

Provincia di Brescia

Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

Liceo scientifico "N. COPERNICO"

Ubicazione:

Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia

Intervento:

Intervento di adeguamento sismico
Primo Stralcio



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

Oggetto:

Relazione di calcolo

Scala:

Numero:

Fase/Pratica Edilizia:

04RC

PROG. ESECUTIVO

Il Direttore del Settore Edilizia Scolastica e Direzionale:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

Progettista:

Direttore Lavori:

Arch. Daniela Massarelli

Ing. Fabio Macobatti

Ing. Fabio Macobatti

Collaboratori:

Progettista Strutture:

Coordinatore Sicurezza:

Ing. Fabio Macobatti

Ing. Fabio Macobatti

Nome File:

Redatto da:

Verificato da:

Ing. Fabio Macobatti

Data:

Data e Numero Revisione:

Luglio 2022

AREA DEL
TERRITORIO



PROVINCIA
DI BRESCIA

PROGETTO ESECUTIVO

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	2/237

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	9
1.1	Oggetto.....	9
1.2	Normative di riferimento	11
1.3	Documentazione di riferimento	11
2	DESCRIZIONE EDIFICIO.....	12
2.1	Materiali strutturali.....	13
2.1.1	Materiali strutturali esistenti	13
2.1.2	Livello di conoscenza delle strutture e fattori di confidenza	14
2.1.3	Materiali nuove strutture	16
3	AZIONI DI RIFERIMENTO	18
3.1	Azioni per opere civili e industriali.....	18
3.2	Azioni ambientali – Azione sismica.....	21
3.3	Combinazione delle azioni	25
4	METODO DI ANALISI	27
4.1	Premessa	27
4.2	Valutazione della sicurezza statica: metodo di analisi e approccio di verifica	31
4.3	Analisi del comportamento sismico: metodo di analisi e approccio di verifica	32
4.3.1	Analisi statica non lineare	32
4.3.2	Analisi dinamica lineare a spettro di risposta	35
4.4	Modellazione delle strutture	37
4.4.1	Modellazione inelastica pareti in muratura	40
4.4.2	Modellazione inelastica elementi in c.a.	41
4.4.3	Modellazione inelastica controventi e pilastri in acciaio dei telai di controvento	43
4.4.4	Modellazione inelastica travi e pilastri in acciaio per sistemi a telaio	43
4.5	Concezione intervento su Unità Strutturali US1, US2, US3, US4	45
5	ANALISI EDIFICIO SCOLASTICO (US1, US2, US3, US4).....	48

5.1	Telai sismo-resistente in acciaio	48
5.1.1	Dimensionamento e verifica dei controventi in acciaio.....	50
5.1.2	Risultati analisi statiche non lineari.....	60
5.1.2.1	US1: Curve di capacità taglio-spostamento.....	61
5.1.2.2	US1: Verifiche ADRS	65
5.1.2.3	US3: Curve di capacità taglio-spostamento.....	69
5.1.2.4	US3: Verifiche ADRS	73
5.2	Verifica della piastra di base per HEM240: controventi Y-F2 e Y-G2.....	92
5.2.1	Dimensionamento e verifica spessore piastra di base	92
5.2.2	Verifica flessionale al sollevamento.....	94
5.2.3	Verifica della saldatura tra piastra di base e colonna.....	94
5.2.4	Verifica a taglio	94
5.2.5	Verifica tirafondi	94
5.3	Verifica del giunto colonna HE240M – H240M e HE240M – HE240B	96
5.3.1	Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)	97
5.3.2	Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali	98
5.3.3	Verifica a flessione della piastra per sollevamento.....	98
5.3.4	Resistenza delle saldature alle azioni verticali	99
5.4	Verifica della piastra di base HEB240.....	101
5.4.1	Progetto piastra di base	101
5.4.2	Verifica a flessione per sollevamento	103
5.4.3	Verifica della saldatura tra piastra di base e colonna.....	104
5.4.4	Verifica a taglio	106
5.4.5	Verifica della saldatura tra piastra di base e rostro	107
5.4.6	Verifica tirafondi	108
5.5	Verifica del giunto colonna HE240B – H240B inferiore	109
5.5.1	Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)	109

5.5.2	Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali	111
5.5.3	Verifica a flessione della piastra per sollevamento.....	111
5.5.4	Resistenza delle saldature alle azioni verticali	112
5.6	Verifica del giunto colonna HE240B – H240B superiore	114
5.6.1	Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)	114
5.6.2	Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali	116
5.6.3	Verifica a flessione della piastra per sollevamento.....	116
5.6.4	Resistenza delle saldature alle azioni verticali	117
5.7	Calcolo connessioni dei diagonali di controvento - sollecitazioni	118
5.8	Progetto e verifica della piastra di collegamento dei diagonali	119
5.8.1	Verifica della saldatura	119
5.8.2	Progetto e verifica della piastra	119
5.8.3	Verifica della resistenza plastica della sezione lorda	121
5.8.4	Verifica di resistenza a rottura della sezione netta	121
5.8.5	Verifica a Taglio	122
5.8.6	Verifica della bullonatura	123
5.8.7	Verifica a rifollamento dei bulloni	124
5.9	Verifica del fazzoletto tipo del nodo d'angolo.....	125
5.9.1	Verifica della saldatura	125
5.9.2	Verifica di resistenza a rottura della sezione netta	126
5.9.3	Verifica a rifollamento dei bulloni	127
5.10	Verifica dei giunti flangiati	128
5.11	Dimensionamento e verifica fondazioni	131
5.11.1	Pali di fondazione - US1	131
5.11.2	Pali di fondazione - US3.....	137
5.11.3	Travi di fondazione – US1	160
5.11.4	Travi di fondazione – US3.....	168

5.12	Diaframmi di piano esterni	187
5.13	Diaframmi di piano interni US3	195
5.14	Incamiciatura pilastri non verificati ai carichi verticali (oggetto di futuro intervento)	198
5.15	Sostegno pareti in muratura	202
5.16	Rinforzo pilastri di gronda	203
5.17	Rinforzo a taglio per pilastri corti dell'US1 (oggetto di futuro intervento)	205
6	ANALISI EDIFICIO PALESTRA US5	206
6.1	Descrizione interventi	206
6.2	Sintesi risultati modellazione	208
6.3	Verifica struttura	211
7	RIEPILOGO INTERVENTI	214
8	CONCLUSIONI	216
9	APPENDICE	217
9.1	Premesse	217
9.2	Normative di riferimento	218
9.3	Documentazione di riferimento	218
9.4	Descrizione del complesso e cenni sugli interventi in progetto	219
9.5	Area di intervento e cenni sulla geologia/idrogeologia locale	220
9.6	Inquadramento geotecnico	221
9.6.1	Indagini geotecniche	221
9.6.2	Risultati delle indagini geognostiche 2021	223
9.6.3	Risultati delle indagini geognostiche 2005	224
9.6.4	Modello geotecnico	224
9.7	Calcolo delle fondazioni	225
9.7.1	Descrizione delle opere e azioni di progetto	225
9.7.2	Capacità portante dei micropali nei confronti delle azioni assiali	226
9.7.3	Capacità portante dei micropali nei confronti di sollecitazioni trasversali	232

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	7/237

9.8 Considerazioni conclusive.....235

10 NOTAZIONE.....236

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	8/237

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto

Oggetto di questa relazione è il progetto esecutivo per l'adeguamento sismico di parte degli edifici che costituiscono il Liceo Scientifico Niccolò Copernico (BS), sito in Viale Duca degli Abruzzi, 17 (Figura 1). In particolare, oggetto del presente incarico sono le unità strutturali US1, US3 e US5 (palestra). Non sono invece previsti, nel primo stralcio, interventi nelle zone US2 ed US4. Le Unità Strutturali di cui sopra sono riportate in Figura 2, così come individuate in sede di analisi di vulnerabilità [6]. La progettazione degli interventi verrà sviluppata sulla base delle principali criticità emerse in sede di analisi di vulnerabilità [6], e sulle indicazioni riportate nel progetto di fattibilità [10] e nel progetto definitivo [11].

Data la complessità dell'impianto planimetrico del fabbricato principale (destinato alla didattica), composto da 4 edifici, è importante sottolineare che l'attuale progetto di adeguamento non può prescindere da un approccio di tipo globale che consideri le interazioni tra le diverse sottostrutture (US1, US2, US3 ed US4). Per tale motivo la concezione progettuale si è basata sull'adeguamento sismico dell'intero complesso, così come descritto nel progetto definitivo [11]. Per quanto riguarda il fabbricato principale, in questo documento verrà descritto e sviluppato il progetto di intervento sulle sole unità strutturali US1 e US3, così come da disciplinare di incarico. Si sottolinea come gli interventi previsti in questa fase sono propedeutici al progetto di adeguamento sismico dell'intero istituto, il cui completamento sarà raggiunto solamente a compimento delle future fasi progettuali (i.e. progettazione e realizzazione degli interventi relativi alle unità strutturali US2 e US4). Gli interventi previsti per l'edificio destinato a palestra (US5) si ritengono invece sufficienti al raggiungimento dell'adeguamento sismico delle strutture.

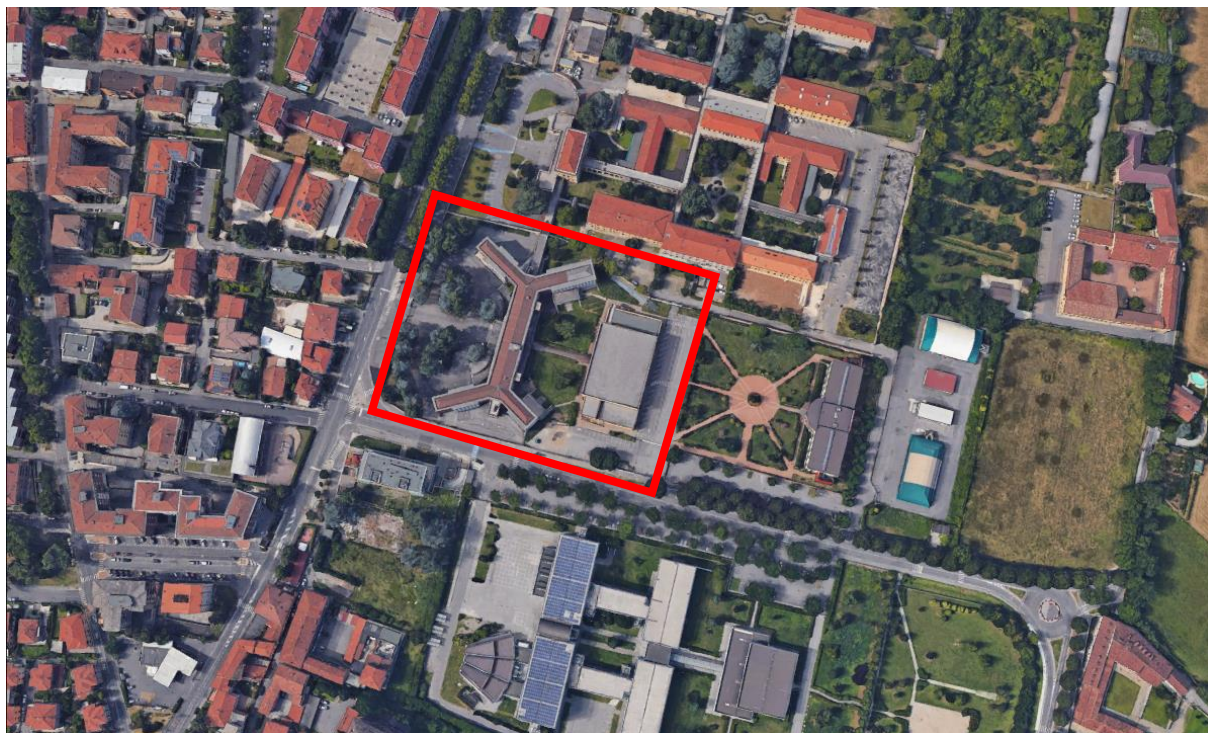


Figura 1 – Inquadramento del complesso scolastico oggetto di analisi.

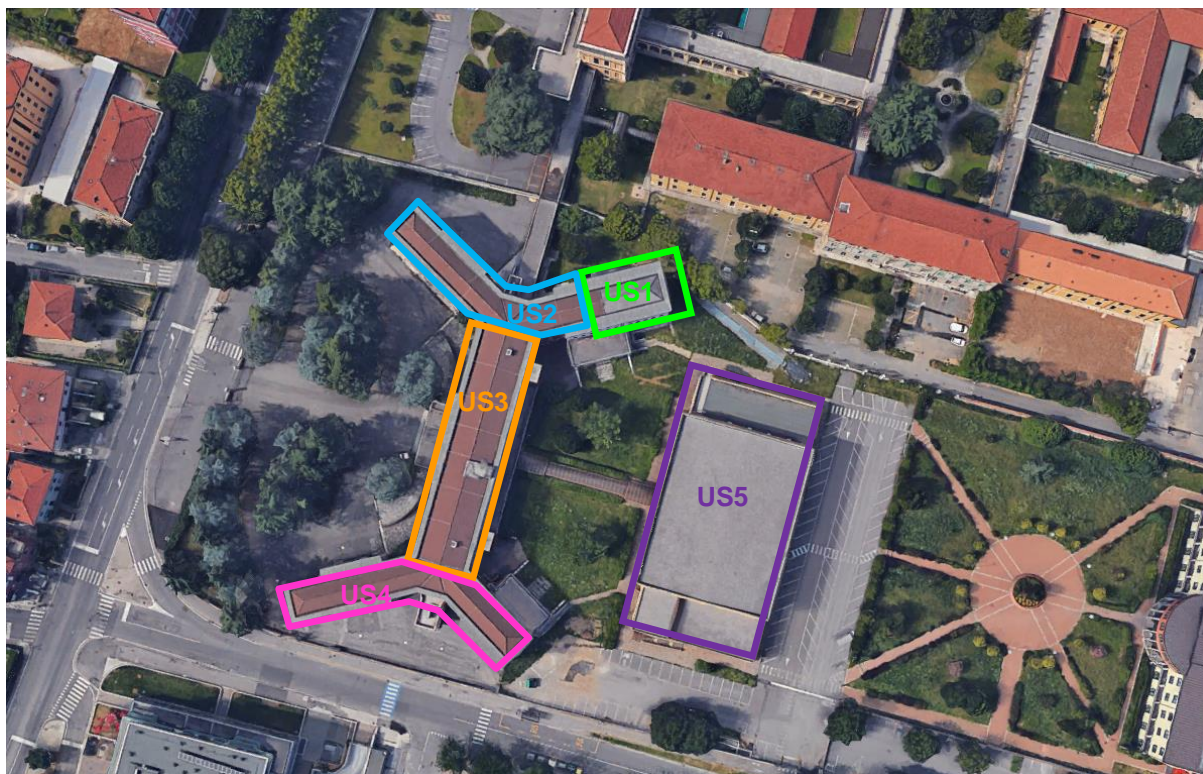


Figura 2 – Suddivisione del complesso scolastico oggetto di analisi in Unità Strutturali (US1 in verde, US2 in azzurro, US3 in arancione, US4 in rosa, US5 in viola).

1.2 Normative di riferimento

Le normative di riferimento sono le seguenti:

- [1] Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] FEMA 273 (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.

1.3 Documentazione di riferimento

Per l'edificio nello specifico la documentazione tecnica di riferimento è stata:

- [4] Relazione geologica - Prospezione sismica M.A.S.W.; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Dr. Marco Crippa, 2019.
- [5] Relazione geologica e geologico-tecnica relativa alla definizione dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici del settore d'interesse progettuale sito nel territorio comunale di Brescia (BS) – località via Duca degli Abruzzi, civico n° 17 e finalizzata agli interventi di adeguamento sismico dell'edificio scolastico Liceo Scientifico Niccolò Copernico ivi ubicato. Dr. Marco Crippa, 2021.
- [6] Verifica vulnerabilità sismica - Relazione tecnica; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Ing. Mattia Vidus Rosin. Dott. Ing. Marco Gallotta, 2019.
- [7] Verifica vulnerabilità sismica - Elaborati grafici; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Ing. Mattia Vidus Rosin, 2019.
- [8] Verifica vulnerabilità sismica - Tabulati di calcolo; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Ing. Mattia Vidus Rosin, 2019.
- [9] Verifica vulnerabilità sismica - Stima preliminare costi possibile intervento di adeguamento sismico; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Ing. Mattia Vidus Rosin, 2019. Dott. Ing. Marco Gallotta, 2019.
- [10] Progetto di fattibilità: L.S. "N. Copernico", in Comune di Brescia - Intervento di adeguamento sismico, Primo Stralcio. Dott. Arch. Daniela Massarelli, 2019.
- [11] Progetto definitivo di adeguamento sismico del liceo scientifico Niccolò Copernico (BS) - I STRALCIO, 2021. Ing. Fabio Macobatti, 2021.
- [12] Studio teorico e sperimentale sul comportamento ciclico di controventi concentrici a X. Gelfi Piero, Giovanni Metelli. Convegno CTA (Collegio dei Tecnici dell'Acciaio), 2009.
- [13] Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. UNI EN 1998-1:2005.
- [14] Riqualificazione sostenibile del patrimonio edilizio del secondo dopoguerra mediante doppia pelle ingegnerizzata per il rinforzo strutturale, l'efficientamento energetico, la riqualificazione architettonica ed urbana. Dottorato di ricerca in Recupero di Edifici Storici e Contemporanei, XXVI ciclo – Università degli Studi di Brescia. Dott. Ing. Francesca Feroldi, 2014.

Nei paragrafi successivi, le informazioni acquisite dai documenti di riferimento di cui sopra, quindi riportate nel contenuto della presente relazione, sono citate con la rispettiva referenza "[n°]".

2 DESCRIZIONE EDIFICIO

Sulla base delle informazioni consultabili dall'analisi di vulnerabilità, il complesso scolastico è composto da: i) un fabbricato principale destinato ad uso didattico e ii) una palestra. Dalla documentazione a disposizione è stato possibile determinare che il corpo principale, contenente le aule didattiche, è stato costruito precedentemente all'anno 1959 con la destinazione d'uso di Ospedale Psichiatrico Provinciale, mentre la palestra è stata costruita successivamente. Il corpo principale dispone inoltre di un ampliamento realizzato nel 1978.

Il corpo principale, avente forma a doppia "Y", è costituito da quattro sottostrutture ed è organizzato su tre piani fuori terra oltre ad un piano seminterrato. La palestra invece, si sviluppa prevalentemente su un unico piano con altezze d'interpiano differenti. In particolare, la porzione che ospita il campo da gioco e gli spalti è mono-piano a doppia altezza, mentre la porzione che ospita gli spogliatoi e la palestrina secondaria è mono-piano a singola altezza. Il collegamento verticale tra i piani, sia del corpo principale sia della palestra, è garantito da vani scala interni ed esterni. La struttura portante verticale del corpo principale è costituita da un sistema perimetrale di tipo massivo realizzato con setti in muratura di mattoni semipieni ed un telaio interno di spina realizzato con pilastri in calcestruzzo armato gettato in opera. L'ampliamento, invece, è costituito da un sistema strutturale a telaio con pilastri e travi in calcestruzzo armato gettato in opera. La palestra è realizzata con un sistema misto che prevede la presenza di pilastri in calcestruzzo armato gettato in opera nel corpo centrale e setti in muratura di mattoni semipieni nei corpi laterali. Gli orizzontamenti (solai d'interpiano e copertura) del corpo principale sono in latero-cemento. La palestra, invece, presenta orizzontamenti realizzati con diverse tecnologie: latero-cemento, calcestruzzo armato gettato in opera, lastre alveolari e legno lamellare. Il sistema di fondazione dell'ampliamento del corpo principale è realizzato con un sistema misto di plinti isolati e collegati mediante travi rovesce.

In Tabella 1 sono specificate le caratteristiche dell'intero complesso, del quale sono indicati: dimensione planimetrica, numero di piani, altezza d'interpiano, volume e tipologia strutturale.

Tabella 1 – Indicazione degli edifici che compongono il complesso edilizio.

Fabbricato	Unità Strutturale	Area [m ²]	n° piani	h interpiano [m]	Volume [m ³]	Tipologia strutturale
Edificio scolastico	US1	110	4	3.4	1496	Telaio in c.a. tamponato
	US2	560	4	3.4	7616	Sistema perimetrale a setti in muratura e telaio in c.a di spina
	US3	790	4	3.4	10744	Sistema perimetrale a setti in muratura e telaio in c.a di spina
	US4	550	4	3.4	7480	Sistema perimetrale a setti in muratura e telaio in c.a di spina
Palestra	US5	1268	1	9.5	12046	Corpo centrale: pilastri in c.a. Corpi laterali: setti in muratura

2.1 Materiali strutturali

2.1.1 Materiali strutturali esistenti

In accordo al report diagnostico, dove vengono riportati i risultati delle misure in situ e delle prove di laboratorio, di seguito si riepilogano le caratteristiche meccaniche dei diversi materiali utilizzati, distinti per Unità Strutturale e tipologia di materiale (Tabella 2 e Tabella 3).

Tabella 2 – Calcestruzzo armato [6].

US	Materiale	Tipo di acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	Classe cls	R_c [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	E [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	CA1	FeB44k	535	210'000	C12/15	15	12	27085	25	0.2
2	CA2	Aq42	321.2	210'000	C12/15	15	12	27085	25	0.2
3										
4										
5	CA3	FeB44k	430	210'000	C12/15	15	12	27085	25	0.2

Tabella 3 – Muratura [6].

US	Materiale	Denominazione	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]
2	M1	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (percentuale foratura < 40%)	4550	1137	15
3					
4					
5					

2.1.2 Livello di conoscenza delle strutture e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione. L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali: una corretta ed accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione. Quindi, mentre le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, al fine di tener conto delle incertezze associate all'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione delle strutture, nella valutazione della sicurezza strutturale di costruzioni esistenti si fa utilizzo di un'altra categoria di fattori, detti "fattori di confidenza" (FC), basati sull'effettivo livello di conoscenza della struttura conseguito durante le indagini conoscitive della stessa. Le informazioni da acquisire, al fine di accrescere tale livello di conoscenza, devono riguardare:

- Geometria: caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli strutturali: quantità e disposizione di armature (compreso il passo delle staffe e la loro chiusura) negli elementi strutturali in c.a.; collegamenti tra elementi strutturali diversi; consistenza di elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali: proprietà meccaniche dei materiali.

La diagnostica condotta ha consentito di individuare in maniera adeguata gli elementi che possono rappresentare delle risorse dal punto di vista della risposta sismica della struttura. Per tale motivo, **nelle analisi che seguono si considera raggiunto un livello di conoscenza LC2, per un fattore di confidenza FC=1.2**. In riferimento alla Tabella 4, il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 consente di utilizzare modelli di calcolo non lineari. Tale scelta è comunque necessaria per potere cogliere adeguatamente l'interazione tra elementi realizzati secondo tecniche costruttive differenti (muratura, telai in c.a., gusci in c.a., controventi in acciaio).

Tabella 4 - Livelli di conoscenza, fattori di confidenza e metodi di analisi adottabili [2].

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi d'analisi	Fattore di confidenza FC
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20

Di seguito vengono quindi riassunti, in forma tabellare, i fattori di confidenza ed i coefficienti di sicurezza adottati per determinare i valori di resistenza da attribuire ai materiali individuati in situ. Per la verifica dei meccanismi fragili, in fase di modellazione del comportamento dei materiali vengono assunti, inoltre, dove necessari, i seguenti ulteriori coefficienti di sicurezza:

- Calcestruzzo $\gamma_c=1.5$;
- Acciaio $\gamma_s=1.15$;
- Muratura $\gamma_m=1$ per analisi non-lineari; Muratura $\gamma_m=3$ per analisi lineari.

VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI									
US	Materiale	f_{yk} [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{yd,duttile}$ [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{cd,duttile}$ [N/mm ²]
1	CA1	535	1.2	1	445.8	12	1.2	1	10
2	CA2	321.2	1.2	1	267.7	12	1.2	1	10
3									
4									
5	CA3	430	1.2	1	358	2	1.2	1	10
VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI									
US	Materiale	f_{yk} [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{yd,fragile}$ [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{cd,fragile}$ [N/mm ²]
5	CA3	430	1.2	1.15	311	12	1.2	1.5	6.67

VERIFICA ANALISI NON LINEARI									
US	Materiale	$f_{m,medio}$ [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{m,progetto}$ [N/mm ²]	$f_{v0,medio}$ [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{v0,progetto}$ [N/mm ²]
2	M1	6.50	1.2	1	5.41	0.28	1.2	1	0.23
3									
4									
5									
VERIFICA ANALISI LINEARI									
US	Materiale	$f_{m,medio}$ [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{m,progetto}$ [N/mm ²]	$f_{v0,medio}$ [N/mm ²]	Fattore di confidenza FC	γ [-]	$f_{v0,progetto}$ [N/mm ²]
2	M1	6.5	1.2	3	1.81	0.28	1.2	3	0.08
3									
4									

2.1.3 Materiali nuove strutture

Calcestruzzo:

- Classe: C30/37;
- Densità: c.a. 2500 kg/m³;
- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} = 37\text{N/mm}^2$ - $f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$;
- Classe di slump: S4;
- Classe di esposizione fondazioni: XC2;
- Massimo rapporto a/c: 0.6;
- Dimensione massima degli inerti 15mm.

Acciaio per barre e reti da c.a.:

- Classe: B450C;
- $f_{y,k} = 450\text{ N/mm}^2$.

Processi di saldatura:

- Il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006, ove richiesto in accordo con le indicazioni della norma EN 1090-1 (relazione tra le classi di esecuzione delle strutture e le norme UNI EN ISO 3834 applicabili);

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
Riferimento	A	B	C	D
Materiale base: spessore minimo delle membrane	S235, $s \leq 30\text{ mm}$ S275, $s \leq 30\text{ mm}$	S355, $s \leq 30\text{ mm}$ S235 S275	S235 S275 S355 S460, $s \leq 30\text{ mm}$	S235 S275 S355 S460 ¹ Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati ¹
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

¹ Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo.

- La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011 "Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura e codificazione numerica dei processi";

Bulloneria, dadi:

- Classe 8.8 / 10.9 (conformi a norma europea armonizzata UNI EN 15048-1 "Bulloni non a serraggio controllato" o UNI EN 14399-1 "Bulloni a serraggio controllato"). Caratteristiche meccaniche: classe di resistenza 8.8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$) e 10.9 ($f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$, $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$).

Acciaio da carpenteria:

- Classe S235JR, S275JR, S355JR; caratteristiche meccaniche:

Tabella 7 – Acciaio: valori di design

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
UNI EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470

- Classe di esecuzione EXC3.

Gli elementi in acciaio devono rispondere ai requisiti della norma EN 1090-1.

Malta da ripristino:

Malta strutturale per applicazioni sismiche espansiva, colabile, granulometria massima inerti 3mm. Resistenza a compressione a 28d >50MPa.

Spinottature con resina epossidica:

- Preforo a secco o con una minima quantità di acqua, da verificare in sito sulla base della compatibilità con substrato;
- Perforazione a **rotopercussione**;
- Barre metalliche M8.8;
- Applicare metodologia di posa, perforazione, pressione di iniezione, pulizia, preparazione dei supporti indicata su scheda di utilizzo del produttore della resina;
- Qualifica sismica secondo linea guida europea EOTA ETAG-001 ANNEX E-C2;
- Adesivo, composto da una resina uretano metacrilato ibrido (esente da stirene) con riempitivo inorganico e da una miscela indurente (di benzoile perossido a carica inerte) con pasta cementizia, tipo HILTI HIT-HY 70, HILTI HIT-HY 200-R o equivalente o epossidica pura; prodotti specifici per murature e calcestruzzo;

3 AZIONI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si illustrano i carichi e le combinazioni di carico prescritti dalle NTC18 per le strutture di nuova costruzione, progettate in accordo al metodo degli stati limite. Tali carichi costituiscono le "azioni di riferimento" nelle verifiche esposte ai paragrafi a seguire.

3.1 Azioni per opere civili e industriali

Per il calcolo del peso proprio di elementi strutturali principali e secondari, si fa riferimento ai valori di densità di volume indicati in Tabella 8.

Tabella 8 – Densità volumica di peso dei materiali ad uso strutturale [1]

Materiale	Densità [kN/m³]
Acciaio	78.5
Calcestruzzo armato	25.0
Muratura	15.0

Nel seguito (Tabella 9) sono riassunti i carichi di verifica, distinti per Unità Strutturale, ricavati dall'analisi di vulnerabilità [6].

Tabella 9 - Analisi dei carichi (US1).

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di ridistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m²]
SOLAIO 1	C1	Latero-cemento	Piano rigido	30	g ₁	3.50
					g ₂	3.50
					q	3.00
SOLAIO DI COPERTURA	H1	Latero-cemento	Piano rigido	30	g ₁	4.00
					g ₂	2.00
					q	0.50

Tabella 10 - Analisi dei carichi (US2 ed US3).

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di ridistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO 1	C1	Latero-cemento	Piano rigido	30	g ₁	3.50
					g ₂	3.50
					q	3.00
SCALE	C	Cemento armato	-	20	g ₁	4.00
					g ₂	1.00
					q	4.00
SOLAIO DI COPERTURA	H1	Latero-cemento	Piano rigido	25	g ₁	3.20
					g ₂	2.00
					q	0.50
SOLAIO 3	H1	Latero-cemento	Piano rigido	20	g ₁	3.00
					g ₂	1.50
					q	0.50
SOLAIO 4	C1	Latero-cemento	Piano rigido	29	g ₁	3.20
					g ₂	3.00
					q	3.00

Tabella 11 - Analisi dei carichi (US4).

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di ridistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO 1	C1	Latero-cemento	Piano rigido	30	g ₁	3.50
					g ₂	3.50
					q	3.00
SOLAIO DI COPERTURA	H1	Latero-cemento	Piano rigido	25	g ₁	3.20
					g ₂	2.00
					q	0.50
SOLAIO 7	C1	Latero-cemento	Piano rigido	20	g ₁	3.00
					g ₂	1.50
					q	4.00
SOLAIO 7	C1	Latero-cemento	Piano rigido	20	g ₁	3.20
					g ₂	3.00
					q	3.00

Tabella 12 - Analisi dei carichi (US5).

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di ridistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO 6	C3	Latero-cemento	Piano rigido	36	g ₁	2.70
					g ₂	3.00
					q	5.00
C.A.	C3	Cemento armato	Piano rigido	10	g ₁	2.50
					g ₂	0.03
					q	5.00
SOLAIO 5	C1	Alveolare	-	49	g ₁	7.00
					g ₂	1.50
					q	3.00
SOLAIO 5	H1	Alveolare	-	49	g ₁	7.00
					g ₂	1.50
					q	0.50
LEGNO	H1	Legno lamellare	-		g ₁	0.90
					g ₂	1.35
					q	0.50

Per tutte le Unità Strutturali è stato inoltre considerato un carico da neve pari a 1.20kN/m². Tuttavia, si sottolinea come i carichi variabili previsti in copertura (neve, manutenzione) non sono contemporanei al sisma, per la quota s.l.m. di Brescia, secondo NTC18.

3.2 Azioni ambientali – Azione sismica

La struttura portante dell'edificio oggetto di studio non è stata progettata per resistere ai carichi da sisma previsti dalle vigenti NTC18. Secondo l'OPCM n. 3274/2003 e successivi aggiornamenti (Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 2129 del 11/07/2014) il Comune di Brescia (BS) è classificato in zona sismica 2.

L'edificio in oggetto è classificabile come opera il cui uso preveda affollamenti significativi: in accordo alle attuali NTC18 [1], si attribuisce una vita nominale $V_N = 50$ anni e una Classe d'Uso III, da cui deriva un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Periodo di riferimento dell'edificio

Il periodo di riferimento dell'edificio, necessario al calcolo del tempo di ritorno delle azioni sismiche di riferimento, risulta pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

Stati limite: probabilità di superamento e tempi di ritorno

I tempi di ritorno caratterizzanti le azioni sismiche di riferimento [1] sono riassunti in Tabella 13.

Tabella 13 – Probabilità di superamento e tempi di ritorno per le azioni sismiche associate agli stati limite di riferimento [1].

Stati limite		Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R [%]	Tempo di ritorno T_R [anni]
Stati limite di esercizio	SLO	81	45
	SLD	63	75
Stati limite ultimi	SLV	10	712
	SLC	5	1462

Pericolosità sismica di base

La struttura è localizzata alle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 45.52486°N;
- Longitudine: 10.23306°E.

I parametri di definizione dell'azione sismica per i tempi di ritorno interessanti il caso in oggetto sono illustrati in Tabella 14.

Tabella 14 – Parametri di definizione della pericolosità sismica per i tempi di ritorno interessanti il caso in oggetto.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
45	0.051	2.464	0.230
75	0.066	2.464	0.252
712	0.173	2.437	0.279
1462	0.224	2.435	0.286

Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria Sottosuolo	Descrizione
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza.

Motivazione: Relazione Geologica [5]

Categoria Topografica	Descrizione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali

Ai fini delle verifiche strutturali, l'azione sismica è convenzionalmente schematizzata come un'azione con tre componenti traslazionali, due orizzontali, una verticale. Salvo condizioni particolari o specifiche indicazioni [1] nell'analisi strutturale di opere come la presente, gli effetti della componente verticale possono essere trascurati; in ragione di ciò, per ciascun stato limite di riferimento, ci si limita ad illustrare gli spettri di risposta associati alle componenti orizzontali [1].

Tabella 15 - Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento [1].

Parametri per la definizione degli spettri di risposta											
SLO	S_S	1.500				SLV	S_S	1.447			
	S_T	1.000		$S_{S,calcolo}$	1.625		S_T	1.000		$S_{S,calcolo}$	1.447
	S	1.500		$S_{S,min}$	1.000		S	1.447		$S_{S,min}$	1.000
	η	1.000		$S_{S,max}$	1.500		η	1.000		$S_{S,max}$	1.500
	C_C	1.706					C_C	1.601			
	T_B	0.131	sec				T_B	0.149	sec		
	T_C	0.392	sec				T_C	0.446	sec		
SLD	T_D	1.804	sec			SLC	T_D	2.293	sec		
	S_S	1.500					S_S	1.372			
	S_T	1.000		$S_{S,calcolo}$	1.602		S_T	1.000		$S_{S,calcolo}$	1.372
	S	1.500		$S_{S,min}$	1.000		S	1.372		$S_{S,min}$	1.000
	η	1.000		$S_{S,max}$	1.500		η	1.000		$S_{S,max}$	1.500
	C_C	1.655					C_C	1.587			
	T_B	0.139	sec				T_B	0.151	sec		
	T_C	0.417	sec				T_C	0.454	sec		
	T_D	1.865	sec				T_D	2.497	sec		

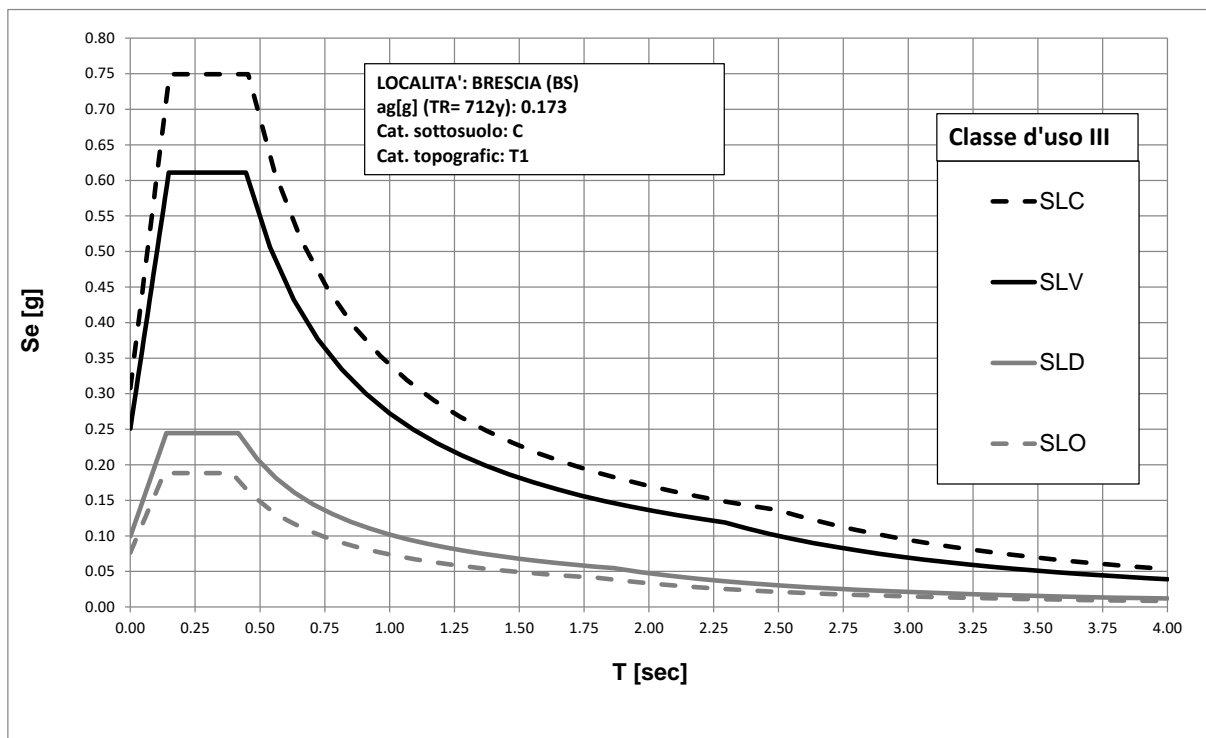


Figura 3 – Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento.

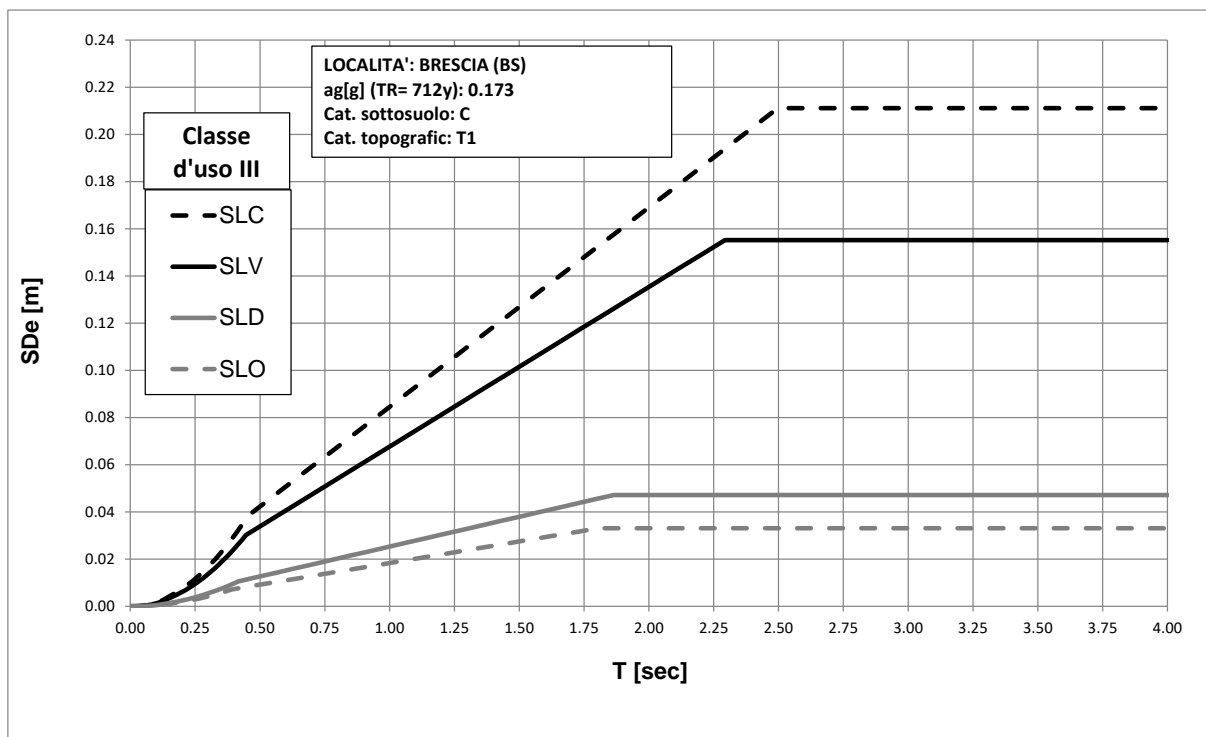


Figura 4 - Spettri di risposta elastici in spostamento delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento.

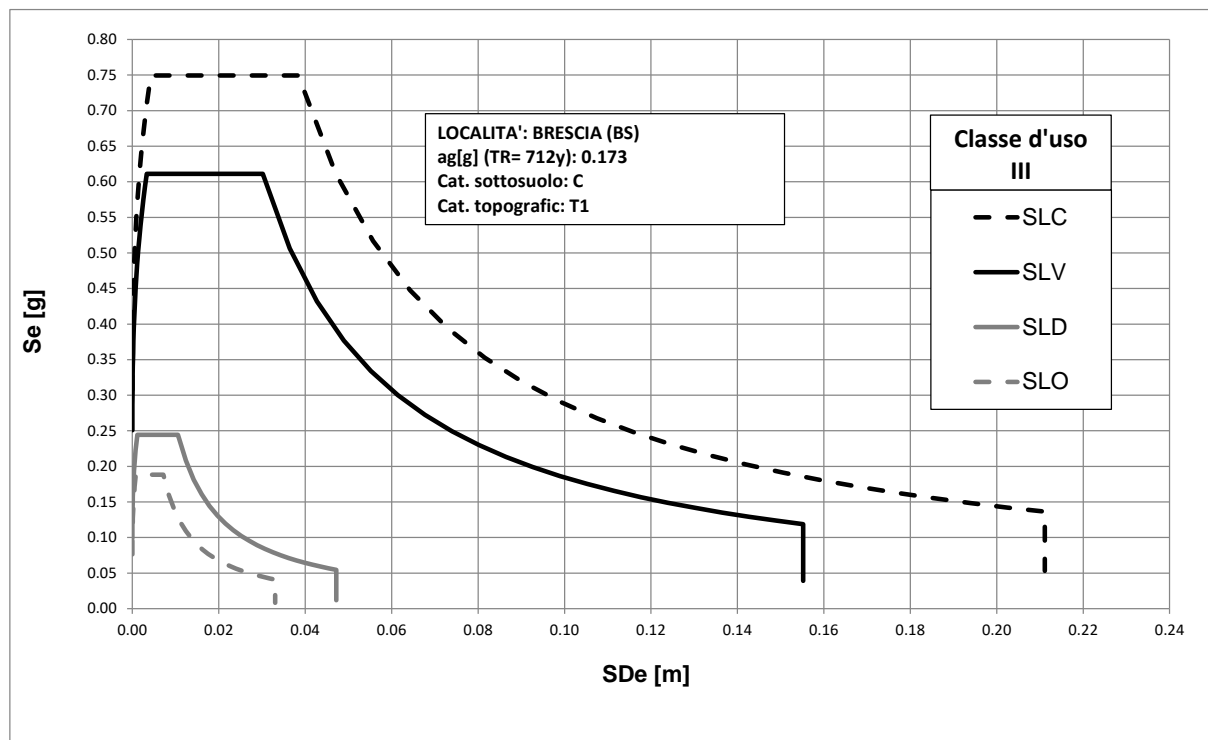


Figura 5 - Spettri di risposta ADRS delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento.

3.3 Combinazione delle azioni

Per le verifiche di sicurezza strutturale le NTC18 [1] prescrivono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

In particolare, le verifiche statiche verranno eseguite in riferimento agli Stati Limite Ultimi secondo la **combinazione fondamentale**:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche sismiche saranno condotte per la combinazione ultima **SLV di Stato Limite di Salvaguardia della Vita** (sismica), e di esercizio **SLD di Stato Limite di Danno** (sismica) secondo la **combinazione sismica**:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- I termini G_1 , G_2 , P e Q_k sono le azioni elementari definite precedentemente;
- I termini γ sono i coefficienti parziali di sicurezza (definiti in accordo a quanto riportato dalle NTC18 §2.6.1 - Tab. 2.6.I);
- I termini ψ sono i coefficienti di combinazione (definiti in accordo a quanto riportato dalle NTC18 §2.5.2 - Tab. 2.5.I) e riportati in Tabella 16.

Tabella 16 – Coefficienti di combinazione.

Coefficienti di combinazione		
	ψ_0	ψ_2
Categoria C	0.7	0.6
Categoria H	0.0	0.0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.0

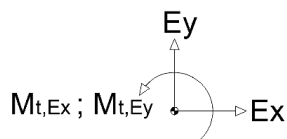
Si specifica inoltre che gli effetti E dell'azione sismica sono valutati, per ciascuno dei suoi stati limite di riferimento, considerando le masse sismiche associate ai carichi gravitazionali, di cui alla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le sollecitazioni sismiche sono combinate secondo le sub-combinazioni indicate in Tabella 17.

Tabella 17 – Sub-combinazioni per la valutazione degli effetti dell'azione sismica.

Sub-combinazione	Effetti dati dall'azione sismica orizzontale agente in direzione X (E_x)	Effetti dati dall'azione sismica orizzontale agente in direzione Y (E_y)	Effetti dati dall'eccentricità accidentale per sisma agente in direzione X ($M_{t,EX}$)	Effetti dati dall'eccentricità accidentale per sisma agente in direzione Y ($M_{t,EY}$)
sisma-1	1.0	0.3	1.0	0.3
sisma-2	1.0	0.3	1.0	-0.3
sisma-3	1.0	0.3	-1.0	0.3
sisma-4	1.0	0.3	-1.0	-0.3
sisma-5	1.0	-0.3	1.0	0.3
sisma-6	1.0	-0.3	1.0	-0.3
sisma-7	1.0	-0.3	-1.0	0.3
sisma-8	1.0	-0.3	-1.0	-0.3
sisma-9	-1.0	0.3	1.0	0.3
sisma-10	-1.0	0.3	1.0	-0.3
sisma-11	-1.0	0.3	-1.0	0.3
sisma-12	-1.0	0.3	-1.0	-0.3
sisma-13	-1.0	-0.3	1.0	0.3
sisma-14	-1.0	-0.3	1.0	-0.3
sisma-15	-1.0	-0.3	-1.0	0.3
sisma-16	-1.0	-0.3	-1.0	-0.3
sisma-17	0.3	1.0	0.3	1.0
sisma-18	0.3	1.0	-0.3	1.0
sisma-19	0.3	1.0	0.3	-1.0
sisma-20	0.3	1.0	-0.3	-1.0
sisma-21	-0.3	1.0	0.3	1.0
sisma-22	-0.3	1.0	-0.3	1.0
sisma-23	-0.3	1.0	0.3	-1.0
sisma-24	-0.3	1.0	-0.3	-1.0
sisma-25	0.3	-1.0	0.3	1.0
sisma-26	0.3	-1.0	-0.3	1.0
sisma-27	0.3	-1.0	0.3	-1.0
sisma-28	0.3	-1.0	-0.3	-1.0
sisma-29	-0.3	-1.0	0.3	1.0
sisma-30	-0.3	-1.0	-0.3	1.0
sisma-31	-0.3	-1.0	0.3	-1.0
sisma-32	-0.3	-1.0	-0.3	-1.0



Per la sola palestra, a queste prime 32 combinazioni di carico vanno poi aggiunti gli effetti dovuti al sisma in direzione verticale. Risultano quindi 64 combinazioni di carico ricavate secondo la seguente espressione:

$$E = E_h \pm 0.3E_v$$

Essendo E_h ed E_v rispettivamente gli effetti dell'azione sismica in direzione orizzontale e verticale.

