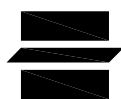


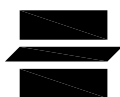
# Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



## FERROVIENORD

FNM GROUP



## NORD\_ING

FNM GROUP

CODICE  
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.  
207/10

f

PROGRESSIVO  
ELABORATO

1 0 2

CATEGORIA  
OPERA

I T

NUMERO  
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

---

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO  
IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI  
*Progetto Definitivo*

OPERE CIVILI  
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE  
Corpo 1

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	MAGG. 2022	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING

NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.

DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA

IL DIRETTORE

Ing. Marco Mariani

Progettista



### NORD\_ING

FNM GROUP

DOTT. ING.  
ERBA LUCA  
SEZ. A - Settori:  
a) civile e ambientale  
b) infrastrutturale  
c) dell'informazione  
n° A 635

Collaborazione

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

mod. 7.5 03 rev.01

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. Generalità .....	5
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1. Norme generali.....	6
2.2. Norme sismiche .....	7
2.3. Eurocodici .....	7
2.4. Istruzioni ferroviarie .....	7
2.5. Altre norme .....	8
<b>3. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>8</b>
<b>4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....</b>	<b>8</b>
4.1. Vita nominale di progetto .....	8
4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento .....	9
<b>5. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
5.1. Calcestruzzo.....	9
5.1.1. <i>Magroni</i> .....	9
5.1.2. <i>Pali di fondazione</i> .....	10
5.1.3. <i>Dadi di fondazione</i> .....	10
5.1.4. <i>Elevazioni prefabbricate</i> .....	11
5.1.5. <i>Elevazioni gettate in opera</i> .....	11
5.2. Acciaio .....	12
5.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i> .....	12
5.2.2. <i>Reti</i> .....	12
5.2.3. <i>Acciaio da carpenteria</i> .....	12
5.2.4. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i> .....	13
5.2.5. <i>Saldature</i> .....	13
5.2.6. <i>Inghisaggi</i> .....	13

<b>6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO .....</b>	<b>13</b>
6.1. Stratigrafia .....	13
6.2. Falda .....	14
6.3. Categoria di sottosuolo .....	14
6.4. Categoria topografica .....	14
<b>7. CRITERI DI CALCOLO.....</b>	<b>15</b>
7.1. Codici di calcolo .....	15
7.2. Verifiche di resistenza .....	16
7.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo.....	16
7.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....	16
7.2.3. Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio .....	19
<b>8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....</b>	<b>20</b>
8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	20
8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma .....	20
8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio .....	21
8.4. Coefficienti parziali di sicurezza .....	21
8.5. Coefficienti di combinazione .....	22
<b>9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....</b>	<b>22</b>
9.1. Pesi propri dei materiali strutturali .....	23
9.2. Pesi propri degli elementi strutturali .....	23
9.3. Carichi permanenti non strutturali.....	23
9.4. Azioni variabili verticali.....	24
9.4.1. Ambienti interni .....	24
9.5. Azione del vento.....	24
9.5.1. Vento sulla parte chiusa del capannone .....	25
9.5.1. Vento in corrispondenza della tettoia.....	28
9.6. Azione della neve.....	31
9.7. Azione sismica .....	32
9.7.1. Spettro SLV e parametri di definizione.....	34
9.7.2. Spettro SLD e parametri di definizione .....	35

9.7.3. Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura .....	36
9.8. Definizione delle masse sismiche – pannelli prefabbricati.....	36
<b>10. Carroponte .....</b>	<b>37</b>
10.1. Carichi agenti sul carroponte .....	38
10.2. Limiti di deformazione.....	38
<b>11. ELEMENTI SECONDARI .....</b>	<b>39</b>
11.1. Pannelli di tamponamento prefabbricati .....	39
11.1.1. Premessa.....	39
11.2. Calcolo azione sismica sul pannello.....	39
11.3. Schema di collegamento dei pannelli verticali.....	40
11.4. Calcolo dell'azione del vento sui pannelli .....	41
<b>12. CAPANNONE PREFABBRICATO: Descrizione delle opere .....</b>	<b>42</b>
12.1. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo .....	43
12.2. Modello di calcolo .....	43
12.3. Schema unifilare .....	44
12.4. Casi di carico .....	47
12.5. Combinazioni di carico .....	47
12.5.1. Combinazioni statiche SLU.....	47
12.5.2. Combinazioni statiche SLE .....	48
12.5.3. Combinazioni sismiche SLV .....	49
12.5.4. Combinazioni sismiche SLD.....	49
12.6. Periodi e masse partecipanti .....	50
12.6.1. Analisi agli autovalori .....	51
12.6.2. Masse partecipanti .....	51
12.7. Verifica non linearità geometriche.....	51
12.8. Verifica spostamenti di interpiano .....	52
12.9. Spostamenti in combinazione sismica.....	53
12.9.1. Combinazione SLV.....	53
12.9.2. Combinazione SLD.....	54
12.10. Inviluppo delle sollecitazioni struttura in elevazione .....	56

12.10.1.	<i>Inviluppo SLU</i> .....	56
12.10.2.	<i>Inviluppo SLE RARA</i> .....	60
12.10.3.	<i>Inviluppo SLE FREQUENTE</i> .....	64
12.10.4.	<i>Inviluppo SLE QUASI PERMANENTE</i> .....	68
12.10.5.	<i>Inviluppo SLV</i> .....	72
12.10.6.	<i>Inviluppo SLV - Incremento sollecitazioni per carico eccentrico mensole allineamento C (carichi da Corpo 2)</i> .....	75
12.11.	Verifiche .....	78
12.12.	Verifiche sistema di fondazione .....	78
12.12.1.	<i>Verifiche strutturali</i> .....	78
12.13.	Verifiche cordoli di fondazione .....	81
12.13.1.	<i>Verifiche strutturali – cordoli senza pannelli</i> .....	81
12.13.2.	<i>Verifiche strutturali – cordoli con pannelli</i> .....	82
12.14.	Verifiche dei pilastri .....	99
12.14.1.	<i>Verifiche strutturali</i> .....	100
12.14.2.	<i>Verifica in duttilità</i> .....	105
12.14.3.	<i>Collegamento al piede</i> .....	105
<b>13.</b>	<b>Elementi prefabbricati</b> .....	<b>105</b>
13.1.	Prescrizioni generali aggiuntive .....	105
13.1.1.	<i>Componente verticale del sisma</i> .....	105
13.2.	Solai Alveolari .....	106
13.2.1.	<i>Effetti del sisma verticale sugli elementi precompressi</i> .....	106
13.2.2.	<i>Azione del vento – Alveolare h=40cm in corrispondenza della tettoia</i> .....	107
13.2.3.	<i>Connessioni</i> .....	115
13.2.4.	<i>Serramenti strutturali in copertura</i> .....	115

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1. Generalità

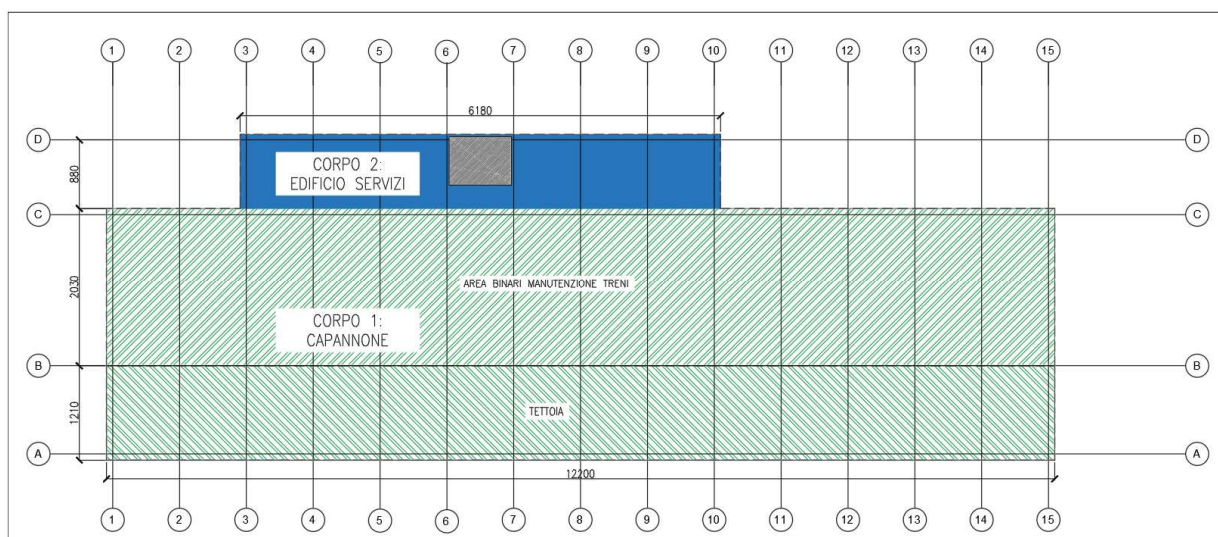
La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato (normale, precompresso, gettato in opera e prefabbricato) relative al capannone del nuovo impianto di manutenzione rotabili, localizzato in corrispondenza della stazione di Rovato FN e del relativo parco, nell'ambito del progetto "H2IseO".

Il nuovo impianto sarà destinato alla manutenzione dei nuovi treni alimentati ad idrogeno, per il servizio di trasporto regionale passeggeri sulla tratta ferroviaria Brescia-Iseo-Edolo; nella fattispecie, i due corpi principali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono evidenziati in Figura 1.

In particolare, il capannone, oggetto della presente relazione, ospita:

- i due binari per la manutenzione dei treni, dotati di fosse di ispezione e di un carroponete della portata massima di 20t, a servizio di entrambi i binari, corrente lungo l'intera lunghezza del capannone, in un'area coperta a chiusa su tutti e quattro i lati;
- la tettoia, aperta sui tre lati non confinanti con la struttura di manutenzione precedentemente descritta, a copertura di un binario adibito al lavaggio dei convogli e alla vuotatura delle ritirate a bordo dei treni.

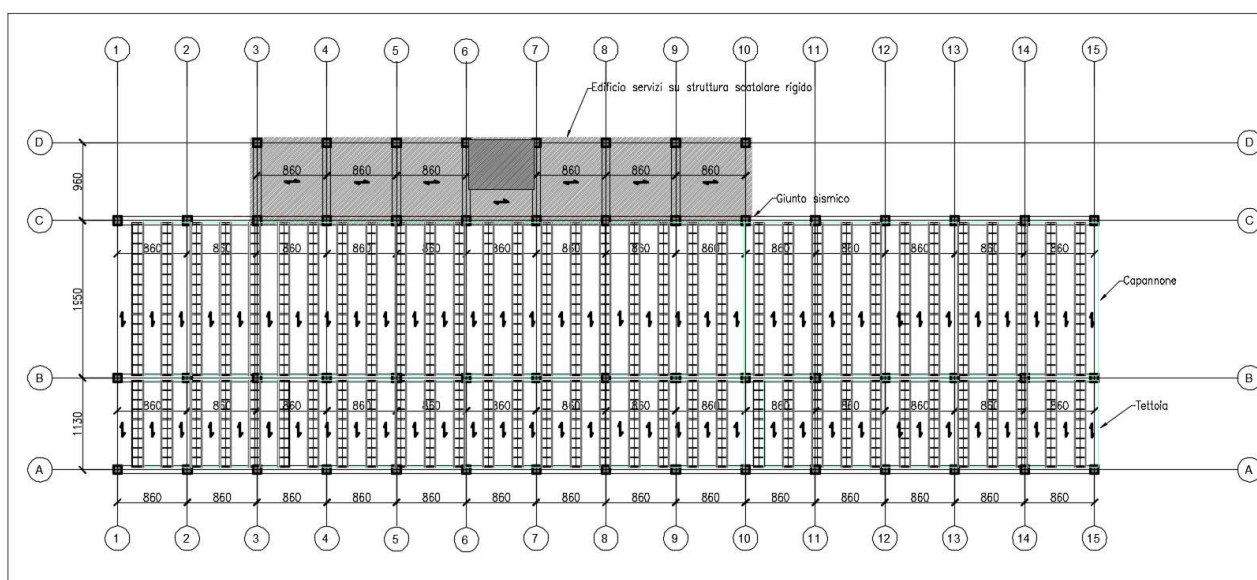
Il secondo corpo individua la struttura a servizio del nuovo impianto di manutenzione ed è disposto su quattro distinti livelli, con piano interrato e vano scala indipendente.



**Figura 1 – Planimetria con identificazione dei due corpi principali**

Tra i due corpi è presente un giunto sismico che, per la parte fuori terra, separa sismicamente i due corpi lungo l'allineamento C; il giunto viene realizzato collocando appoggi mobili in corrispondenza di ogni orizzontamento sui pilastri dell'allineamento C in comune tra i due corpi, svincolando in entrambe le direzioni orizzontali le travi principali dell'edificio servizi dal capannone. Tale separazione non prosegue nella struttura interrata, concepita come uno scatolare rigido. Poiché la struttura interrata appartiene all'edificio servizi, viene considerata ad esso pertinente e pertanto è analizzata nella relativa relazione tecnica.

Nel presente documento la struttura del capannone è esaminata a partire dalla quota di estradosso del plinto di fondazione per tutti i pilastri, a meno di quelli in comune con l'edificio servizi, che vengono analizzati a partire dall'estradosso della copertura dello scatolare interrato.



**Figura 2 – Planimetria con orditura solai e posizione giunto sismico**

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

### **2.1. Norme generali**

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018”.

- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- UNI EN 1991-3:2006 " Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari"
- UNI EN 1993-6:2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento"
- UNI EN 1993-1-5:2006/A2:2019 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"

## **2.2. Norme sismiche**

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale".
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale "Nota esplicativa dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003" datata 4 giugno 2003.

## **2.3. Eurocodici**

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

## **2.4. Istruzioni ferroviarie**

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A "Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie"
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario"
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria"

## 2.5. Altre norme

- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”

## 3. BIBLIOGRAFIA

- “Linee guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate” ASSOBETON Sezione Strutture Prefabbricate
- “Guida all’uso dell’Eurocodice 2 – Progetto strutturale di edifici civili ed industriali in calcestruzzo armato, Vol. II” Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, Edizione pubblicazione
- “Edifici Monopiano ad Uso Industriale” A. Dall’Asta, R. Landolfo, W. Salvatore, Fondazione Promozione Acciaio - Dario Flaccovio Editore
- “Manuale pratico per la progettazione delle strutture in acciaio” B. Cordova, Hoepli
- “Il Solaio Alveolare – Progettazione e Impieghi” Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi

## 4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In generale, la vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell’opera, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$  in funzione della classe d’uso di appartenenza dell’opera.

### 4.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, si considera un Tipo di costruzione **2** a cui corrisponde una Vita nominale di **50** anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

#### 4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, si considera una Classe d'uso II (Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti). Il Coefficiente d'uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume pertanto un valore pari a **1.0** e il periodo di riferimento è conseguentemente di **50** anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

## 5. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 5.1. Calcestruzzo

#### 5.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	20	mm

### 5.1.2. Pali di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	1.79	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	2.13	MPa

### 5.1.3. Dadi di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.17	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	2.58	MPa

#### 5.1.4. Elevazioni prefabbricate

CALCESTRUZZO PER GETTI IN STABILIMENTO	XC4	C45/55	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	55	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	45.65	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	53.65	MPa
Resistenza caratteristica cubica allo sbanco	$R_{ckj}$	35	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.68	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	36416	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	-
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	27.72	MPa
Tensione max. di compressione all'atto della precompressione	$\sigma_{c\_sb}$	20.34	MPa
Tensione max. di compressione nella zona di ancoraggio	$\sigma_{c\_anc}$	26.15	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	27.39	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	20.54	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.92	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	4.31	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	3.19	MPa

#### 5.1.5. Elevazioni gettate in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.17	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	2.58	MPa

## 5.2. Acciaio

### 5.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0m})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Tensione massima in esercizio	$f_{yd}$	360	MPa
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$>=6 <=40$	mm
Acciai forniti in rotoli	$\Phi_{rotoli}$	$<=16$	mm

### 5.2.2. Reti

RETI E TRALICCI ELETTRICALI		B 450	C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0m})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Massimo interasse delle barre	$f_{yd}$	330	mm
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$>=6 <=16$	mm
Rapporto tra i diametri	$\Phi_{rotoli}$	$>=0,6$	-

### 5.2.3. Acciaio da carpenteria

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE		S355	t $\leq 40$
Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 NTC.			
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.3	MPa
Modulo di elasticità trasversale	$G$	80769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare T<100°C	$\alpha$	$12 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355	MPa

Categoria di corrosività C4, zincatura a caldo in accordo alla UNI EN ISO 14713-1.

#### 5.2.4. Bulloni, tasselli e tirafondi

BULLONI		Classe	10.9
I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII.b NTC.			
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb}$	1000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb}$	900	MPa

#### 5.2.5. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme CNR e in ottemperanza alle NTC. Tutte le saldature, inoltre, sono da realizzarsi a piena penetrazione o a cordoni d'angolo ove espressamente indicato negli elaborati grafici di progetto.

#### 5.2.6. Inghisaggi

MALTE CEMENTIZIE		EMACO S55 o sim.	
Malta cementizia espansiva applicabile mediante colaggio conforme ai limiti ed ai requisiti di accettazione indicate da UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico; UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita; UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.			
Resistenza a compressione	Classe	R4	-
Modulo elastico minimo	E	>20	GPa
Densità	ρ	19.50	kN/m3

### 6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione redatta all'uopo da Tecnostudio per conto di Nord\_Ing che, con la presente, costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

#### 6.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	$\phi$ [°]	E [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	

2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	
--------------	-----------------	----	----	----	----	--

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

## 6.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

## 6.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

## 6.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 7. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_m$
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

### 7.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- L'analisi delle strutture tridimensionali, il calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali modellati e le relative verifiche sono condotti utilizzando il codice **Midas Gen** prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea e distribuito in Italia da

Harpaceas s.r.l. dotato di regolare licenza d'uso. Per la descrizione degli elementi finiti in uso, le convenzioni adottate e l'interpretazione dei risultati ottenuti si rimanda al manuale del software.

- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o utilizzando il codice di calcolo **Sax 10** prodotto e distribuito da Aztec Informatica;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando i codici di calcolo **Carl 14** e **Max 15** prodotti e distribuiti da Aztec Informatica.

## **7.2. Verifiche di resistenza**

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa.

### **7.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo**

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_{Ed}$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_{Rd}$  delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

### **7.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo**

#### *7.2.2.1. Condizioni ambientali*

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Pali di fondazione: Classe di esposizione XC2

Fondazioni: Classe di esposizione XC4-XF2

Elevazioni: Classe di esposizione XC4-XF2

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per i pali in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali “ordinarie”
- per gli elementi in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali “aggressive”
- per gli elementi in c.a. di impalcato trattasi di condizioni ambientali “aggressive”

#### 7.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per i **pali in c.a. di fondazione** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi in c.a. del **plinto di fondazione** e di **fondazione diretta** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a.p. prefabbricato** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nella combinazione frequente e di “decompressione” per armature “sensibili” nella combinazione quasi permanente.

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

### 7.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto "copriferro nominale" ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per i pali di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	C25/30	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro pari a **60** mm.

Per il plinto di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	40	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50**mm

Per le elevazioni gettate in opera si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	<b>Piastra c.a.</b>	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	<b>Aggressive</b>	
Modalità di getto dell'elemento	getto	<b>Opera</b>	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fdk</sub> /R <sub>ck</sub>	<b>C32/40</b>	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	<b>5</b>	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	<b>35</b>	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50mm**

Per le elevazioni prefabbricate si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	<b>Altro c.a.</b>	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	<b>Aggressive</b>	
Modalità di getto dell'elemento	getto	<b>Opera</b>	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fdk</sub> /R <sub>ck</sub>	<b>C45/55</b>	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	<b>5</b>	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	<b>35</b>	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50mm**

### 7.2.3. Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio

Nello specifico, lo stato limite di esercizio da considerare, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possono compromettere l'uso efficiente della costruzione è, secondo quanto di cui al § 4.2.2.1 NTC, quello di "deformazione e/o spostamento". Vale, pertanto, quanto espresso nel § 4.2.4.2 NTC. I limiti di deformabilità sono compendati nelle Tab. 4.2.XII e 4.2.XIII NTC. Per quanto concerne la Classe di Esecuzione (EXC) di una struttura, quest'ultima deve essere fatta prima dell'inizio della costruzione e si basa su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura e sulla tipologia di carico di progetto ed è compito del Progettista. La Classe di Conseguenza (CC) per quanto specificato nella norma UNI EN 1990 - Appendice B è assunta per la struttura in oggetto pari a **CC2** come meglio descritto nel prospetto sottostante:

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Individuata la Classe di Conseguenza (CC) è quindi possibile determinare la Classe di Esecuzione (EXC) facendo riferimento alla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – Selection of execution class) sotto riportata:

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL <sup>a</sup>	Fatigue <sup>b</sup> or seismic DCM or DCH <sup>a</sup>
RC3 or CC3	EXC3 <sup>c</sup>	EXC3 <sup>c</sup>
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2
<sup>a</sup> Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.		
<sup>b</sup> See EN 1993-1-9.		
<sup>c</sup> EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.		

Per la struttura in oggetto ne consegue una Classe di Esecuzione tipo **EXC2**.

## 8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

### 8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\gamma_{Gi}$  = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

$\gamma_{Qi}$  = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

$\gamma_P$  = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

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

dove:

E = azione sismica

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

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

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

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

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{ji}$  = coefficiente di combinazione

### 8.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I e 5.2.V NTC sotto riportate. In particolare:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

## 8.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 2.5.I e 5.2.VI NTC sotto riportate. In particolare:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

## 9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei §§ 3.1 e 5.2 NTC.

### 9.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	78.5 kN/m <sup>3</sup>

### 9.2. Pesi propri degli elementi strutturali

Alveolare prefabbricato in opera altezza 60 cm	7.40 kN/m <sup>2</sup>
Alveolare prefabbricato in opera altezza 40 cm	5.30 kN/m <sup>2</sup>

### 9.3. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi di unità di volume dei materiali costituenti. In particolare:

Cappa in calcestruzzo sp. medio 10 cm	2.5 kN/m <sup>2</sup>
Pacchetto di finiture in copertura (isolante e impermeabilizzazione)	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Impianti	0.1 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli fotovoltaici	0.2 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli di tamponamento prefabbricati sp. 30 cm	4.20 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli perimetrali prefabbricati h=2,40m	4.2·2.4=10 kN/m
Cartongesso sp. 1.5cm	0.2 kN/m <sup>2</sup>
Blocchi in calcestruzzo sp. 20cm	2.4 kN/m <sup>2</sup>
Isolante sp. 10cm	0.1 kN/m <sup>2</sup>
Cartongesso sp. 2cm	0.3 kN/m <sup>2</sup>
Piastrelle	0.5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>3.5 kN/m<sup>2</sup>·4.4=15.4 kN/m</b>
<b>Carico applicato</b>	<b>17 kN/m</b>

Il carico applicato è stato amplificato in quanto la muratura, date le sue dimensioni, presenterà elementi di rinforzo in calcestruzzo.

## 9.4. Azioni variabili verticali

### 9.4.1. Ambienti interni

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. In particolare, dalla Tab. 3.1.II NTC si evince che:

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

## 9.5. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come quelle in oggetto tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC. In particolare, in ottemperanza a quanto di cui al § 3.3 NTC si determina quanto segue:

### Azione del vento secondo NTC2018

#### Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Lombardia	-
Zona	1	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - $a_s$	160	m
Periodo di ritorno - $T_R$	50	anni
Classe di rugosità del terreno	D	-

Categoria di esposizione	II	-
Altezza dal suolo dell'opera - z	13.55	m

### Dati di Output

Velocità base di riferimento a livello del mare - $v_{b0}$	25	m/s
Altitudine di riferimento - $a_0$	1000	m
Coefficiente - $k_s$	0.40	-
Coefficiente di altitudine - $c_a$	1	-
Velocità base di riferimento - $v_b = v_{b0} \cdot c_a$	25.0	m/s
Coefficiente di ritorno - $c_r$	1.00	-
Velocità di riferimento - $v_r = v_b \cdot c_r$	25.0	m/s
Densità dell'aria - $\rho$	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento - $q_r$	391.2	N/mq
Coefficiente - $K_r$	0.19	-
Altezza di base dal suolo - $z_0$	0.05	m
Altezza minima dal suolo - $z_{min}$	4	m
Coefficiente di topografia - $c_t$	1	-
Coefficiente di esposizione - $c_e$	2.55	-
Coefficiente dinamico - $c_d$	1	-
Coefficiente di attrito - $c_f$	0	-
<b>Pressione del vento sopravvento - <math>p_{sopravento}</math></b>	<b>1.00</b>	<b>kN/mq</b>
<b>Pressione del vento sottovento - <math>p_{sottovento}</math></b>	<b>1.00</b>	<b>kN/mq</b>

A meno del coefficiente di pressione, da valutarsi per ogni casistica, si ottiene una pressione del vento di progetto pari a 1.00 kN/m<sup>2</sup>.

Per definire l'azione effettiva del vento occorre distinguere l'area delimitata da pareti verticali dalla tettoia

#### 9.5.1. Vento sulla parte chiusa del capannone

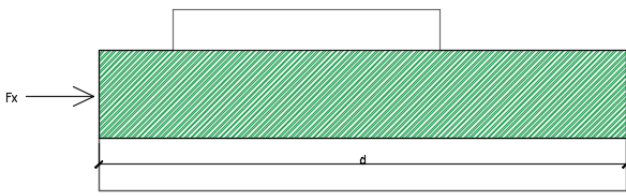
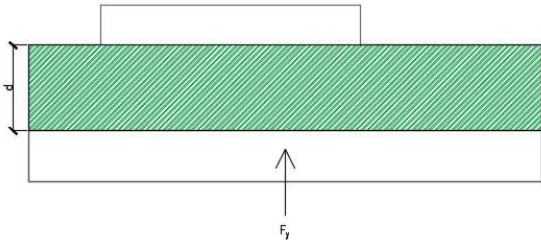
Il vento agente in una direzione produce pressione su tutte le pareti dell'edificio, sia su quelle ortogonali alla direzione del vento, sia su quelle parallele.

Si ottengono tre coefficienti di pressione:

- per pareti sopravvento;
- per pareti sottovento;
- per pareti parallele alla direzione del vento.

In riferimento alla Tab. C3.3.I si ottengono i valori riportati di seguito.

	h/d e direzione del vento	Faccia sopravento	Faccia laterale	Faccia sottovento
--	---------------------------	----------------------	--------------------	----------------------

Caso 1	d=120.00m h=13.55m h/d=0.11		$c_{pe}=0.8^*$  (*valore cautelativo)	$c_{pe}=-0.6$	$c_{pe}=-0.32$
Caso 2	d=20.03m h=13.55m h/d=0.68		$c_{pe}=0.8$	$c_{pe}=-0.9$	$c_{pe}=-0.44$

**Tabella 1 – determinazione dei valori di  $c_{pe}$  globali**

In aggiunta, in accordo con la Tab. C3.3.II, si riportano i coefficienti di pressione locali  $c_{pe,10}$ .

Caso 1  $e=\min(b;2h)=\min(20.3;27.1)=20.3\text{m}$

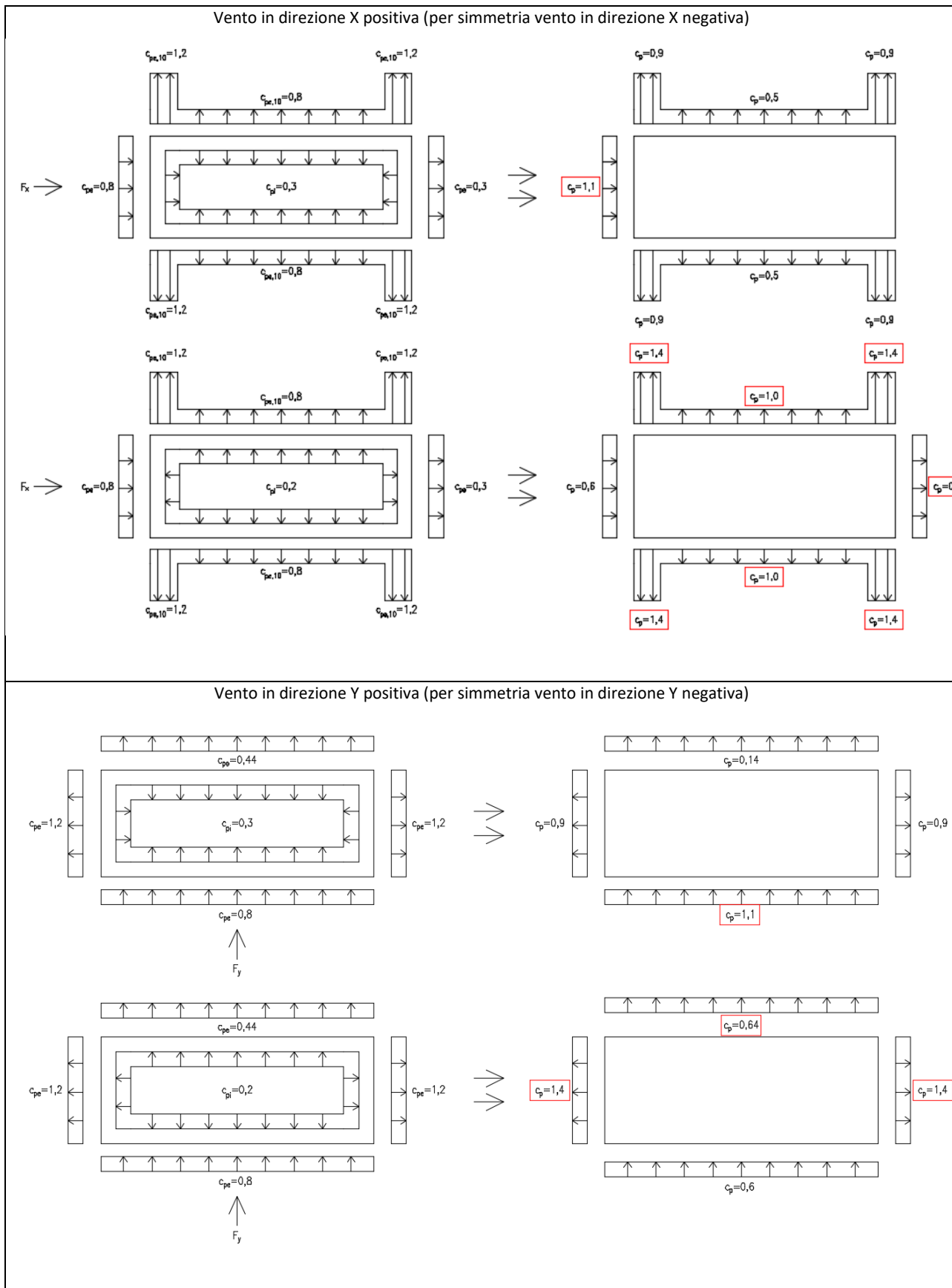
Caso 2  $e=\min(b;2h)=\min(122.0;27.1)=27.1\text{m}$

	Zona	A	B	C
	h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Caso 1	1	-1.2	-0.8	-0.5
Caso 2	$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5

**Tabella 2 – determinazione dei valori di  $c_{pe,10}$**

Per quanto riguarda i coefficienti di pressione interna, si adottano i valori di  $c_{pi}=+0.2$  e  $c_{pi}=-0.3$ , considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

Si valutano le condizioni di carico riportate in Tabella 3.



**Tabella 3 – coefficienti di pressione da progetto**

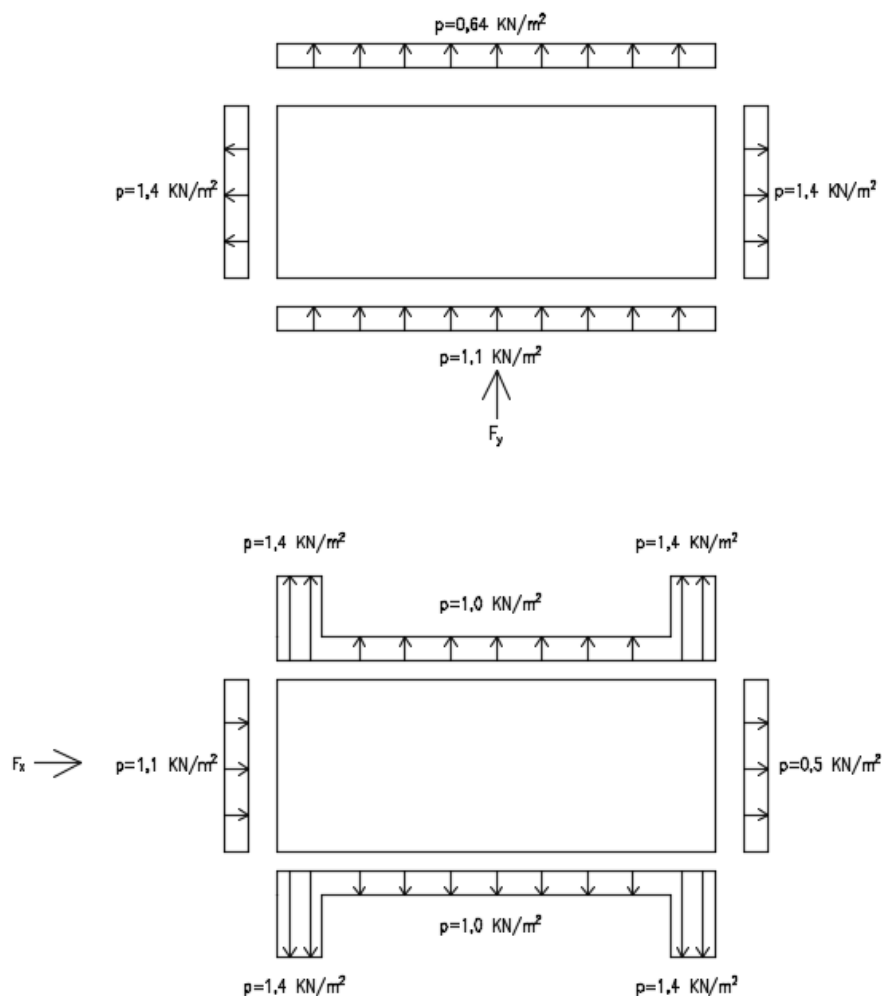


Figura 3 – pressione del vento di progetto

### 9.5.1. Vento in corrispondenza della tettoia

#### 9.5.1.1. Vento sui pilastri esposti



Figura 4 – Identificazione dell'allineamento dei pilastri esposti al vento sotto la tettoia

Il vento in corrispondenza dei pilastri esposti viene valutato come segue (CNR DT 207/2018, Fig. G.10.2):

$$d/b=1$$

$$C_{fx0}=2.1$$

$$C_{fy0}=0.3$$

La pressione del vento sulla faccia ortogonale al flusso, in ciascuna direzione, è pari a:

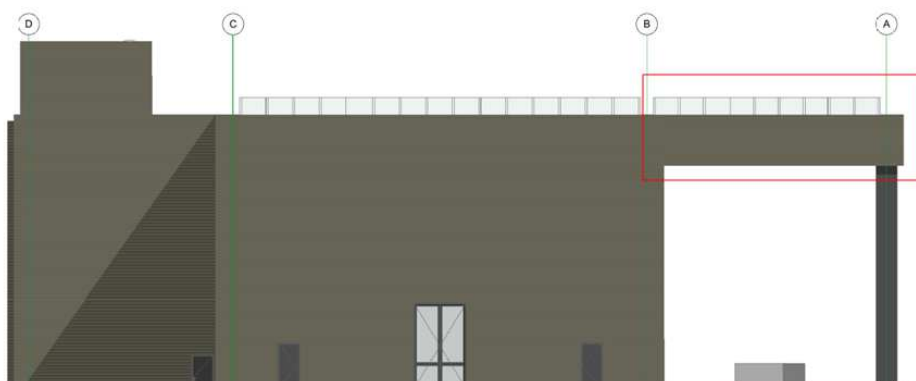
$$p_x=f_w=q_r \cdot C_e \cdot C_{fx0}=0.391 \cdot 2.55 \cdot 2.1=2.1 \text{ KN/m}^2$$

La pressione del vento sulla faccia trasversale al flusso, in ciascuna direzione, è pari a:

$$p_y=f_w=q_r \cdot C_e \cdot C_{fy0}=0.391 \cdot 2.55 \cdot 0.3=0.3 \text{ KN/m}^2$$

#### 9.5.1.2. Vento in corrispondenza del pannello perimetrale

La tettoia in sommità è delimitata da un pannello perimetrale alto complessivamente 2.4m.



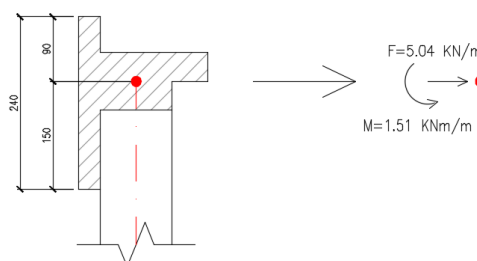
**Figura 5 – Identificazione del pannello perimetrale presente sui tre lati della tettoia**

Lungo tale pannello agisce la pressione del vento.

Per il calcolo del coefficiente di pressione, si adotta quello indicato dall'EC1, parte 1-4, §7.4.1.

$$C_p=2.1$$

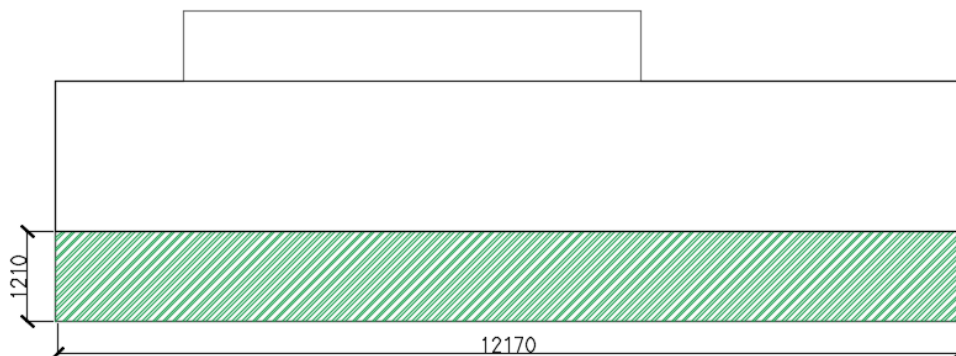
$$p=0.391 \cdot 2.55 \cdot 2.1 \cdot 1=2.1 \text{ KN/m}^2$$



**Figura 6 – Risultante F e M della pressione del vento sul pannello in corrispondenza del pilastro**

### 9.5.1.3. Vento agente in corrispondenza della copertura

Poiché la struttura è esposta al vento su tra lati, si valutano le azioni globali agenti in copertura in accordo con quanto stabilito dal § C3.3.8.2.



**Figura 7 – Area di riferimento**

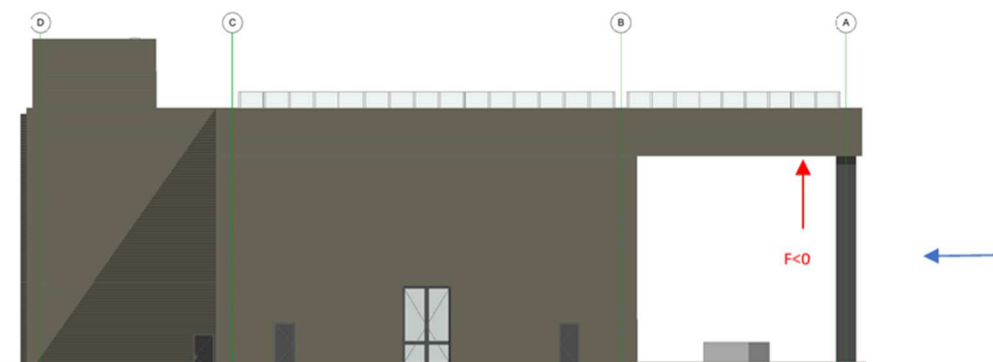
Si adotta  $\phi=1$ , risulta:

- $c_F = -1.4$
- $c_F = +0.2$

Area di riferimento  $L^2 = 121.7 \cdot 12.1 = 1472.57 \text{ m}^2$

Per il vento agente in direzione Y positivo, si ottiene:

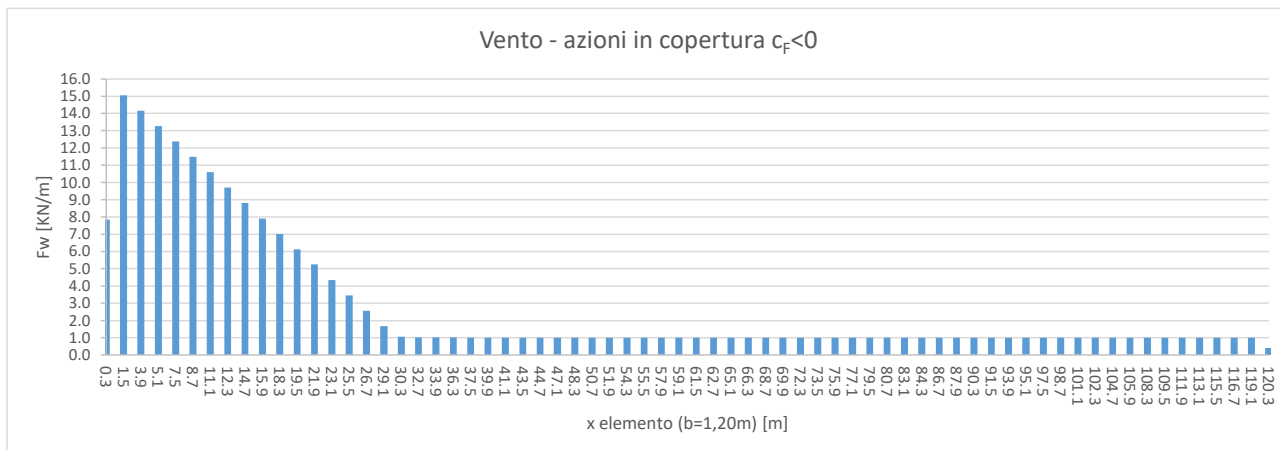
- $c_F < 0$        $F = -2062 \text{ KN} / 121.7 \text{ m} = 16.9 \text{ KN/m}$  applicato a  $d/4$
- $c_F > 0$        $F = +295 \text{ KN} / 121.7 \text{ m} = 2.4 \text{ KN/m}$  applicato a  $d/4$



**Figura 8 – Azione del vento con  $c_F < 0$  agente lungo Y positivo**

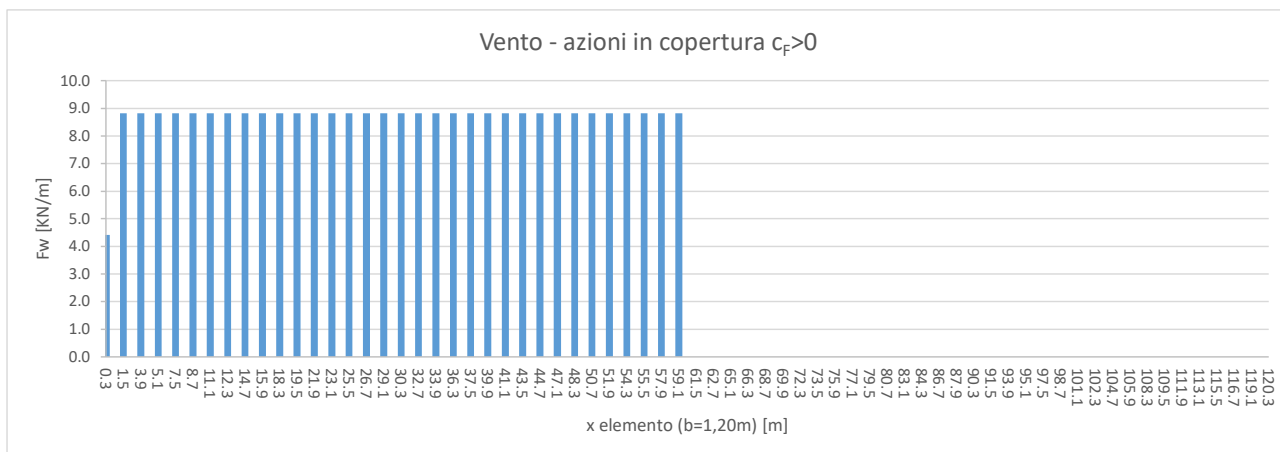
Per vento agente nella direzione dell'asse X si considera una distribuzione equivalente alla risultante, applicata ad un quarto della luce complessiva.

