50$$

Verifica 4: splitting

La verifica a splitting viene eseguito secondo la normativa EN1995-1-1 parte 8.1.4. dato che la forza agisce in direzione inclinata rispetto alla fibratura deve essere considerata la rottura per spacco causata dalla componente di trazione.

Di seguito si espone la verifica:

$$F_{v,Ed} = 33.95 \text{ kN} \leq F_{90,Rd} = 90.2 \text{ kN} \quad (\text{verifica soddisfatta})$$

$$\lfloor F_{90,Rd} = k_{mod} \cdot F_{90,Rk} / \gamma_M = 90.2 \text{ kN}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.50$$

$$\lfloor F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{h_e / (1 - h_e/h)} = 150.3 \text{ kN}$$

$$\lfloor b = 200 \text{ mm} \quad (\text{spessore dell'elemento})$$

$$\lfloor h = 360 \text{ mm} \quad (\text{altezza elemento ligneo})$$

$$\lfloor h_e = 320 \text{ mm} \quad (\text{distanza tra bordo caricato e mezzo d'unione pi\`u distante})$$

$$\lfloor w = 1.0 \quad (\text{per mezzi di unione non a piastra metallica punzonata})$$

$$\lfloor F_{v,Ed} = \max(F_{v,Ed,1}; F_{v,Ed,2})$$

$$\lfloor F_{v,Ed,1} = 33.95 \text{ kN}$$

$$\lfloor F_{v,Ed,2} \quad \text{assente}$$

8.2. Connessione tra catena e puntone della capriata

La connessione tra il puntone e i due elementi della catena \u00e8 stata realizzata con spinotti lisci STA16420B Rothoblaas.

| Geometria | Materiali | Azioni |
|---|--------------------------------|-----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> catena | GL24h | $F_{v,Ed} = 185 \text{ kN}$ |
| $b = 0.10 \text{ m} \times 2$ | $d_{spinotti} = 16 \text{ mm}$ | $k_{mod} = 0.90$ |
| $h = 0.28 \text{ m}$ | $f_{u,k} = 460.0 \text{ MPa}$ | |
| <ul style="list-style-type: none"> puntone | $f_{c,90,k} = 2.5 \text{ MPa}$ | |
| $b = 0.22 \text{ m}$ | $\gamma_M = 1.5$ | |
| $h = 0.40 \text{ m}$ | | |

La resistenza a rifollamento, rispettivamente per la catena ed il puntone \u00e8 data da:

$$\left\{ \begin{aligned} f_{h,1,k} &= \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 26.52 \text{ MPa} \\ f_{h,2,k} &= \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 24.49 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\lfloor k_{90} = 1.35 + 0.015d = 1.59 \quad (\text{softwoods})$$

$$\lfloor f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k = 26.52 \text{ MPa}$$

$$\lfloor \alpha \quad (\text{angolo tra inclinazione forza e fibratura della trave})$$

$$\lfloor = 0^\circ \quad (\text{catena})$$

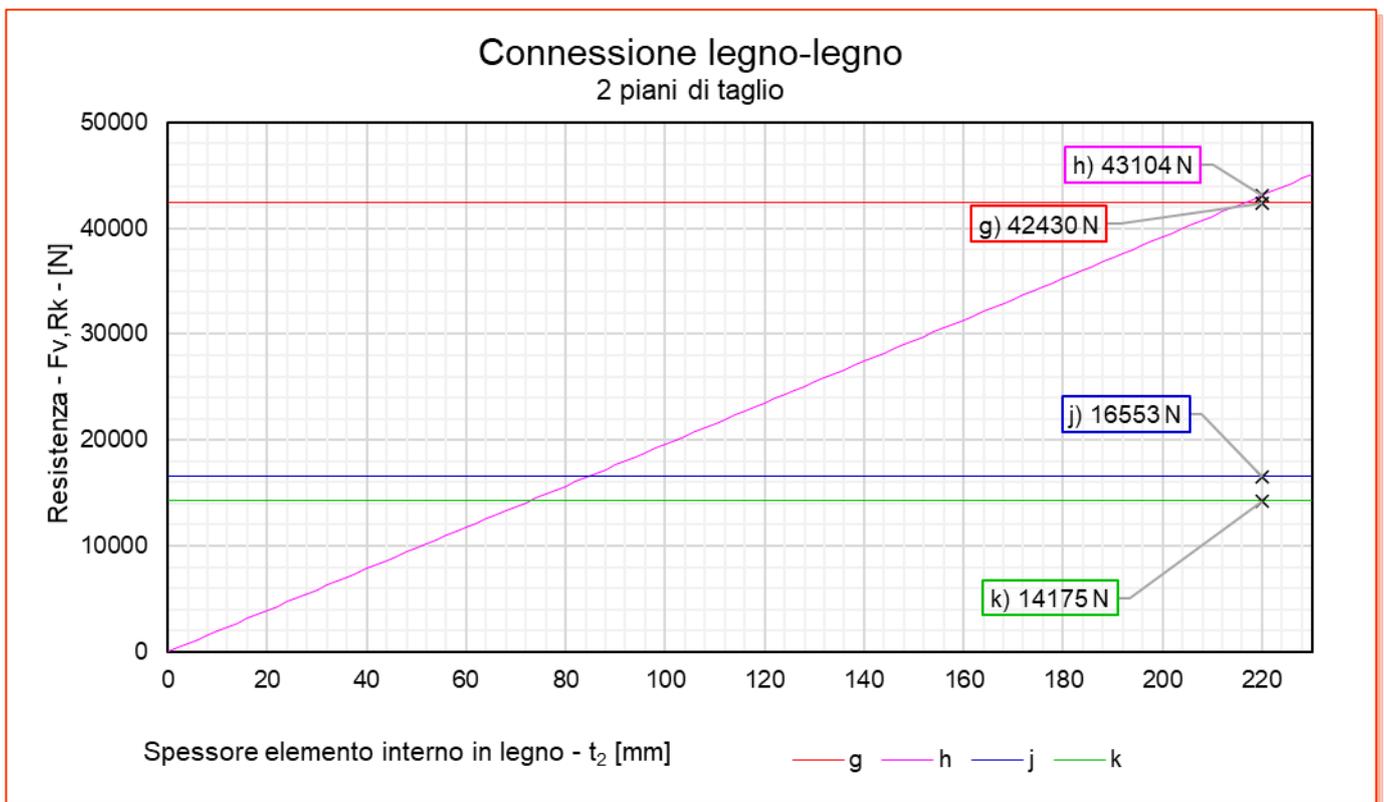
$$\lfloor = 22^\circ \quad (\text{puntone})$$

Il dimensionamento è stato eseguito applicando la *teoria di Johansen*, schematizzando quindi il collegamento legno-legno e a due piani di taglio.