4 METODO DI ANALISI

4.1 Premessa

Sulla base dei risultati ottenuti dall'indagine di vulnerabilità e dall'analisi documentale si evince come, a causa dell'articolata evoluzione storica dell'insediamento, il complesso edilizio sia privo di una concezione strutturale atta ad incassare forze orizzontali come quelle di origine sismica. Le strutture resistenti sono caratterizzate dalla presenza di telai in C.A. gettati in opera non progettati secondo le moderne tecniche di progettazione antisismica (inadeguato passo delle staffe, confinamento delle zone nodali insufficiente o assente, carenza nei dettagli costruttivi, ecc.) e da pareti in muratura portante. Per le Unità Strutturali US2, US3, US4 risulta altresì evidente l'assenza di un sistema sismo-resistente organizzato: in particolare in direzione trasversale (rispetto alla direttrice principale che contraddistingue lo sviluppo in pianta di ciascuna sottostruttura). Come riportato nel documento di vulnerabilità le principali criticità emerse sono:

- a) Possibile martellamento tra le Unità Strutturali US1, US2, US3 e US4;
- b) Assenza di elementi appartenenti al sistema sismo-resistente in direzione trasversale nelle Unità Strutturali US2, US3 e US4;
- c) Impossibilità di indagare il grado di ammorsamento tra pilastri e gronda in sommità ad ogni Unità Strutturale. L'assenza di un corretto collegamento potrebbe essere causa di un possibile cinematismo di ribaltamento in sommità in caso di evento sismico;
- d) Impossibilità di verificare l'efficacia delle connessioni tra elementi lignei e strutturali in calcestruzzo armato della palestra;
- e) Copertura lignea della palestra non conforme alla definizione di diaframma rigido;
- f) Elementi snelli che non collegano efficacemente le porzioni di muratura sotto e sopra-finestra e determinano, in caso di evento sismico, la possibilità di ribaltamento delle finestre della palestra;
- g) Tamponamenti perimetrali della palestra snelli che, in caso di evento sismico, possono essere soggetti a fenomeni di ribaltamento se non ben collegati alla struttura.

Alle vulnerabilità sismiche appena elencate si aggiungono inoltre alcune criticità legate al comportamento delle strutture rispetto ai carichi verticali. In particolare, per l'Unità Strutturale US1 le precedenti indagini sottolineano la non conformità di 7 pilastri in c.a., che risultano non idonei a sorreggere i carichi verticali in condizioni SLU. In riferimento all'Unità Strutturale US3 invece, le indagini di vulnerabilità hanno evidenziato una situazione critica per 7 maschi murari e 41 pilastri in c.a.. Tutti gli elementi non verificati sono individuati in Tabella 18 e nelle successive figure.

Tabella 18 – Verifiche statiche: elementi verticali non verificati allo SLU [8].

Unità strutturale	Identificativo elemento	Piano	Tipologia	Dimensioni [cm]
US1	10004	seminterrato	pilastro corto, perimetrale centrale	30x40
US1	11004	terra	pilastro perimetrale centrale	35x25

US1	12004	primo	pilastro perimetrale centrale	35x25
US1	13004	secondo	pilastro perimetrale centrale	30x25
US1	12006	primo	pilastro interno di spina	35x35
US1	13001	secondo	pilastro perimetrale d'angolo	30x25
US1	13011	secondo	pilastro perimetrale d'angolo	30x25
US3	10087 - 10092 - 10095 10099 - 10102 - 10108 10111 - 10113 - 10114 10116 - 10117 - 10119 10123 - 10129 - 10132 10137 - 10141 - 10145	seminterrato	pilastrini telai di spina	30x35
US3	11087 - 11092 - 11111 11113 - 11114 - 11116 11117 - 11119 - 11123 11129 - 11132 - 11137 11141 - 11145	terra	pilastrini telai di spina	30x35
US3	11235 - 11236 - 11237 - 11238	terra	pilastrini ingresso principale	30x35
US3	12137 - 12141 - 12145	primo	pilastrini telai di spina	30x35
US3	13087 - 13145	secondo	pilastrini telai di spina	30x35
US3	10110	seminterrato	maschio murario	90x45
US3	11241	terra	maschio murario	100x45
US3	11242	terra	maschio murario	90x45
US3	11243	terra	maschio murario	90x45
US3	11244	terra	maschio murario	63x45
US3	11245	terra	maschio murario	70x45
US3	11246	terra	maschio murario	63x45

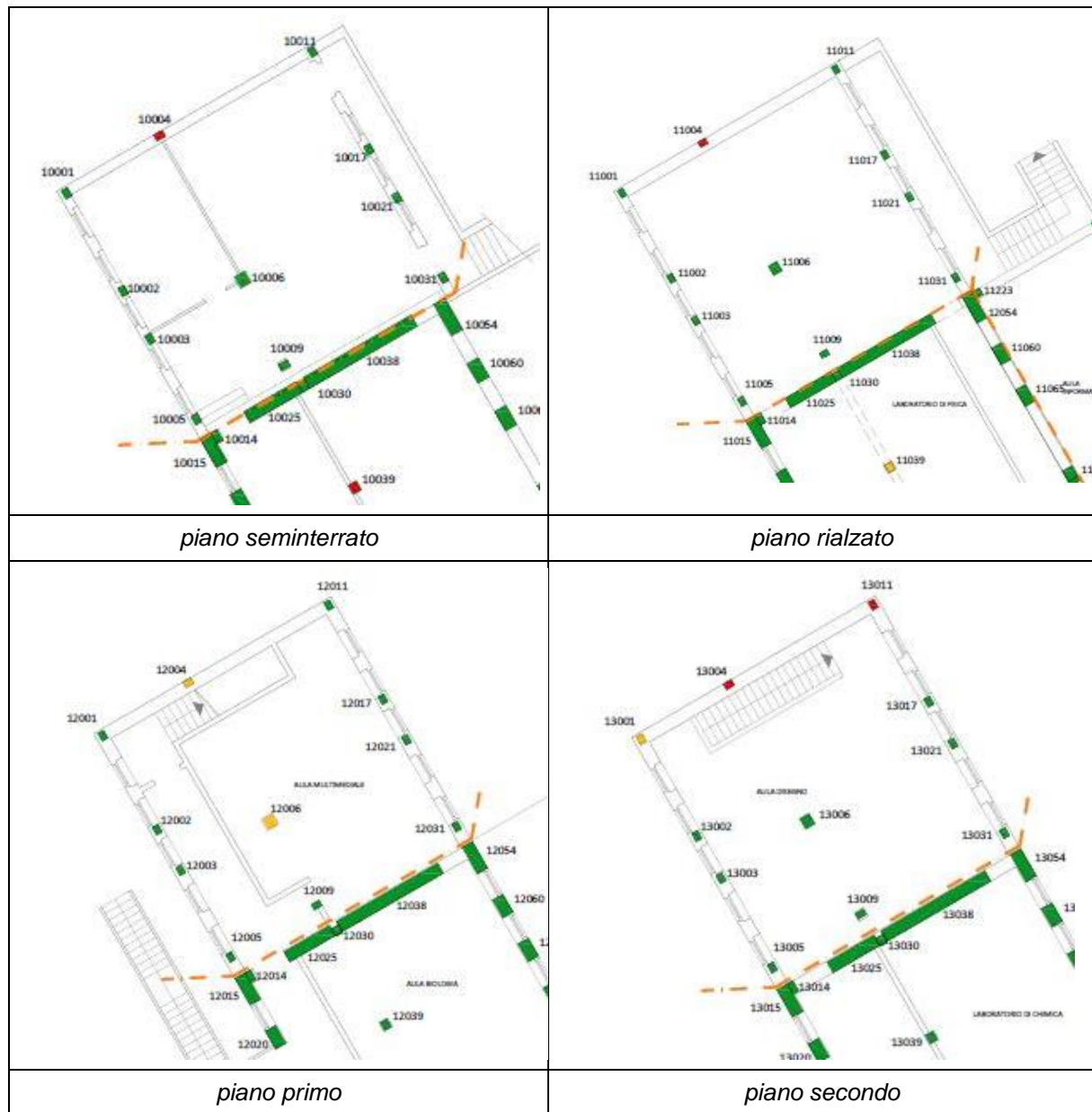


Figura 6 - Elementi non verificati ai carichi verticali per l'US1 [7].

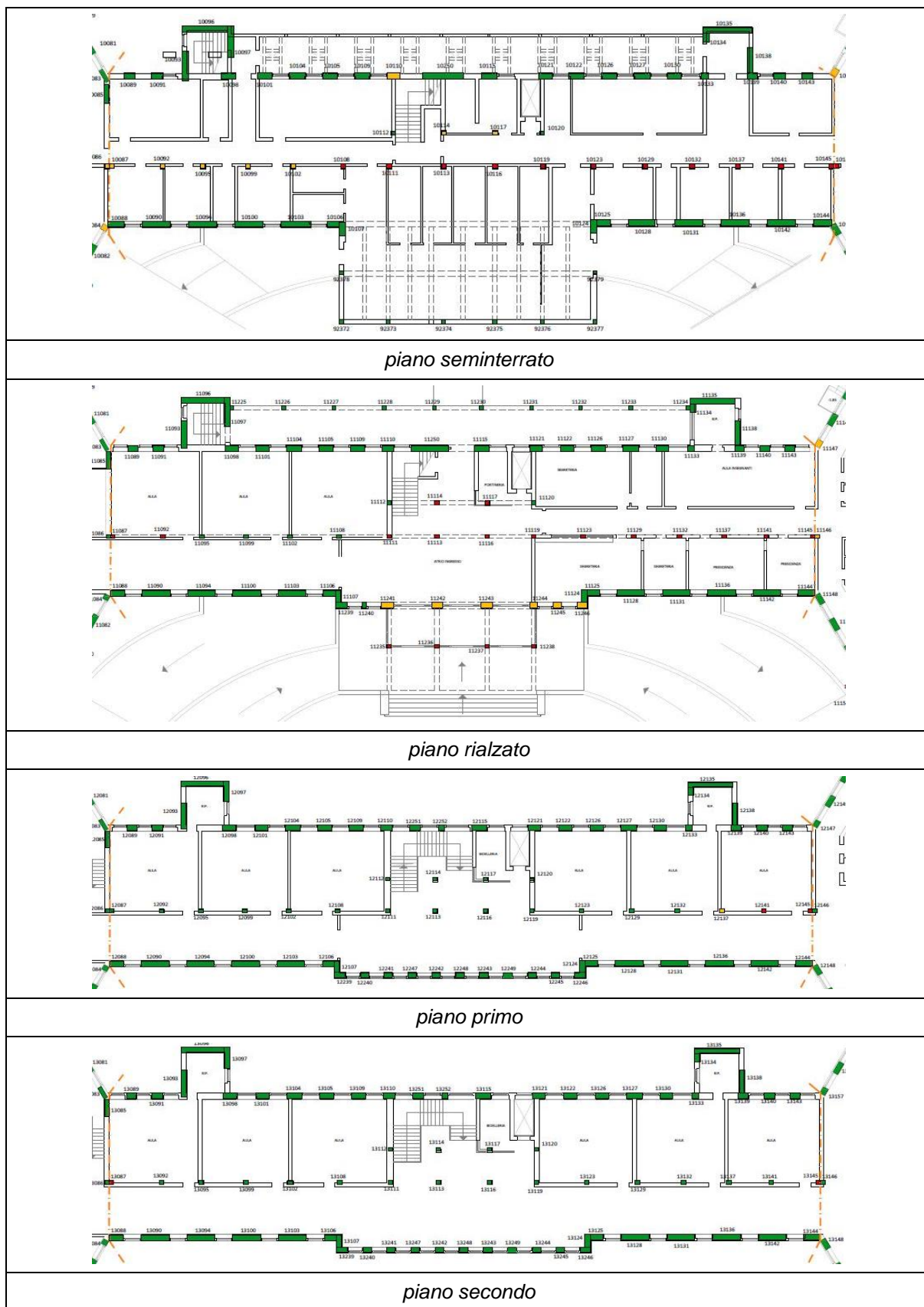


Figura 7 - Elementi non verificati ai carichi verticali per l'US3 [7].

4.2 Valutazione della sicurezza statica: metodo di analisi e approccio di verifica

Per la valutazione della sicurezza statica è stata condotta un'analisi elastica lineare prendendo in considerazione le azioni e le combinazioni di carico nella condizione di Stato Limite Ultimo (SLU). In particolare:

- per le strutture con sistema resistente realizzato in calcestruzzo armato si considera una verifica di resistenza statica nella condizione di Stato Limite Ultimo (SLU);
- per le strutture con sistema resistente realizzato in muratura si considera una verifica statica di presso-flessione nella condizione di Stato Limite Ultimo (SLU). In tale circostanza le verifiche vengono condotte nell'ipotesi di comportamento elastico dei materiali. Per tale motivo la sollecitazione è confrontata con la resistenza a compressione del materiale ridotta del coefficiente di sicurezza γ_M pari a 3.

4.3 Analisi del comportamento sismico: metodo di analisi e approccio di verifica

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica sono state adottate due diverse metodologie di analisi, coerentemente a quanto effettuato in sede di analisi di vulnerabilità.

Per il corpo di fabbrica principale a cui appartengono le Unità Strutturali US1, US2, US3 ed US4, è stato utilizzato il metodo dell'analisi statica non lineare (o *pushover*). Le analisi si riferiscono allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD), e sono funzionali alla valutazione del comportamento d'insieme.

Per l'edificio adibito a palestra è stata invece adottato il metodo dell'analisi dinamica lineare a spettro di risposta.

4.3.1 Analisi statica non lineare

Per analizzare la risposta sismica dell'edificio in oggetto, si è adottato il metodo dell'analisi non lineare statica, o *pushover*, adatta allo studio della risposta di edifici a struttura portante mista, attenendosi alle specifiche istruzioni espresse da NTC [1] e dalla Circolare [2] per lo studio delle strutture esistenti. L'analisi non lineare statica è condotta attraverso:

- modello FEM non-lineare con elementi finiti di tipo "beam" e "truss" dotati di cerniere a plasticità concentrata (duttili o fragili) definite usando i valori delle proprietà meccaniche dei materiali indicati in Tabella 5 e Tabella 6;
- due gruppi di forze sismiche per ciascuna direzione orizzontale ($\pm X$ e $\pm Y$):
 - **distribuzione da "Gruppo 1"**: distribuzione proporzionale alle forze statiche oppure distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare principale per la direzione considerata;
 - **distribuzione da "Gruppo 2"**: distribuzione di accelerazioni uniformi lungo l'altezza della costruzione;
- equilibrio calcolato, ad ogni step d'analisi, sulla configurazione indeformata (ipotesi di piccoli spostamenti).

Le verifiche da effettuare nel caso di analisi *pushover* consistono nel comparare:

- la capacità di spostamento della struttura ottenuta, attraverso cerniere plastiche o elasto-fragili, dalla resistenza sezionale (dedotta a partire dai valori caratteristici di resistenza dei materiali divisi per il fattore di confidenza FC ed eventualmente per il coefficiente parziale di sicurezza),
- con la domanda di spostamento strutturale che viene valutata attraverso lo spettro di risposta: si passa da uno spettro elastico ad uno ADRS dove l'accelerazione non è più in funzione del periodo proprio della struttura, ma dello spostamento. La verifica è quindi condotta secondo:

$$d_{\max}^*/d_u^* < 1$$

Per le costruzioni esistenti in muratura, quale è in gran parte la struttura oggetto di verifica, si deve verificare inoltre che:

- il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà (calcolato dallo spettro di risposta elastico) ed il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare risulti inferiore a 3.0 (§C7.8.1.6 [2]).

$$q^* = S_e(T^* m^*) / F_y^* < 3$$

Per la definizione delle cerniere a plasticità concentrata del modello FEM non lineare, ossia per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza SLV, si è fatto riferimento ai modelli di capacità descritti nel seguito; la curva tipica associata ad ogni cerniera è quella rappresentata in Figura 8.

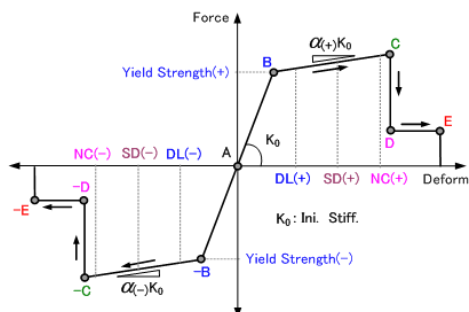


Figura 8 – Legame elasto-plastico definito per le cerniere plastiche. Si specifica che nelle cerniere plastiche a taglio, che descrivono un meccanismo fragile, il punto "C" coincide con il punto "B".

Il grafico è in grado di rappresentare il fenomeno fisico che si sviluppa all'interno del singolo elemento durante l'incremento di una qualsiasi componente di sollecitazione; la curva è suddivisa nei seguenti tratti:

- **AB:** tratto elastico;
- **B:** punto di "snervamento", definisce il passaggio tra la fase elastica a quella plastica;
- **BC:** tratto di deformazione plastica;
- **C:** massimo sviluppo di plasticità dell'elemento;
- **CD:** collasso dell'elemento, con riduzione di resistenza e rigidezza;
- **DE:** resistenza residua post-picco.

Ciascuna verifica (eseguita in termini di spostamento o di resistenza) verrà quindi esplicitata attraverso il coefficiente di sicurezza, ζ_E , dato dal rapporto tra capacità e domanda. Sulla base di quanto riportato al §8.4.3 [1] e §C8.4.3 [2], la struttura viene considerata adeguata per valori di ζ_E superiori o uguali a 0.8. L'intervento di adeguamento prevede infatti due possibili valori minimi per il parametro ζ_E , pari ad 1 oppure a 0.8 a seconda del tipo di intervento o di costruzione.

Nei casi di i) sopraelevazione della costruzione, ii) ampliamento della costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione esistente ed iii) esecuzioni di interventi strutturali che modifichino la costruzione portandola ad un sistema strutturale diverso dal precedente (nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani), il coefficiente ζ_E , valutato nello scenario post-intervento, dovrà essere maggiore o uguale a 1.

Nei casi quali i) variazioni di destinazioni d'uso che determino un aumento dei carichi globali in fondazione superiore al 10%, ii) modifiche della classe d'uso che portino a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV e iii) adeguamento sismico deciso dal proprietario del fabbricato in seguito ad inadeguatezza riscontrata dall'analisi di vulnerabilità, il valore ζ_E valutato nello scenario post-intervento deve essere maggiore o uguale a 0.80.

In Figura 9 e Figura 10 sono ripetuti gli spettri di risposta elastici necessari per l'esecuzione delle verifiche in termini di accelerazione e spostamento da eseguirsi a valle delle analisi *pushover*.

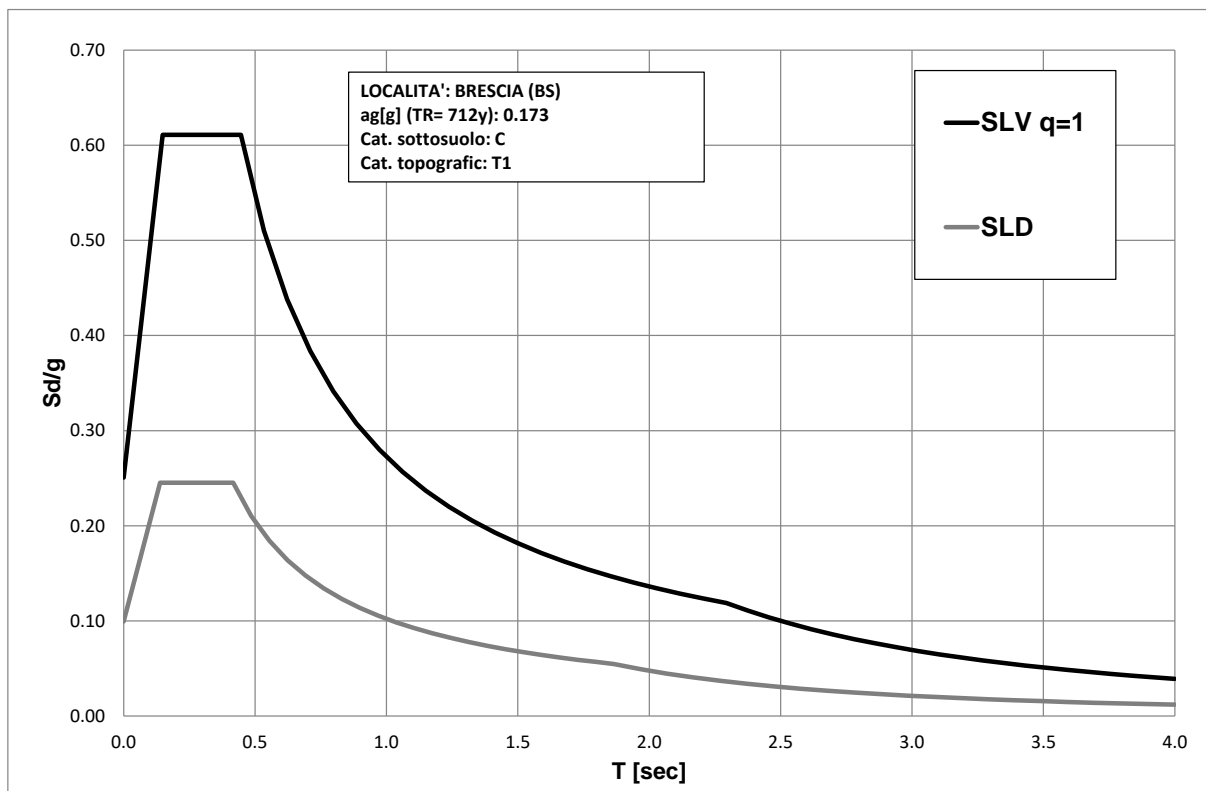


Figura 9 – Spettri di accelerazione di progetto.

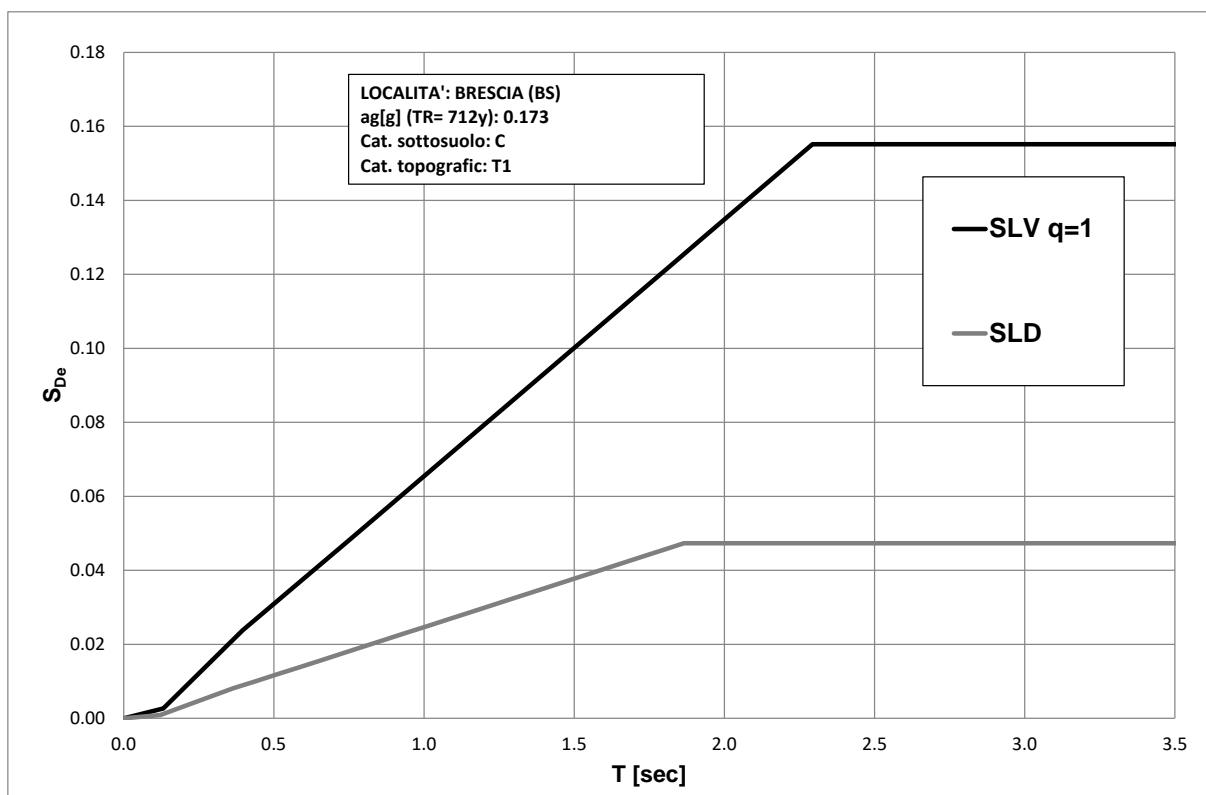


Figura 10 – Spettri di spostamento di progetto.

