



REGIONE VENETO

COMUNE DI GRUARO



COMMITTENTE:

COMUNE DI GRUARO

Piazza E. Dal Ben, 9
30020 Gruaro (VE)
comune.gruaro.ve@pecveneto.it

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

BORTOLAMI GEOM.GIANCARLO

PROGETTISTI

STUDIODRIGO
architettura ingegneria

ING.ROBERTO DRIGO
via Matteotti, 11
30025 Fossalta di Portogruaro (VE)
0421 760300 info@studiodrigo.com
C.F.DRGART54H22G914F - P.IVA 01552580274

PROGETTISTA INCARICATO

DRIGO ING. ROBERTO

COLLABORATORI

TOFFOLON ING. VALENTINA
GIUSTO ARCH. ANNA
VIDUSSONI ARCH. PAOLA

RECUPERO EDILIZIO PER IL MIGLIORAMENTO
STRUTTURALE ALLE AZIONI SISMICHE
DELLA PALESTRA DELLA SCUOLA PRIMARIA
"EDMONDO DE AMICIS" DEL CAPOLUOGO

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

NOME FILE

REDATTO IL

03.09.2020

SCALA

ELABORATO

04.1

Rev.	Data	Oggetto revisione

Red.	Verif.	Approv.
		DR

Sommario

1.	RELAZIONE GENERALE.....	3
1.1	PREMESSE	3
1.2	DATI E DOCUMENTAZIONE TECNICA TECNICO – AMMINISTRATIVA DELL'EDIFICIO.....	3
1.3	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	3
1.4	RILIEVO.....	4
1.5	INQUADRAMENTO DEL SISTEMA COSTRUTTIVO	4
1.6	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	5
1.6.1	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA	5
1.6.2	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELL'ACCIAIO D'ARMATURA.....	6
1.7	DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA.....	7
2.	VALUTAZIONE AZIONI DI CALCOLO	8
2.1	CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI*	8
2.2	AZIONE SISMICA.....	9
2.2.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO	9
2.2.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
2.2.3	PARAMETRI SISMICI.....	9
3.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	10
3.1	METODO DI ANALISI	10
3.2	MODELLO STRUTTURALE	11
3.2.1	STATO DI FATTO	11
3.2.2	STATO DI PROGETTO	12
4.	ANALISI DI VULNERABILITA'	15
4.1	ANALISI DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO.....	16
4.1.1	ANALISI MODALE	16
4.1.2	ANALISI STATICA NON LINEARE E CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA	18
4.2	ANALISI DI VULNERABILITA' ALLA STATO DI PROGETTO.....	26
4.2.1	ANALISI MODALE	26
4.2.2	ANALISI STATICA NON LINEARE E CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA	30
5.	VERIFICHE TIRANTI	98
6.	VERIFICHE PUNTONI DI COPERTURA	99
7.	VERIFICHE COLLEGAMENTI BULLONATI.....	100
8.	VERIFICHE PIASTRE DI COLLEGAMENTO CON CALCESTRUZZO	101
9.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	101
10.	PROGETTO COPERTURA.....	105

1. RELAZIONE GENERALE

1.1 PREMESSE

La presente relazione di calcolo strutturale ha come oggetto esclusivamente la realizzazione di opere di adeguamento sismico della palestra di cui si compone il complesso scolastico denominato scuola primaria "E. De Amicis", sito nel capoluogo del comune di Guaro (VE).

La progettazione degli interventi finalizzati a ridurre la vulnerabilità sismica è stata condotta in conformità con la vigente normativa ed in particolare con:

- **D. Min. Infrastrutture e trasporti 17 gennaio 2018** – "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circ. Min. infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7** – "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche di cui al D.Min. 17 gennaio 2018",
- **Eurocodice 2** – "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- **Eurocodice 2** - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo" – Parte 4: progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo con calcestruzzo.

Come stabilito da normativa, il grado di sicurezza è quantificato attraverso il coefficiente ζ_e , definito come rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe per il progetto di una nuova costruzione. Il valore del suddetto parametro, per il caso in oggetto, deve assumere valori compresi tra 0,8 e 1.

1.2 DATI E DOCUMENTAZIONE TECNICA TECNICO – AMMINISTRATIVA DELL'EDIFICIO

La raccolta dei documenti di progettuali, costruttivi, di collaudo eventualmente reperibili, può fornire notizie importanti per la scelta del programma di indagini da eseguire e del livello di conoscenza da adottare nelle analisi strutturali.

Nel caso in oggetto è stato possibile reperire la documentazione relativa sia al deposito del 25.06.1984 n. 1967 che a quello del 13.12.1985 n. 3331, comprendenti:

- elaborati architettonici,
- elaborati strutturali opere in c.a. con relativa relazione dei materiali;
- elaborati strutturali opere in c.a. prefabbricate con relativa relazione dei materiali e relazione di calcolo;
- relazione geologico-tecnica,
- collaudo statico.

Non risulta essere stato eseguito alcun intervento strutturale successivo alla realizzazione della struttura.

1.3 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Richiamando quanto già descritto nella "Relazione generale", la palestra fa parte di un complesso composto da tre corpi di fabbrica (scuola, mensa, palestra) strutturalmente scollegati tra loro. La struttura in oggetto è stata realizzata nella prima metà degli anni '80 del novecento. Si compone di un corpo centrale con dimensioni in pianta di circa 38,00x27,00 metri ed altezza utile interna di circa 7,00 metri.

Le fondazioni sono costituite da travi continue a T rovesce in c.a., con altezza 1,90 m e base variabile poste in corrispondenza del perimetro del fabbricato.

La struttura portante in c.a. è formata da pilastri a sezione rettangolare collegati superiormente da cordoli.

La copertura è composta da travi prefabbricate a due falde in c.a. semplicemente appoggiate su forcelle in calcestruzzo realizzate sulla sommità dei pilastri; hanno lunghezza di circa 26,80 m, luce tra gli appoggi pari a 24,00 m e sono poste a interasse di 5,22 m. Sopra le suddette travi sono saldati tegoli a doppio T in c.a.p. prefabbricati di larghezza 1,75-2,50 m e luce 5,22 metri. Le condizioni della saldatura non risultano ispezionabili. All'intradosso delle travi prefabbricate è fissato il controsoffitto in pannelli delle dimensioni di 60x60 cm.

La tamponatura esterna è realizzata con muratura in blocchi Poroton di spessore 30 cm, fatta eccezione per la fascia superiore compresa tra i cordoli di collegamento dei pilastri, di altezza 1,50 metri, che è costituita da pareti finestrate (vedere elaborati grafici).

La veletta di coronamento della copertura è costituita da pannelli in calcestruzzo prefabbricati, tipo sandwich, di altezza 3,00 metri e spessore 22 cm con anima in polistirolo da 11 cm.

Lungo il lato nord dell'edificio, la zona che ospita le tribune è realizzata a sbalzo con mensole in c.a. di sezione 40x52 cm aventi luce di 2,15 metri.

A lato del corpo centrale un'appendice della stessa struttura ospita l'ingresso, i servizi del pubblico, lo spogliatoio e i servizi dell'arbitro, un magazzino e la centrale termica.

Questa struttura, che si sviluppa su un piano fuori terra, è costituita da pilastri in c.a. 20x20 cm e muratura portante in Poroton con spessore 30 cm.

Il solaio di copertura è di tipo Bausta, con altezza 20+4 cm e travetti tralicciati ad interasse di 60 cm, poggiante su travi in c.a. in spessore e base variabile (vedere elaborati grafici).

1.4 RILIEVO

Lo scopo fondamentale del rilievo è raccogliere i dati necessari per mettere appunto un modello di calcolo che rappresenti in maniera adeguata il comportamento della struttura esistente. A tale fine sono stati eseguiti più sopralluoghi in situ ed un rilievo di dettaglio con laser scanner per individuare l'organismo resistente della struttura.

Per quanto riguarda le parti visibili è stato riscontrato che la struttura non presenta fessurazioni o degradi strutturali.

1.5 INQUADRAMENTO DEL SISTEMA COSTRUTTIVO

Per quanto concerne il sistema costruttivo, il manufatto può essere classificato come edificio con struttura in c.a., in quanto l'appendice in muratura portante in termini di massa e rigidità ha minor importanza.

Facendo riferimento alle condizioni di regolarità indicate dalla normativa tecnica (§ 7.2.1 delle NTC2018) la palestra non può essere considerata regolare in pianta e tantomeno in altezza, anche a causa dell'interruzione in altezza delle murature di tamponamento. A tale proposito, per lo stato di progetto, si è deciso di analizzare la struttura sotto due scenari differenti: uno che porta in conto la presenza dei pannelli di tamponamento e l'altro meno,

allo scopo di valutare se la presenza dei suddetti elementi non strutturali comporta un miglioramento o un peggioramento sulla sicurezza della struttura (§7.2.6 delle NTC2018).

1.6 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Nella fase definitiva del progetto, la caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti è avvenuta considerando i dati riportati nelle relazioni dei materiali del progetto e quelli dei certificati di prova appartenenti alla documentazione reperita. Per una migliore affidabilità delle suddette caratteristiche, nella presente fase esecutiva, sono state eseguite in situ delle prove diagnostiche su calcestruzzo su barre di acciaio. Nello specifico sono state condotte:

- N. 4 carotaggi $\phi 100$ mm con successive prove di compressione in laboratorio;
- N. 4 prove di carbonatazione sui provini di calcestruzzo;
- N. 4 indagini ultrasoniche sui provini di calcestruzzo;
- N. 5 indagini ultrasoniche su pilastri;
- N. 2 prelievi di barre d'armatura con successive prove di trazioni in laboratorio.

I risultati di tali indagini, effettuate dalla ditta 4 EMME Service S.p.A., sono riportati nel report n. 4945/PD allegato alla presente relazione.

1.6.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Il valore caratteristico della resistenza strutturale cilindrica in situ $f_{ck, is}$ è stata calcolata in accordo alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Le citate Linee Guida sottolineano come l'estrazione delle carote produca un disturbo al calcestruzzo, per cui nel risultato di prova sulla carota si manifesta un decremento della resistenza. Per tenere conto di tale decremento, le Linee Guida introducono un fattore di danno F_d , moltiplicativo della resistenza ottenuta dalla prova; il valore di F_d decresce all'aumentare della resistenza f_{carota} , come indicato nella tabella seguente (Circolare n. 7 del 21/01/2019).

Tabella C11.2.6.1.- Fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ($H/D=1$; $d=100$ mm)

f_{carota} [N/mm ²]	10 + 20	20 + 25	25 + 30	30 + 35	35 + 40	> 40
F_d	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Dai risultati di prova si è ottenuto che:

$$f_{c, media} = \frac{\sum f_{carota} \cdot R_d}{n^{\circ} prove} = \frac{(23,6 \cdot 1,09 + 42,7 \cdot 1 + 32,7 \cdot 1,06 + 38 \cdot 1,04)}{4} = 35,65 \text{ MPa}$$

$$f_{ck, is} = f_{c, media} - sqm = 35,65 - 1,48 \cdot 7,09 = 25,16 \text{ MPa}$$

I suddetti risultati confermano che la classe di appartenenza del calcestruzzo in opera è C25/30.

1.6.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELL'ACCIAIO D'ARMATURA

Per quanto riguarda le barre di armatura, la classe di appartenenza è assimilabile a Feb44K anche se l'allungamento A5 è inferiore al valore di riferimento della norma, mentre la tensione di rottura in rapporto a quella di snervamento vale 1,51. Questo significa che l'acciaio ha un alto contenuto di carbonio, tipico degli acciai utilizzati al tempo di realizzazione dell'opera. Si precisa, inoltre, che i dati delle prove sui campioni eseguite in fase di collaudo rientravano tutti nei limiti imposti da normativa. Per tale ragione i valori di campionamento registrati, molto vicini a quelli limite, vengono presi come elemento base per la progettazione. Per l'acciai d'armatura si è dunque assunto $f_{y,nom} = 420$ MPa.

Materiali opere esistenti

Calcestruzzo pilastri e travi:

Classe di resistenza	C 25/30
Resistenza cilindrica.....	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90$ MPa
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 31447$ MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,55$ MPa

Calcestruzzo travi prefabbricate:

Classe di resistenza	C 45/55
Resistenza cilindrica.....	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 45,65$ MPa
Resistenza cilindrica media.....	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53,65$ MPa
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 36416$ MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,83$ MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 2,55$ MPa

Acciaio per cemento armato:

Barre ad aderenza migliorata	Feb44k
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 420$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540$ MPa
Allungamento A5	≥ 12
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 210000$ MPa

Muratura in mattoni semipieni Poroton:

Resistenza media a compressione	$f = 5$ MPa
Resistenza media a taglio	$\tau_0 = 0,08$ MPa
Valore medio modulo di elasticità normale.....	$E = 4550$ MPa
Valore medio modulo di elasticità tangenziale	$G = 1137,5$ MPa
Peso specifico medio.....	$w = 15$ kN/m ³

Le caratteristiche meccaniche dei suddetti materiali sono state penalizzate applicando un fattore di confidenza FC=1,2 al fine di considerare il livello di conoscenza, come illustrato al punto successivo.

Materiali opere nuove

Calcestruzzo fondazioni:

Classe di resistenza	C 25/30
Resistenza cilindrica.....	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica media.....	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,90 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 31447 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,55 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctm}/\gamma_c = 1,70 \text{ MPa}$

Calcestruzzo pareti:

Classe di resistenza	C 28/35
Resistenza cilindrica.....	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica media.....	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,05 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 32588 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctm}/\gamma_c = 1,89 \text{ MPa}$

Acciaio per cemento armato:

Barre ad aderenza migliorata	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 210000 \text{ MPa}$

Acciaio per carpenteria (UNI EN 10025-2):

Qualità dell'acciaio	S355
Tensione di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tensione di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità longitudinale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson.....	$\nu = 0,3$

Collegamenti (UNI 15048):

Bulloneria classe	8.8
Tensione di snervamento.....	$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 800 \text{ MPa}$

1.7 DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza dell'edificio risulta di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e può essere acquisita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali. In particolare, ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza da adottare, la Normativa al punto C8.5.4 definisce i seguenti tre livelli di conoscenza:

- **LC1 – Conoscenza Limitata:** si intende raggiunta quando sono stati effettuati il rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi ed prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**;
- **LC2 – Conoscenza Adeguata:** si intende raggiunta quando sono stati effettuati il rilievo geometrico completo, indagini estese sui dettagli costruttivi ed prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,20**;
- **LC3 – Conoscenza Accurata:** si intende raggiunta quando sono stati effettuati il rilievo geometrico completo ed accurato, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,00**.

Per la costruzione in oggetto, considerando la documentazione originale reperita e le prove eseguite in situ, il livello di conoscenza raggiunto è LC2, pertanto il valore di confidenza applicato alle caratteristiche dei materiali è 1,20.

2. VALUTAZIONE AZIONI DI CALCOLO

2.1 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI*

In accordo con quanto previsto dal capitolo 3 del D.M. del 17 gennaio 2018 e relativa Circolare Esplicativa, sono state prese in considerazione le condizioni di carico elementari di seguito riportate.

Carichi copertura:

Tegoli di copertura	1,48 kN/m ²
Manto di copertura	0,20 kN/m ²
Controsoffitto	0,30 kN/m ²
Neve	0,80 kN/m ²

Soletta tribuna:

Peso proprio soletta sp. 27 cm	6,75 kN/m ²
Sovraccarico affollamento	5,00 kN/m ²

Solaio zona ingresso:

Peso proprio solaio Bausta 20+4	3,50 kN/m ²
Neve	0,80 kN/m ²

**I carichi permanenti e i sovraccarichi qui considerati sono gli stessi riportati nelle relazioni di calcolo del progetto originale allegato.*

Si segnala che in base alla normativa vigente NTC 2018 le strutture orizzontali, in particolare il solaio della zona spogliatoi e la copertura della palestra, risultano sottodimensionate nei confronti dell'accumulo neve.

In considerazione del fatto che il presente lavoro consiste nell'adeguamento sismico della struttura, dal punto di vista dei carichi statici verticali il carico neve non influisce sulla combinazione sismica, in quanto il coefficiente moltiplicativo è nullo.

2.2 AZIONE SISMICA

2.2.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3271/2003, il sito di costruzione rientra in zona sismica 3, ovvero area caratterizzata da medio-bassa sismicità ($0,05g \leq a_g \leq 0,15g$).

Per quanto riguarda la caratterizzazione del sottosuolo si è fatto riferimento alla stima redatta dal Dot. Geol. Moro che, analizzando la relazione geologico – tecnica stilata dal Dr. Gennari in data 16/02/1983, ha ritenuto opportuno classificare il sottosuolo di categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti".

La struttura ricade su suolo pianeggiante, pertanto è stato assunto per il fattore S_T un valore pari a 1,00.

2.2.2 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, pur soggetta a manutenzione ordinaria, mantenga specifici livelli prestazionali (§2.4.1 delle NTC2018).

La struttura in oggetto ricade tra le costruzioni con livelli di prestazioni ordinari per cui è prevista $V_N = 50$ anni, ed appartiene ad una classe d'uso III, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1,5$. Dunque il periodo di riferimento V_R , con il quale vengono valutate le azioni sismiche, è pari a 75 anni (§2.4.3 delle NTC 2018).

2.2.3 PARAMETRI SISMICI

Per le costruzioni esistenti la Normativa consente la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi con riferimento ai soli SLU, in particolare rispetto la condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

In riferimento a tale stato limite, la domanda sismica è stata definita utilizzando gli spettri elastici di cui al D.M. 17.01.2018 con i seguenti parametri:

$$T_R = 712 \text{ anni} \quad a_g = 0,134 \text{ g} \quad F_o = 2,557 \quad T^*_C = 0,379 \text{ s}$$

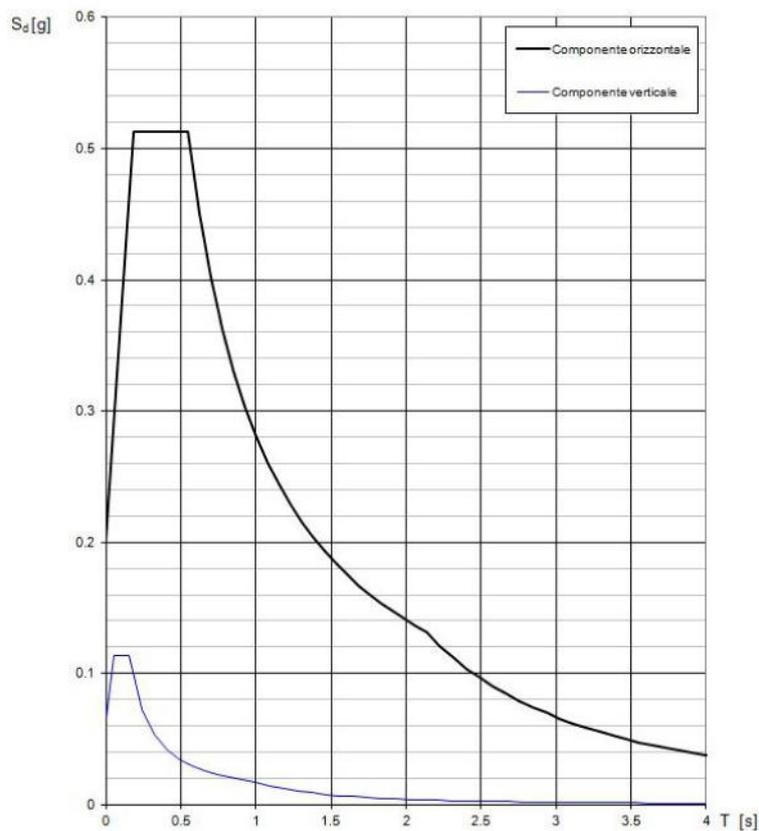


Figura 1: Spettro elastico per SLV

I valori delle accelerazioni al suolo assunti nei calcoli sono stati desunti interpolando linearmente i dati puntuali delle mappe di microzonazione sismica redatte dall'I.N.G.V. contenute nell'Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006)-(pubblicate sulla G.U. n.108 del 11/05/2006).

3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La modellazione e l'analisi della struttura sono state eseguite mediante il software di calcolo agli elementi finiti Midas Gen 2020 (v2.1).

3.1 METODO DI ANALISI

Per la struttura in oggetto si è ritenuto opportuno eseguire un'analisi statica non lineare in quanto è composta da una struttura mista in calcestruzzo armato e muratura. In questo modo sono state valutate le risorse plastiche che l'edificio è in grado di sostenere una volta superato il limite elastico per il quale è stato progettato per i carichi verticali. Lo scopo è sapere a quale tipo di cinematisimo di collasso l'edificio andrà in contro in caso di crollo sismico. Tale risultato viene accompagnato da un percorso di deformazione plastica attraverso un grafico carico-spostamento chiamato "curva di capacità".

Questo metodo di analisi prevede prima l'applicazione dei carichi verticali che rappresentano uno scenario di carico pre-sisma, successivamente si procede con la spinta sotto carichi sismici. La stessa Normativa, al §7.3.4.1, richiede di considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

In base alle condizioni previste da Normativa, per il caso in oggetto, sono state considerate le distribuzioni di forze seguenti:

- *Gruppo 1*: distribuzione corrispondente all'andamento dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%.
- *Gruppo 2*: distribuzione di forze, derivante da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

In ragione dell'inadeguatezza dei dettagli costruttivi (mancanza di raffittimento delle staffe alle estremità degli elementi strutturali, insufficienza dell'armatura d'intradosso alle estremità delle travi, ecc.) si è assunto per la struttura un comportamento non dissipativo, pertanto le verifiche, sia per gli elementi/meccanismi duttili che per quelli fragili, sono state eseguite in termini di resistenza impiegando il metodo degli stati limite ai sensi del D.M. 17/01/2018, senza l'applicazione del principio della "gerarchia delle resistenze", di cui al capitolo 7 del sopracitato D.M..

In accordo con quanto riportato al §8.3 della Normativa, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sono state eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi. In particolare, per la combinazione sismica le verifiche agli SLU sono state svolte rispetto alla condizione di salvaguardi della vita umana (SLV).

3.2 MODELLO STRUTTURALE

3.2.1 STATO DI FATTO

Il modello tridimensionale dell'edificio è stato realizzato utilizzando elementi tipo BEAM per travi e pilastri in c.a., elementi tipo WALL per la parete in c.a. su cui poggia la tribuna.

La soletta a sbalzo in calcestruzzo ed i tegoli di copertura sono stati considerati in termini di massa ed applicati come carichi distribuiti sulle rispettive travi di appoggio.

La veletta di coronamento in copertura è stata applicata come carico, più precisamente per mezzo di carichi nodali applicati sulla sommità dei pilastri.

Per la valutazione della vulnerabilità allo stato di fatto si è deciso di rappresentare le tamponature come carichi distribuiti sui pilastri, considerando il loro contributo solo in termini di massa.

Per l'appendice in muratura portante, data la minor importanza sia termini di massa che di rigidità, è stata applicata la modellazione a telaio equivalente, che permette di schematizzare la struttura con un insieme di elementi monodimensionali tipo BEAM. Pur essendo una rappresentazione semplificata è stato possibile assegnare alle componenti verticali, che rappresentano i maschi murari, le caratteristiche plastiche per la muratura.

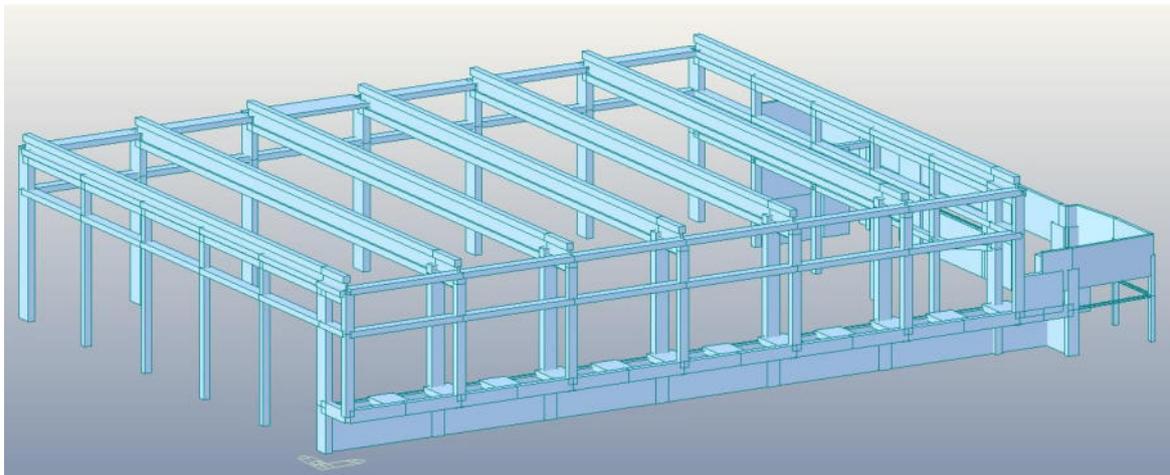


Figura 2: Vista tridimensionale modello (stato di fatto)

L'armatura degli elementi in c.a. è stata inserita seguendo quanto riportato negli elaborati strutturali di progetto reperiti.

3.2.2 STATO DI PROGETTO

Per la configurazione di progetto, la vulnerabilità sismica dell'edificio è stata valutata utilizzando due modelli: uno con le pareti di tamponatura rappresentate come carichi distribuiti e l'altro in cui la muratura di tamponamento è stata invece modellata, per tenere conto della sua partecipazione in termini di rigidezza e resistenza. Questa scelta è giustificata dal fatto che durante un sopralluogo in situ è stato verificato che la muratura di tamponamento è efficacemente collegata all'intelaiatura in c.a.. Pertanto il secondo modello utilizzato risulta, a nostro parere, quello che meglio rappresenta il comportamento della struttura.

La presenza delle tamponature è stata rappresentata attraverso coppie di puntoni diagonali equivalenti. Tali componenti sono stati creati con elementi di tipo TRUSS, in quanto resistenti solo a compressione, aventi spessore pari a quello della muratura e larghezza uguale a 1/10 della lunghezza della diagonale del pannello (riferimento Allegato 2 della Circolare n. 65 del 10/04/1997).

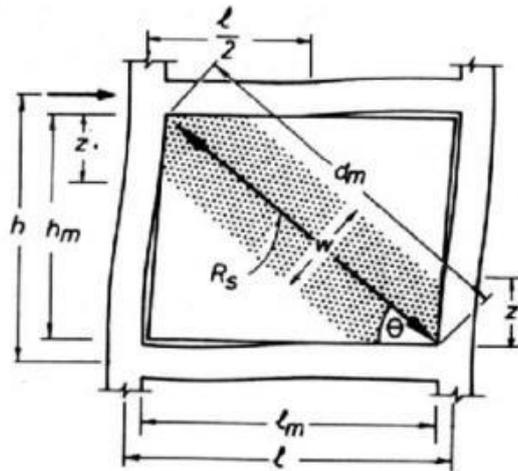


Figura 3: Modello puntone equivalente

Le bielle non sono state posizionate esattamente negli angoli della maglia, ma sono traslate verso il basso, a contatto con il pilastro, per tener conto del fatto che il contatto tra pannello e puntone equivalente non è puntiforme, ma si estende per una lunghezza teorica z , che si può ricavare come:

$$z = \pi/2 \cdot \lambda$$

con λ rigidezza relativa tra telaio e pannello, calcolata come

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4E_c I_p h_w}}$$

dove

- E_w è il modulo di elasticità del pannello di tamponatura;
- t_w è lo spessore del pannello di tamponatura;
- h_w è l'altezza del pannello di tamponatura;
- $E_c I_p$ è la rigidezza flessionale dei pilastri (E_c modulo elastico del calcestruzzo, I_p modulo di inerzia del pilastro);
- θ è l'angolo d'inclinazione della diagonale.

Nel caso in oggetto la lunghezza z è stata stimata pari a 40 cm per i puntoni rappresentanti le tamponature dei lati sud, est ed ovest dell'edificio e a 25 cm per i pannelli in corrispondenza della tribuna.

In osservanza al §7.8.1.4 delle NTC 2018, è stato eseguito un controllo della geometria delle pareti che deve rispettare i requisiti indicati nella tabella seguente.

Tab. 7.8.I – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075g$	150 mm	20	0,3

Figura 4: Tabella 7.8.I estratta dalle NTC2018

Nel caso in oggetto, considerando un'altezza libera di inflessione pari a

$$h_0 = \rho h = 2,61 \text{ m}$$

dove ρ è pari a 0,5 (calcolato come indicato al §4.5.6.2 delle NTC 2018) e $h=5,30$ m il valore di λ risulta essere pari a 8,8, inferiore al limite massimo imposto pari a 15.

Nei pannelli di tamponatura in corrispondenza della tribune sono presenti delle aperture con sezione circolare e diametro pari a 1 metro. Da verifiche in situ, è stato constatato che i suddetti fori sono delimitati da intelaiature in c.a. capaci di ricostruire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura, pertanto il modello del puntone equivalente risulta ancora idoneo. Per tener conto della presenza delle aperture, alle bielle in questione è stata assegnata una larghezza ridotta del 20% rispetto alle altre¹.

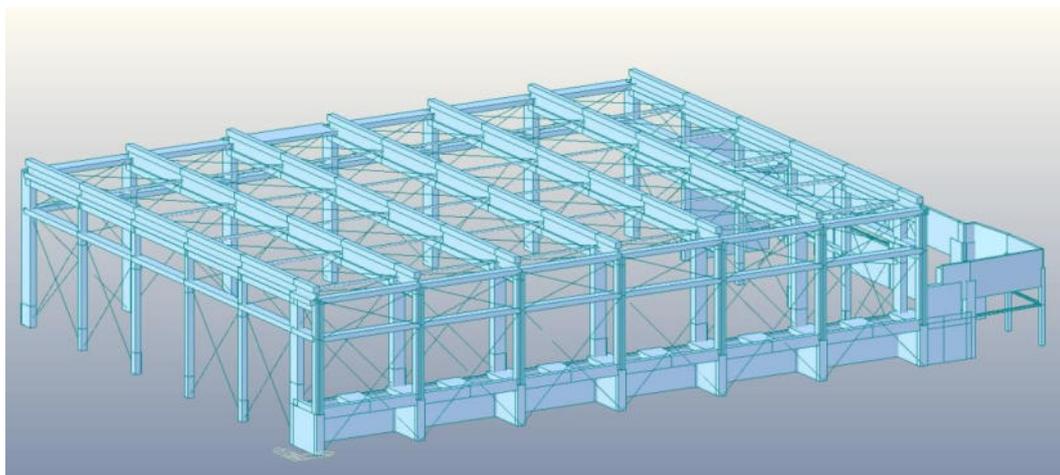


Figura 5: Vista tridimensionale modello senza tamponature (stato di progetto)

¹ Riferimento articolo "Ruolo delle murature leggere portate nel comportamento sismico di strutture intelaiate in cemento armato" di S. Albanesi, F. carboni, T. Albanesi, pubblicato dall'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica

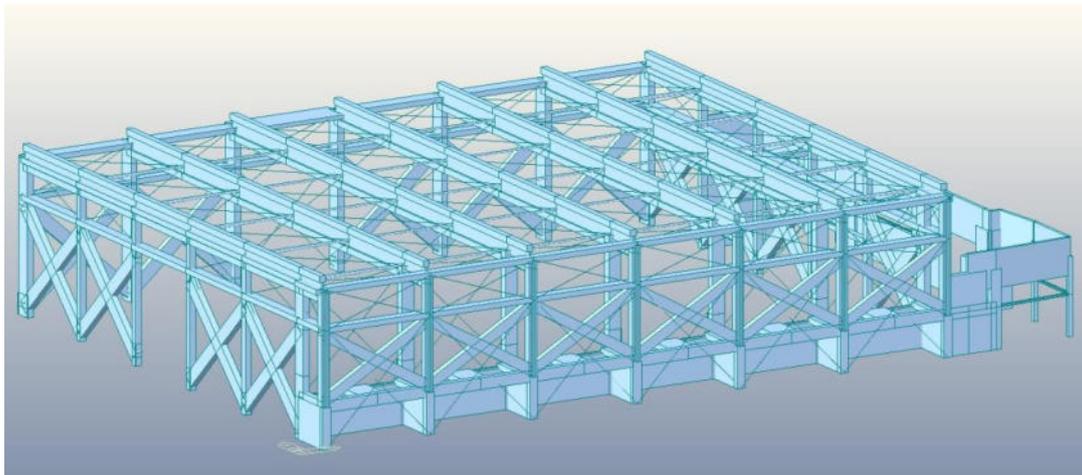


Figura 6: Vista tridimensionale modello con tamponature (stato di progetto)

L'intervento di adeguamento, come meglio illustrato di seguito, prevede l'introduzione di controventi in acciaio, sia in copertura che lungo le pareti. Tali elementi sono stati modellati con elementi di tipo TRUSS perché resistenti solo a trazione.

4. ANALISI DI VULNERABILITA'

L'edificio è stato verificato prima nelle condizioni attuali e successivamente in quelle di progetto (adeguamento sismico).

L'analisi di vulnerabilità è stata svolta seguendo i passi riportati:

1. definizione della domanda sismica attraverso la determinazione dell'accelerazione massima al suolo PGA_d corrispondente allo stato limite SLV;
2. esecuzione di un'analisi modale per comprendere il comportamento dinamico della struttura;
3. applicazione dello spettro di risposta elastico che definisce la domanda sismica;
4. esecuzione dell'analisi statica non lineare con plasticità concentrata applicando i gruppi di carico previsti da normativa;
5. controllo verifiche dei meccanismi duttili e fragili;
6. nel caso in cui le verifiche al punto 5 sono soddisfatte, si definisce la capacità della struttura attraverso la determinazione del parametro PGA_c e si calcola il coefficiente ζ_e come rapporto tra PGA_c e PGA_d .
7. se le verifiche al punto 5 non sono soddisfatte, come è successo nel caso in oggetto, si eseguono nuove verifiche di sicurezza applicando nel modello uno spettro elastico scalato, corrispondente a sismi meno rari e di minore intensità, che garantisce la verifica di tutti gli elementi strutturali. La riduzione dello spettro è descritta di seguito.

Come già descritto al punto 2.2.3, la domanda sismica è definita dalla pericolosità sismica del sito, che nel caso in oggetto è caratterizzata dai seguenti parametri:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.134 g
F_d	2.557
T_C^*	0.379 s
S_s	1.494
C_C	1.447
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.494
η	1.000
T_B	0.183 s
T_C	0.548 s
T_D	2.138 s

Figura 7: Parametri sismici per SLV

L'accelerazione massima al suolo che definisce la domanda sismica è pari a:

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0,134g \cdot 1,494 = 0,200g$$

4.1 ANALISI DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO

4.1.1 ANALISI MODALE

Nella configurazione attuale la struttura manifesta un comportamento dinamico nelle due direzioni principali non pulito, in quanto i corrispondenti modi di traslazione sono accompagnati da una torsione con massa partecipante superiore al 10%.

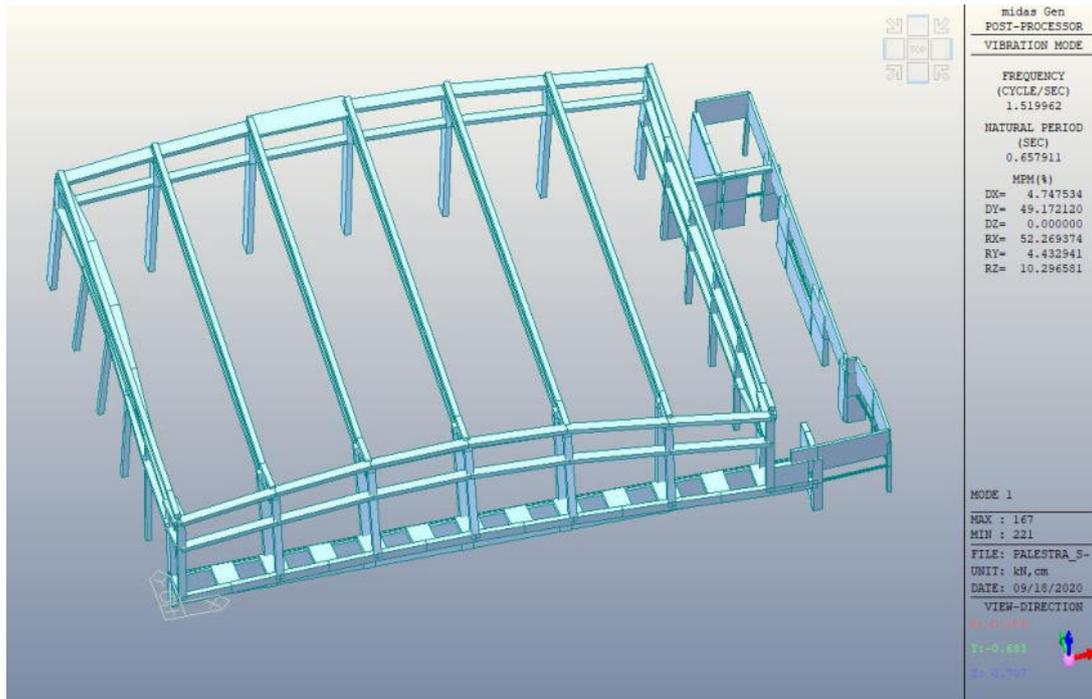


Figura 8: Primo modo di vibrare, traslazione in direzione Y (massa 49,17%) e torsione (massa 10,29%)

Il periodo fondamentale relativo al primo modo risulta pari a $T=0,65$ s.

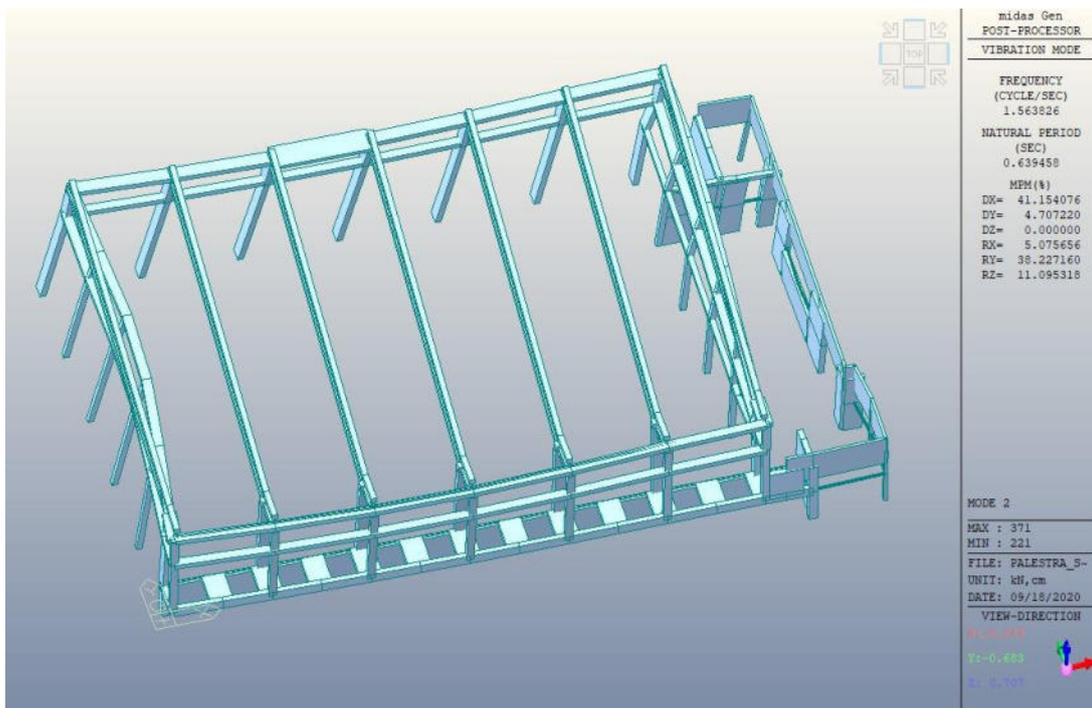


Figura 9: Secondo modo di vibrare, traslazione in direzione X (massa 41,15%) e torsione (massa 11,09%)

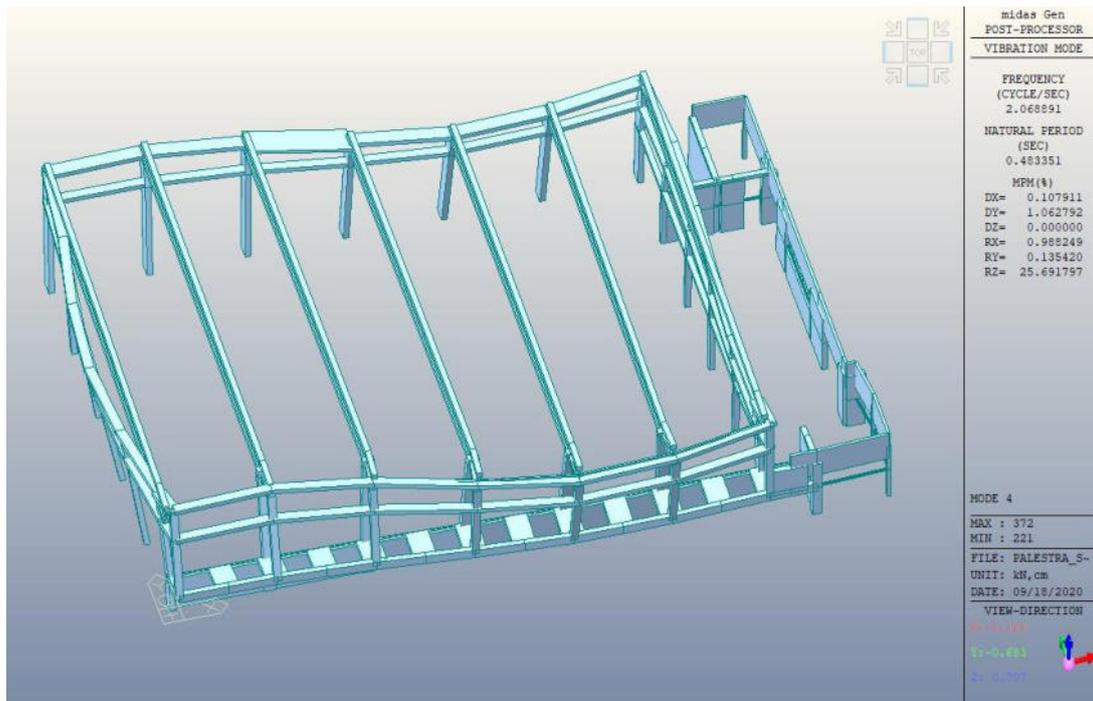


Figura 10: Quarto modo di vibrare, torsione (massa 25,69%)

Il suddetto comportamento è giustificato dalla mancata regolarità della struttura, sia in pianta che in altezza.

Per semplicità, i risultati completi dell'analisi modale si riportano in allegato alla presente relazione di calcolo.

4.1.2 ANALISI STATICA NON LINEARE E CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA

Nel modello è stato inizialmente introdotto lo spettro elastico che definisce la domanda sismica, già riportato al punto 2.2.3. Dall'analisi dinamica lineare si è ricavata la distribuzione delle forze di piano, che rappresenta il primo gruppo di carico, da applicare per l'analisi statica non lineare. La distribuzione di forze appartenete al secondo gruppo di carico è stata applicata attraverso un automatismo del programma di calcolo.

L'analisi pushover allo stato di fatto è stata svolta in regime di controllo di forza (Load Control) non avendo la possibilità di un controllo in regime di spostamenti in assenza di piano rigido. La plasticità concentrata è stata applicata attraverso la definizione di cerniere plastiche. Si riportano di seguito alcuni esempi di cerniere plastiche definite per il modello in questione.

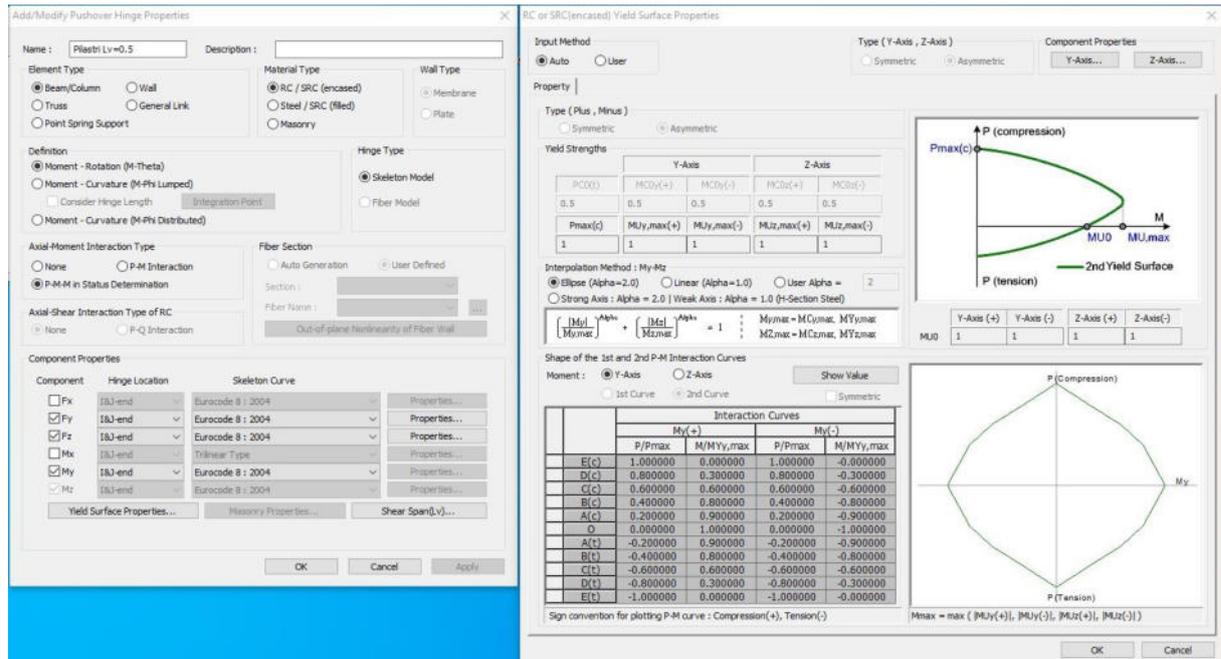


Figura 11: Cerniera plastica per pilastri (Eurocodice 8)

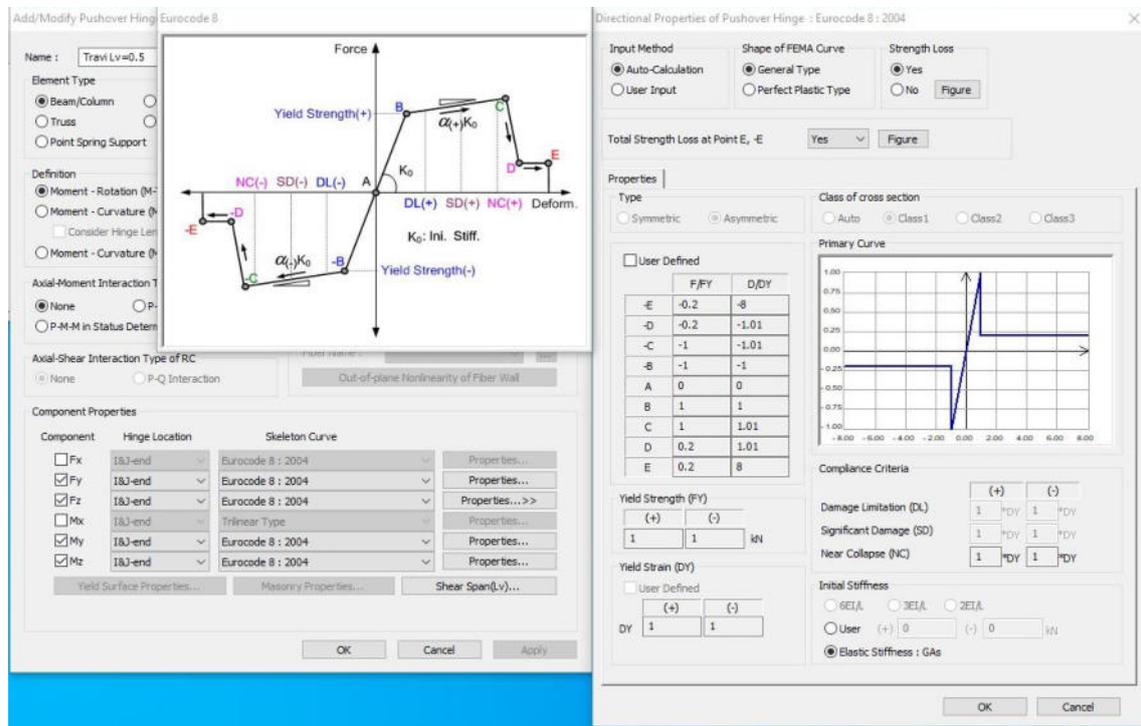


Figura 12: Cerniera plastica per travi (Eurocodice 8)

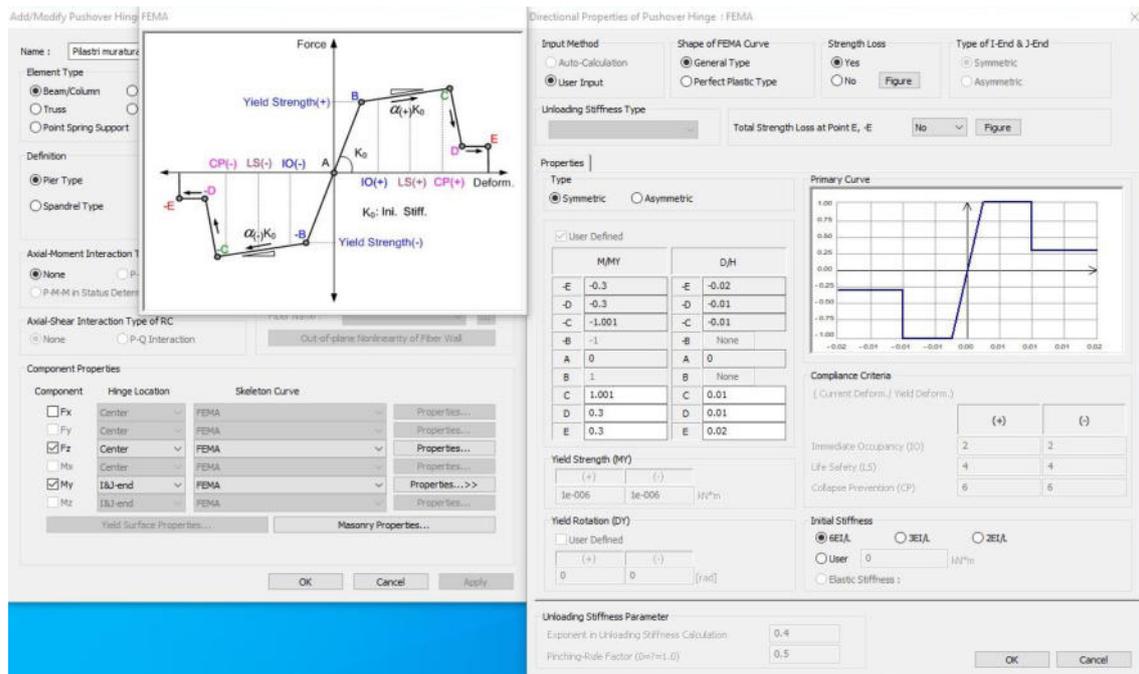


Figura 13: Cerniera fenomenologica per muratura

Eseguita l'analisi pushover, sono state controllate le verifiche dei meccanismi di rottura duttili e fragili degli elementi strutturali, da cui è risultato inevitabilmente che la struttura esistente non è verificata per la domanda sismica. Si è dunque proseguito con l'introduzione di un nuovo spettro elastico ottenuto scalando quello di domanda. Tale riduzione è avvenuta agendo sulla probabilità di superamento dell'evento sismico. A causa delle forti criticità a taglio manifestate su alcune travi, è stato necessario portare la probabilità di accadimento dal 10% al 90%.

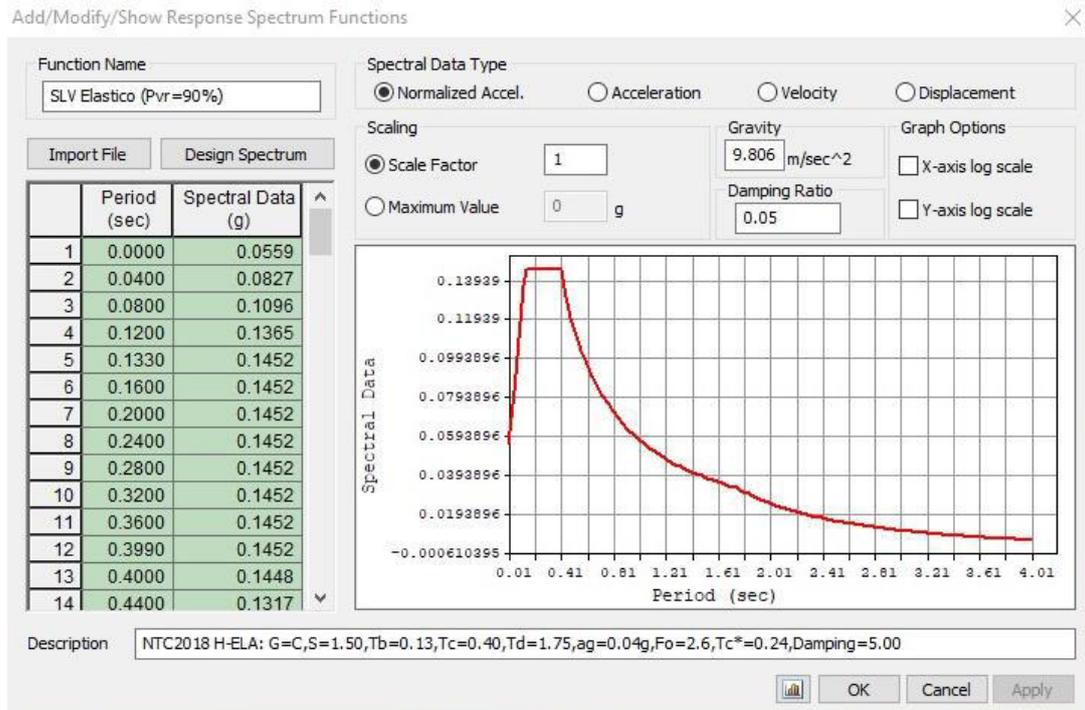


Figura 14: Spettro per SLV scalato ($P_{VR}=90\%$)

I parametri caratteristici del suddetto spettro sono i seguenti:

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,037g
F_0	2,598
T_C^*	0,235 s
S	1,500
T_B	0,133
T_C	0,399
T_D	1,749
q	1,000

Osservando i risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare, si può constatare che l'edificio presenta maggiore vulnerabilità per l'azione sismica in direzione y e che, nonostante la notevole riduzione di tale evento, presenta ancora criticità a taglio su alcuni elementi strutturali. Nello specifico, le componenti che vanno maggiormente in crisi sono le travi superiori in corrispondenza della zona tribuna e le nervature della soletta a sbalzo. Di seguito si riportano, per semplicità, i risultati relativi alle condizioni di carico per la direzione sismica più gravosa.

