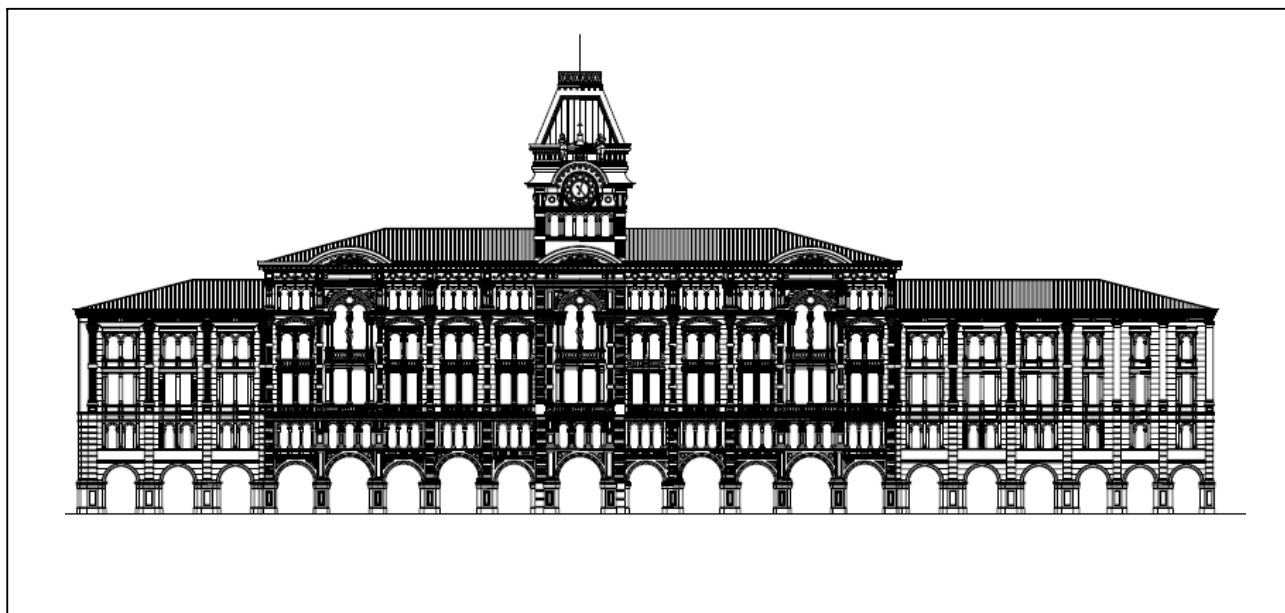


COMUNE DI TRIESTE

DIPARTIMENTO LAVORI PUBBLICI, FINANZA DI
PROGETTO E PARTENARIATI

SERVIZIO EDILIZIA PUBBLICA



Edificio Municipale di Piazza Unità

REG. DET. DIR. N. 2397 / 2019
CUP F98B18000170004 - CIG Z21298C01C

INTERVENTO DI RISAMENTO STRUTTURALE DEL SOLAIO DI
COPERTURA DELLA SALA CONSIGLIO

TAV. S0 - RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI IMPIEGATI

Ing. Giorgio Altin – Via G. Donizetti 1 – Trieste

Indice

1	Premessa	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Rilievo e descrizione dello stato di fatto	3
3.1	Rilievi Ditta InSitu.....	5
3.2	Carichi applicati	8
3.3	Analisi dei risultati in condizione statica	10
3.4	Considerazione sui risultati	15
4	Ulteriori indagini e rilievi ditta Insitu - Giugno 2020.....	16
4.1	Conclusioni stato attuale calcoli e indagini	19
5	Modalità di intervento	20
5.1	Inquadramento dell'intervento	20
5.2	Modello di calcolo in situazione di progetto	21
6	Riassunto dei risultati dei calcoli eseguiti.	23
7	Verifiche dei collegamenti.....	27
8	Rinforzo legno	38
9	Validazione dei risultati e Conclusioni	40
10	Relazione sui materiali impiegati.....	41
	ALLEGATO A - Fascicolo dei calcoli	42

1 Premessa

La presente relazione riguarda **la progettazione degli interventi di rinforzo del solaio del terzo piano** (soffitto della Sala Consiglio) dell'edificio Municipale di Piazza Unità, Trieste. Tale intervento si è reso necessario a seguito della chiusura del piano stesso a causa delle criticità rinvenute in fase di **verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio**.

In particolare, si fa riferimento alla MODIFICA AL CONTRATTO PROT. GEN. N. 2019/214913 PROT. CORR. N-OP/2017-162/42-2019/14114 di data 24/10/2019., codice opera 17162: Edificio municipale Piazza Unità: incarico per la verifica della vulnerabilità sismica e l'assistenza alla Direzione Lavori quale direttore operativo e ispettore di cantiere dei sondaggi delle indagini strutturali:

Progettazione degli interventi da eseguirsi, al seguito della verifica della vulnerabilità sismica condotta, sull'edificio municipale di Piazza Unità, finalizzata a massimizzare il bagaglio di informazioni e conoscenze acquisite durante gli studi ed indagini condotti sull'edificio stesso.

CUP F98B18000170004 - CIG N. Z21298C01C

Con determinazione dirigenziale n. 2397 dd. 2019, l'arch. Lucia Iammarino, Dirigente del Servizio del Dipartimento Lavori Pubblici, Finanza di Progetto e Partenariati del Comune di Trieste, con sede in Piazza Unità d'Italia n. 4, Trieste, ha affidato, al Professionista ing. Giorgio Altin, con Studio Professionale in via Donizetti 1, 34133 Trieste, C.F. LTN GRG69D24 L424G, P.IVA 01025210327, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Trieste al n. 1840 - A, l'incarico di provvedere alla verifica della vulnerabilità sismica e l'assistenza alla Direzione Lavori, quale direttore operativo e ispettore di cantiere dei sondaggi delle indagini strutturali, dell'edificio Municipale di Piazza Unità n.4, mediante modellazioni numeriche ed analisi.

In ottemperanza alla modifica suddetta, il sottoscritto, ing. Giorgio Altin, redige la presente RELAZIONE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEGLI INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA STATICA E DINAMICA DEL SOFFITTO DELLA SALA CONSILIARE.

Nel fascicolo dei calcoli allegato saranno presenti, per esteso, tutte le verifiche condotte sui modelli di calcolo, fornite in output dai codici di calcolo utilizzati.

Per le analisi sono stati utilizzati:

- il software CMP di Namirial – codice licenza n. 33073, in uso a Ing. Giorgio Altin – Via Donizetti n. 1, Trieste.

2 Normativa di riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC)”;
- Circolare Ministeriale 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9.02.2011 : “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2008”;
- Delibera Regionale n.1239 del 13 novembre 2017 della Regione Toscana;
- CNR DT 206–R1 / 2018: “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”.

3 Rilievo e descrizione dello stato di fatto

Come previsto al paragrafo 8.3 di NTC2018, inizialmente la struttura è stata analizzata in condizioni statiche, con azioni controllate dall'uomo, nell'ambito di tali verifiche statiche sono emerse delle criticità sul solaio di copertura della sala del consiglio comunale.

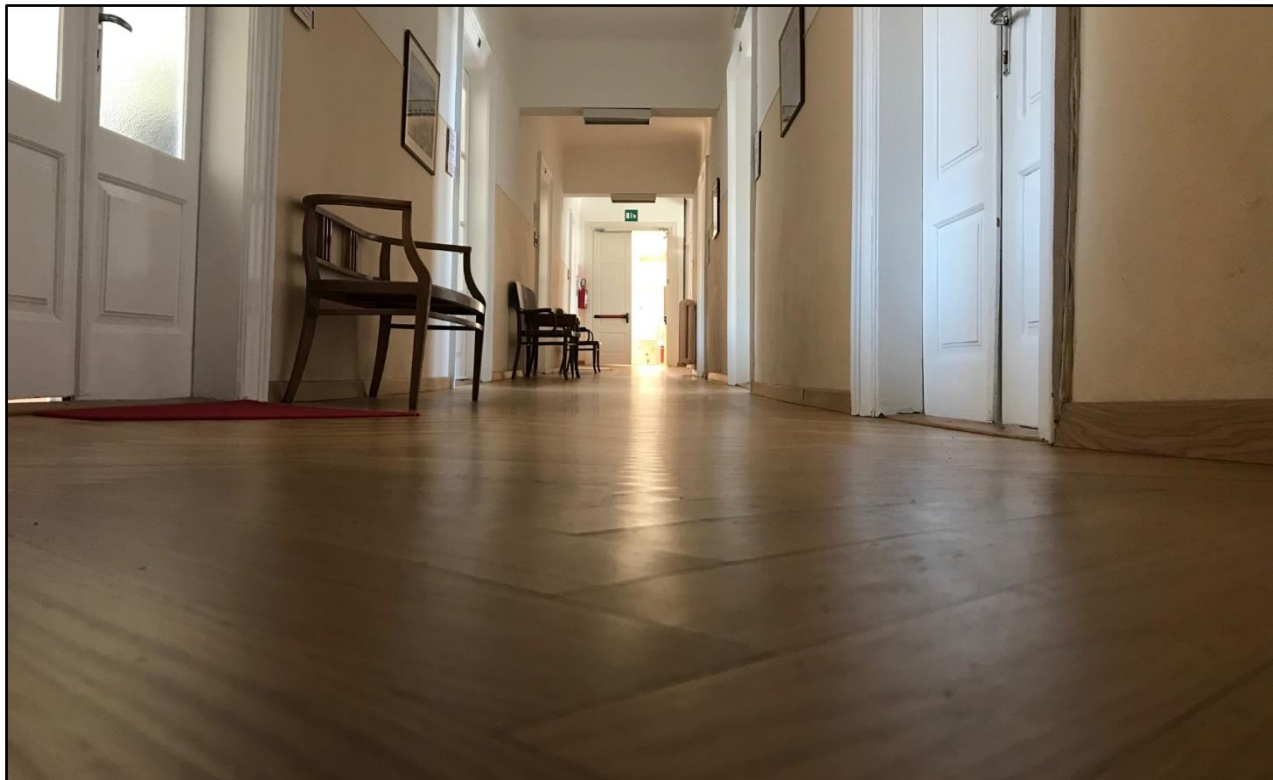


Figura 1 - Solaio di copertura della Sala Consiglio

La struttura di sostegno del solaio di copertura della sala del consiglio comunale risulta di una certa complessità. Si tratta di un doppio telaio ligneo che coinvolge anche il solaio di sottotetto e copertura. Si veda la *Figura 1* e la successiva *Figura 2*, quest'ultima tratta dalla relazione di indagine effettuata dalla ditta Sercotec.

Nella stessa relazione a firma dell'ing. Almesberger, si rende noto che il solaio di copertura della sala consiglio è stato oggetto di interventi già in passato così come sono stati sin dal 1923 segnalati problemi statici sullo stesso.

Nella relazione viene richiamata la sostituzione di un puntone nell'anno 1923, la stessa Sercotec nella fase di indagini ha provveduto alla riparazione di un tirante in acciaio collassato. Infine, nell'anno 1948, in una lettera a firma dell'allora direttore dell'ufficio lavori pubblici, viene richiesto di diminuire i sovraccarichi dei solai di quarto piano e soffitta.

Le problematiche statiche del solaio si sono esplicitate in un cedimento di *10 cm* del solaio in corrispondenza della posizione della prima delle “capriate” a partire dalla scala principale.



Figura 2 - Solaio di copertura della Sala Consiglio – Relazione Sercotec

Inoltre, nel solaio di sottotetto ed in copertura sono stati eseguiti, negli anni, diversi interventi di rinforzo e di sostituzione di elementi ammalorati perché colpiti da tarli.

Sugli elementi che compongono tale struttura sono stati osservati anche cedimenti differenziali, rilevati sempre dalla Sercotec negli anni 2004 e 2005 tra la muratura della facciata postica e quella della facciata principale ed ora rimisurati dalla ditta Insitu (vedasi relazione allegata). Tale cedimento differenziale è stato misurato in 0.3 mm in un anno di osservazione. Valore molto alto se si considera l'età della costruzione.

Le conclusioni della relazione dell'ing. Almesberger, relativamente alla situazione statica del soffitto della sala consigliare, si riassumono come segue:

1. Continuazione del monitoraggio;
2. Esecuzione nuove indagini di fondazione;
3. Rilievo di dettaglio e modellazione agli elementi finiti della copertura e dei solai sottostanti con elementi beam;
4. Eventuali prove di carico sul solaio di sottotetto.

Con il presente lavoro sono state sviluppati i punti 2 e 3 succitati in quanto si è approfondito il livello di conoscenza attraverso saggi sul solaio del terzo piano e nella muratura che hanno permesso di definirne la geometria completa.

Infine, è stato possibile definire compiutamente la geometria della struttura di sostegno del solaio della sala consiglio che differisce in parte da quanto supposto all'epoca delle indagini Sercotec.

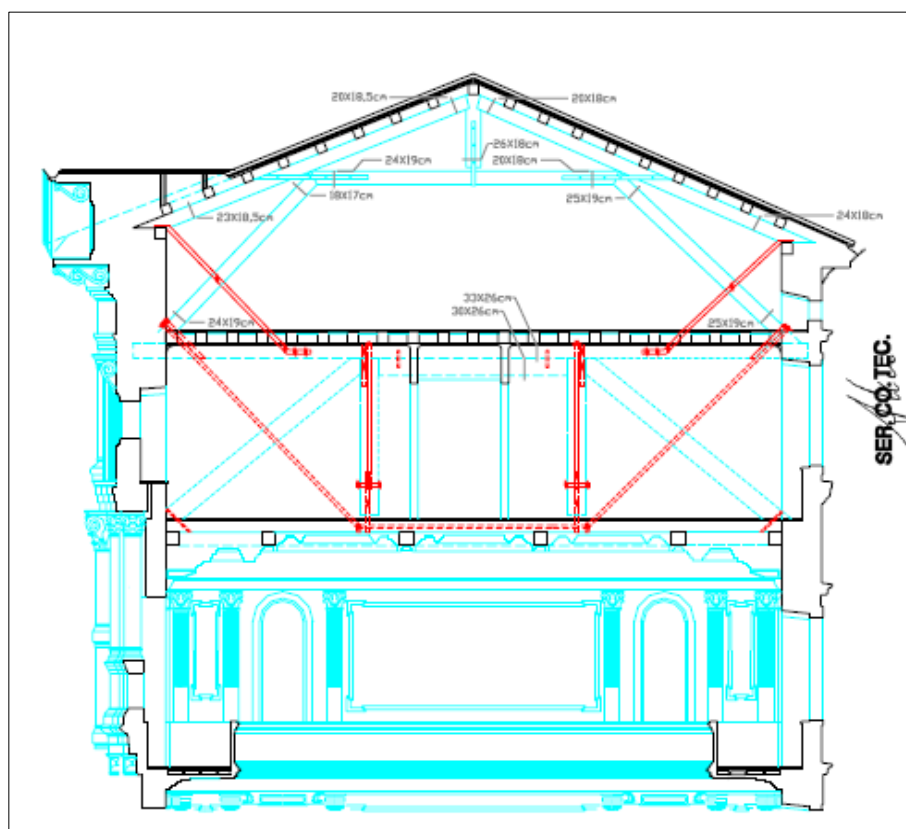


Figura 3 - Rilievo geometrico della Sercotec

3.1 Rilievi Ditta InSitu

La ditta InSitu ha approfondito tale rilievo mediante l'esecuzione di due fori di ispezione nel solaio del terzo piano che hanno permesso di individuare alcuni elementi strutturali non ancora noti. Quali le modalità di realizzazione del solaio del terzo piano, il collegamento alle travi basse appoggio dei telai principali e l'orditura del solaio stesso. Si vedano i particolari successivi.

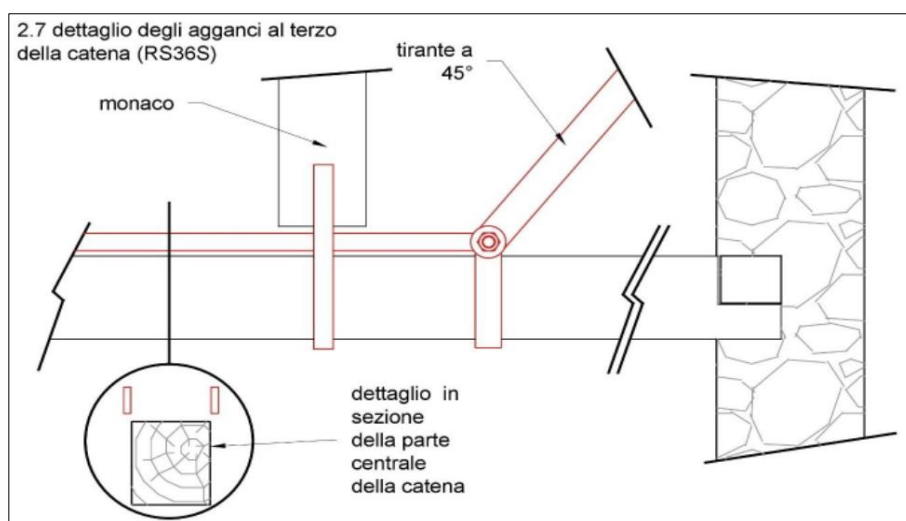


Figura 4 - Schema della carpenteria metallica ancorata alla struttura lignea – Rilievo ditta InSitu

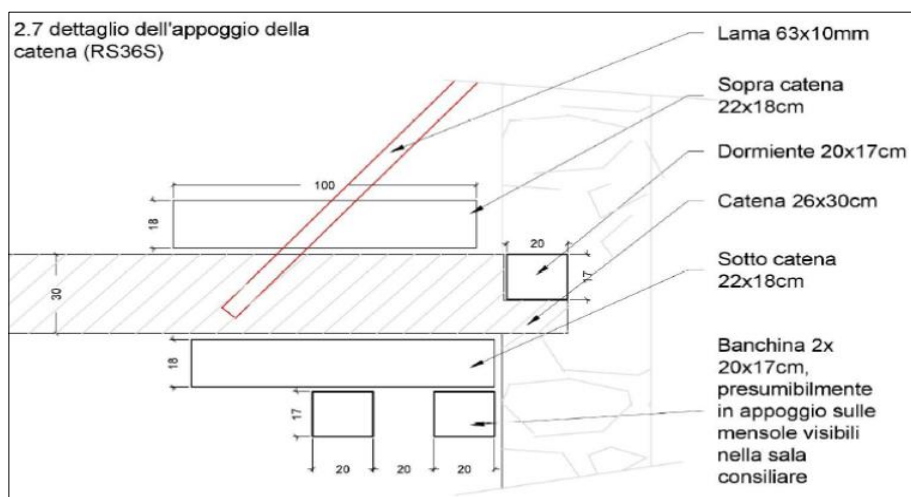


Figura 5 - Sezione schematica dell'appoggio della catena nella muratura – Rilievo ditta InSitu

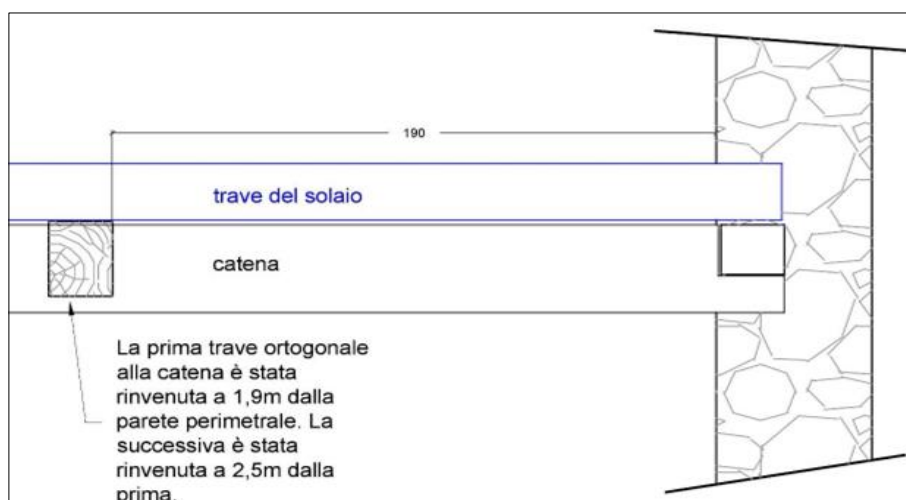


Figura 6 - Dettaglio delle travi ortogonali che insistono sulla catena sulle quali gravano quelle del solaio di calpestio (Indicate in blu) – Rilievo ditta InSitu

L'immagine successiva rappresenta, invece, il modello agli elementi finiti utilizzato per le verifiche di legno ed acciaio, mediante l'uso del software CMP di Namirial.

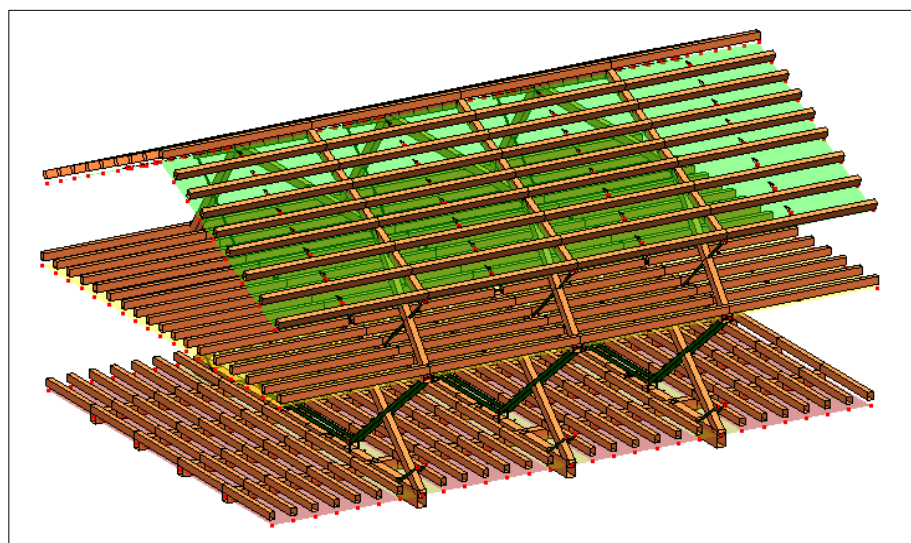


Figura 7 - Modello 3D agli elementi finiti

Di seguito viene messo in evidenza il dettaglio del sistema di appendimento in corrispondenza di una delle capriate.