4.3.2 Analisi dinamica lineare a spettro di risposta

Per analizzare la risposta sismica della struttura destinata a palestra, si è scelto di adottare il metodo dell'analisi dinamica lineare a spettro di risposta, attenendosi alle specifiche istruzioni espresse dalla normativa per lo studio di edifici esistenti in c.a. e/o in acciaio, proposte in Tabella 19.

Tabella 19 – Criteri di verifica adottati per gli stati limite di riferimento considerati.

Stato limite	Criterio di verifica
SLV [2]	<i>Azione sismica:</i> spettro elastico di riferimento SLV ridotto mediante un fattore di struttura q compreso tra 1.5 e 3.
	<i>Criteri di Verifica:</i> elementi/meccanismi duttili, confronto tra le sollecitazioni da analisi e le corrispondenti resistenze.
	<i>Azione sismica:</i> spettro elastico di riferimento SLV ridotto mediante un fattore di struttura pari a 1.5.
	<i>Criteri di Verifica:</i> elementi/meccanismi fragili, confronto tra le sollecitazioni da analisi e le corrispondenti resistenze.

Per il calcolo delle azioni sollecitanti gli elementi/meccanismi duttili allo SLV, si adotta un valore del fattore di comportamento $q = 2$, compreso tra i limiti indicati in normativa: tale scelta è in accordo alla tipologia strutturale dell'edificio che, non essendo stato originariamente progettato nei confronti dei carichi sismici secondo il criterio di gerarchia delle resistenze, risulta privo di dettagli costruttivi antisismici che possano garantire una duttilità globale superiore.

Per il calcolo delle azioni sollecitanti gli elementi/meccanismi fragili allo SLV, si adotta un valore del fattore di comportamento $q = 1.5$, in accordo a quanto indicato in normativa. Inoltre, per valutare gli effetti del sisma sugli spostamenti verticali, sia per i meccanismi duttili sia fragili, viene adottato un fattore di comportamento $q = 1.5$.

Le verifiche locali considereranno in generale duttili i meccanismi di flessione e presso-flessione, e fragili quelli a taglio.

Ciascuna verifica, la cui "capacità sismica" (resistenze) risulti inferiore all'ottanta per cento della "domanda sismica" (sollecitazioni da analisi), si ritiene non soddisfatta.

Gli spettri di progetto e di verifica per meccanismi duttili e fragili sono illustrati in Figura 11.

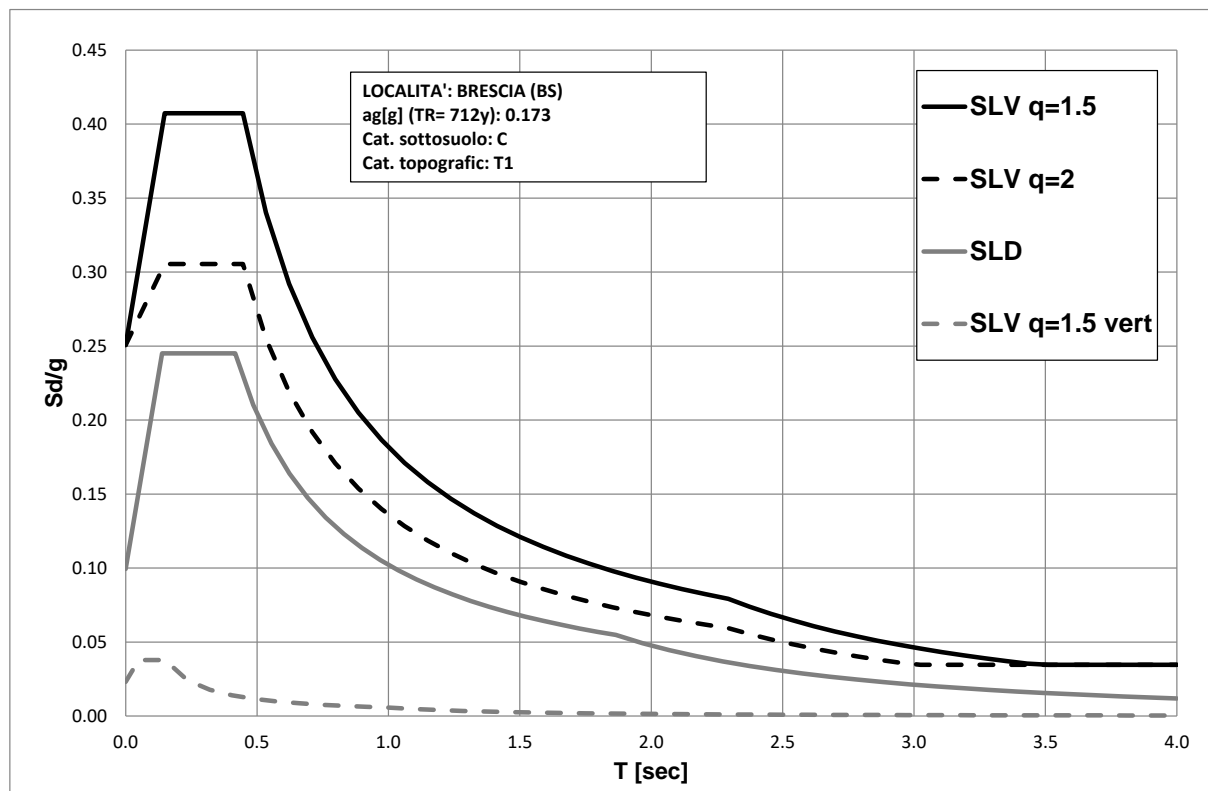


Figura 11 – Spettri di risposta di progetto.

4.4 Modellazione delle strutture

La modellazione è stata sviluppata attraverso il codice di calcolo MidasGen Release 2022.

Per l'esecuzione delle analisi dinamiche lineari (analisi a spettro di risposta) e statiche non lineari (*pushover*) si schematizzano gli edifici mediante modelli FEM¹ definiti come segue:

- ELEMENTI STRUTTURALI (Figura 12):
 - Pilastri, travi e pareti in c.a.: elementi *beam* con deformabilità a taglio attivata (travi alla Timoshenko);
 - Controventi in acciaio modellati come elementi *truss*;
 - Travi e pilastri in acciaio del sistema di controventi modellati come *beam*, le travi sono state svincolate agli estremi (bielle);
 - Lo zero sismico è posto al livello del piano campagna;
 - Sezioni e spessori degli elementi strutturali: definiti in accordo ai rilievi strumentali e alle prove diagnostiche;
 - Pareti in muratura: schematizzate come telai costituiti da elementi ad asse verticale (maschi) ed elementi ad asse orizzontale (fasce). Si noti che le fasce di piano non hanno funzione di accoppiamento e pertanto sono state svincolate agli estremi (bielle);
 - Le pareti contro-terra dell'Unità Strutturale US5 sono modellate tramite elementi *plate*;
 - Maschi murari e fasce di piano sono modellate con elementi *beam* a due nodi;

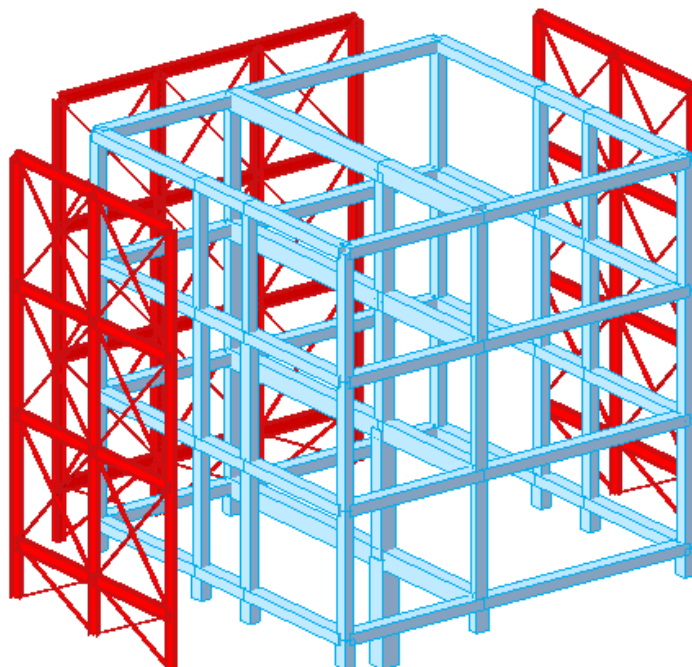


Figura 12 - Immagine modello FEM dell'unità strutturale US1.

¹ Software utilizzato: Midas/GEN, Release 2022.

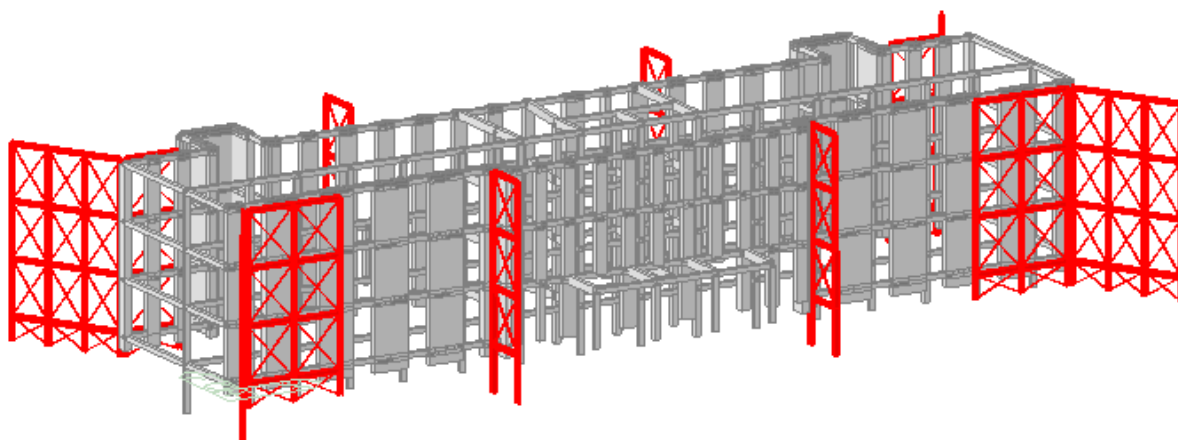


Figura 13 - Immagine modello FEM dell'unità strutturale US3.

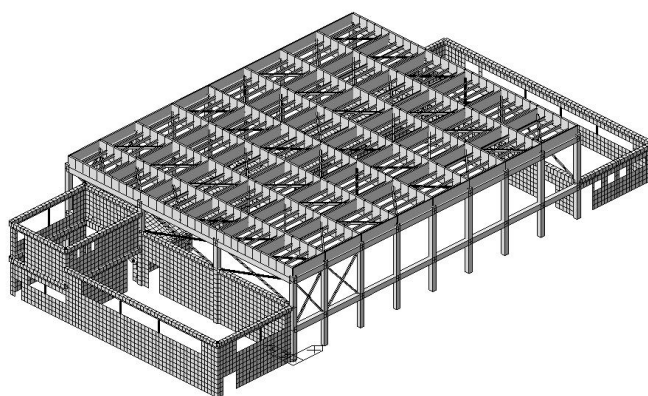


Figura 14 - Immagine modello US5 - Palestra.

- MATERIALI/RIGIDENZE:
 - Materiali: definiti e attribuiti agli elementi strutturali come indicato nella Sezione 2.1;
- VINCOLI ASSOLUTI/RELATIVI:
 - Strutture in calcestruzzo armato: incastrate a terra a livello del piano campagna;
 - Pilastri in calcestruzzo armato del piano seminterrato: svincolati a flessione agli estremi;
 - Maschi murari vincolati a terra in modo da garantire un contributo sismo-resistente solo nella direzione dell'asse forte;
 - Travi della nuova struttura sismo-resistente svincolate agli appoggi in quanto non sono state progettate per garantire il comportamento a telaio con i pilastri costituenti la baraccatura esterna in acciaio;
 - I nuovi telai in acciaio controventati sono vincolati a terra con vincoli di tipo cerniera. Le due strutture a telaio in acciaio collocate ad entrambi i lati dell'ingresso principale della scuola sono state vincolate a terra con vincoli di tipo incastro.

• **CARICHI/MASSE:**

- Solai, copertura: modellati solo in termini di massa/carichi, considerandone il comportamento a diaframma (Figura 16);
- Carichi di solaio e di copertura: definiti come illustrato in precedenza e applicati come carichi al metro lineare direttamente distribuiti sulle travi di competenza;
- Carichi dei tamponamenti: applicati come carichi al metro lineare distribuiti sulle travi di competenza;
- Azioni sismiche: definite mediante gli spettri di riferimento e combinate come illustrato nella Sezione 3.

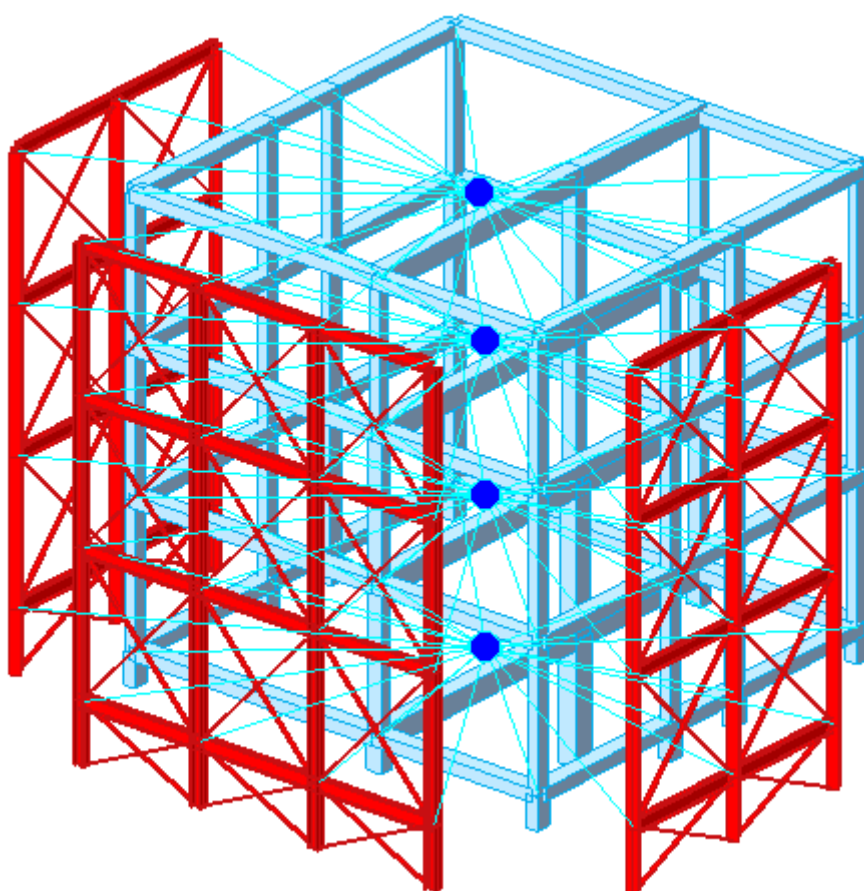


Figura 15 – Diaframmi di piano considerati per l'unità strutturale US1.

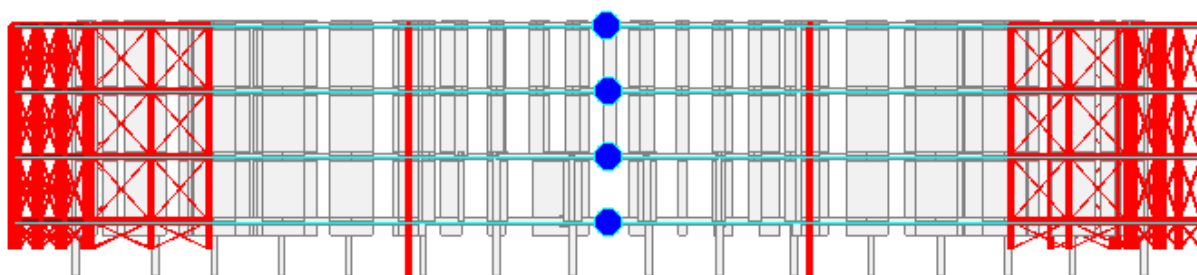


Figura 16 – Diaframmi di piano considerati per l'unità strutturale US3.

4.4.1 Modellazione inelastica pareti in muratura

Per quanto riguarda i maschi murari sono state utilizzate tre tipologie di cerniere:

- Ad azione assiale, unica cerniera in mezzeria dell'elemento, a cui è associato un legame costitutivo di tipo asimmetrico, a resistenza nulla a trazione e con rigidità iniziale a compressione pari a EA/L .

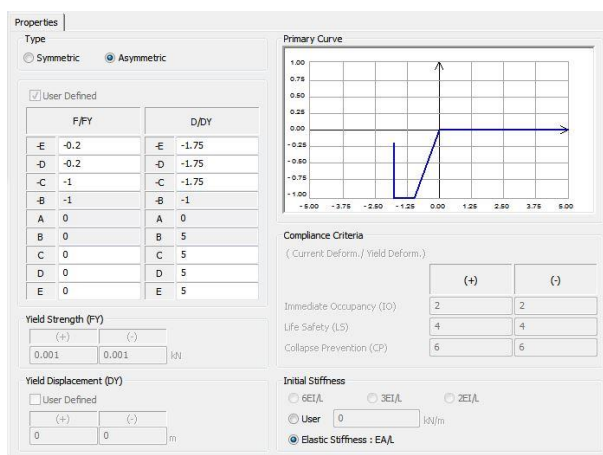


Figura 17 – Caratterizzazione cerniera assiale per i maschi murari.

- A taglio, unica cerniera in mezzeria del maschio, simmetrica con rigidità iniziale pari a GA_s .

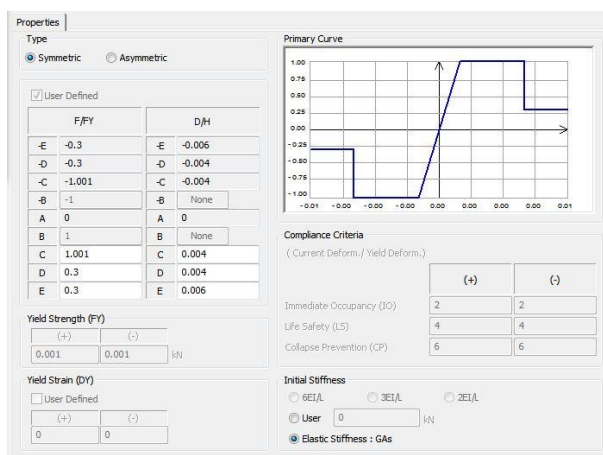


Figura 18 – Caratterizzazione cerniera a taglio maschi murari.

- A flessione, doppie cerniere alle estremità del maschio, simmetriche con rigidezza iniziale pari a $6EI/L$.

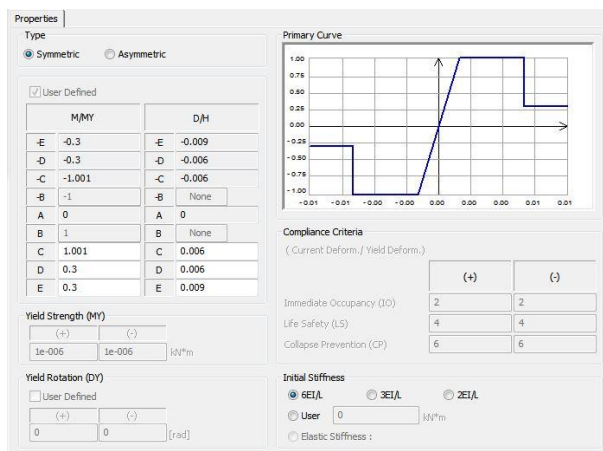


Figura 19 – Caratterizzazione cerniera a flessione maschi murari.

Si assume uno spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello pari a:

- 0.4% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio;
- 0.6% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per presso-flessione.

I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base).

4.4.2 Modellazione inelastica elementi in c.a.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. sono state utilizzate tre tipologie di cerniere:

- Assiale, doppie cerniere alle estremità del maschio, fragili a compressione e con comportamento elasto-plastico a trazione; asimmetriche con rigidezza iniziale pari a EA/L .

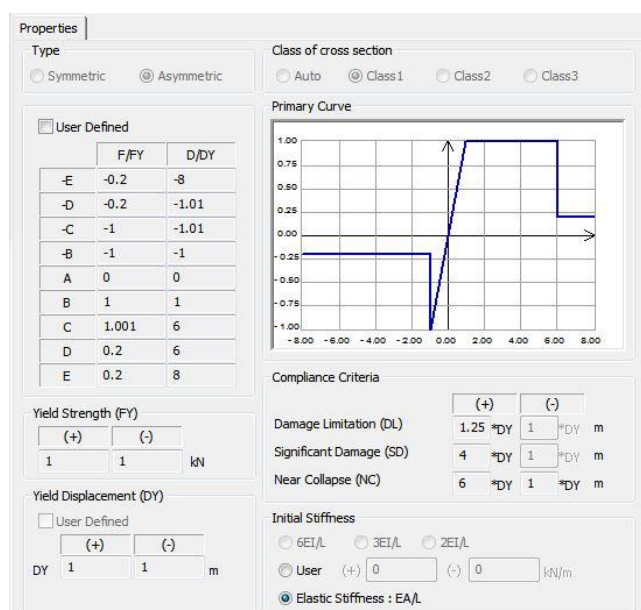


Figura 20 – Caratterizzazione cerniera assiale pilastri in c.a..

- A flessione, doppie cerniere alle estremità dell'elemento con valutazione puntuale del dominio di interazione di flessione deviata M-M-N.

Properties

Type: ☐ Symmetric ☒ Asymmetric

☒ User Defined

	M/MY	D/DY
-E	-0.2	-12
-D	-0.2	-9
-C	-1.001	-9
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.001	9
D	0.2	9
E	0.2	12

Yield Strength (MY): (+) (-) kN*m

Yield Rotation (DY): ☐ User Defined

	(+)	(-)	[rad]
DY	1	1	
DU	9	9	

Class of cross section: ☐ Auto ☒ Class 1 ☐ Class 2 ☐ Class 3

Primary Curve:

Compliance Criteria:

	(+)	(-)	[rad]
Damage Limitation (DL)	1	1	*DY
Significant Damage (SD)	0.75	0.75	*DU
Near Collapse (NC)	1	1	*DU

Initial Stiffness:

☐ 6EI/L ☐ 3EI/L ☐ 2EI/L

☒ User: (+) (-) kN*m

☐ Elastic Stiffness:

Figura 21 – Caratterizzazione cerniera a flessione pilastri e travi in c.a..

- A taglio, doppie cerniere elasto-fragili alle estremità dei pilastri, simmetriche con rigidezza iniziale pari a GA_s .

Properties

Type: ☐ Symmetric ☒ Asymmetric

☒ User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.2	-8
-D	-0.2	-1.01
-C	-1	-1.01
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1	1.01
D	0.2	1.01
E	0.2	8

Yield Strength (FY): (+) (-) kN

Yield Strain (DY): ☐ User Defined

	(+)	(-)	[rad]
DY	1	1	

Class of cross section: ☐ Auto ☒ Class 1 ☐ Class 2 ☐ Class 3

Primary Curve:

Compliance Criteria:

	(+)	(-)	[rad]
Damage Limitation (DL)	1	1	*DY
Significant Damage (SD)	1	1	*DY
Near Collapse (NC)	1	1	*DY

Initial Stiffness:

☐ 6EI/L ☐ 3EI/L ☐ 2EI/L

☒ User: (+) (-) kN

☒ Elastic Stiffness: GA_s

Figura 22 – Caratterizzazione cerniera a taglio pilastri e travi in c.a..