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
Progetto definitivo/esecutivo

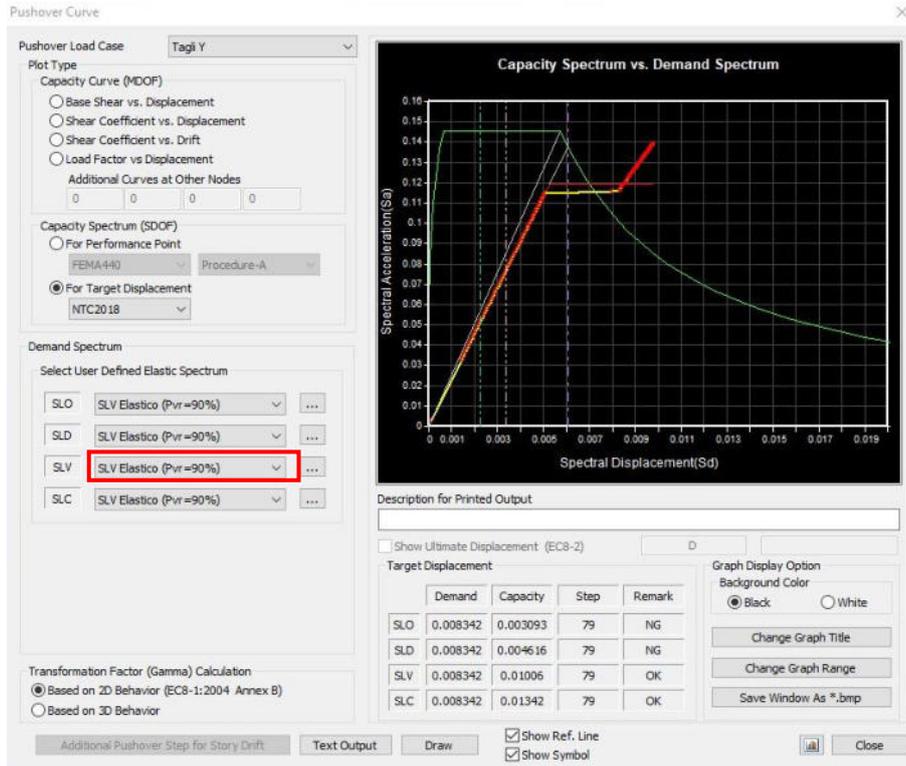


Figura 15: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione Y)

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
205	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0362	OK	-0.0000	0.0280	OK	0.0000	48.1936	OK	9.4262	21.6380	OK
214	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0208	OK	-0.0000	0.0148	OK	9.3529	77.3186	OK	37.3471	70.2410	OK
214	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0002	0.0188	OK	-0.0000	0.0148	OK	9.3529	77.3186	OK	56.2872	70.2410	OK
215	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	4.9667	112.5830	OK	49.5513	107.7000	OK
215	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0002	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	4.9667	112.5830	OK	69.6912	107.7000	OK
216	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0243	OK	-0.0000	0.0148	OK	1.1930	112.5530	OK	44.4672	107.6690	OK
216	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	1.1930	112.5530	OK	64.6072	107.6690	OK
217	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0243	OK	-0.0000	0.0148	OK	8.6103	112.5360	OK	41.8312	107.6510	OK
217	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	8.6103	112.5360	OK	61.9712	107.6510	OK
218	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	2.1891	112.5940	OK	46.0943	107.7100	OK
218	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0002	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	2.1891	112.5940	OK	66.2343	107.7100	OK
219	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0243	OK	-0.0000	0.0148	OK	4.7119	112.6630	OK	54.9718	107.7810	OK
219	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0002	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	4.7119	112.6630	OK	75.1118	107.7810	OK
221	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0238	OK	-0.0000	0.0240	OK	2.4962	31.2767	OK	44.3434	43.0792	OK
221	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0005	0.0198	OK	-0.0001	0.0240	OK	2.4962	31.2767	OK	46.9434	43.0792	NG
222	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0238	OK	0.0000	0.0240	OK	4.4679	31.2767	OK	50.1845	43.0792	NG
222	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0006	0.0198	OK	-0.0001	0.0240	OK	4.4679	31.2767	OK	55.8845	43.0792	NG
223	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0238	OK	-0.0001	0.0240	OK	4.5488	31.2767	OK	53.7003	43.0792	NG
223	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0007	0.0198	OK	0.0000	0.0240	OK	4.5488	31.2767	OK	59.4003	43.0792	NG
224	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0238	OK	-0.0000	0.0240	OK	3.8830	31.2767	OK	48.2173	43.0792	NG
224	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0006	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	3.8830	31.2767	OK	53.9173	43.0792	NG
225	J-end	Primary	Tagli Y	0.0001	0.0238	OK	0.0001	0.0240	OK	0.3051	31.2767	OK	37.3366	43.0792	NG
225	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0004	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	0.3051	31.2767	OK	40.4808	43.0792	OK
227	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0001	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.4390	26.5557	OK	9.1310	48.1936	OK
227	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.4171	26.5557	OK	6.1312	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.1452	26.5557	OK	5.6223	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.1311	26.5557	OK	8.4964	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.0358	26.5557	OK	7.0195	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.0360	26.5557	OK	8.7015	48.1936	OK
230	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.0993	26.5557	OK	7.5611	48.1936	OK
230	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.0179	26.5557	OK	7.9438	48.1936	OK
231	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.1576	26.5557	OK	7.1597	48.1936	OK
231	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.1335	26.5557	OK	6.0899	48.1936	OK
232	J-end	Primary	Tagli Y	0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.3188	26.5557	OK	4.8864	48.1936	OK
232	J-end	Primary	Tagli Y	-0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.4715	26.5557	OK	7.4745	48.1936	OK
320	J-end	Primary	Tagli Y	0.0002	0.0370	OK	-0.0000	0.0153	OK	2.2336	41.8594	OK	2.5248	41.8594	OK
320	J-end	Primary	Tagli Y	-	-	-	-	-	-	2.2336	41.8187	OK	2.5248	41.8187	OK
321	J-end	Primary	Tagli Y	0.0001	0.0352	OK	-0.0000	0.0187	OK	2.1934	41.8478	OK	1.3451	41.8478	OK
321	J-end	Primary	Tagli Y	-	-	-	-	-	-	2.1934	41.3071	OK	1.3451	41.3071	OK

Figura 16: Verifiche meccanismi duttili e fragili gruppo di carico 1 (direzione Y)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
Progetto definitivo/esecutivo

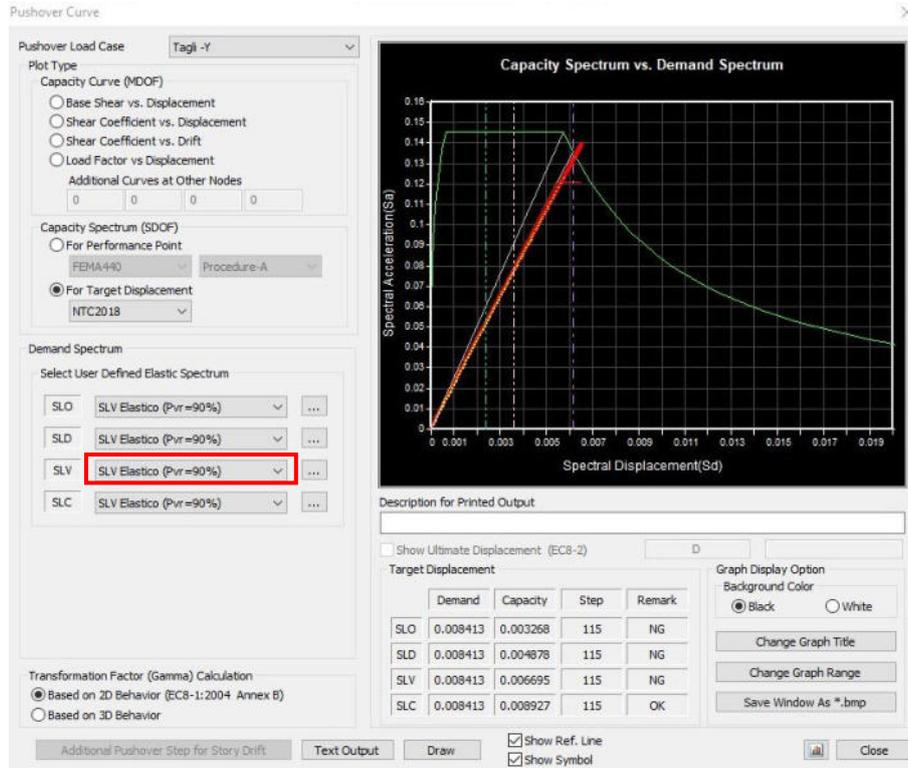


Figura 17: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione -Y)

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism				Verify Brittle Mechanism							
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark			
200	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0010	0.0352	OK	-0.0001	0.0272	OK	0.5215	48.1936	OK	0.2899	21.6380	OK
201	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0002	0.0362	OK	-0.0000	0.0280	OK	0.5856	48.1936	OK	11.0365	21.6380	OK
201	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0004	0.0362	OK	-0.0000	0.0280	OK	0.5856	48.1936	OK	5.9285	21.6380	OK
202	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0003	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.4919	48.1936	OK	11.7980	21.6380	OK
202	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.4919	48.1936	OK	5.1670	21.6380	OK
203	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1417	48.1936	OK	11.8313	21.6380	OK
203	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1417	48.1936	OK	5.1337	21.6380	OK
204	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1924	48.1936	OK	11.9032	21.6380	OK
204	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1924	48.1936	OK	5.0618	21.6380	OK
205	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1025	48.1936	OK	12.0572	21.6380	OK
205	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0004	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1025	48.1936	OK	4.9078	21.6380	OK
214	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0000	0.0208	OK	-0.0000	0.0148	OK	15.6764	77.3186	OK	7.9872	70.2410	OK
214	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0000	0.0188	OK	-0.0000	0.0148	OK	15.6764	77.3186	OK	26.9397	70.2410	OK
215	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0002	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	6.6570	112.5830	OK	84.0231	107.7000	OK
215	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0005	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	6.6570	112.5830	OK	114.1630	107.7000	NG
216	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	3.0359	112.5530	OK	107.7250	107.6660	NG
216	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0006	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	3.0359	112.5530	OK	127.8650	107.6660	NG
217	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	1.1964	112.5360	OK	111.9810	107.6510	NG
217	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0006	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	1.1964	112.5360	OK	132.1210	107.6510	NG
218	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0003	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	0.8383	112.5940	OK	106.1230	107.7100	OK
218	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0008	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	0.8383	112.5940	OK	126.2630	107.7100	NG
219	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0002	0.0243	OK	-0.0000	0.0148	OK	4.6440	112.6630	OK	87.9951	107.7810	OK
219	J-end	Primary	Tagli -Y	-0.0005	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	4.6440	112.6630	OK	108.1350	107.7810	NG
221	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	2.3910	31.2767	OK	15.2024	43.0792	OK
221	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0002	0.0238	OK	0.0002	0.0240	OK	2.3910	31.2767	OK	9.8654	43.0792	OK
222	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0198	OK	-0.0000	0.0240	OK	5.2404	31.2767	OK	32.6805	43.0792	OK
222	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0005	0.0238	OK	0.0001	0.0240	OK	5.2404	31.2767	OK	26.9605	43.0792	OK
223	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	4.7654	31.2767	OK	38.2537	43.0792	OK
223	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0005	0.0238	OK	-0.0000	0.0240	OK	4.7654	31.2767	OK	32.5537	43.0792	OK
224	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0198	OK	-0.0000	0.0240	OK	3.5972	31.2767	OK	30.8771	43.0792	OK
224	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0005	0.0238	OK	-0.0001	0.0240	OK	3.5972	31.2767	OK	25.1771	43.0792	OK
225	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0238	OK	-0.0002	0.0240	OK	1.3589	31.2767	OK	8.1452	43.0792	OK
225	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0002	0.0238	OK	-0.0002	0.0240	OK	1.3589	31.2767	OK	2.4452	43.0792	OK
227	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0001	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	1.1593	26.5557	OK	6.6227	48.1936	OK
227	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.7499	26.5557	OK	2.6548	48.1936	OK
228	I-end	Primary	Tagli -Y	-0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.5351	26.5557	OK	1.6187	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.3373	26.5557	OK	3.0461	48.1936	OK
229	I-end	Primary	Tagli -Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.2607	26.5557	OK	0.5504	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Tagli -Y	0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.0961	26.5557	OK	1.1201	48.1936	OK

Figura 18: Verifiche meccanismi duttili e fragili gruppo di carico 1 (direzione -Y)

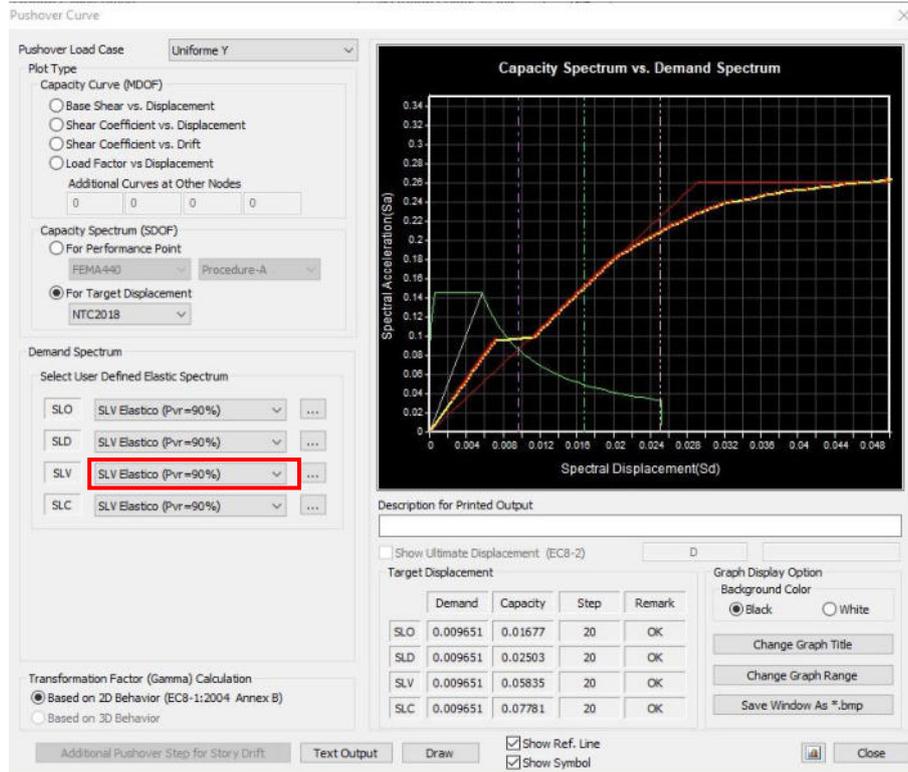


Figura 19: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione Y)

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
202	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0000	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.1626	48.1936	OK	8.7842	21.6380	OK
202	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.1626	48.1936	OK	8.2008	21.6380	OK
203	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0000	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.1758	48.1936	OK	8.8451	21.6380	OK
203	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.1758	48.1936	OK	8.1199	21.6380	OK
204	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0000	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.3587	48.1936	OK	8.9502	21.6380	OK
204	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0001	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.3587	48.1936	OK	8.0148	21.6380	OK
205	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0362	OK	-0.0001	0.0280	OK	0.7697	48.1936	OK	9.1117	21.6380	OK
205	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0001	0.0362	OK	-0.0002	0.0280	OK	0.7697	48.1936	OK	7.8533	21.6380	OK
214	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0000	0.0268	OK	-0.0000	0.0148	OK	5.6953	77.3198	OK	28.5171	70.2410	OK
214	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0002	0.0188	OK	-0.0000	0.0148	OK	5.6953	77.3198	OK	47.4696	70.2410	OK
215	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	7.1863	112.5830	OK	83.9629	107.7000	OK
215	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	7.1863	112.5830	OK	104.0030	107.7000	OK
216	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	2.8231	112.5530	OK	88.7058	107.6690	OK
216	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	2.8231	112.5530	OK	108.8480	107.6690	NG
217	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	0.7365	112.5360	OK	91.1871	107.6510	OK
217	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	0.7365	112.5360	OK	111.3270	107.6510	NG
218	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	0.9835	112.5940	OK	88.9338	107.7100	OK
218	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	0.9835	112.5940	OK	109.0740	107.7100	NG
219	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	3.3890	112.6630	OK	86.7237	107.7810	OK
219	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0004	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	3.3890	112.6630	OK	106.8640	107.7810	OK
221	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0021	0.0238	OK	-0.0003	0.0240	OK	4.2288	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
221	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0022	0.0238	OK	-0.0002	0.0240	OK	4.2288	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
222	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0028	0.0238	OK	-0.0001	0.0240	OK	1.7703	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
222	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0029	0.0238	OK	-0.0001	0.0240	OK	1.7703	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
223	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0028	0.0238	OK	-0.0000	0.0240	OK	0.2349	31.2767	OK	5.7000	43.0792	OK
223	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0032	0.0238	OK	0.0000	0.0240	OK	0.2349	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
224	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0028	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	1.8889	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
224	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0028	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	1.8889	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
225	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0020	0.0238	OK	0.0004	0.0240	OK	4.9064	31.2767	OK	5.7000	43.0792	OK
225	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0021	0.0238	OK	0.0002	0.0240	OK	4.9064	31.2767	OK	Failure	43.0792	NG
227	J-end	Primary	Uniforme Y	-0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.3186	26.5557	OK	1.9929	26.1936	OK
227	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.5441	26.5557	OK	0.7465	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.2653	26.5557	OK	2.7552	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.2166	26.5557	OK	3.3902	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.0661	26.5557	OK	3.4380	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.1093	26.5557	OK	3.1345	48.1936	OK
230	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.0052	26.5557	OK	3.2997	48.1936	OK
230	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.0678	26.5557	OK	3.2778	48.1936	OK
231	J-end	Primary	Uniforme Y	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.3365	26.5557	OK	1.9929	26.1936	OK

Figura 20: Verifiche meccanismi duttili e fragili gruppo di carico 2 (direzione Y)

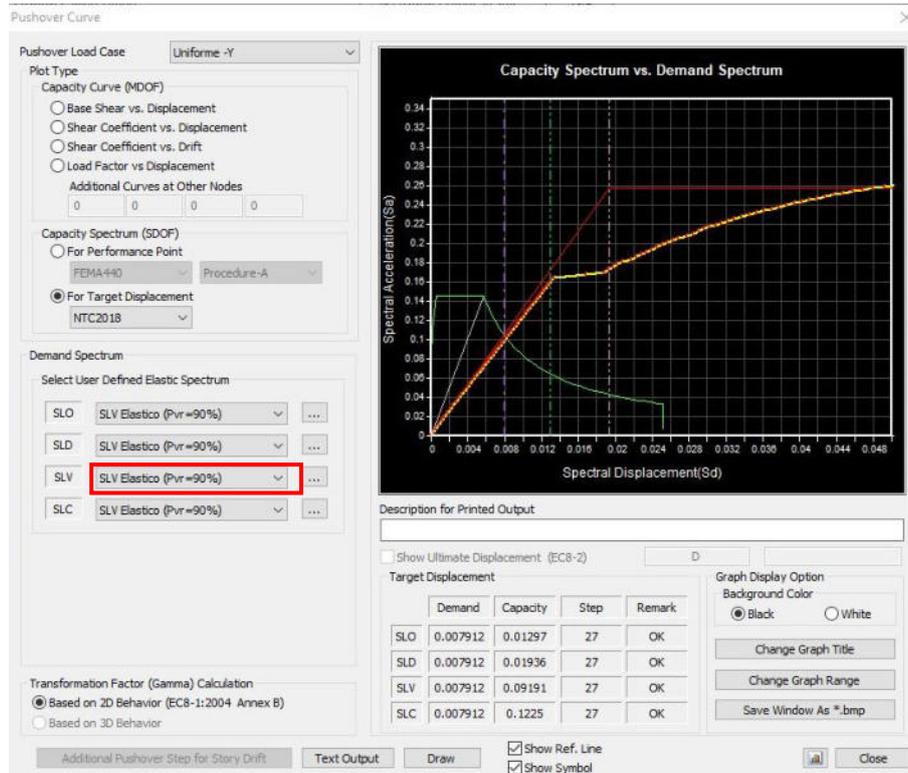


Figura 21: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione -Y)

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
201	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	-0.0000	0.0280	OK	0.3023	48.1936	OK	8.6001	21.6380	OK
201	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	-0.0000	0.0280	OK	0.3023	48.1936	OK	8.3649	21.6380	OK
202	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1455	48.1936	OK	9.5424	21.6380	OK
202	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1455	48.1936	OK	7.4226	21.6380	OK
203	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0000	0.0280	OK	0.2310	48.1936	OK	9.6030	21.6380	OK
203	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0000	0.0280	OK	0.2310	48.1936	OK	7.3620	21.6380	OK
204	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.4742	48.1936	OK	9.6817	21.6380	OK
204	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.4742	48.1936	OK	7.2633	21.6380	OK
205	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1995	48.1936	OK	9.8269	21.6380	OK
205	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0362	OK	0.0001	0.0280	OK	0.1995	48.1936	OK	7.1391	21.6380	OK
214	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0208	OK	-0.0000	0.0148	OK	16.4730	77.3188	OK	7.9913	70.2410	OK
214	J-end	Primary	Uniforme	-0.0000	0.0188	OK	-0.0000	0.0148	OK	16.4730	77.3188	OK	26.9438	70.2410	OK
215	J-end	Primary	Uniforme	-0.0002	0.0243	OK	0.0000	0.0148	OK	5.3173	112.5830	OK	93.5660	107.7100	OK
215	J-end	Primary	Uniforme	-0.0005	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	5.3173	112.5830	OK	113.8260	107.7000	NG
216	J-end	Primary	Uniforme	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	1.9615	112.5530	OK	104.1580	107.6690	OK
216	J-end	Primary	Uniforme	-0.0006	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	1.9615	112.5530	OK	124.2980	107.6690	NG
217	J-end	Primary	Uniforme	-0.0003	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	0.0060	112.5360	OK	106.9730	107.6510	OK
217	J-end	Primary	Uniforme	-0.0006	0.0161	OK	0.0000	0.0148	OK	0.0060	112.5360	OK	127.1130	107.6510	NG
218	J-end	Primary	Uniforme	-0.0003	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	1.9336	112.5940	OK	103.7250	107.7100	OK
218	J-end	Primary	Uniforme	-0.0006	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	1.9336	112.5940	OK	123.8650	107.7100	NG
219	J-end	Primary	Uniforme	-0.0002	0.0243	OK	-0.0000	0.0148	OK	5.4854	112.6630	OK	89.7135	107.7810	OK
219	J-end	Primary	Uniforme	-0.0005	0.0161	OK	-0.0000	0.0148	OK	5.4854	112.6630	OK	109.8530	107.7810	NG
221	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0198	OK	0.0002	0.0240	OK	2.0919	31.2767	OK	15.5860	43.0792	OK
221	J-end	Primary	Uniforme	0.0002	0.0238	OK	0.0001	0.0240	OK	2.0919	31.2767	OK	9.9660	43.0792	OK
222	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0198	OK	0.0001	0.0240	OK	0.5344	31.2767	OK	27.7562	43.0792	OK
222	J-end	Primary	Uniforme	0.0004	0.0238	OK	0.0000	0.0240	OK	0.5344	31.2767	OK	22.9562	43.0792	OK
223	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0198	OK	0.0000	0.0240	OK	0.2605	31.2767	OK	31.2416	43.0792	OK
223	J-end	Primary	Uniforme	0.0004	0.0238	OK	0.0000	0.0240	OK	0.2605	31.2767	OK	25.5416	43.0792	OK
224	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0198	OK	-0.0001	0.0240	OK	1.4273	31.2767	OK	27.6299	43.0792	OK
224	J-end	Primary	Uniforme	0.0004	0.0238	OK	-0.0001	0.0240	OK	1.4273	31.2767	OK	21.9299	43.0792	OK
225	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0198	OK	-0.0002	0.0240	OK	3.6657	31.2767	OK	10.6246	43.0792	OK
225	J-end	Primary	Uniforme	0.0002	0.0238	OK	-0.0002	0.0240	OK	3.6657	31.2767	OK	4.9248	43.0792	OK
227	J-end	Primary	Uniforme	-0.0001	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	1.1751	26.5557	OK	7.7144	48.1936	OK
227	J-end	Primary	Uniforme	0.0001	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.6288	26.5557	OK	1.5396	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.4235	26.5557	OK	0.7051	48.1936	OK
228	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0281	OK	-0.0000	0.0340	OK	0.2324	26.5557	OK	1.5436	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.1564	26.5557	OK	0.7574	48.1936	OK
229	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.0247	26.5557	OK	1.8512	48.1936	OK
230	J-end	Primary	Uniforme	0.0000	0.0281	OK	0.0000	0.0340	OK	0.0308	26.5557	OK	1.2192	48.1936	OK

Figura 22: Verifiche meccanismi duttili e fragili gruppo di carico 2 (direzione -Y)

I risultati completi dell'analisi sono riportati in allegato alla presente relazione di calcolo.

Non potendo procedere con un'ulteriore riduzione, il valore di domanda così scalato è stato assunto come termine per definire la capacità della struttura, pur non essendo soddisfatte tutte le verifiche dei meccanismi di rottura.

L'accelerazione massima al suolo corrispondente alla capacità sismica della struttura è definita pari a

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0,037g \cdot 1,500 = 0,055g$$

pertanto l'indice di sicurezza risulta essere

$$\zeta_e = \frac{PGA_d}{PGA_c} = 0,27$$

Considerando che il fabbricato non è completamente verificato è più corretto affermare che l'indice di sicurezza allo stato di fatto è $\leq 0,27$.

4.2 ANALISI DI VULNERABILITA' ALLA STATO DI PROGETTO

Per ridurre la vulnerabilità dell'edificio sono stati progettati i seguenti interventi:

- controventamento della copertura con elementi in acciaio per garantire una adeguata rigidità di piano;
- sostituzione delle velette di coronamento in copertura con pannelli tipo sandwich collegati alla struttura esistente mediante tubolari in acciaio;
- inserimento di controventi verticali di parete realizzati con profili in acciaio;
- rinforzo con incamiciatura in acciaio delle travi superiori in c.a. in corrispondenza della tribuna;
- rinforzo con incamiciatura in acciaio dei conci al piede e/o in sommità di alcuni pilastri in c.a.;
- realizzazione di setti in c.a. al fine di collegare a terra la soletta a sbalzo che ospita le tribune, opportunamente collegate alle fondazioni esistenti attraverso travi a T rovescia;
- rinforzo di pilastri con sezione 30x40 mediante fissaggio di colonne in acciaio con sezione a doppio T.

Per maggiori dettagli sugli interventi previsti si rimanda agli elaborati grafici allegati alla documentazione del progetto esecutivo.

Come descritto in precedenza, l'analisi dello stato di progetto è stata eseguita utilizzando due modelli: MODELLO A quello che non porta in conto le tamponature e MODELLO B l'altro.

4.2.1 ANALISI MODALE

Nella configurazione di progetto la struttura manifesta un comportamento dinamico nelle due direzioni principali più pulito e compatto: i controventi di copertura, con cui vengono collegate le travi in c.a.p., rendono il piano pressoché rigido e riducono i modi locali dovuti al movimento indipendente che gli elementi di copertura hanno allo stato di fatto; i controventi di parete forniscono maggiore stabilità ai pilastri riducendo le sollecitazioni

dovute alle azioni orizzontali; i setti con cui viene collegata a terra la soletta a sbalzo riducono notevolmente la componente torsionale che accompagna i modi di traslazione allo stato di fatto.

MODELLO A

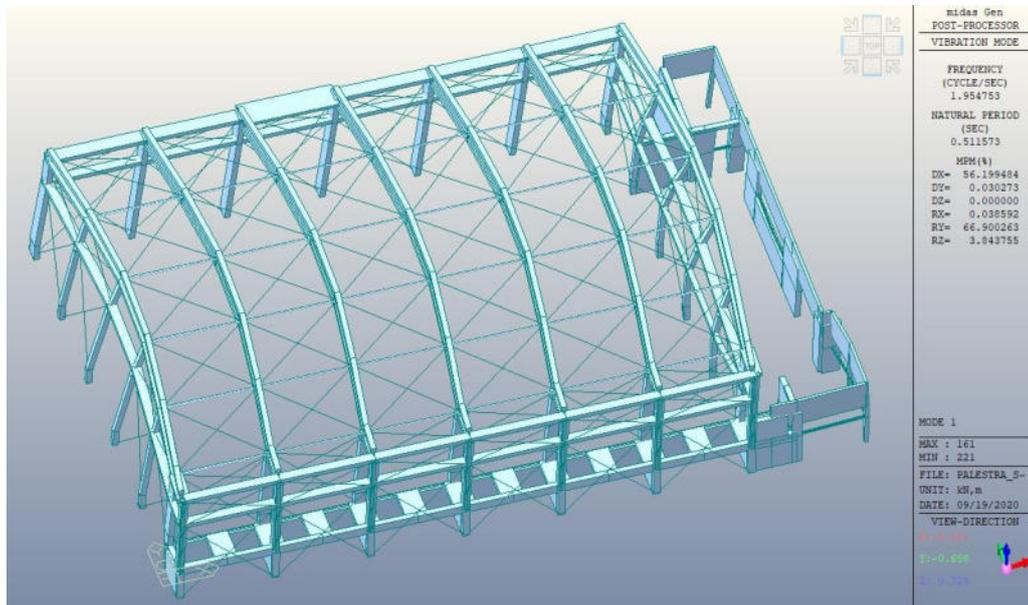


Figura 23: Primo modo di vibrare, traslazione in direzione X (massa 56,20%)

Il periodo fondamentale relativo al primo modo risulta pari a $T=0,51$ s.

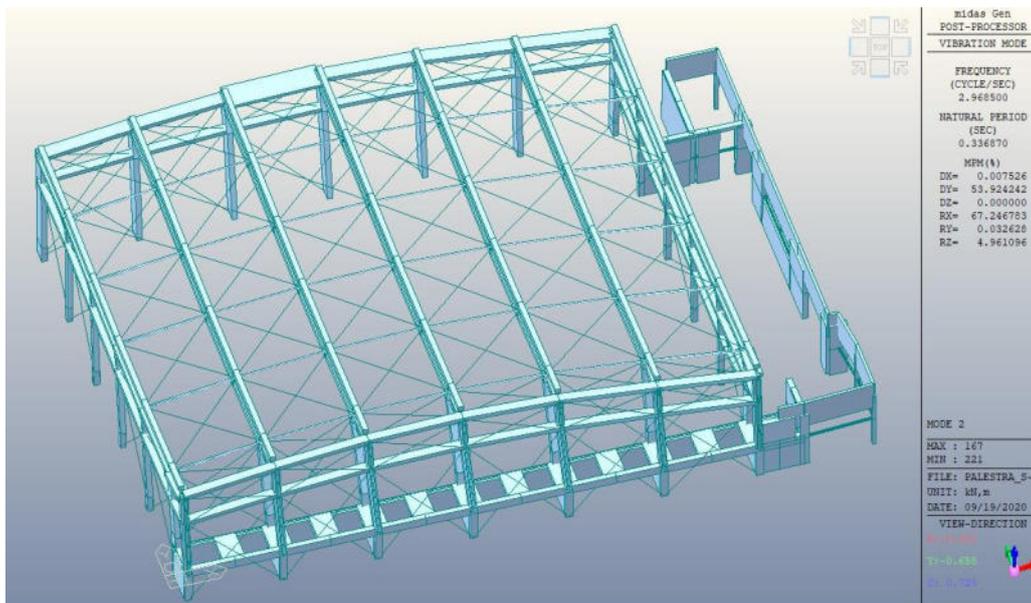


Figura 24: Secondo modo di vibrare, traslazione in direzione Y (massa 53,92%)

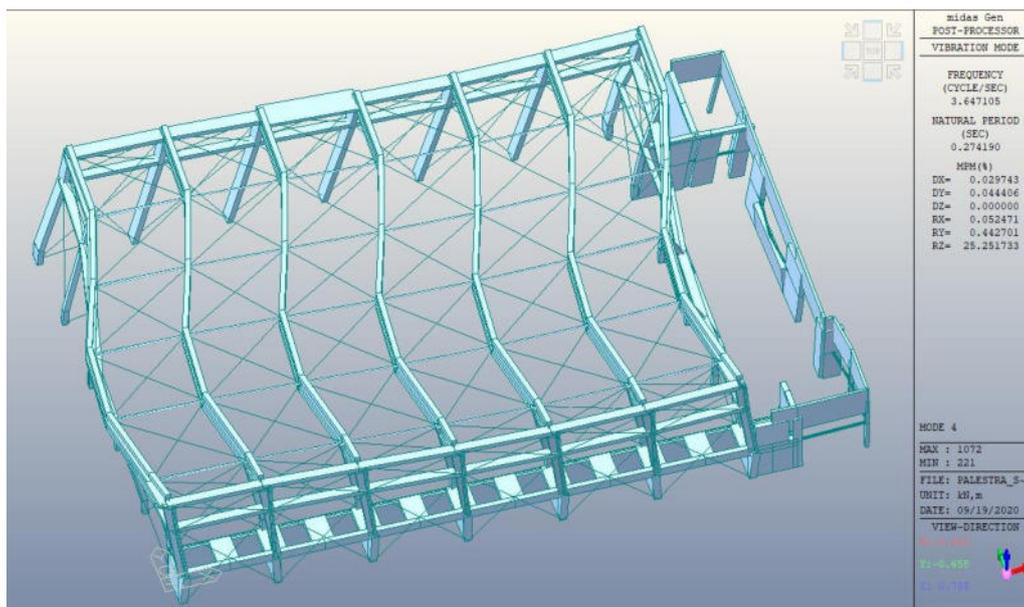


Figura 25: Quarto modo di vibrare, torsione (massa 53,92%)

MODELLO B

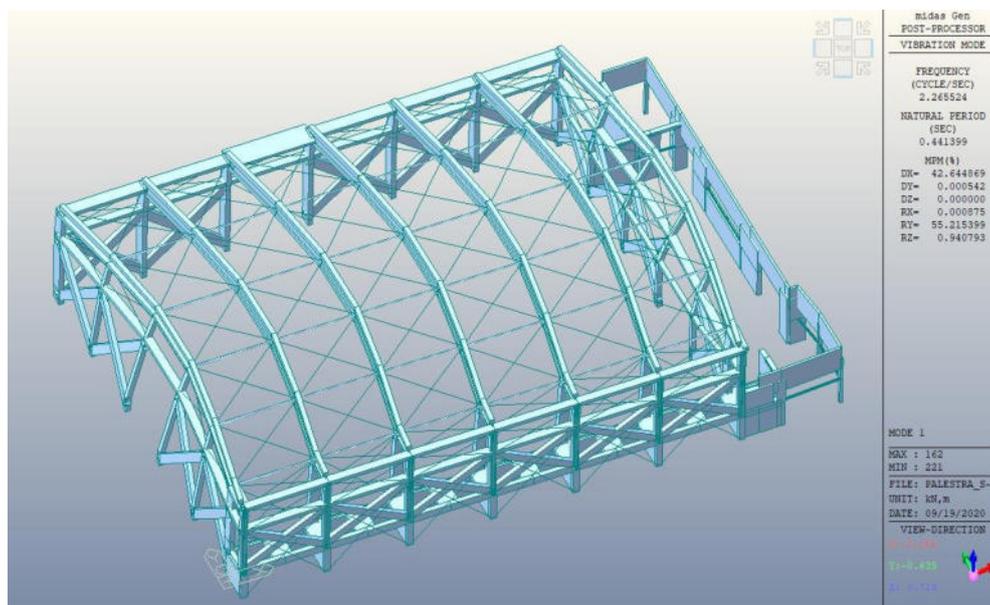


Figura 26: Primo modo di vibrare, traslazione in direzione X (massa 42,64%)

Il periodo fondamentale relativo al primo modo risulta pari a $T=0,44$ s.

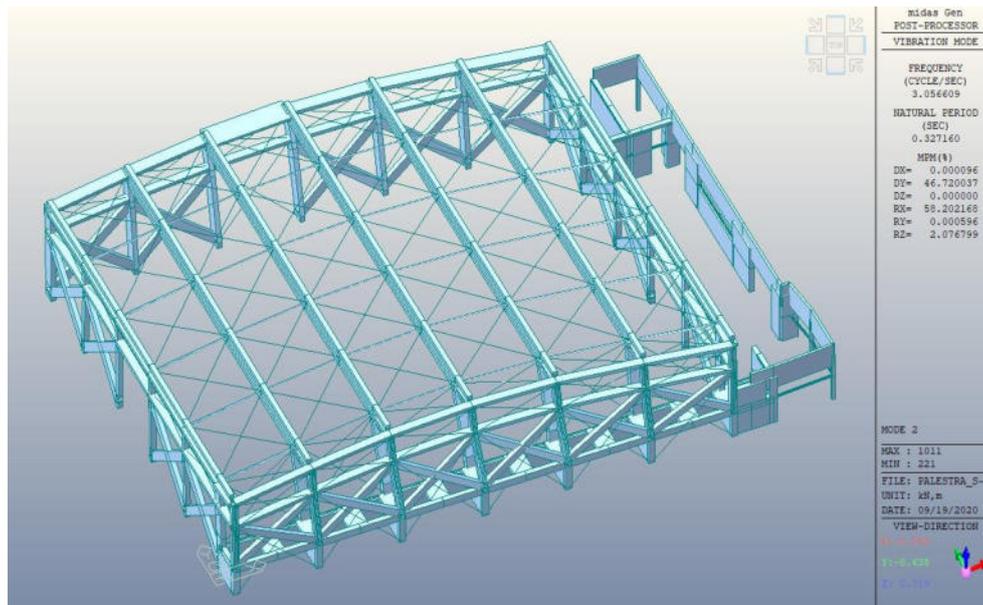


Figura 27: Secondo modo di vibrare, traslazione in direzione Y (massa 46,72%)

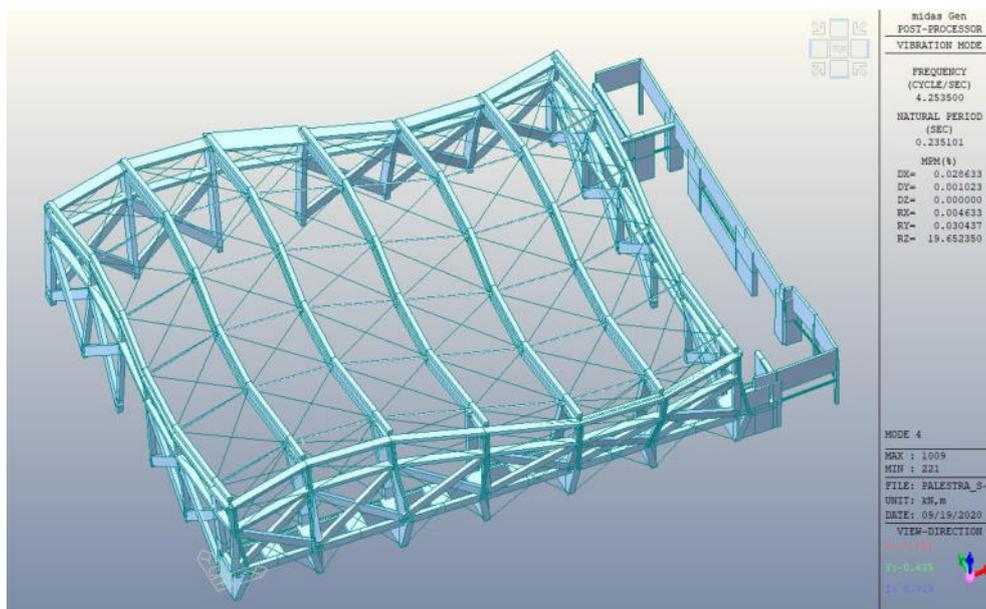


Figura 28: Quarto modo di vibrare, torsione (massa 19,65%)

Confrontando i risultati dell'analisi modale si può osservare che l'edificio è più rigido rispetto allo stato attuale, infatti il periodo fondamentale del primo modo di vibrare è diminuito da 0,65 s a 0,51s. Tale parametro subisce un'ulteriore riduzione nel MODELLO B, dovuta alla presenza dei punti di muratura che irrigidiscono nuovamente la struttura.

4.2.2 ANALISI STATICA NON LINEARE E CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA

La procedura di esecuzione dell'analisi non lineare è la stessa applicata per lo stato di fatto. Avendo creato in copertura un sistema di controventamento che rende il piano pressoché rigido, l'analisi è stata svolta in regime di controllo di spostamento (Displacement Control), scegliendo come nodo di controllo un punto centrale sul piano di copertura e imponendo uno spostamento massimo di 18 cm. Come per lo stato di fatto la plasticità concentrata è stata applicata attraverso la definizione di cerniere plastiche. Si riportano di seguito le cerniere plastiche definite per i controventi in acciaio e i puntoni di muratura.

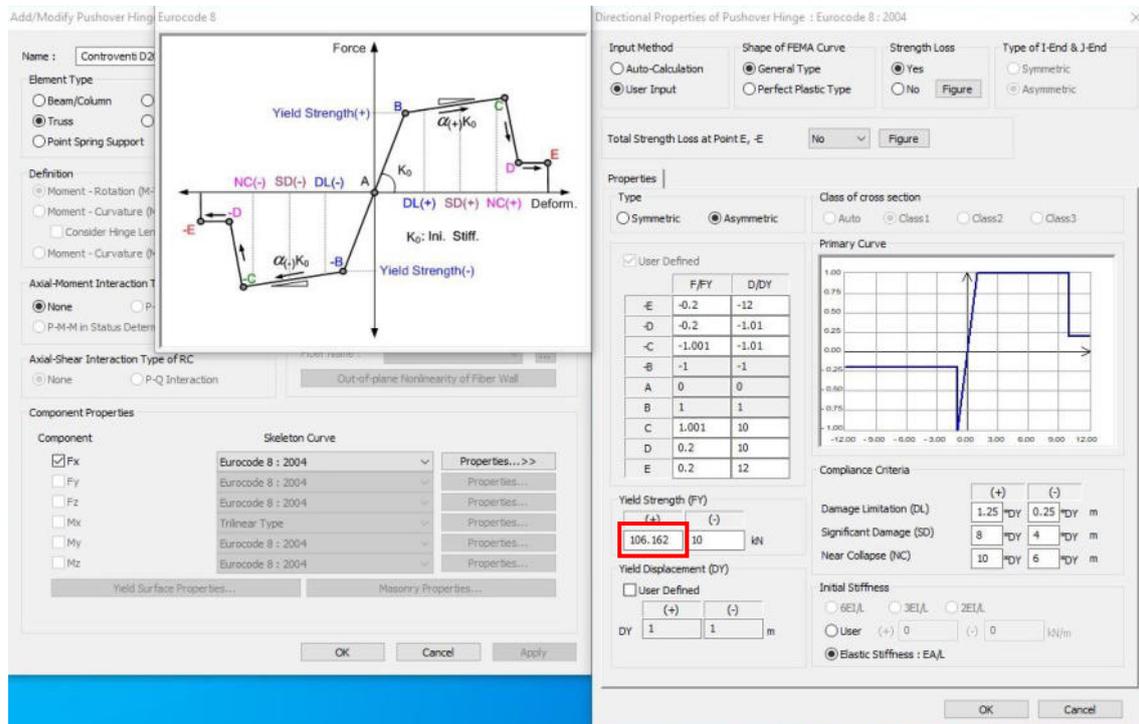


Figura 29: Cerniera plastica controventi (Eurocodice 8)

I controventi sono elementi che resistono a soli sforzi di trazione, per cui nella definizione della relativa cerniera plastica è stata imposta una resistenza massima a trazione definita pari a:

$$F_y = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}}$$

dove

- f_y è il valore caratteristico della tensione di snervamento;
- A è l'area della sezione;
- γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza pari a 1,05.

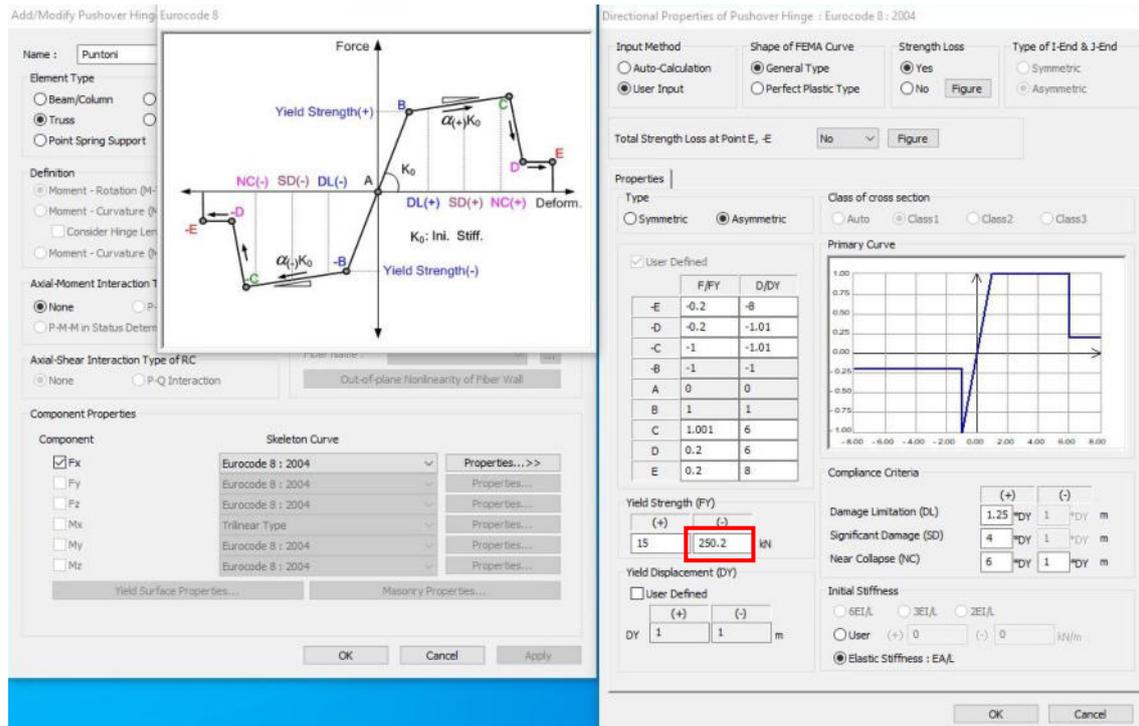


Figura 30: Cerniera plastica per puntoni di muratura (Eurocodice 8)

Le bielle equivalenti che rappresentano le pareti di tamponamento devono resistere a solo sforzo di compressione, per cui nella definizione della relativa cerniera plastica è stata imposta una resistenza massima a compressione definita pari a:

$$F = \frac{f_m \cdot A}{\gamma_M \cdot FC}$$

dove

- f_m è il valore medio di resistenza a compressione;
- A è la sezione del puntone;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 3;
- FC è il fattore di confidenza assunto pari a 1,2.

Dal controllo delle verifiche dei meccanismi di rottura, effettuato successivamente all'analisi, si è constatato che le operazioni di adeguamento progettate non forniscono all'edificio la capacità di resistere alla domanda sismica e quindi di raggiungere un coefficiente di sicurezza con valore unitario. A tale proposito, come già specificato nella fase introduttiva della presente relazione, la normativa prescrive che il livello di sicurezza per i fabbricati come quello questione deve assumere un valore compreso tra 0,8 e 1. Pertanto, lo spettro di domanda è stato scalato portando la probabilità di accadimento dal 10% al 17% e si è verificato se la costruzione resiste a tale domanda ridotta.

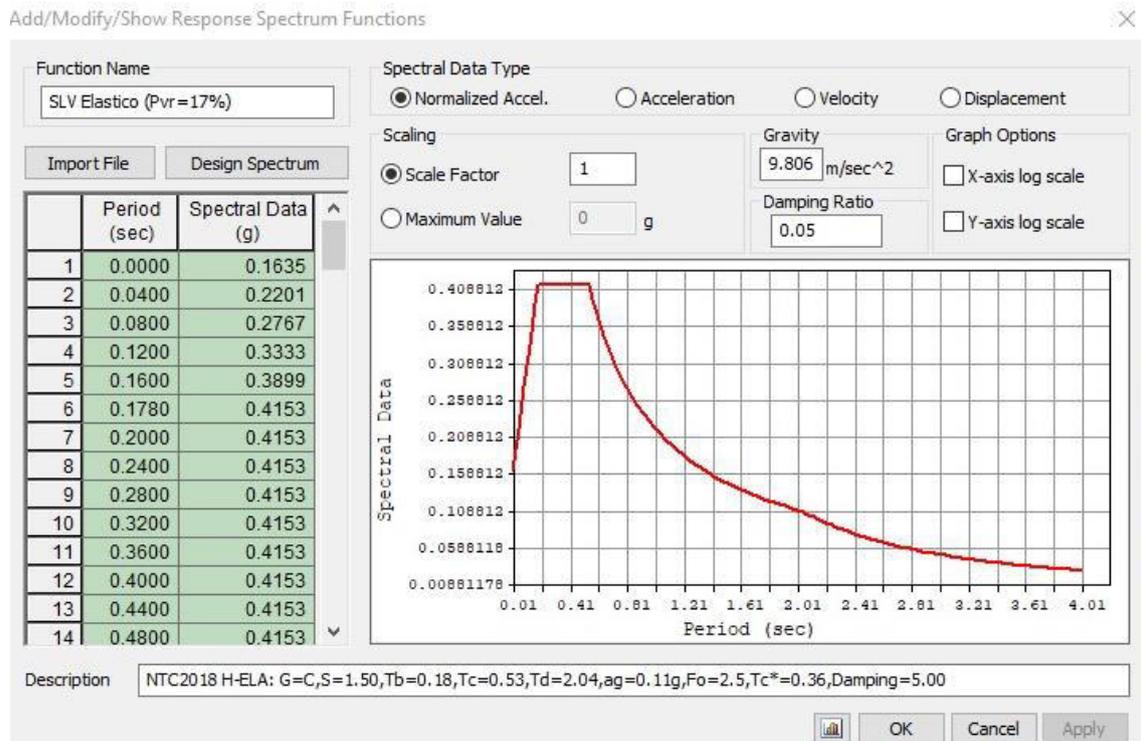


Figura 31: Spettro per SLV scalato ($P_{VR}=17\%$)

I parametri caratteristici del suddetto spettro sono i seguenti:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,109g
F_0	2.540
T_C^*	0,363 s
S	1,500
T_B	0,178
T_C	0,533
T_D	2,036
q	1,000

Osservando risultati dell'analisi statica non lineare, sia per il MODELLO A che per il MODELLO B, si può affermare che l'edificio è in grado di resistere alla domanda sismica ridotta. Gli elementi strutturali verificano i meccanismi di rottura duttili e fragili. La struttura rimane nel suo complesso in campo elastico, fatta eccezione per alcuni elementi, quali i cordoli di collegamento dei pilastri, che manifestano lievi plasticità, ma che non destano preoccupazione in quanto elementi secondari.

Di seguito si riportano i risultati per ciascun caso di carico per entrambi i modelli di riferimento.