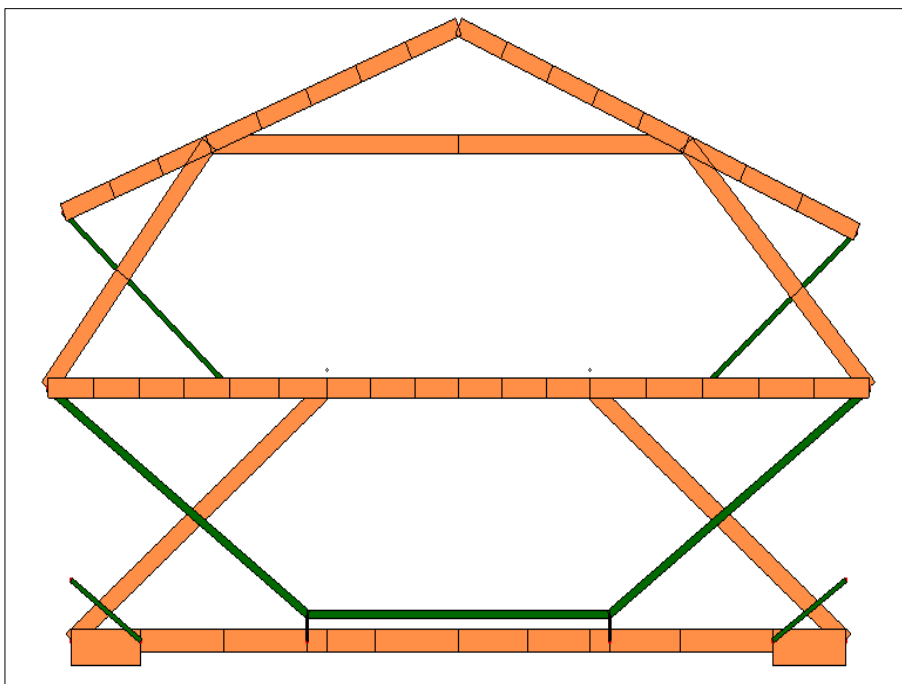


Figura 8 - Dettaglio del sistema di appendimento della copertura della Sala Consiglio

La figura sottostante riporta il particolare della modellazione del nodo sulla trave bassa tra piatti di acciaio e trave lignea (vedasi il dettaglio del rilievo della ditta Insitu).

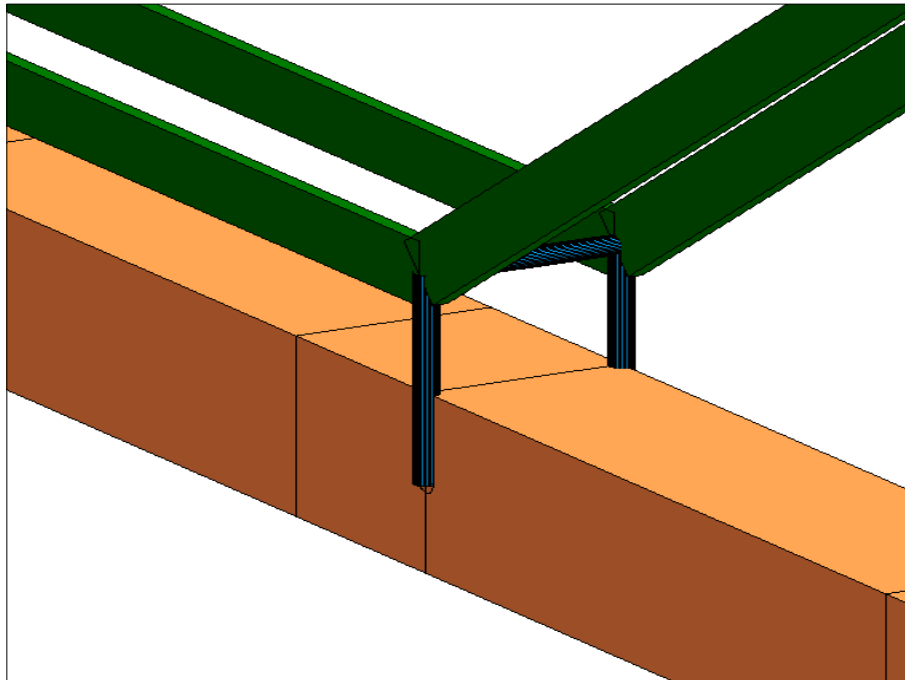


Figura 9 - Dettaglio del nodo, dei piatti di acciaio, della vite di Ø32mm e della "catena inferiore"

3.2 Carichi applicati

Si esplicitano a seguire i carichi applicati sui diversi solai con esclusione dei pesi propri in quanto conteggiati automaticamente dal codice di calcolo.

Solaio del terzo piano (copertura della Sala Consigliare)

Il peso proprio del solaio si riduce al doppio tavolato in rovere conteggiato in 4 cm di spessore.

Stratigrafia	Spessore / Sezione	Peso Specifico	Peso Totale
Tavolato	4,00 cm	8,00 kN/m ³	0,32 kN/m ²
Carico Permanente Strutturale			0,32 kN/m²
Finiture Sala del Consiglio – Spessore variabile	5,00 cm	8,00 kN/m ³	0,40 kN/m ²
Listelli	2,00 cm	8,00 kN/m ³	0,16 kN/m ²
Parquet	3,00 cm	8,00 kN/m ³	0,24 kN/m ²
Nuova finitura in Pannelli OSB e Rovere	4,00 cm	8,00 kN/m ³	0,32 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale			1,12 kN/m²

I tramezzi sono stati conteggiati con il loro peso e la loro posizione come carichi permanenti non strutturali, tenendo anche conto dei varchi delle porte.

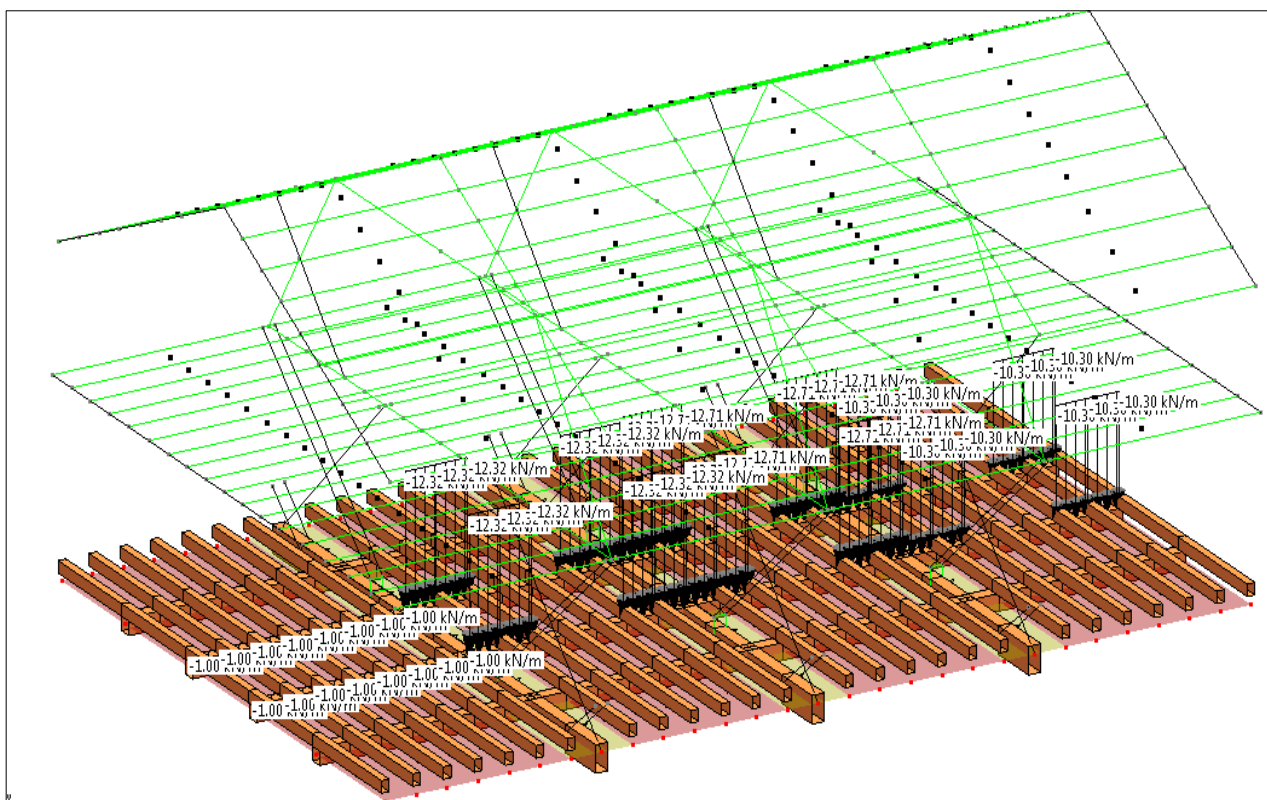


Figura 10 - Carichi dei tramezzi del corridoio

Nel caso dei tramezzi di tamponamento delle strutture della capriata, rilevati in due elementi di laterizio di spessore 6 cm (posati di taglio), avendo constatato che essi gravano sul doppio tavolato che è disposto tra trave e trave del solaio in corrispondenza delle capriate, essi sono stati considerati come carichi distribuiti su tali solai. Ne consegue che la ripartizione del loro carico avviene direttamente sulle travi del solaio, si veda la figura successiva.

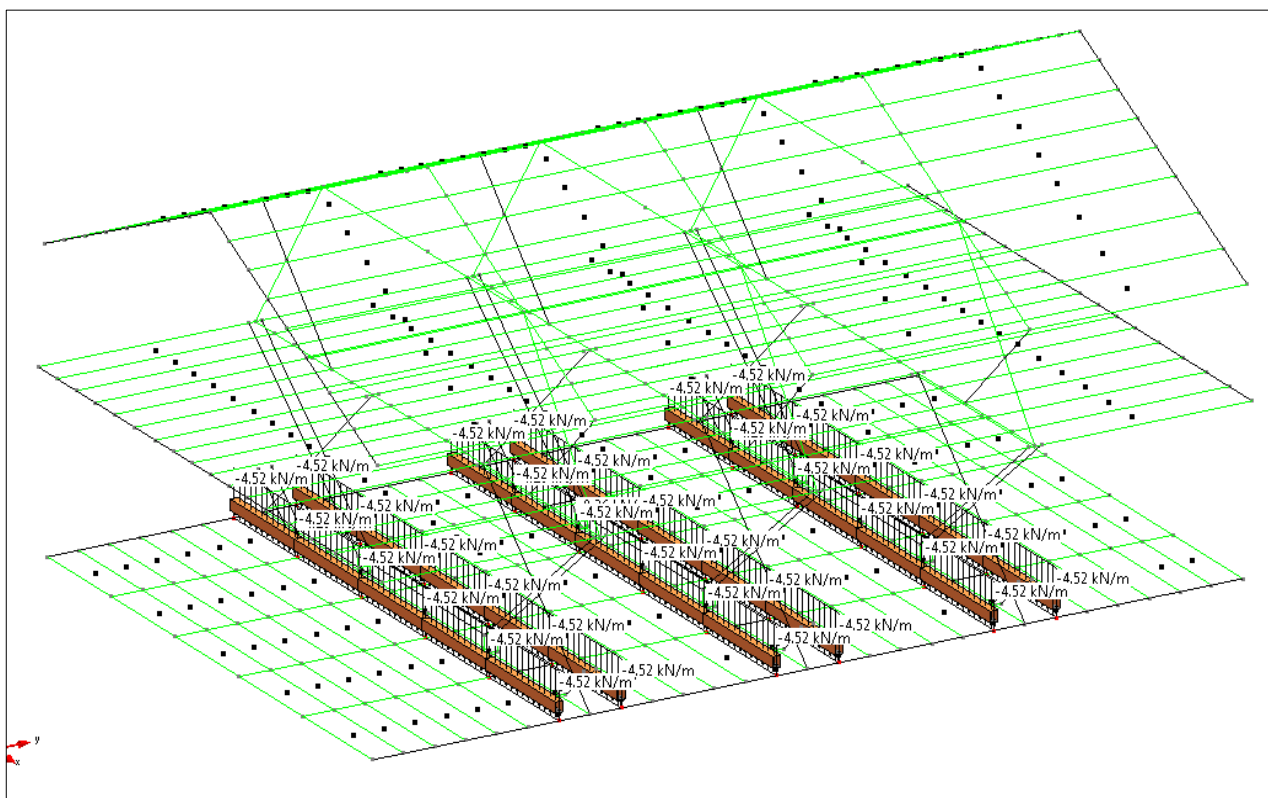


Figura 11 - Carichi dei tramezzi di separazione degli uffici

Per il carico accidentale, vedremo che sono state considerate due opzioni:

- una con il carico da uffici aperti al pubblico $\rightarrow 3 \text{ kN/m}^2$,
- ed una con carico da sottotetto $\rightarrow 1 \text{ kN/m}^2$.

Solaio di sottotetto

Stratigrafia	Spessore / Sezione	Peso Specifico	Peso Totale
Tavolato	3,00 cm	8,00 kN/m ³	0,24 kN/m ²
<u>Carico Permanente Strutturale</u>			0,24 kN/m²
Intonaco di soffitto	2,00 cm	- kN/m ²	0,30 kN/m ²
Listelli	2,00 cm	8,00 kN/m ²	0,16 kN/m ²
Sabbia di allettamento	3,00 cm	17,00 kN/m ²	0,51 kN/m ²
Tavelle in laterizio	3,50 cm	18,00 kN/m ²	0,63 kN/m ²
<u>Carico Permanente Non Strutturale</u>			1,60 kN/m²
Categoria H	Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione		1,00 kN/m ²
Carico Accidentale			1.00 kN/m²

Solaio di copertura

Stratigrafia	Spessore / Sezione	Peso Specifico	Peso Totale
Listelli	2,00 cm	8,00 kN/m ²	0,16 kN/m ²
Tavelle in laterizio	3,50 cm	18,00 kN/m ²	0,63 kN/m ²
Malta	3,00 cm	20,00 kN/m ²	0,60 kN/m ²
Coppi	- cm	- kN/m ²	0,90 kN/m ²
Carico Permanente Non Strutturale			2,29 kN/m ²
Categoria H	Coperture		0,90 kN/m ²
Carico Accidentale			0,90 kN/m ²

3.3 Analisi dei risultati in condizione statica

In virtù della differente classe di durata dei carichi accidentali tra i differenti solai che compongono la struttura esaminata, sono state create tre diverse impostazioni di verifica.

Verifica in Condizione Statica del Solaio di Copertura

Carico Accidentale: Neve – Classe di Durata: Breve

A rigore le NTC2018 parlano di condizioni statiche con sovraccarichi accidentali governati dall'uomo quindi evidentemente non la neve, ma è stato analizzato che l'uso di un carico accidentale da manutenzione di 1 kN/m^2 porta agli stessi risultati.

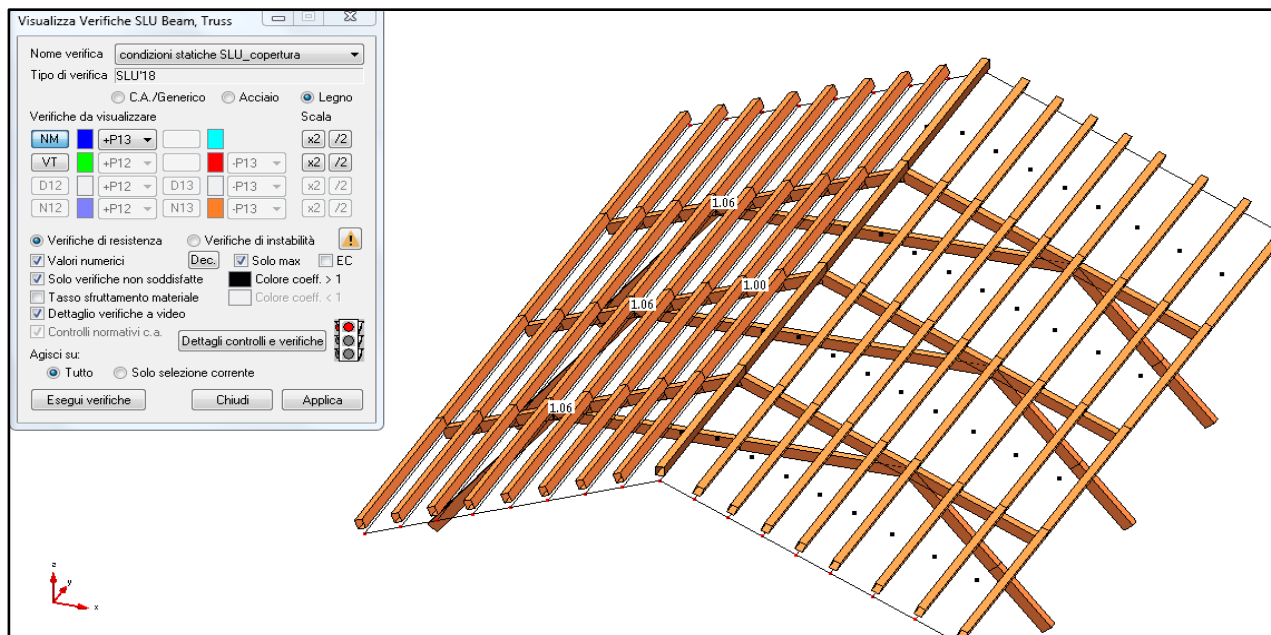


Figura 12 - Verifica a pressoflessione elementi lignei di copertura: valore max 1.06 > 1

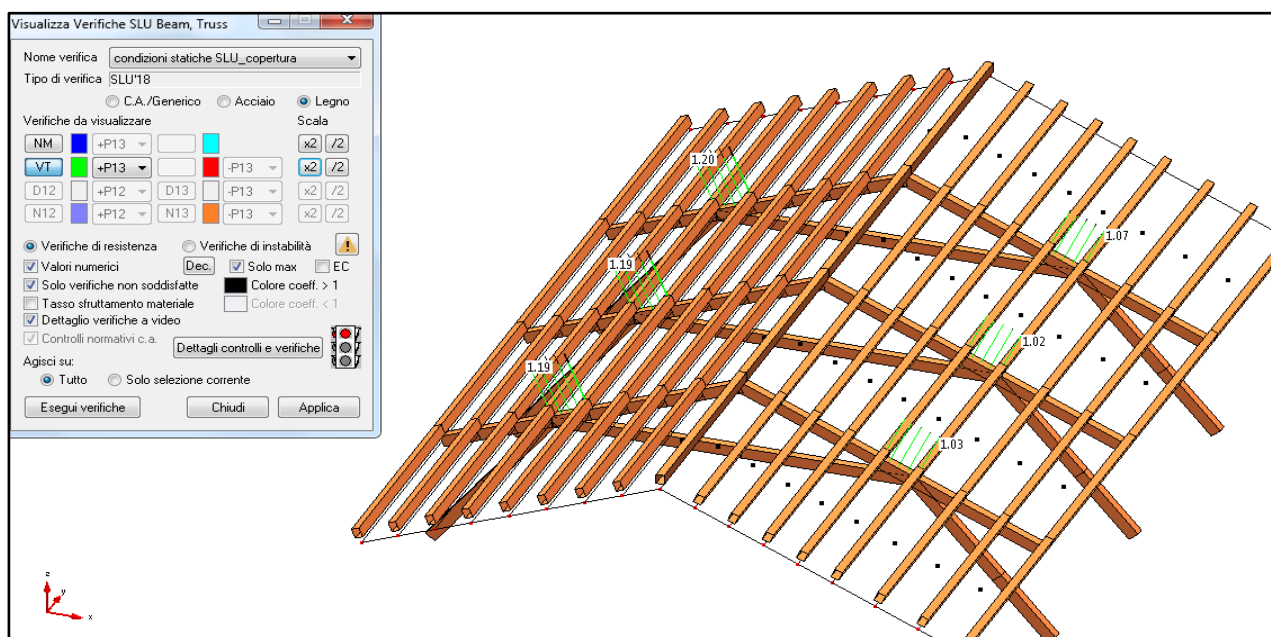


Figura 13 - Verifica a taglio elementi lignei di copertura: valore max 1.20 > 1

Si evince che mentre in pressoflessione le verifiche **non risultano soddisfatte al massimo del 6%** valore che potrebbe essere accettato in quanto dovuto a picchi di momento flettente che potrebbero essere spuntati, considerando la lunghezza finita della distribuzione del carico sui puntoni dovuto all'appoggio delle travi, nella verifica a taglio, negli stessi punti, i puntoni forniscono valori del **coefficiente di sfruttamento pari $1.20 > 1$** saranno quindi da effettuare dei rinforzi su tali nodi.

Verifica in Condizione Statica del Solaio di Sottotetto

Carico Accidentale: Manutenzione – Classe di Durata: Media Durata

In virtù del fatto che la normativa vigente in campo antincendio impedisce l'uso a deposito degli ambienti di sottotetto negli edifici con vincolo monumentale, cosa che infatti è rispettata in quanto le superfici sono prive di carichi, si è utilizzato il sovraccarico accidentale di 1 kN/m^2 ma con media durata e non lunga.