Per vento agente in direzione dell'asse X positivo, con  $c_F < 0$ , risulta la seguente distribuzione di carico equivalente (l'azione è riferita a ciascuna lastra di larghezza pari a 1,2m):



Per vento agente lungo X negativo, la distribuzione è analoga e simmetrica.

Per vento agente in direzione dell'asse X positivo, con  $c_F > 0$ , risulta la seguente distribuzione di carico equivalente:



## 9.6. Azione della neve

In ottemperanza a quanto di cui al § 3.4 NTC si determina quanto segue:

### Azione della neve secondo NTC2018

#### Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Brescia	-
Zona	Zona I - Alpina	
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - $a_s$	160	m
Ostacolo sulla parte più bassa della falda	No	-
Topografia	Normale	-

#### Dati di Output

Valore di riferimento del carico da neve al suolo - $q_{sk}$	1.5	kN/mq
Angolo di inclinazione falda sull'orizzontale - $\alpha$	0	deg
Coefficiente di forma della copertura - $\mu_i$	0.8	-

Coefficiente di esposizione - $C_E$	1.0	-
Coefficiente termico - $C_t$	1	-
<b>Carico della neve sulle coperture - <math>q_s</math></b>	<b>1.20</b>	<b>kN/mq</b>

Si ottiene una pressione della neve di progetto pari a 1.20 kN/m<sup>2</sup>.

### 9.7. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Ai fini delle vigenti NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  per i quali si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per il Comune di Rovato (BS) oggetto dell'intervento vale quanto segue:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
10.0011

LATITUDINE  
45.5667

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Lombardia

PROVINCIA  
Brescia

COMUNE  
Rovato

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

**Nodi del reticolo intorno al sito**

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

**FASE 1**

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

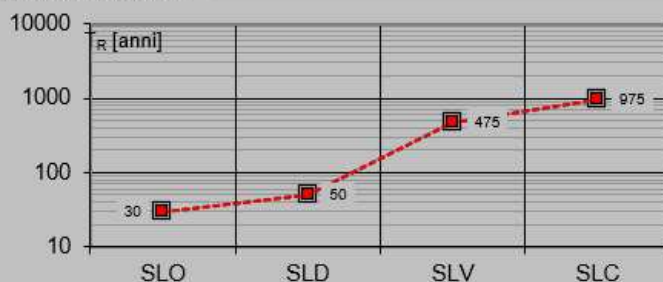
### Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 9.7.1. Spettro SLV e parametri di definizione

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato: SLV [info](#)

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: B [info](#)  
 Categoria topografica: T1 [info](#)

$S_S =$  1.200 [info](#)  
 $C_C =$  1.424 [info](#)  
 $h/H =$  0.000 [info](#)  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$  1.000 [info](#)

**Compon. orizzontale**

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)  
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%): 5 [info](#)  
 Fattore  $q_a$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  1.000 [info](#)  
 Regol. in altezza: sì [info](#)

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto

Fattore  $q$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  0.667 [info](#)

**Elaborazioni**

[Grafici spettri di risposta](#)  
[Parametri e punti spettri di risposta](#)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.138 g
$F_o$	2.458
$T_C^*$	0.275 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.424
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.130 s
$T_C$	0.391 s
$T_D$	2.154 s

### 9.7.2. Spettro SLD e parametri di definizione

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLD [info](#)

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: B [info](#)

Categoria topografica: T1 [info](#)

$S_s =$  1.200 [info](#)

$C_c =$  1.474 [info](#)

$h/H =$  0.000 [info](#)  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$  1.000 [info](#)

**Compon. orizzontale**

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%): 5 [info](#)

Fattore  $q_o$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  1.000 [info](#)

Regol. in altezza: si [info](#)

**Compon. verticale**  
Spettro di progetto

Fattore  $q$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  0.667 [info](#)

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta [»](#)

Parametri e punti spettri di risposta [»](#)

**Spettri di risposta**

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.053 g
$F_o$	2.384
$T_C^*$	0.232 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.474
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.114 s
$T_C$	0.342 s
$T_D$	1.810 s

### 9.7.3. Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei comportamenti strutturali di cui al § 7.2.2. NTC.

#### 9.7.3.1. Capannone prefabbricato

Si progetta con un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto, nella valutazione della domanda, tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico. L'analisi è di tipo "lineare" secondo quanto previsto nel § 7.3.1 NTC. La domanda sismica è calcolata con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo per il fattore di comportamento  $q$  i limiti di cui alla Tab. 7.3.I NTC con i valori di base  $q_0$  della Tab. 7.3.II. Nello specifico il fattore di comportamento, per struttura non dissipativa, si assume pari a 1.5 in accordo con l'espressione [7.3.2] NTC. La tipologia strutturale è del tipo "prefabbricata con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati".

Segue uno stralcio della Tab. 7.3.I delle NTC:

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il metodo di analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "dinamica". In essa l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto di cui al § 3.2.3.5 NTC.

### 9.8. Definizione delle masse sismiche – pannelli prefabbricati

I pannelli prefabbricati di tamponamento sono stati presi in considerazione solo come masse partecipanti all'evento sismico e il loro contributo irrigidente è stato trascurato. I pannelli appoggiano sulle travi porta pannello, posizionate a livello della fondazione, su cui scaricano direttamente il peso (carico verticale) e quindi non incrementano il peso totale della struttura. Alla

luce del sistema di vincolo, rappresentato in Figura 12, in direzione ortogonale al pannello, in sommità, è presente un vincolo orizzontale, pertanto si considerano le masse sismiche agenti nel piano copertura.

Si riporta di seguito la determinazione delle masse dovute ai pannelli prefabbricati:

- Massa per unità di superficie del pannello  $m=4.20 \text{ KN/m}^2$
- Altezza pannello  $h_p=12.65\text{m}$
- Altezza sbalzo  $h_s=0.9$
- Massa totale  $M=(h_p/2+h_s)\cdot m=30.35 \text{ KN/m}$

Tale massa, opportunamente moltiplicata per la larghezza di influenza, viene applicata in corrispondenza della sommità di ciascun pilastro, dove presenti i pannelli.

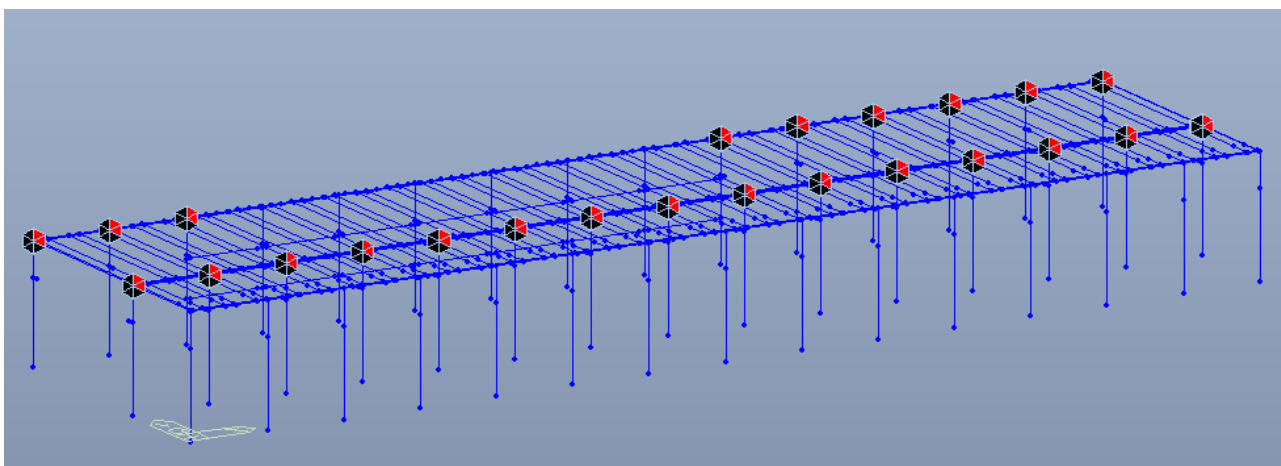


Figura 9 – Applicazione masse sismiche dei pannelli

## 10. CARROPONTE

Il carroponte è a servizio dei due binari per manutenzione treni e ha portata massima pari a 20t.

Le vie di corsa, o travi di scorrimento, sono a sostegno delle rotaie per lo scorrimento del carroponte e sono realizzate con travi in carpenteria metallica tipo HE, con luce pari a 8,6m, dotate di opportuni irrigidimenti per evitare l'instabilità locale.

Le vie di corsa hanno schema statico di trave in semplice appoggio e sono vincolate trasversalmente in corrispondenza dei pilastri.

Lo scartamento è pari a 18m circa.

I dati relativi al carroponte utilizzati in questa fase progettuale andranno verificati secondo i parametri forniti dal costruttore.

I parametri sono relativi ad una gru elettrica bitrave.

### 10.1. Carichi agenti sul carroponete

Le azioni agenti sulle vie di corsa sono:

- carichi verticali per peso proprio, peso di metà della trave orizzontale superiore e i carichi verticali del carroponete;
- tiro obliquo e serpeggiamento (azioni trasversali);
- forze di inerzia associate all'accelerazione e alla decelerazione del carrello (azioni longitudinali);
- azioni dovuti al disassamento dei carichi verticali

Ai fini dell'analisi globale effettuata, nel modello sono stati applicati i seguenti carichi, da verificare con il produttore, considerando la situazione più gravosa di massimo accostamento a carico:

- Carico verticale massimo: 300KN;
- Carico orizzontale: massimo tra  $300/7$  e  $300/10$ : 43 KN

Tali carichi sono stati applicati i tre diverse sezioni rappresentative del capannone, considerando che tutti i pilastri con la medesima geometria hanno lo stesso dimensionamento in termini di materiali e armatura.

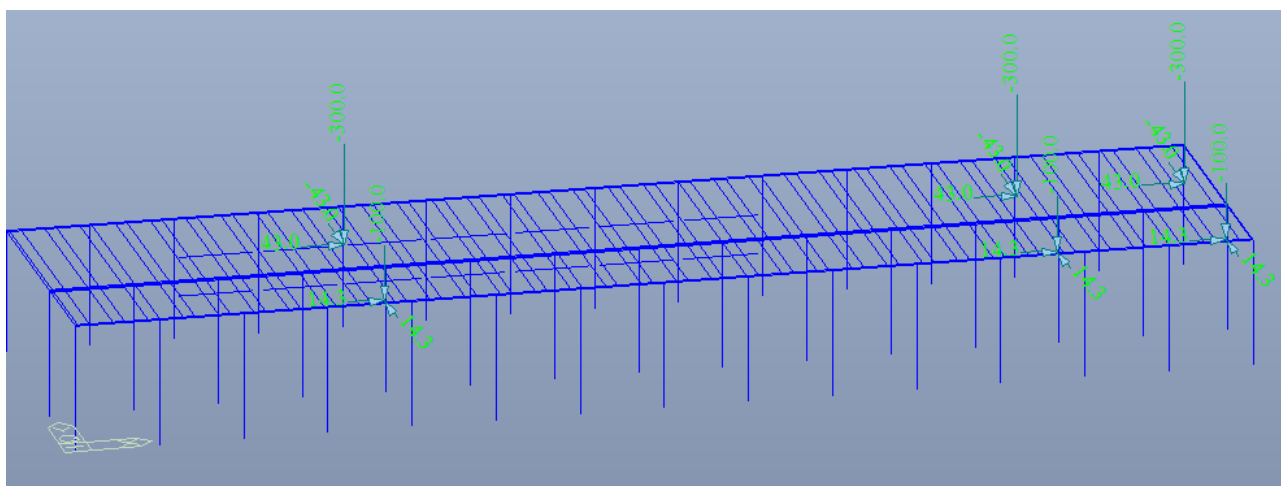


Figura 10: Carico da carroponete nel modello di calcolo

### 10.2. Limiti di deformazione

I limiti di deformazione devono essere in accordo con le indicazioni fornite dal produttore. In ogni caso i limiti di deformazione devono essere verificati secondo la normativa vigente.

## 11. ELEMENTI SECONDARI

### 11.1. Pannelli di tamponamento prefabbricati

#### 11.1.1. Premessa

Al punto 7.2.3, le NTC 2018 prescrivono che la capacità degli elementi non strutturali deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. I pannelli adottati sono pannelli verticali che appoggiano, a livello della fondazione, su apposite travi porta pannello, su cui scaricano il loro peso.

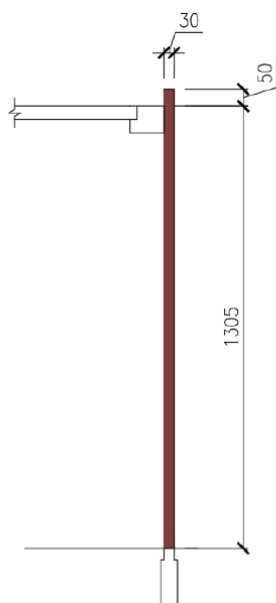


Figura 11 – rappresentazione schematica del pannello prefabbricato di facciata

Si evidenzia che è necessario verificare i pannelli e i suoi collegamenti sia per effetto dell'azione sismica, sia per effetto del carico del vento.

L'azione sismica e l'azione del vento sono riportate nel § 11.2 e nel § 11.4 rispettivamente.

La tipologia di vincolo da garantire al pannello è descritta nel § 11.3.

### 11.2. Calcolo azione sismica sul pannello

Di seguito si riporta il procedimento seguito per la determinazione del carico sismico agente sul pannello.

Altezza totale del pannello	$H_{tot}=13.55m$
Altezza dello sbalzo:	$h_s=0.50m$
Larghezza pannello	$b=2.5m$
Peso proprio pannello:	$g_{2k\_pannello}=4.20\text{ KN/m}^2$

#### Parametri sismici

$$a_g/g=0.138$$

$$S=1.2$$

$$q_a=2 \quad (\text{NTC 2018, Tab. C7.2.I, elemento non strutturale a pareti interne ed esterne})$$

$$T_1=1.10s \quad \text{periodo proprio della struttura principale a telaio}$$

$$T_a=0.39s$$

In accordo alla Tab. C7.2.II, poiché  $T_1 > 1.0s$ , si ha:

$$a=0.3$$

$$b=1.0$$

$$a_p=2.5$$

Da cui:

$$aT_1=0.33s$$

$$bT_1=1.10s$$

Pertanto,  $aT_1 < T_a < bT_1$

$$S_a(T_a)=\alpha S(1+Z/H)a_p=0.138 \cdot 1.2 \cdot (1+0.5) \cdot 2.5=0.621$$

$$F_a=S_a W_a/q_a=0.621 \cdot 4.20/2=1.30 \text{ KN/m}^2$$

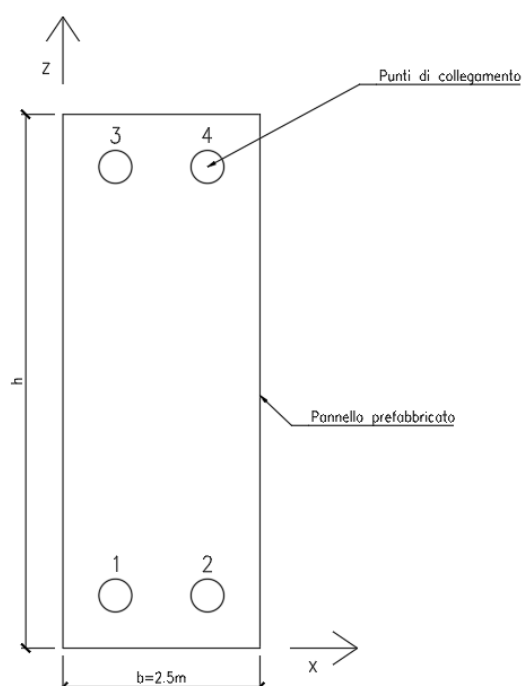
Il pannello, l'armatura del pannello e le sue connessioni devono essere dimensionati considerando che l'azione sismica equivalente agente in direzione ortogonale al pannello è pari a:

$$F_a=1.30 \text{ KN/m}^2$$

### **11.3. Schema di collegamento dei pannelli verticali**

La prevede una connessione tra pannelli di pareti e struttura principale che garantisca un assetto isostatico al pannello stesso.

Lo schema adottato è illustrato in Figura 12.



Direzione del vincolo	Punto di collegamento			
	1	2	3	4
x	fisso	fisso	scorrevole	scorrevole
y	fisso	fisso	fisso	fisso
z	fisso	fisso	scorrevole	scorrevole

**Figura 12 – tipologia di vincolo dei punti di collegamento (pannello verticale con assetto isostatico)**

#### **11.4. Calcolo dell'azione del vento sui pannelli**

In riferimento a quanto riportato nel § 9.5.1, la pressione del vento, a meno dei coefficienti di pressione, è pari a:

$$p'=1 \text{ KN/m}^2$$

Per il dimensionamento del pannello è necessario adottare  $c_{pe,10}=1.2$ .

Per il dimensionamento dei collegamenti del pannello è necessario adottare  $c_{pe,1}=1.4$ .

A favore di sicurezza, tale valore viene sommato ad un coefficiente di pressione pari a 0.2.

La pressione del vento agente ortogonalmente al pannello, in entrambe le direzioni, è riportata in Tabella 4.

	Pressione caratteristica del vento	Pressione del vento SLU
Verifiche del pannello	$p=1 \cdot (1.2+0.2)=1.4 \text{ KN/m}^2$	$p_{SLU}=1.5 \cdot 1.4=2.1 \text{ KN/m}^2$
Verifiche dei collegamenti	$p=1 \cdot (1.4+0.2)=1.6 \text{ KN/m}^2$	$p_{SLU}=1.5 \cdot 1.6=2.4 \text{ KN/m}^2$

**Tabella 4 – Valori della pressione del vento per la verifica dei pannelli**

## **12. CAPANNONE PREFABBRICATO: DESCRIZIONE DELLE OPERE**

La costruzione analizzata è a pianta rettangolare, di dimensioni planimetriche complessive di 122.0 x 32.4m, monopiano, realizzata con telai ad interasse di 8.60m, divisi in due campate da 11.3m e da 19.5m. L'altezza massima è pari a 13m circa dal piano del ferro.

L'edificio è reso sismicamente indipendente dal corpo adiacente per mezzo dell'interposizione di un giunto orizzontale, in corrispondenza dell'allineamento C.

La struttura portante è in calcestruzzo armato ordinario e precompresso. I pilastri sono a sezione quadrata in c.a. di dimensioni 100x100cm e rettangolare di dimensioni 100x120cm, mentre la copertura è costituita da travi a I e a L in c.a.p., di lunghezza 8.6m circa, sulle quali appoggiano le lastre alveolari in c.a.p., complete di cappa collaborante armata con spessore medio pari a 10cm. Le lastre alveolari hanno larghezza pari a 1.20m, altezza pari a 60cm e 40cm e lunghezza pari a circa 20m e 11m rispettivamente.

Dove è presente il giunto, su ciascun pilastro collocato all'interfaccia tra i due corpi sono previste mensole in calcestruzzo armato, utilizzate per supportare le travi principali dell'edificio servizi in corrispondenza di ogni orizzontamento. Per garantire lo svincolo nel piano orizzontale, si predispongono appoggi mobili bidirezionali.

In aggiunta:

- in tutti i pilastri collocati sugli allineamenti B e C è presente la mensola a supporto delle travi metalliche del carroponete da 20t;
- in tutti i pilastri collocati sull'allineamento C, in corrispondenza di ogni orizzontamento, in direzione longitudinale, sono presenti due mensole, ciascuna per lato, necessarie per realizzare la chiusura dei solai dell'edificio servizi e sostenere la parete divisoria presente tra i due corpi.

Lo schema statico presuppone pilastri incastrati alla base, continui per tutta l'altezza, e travi incernierate in sommità. Le lastre alveolari collegate alle travi seguono il medesimo schema statico cerniera-cerniera.

Per realizzare il vincolo di incastro alla base si prevedono plinti isolati (dim. 200x200x130cm) su palo di grande diametro. Il collegamento tra pilastro e plinto è monolitico, per mezzo della predisposizione di dispositivi certificati.

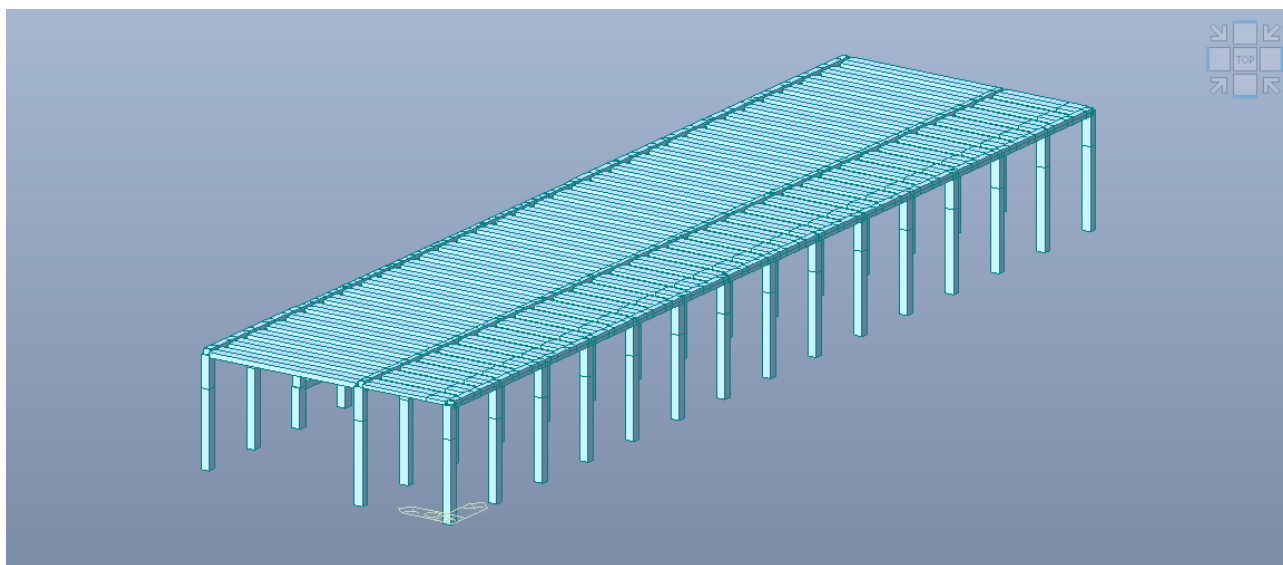
Si dispongono travi di collegamento in fondazione (dim. 50x60cm) e travi porta-pannello (dim. 70x130cm).

### 12.1. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo

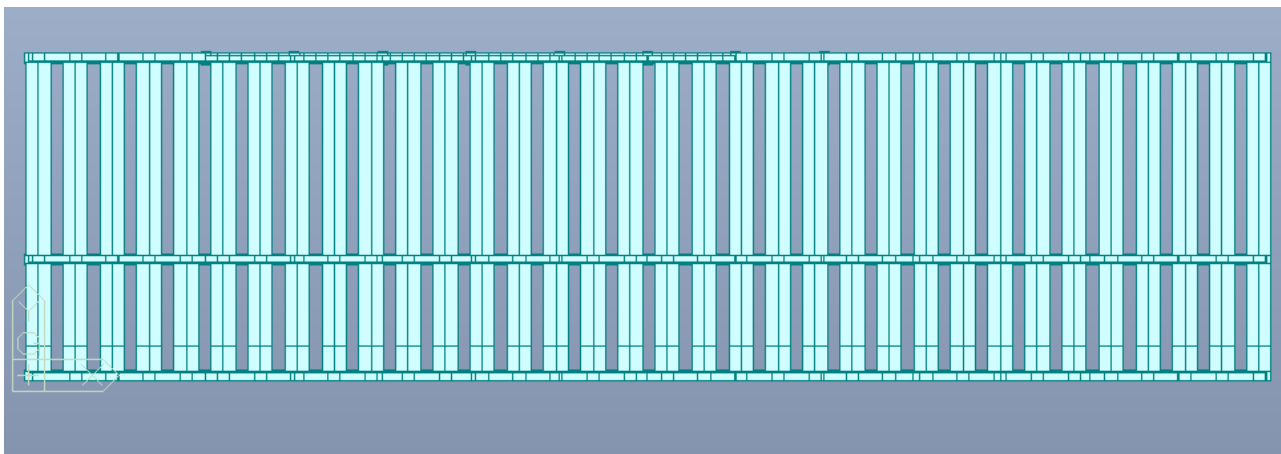
La modellazione numerica della struttura ha previsto l'impiego di elementi tipo "beam" che descrivono gli elementi di elevazione (pilastri e travi). Il vincolo implementato tra travi di impalcato e pilastri e tra lastre alveolari e travi è tale da non trasferire le componenti di momento (a meno di quella dovuta all'eccentricità dell'appoggio). Stante la presenza della cappa in calcestruzzo collaborante in copertura, l'impalcato è considerato rigido nell'analisi condotta. La quota di zero per l'analisi sismica, infine, è fatta coincidere con l'estradosso del plinto di fondazione in testa palo. Il vincolo implementato a tale quota è di incastro rigido. I pannelli verticali di chiusura perimetrale non sono stati modellati in termine di elementi ma introdotti come massa sismica (oltre che carico gravitazionale) in quanto, per il sistema di vincolo adottato, non interferiscono significativamente con il comportamento modale della struttura. Come richiesto dalle vigenti NTC, nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali (tipicamente i pilastri) si è tenuto conto della fessurazione. Pertanto, la rigidezza flessionale per la sola analisi sismica è stata ridotta all'80% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

### 12.2. Modello di calcolo

Nell'immagine seguente la vista tridimensionale del modello di calcolo in uso:



**Figura 13 - Vista 3D della struttura**

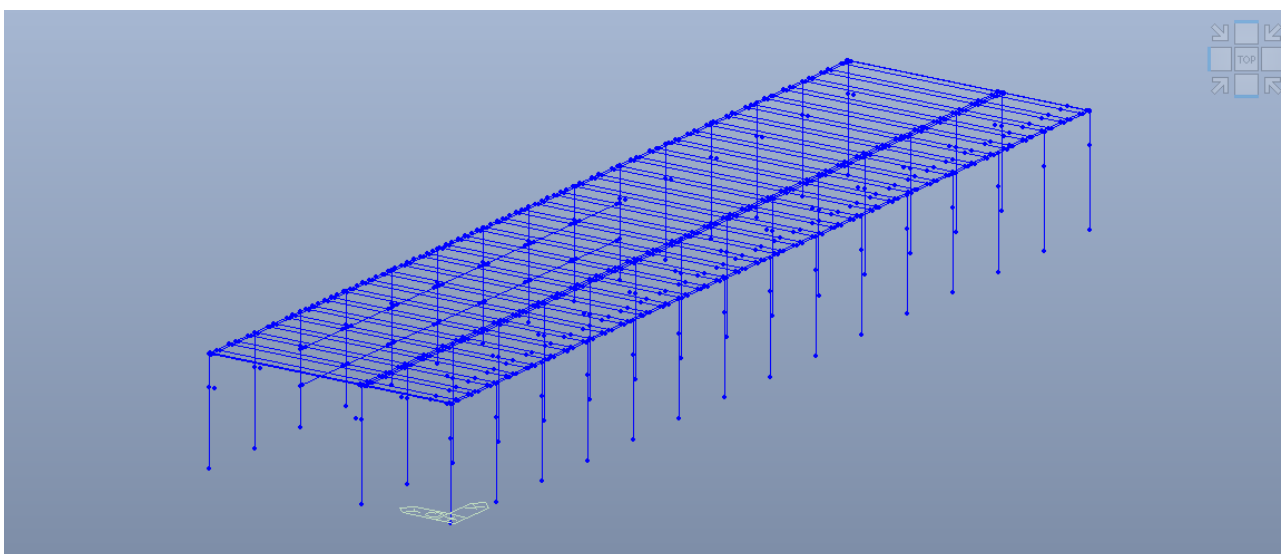


**Figura 14 – Modello della struttura – Pianta copertura**

Nel modello di calcolo si è considerata la presenza dei lucernari apribili, affidando il carico variabile agenti su di essi agli elementi prefabbricati adiacenti.

### **12.3. Schema unifilare**

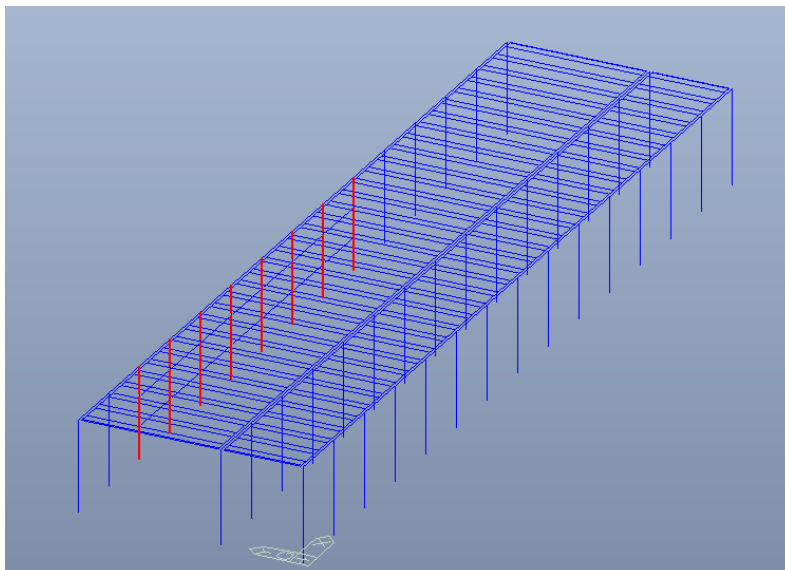
Nell'immagine seguente lo schema unifilare della struttura. In evidenza nodi, aste, elementi plate e il sistema di riferimento globale adottato Oxyz:



**Figura 15 – Schema unifilare**

In corrispondenza dell'allineamento C, sono presenti i pilastri in comune con il Corpo 2. Il dimensionamento del giunto e la geometria dei corpi in affiancamento sono riportati nella relazione di calcolo B32Ed103IT--R1. Nel § 12.14, relativo alle verifiche strutturali, viene indicato come viene considerato il contributo flessionale dato dell'eccentricità di carico nel modello sismico, proveniente

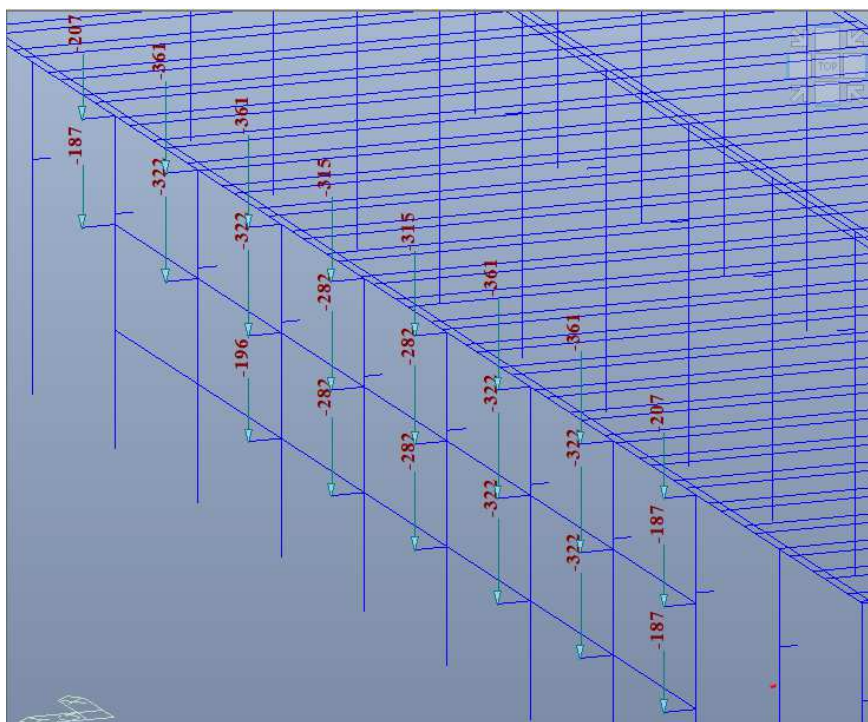
dal Corpo 1. Nel caso statico, tale carico eccentrico (eccentricità pari a 95cm rispetto all'asse del pilastro) è riportato all'interno del modello.



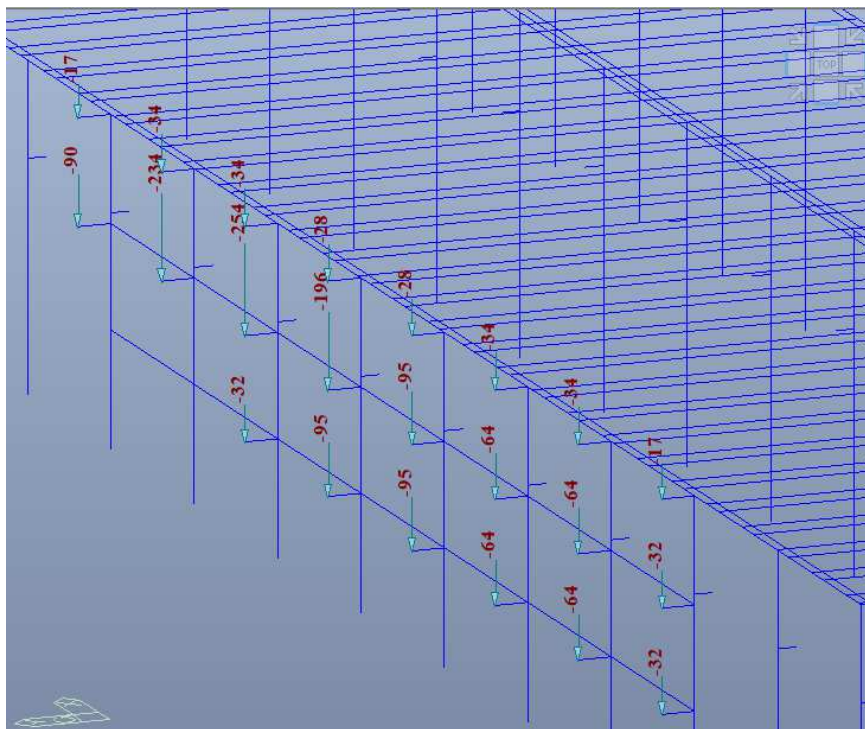
**Figura 16 – Pilastri in comune tra corpo 1 e corpo 2**

Per quanto riguarda il caso sismico, data la presenza del giunto fra Corpo 1 e Corpo 2, poiché le reazioni dei carichi del Corpo 2 sulla mensola dei pilastri sull'allineamento C non partecipano come masse sismiche al comportamento globale del Corpo 1, l'effetto dell'eccentricità sulle azioni interne del pilastro viene determinata separatamente. L'incremento di sollecitazione nel pilastro allo SLV è definito per effetto di un'eccentricità pari a 1,3m.

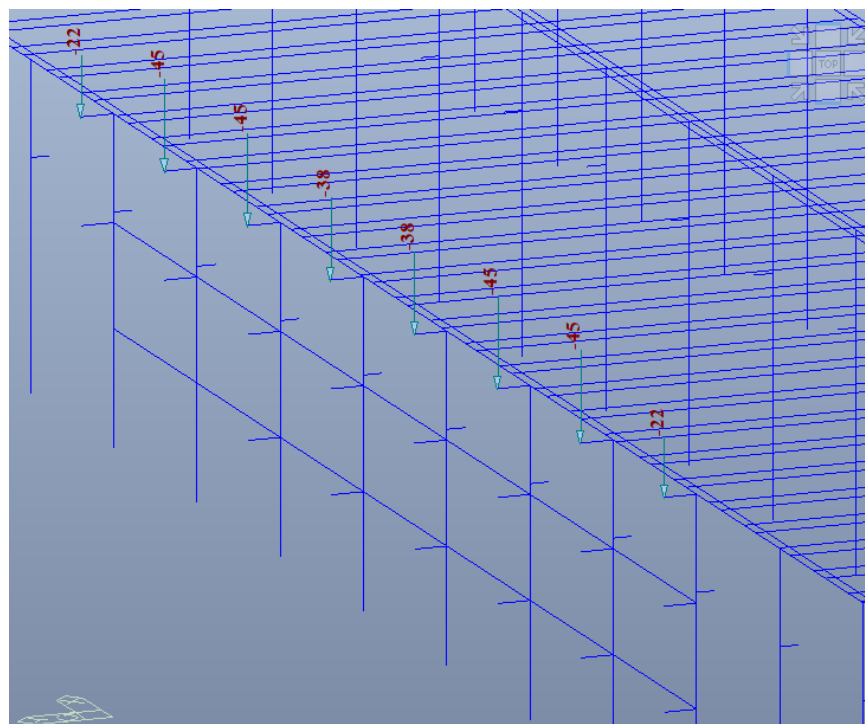
Per l'analisi dettagliata dei carichi applicati sul Corpo 2 si rimanda alla relazione di calcolo specifica.



**Figura 17 – Azioni per peso proprio del Corpo 2 sui pilastri del Corpo 1**



**Figura 18 – Azioni per carichi permanenti del Corpo 2 sui pilastri del Corpo 1**



**Figura 19 – Azioni per carico da neve del Corpo 2 sui pilastri del Corpo 1**

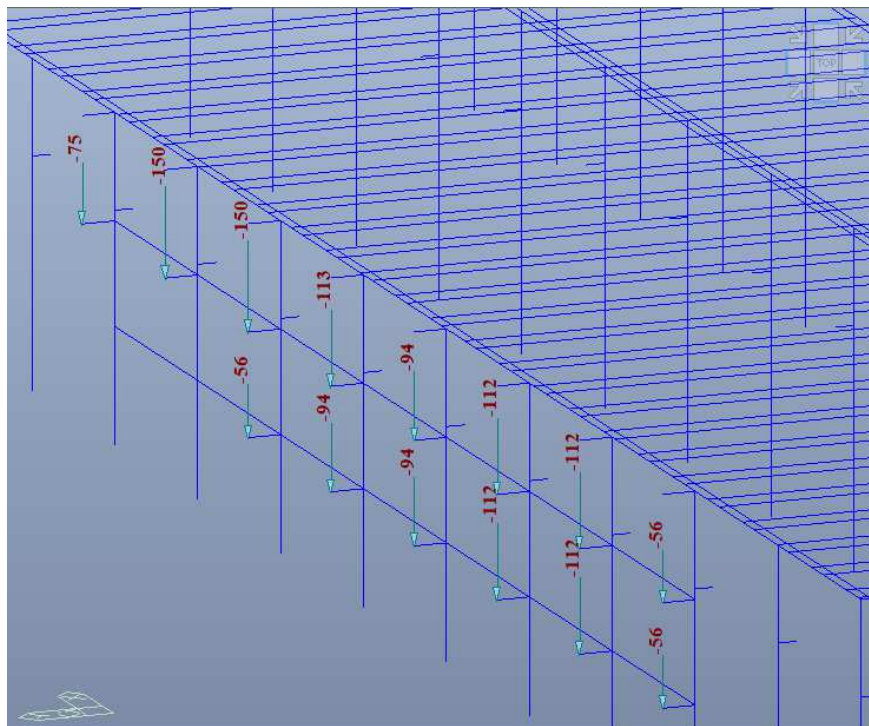


Figura 20 – Azioni per carichi variabili del Corpo 2 sui pilastri del Corpo 1

#### 12.4. Casi di carico

Nell'immagine seguente sono riportati i casi di carico implementati nell'analisi numerica. In evidenza la numerazione usata nelle combinazioni, il tipo e la descrizione:

No	Name	Type	Description
1	PP	Dead Load (D)	peso proprio
2	PERM	Dead Load (D)	permanenti portati
3	NEVE	Snow Load (S)	carico da neve
4	W+X	Wind Load on Structure (W)	Vento direzione +X
5	W-X	Wind Load on Structure (W)	Vento direzione -X
6	W+Y	Wind Load on Structure (W)	Vento direzione +Y
7	W-Y	Wind Load on Structure (W)	Vento direzione -Y
8	CARROPONTE	Live Load (L)	Carroponte da 20 ton
9	VAR. EDIFICIO	Live Load (L)	Variabile edificio servizi

Figura 21 – Casi di carico elementari

#### 12.5. Combinazioni di carico

Seguono le combinazioni di carico in uso:

##### 12.5.1. Combinazioni statiche SLU

	Peso proprio	Permanenti	Neve	W+X	W-X	W+Y	W-Y	Carroponte	Variabile da edificio servizi
SLU1	1.3	1.5	0.75	0.9				1.5	1.5
SLU2	1.3	1.5	0.75		0.9			1.5	1.5
SLU3	1.3	1.5	0.75			0.9		1.5	1.5
SLU4	1.3	1.5	0.75				0.9	1.5	1.5

SLU5	1.3	1.5	1.5	0.9				1.5	1.5
SLU6	1.3	1.5	1.5		0.9			1.5	1.5
SLU7	1.3	1.5	1.5			0.9		1.5	1.5
SLU8	1.3	1.5	1.5				0.9	1.5	1.5
SLU9	1.3	1.5	0.75	1.5			0.9	1.5	1.5
SLU10	1.3	1.5	0.75		1.5			1.5	1.5
SLU11	1.3	1.5	0.75			1.5		1.5	1.5
SLU12	1.3	1.5	0.75				1.5	1.5	1.5
SLU13	1	1		1.5					
SLU14	1	1			1.5				
SLU15	1	1				1.5			
SLU16	1	1					1.5		

Figura 22 – Combinazioni SLU

### 12.5.2. Combinazioni statiche SLE

	Peso proprio	Permanenti	Neve	W+X	W-X	W+Y	W-Y	Carroponte	Variabile da edificio servizi
RA1	1	1	0.5	0.6				1	1
RA2	1	1	0.5		0.6			1	1
RA3	1	1	0.5			0.6		1	1
RA4	1	1	0.5				0.9	1	1
RA5	1	1	1	0.6				1	1
RA6	1	1	1		0.6			1	1
RA7	1	1	1			0.6		1	1
RA8	1	1	1				0.6	1	1
RA9	1	1	0.5	1			0.6	1	1
RA10	1	1	0.5		1			1	1
RA11	1	1	0.5			1		1	1
RA12	1	1	0.5				1	1	1
RA13	1	1		1					
RA14	1	1			1				
RA15	1	1				1			
RA16	1	1					1		
FR1	1	1	0.2	0.2				1	0.5
FR2	1	1	0.2		0.2			1	0.5
FR3	1	1	0.2			0.2		1	0.5
FR4	1	1	0.2				0.2	1	0.5
FR5	1	1	0.5	0.2				1	0.5
FR6	1	1	0.5		0.2			1	0.5
FR7	1	1	0.5			0.2		1	0.5
FR8	1	1	0.5				0.2	1	0.5
FR9	1	1	0.2	0.6			0.2	1	0.5
FR10	1	1	0.2		0.6			1	0.5
FR11	1	1	0.2			0.6		1	0.5
FR12	1	1	0.2				0.6	1	0.5
FR13	1	1		0.6					

FR14	1	1		0.6			
FR15	1	1			0.6		
FR16	1	1				0.6	
QP1	1	1					0.8

Figura 23 – Combinazioni SLE

### 12.5.3. Combinazioni sismiche SLV

	Peso proprio	Permanenti	Neve	W+X	W-X	W+Y	W-Y	Carroponte
SLV1	1	1						0.8
SLV2	1	1						0.8
SLV3	1	1						0.8
SLV4	1	1						0.8
SLV5	1	1						0.8
SLV6	1	1						0.8
SLV7	1	1						0.8
SLV8	1	1						0.8
SLV9	1	1						0.8
SLV10	1	1						0.8
SLV11	1	1						0.8
SLV12	1	1						0.8
SLV13	1	1						0.8
SLV14	1	1						0.8
SLV15	1	1						0.8
SLV16	1	1						0.8
SLV17	1	1						0.8
SLV18	1	1						0.8
SLV19	1	1						0.8
SLV20	1	1						0.8
SLV21	1	1						0.8
SLV22	1	1						0.8
SLV23	1	1						0.8
SLV24	1	1						0.8
SLV25	1	1						0.8
SLV26	1	1						0.8
SLV27	1	1						0.8
SLV28	1	1						0.8
SLV29	1	1						0.8
SLV30	1	1						0.8
SLV31	1	1						0.8
SLV32	1	1						0.8

Figura 24 – Combinazioni SLV

### 12.5.4. Combinazioni sismiche SLD

	Peso proprio	Permanenti	Neve	W+X	W-X	W+Y	W-Y	Carroponte
SLD1	1	1						0.8

SLD2	1	1						0.8
SLD3	1	1						0.8
SLD4	1	1						0.8
SLD5	1	1						0.8
SLD6	1	1						0.8
SLD7	1	1						0.8
SLD8	1	1						0.8
SLD9	1	1						0.8
SLD10	1	1						0.8
SLD11	1	1						0.8
SLD12	1	1						0.8
SLD13	1	1						0.8
SLD14	1	1						0.8
SLD15	1	1						0.8
SLD16	1	1						0.8
SLD17	1	1						0.8
SLD18	1	1						0.8
SLD19	1	1						0.8
SLD20	1	1						0.8
SLD21	1	1						0.8
SLD22	1	1						0.8
SLD23	1	1						0.8
SLD24	1	1						0.8
SLD25	1	1						0.8
SLD26	1	1						0.8
SLD27	1	1						0.8
SLD28	1	1						0.8
SLD29	1	1						0.8
SLD30	1	1						0.8
SLD31	1	1						0.8
SLD32	1	1						0.8

Figura 25 – Combinazioni SLD

## 12.6. Periodi e masse partecipanti

In ottemperanza a quanto previsto nel § 7.3.3 NTC, si verifica che nell'analisi dinamica lineare condotta la massa partecipante associata ai modi considerati sia superiore all'85%.