MODELLO A

- CURVE DI CAPACITA'

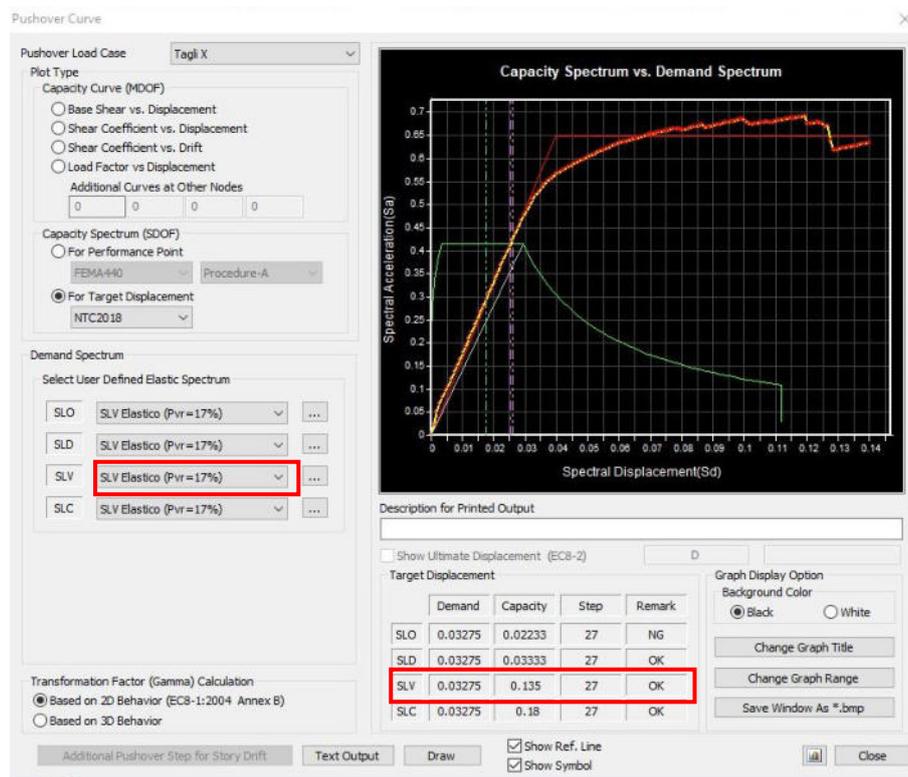


Figura 32: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione X)

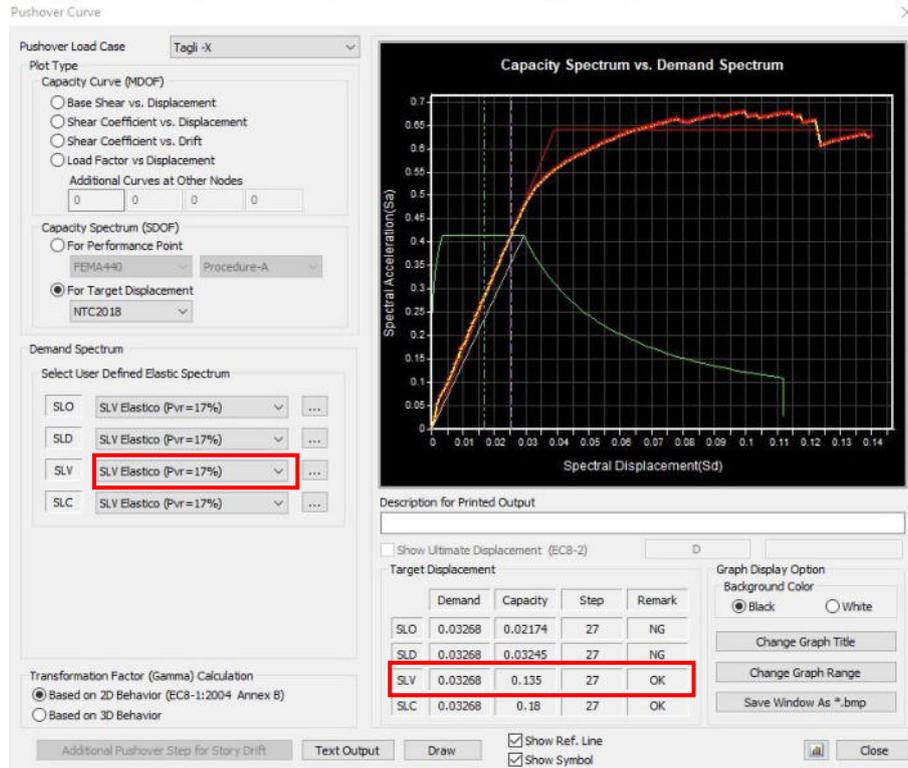


Figura 33: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione -X)

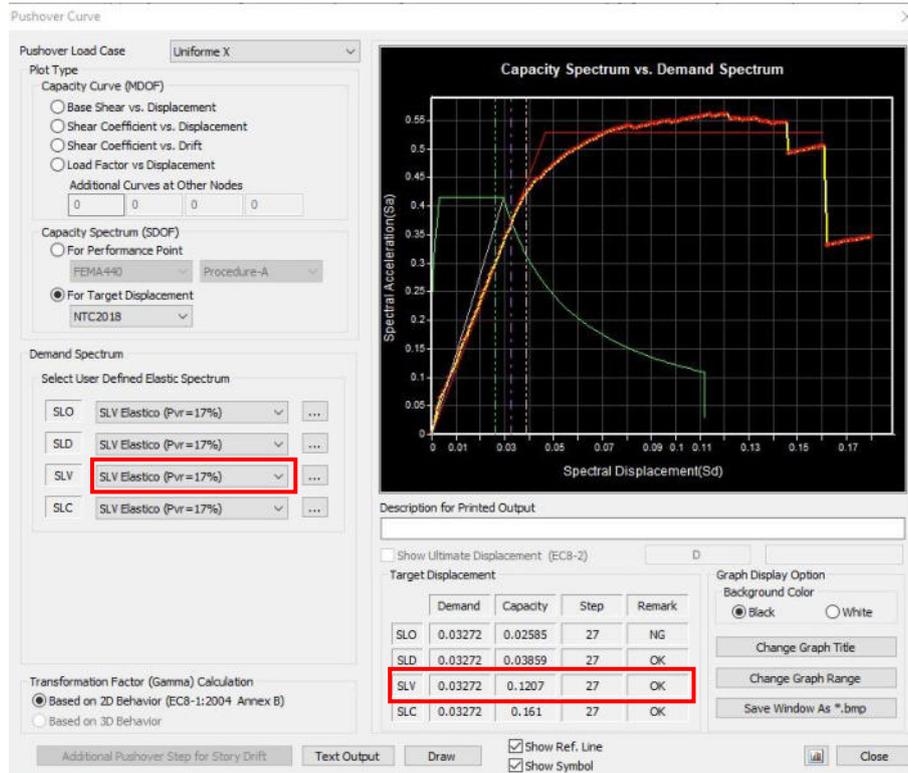


Figura 34: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione X)

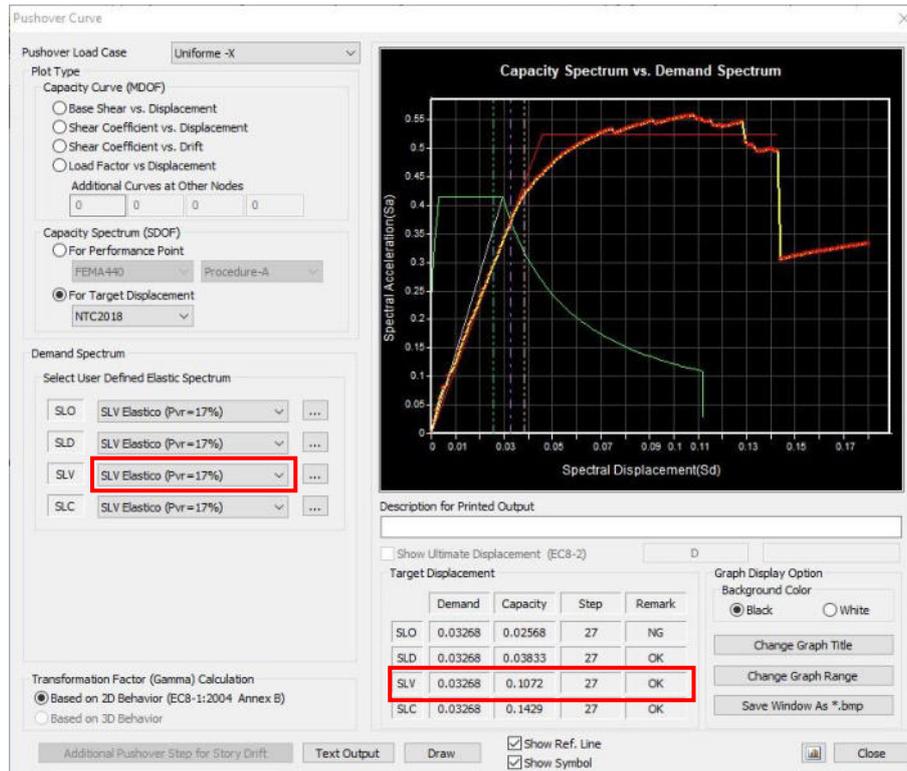


Figura 35: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione -X)

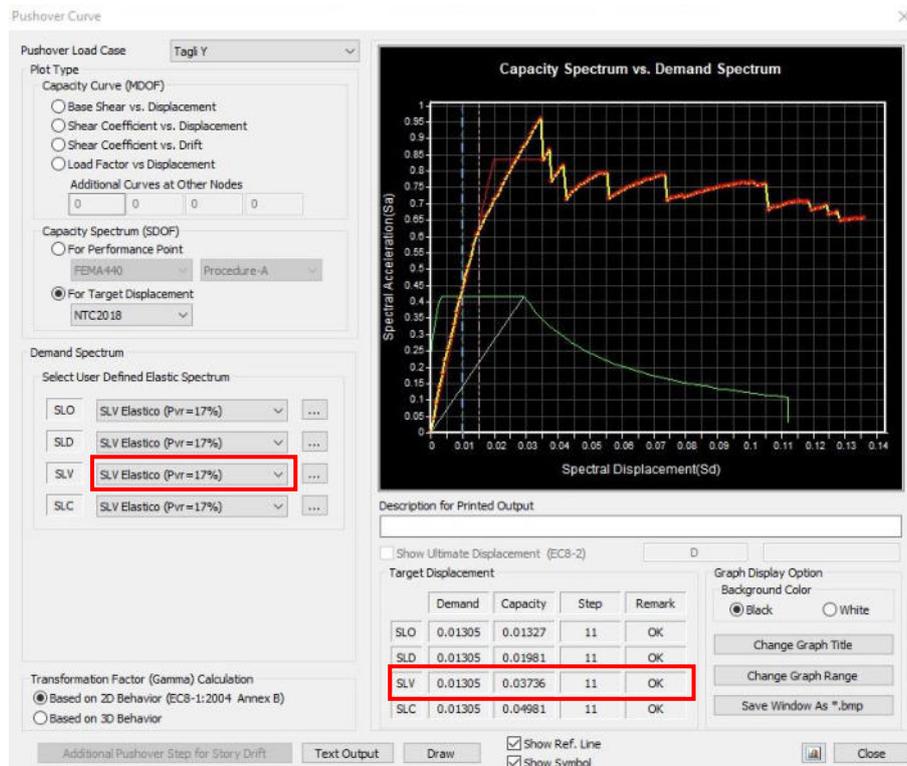


Figura 36: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione Y)

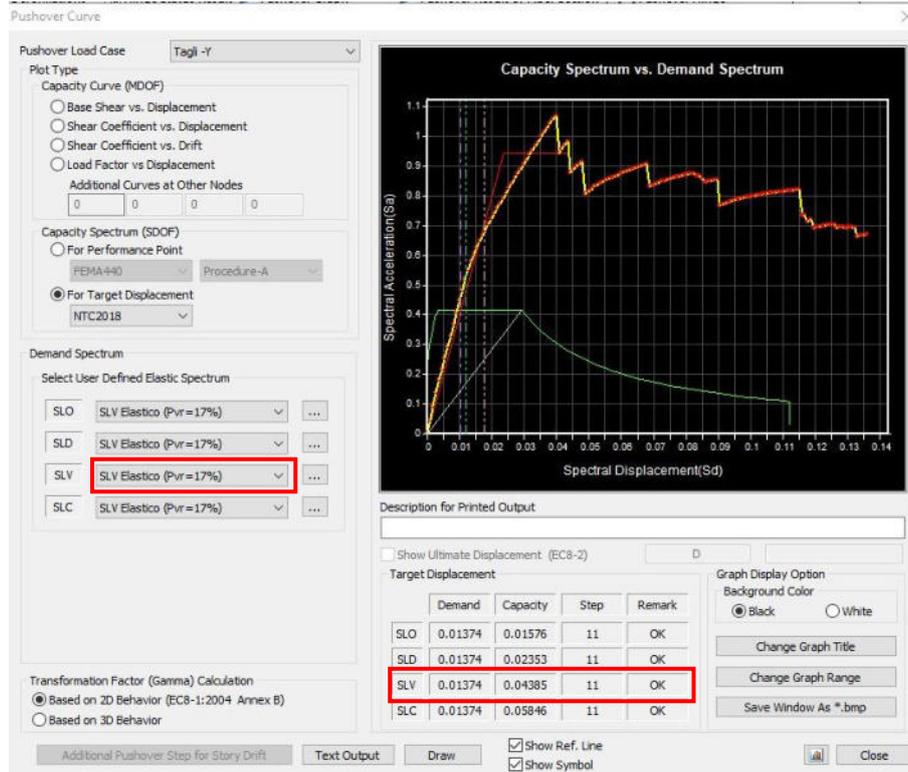


Figura 37: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione -Y)

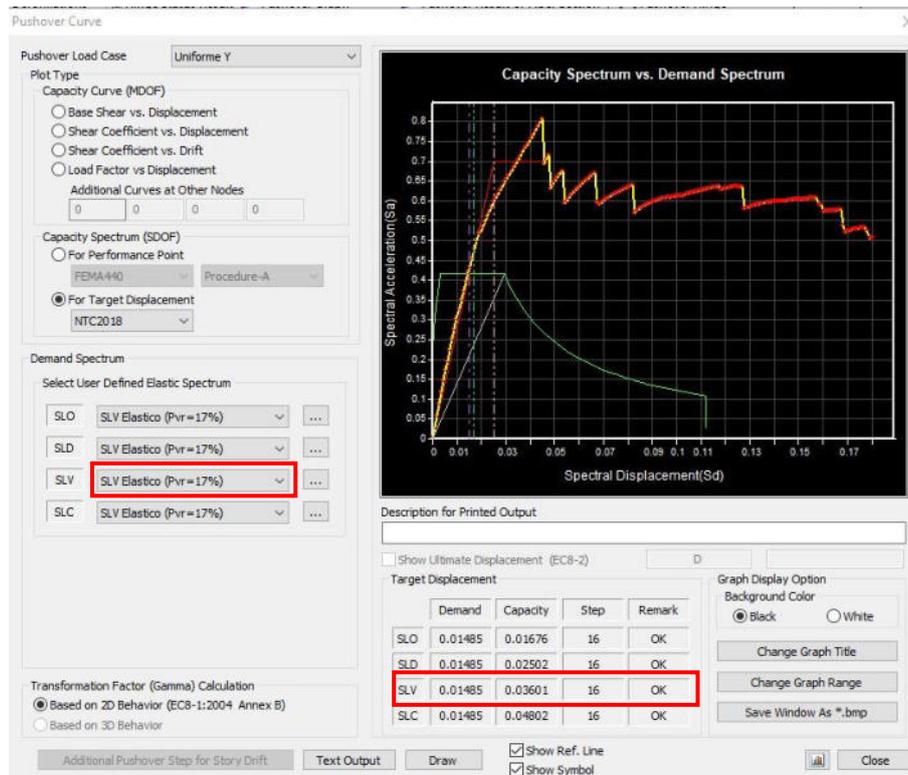


Figura 38: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione Y)

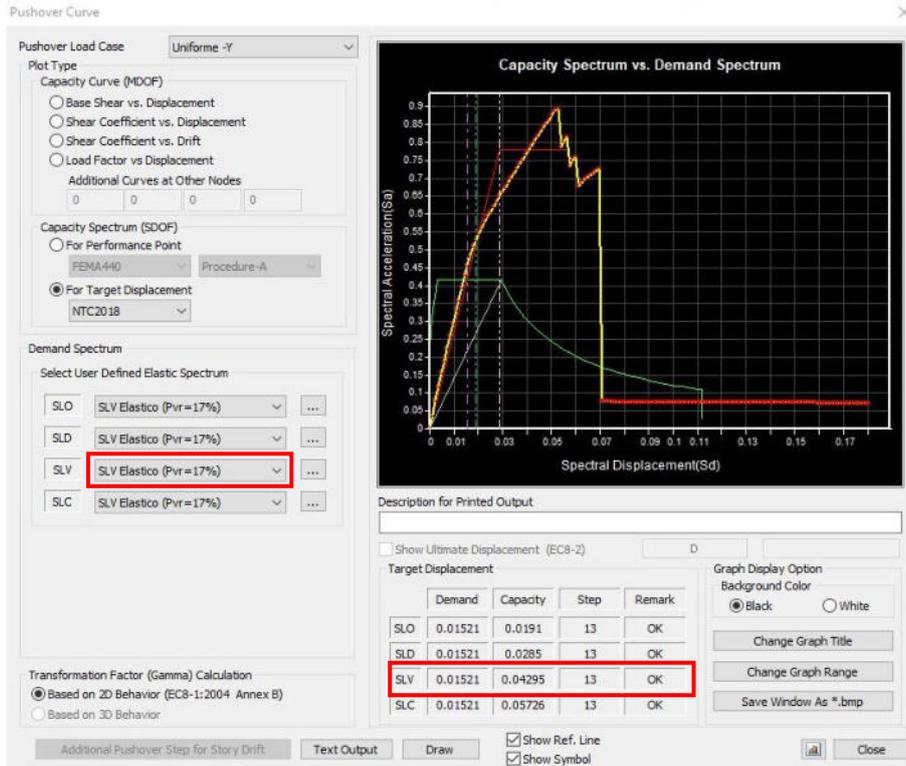


Figura 39: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI PUNTONI DI COPERTURA

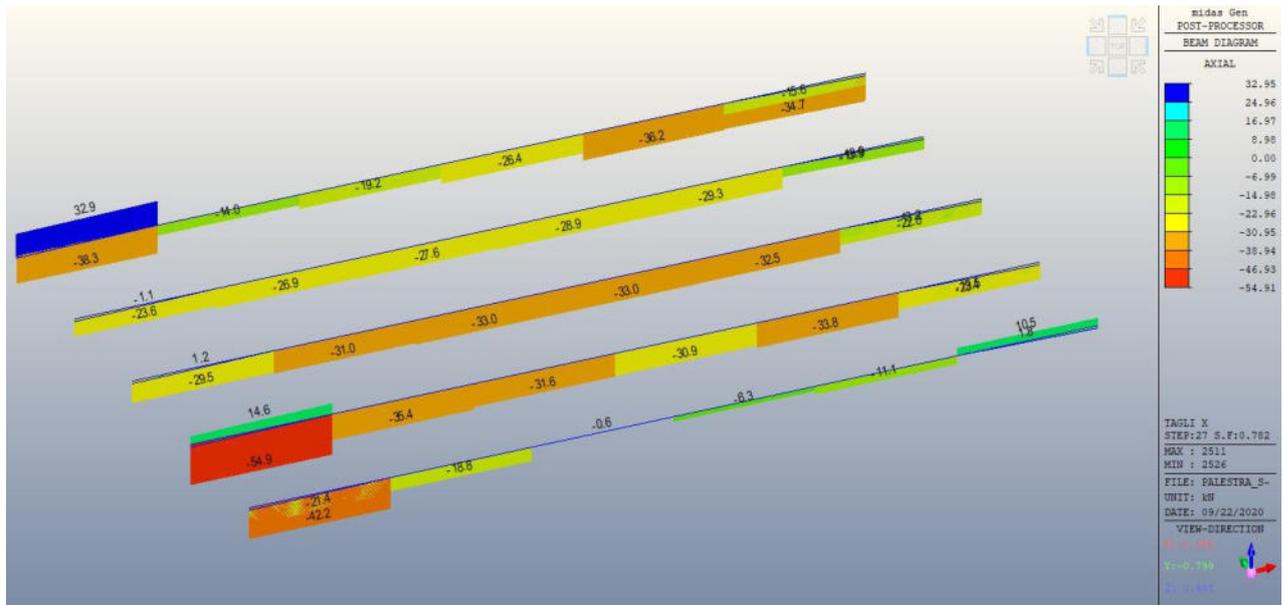


Figura 40: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

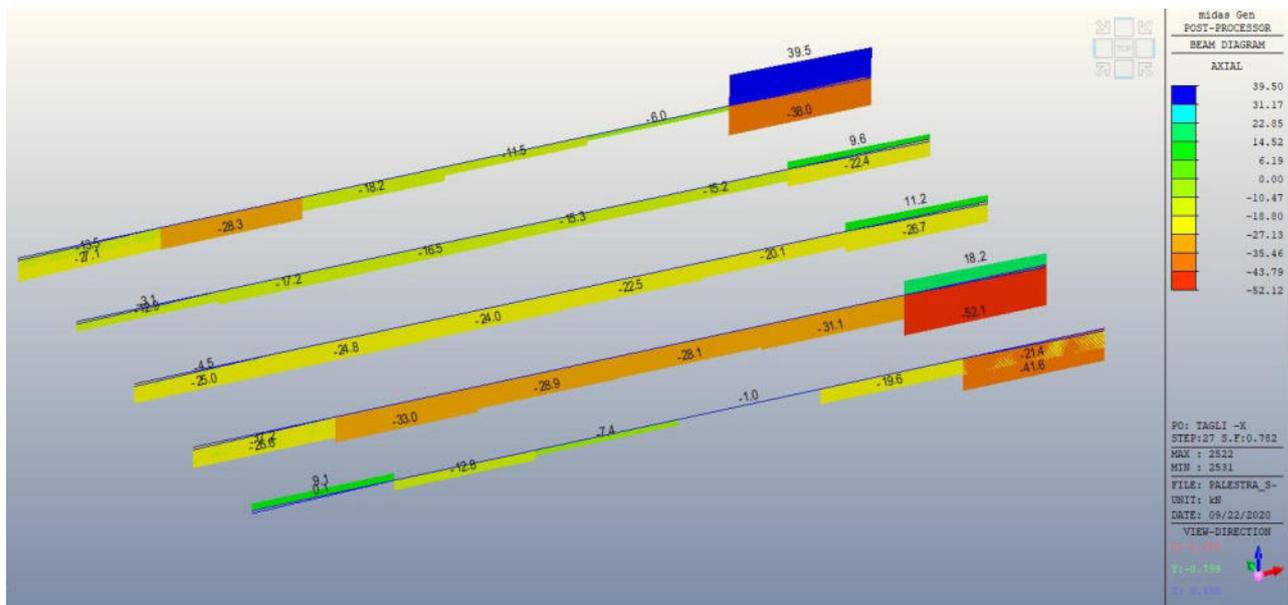


Figura 41: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione -X)

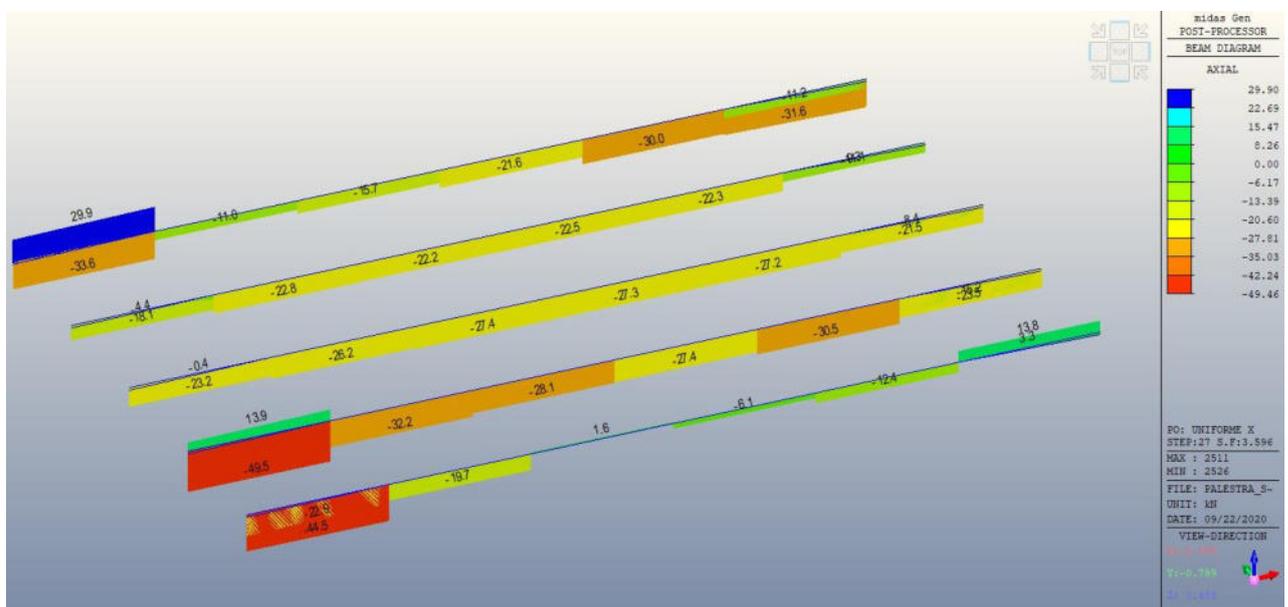


Figura 42: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

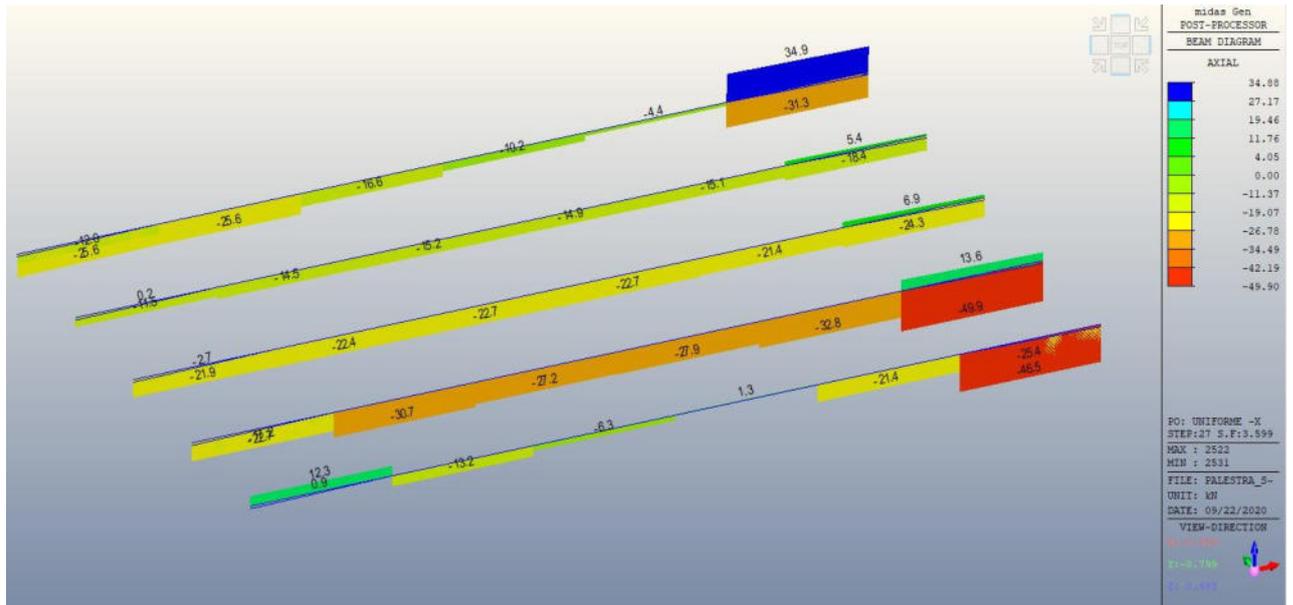


Figura 43: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione- X)

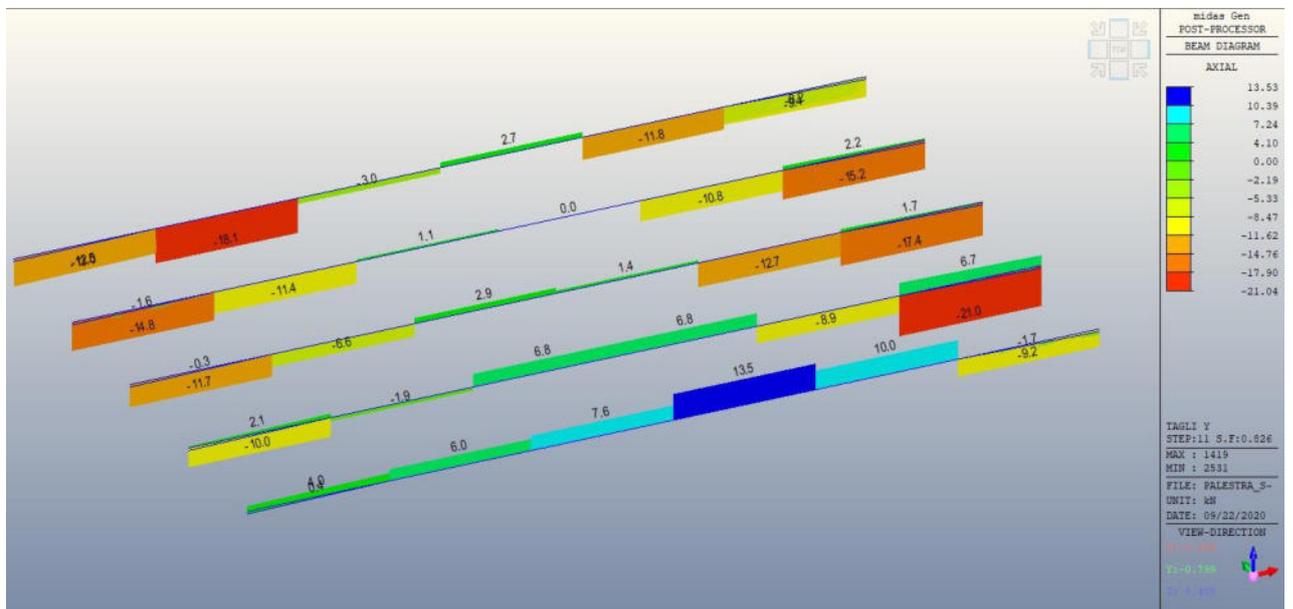


Figura 44: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione Y)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

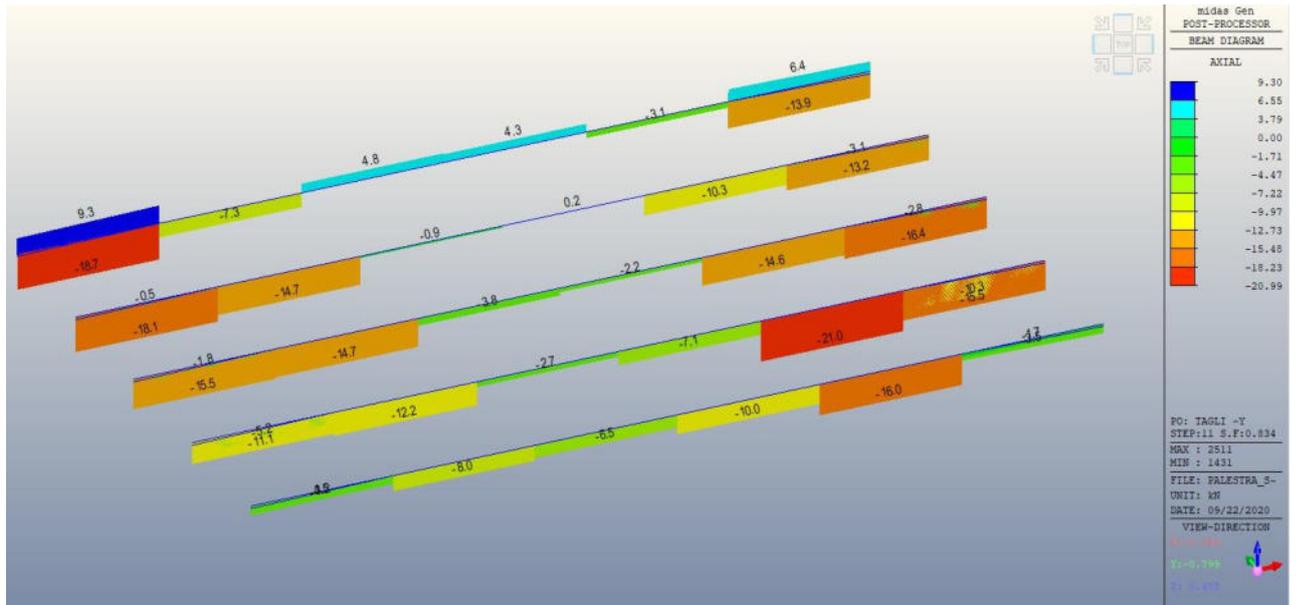


Figura 45: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione -Y)

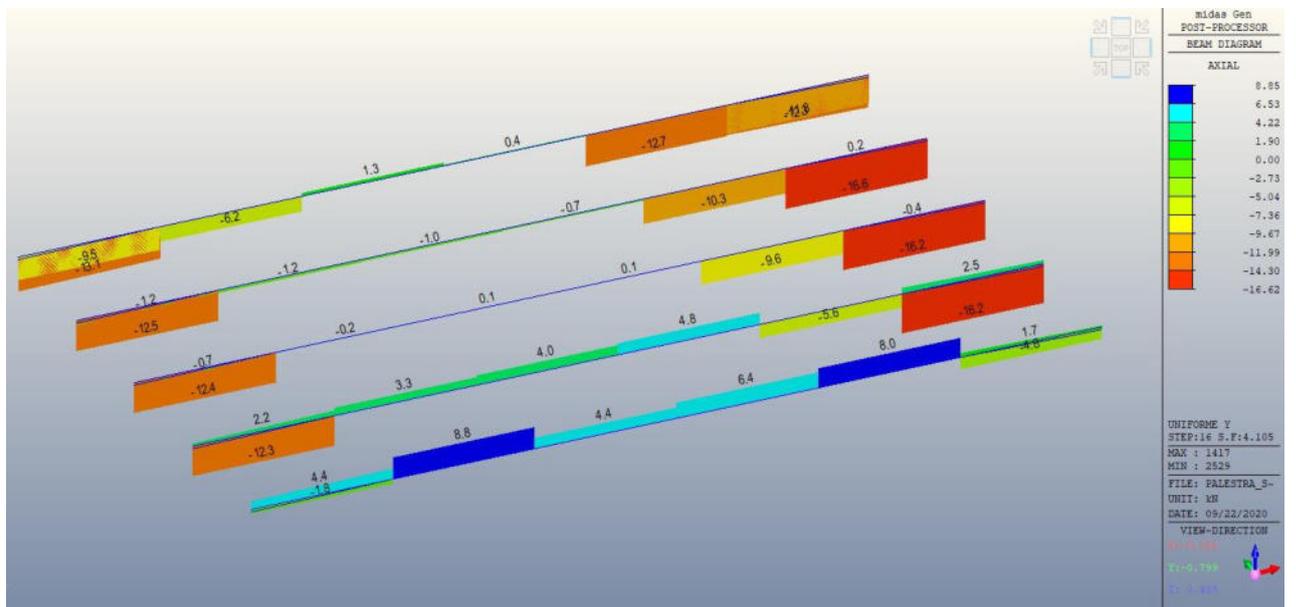


Figura 46: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione Y)

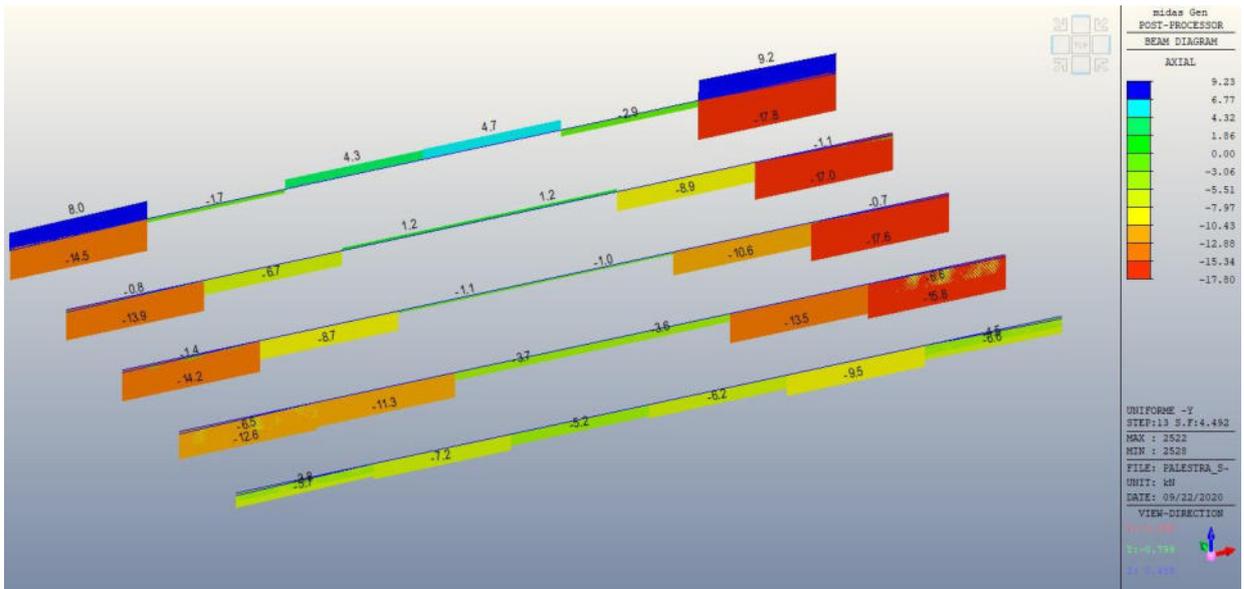


Figura 47: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione - Y)

- SOLLECITAZIONI CONTROVENTI DI COPERTURA

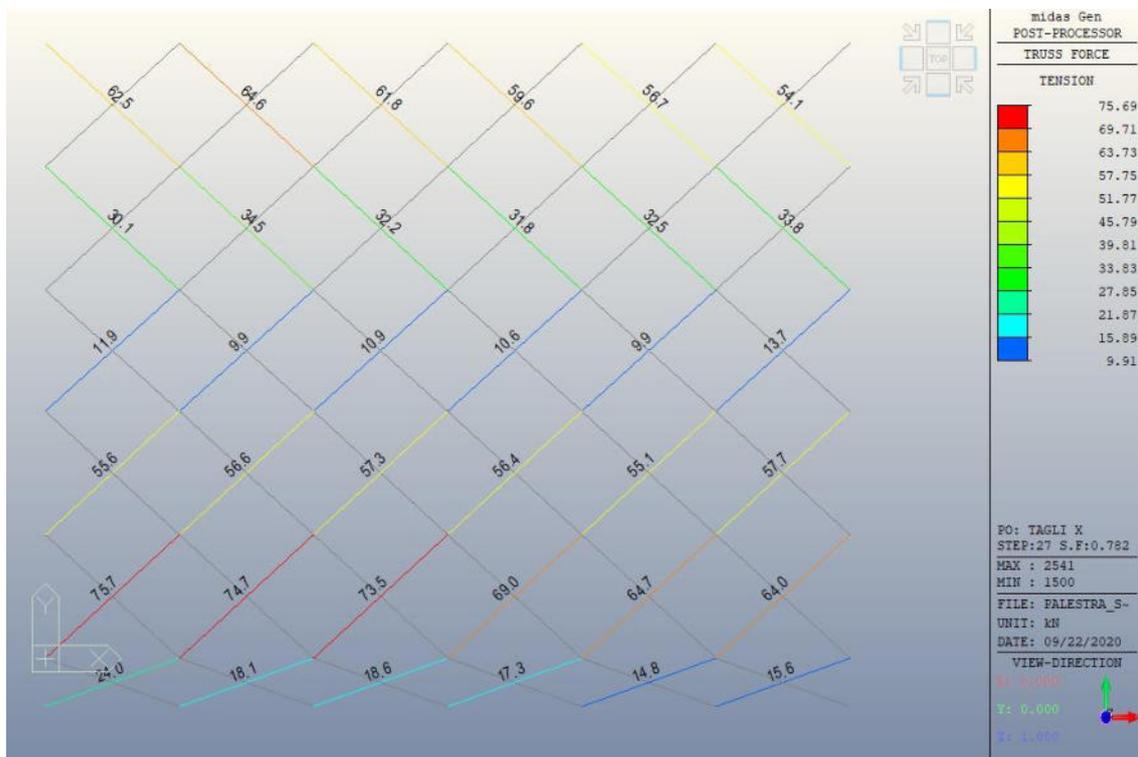


Figura 48: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

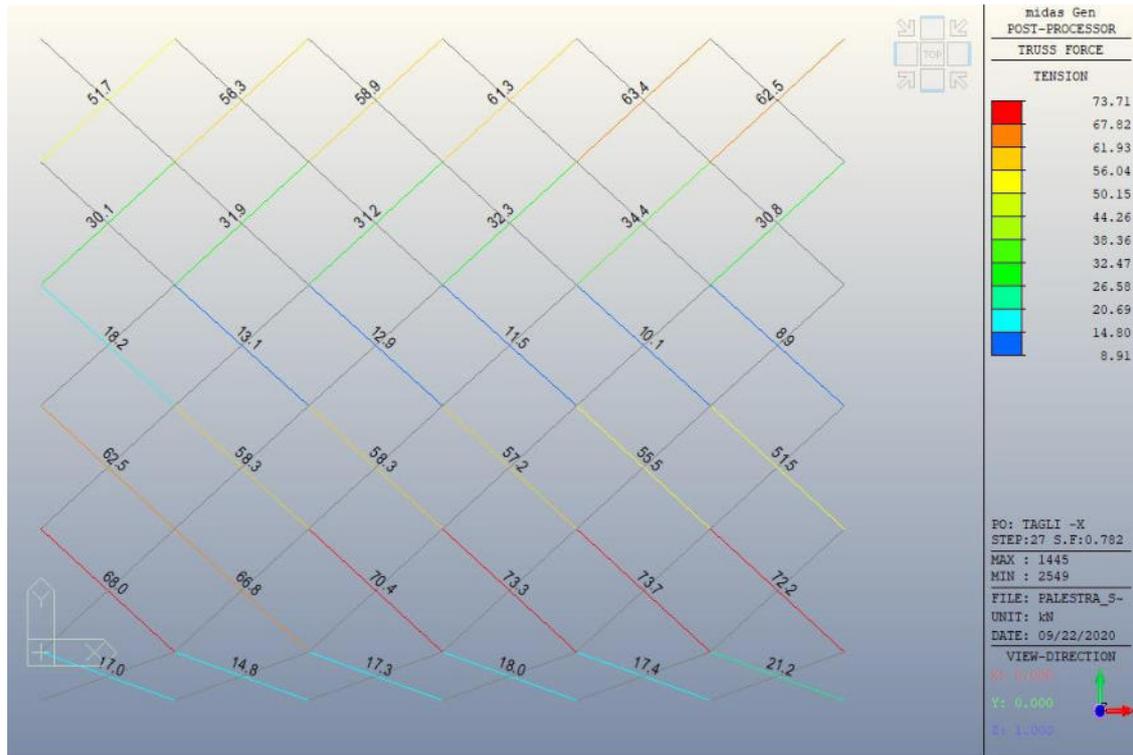


Figura 49: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

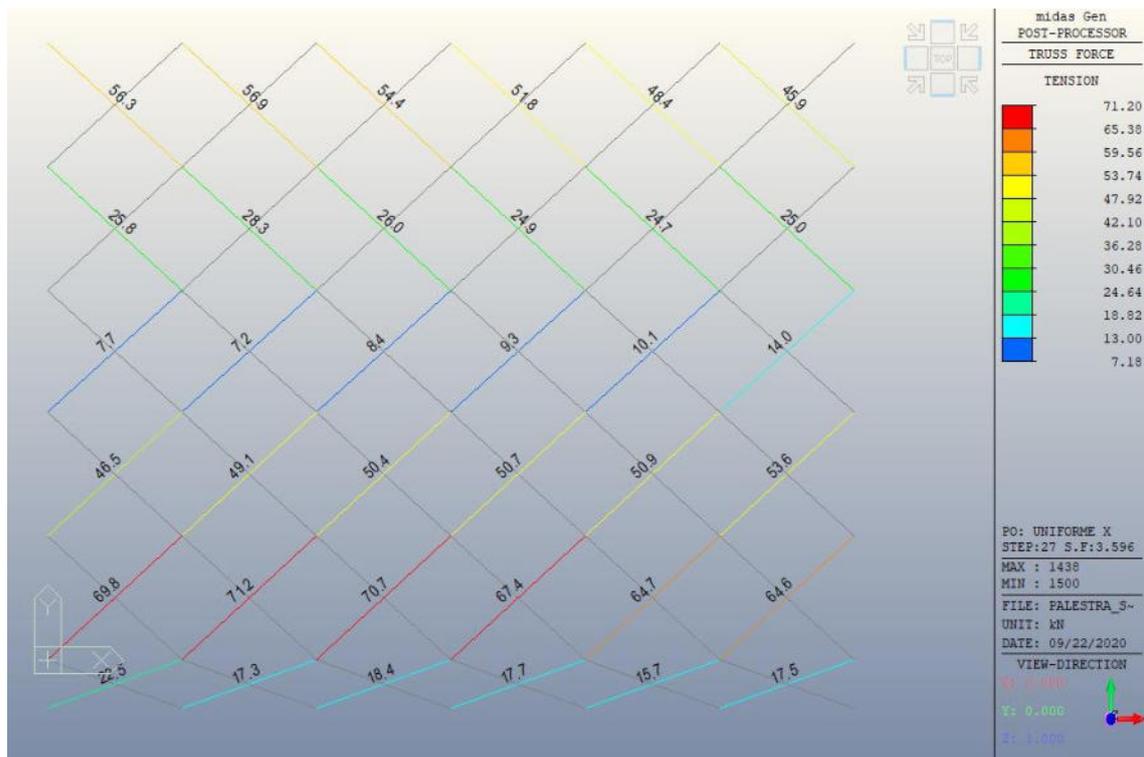


Figura 50: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

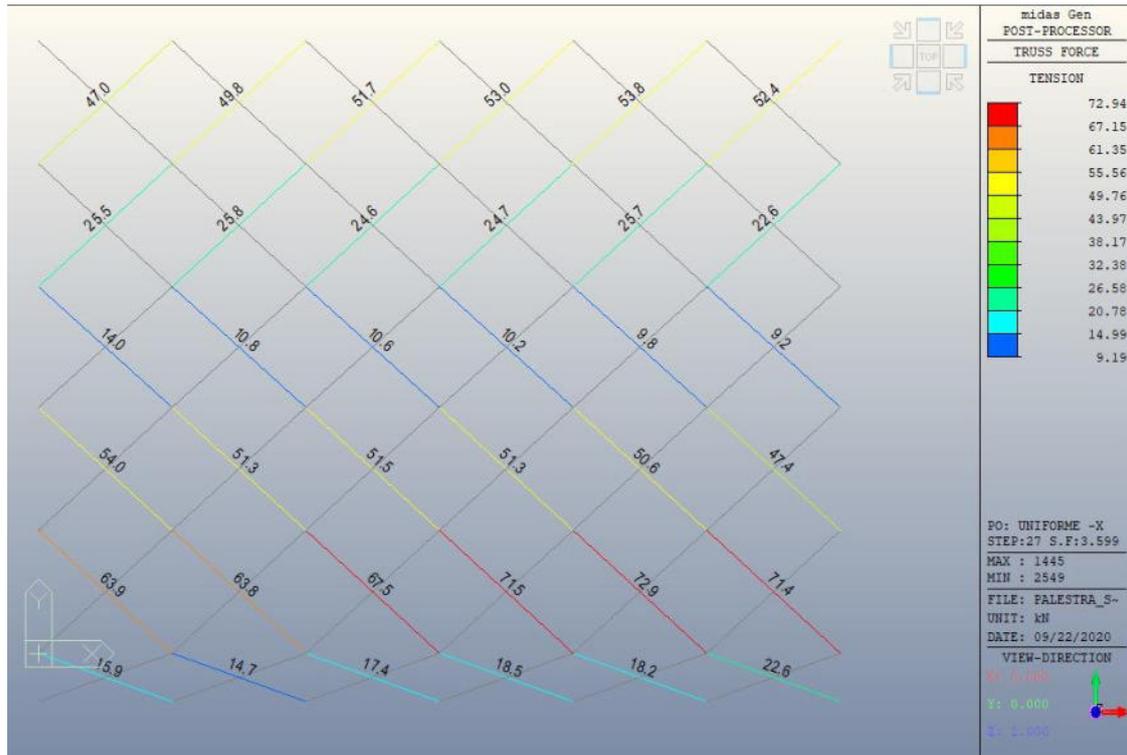


Figura 51: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

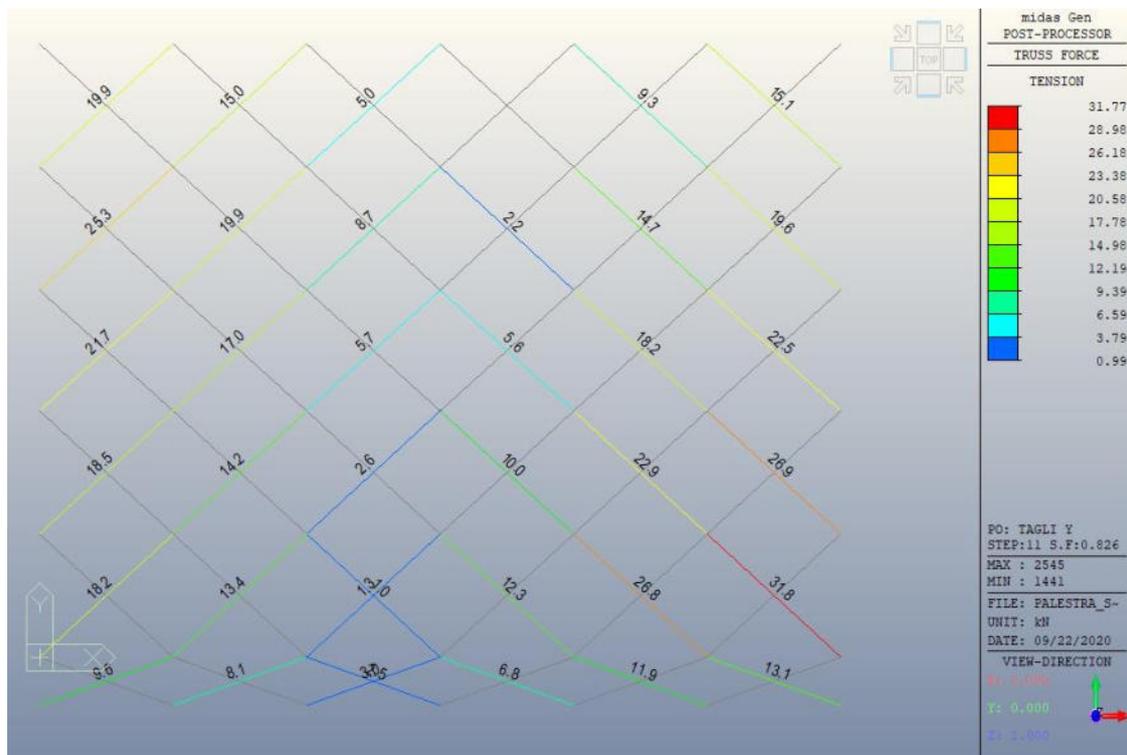


Figura 52: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

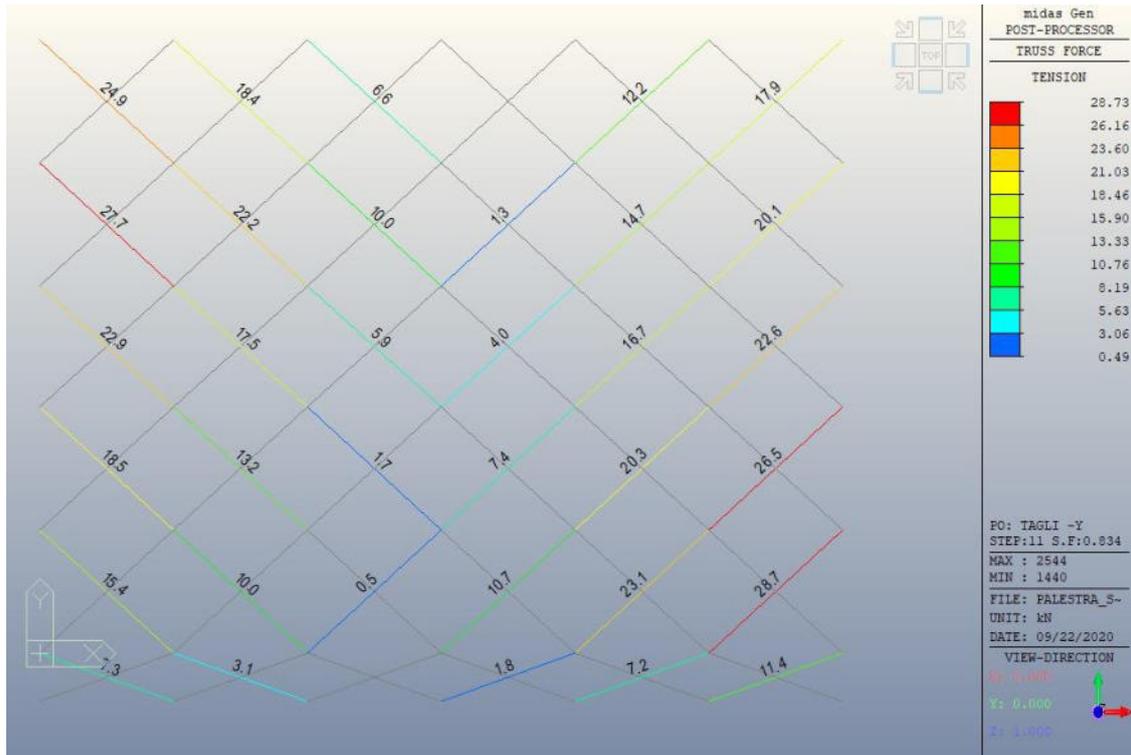


Figura 53: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

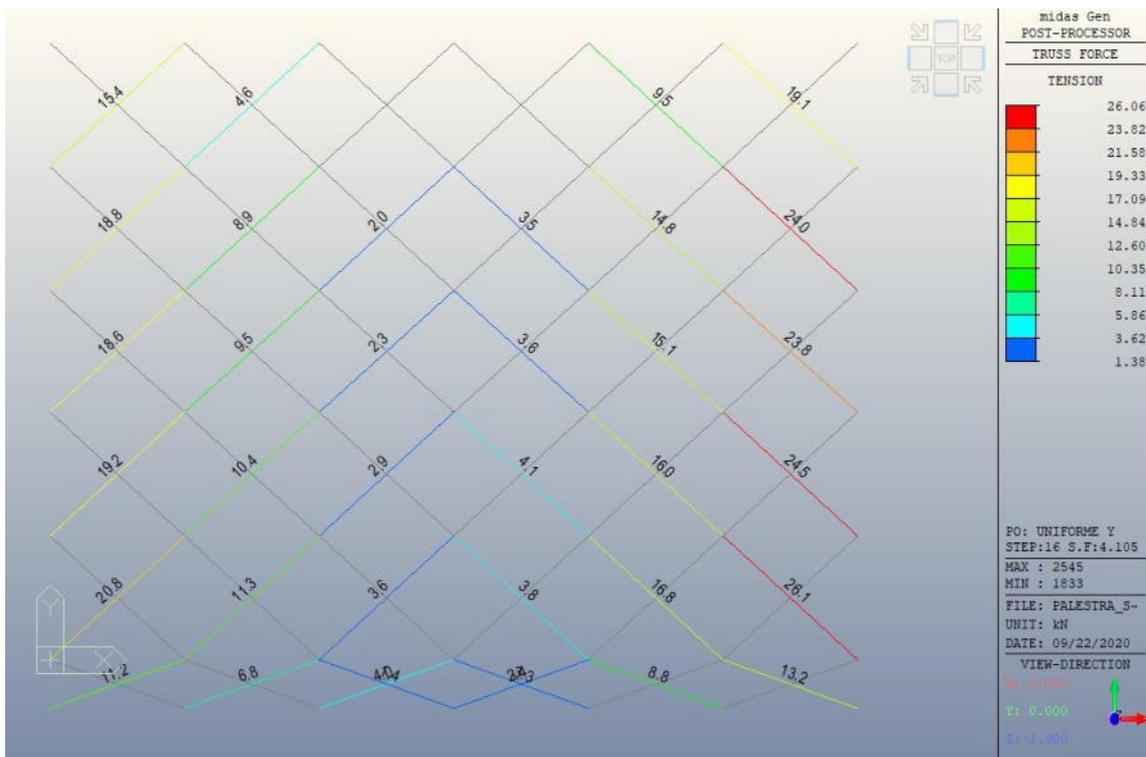


Figura 54: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

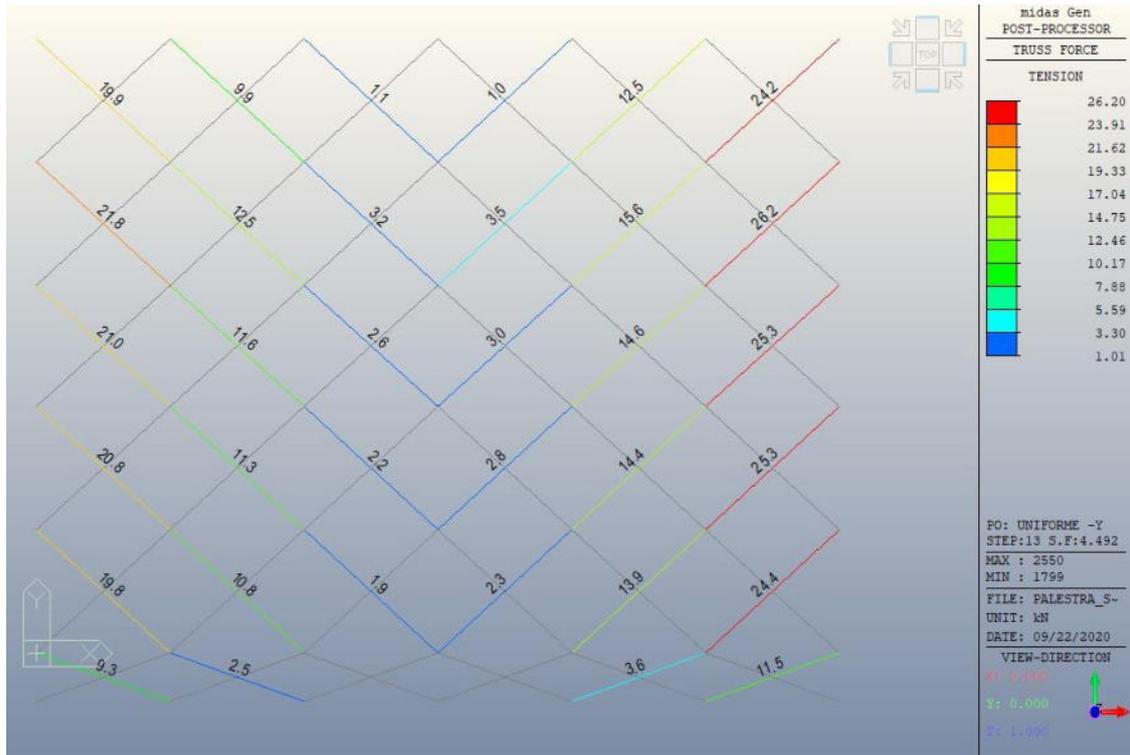


Figura 55: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI TRAVI DI COPERTURA IN C.A.P.