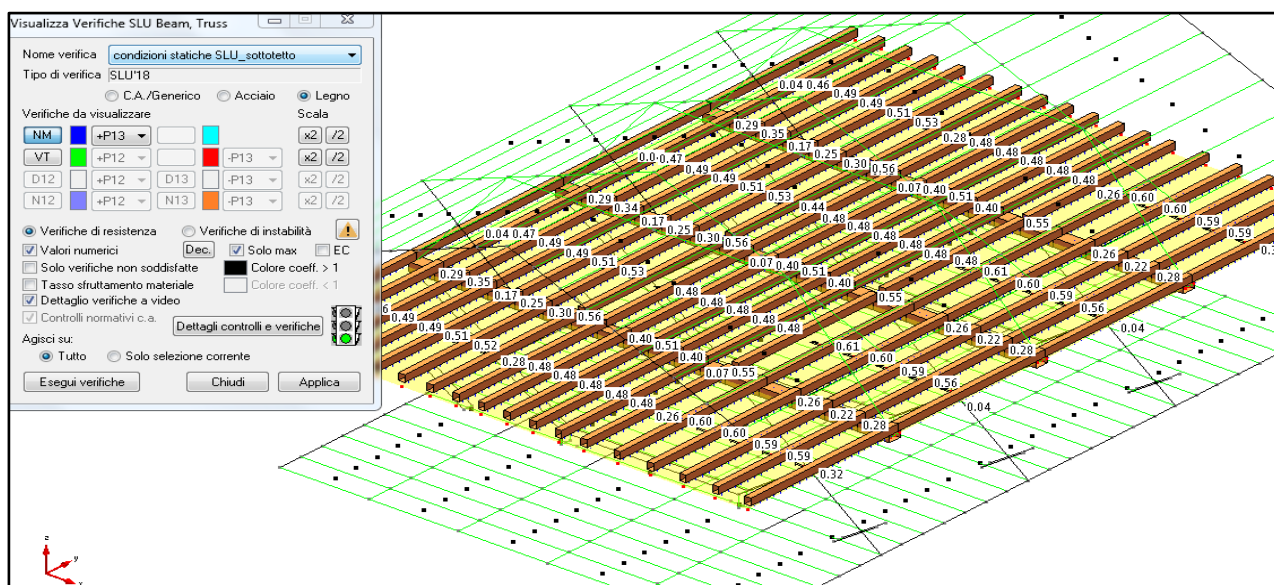


Figura 14 - Verifica a pressoflessione degli elementi lignei di sottotetto: valore max $0.60 < 1$

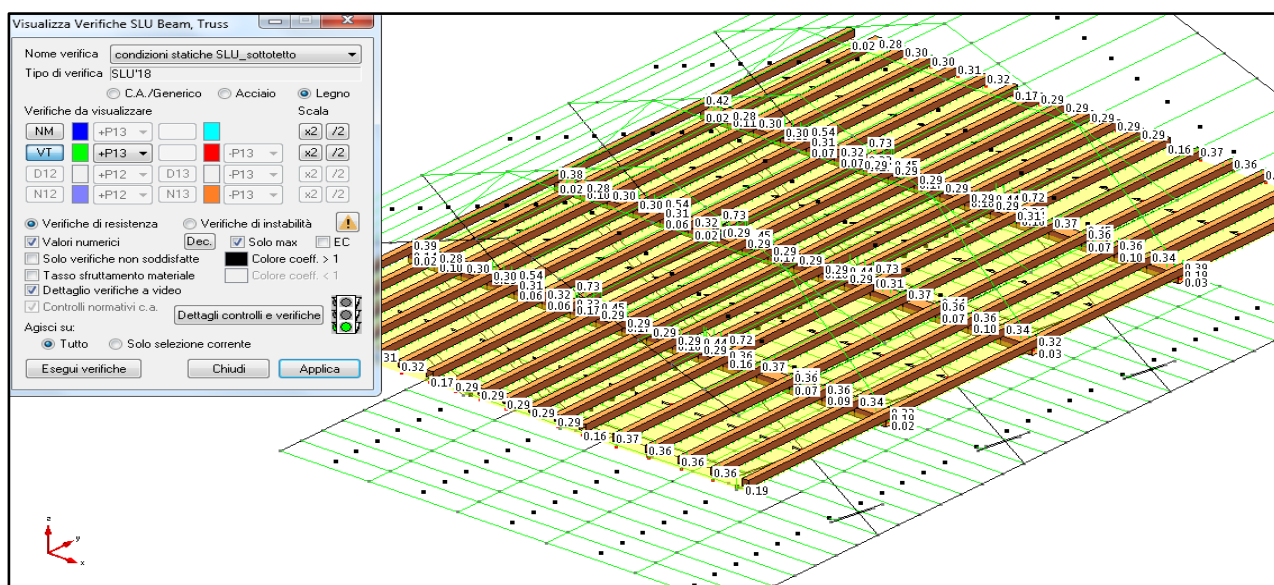


Figura 15 - Verifica a taglio degli elementi lignei di sottotetto: valore max $0.73 < 1$

Si conclude che le verifiche a taglio e pressoflessione degli elementi del solaio di sottotetto **risultano soddisfatte**.

Verifica in Condizione Statica del Solaio di Copertura della Sala Consiglio

Carico Accidentale: Uffici aperti al pubblico – Classe di Durata: Media Durata

Il sovraccarico accidentale previsto da normativa per la categoria indicata è pari a 3 kN/m^2 con media durata.

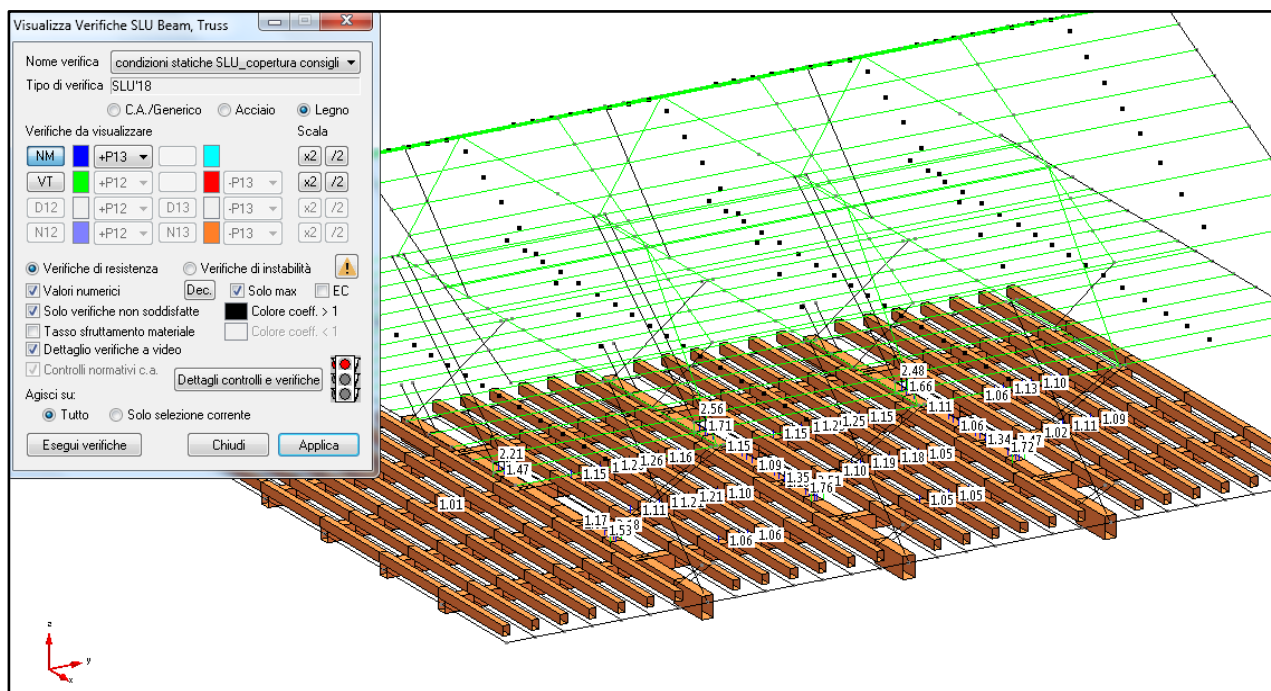


Figura 16 - Verifica a pressoflessione degli elementi lignei del solaio della Sala Consiglio: valore max 2.56 > 1

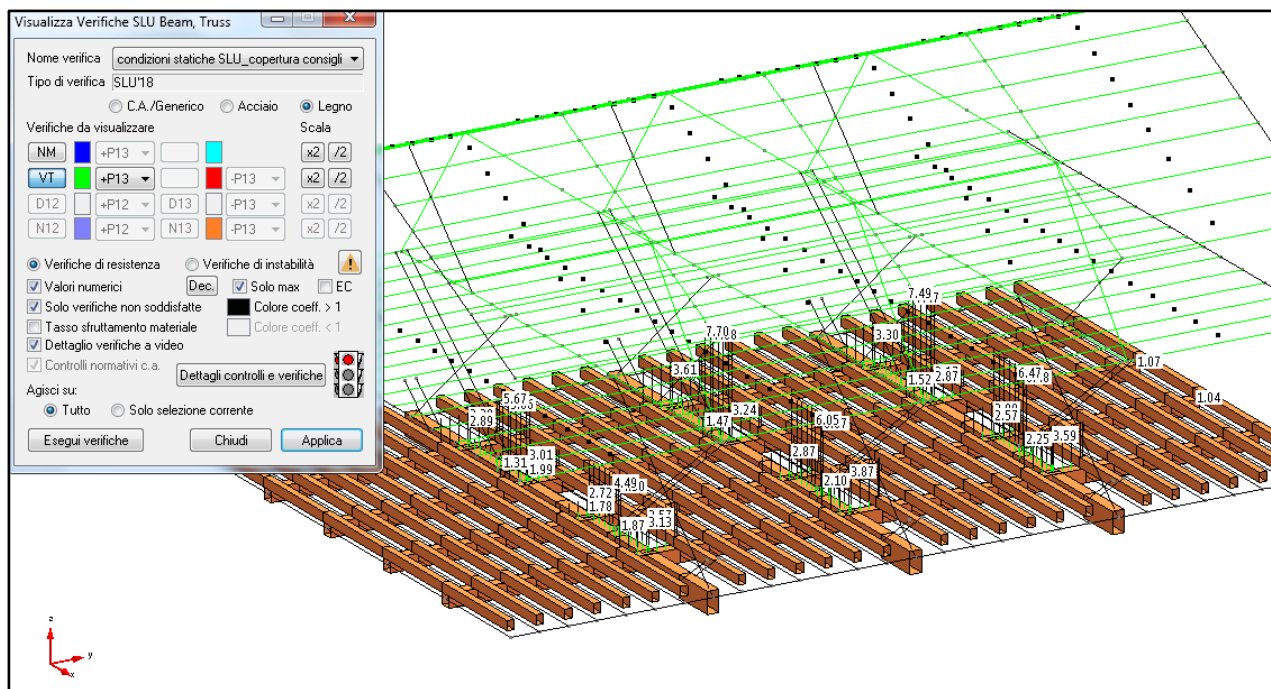


Figura 17 - Verifica a taglio degli elementi lignei solaio della Sala Consiglio: valore max 7.7 > 1

Le verifiche a taglio sono ampiamente **insoddisfatte** solo per gli elementi evidenziati nella figura

seguente. La trave principale del solaio si appoggia sulla “catena” inferiore che a sua volta è sostenuta dal sistema a tiranti metallici il cui collegamento con bullone da 32 mm si trova a poca distanza.

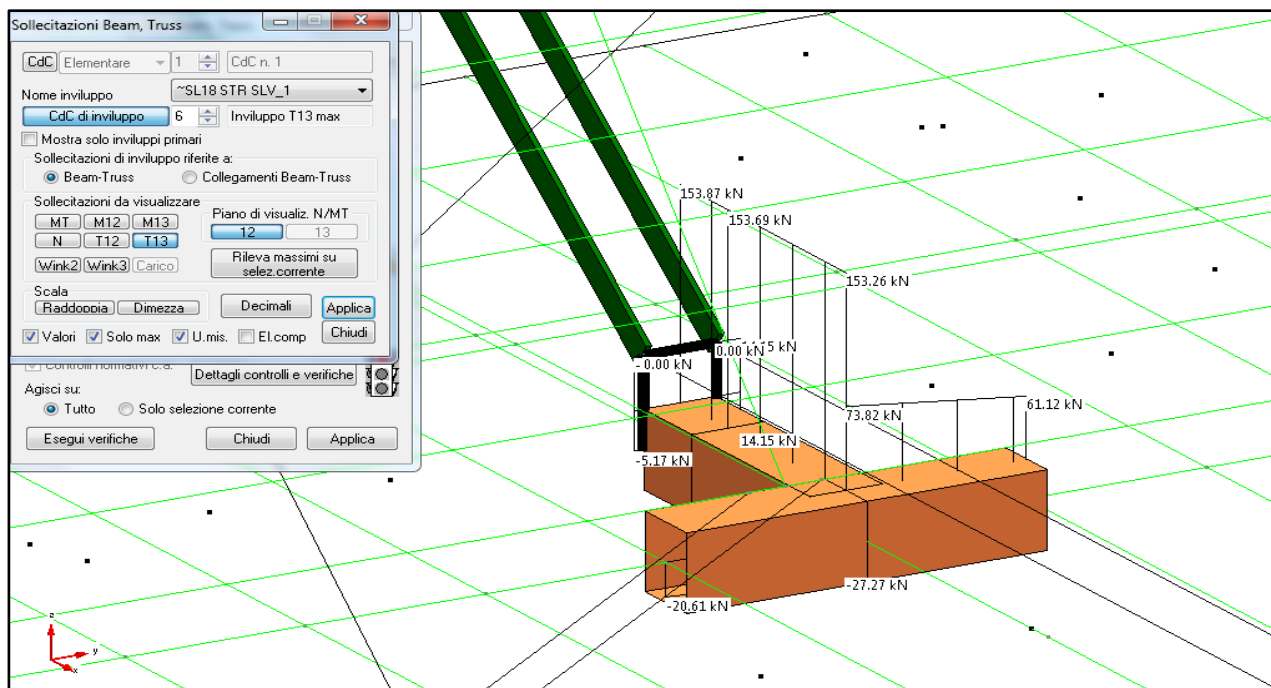


Figura 18 - Particolare degli elementi con taglio non verificato: valore max 7.7 > 1

Il dettaglio della figura precedente illustra il nodo nel quale il materiale ligneo ha verifiche sia in flessione che a taglio ampiamente insoddisfatte.

Dal codice di calcolo si evince che dalla trave del solaio arriva un taglio pari a 175 kN se si esegue un confronto di verifica si ha che avendo la trave luce 4,52m ed essendo il carico su di essa in combinazione SLU pari a:

$$(4,52 \text{ kN/m} \times 2 \times 2,3 + 12,5 \times 2,58 \text{ m}) \times 1,5 + 0,32 \times 4,52 \times 2,3 \times 1,1 + 1,12 \times 4,52 \times 2,3 \times 1,5 + 3 \times 4,52 \times 2,3 \times 1,5 = 180 \text{ kN}$$

Si deduce che il valore del taglio ottenuto dal codice di calcolo è corretto.

Avendo la catena la sezione 26x30 cm se si applica la seguente formula:

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

Si ottiene un coefficiente di sfruttamento del materiale pari a **5** quindi anche il calcolo manuale conferma il risultato ottenuto dal codice di calcolo nel quale il coefficiente è ancora maggiore per la presenza di una componente da torcente.

La verifica a taglio dell'elemento ligneo risulta ampiamente **insoddisfatta**.

Se si rifà l'analisi con un carico accidentale da sottotetto non accessibile e privo di carichi, che supponiamo di spingere ad un sovraccarico accidentale di soli 0,5 kN/m² si ottengono per tale elemento strutturale i seguenti valori di coefficienti di sfruttamento nelle verifiche:

$$\text{Verifica a Flessione } M_{ru}/M_{su} = 1.86 > 1$$

$$\text{Verifica a Taglio } V_{ru}/V_{su} = 3.98 > 1$$

In considerazione del fatto che, al punto 8.5.5 di NTC2018, è prevista la possibilità di ridurre i coefficienti γ_g qualora le indagini sull'edificio esistente siano così approfondite da permettere una

certa definizione dei carichi, la verifica statica del solaio della copertura della camera consiglio è stata eseguita in una combinazione di carico allo SLU con coefficienti $\gamma_g = 1$ per i carichi permanenti strutturali e non. Dalle immagini successive, che riassumono le verifiche su elementi lignei a taglio e pressoflessione nella combinazione suddetta, si evince che permangono criticità nei punti di collegamento tra tiranti in acciaio e travi principali.

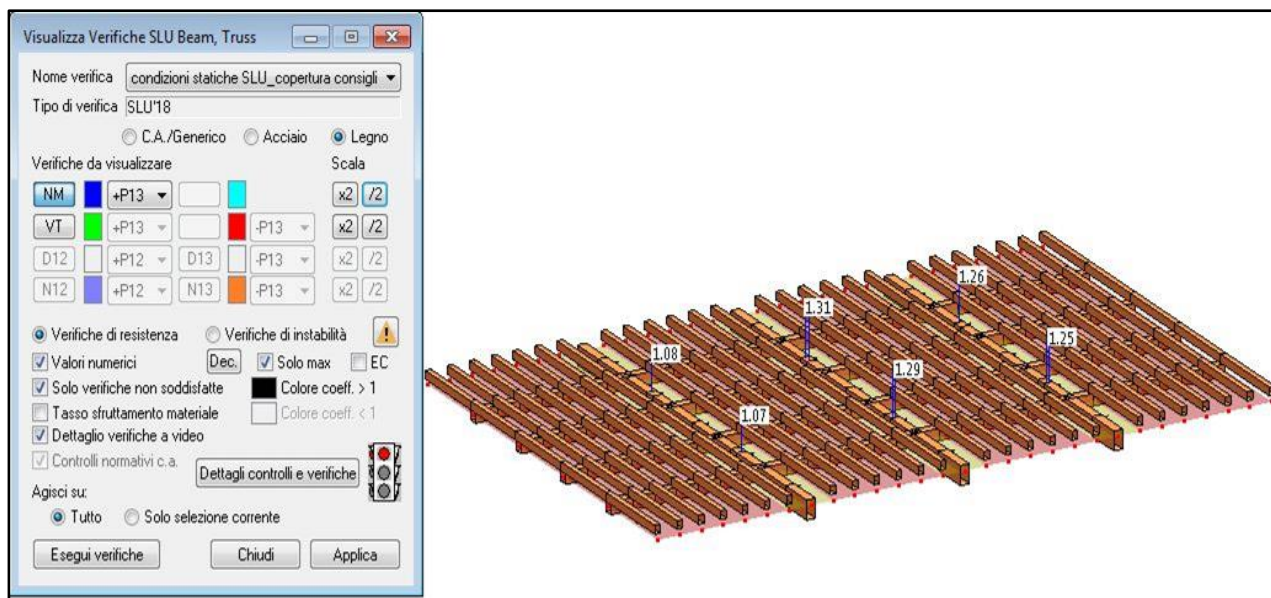


Figura 19 - Verifica a pressoflessione degli elementi lignei di copertura della sala consiglio: valore max 1.29 > 1

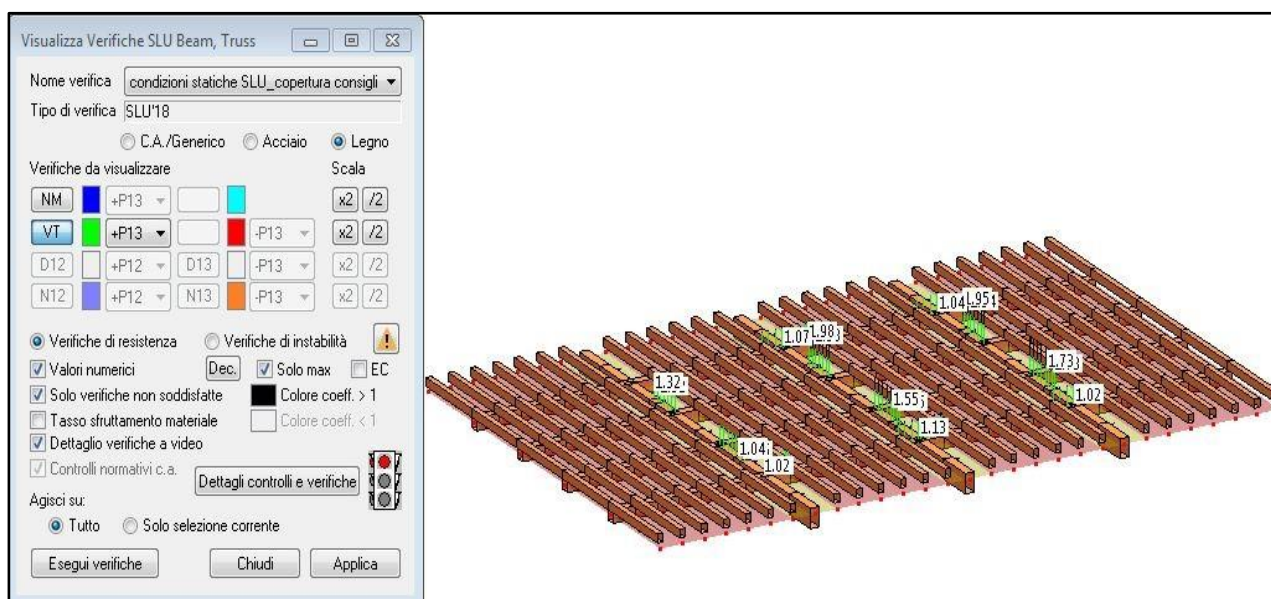


Figura 20 - Verifica a taglio degli elementi lignei di copertura della sala consiglio: valore max 1.98 > 1

Le verifiche degli elementi metallici risultano soddisfatte anche con carico accidentale da ufficio aperto al pubblico, si veda la figura riportata alla pagina seguente che le riassume.

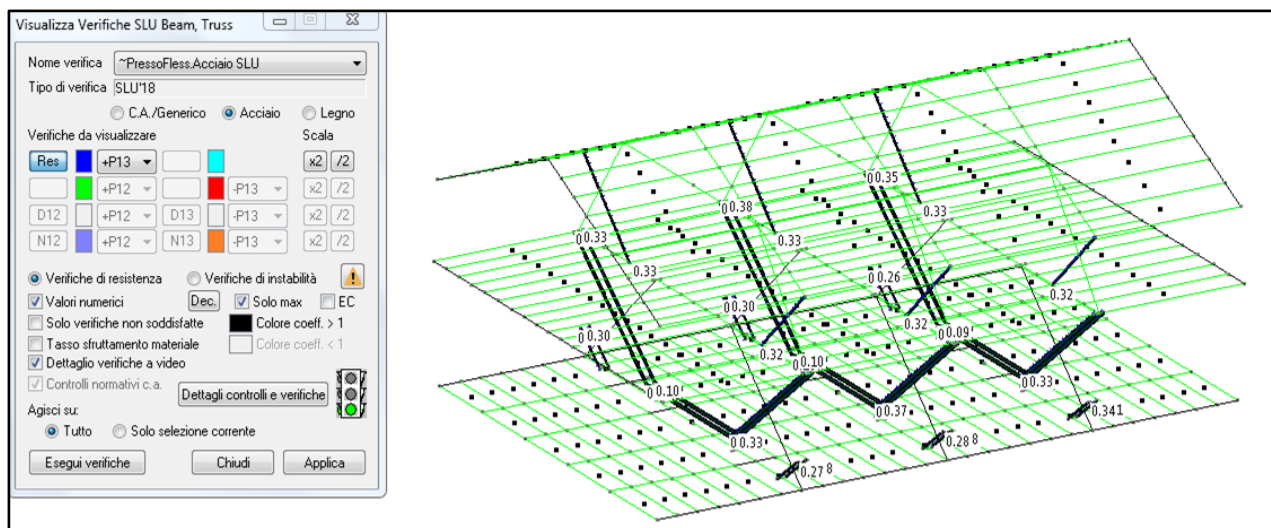


Figura 21 - Verifica di resistenza delle aste in acciaio: valore max $0.38 < 1$

3.4 Considerazione sui risultati

Le verifiche condotte hanno portato in evidenza delle criticità nella zona della Sala Consigliare. La struttura, come visto, comprende anche il solaio di sottotetto e di copertura, ma mentre per gli elementi di copertura vi sono solo alcuni nodi in cui alcune verifiche non sono soddisfatte, e tutto sommato con sollecitazioni di poco superiori a quelle ammesse, per quanto concerne la copertura della Sala Consiglio vi sono diverse travi lignee le cui verifiche non sono soddisfatte sia a taglio che a flessione, con valori del coefficiente di sfruttamento del materiale di molto superiore all'unità, si ricorda che la verifica è soddisfatta per coefficiente di sfruttamento minore dell'unità.