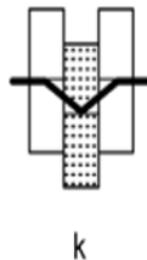
La resistenza caratteristica di ogni connettore è:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d = 42.43 \text{ kN} & (g) \\ 0.5 f_{h,2,k} t_2 d = 43.10 \text{ kN} & (h) \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left(\sqrt{2\beta(1 + \beta) + 4\beta(2 + \beta) \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right) = 16.51 \text{ kN} & (j) = 14.175 \text{ kN} \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} = 14.175 \text{ kN} & (k) \end{cases}$$

Con $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 0.9235$



Dal grafico si osserva che la condizione più critica per $t_2 = 220 \text{ mm}$ è quella che prevede la formazione di due cerniere plastiche (meccanismo k).



La resistenza di progetto del connettore risulta:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 8.505 \text{ kN}$$

Le distanze e le spaziature minime (e quelle di progetto) per un angolo di 0° tra la forza e le fibre sono le seguenti:

| | Minimo [mm] | Lato puntone Design [mm] | Lato catena Design [mm] |
|------|-------------|-----------------------------|----------------------------|
| a1 | 80 | 80 | 80 |
| a2 | 48 | 50 | 50 |
| a3,t | 112 | - | 120 |
| a3,c | 56 | 120 | - |
| a4,t | 48 | - | - |
| a4,c | 48 | - | - |

Si impone la resistenza totale della connessione pari alla sollecitazione:

$$n_{PT} n_{file} n_{eff} F_{v,Rd} = F_{v,Ed}$$

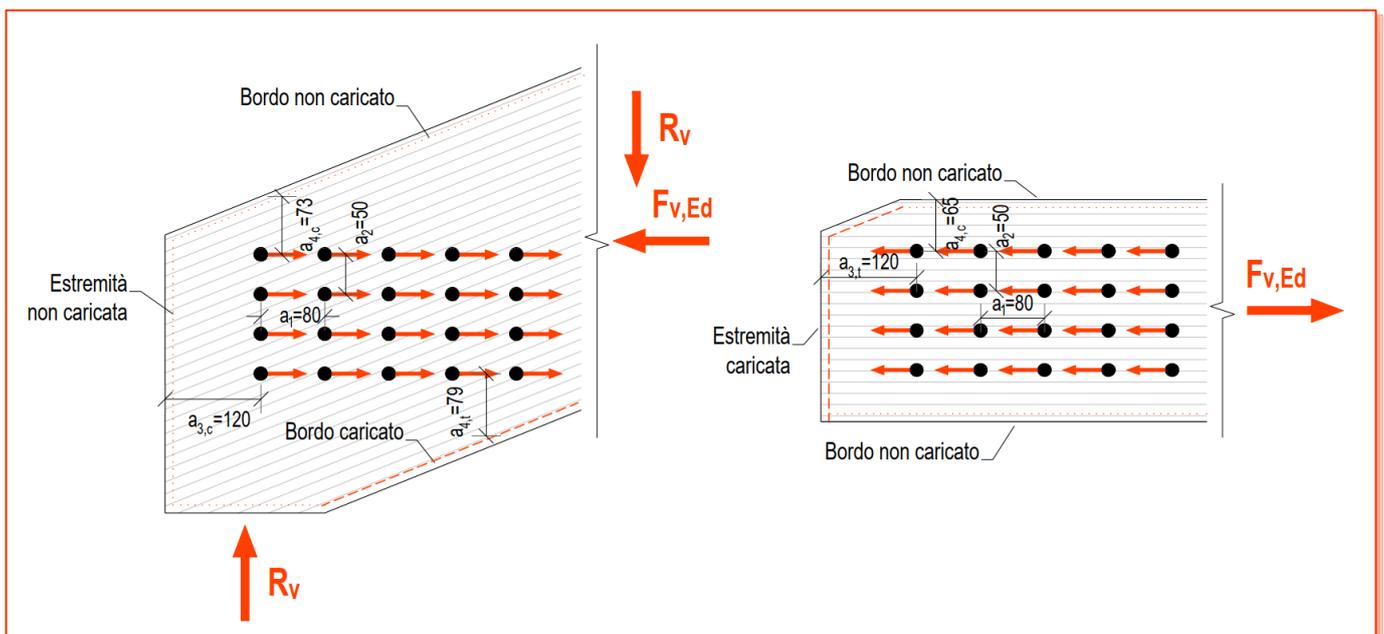
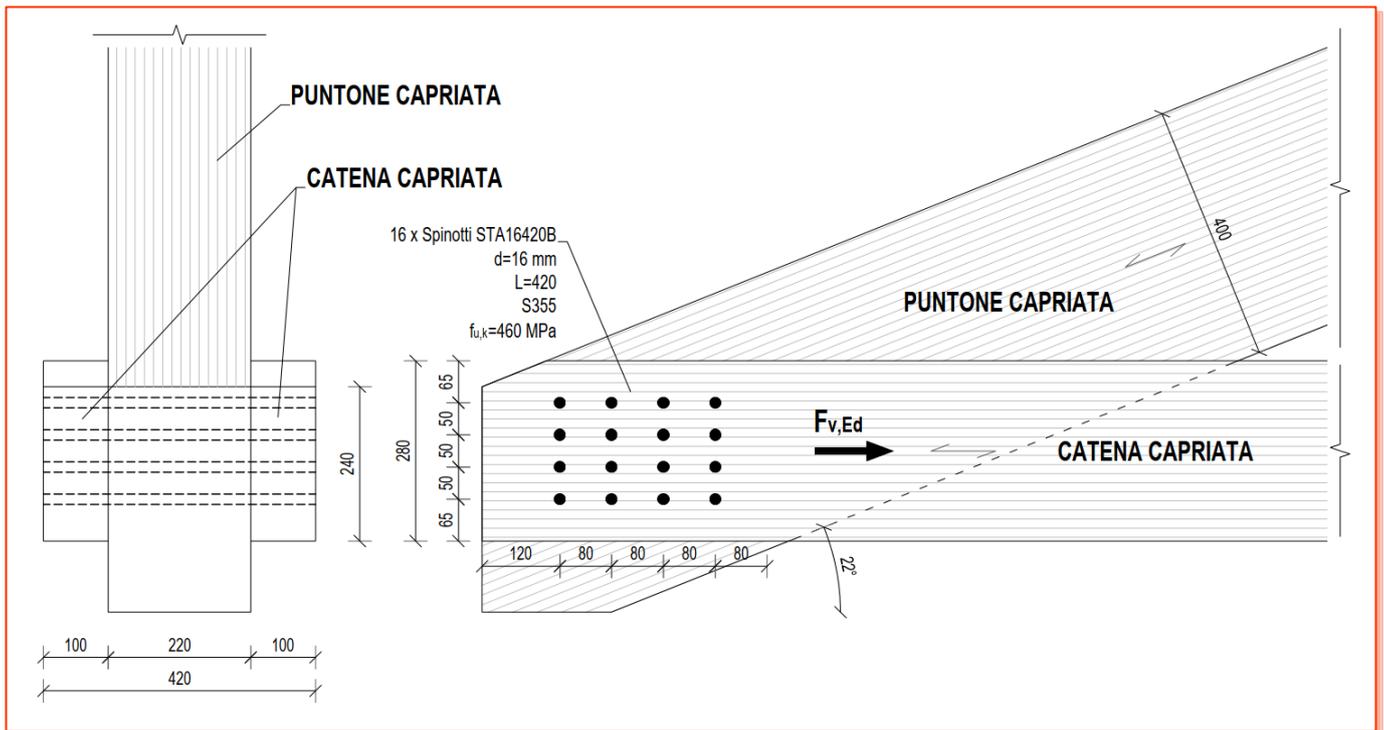
Essendo 2 i piani di taglio ed assumendo un numero di file pari a 4:

$$n *_{eff} = 2.54$$

Invertendo la formula $n *_{eff} = n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{13d}{a_{1,D}}}$ ed arrotondando per eccesso si ottiene il numero minimo di colonne: $n = 4$

$$n_{eff} = \min \left\{ n; n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{13d}{a_{1,D}}} \right\} = 2.74$$

Si illustra la connessione:



La verifica da effettuare è:

$$n_{PT} n_{file} n_{eff} F_{v,Rd} = 186.6 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 185 \text{ kN} \text{ (Verifica soddisfatta)}$$

8.3. Connessione trave secondaria-trave di mezzacasa

Deve essere verificata la connessione tra trave secondaria e trave di mezzacasa. Questa viene realizzata con viti a tutto filetto incrociate (Prodotto: VGZ9240).

Le caratteristiche della vite impiegata sono:

$$l_{tot} = 240 \text{ mm} \quad \text{lunghezza totale della vite}$$

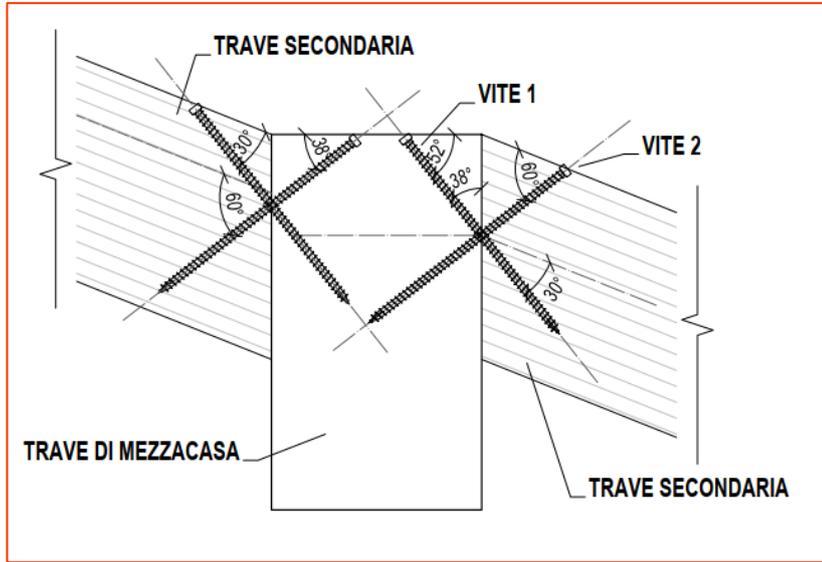
$$d_{head} = 11.5 \text{ mm}$$

$$d = 9.0 \text{ mm}$$

$$d_1 = 5.9 \text{ mm}$$

$$f_{y,k} = 1000 \text{ MPa}$$

Viene riportato il disegno della connessione del caso oggetto di studio:



per le verifiche si impiega una lunghezza efficace calcolata considerando:

l lunghezza della vite nel legno

$l_{ef} = l - 20 \text{ mm}$ lunghezza efficace considerando una riduzione rispetto alla lunghezza filettata nel legno di 20 mm dovuta a potenziali differenze tra progetto ed effettiva posa in opera, specialmente nelle tolleranze esecutive dell'angolo di infilaggio

8.3.1. verifiche lato trave secondaria inferiore

L'azione considerata è la seguente:

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}(B) \cdot \cos(\alpha) + N_{Ed}(B) \cdot \sin(\alpha) = 4.93 \text{ kN}$$

$$\lfloor V_{Ed}(B) = 4.57 \text{ kN}$$

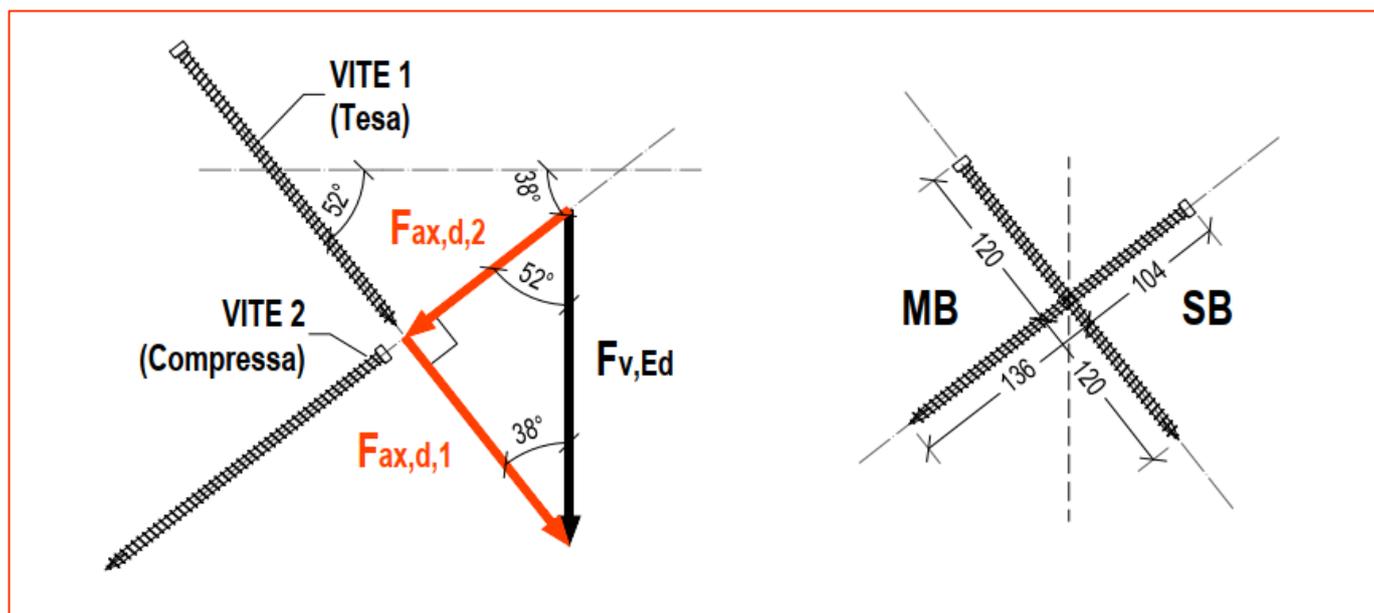
$$\lfloor N_{Ed}(B) = 1.85 \text{ kN}$$

Si ricavano le azioni assiali sulle viti:

$$F_{ax,t,d} = F_{v,Ed} \cdot \cos(\theta) = 3.88 \text{ kN}$$

$$F_{ax,c,d} = F_{v,Ed} \cdot \sin(\theta) = 3.03 \text{ kN}$$

$$\lfloor \theta = 38^\circ$$



Resistenza a trazione per la vite tesa

$$F_{t,Rd} = f_{t,Rk} / \gamma_{M2} = 20320 \text{ N}$$

$$\lfloor F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k}$$

$$\lfloor f_{tens,k} = 25.4 \text{ kN} \quad (\text{fornita dal produttore, dal documento ETA o calcolabile come } f_{tens,k} = 0.9 \pi \cdot d^2 / 4 \cdot f_{u,k})$$

$$\lfloor n_{ef} = n^{0.9} = 1$$

$$\lfloor n = 1$$

$$\lfloor \gamma_{M2} = 1.25$$

Resistenza ad estrazione di progetto

Viene calcolata la resistenza di progetto ad estrazione dei connettori teso (t) e compresso (c) rispetto alla trave secondaria (SB) e a quella principale (MB) come:

$$F_{ax,k,Rd} = k_{mod} \cdot F_{ax,k,Rk} / \gamma_M$$

$$F_{ax,t,SB,k,Rd} = 5494 \text{ N}$$

$$F_{ax,t,MB,k,Rd} = 6318 \text{ N}$$

$$F_{ax,c,SB,k,Rd} = 5054 \text{ N}$$

$$F_{ax,c,MB,k,Rd} = 7329 \text{ N}$$

$$\lfloor k_{mod} = 0.9$$

$$\lfloor \gamma_M = 1.50$$

$$\lfloor F_{ax,k,Rk} = n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d / (1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) =$$

$$F_{ax,t,SB,k,Rk} = 9157 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite tesa nella SB})$$

$$F_{ax,t,MB,k,Rk} = 10530 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite tesa nella MB})$$

$$F_{ax,c,SB,k,Rk} = 8424 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite compressa nella SB})$$

$$F_{ax,c,MB,k,Rk} = 12215 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite compressa nella MB})$$

- └ $f_{ax,k} = 11.7 \text{ Mpa}$ (Fornita da produttore)
- └ $n_{ef} = 1$ (Numero efficace per $n = 1$)
- └ $d = 9 \text{ mm}$ (Diametro esterno della filettatura)
- └ $l_{ef,t,SB} = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$ (Vite tesa nella trave secondaria)
- └ $l_{ef,t,MB} = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$ (Vite tesa nella trave principale)
- └ $l_{ef,c,SB} = 104 - 20 = 84 \text{ mm}$ (Vite compressa nella trave secondaria)
- └ $l_{ef,c,MB} = 136 - 20 = 116 \text{ mm}$ (Vite compressa nella trave principale)
- └ $k_d = \min(d/8; 1) = 0.875$
- └ $\alpha_{t,SB} = 30^\circ$ (asse vite tesa e fibr. trave secondaria)
- └ $\alpha_{t,MB} = 90^\circ$ (asse vite tesa e fibr. trave principale)
- └ $\alpha_{c,SB} = 60^\circ$ (asse vite compr. e fibr. trave secondaria)
- └ $\alpha_{c,MB} = 90^\circ$ (asse vite tesa e fibr. trave secondaria)

Resistenza di buckling per la vite compressa

(Riferimento: documento ETA 110030/2019)

La capacità portante della zona di contatto con viti a tutto filetto utilizzate come rinforzo in compressione disposte ad un angolo con la fibratura compreso tra 45° e 90° si calcola come segue:

$$F_{ki,Rd} = k_c \cdot N_{pl,k} / \gamma_{M1} = 16428 \text{ N}$$

$$\text{└ } \gamma_{M1} = 1.05 \quad (\text{coefficiente parziale da EN1993-1-1})$$

$$\text{└ } \kappa_c = \begin{cases} 1 & \text{per } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} & \text{per } \bar{\lambda}_k > 0,2 \end{cases} = 0.631$$

$$\text{└ } k = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2] = 1.020$$

$$\text{└ } \bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} = 0.850 \quad (\text{snellezza relativa})$$

$$\text{└ } N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} = 27340 \text{ N}$$

$$\text{└ } d_1 = 5.9 \text{ mm} \quad (\text{diametro interno della parte filettata})$$

$$\text{└ } f_{y,k} = 1000 \text{ MPa} \quad (\text{resistenza a snervamento})$$

$$\text{└ } N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_S \cdot I_S} = 37856 \text{ N} \quad (\text{sforzo assiale ideale di buckling caratteristico})$$

$$\text{└ } c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left(\frac{\alpha}{180^\circ} + 0,5 \right) = 114.73 \text{ MPa}$$

(sostentamento elastico)

- └ $\alpha = 90^\circ$ (angolo tra asse della vite e fibratura della MB)
- └ $\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$
- └ $d = 9.0 \text{ mm}$ (diametro esterno della parte filettata)
- └ $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- └ $I_s = \pi/64 \cdot d_1^4 = 59.48 \text{ mm}^4$ (momento d'inerzia)
- └ $d_1 = 5.9 \text{ mm}$ (diametro interno della parte filettata)

Verifica di resistenza

La vite tesa va verificata ad estrazione dal lato di entrambe le travi e a rottura per tensione. Devono pertanto essere soddisfatte le tre disequazioni:

$$F_{ax,t,Ed} = 3.88 \text{ kN} \leq \begin{cases} F_{ax,d,1} = 20.32 \text{ kN} \\ F_{ax,t,SB,k,Rd} = 5.49 \text{ kN} \\ F_{ax,t,MB,k,Rd} = 6.32 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{Verificato}$$

La vite compressa va verificata ad estrazione dal lato di entrambe le travi e a rottura per buckling. Devono pertanto essere soddisfatte le tre disequazioni:

$$F_{ax,c,Ed} = 3.04 \text{ kN} \leq \begin{cases} F_{ki,Rd} = 16.43 \text{ kN} \\ F_{ax,c,SB,k,Rd} = 5.05 \text{ kN} \\ F_{ax,c,MB,k,Rd} = 7.33 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{Verificato}$$

Verifica sui distanziamenti

Con riferimento alla scheda tecnica delle viti si verificano le distanze minime:

| Distanza | Minimo [mm] | Stato |
|-------------|-------------|------------|
| $a_{2,CG}$ | 27 | Verificato |
| a_{CROSS} | 14 | Verificato |

8.3.2. Verifiche lato trave secondaria superiore

L'azione considerata è la seguente:

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}(B) \cdot \cos(\alpha) - N_{Ed}(B) \cdot \sin(\alpha) = 3.29 \text{ kN}$$

$$\text{└ } V_{Ed}(B) = 3.05 \text{ kN}$$

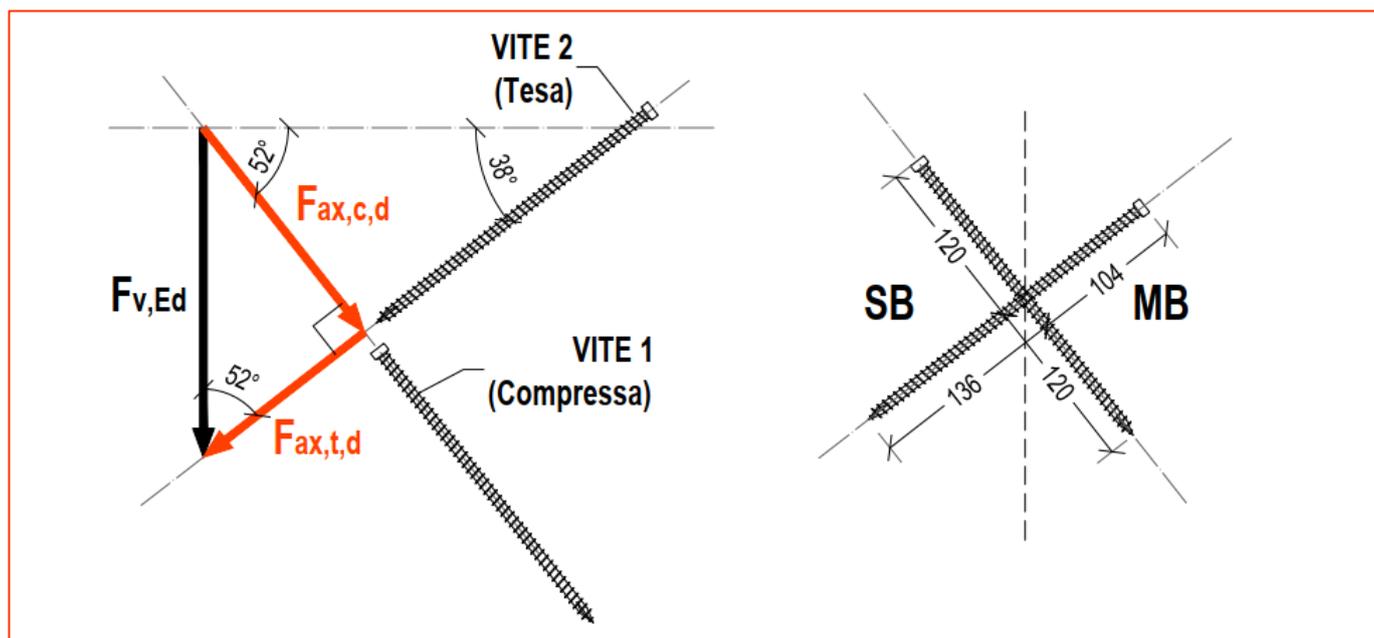
$$\text{└ } N_{Ed}(B) = -1.23 \text{ kN}$$

Si ricavano le azioni assiali sulle viti:

$$F_{ax,t,d} = F_{v,Ed} \cdot \cos(\theta) = 2.02 \text{ kN}$$

$$F_{ax,c,d} = F_{v,Ed} \cdot \sin(\theta) = 2.59 \text{ kN}$$

$$\text{└ } \theta = 52^\circ$$



Resistenza di progetto a trazione della vite

Il calcolo è analogo a quello riportato per la connessione lato trave secondaria inferiore. Se ne riporta il solo risultato e per i dettagli si rimanda alle precedenti sezioni.

$$F_{t,Rd} = 20320 \text{ N}$$

Resistenza ad estrazione di progetto

Viene calcolata la resistenza di progetto ad estrazione dei connettori teso (t) e compresso (c) rispetto alla trave secondaria (SB) e a quella principale (MB) come:

$$F_{ax,k,Rd} = k_{mod} \cdot F_{ax,k,Rk} / \gamma_M$$

$$F_{ax,t,SB,k,Rd} = 6980 \text{ N}$$

$$F_{ax,t,MB,k,Rd} = 5307 \text{ N}$$

$$F_{ax,c,SB,k,Rd} = 5054 \text{ N}$$

$$F_{ax,c,MB,k,Rd} = 5494 \text{ N}$$

$$\perp k_{mod} = 0.9$$

$$\perp \gamma_M = 1.50$$

$$\perp F_{ax,k,Rk} = n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d / (1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) =$$

$$F_{ax,t,SB,k,Rk} = 11633 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite tesa nella SB})$$

$$F_{ax,t,MB,k,Rk} = 8845 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite tesa nella MB})$$

$$F_{ax,c,SB,k,Rk} = 10029 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite compressa nella SB})$$

$$F_{ax,c,MB,k,Rk} = 9157 \text{ N} \quad (\text{Res. a estrazione caratteristica per vite compressa nella MB})$$

$$\perp f_{ax,k} = 11.7 \text{ Mpa} \quad (\text{Fornita da produttore})$$

$$\perp n_{ef} = 1 \quad (\text{Numero efficace per } n = 1)$$

| | | |
|---|---|---|
| └ | $d = 9 \text{ mm}$ | (Diametro esterno della filettatura) |
| └ | $l_{ef,t,SB} = 136 - 20 = 116 \text{ mm}$ | (Vite tesa nella trave secondaria) |
| | $l_{ef,t,MB} = 104 - 20 = 84 \text{ mm}$ | (Vite tesa nella trave principale) |
| | $l_{ef,c,SB} = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$ | (Vite compressa nella trave secondaria) |
| | $l_{ef,c,MB} = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$ | (Vite compressa nella trave principale) |
| └ | $k_d = \min(d/8; 1) = 0.875$ | |
| └ | $\alpha_{t,SB} = 60^\circ$ | (asse vite tesa e fibr. trave secondaria) |
| | $\alpha_{t,MB} = 90^\circ$ | (asse vite tesa e fibr. trave principale) |
| | $\alpha_{c,SB} = 60^\circ$ | (asse vite compr. e fibr. trave secondaria) |
| | $\alpha_{c,MB} = 30^\circ$ | (asse vite tesa e fibr. trave secondaria) |

Resistenza di progetto a instabilità della vite

Il calcolo è analogo a quello riportato per la connessione lato trave secondaria inferiore. Se ne riporta il solo risultato e per i dettagli si rimanda alle precedenti sezioni.

$$F_{ki,Rd} = 16428 \text{ N}$$

Verifica di resistenza

La vite tesa va verificata ad estrazione dal lato di entrambe le travi e a rottura per tensione. Devono pertanto essere soddisfatte le tre disequazioni:

$$F_{ax,t,Ed} = 2.02 \text{ kN} \leq \begin{cases} F_{ax,d,1} = 20.32 \text{ kN} \\ F_{ax,t,SB,k,Rd} = 6.98 \text{ kN} \\ F_{ax,t,MB,k,Rd} = 5.31 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{Verificato}$$