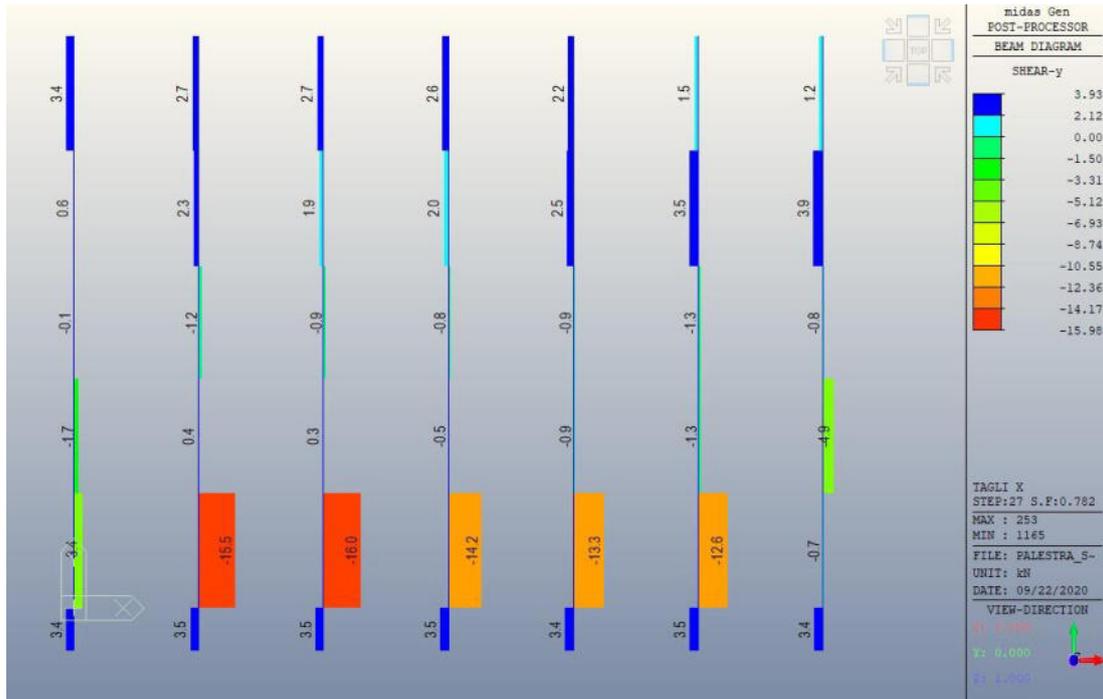


Figura 56: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione X)

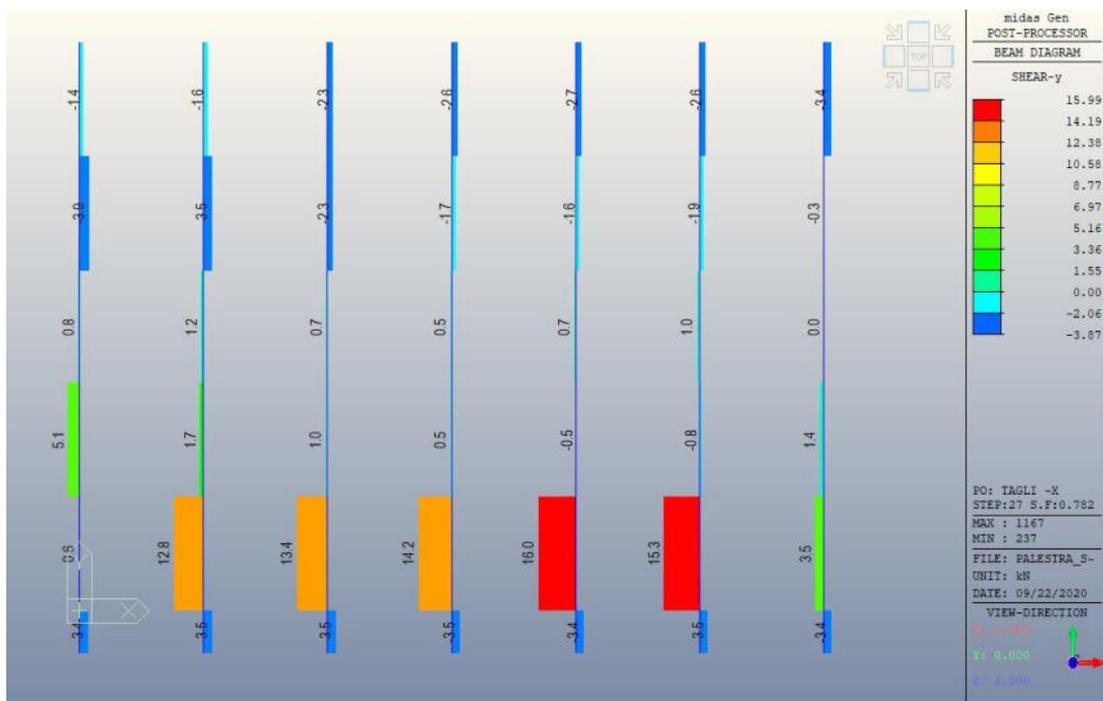


Figura 57: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

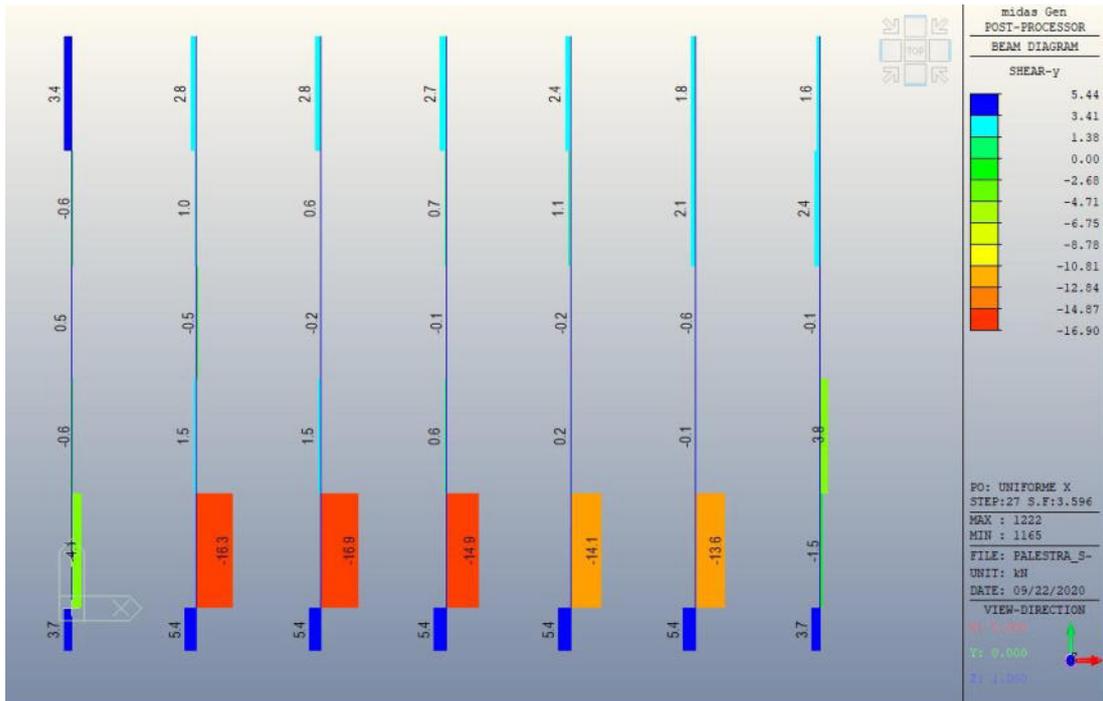


Figura 58: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione X)

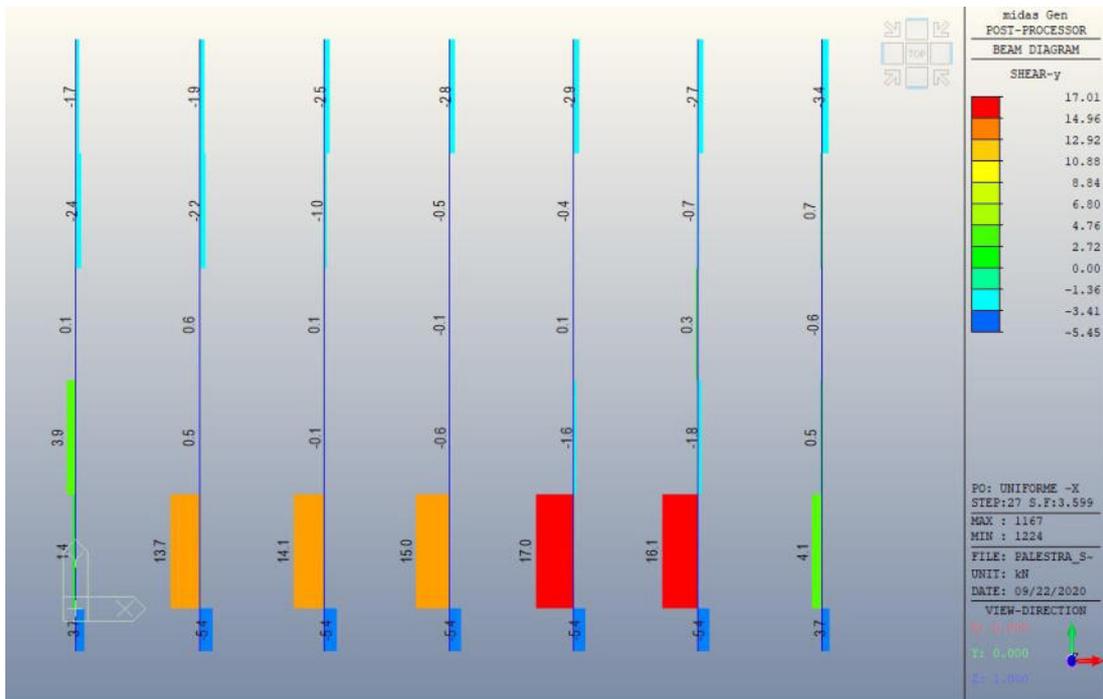


Figura 59: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

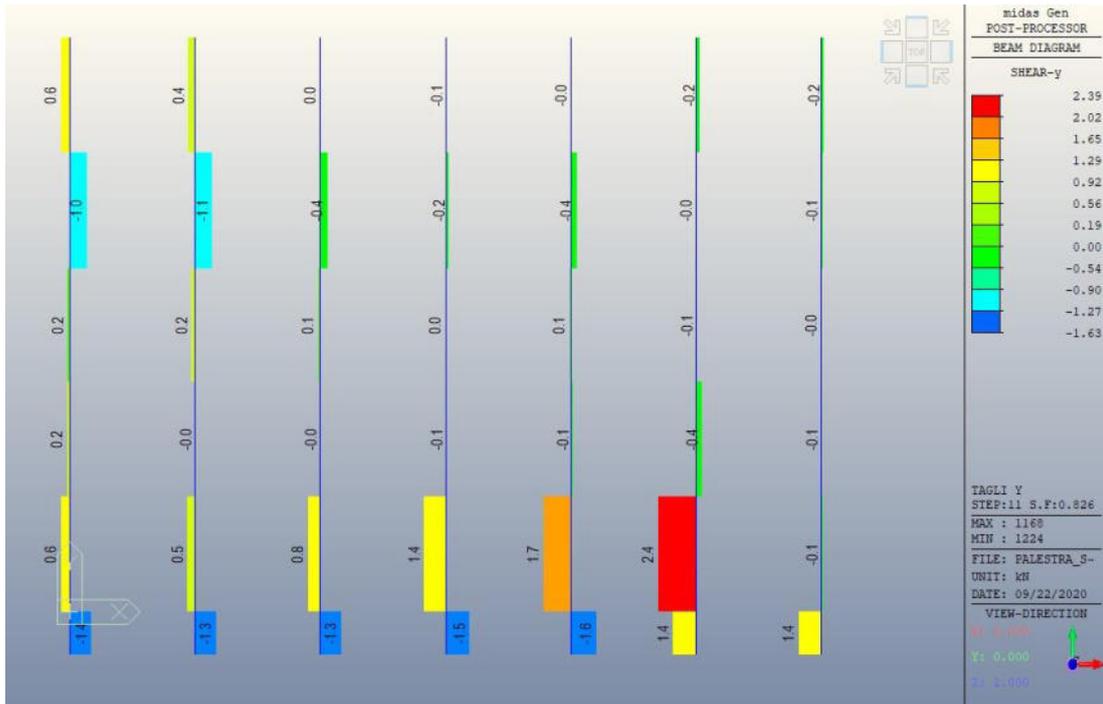


Figura 60: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

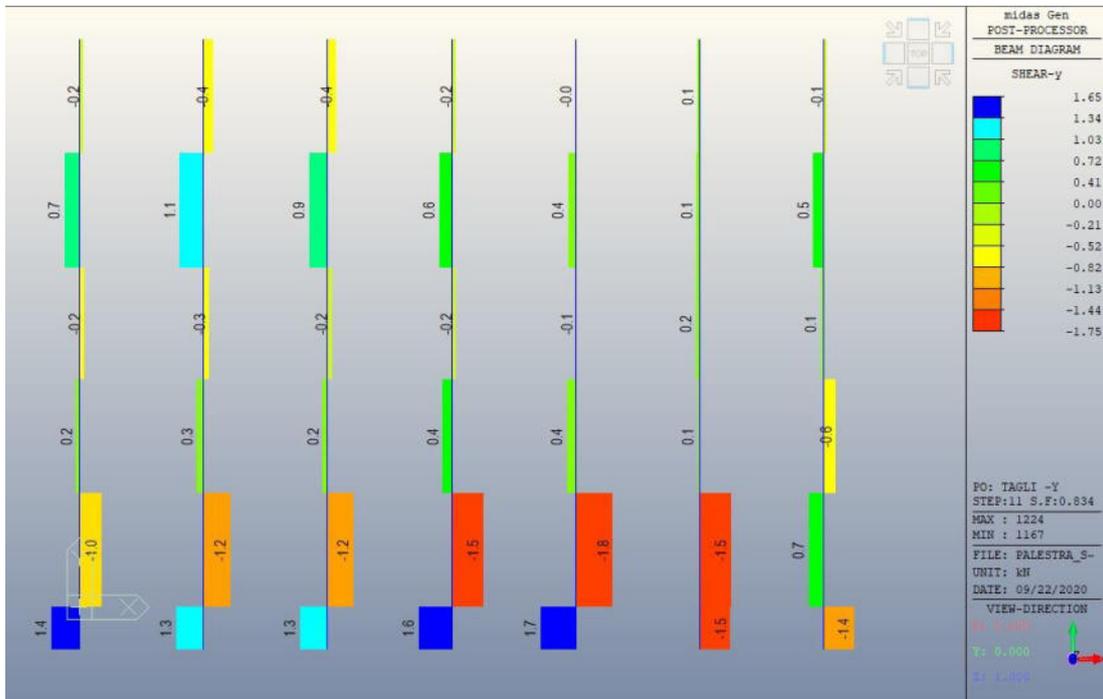


Figura 61: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

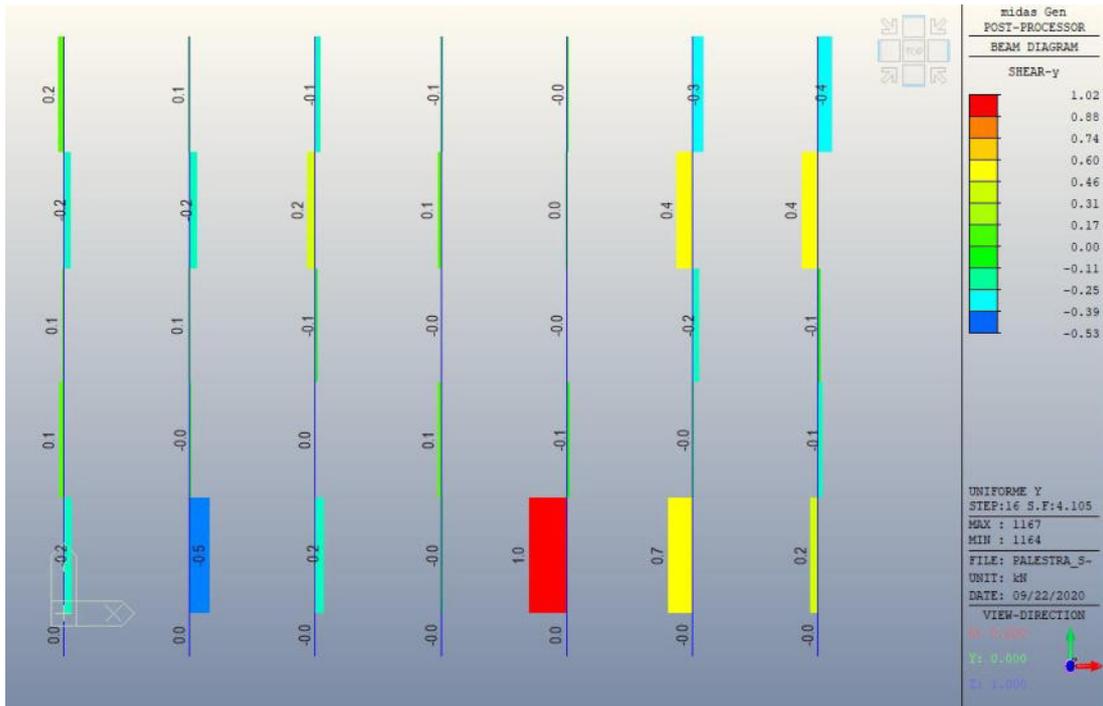


Figura 62: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

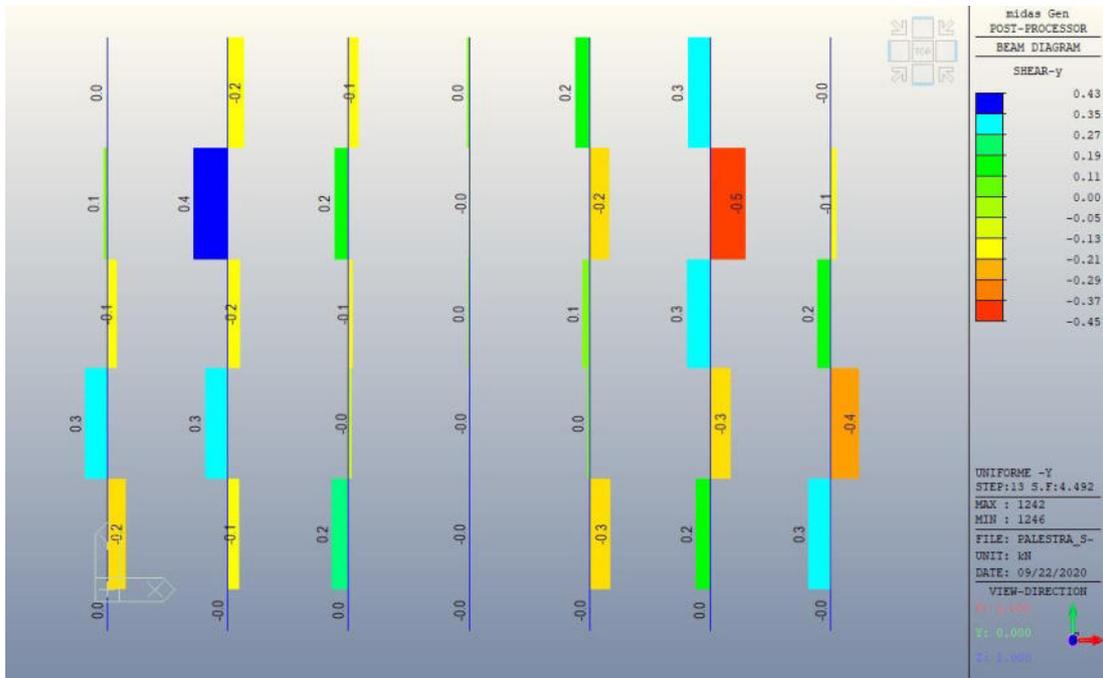


Figura 63: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI CONTROVENTI DI PARETE