4 Ulteriori indagini e rilievi ditta Insitu - Giugno 2020

Le problematiche evidenziate hanno indotto ad effettuare un approfondimento di indagine sul soffitto della sala consigliare. In tal modo si è potuto dar conferma di tutte le sezioni delle travi dell'impalcato, con l'apertura di fori nel pavimento nelle posizioni nodali. Sono stati infine misurati i cedimenti delle travi principali (A), dei pavimenti, e dei davanzali delle finestre

Si riportano di seguito delle immagini esplicative dei punti di indagine ed una sintesi dei risultati ottenuti.

Ubicazione delle indagini eseguite

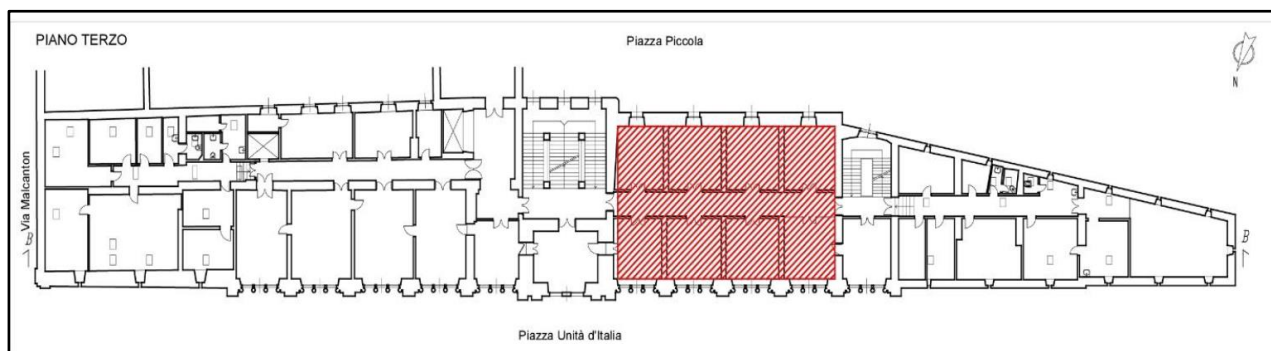


Figura 22 - Indicazione dell'area indagata al piano terzo dell'edificio

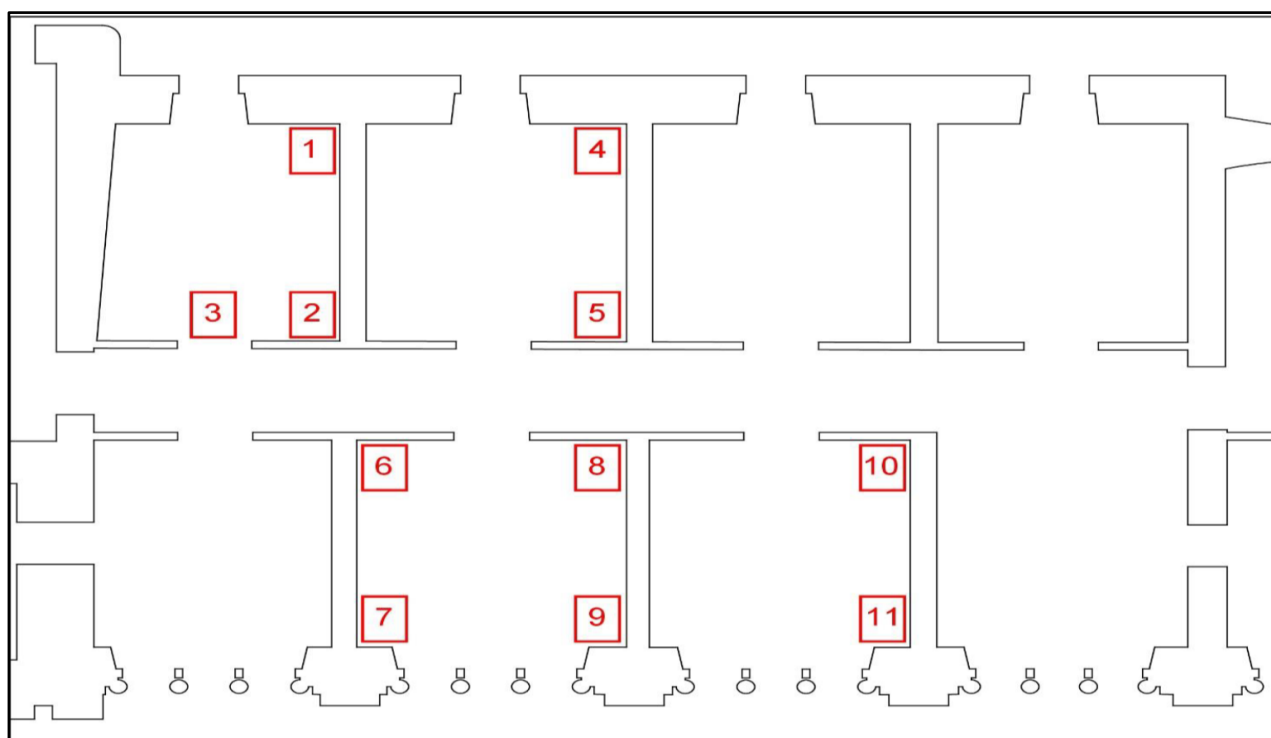


Figura 23 - Indicazione dei fori eseguiti sul solaio e pavimento del terzo piano

Assonometria della struttura

Come si evince dall'immagine sottostante, dalle indagini è emerso il seguente schema:

- Trave A: Catena della capriata di sezione b: 28-29cm, h: 30-31cm;
- Trave B: Orditura secondaria di collegamento tra le travi A e C di sezione b: 25-26 cm, h: 30-31cm;
- Trave C: Terza orditura in appoggio sulle travi B e D di sezione b: 15-16cm, h: 20-21cm;
- Trave D: Trave alla stessa quota delle travi A e B in direzione ortogonale, di sezione b: 15-16cm, h: 20-21cm, interasse 40-45cm.

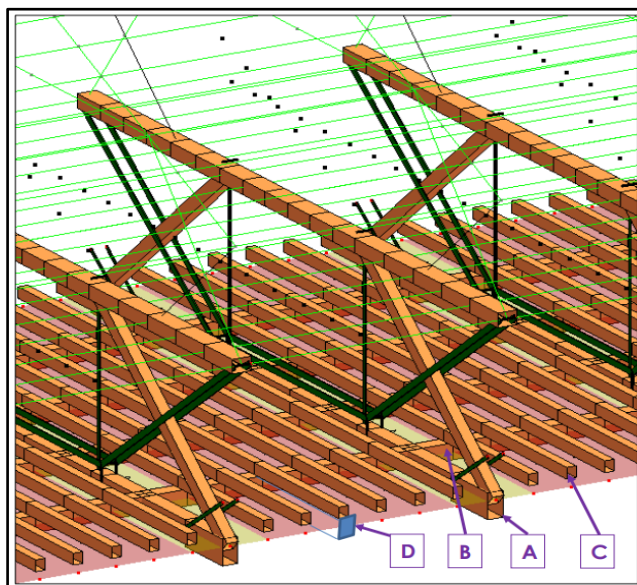


Figura 24 - Assonometria della struttura

Misura dei cedimenti del solaio

Sono state rilevate le quote sul solaio di pavimento del terzo piano e della Sala Consiliare.

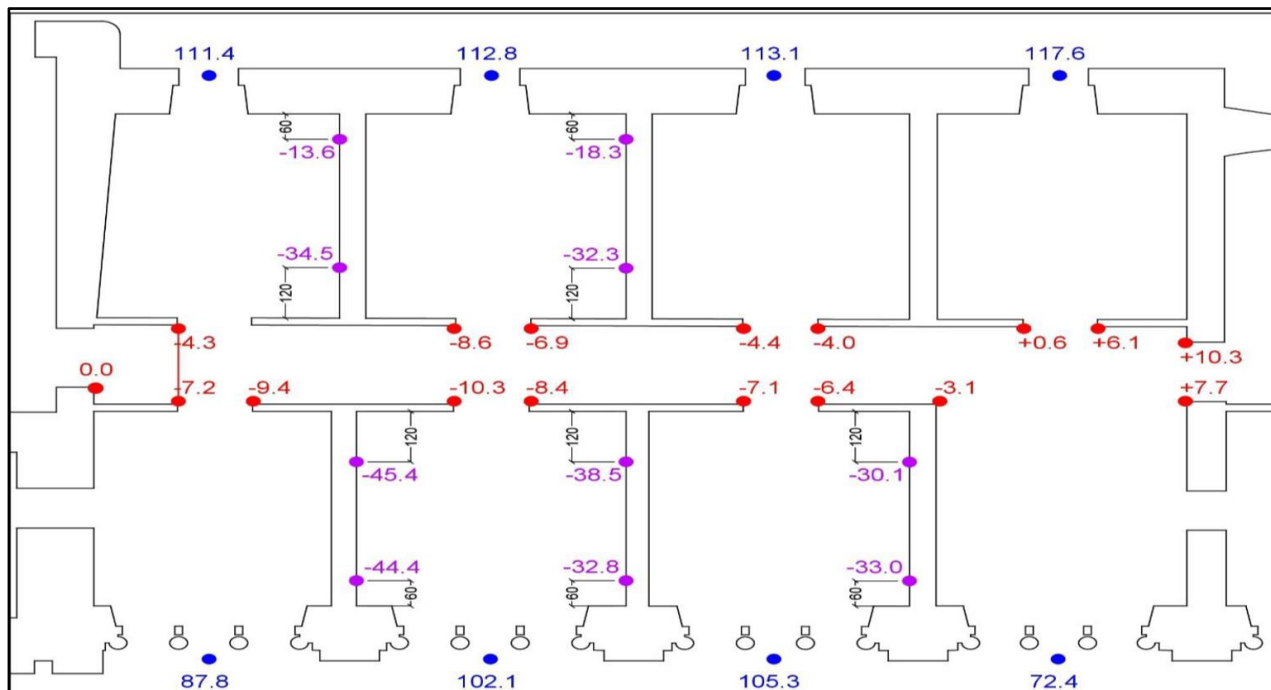


Figura 25 - Quote relative alle strutture verificate al terzo piano

Si precisa che, nell'immagine riportata alla pagina precedente, le quote in colore viola si riferiscono alla trave bassa della capriata (trave A), in rosso, invece, sono indicate le quote d'imposta dei varchi porta, le quote in blu sono relative ai davanzali esterni.

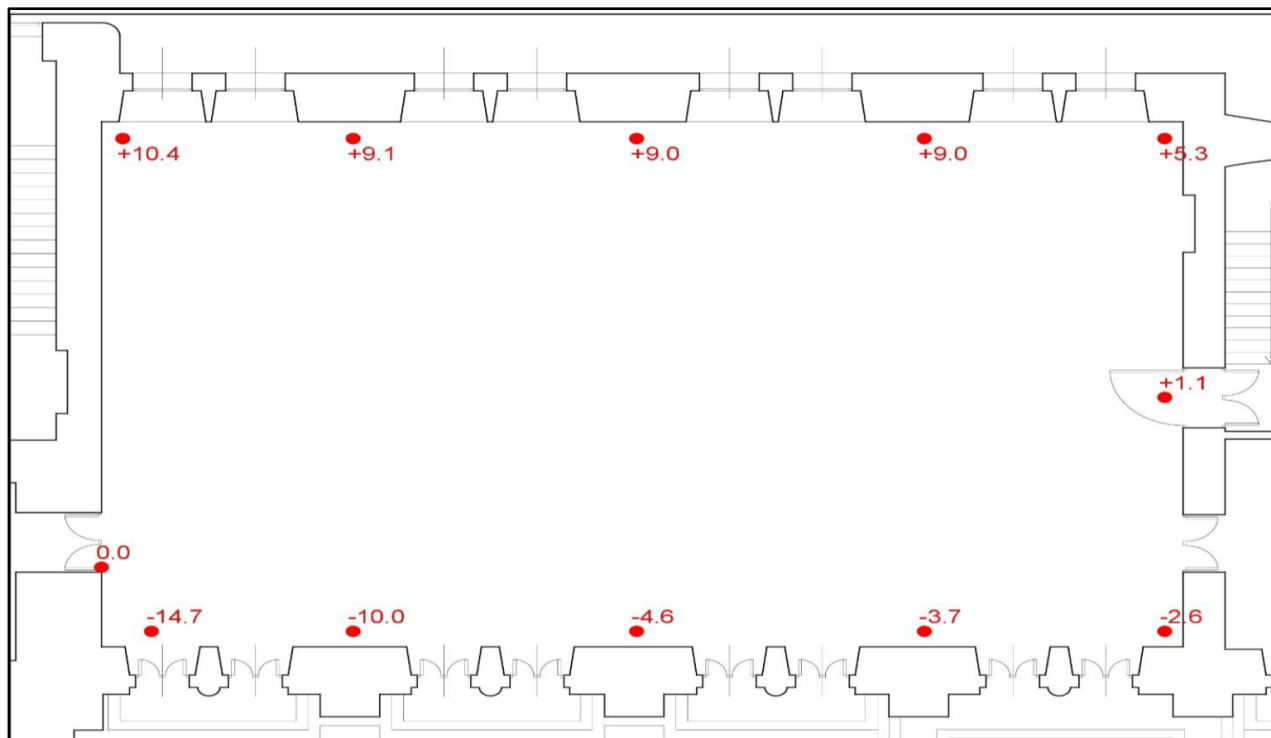


Figura 26 - Quote relative alla pavimentazione della sala Consiliare

Si evidenzia nell'immagine seguente la notevole freccia della catena inferiore della capriata (Trave A), la cui curvatura all'estradosso rende di difficile esecuzione rinforzi estradosali rigidi (Acciaio). Questi ultimi sarebbero, inoltre, ostacolati dalla presenza dei collegamenti tra travi A e B.

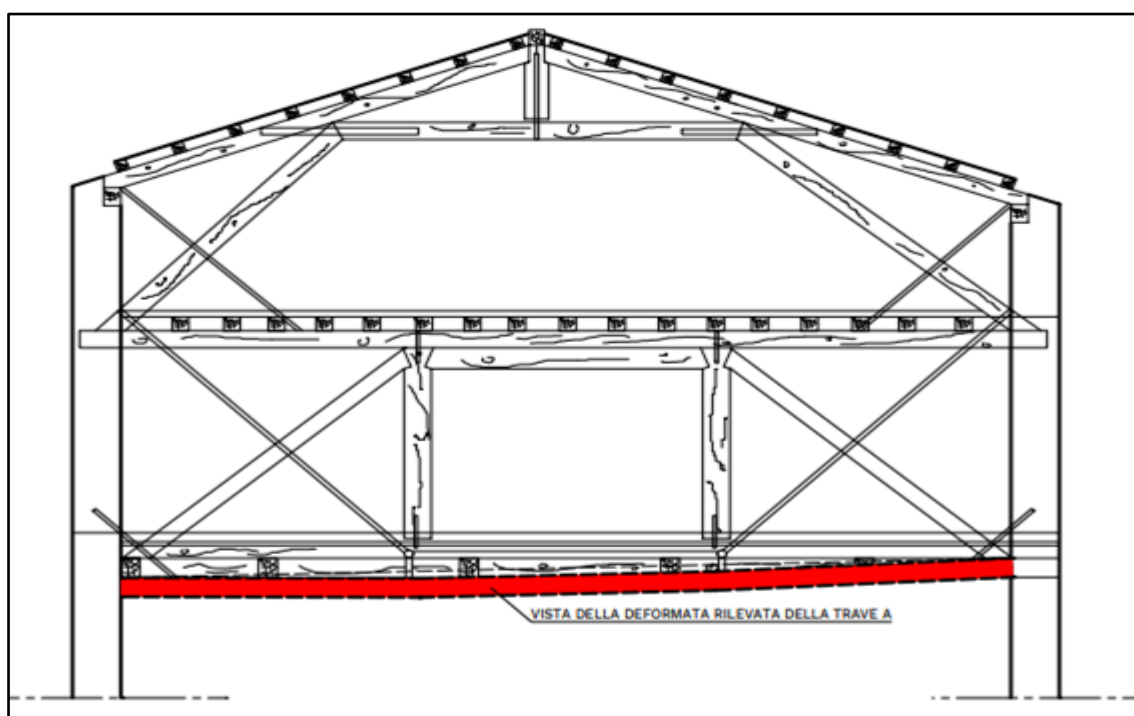


Figura 27 - Vista della deformati della trave A rilevata

L'approfondimento di indagine ha permesso di definire compiutamente i carichi anche nelle zone precedentemente non interessate alle stesse.

Si è potuto vedere che la struttura a doppio tramezzo che funge da tamponamento è costituita da mattoni pieni messi di taglio in precario stato di conservazione e con collegamenti tra i paramenti anch'essi in mattoni. Come già constatato tali tramezze, i cui mattoni risultano spesso staccati crollati all'interno dell'intercapedine, rappresentano un notevole peso permanente non strutturale sul solaio.



Figura 28 - Intercapedine tra le pareti in mattoni di taglio con parziali crolli all'interno della stessa

4.1 Conclusioni stato attuale calcoli e indagini

Dalle analisi condotte si evince che il problema essenziale sono i carichi notevoli che inducono tagli di molto superiori a quelli sopportabili dalla trave A “catena” inferiore della capriata doppia, nei tratti adiacenti ai tiranti in acciaio di ancoraggio (vedi *Figure n. 17-18-19-20*).

5 Modalità di intervento

Si decide di intervenire con la demolizione dei tramezzi di tamponamento e loro sostituzione con partizioni leggere in cartongesso. La demolizione dei tramezzi permetterà di intervenire con dei rinforzi che prevedono di togliere carico dalle travi A (vedi *Figura 29*).

Si tratterà di sei travature reticolari in acciaio da realizzarsi al piano sottotetto dalle quali scenderanno dei tiranti in acciaio che andranno a connettersi alle travi tipo B prima dell'appoggio sulle A. Con un tenditore potranno essere messi in trazione i tiranti sicché gli ulteriori carichi applicati al solaio (nuove tramezze e carichi accidentali) andranno a scaricare sulle reticolari in luogo delle travi A, attualmente sovraccaricate.

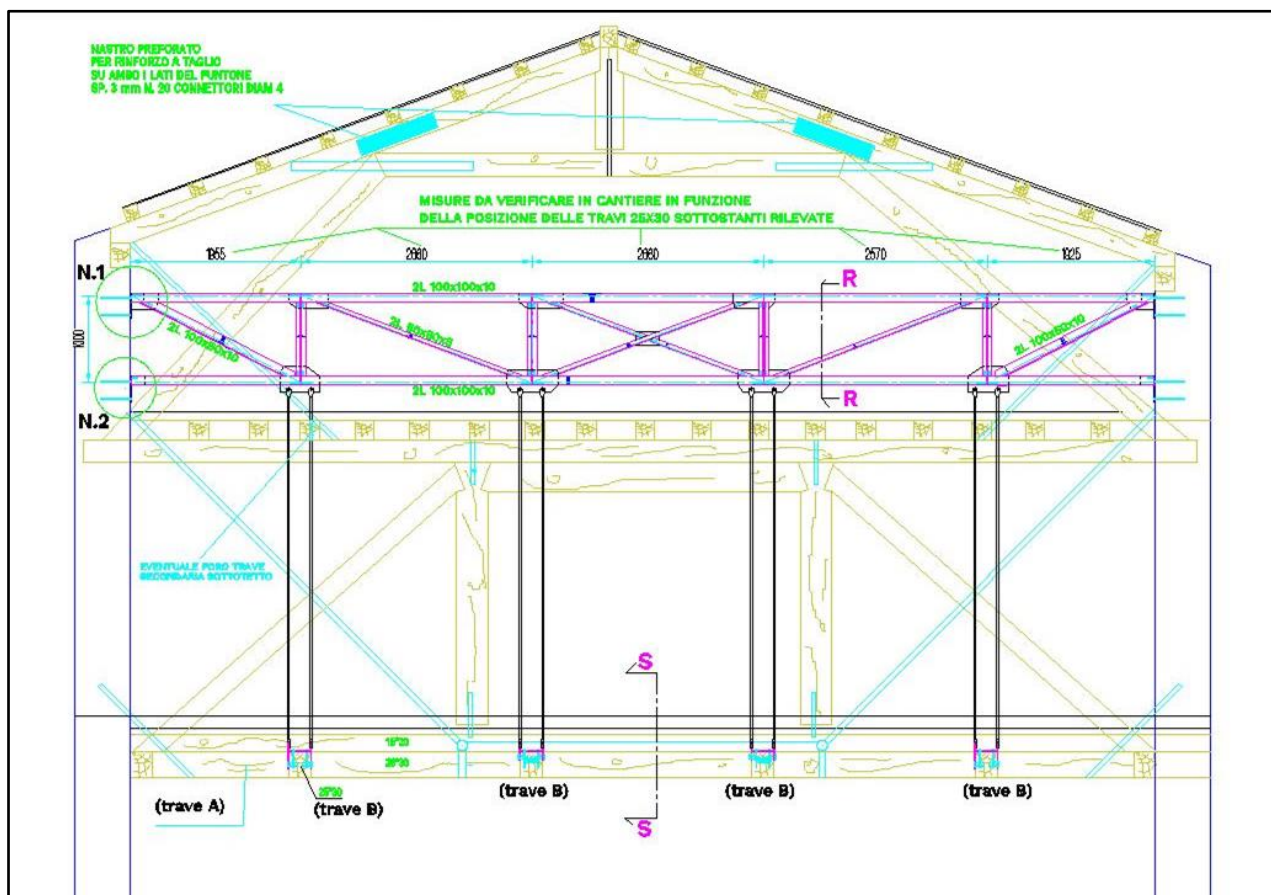


Figura 29 - Vista di una reticolare con i tiranti inferiori sino alle travi B

Si vedano in *Figura* la reticolare ed i tiranti in acciaio che vanno a connettersi alle travi tipo B.