4.4.3 Modellazione inelastica controventi e pilastri in acciaio dei telai di controvento

- per quanto riguarda gli elementi in acciaio è stata definita una cerniera plastica assiale esplicitando i valori di resistenza massima a trazione (snervamento) e a compressione (instabilità/buckling).

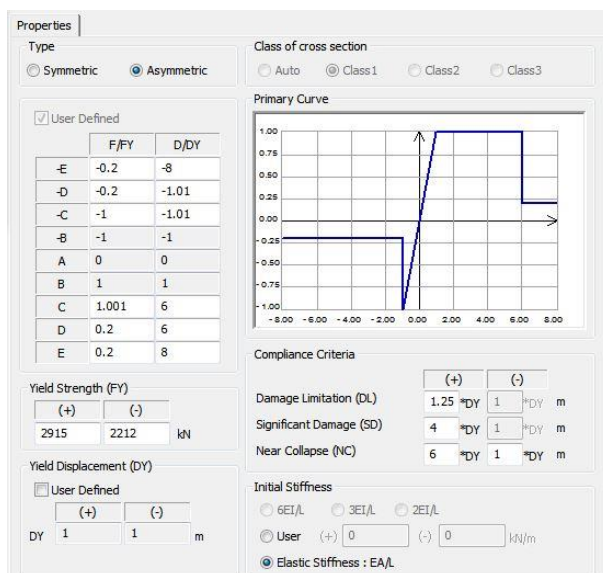


Figura 23 – Caratterizzazione cerniera assiale controventi e pilastri in acciaio.

4.4.4 Modellazione inelastica travi e pilastri in acciaio per sistemi a telaio

- per quanto concerne le travi e pilastri in acciaio dei sistemi a telaio disposti perpendicolarmente all'unità strutturale US3, sul fronte Ovest, è stata definita una doppia cerniera plastica flessionale ed a taglio.

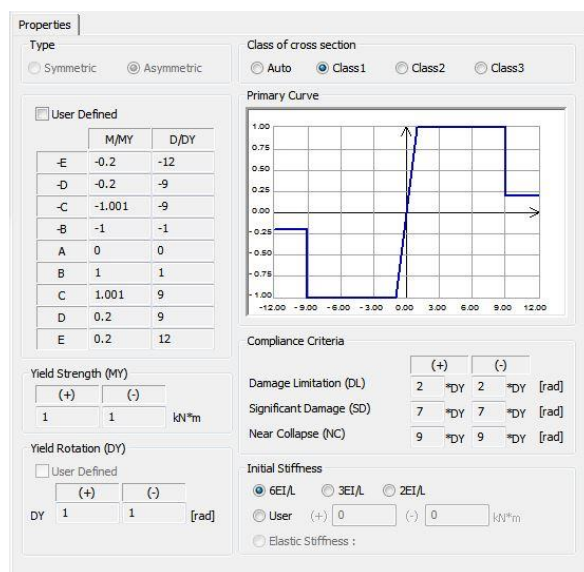


Figura 24 – Caratterizzazione cerniera flessionale per le travi ed i pilastri in acciaio dei sistemi a telaio.

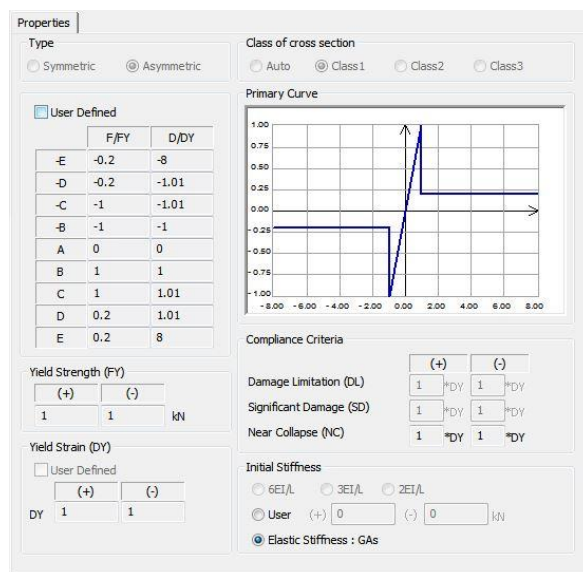


Figura 25 – Caratterizzazione cerniera a taglio per le travi ed i pilastri in acciaio dei sistemi a telaio.

4.5 Concezione intervento su Unità Strutturali US1, US2, US3, US4

Come illustrato nei precedenti paragrafi il corpo di fabbrica principale è costituito da quattro Unità Strutturali. L'intero complesso è il risultato di un'articolata evoluzione storica che ha portato all'attuale organizzazione distributiva.

Insieme alle vulnerabilità connesse alla tipologia strutturale e costruttiva, è importante sottolineare come tutti i rimaneggiamenti, ampliamenti o completamenti siano sempre stati eseguiti in continuità all'attiguo edificio esistente (seppur scollegati strutturalmente attraverso giunti di separazione) in modo da garantire la continuità funzionale tra le diverse sottostrutture. Tuttavia, la dimensione di tali giunti non appare, allo stato attuale, sufficiente a scongiurare l'interazione tra le diverse parti: non si può quindi escludere che in caso di eventi sismici rilevanti si verifichino fenomeni di martellamento dovuti all'oscillazione asincrona delle differenti sottostrutture (come anche evidenziato in fase di indagine di vulnerabilità). A tal riguardo è opportuna la seguente premessa: il problema sismico degli edifici in aggregato o ad essi assimilabili non risulta scientificamente risolto, e si ritiene di difficile o di impossibile risoluzione. Anche la normativa risente di questi limiti e riporta solamente alcuni cenni al problema, sottolineando l'impossibilità di fornire indicazioni e requisiti ben definiti. Il criterio comunemente adottato per gli edifici in muratura, di schematizzare l'intero complesso in singole unità strutturali, assume il significato di garantire una capacità di resistenza al sisma, almeno di ciascuna unità; diventa difficile od impossibile valutare l'azione trasmessa tra le diverse unità strutturali ed i fenomeni di martellamento tra esse. La norma non fornisce indicazioni sulla loro quantificazione e lascia a discrezione del progettista questa valutazione.

Risulta quindi evidente che la valutazione del comportamento sismico di una sottostruttura (o Unità Strutturale), analizzata singolarmente, possa essere considerato un possibile approccio di studio. Allo stesso tempo è importante sottolineare come ciascuna sottostruttura possa risentire dell'interazione con le altre parti.

Al di là della "cucitura" dei giunti attualmente presenti (da eseguire, ma a valle degli interventi che interesseranno le Unità Strutturali non oggetto del presente incarico), nel progetto definitivo di adeguamento è stato ritenuto opportuno studiare la risposta dell'intero complesso anche in funzione dei singoli comportamenti di tre macro-unità: US1-US2, US3 ed US4. Tale asserzione deriva dall'analisi dell'impianto planimetrico del corpo di fabbrica principale che vede un volume centrale a pianta rettangolare (US3) affiancato da due ali a pianta aperta (US1+US2 a Nord, US4 a Sud).

In tal senso, nel progetto definitivo, è stato quindi deciso di seguire due diversi approcci di analisi e quindi di modellazione:

- nel primo caso si è valutato l'intero complesso strutturale nell'ipotesi che i giunti attualmente presenti vengano eliminati, andando quindi a solidarizzare le diverse sottostrutture. Sotto tale condizione la risposta dell'intero complesso risulta di tipo globale ed i diversi solai sono considerati come infinitamente rigidi nel proprio piano. Tale approccio, come detto, prescinde tuttavia dall'effettiva organizzazione planimetrica dell'edificio che vede due corpi eccentrici opposti ed affiancati al fabbricato centrale (US3). Per tale ragione si ritiene questa configurazione come quella meno rispondente al reale comportamento strutturale in caso di evento sismico.
- nel secondo caso, si sono invece valutate individualmente le risposte sismiche delle tre strutture precedentemente identificate (US1-US2, US3 ed US4). Considerando inoltre che l'intervento di adeguamento sismico sull'intero edificio verrà conseguito per step successivi, si è infine valutato il comportamento dell'Unità Strutturale US1 analizzata singolarmente. Si ritiene che tale scelta sia necessaria dato che nel primo stralcio, gli interventi saranno localizzati sulle

sole Unità Strutturali US1 ed US3. Infine, è di interesse evidenziare che tutti i solai delle diverse sottostrutture sono complanari e quindi allineati in altezza. Tale configurazione fa sì che in caso di evento sismico nessun solaio possa esercitare una spinta (martellamento) in posizione sfalsata (nell'interpiano).

L'intervento di rinforzo proposto ha lo scopo di realizzare un sistema resistente indipendente rispetto alla struttura esistente, realizzando, sul perimetro dell'edificio, una serie di telai in acciaio controventati con piatti metallici al fine di incrementare la risposta strutturale nei confronti della sollecitazione sismica, ottimizzando allo stesso tempo (per quanto possibile) il rapporto tra resistenza e rigidità. Tale soluzione prevede infatti di realizzare le suddette strutture di contrasto distaccate dall'edificio (quindi non all'interno dei telai in c.a.), collegandole alla struttura esistente in corrispondenza degli orizzontamenti per mezzo di diaframmi di piano costituiti da diagonali, correnti e lesene realizzati con profili in acciaio a loro volta spinottati ai cordoli ed alle travi di bordo esistenti, e collegati ai solai esistenti per mezzo di piatti in acciaio.

Tale soluzione:

- permette di limitare il più possibile le interferenze delle lavorazioni con la normale attività all'interno del corpo di fabbrica principale;
- garantisce l'integrazione architettonica tra le opere di rinforzo e la struttura esistente, lasciando spazio a nuove soluzioni di facciata;
- comporta un limitato numero di operazioni di demolizione e di ripristino dell'esistente;
- prevede che tutte le strutture in acciaio siano trattate con opportune vernici intumescenti per garantire idonea resistenza al fuoco.

Per ulteriori informazioni e dettagli si rimanda alla consultazione del progetto definitivo, [11].

In questa fase è previsto che i controventi e le relative strutture orizzontali di collegamento ai fabbricati esistenti siano connessi solamente alle Unità Strutturali oggetto di incarico (US1 ed US3). In questa fase si specifica inoltre di non provvedere alla solidarizzazione delle varie sottostrutture attraverso cucitura dei giunti. Tale operazione, indispensabile per far sì che le strutture di controvento siano totalmente efficaci, è da rimandare alle successive fasi di intervento, una volta portato a termine l'intero processo di adeguamento sismico (intervenendo anche sulle Unità Strutturali US2 ed US4).

Per tale motivo si specifica che gli interventi previsti in questa fase sono da ritenersi propedeutici ed essenziali al raggiungimento dell'adeguamento sismico del corpo di fabbrica principale (costituito dalle Unità Strutturali US1, US2, US3 ed US4). Tuttavia l'adeguamento sismico potrà ritenersi raggiunto solamente a compimento delle successive fasi progettuali e realizzative (intese come completamento del sistema resistente ex-novo in acciaio proposto anche per le parti afferenti alle Unità Strutturali US2 ed US4).

I risultati ottenuti per le sole Unità Strutturali US1 ed US3 sono quindi da intendersi come funzionali e propedeutici allo studio della risposta globale dell'edificio e non come il raggiungimento dell'adeguamento sismico della singola Unità Strutturale.

Oltre ai rinforzi sismici di tipo globale appena descritti, sono stati inoltre progettati interventi di tipo puntuale. In particolare in questa fase verranno realizzati:

- Rinforzo tramite la messa in opera al piano seminterrato di pilastri in acciaio a sostegno delle pareti murarie non verificate ai carichi verticali, da mettere in opera con apposita vernice intumescente o in alternativa da proteggere mediante pannelli in cartongesso intonacato;
- Rinforzo dei pilastri di gronda con relativa connessione alle strutture sottostanti e soprastanti.

Si rimanda invece alle future fasi realizzative la messa in opera dei seguenti interventi di rinforzo:

- Incamiciatura in acciaio (con relativa protezione mediante pannelli in cartongesso intonacato) per i pilastri in cemento armato gettato in opera che sono risultati non verificati ai carichi verticali;
- Rinforzo flessionale, a taglio ed incremento della duttilità locale dei pilastri in c.a. del piano rialzato dell'Unità Strutturale US1 (pilastri corti) tramite incamiciatura metallica attraverso l'uso di mascherine metalliche dallo spessore di 6 mm, opportunamente protette da vernice intumescente o pannelli in cartongesso intonacato.

Al fine di migliorare il livello di conoscenza delle strutture sono state eseguite alcune indagini suppletive. Tali indagini integrative, eseguite a campione durante il corso del presente incarico, hanno evidenziato la presenza di armatura metallica del tipo Ø5 disposta con passo 20cm per quanto riguarda l'unità strutturale US1. Per quanto concerne invece l'unità strutturale US3, all'interno della cappa in calcestruzzo degli impalcati non è stata riscontrata la presenza di armatura diffusa. Per tale ragione, in questa fase progettuale, si ritiene confermata l'ipotesi di comportamento a diaframma per i solai dell'US1. Per l'US3, così come riportato al § 5.13, si ritiene che la presenza di una cappa di 4cm di spessore sia sufficiente al trasferimento dell'azione sismica agli elementi sismoresistenti.

5 ANALISI EDIFICIO SCOLASTICO (US1, US2, US3, US4)

Si illustrano di seguito gli elementi di rinforzo previsti e le relative verifiche.

5.1 Telai sismo-resistente in acciaio

L'intervento prevede:

- La realizzazione di un sistema resistente ex-novo caratterizzato da telai controventati con piatti metallici. Tali strutture saranno posizionate esternamente alla struttura esistente, con l'obiettivo di rendere la risposta sismica dell'intera struttura oggetto di intervento il più possibile omogenea in entrambe le direzioni principali (X e Y in pianta). L'obiettivo è quello di garantire un idoneo livello di resistenza e duttilità, ricentrando allo stesso tempo la posizione geometrica del centro di taglio rispetto al baricentro della struttura e limitando quindi il più possibile gli effetti torsionali. I telai controventati saranno posti vicino alle strutture esistenti, distanziati al più di circa 2.5m, in modo da permettere la creazione di un passaggio libero e conseguentemente la circolazione lungo il perimetro dei corpi di fabbrica esistenti;
- Connessione rigida tra i nuovi telai piani metallici e la struttura esistente, da realizzarsi lungo il perimetro degli edifici, in corrispondenza delle travi e dei cordoli in c.a.. Tale soluzione prevede la costituzione di diaframmi di piano esterni da realizzarsi attraverso travature reticolari o controventi di piano e membrature in acciaio opportunamente spinottate alle cordolature esistenti in c.a. (tramite ancoraggio chimico);
- Connessione tra i nuovi telai piani metallici ed i solai della struttura esistente, da realizzarsi tramite la costruzione di lesene disposte ortogonalmente alle facciate. Tale soluzione prevede la costituzione di ripartitori di piano da realizzarsi attraverso piatti metallici opportunamente spinottati ai solai esistenti;
- Realizzazione di pali di fondazione a sostegno dei telai metallici controventati di nuova costruzione al fine di garantire la loro stabilità nei confronti delle azioni di ribaltamento (e quindi rispetto alle azioni di trazione sulle colonne) non contrastate dai carichi verticali statici dell'edificio (peso proprio e carichi variabili);

Nelle future fasi di progettazione gli interventi proposti saranno completati da ripristini estetici: in particolare, sui fronti esterni (in corrispondenza dei telai metallici di nuova realizzazione), è prevista la creazione di soluzioni architettoniche di rivestimento per mascherare le nuove strutture metalliche di rinforzo.

Gli interventi proposti mirano a dare maggiore duttilità alla struttura esistente ed allo stesso tempo a sgravare dal ruolo di sistema resistente principale le attuali strutture in cemento armato e muratura portante, non progettate per rispondere a sollecitazioni di natura sismica. La scelta di usare piatti come elementi controventanti è stata adottata per soddisfare le prescrizioni normative sulla snellezza adimensionale dei controventi al fine di limitare il picco di sollecitazioni negli elementi non dissipativi del telaio quando, nei primi cicli di carico, entrambe le diagonali risultano attive. La necessità di rispettare sia un limite inferiore sia un limite superiore della snellezza implica l'esigenza di una valutazione realistica delle lunghezze di libera inflessione, contrariamente alla pratica progettuale usuale che, dovendo garantire solo una sufficiente resistenza a compressione, considera a favore di sicurezza una stima per eccesso della snellezza [12]. Inoltre, l'impiego di piatti disposti con il lato maggiore in direzione perpendicolare al controvento permette di evitare facilmente l'instabilità fuori piano, che può provocare

gravi danni ai tamponamenti (nei casi in cui i controventi sono disposti in adiacenza alla struttura esistente).

Gli elementi costituenti il nuovo sistema in acciaio sismo-resistente sono costituiti principalmente da telai con controventi concentrici ad X disposti lungo il perimetro degli edifici: i) colonne del tipo HEB240 e ii) travi IPE300 ad eccezione del livello del primo impalcato (+0.75m) dove sono state utilizzate travi IPE330. Come anticipato i controventi sono costituiti da piatti di dimensioni variabile (100x25mm e 80x25mm). Oltre ad i controventi concentrici diffusi lungo il perimetro, per il solo corpo di fabbrica US3 sono stati previsti 4 telai (Y-F1, Y-F2, Y-G1 e Y-G2) disposti in direzione Y. Tali strutture sono funzionali a irrigidire la struttura del corpo centrale in direzione trasversale, riducendo la massa di competenza dei controventi sismo-resistenti più esterni. Per permettere l'accesso alla struttura in corrispondenza del livello interrato e per mantenere la fruibilità degli spazi, per i soli telai posti sul fronte Ovest (Y-F2 e Y-G2), al livello inferiore è stata prevista la messa in opera di una struttura a telaio realizzata con profili del tipo HEM240. I piani superiori vedono invece la presenza di strutture reticolari controventate con diagonalis disposti a X secondo lo schema di intervento adottato per gli altri sistemi di irrigidimento.

Per consentire il trasferimento dell'azione sismica, i telai in acciaio vengono connessi alla struttura esistente mediante profili HEA160 che si innestano su profili UPN220 a loro volta connessi alle travi perimetrali esistenti in c.a. mediante spinotti M20 a passo 30cm. Il nuovo piano orizzontale che si viene a creare verrà poi controventato con profili in acciaio del tipo HEA160; il tutto verrà poi completato mediante un grigliato pressato in acciaio con funzione di piano di calpestio. Per i soli controventi di spina (Y-F2 e Y-G2) si prevede inoltre l'utilizzo di profili HEA260 per le travi di bordo. I controventi perimetrali verranno inoltre connessi puntualmente agli impalcati esistenti, in direzione ortogonale rispetto al piano di facciata, attraverso la realizzazione di lesene costituite da piatti in acciaio di dimensioni variabili tra 100x15mm e 150x25mm, da connettere ai solai di piano tramite spinottatura.

I nuovi telai metallici avranno fondazioni indipendenti realizzate su pali. In Figura 26 si riporta uno schema esemplificativo che illustra la disposizione in pianta di tutti i controventi con il relativo codice identificativo. Si precisa che la progettazione dei telai di controvento posti a ridosso dei corpi di fabbrica US2 e US4 non sono parte del presente incarico e la loro disposizione in pianta potrà essere oggetto di future modifiche.

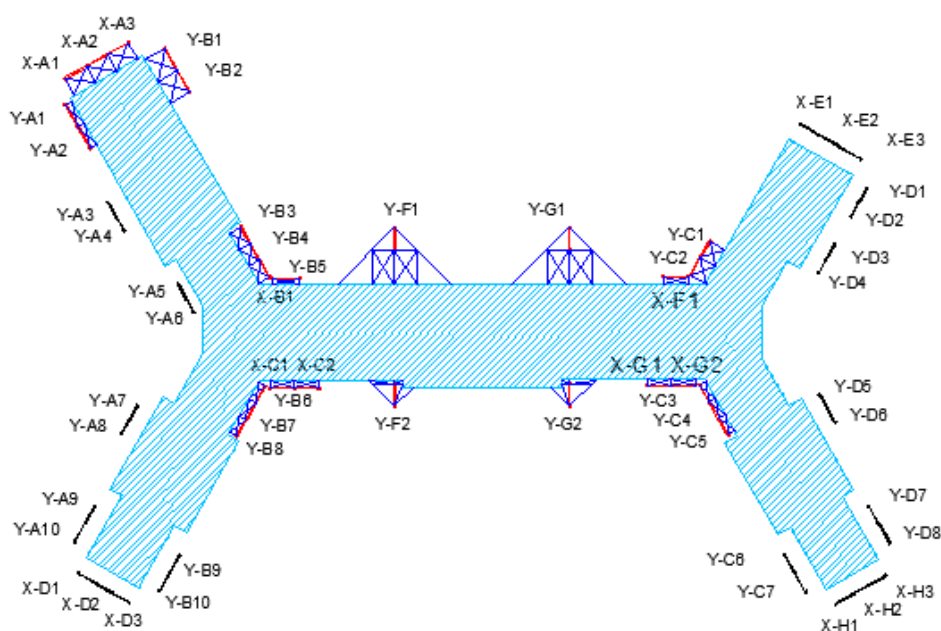


Figura 26 – Schema in pianta del nuovo sistema sismo-resistente in acciaio.

5.1.1 Dimensionamento e verifica dei controventi in acciaio

Per la progettazione dei controventi concentrici ad X, le luci di libera inflessione sono state calcolate nell'ipotesi che le diagonali siano collegate ai fazzoletti d'angolo ed al nodo centrale con vincoli di tipo incastro. Alla luce di tale assunzione i piatti diagonali verranno bullonati sia alla piastra centrale d'intersezione sia ai fazzoletti installati in corrispondenza dei nodi d'angolo con più file di bulloni.

Sulla base delle altezze d'interpiano e delle dimensioni di ciascuno telaio controventato, sono state ricavate le massime azioni resistenti a compressione ed a trazione per ciascun controvento e per ciascun piano. In particolare sono stati adottati piatti aventi dimensioni 100x25mm per il piano seminterrato e rialzato, e piatti aventi dimensioni pari a 80x25mm per i due piani superiori.

I dettagli geometrici di ciascun telaio controventato oggetto di intervento sono riportati in Tabella 20, Tabella 21, Tabella 22 e Tabella 23.

A titolo esemplificativo si mostra il procedimento per il calcolo della resistenza a trazione e per il calcolo del carico di instabilità del controvento X-A1 del piano rialzato. Si precisa che per il calcolo della lunghezza critica di instabilità (L_0) della semi-diagonale è stato applicato un coefficiente di vincolo pari a 0.56, coefficiente relativo ad uno schema statico di tipo doppio incastro.

Si procede quindi al calcolo della resistenza a trazione come segue:

$$N_{T,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \cdot 2500}{1.05} = 655kN$$

f_{yk} : la resistenza allo snervamento per l'acciaio, per S275 pari a 275MPa;

A : l'area del diagonale (i.e. 100x25= 2500mm²);

γ_{M0} : il coefficiente parziale di sicurezza;

Per il calcolo della resistenza a buckling si procede come segue:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0.285 \frac{275 \cdot 2500}{1.05} = 187kN$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2.116 + \sqrt{2.116^2 - 1.596^2}} = 0.285$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.594 - 0.2) + 1.596^2] = 2.116$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \lambda \cdot \frac{1}{\varepsilon \left(\pi \sqrt{\frac{E}{235}} \right)} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \cdot \frac{1}{\varepsilon \left(\pi \sqrt{\frac{E}{235}} \right)} = \frac{0.56L}{\sqrt{\frac{t}{12}}} \frac{1}{\sqrt{\frac{235}{f_y}} \left(\pi \sqrt{\frac{E}{235}} \right)} = \frac{1000}{\sqrt{\frac{25}{12}}} \frac{1}{\sqrt{\frac{235}{275}} \left(\pi \sqrt{\frac{210000}{235}} \right)} = 1.596$$

χ : fattore di riduzione;

γ_{M1} : il coefficiente parziale di sicurezza per l'instabilità;

α : coefficiente di imperfezione, pari a 0.49 per sezioni tipo piatti;

E : modulo elastico dell'acciaio;

I : modulo d'inerzia;

L_0 : lunghezza critica di instabilità;

t : spessore del piatto diagonale;

$\bar{\lambda}$: snellezza adimensionale;

λ_1 : snellezza euleriana;

λ : snellezza.