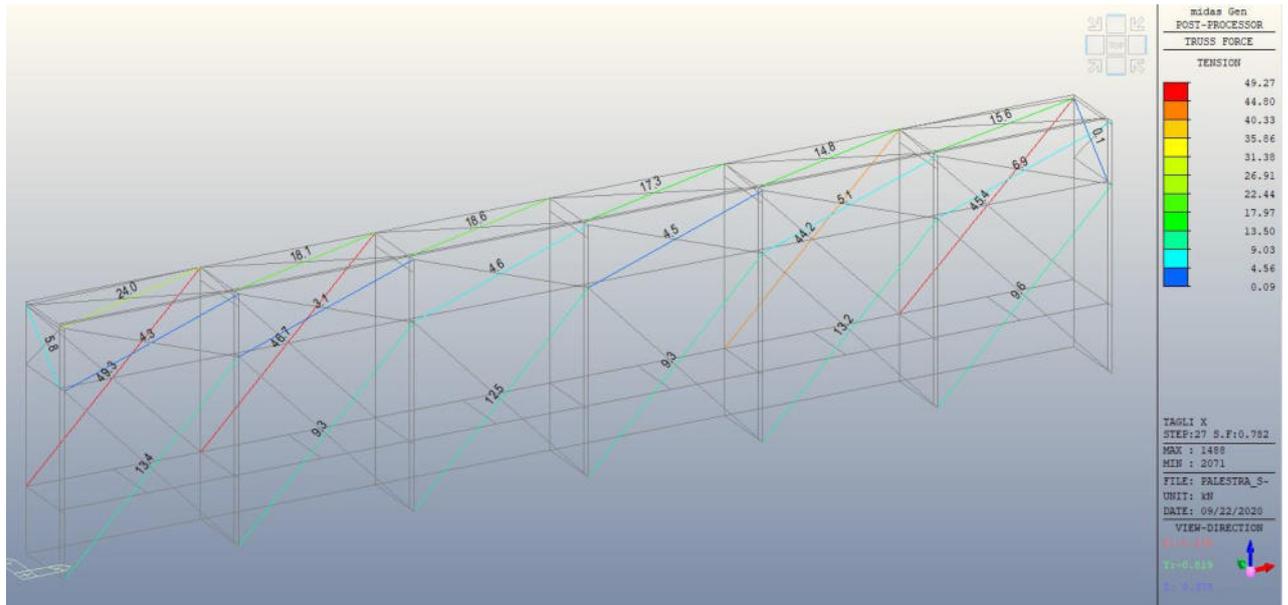


Figura 64: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

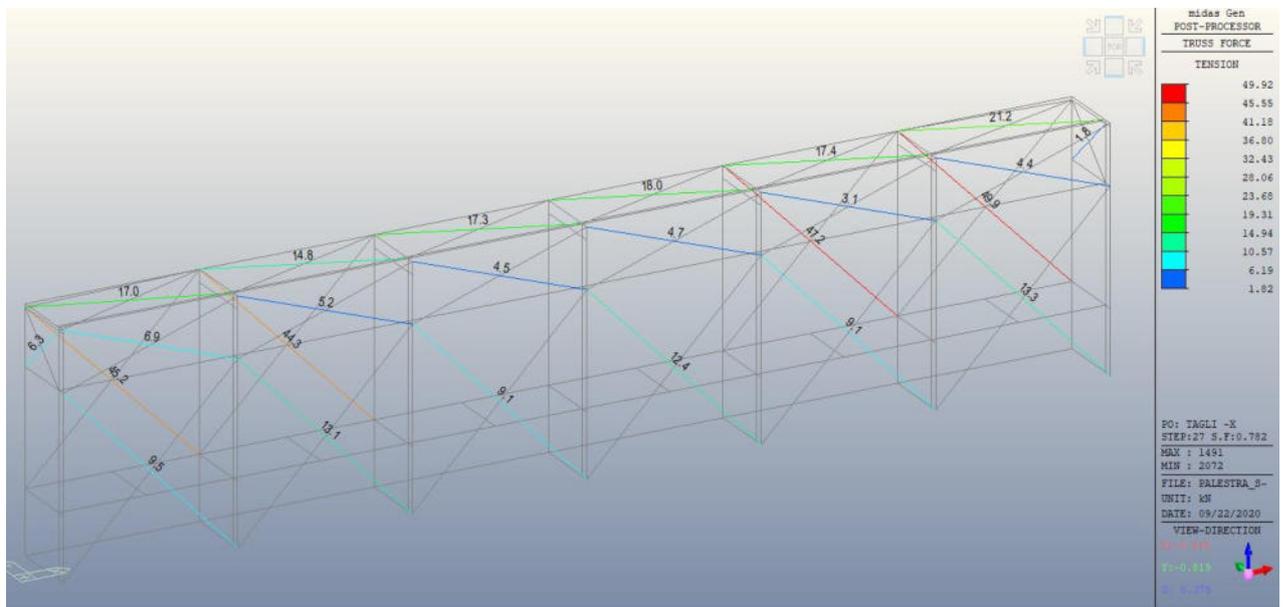


Figura 65: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

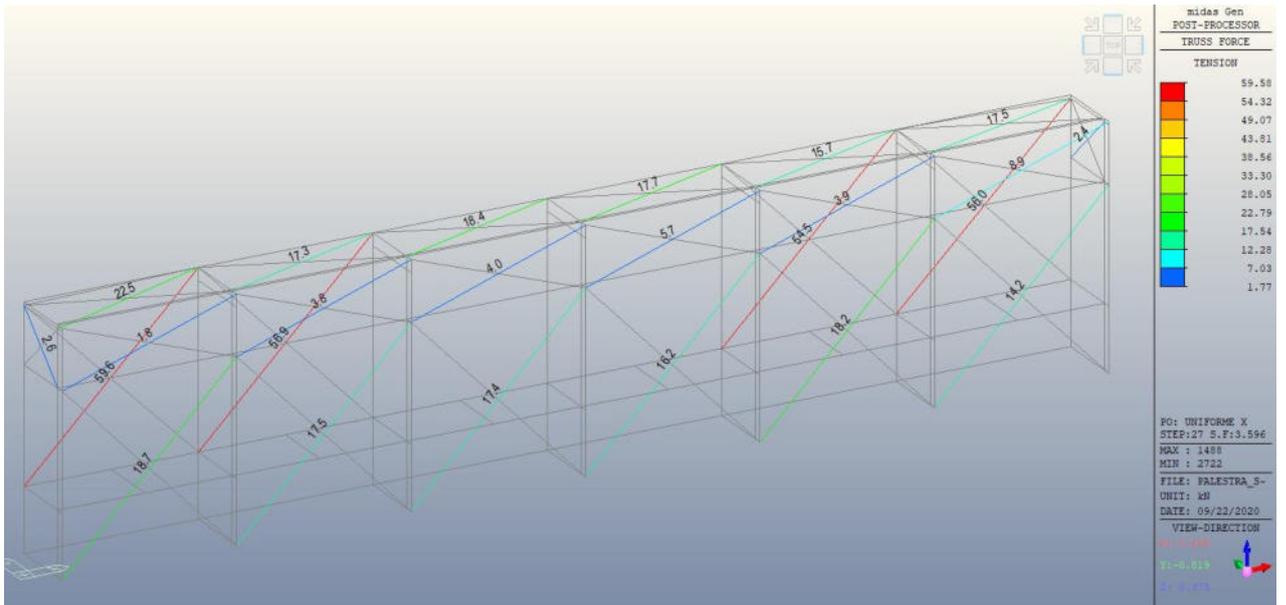


Figura 66: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

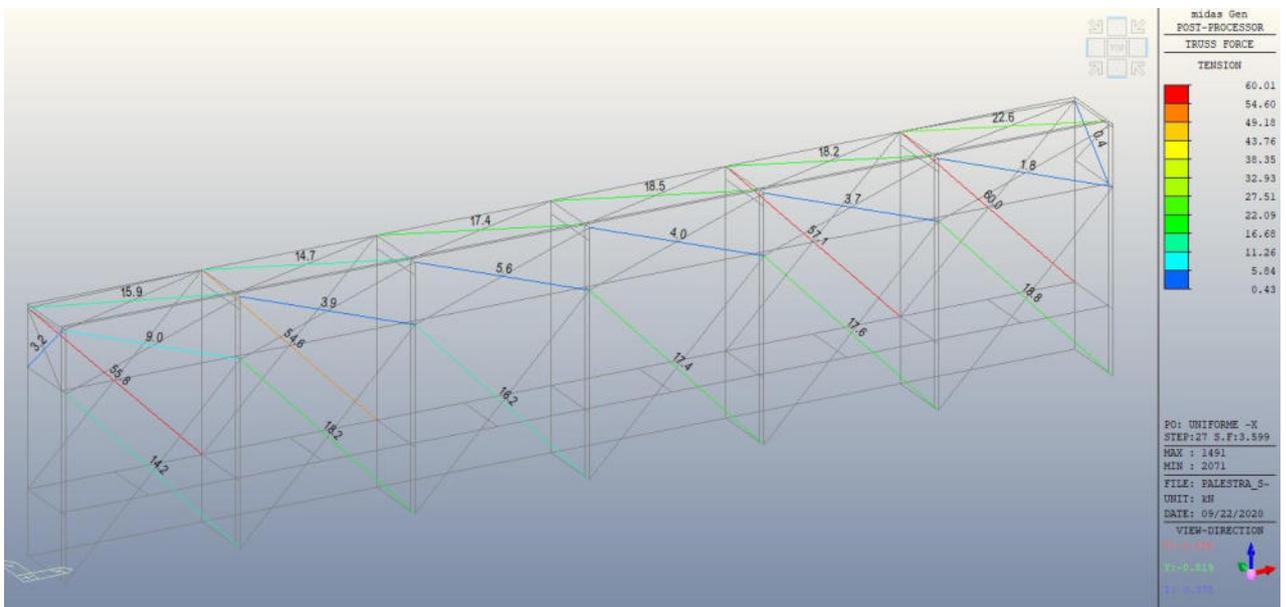


Figura 67: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

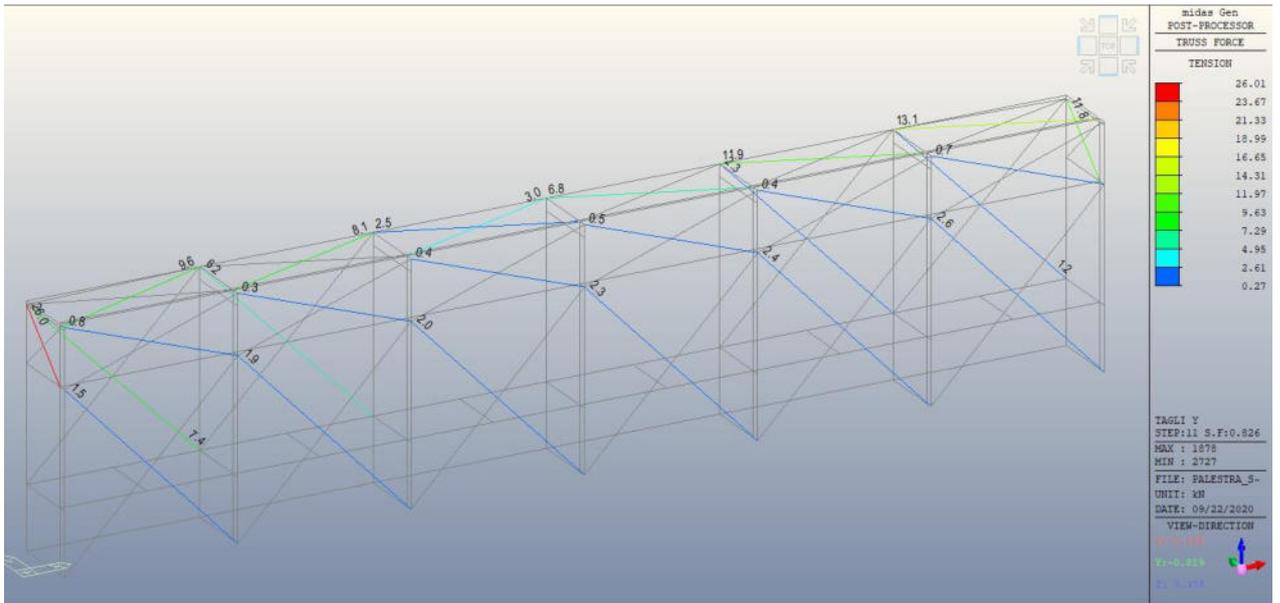


Figura 68: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

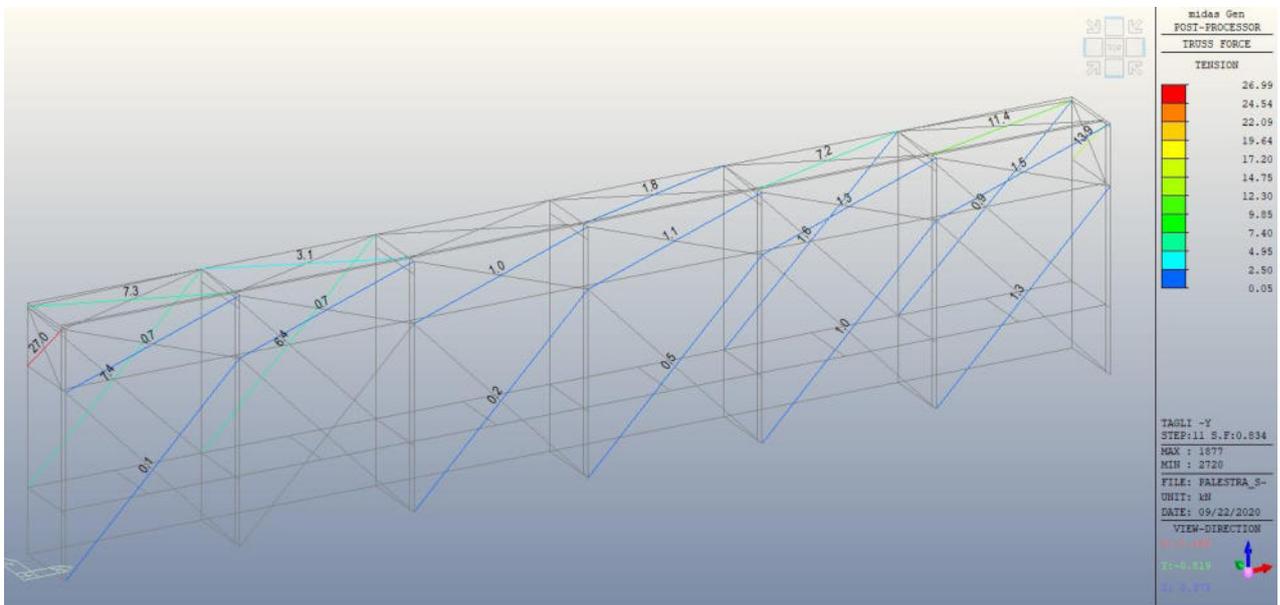


Figura 69: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

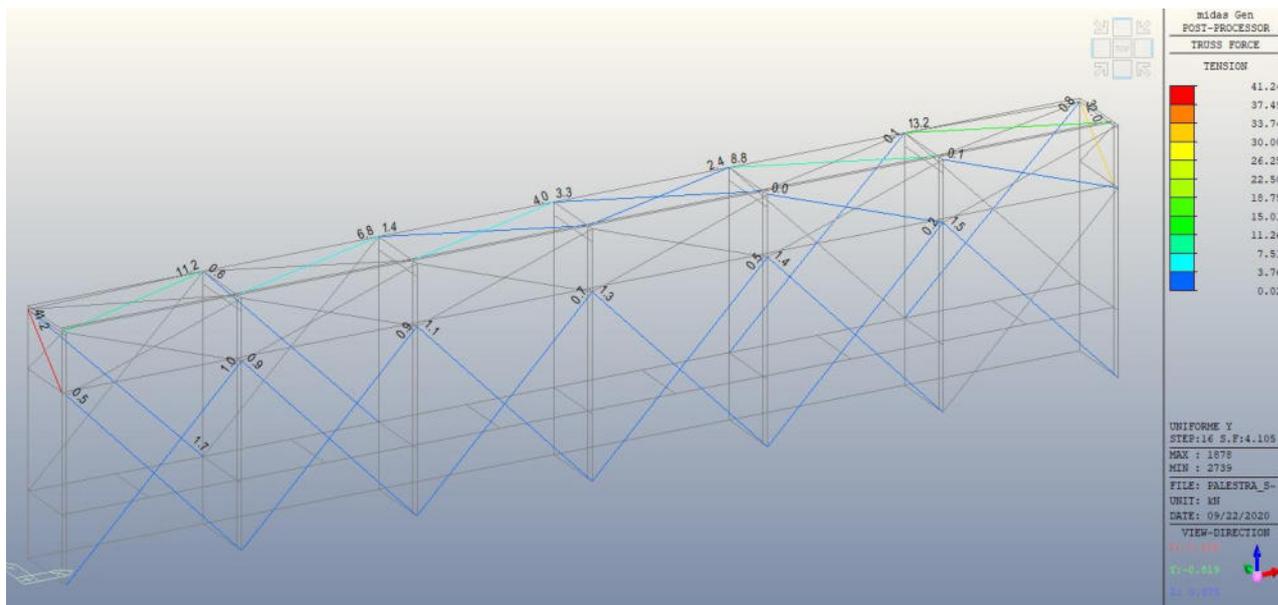


Figura 70: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

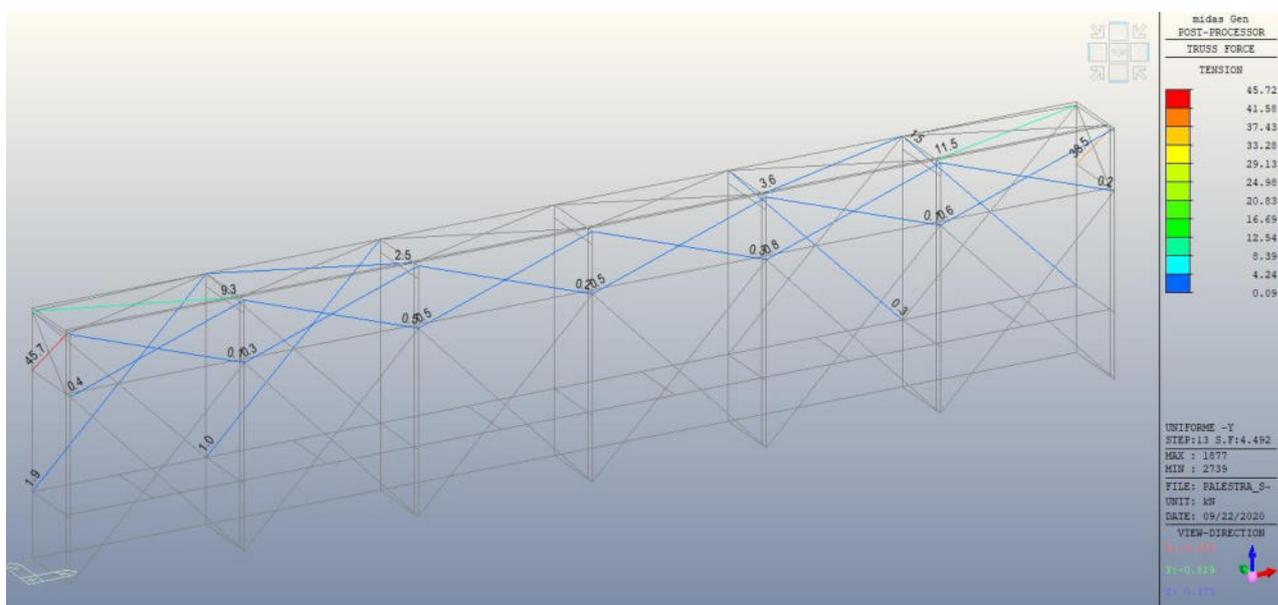


Figura 71: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

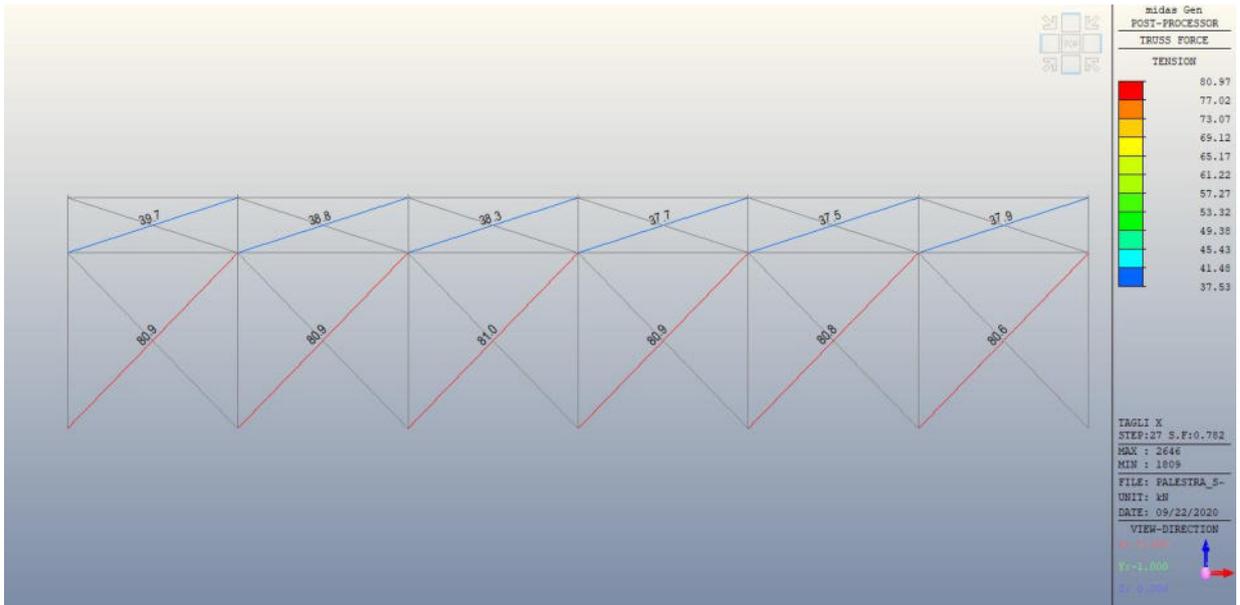


Figura 72: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

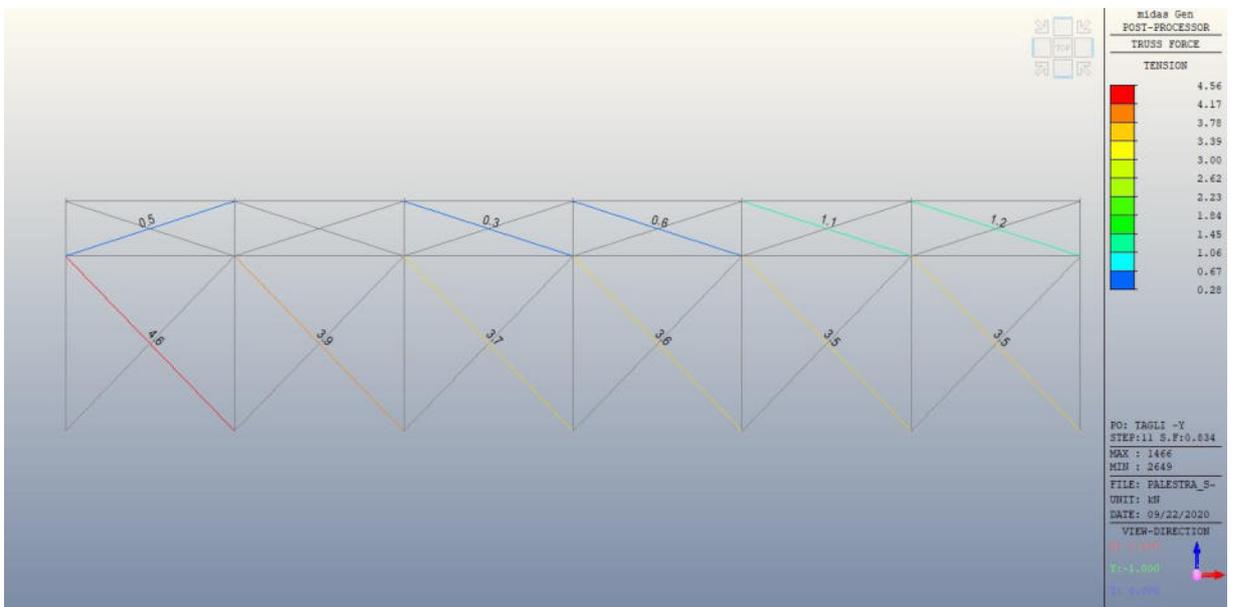


Figura 73: Figura 74: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

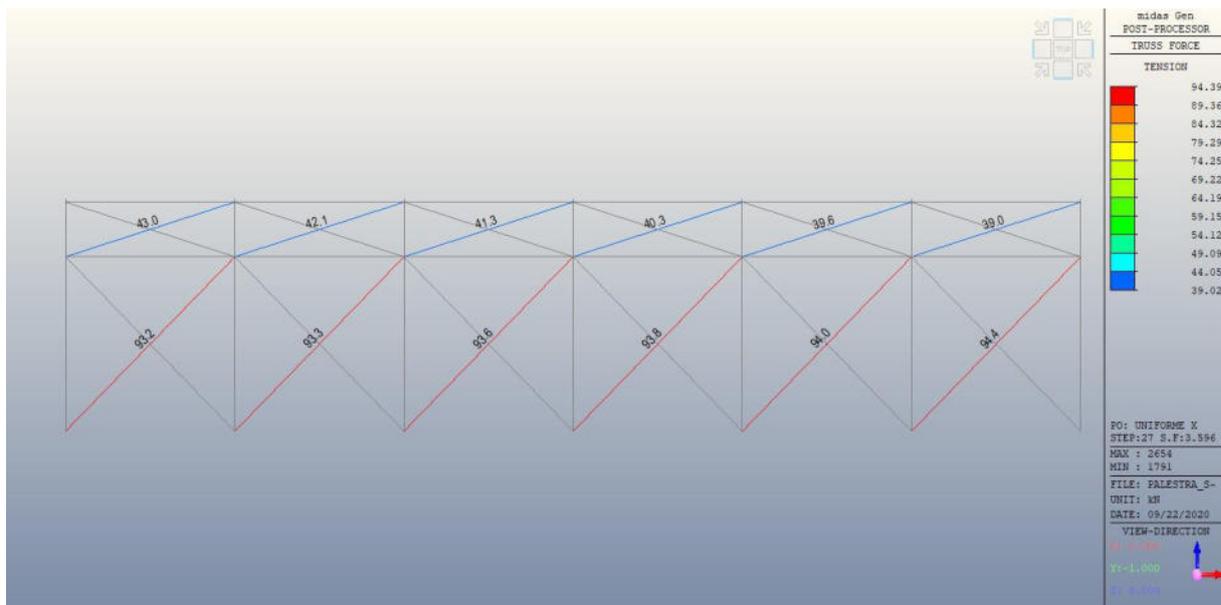


Figura 75: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

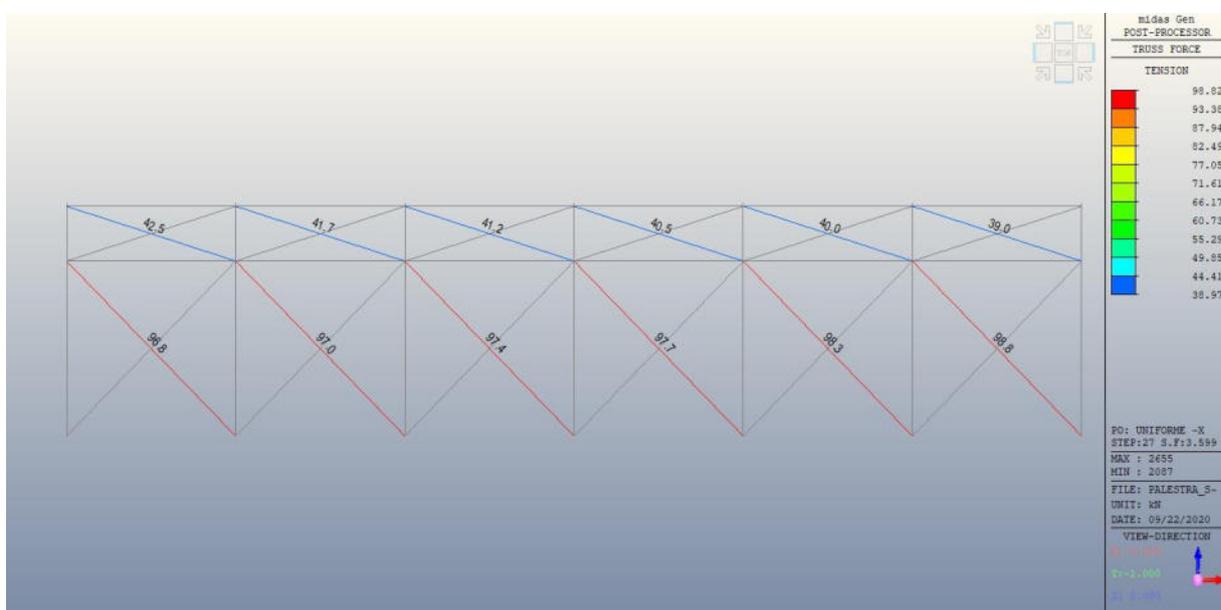


Figura 76: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

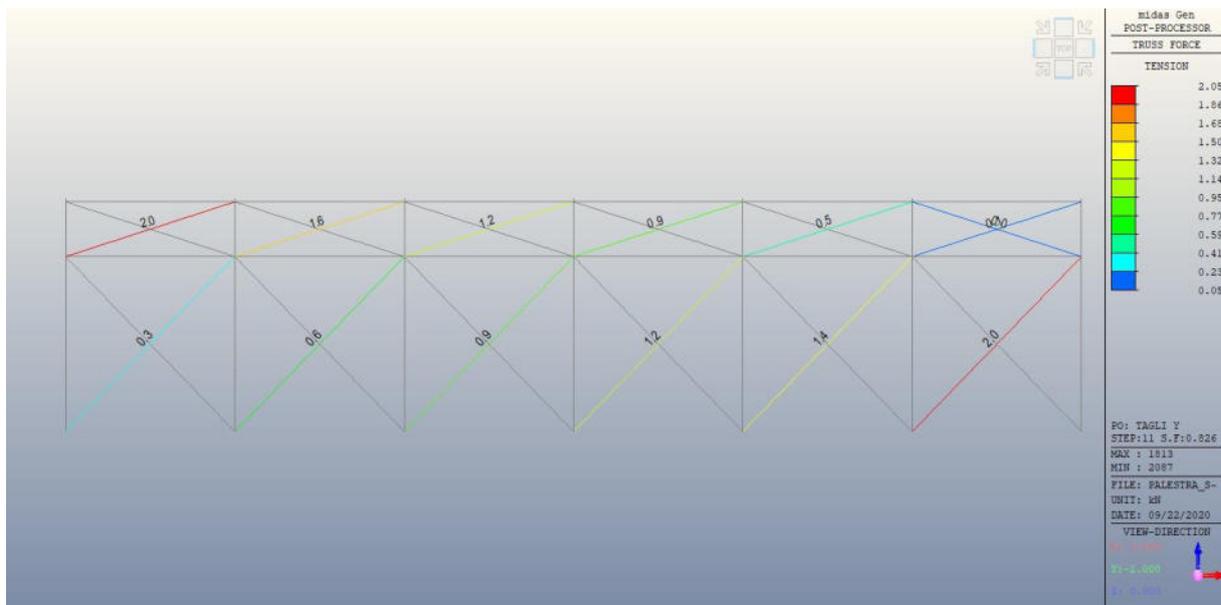


Figura 77: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

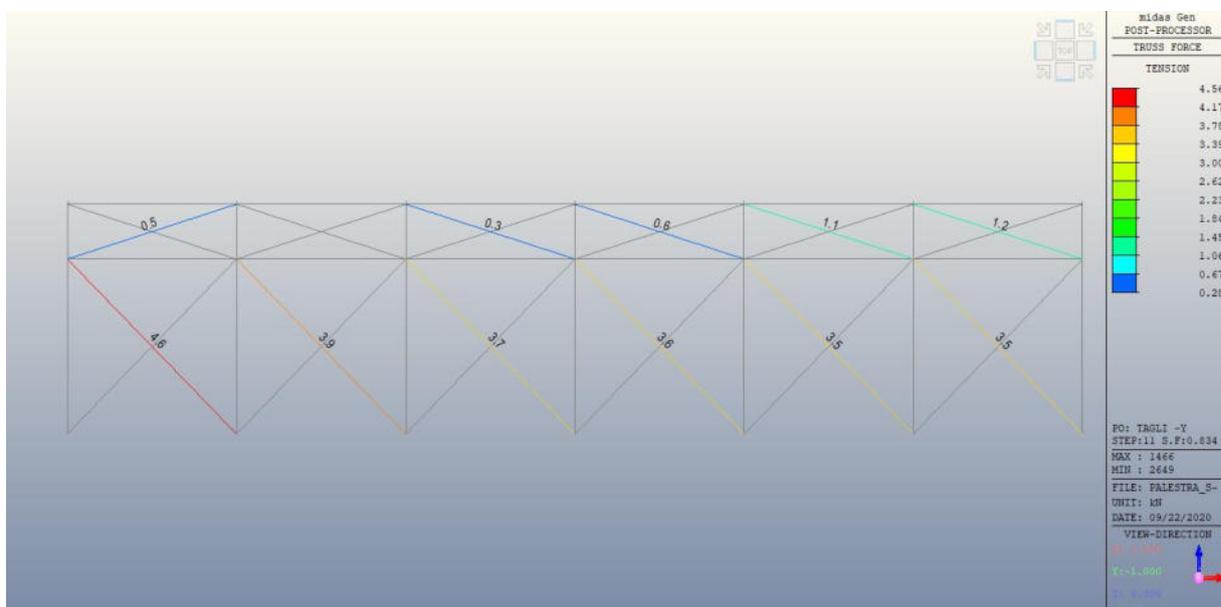


Figura 78: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

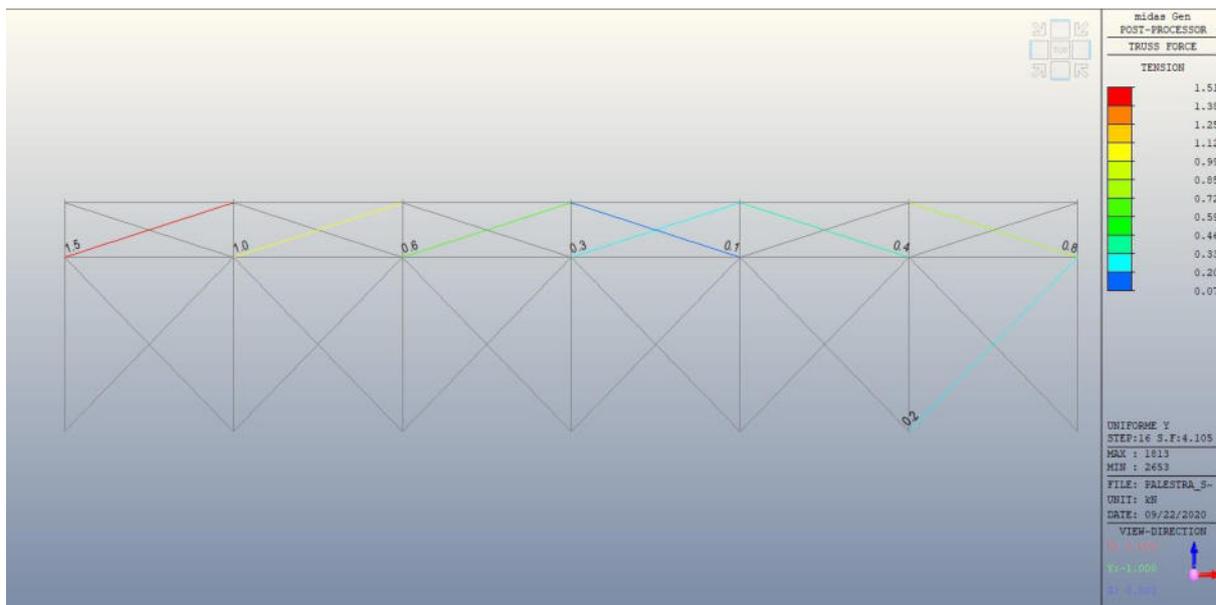


Figura 79: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

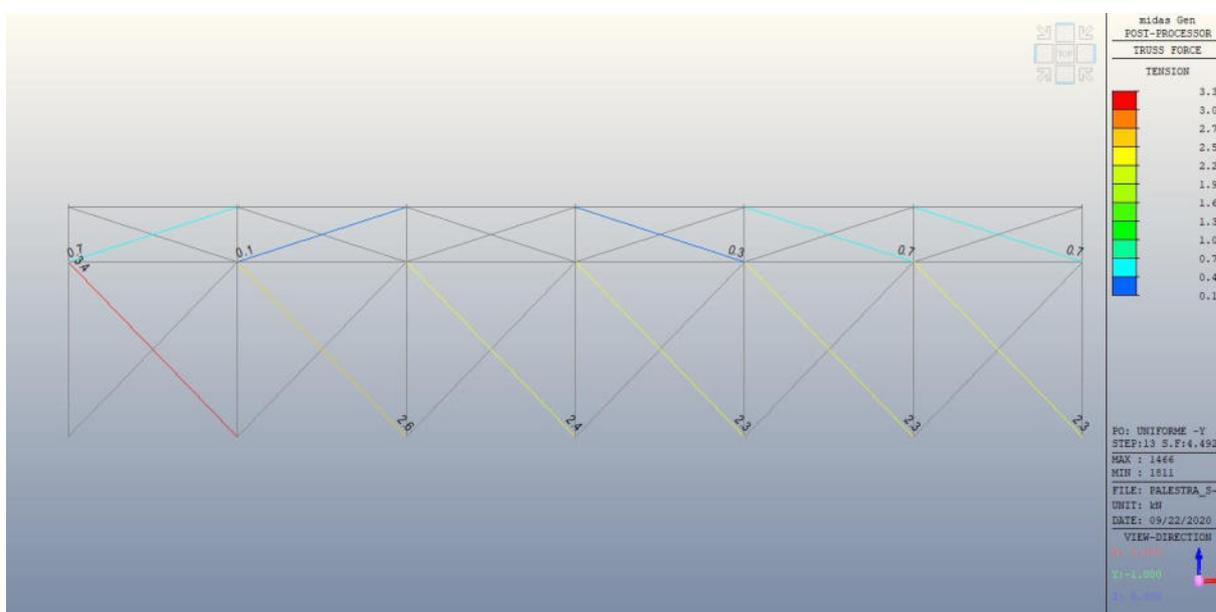


Figura 80: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

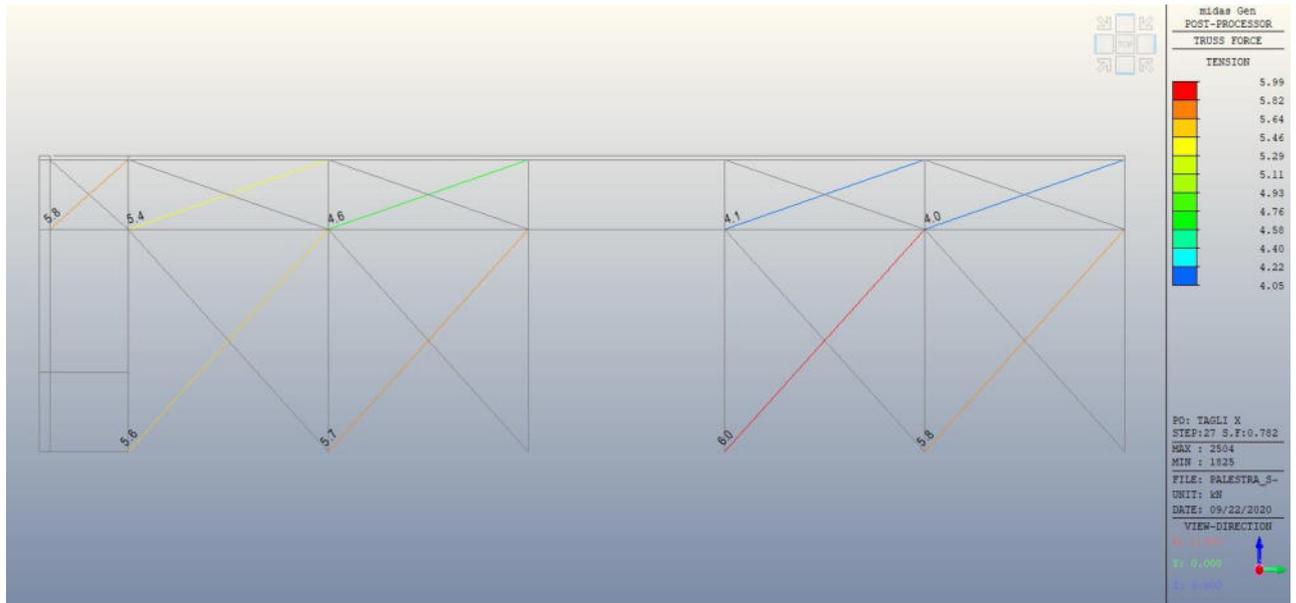


Figura 81: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

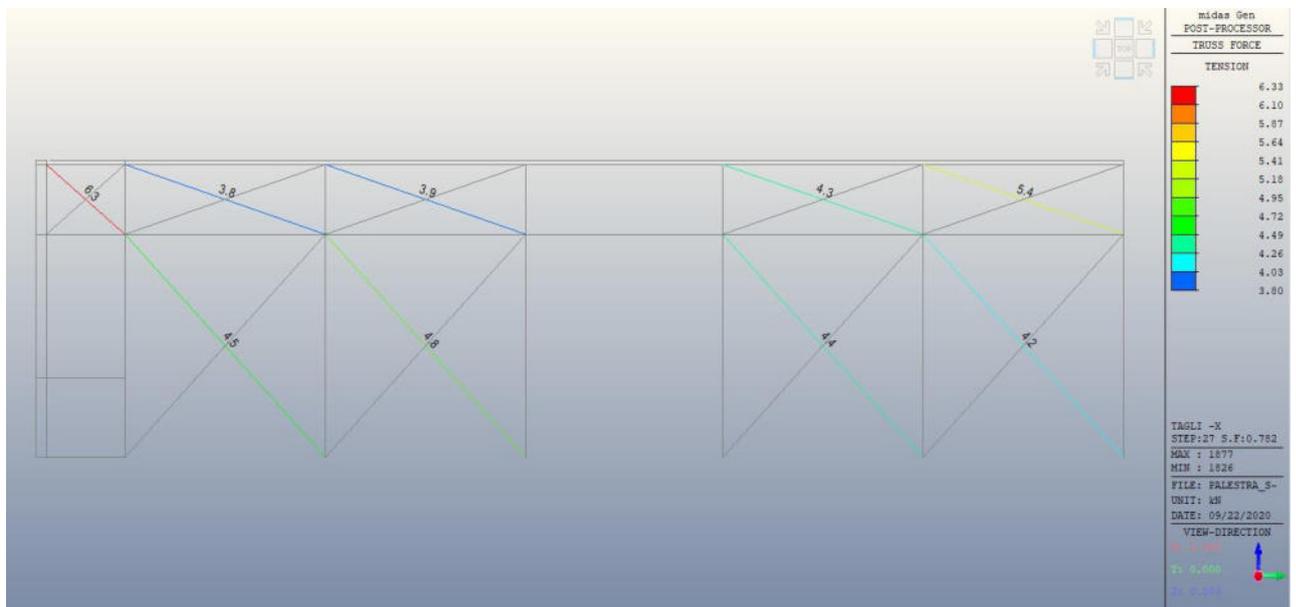


Figura 82: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

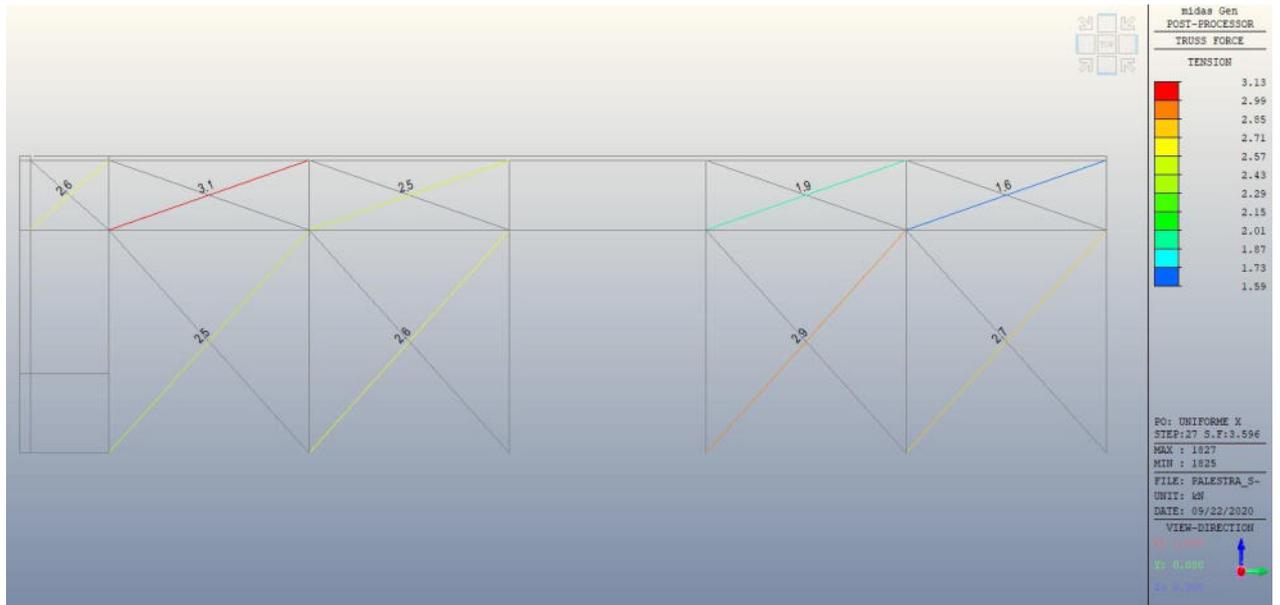


Figura 83: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

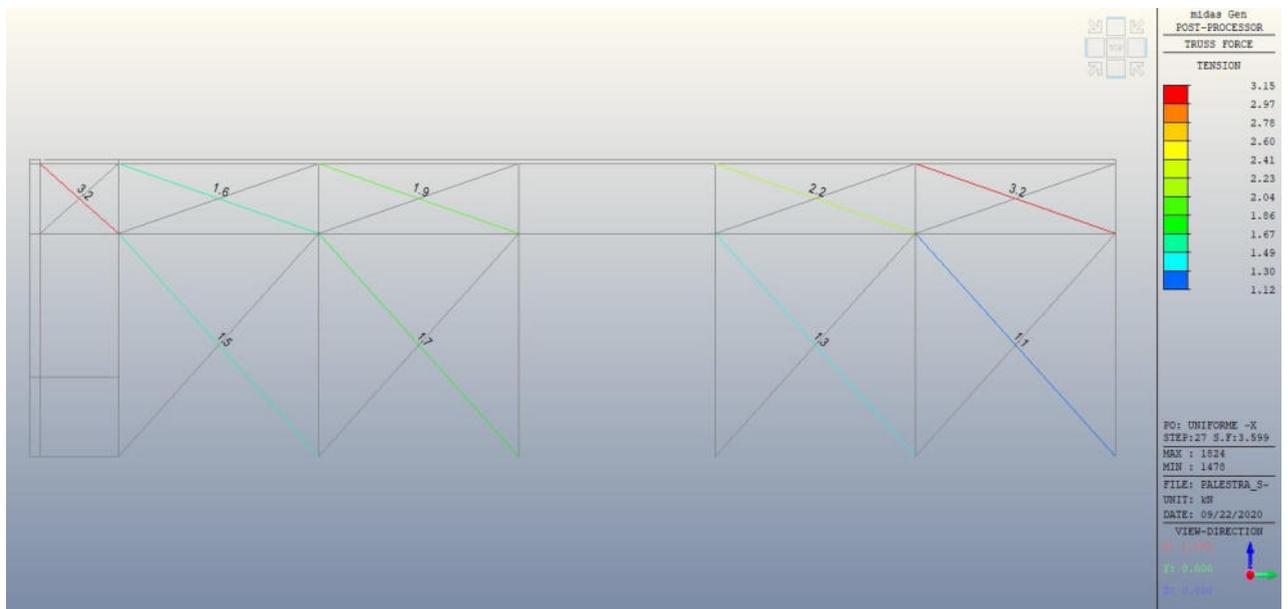


Figura 84: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

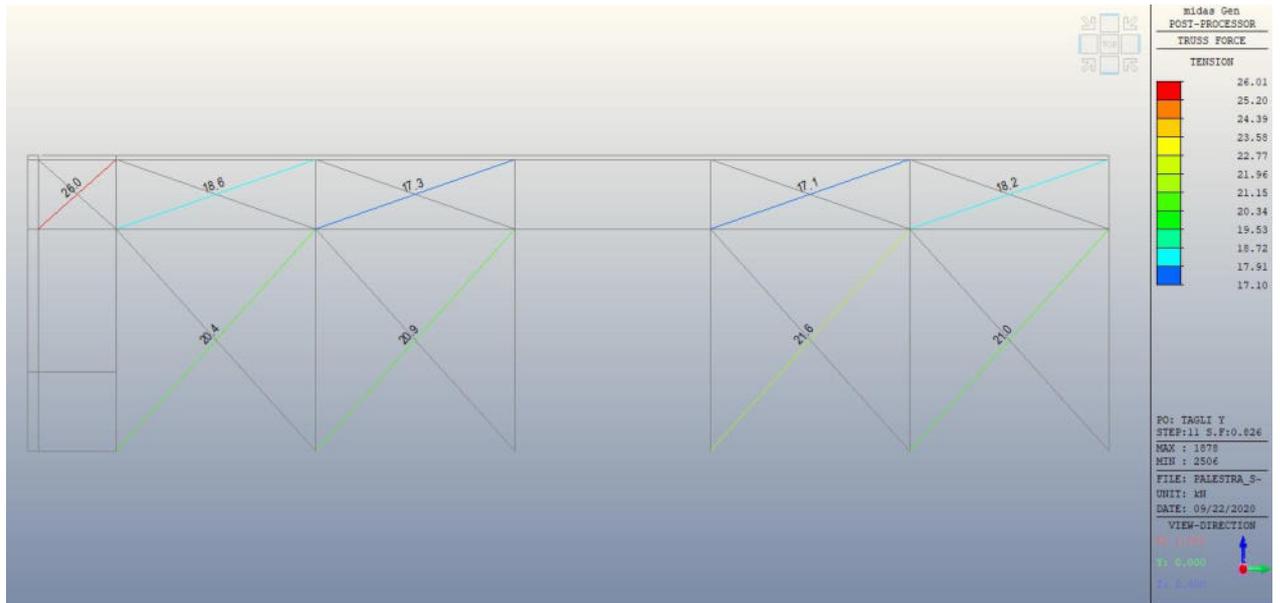


Figura 85: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

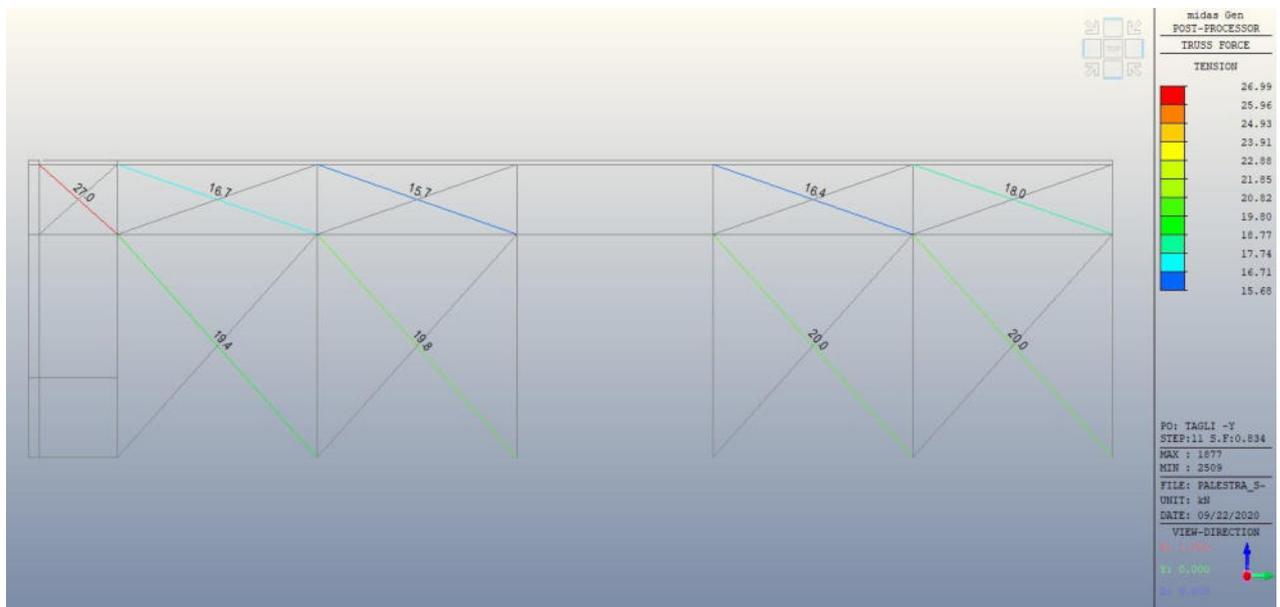


Figura 86: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

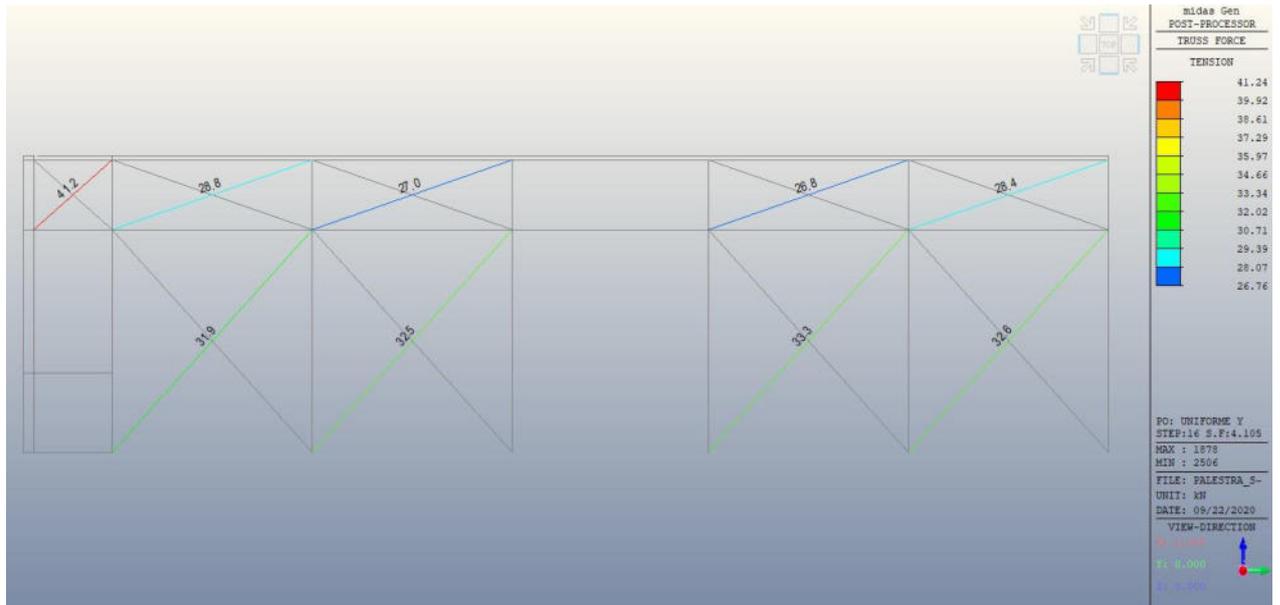


Figura 87: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

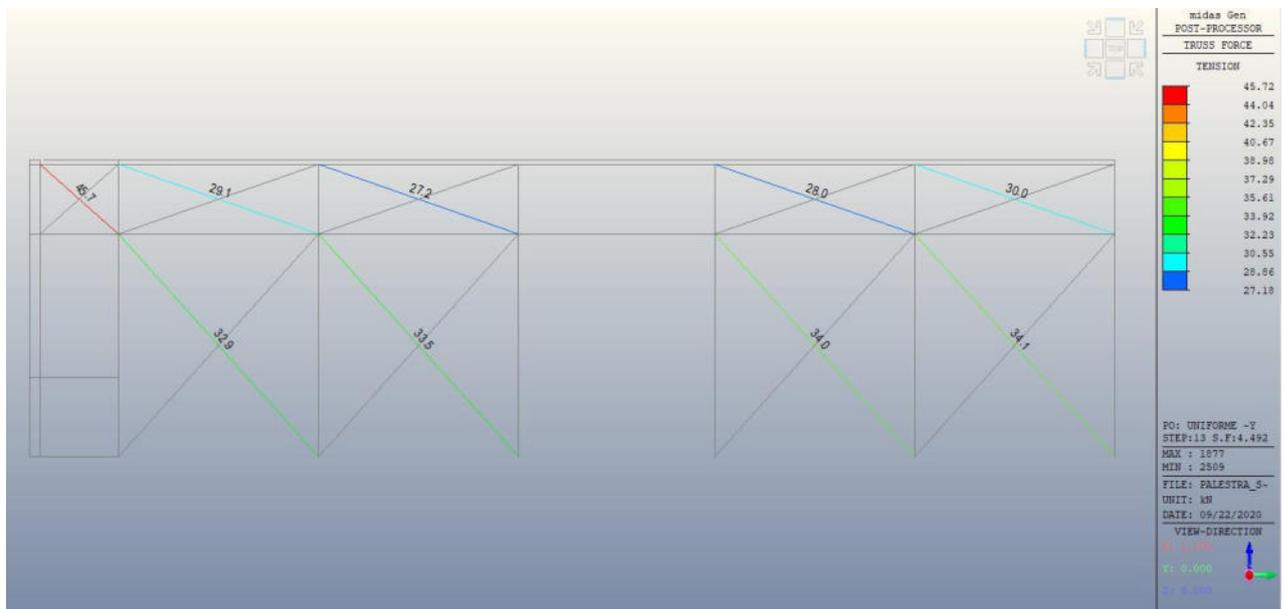


Figura 88: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

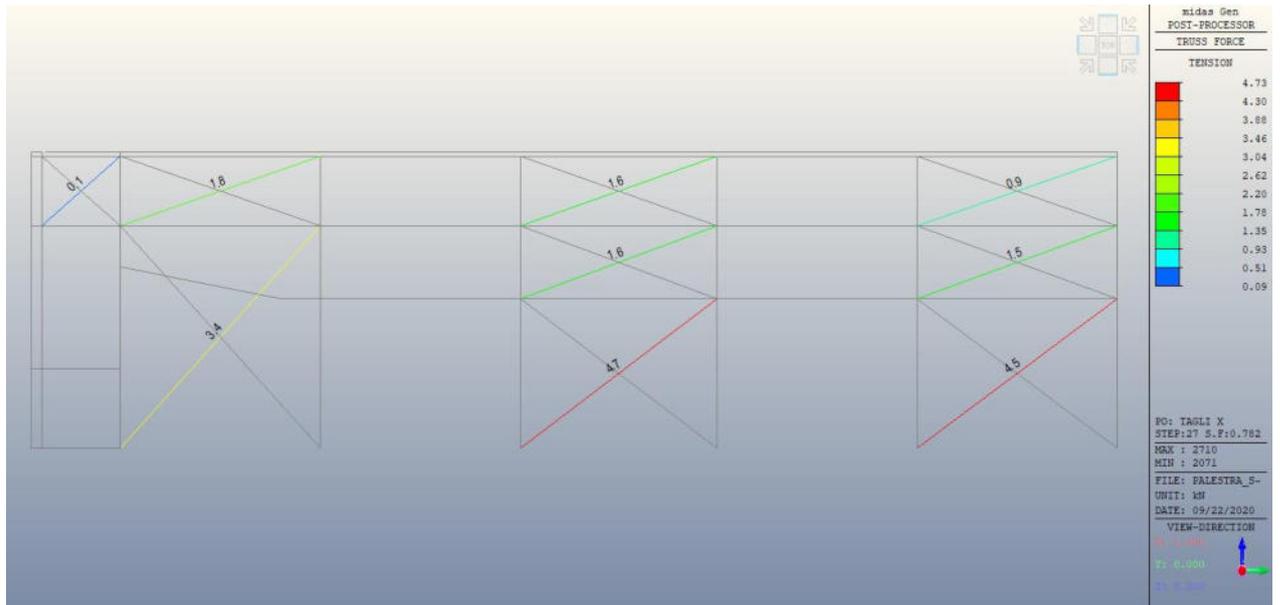


Figura 89: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

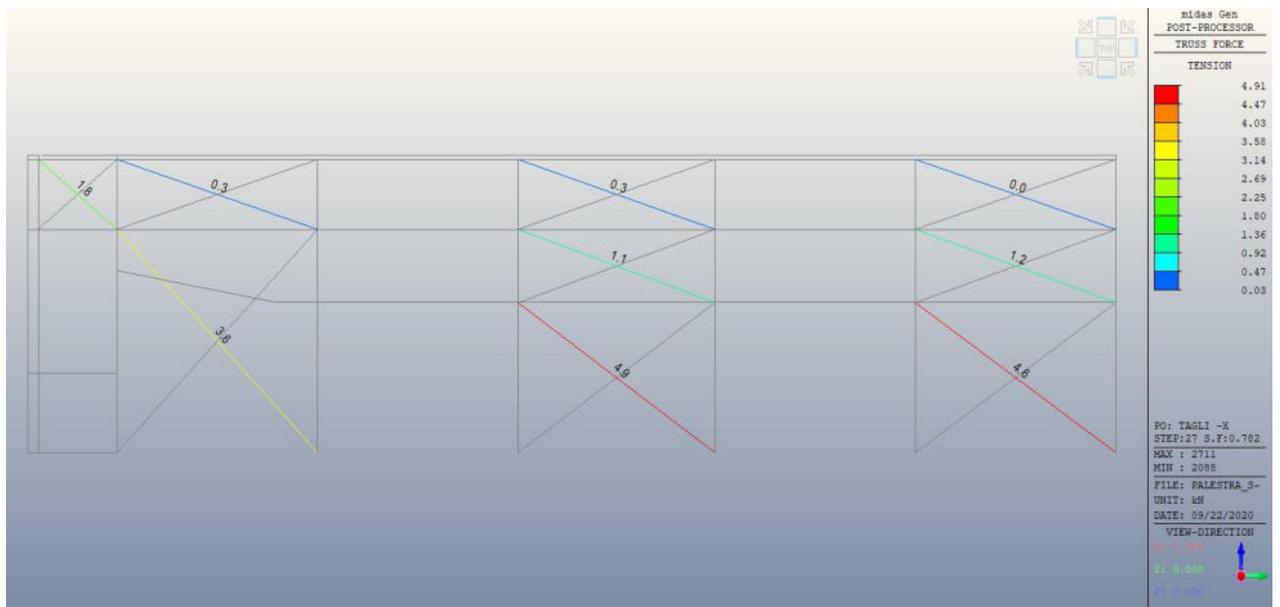


Figura 90: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

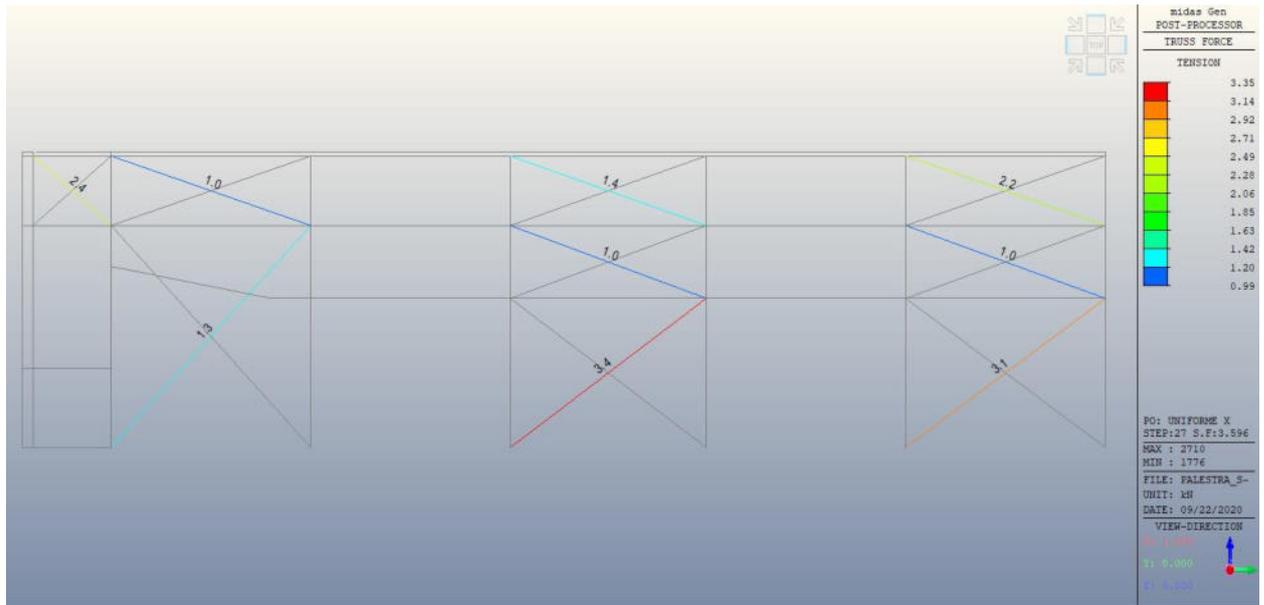


Figura 91: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

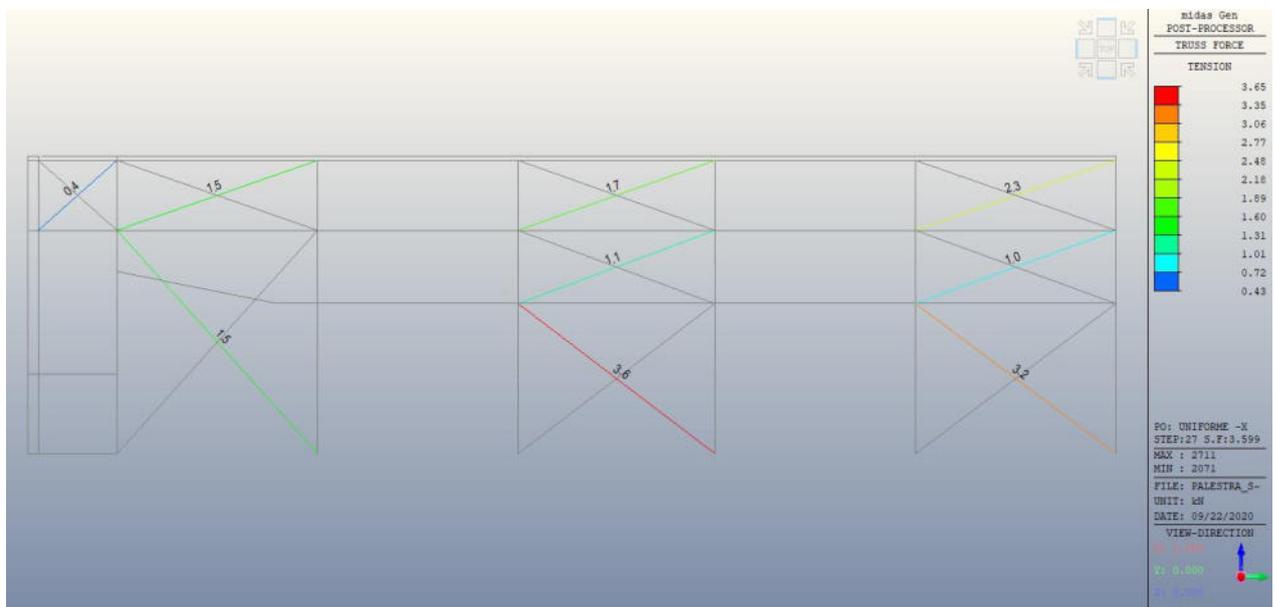


Figura 92: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

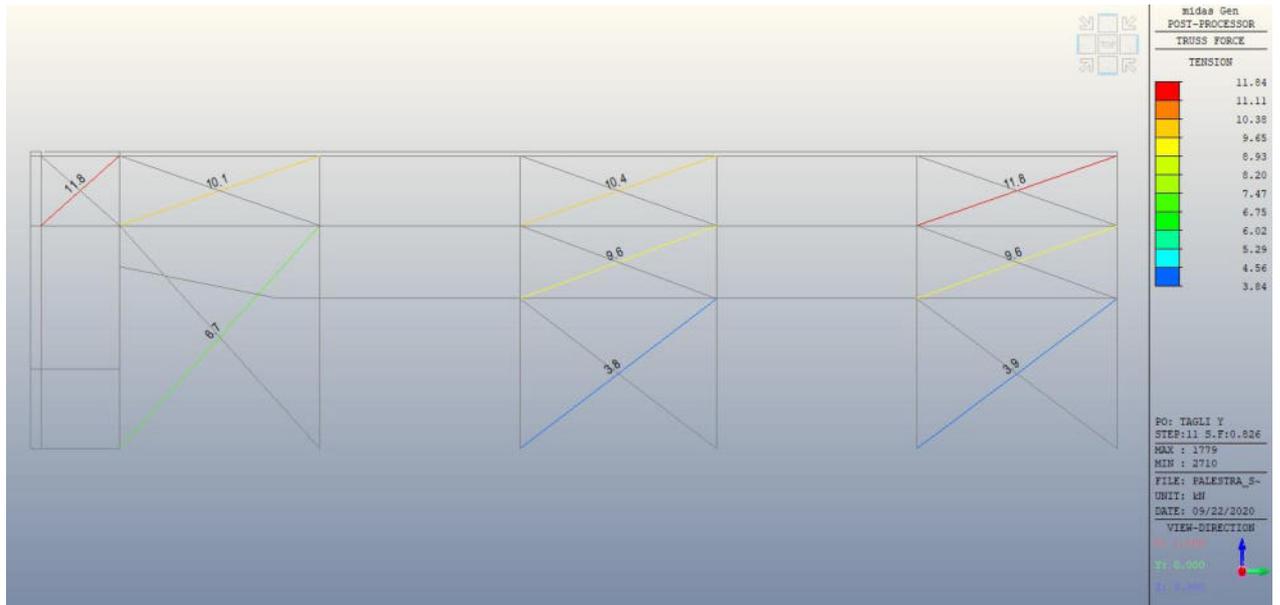


Figura 93: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

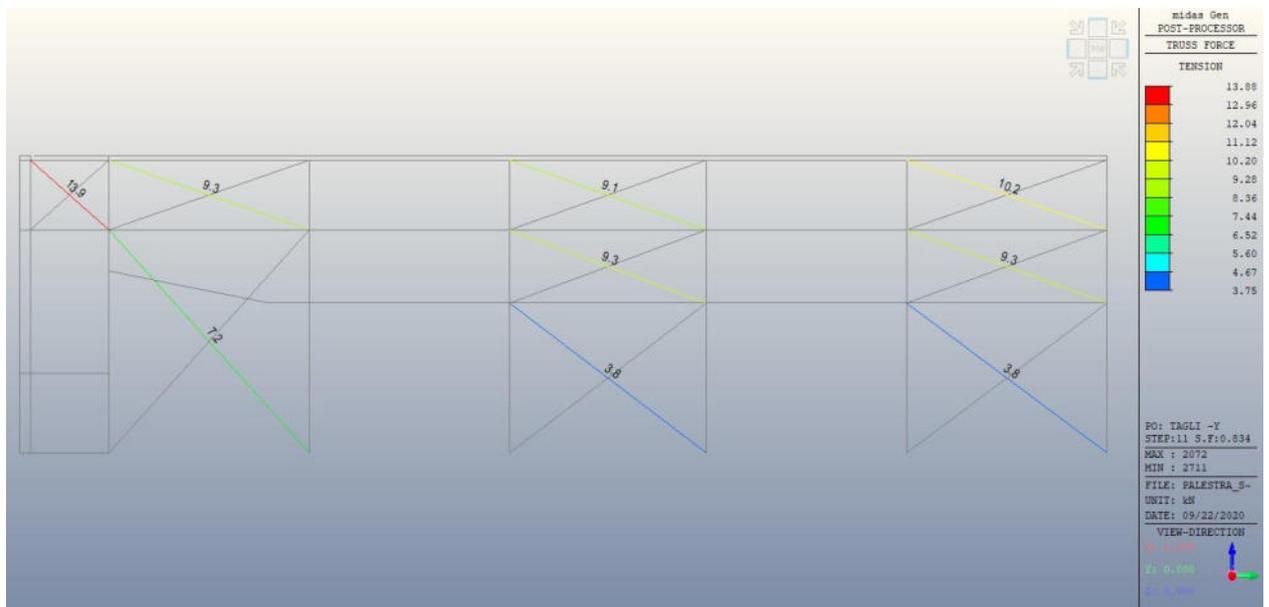


Figura 94: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

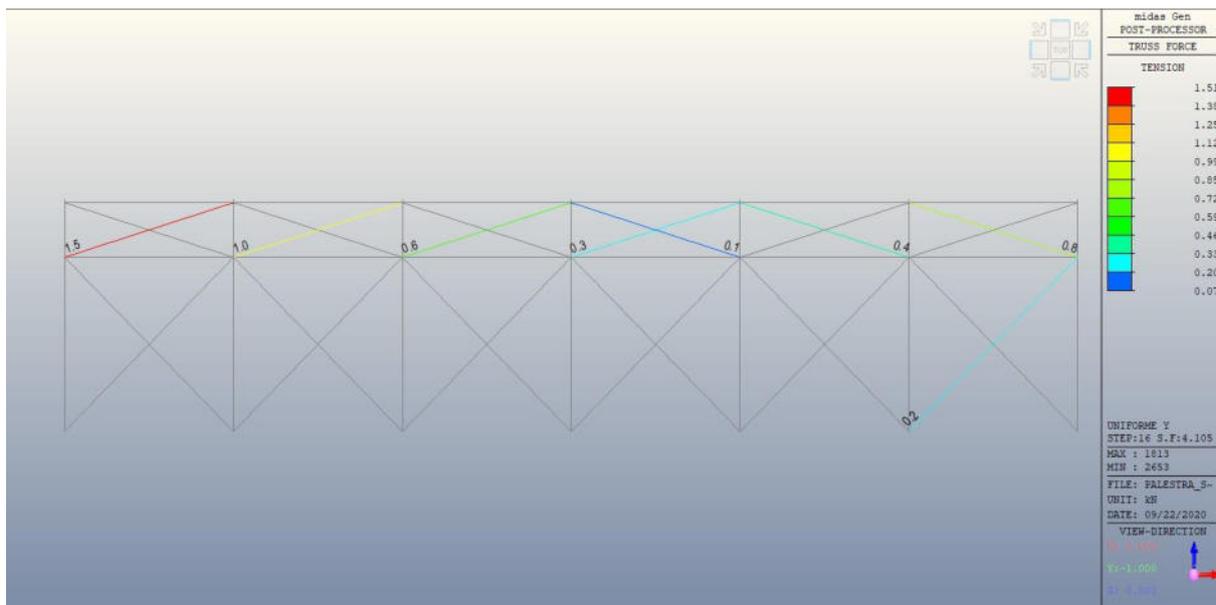


Figura 95: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

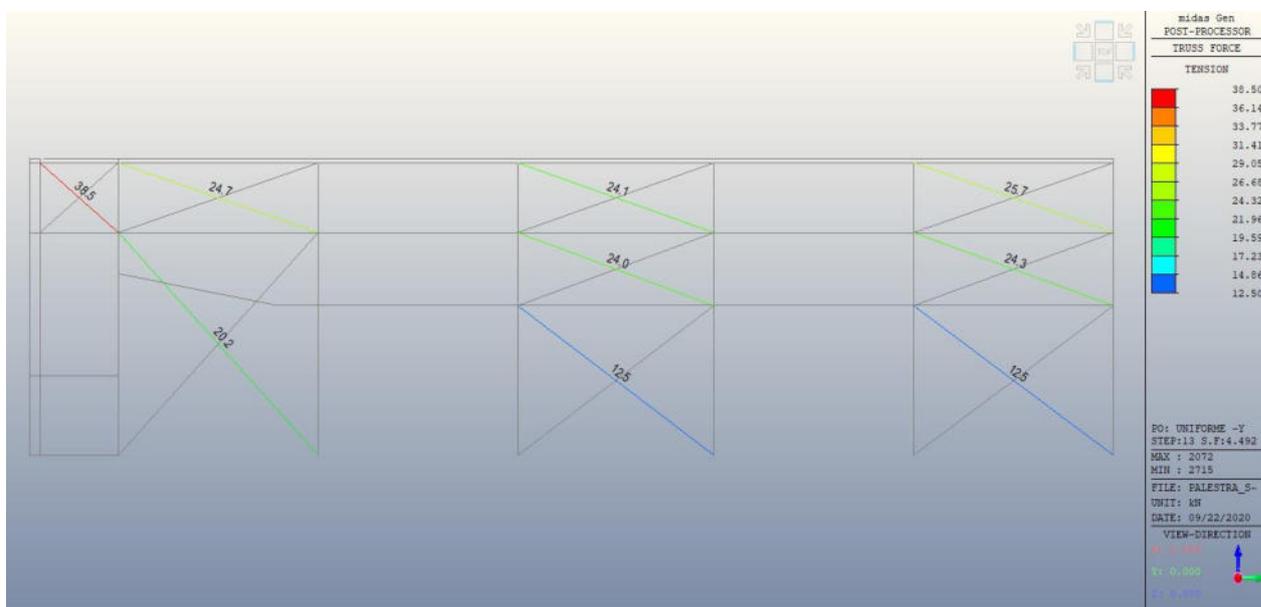


Figura 96: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

MODELLO B

- CURVE DI CAPACITA'



Figura 97: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione X)

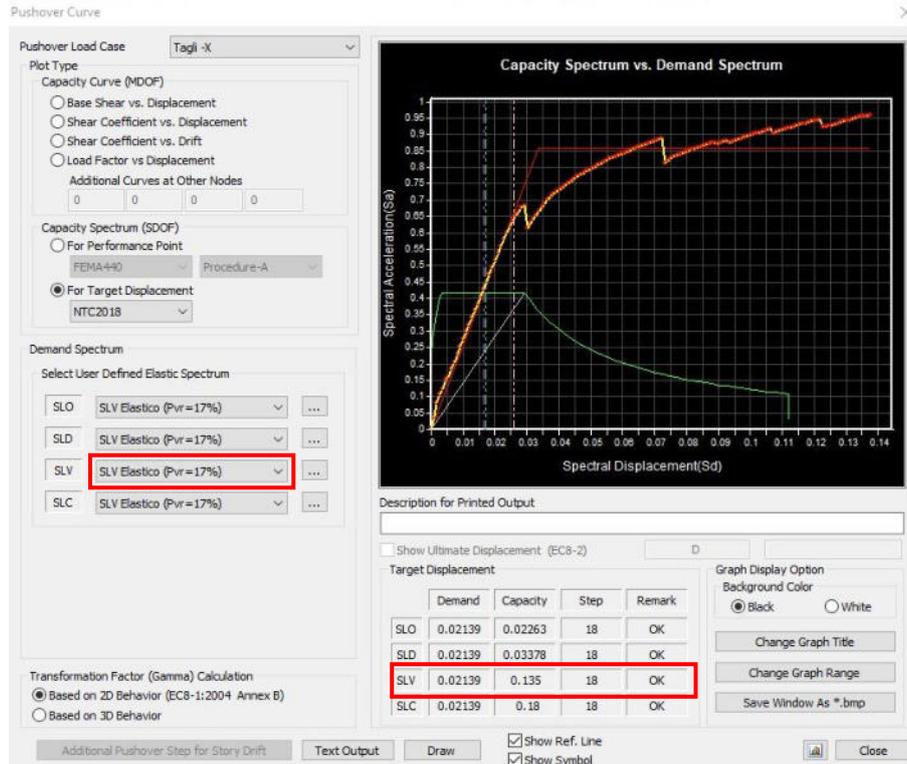


Figura 98: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione -X)