La vite compressa va verificata ad estrazione dal lato di entrambe le travi e a rottura per buckling. Devono pertanto essere soddisfatte le tre disequazioni:

$$F_{ax,c,Ed} = 2.59 \text{ kN} \leq \begin{cases} F_{ki,Rd} = 16.43 \text{ kN} \\ F_{ax,c,SB,k,Rd} = 5.04 \text{ kN} \\ F_{ax,c,MB,k,Rd} = 5.49 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{Verificato}$$

Verifica sui distanziamenti

Con riferimento alla scheda tecnica delle viti si verificano le distanze minime:

| Distanza | Minimo [mm] | Stato |
|-------------|-------------|------------|
| $a_{2,CG}$ | 27 | Verificato |
| a_{CROSS} | 14 | Verificato |

8.4. Angolare di parete a taglio

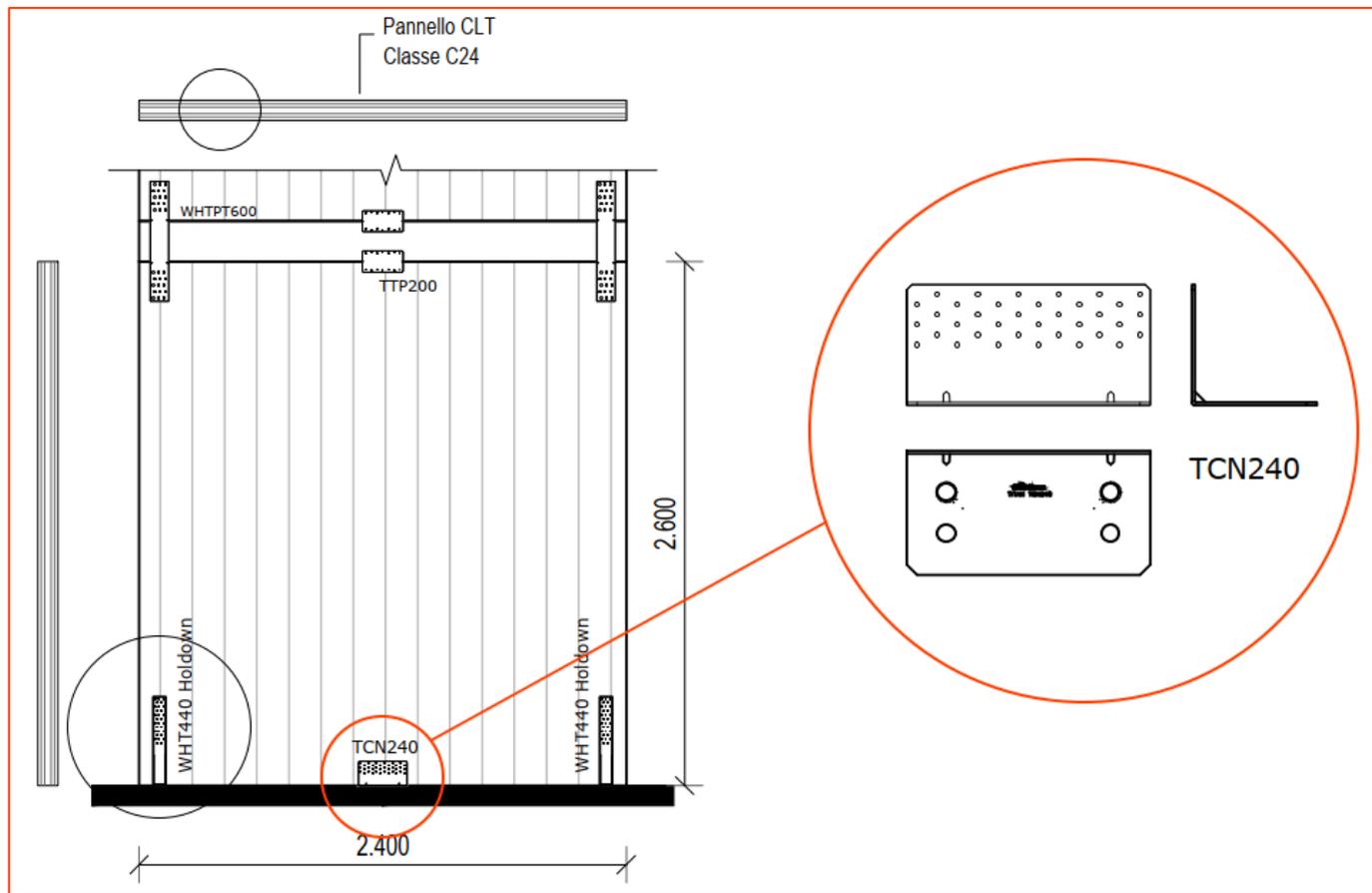
L'azione a cui è sottoposto l'angolare è:

$$F_d = 25 \text{ kN}$$

Si utilizza il prodotto TCN240 con la seguente modalità di impiego:

- Configurazione su legno: full pattern (fissaggio totale)
- viti LBS $\phi 5.0 \times 50 \text{ mm}$
- installazione su calcestruzzo: 2 ancoranti sui fori interni
- ancorante ad espansione AB1 M16x145

A questa modalità è associato il numero di connettori $n_v = 36$



In relazione alla modalità di messa in opera descritta il prodotto ha le seguenti capacità portanti:

$$R_{k,timber} = 36.3 \text{ kN}$$

$$R_{d,concrete} = 55 \text{ kN} \quad (\text{Condizioni fessurate})$$

Non viene fornita dal produttore la resistenza dell'angolare: si suppone che l'elemento lavori principalmente a taglio e la rottura non avvenga per deformazione della squadretta.

La verifica da effettuare è la seguente:

$$F_d \leq R_d = \min(R_{k,timber} \cdot k_{mod} / \gamma_M; R_{d,concrete}) = \min(26.62; 55.0)$$

$$\text{dove } \gamma_M = 1.5 \text{ e } k_{mod} = 1.1 \quad \text{Verificato}$$

Calcolo della capacità portante lato legno secondo la teoria di Johansen

Si impiega la teoria di Johansen per il calcolo della capacità portante della connessione acciaio legno. La connessione è acciaio-legno a singolo piano di taglio. Per tenere in conto l'effetto della filettatura si faranno i calcoli con:

$$d = d_{ef} = 1.1 \cdot d_2 = 3.3 \text{ mm} \quad \text{in cui } d_2 \text{ è il diametro del nocciolo}$$

Si rientra nel caso di piastra intermedia tra spessa e sottile in quanto:

$$0.5d \leq t_p \leq 1.0d \quad \text{con: } t_p = 3.0mm$$

Si interpoleranno linearmente i risultati ottenuti per piastra spessa e piastra sottile.