5.1 Inquadramento dell'intervento

L'intervento è da inquadrarsi come **"intervento di riparazione o locale"** in quanto ripristina configurazione precedente ad un danno e modifica una porzione limitata della struttura. La realizzazione dei collegamenti a biella dalle reticolari alle travi sottostanti implica l'assenza di trasmissione di forze orizzontali tra i piani senza modifica della situazione esistente. Si fa inoltre presente che non si ha spostamento di masse ma bensì vengono riportati gli sforzi normali dovuti essenzialmente ai

carichi accidentali in sommità dei maschi murari laddove, aumentando lo sforzo normale, si produrrà un miglioramento ai fini delle verifiche della muratura.

Infine, considerando le demolizioni di tutti i tramezzi in mattoni pieni ed intonaco si avrà anche una diminuzione di masse in quanto il peso totale dei tramezzi demoliti è pari a circa 244 kN mentre quello totale delle nuove reticolari è pari a 62,5 kN.

5.2 Modello di calcolo in situazione di progetto

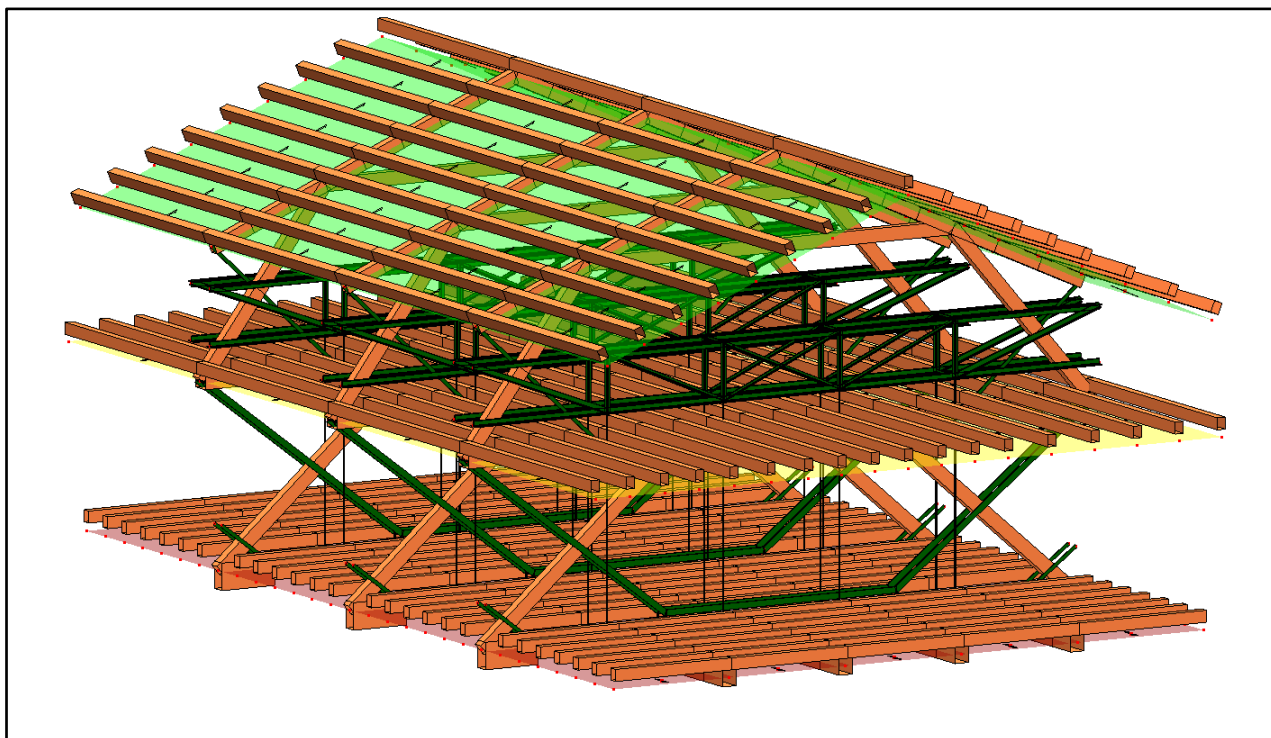


Figura 30 - Vista del modello di calcolo complessivo

Il modello soprastante ha inserite le travi reticolari in acciaio rispetto alle analisi già effettuate con i carichi descritti nei capitoli precedenti, come anticipato è stato tolto il carico dei tamponamenti in laterizio. Il solaio di calpestio della zona di intervento viene calcolato per un sovraccarico accidentale di 2 kN/mq in quanto gli uffici non prevedono affollamenti particolari.

Dopo la demolizione e la posa in opera dei tiranti questi verranno “messi in tensione” mediante la canaula (tenditore) visibile negli elaborati grafici di progetto.

Allo scopo di valutare gli effetti massimi di sollecitazione sulla nuova struttura in acciaio si è proceduto a modellare sulla prima capriata un'assenza di collegamento tra le travi A e B. In questo modo la prima reticolare si prende tutti i carichi (condizione di carico limite superiore per il dimensionamento della stessa).

Si veda l'immagine successiva.

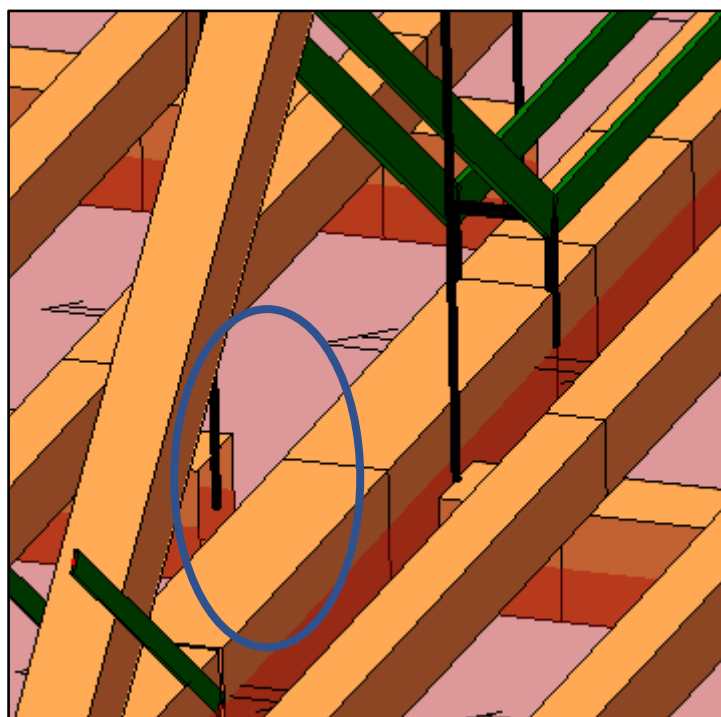


Figura 31 - Vista di una reticolare con i tiranti inferiori sino alle travi B

6 Riassunto dei risultati dei calcoli eseguiti.

Si evidenzia innanzi a tutto un confronto tra le reazioni vincolari sugli appoggi delle travi A nel calcolo eseguito tenuto conto della componente verticale del Sisma. In combinazione SLV STR sisma Z si ottengono carichi di circa 84 kN sugli appoggi.

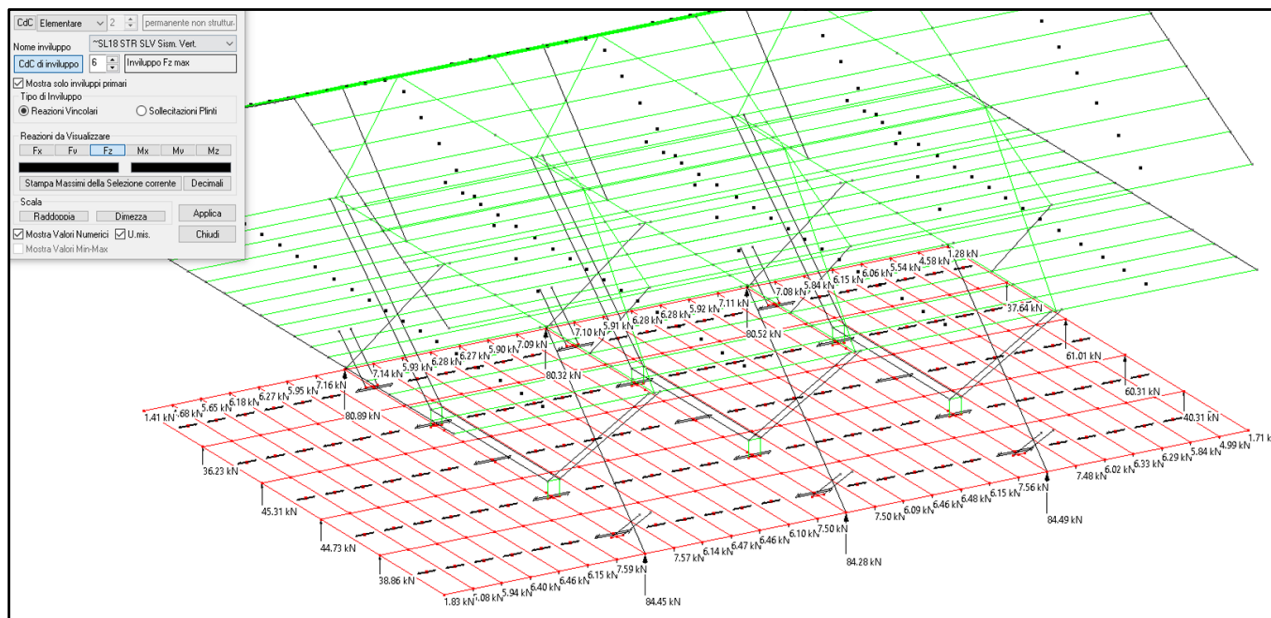


Figura 32 - Carichi verticali agli appoggi con sisma Z

Nella situazione di progetto allo stato limite SLU si ottengono carichi maggiori di reazione agli appoggi (95.64 kN). La combinazione determinante per le verifiche degli elementi lignei e dell'acciaio è dunque quella allo SLU.

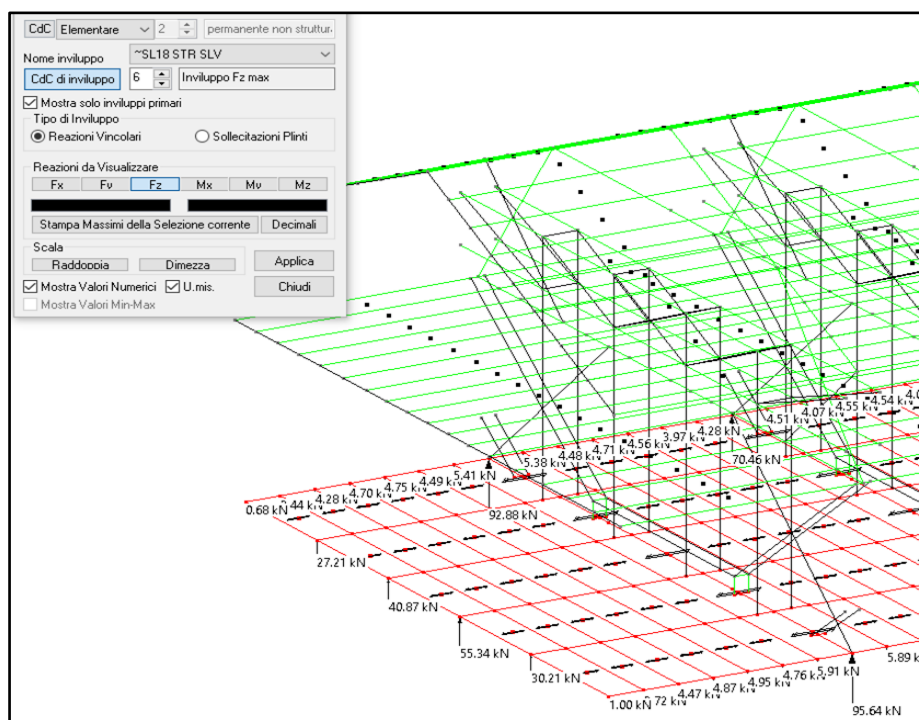


Figura 33 - Carichi verticali agli appoggi allo SLU

Se si confrontano ora le verifiche delle travi A e B a taglio e flessione con quelle eseguite sul modello iniziale si evince che con l'inserimento della reticolare queste risultano soddisfatte.

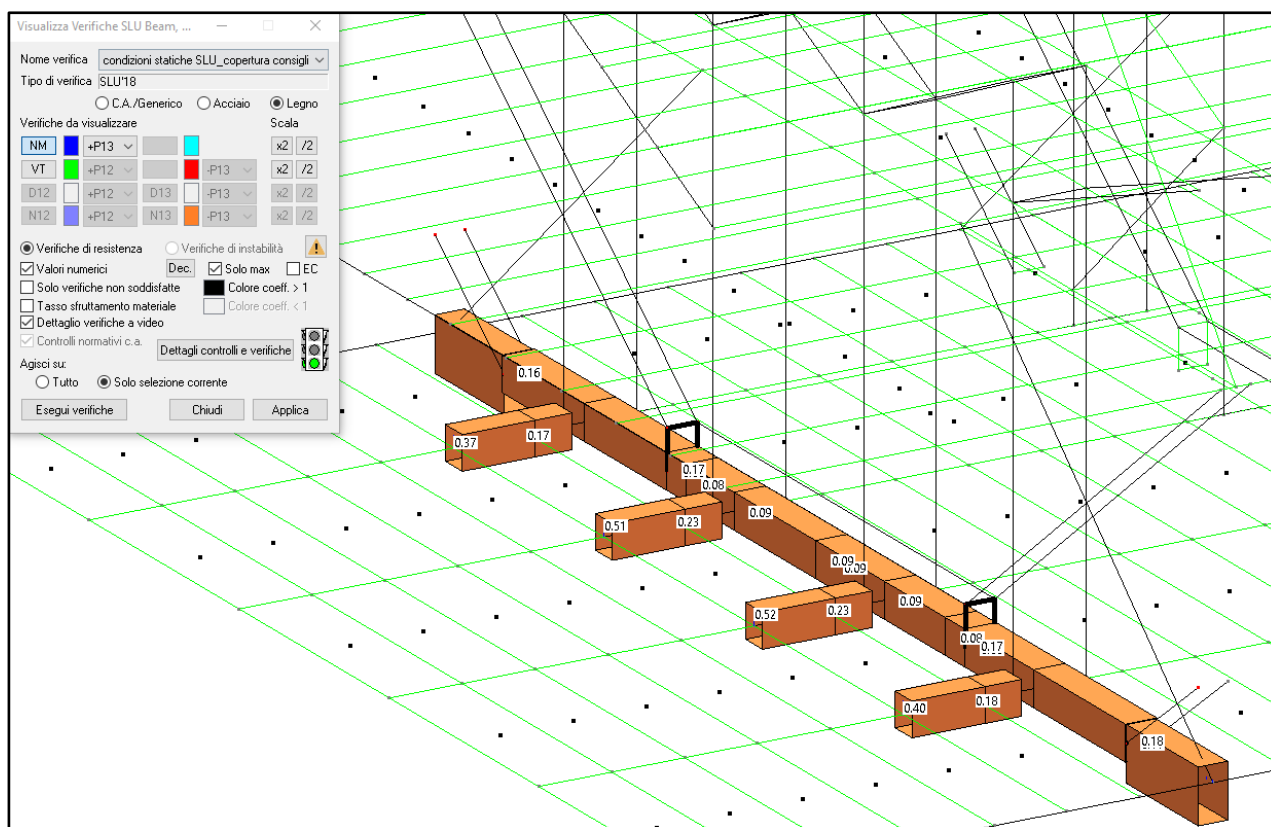


Figura 34 - Verifiche a pressoflessione travi A e B soddisfatta

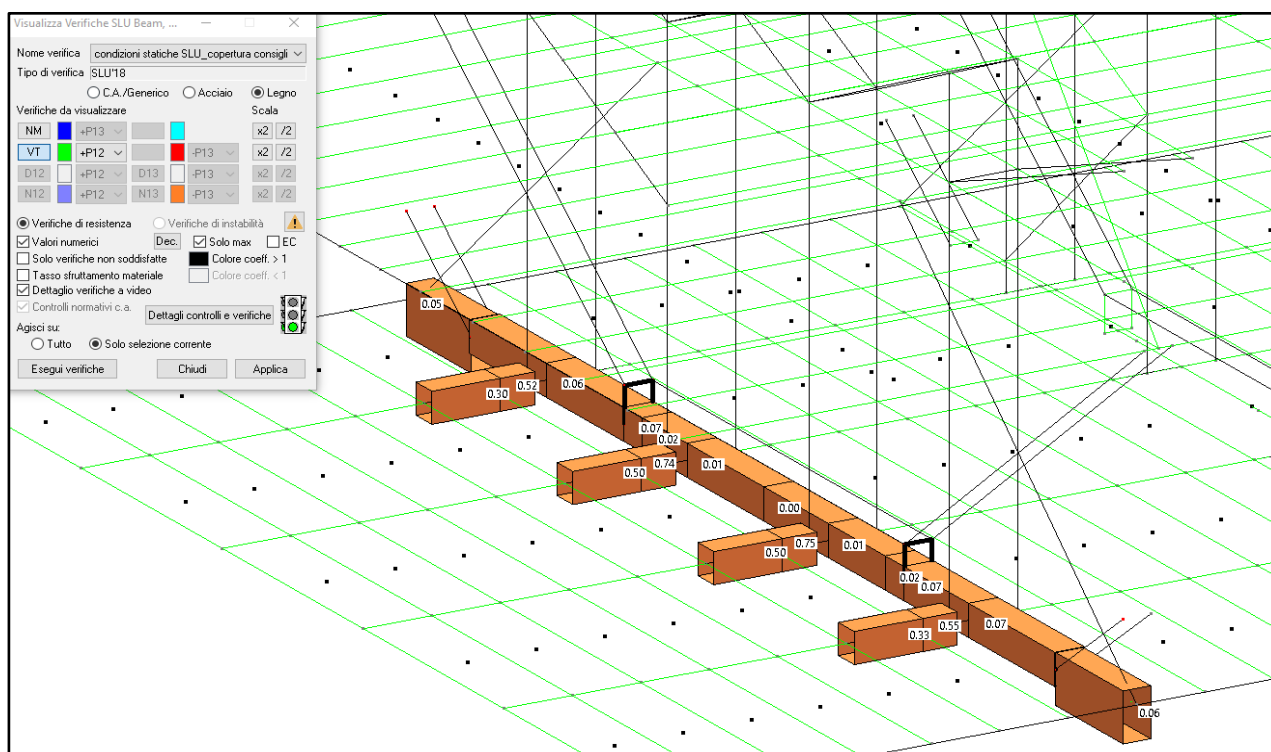


Figura 35 - Verifiche a taglio travi A e B soddisfatta

Si noti che con in tale modellazione avendo scaricato completamente la trave A essa non risulta praticamente sollecitata e la trave B ha la verifica comunque soddisfatta. Questa condizione di

carico, e conseguentemente di verifica, corrisponde al sollevare con il tirante la trave B sino a che essa non gravi più sulla A. Si tratta di un'astrazione per ottenere il carico massimo e dimensionare la reticolare che nella realtà non verrà realizzata. Si vorrà invece mettere semplicemente in tiro i tiranti in modo che la trave A non si prenda carichi ulteriori e siano invece le reticolari ad assorbirsi il carico accidentale.

Sotto questa condizione di carico la reticolare risulta avere coefficiente di sfruttamento massimi pari a 0.71 in resistenza e 0.85 a instabilità.