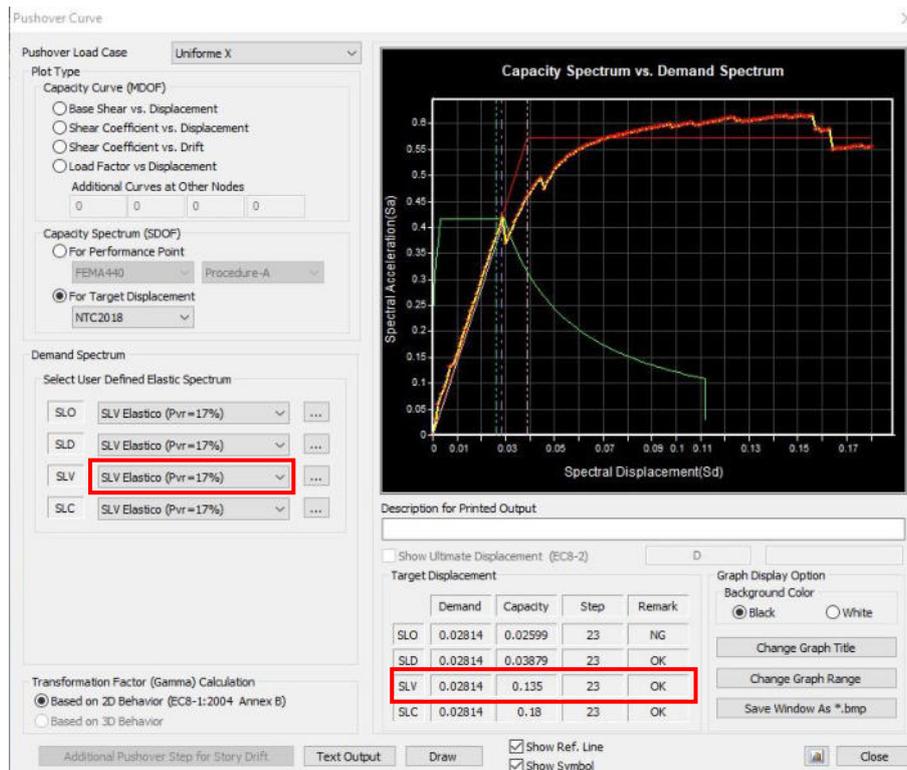


Figura 99: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione X)

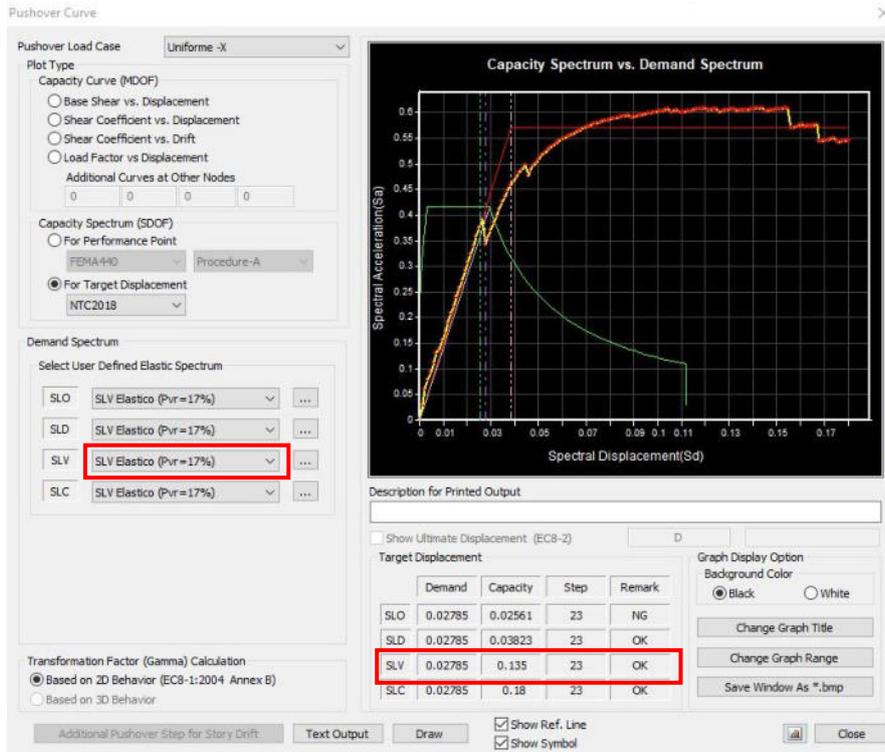


Figura 100: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione -X)

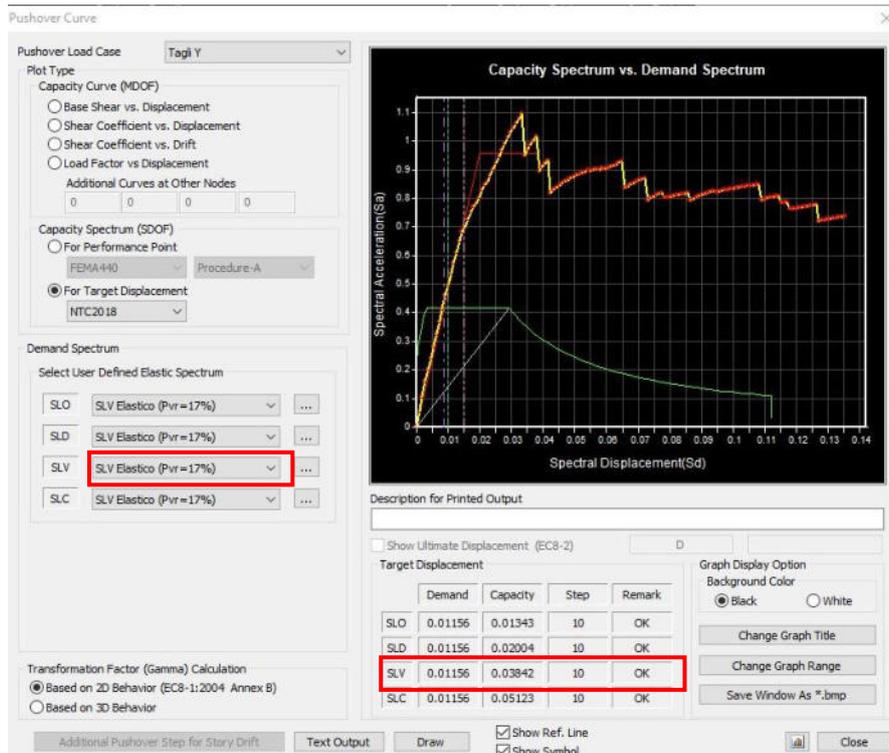


Figura 101: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione Y)

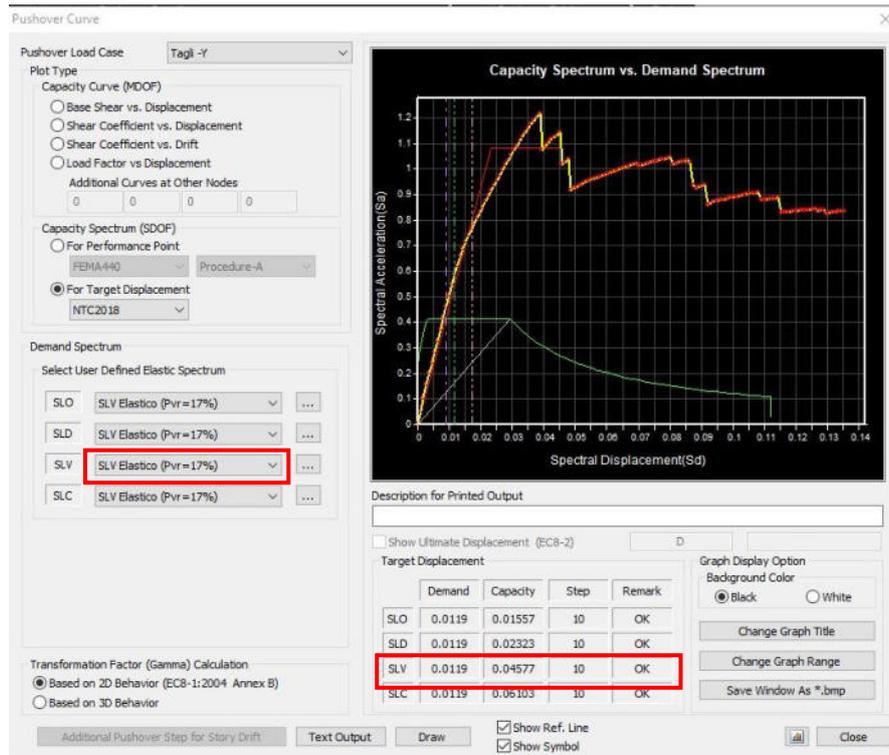


Figura 102: Curva di capacità per gruppo di carico 1 (direzione -Y)



Figura 103: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione Y)

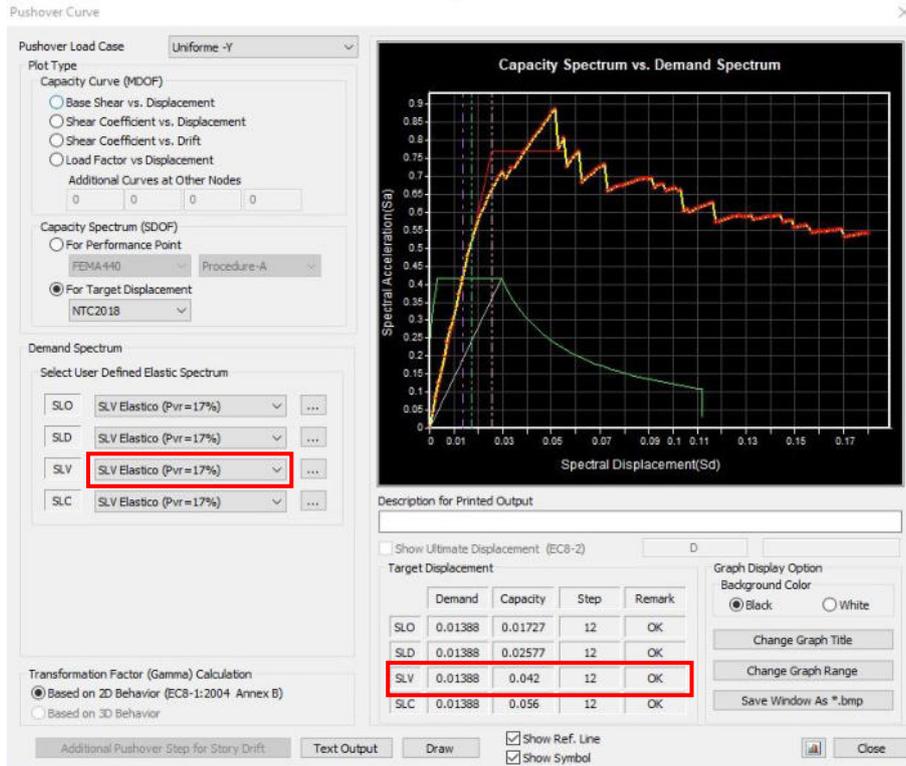


Figura 104: Curva di capacità per gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI PUNTONI DI COPERTURA

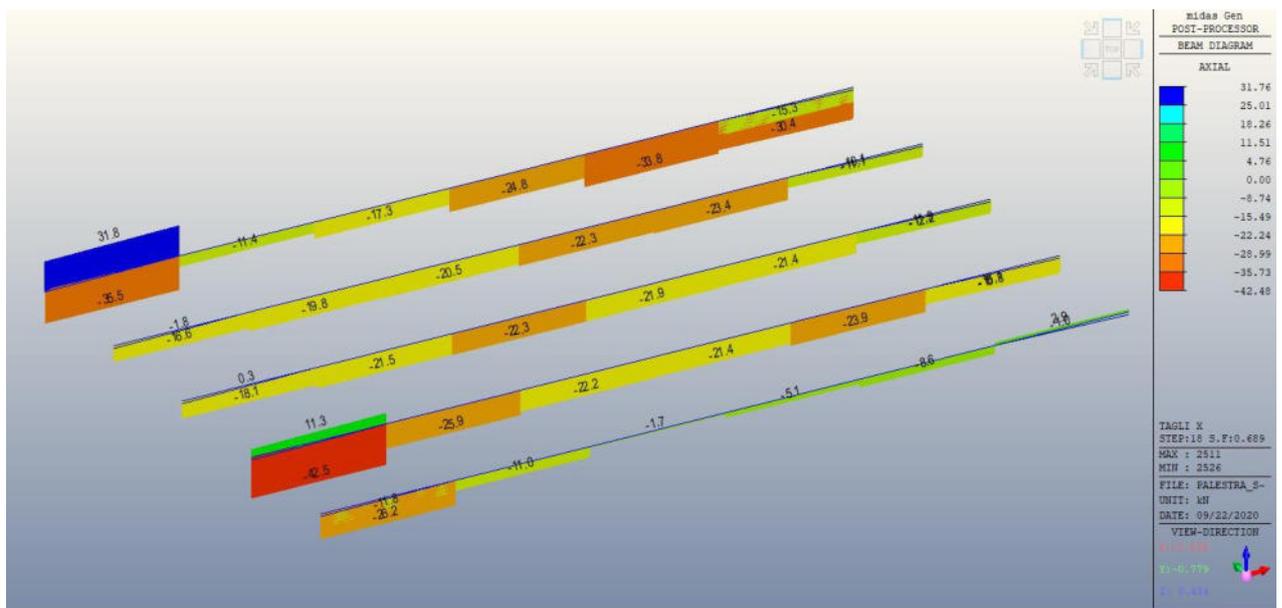


Figura 105: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione X)

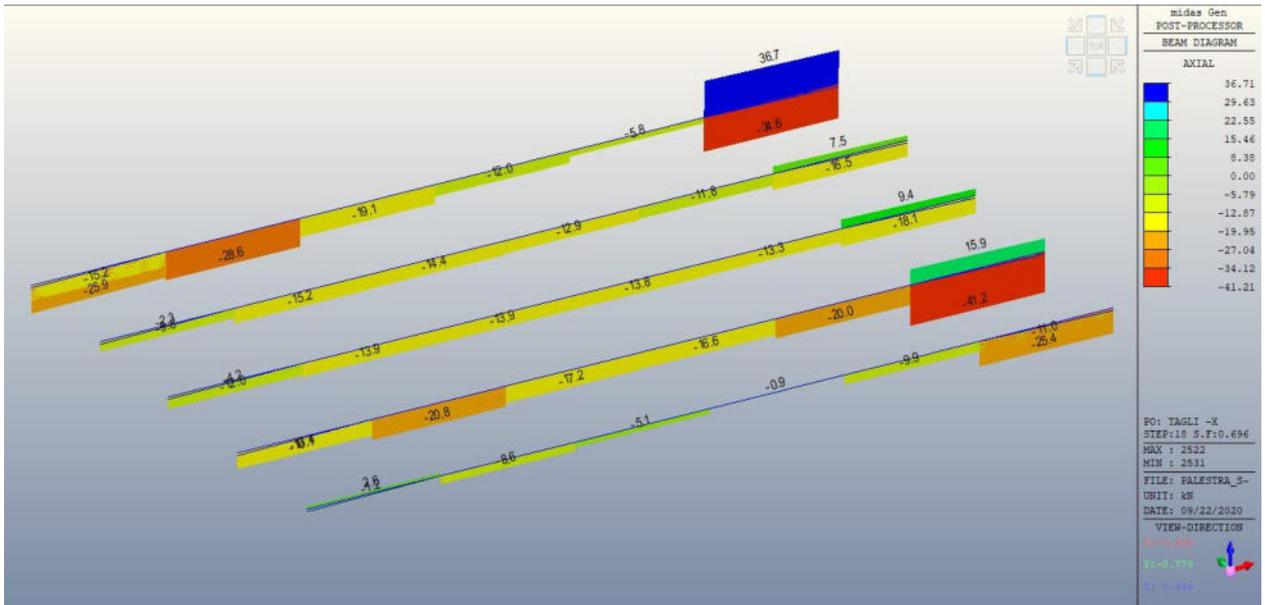


Figura 106: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione -X)

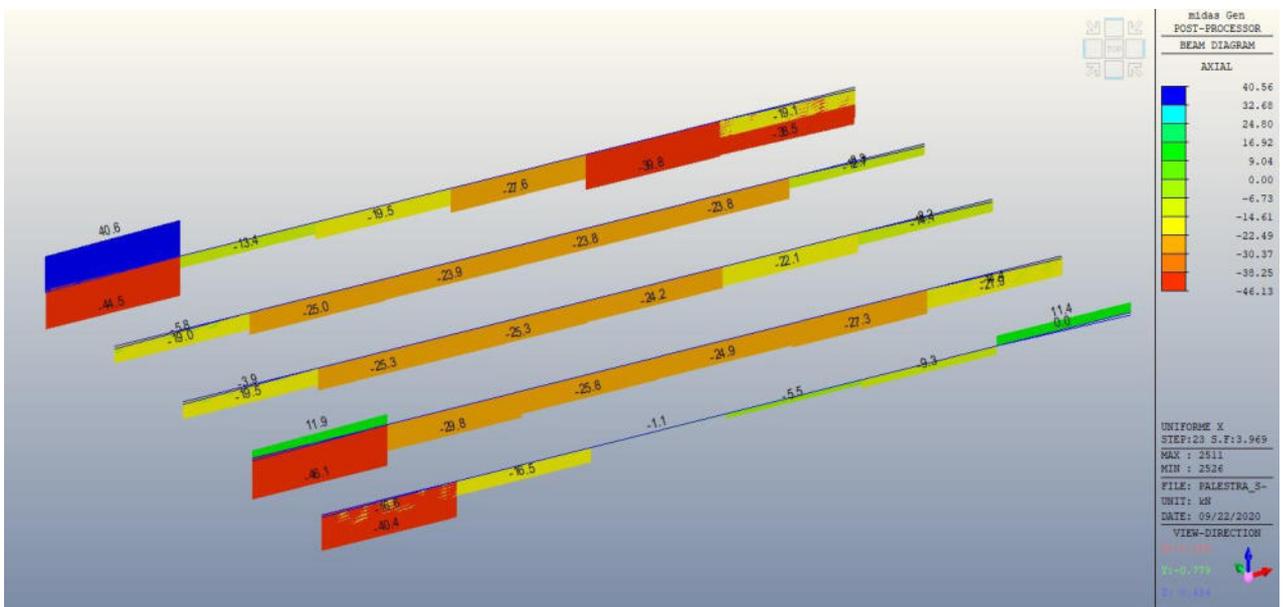


Figura 107: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione X)

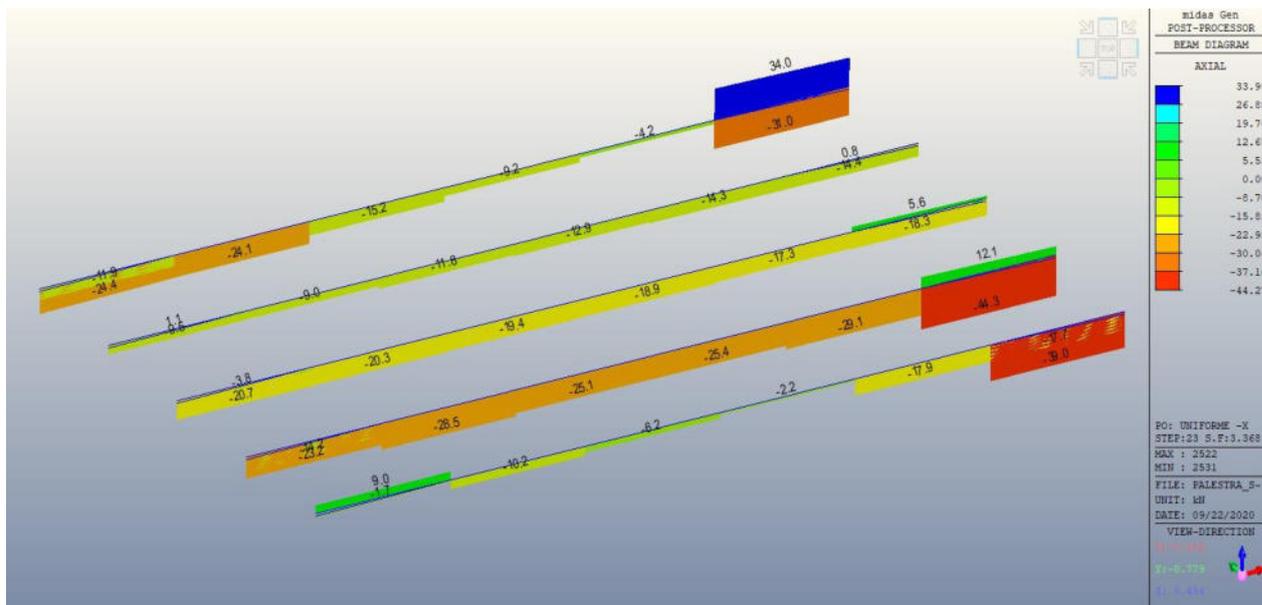


Figura 108: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione -X)

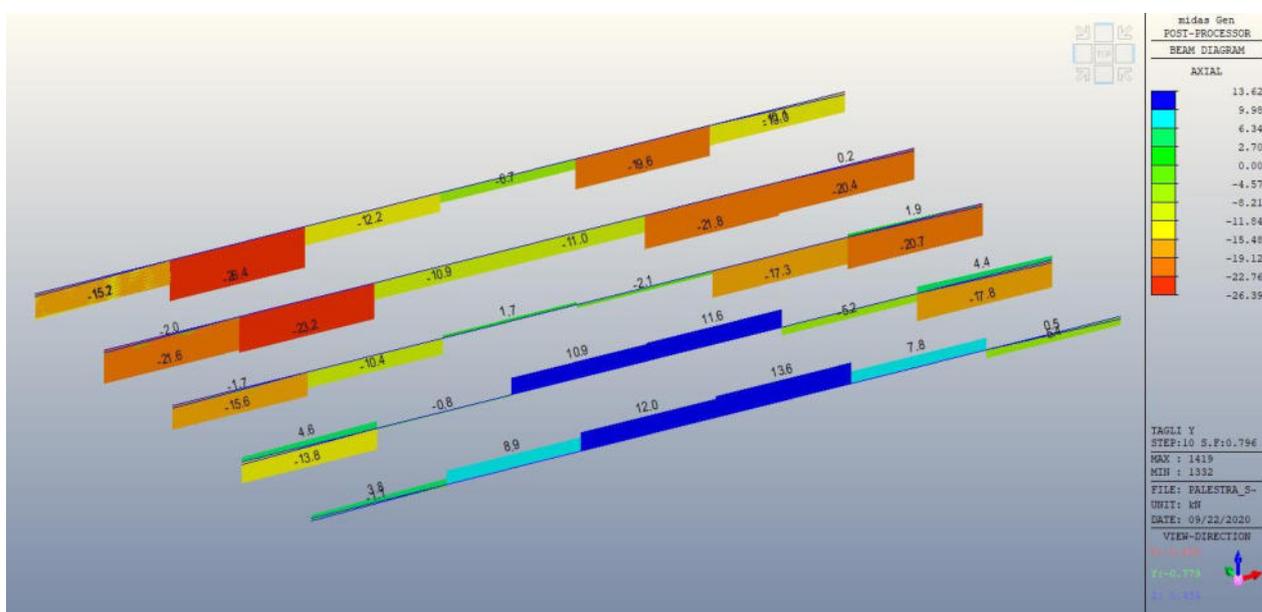


Figura 109: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione Y)

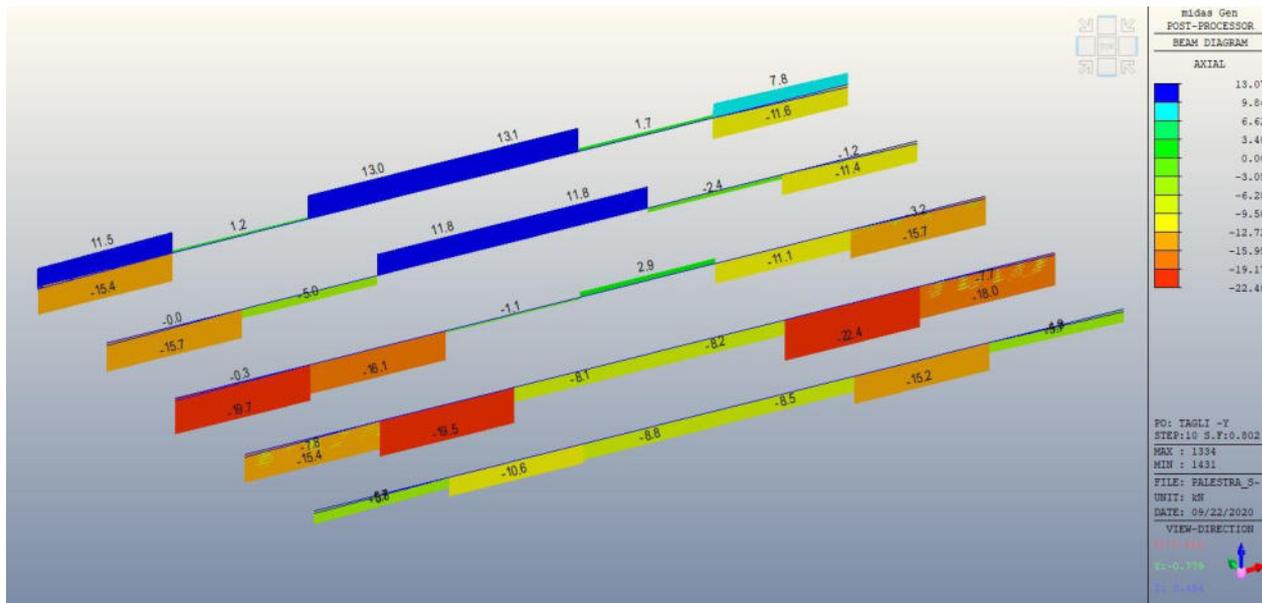


Figura 110: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 1 (direzione -Y)

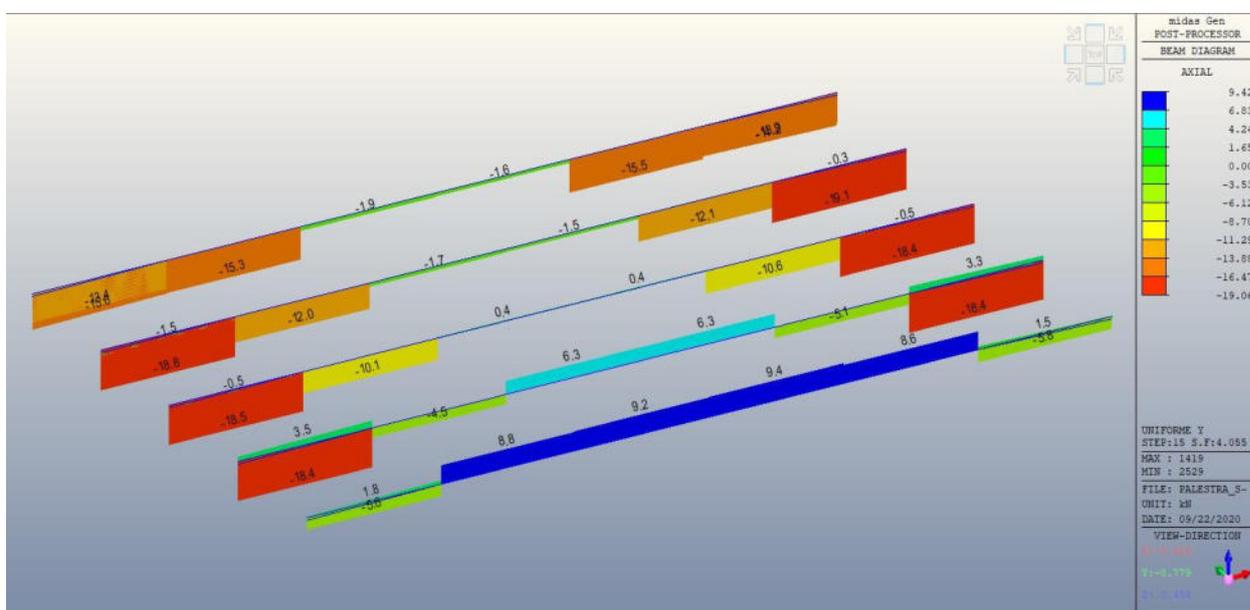


Figura 111: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione Y)

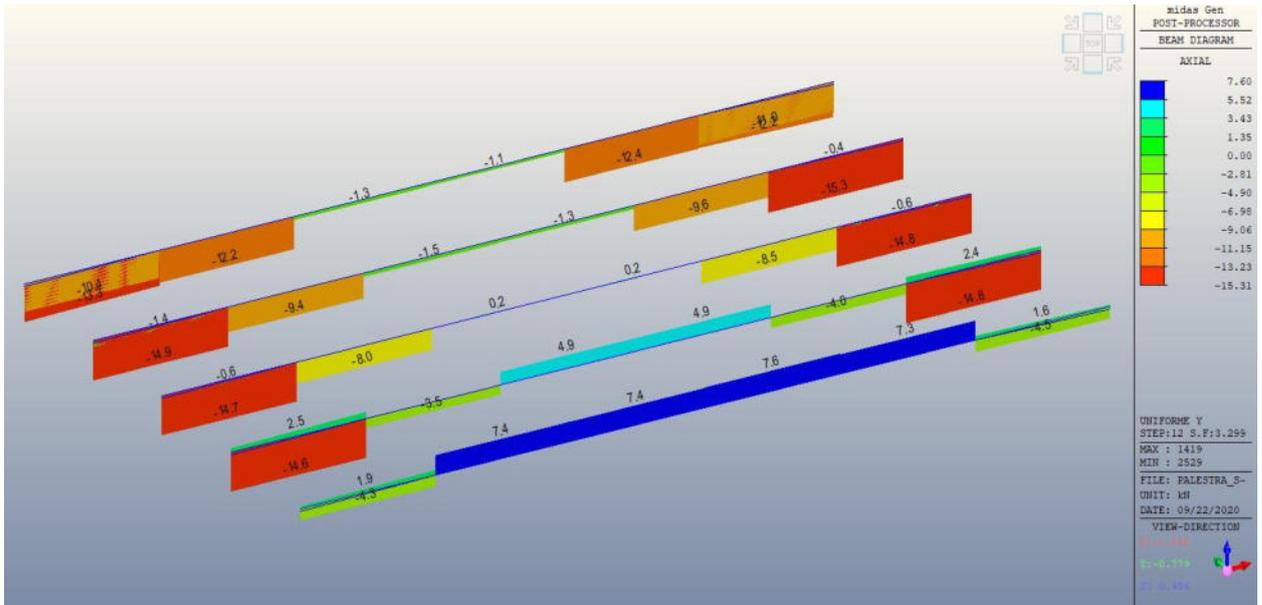


Figura 112: Sollecitazione assiale per gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI CONTROVENTI DI COPERTURA

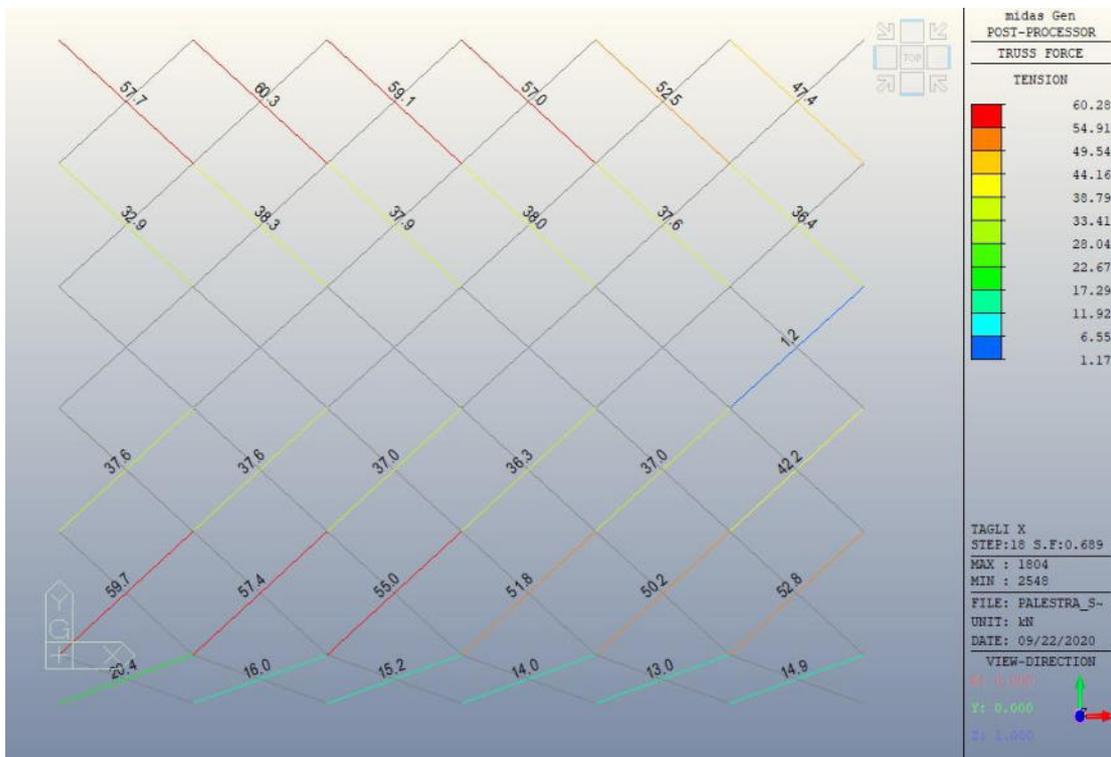


Figura 113: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

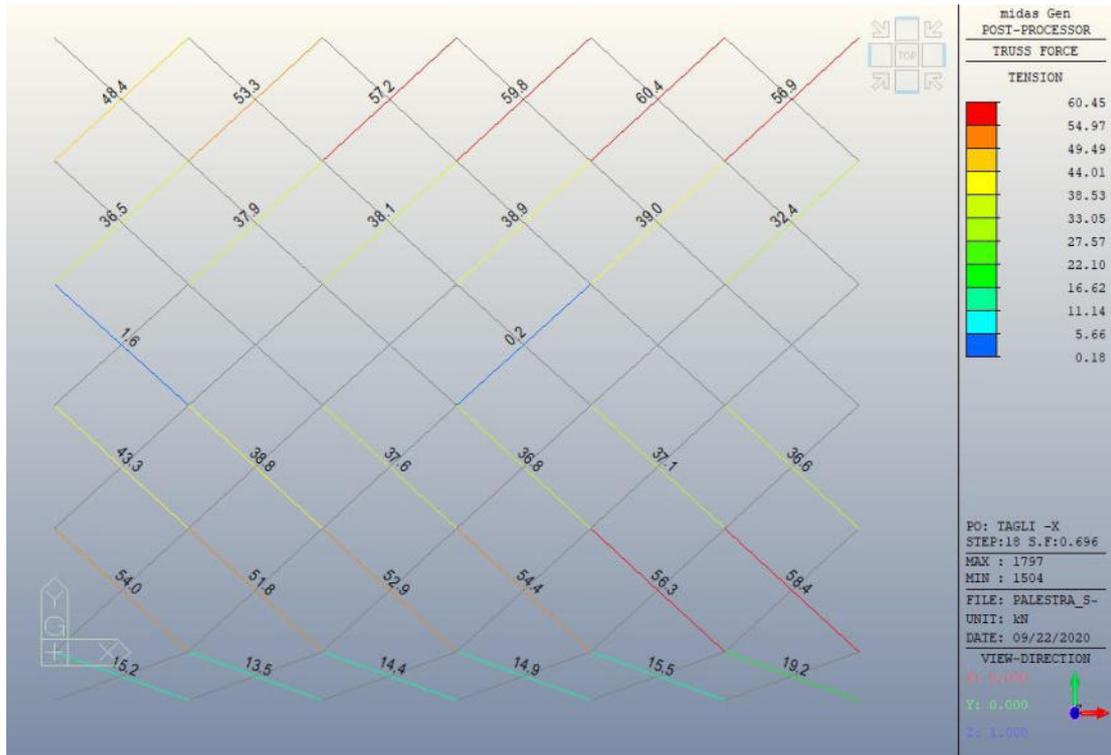


Figura 114: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

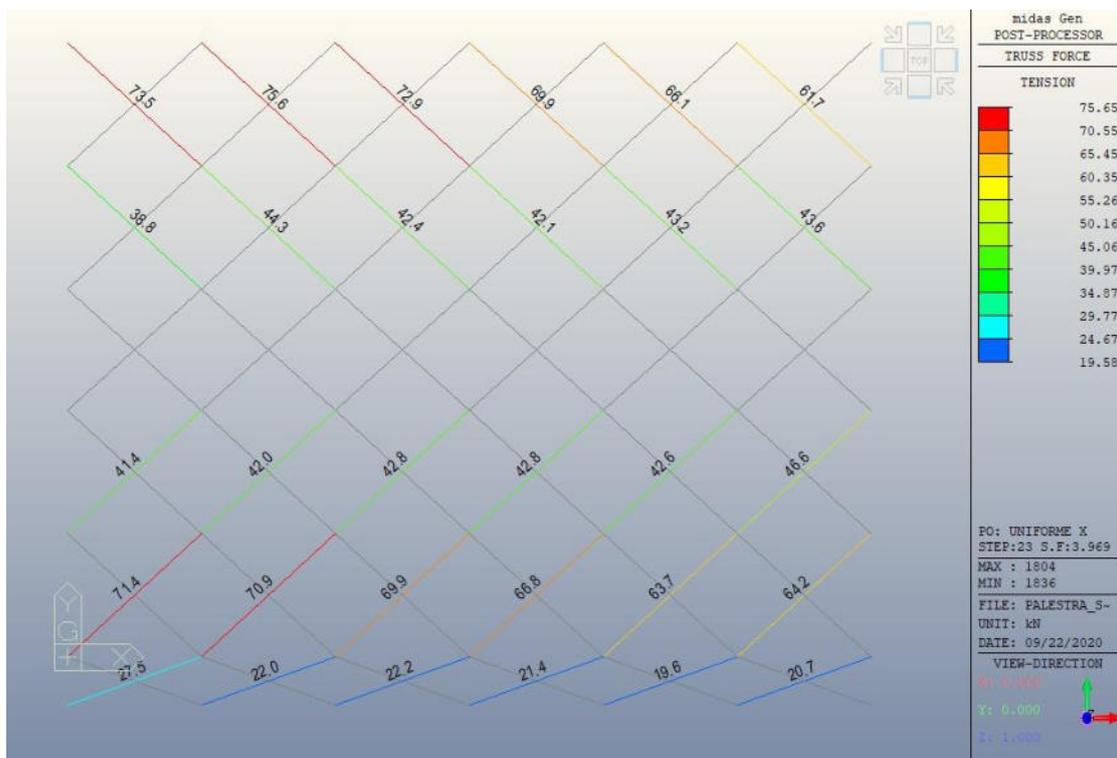


Figura 115: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

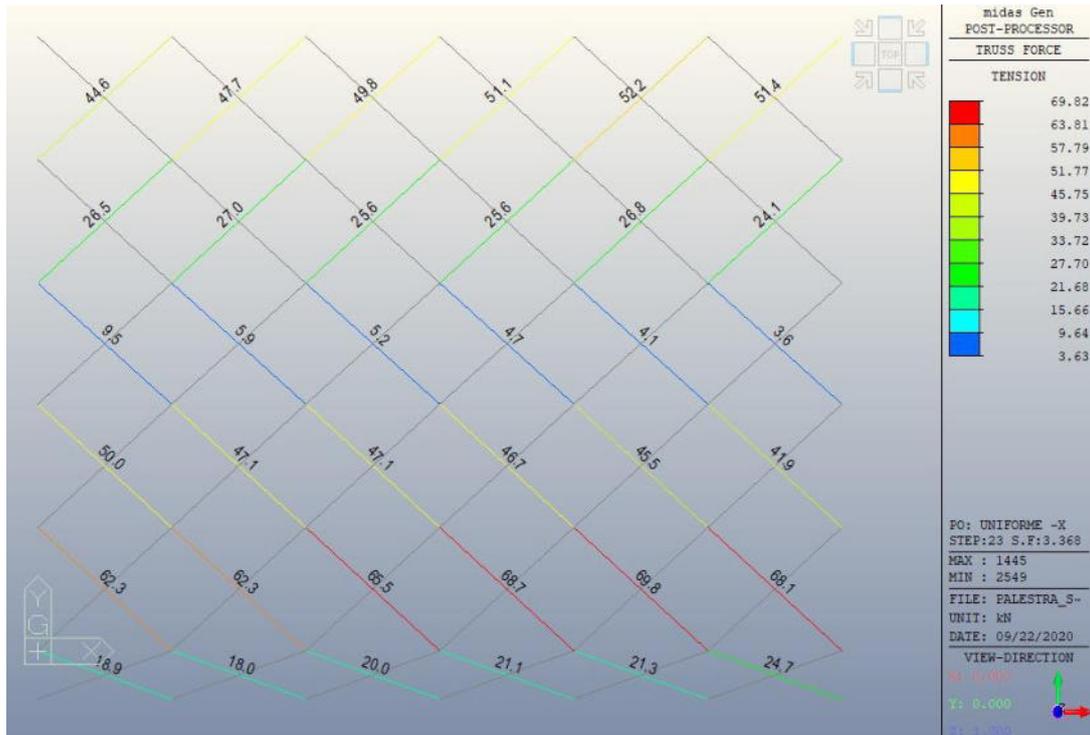


Figura 116: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

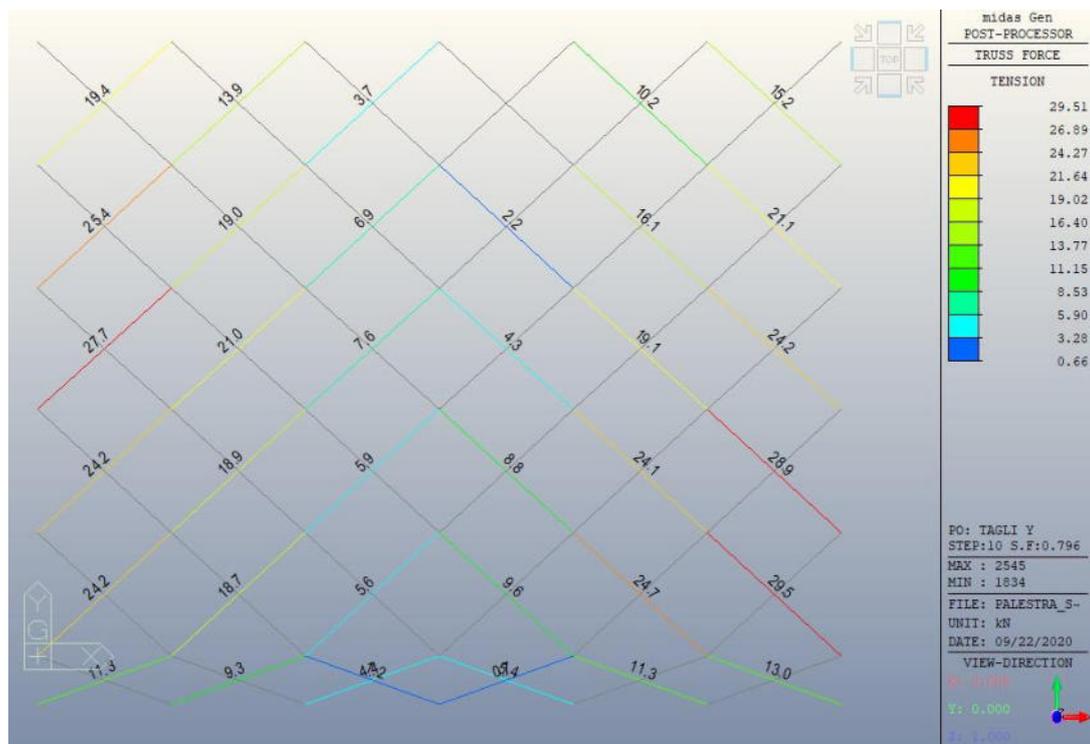


Figura 117: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

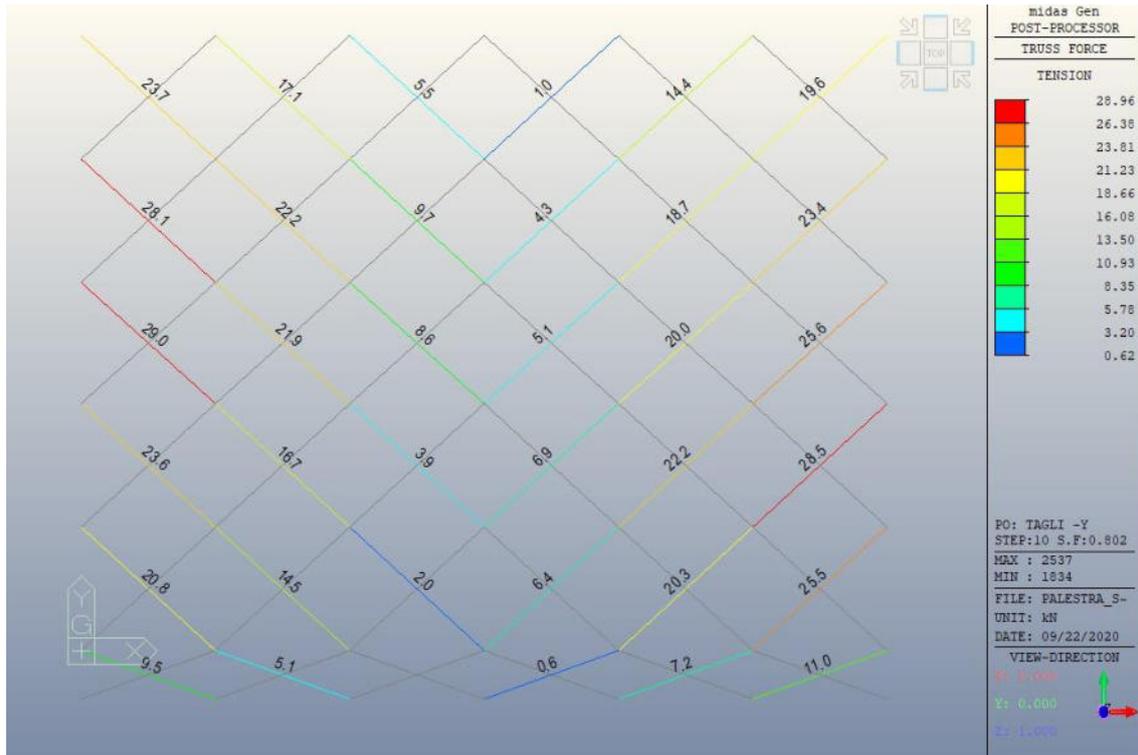


Figura 118: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

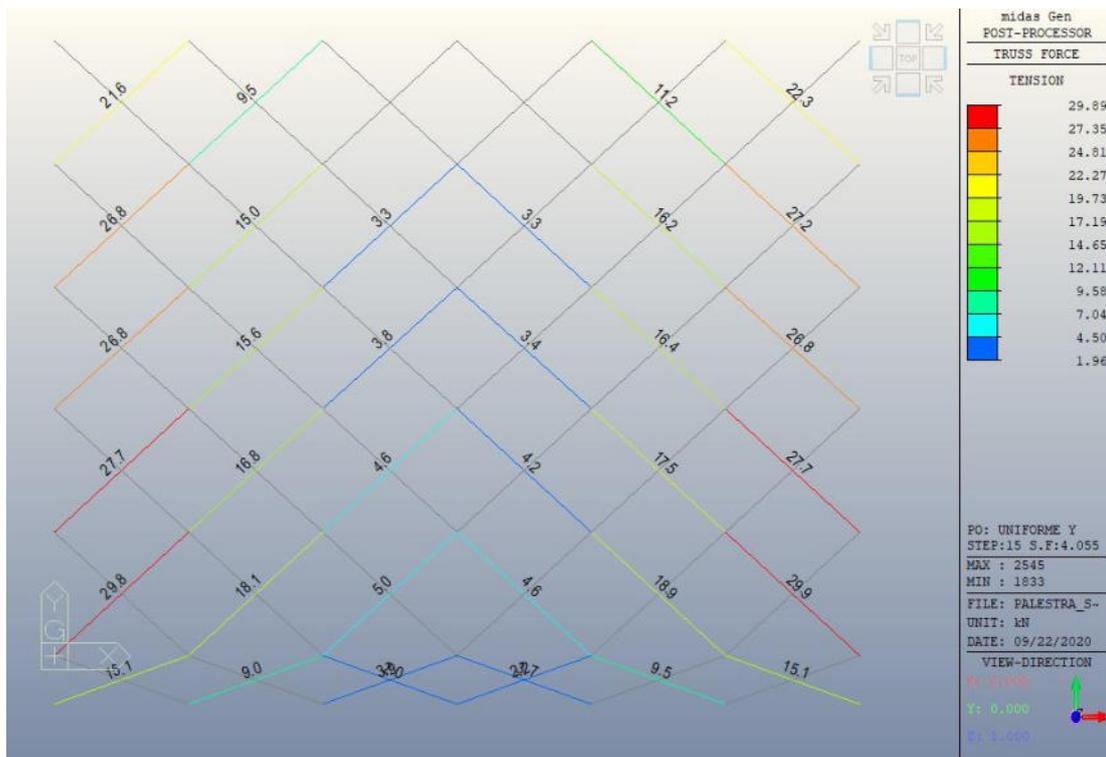


Figura 119: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

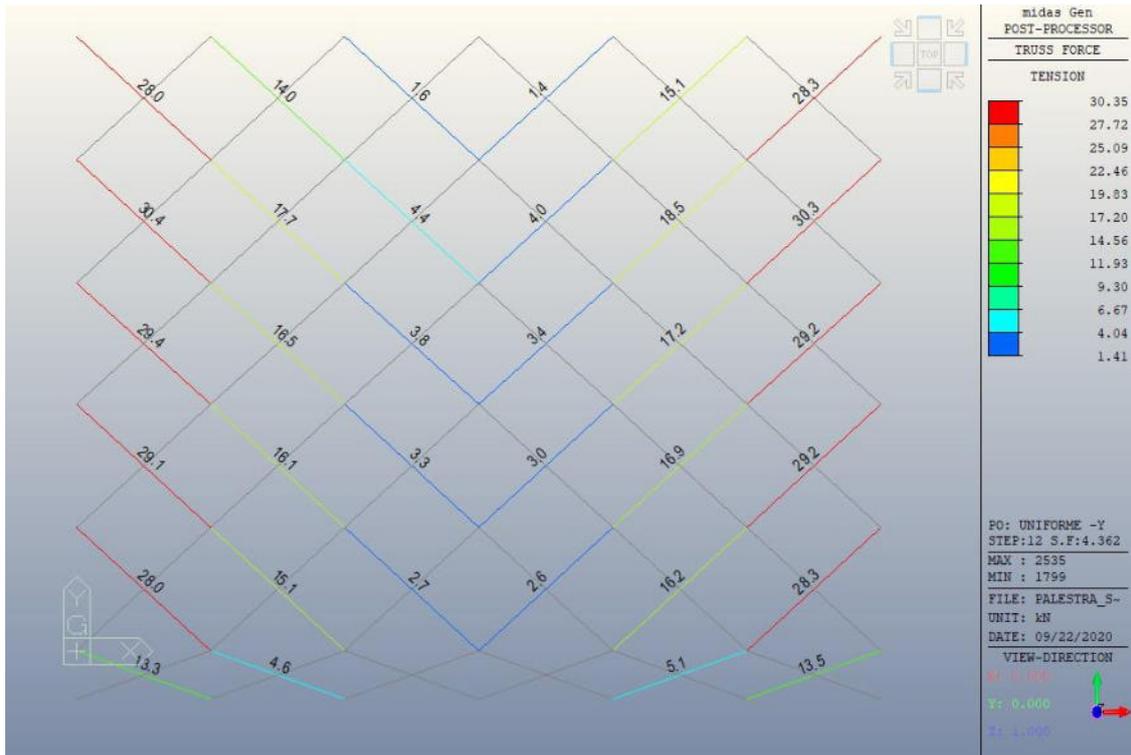


Figura 120: Sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

- SOLLECITAZIONI TRAVI DI COPERTURA IN C.A.P.