In relazione alla profondità di penetrazione si considerano:

$$t_1 = 46 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = B = 46 \text{ mm} \approx L - t_p \quad \text{non si considerano riduzioni per tolleranze esecutive}$$

Essendo il diametro del connettore inferiore a 6mm, la resistenza ad estrazione delle viti viene calcolata come:

$$F_{ax,k,Rk} = n_{ef} \cdot f_{ax,k} d l_{ef} / (1.2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \cdot (\rho_k / \rho_a)^{0.8} = 1776.1 \text{ N}$$

$$\lfloor n_{ef} = 1$$

$$\lfloor f_{ax,k} = 11.7 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 3.3 \text{ mm}$$

$$\lfloor l_{ef} = 46 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha = 90.00^\circ \quad \text{Perpendicolare alla fibratura di entrambi gli strati del CLT}$$

$$\lfloor \rho_a = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\lfloor \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Il momento di snervamento caratteristico del connettore è fornito da scheda tecnica del connettore:

$$M_{y,Rk} = 5400 \text{ Nmm}$$

Il valore può essere comunque calcolato con $M_{y,Rk} = 0.3 f_u d^{2.6}$ con $f_u = 800 \text{ MPa}$.

Dato che il diametro è inferiore a 6mm per il calcolo della resistenza a rifollamento del legno si impiega la formula valida per chiodi:

$$f_{h,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k = 27.75 \text{ MPa} \quad \text{con preforo}$$

Si impiegano le formule della teoria di Johansen riportate in normativa per ricavare le capacità portanti sotto le differenti ipotesi di rottura:

Caso di piastra sottile

$$(a) \quad F_{v,Rk}^{(a)} = 0.4 f_{h,k} t_1 d = 1685.2 \text{ N}$$

$$(b) \quad F_{v,Rk}^{(b)} = 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + F_{ax,Rk} / 4 = 1587.7 \text{ N}$$

Caso di piastra spessa

$$(c) \quad F_{v,Rk}^{(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 4212.9 \text{ N}$$

$$(d) \quad F_{v,Rk}^{(d)} = f_{h,k} t_1 d \cdot \left[\sqrt{2 + 4 M_{y,Rk} / (f_{h,k} d t_1^2)} - 1 \right] + F_{ax,Rk} / 4 = 2352.8 \text{ N}$$

$$(e) \quad F_{v,Rk}^{(e)} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + F_{ax,Rk} / 4 = 2061.5 \text{ N}$$

Il valore $F_{ax,Rk} / 4$ è stato limitato al 100% del contributo secondo la teoria di Johansen, considerando così il contributo favorevole da effetto fune.

Il valore di resistenza caratteristica a taglio per il singolo connettore viene calcolato con interpolazione lineare tra $0.5d$ e d della resistenza dei due casi di piastra spessa e sottile:

$$F_{v,Rk} = (t_p - 0.5d)/(d - 0.5d) \cdot (2061.5 - 1587.7) + 1587.7 = 1975.34 \text{ N}$$

Viene calcolato il valore di progetto, dove $k_{mod} = 1.1$ e $\gamma_M = 1.5$.

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_M = 1448.5 \text{ N}$$

La chiodatura è totale. Si considera un numero di connettori $n = 36$ disposti in $n_{file} = 6$.

La spaziatura tra le viti parallelamente alla fibra è $a_1 = 20 \text{ mm}$ in modo da considerare quella del pannello con orientamento sfavorevole.

Si ottiene un numero efficace di viti pari a:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} = 3.09$$

$$\lfloor k_{ef} = 0.63 \quad (\text{da interpolazione: } 4d = 13.2 \text{ mm} \leq a_1 = 20 \text{ mm} \leq 7d = 23.1 \text{ mm})$$

La verifica da eseguire è:

$$F_{v,Rd,TOT} = F_{v,Rd} \cdot n_{ef} \cdot n_{file} = 26.8 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 25 \text{ kN} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

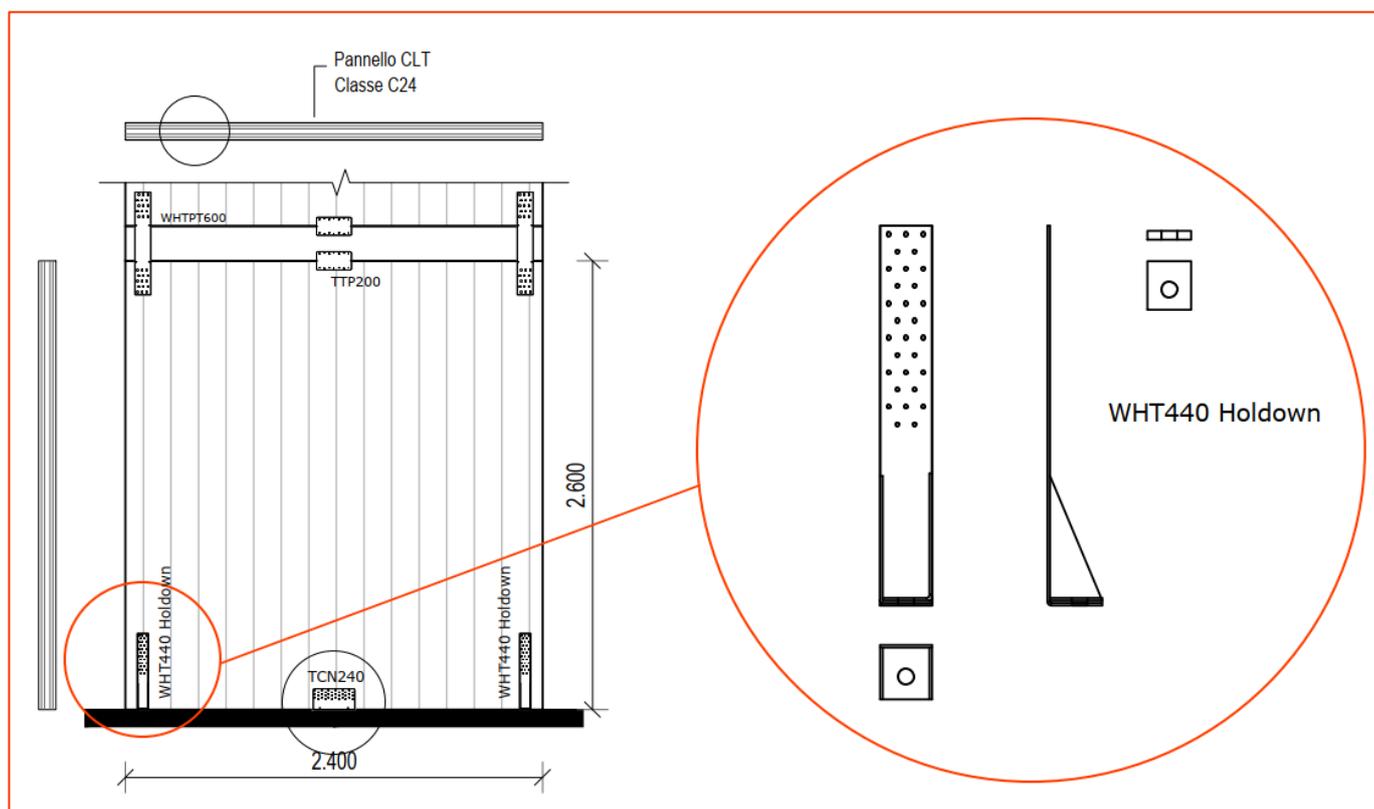
8.5. Hold-down

L'azione a cui è sottoposto l'Hold-Down è:

$$T_{d,E} = 23.02 \text{ kN}$$

Si utilizza il prodotto WHT440 con la seguente modalità di impiego:

fissaggio totale, rondella WHTW50, ancorante M16x190, viti LBS $\phi 5.0 \times 50 \text{ mm}$.