### 12.6.1. Analisi agli autovalori

EIGENVALUE ANALYSIS							
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance			
	(rad/sec)	(cycle/sec)					
1	5.7335	0.9125	1.0959	0.0000e+000			
2	6.8815	1.0952	0.9130	0.0000e+000			
3	45.1103	7.1795	0.1393	2.0979e-035			
4	45.1211	7.1813	0.1393	2.1812e-035			
5	45.1798	7.1906	0.1391	7.5735e-034			
6	45.8321	7.2944	0.1371	9.5138e-025			
7	45.8351	7.2949	0.1371	1.8540e-024			
8	45.8526	7.2977	0.1370	3.0834e-025			
9	46.0493	7.3290	0.1364	3.7051e-022			
10	46.0584	7.3304	0.1364	6.7197e-022			

Si osserva un periodo di primo modo di vibrare di **1.10** sec.

### 12.6.2. Masse partecipanti

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.0000	0.0000	93.5318	93.5318	0.0000	0.0000	0.0718	0.0718	0.0000	0.0000	0.0456	0.0456	
2	94.6928	94.6928	0.0000	93.5318	0.0000	0.0000	0.0000	0.0719	0.0161	0.0161	0.0309	0.0765	
3	0.0000	94.6928	0.0000	93.5319	2.5735	2.5736	2.1888	2.2607	0.9690	0.9851	0.0000	0.0765	
4	0.0000	94.6929	0.0000	93.5319	2.9171	5.4906	2.2461	4.5068	1.3451	2.3302	0.0000	0.0765	
5	0.0000	94.6929	0.0000	93.5319	1.9867	7.4774	1.5698	6.0766	3.7835	6.1137	0.0000	0.0765	
6	0.0000	94.6929	0.0000	93.5319	1.2450	8.7223	1.0186	7.0952	0.6242	6.7380	0.0000	0.0765	
7	0.0003	94.6932	0.0000	93.5319	0.1456	8.8679	0.1314	7.2266	3.6095	10.3475	0.0000	0.0765	
8	0.0000	94.6932	0.0000	93.5319	6.1403	15.0083	5.4546	12.6812	1.1110	11.4585	0.0000	0.0765	
9	0.0005	94.6937	0.0000	93.5319	0.0402	15.0485	0.0379	12.7191	0.4211	11.8796	0.0000	0.0766	
10	0.0004	94.6941	0.0000	93.5319	0.0222	15.0707	0.0170	12.7361	0.4249	12.3044	0.0000	0.0766	

Si osserva che già con il Modo n. 1 la massa partecipante eccede il limite dell'**85%**.

### 12.7. Verifica non linearità geometriche

Secondo il § 7.3.1 NTC, le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come dall'espressione [7.3.3] NTC, di seguito riportata.

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

Dove:

- P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- $d_{Er}$  è lo spostamento medio di interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostanti, entrambi valutati come indicato nel § 7.3.3.3;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

- $h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle suddette non linearità geometriche possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0.1 come nel caso in oggetto. Infatti, nelle condizioni di carico elementari sismiche SLV (nelle due direzioni principali  $x$  e  $y$ ), si verifica che:

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV_X(R) 1F	1F	13.16	35095.0609	3865.1179	0.0255	7.5000	0.0176	0.0667	OK	1.0000
SLV_Y(R) 1F	1F	13.16	35095.0609	0.1202	0.0000	7.5000	0.0196	0.0667	OK	1.0000

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV_X(R) 1F	1F	13.16	35095.0609	0.1026	0.0000	7.5000	0.0230	0.0667	OK	1.0000
SLV_Y(R) 1F	1F	13.16	35095.0609	3142.4237	0.0306	7.5000	0.0259	0.0667	OK	1.0000

**Figura 26 – Non linearità geometriche (direzione X e direzione Y)**

Si osserva che il valore di  $\theta$  non eccede **0.1**, quale valore limite previsto dalle NTC.

## 12.8. Verifica spostamenti di interpiano

Secondo il § 7.3.6.1 NTC, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali come quella in oggetto, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nelle NTC. Per costruzioni di Classe d'uso II, come si evince dalla Tab. 7.3.III NTC riportata in calce, lo stato limite di riferimento per le verifiche di rigidezza è lo SLD.

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

Per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura deve valere l'espressione [7.3.12] NTC nella quale il limite è fissato in 0.010 volte l'altezza di interpiano. Infatti:

	Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
						Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum)	Story Drift Ratio	Remark
	RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.01 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
▶	SLD_X(RS)	1F	13.16	1.00	0.0100	1	0.0124	0.0124	0.0009	OK	0.0124	0.0124	1.0000	0.0009	OK
	SLD_Y(RS)	1F	13.16	1.00	0.0100	15	0.0149	0.0149	0.0011	OK	0.0149	0.0149	1.0000	0.0011	OK

**Figura 27 – Spostamenti di interpiano**

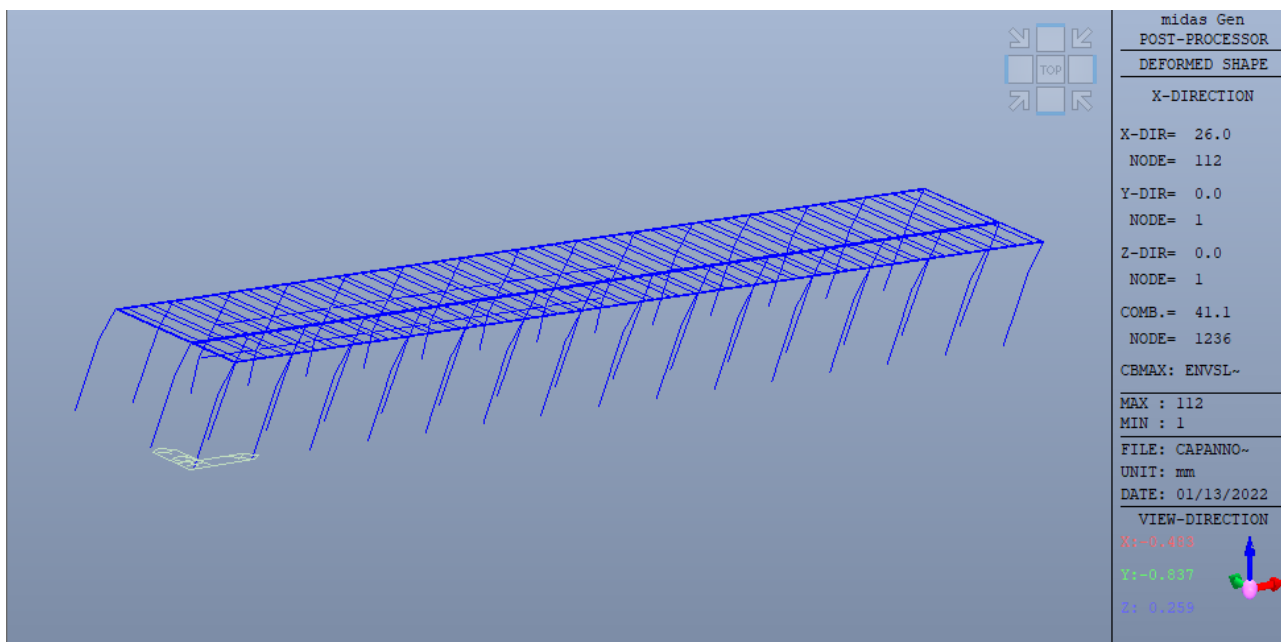
Si osserva che il valore dello spostamento di interpiano adimensionalizzato non eccede **0.010** quale valore limite previsto dalle NTC.

## 12.9. Spostamenti in combinazione sismica

### 12.9.1. Combinazione SLV

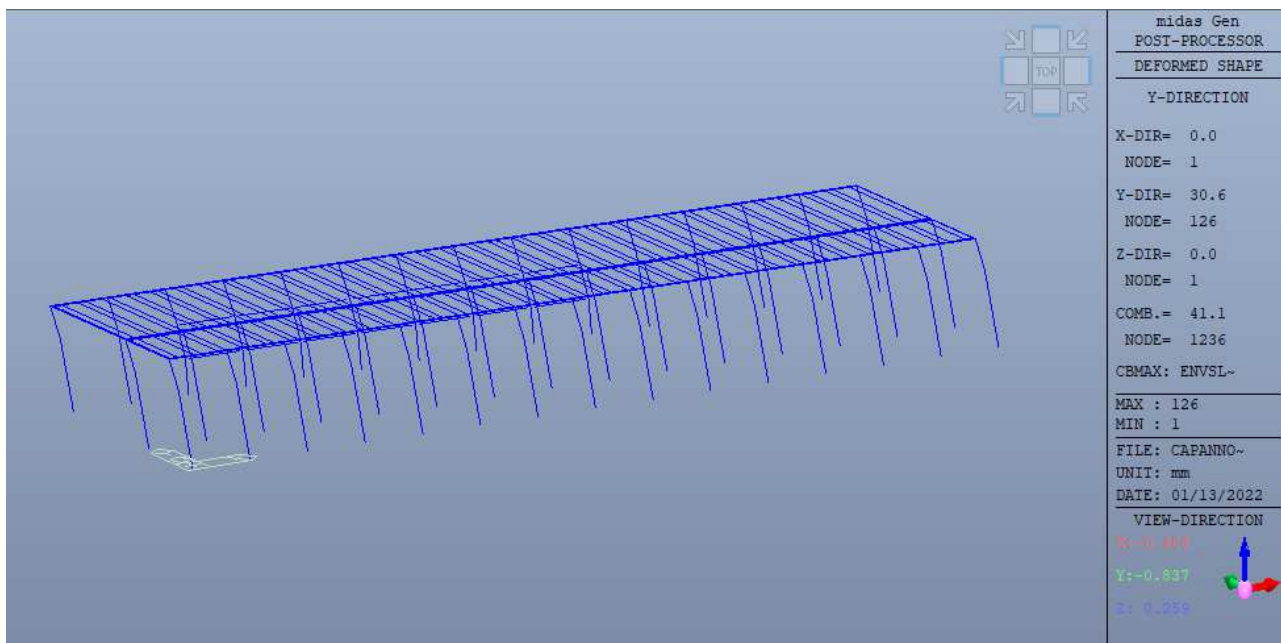
Nelle immagini seguenti, e nelle relative tabelle, sono compendati i massimi spostamenti attesi in combinazione SLV al netto del fattore di comportamento  $q$  assunto pari a 1.5.

In accordo alle NTC 2018, § 7.3.3.3, gli spostamenti  $d_E$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  i valori  $d_e$  ottenuti dall'analisi lineare.



**Figura 28 – Spostamenti SLV, direzione X**

In direzione X si registra uno spostamento massimo letto alla quota copertura pari a  $1.5 \cdot 26 = 39$  mm.



**Figura 29 – Spostamenti SLV, direzione Y**

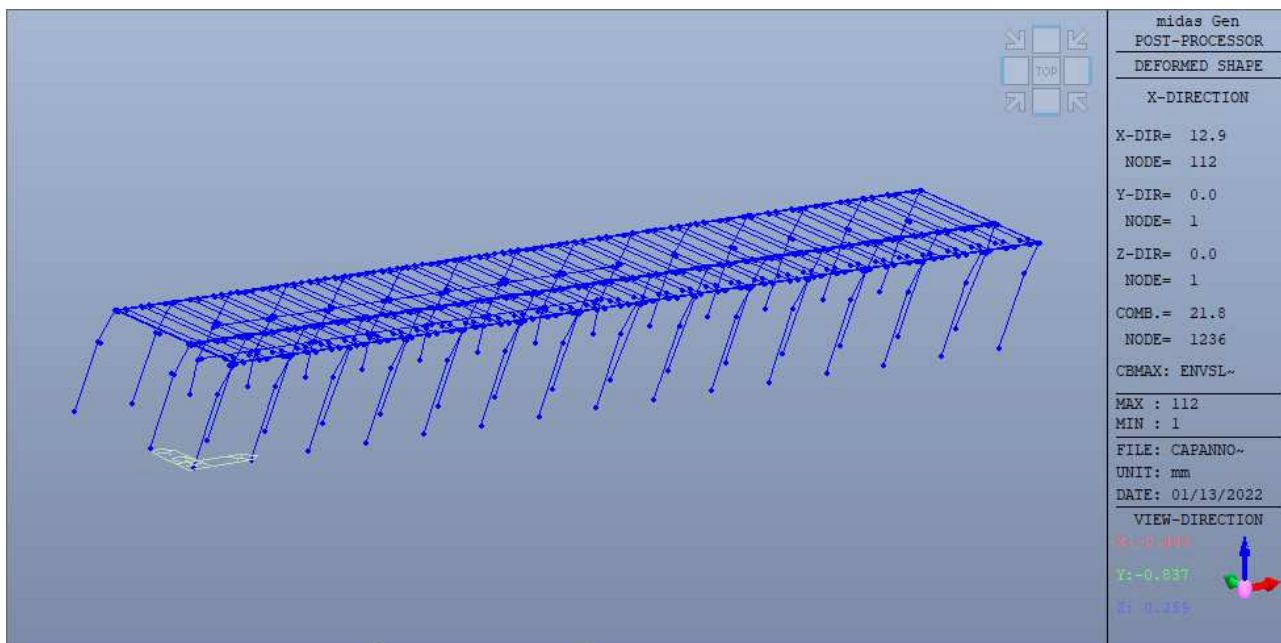
In direzione Y si registra uno spostamento massimo letto alla quota della copertura pari a  $1.5 \cdot 30.6 = 45.9\text{mm}$ .

Si riportano di seguito gli spostamenti lungo X e lungo Y sull'allineamento del giunto con il corpo 2, alla quota di ogni piano fuori terra.

Piano	Z [m]	$\Delta x$ [mm]	$\Delta y$ [mm]	$1.5 \cdot \Delta x$ [mm]	$1.5 \cdot \Delta y$ [mm]
1	4.4	5.2	4.4	7.8	6.6
2	8.45	15.4	15.2	23.1	22.8
Copertura	12.61	26.0	30.6	39.0	45.9

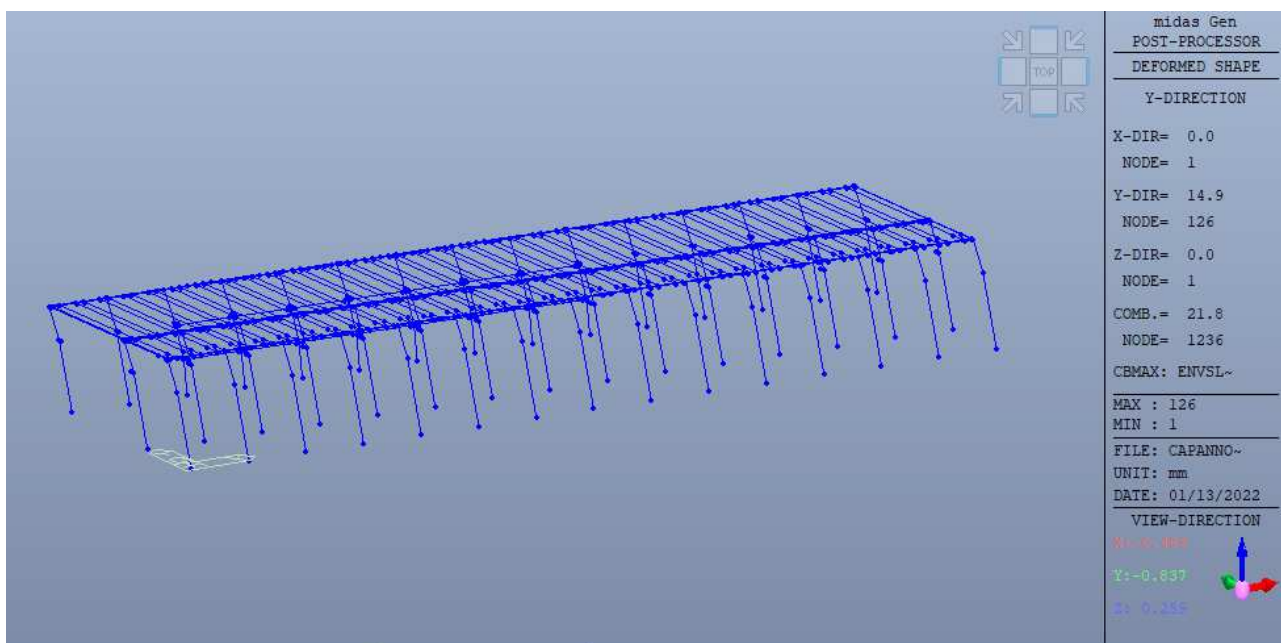
### **12.9.2. Combinazione SLD**

Nelle immagini seguenti, e nelle relative tabelle, sono compendati i massimi spostamenti attesi in combinazione SLD al netto del fattore di comportamento  $q$  assunto pari a 1.0:



**Figura 30 – Spostamenti SLD, direzione X**

In direzione X si registra uno spostamento massimo letto alla quota dell'impalcato pari a  $1.0 \cdot 12.9 = 12.9$  mm.



**Figura 31 – Spostamenti SLD, direzione Y**

In direzione X si registra uno spostamento massimo letto alla quota dell'impalcato pari a  $1.0 \cdot 14.9 = 14.9$  mm.

## 12.10. Inviluppo delle sollecitazioni struttura in elevazione

### 12.10.1. Inviluppo SLU

Seguono gli inviluppi delle sollecitazioni in combinazione SLU:

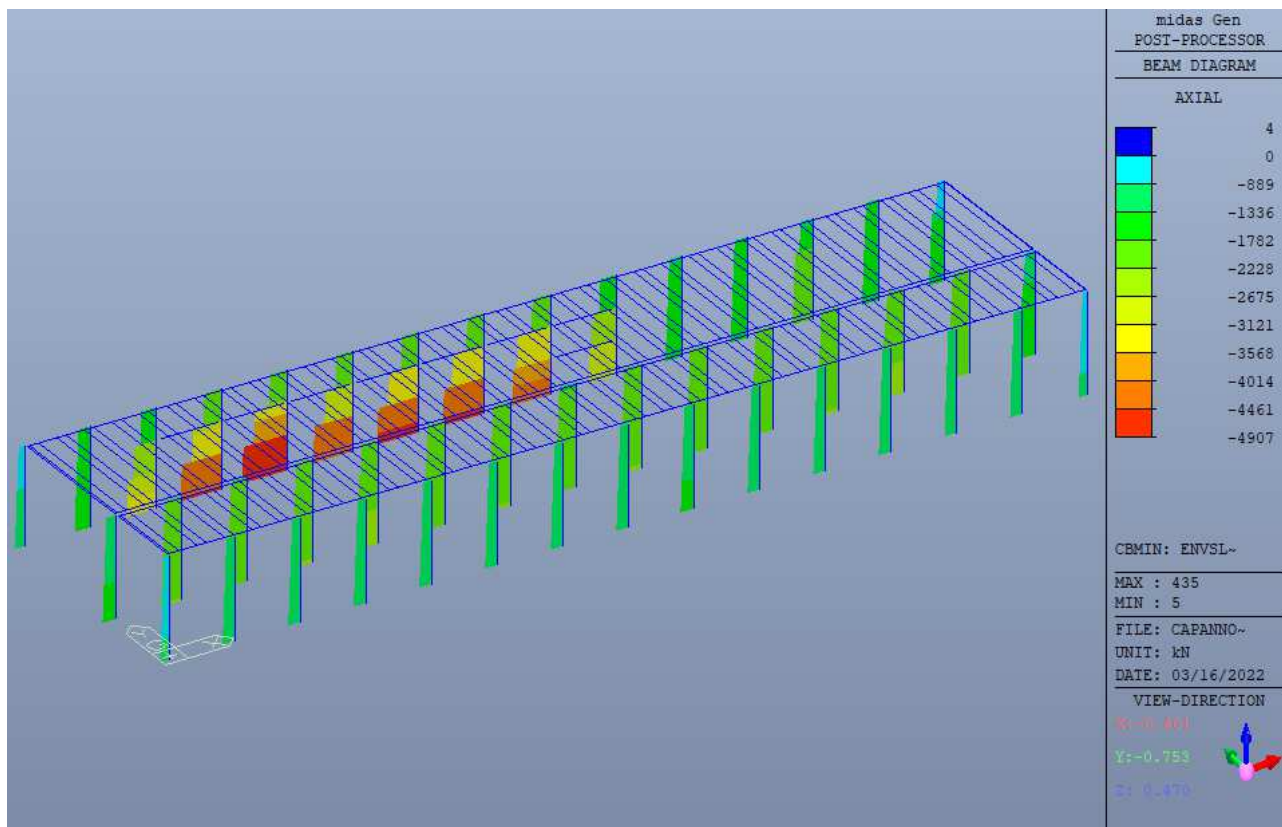


Figura 32 – Azioni assiali FX min

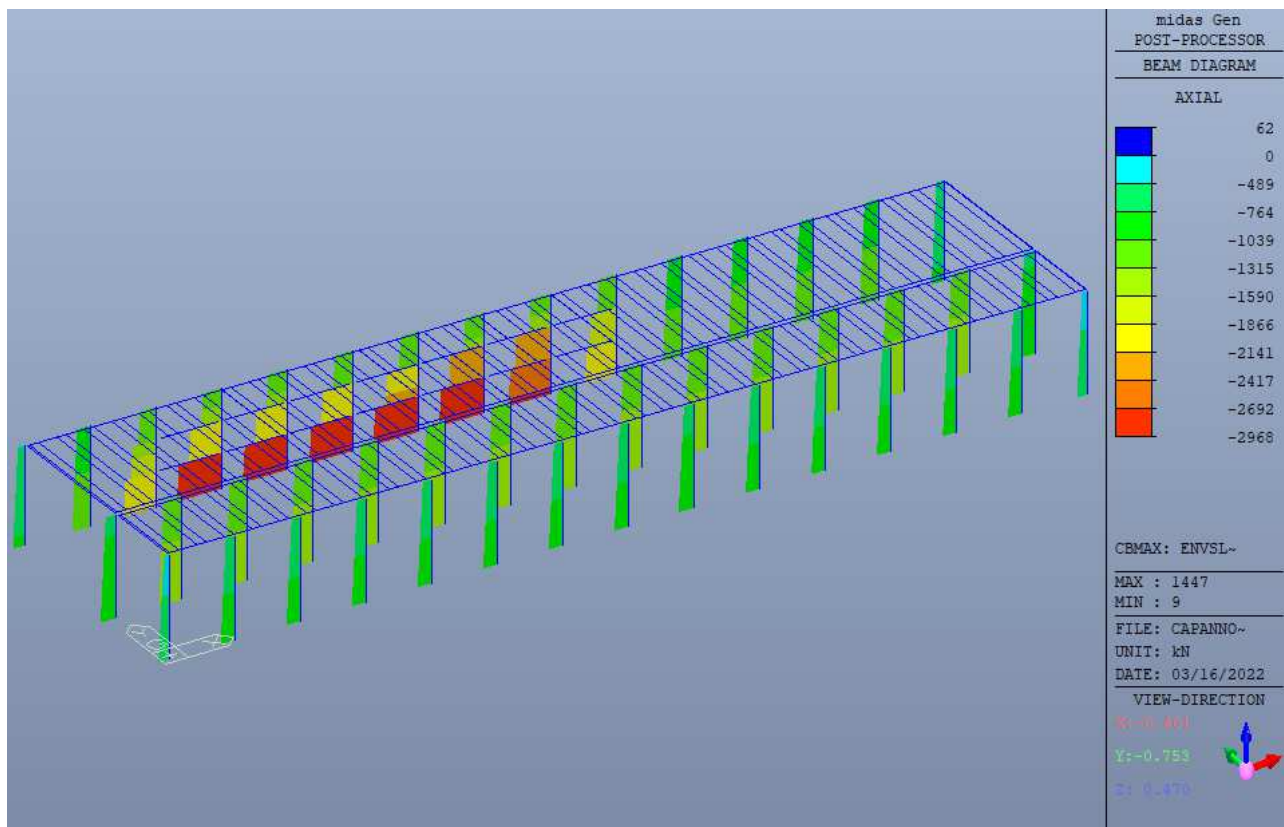


Figura 33 – Azioni assiali FX max

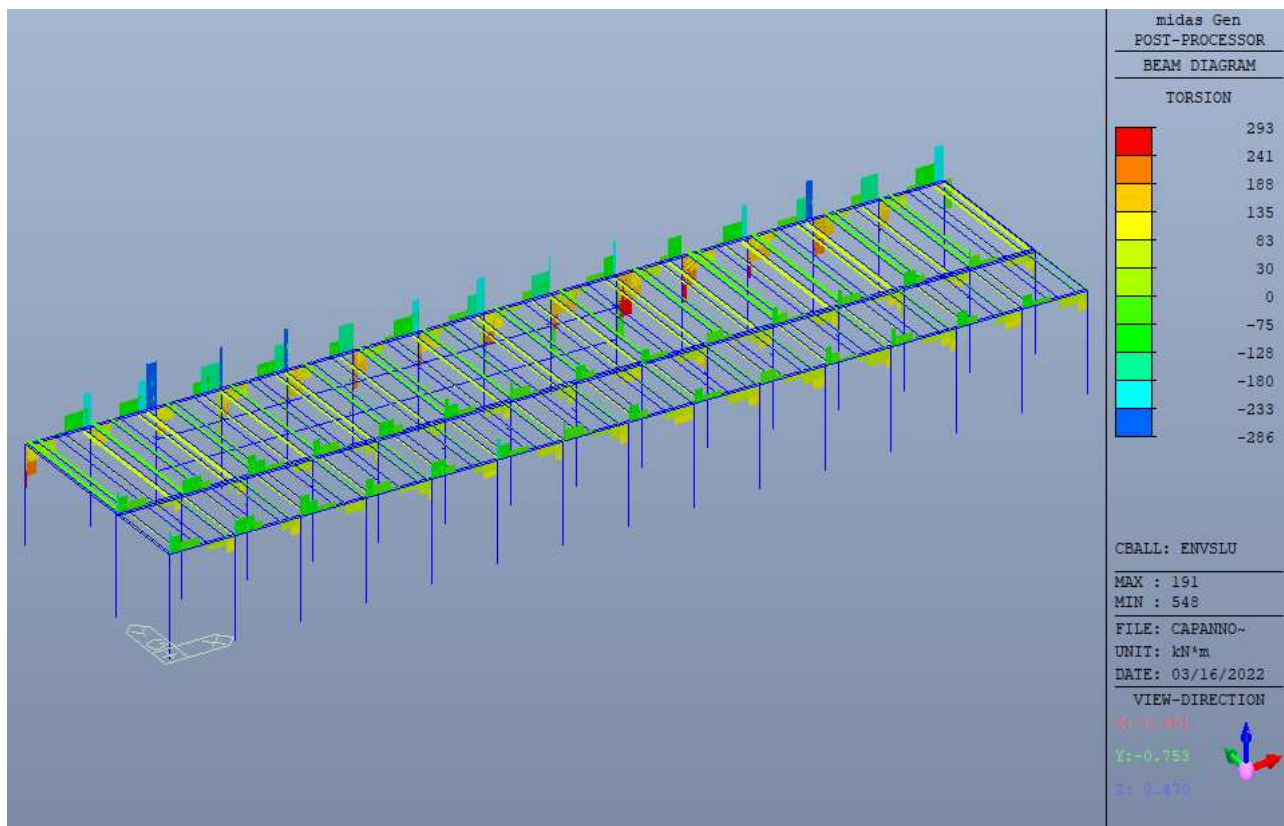


Figura 34 – Momenti MX

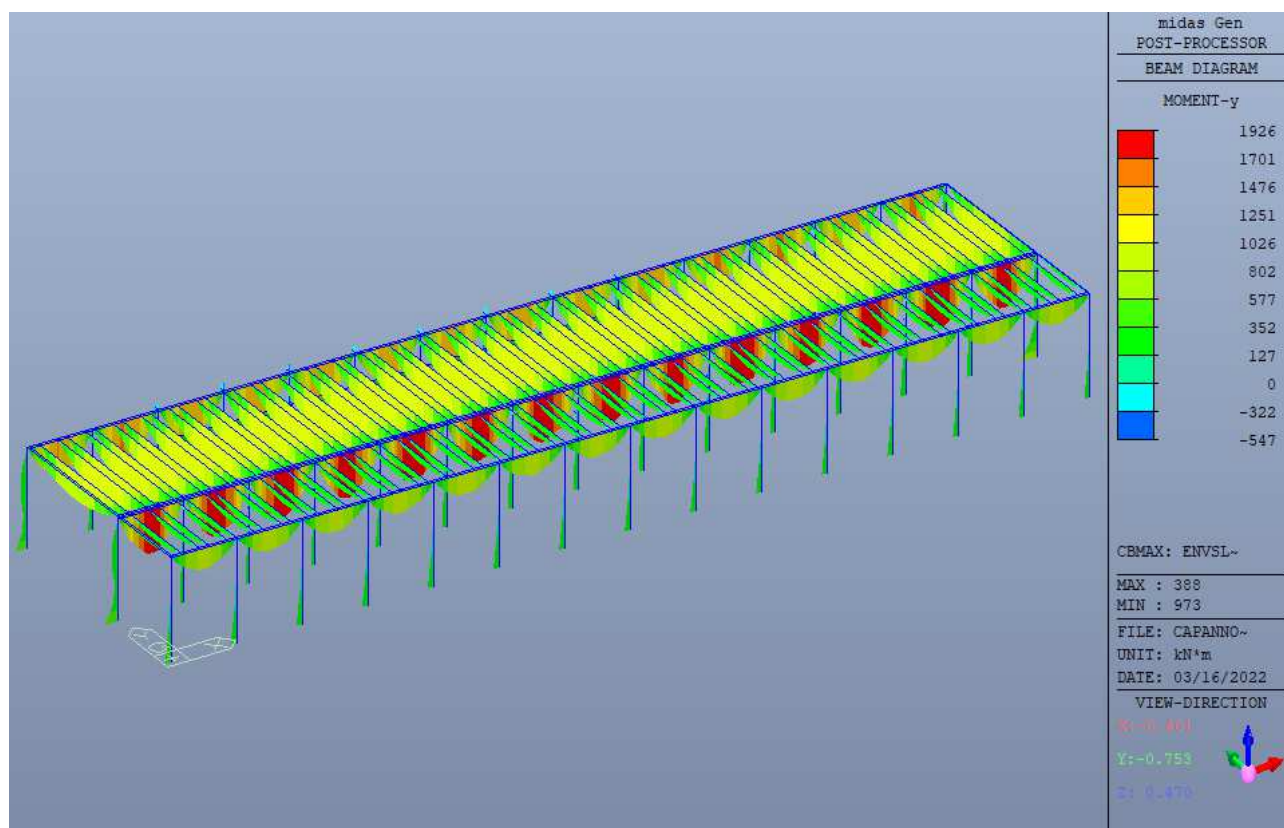


Figura 35 – Momenti MY

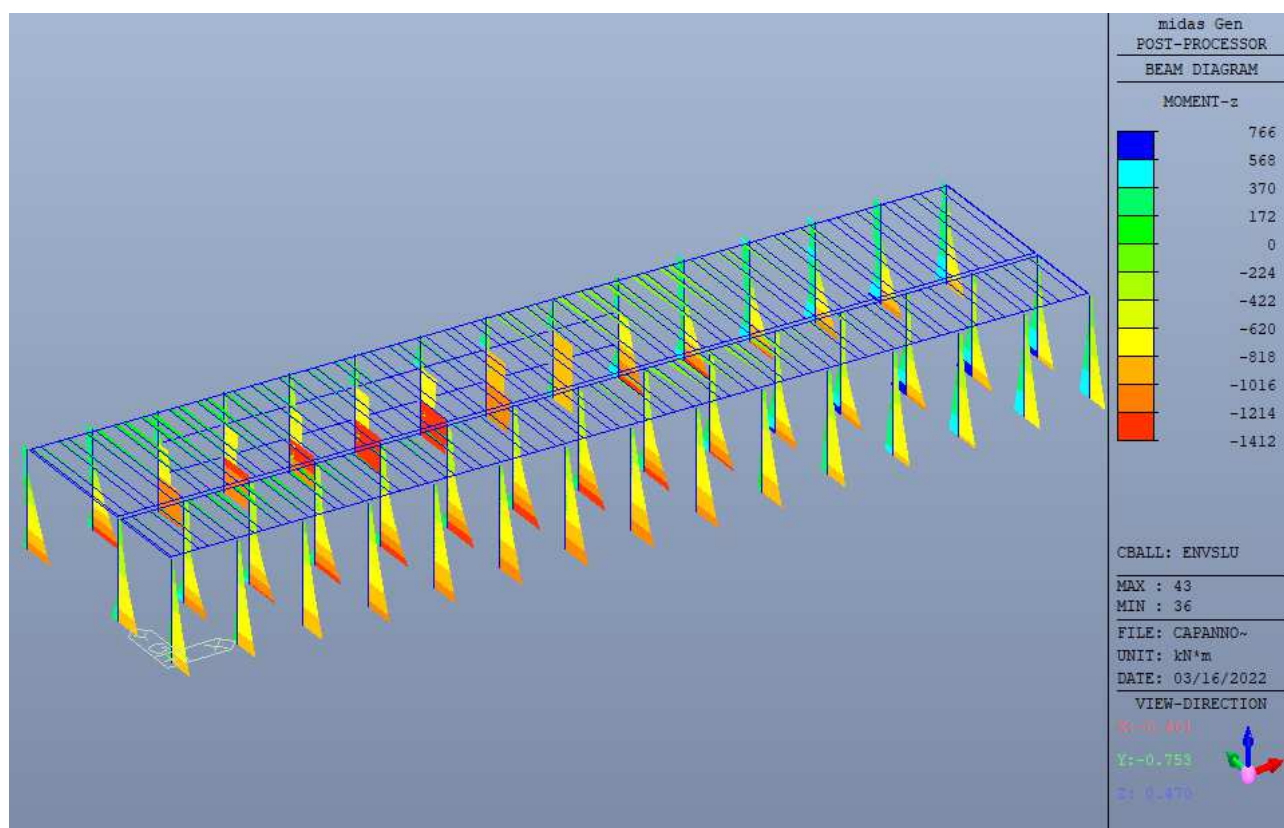


Figura 36 – Momenti MZ

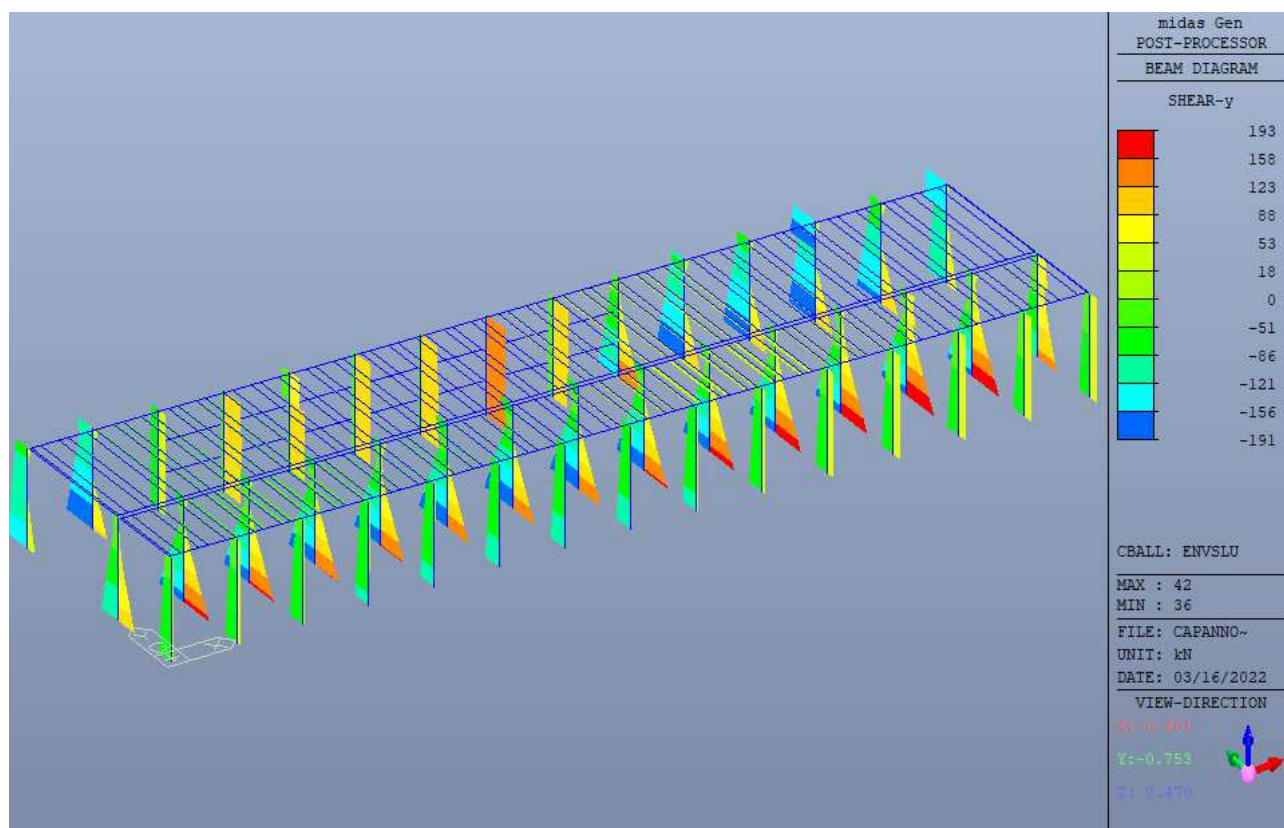


Figura 37 – Taglio FY

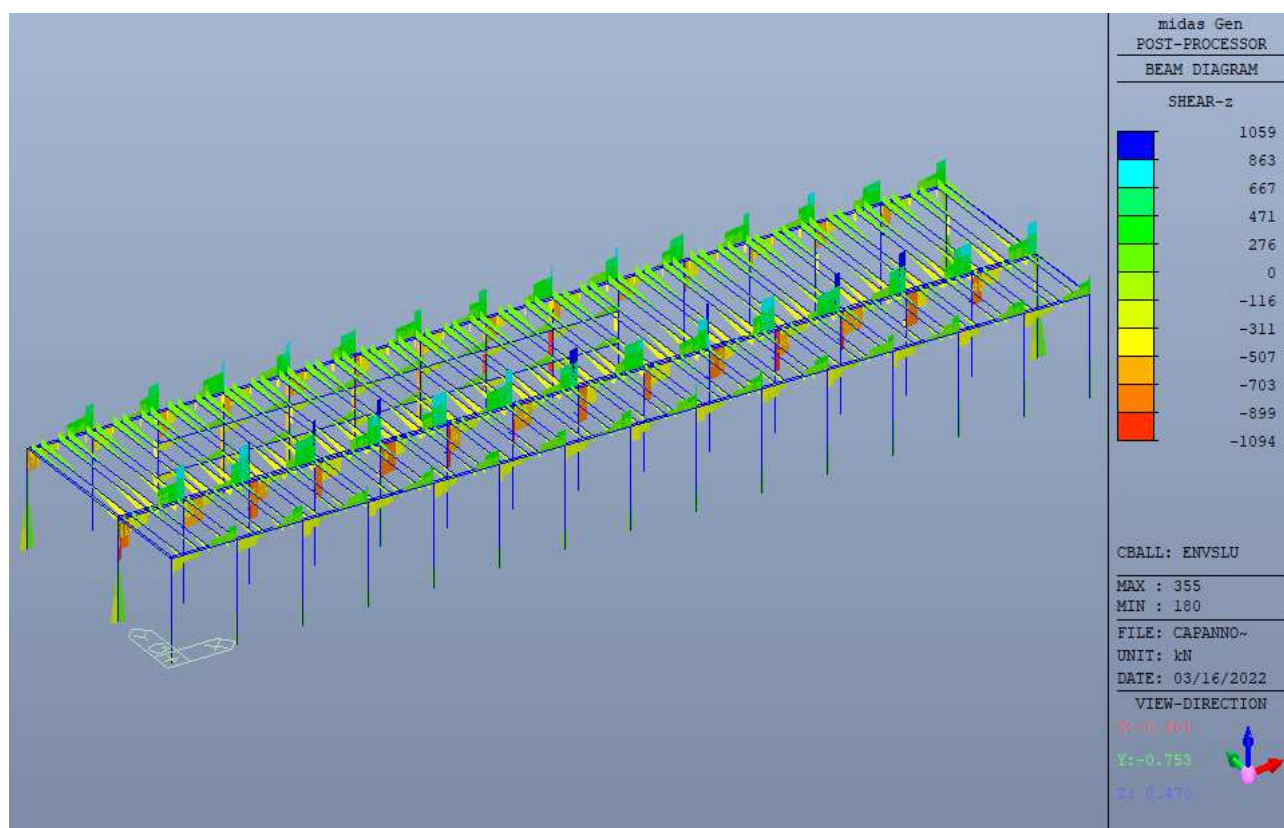


Figura 38 – Taglio FZ

### 12.10.2. Inviluppo SLE RARA

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLE RARA:

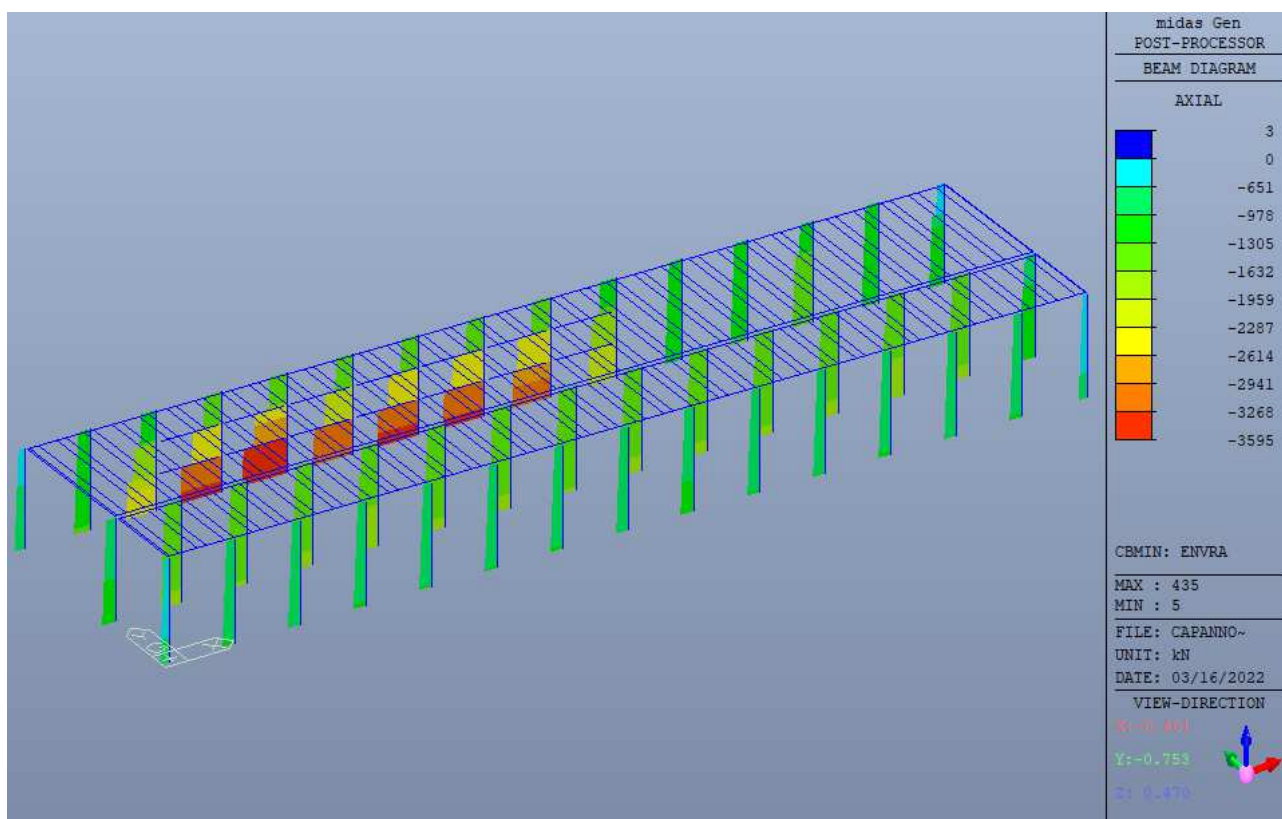


Figura 39 – Azioni assiali FX min

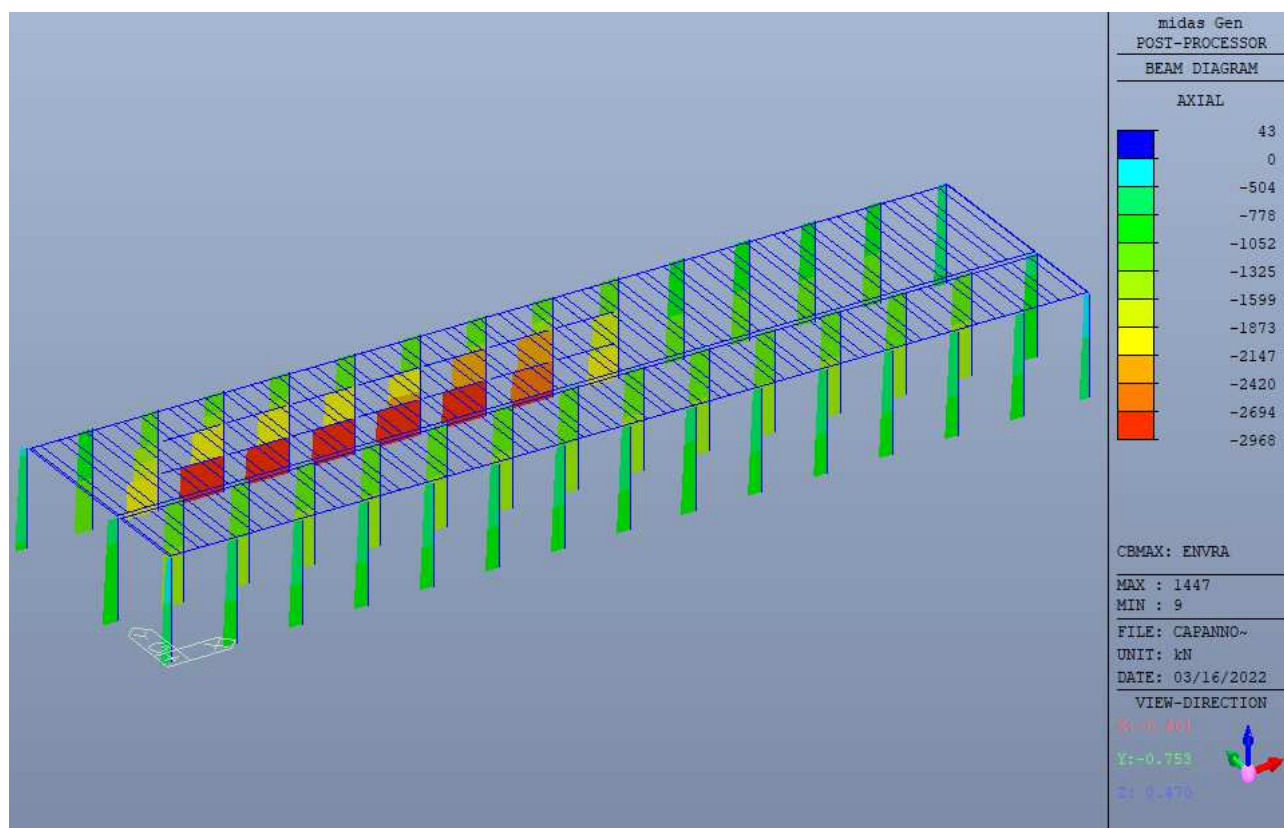


Figura 40 – Azioni assiali FX max

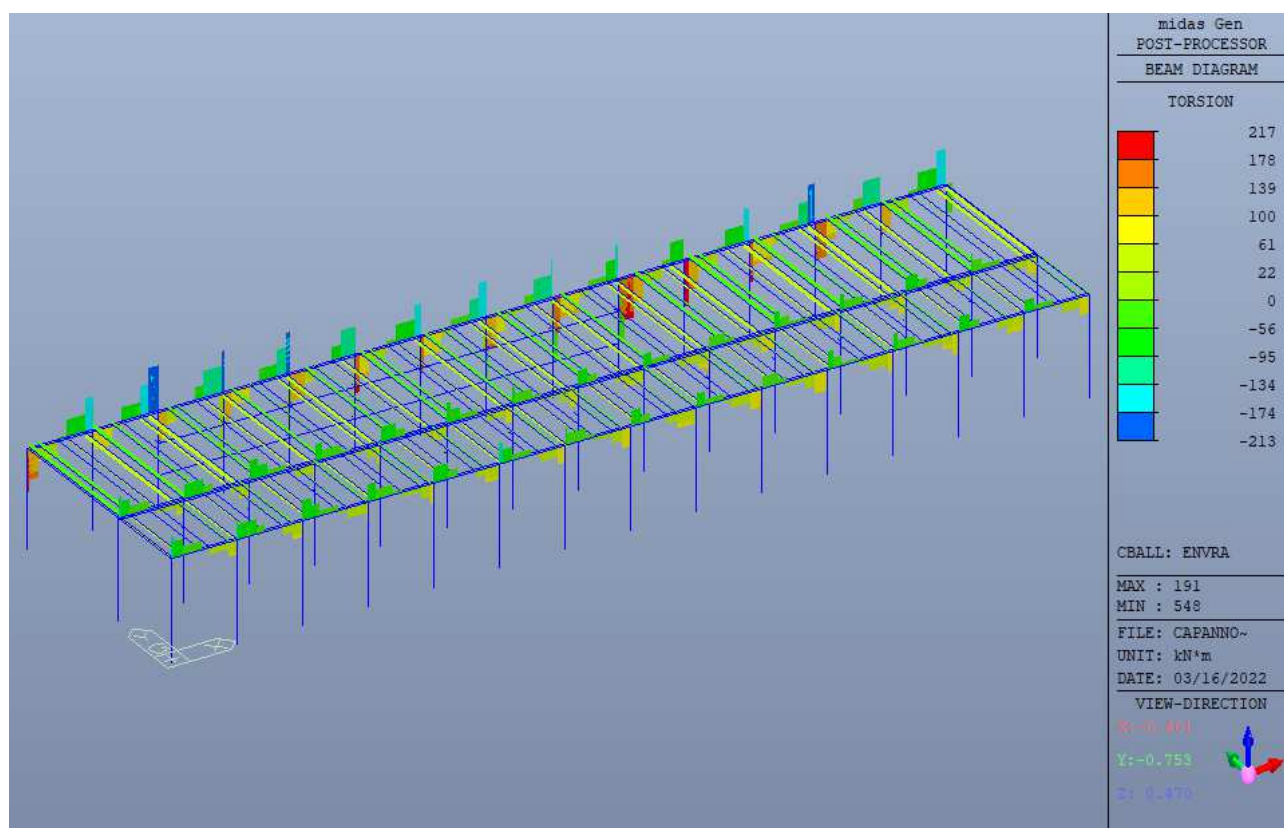


Figura 41 – Momenti MX

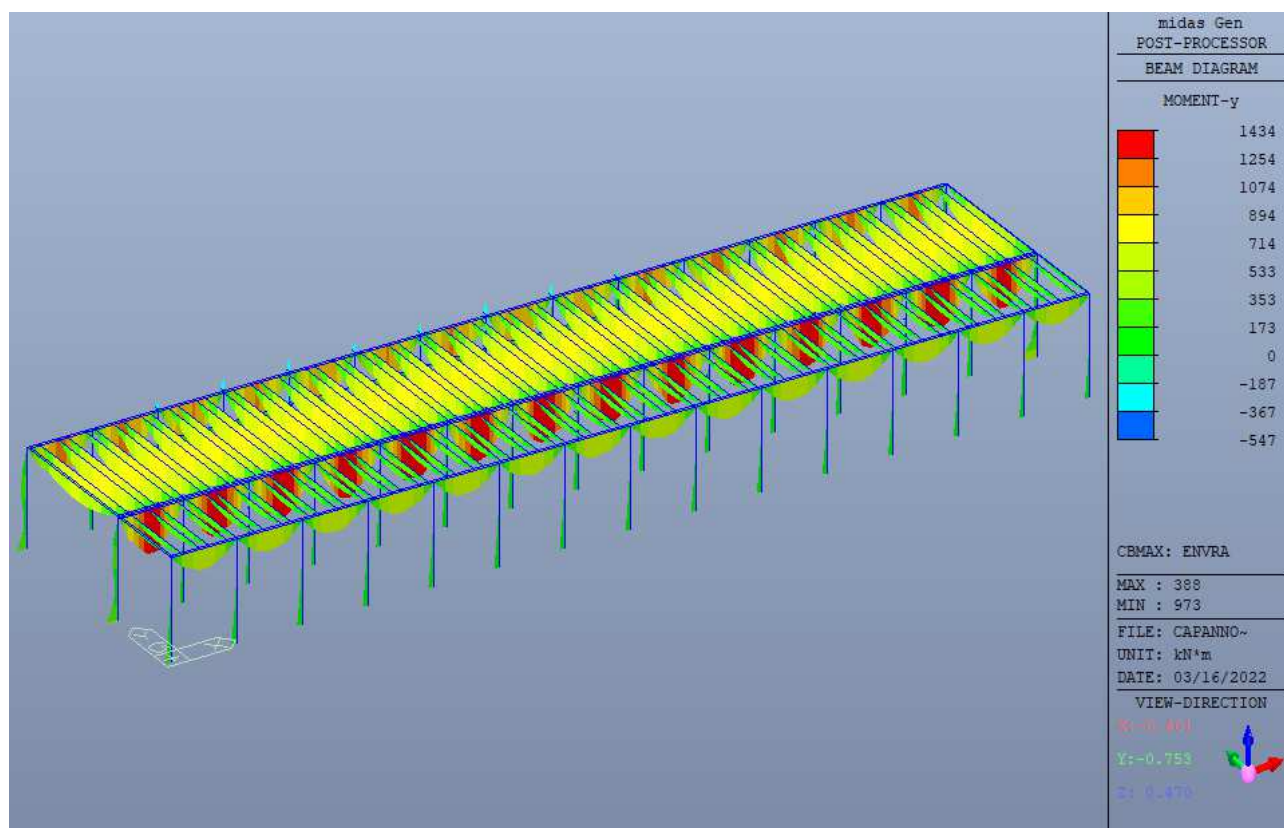


Figura 42 – Momenti MY

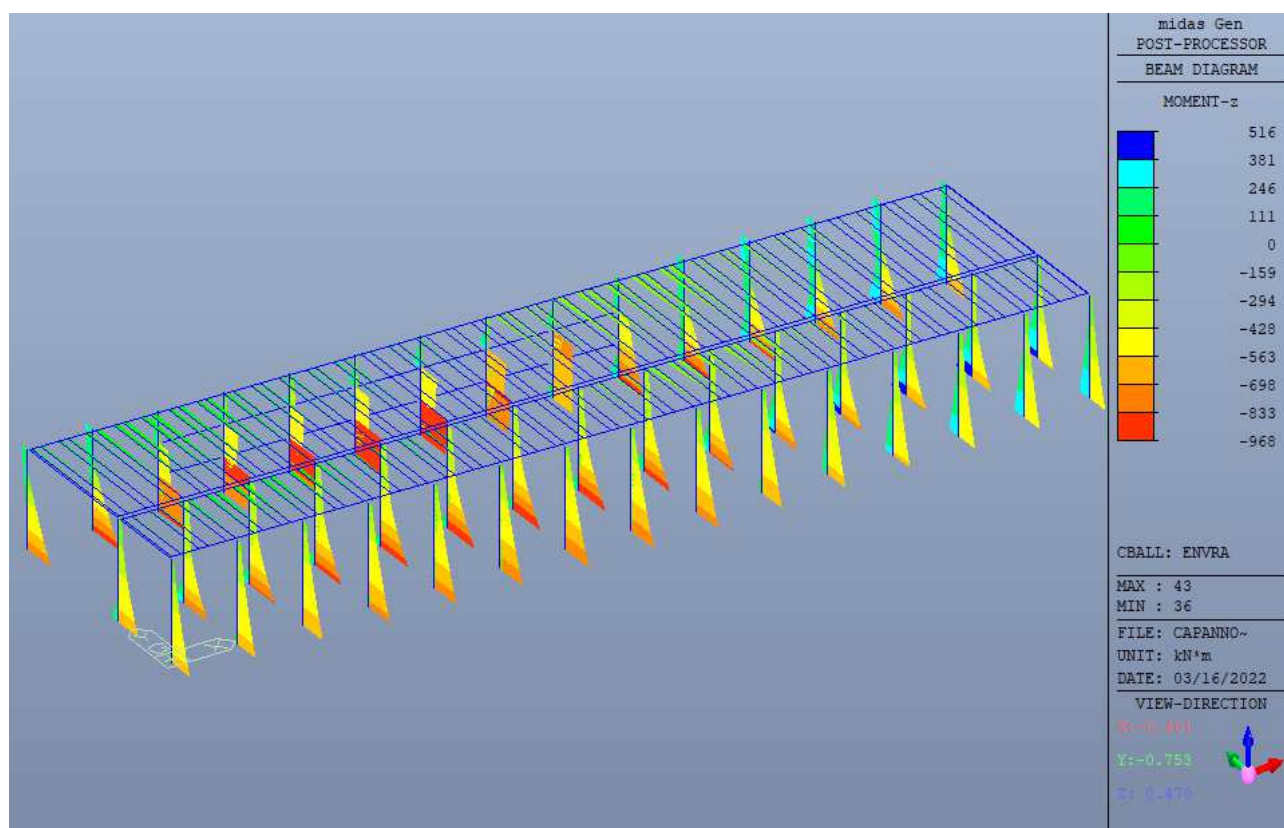


Figura 43 – Momenti MZ

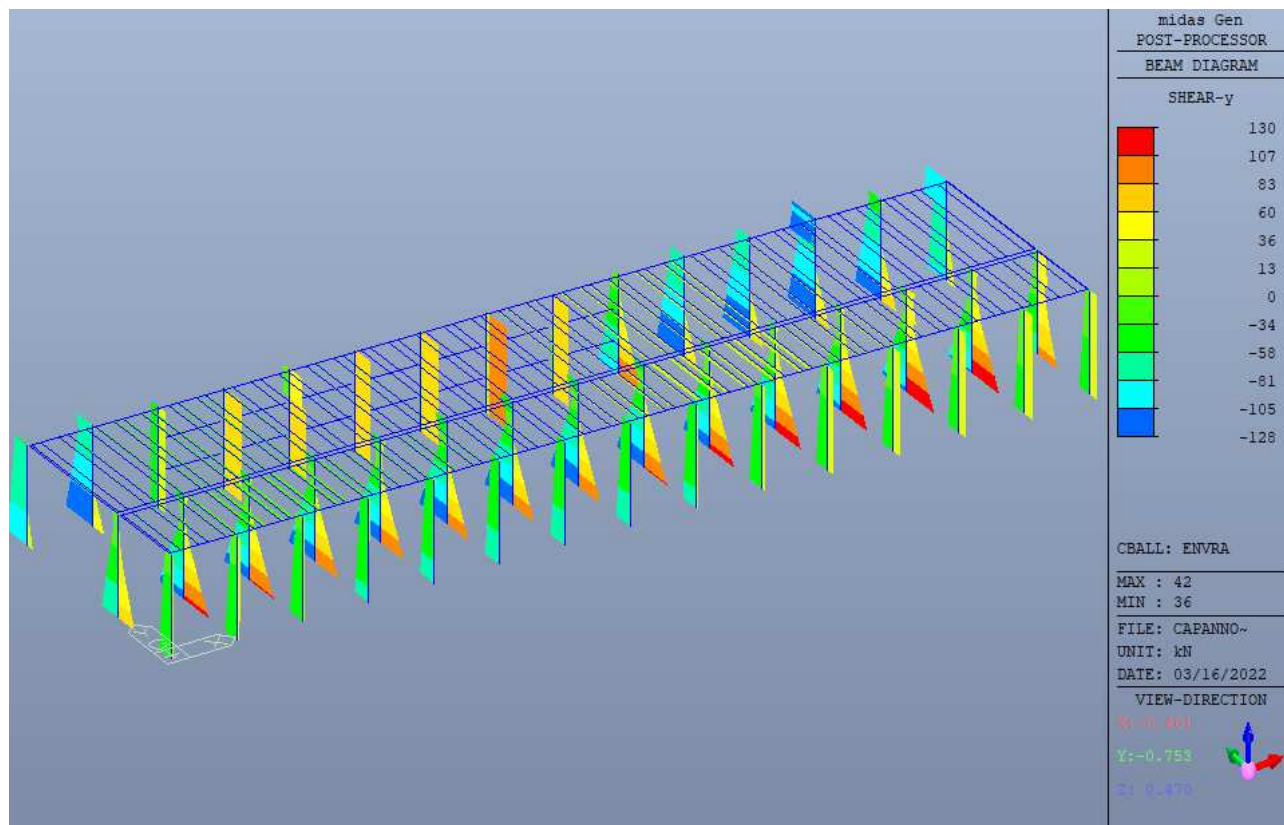


Figura 44 – Taglio FY

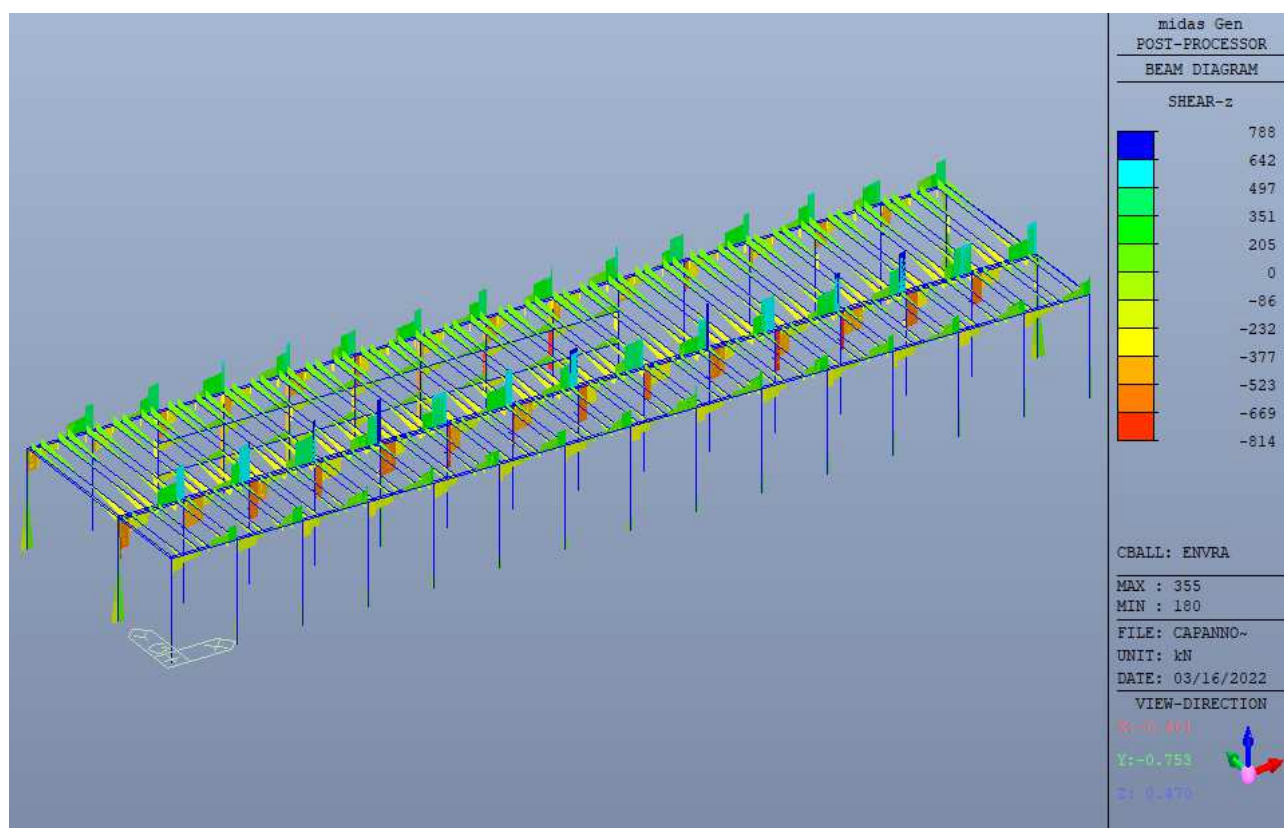


Figura 45 – Taglio FZ

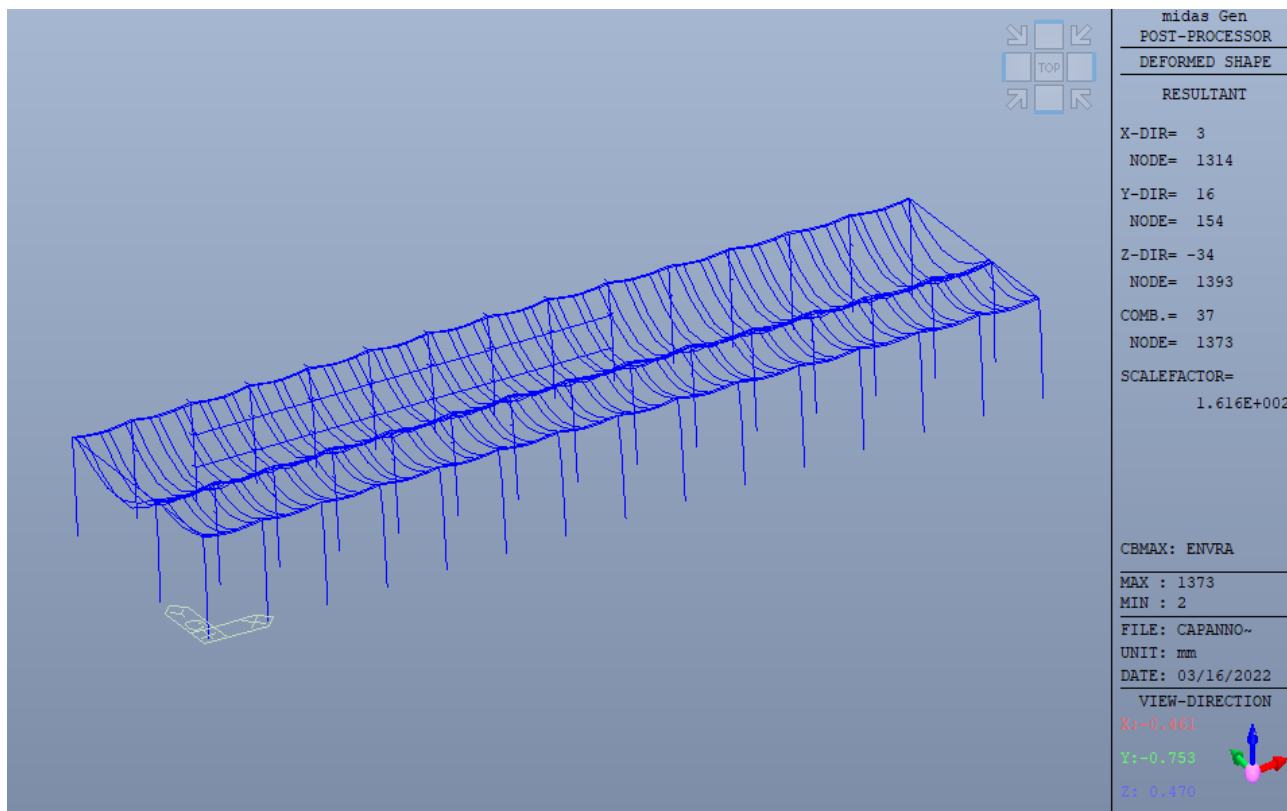


Figura 46 – Deformazioni

### 12.10.3. Inviluppo SLE FREQUENTE

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLE FREQUENTE:

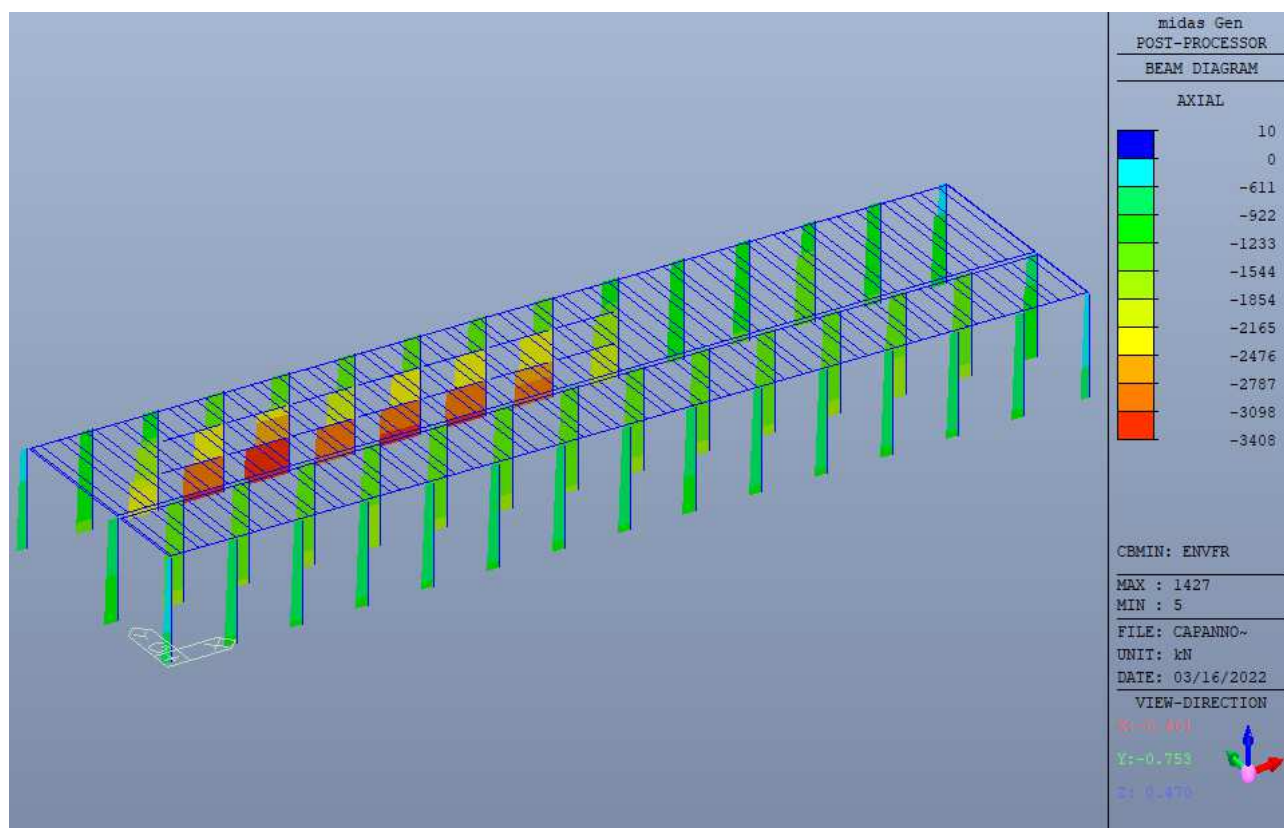


Figura 47 – Azioni assiali FX min

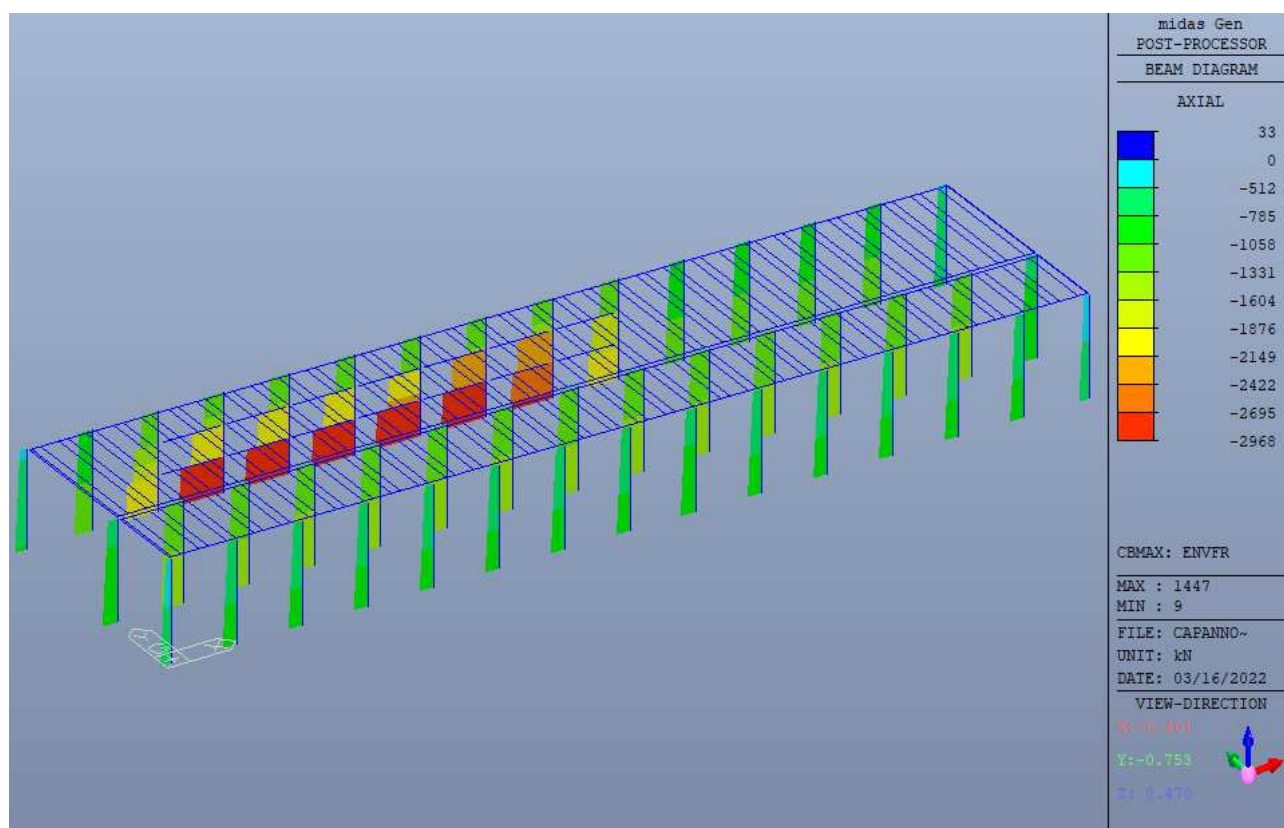


Figura 48 – Azioni assiali FX max

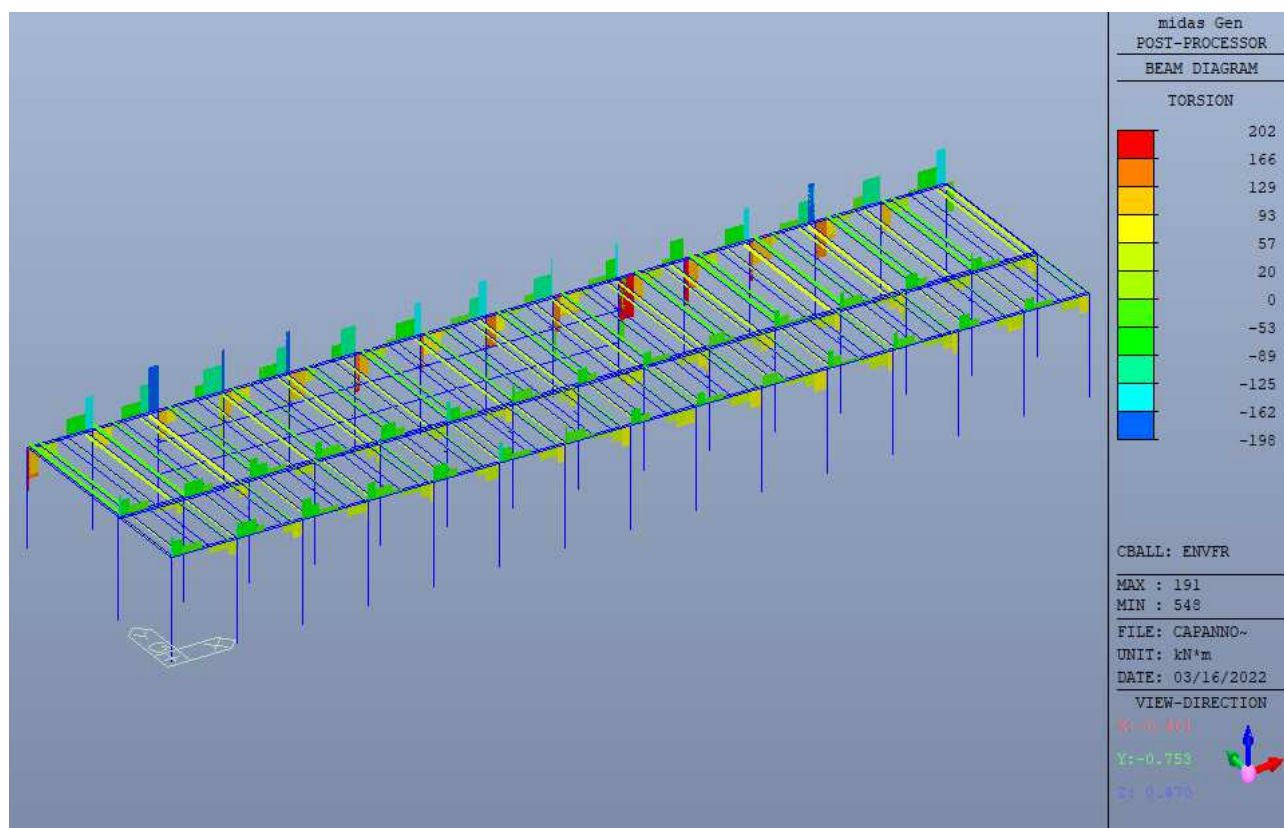


Figura 49 – Momenti MX

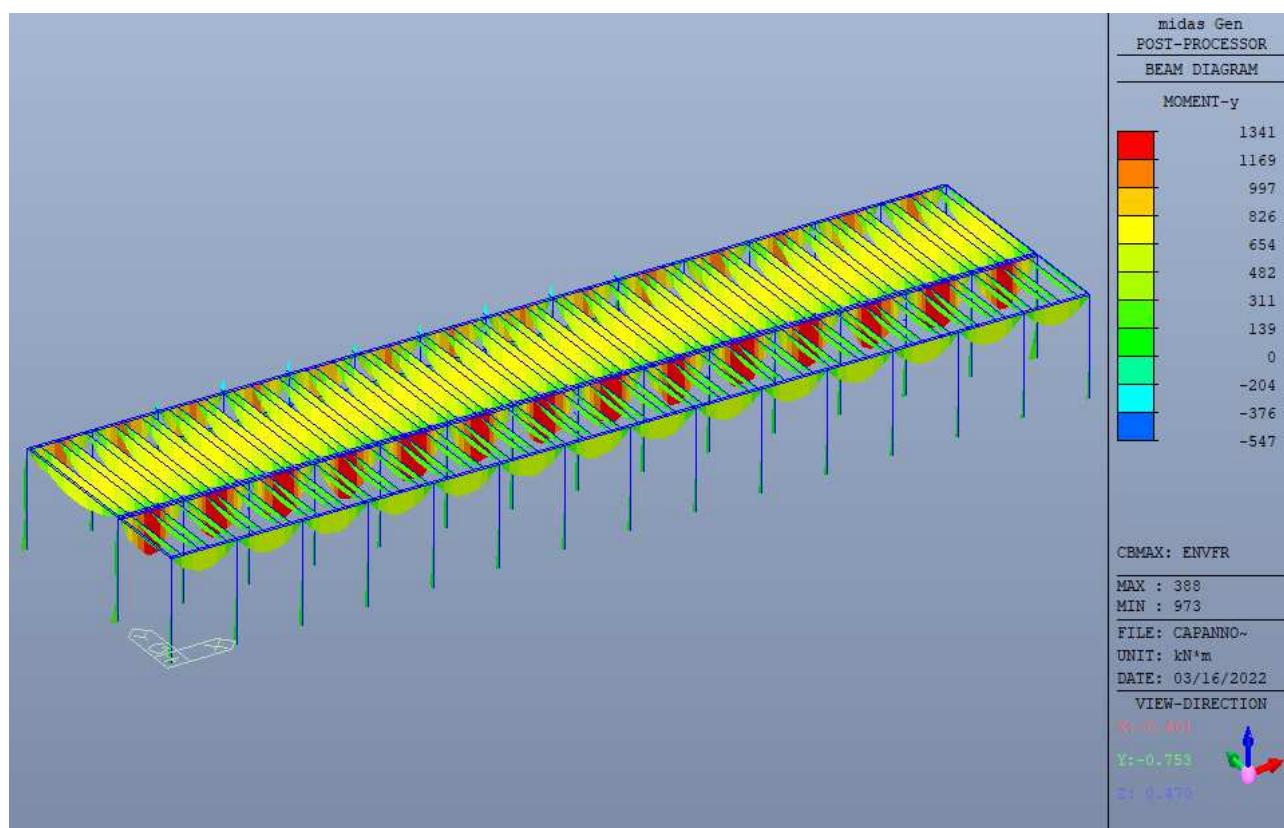


Figura 50 – Momenti MY

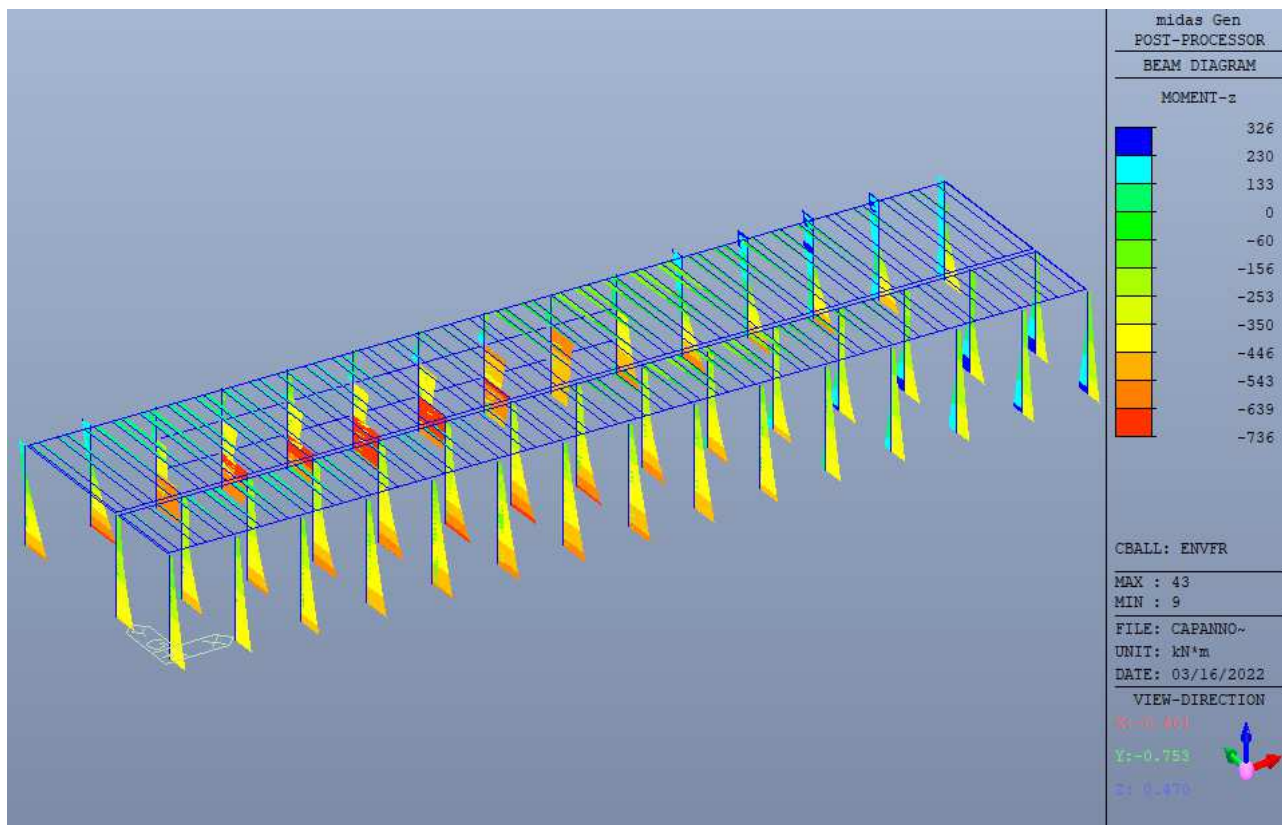


Figura 51 – Momenti MZ

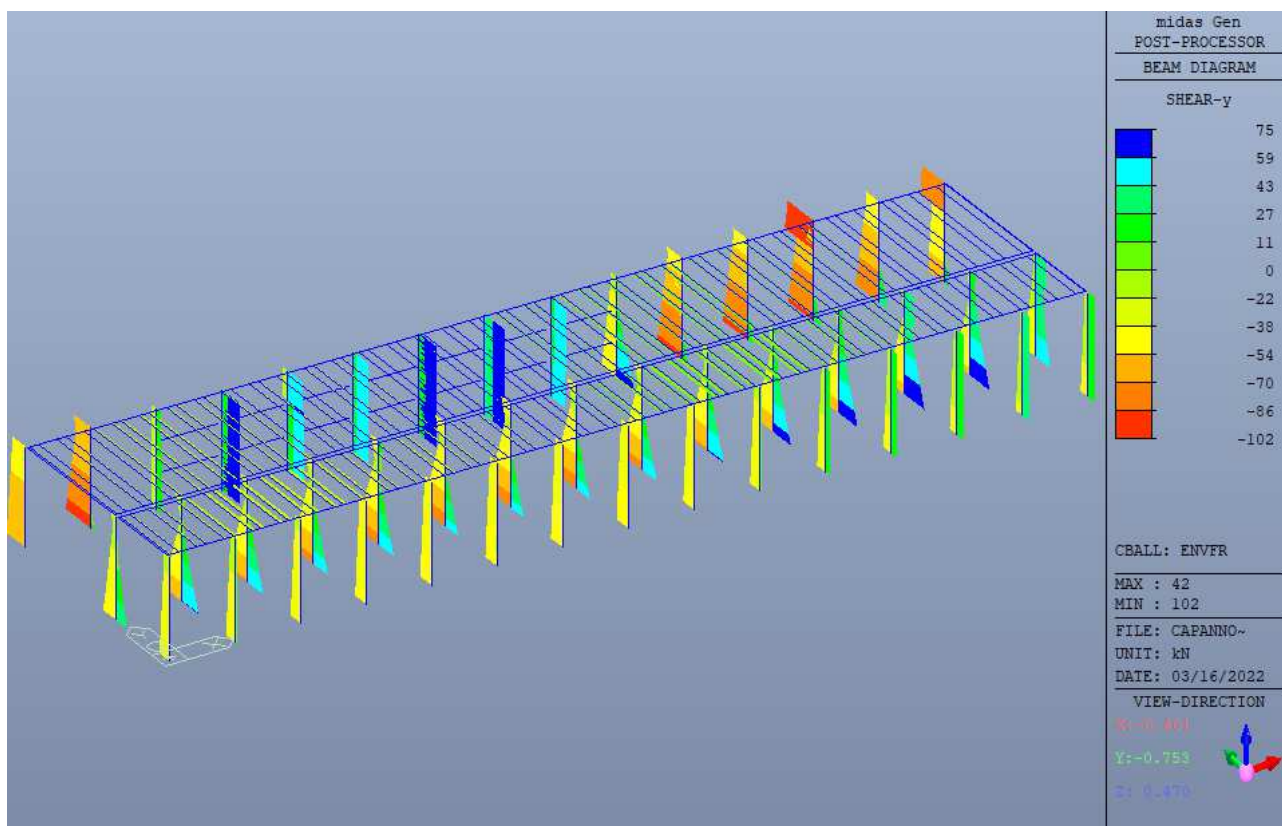


Figura 52 – Taglio FY

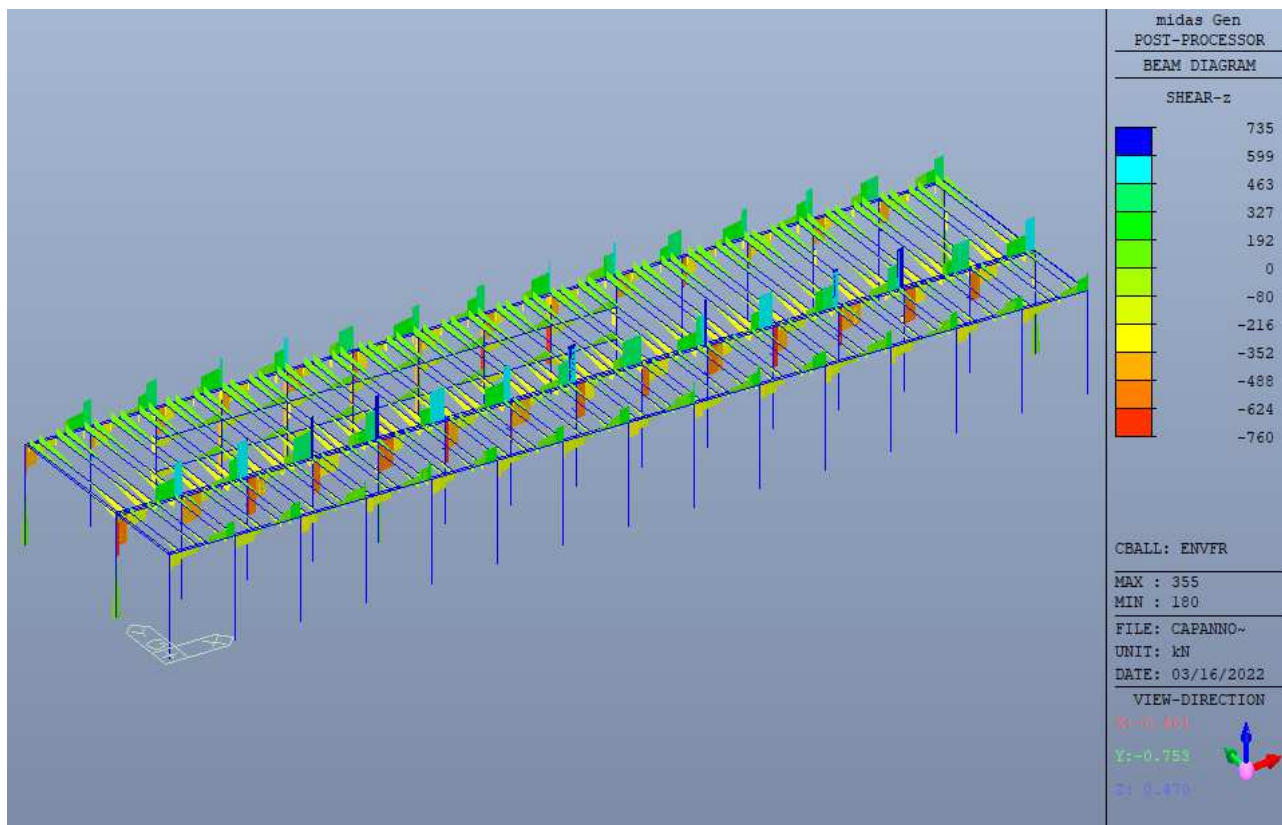


Figura 53 – Taglio FZ

#### 12.10.4. Inviluppo SLE QUASI PERMANENTE

Seguono gli inviluppi delle sollecitazioni in combinazione SLE QUASI PERMANENTE:

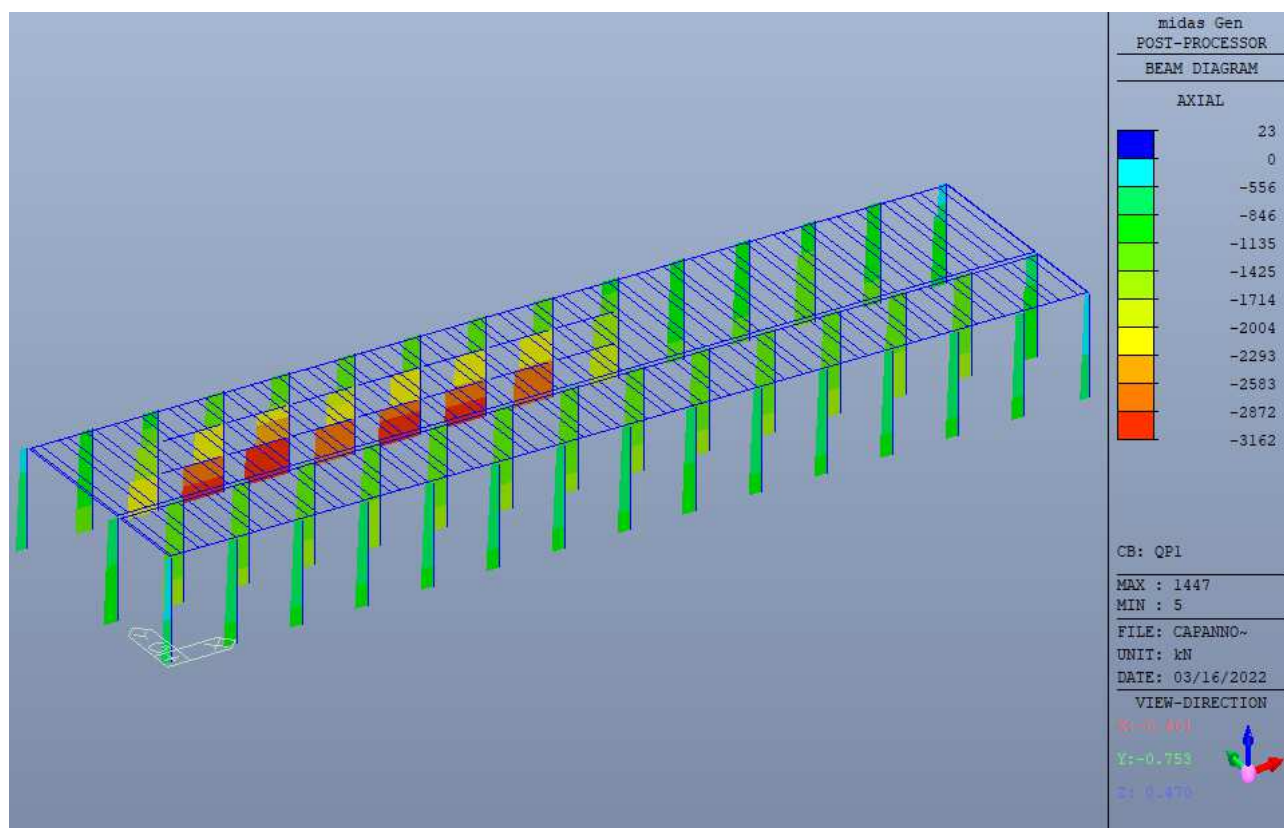


Figura 54 – Azioni assiali FX

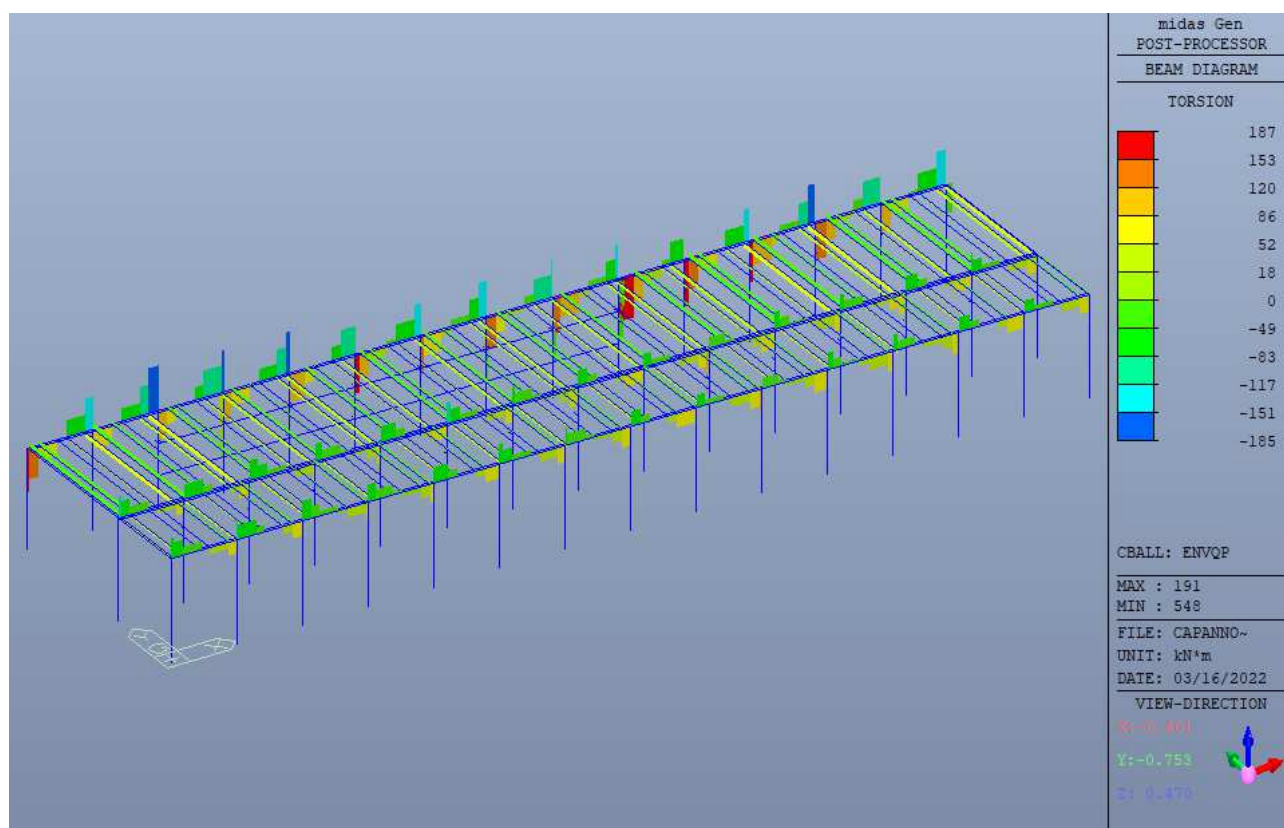


Figura 55 – Momenti MX

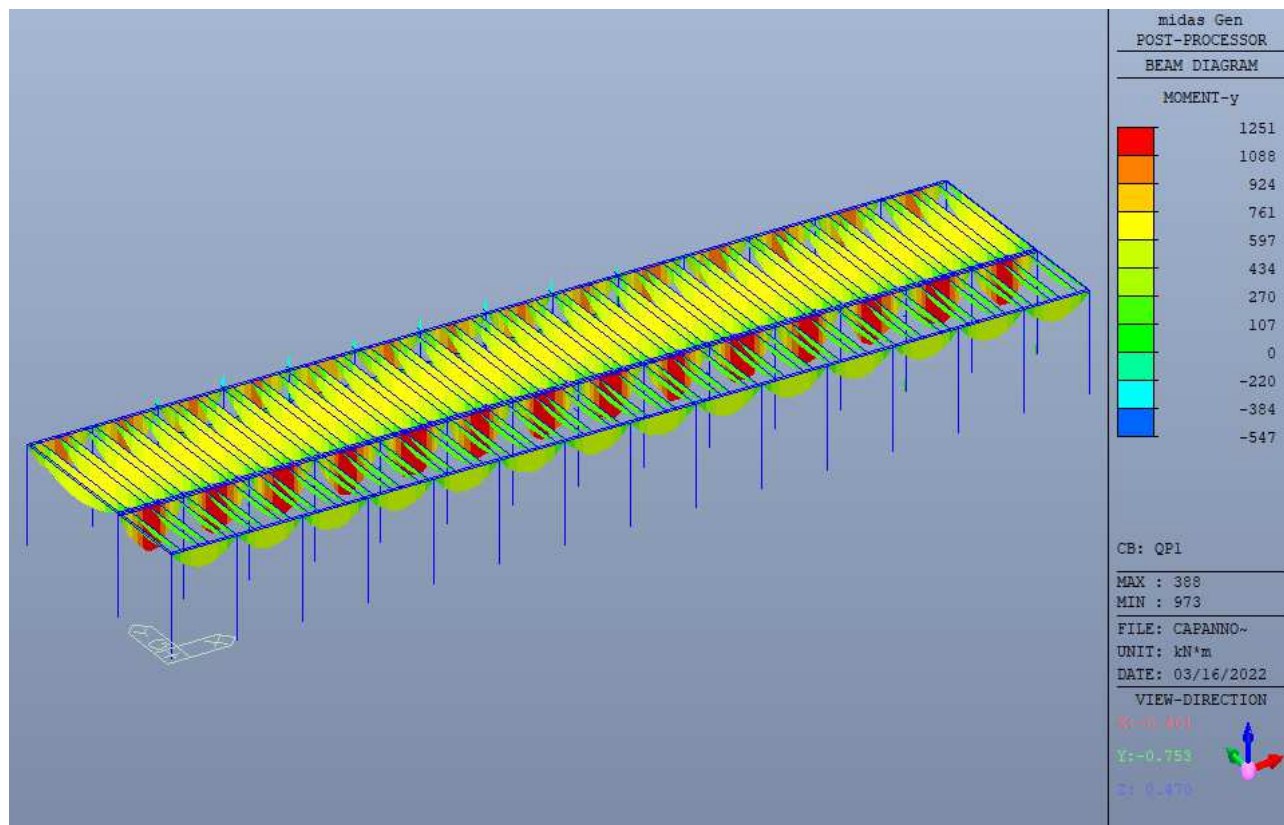


Figura 56 – Momenti MY

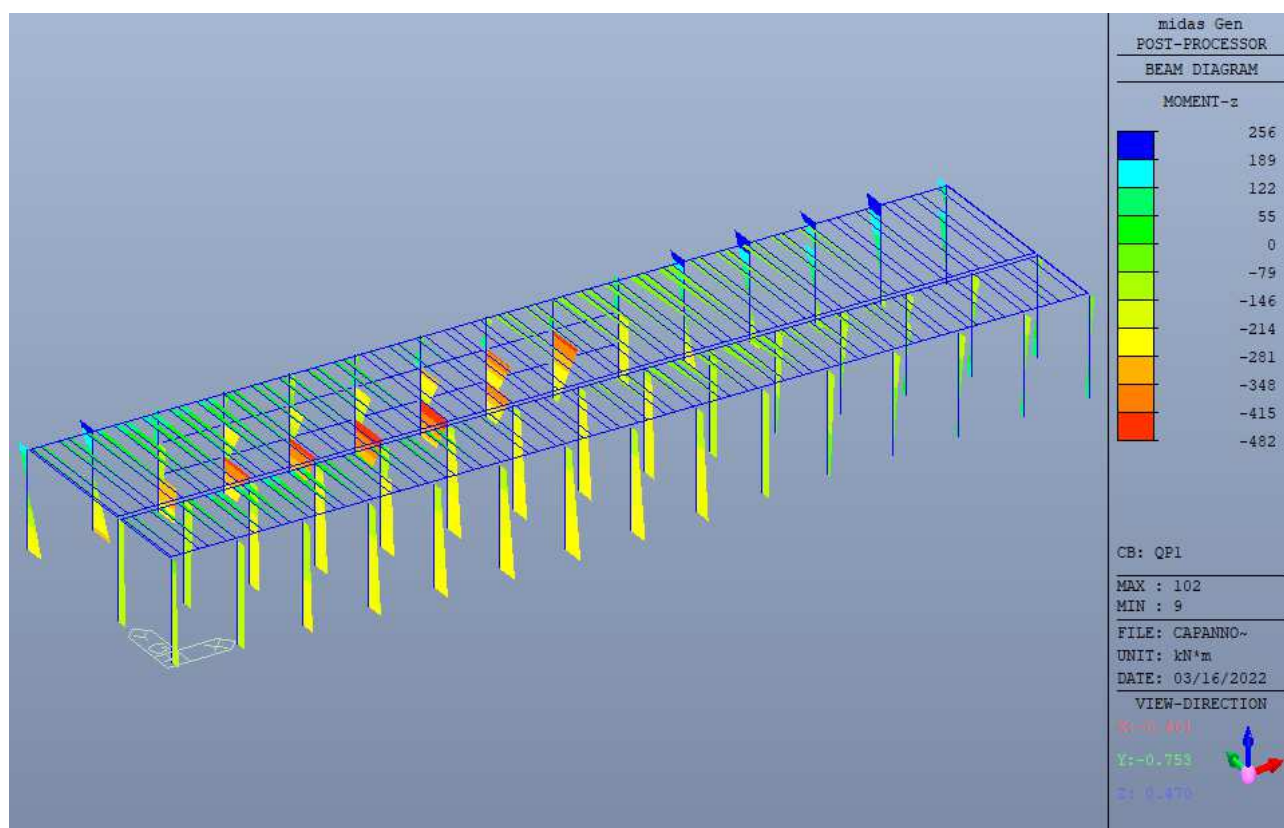


Figura 57 – Momenti MZ

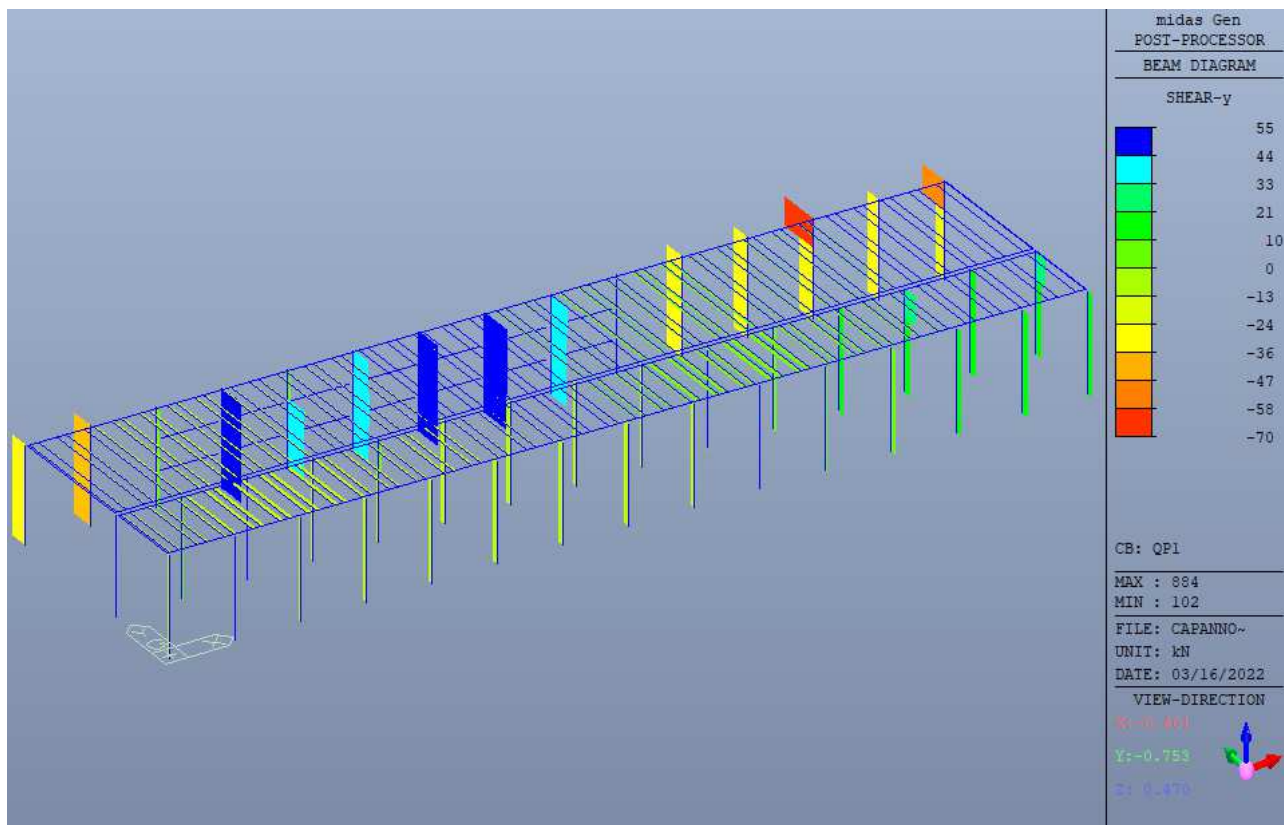


Figura 58 – Taglio FY

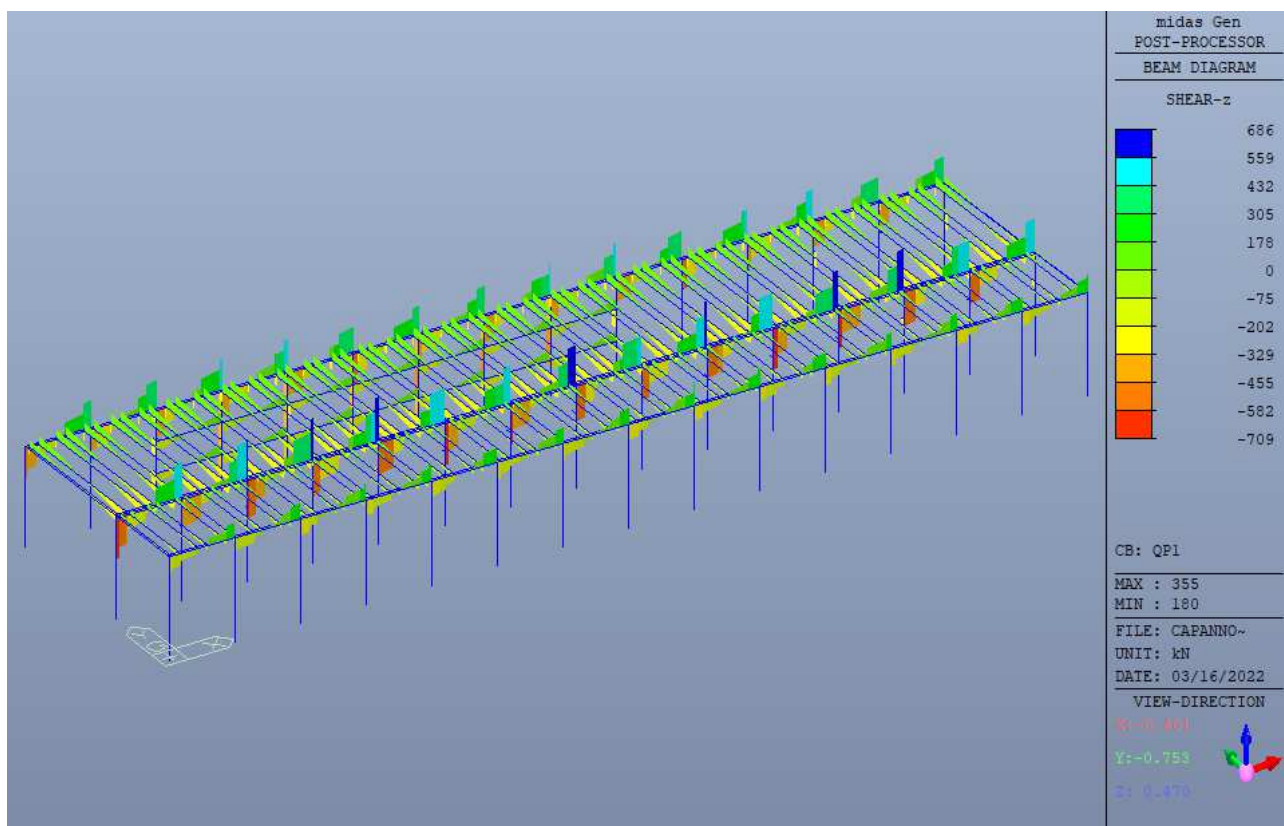


Figura 59 – Taglio FZ

### 12.10.5. Involuppo SLV

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLV:

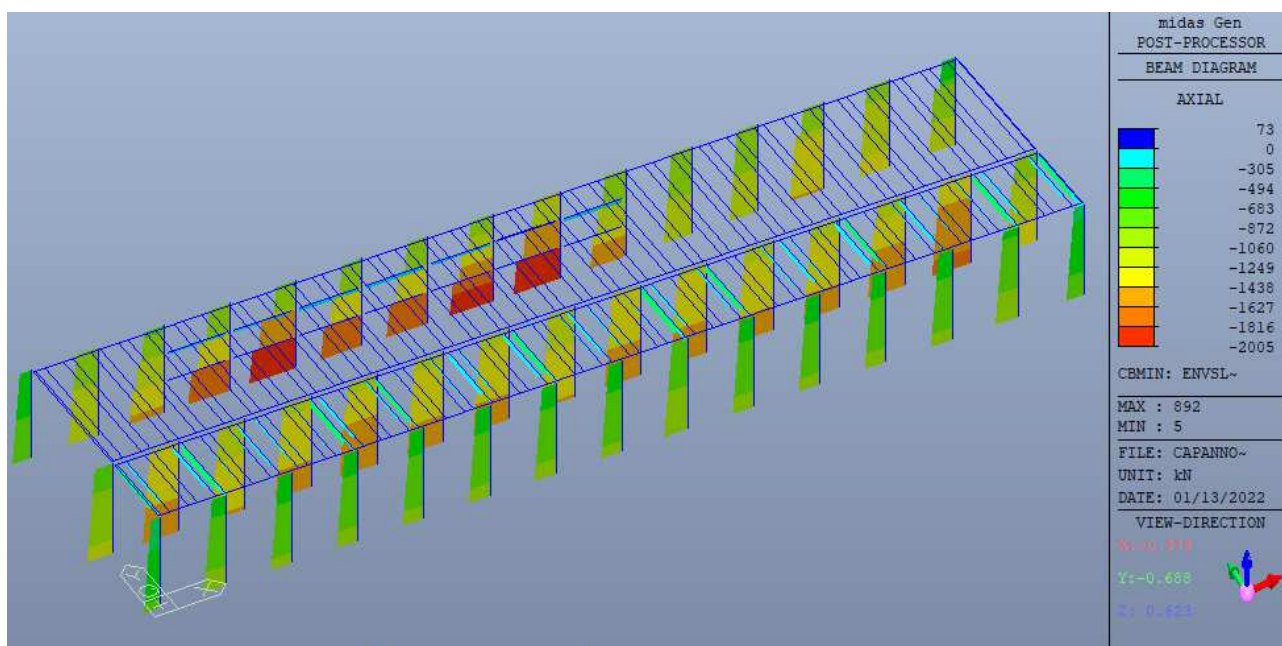


Figura 60 – Azioni assiali FX min

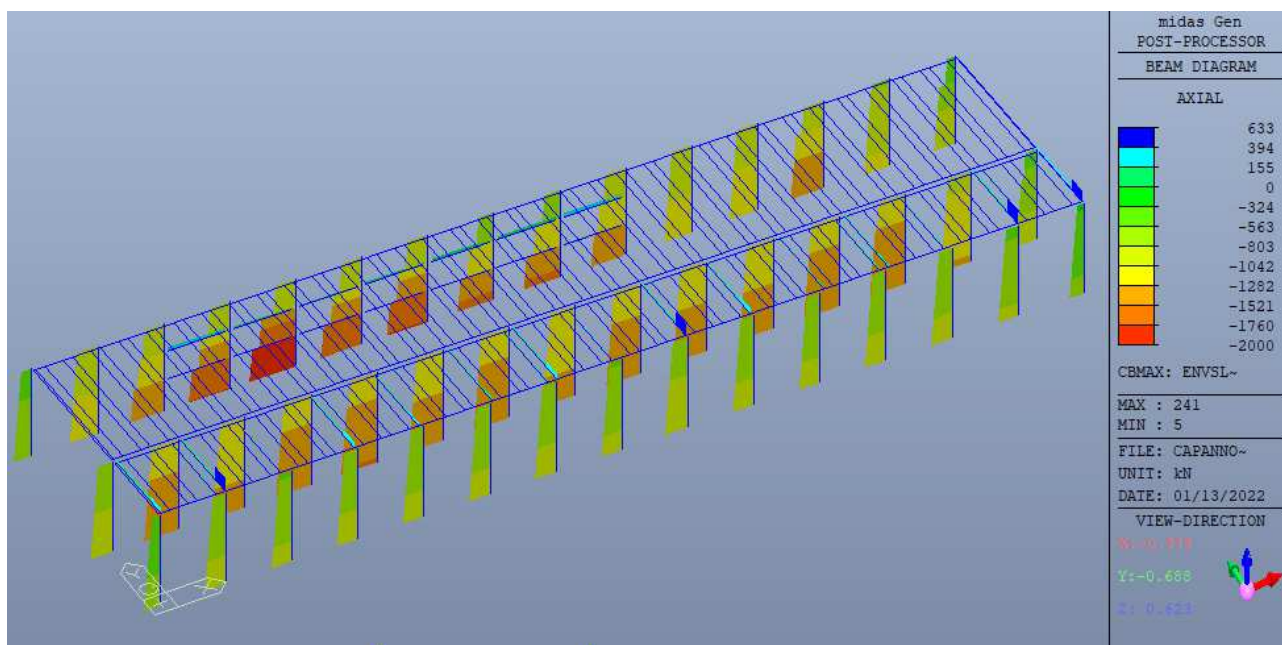


Figura 61 – Azioni assiali FX max

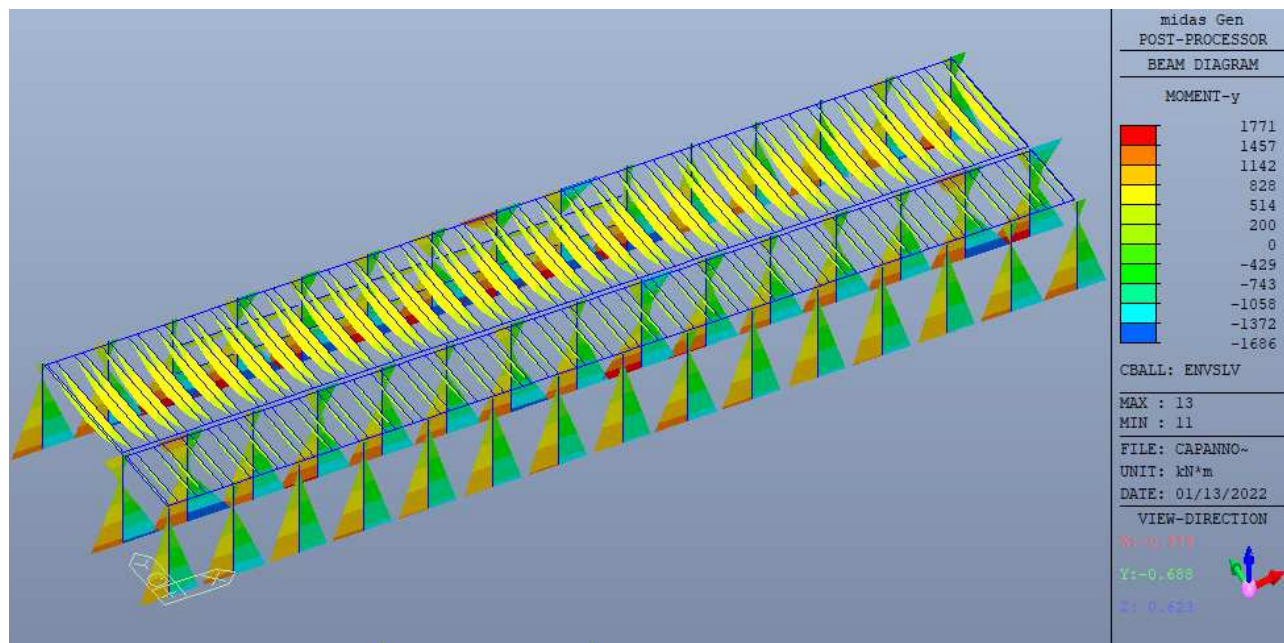


Figura 62 – Azioni assiali MY

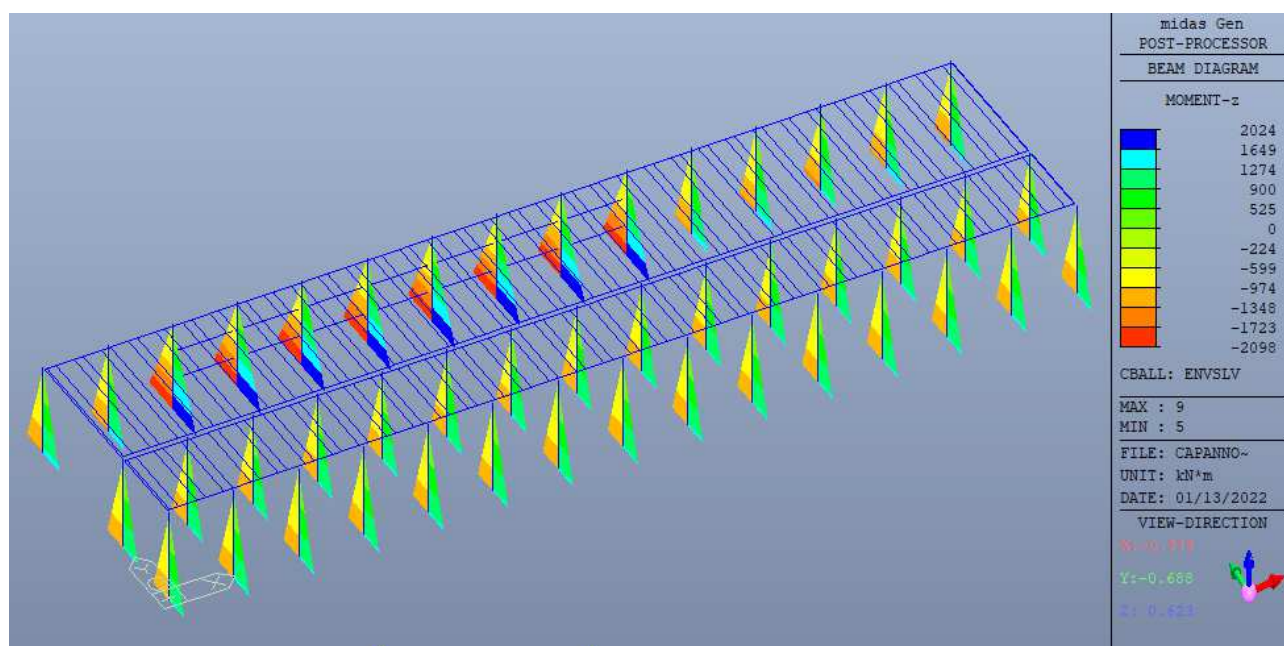


Figura 63 – Momenti MZ

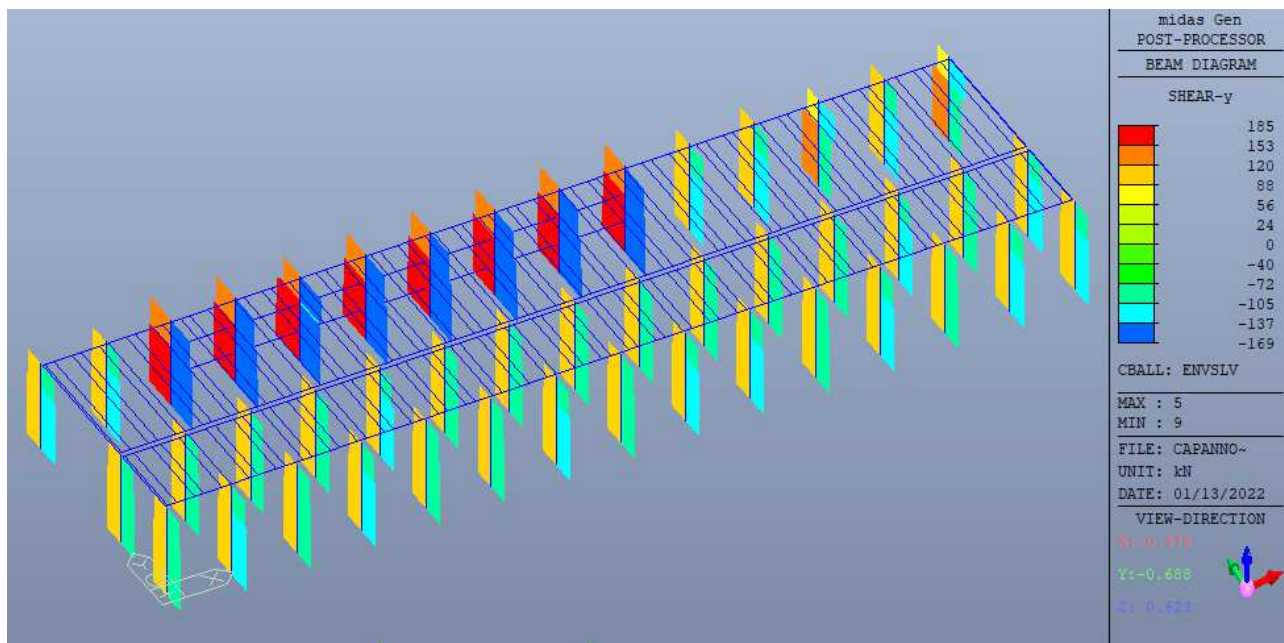


Figura 64 – Tagli FY

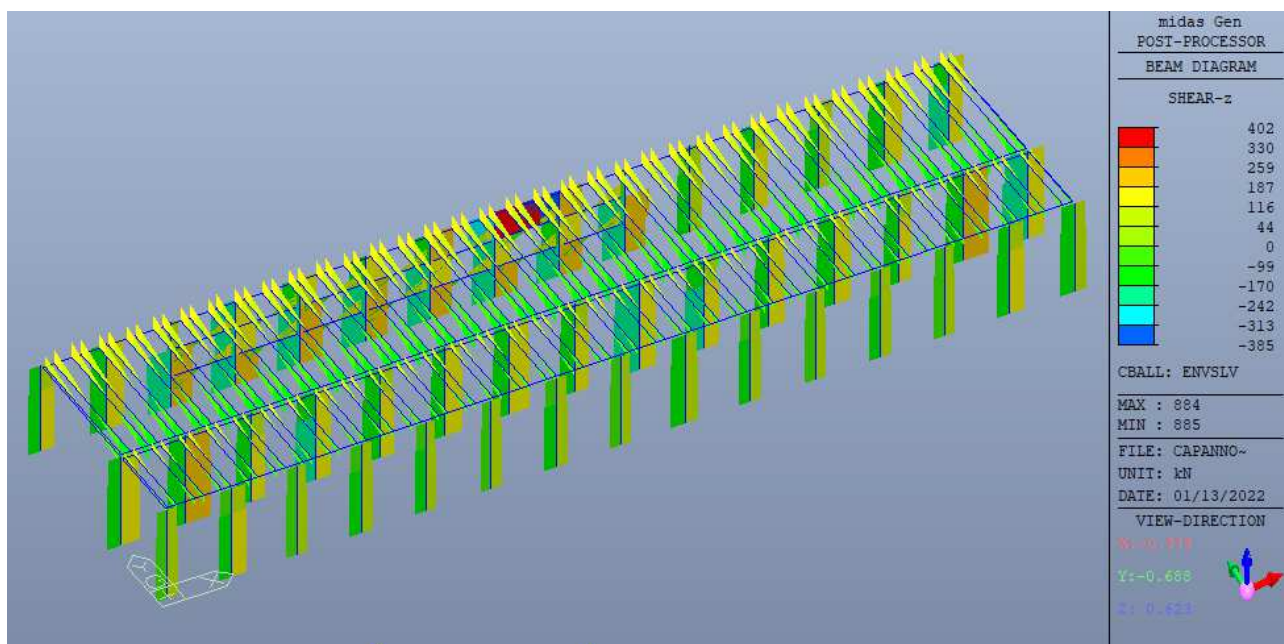
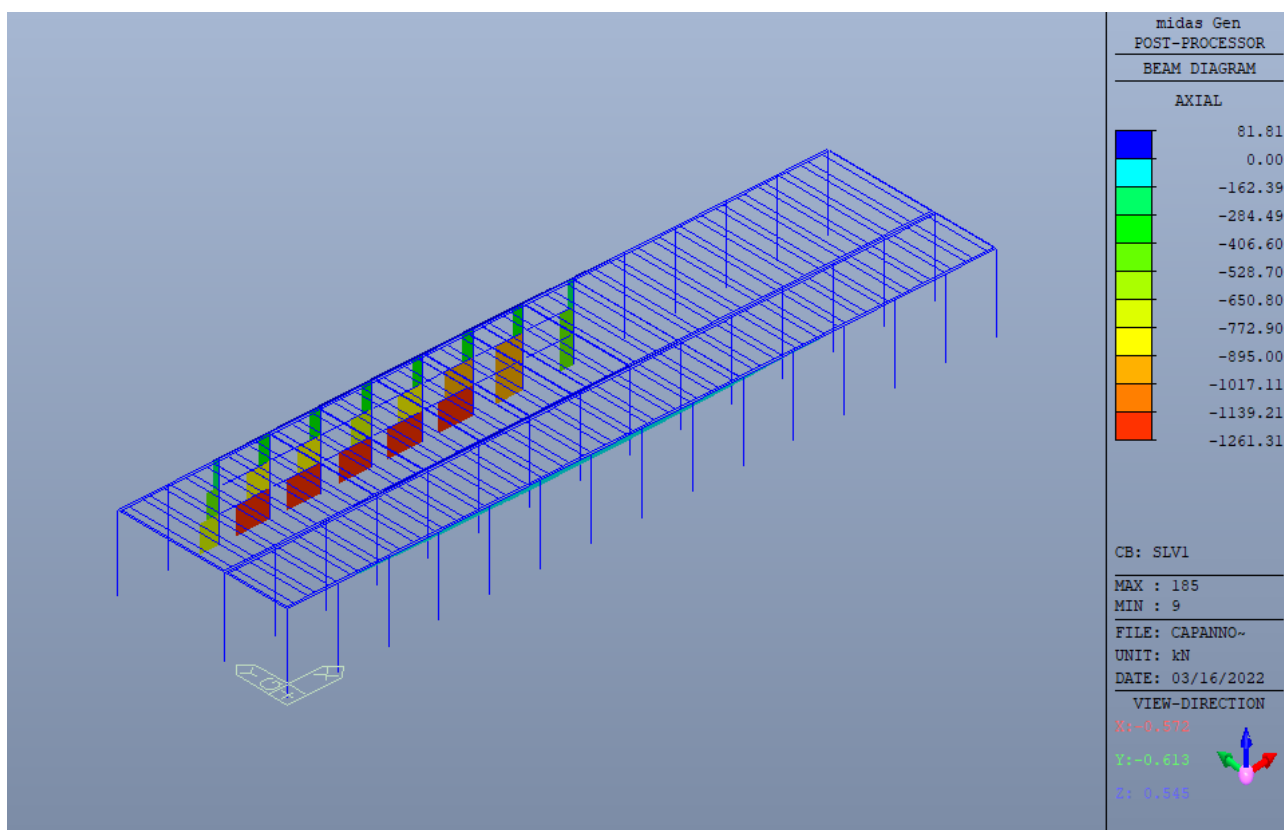


Figura 65 – Tagli FZ

**12.10.6. Inviluppo SLV - Incremento sollecitazioni per carico eccentrico mensole**  
**allineamento C (carichi da Corpo 2)**