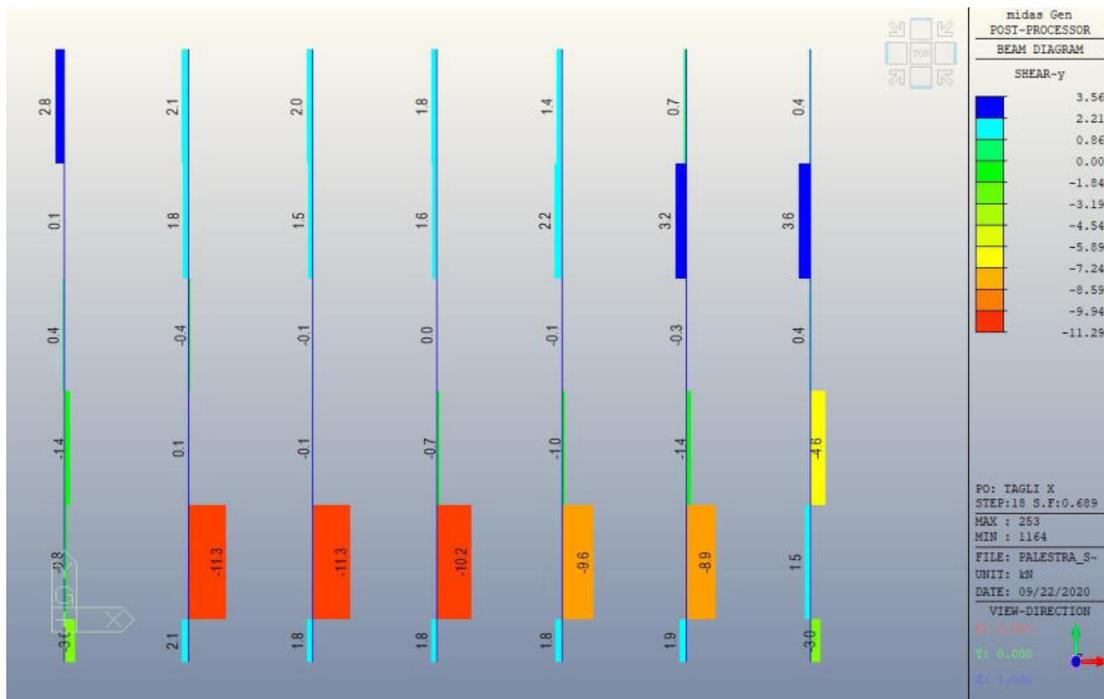


Figura 121: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione X)

Lavori di adeguamento strutturale alle azioni sismiche della palestra comunale del capoluogo
 Progetto definitivo/esecutivo

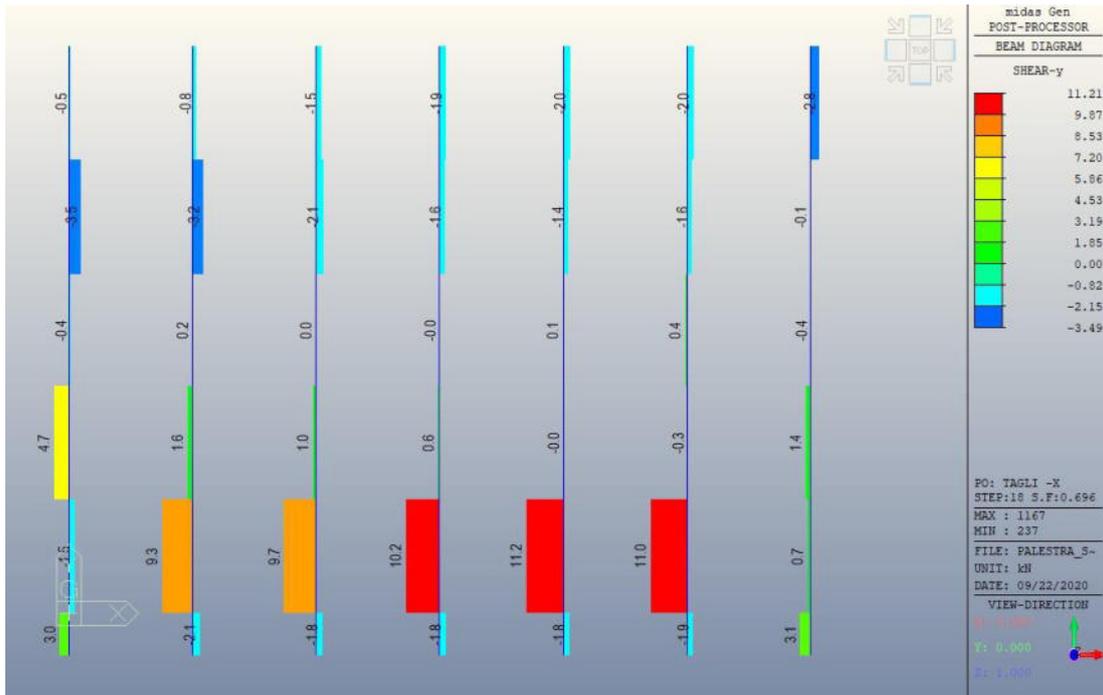


Figura 122: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

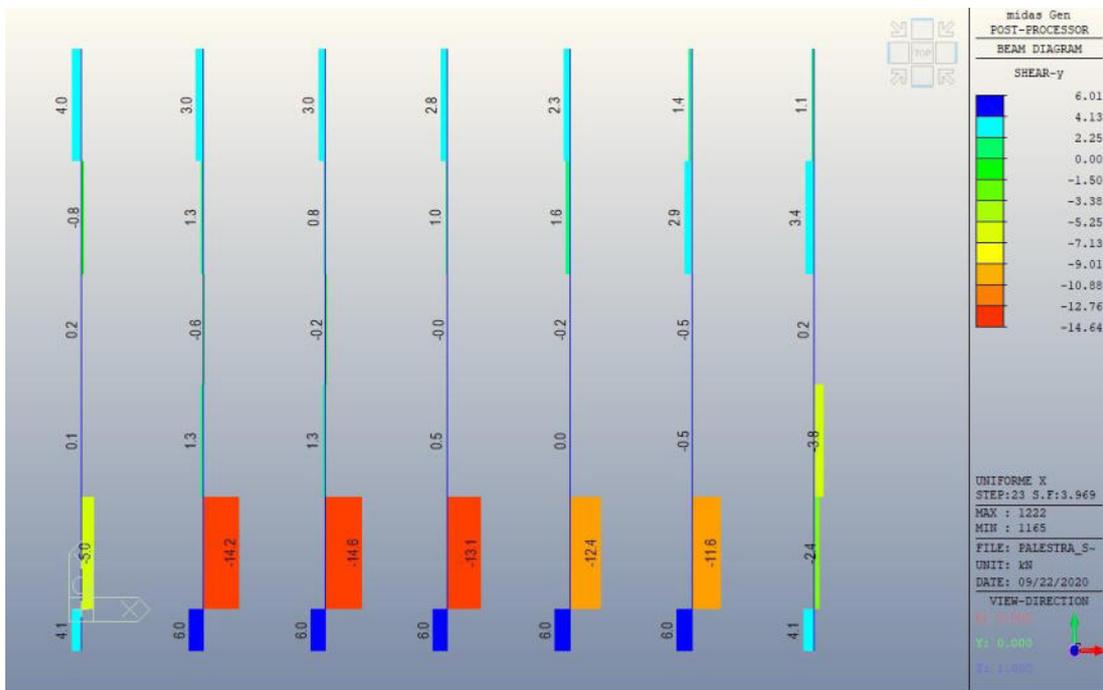


Figura 123: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione X)

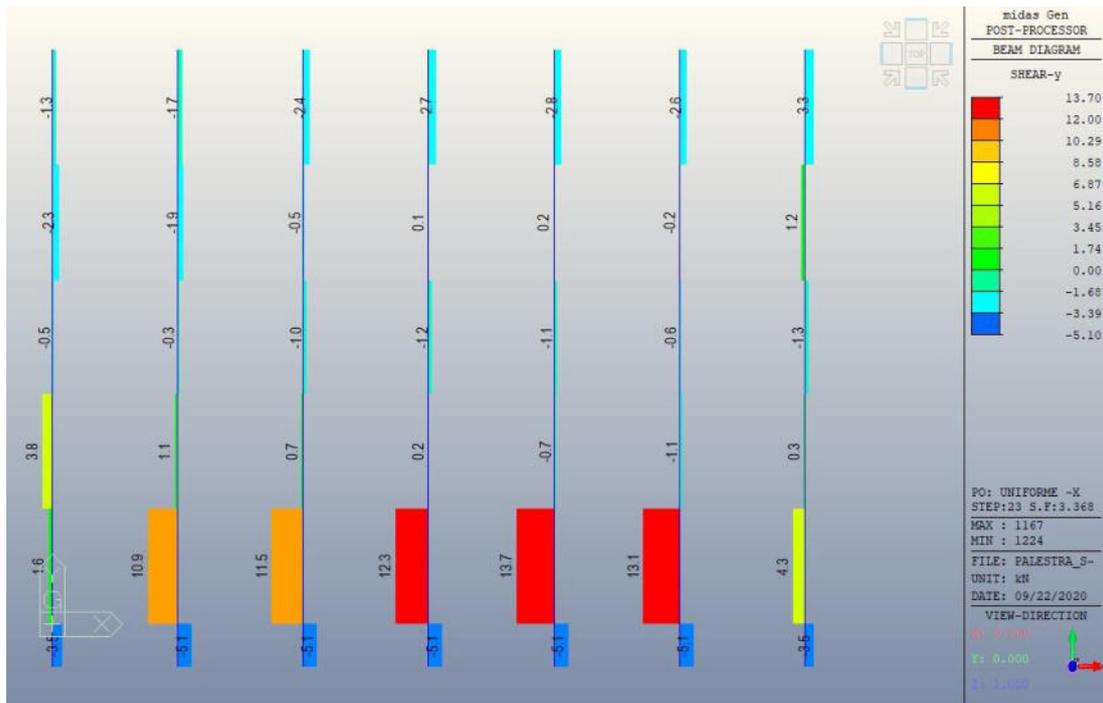


Figura 124: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

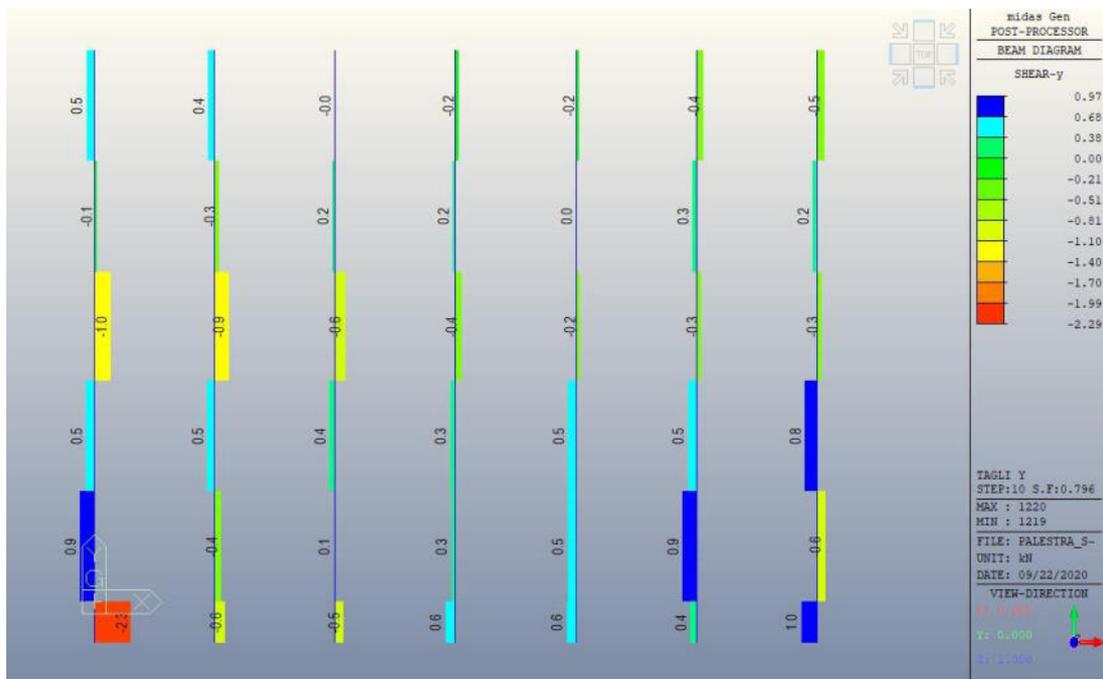


Figura 125: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

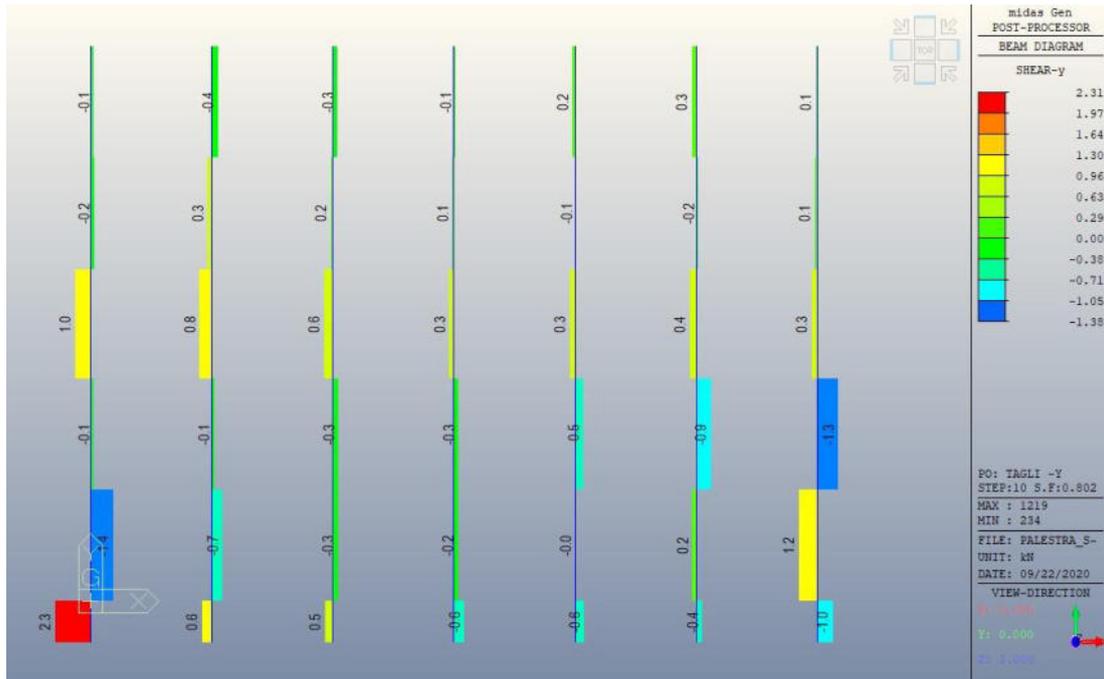


Figura 126: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

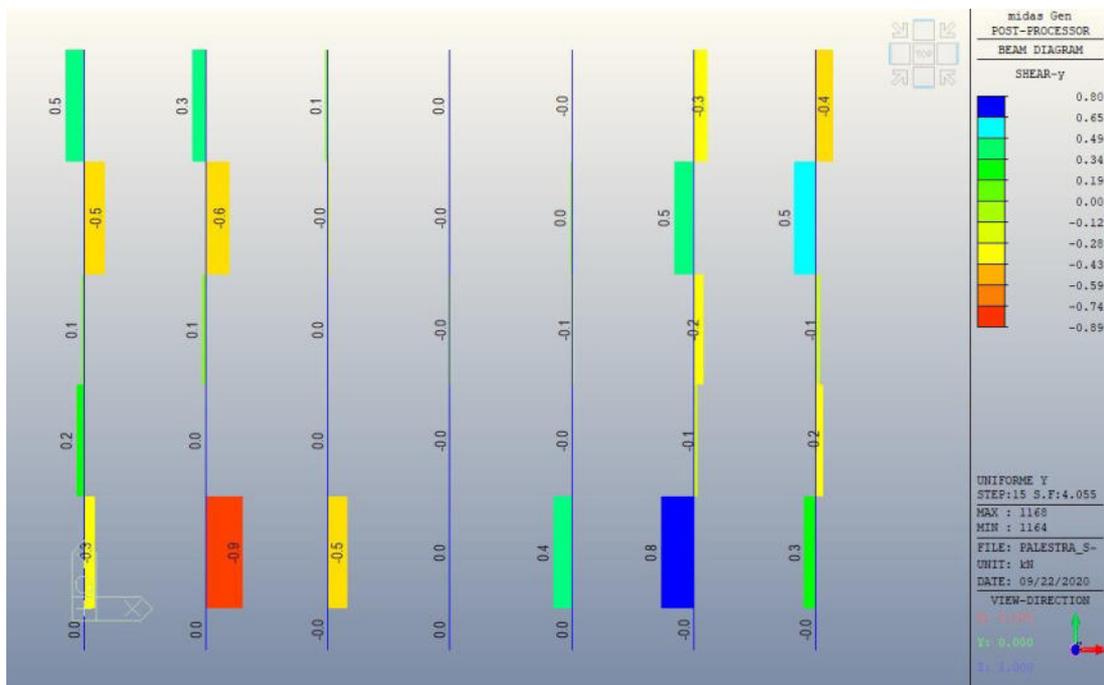


Figura 127: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

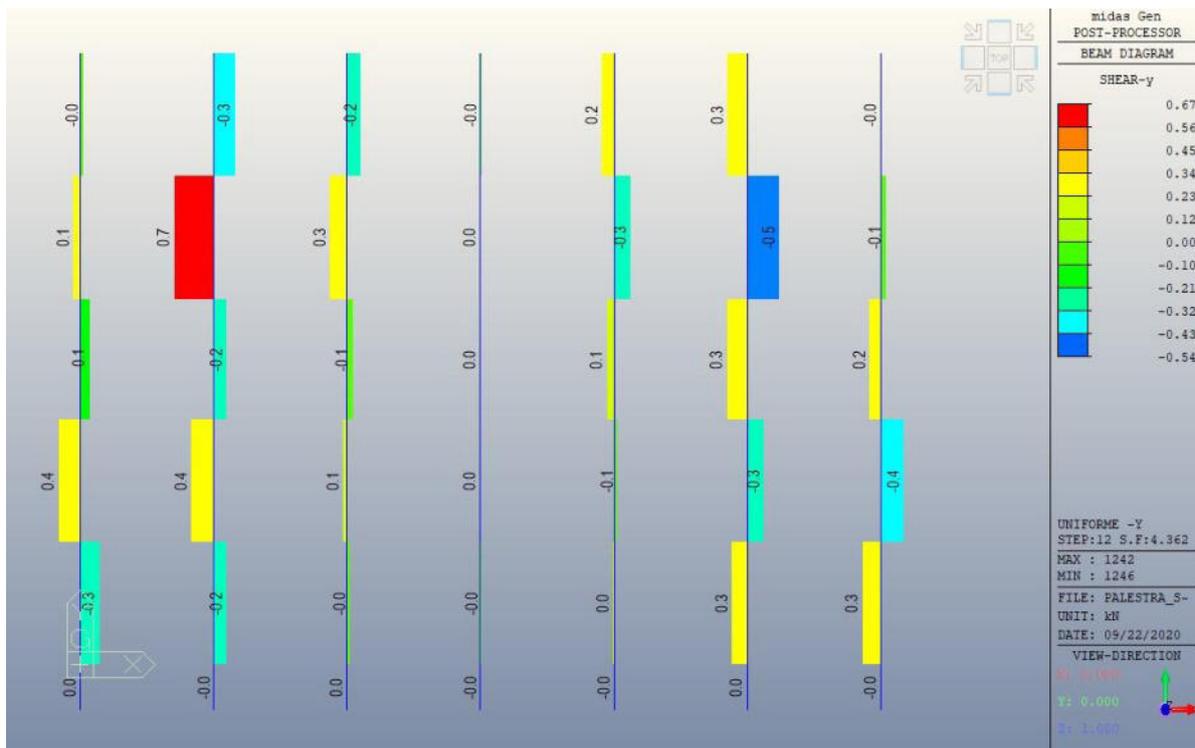


Figura 128: Sollecitazione di taglio per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

- SOLLECITAZIONI CONTROVENTI DI PARETE

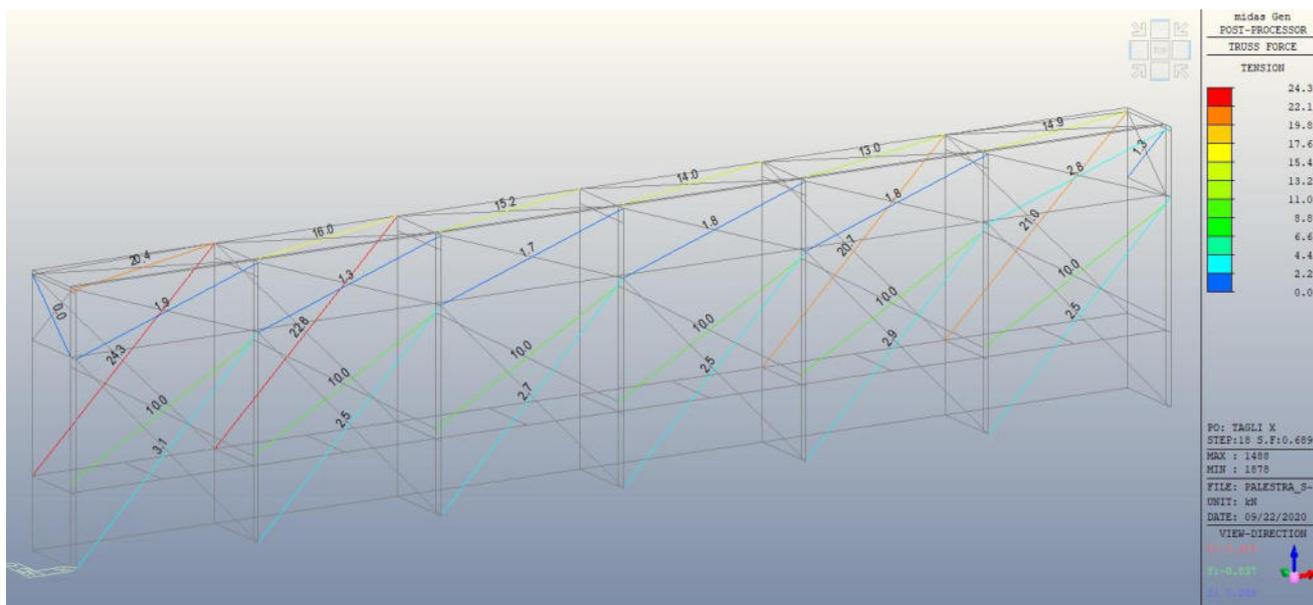


Figura 129: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

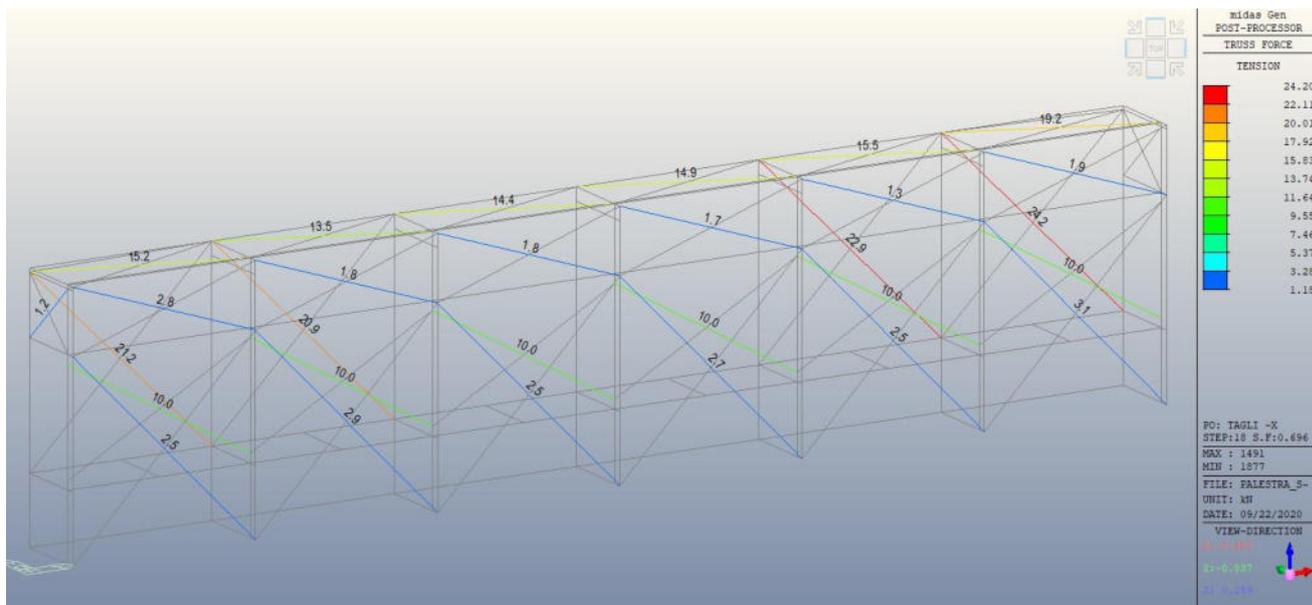


Figura 130: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

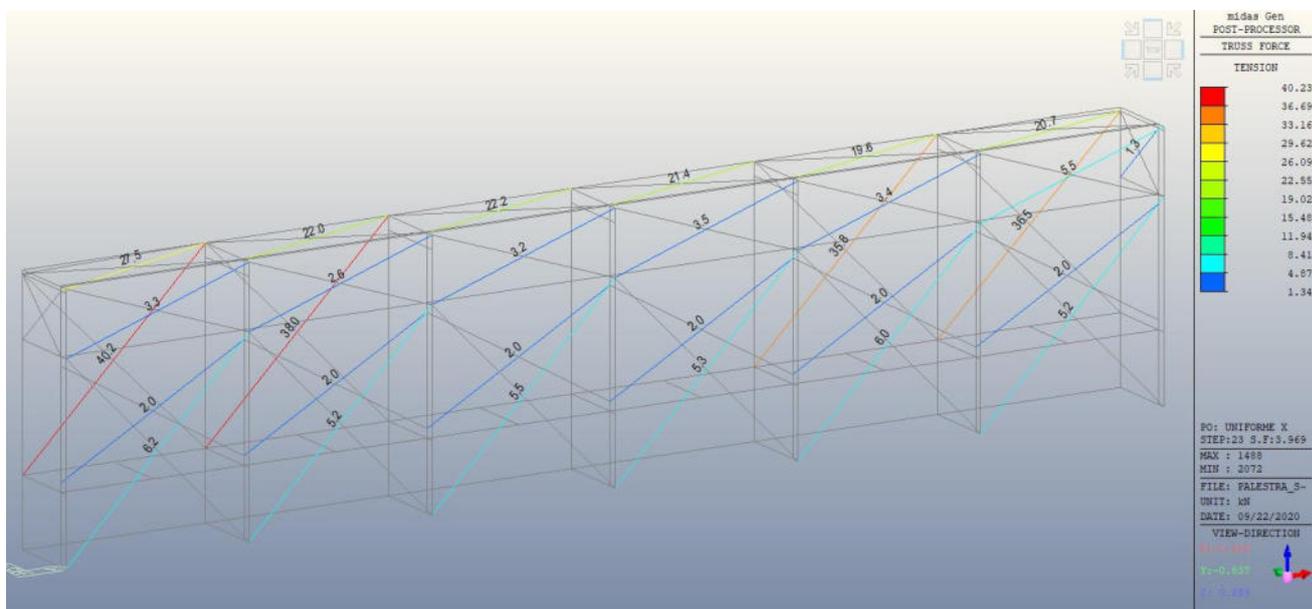


Figura 131: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

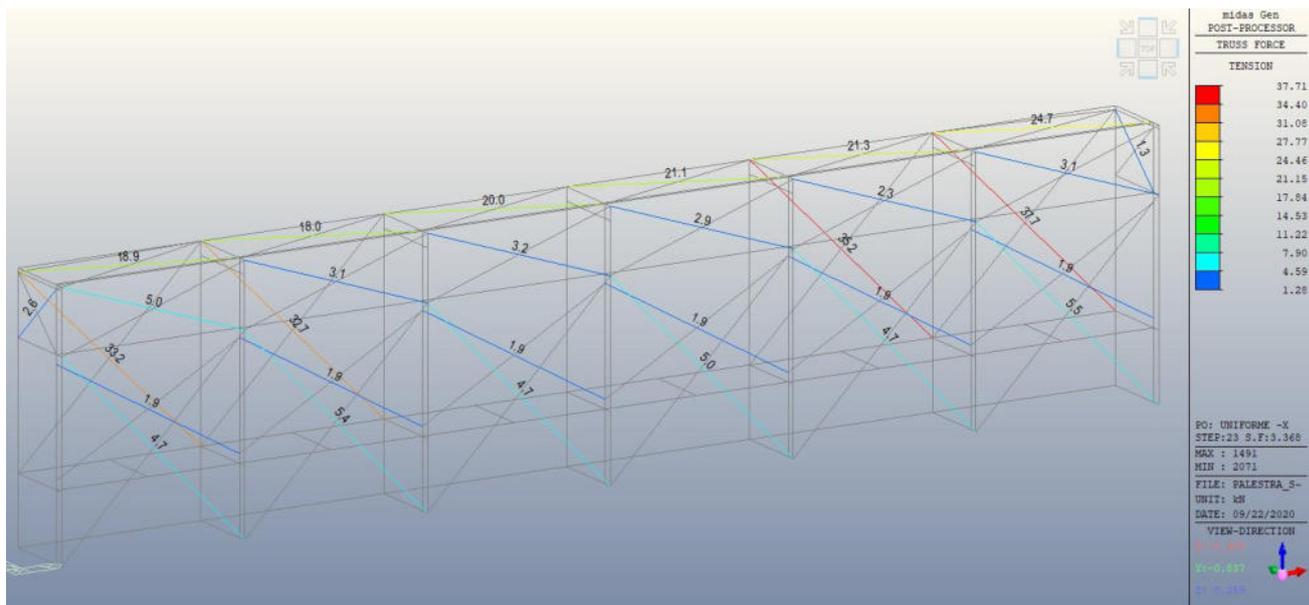


Figura 132: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

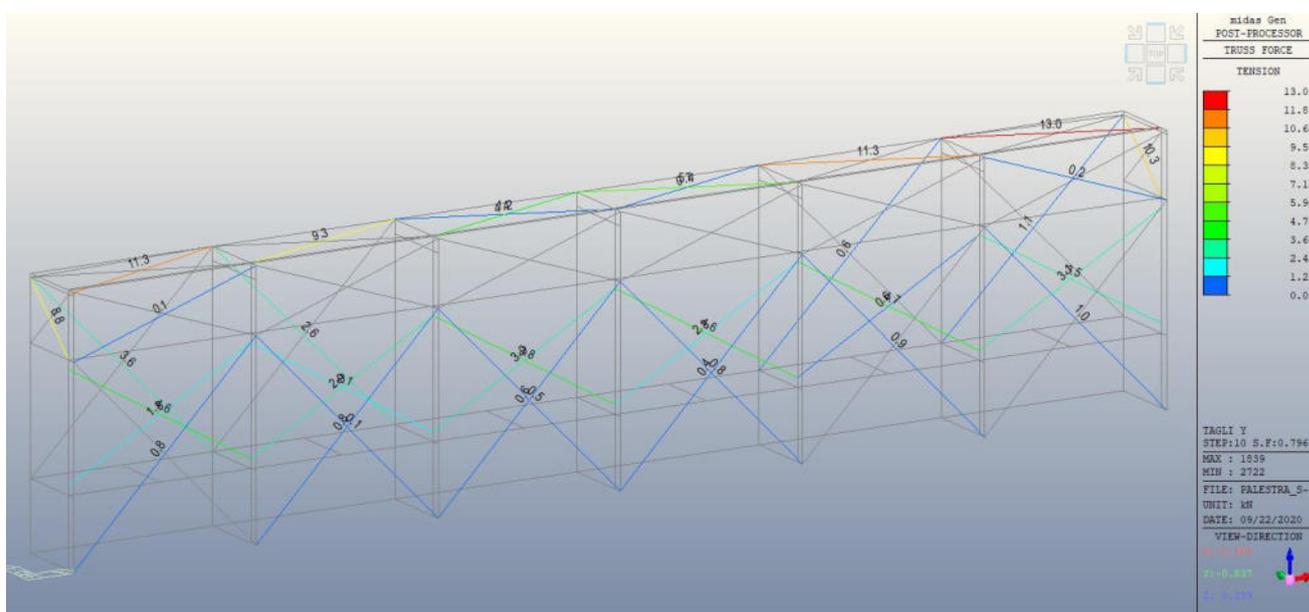


Figura 133: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

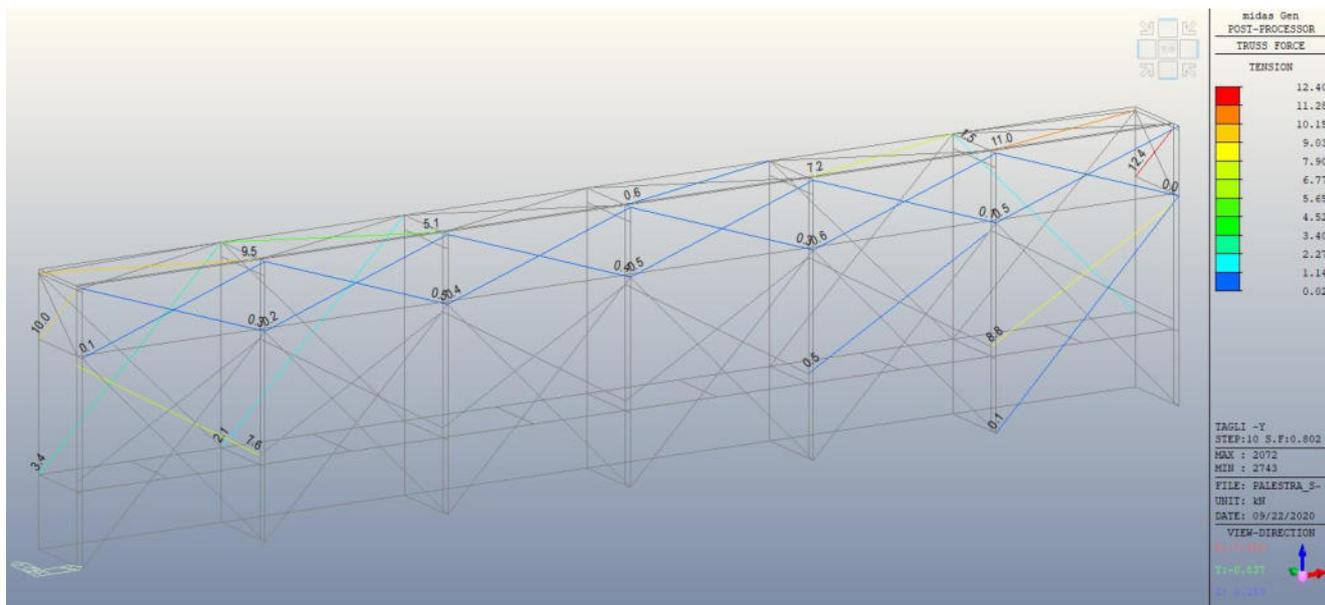


Figura 134: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

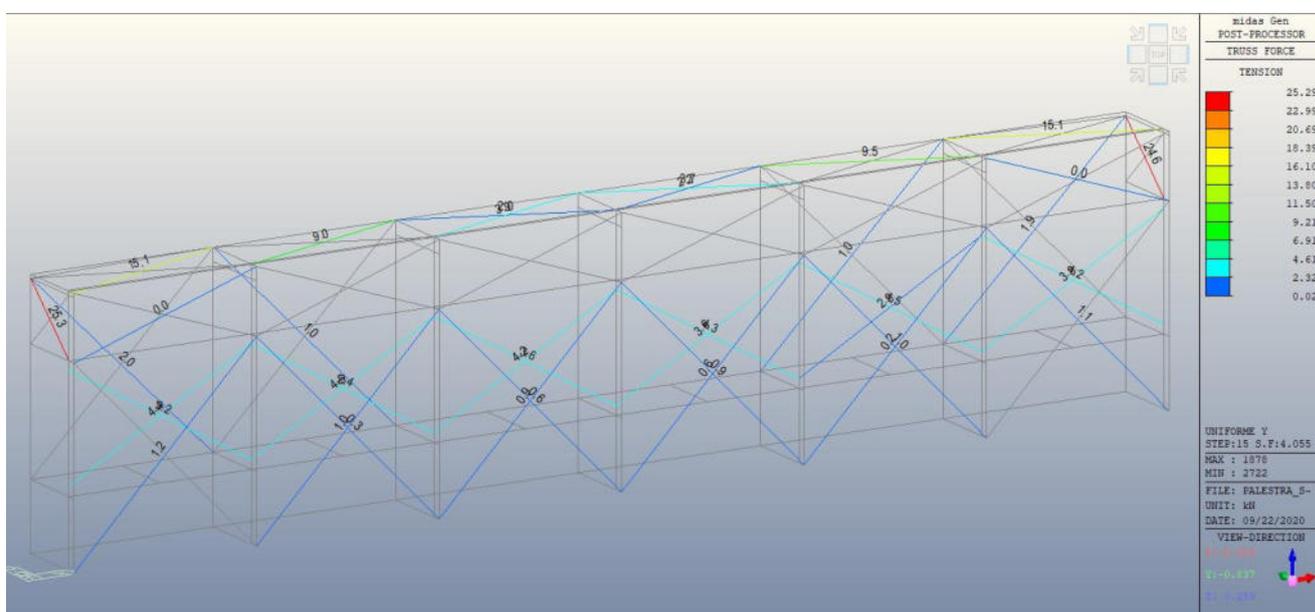


Figura 135: Controventi Nord, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

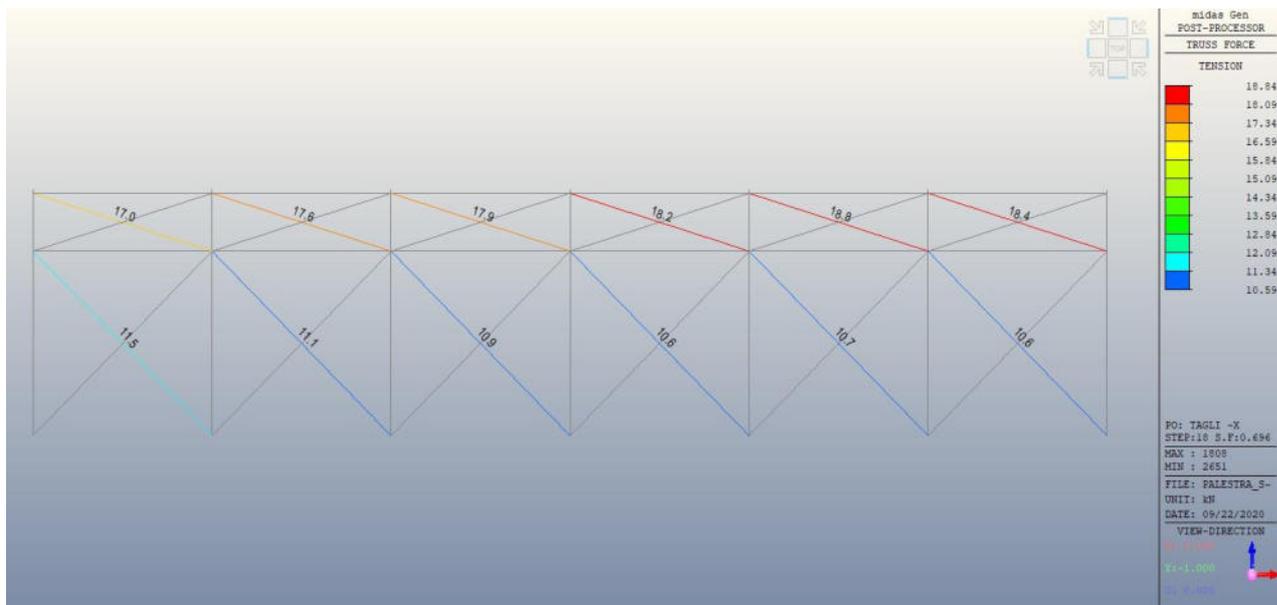


Figura 138: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

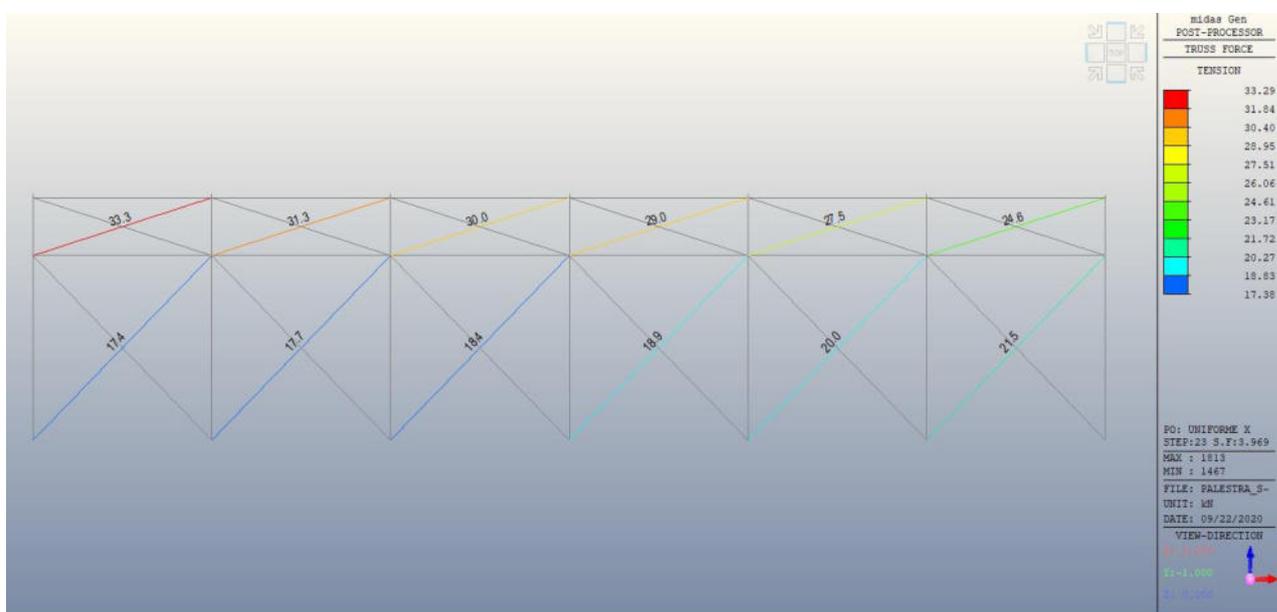


Figura 139: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

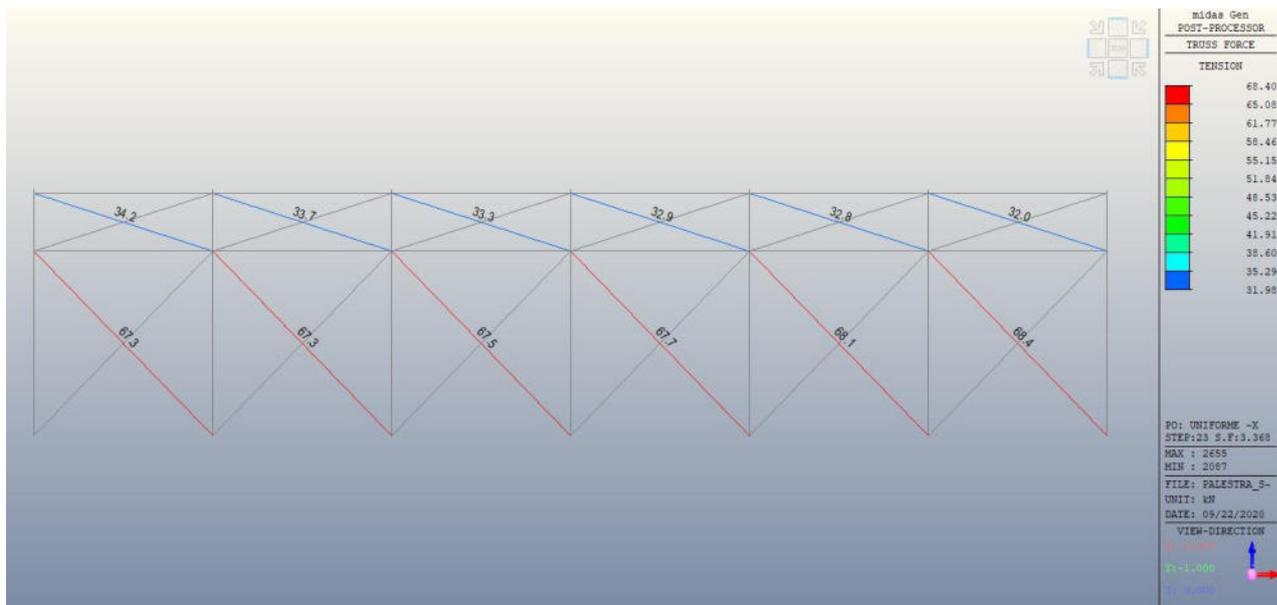


Figura 140: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

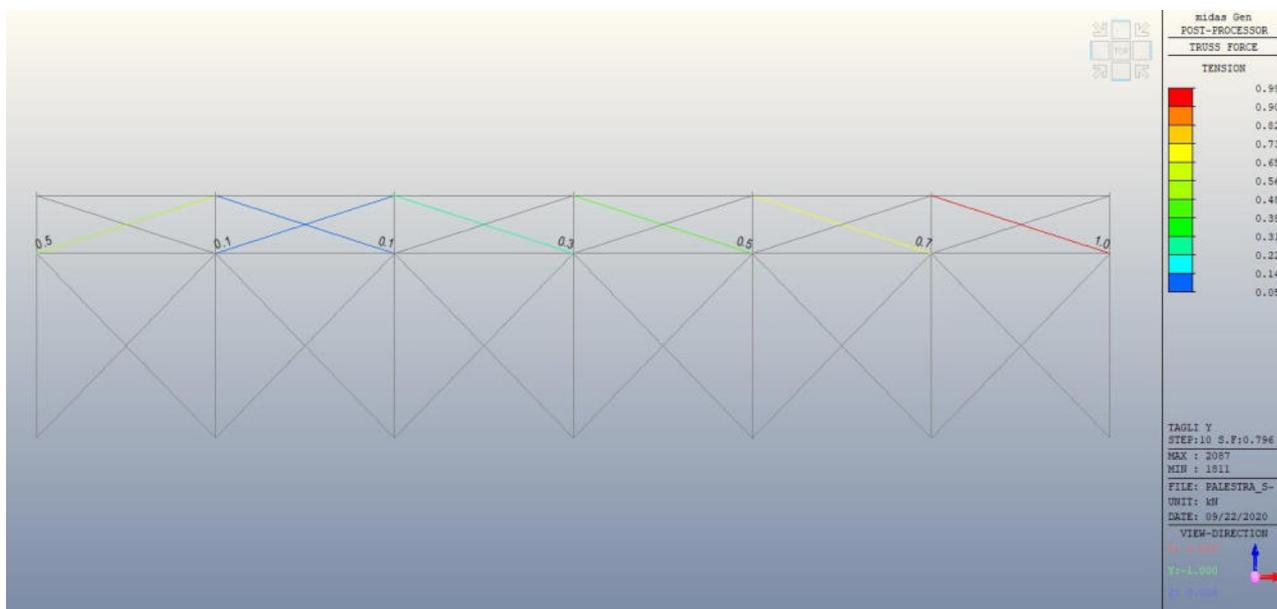


Figura 141: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

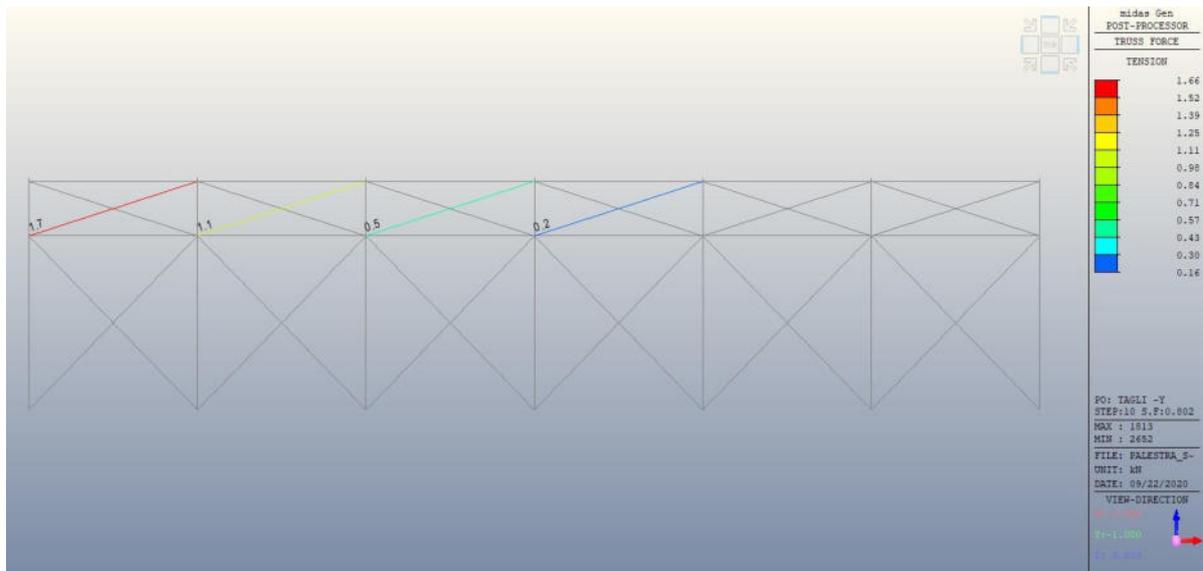


Figura 142: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

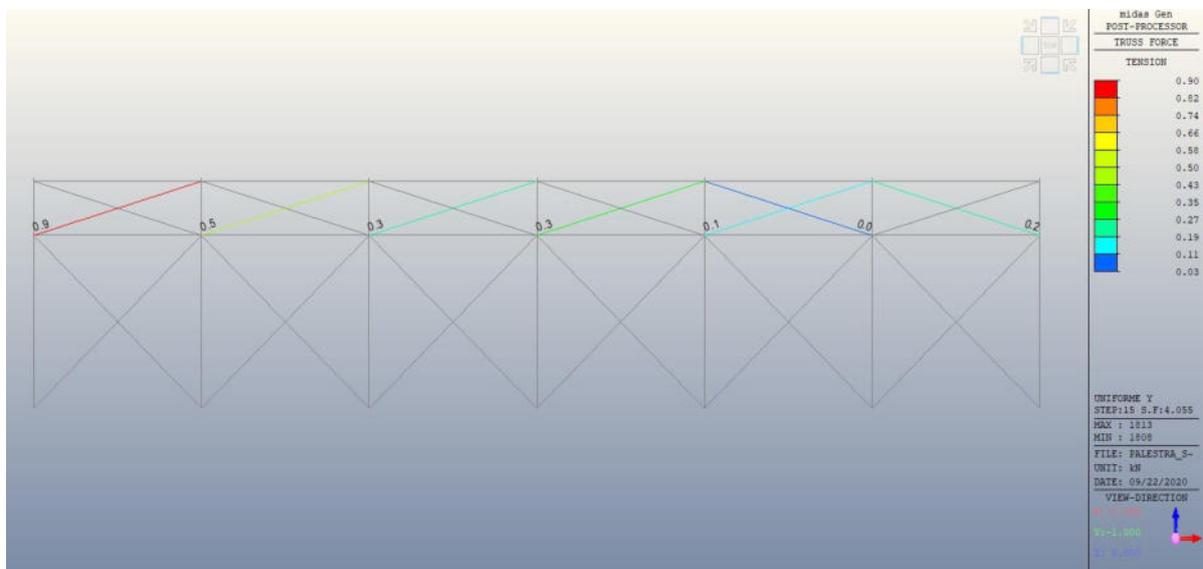


Figura 143: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

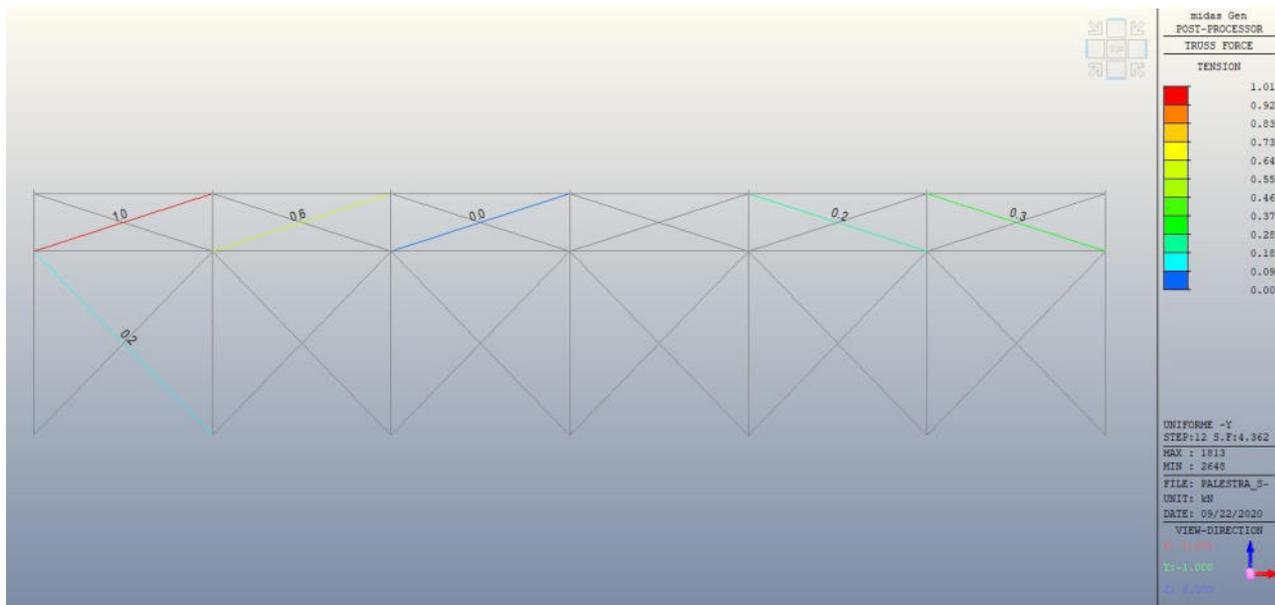


Figura 144: Controventi Sud, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