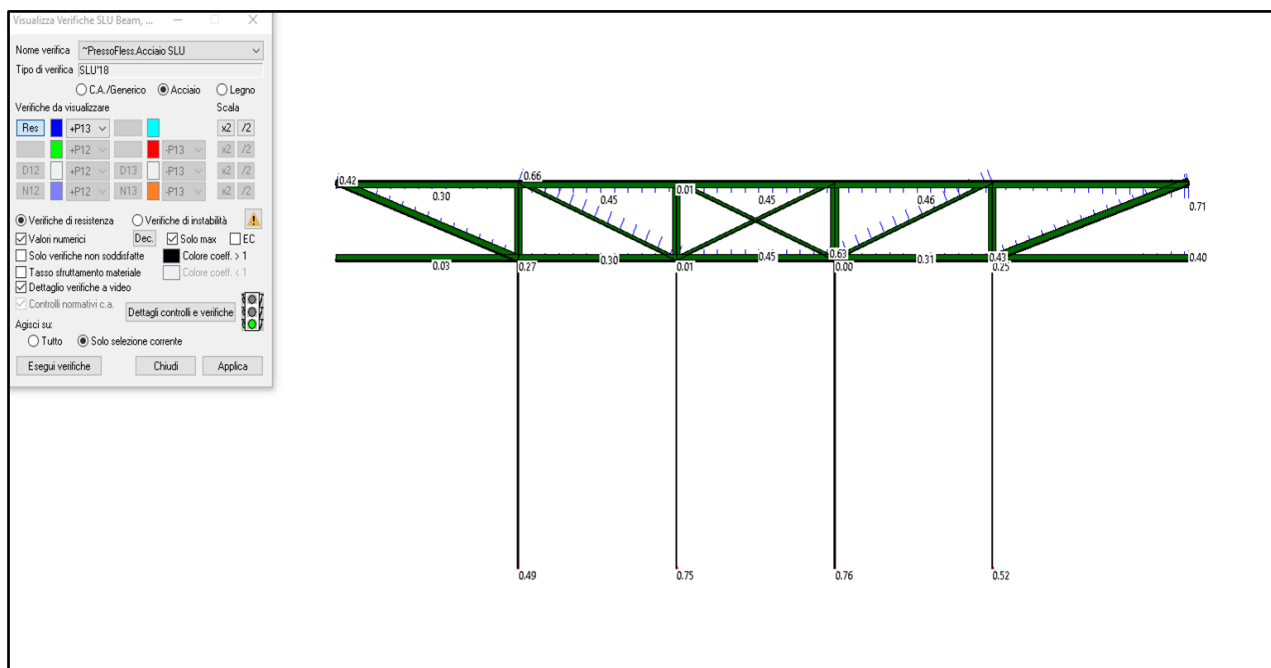


Figura 36 - Verifiche resistenza elementi reticolare soddisfatta $0.71 < 1$

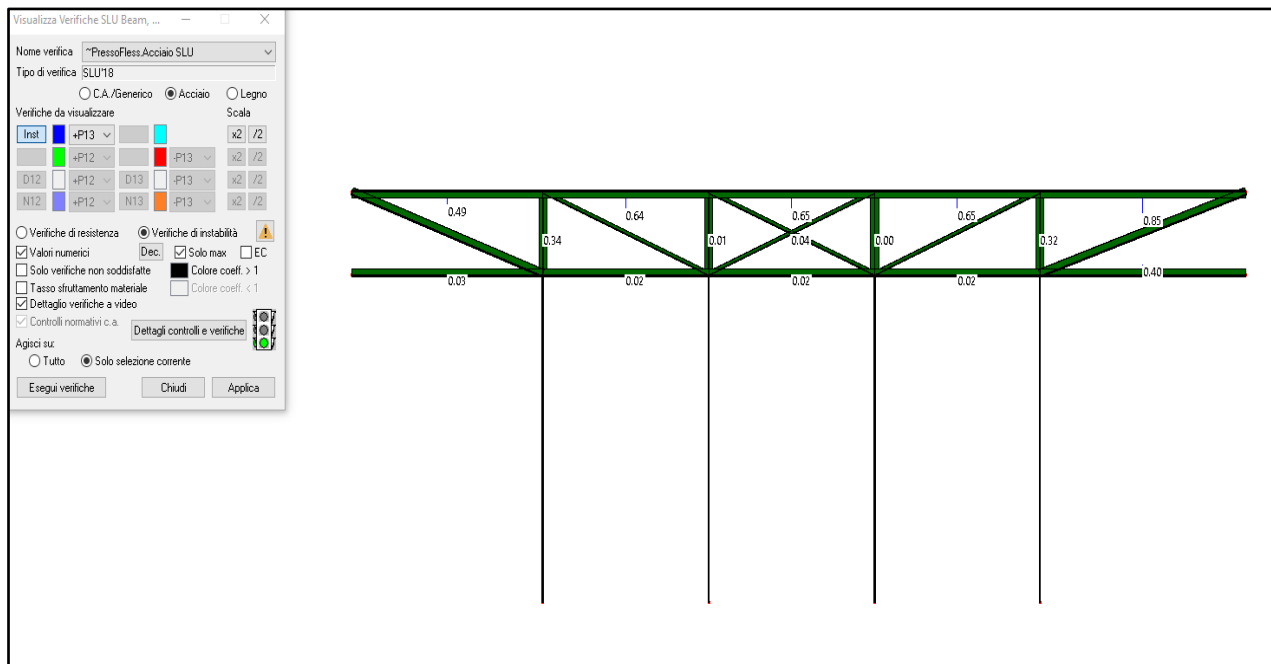


Figura 37 - Verifiche ad instabilità elementi reticolare soddisfatta $0.85 < 1$

Verifiche allo SLE

La freccia totale in combinazione caratteristica vale $1.64 \text{ cm} < L/250 = 1175/250 = 4.7 \text{ cm}$

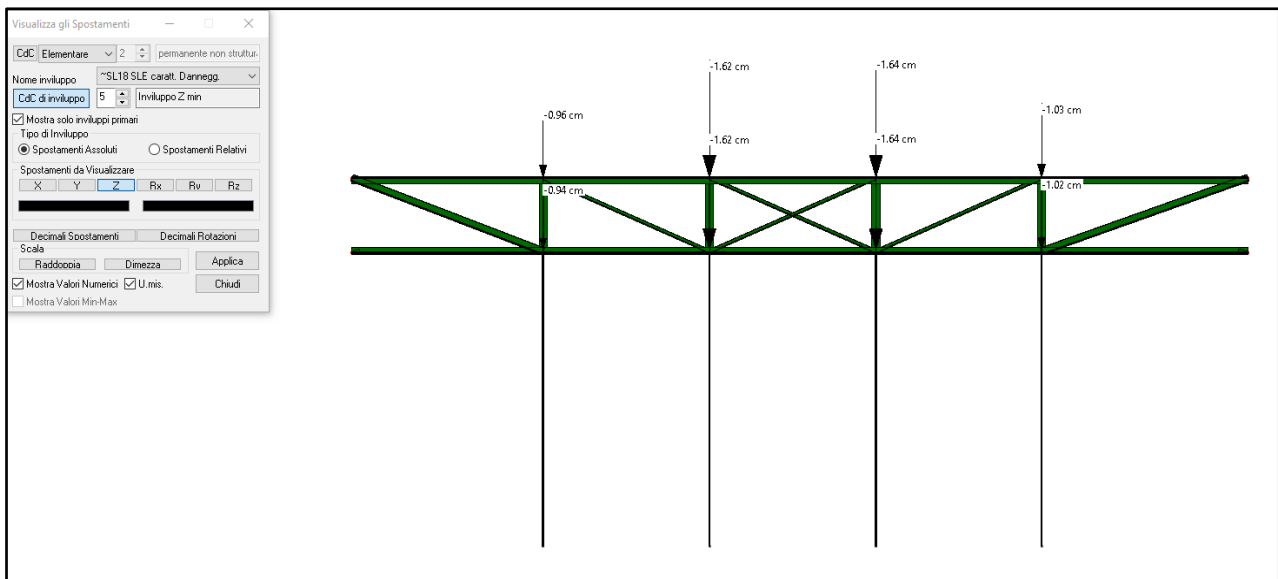


Figura 38 - Freccia in combinazione caratteristica

La freccia dovuta al solo carico accidentale vale $0.52 \text{ cm} < 3.91 \text{ cm}$.

Lo spostamento orizzontale all'appoggio superiore dei correnti vale circa 2 mm. Si dovranno asolare i fori dei bulloni agli appoggi in modo da poter permetter questo spostamento ed evitare l'insorgere di reazione orizzontali sulla muratura (vedi tavola grafica ST2).

La presenza della trave di sotto-catena e della banchina rende superflua la verifica sugli appoggi, inoltre dall'analisi dinamica modale dell'intero edificio si ottiene che lo spostamento massimo in corrispondenza degli appoggi delle travi A, dei maschi murari risulta pari a 5cm.

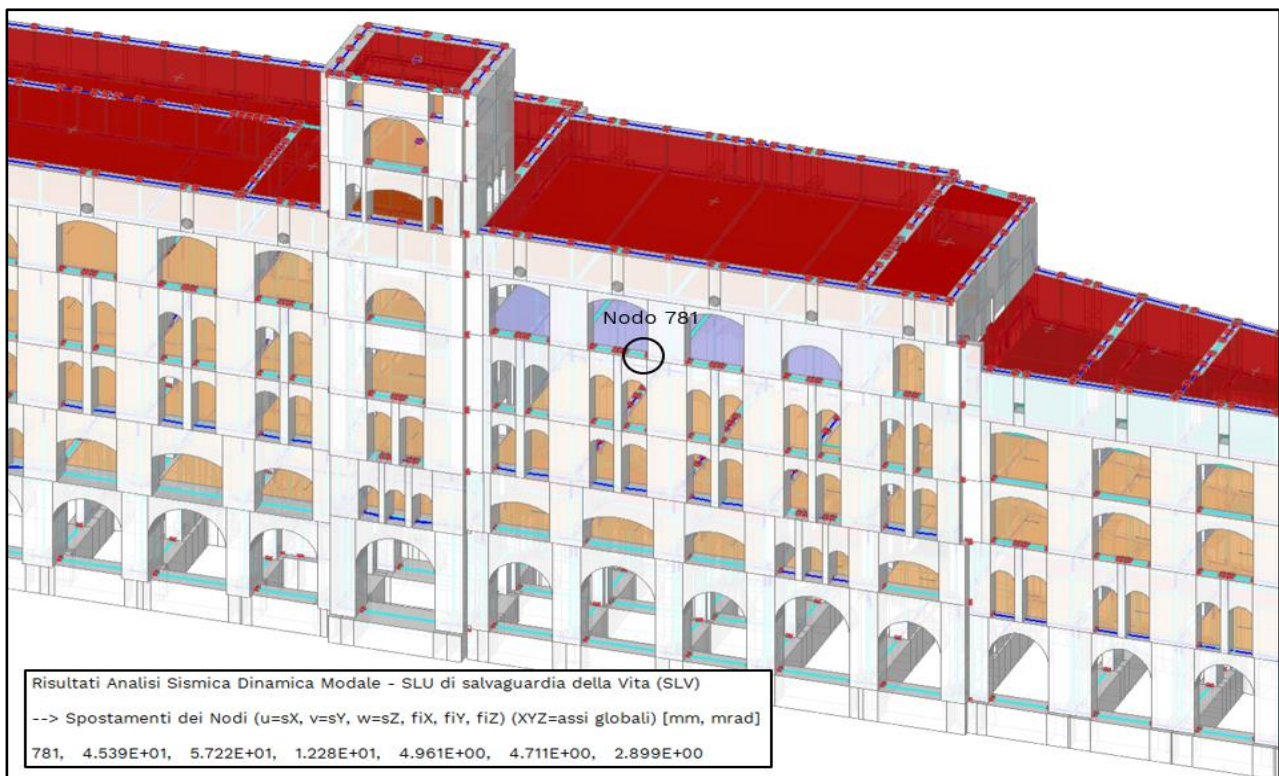


Figura 39 - Spostamento massimo del nodo 781 in analisi dinamica modale

7 Verifiche dei collegamenti

Collegamenti della reticolare – correnti inferiore e superiore N max = 382240 N

Dati in input

UM			
ftb	N/mm ²	800	resistenza a rottura del materiale
Ares	mm ²	84	area resistente (a favore di sicurezza sempre l'area netta)
Ym2		1,25	
e1	mm	25	distanza foro bordo nella direzione del carico
e2	mm	25	distanza foro dal bordo ortogonale alla direz. Carico
d	mm	12	diametro nominale gambo bullone
t	mm	10	spessore piastra collegata
d0	mm	13	diametro nominale foro
ftk	N/mm ²	430	resistenza a rottura del materiale piastra
p1	mm	25	passo fori nella direzione carico
p2	mm	25	passo fori nella direzione ortogonale al carico
Tipo di bullone	/	1	(vedi al rifollamento)
Codice materiale	/	1	(vedi al taglio)
dm	mm	19	(vedi tabella bulloni)
Ft,Ed	N	0	Sollecitazione di trazione sul bullone
Fv,Ed	N	31975	Sollecitazione di Taglio sul bullone = $\sqrt{23773^2 + 21384^2}$
di cui 23773 N da Taglio = 382240/(2x8) n. sezioni 2 n. bulloni 8			
21384 N contributo da torcente per eccentricità asse bullonatura e asse baricentrico			
$Vti = Mt \times ai / \sum ai^2$			

con: ai = distanza bullone iesimo dal baricentro bullonatura,

Mt torcente = $Fv, Ed \times$ distanza asse baricentrico asse bullonatura = 1.75 cm

Taglio

Per classi 4,6 5,6 e 8,8	1
Fv,Rd (1)	N 32256 (0,6 x ftb x Ares/Ym2)
Per classi 6,8 e 10,9	2
Fv,Rd (2)	N 26880 (0,5 x ftb x Ares/Ym2)
Fv, Rd	N 32256

Rifollamento

Tipo di bullone:	1 - bulloni di bordo	2 - bulloni interni
Fb,Rd	N 66153,84615	(k x alfa x ftk x d x t/Ym2)
con		
K	/	2,5
K(1) = min (2,8 e2/d0-1,7; 2,5)		
K(2) = min (1,4 p2/d0-1,7; 2,5)		
Alfa	/	0,641025641
Alfa (1) = min(e1/(3xd0); ftb/ftk;1)		
Alfa (2) = min (p1/(3xd0)-0,25;ftb/ftk;1)		

Trazione

Ft,Rd N 48384 (0,9 x ftb x Ares/Ym2)

Punzonamento del piatto

Bp,Rd N 123138,24 (0,6 x pigreco x dm x tp x ftk/Ym2)

Resistenza Taglio (Fv,Rd) N 32256 (min(Fv,Rd;Fb,Rd))

Resistenza a Trazione (Ft,Rd) N 48384 (min(Bp,Rd;Ft,Rd))

Verifiche valore esito (si/no)

Ft,Ed/Ft,Rd <1 0 si

Fv,Ed/Fv,Rd + Ft,Ed/1,4 x Ft,Rd <1 0,991288442 si

Collegamenti della reticolare – Diagonale “2xLx100x50x10 - N max = 273930 N

Dati in input

UM

ftb	N/mm ²	800	resistenza a rottura del materiale
Ares	mm ²	84	area resistente (a favore di sicurezza sempre l'area netta)
Ym2		1,25	
e1	mm	20	distanza foro bordo nella direzione del carico
e2	mm	28	distanza foro dal bordo ortogonale alla direz. Carico
d	mm	12	diametro nominale gambo bullone
t	mm	10	spessore piastra collegata
d0	mm	13	diametro nominale foro
ftk	N/mm ²	430	resistenza a rottura del materiale piastra
p1	mm	30	passo fori nella direzione carico
p2	mm	35	passo fori nella direzione ortogonale al carico
Tipo di bullone	/	1	(vedi al rifollamento)
Codice materiale	/	1	(vedi al taglio)
dm	mm	19	(vedi tabella bulloni)
Ft,Ed	N	0	Sollecitazione di trazione sul bullone
Fv,Ed	N	31522	Sollecitazione di Taglio sul bullone = $\sqrt{22827^2 + 21739^2}$
			di cui 22827 N da Taglio = 382240/(2x8) n. sezioni 2 n. bulloni 8
			21739 N contributo da torcente per eccentricità asse bullonatura e asse baricentrico
			$Vti = Mt \times ai / \sum ai^2$

con: ai = distanza bullone iesimo dal baricentro bullonatura,

Mt torcente = Fv,Ed x distanza asse baricentrico asse bullonatura = 1.75 cm

Taglio

Per classi 4,6 5,6 e 8,8 1

Fv,Rd (1) N 32256 (0,6 x ftb x Ares/Ym2)

Per classi 6,8 e 10,9 2

Fv,Rd (2) N 26880 (0,5 x ftb x Ares/Ym2)

Fv, Rd N 32256

Rifollamento

Tipo di bullone:		1 - bulloni di bordo	2 - bulloni interni
Fb,Rd	N	52923,07692	$(k \times \alpha \times f_{tk} \times d \times t / Y_{m2})$
con			
K	/	2,5	$K(1) = \min(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5)$
			$K(2) = \min(1,4 \cdot p_2 / d_0 - 1,7; 2,5)$
Alfa	/	0,512820513	
Alfa (1) = $\min(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1)$			
Alfa (2) = $\min(p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25; f_{tb} / f_{tk}; 1)$			

Trazione

Ft,Rd	N	48384	$(0,9 \times f_{tb} \times A_{res} / Y_{m2})$
-------	---	-------	---

Punzonamento del piatto

Bp,Rd	N	123138,24	$(0,6 \times p_{igreco} \times d_m \times t_p \times f_{tk} / Y_{m2})$
-------	---	-----------	--

Resistenza Taglio (Fv,Rd)	N	32256	$(\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}))$
Resistenza a Trazione (Ft,Rd)	N	48384	$(\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}))$

Verifiche valore esito (si/no)

$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} < 1$ 0 si

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 \times F_{t,Rd} < 1$ 0,977 si

Collegamenti della reticolare – Diagonale “2xLx50x50x5 - N max = 23675 N

Dati in input

UM			
f _{tb}	N/mm ²	800	resistenza a rottura del materiale
A _{res}	mm ²	84	area resistente (a favore di sicurezza sempre l'area netta)
Y _{m2}		1,25	
e ₁	mm	20	distanza foro bordo nella direzione del carico
e ₂	mm	28	distanza foro dal bordo ortogonale alla direz. Carico
d	mm	12	diametro nominale gambo bullone
t	mm	5	spessore piastra collegata
d ₀	mm	13	diametro nominale foro
f _{tk}	N/mm ²	430	resistenza a rottura del materiale piastra
p ₁	mm	30	passo fori nella direzione carico
p ₂	mm	35	passo fori nella direzione ortogonale al carico
Tipo di bullone	/	1	(vedi al rifollamento)
Codice materiale	/	1	(vedi al taglio)
d _m	mm	19	(vedi tabella bulloni)
F _{t,Ed}	N	0	Sollecitazione di trazione sul bullone
F _{v,Ed}	N	23675	Sollecitazione di Taglio sul bullone
numero bulloni 3 numero sezioni 2 $N = 142050$ $N \rightarrow T_{\text{bullone}} = 142050 / (2 \times 3) = 23675 \text{ N}$			

Taglio

Per classi 4,6 5,6 e 8,8		1	
Fv,Rd (1)	N	32256	$(0,6 \times f_{tb} \times A_{res} / Y_{m2})$

Collegamenti Legno – Acciaio

Calcolo connessione acciaio-legno

COMMITTENTE: **Comune di Trieste**
 UBICAZIONE: **Piazza unità**
 TIPO: **Connessione a taglio e trazione con viti inclinate - piastra spessa**

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

- Progettazione delle strutture di legno
 Parte 1-1: "Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici"
- Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC2018
- Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno
 CNR DT 206 - R1 / 2018
- European Technical Assessment ETA-11/30

BIBLIOGRAFIA:

- Maurizio Piazza, Roberto Tomasi, Roberto Modena (2005)
 Strutture in Legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee

DATI DI PROGETTO

Classe di servizio: 2 temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria che superi l'85% solo per poche settimane all'anno
 (Tab. 4.4.II - NTC18)

A. CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI

A.1 Legno

Classe di Resistenza: S2 - Altre conifere/Italia

A.1.1 Resistenze caratteristiche

(Tab. A1-6 DT 206 R1)

Normativa:	UNI 11035	
Flessione:	$f_{m,k} =$	26.00 [N/mm ²]
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k} =$	16.00 [N/mm ²]
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,k} =$	0.40 [N/mm ²]
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,k} =$	22.00 [N/mm ²]
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,k} =$	3.70 [N/mm ²]
Taglio:	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]

A.1.2 Moduli elastici

Modulo elastico parallelo medio:	$E_{0,mean} =$	11400 [N/mm ²]
Modulo elastico parallelo caratteristico:	$E_{0,05} =$	7600 [N/mm ²]
Modulo elastico ortogonale medio:	$E_{90,mean} =$	380 [N/mm ²]
Modulo elastico tangenziale medio:	$G_{mean} =$	710 [N/mm ²]

A.1.3 Massa volumica

Massa volumica caratteristica:	$\rho_k =$	5.30 [kN/m ³]
Massa volumica media:	$\rho_{mean} =$	5.75 [kN/m ³]

A.1.4 Valori di progetto

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione (S4.4.1 - NTC18):

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_m}$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale

k_{mod} tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

γ_m è il coefficiente di sicurezza per il materiale.