Nelle tabelle che seguono si riporta per ogni telaio di controvento: i) la dimensione in pianta, L , ii) le dimensioni in sezione del piatto diagonale, $b \times h$, iii) la resistenza a compressione per instabilità, $N_{b,Rd}$ e iv) la resistenza a trazione, $N_{T,Rd}$.

Tabella 20 – Diagonali di controvento delle strutture reticolari per US1.

	Livello	L [m]	$b \times h$ [mm]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{T,Rd}$ [kN]
X-A1	Piano seminterrato	3.05	100x25	327	655
X-A2	Piano seminterrato	3.05	100x25	327	655
X-A3	Piano seminterrato	3.05	100x25	327	655
Y-A1	Piano seminterrato	3.15	100x25	316	655
Y-A2	Piano seminterrato	3.15	100x25	316	655
Y-B1	Piano seminterrato	3.15	100x25	316	655
Y-B2	Piano seminterrato	3.15	100x25	316	655
X-A1	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
X-A2	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
X-A3	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
Y-A1	Piano rialzato	3.15	100x25	181	655
Y-A2	Piano rialzato	3.15	100x25	181	655
Y-B1	Piano rialzato	3.15	100x25	181	655
Y-B2	Piano rialzato	3.15	100x25	181	655
X-A1	Piano primo e secondo	3.05	80x25	149	524
X-A2	Piano primo e secondo	3.05	80x25	149	524
X-A3	Piano primo e secondo	3.05	80x25	149	524
Y-A1	Piano primo e secondo	3.15	80x25	145	524
Y-A2	Piano primo e secondo	3.15	80x25	145	524
Y-B1	Piano primo e secondo	3.15	80x25	145	524
Y-B2	Piano primo e secondo	3.15	80x25	145	524

Tabella 21 – Diagonali di controvento delle strutture reticolari per US3 – piano seminterrato.

	Livello	L [m]	b x h [mm]	N_{b,Rd} [kN]	N_{T,Rd} [kN]
X-B1	Piano seminterrato	3.50	100x25	270	655
X-C1	Piano seminterrato	3.05	100x25	328	655
X-C2	Piano seminterrato	3.05	100x25	328	655
X-F1	Piano seminterrato	3.15	100x25	317	655
X-G1	Piano seminterrato	3.05	100x25	328	655
X-G2	Piano seminterrato	3.05	100x25	328	655
Y-B3	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-B4	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-B5	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-B6	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-B7	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-B8	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-C1	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-C2	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-C3	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-C4	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-C5	Piano seminterrato	2.40	100x25	428	655
Y-F1	Piano seminterrato	2.80	100x25	370	655
Y-F2	Piano seminterrato	2.80	-		
Y-G1	Piano seminterrato	2.80	100x25	370	655
Y-G2	Piano seminterrato	2.80	-		

Tabella 22 – Diagonali di controvento delle strutture reticolari per US3 – piano rialzato.

	Livello	L [m]	b x h [mm]	N_{b,Rd} [kN]	N_{T,Rd} [kN]
X-B1	Piano rialzato	3.50	100x25	162	655
X-C1	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
X-C2	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
X-F1	Piano rialzato	3.15	100x25	181	655
X-G1	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
X-G2	Piano rialzato	3.05	100x25	187	655
Y-B3	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-B4	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-B5	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-B6	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-B7	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-B8	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-C1	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-C2	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-C3	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-C4	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-C5	Piano rialzato	2.40	100x25	224	655
Y-F1	Piano rialzato	2.80	100x25	203	655
Y-F2	Piano rialzato	2.80	100x25	203	655
Y-G1	Piano rialzato	2.80	100x25	203	655
Y-G2	Piano rialzato	2.80	100x25	203	655

Tabella 23 – Diagonali di controvento delle strutture reticolari per US3 – piano primo e secondo.

	Livello	L [m]	b x h [mm]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{T,Rd}$ [kN]
X-B1	Piano primo e secondo	3.50	80x25	130	524
X-C1	Piano primo e secondo	3.05	80x25	149	524
X-C2	Piano primo e secondo	3.05	80x25	149	524
X-F1	Piano primo e secondo	3.15	80x25	145	524
X-G1	Piano primo e secondo	3.05	80x25	150	524
X-G2	Piano primo e secondo	3.05	80x25	150	524
Y-B3	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-B4	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-B5	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-B6	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-B7	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-B8	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-C1	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-C2	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-C3	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-C4	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-C5	Piano primo e secondo	2.40	80x25	179	524
Y-F1	Piano primo e secondo	2.80	80x25	162	524
Y-F2	Piano primo e secondo	2.80	80x25	162	524
Y-G1	Piano primo e secondo	2.80	80x25	162	524
Y-G2	Piano primo e secondo	2.80	80x25	162	524

Per il pre-dimensionamento dei telai controventati è stato utilizzato un modello semplificato della struttura su cui è stata condotta un'analisi a spettro di risposta. Di seguito si riportano le ipotesi semplificative poste alla base del modello di calcolo:

- L'80% dell'azione sismica è stata affidata al nuovo sistema di rinforzo, (ipotesi cautelativa);
- Il contributo in termini di rigidezza dato dalla struttura esistente è stato considerato;
- Lo spettro di risposta è stato amplificato per il coefficiente 1.3 per tenere in conto dei possibili effetti torsionali di natura accidentale;
- Le masse dell'edificio esistente sono state modellate come masse concentrate ai piani, nell'ipotesi di presenza di diaframma di piano;
- La componente rotazionale delle masse è stata opportunamente considerata;
- Coerentemente alla logica della gerarchia delle resistenze (progettazione a diagonali tese attive), per ogni telaio di controvento, in relazione alla direzione del sisma, è stata modellata solamente una delle due diagonali. Fanno eccezione gli elementi di controvento del piano seminterrato relativi all'unità strutturale US3 per i quali il carico di instabilità risulta superiore a metà della resistenza a trazione.

A titolo esemplificativo di seguito si riportano le azioni massime agenti nei diagonalali di controvento per i telai sismo-resistenti dell'unità strutturale US3, disposti in direzione X. I risultati fanno riferimento al sisma in direzione X.

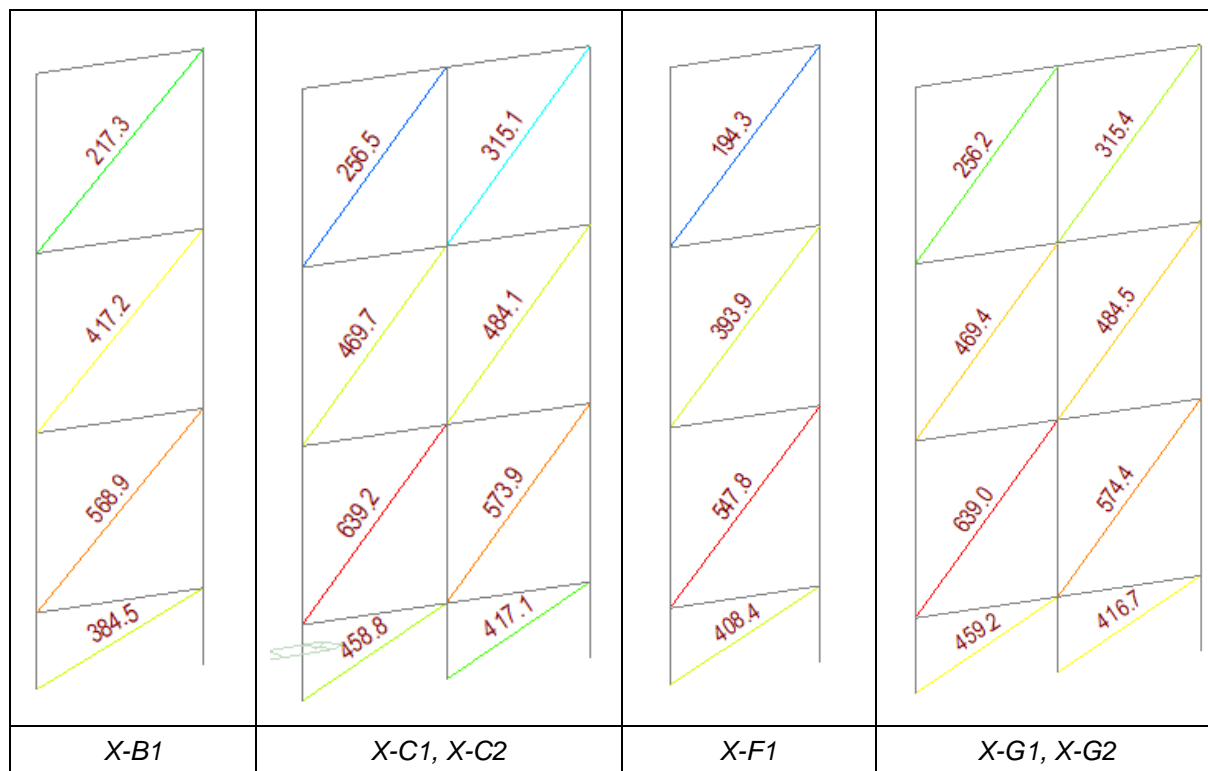


Figura 27 – Risultati dell'analisi semplificata a spettro di risposta per sisma in direzione X, US3.

In Figura 28 si riporta invece un riepilogo dei principali risultati con evidenziati i coefficienti di sovrarresistenza della struttura e le principali azioni sollecitanti.

ID Controvento		X-B1	X-C1	X-C2	X-F1	X-G1	X-G2
Ampiezza campata livello inferiore	$b_o [m]$	3.5	3.05	3.05	3.15	3.05	3.05
Altezza livello inferiore	$h_o [m]$	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
Angolo di inclinazione livello inferiore	$\alpha_o [^\circ]$	22.50	25.43	25.43	24.72	25.43	25.43
Ampiezza campata livello tipo	$b_t [m]$	3.5	3.05	3.05	3.15	3.05	3.05
Altezza livello tipo	$h_t [m]$	3.4	3.4	3.40	3.4	3.4	3.4
Angolo di inclinazione livello tipo	$\alpha_t [^\circ]$	44.17	48.11	48.11	47.19	48.11	48.11
Azione sollecitante diagonale piano seminterrato	$N_{Ed,R}$	384.5	458.8	417.1	408.4	459.2	416.7
Azione sollecitante diagonale piano rialzato	$N_{Ed,1}$	568.9	639.2	573.9	547.8	639.0	639.0
Azione sollecitante diagonale piano primo	$N_{Ed,2}$	417.2	469.7	484.1	393.9	469.4	469.4
Azione sollecitante diagonale piano secondo	$N_{Ed,3}$	217.3	256.5	315.1	194.3	256.2	256.2
Resistenza diagonale piano rialzato	$N_{Rd,R}$	654.8	654.8	654.8	654.8	654.8	654.8
Resistenza diagonale piano primo	$N_{Rd,1}$	654.8	654.8	654.8	654.8	654.8	654.8
Resistenza diagonale piano secondo	$N_{Rd,2}$	523.8	523.8	523.8	523.8	523.8	523.8
Resistenza diagonale piano terzo	$N_{Rd,3}$	523.8	523.8	523.8	523.8	523.8	523.8
Coefficiente di sovraresistenza diagonale piano seminterrato	Ω_R	1.70	1.43	1.57	1.60	1.43	1.57
Coefficiente di sovraresistenza diagonale piano rialzato	Ω_1	1.15	1.02	1.14	1.20	1.02	1.02
Coefficiente di sovraresistenza diagonale piano primo	Ω_2	1.26	1.12	1.08	1.33	1.12	1.12
Coefficiente di sovraresistenza diagonale piano secondo	Ω_3	2.41	2.04	1.66	2.70	2.04	2.04
Azione assiale statica di compressione su colonna	$N_{Ed,g}$	31.1	44.1	44.1	28.9	44.1	44.1
Fattore di sovraresistenza del materiale	γ_{Rd}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
Coefficiente amplificativo		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Coefficiente di sovraresistenza	Ω	1.15	1.02	1.08	1.20	1.02	1.02
Moltiplicatore (gerarchia delle resistenze)	α	1.58	1.41	1.49	1.64	1.41	1.41
Azione assiale di compressione su colonna in comb. sismica	$N_{Ed,c}$	1591	1753	1831	1679	1753	1727
Resistenza di progetto di buckling della colonna	$N_{b,Rd,c}$	2526	2526	2526	2526	2526	2526
CHECK		OK	OK	OK	OK	OK	OK
Azione sollecitante sulla trave IPE330	$N_{Ed,t}$	562.1	583.6	560.4	609.7	584.3	530.2
Momento sollecitante statico agente sulla trave IPE330	$M_{Ed,g,t}$	5.5	3.9	3.9	4.4	3.9	3.9
Azione assiale resistente trave IPE330	$N_{pl,Rd,t}$	2063	2063	2063	2063	2063	2063
Momento resistente trave IPE330	$M_{Rd,t}$	272	272	272	272	272	272
CHECK		0.29	0.30	0.29	0.31	0.30	0.27
		OK	OK	OK	OK	OK	OK
Azione sollecitante sulla trave IPE300	$N_{Ed,t}$	645.8	601.2	570.2	611.9	601.2	601.2
Momento sollecitante statico agente sulla trave IPE300	$M_{Ed,g,t}$	5.4	3.8	3.8	4.4	3.8	3.8
Azione assiale resistente trave IPE300	$N_{pl,Rd,t}$	1783	1783	1783	1783	1783	1783
Momento resistente trave IPE300	$M_{Rd,t}$	213	213	213	213	213	213
CHECK		0.39	0.36	0.34	0.36	0.36	0.36
		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Figura 28 – Riepilogo principali risultati dell'analisi semplificata a spettro di risposta – US3, direzione X.

Dall'analisi della precedente tabella si evince innanzitutto che la diagonale maggiormente sollecitata risulta quella del piano rialzato. Sulla base del coefficiente di sovraresistenza minimo, Ω , si procede al calcolo delle azioni massime sollecitanti agenti su travi e colonne. Note le azioni di progetto si procede alla verifica preliminare di resistenza di travi e colonne considerate prevalentemente soggette a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo, tale per cui risulta:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} < 1$$

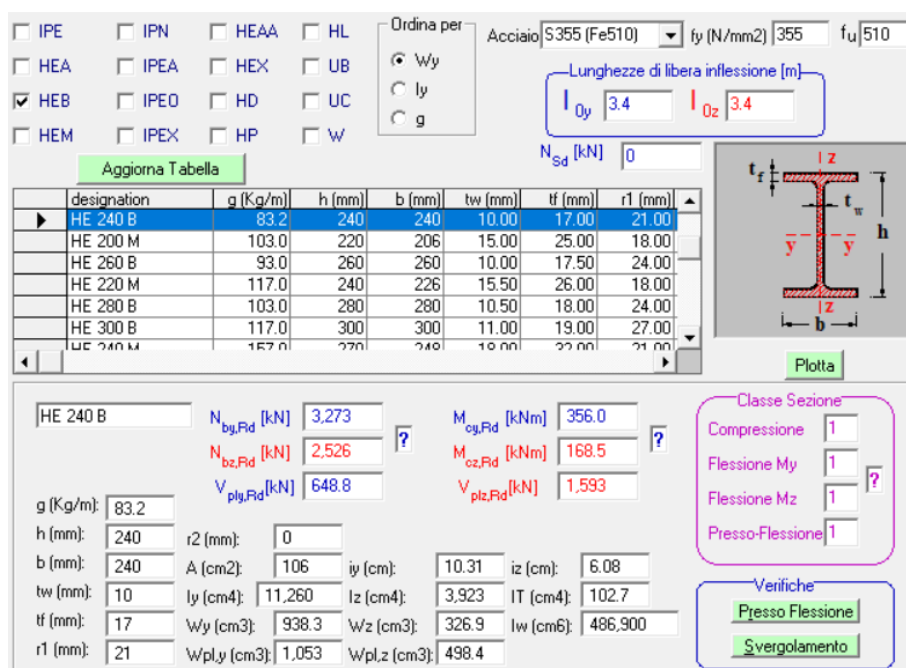
$$\frac{N_{Ed,G} + \alpha N_{Ed,E}}{N_{b,Rd,c}} = \frac{N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}}{N_{b,Rd,c}} < 1$$

Essendo:

- γ_{Rd} : il coefficiente di sovraresistenza del materiale acciaio (pari a 1.25 per acciaio S275);
- Ω : il coefficiente di sovraresistenza calcolato in precedenza;
- $N_{Ed,G}$: l'azione assiale di compressione nei montanti verticali per effetto dei carichi statici in combinazione sismica;
- $N_{Ed,E}$: l'azione assiale di compressione nei montanti verticali per effetto del sisma;
- $N_{b,Rd,c}$ la resistenza ad instabilità per profilo HE240B funzione della lunghezza critica (pari a 2526kN per un'altezza di libera inflessione pari a 3.4m).

A titolo di esempio si riporta il calcolo per la colonna del controvento X-B1:

$$\frac{31.1 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.15 \cdot [(217.3 + 417.2 + 568.9) \cdot \sin(44.17) + 384.5 \cdot \sin(22.5)]}{2522} = \frac{31.1 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.15 \cdot 986}{2526} = \frac{1591}{2526} < 1$$



Design Parameters:

- Material: Acciaio S355 (Fe510)
- Yield strength f_y (N/mm²): 355
- Tensile strength f_u (N/mm²): 510
- Ordering: Wy
- Free inflection lengths (m): l_{0y} 3.4, l_{0z} 3.4
- Design axial force N_{sd} (kN): 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 240 B	83.2	240	240	10.00	17.00	21.00
HE 200 M	103.0	220	206	15.00	25.00	18.00
HE 260 B	93.0	260	260	10.00	17.50	24.00
HE 220 M	117.0	240	226	15.50	26.00	18.00
HE 280 B	103.0	280	280	10.50	18.00	24.00
HE 300 B	117.0	300	300	11.00	19.00	27.00

Design Results for HE 240 B:

- Design axial force $N_{b,Rd}$ (kN): 3,273
- Design bending moment $M_{b,Rd}$ (kNm): 356.0
- Design shear force $V_{b,Rd}$ (kN): 2,526
- Design axial force $N_{pl,Rd}$ (kN): 648.8
- Design bending moment $M_{oz,Rd}$ (kNm): 168.5
- Design shear force $V_{pl,Rd}$ (kN): 1,593

Section Properties:

- g (Kg/m): 83.2
- h (mm): 240
- b (mm): 240
- tw (mm): 10
- tf (mm): 17
- r1 (mm): 21
- r2 (mm): 0
- A (cm²): 106
- Iy (cm⁴): 11,260
- Iz (cm⁴): 3,323
- IT (cm⁴): 102.7
- Wy (cm³): 938.3
- Wz (cm³): 326.9
- Iw (cm⁶): 486,900
- Wpl,y (cm³): 1,053
- Wpl,z (cm³): 498.4

Classificazione Sezione:

- Compressione: 1
- Flessione My: 1
- Flessione Mz: 1
- Presso-Flessione: 1

Verifiche:

- Presso Flessione: ☐
- Svergolamento: ☐

Figura 29 – Riepilogo dei dati geometrici e di resistenza per HE240, S355JR.

Allo stesso modo vanno amplificate le azioni assiali nelle travi dei controventi posti a livello del piano seminterrato (IPE330 – S355) e rialzato (IPE300 – S355). A tal fine si possono calcolare le azioni nelle travi a partire dalle azioni sollecitanti di trazione presenti nelle diagonali, moltiplicando per il coseno dell'angolo di inclinazione del piano di riferimento e amplificando opportunamente per il coefficiente α .

Si noti inoltre che le travi devono sopportare il carico statico, che determina il momento in mezzera, $M_{Ed,g}$. Pertanto la verifica lato trave viene eseguita controllando la veridicità della seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_{Ed,g}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} < 1$$

A titolo di esempio di riporta quindi la verifica per il controvento X-B1 per la trave IPE330:

$$\frac{5.4}{271.9} + \frac{384.5 \cdot \cos(22.5) \cdot 1.58}{2063} = \frac{5.4}{271.9} + \frac{562.1}{2063} = 0.020 + 0.273 = 0.293 < 1$$

The screenshot shows the NEWORK software interface for the design of an IPE 330 beam. The main window displays a table of beam properties, a section diagram, and a summary of design data and verification results.

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 240	30.7	240	120	6.20	9.80	15.00
IPE 270	36.1	270	135	6.60	10.20	15.00
IPE 300	42.2	300	150	7.10	10.70	15.00
IPE 330	49.1	330	160	7.50	11.50	18.00
IPE 360	57.1	360	170	8.00	12.70	18.00
IPE 400	66.3	400	180	8.60	13.50	21.00
IPE 450	77.0	450	190	9.40	14.50	21.00

Design data for IPE 330:

- g (Kg/m): 49.1
- h (mm): 330
- b (mm): 160
- tw (mm): 7.5
- tf (mm): 11.5
- r1 (mm): 18
- r2 (mm): 0
- A (cm²): 62.61
- Iy (cm⁴): 11,770
- Iz (cm⁴): 788.1
- IT (cm⁴): 28.15
- Wly (cm³): 713.1
- Wlz (cm³): 98.52
- Iw (cm⁶): 199,100
- Wply (cm³): 804.3
- Wplz (cm³): 153.7

Design forces and moments:

- N_{bg,Rd} [kN]: 2,063
- N_{bz,Rd} [kN]: 2,063
- V_{ply,Rd} [kN]: 601.5
- M_{og,Rd} [kNm]: 271.9
- M_{oz,Rd} [kNm]: 51.97
- V_{plz,Rd} [kN]: 718.3

Classificazione sezione:

- Compressione: 4
- Flessione My: 1
- Flessione Mz: 1
- Presso-Flessione: 1

Verifiche:

- Presso Flessione: ☐
- Svergolamento: ☐

Figura 30 - Riepilogo dei dati geometrici e di resistenza per IPE330, S355JR.

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S355 (Fe510) f_y (N/mm²): 355 f_u : 510

Lunghezze di libera inflessione (m): l_{0y} 0 l_{0z} 0

N_{sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 240	30.7	240	120	6.20	9.80	15.00
IPE 270	36.1	270	135	6.60	10.20	15.00
IPE 300	42.2	300	150	7.10	10.70	15.00
IPE 330	49.1	330	160	7.50	11.50	18.00
IPE 360	57.1	360	170	8.00	12.70	18.00
IPE 400	66.3	400	180	8.60	13.50	21.00
IPE 450	77.0	450	190	9.40	14.50	21.00

Plotta

IPE 300 $N_{ty,Rd}$ [kN]: 1.783 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 1.783 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 501.3
 $M_{oy,Rd}$ [kNm]: 212.5 $M_{oz,Rd}$ [kNm]: 42.33 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 626.6

g (Kg/m): 42.2 h (mm): 300 r2 (mm): 0
 b (mm): 150 A (cm²): 53.81 i_y (cm): 12.46 i_z (cm): 3.35
 tw (mm): 7.1 I_y (cm⁴): 8,356 I_z (cm⁴): 603.8 I_T (cm⁴): 20.12
 tf (mm): 10.7 W_y (cm³): 557.1 W_z (cm³): 80.5 I_w (cm⁶): 125,900
 r1 (mm): 15 $W_{pl,y}$ (cm³): 628.4 $W_{pl,z}$ (cm³): 125.2

Classe Sezione
 Compressione: 4
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche
 Presso Flessione
 Svergolamento

Figura 31 - Riepilogo dei dati geometrici e di resistenza per IPE300, S355JR.

5.1.2 Risultati analisi statiche non lineari

Una volta terminato il processo di predimensionamento sono state condotte analisi statiche non lineari (analisi pushover) per verificare la correttezza delle ipotesi alla base del calcolo. Le curve di capacità e i risultati delle conseguenti verifiche sono riportati nelle figure che seguono. In particolare sono state eseguite otto analisi statiche non lineari:

1. distribuzione di forze da Gruppo 1 e Gruppo 2 – Direzione +X;
2. distribuzione di forze da Gruppo 1 e Gruppo 2 – Direzione -X;
3. distribuzione di forze da Gruppo 1 e Gruppo 2 – Direzione +Y;
4. distribuzione di forze da Gruppo 1 e Gruppo 2 – Direzione -Y.