**Figura 66 – Azioni assiali FX**

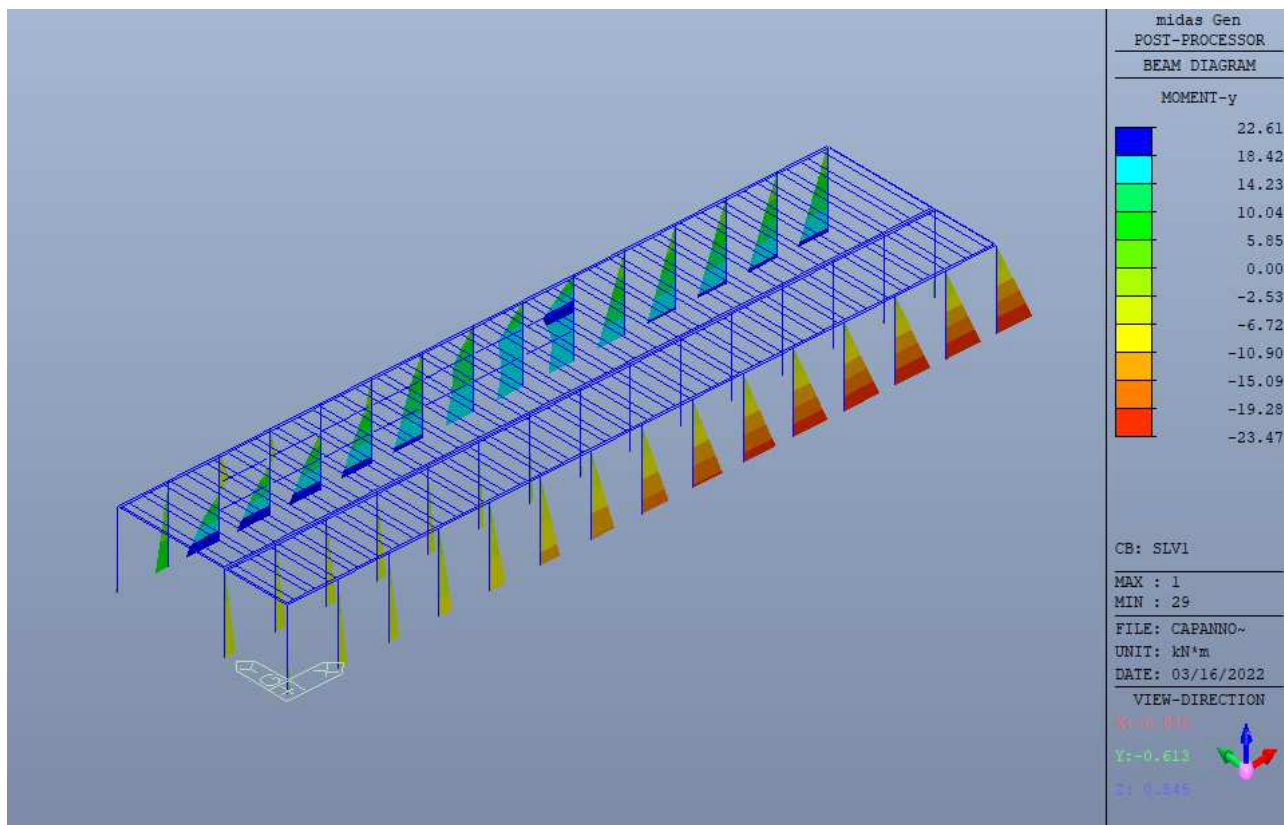


Figura 67 – Azioni assiali MY

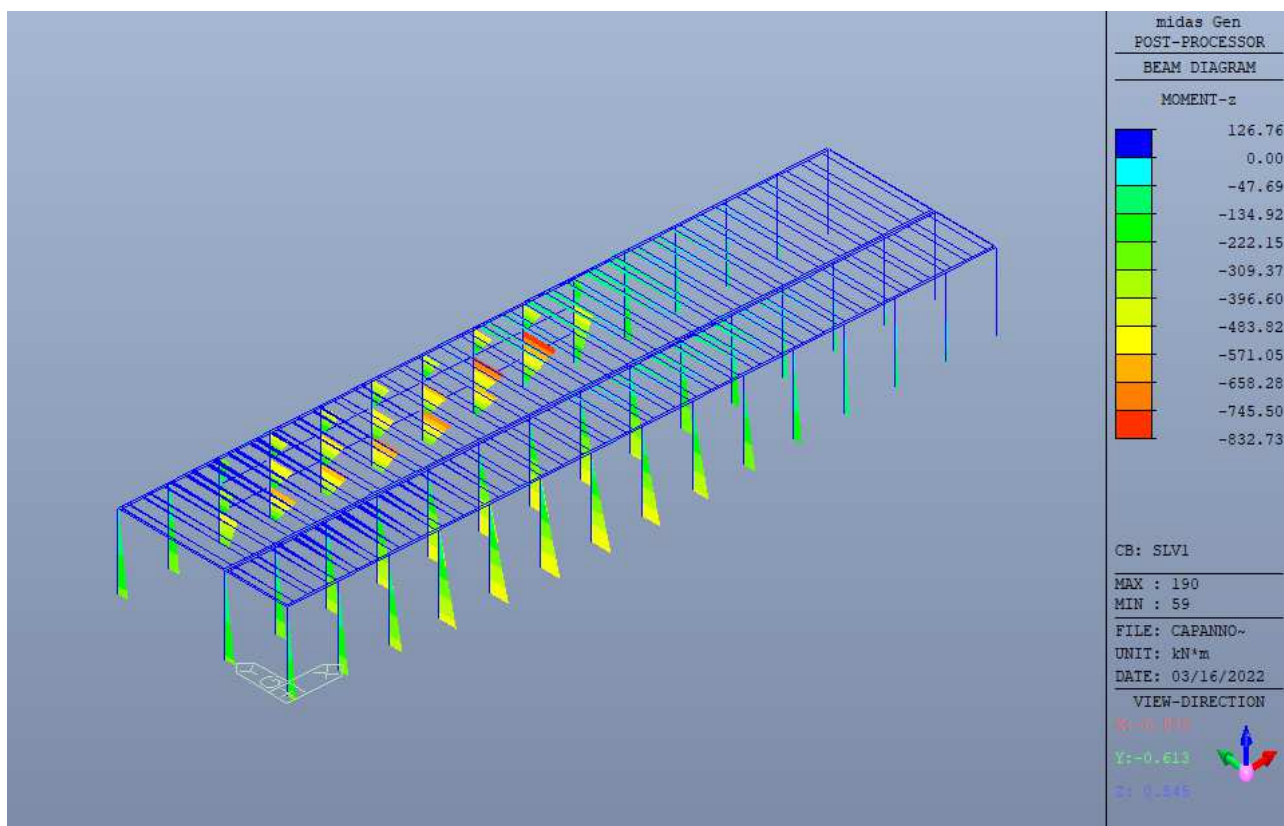


Figura 68 – Momenti MZ

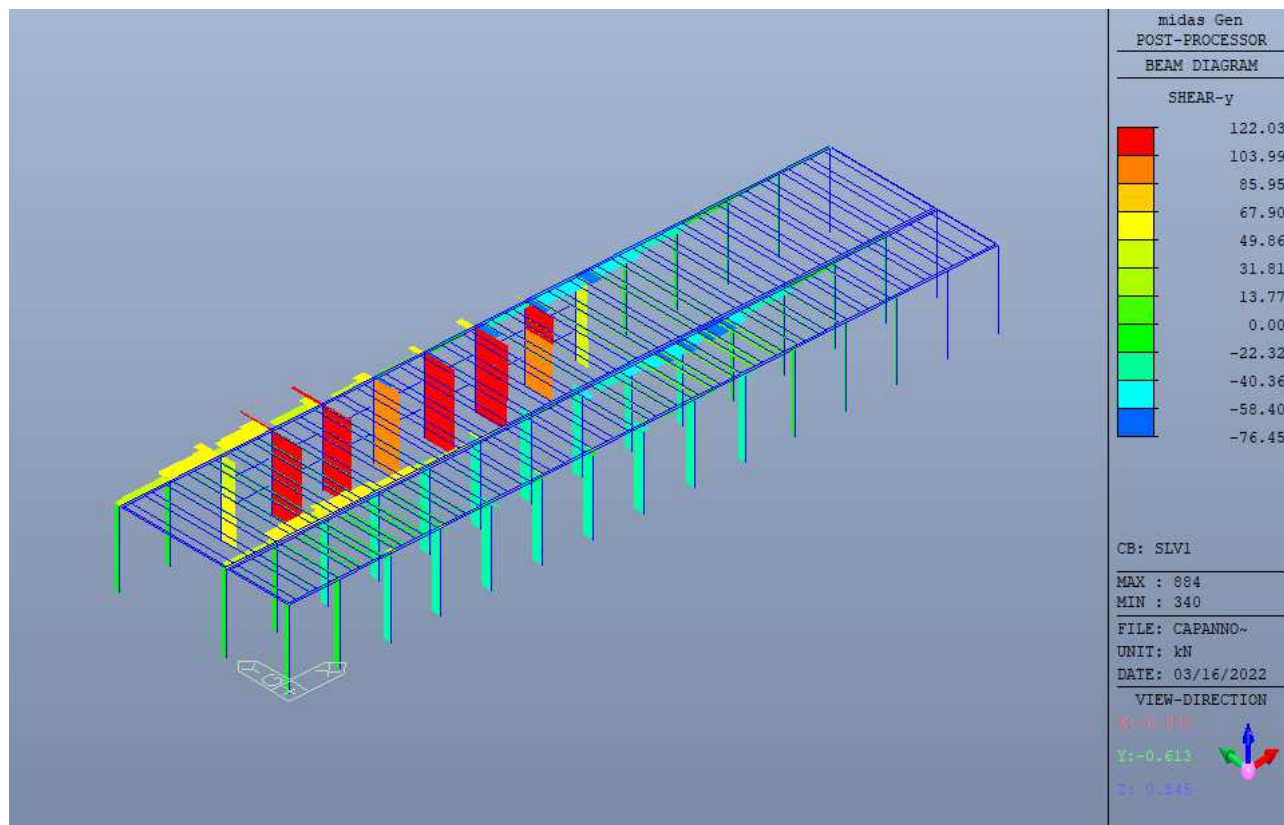


Figura 69 – Tagli FY

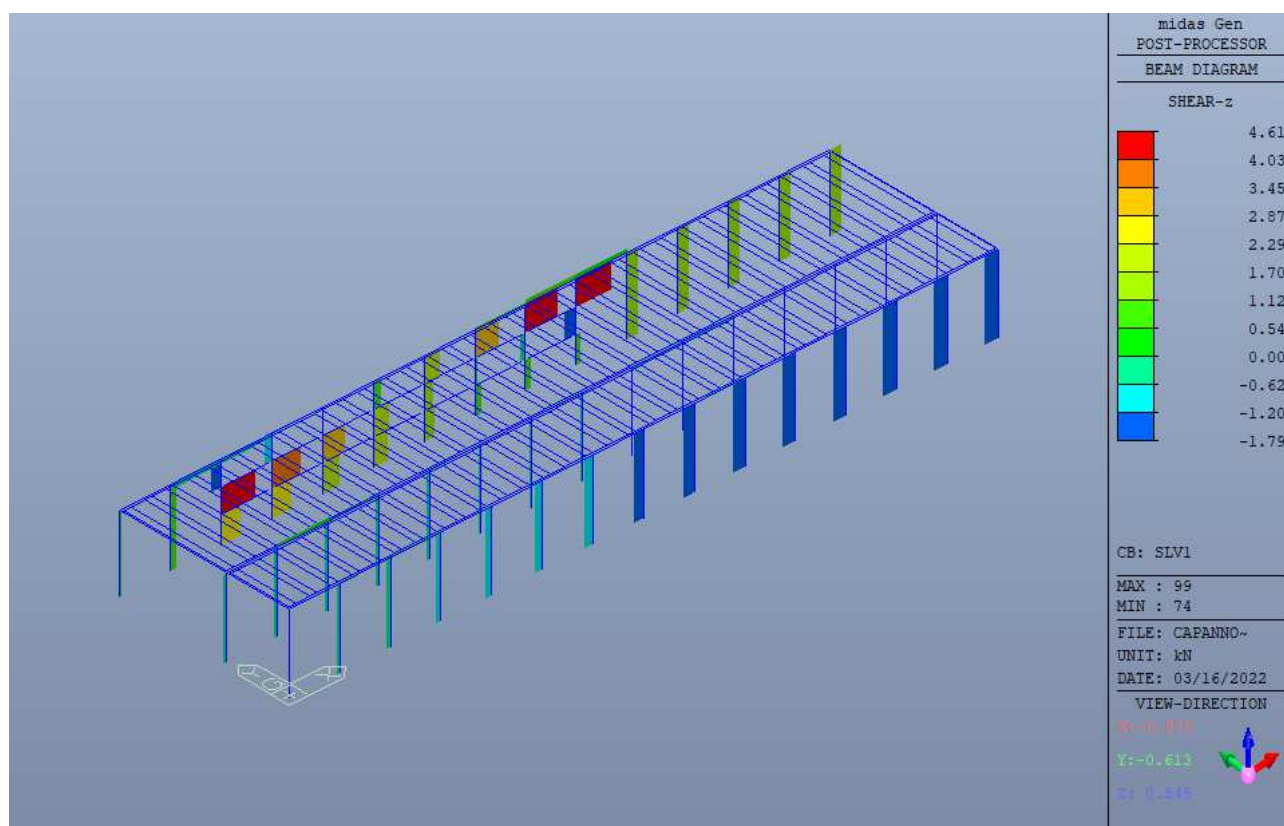


Figura 70 – Tagli FZ

Si riassumono di seguito l'incremento significativo di sollecitazione per ogni tipologia di sezione, che verrà utilizzato nelle verifiche.

	Fx [KN]	Fy	Mz
Pilastrini in comune con il corpo 2 – Allineamento C	Max: 1260 Min: 523	122	833
Pilastrini appartenenti esclusivamente al corpo 1	-	40	500

### 12.11. Verifiche

Nella figura seguente, in evidenza la numerazione del nodo alla base dei pilastrini.

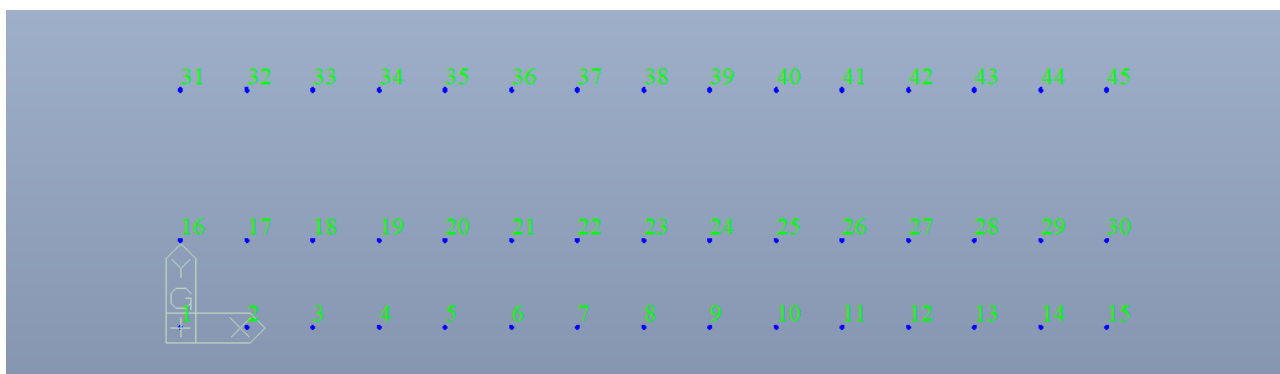


Figura 71 – Numerazione base pilastrini

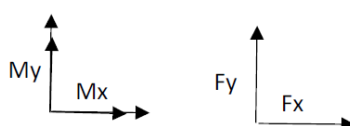


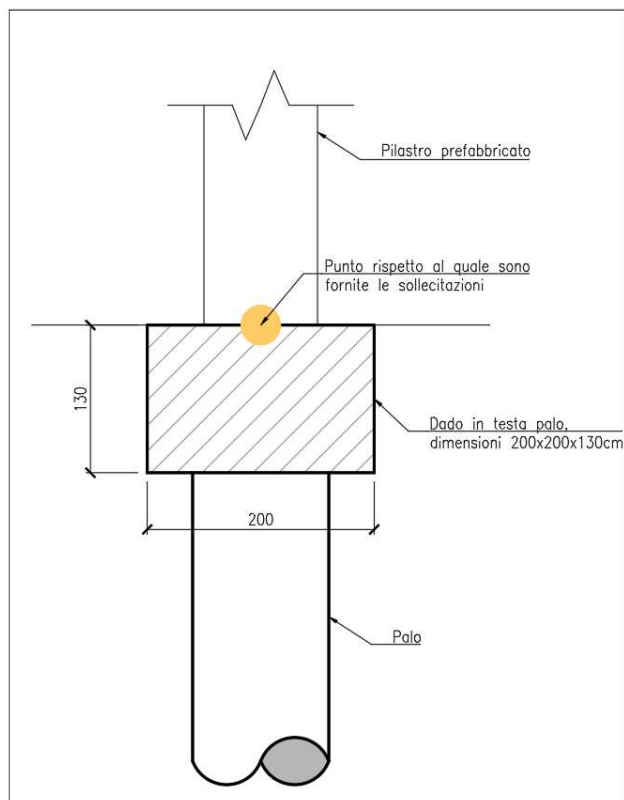
Figura 72 – Sistema di riferimento (piano X-Y)

### 12.12. Verifiche sistema di fondazione

Nei paragrafi successivi si riporta la verifica del sistema di fondazione.

#### 12.12.1. Verifiche strutturali

Nel presente paragrafo si riportano le massime sollecitazioni agenti di taglio e flessione alla base del pilastrino, allo SLV e allo SLU.



**Figura 73 – Rappresentazione schematica plinto di collegamento palo**

Si riportano di seguito le sollecitazioni alla base dei pilastri (SLV e SLU). Le azioni allo SLV riportate di seguito non includono il contributo dovuto all'eccentricità, che viene sommato all'interno del paragrafo relativo alle verifiche.

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
max	29	SLV19	227	-29	1682	382	1684	0
min	30	SLV1	-237	-34	1331	404	-1757	0
max	43	SLV23	-50	126	1437	-1438	-448	0
min	31	SLV5	-29	-110	797	1371	-365	0
max	29	SLV19	227	-29	1682	382	1684	0
min	15	SLV19	106	-31	632	390	1156	0
max	31	SLV6	-29	-110	797	1371	-365	0
min	43	SLV23	-50	126	1437	-1438	-448	0
max	29	SLV19	227	-29	1682	382	1684	0
min	30	SLV1	-237	-34	1331	404	-1757	0
max	1	SLV1	-95	-31	679	392	-1139	0
min	1	SLV1	-95	-31	679	392	-1139	0

**Figura 74 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLV – nodi da 1 a 32 e da 41 a 45**

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
max	16	SLU16	190	52	1030	-238	513	99
min	45	SLU9	-227	-46	1554	-107	-793	0
max	28	SLU9	-24	193	2223	-759	-235	0
min	22	SLU11	-3	-191	2112	1412	-36	0

max	35	SLU6	-3	83	4907	269	-18	0
min	1	SLU16	1	16	692	-139	13	84
max	22	SLU11	-3	-191	2112	1412	-36	0
min	29	SLU9	-15	190	2095	-766	-200	0
max	30	SLU14	162	87	1053	-270	562	23
min	45	SLU9	-227	-46	1554	-107	-793	0
max	45	SLU16	-186	73	813	-468	-502	128
min	1	SLU1	-26	-4	956	132	-166	0

**Figura 75 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLU – nodi da 1 a 32 e da 41 a 45**

Si riportano di seguito le sollecitazioni alla base dei pilastri in comune tra i due corpi (SLV e SLU).

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
max	38	SLV17	201	51	1904	-607	1686	0
min	34	SLV1	-214	-51	1796	607	-1771	0
max	35	SLV23	-67	185	2003	-2098	-558	0
min	37	SLV7	53	-169	1781	2024	473	0
max	35	SLV3	-209	67	2005	-681	-1764	0
min	33	SLV1	-208	-48	1424	596	-1762	0
max	37	SLV7	53	-169	1781	2024	473	0
min	35	SLV24	-67	185	2003	-2098	-558	0
max	38	SLV18	201	51	1904	-607	1686	0
min	39	SLV2	-213	-50	1998	604	-1771	0
max	33	SLV1	-208	-48	1424	596	-1762	0
min	33	SLV1	-208	-48	1424	596	-1762	0

**Figura 76 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLV – nodi da 33 a 40**

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
max	33	SLU14	27	21	2145	89	196	0
min	40	SLU9	-43	113	2860	-345	-332	0
max	40	SLU12	-28	162	2860	-463	-158	0
min	40	SLU15	-11	-133	1992	1245	-20	0
max	35	SLU6	-3	83	4907	269	-18	0
min	40	SLU14	1	16	1992	-2	159	0
max	40	SLU11	-27	-125	2860	1313	-142	0
min	40	SLU16	-12	153	1992	-531	-36	0
max	33	SLU14	27	21	2145	89	196	0
min	40	SLU9	-43	113	2860	-345	-332	0
max	33	SLU1	-5	26	3108	301	-215	0
min	33	SLU1	-5	26	3108	301	-215	0

**Figura 77 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLU – nodi da 33 a 40**

### 12.13. Verifiche cordoli di fondazione

Gli spostamenti relativi tra le fondazioni sono trascurabili se le fondazioni sono collegate tra loro da un reticolo di travi, dimensionate in modo da assorbire le forze assiali che si generano, di compressione e di trazione, in accordo con il § 7.2.5 delle NTC 2018.

Nel caso in esame, la forza assiale è pari a:

$\pm 0.3 \cdot N_{sd} \cdot a_{max} / g$  per il profilo stratigrafico di tipo B

dove  $N_{sd}$  è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati e  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

L'accelerazione massima attesa al sito è assunta pari a:  $a_{max} = a_g S$ , in cui  $a_g$  è l'accelerazione massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

I cordoli di collegamento tra i plinti di fondazione hanno dimensioni differenti a seconda siano presenti o meno i pannelli prefabbricati di facciata.

Tutti i cordoli di fondazione in c.a. gettati in opera a collegamento dei plinti senza pannelli hanno sezione trasversale pari a 0.50x0.60 m e sono armati con  $\phi 20$  correnti e staffe  $\phi 12/20$ .

Tutti i cordoli di fondazione in c.a. gettati in opera a collegamento dei plinti con travi porta pannello hanno sezione trasversale 0.70x1.30 m e sono armati come da elaborati grafici.

Tutte le travi di collegamento sono realizzate ad una distanza  $\leq 1.00$ m dall'estradosso del plinto di collegamento dei pali.

Per ciascuna tipologia si riporta la verifica nella condizione più gravosa.

#### 12.13.1. Verifiche strutturali – cordoli senza pannelli

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>

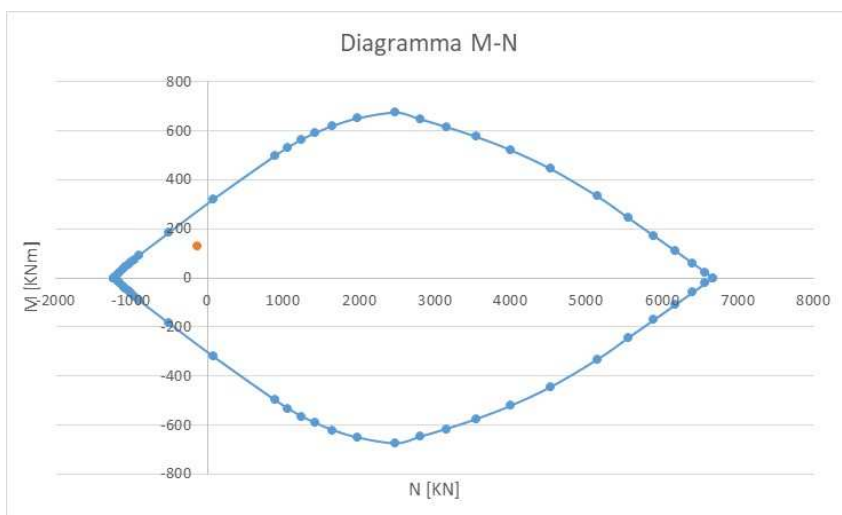
GEOMETRIA			
Altezza plinto di collegamento pali	$h_p$	1.30	m
Base trave di collegamento	$b_c$	0.50	m
Altezza trave di collegamento	$h_c$	0.60	m
Lunghezza massima trave di collegamento	$L_c$	17.85	m

AZIONI SOLLECITANTI			
Valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati	$N_{sd}$	2000	KN

Accelerazione massima allo SLC su sito di riferimento rigido	$a_g$	0.177	g
Coefficiente che comprende l'effetto dell' amplificazione stratigrafica $S_s$ e topografica $S_r$	$S$	1.2	
Accelerazione massima attesa al sito	$a_{max}$	0.212	g
Braccio tra baricentro cordolo e estradosso plinto di collegamento pali	$\delta_c$	1.000	m
Azione assiale agente	$N_{Ed}$	127	KN
Azione flettente agente	$M_{Ed}$	127	KNm

VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI SNELLI (§4.1.2.3.9.2)			
Azione assiale adimensionalizzata	$\nu$	0.023	
Snellezza $l_0/i$	$\lambda$	103.057	
Snellezza limite	$\lambda_{lim}$	166.372	
Trascurabilità effetti II ordine		sì	

Si riporta di seguito il diagramma M-N della sezione.



$M_{Rd}=273 \text{ KNm}$  (c.s.=2.15)

### 12.13.2. Verifiche strutturali – cordoli con pannelli

Le travi porta pannelli sono di due tipologie: la prima tipologia (trave tipo 1) è caratterizzata da una lunghezza pari a  $L=6.6\text{m}$ , la seconda (trave tipo 2) da una lunghezza pari a  $L=17.50\text{m}$ .

Le travi vengono modellate come elementi trave su suolo elastico.

Il coefficiente di sottofondo viene determinato con la seguente relazione:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)}$$

Dove  $E_s$  è pari a (rif. §6.1):

$E_s=12,5 \text{ MPa}$ .

Si ottiene:

$k_s=19600 \text{ KN/m}^3$

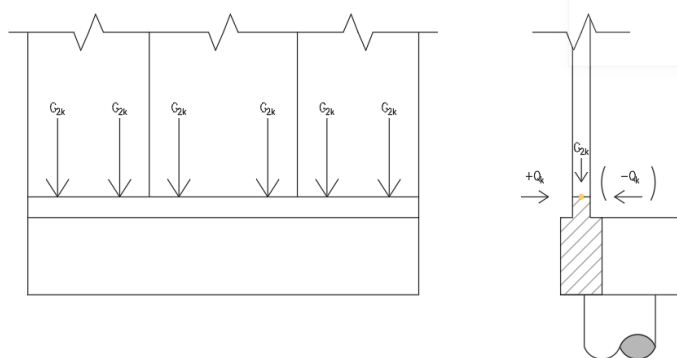
Agli estremi è presente un vincolo a cerniera in tutte le direzioni. L'unico vincolo alla rotazione presente è quello attorno all'asse principale della trave (vincolo torsionale).

In accordo a quanto riportato nel §11.1, sulla trave agiscono i seguenti carichi:

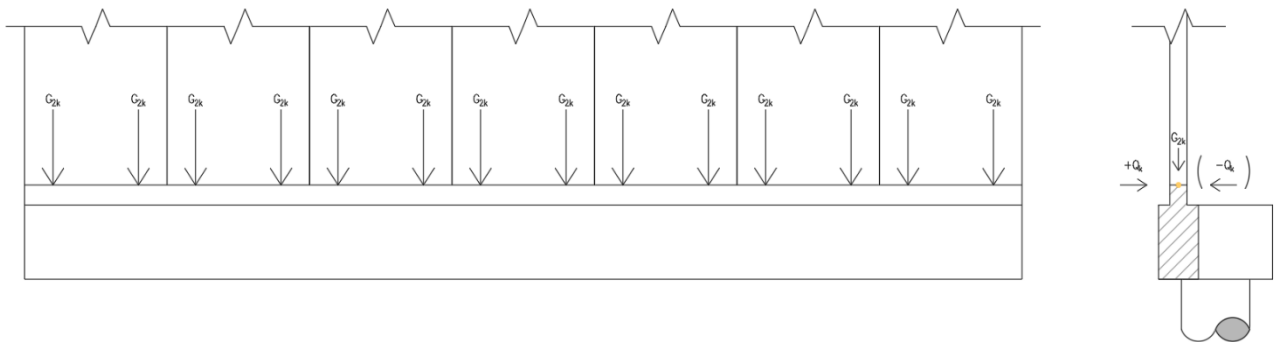
- il peso proprio  $G_{1k}$  della trave;
- il carico verticale totale dato dal peso del pannello  $G_{2k}$ , considerando che tutto il carico grava sulla trave porta pannello;
- l'azione orizzontale  $Q_k$  (la più gravosa tra vento e sisma), considerando il vincolo trasversale alla traslazione sia alla base, sia in sommità

Oltre a tali carichi agisce l'azione flettente data dall'eccentricità in direzione trasversale di  $N_{sd}$  tra il baricentro del plinto in testa palo e il baricentro della trave di collegamento porta pannello.

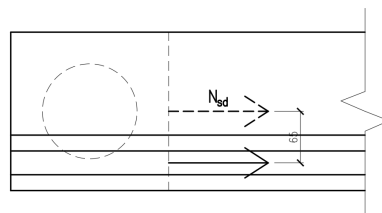
Larghezza pannello	$B_1$	2.50	m
Altezza pannello	$h_p$	13.55	m
Numero di fissaggi / pannello alla base	$n$	2.00	
Peso proprio pannello / $m^2$	$g_{2k}$	4.20	KN/m <sup>2</sup>
Azione del vento / $m^2$	$q_k$	1.40	KN/m <sup>2</sup>
Peso proprio della trave / m	$G_{1k}$	25.38	KN/m
Peso proprio del pannello / fissaggio	$G_{2k}$	71.14	KN
Peso proprio del pannello / fissaggio	$Q_k$	11.86	KN



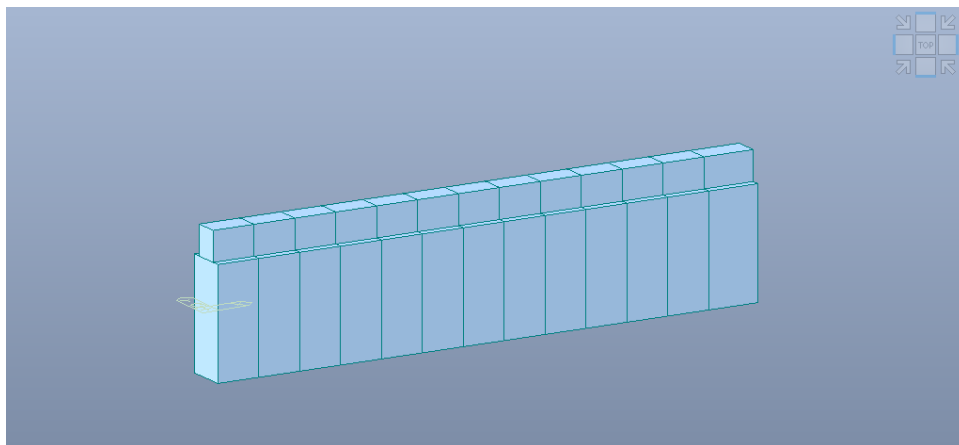
**Figura 78 – Schema con applicazione dei carichi – trave tipo 1**



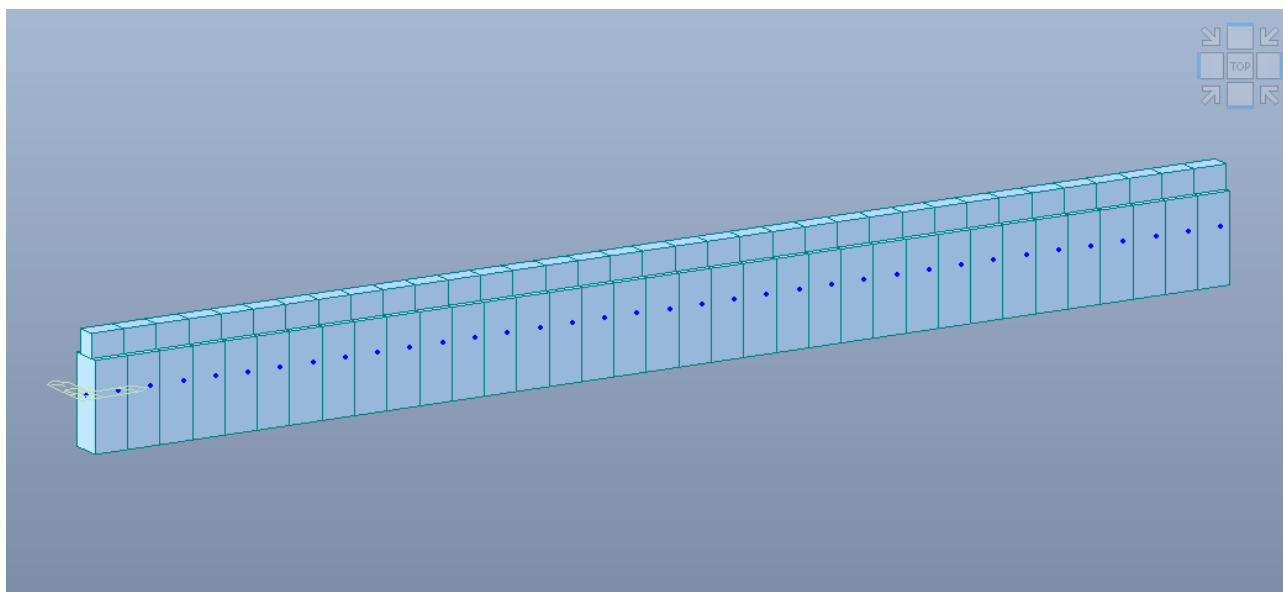
**Figura 79 – Schema con applicazione dei carichi – trave tipo 2**



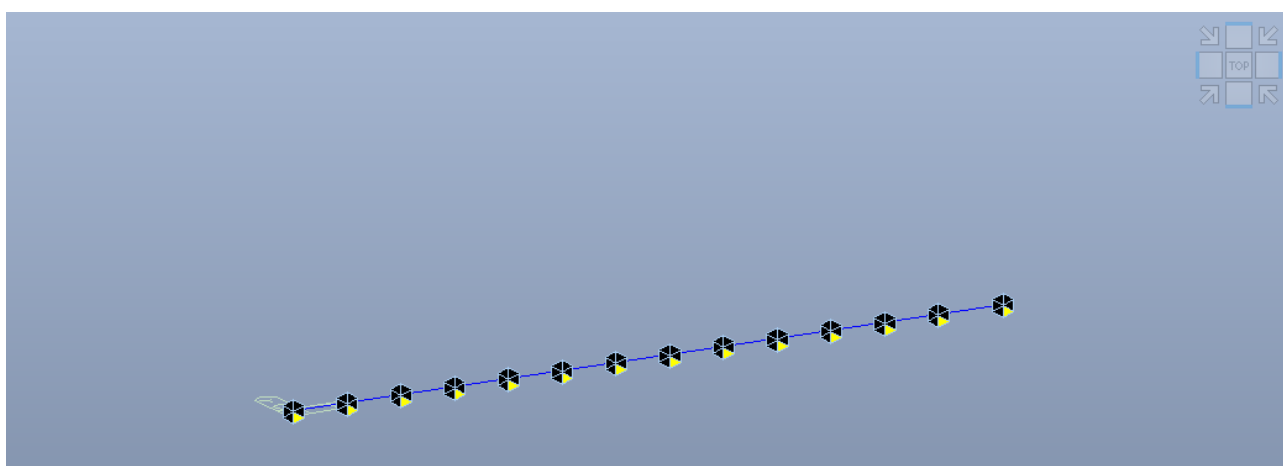
**Figura 80 – Eccentricità di  $N_{sd}$**



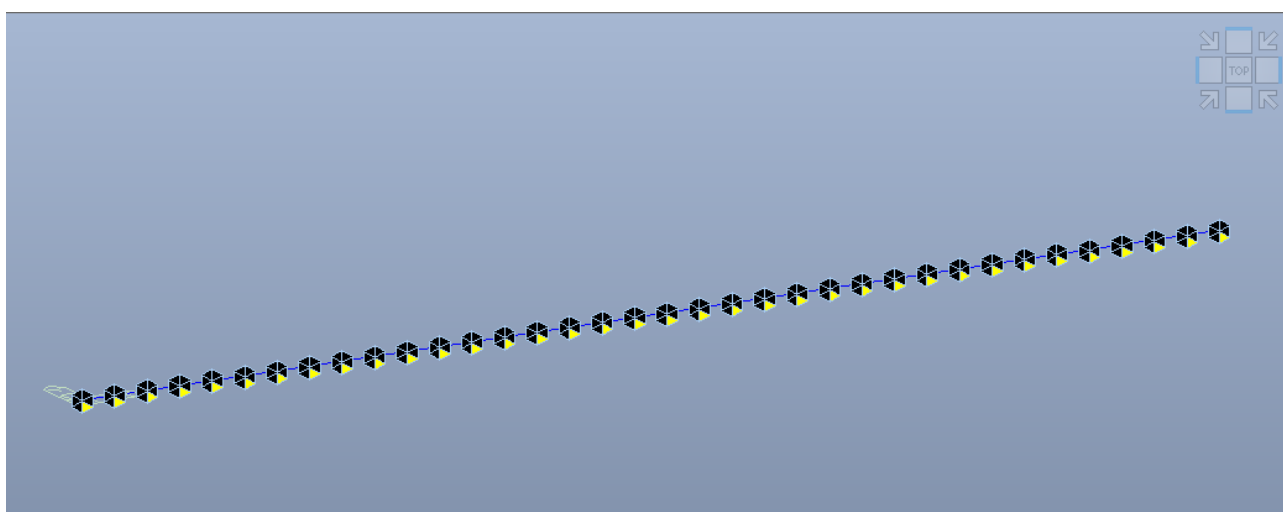
**Figura 81 – Modello di calcolo – Trave 1**



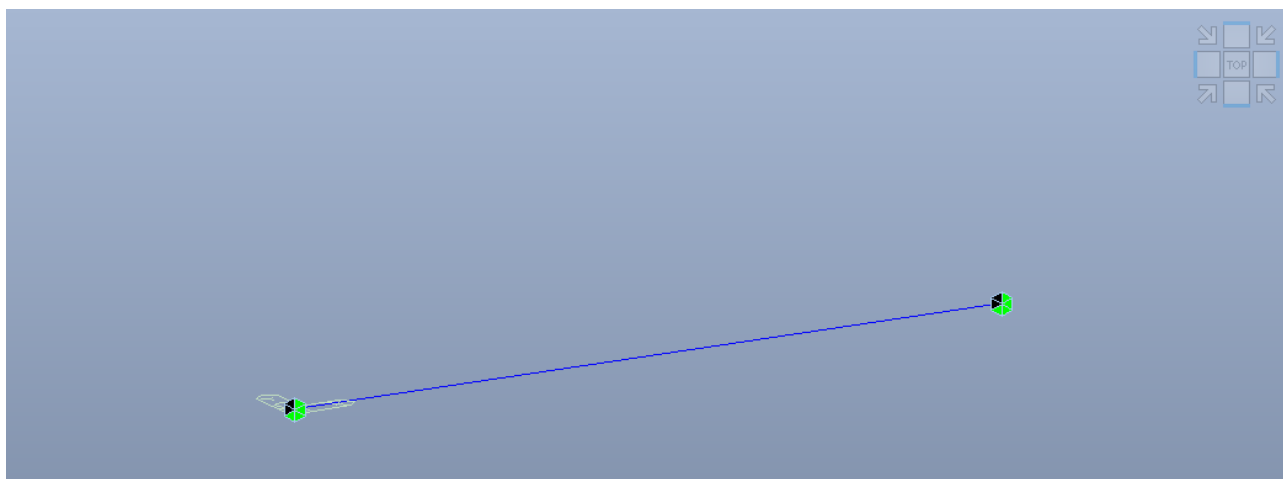
**Figura 82 – Modello di calcolo – Trave 2**



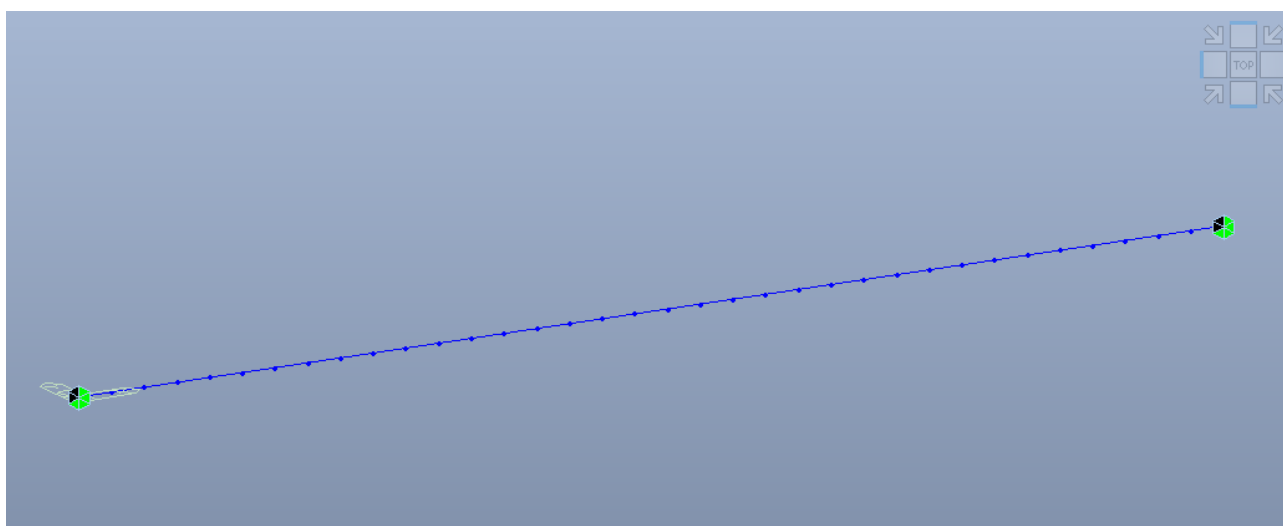
**Figura 83 – Trave su suolo elastico – Trave 1**



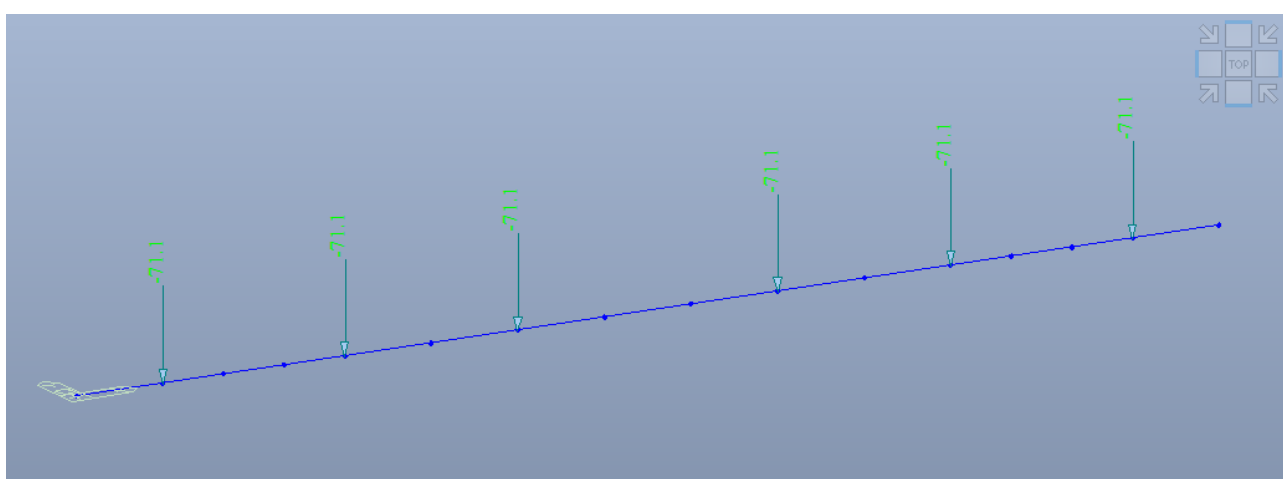
**Figura 84 – Trave su suolo elastico – Trave 2**



**Figura 85 – Vincoli di estremità – Trave 1**



**Figura 86 – Vincoli di estremità – Trave 2**



**Figura 87 – Carichi –  $G_{2k}$  Trave 1**

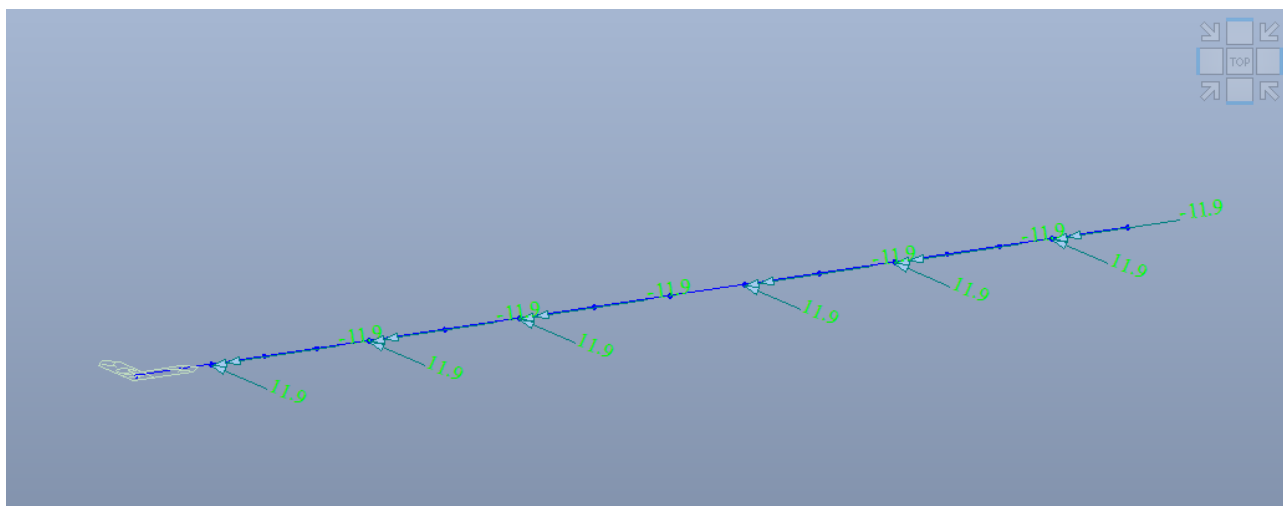


Figura 88 – Carichi –  $Q_k$  Trave 1

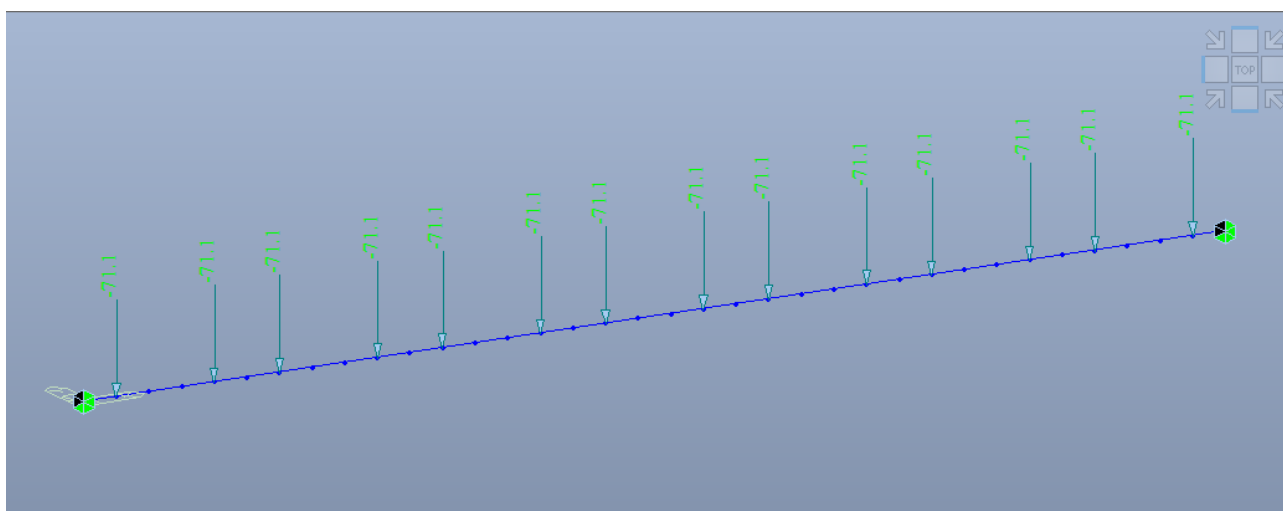


Figura 89 – Carichi –  $G_{2k}$  Trave 2

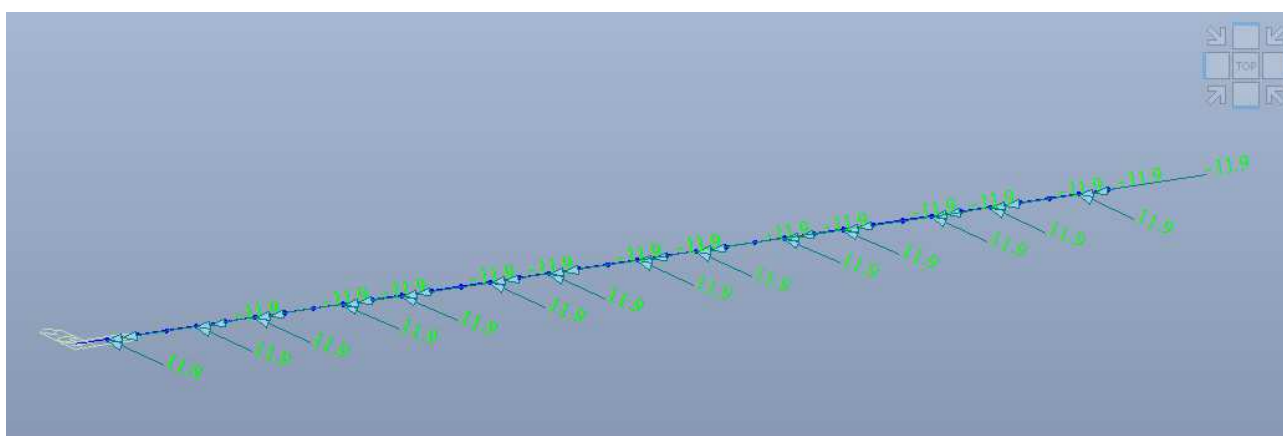


Figura 90 – Carichi –  $Q_k$  Trave 2

### 12.13.2.1. Trave tipo 1

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>

GEOMETRIA			
Base plinto di collegamento pali	$b_p$	2	m
Altezza plinto di collegamento pali	$h_p$	1.3	m
Base trave di collegamento	$b_c$	0.70	m
Altezza trave di collegamento	$h_c$	1.30	m
Altezza dente trave di collegamento	$h_{c,d}$	0.35	m
Lunghezza massima trave di collegamento	$L_c$	6.60	m

AZIONI SOLLECITANTI			
Valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati	$N_{sd}$	2000	KN
Accelerazione massima allo SLC su sito di riferimento rigido	$a_g$	0.177	g
Coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica $S_s$ e topografica $S_r$	$S$	1.2	
Accelerazione massima attesa al sito	$a_{max}$	0.212	g
Braccio tra baricentro cordolo e asse plinto di collegamento pali	$\delta_{yc}$	0.650	m

VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI SNELLI (§4.1.2.3.9.2)			
Azione assiale adimensionalizzata	$v$	0.007	
Snellezza $l_0/i$	$\lambda$	17.587	
Snellezza limite	$\lambda_{lim}$	289.762	
Trascurabilità effetti II ordine		sì	

Di seguito le azioni allo SLU.