Legno massiccio

$\gamma_m = 1.5$ (Tab. 4.4.III - NTC18)

A.1.5 Coefficienti per la classe di servizio

Classe di durata dei carichi:	Permanente - più di 10 anni	$k_{mod;I} = 0.60$
(Tab. 4.4.I & Tab. 4.4.IV- NTC18)	Media durata - 1 settimana/6 mesi	$k_{mod;II} = 0.80$

coefficiente di deformabilità $k_{def} = 0.80$

(Tab. 4.4.V - NTC18)

A.1.6 Resistenze di progetto per combinazione "carichi permanenti"

Flessione:	$f_{m,d} = 10.40$	$[N/mm^2]$
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,d} = 6.40$	$[N/mm^2]$
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,d} = 0.16$	$[N/mm^2]$
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,d} = 8.80$	$[N/mm^2]$
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,d} = 1.48$	$[N/mm^2]$
Taglio:	$f_{v,d} = 1.60$	$[N/mm^2]$

A.1.7 Resistenze di progetto per combinazione "carichi di media durata"

Flessione:	$f_{m,d} = 13.87$	$[N/mm^2]$
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,d} = 8.53$	$[N/mm^2]$
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,d} = 0.21$	$[N/mm^2]$
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,d} = 11.73$	$[N/mm^2]$
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,d} = 1.97$	$[N/mm^2]$
Taglio:	$f_{v,d} = 2.13$	$[N/mm^2]$

A.2 Viti

Tipologia *HBS - sfasata*
Produttore *Rothoblass*

A.2.1 Resistenze caratteristiche

Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k} = 600$	$[N/mm^2]$
---	-----------------	------------

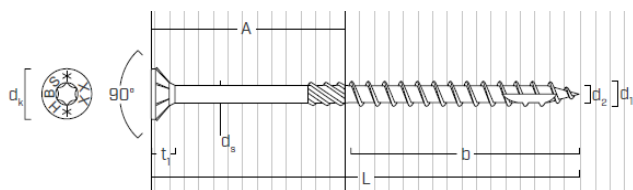
A.3 Acciaio da carpenteria

Classe di Resistenza:	S275	
	$f_{yk} = 275$	$[N/mm^2]$
	$\gamma_m = 1.05$	
	$f_{yd} = 261.90$	$[N/mm^2]$

B. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

B.1 Viti

Diametro nominale	$d_1 = 10$	$[mm]$
Diametro testa	$d_k = 18.25$	$[mm]$
Diametro nocciolo	$d_2 = 6.4$	$[mm]$
Diametro gambo	$d_s = 7$	$[mm]$
Spessore testa	$t_1 = 5.8$	$[mm]$
Diametro preforo	$d_{preforo} = 6$	$[mm]$
Diametro efficace	$d_{eff} = 10$	$[mm]$ ETA 3.9
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k} = 35830$	$[Nmm]$ ETA
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k} = 11.7$	$[N/mm^2]$ ETA
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k} = 10.5$	$[N/mm^2]$ ETA
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k} = 33.9$	$[kN]$ ETA
lunghezza vite	$L = 200$	$[mm]$
lunghezza parte filettata	$b = 80$	$[mm]$
lunghezza parte non filettata	$A = 120$	$[mm]$



B.1 Connessione

angolo carico-fibra	$\alpha =$	90	°
numero viti parallele alla fibra	$n_0 =$	4	
numero viti perpendicolari alla fibra	$n_{90} =$	2	
numero viti totali	$n_{tot} =$	8	
Distanze dai bordi minime (viti con preforo caricate a taglio)			
Massimo fra EC5 tab. 8.2 e EC5 tab. 8.6	$a_1 =$	70	[mm]
	$a_2 =$	50	[mm]
	$a_{3,t} =$	100	[mm]
	$a_{3,c} =$	100	[mm]
	$a_{4,t} =$	70	[mm]
	$a_{4,c} =$	40	[mm]



B.2 Piatto acciaio

spessore piatto	$s_p =$	10	[mm]
-----------------	---------	----	------

C. RESISTENZA CONNESSIONE LEGNO-ACCIAIO

C.1 Resistenza assiale collegamento

resistenza caratt. Ad estrazione singola vite	$\rho_{ak} =$	350	[kg/m ³]
capacità portante a trazione singola vite	$F_{ax,\alpha,Rk,es} =$	13.04	[kN] EC5 8.40a
resistenza caratteristica a trazione singola vite	$F_{ax,\alpha,Rk,tens} =$	33.90	[kN] EC5 8.40c
numero efficace per viti caricate assialmente	$F_{ax,\alpha,Rk} =$	13.04	[kN]
	$n_{ef,t} =$	6.50	

Resistenza a trazione collegamento:

Carichi permanenti

$$F_{ax,\alpha,Rd,I} = 33.91 \text{ [kN]}$$

Carichi di media durata

$$F_{ax,\alpha,Rd,II} = 45.21 \text{ [kN]}$$

C.2 Resistenza a taglio collegamento

lunghezza infissione vite

	$t_1 =$	190	[mm]
	$f_{h,0,k} =$	39.11	[N/mm ²] EC5 8.32
	$k_{90} =$	1.50	EC5 8.33 k90
	$f_{h,\alpha,k} =$	26.08	[N/mm ²] EC5 8.31 CNR 8.34
	$F_{ax,\alpha,Rk}/4 =$	1.76	[kN]
	$F_{v,Rk,1} =$	49.54	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk,2} =$	22.55	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk,3} =$	8.79	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk} =$	8.79	[kN]
numero efficace per viti caricate a taglio	$n_{ef,v} =$	8	

Resistenza di progetto a taglio del collegamento:

Carichi permanenti

$$F_{v,Rd,I} = 28.12 \text{ [kN]}$$

Carichi di media durata

$$F_{v,Rd,II} = 37.49 \text{ [kN]}$$

D. VERIFICA CONNESSIONE

D.1 Sollecitazioni:

sforzo normale sul tirante (comb. Permanente)	$N_{Ed,I} =$	13.00	[kN]
sforzo normale sul tirante (comb. Media durata)	$N_{Ed,II} =$	27.00	[kN]
angolo di inclinazione viti	$\beta =$	15	°

D.2 Verifica per azioni taglianti:

Taglio sollecitante carichi permanenti	$V_{Ed,I} =$	12.56	[kN]
Taglio sollecitante carichi di media durata	$V_{Ed,II} =$	26.08	[kN]

$$V_{Ed,I}/F_{v,Rd,I} = 0.45 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Ed,II}/F_{v,Rd,II} = 0.70 \quad \text{VERIFICATO}$$

D.3 Verifica per azioni assiali:

Taglio sollecitante carichi permanenti	$N_{Ed,I} =$	3.36	[kN]
Taglio sollecitante carichi di media durata	$N_{Ed,II} =$	6.99	[kN]
	$N_{Ed,I}/F_{ax,\alpha,Rd,I} =$	0.10	VERIFICATO
	$N_{Ed,II}/F_{ax,\alpha,Rd,I} =$	0.15	VERIFICATO

D.3 Verifica per azioni combinate:

$$(V_{Ed,I}/F_{v,Rd,I})^2 + (N_{Ed,I}/F_{ax,\alpha,Rd,I})^2 = 0.21 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$(V_{Ed,II}/F_{v,Rd,II})^2 + (N_{Ed,II}/F_{ax,\alpha,Rd,II})^2 = 0.51 \quad \text{VERIFICATO}$$

Calcolo connessione acciaio-legno

COMMITTENTE: **Comune di Trieste**
 UBICAZIONE: **Piazza unità**
 TIPO: **Connessione a taglio viti orizzontali - piastra spessa**

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

- Progettazione delle strutture di legno
 Parte 1-1: "Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici"
- Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC2018
- Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno
 CNR DT 206 - R1 / 2018
- European Technical Assessment ETA-11/30

BIBLIOGRAFIA:

- Maurizio Piazza, Roberto Tomasi, Roberto Modena (2005)
 Strutture in Legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee

DATI DI PROGETTO

Classe di servizio: 2 temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria che superi l'85% solo per poche settimane all'anno
 (Tab. 4.4.II - NTC18)

A. CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI**A.1 Legno**

Classe di Resistenza: S2 - Altre conifere/Italia

A.1.1 Resistenze caratteristiche

(Tab. A1-6 DT 206 R1)

Normativa:	UNI 11035
Flessione:	$f_{m,k} = 26.00$ [N/mm ²]
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k} = 16.00$ [N/mm ²]
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,k} = 0.40$ [N/mm ²]
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,k} = 22.00$ [N/mm ²]
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,k} = 3.70$ [N/mm ²]
Taglio:	$f_{v,k} = 4.00$ [N/mm ²]

A.1.2 Moduli elastici

Modulo elastico parallelo medio:	$E_{0,mean} = 11400$ [N/mm ²]
Modulo elastico parallelo caratteristico:	$E_{0,05} = 7600$ [N/mm ²]
Modulo elastico ortogonale medio:	$E_{90,mean} = 380$ [N/mm ²]
Modulo elastico tangenziale medio:	$G_{mean} = 710$ [N/mm ²]

A.1.3 Massa volumica

Massa volumica caratteristica:	$\rho_k = 5.30$ [kN/m ³]
Massa volumica media:	$\rho_{mean} = 5.75$ [kN/m ³]

A.1.4 Valori di progetto

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione (§4.4.1 - NTC18):

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_m}$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale

k_{mod} tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

γ_m è il coefficiente di sicurezza per il materiale.

Legno massiccio	$\gamma_m =$	1.5	(Tab. 4.4.III - NTC18)
-----------------	--------------	-----	------------------------

A.1.5 Coefficienti per la classe di servizio

Classe di durata dei carichi:	Permanente - più di 10 anni	$k_{mod,I} =$	0.60
(Tab. 4.4.I & Tab. 4.4.IV - NTC18)	Media durata - 1 settimana/6 mesi	$k_{mod,II} =$	0.80

coefficiente di deformabilità	$k_{def} =$	0.80
(Tab. 4.4.V - NTC18)		

A.1.6 Resistenze di progetto per combinazione "carichi permanenti"

Flessione:	$f_{m,d} =$	10.40	$[N/mm^2]$
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,d} =$	6.40	$[N/mm^2]$
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,d} =$	0.16	$[N/mm^2]$
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,d} =$	8.80	$[N/mm^2]$
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,d} =$	1.48	$[N/mm^2]$
Taglio:	$f_{v,d} =$	1.60	$[N/mm^2]$

A.1.7 Resistenze di progetto per combinazione "carichi di media durata"

Flessione:	$f_{m,d} =$	13.87	$[N/mm^2]$
Trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,d} =$	8.53	$[N/mm^2]$
Trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,d} =$	0.21	$[N/mm^2]$
Compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,d} =$	11.73	$[N/mm^2]$
Compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,d} =$	1.97	$[N/mm^2]$
Taglio:	$f_{v,d} =$	2.13	$[N/mm^2]$

A.2 Viti

	Tipologia	HBS - sfasata	
	Produttore	Rothoblass	
A.2.1 Resistenze caratteristiche			
Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k} =$	600	[N/mm ²]

A.3 Acciaio da carpenteria

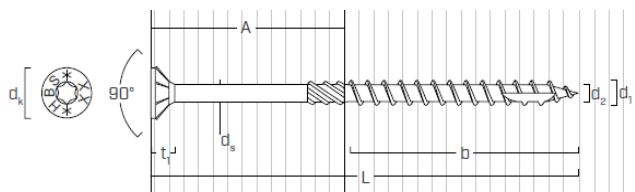
Classe di Resistenza:	S275	
	$f_{yk} =$	275 $[N/mm^2]$
	$\gamma_m =$	1.05
	$f_{yd} =$	261.90 $[N/mm^2]$

B. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

B.1 Viti

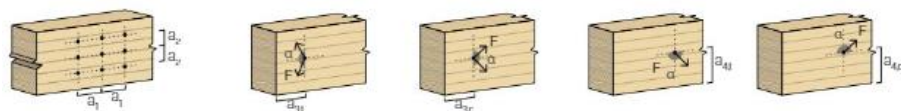
Diametro nominale	$d_1 =$	10	$[mm]$	
Diametro testa	$d_k =$	18.25	$[mm]$	
Diametro nocciolo	$d_2 =$	6.4	$[mm]$	
Diametro gambo	$d_s =$	7	$[mm]$	
Spessore testa	$t_1 =$	5.8	$[mm]$	
Diametro preforo	$d_{preforo} =$	6	$[mm]$	
Diametro efficace	$d_{eff} =$	10	$[mm]$	ETA 3.9
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k} =$	35830	$[Nmm]$	ETA
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k} =$	11.7	$[N/mm^2]$	ETA
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k} =$	10.5	$[N/mm^2]$	ETA
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k} =$	33.9	$[kN]$	ETA
lunghezza vite	$L =$	100	$[mm]$	

lunghezza parte filettata	$b =$	52	[mm]
lunghezza parte non filettata	$A =$	48	[mm]



B.1 Connessione

angolo carico-fibra	$\alpha =$	90	°
numero viti parallele alla fibra	$n_0 =$	4	
numero viti perpendicolari alla fibra	$n_{90} =$	2	
numero viti totali	$n_{tot} =$	8	
Distanze dai bordi minime (viti con preforo caricate a taglio)			
EC5 tab. 8.2 (coma da indicazioni ETA)	$a_1 =$	40	[mm]
	$a_2 =$	40	[mm]
	$a_{3,t} =$	70	[mm]
	$a_{3,c} =$	70	[mm]
	$a_{4,t} =$	70	[mm]
	$a_{4,c} =$	30	[mm]



B.2 Piatto acciaio

spessore piatto	$s_p =$	10	[mm]
-----------------	---------	----	------

C. RESISTENZA CONNESSIONE LEGNO-ACCIAIO

C.1 Resistenza assiale collegamento

	$\rho_{ak} =$	350	[kg/m ³]
resistenza caratt. Ad estrazione singola vite	$F_{ax,\alpha,Rk,es} =$	8.48	[kN] EC5 8.40a
capacità portante a trazione singola vite	$F_{ax,\alpha,Rk,tens} =$	33.90	[kN] EC5 8.40c
resistenza caratteristica a trazione singola vite	$F_{ax,\alpha,Rk} =$	8.48	[kN]
numero efficace per viti caricate assialmente	$n_{ef,t} =$	6.50	

Resistenza a trazione collegamento:

Carichi permanenti	$F_{ax,\alpha,Rd,I} =$	22.04	[kN]
Carichi di media durata	$F_{ax,\alpha,Rd,II} =$	29.39	[kN]

C.2 Resistenza a taglio collegamento

lunghezza infissione vite	$t_1 =$	90	[mm]
	$f_{h,0,k} =$	39.11	[N/mm ²] EC5 8.32
	$k_{90} =$	1.50	EC5 8.33 k90
	$f_{h,\alpha,k} =$	26.08	[N/mm ²] EC5 8.31 CNR 8.34
	$F_{ax,\alpha,Rk}/4 =$	1.76	[kN]
	$F_{v,Rk,1} =$	23.47	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk,2} =$	12.04	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk,3} =$	8.79	[kN] EC5 8.10
	$F_{v,Rk} =$	8.79	[kN]
numero efficace per viti caricate a taglio	$n_{ef,v} =$	8	
Resistenza di progetto a taglio del collegamento:			
Carichi permanenti	$F_{v,Rd,I} =$	28.12	[kN]
Carichi di media durata	$F_{v,Rd,II} =$	37.49	[kN]

D. VERIFICA CONNESSIONE

D.1 Verifica per azioni taglianti:

Taglio sollecitante carichi permanenti	$V_{Ed,I} =$	13.00	[kN]
Taglio sollecitante carichi di media durata	$V_{Ed,II} =$	27.00	[kN]

$V_{Ed,I}/F_{v,Rd,I} =$	0.46	VERIFICATO
$V_{Ed,II}/F_{v,Rd,II} =$	0.72	VERIFICATO

Verifica della piastra di ancoraggio al muro

Dati Input				
	UM			
ftb	N/mm ²	800	Resistenza a rottura del materiale	
Ares	mm ²	84	Area resistente (a favore di sicurezza sempre l'area netta)	
Ym2		1,25		
e1	mm	30	Distanza foro bordo nella direzione del carico	
e2	mm	35	Distanza foro dal bordo ortogonale alla direz. Carico	
d	mm	16	Diametro nominale gambo bullone	
t	mm	10	Spessore piastra collegata	
d0	mm	17	Diametro nominale foro	
ftk	N/mm ²	430	Resistenza a rottura del materiale piastra	
p1	mm	202	Passo fori nella direzione carico	
p2	mm	160	Passo fori nella direzione ortogonale al carico	
Tipo di bullone	/	1	(vedi al rifollamento)	
Codice materiale	/	1	(vedi al taglio)	
dm	mm	24	(vedi tabella bulloni)	
Ft,Ed	N	0	Sollecitazione di trazione sul bullone (=664760 N /9 bulloni)	
Fv,Ed	N	23750	Sollecitazione di Taglio sul bullone	
Numero bulloni 4 numero sezioni 1 T=94,67 kN --> T bullone =94670/4 =23750 N				

TAGLIO				
		Codice		
Per classi 4,6 5,6 e 8,8		1		
Fv,Rd (1)	N	32256		(0,6 x ftb x Ares/Ym2)
Per classi 6,8 e 10,9		2		
Fv,Rd (2)	N	26880		(0,5 x ftb x Ares/Ym2)
Fv, Rd	N	32256		

RIFOLLAMENTO				
Tipo di bullone				
1	Bulloni di bordo			
2	Bulloni interni			
Fb,Rd	N	80941,176		(k x alfa x ftk x d x t/Ym2)
			con	
K	/	2,50		K(1) = min (2,8 e2/d0-1,7; 2,5)
				K(2) = min (1,4 p2/d0-1,7; 2,5)
Alfa	/	0,5882		Alfa (1) = min(e1/(3xd0); ftb/ftk;1)
				Alfa (2) = min (p1/(3xd0)-0,25;ftb/ftk;1)

TRAZIONE				
Ft,Rd	N	48384		(0,9* ftb*Ares/Ym2)

PUNZONAMENTO DEL PIATTO				
Bp,Rd	N	155543,04		(0,6* pigreco*dm*tp*ftk/Ym2)
Resistenza Taglio (Fv,Rd)	N	32256		(min(Fv,Rd;Fb,Rd))
Resistenza a Trazione (Ft,Rd)	N	48384		(min(Bp,Rd;Ft,Rd))

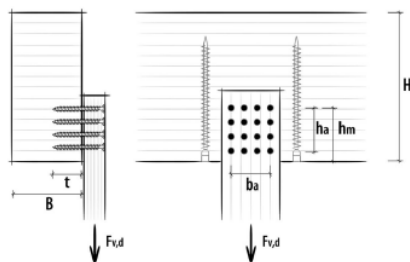
Verifiche	Valore	Esito (si/no)
Ft,Ed/Ft,Rd <1	0,0000	si
Fv,Ed/Fv,Rd + Ft,Ed/1,4 x Ft,Rd <1	0,7363	si

8 Rinforzo legno

INFORMAZIONI PROGETTO

Data : 13/08/2020
Progetto :
Committente :
Indirizzo cantiere :
Redatto da :
Elemento calcolato :
Note :
Norma di calcolo : NTC 2018 (Italia)

Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ - Rinforzo a trazione per carico appeso



VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x250 mm - (cod. VGS11250)
- Numero viti: = 8 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	media
Coefficiente kmod	kmod	=	0.80
Coefficiente sicurezza connessione	γ_M	=	1.50
Azione di progetto totale	$F_{v,d}$	=	55.00 kN
Base trave	B	=	250 mm
Altezza trave	H	=	300 mm
Tipo legno		=	Massiccio C24
Larghezza connessione	ba	=	245 mm
Altezza connessione	ha	=	40 mm
Altezza superiore connessione	hm	=	110 mm
Numero viti per lato rinforzato		=	4
Numero viti totali di rinforzo		=	8
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	19.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	250 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	240 mm

Prevista realizzazione preforo \leq diametro del nocciolo 6.6 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:

Classe di servizio
Durata carico dominante
Coefficiente kmod
Azione di progetto totale
Base trave
Altezza trave
Tipo legno
Coeff. di sicurezza del materiale legno
Coeff. di sicurezza della connessione su legno
Larghezza connessione
Altezza connessione
Altezza superiore connessione

=
cl = 2
tq = media
kmod = 0.8
Fv,d = 55.00 kN
B = 250 mm
H = 300 mm
= C24
YM1 = 1.5
YM2 = 1.5
ba = 245 mm
ha = 40 mm
hm = 110 mm
=

Tipo connettore:

Diametro filetto (nominale)
Diametro gambo
Diametro nocciolo
Diametro testa
Lunghezza vite
Lunghezza filetto

vite VGS = 11x250
df = 11 mm
dg = 7.7 mm
dn = 6.6 mm
dh = 19.3 mm
lv = 250 mm
lf = 240 mm

GEOMETRIA RINFORZO:

Numero viti per lato rinforzato
Numero viti totali di rinforzo
Angolo di inserimento viti
Interasse minimo viti parall. fibre
Interasse minimo viti perp. fibre
Distanza minima viti-estremità (parall. fibre)
Distanza minima viti-bordo (perp. fibre)
Profondità infissione efficace
Resistenza di design

=
= 4
= 8
= 90.00 °
a1 = 55 mm
a2 = 55 mm
a1c = 110 mm
a2c = 33 mm
tef = 180 mm
R90d = 25.47 kN

VERIFICHE RINFORZI:

Forza trazione totale generata dal carico
Resistenza caratteristica ad estrazione singola vite lato testa
Resistenza caratteristica ad estrazione singola vite lato punta
Numero efficace
Resistenza caratteristica ad estrazione viti di rinforzo
Resistenza di design ad estrazione viti di rinforzo
Verifica rinforzi
Verifica a trazione ortogonale relativa al piano punta viti

=
Ft,90,d = 38.24 kN
Fax,Rk,t = 12.87 kN
Fax,Rk,p = 16.73 kN
nef = 6.50
Fax,Rk = 83.63 kN
Fax,Rd = 44.60 kN
= 0.86 VERIFICATO
= 1.00 VERIFICATO

Verifica rinforzi

Verifica a trazione ortogonale relativa al piano punta viti

= 0.86 VERIFICATO
= 1.00 VERIFICATO

9 Validazione dei risultati e Conclusioni

La validazione dei valori ottenuti tramite il software di calcolo CMP è stata eseguita al Capitolo 3, dove si sono confrontati i valori di taglio.

Per quanto riguarda i collegamenti acciaio-acciaio e acciaio-legno le verifiche sono state svolte tramite fogli excel.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Trieste, 13 agosto 2020

Il tecnico
Ing. Giorgio Altin

10 Relazione sui materiali impiegati

Nome Materiale: **Acciaio S 235**

JR EXC2

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

$\nu = 0.300$

$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$f_{y1} = 215 \text{ N/mm}^2$

$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$g_{M0,c} = 1.05$

Valori di progetto

$g_{M0,t} = 1.05$

$f_{cd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$

$g_{M1} = 1.05$

$f_{ctd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$

$g_{M,ecc} = 1$

Nome Materiale: **Adesivo epossidico**

Rapporto di miscelazione: comp. A : comp. B = 4 : 1

Consistenza dell'impasto: pasta gelatinosa

Colore dell'impasto: marrone chiaro

Peso specifico dell'impasto: 1.01 g/cm^3

Viscosità Brookfield (mPa*s): 11.400 (rotore 3 - giri 5)

Tempo di lavorabilità a $+23^\circ\text{C}$: 40'

Tempo di presa a $+23^\circ\text{C}$: 50'

Temperatura di applicazione: da $+10^\circ\text{C}$ a $+30^\circ\text{C}$

Indurimento completo: 7 giorni

Adesione (shear a compressione) legno/legno (abete) (N/mm^2): 9 (dopo 7 gg a $+23^\circ\text{C}$)

Resistenza a trazione (ASTM D 638) (N/mm^2): 30

Allungamento a trazione (ASTM D 638) (%): 1,2

Resistenza a flessione (ISO 178) (N/mm^2): 60

Modulo elastico a flessione (ISO 178) (N/mm^2): 2.000

Resistenza a compressione (ASTM D 695) (N/mm^2): 652

Modulo elastico a compressione (ASTM D 695) (N/mm^2): 5.000

Nome Materiale: **Bulloni classe 8.8**

Carico di rottura: 600 N/mm^2

Carico di snervamento: $8 \times 8 \times 10 = 640 \text{ N/mm}^2$

Trieste, 13 agosto 2020

Il tecnico

Ing. Giorgio Altin

ALLEGATO A - Fascicolo dei calcoli

Programma: **CMP v.31.00** Codice Utente: **33073**

DESCRIZIONE DEI DATI DEL MODELLO

Di seguito sono descritti i dati geometrici e non del modello fisico-matematico utilizzato per il calcolo strutturale.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

Dati generali

ID	= numero identificativo del materiale
E	= modulo di Elasticità
ν	= coefficiente di Poisson
G	= modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	= peso specifico
α	= coefficiente di Dilatazione Termica
f_{yk}	= tensione caratteristica di snervamento
f_u	= resistenza ultima a trazione
e_{ud}	= deformazione ultima
$g_{M,c}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione
$g_{M,t}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione
g_M	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU
$g_{M,ecc}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali

Dati specifici per acciaio da carpenteria

f_y	= tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40mm
f_{y1}	= tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40mm
$g_{M0,c}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il DM 14/09/2005 corrisponde a g_M)
$g_{M0,t}$	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria
g_{M1}	= coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il DM 14/09/2005 corrisponde a g_M)

Dati specifici per legno strutturale

Cl.Serv.	= classe di servizio per materiali di tipo "legno strutturale"
$k_{mod,perm}$	= coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni permanenti
$k_{mod,lung}$	= coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di lunga durata
$k_{mod,med}$	= coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di media durata
$k_{mod,brev}$	= coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di breve durata
$k_{mod,ist}$	= coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni istantanee
k_{def}	= coefficiente per l'abbattimento delle caratteristiche di rigidità del legno strutturale per il calcolo delle deformazioni a lungo termine.
k_{cr}	= coefficiente di fessurazione per la resistenza a taglio.
$f_{m,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a flessione.
$f_{t,0,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione parallela alla fibratura.
$f_{t,90,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione perpendicolare alla fibratura.
$f_{c,0,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione parallela alla fibratura.