Per quanto concerne il corpo di fabbrica principale, in questo documento vengono esaminate le prestazioni delle unità strutturali US1 e US3 analizzate singolarmente. Tuttavia la progettazione dei nuovi sistemi sismoresistenti tiene conto della concezione strutturale discussa nel progetto definitivo di adeguamento sismico, [11], che ha preso in considerazione sia la risposta sismica locale delle singole unità strutturali, sia il comportamento globale del fabbricato principale inteso come unico corpo di fabbrica. Come anticipato, tale scelta deriva dalla consapevolezza del complesso livello di interazione tra le diverse sottostrutture. Si precisa quindi che l'adeguamento del complesso edilizio potrà essere considerato tale solo al completamento di tutti gli interventi (compresi quelli rimandati alle future fasi di progettazione e/o realizzazione).

5.1.2.1 US1: Curve di capacità taglio-spostamento

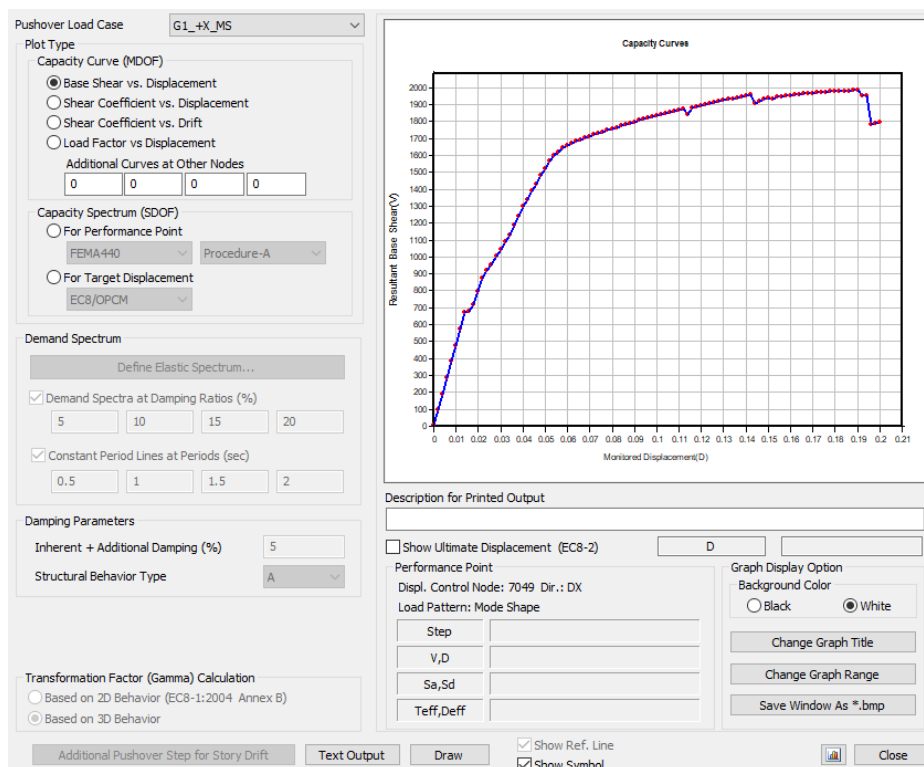


Figura 32 – US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +X, gruppo 1.

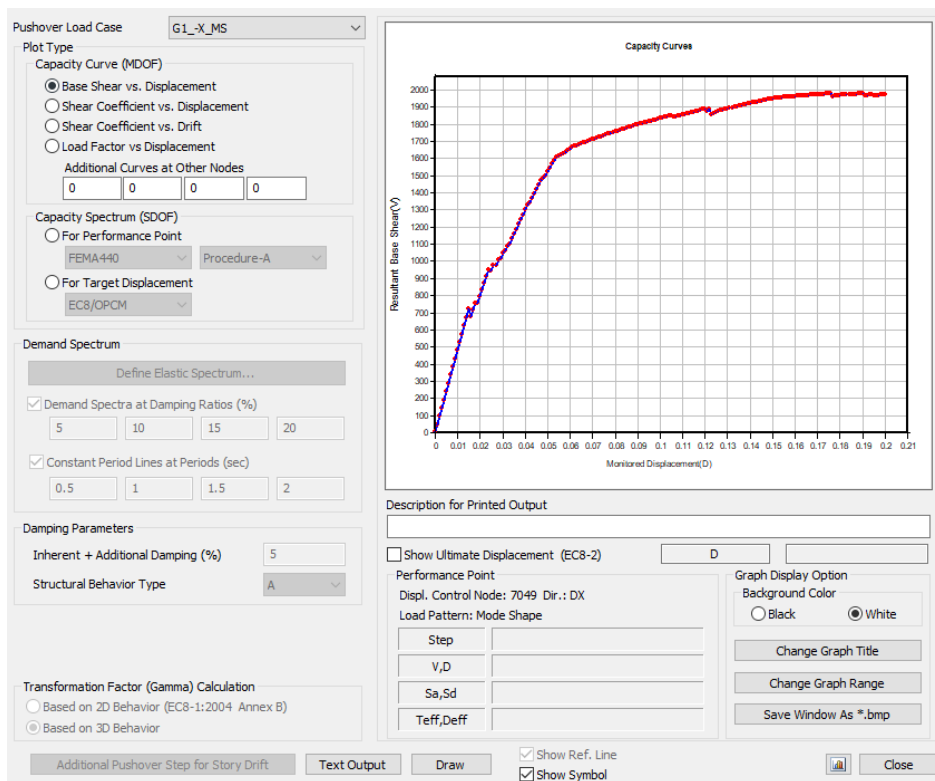


Figura 33 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -X, gruppo 1.

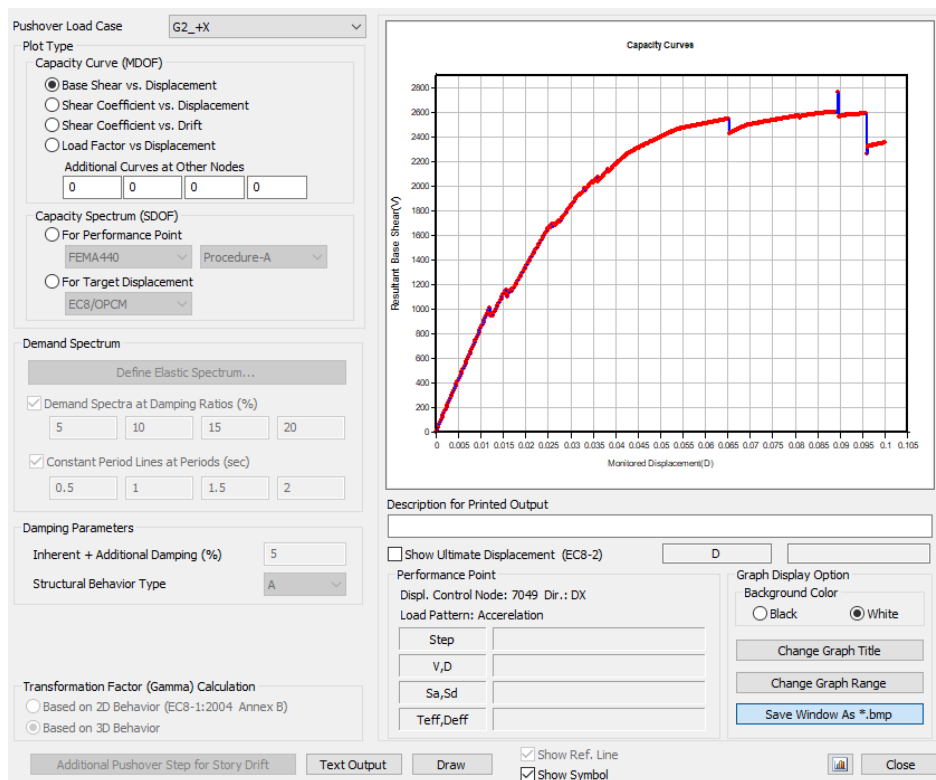


Figura 34 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +X, gruppo 2.

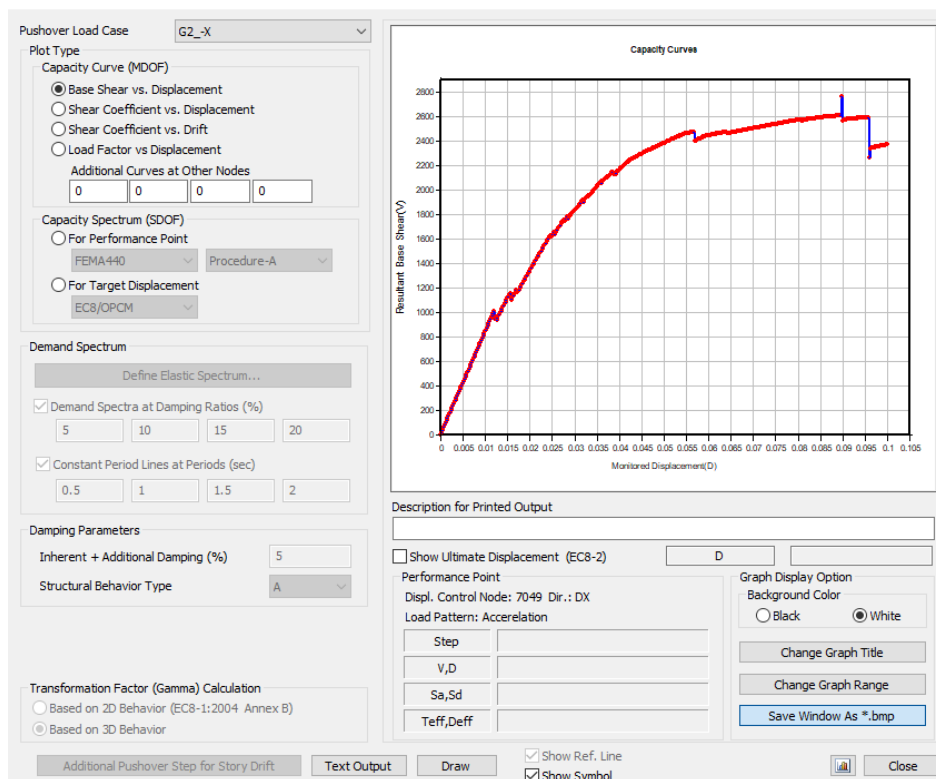


Figura 35 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -X, gruppo 2.

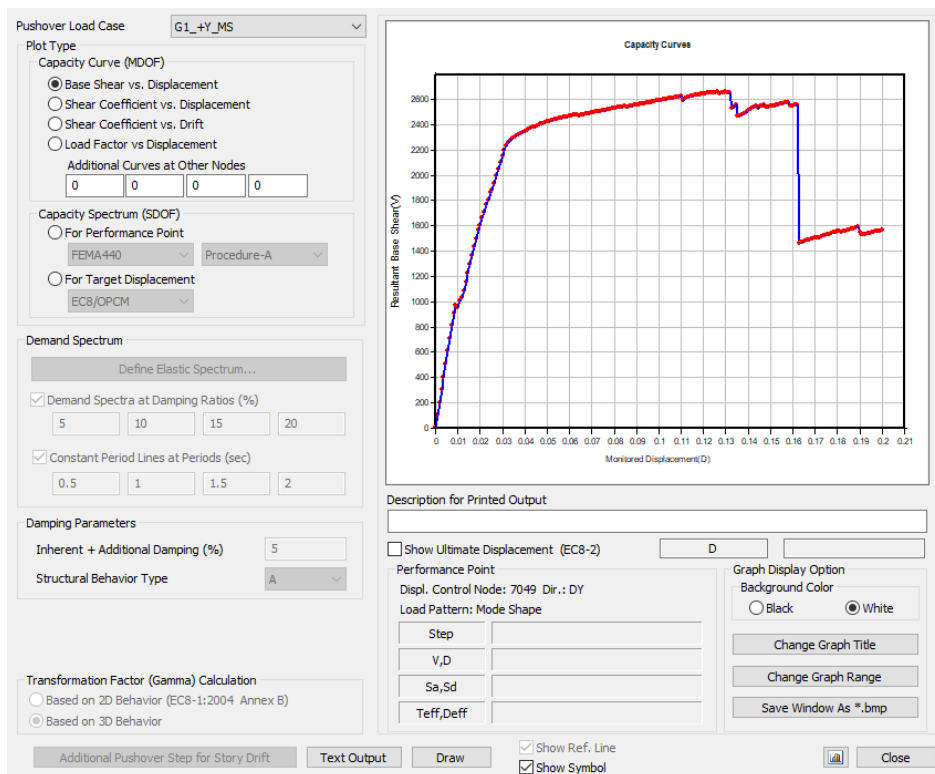


Figura 36 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +Y, gruppo 1.

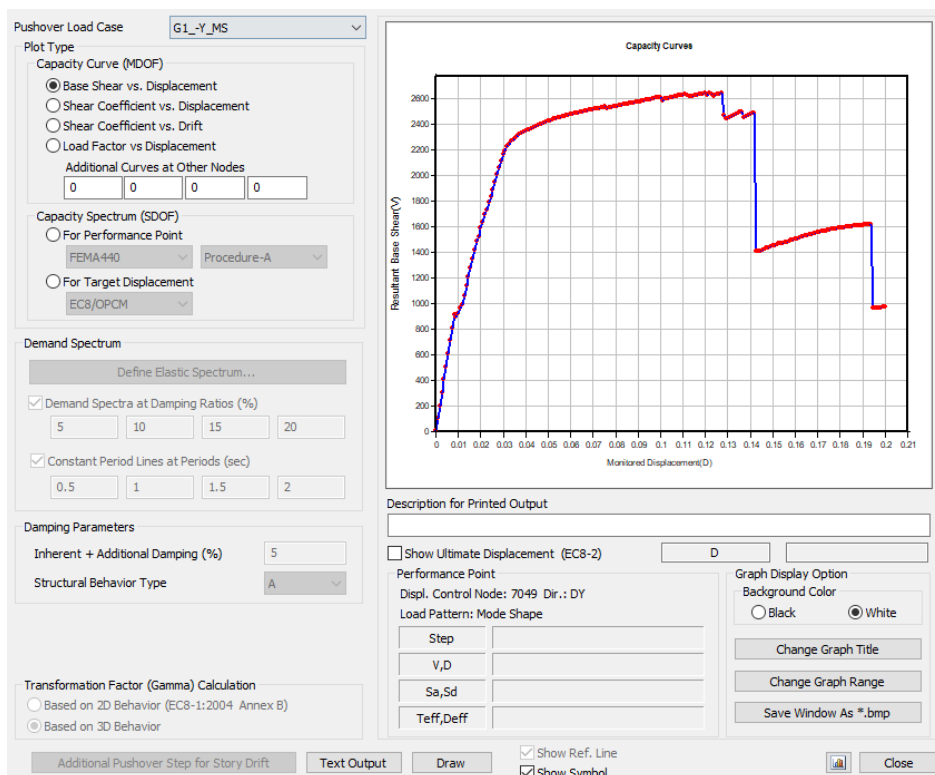


Figura 37 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -Y, gruppo 1.

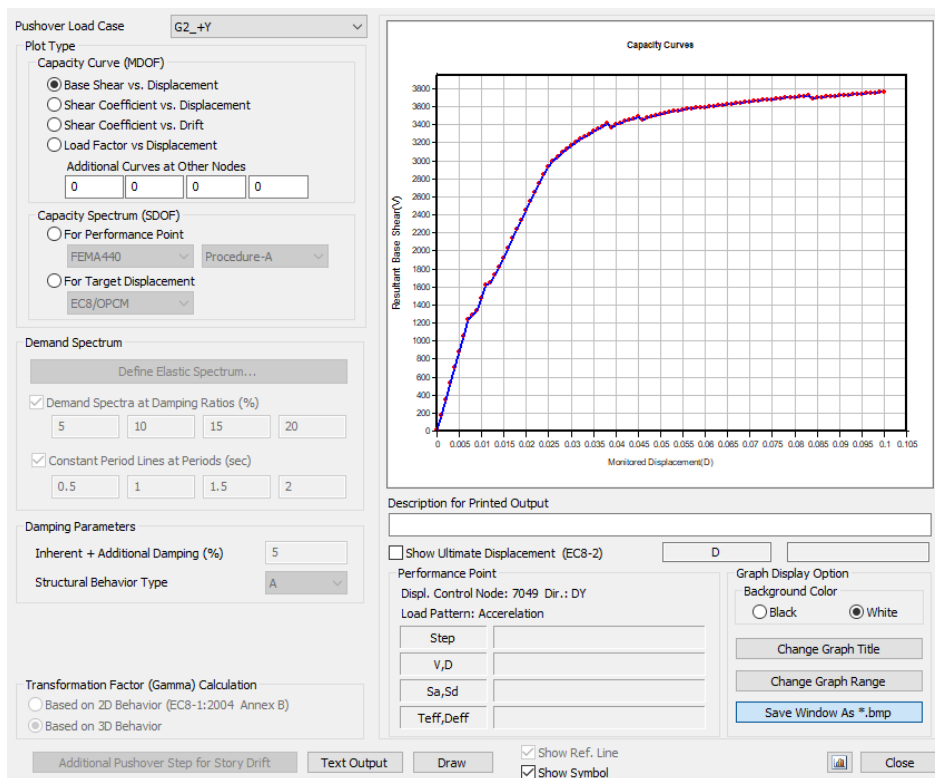


Figura 38 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +Y, gruppo 2.

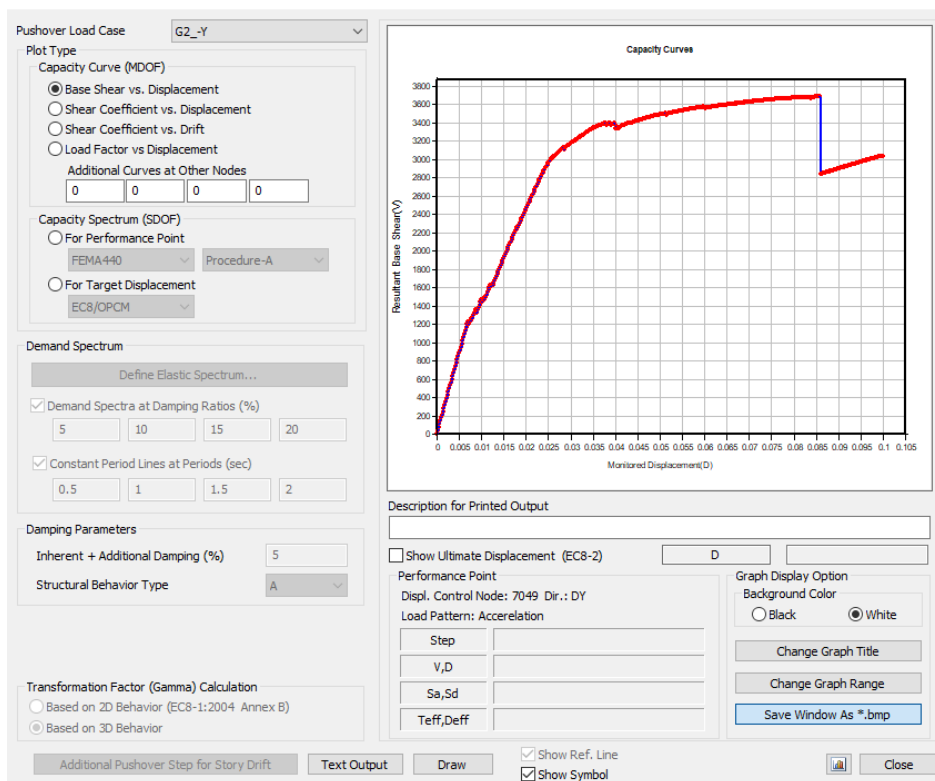


Figura 39 - US1: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -Y, gruppo 2.

5.1.2.2 US1: Verifiche ADRS

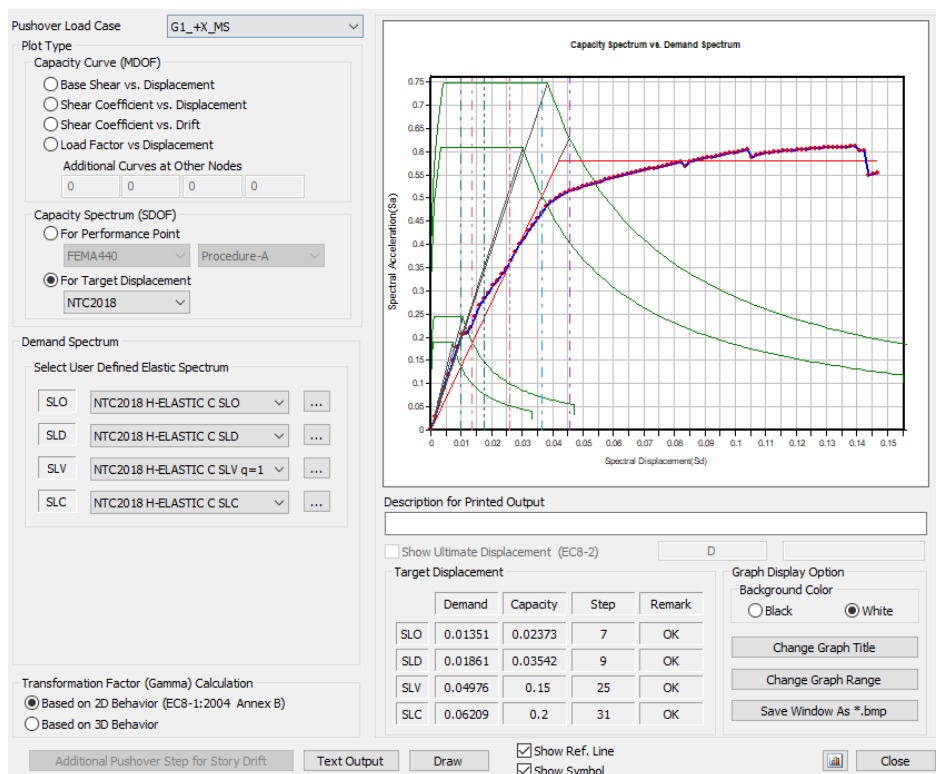


Figura 40 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione +X, gruppo 1.

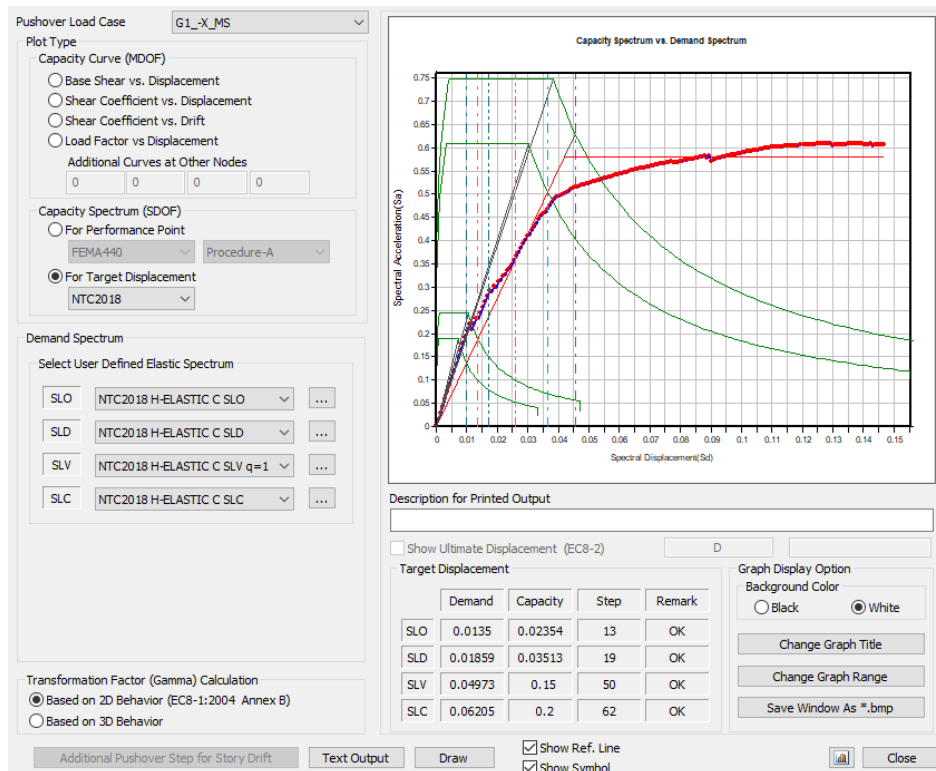


Figura 41 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione -X, gruppo 1.