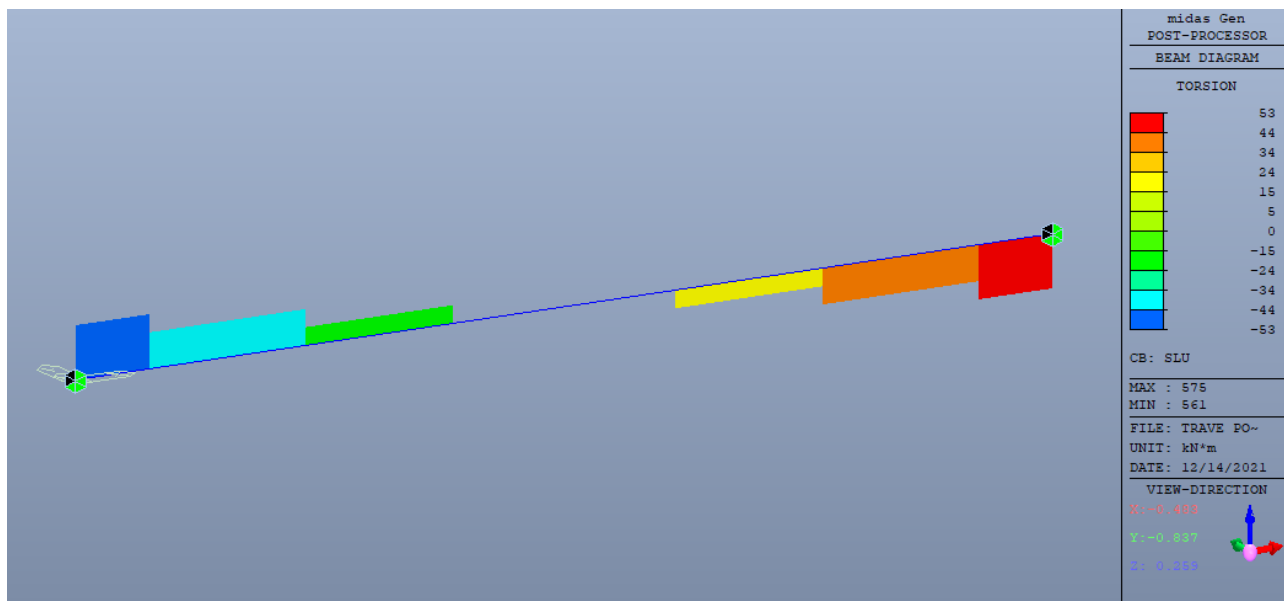


Figura 91 – Momento torcente Mx

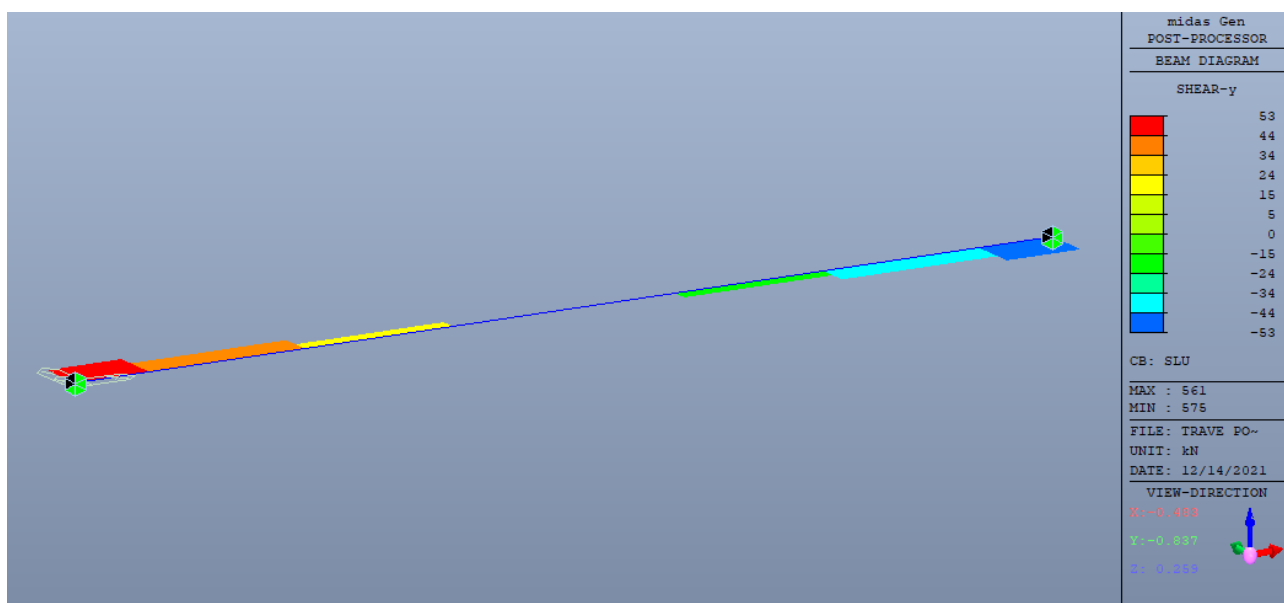


Figura 92 –Taglio Fy

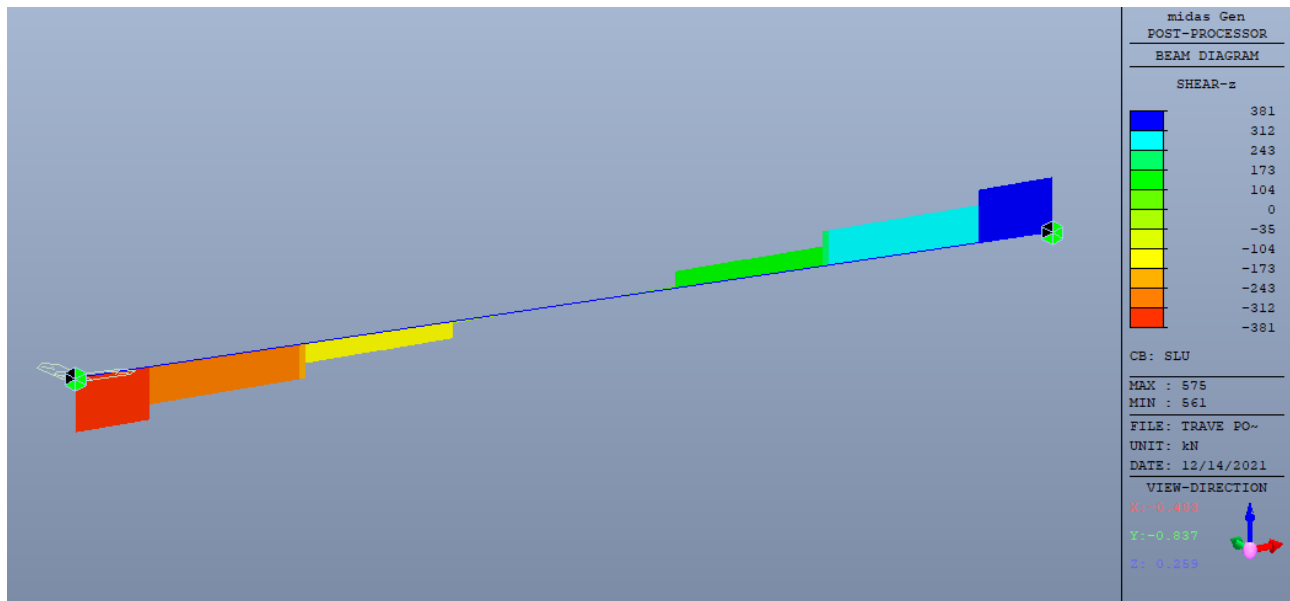


Figura 93 –Taglio Fz

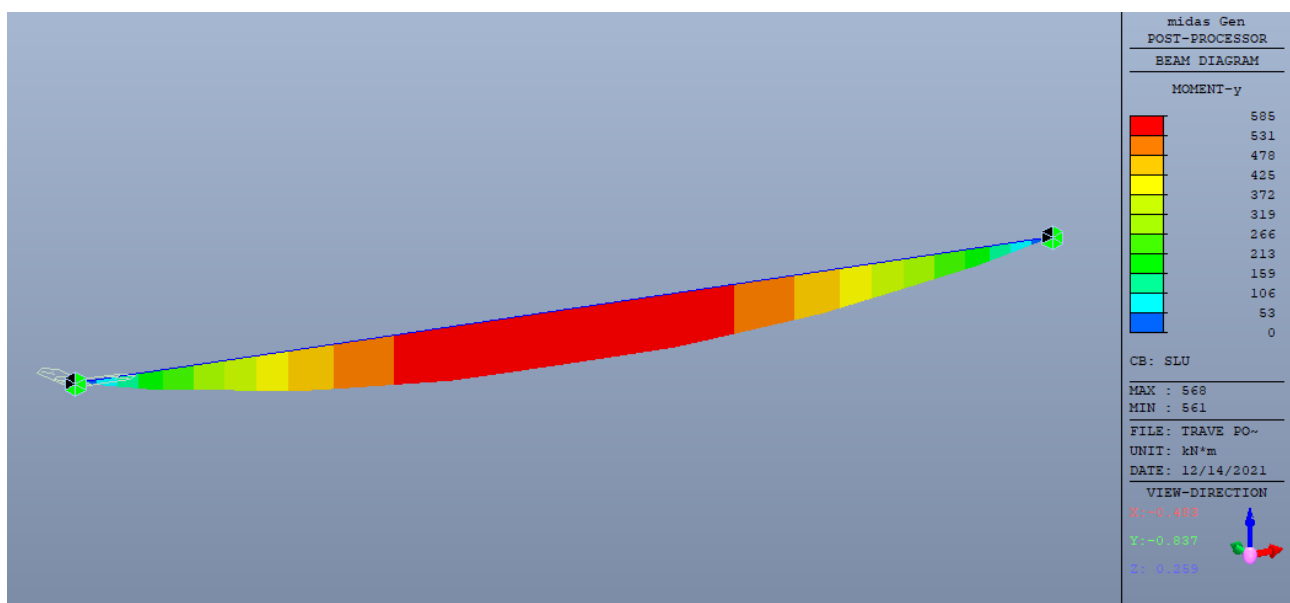


Figura 94 – Momento flettente My

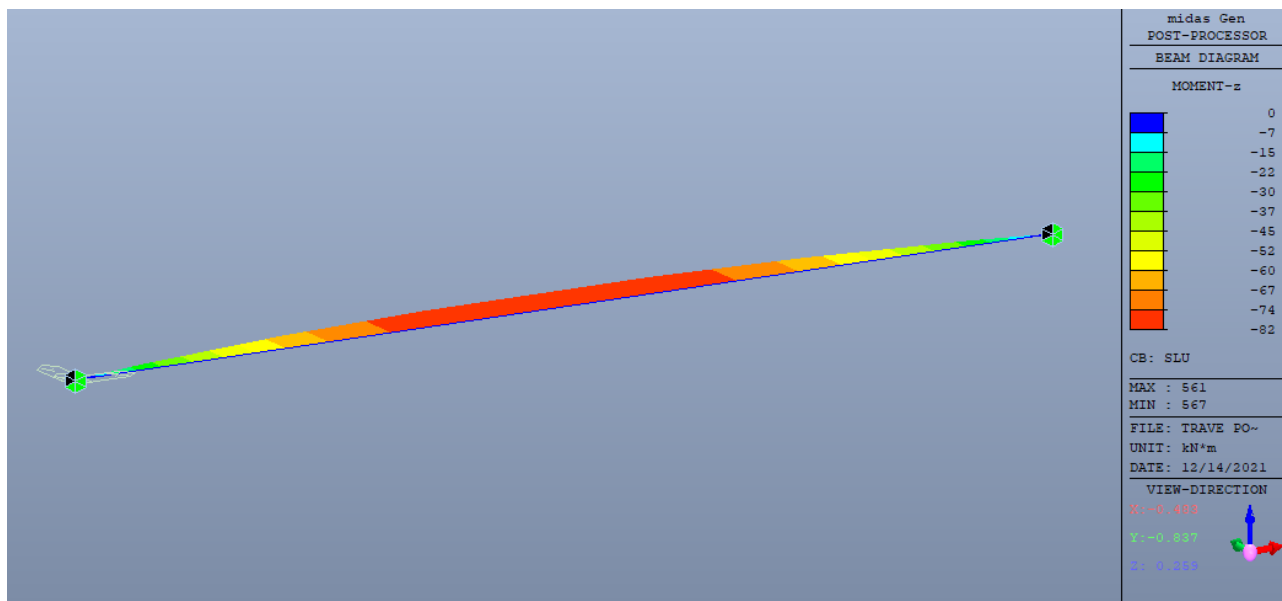


Figura 95 – Momento flettente Mz

### Verifica a taglio e torsione

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	9.41	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio			
Tensione caratt. di snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

GEOMETRIA E ARMATURA			
Dimensione della sezione	b	700	mm
Altezza della sezione	h	1300	mm
Copriferro	c	50	mm
Diametro barre longitudinali	$\phi_l$	20	mm
Numero barre longitudinali	$n_l$	4	
Diametro staffe per torsione	$\phi_w$	12	mm
Passo staffa per torsione	s	200	mm
Diametro staffe per taglio 1 dir x	$\phi_{w1x}$	12	mm
Diametro staffe per taglio 1 dir y	$\phi_{w1y}$	12	mm
Diametro staffe per taglio 2 dir y	$\phi_{w2y}$	12	mm
Passo staffa per taglio	s	200	mm
Altezza utile (dir. x)	$d_x$	628	mm

Altezza utile (dir. y)	$d_y$	1228	mm
------------------------	-------	------	----

VERIFICA A TORSIONE - NTC 2018 § 4.1.2.3.6			
Angolo di inclinazione delle bielle compresse	$\theta$	45	°
Area della sezione	$A_c$	910000	mm <sup>2</sup>
Perimetro della sezione	$u$	4000	mm
Spessore della sezione cava	$t$	228	mm
Area racchiusa nella fibra media	$A$	506756	mm <sup>2</sup>
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	3090	mm
Area complessiva delle barre longitudinali	$A_{sl}$	1257	mm <sup>2</sup>
Area staffa	$A_{sw}$	113	mm <sup>2</sup>
Valore di calcolo del momento torcente	$T_{Ed}$	53	KNm
Resistenza delle bielle di cls compresse	$T_{Rcd}$	1084	KNm
Resistenza delle barre longitudinali	$T_{Rld}$	161	KNm
Resistenza delle armature trasversali	$T_{Rsd}$	224	KNm
Momento torcente resistente	$T_{Rd}$	161	KNm

VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente maggiorativo per compressione cls	$\alpha_c$	1	
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	°
Area staffa dir x (per num bracci)	$A_{sw\_x}$	226	mm <sup>2</sup>
Area staffa dir y (per num bracci)	$A_{sw\_y}$	452	mm <sup>2</sup>
Valore di calcolo del taglio dir. x	$V_{Ed\_x}$	53	KN
Valore di calcolo del taglio dir. Y	$V_{Ed\_y}$	381	KN
Resistenza di progetto a taglio trazione dir. x (biella compressa)	$V_{Rsd\_x}$	250	KN
Resistenza di progetto a taglio trazione dir. y (biella compressa)	$V_{Rsd\_y}$	978	KN
Resistenza di progetto a taglio compressione dir. x (biella compressa)	$V_{Rcd\_x}$	6912	KN
Resistenza di progetto a taglio compressione dir. y (biella compressa)	$V_{Rcd\_y}$	7277	KN
Resistenza di progetto a taglio dir. x	$V_{Rd\_x}$	250	KN
Resistenza di progetto a taglio dir. y	$V_{Rd\_y}$	978	KN

VERIFICA A TORSIONE		
		VERIFICA SODDISFATTA
VERIFICA A TAGLIO		
	0.60	VERIFICA SODDISFATTA
VERIFICA A TAGLIO - TORSIONE		
Verifica bielle compresse	0.11	VERIFICA SODDISFATTA

### Verifica a flessione

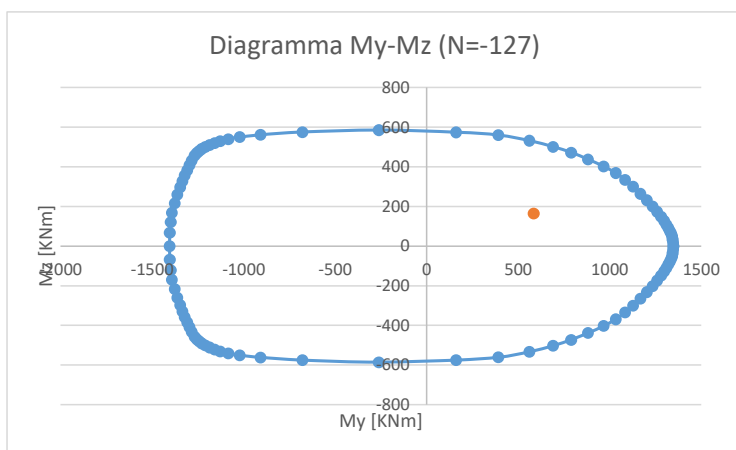
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>

GEOMETRIA			
Base plinto di collegamento pali	$b_p$	2	m
Altezza plinto di collegamento pali	$h_p$	1.3	m
Base trave di collegamento	$b_c$	0.70	m
Altezza trave di collegamento	$h_c$	1.30	m
Altezza dente trave di collegamento	$h_{c,d}$	0.35	m
Altezza baricentro trave di collegamento da intradosso fondazione	$y_c$	1.00	m
Lunghezza massima trave di collegamento	$L_c$	6.60	m

AZIONI SOLLECITANTI			
Valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati	$N_{sd}$	2000	KN
Accelerazione massima allo SLC su sito di riferimento rigido	$a_g$	0.177	g
Coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica $S_s$ e topografica $S_T$	$S$	1.2	
Accelerazione massima attesa al sito	$a_{max}$	0.212	g
Braccio tra baricentro cordolo e asse plinto di collegamento pali	$\delta_{yc}$	0.650	m
<b>Azione assiale agente (trazione)</b>	<b><math>N_{Ed}</math></b>	<b>127</b>	<b>KN</b>
<b>Azione flettente <math>M_y</math> SLU</b>	<b><math>M_{y,Ed}</math></b>	<b>585</b>	<b>KNm</b>
Azione flettente agente dovuto all'eccentricità di carico	$M_{z,e,Ed}$	83	KNm
Azione flettente $M_z$ SLU da modello	$M_{z,ef,Ed}$	82	KNm
<b>Azione flettente <math>M_z</math> SLU</b>	<b><math>M_{z,Ed}</math></b>	<b>165</b>	<b>KNm</b>

La trave è armata con 5  $\phi$  20 al lembo teso e 5  $\phi$  20 al lembo compresso. Lateralmente sono presenti 4+4 $\phi$ 20. Sulla base di quanto dichiarato nella verifica a torsione, nella verifica a flessione si omette 1  $\phi$  20 per lato.



$M_{y,Rd}=1108$  KNm (c.s.=1.89)

$M_{z,Rd}=317$  KNm (c.s.=1.92)

### 12.13.2.2. Trave tipo 2

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>

GEOMETRIA			
Base plinto di collegamento pali	$b_p$	2	m
Altezza plinto di collegamento pali	$h_p$	1.3	m
Base trave di collegamento	$b_c$	0.70	m
Altezza trave di collegamento	$h_c$	1.30	m
Altezza dente trave di collegamento	$h_{c,d}$	0.35	m
Lunghezza massima trave di collegamento	$L_c$	17.50	m

AZIONI SOLLECITANTI			
Valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati	$N_{sd}$	2000	KN
Accelerazione massima allo SLC su sito di riferimento rigido	$a_g$	0.177	g
Coefficiente che comprende l'effetto dell' amplificazione stratigrafica $S_s$ e topografica $S_T$	$S$	1.2	
Accelerazione massima attesa al sito	$a_{max}$	0.212	g
Braccio tra baricentro cordolo e asse plinto di collegamento pali	$\delta_{yc}$	0.650	m

VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI SNELLI (§4.1.2.3.9.2)		
Azione assiale adimensionalizzata	$\nu$	0.007
Snellezza $l_0/i$	$\lambda$	46.632
Snellezza limite	$\lambda_{lim}$	289.762
Trascurabilità effetti II ordine		sì

Di seguito le azioni allo SLU.

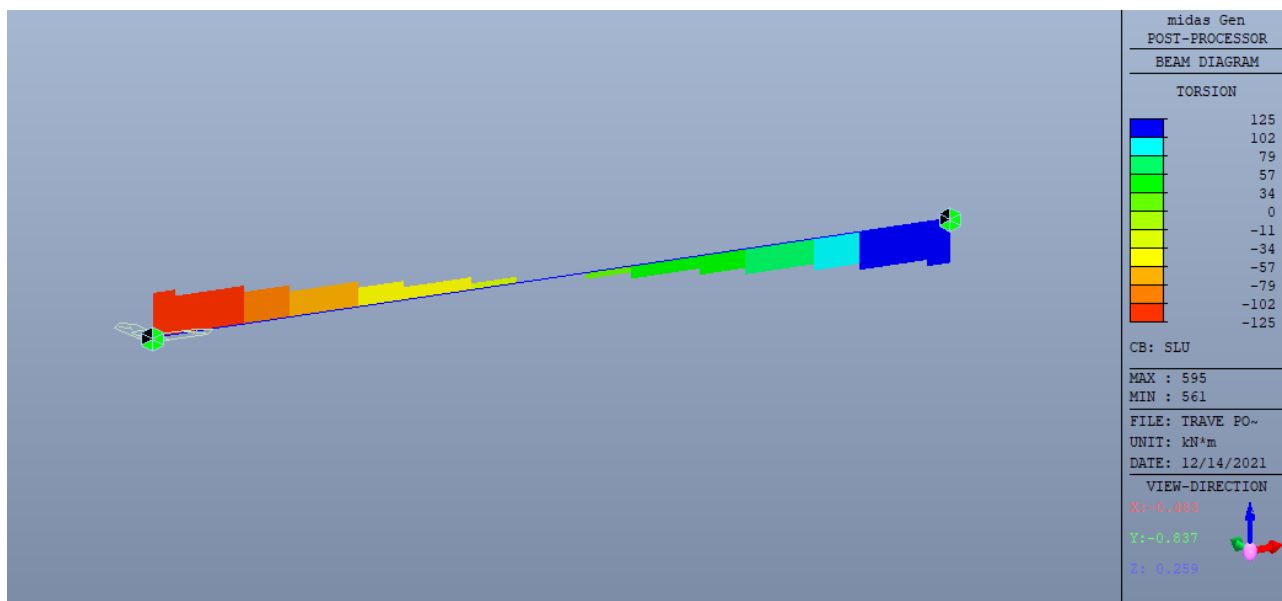


Figura 96 – Momento torcente Mx

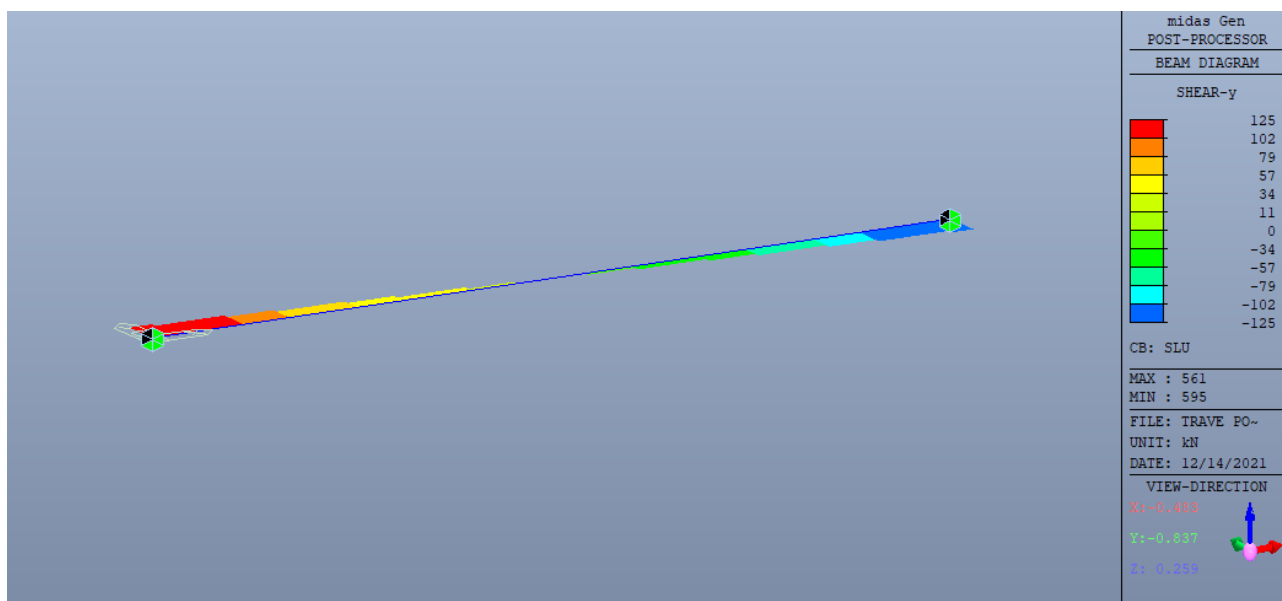


Figura 97 –Taglio Fy

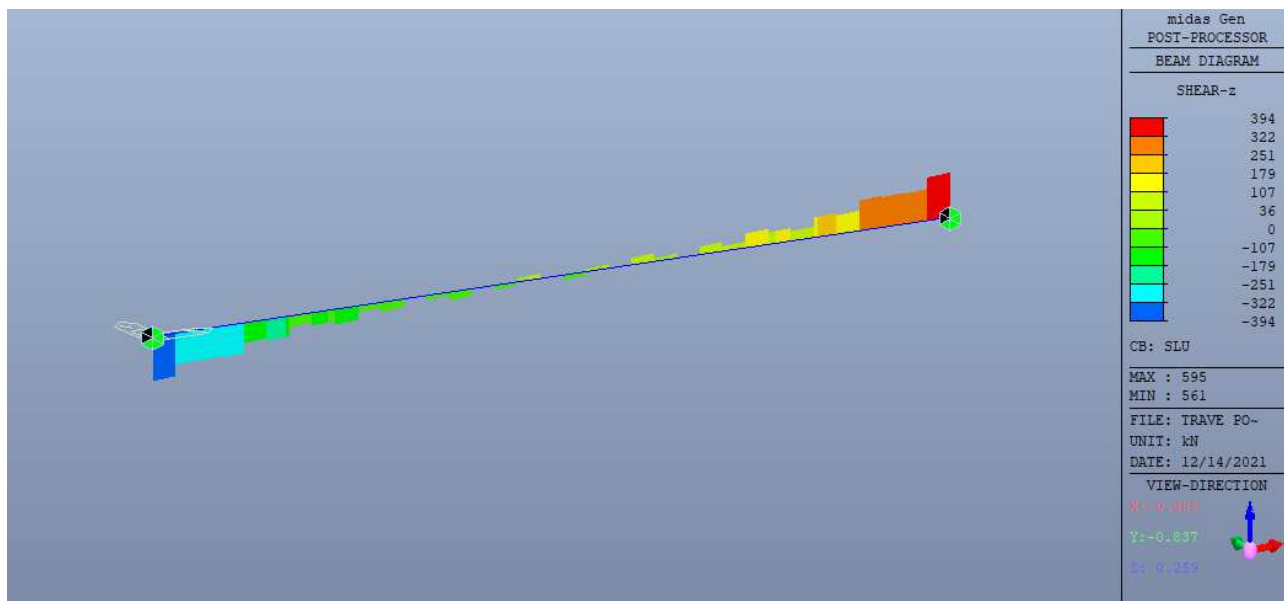


Figura 98 –Taglio Fz

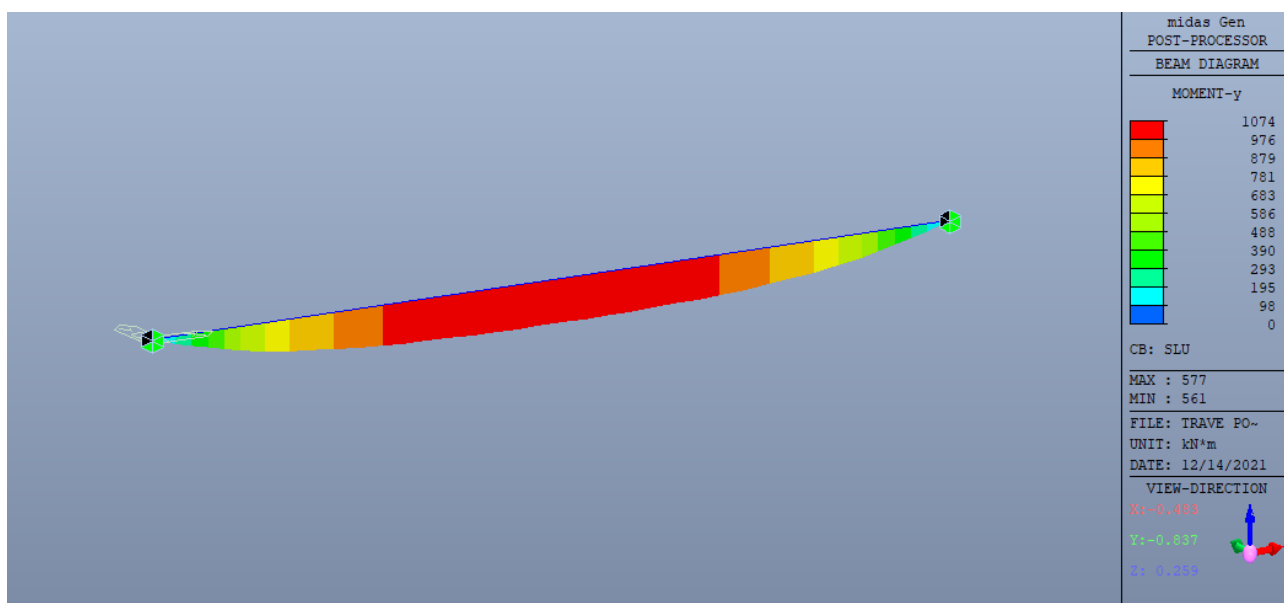


Figura 99 – Momento flettente My

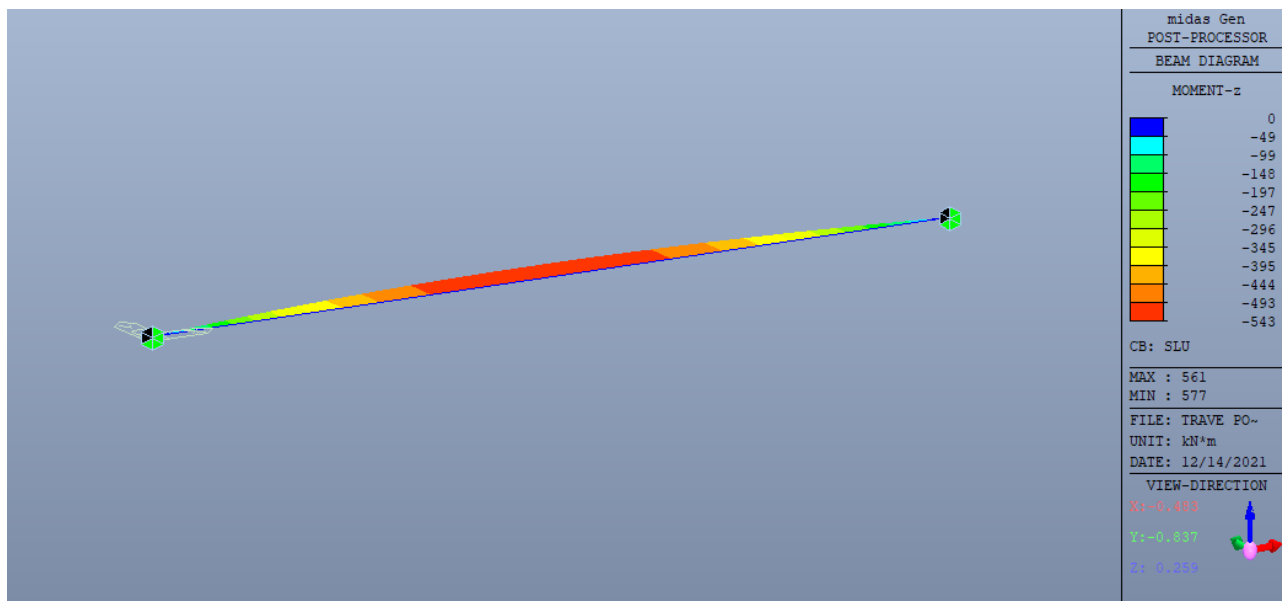


Figura 100 – Momento flettente Mz

### Verifica a taglio e torsione

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	9.41	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio			
Tensione caratt. di snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

GEOMETRIA E ARMATURA			
Dimensione della sezione	b	700	mm
Altezza della sezione	h	1300	mm
Copriferro	c	50	mm
Diametro barre longitudinali	$\phi_l$	20	mm
Numero barre longitudinali	$n_l$	4	
Diametro staffe per torsione	$\phi_w$	16	mm
Passo staffa per torsione	s	200	mm
Diametro staffe per taglio 1 dir x	$\phi_{w1x}$	12	mm
Diametro staffe per taglio 1 dir y	$\phi_{w1y}$	16	mm
Diametro staffe per taglio 2 dir y	$\phi_{w2y}$	12	mm
Passo staffa per taglio	s	100	mm
Altezza utile (dir. x)	$d_x$	624	mm

Altezza utile (dir. y)	$d_y$	1224	mm
------------------------	-------	------	----

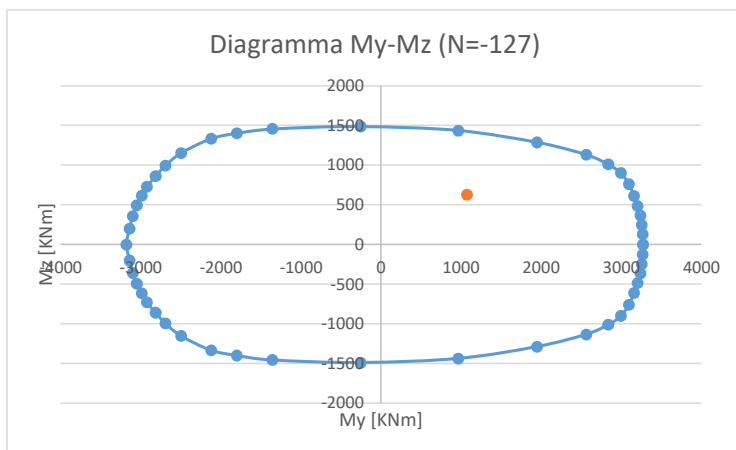
VERIFICA A TORSIONE - NTC 2018 § 4.1.2.3.6			
Angolo di inclinazione delle bielle compresse	$\theta$	45	°
Area della sezione	$A_c$	910000	mm <sup>2</sup>
Perimetro della sezione	$u$	4000	mm
Spessore della sezione cava	$t$	228	mm
Area racchiusa nella fibra media	$A$	506756	mm <sup>2</sup>
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	3090	mm
Area complessiva delle barre longitudinali	$A_{sl}$	1257	mm <sup>2</sup>
Area staffa	$A_{sw}$	201	mm <sup>2</sup>
Valore di calcolo del momento torcente	$T_{Ed}$	125	KNm
Resistenza delle bielle di cls compresse	$T_{Rcd}$	1084	KNm
Resistenza delle barre longitudinali	$T_{Rld}$	161	KNm
Resistenza delle armature trasversali	$T_{Rsd}$	399	KNm
Momento torcente resistente	$T_{Rd}$	161	KNm

VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente maggiorativo per compressione cls	$\alpha_c$	1	
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	°
Area staffa dir x (per num bracci)	$A_{sw\_x}$	226	mm <sup>2</sup>
Area staffa dir y (per num bracci)	$A_{sw\_y}$	628	mm <sup>2</sup>
Valore di calcolo del taglio dir. x	$V_{Ed\_x}$	125	KN
Valore di calcolo del taglio dir. Y	$V_{Ed\_y}$	394	KN
Resistenza di progetto a taglio trazione dir. x (biella compressa)	$V_{Rsd\_x}$	497	KN
Resistenza di progetto a taglio trazione dir. y (biella compressa)	$V_{Rsd\_y}$	2708	KN
Resistenza di progetto a taglio compressione dir. x (biella compressa)	$V_{Rcd\_x}$	6868	KN
Resistenza di progetto a taglio compressione dir. y (biella compressa)	$V_{Rcd\_y}$	7254	KN
Resistenza di progetto a taglio dir. x	$V_{Rd\_x}$	497	KN
Resistenza di progetto a taglio dir. y	$V_{Rd\_y}$	2708	KN

VERIFICA A TORSIONE		
		VERIFICA SODDISFATTA
VERIFICA A TAGLIO		
	0.40	VERIFICA SODDISFATTA
VERIFICA A TAGLIO - TORSIONE		
Verifica bielle compresse	0.19	VERIFICA SODDISFATTA

### Verifica a flessione

La trave è armata con 5+5  $\phi$  26 al lembo teso e 5+5  $\phi$  26 al lembo compresso. Lateralmente sono presenti 4+4 $\phi$ 26. Sulla base di quanto dichiarato nella verifica a torsione, nella verifica a flessione si trascura l'area equivalente ad 1  $\phi$  20 per lato.



$M_{y\_Rd}=2063$  KNm (c.s.=1.93)

$M_{z\_Rd}=1266$  KNm (c.s.=2.02)

### **12.14. Verifiche dei pilastri**

Sono presenti due tipologie di pilastri:

- pilastri di dimensioni 100x100 cm;
- pilastri di dimensioni 100x120 cm, collocati in corrispondenza del giunto con il corpo 2.

I pilastri sono in c.a. prefabbricato e, sulla base della tipologia di appartenenza, presentano le stesse caratteristiche di armature a flessione e a taglio, meglio descritte nei paragrafi a seguire; pertanto, per ciascuna tipologia, si procede con la verifica della situazione caratterizzata dal maggior impegno di sollecitazione.

In accordo con il § 7.4.5.1 delle NTC2018, nelle strutture incastrate alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato delle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. In accordo con quanto specificato nel § 7.3.6.1. delle NTC2018, la capacità in duttilità deve essere almeno pari a 1,2 volte la domanda in duttilità locale valutata in corrispondenza dello SLV.