$f_{c,90,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione perpendicolare alla fibratura.
$f_{v,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio in direzione perpendicolare alla fibratura (cioè quello che agisce in un piano perpendicolare alla fibratura stessa).
$f_{v,r,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio di rotolamento (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione perpendicolare alla fibratura).
$f_{v,b,k}$	= resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio da spacco (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione parallela alla fibratura stessa).
$E_{0,k}$	= modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione parallela alla fibratura.
$E_{90,k}$	= modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione perpendicolare alla fibratura.
r_k	= densità caratteristica del legno strutturale.

Nome Materiale: Conifera (altro) S2 (EN11035:2003) ID = 1

Proprietà reologiche:

$$E = 11400 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 4384.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_s = 5.75 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 0 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Massiccio

$$Cl.Serv. = 1$$

$$g_{M0,t} = 1.5$$

$$g_{M,ecc} = 1$$

$$k_{mod,perm} = 0.6$$

$$k_{mod,lung} = 0.7$$

$$k_{mod,med} = 0.8$$

$$k_{mod,brev} = 0.9$$

$$k_{mod,ist} = 1.1$$

$$k_{def} = 0.6$$

$$k_{cr} = 0.74074$$

$$f_{m,k} = 26.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,k} = 16.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,k} = 0.5000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 22.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 4.0000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 2.7000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,r,k} = 2.7000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,b,k} = 2.7000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,k} = 7600.0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{90,m} = 380.00 \text{ N/mm}^2$$

$$r_k = 5.e-10 \text{ N/mm}^4$$

Nome Materiale: S 235

ID = 28

Proprietà reologiche:

$$E = 2.1e+005 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio da Carpenteria

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{y1} = 215 \text{ N/mm}^2$$

$$g_{M0,c} = 1.05$$

$$g_{M0,t} = 1.05$$

$$g_{M1} = 1.05$$

$$g_{M,ecc} = 1$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 223.81 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE

VERIFICHE SU ELEMENTI TIPO BEAM - TRUSS

A seguito verranno indicate le verifiche più gravose per ogni elemento beam-truss

Descrizione set involuppi di verifica

Di seguito sono descritti i set involuppi di verifica utilizzati:

DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA “~SL18”

E' costituito dai seguenti involuppi:

- Involuppi S.L.U. secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo “~SL18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Mi n	Molt.Ma x
Involuppo	~SL18 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 STR SLV_2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell'involuppo “~SL18 STR SLV”

Descrizione involuppo “~SL18 STR SLV_1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Mi n	Molt.Ma x
-------------------	----------------------	-----------	--------	--------------	--------------

CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	permanente non strutturale	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	accidentale copertura	Variabile		0	0.75
CdC elem. 4St	accidentale sottotetto	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	accidentale terzo piano	Variabile		0	1.5

Descrizione involuppo “~SL18 STR SLV_2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Mi n	Molt.Ma x
-------------------	----------------------	-----------	--------	--------------	--------------

CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	permanente non strutturale	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	accidentale copertura	Variabile		0	1.5
CdC elem. 4St	accidentale sottotetto	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	accidentale terzo piano	Variabile		0	1.05

Verifiche S.L.U. acciaio

Significato dei parametri:

Ver: assume il seguente significato:

- 1 involuppo che determina lo sforzo normale massimo negativo
- 2 involuppo che determina lo sforzo normale massimo positivo
- 3 involuppo che determina il taglio 1-2 massimo negativo

- 4 involucro che determina il taglio 1-2 massimo positivo
- 5 involucro che determina il taglio 1-3 massimo negativo
- 6 involucro che determina il taglio 1-3 massimo positivo
- 7 involucro che determina il momento torcente massimo negativo
- 8 involucro che determina il momento torcente massimo positivo
- 9 involucro che determina il momento flettente 1-2 massimo negativo
- 10 involucro che determina il momento flettente 1-2 massimo positivo
- 11 involucro che determina il momento flettente 1-3 massimo negativo
- 12 involucro che determina il momento flettente 1-3 massimo positivo
- 17 involucro che determina S1 massimo negativo
- 18 involucro che determina S1 massimo positivo
- 19 involucro che determina S2 massimo negativo
- 20 involucro che determina S2 massimo positivo
- 21 involucro che determina S3 massimo negativo
- 22 involucro che determina S3 massimo positivo
- 23 involucro che determina S4 massimo negativo
- 24 involucro che determina S4 massimo positivo

I simboli S1, S2, S3, S4 indicano la “sigma combinata” e si riferiscono al calcolo della tensione fittizia valutata in ipotesi di linearità del comportamento del materiale e resistenza indefinita, la cui massimizzazione individua la più probabile verifica peggiore a pressoflessione, valutata con la formula (sigma positiva indica trazione)

$$\sigma_{id} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13}}$$

(W sono i moduli di resistenza) sui quattro spigoli del rettangolo ideale con moduli di resistenza pari a quelli della sezione base dell’asta.

Dist: indica la distanza dal punto di inizio beam della sezione verificata

Sollecitazioni di verifica:

- N = sforzo normale agente in direzione dell’asse locale 1
- V₁₂, V₁₃ = tagli agenti in direzione 2 e 3
- M₁₂, M₁₃ = momenti agenti nei piani 12 e 13
- MT = momento torcente

Le verifiche di resistenza e instabilità seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi del paragrafo 4.2 del DM 17/01/2018 e del cap.6 di EN1993-1-1:2005.

In base alla classe della sezione (par.4.2.3.1 DM2018) si adotta la seguente metodologia di verifica:

- Sezioni compatte: Classi 1-2, verifica plastica
- Sezioni moderatamente snelle: Classe 3, verifica elastica
- Sezioni snelle: Classe 4, non verificate; possono essere forzate ad essere considerate come sezioni di classe 3, con conseguente verifica elastica.

Le sezioni snelle sono soggette a fenomeni di imbozzamento locali, pertanto devono essere effettuate analisi locali sui singoli elementi costituenti la sezione (EN 1993-1-5), tali verifiche non sono eseguite in automatico da CMP.

VERIFICHE DI RESISTENZA:

ArmNMT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica di resistenza a pressoflessione deviata, taglio e torsione

CoeffRes = coeff.di sfruttamento di resistenza pari, per le classi 1 e 2, al massimo tra CoeffMN, CoeffV e CoeffT, mentre per le classi 3 e 4 è calcolato come rapporto tensionale elastico (eq.4.2.4 par.4.2.4.1.2 DM2018 e par.6.2.1(5) EC3).

CoeffMN = coeff. di sfruttamento di resistenza a pressoflessione deviata (par.4.2.4.1.2 DM2018 e par.6.2.1(5,7) EC3))

CoeffV = coeff. di sfruttamento di resistenza a taglio (par.4.2.4.1.2 DM2018 e par.6.2.6 EC3); le verifiche di resistenza al taglio sono differenziate tra il caso di sezioni di classe 1 e 2, per le quali coeffV è calcolato come la somma del rapporto tra taglio agente e resistente in direzione 2 e 3, e le sezioni di classe 3 e 4, per le quali coeffV è calcolato come rapporto tensionale.

CoeffT = coefficiente di sfruttamento di resistenza a torsione (par. 4.2.4.1.2 DM2018 e par.6.2.7 EC3)

Classe = classificazione della sezione (par.4.2.3.1 DM2018)

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1, CoeffV>1, CoeffT>1)

VERIFICHE DI INSTABILITA':

Per le verifiche di instabilità si usa sempre la sezione base.

CoeffN = coefficiente di sfruttamento d'instabilità a compressione (par.4.2.4.1.3.1 DM2018 e par.6.3.1 EC3)

CoeffNM12, CoeffNM13 = coefficiente di sfruttamento d'instabilità flessotorsionale piano 12 e 13 (par.4.2.4.1.3.2 DM2018 ed eq.6.61 e 6.62 par.6.3.3 EC3); per i fattori di interazione viene applicato l'Annex B dell'EC3.

Classe = classificazione della sezione (par.4.2.3.1 DM2018)

Lrif = lunghezza di riferimento per le verifiche di instabilità su cui si valuta la forma del diagramma del momento sia per il piano di sbandamento 12 e sia 13.

Per il momento M_{cr} del par.4.2.4.1.3.2 DM2018 (e par.6.3 EC3), poiché non è specificato come calcolarlo, si è adottato il metodo del par.4.3 del BS 5950-1:2000.

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffN>1, CoeffNM12>1, CoeffNM13>1)

Verifica di Resistenza “~PressoFless.Acciaio SLU”

Tipo Verifica: verifiche allo stato limite ultimo secondo il DM 17/01/2018.

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Involuppo di Verifica utilizzato: “~SL18”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **~ACCIAIO**

Resistenza materiali per sezioni di Classe 1-2-3-4 per verifiche SLU (*t* = spessore sezione)

ID Materiale	Nome materiale	f_y (t<40mm) (N/mm ²)	f_y (t>40mm) (N/mm ²)	g_{mo}
n.28	S 235	235	215	1.05

Il CoeffV, per le sezioni di classe 1 e 2 e differenti da tubolari e a doppio T è valutato anche con il rapporto tensionale tangenziale elastico.

Beam n.768 - Sezione “2L100*100*10 [2L_EST L 100 xx 10]”

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
1	2.86	-258.58	0.00	2.14	0.00	4.52	0.00	0
	0.7094	0.7094	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	-258.58	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	0
	0.3016	0.3016	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	-258.58	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	0
	0.3016	0.3016	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffRes:								
1	2.86	-258.58	0.00	2.14	0.00	4.52	0.00	0
	0.7094	0.7094	0.0000	0.0000	3			

Truss n.870 - Sezione "diam 20 [Circolare Ø2 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	53.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.7551	0.7551	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	20.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2963	0.2963	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	20.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2963	0.2963	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffRes:								
2	0.00	53.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.7551	0.7551	0.0000	0.0000	1			

Truss n.894 - Sezione "l100 [2L_EST L 100 x 50 x 10]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	273.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.4344	0.4344	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	105.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.1675	0.1675	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	105.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.1675	0.1675	0.0000	0.0000	3			

Massimo CoeffRes:

2	0.00	273.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.4344	0.4344	0.0000	0.0000	3			

Truss n.896 - Sezione "2 L 50x50x5 [2L_EST L 50 xx 5]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	142.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.6608	0.6608	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	57.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2689	0.2689	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	57.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2689	0.2689	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffRes:								
2	0.00	142.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.6608	0.6608	0.0000	0.0000	3			

Verifica di Instabilità "~PressoFless.Acciaio SLU"

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Inviluppo di Verifica utilizzato: "~SL18"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **~ACCIAIO**

Resistenza materiali per instabilità delle membrature a SLU (con t spessore sezione)

ID Materiale	Nome materiale	fy (t<40mm) (N/mm²)	fy (t>40mm) (N/mm²)	g _{M1}
n.28	S 235	235	215	1.05

Beam n.768 - Sezione "2L100*100*10 [2L_EST L 100 xx 10]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Parametri per verifica di Stabilità:

Curva instabilità sbandamento piano 12: Sezione in acciaio Curva b

Curva instabilità sbandamento piano 13: Sezione in acciaio Curva b

Lunghezza di riferimento dell'asta LRif: 286 cm

Coefficiente per stabilità distorsionale (solo verifiche Steel World-EN15512) c_{db} : 1

NOTA: nelle parti del testo dedicate all'indicazione della presenza o meno di ritegni per lo sbandamento, se un ritegno è stato individuato in modo automatico da CMP compare anche la scritta "(A)";

Descrizione	Piano 1-2	Piano 1-3	Svergolamento
Coefficienti di vincolo	1	1	1
Lunghezze effettive aste	286 cm	286 cm	286 cm
Lunghezze libere di inflessione	286 cm	286 cm	286 cm
Ritegno per lo sbandamento inizio Beam (nodo 594)	presente (A)	presente (A)	presente (A)
Ritegno per lo sbandamento fine Beam (nodo 604)	presente (A)	presente (A)	presente (A)

Snellezza sbandamento piano 12: 63.5358

Snellezza sbandamento piano 13: 94.1701

Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	CoeffN	CoeffNM12	CoeffNM13	Classe
Massimo CoeffN:								
1	1.43	-258.58	0.00	4.52	0.5066	0.8490	0.7882	3
Massimo CoeffNM13:								
1	1.43	-258.58	0.00	4.52	0.5066	0.8490	0.7882	3
Massimo CoeffNM12:								
1	1.43	-258.58	0.00	4.52	0.5066	0.8490	0.7882	3

Verifica di Resistenza "condizioni statiche SLU_copertura consiglio"

Tipo Verifica: verifiche allo stato limite ultimo secondo il DM 17/01/2018.

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Verifiche effettuate sull'involuppo di sollecitazioni SL18 STR SLV_1_Yg1

Descrizione Involuppo "SL18 STR SLV_1_Yg1"

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Mi n	Molt.Ma x
CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	permanente non strutturale	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	accidentale copertura	Variabile		0	0.75
CdC elem. 4St	accidentale sottotetto	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	accidentale terzo piano	Variabile		0	1.5

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **tutto il modello**

Resistenza materiali per sezioni di Classe 1-2-3-4 per verifiche SLU (t = spessore sezione)

ID Materiale	Nome materiale	f_y ($t < 40\text{mm}$) (N/mm ²)	f_y ($t > 40\text{mm}$) (N/mm ²)	g_{m0}
n.28	S 235	235	215	1.05

Il CoeffV, per le sezioni di classe 1 e 2 e differenti da tubolari e a doppio T è valutato anche con il rapporto tensionale tangenziale elastico.

Beam n.768 - Sezione "2L100*100*10 [2L_EST L 100 xx 10]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
1	2.86	-206.93	0.00	1.69	0.00	3.59	0.00	0
	0.5654	0.5654	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	-206.93	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0
	0.2413	0.2413	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	-206.93	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0
	0.2413	0.2413	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffRes:								
1	2.86	-206.93	0.00	1.69	0.00	3.59	0.00	0
	0.5654	0.5654	0.0000	0.0000	3			

Truss n.870 - Sezione "diam 20 [Circolare Ø2 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	41.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.5886	0.5886	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	20.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2963	0.2963	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	20.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2963	0.2963	0.0000	0.0000	1			
Massimo CoeffRes:								
2	0.00	41.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.5886	0.5886	0.0000	0.0000	1			

Truss n.894 - Sezione "I100 [2L_EST L 100 x 50 x 10]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	219.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.3476	0.3476	0.0000	0.0000	3			

Massimo CoeffT:

1	0.00	105.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.1675	0.1675	0.0000	0.0000	3			

Massimo CoeffV:

1	0.00	105.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.1675	0.1675	0.0000	0.0000	3			

Massimo CoeffRes:

2	0.00	219.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.3476	0.3476	0.0000	0.0000	3			

Truss n.896 - Sezione "2 L 50x50x5 [2L_EST L 50 xx 5]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Tipo Sezione: Laminato

Ver	Dist (m)	N (kN)	V12 (kN)	V13 (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	MT (kNm)	ArmNMT
	CoeffRes	CoeffMN	CoeffV	CoeffT	Classe			
Massimo CoeffMN:								
2	0.00	110.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.5155	0.5155	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffT:								
1	0.00	57.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2689	0.2689	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffV:								
1	0.00	57.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.2689	0.2689	0.0000	0.0000	3			
Massimo CoeffRes:								
2	0.00	110.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
	0.5155	0.5155	0.0000	0.0000	3			

Verifiche S.L.U. legno

Significato dei parametri:

Ver: assume il seguente significato:

- 1 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo negativo
- 2 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo positivo
- 3 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo negativo
- 4 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo positivo
- 5 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo negativo
- 6 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo positivo
- 7 inviluppo che determina il momento torcente massimo negativo
- 8 inviluppo che determina il momento torcente massimo positivo
- 9 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo negativo
- 10 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo positivo
- 11 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo negativo
- 12 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo positivo
- 17 inviluppo che determina S1 massimo negativo
- 18 inviluppo che determina S1 massimo positivo

- 19 involuppo che determina S2 massimo negativo
- 20 involuppo che determina S2 massimo positivo
- 21 involuppo che determina S3 massimo negativo
- 22 involuppo che determina S3 massimo positivo
- 23 involuppo che determina S4 massimo negativo
- 24 involuppo che determina S4 massimo positivo

I simboli S1, S2, S3, S4 indicano la “sigma combinata” e si riferiscono al calcolo della tensione fittizia valutata in ipotesi di linearità del comportamento del materiale e resistenza indefinita, la cui massimizzazione individua la più probabile verifica peggiore a pressoflessione, valutata con la formula (sigma positiva indica trazione)

$$\sigma_{id} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13}}$$

(W sono i moduli di resistenza) sui quattro spigoli del rettangolo ideale con moduli di resistenza pari a quelli della sezione base dell'asta.

Dist: indica la distanza dal punto di inizio beam della sezione verificata

Sollecitazioni di verifica:

- N = sforzo normale agente in direzione dell'asse locale 1
- V₁₂, V₁₃ = tagli agenti in direzione 2 e 3
- M₁₂, M₁₃ = momenti agenti nei piani 12 e 13
- MT = momento torcente

Le verifiche di resistenza e instabilità seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi di cui al §4.4.8 del D.M. 17/01/2018 completato con la sezione 6 della EN1995-1-1:2009.

VERIFICHE DI RESISTENZA:

- ArmNMT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica di resistenza a pressoflessione deviata, taglio e torsione
- ClDur = indica la classe di durata considerata per il carico
- CoeffMN = coeff. di sfruttamento di resistenza a trazione (§4.4.8.1.1), compressione (§4.4.8.1.3), flessione (§4.4.8.1.6), tensoflessione (§4.4.8.1.7) o pressoflessione (§4.4.8.1.8).
- CoeffVT = coeff. di sfruttamento di resistenza a taglio (§4.4.8.1.9), torsione (§4.4.8.1.10) e taglio-torsione (§4.4.8.1.11).

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CcoeffMN>1, CcoeffV>1, CcoeffT>1)

VERIFICHE DI INSTABILITA':

Le verifiche di instabilità sono condotte considerando sempre la sezione base, considerando le formule (6.23), (6.24), (6.33) e (6.35) dell'Eurocodice.

Se richiesto dall'Utente queste sono ulteriormente generalizzate tenere conto della flessione deviata e dell'interazione tra instabilità a carico di punta e instabilità flesso-torsionale, secondo le indicazioni contenute nelle N.I.Co.Le e nelle DIN 1052:2004.

Si considerano pertanto le seguenti disuguaglianze:

$$(A) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit,z} f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit,z} f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

$$(B) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit,z} f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit,z} f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

$$(C) \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} \leq 1.0$$

$$(D) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1.0$$

L'applicazione diretta delle formule dell'EC5 equivale a considerare coefficienti k_{crit} unitari nelle disuguaglianze (A) e (B).

ClDur = indica la classe di durata considerata per il carico
 Appr. = indica se è stato considerato alla lettera l'approccio secondo l'EC5 (codice EC) oppure se è stata adottata la forma "generalizzata" secondo N.I.Co.Le. (codice DIN)
 Coeff = coefficiente di sfruttamento d'instabilità a compressione, flessione e pressoflessione (§§6.3.2 e 6.3.3 modificati).

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (Coeff>1)

Verifica di Resistenza "condizioni statiche SLU_copertura consiglio"

Tipo Verifica: verifiche allo stato limite ultimo secondo il DM 17/01/2018.

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Verifiche effettuate sull'involuppo di sollecitazioni SL18 STR SLV_1_Yg1

Descrizione Involuppo "SL18 STR SLV_1_Yg1"

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Mi n	Molt.Ma x
CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	permanente non strutturale	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	accidentale copertura	Variabile		0	0.75
CdC elem. 4St	accidentale sottotetto	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	accidentale terzo piano	Variabile		0	1.5

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: **tutto il modello**

Beam n.293 - Sezione "26*30 [Rettangolare 26x30 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Sezione Base fino a fine asta

Parametri specifici per le verifiche del legno strutturale:

coefficiente correttivo per flessione M12, $k_{h,12}$ = 1
 coefficiente correttivo per flessione M13, $k_{h,13}$ = 1
 coefficiente correttivo per flessione N, k_h = 1
 coefficiente correttivo per fessurazione a taglio, k_{cr} = 0.740741

coefficiente correttivo, k_{mod} = 0.8
 coefficiente parziale, g_M = 1.5
 resistenza di progetto a flessione, $f_{m,d}$ = 13.867 N/mm²
 resistenza di progetto a trazione, $f_{t,0,d}$ = 8.5333 N/mm²
 resistenza di progetto a compressione, $f_{c,0,d}$ = 11.733 N/mm²
 resistenza di progetto a taglio, $f_{v,d}$ = 1.4400 N/mm²

Ver	Dist (m)	N (kN) CL.Dur.	V12 (kN)	V13 (kN) CoeffMN	M12 (kNm) CoeffVT	M13 (kNm)	MT (kNm)
Massimo CoeffMN:							
5	0.00	0.00	0.00	-36.93	0.00	12.60	0.00
		Media Durata		0.2330	0.6657		
Massimo CoeffVT:							
5	0.32	0.00	0.00	-41.05	0.00	0.00	0.00
		Media Durata		0.0000	0.7401		