A questa modalità sono associati il numero di connettori n_v ed il coefficiente di sicurezza lato acciaio γ_s :

$$n_v = 30 \quad \gamma_s = \gamma_{M2} = 1.25$$

in relazione alla modalità di messa in opera descritta il prodotto ha le seguenti capacità portanti:

$$R_{k,timber} = 57.9 \text{ kN}$$

$$R_{k,steel} = 63.4 \text{ kN}$$

$$R_{d,concrete} = 42.7 \text{ kN} \quad (\text{Condizioni fessurate})$$

La verifica secondo documento ETA-11/0086 è la seguente:

$$T_{d,E} \leq R_d = \min(R_{k,timber} \cdot k_{mod}/\gamma_M; R_{k,steel}/\gamma_S; R_{d,concrete}) = \min(42.46; 50.72; 42.7)$$

Verificato

Calcolo della capacità portante lato legno secondo la teoria di Johansen

Si impiega la teoria di Johansen per il calcolo della capacità portante della connessione acciaio legno. La connessione è acciaio-legno a singolo piano di taglio. Per tenere in conto l'effetto della filettatura si faranno i calcoli con:

$$d = d_{ef} = 1.1 \cdot d_2 = 3.3 \text{ mm} \quad \text{in cui } d_2 \text{ è il diametro del nocciolo}$$

Si rientra nel caso di piastra intermedia tra spessa e sottile in quanto:

$$0.5d \leq t_p \leq 1.0d \quad \text{con: } t_p = 3.0 \text{ mm}$$

Si interpoleranno linearmente i risultati ottenuti per piastra spessa e piastra sottile.

In relazione alla profondità di penetrazione si considerano:

$$t_1 = 46 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = B = 46 \text{ mm} \approx L - t_p \quad \text{non si considerano riduzioni per tolleranze esecutive}$$

Viene calcolata la resistenza ad estrazione delle viti come:

$$F_{ax,k,Rk} = n_{ef} \cdot f_{ax,k} d l_{ef} / (1.2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) \cdot (\rho_k / \rho_a)^{0.8} = 1776.1 \text{ N}$$

$$\lfloor n_{ef} = 1$$

$$\lfloor f_{ax,k} = 11.7 \text{ MPa}$$

$$\lfloor d = 3.3 \text{ mm}$$

$$\lfloor l_{ef} = 46 \text{ mm}$$

$$\lfloor \alpha = 90.00^\circ \quad \text{Perpendicolare a fibratura di entrambi gli strati del CLT}$$

$$\lfloor \rho_a = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\lfloor \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Il momento di snervamento caratteristico del connettore è fornito da scheda tecnica del connettore:

$$M_{y,Rk} = 5400 \text{ Nmm}$$

Il valore può essere comunque calcolato con $M_{y,Rk} = 0.3 f_u d^{2.6}$ con $f_u = 800 \text{ MPa}$.

Dato che il diametro è inferiore a 6mm per il calcolo della resistenza a rifollamento del legno si impiega la formula valida per chiodi:

$$f_{h,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k = 27.75 \text{ MPa} \quad \text{con preforo}$$

Si impiegano le formule della teoria di Johansen riportate in normativa per ricavare le capacità portanti sotto le differenti ipotesi di rottura:

Caso di piastra sottile

$$(a) \quad F_{v,Rk}^{(a)} = 0.4f_{h,k}t_1d = 1685.2 \text{ N}$$

$$(b) \quad F_{v,Rk}^{(b)} = 1.15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,k}d} + F_{ax,Rk}/4 = 1587.7 \text{ N}$$

Caso di piastra spessa

$$(c) \quad F_{v,Rk}^{(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 4212.9 \text{ N}$$

$$(d) \quad F_{v,Rk}^{(d)} = f_{h,k}t_1d \cdot \left[\sqrt{2 + 4M_{y,Rk}/(f_{h,k}dt_1^2)} - 1 \right] + F_{ax,Rk}/4 = 2352.8 \text{ N}$$

$$(e) \quad F_{v,Rk}^{(e)} = 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d} + F_{ax,Rk}/4 = 2061.5 \text{ N}$$

Il valore $F_{ax,Rk}/4$ è stato limitato al 100% del contributo secondo la teoria di Johansen, considerando così il contributo favorevole da effetto fune.

Il valore di resistenza caratteristica a taglio per il singolo connettore viene calcolato con interpolazione lineare tra $0.5d$ e d della resistenza dei due casi di piastra spessa e sottile:

$$F_{v,Rk} = (t_p - 0.5d)/(d - 0.5d) \cdot (2061.5 - 1587.7) + 1587.7 = 1975.34 \text{ N}$$

Viene calcolato il valore di progetto tenendo in considerazione il valore $k_{mod} = 1.1$:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk}/\gamma_M = 1448.5 \text{ N}$$

In cui il valore $\gamma_M = 1.5$.

La chiodatura è totale. Si considera un numero di connettori $n = 6$ disposti su 5 file per un totale di 30 connettori. Lo spaziamento tra i fori viene considerato $a_1 = 40\text{mm}$ in virtù del fatto che i fori sono sfalsati. Si ottiene un numero efficace di viti pari a:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_{ef} = 0.92 \\ 10d = 33 \text{ mm} \leq a_1 = 40 \text{ mm} \leq 14d = 46.2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Risulta:

$$F_{v,Rd,TOT} = F_{v,Rd} \cdot n_{ROWS} \cdot n_{ef} = 37.65 \text{ kN}$$

Verificato.

La chiodatura è totale. Si considera un numero di connettori $n = 5$ disposti su 6 file per un totale di 30 connettori. Lo spaziamento tra i fori viene considerato $a_1 = 40\text{mm}$ in virtù del fatto che i fori sono sfalsati. Si ottiene un numero efficace di viti pari a:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

$$\lfloor k_{ef} = 0.92$$

$$10d = 33\text{ mm} \leq a_1 = 40\text{ mm} \leq 14d = 46.2\text{ mm}$$

Risulta:

$$F_{v,Rd,TOT} = F_{v,Rd} \cdot n_{ROWS} \cdot n_{ef} = 37.65\text{ kN}$$

Verificato.