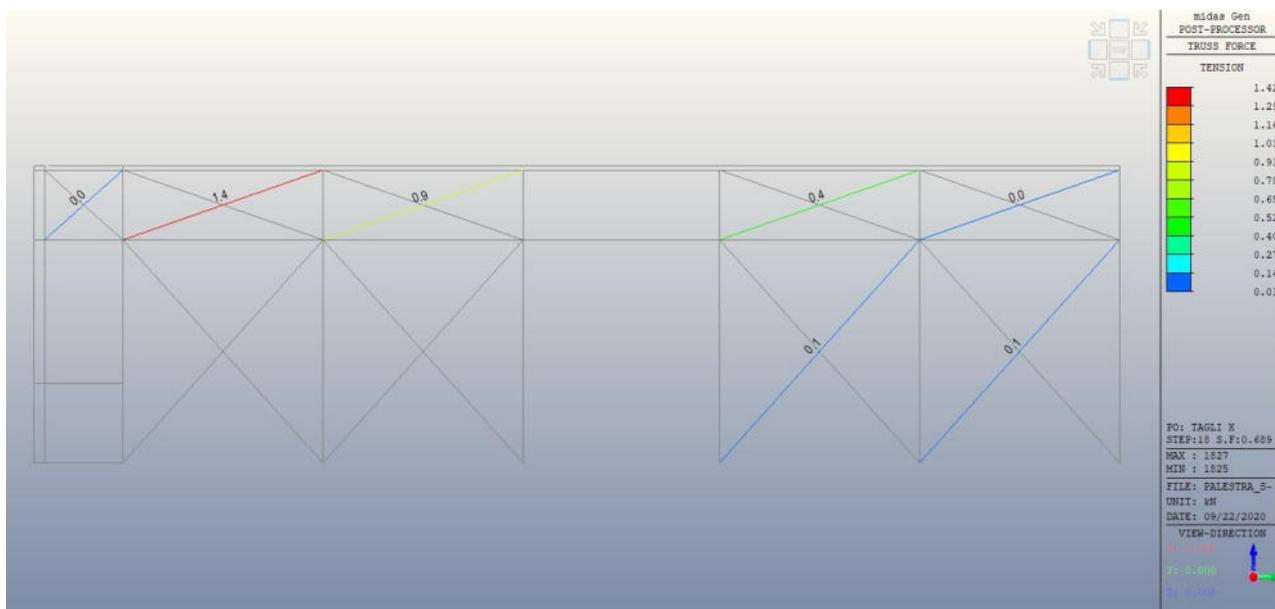


Figura 145: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

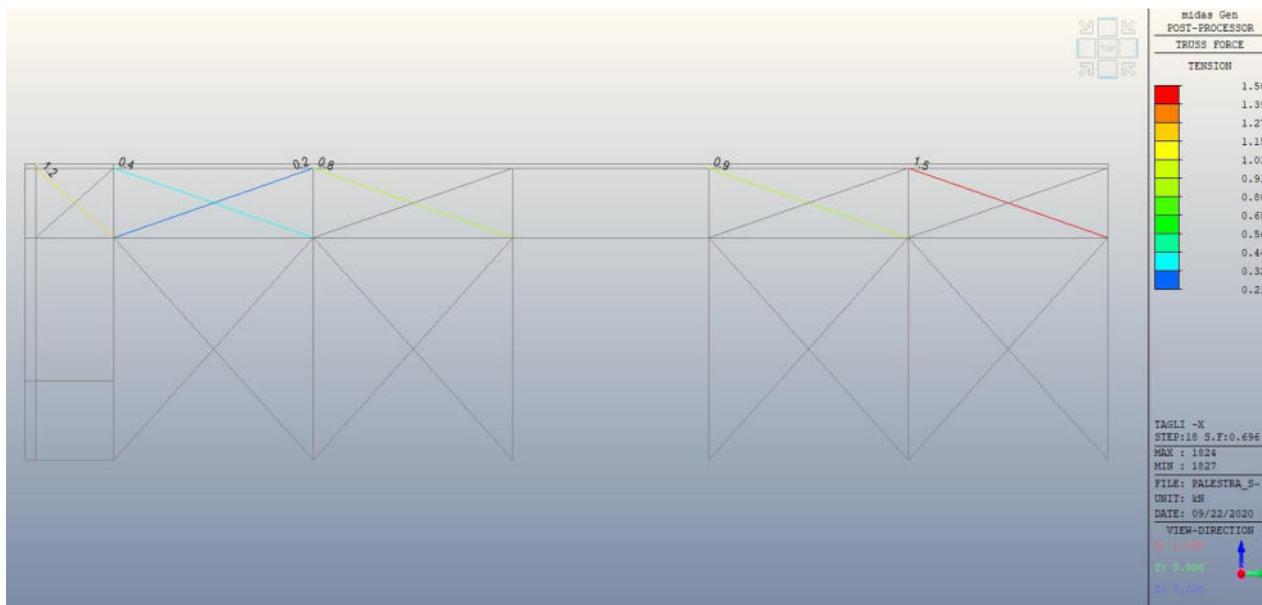


Figura 146: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

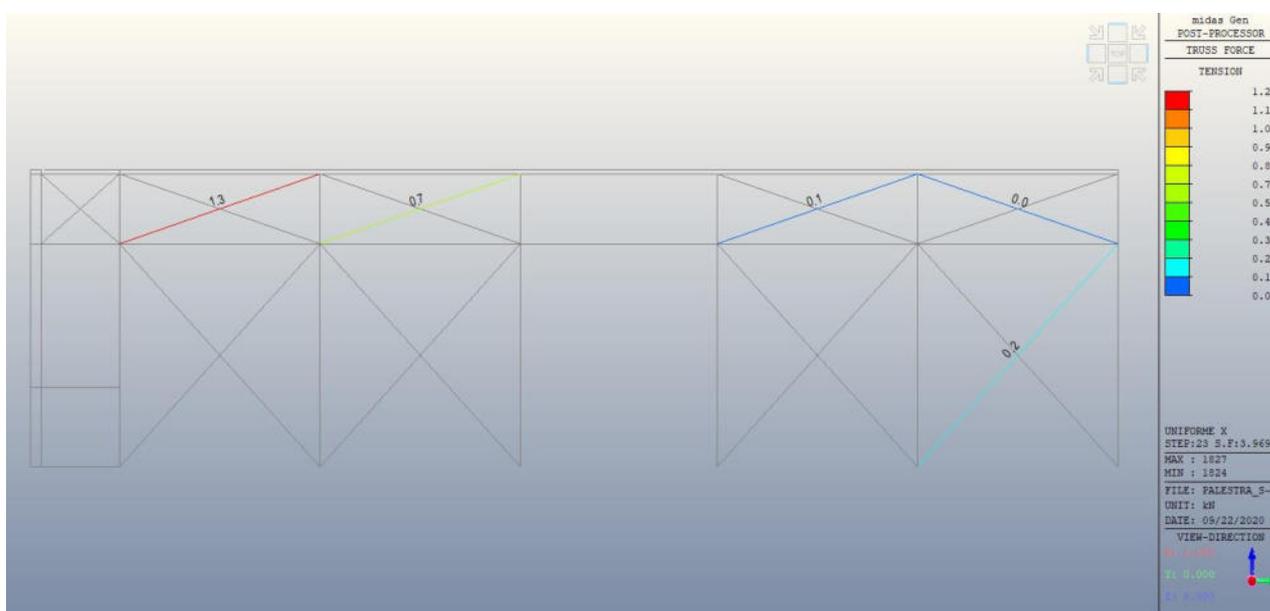


Figura 147: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

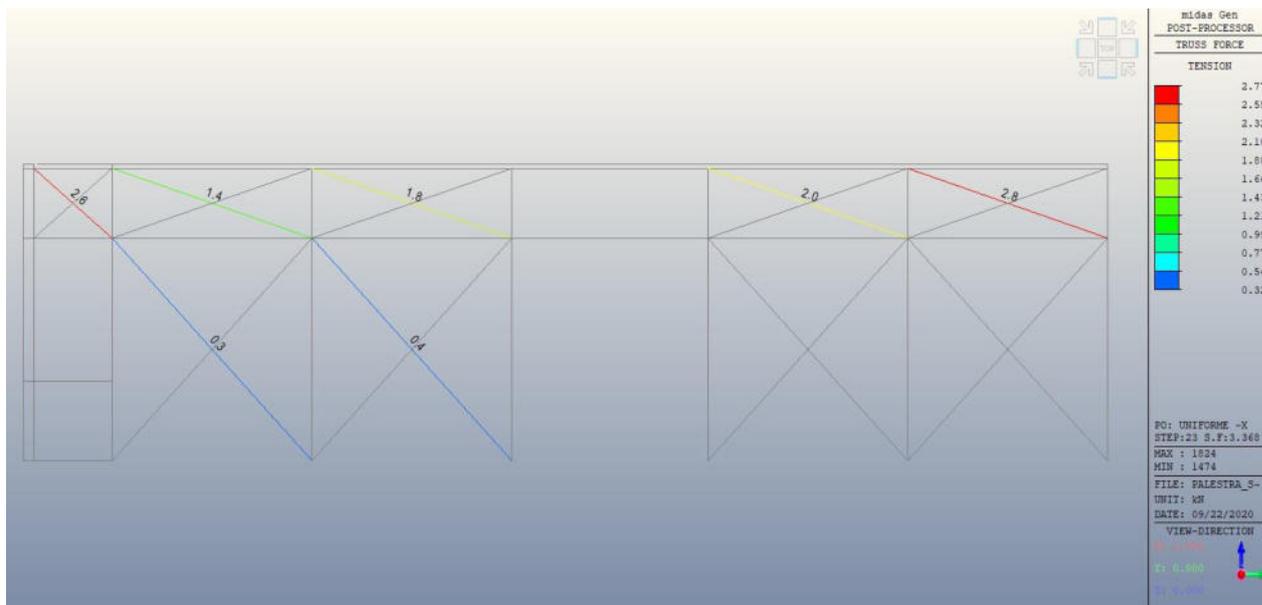


Figura 148: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

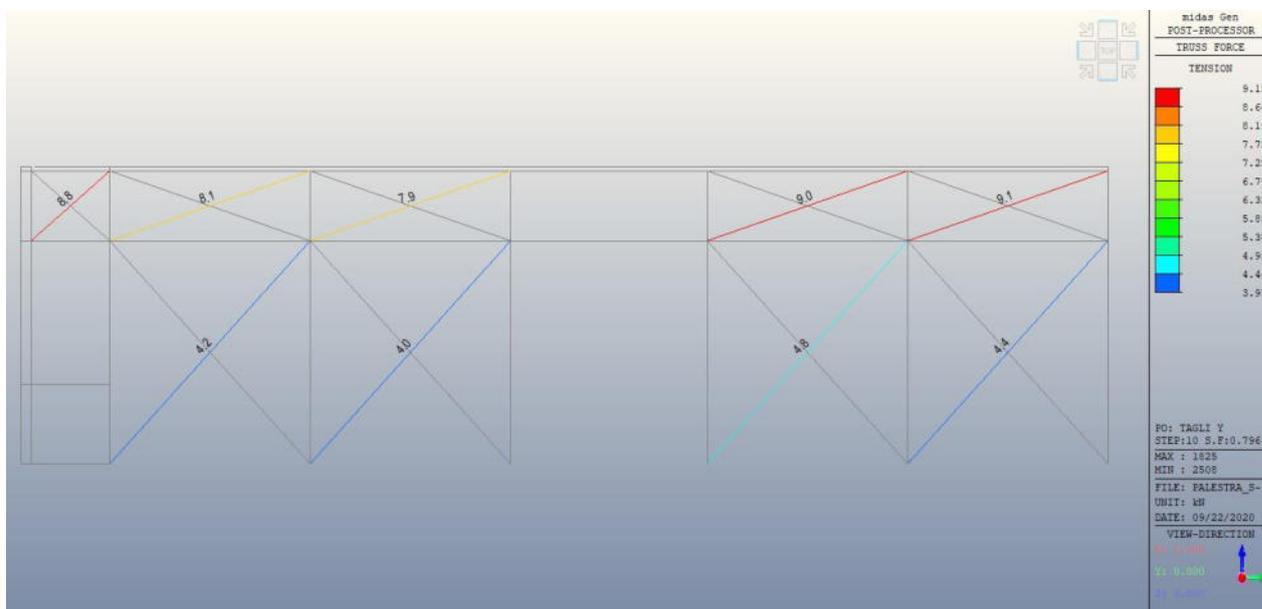


Figura 149: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

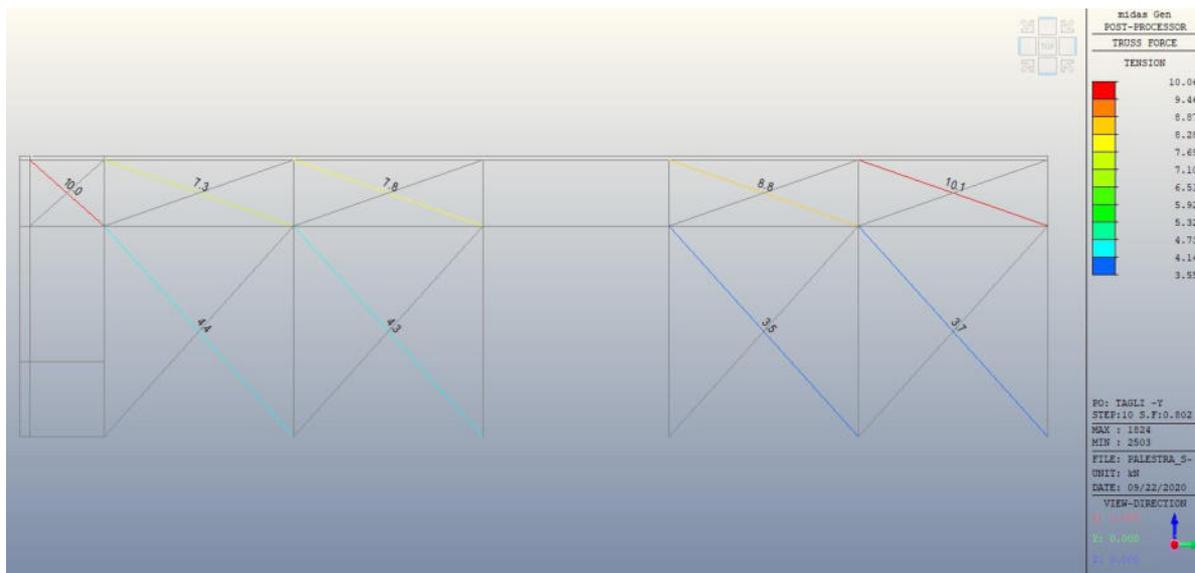


Figura 150: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

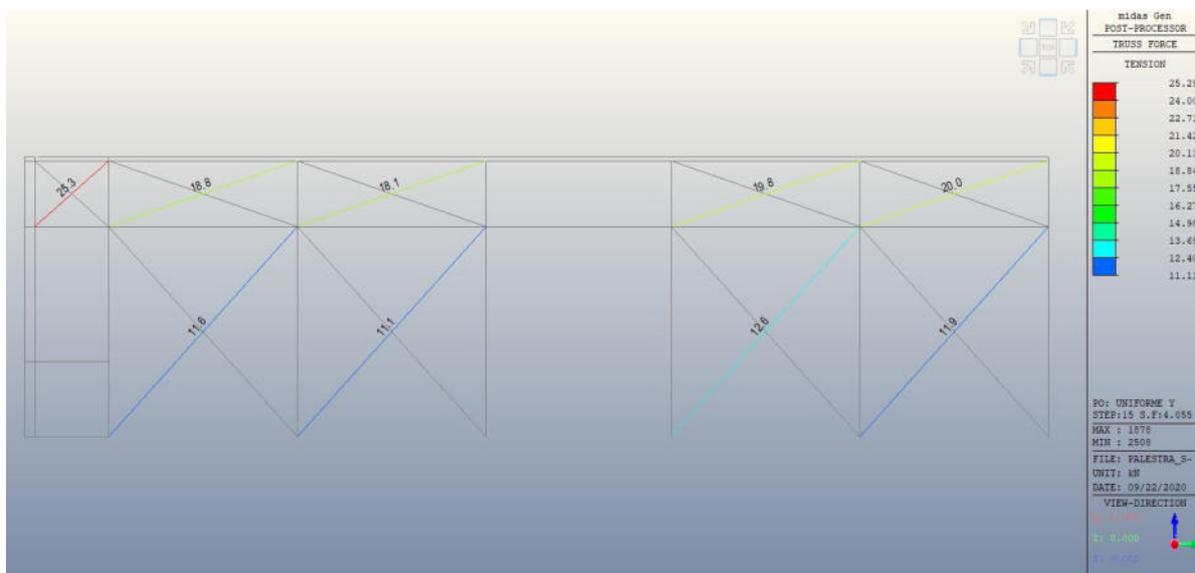


Figura 151: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

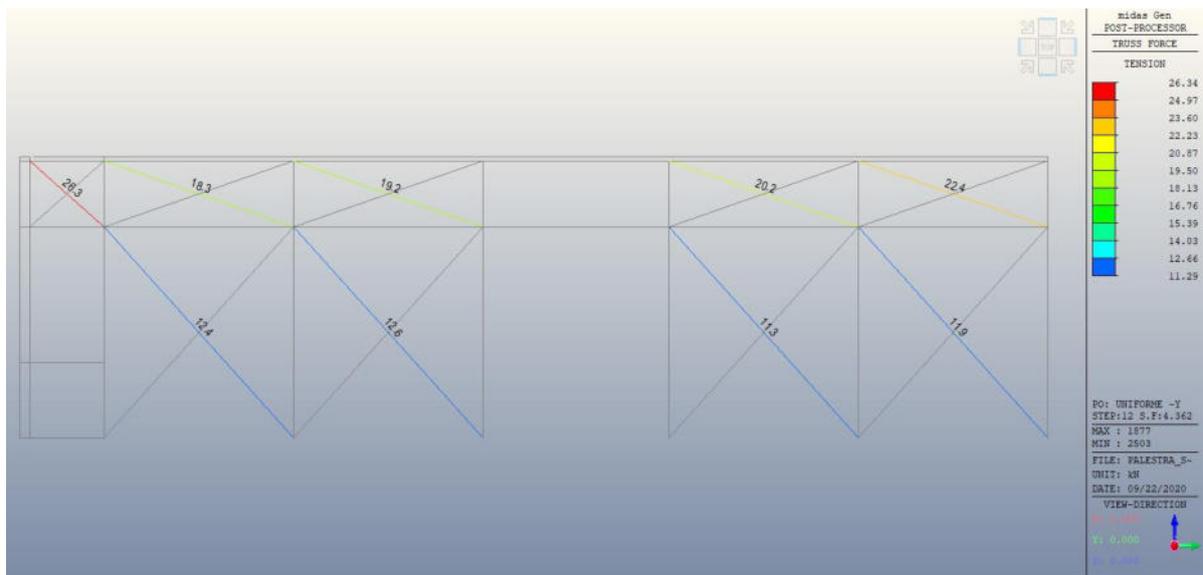


Figura 152: Controventi Est, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

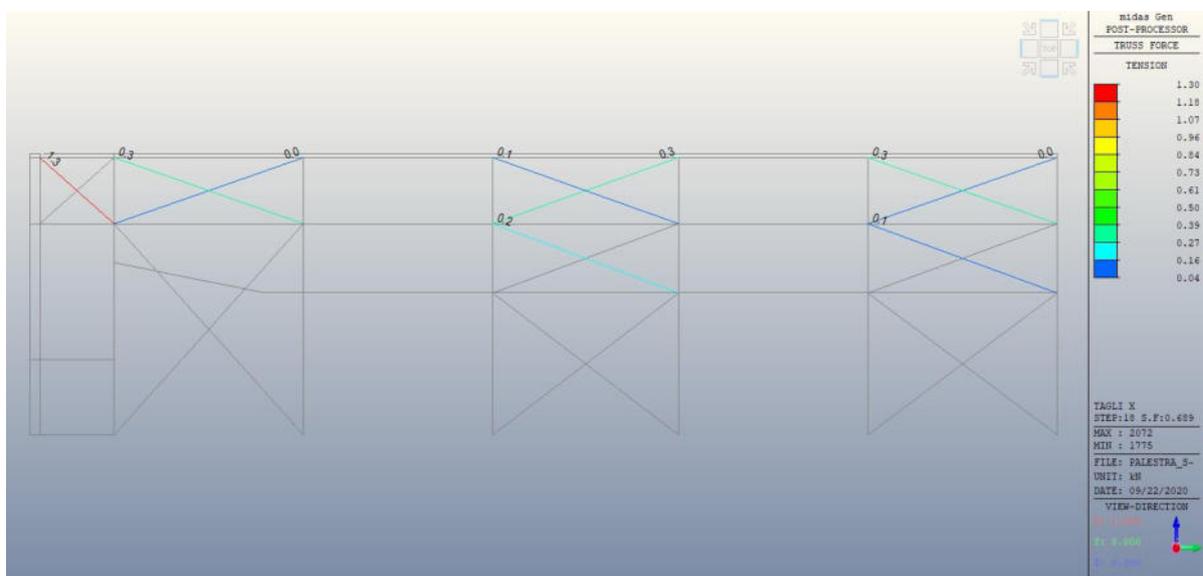


Figura 153: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione X)

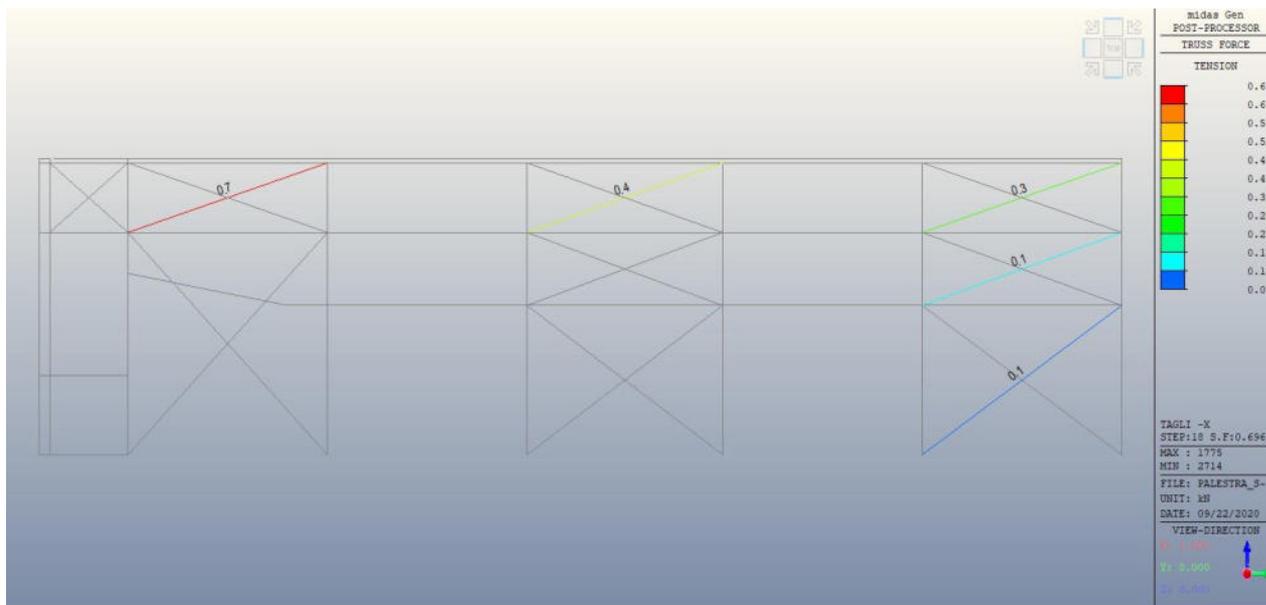


Figura 154: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -X)

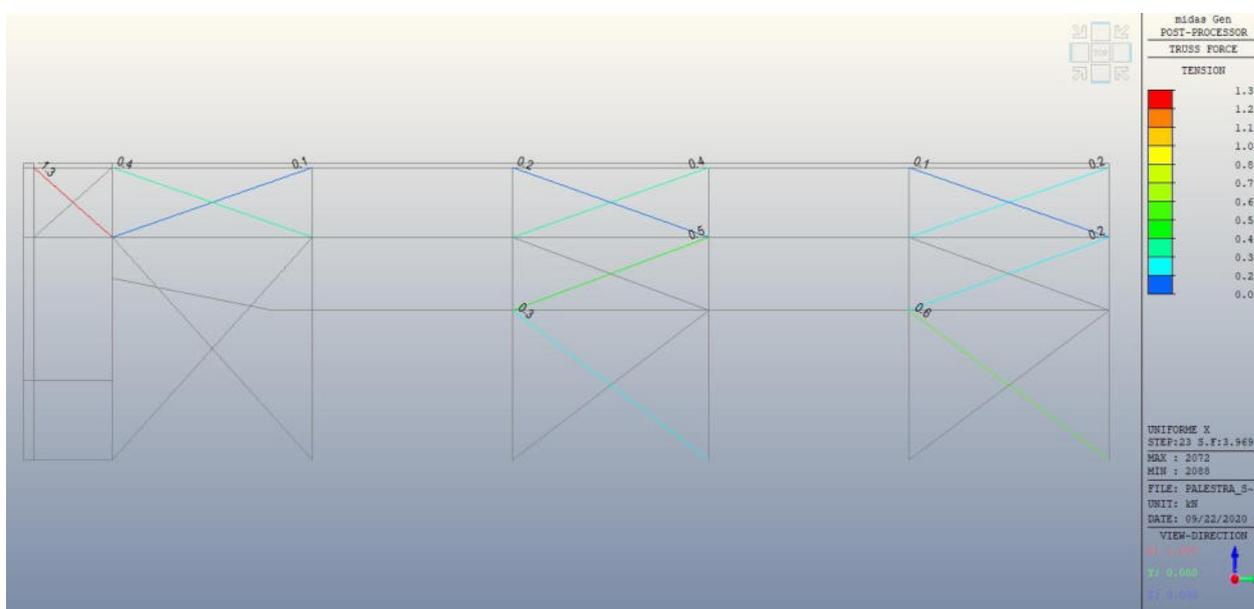


Figura 155: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione X)

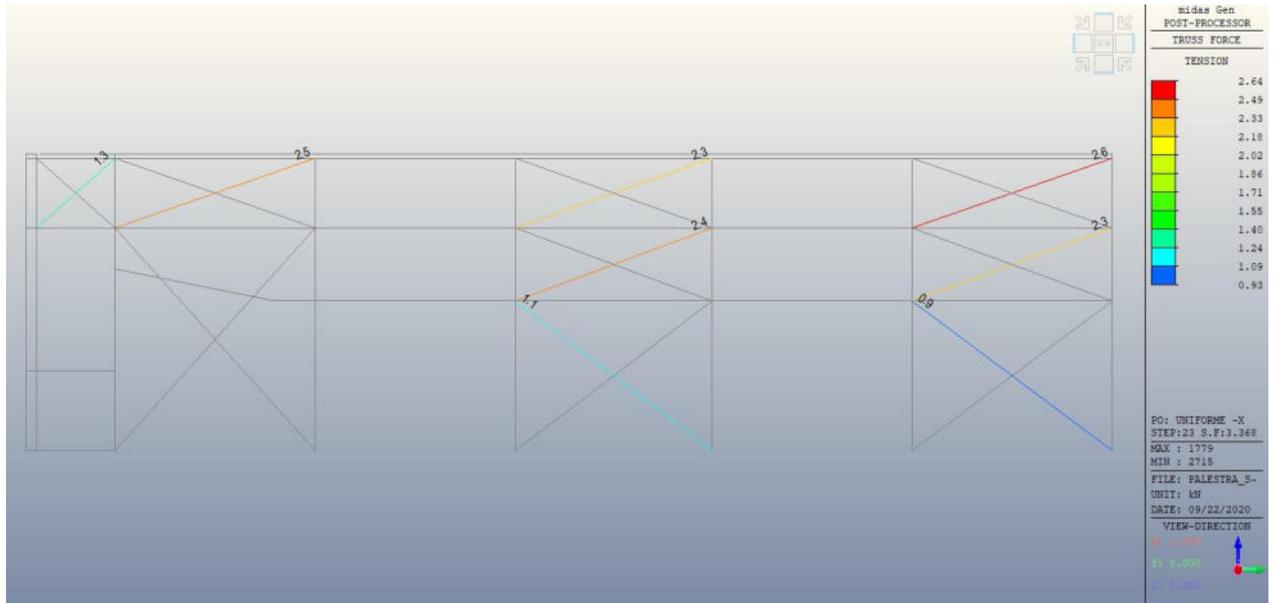


Figura 156: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -X)

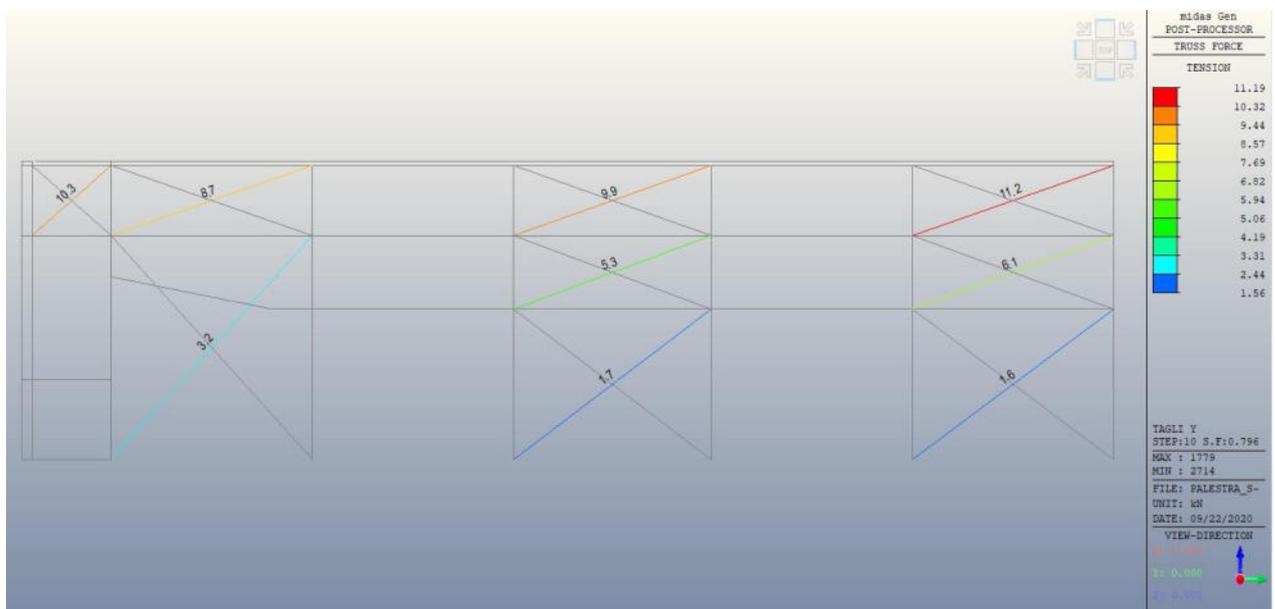


Figura 157: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione Y)

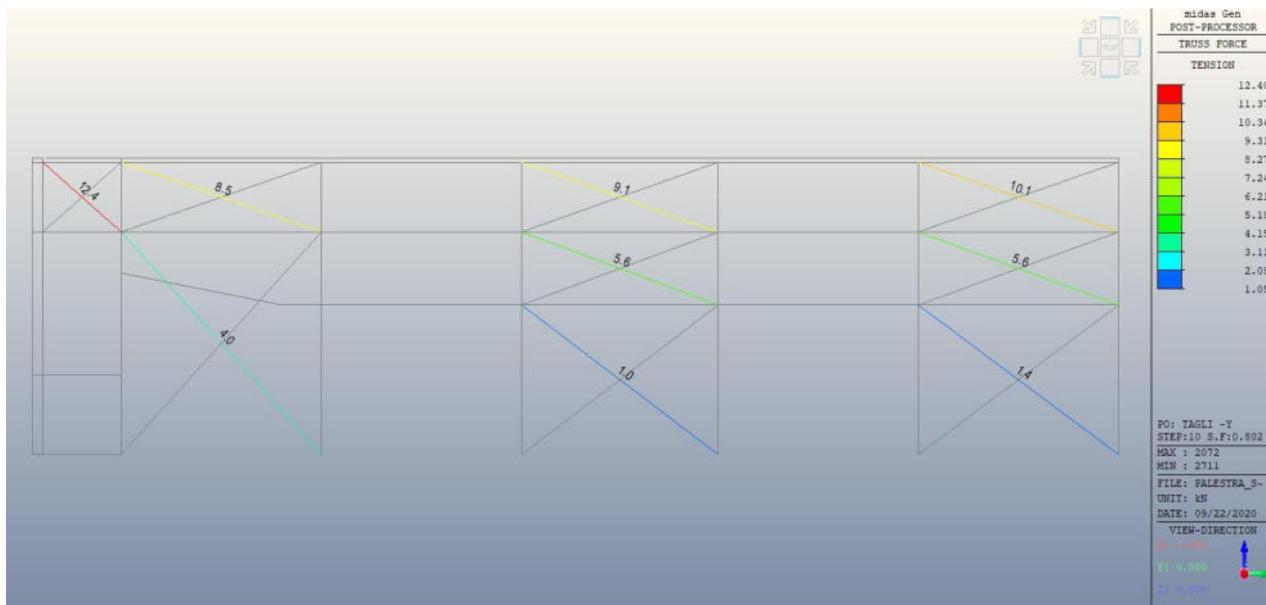


Figura 158: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 1 (direzione -Y)

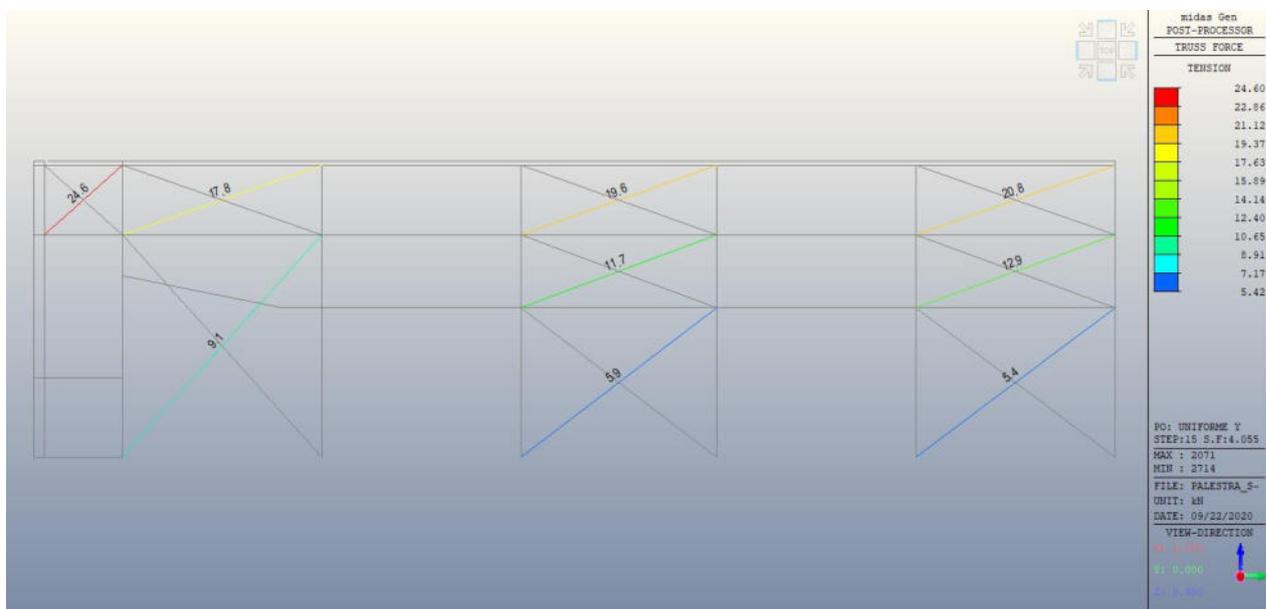


Figura 159: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione Y)

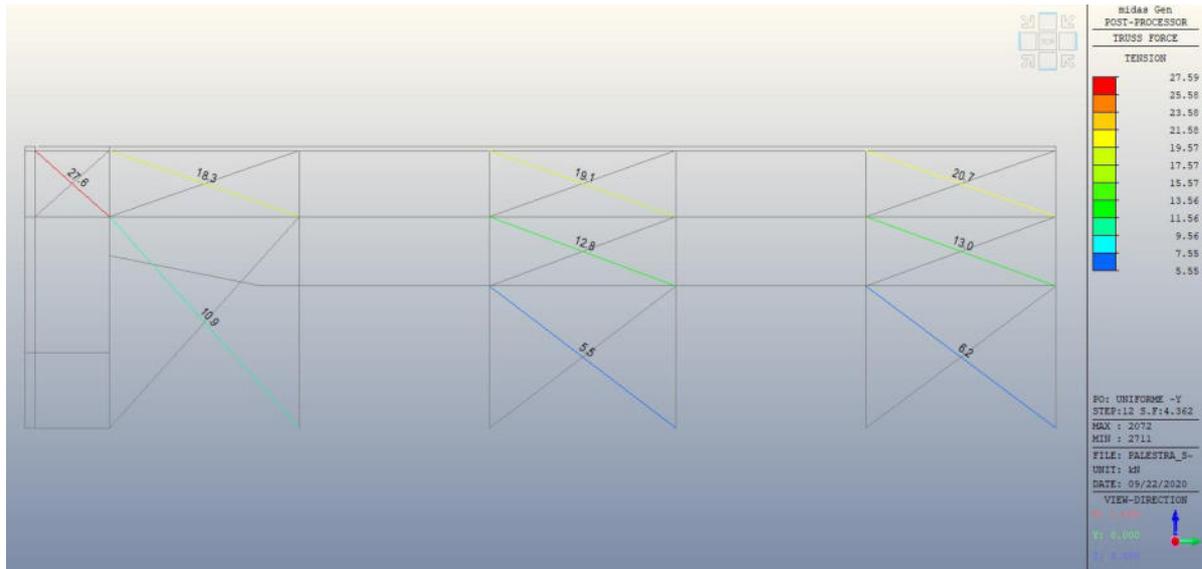


Figura 160: Controventi Ovest, sollecitazione di trazione per il gruppo di carico 2 (direzione -Y)

I risultati completi dell'analisi sono riportati in allegato alla presente relazione di calcolo. L'accelerazione massima al suolo corrispondente alla capacità sismica della struttura è definita pari a

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0,109g \cdot 1,500 = 0,163g$$

pertanto l'indice di sicurezza risulta essere

$$\zeta_e = \frac{PGA_d}{PGA_c} = 0.82$$

5. VERIFICHE TIRANTI

Il progetto di adeguamento prevede l'introdurre di controventi di copertura e di parete realizzati con cavi in acciaio dotati di tenditori. In corrispondenza della canula, con cui viene messo in tensione l'elemento di controvento, il cavo presenta una riduzione della sezione utile pari a circa il 30%. Per tale motivo si è scelto di eseguire delle verifiche di resistenza sulla base delle sollecitazioni derivanti dall'analisi della struttura.

- TIRANTE DI COPERTURA $\phi 20$ FILETTATO

Area utile in corrispondenza della canula $A = 245 \text{ mm}^2$

Trazione massima derivante dall'analisi $T = 75,6 \text{ kN}$

Resistenza massima di progetto $R = (A \cdot f_{yk})/\gamma_s = (245 \cdot 355)/1,05 = 82,83 \text{ kN}$

Verifica $T < R$ **VERIFICATA**

- TIRANTE DI COPERTURA $\phi 18$ FILETTATO (zona tribuna)

Area utile in corrispondenza della canula $A = 192 \text{ mm}^2$

Trazione massima derivante dall'analisi $T = 27,5$ kN
 Resistenza massima di progetto $R = (A \cdot f_{yk})/\gamma_s = (192 \cdot 355)/1,05 = 64,91$ kN
 Verifica $T < R$ **VERIFICATA**

- TIRANTE DI PARETE $\phi 24$ FILETTATO (parete sud)

Area utile in corrispondenza della canula $A = 353$ mm²
 Trazione massima derivante dall'analisi $T = 84,00$ kN
 Resistenza massima di progetto $R = (A \cdot f_{yk})/\gamma_s = (353 \cdot 355)/1,05 = 119,35$ kN
 Verifica $T < R$ **VERIFICATA**

6. VERIFICHE PUNTONI DI COPERTURA

Di seguito si riportano le verifiche eseguite per i puntoni di copertura. Per semplicità vengono proposte solo le verifiche per gli elementi più sollecitati.

Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
$f_{yk} = 355$ [Mpa]		120,0	5,0	1	18,06	299,19	4,07	49,86	66,17	14,18	0,38	70,52
$f_{tk} = 510$ [Mpa]												
Geometria sezione												
D = 120,0 [mm]		Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			$N_{pl,Rd} = 610,74$		$N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$					
t = 5,0 [mm]												
Lunghezza e vincoli asta												
L = 5,00 [m]		Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			$N_{c,Rd} = 610,74$		$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0,09$	verifica soddisfatta				
$\beta = 0,50$ [-]		Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			$M_{c,Rd} = 22,37$		$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
Sollecitazioni agenti												
$N_{Ed} = -55,00$ [kN]		Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			$V_{c,Rd} = 224,48$		$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
$V_{Ed} = 0,00$ [kN]		Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2	$M_{N,Rd} = 22,37$		$M_{Ed} / M_{N,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
$M_{y,Ed} = 0,00$ [kNm]				Sez. Classe 3	$ \sigma_{x,Ed} =$		$f_{yEd} =$					
$\psi = 0,00$		Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)			$N_{b,Rd} = 484,58$		$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0,11$	verifica soddisfatta				
 Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3) $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,11$ verifica soddisfatta												

Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
$f_{yk} = 355$ [Mpa]		100,0	3,6	1	10,90	126,82	3,41	25,36	33,47	8,56	0,31	116,84
$f_{tk} = 510$ [Mpa]												
Geometria sezione												
D = 100,0 [mm]		Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			$N_{pl,Rd} = 368,61$		$N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$					
t = 3,6 [mm]												
Lunghezza e vincoli asta												
L = 5,00 [m]		Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			$N_{c,Rd} = 368,61$		$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0,15$	verifica soddisfatta				
$\beta = 1,00$ [-]		Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			$M_{c,Rd} = 11,32$		$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
Sollecitazioni agenti												
$N_{Ed} = -55,00$ [kN]		Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			$V_{c,Rd} = 135,48$		$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
$V_{Ed} = 0,00$ [kN]		Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2	$M_{N,Rd} = 11,31$		$M_{Ed} / M_{N,Rd} = 0,00$	verifica soddisfatta				
$M_{y,Ed} = 0,00$ [kNm]				Sez. Classe 3	$ \sigma_{x,Ed} =$		$f_{yEd} =$					
$\psi = 0,00$		Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)			$N_{b,Rd} = 88,69$		$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0,62$	verifica soddisfatta				
 Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3) $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,62$ verifica soddisfatta												

7. VERIFICHE COLLEGAMENTI BULLONATI

Si riporta di seguito la verifica dell'unione bullonata più sollecitata.

Caratteristiche materiale

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

Bulloni : $\phi = 20$ n = 6 $A_{res} = 245 \text{ mm}^2$

Sollecitazioni

$$V = 66130 \text{ N} \quad T = 76070 \text{ N}$$

$$V_s = 11021.67 \text{ N} \quad T_s = 12678.33 \text{ N}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Collegamento bullonato soggetto a taglio e/o trazione $\phi 20$
cl.8.8

1_A Verifica della bullonatura soggetta a taglio e/o a trazione

* TAGLIO

$$\text{v. taglio} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94080 \text{ N}$$

$$\text{v. rifollamento} \quad F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 354960 \text{ N}$$

con $k = 2.50$ 4.96 2.50

$\alpha = 0.87$ 0.87 1.57 1

$t = 20 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 94080 \text{ N}$$

* TRAZIONE

$$\text{v. trazione} \quad F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141120 \text{ N}$$

$$\text{v. punzonamento} \quad B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 214131 \text{ N}$$

$$T_{Rd} = \min (F_{t,Rd}; B_{p,Rd}) = 141120 \text{ N}$$

*TAGLIO E TRAZIONE

$$(V_s / V_{Rd}) + (T_s / 1.4 \cdot T_{Rd}) = 0.272 < 1 \quad \text{ok}$$

8. VERIFICHE PIASTRE DI COLLEGAMENTO CON CALCESTRUZZO

Le verifiche delle piastre di collegamento con il calcestruzzo, eseguite in conformità alla normativa citata nelle premesse, sono state eseguite utilizzando il programma Profis rilasciato dalla ditta Hilti. Nelle predette verifiche, il calcestruzzo è stato definito di classe C20/25 ed appartenente alla classe di performance sismica C2.

Nel caso in cui la piastra sia contrastata da contropiastra, nella progettazione del collegamento la forza di trazione non è stata considerata, in quanto si è voluto trattare in modo particolare il danneggiamento del calcestruzzo.

Nell'allegato 04.2 sono state raccolte tutte le verifiche degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo.

9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nel presente studio di adeguamento sismico si è ritenuto opportuno verificare anche gli elementi non strutturali. Il motivo di questa scelta è che l'espulsione delle tamponature esterne è uno dei danneggiamenti più comuni che si riscontrano in seguito ad un evento sismico. Le riparazioni di questi elementi possono richiedere un notevole periodo di tempo ed essere costose, e negli edifici con funzione pubblica, come la palestra in questione, diventa di fondamentale importanza assicurare che non ci siano lunghi periodi di interruzione nell'uso dell'edificio.

I pannelli di tamponatura sono stati verificati per la spinta fuori piano, azione che provoca maggiore instabilità. In generale, la verifica è soddisfatta se la forza di espulsione è minore della resistenza

$$R_d \geq F_a$$

Nel caso di tamponature interamente confinate da un telaio in c.a., come nel presente caso, il modello più verosimile è lo schema dell'articolazione.

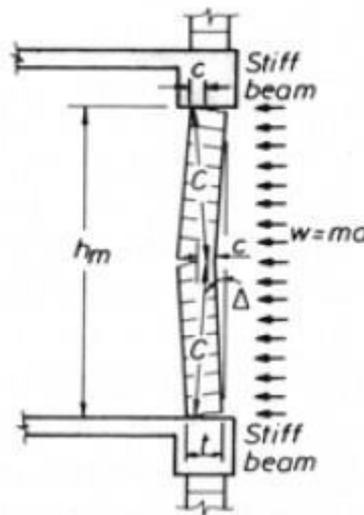


Figura 161: Schema dell'articolazione

Il collasso fuori piano è sviluppato considerando il meccanismo resistente ad arco², secondo cui la condizione limite di equilibrio si raggiunge quando si formano delle cerniere agli estremi del pannello e in mezzeria (Figura 162 b)).

La configurazione iniziale è rappresentata con un incastro al piede e una cerniera in testa (Figura 162 a)), considerando sia l'effetto stabilizzante del peso proprio, sia la resistenza a flessione fuori piano della sezione base.

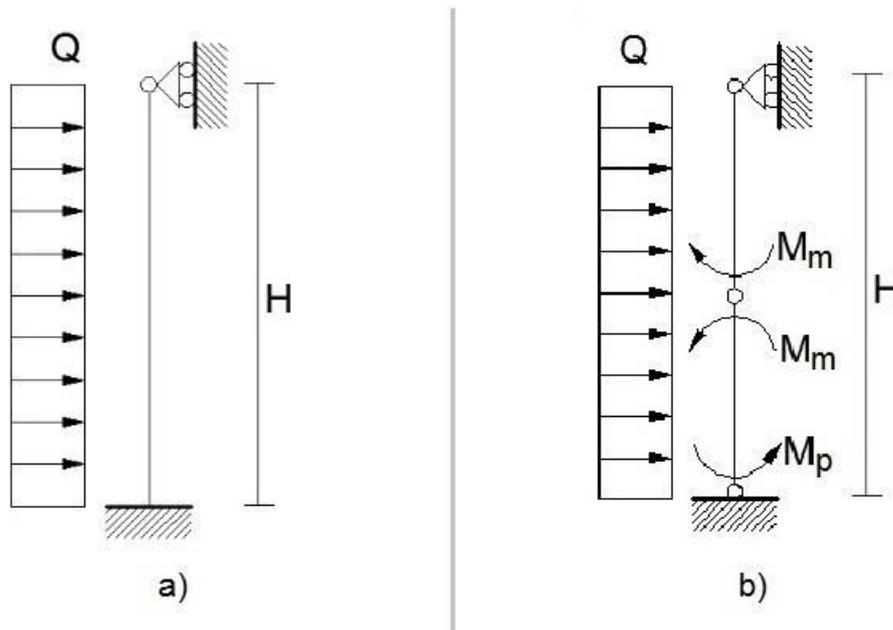


Figura 162: a) Configurazione iniziale, b) Configurazione limite di equilibrio

L'azione sismica relativa alla massa è rappresentata dal carico distribuito esterno Q, il cui valore all'equilibrio con i momenti è pari a

$$Q = \frac{4}{H^2} (M_p + 2M_m)$$

dove

H è l'altezza della parete;

$M_p = \left(\frac{t^2 \cdot l \cdot \sigma_p}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_p}{0.85 \cdot f_m} \right)$ è il momento resistente al piede della parete con $\sigma_p = \frac{W}{t \cdot l}$;

$M_m = \left(\frac{t^2 \cdot l \cdot \sigma_m}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_m}{0.85 \cdot f_m} \right)$ è il momento resistente in mezzeria della parete con $\sigma_p = \frac{W}{2 \cdot t \cdot l}$;

in cui t è lo spessore della tamponatura;

l è la lunghezza del muro (per comodità può essere assunta pari a 1);

W è il peso totale del muro;

f_m è la resistenza di calcolo della muratura.

² Paulay, T., & Priestley, M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, 1992)

Il valore resistente all'espulsione è dunque pari a

$$R_d = \frac{4}{H} (M_p + 2M_m)$$

La forza F_a agente sull'elemento non strutturale può essere determinata con l'espressione suggerita da normativa (§7.2.3 delle NTC2018)

$$F_a = \frac{S_a W}{q}$$

dove

q è il fattore di comportamento della struttura, assunto pari a 2 per le tamponature;
 S_a è l'accelerazione massima agente sull'elemento e corrispondente allo Stato Limite considerato; secondo le NTC2018 può essere determinata come

$$S_a = PGA \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]^{-1}$$

in cui $PGA = a_g \cdot S$

Z è la quota del baricentro del tamponamento dal piano di fondazione;

H è l'altezza dell'edificio;

T_1 è il periodo fondamentale della costruzione nella direzione considerata;

T_a è il periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale, dato da

$$T_a = \frac{2h^2}{n^2\pi} \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_m}{E \cdot J \cdot g}}$$

con h altezza dell'elemento non strutturale;

n numero del modo di vibrare;

A area di base dell'elemento non strutturale;

γ_m peso per unità di volume della muratura;

E modulo elastico della muratura;

J momento d'inerzia dell'elemento rispetto all'asse baricentrico;

g accelerazione di gravità

La verifica è stata eseguita per entrambe le direzioni del moto sismico.

Per le tamponature in questione i momenti resistenti assumono i seguenti valori:

- tamponature con $h = 5,00$ m

$$M_p = \left(\frac{30^2 \cdot 100 \cdot 0,24}{2} \right) \left(1 - \frac{0,24}{0,85 \cdot 50} \right) = 17830 \text{ daNcm}$$

$$M_m = \frac{1}{2} M_p = \frac{17830}{2} = 8915 \text{ daNcm}$$

- tamponature con h = 3,00 m

$$Mp = \left(\frac{30^2 \cdot 100 \cdot 0,4}{2} \right) \left(1 - \frac{0,4}{0,85 \cdot 50} \right) = 10739 \text{ daNcm}$$

$$Mm = \frac{1}{2} Mp = \frac{10739}{2} = 5369 \text{ daNcm}$$

Quindi il valore resistente all'espulsione è

- tamponature con h = 5,00 m

$$R_d = \frac{4}{500} (17830 + 17830) = 285 \text{ daN}$$

- tamponature con h = 3,00 m

$$R_d = \frac{4}{300} (10739 + 10739) = 286 \text{ daN}$$

Eguagliando la forza F_a agente sull'elemento al valore resistente all'espulsione R_d è stata ricavata l'accelerazione massima S_a :

- tamponature con h = 5,00 m

$$S_a = \frac{R_d \cdot q}{W} = \frac{285 \cdot 2}{1200} = 0,475$$

- tamponature con h = 3,00 m

$$S_a = \frac{R_d \cdot q}{W} = \frac{286 \cdot 2}{720} = 0,790$$

Considerato che il periodo fondamentale della costruzione lungo la direzione x è 0,51 s e quello lungo y è 0,34 s, cha $\alpha_g = 0,13g$ e $S = 1,5$ si ha

- tamponature con h = 5,00 m

$$S_a = PGA \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_d/T_1)^2} - 0,5 \right]^{-1} = 0,44 \text{ per la direzione X}$$

$$S_a = PGA \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_d/T_1)^2} - 0,5 \right]^{-1} = 0,12 \text{ per la direzione Y}$$

- tamponature con h = 3,00 m

$$S_a = PGA \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_d/T_1)^2} - 0,5 \right]^{-1} = 0,346 \text{ per la direzione Y}$$

Confrontando questi ultimi valori di accelerazione massima con quelli determinati uguagliando la forza agente con il valore resistente, si può osservare che questi sono inferiori ai primi e quindi la verifica per la spinta fuori piano è soddisfatta.

10. PROGETTO COPERTURA

Come già introdotto nella descrizione iniziale, allo stato attuale le travi prefabbricate sono semplicemente appoggiate sulle forcelle di estremità dei pilastri e sulla loro estremità estradossale sono saldati dei tegoli a doppio T in c.a.p.. Questi ultimi non costituiscono un collegamento sufficiente a fornire un'adeguata rigidità della copertura. Inoltre il carico trasmesso dai tegoli è eccentrico rispetto al baricentro delle travi prefabbricate, per cui queste possono essere soggette a momento torcente che, in aggiunta al loro spessore ridotto, può causare su di esse danni alquanto significativi. Per rimediare a tale vulnerabilità si prevede di creare lungo la direzione ortogonale allo sviluppo delle travi un sistema di controventamento tale da collegarle tra di loro e ridurre la possibilità che si sviluppino sollecitazioni torcenti. In più, per fornire maggiore rigidità al piano si prevede di introdurre dei controventi di falda che sono stati dimensionati sulla base delle sollecitazioni derivanti dall'analisi statica non lineare della struttura.

Per maggiori dettagli sull'intervento in oggetto si rimanda agli elaborati grafici allegati.

FOSSALTA DI PORTOGRUARO, lì 23/09/2020

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

dott. Ing. ROBERTO DRIGO