In accordo con il §7.4.4.1.2, la domanda di duttilità di curvatura allo SLC può essere valutata come:

$$\mu_{\phi,SLC} = 1.2(2q_0 - 1) = 2.4$$

La capacità di duttilità allo SLV può essere calcolata separatamente per le due direzioni principali ed è definita al § 4.1.2.3.4.2 mediante l'espressione:

$$\mu_{\phi,SLV} = \frac{M'_{yd}}{M_{Rd}} \cdot \frac{\phi_{ud}}{\phi'_{yd}}$$

dove:

- $\phi'_{ud}$  è la minore tra la curvatura a cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione (ramo post-critico) e quella a cui corrisponde il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o acciaio;
- $\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;
- $M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU
- $M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico.

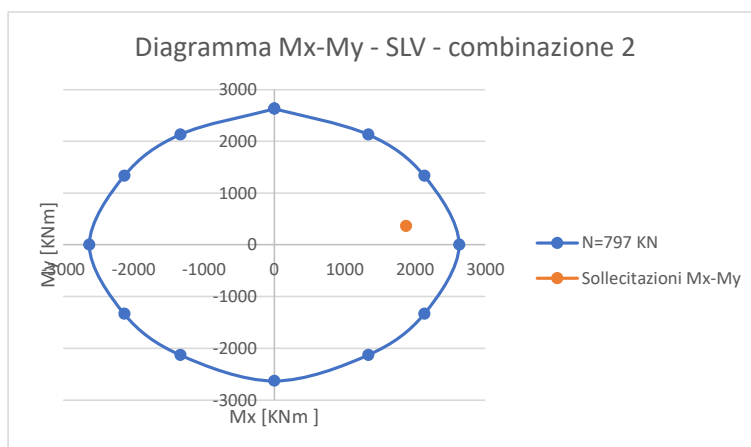
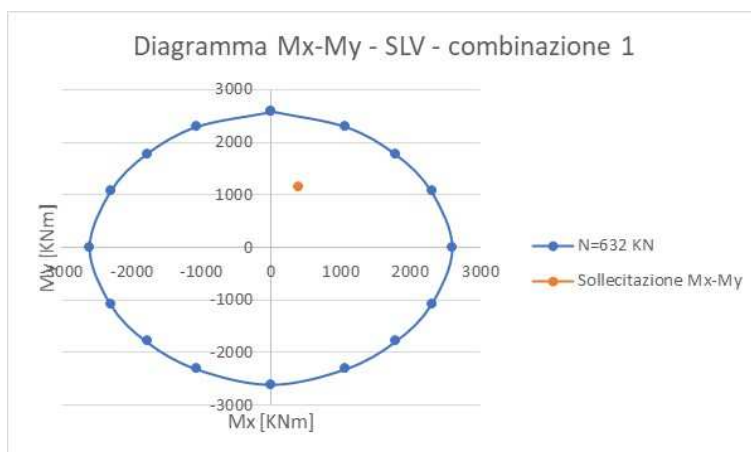
Alla luce di tale considerazione, per garantire adeguate capacità rotazionali, seppur la struttura sia di tipo non dissipativo, è necessario eseguire verifiche di duttilità allo spiccato delle fondazioni.

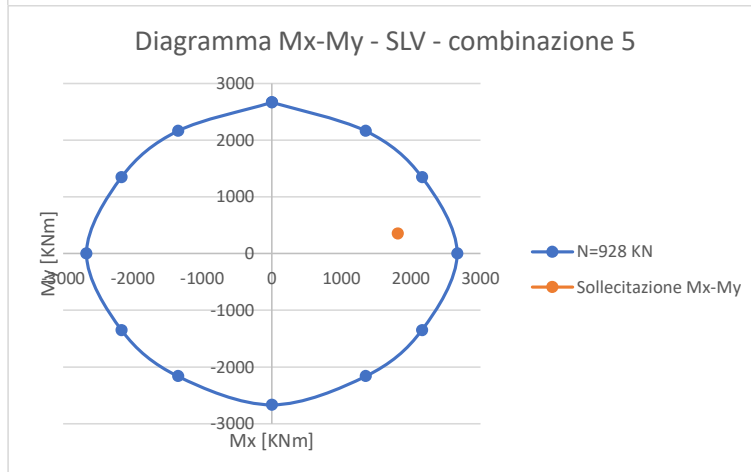
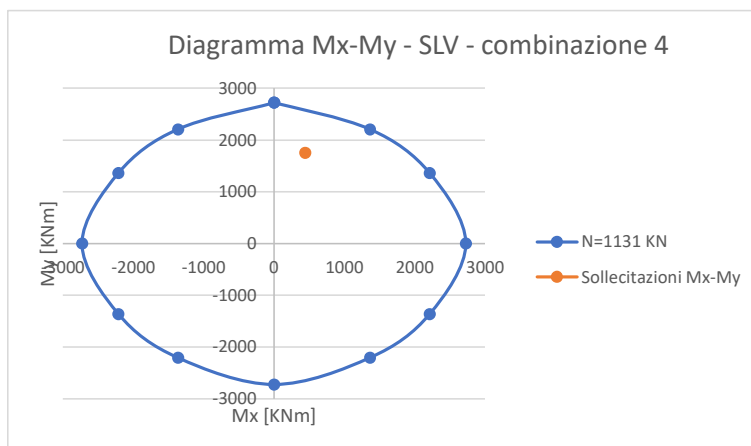
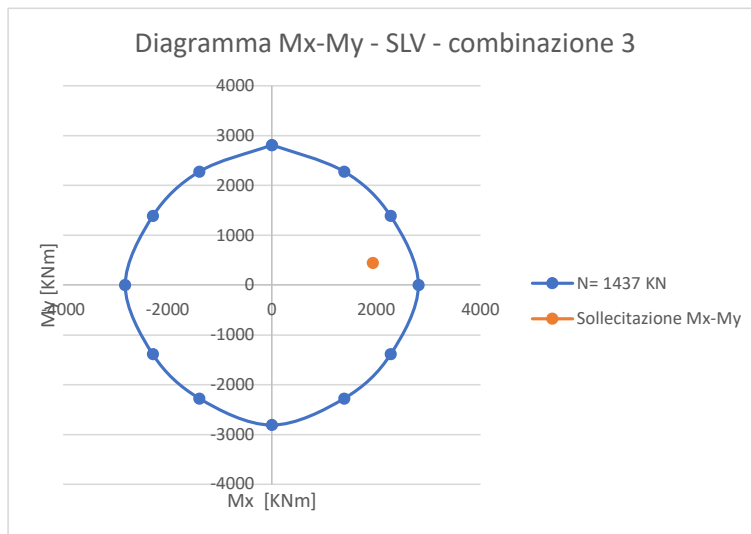
#### **12.14.1. Verifiche strutturali**

Poiché la sezione più sollecitata del pilastro è collocata all'incastro alla base, nelle verifiche si adotta la classe inferiore di calcestruzzo tra gli elementi in cui sono presenti le armature, ovvero quella del plinto di collegamento pali; la classe di resistenza del calcestruzzo dei pilastri è C45/55, mentre quella del plinto è C32/40.

12.14.1.1. Sezione 100x100cm - Diagrammi  $M_x$ - $M_y$  – SLV

SOLLECITAZIONI SLV							
Comb.	$N'_{Ed}$ [KN]	$M'_{x,Ed}$ [KNm]	$M'_{y,Ed}$ [KNm]	$\Delta M_{x,Ed}$ [KNm]	$N_{Ed, tot}$ [KN]	$M_{x,Ed, tot}$ [KNm]	$M_{y,Ed, tot}$ [KNm]
1	632	390	1156	-	<b>632</b>	<b>390</b>	<b>1156</b>
2	797	1371	365	245	<b>797</b>	<b>1616</b>	<b>365</b>
3	1437	1438	448	60	<b>1437</b>	<b>1938</b>	<b>448</b>
4	1131	404	1757	37	<b>1131</b>	<b>441</b>	<b>1757</b>
5	928	1310	355	500	<b>928</b>	<b>1810</b>	<b>355</b>

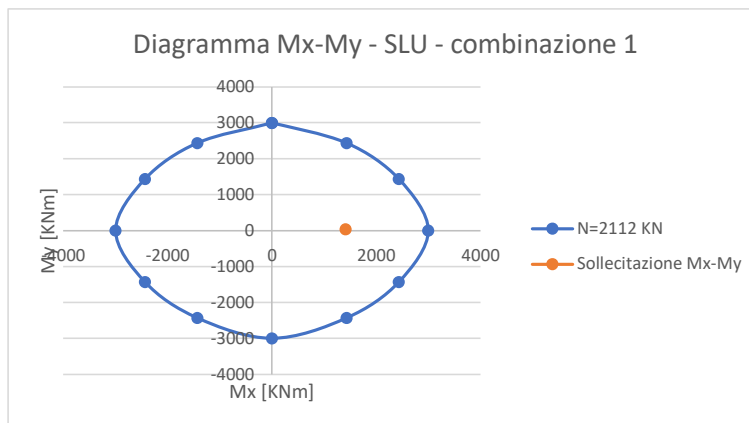




SOLLECITAZIONI ULTIME SLV - M <sub>Rd</sub>						
Comb.	N <sub>Ed</sub> [KN]	M <sub>x,Ed</sub> [KNm]	M <sub>y,Ed</sub> [KNm]	M <sub>xu</sub> [KNm]	M <sub>yu</sub> [KNm]	c.s.
1	632	390	1156	773	1156	2.04
2	797	1616	365	2481	595	1.54
3	1437	1938	448	2658	635	1.37
4	1131	441	1757	638	2567	1.46
5	928	1810	355	2535	547	1.40

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – M'y – campo sostanzialmente elastico						
Comb.	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>x,Ed</sub> [kNm]	M <sub>y,Ed</sub> [kNm]	M <sub>x,u</sub> [kNm]	M <sub>y,u</sub> [kNm]	c.s.
1	632	390	1156	535	1679	1.45
2	797	1616	365	1803	422	1.11
3	1437	1938	448	1972	485	1.02
4	1131	441	1757	471	1883	1.07
5	928	1810	355	1861	396	1.03

#### 12.14.1.2. Sezione 100x100cm - Diagrammi M<sub>x</sub>-M<sub>y</sub> – SLU



SOLLECITAZIONI ULTIME SLU						
Comb.	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>x,Ed</sub> [kNm]	M <sub>y,Ed</sub> [kNm]	M <sub>x,u</sub> [kNm]	M <sub>y,u</sub> [kNm]	FS
1	2112	1412	36	2987	89.8	2.12

Dato l'elevato valore del coefficiente di sicurezza allo SLU, si omettono le verifiche allo SLE.

#### 12.14.1.3. Sezione 100x120cm - Diagrammi M<sub>x</sub>-M<sub>y</sub> – SLV e SLU

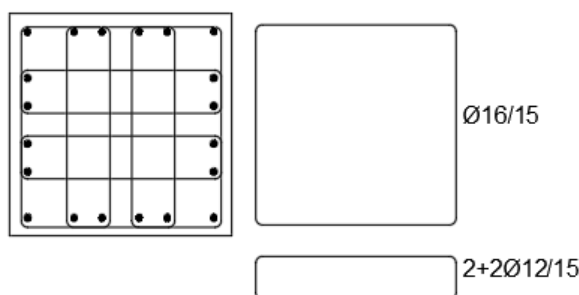
I pilastri sull'allineamento C sono armati come i pilastri sull'allineamento D.

Poiché, anche considerando l'incremento di sollecitazione dovuta all'eccentricità, le sollecitazioni sono inferiori a quelle dei pilastri del Corpo 2, allineamento D, si rimanda alla relativa relazione di calcolo.

#### 12.14.1.4. Sezione 100x100cm – Verifica a taglio

La sezione più sollecitata è alla base del pilastro.

Il pilastro è armato a taglio come rappresentato in Figura 101.



**Figura 101 – Schema con armatura a taglio del pilastro 100x100cm**

VERIFICA A TAGLIO PILASTRO 100x100cm			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C 45/55	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	55.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	45.65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	25.87	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio		B450C	
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	450.00	mm <sup>2</sup>
Dimensione 1 del pilastro	b	1000	mm
Dimensione 2 del pilastro	h	1000	mm
Copriferro	c	50	mm
Diametro barre verticali	$\phi_{vert}$	30	mm
Diametro staffe esterne	$\phi_{ext}$	16	mm
Passo staffe esterne	s	150	mm
Diametro staffe interne	$\phi_{int}$	12	mm
Numero bracci staffe esterne in direzione x	$n_{bx\_ext}$	2	
Numero bracci staffe interne in direzione x	$n_{bx\_int}$	4	
Numero bracci staffe esterne in direzione y	$n_{by\_ext}$	2	
Numero bracci staffe interne in direzione y	$n_{by\_int}$	4	
Inclinazione del puntone compresso	$\theta$	45	°
Cotangente del puntone compresso	$ctg\theta$	1	
Resistenza a compressione ridotta dl calcestruzzo d'anima	$v_{fcd}$	12.93	N/mm <sup>2</sup>
Altezza utile della sezione in direzione x	$d_x$	919	mm
Altezza utile della sezione in direzione y	$d_y$	919	mm
Area dell'armatura trasversale in direzione x	$A_{sw,x}$	855	mm <sup>2</sup>
Area dell'armatura trasversale in direzione y	$A_{sw,y}$	855	mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a "taglio compressione" in direzione x	$V_{Rcd,x}$	5349	KN
Resistenza di progetto a "taglio trazione" in direzione x	$V_{Rsd,x}$	1844	KN
Resistenza di progetto a "taglio compressione" in direzione y	$V_{Rcd,y}$	5349	KN
Resistenza di progetto a "taglio trazione" in direzione y	$V_{Rsd,y}$	1844	KN
Sollecitazione a taglio in direzione x	$V_{Ed,x}$	400	KN

Sollecitazione a taglio in direzione y	$V_{Ed,y}$	185	KN
Resistenza di progetto a taglio in direzione x	$V_{Rd,x}$	1844	KN
Resistenza di progetto a taglio in direzione y	$V_{Rd,y}$	1844	KN
$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y}$		0.32	Verifica a taglio soddisfatta

### 12.14.2. Verifica in duttilità

Legame costitutivo calcestruzzo (NTC 2018, §4.1.2.1.2.1)

Parabola rettangolo

$\epsilon_{c2}=2\text{‰}$

$\epsilon_{cu}=3.5\text{‰}$

Legame costitutivo acciaio (NTC 2018, § 4.1.2.1.2.2 e Tab.11.3.Ib)

Elastico-perfettamente plastico indefinito

$\epsilon_{yd}=1.98\text{‰}$

$\epsilon_{ud}=67.5\text{‰}$

#### 12.14.2.1. Pilastro 100x100cm

Duttilità per  $N_{Max}=2000$  KN  $\rightarrow \mu_{\phi}=3,1 > \mu_{\phi,SLC}=2,4$

### 12.14.3. Collegamento al piede

Il collegamento tra i pilastri e il plinto o tra il pilastro e la struttura scatolare è realizzato da appositi e comprovati inserti metallici, pertanto rientra tra la tipologia di collegamenti situati nelle zone critiche di estremità degli elementi prefabbricati. Questa tipologia di collegamenti ha un funzionamento equivalente a quello dei collegamenti realizzati in opera. L'idoneità di tali giunzioni, atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio e atte a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica, deve essere desunta da normative di comprovata validità o da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di comportamento  $q$ .

## 13. ELEMENTI PREFABBRICATI

### 13.1. Prescrizioni generali aggiuntive

Si specifica che il dimensionamento degli elementi prefabbricati deve essere svolto in accordo con i principi di progettazione, gli schemi statici e i carichi descritti nel presente documento, nel pieno rispetto della normativa di riferimento riportata nel Capitolo 2.

Nei paragrafi successivi si evidenziano alcuni aspetti progettuali fondamentali nello sviluppo degli elementi.

#### 13.1.1. Componente verticale del sisma

In accordo al §7.2.2 delle NTC2018, la componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20m, elementi

precompressi (con esclusione dei solai di luce inferiore agli 8m), elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati nel §7.10.5.3.2.

### **13.2. Solai Alveolari**

#### **13.2.1. Effetti del sisma verticale sugli elementi precompressi**

Le verifiche condotte nella presente relazione hanno carattere principalmente globale. I solai prefabbricati sono da dimensionare anche in relazione agli effetti locali dei carichi, come quelli dovuti all'accumulo della neve.

Si riporta di seguito il calcolo degli effetti della componente verticale del sisma sugli elementi precompressi. Per determinare tali effetti, si adotta un modello parziale che considera la sola lastra alveolare di larghezza pari a 1,2m, incernierata agli estremi.

#### **Alveolare h=40cm**

- Luce di calcolo  $L=10,5m$
- Momento di inerzia  $I=0.007 m^4$  (cautelativamente si è considerata una cappa di 6cm)
- Modulo di Young  $E=36283 N/mm^2$
- Larghezza lastra  $b=1,2m$
- Peso proprio  $G_{1k}=6,36 KN/m$  per lastra
- Permanenti portati  $G_{2k}=2,5 \cdot (1,2/2+1,2)+0,9(1,2/2+1,2)= 6,12 KN/m$  per lastra

La componente verticale dell'azione sismica è assimilabile a un carico distribuito agente sulla lastra alveolare, di intensità pari a:

$$q_E = S_{vd}(T_1) \cdot m = 0,114g \cdot 1272kg/m = 1,42 KN/m$$

dove, per  $S_{vd}(T_1)$ , si è cautelativamente adottato il valore della massima ordinata dello spettro di progetto.

La reazione vincolare agli appoggi e il momento in mezzzeria sono rispettivamente pari a:

$$R_z = 7,5 KN/lastra$$

$$M_z = 19,6 KNm/lastra$$

Per eseguire la verifica dell'alveolare e dei suoi collegamenti in condizioni sismiche, il carico distribuito corrispondente alla componente verticale del sisma deve essere combinato con gli altri carichi agenti.

In condizione sismica il solo carico agente è dato dai carichi permanenti.

Nelle verifiche dell'elemento dovrà essere posta particolare attenzione al caso con la componente dell'azione sismica diretta verso l'alto (verifiche delle tensioni dovute alla precompressione con peso proprio ridotto).

#### Alveolare h=60cm

- Luce di calcolo  $L=18,5\text{m}$
- Momento di inerzia  $I=0.022\text{ m}^4$  (cautelativamente si è considerata una cappa di 8cm)
- Modulo di Young  $E=36283\text{ N/mm}^2$
- Larghezza lastra  $b=1,2\text{m}$
- Peso proprio  $G_{1k}=8,88\text{ KN/lastra}$
- Permanenti portati  $G_{2k}=2,5\cdot(1,2/2+1,2)+0,9(1,2/2+1,2)= 6,12\text{ KN/m per lastra}$

Anche in questo caso si adotta il valore della massima ordinata dello spettro di progetto, pertanto la componente verticale dell'azione sismica è assimilabile a un carico distribuito agente sulla lastra alveolare, di intensità pari a:

$$q_E=S_{vd}(T_1)\cdot m=0,114g\cdot 1529\text{kg/m}=1,7\text{ KN/m}$$

La reazione vincolare agli appoggi e il momento in mezzera sono rispettivamente pari a:

$$R_z=15,9\text{ KN/lastra}$$

$$M_z=74,3\text{ KNm/lastra}$$

Per eseguire la verifica dell'alveolare e dei suoi collegamenti in condizioni sismiche, il carico distribuito corrispondente alla componente verticale del sisma deve essere combinato con gli altri carichi agenti.

In condizione sismica il solo carico agente è dato dai carichi permanenti. Nelle verifiche dell'elemento dovrà essere posta particolare attenzione al caso con la componente dell'azione sismica diretta verso l'alto (verifiche delle tensioni dovute alla precompressione con peso proprio ridotto).

#### **13.2.2.Azione del vento – Alveolare h=40cm in corrispondenza della tettoia**

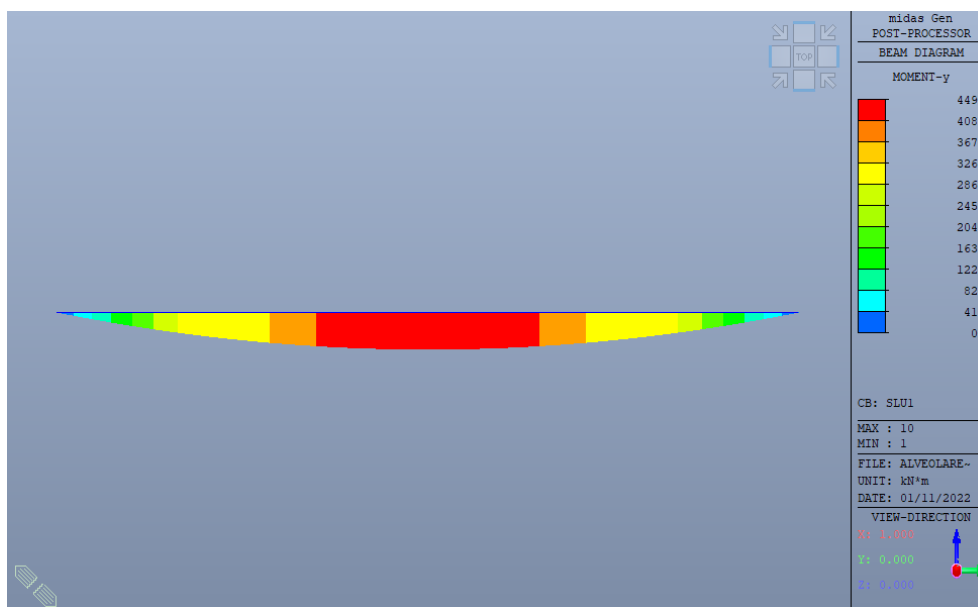
In accordo con quanto riportato nel § 9.5.1.3, nel dimensionamento della copertura della tettoia è necessario considerare l'azione del vento agente sia verso l'alto, sia verso il basso.

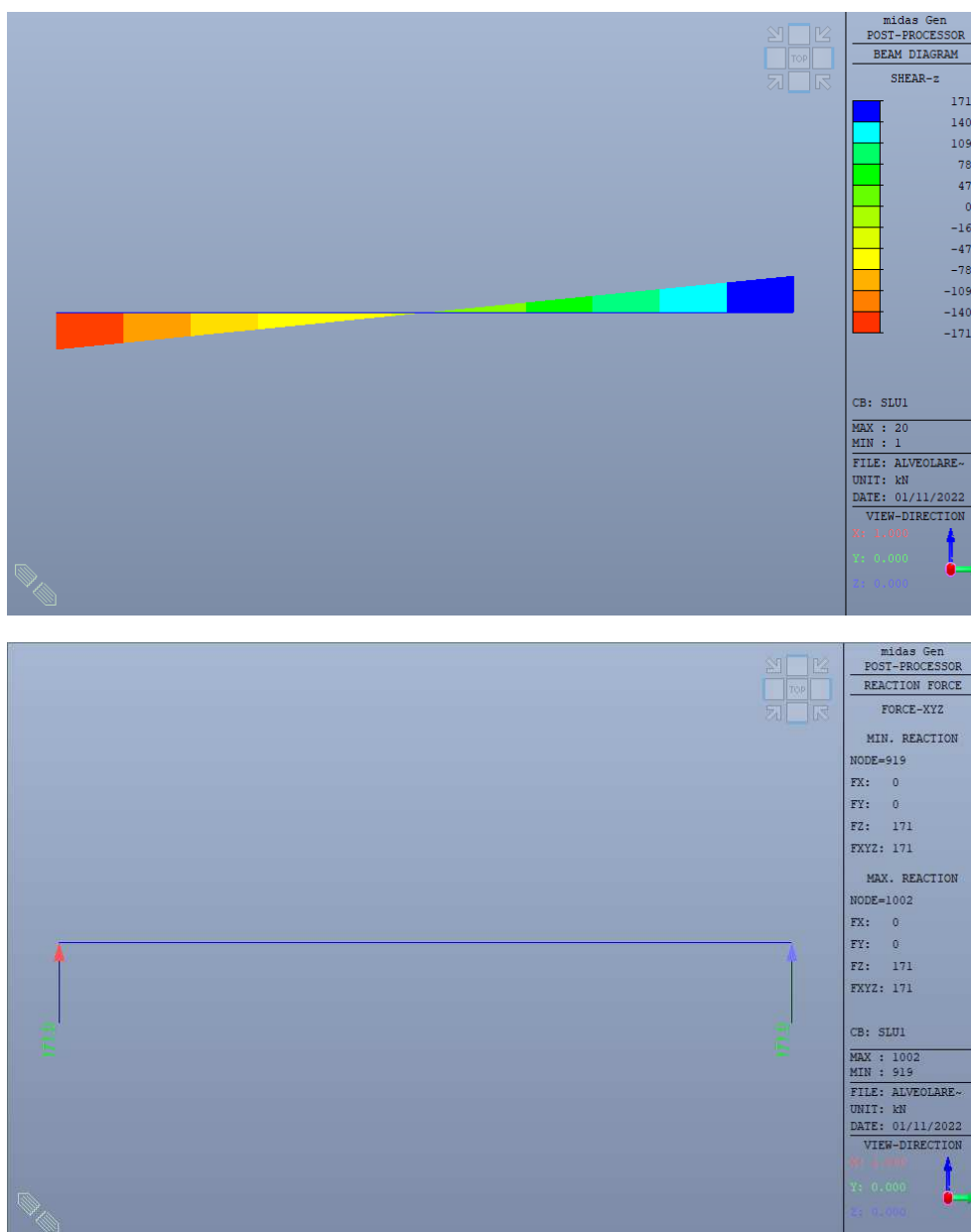
Occorre considerare le combinazioni di carico riportate di seguito.

		Coefficienti SLU		Coefficienti SLE rara	
		SLU1	SLU2	SLE_rara_1	SLE_rara_2
$G_{1k}$	6.36 KN/m	1.3	1.3	1	1

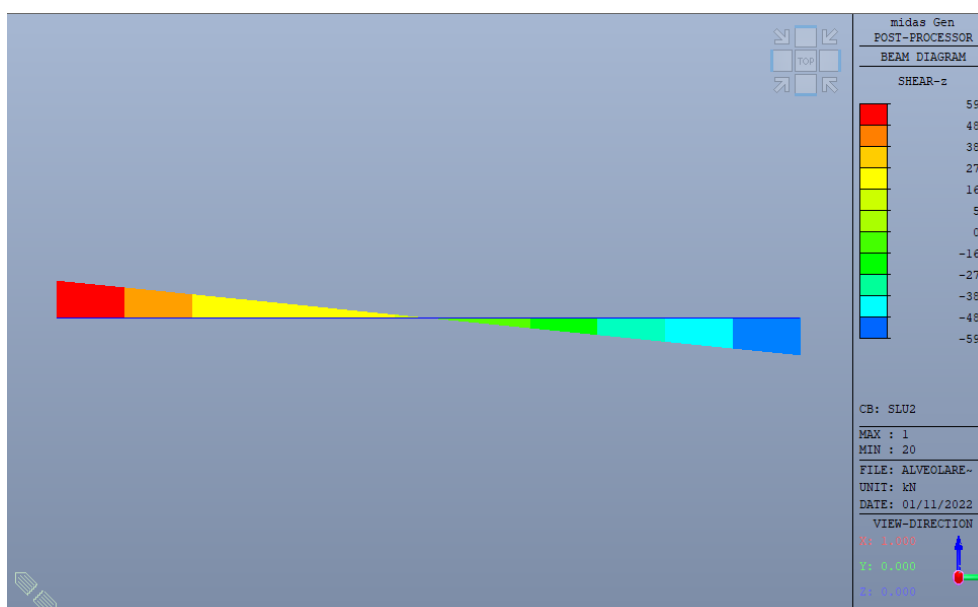
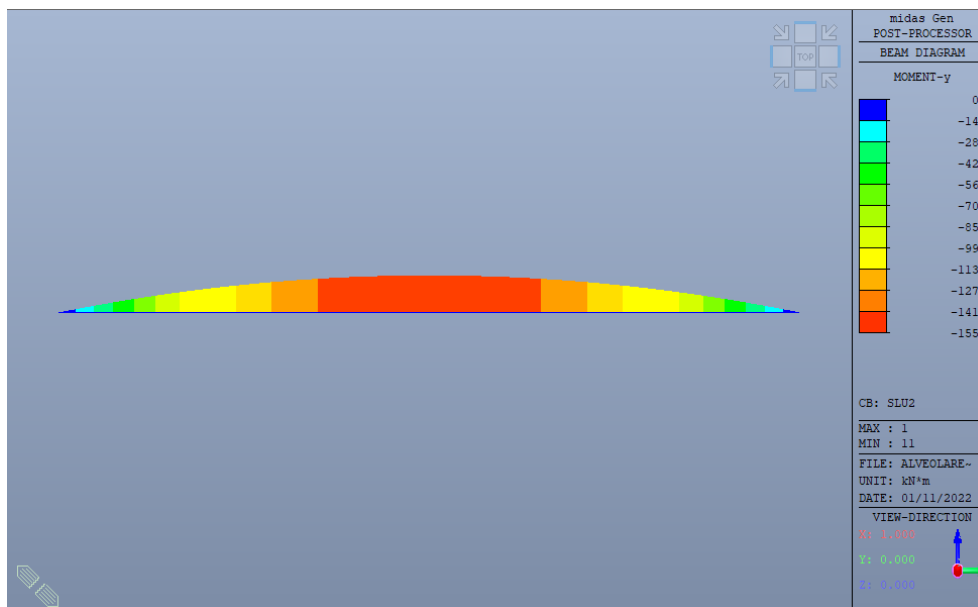
G <sub>2k</sub>	6.12 KN/m		1.5	0.8	1	1
Q <sub>k_neve</sub>	2.16 KN/m		0.75		0.5	
Q <sub>k_vento1</sub>	9 KN/m		1.5		1	
Q <sub>k_vento2</sub>	15 KN/m			1.5		1

Di seguito i diagrammi di sollecitazione. Per il diagramma relativo all'azione assiale si rimanda al § 12.10.



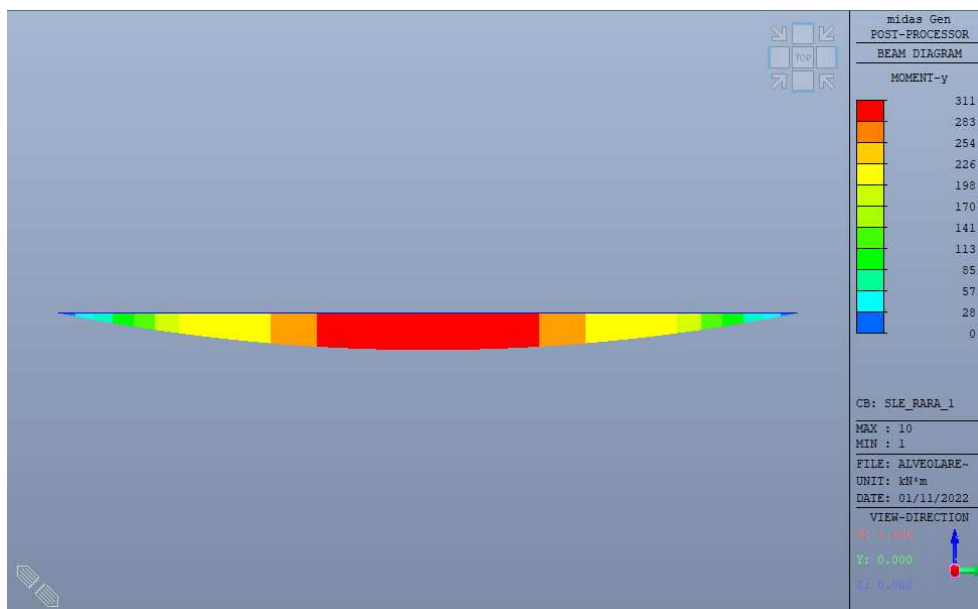


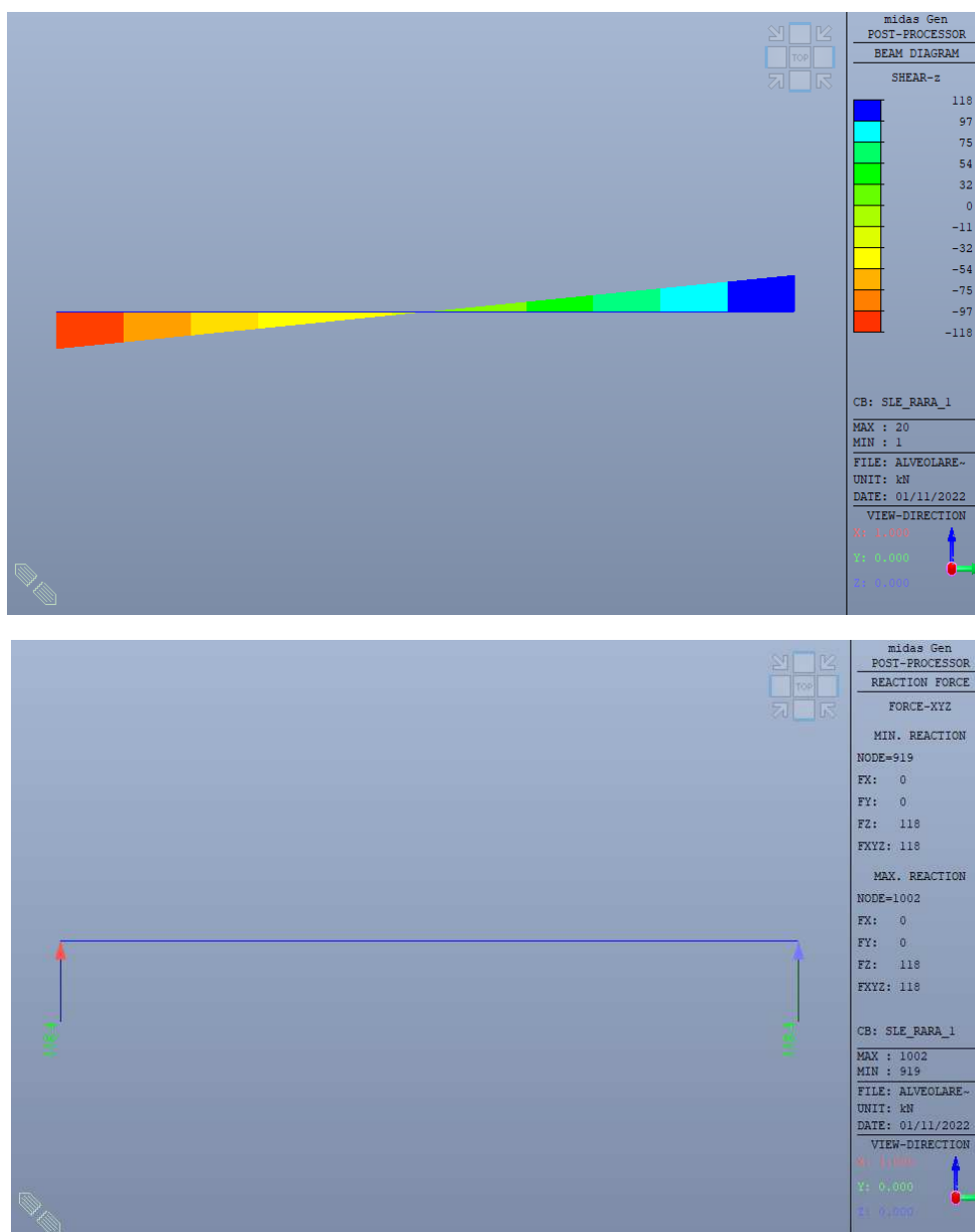
**Figura 102 -Sollecitazioni SLU1 (M,V e reazioni ai vincoli)**



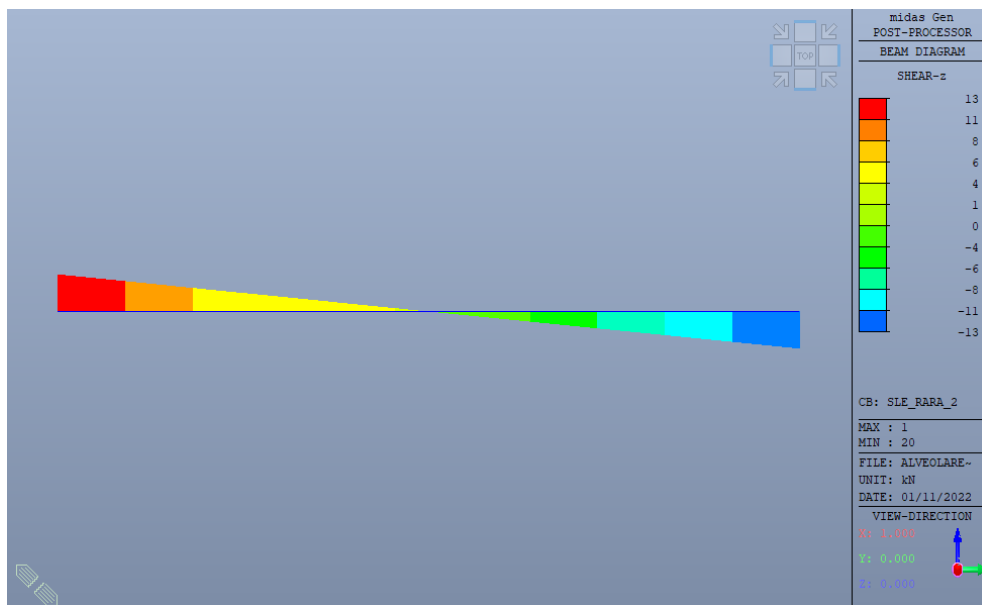
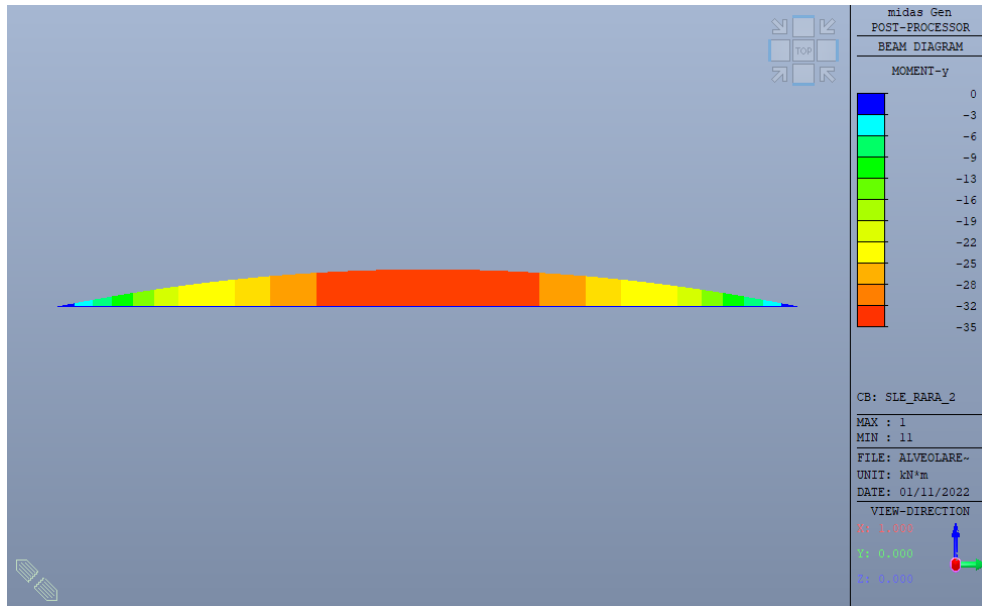


**Figura 103 -Sollecitazioni SLU2 (M,V e reazioni ai vincoli)**



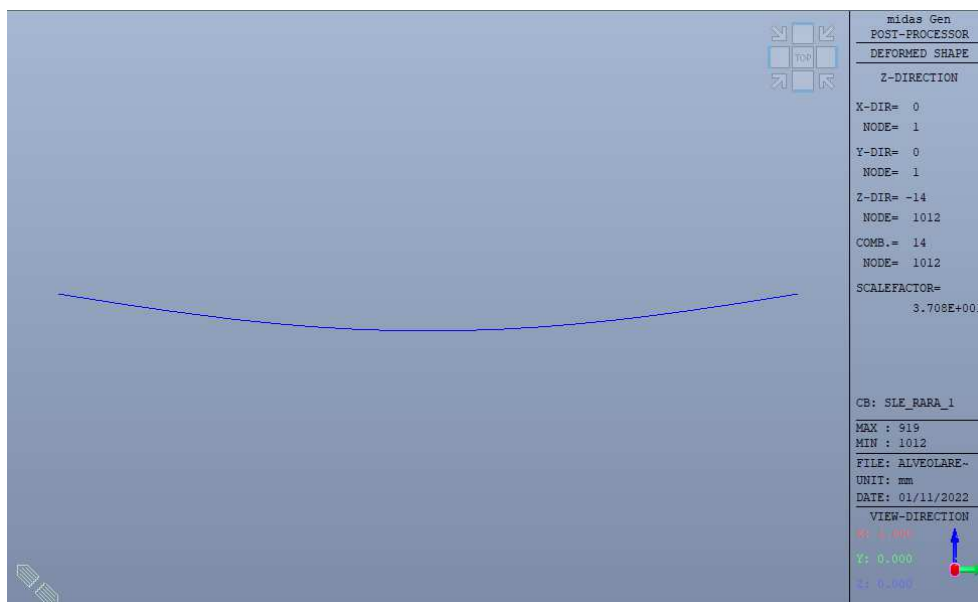


**Figura 104 -Sollecitazioni SLE rara 1 (M,V e reazioni ai vincoli)**

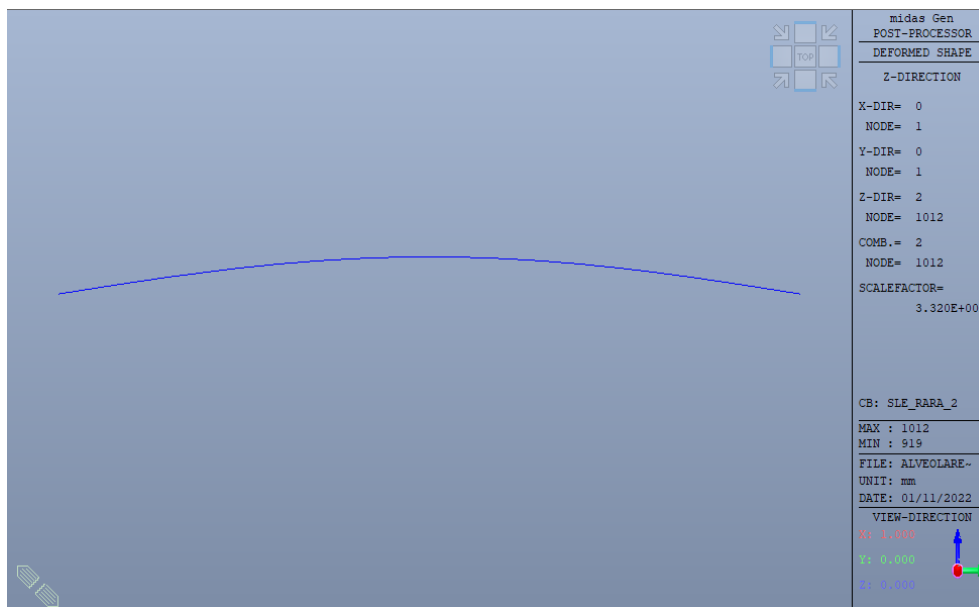




**Figura 105 -Sollecitazioni SLE rara 2 (M,V e reazioni ai vincoli)**



**Figura 106 -Spostamenti -SLE rara 1**



**Figura 107 -Spostamenti -SLE rara 2**

### **13.2.3. Connessioni**

In accordo al §7.4.5.2 le connessioni devono assicurare la trasmissione dell'azione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Questo vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari di impalcato e le travi portanti. Alla luce di tale considerazione, si devono dimensionare le connessioni con elementi metallici come spinotti o barre, considerando il collegamento di tipo a (Rif. §7.4.5.2.1, NTC2018), per una forza orizzontale pari alla maggiore tra quella derivante dall'analisi e quella ricavato dall'azione di taglio di piano.

Le connessioni devono essere verificate anche per le combinazioni statiche, prestando particolare attenzione all'azione di sollevamento esercitata dal vento in corrispondenza della tettoia.

### **13.2.4. Serramenti strutturali in copertura**

La progettazione dei serramenti presenti sulla copertura della tettoia e del capannone, comprese le relative connessioni con gli elementi principali, deve essere in accordo con i principi di progettazione descritti nel presente documento. Tali elementi devono essere compatibili con i carichi agenti e con gli spostamenti previsti, in condizioni statiche e sismiche.

Sono inoltre da considerare anche effetti locali, come quello dovuto all'accumulo della neve.