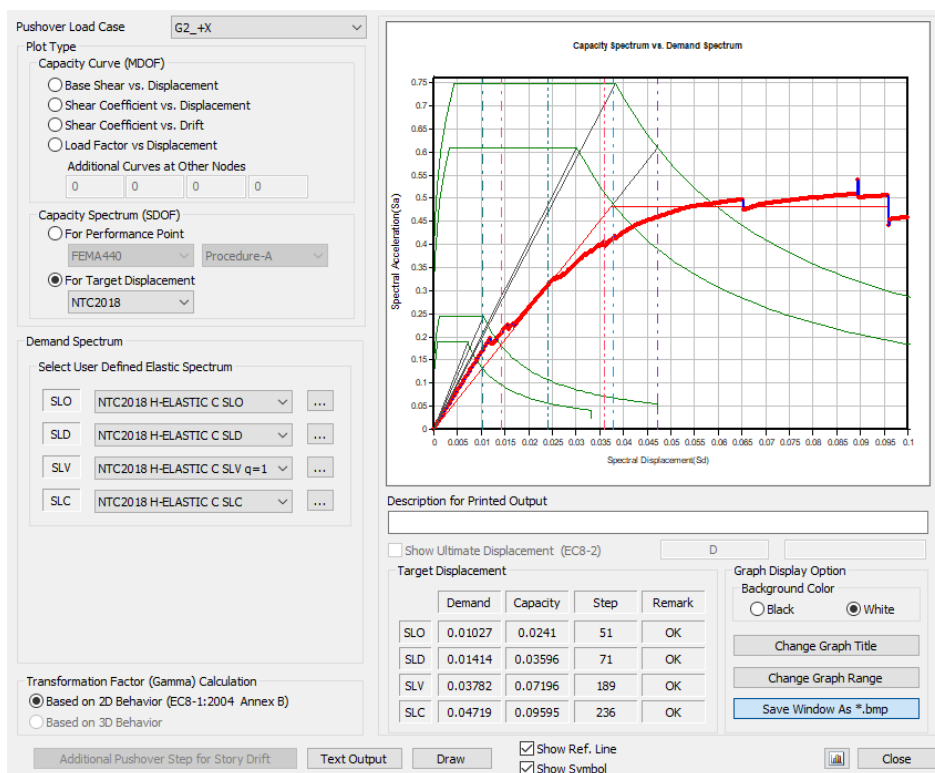


Figura 42 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione +X, gruppo 2.

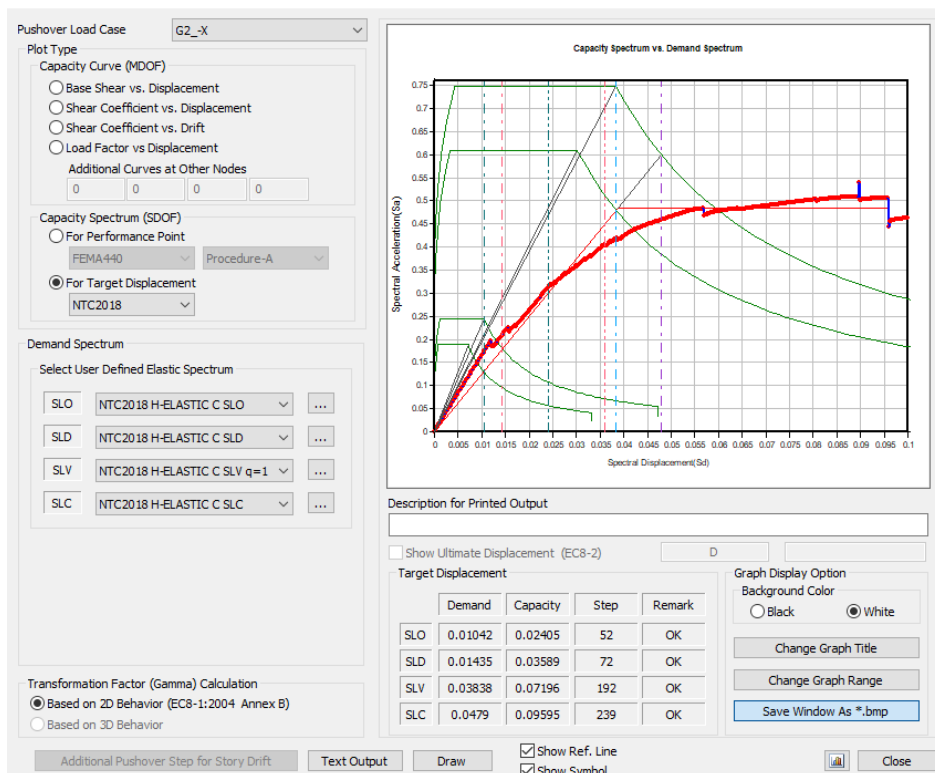


Figura 43 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione -X, gruppo 2.

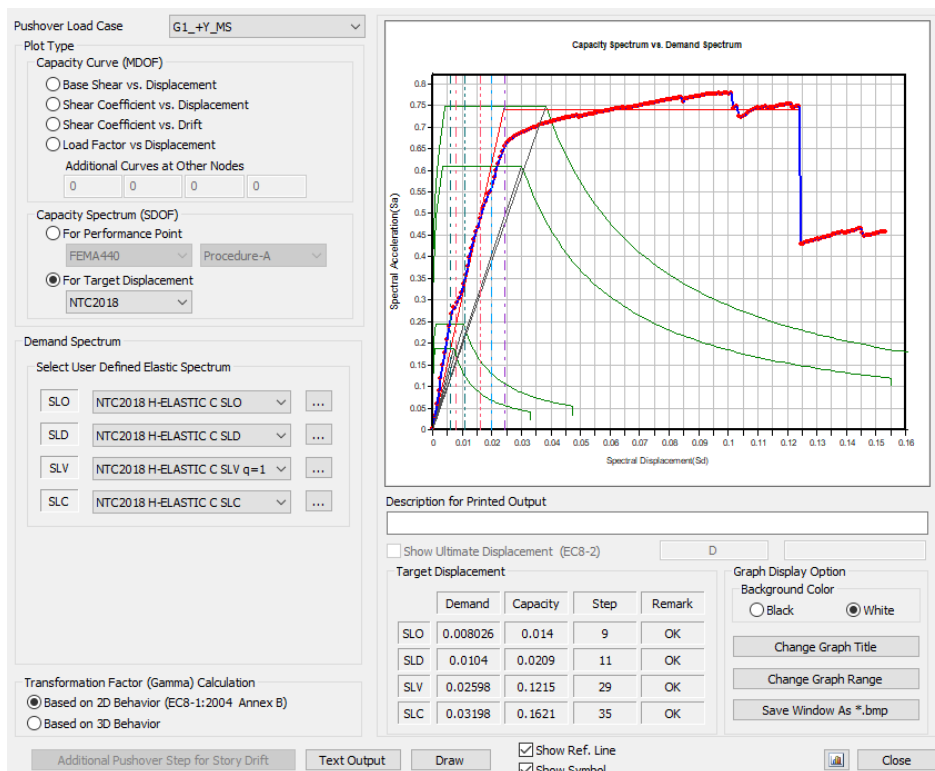


Figura 44 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione +Y, gruppo 1.

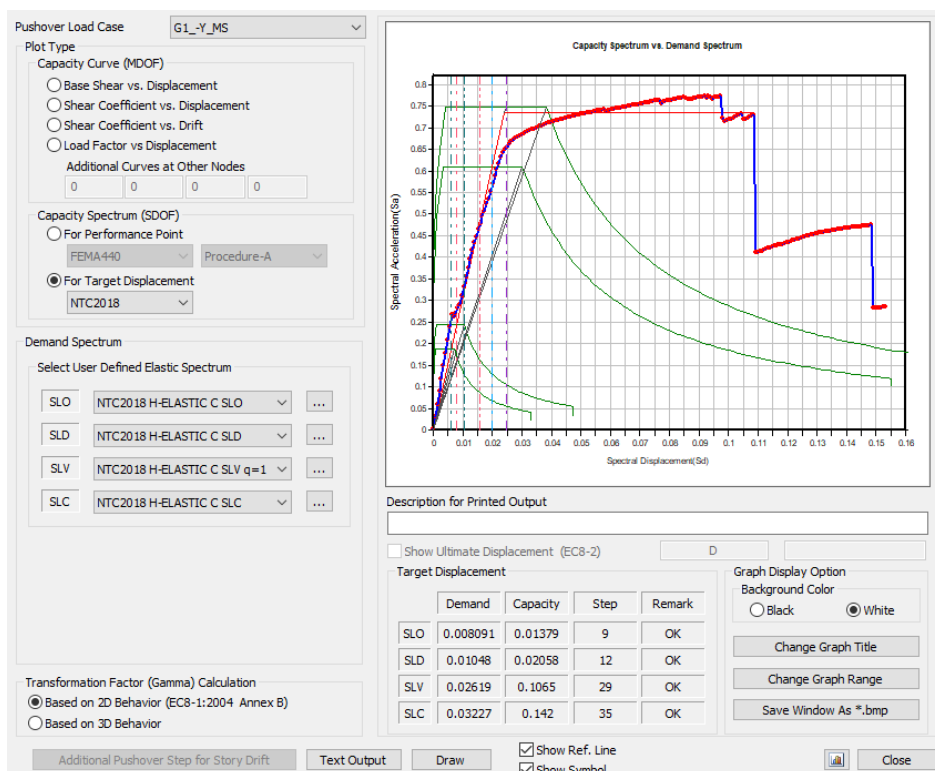


Figura 45 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione -Y, gruppo 1.

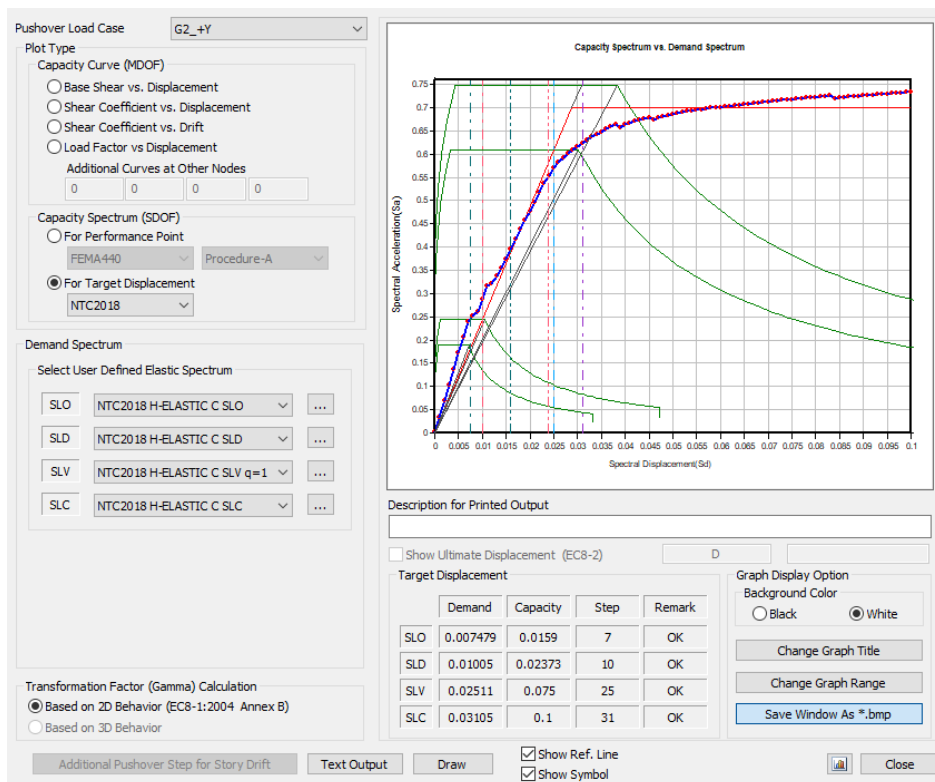


Figura 46 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione +Y, gruppo 2.

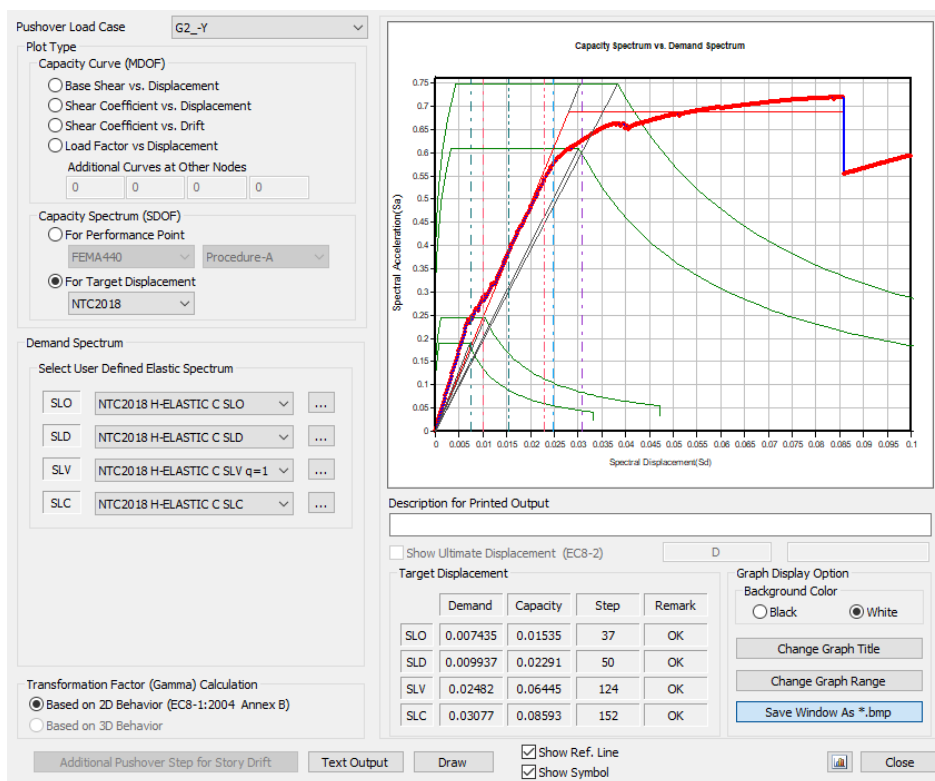


Figura 47 – US1: Verifica in ambiente ADRS per direzione -Y, gruppo 2.

5.1.2.3 US3: Curve di capacità taglio-spostamento

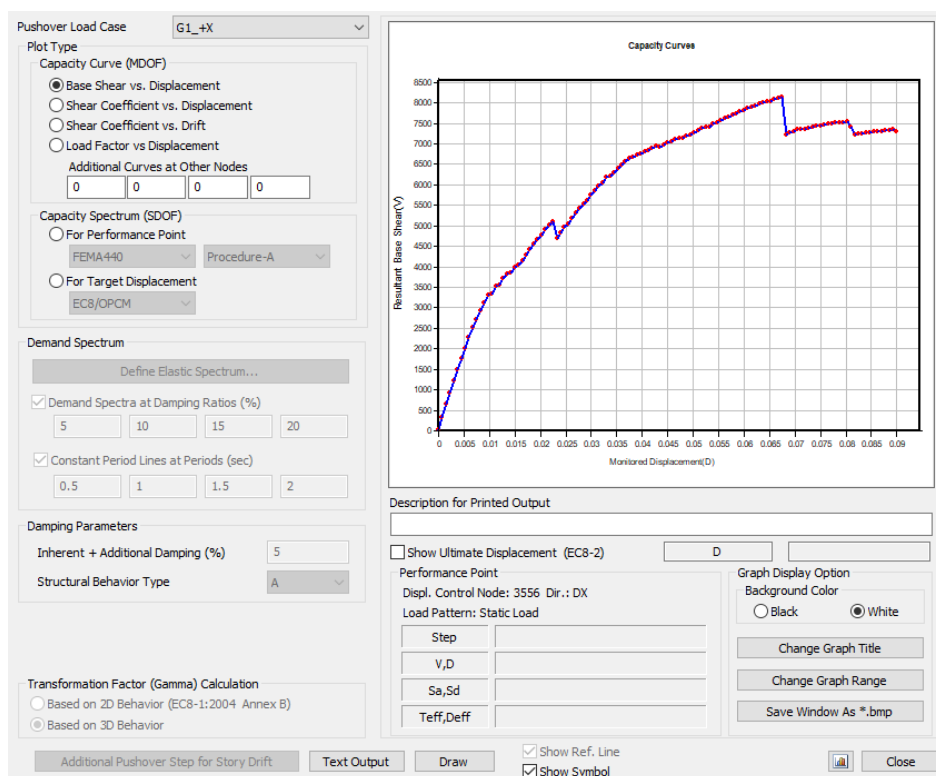


Figura 48 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +X, gruppo 1.

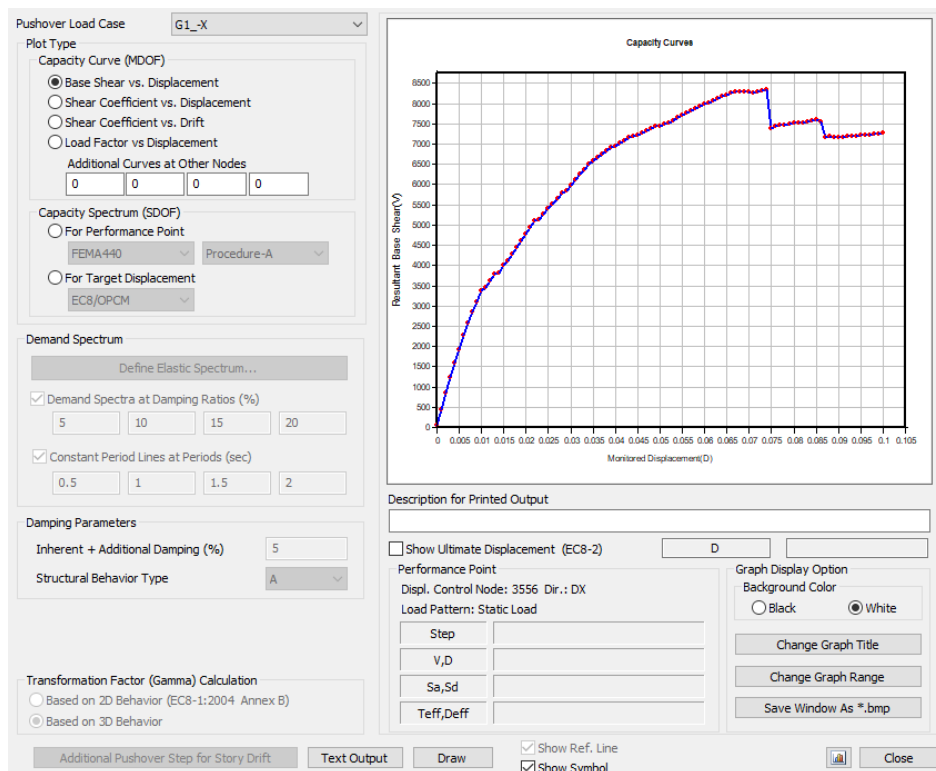


Figura 49 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -X, gruppo 1.

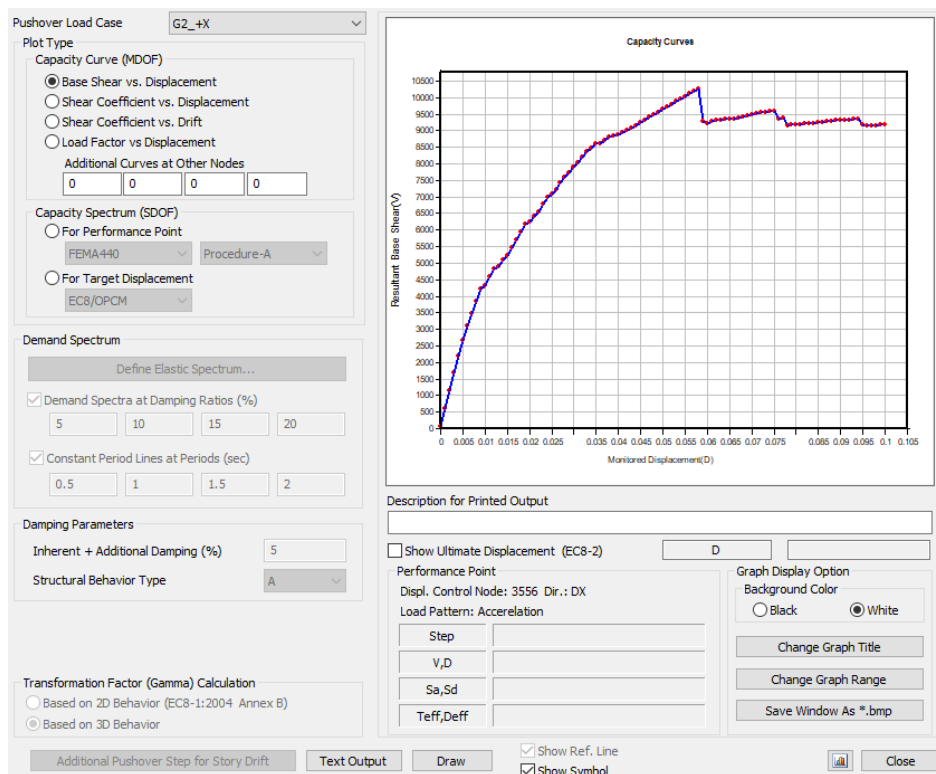


Figura 50 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +X, gruppo 2.

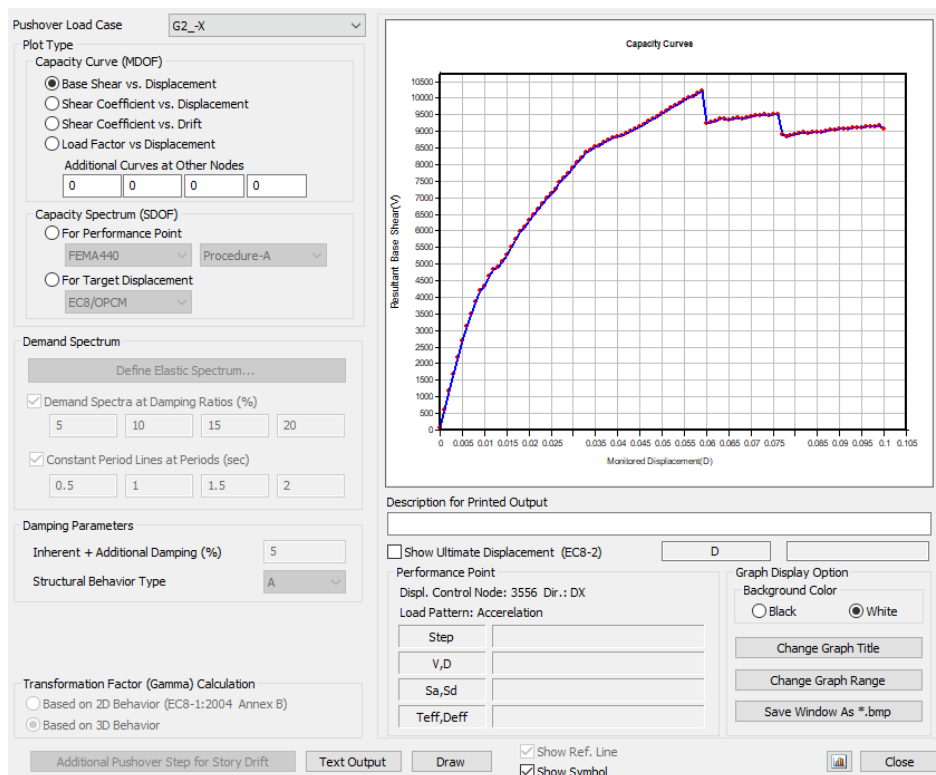


Figura 51 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -X, gruppo 2.

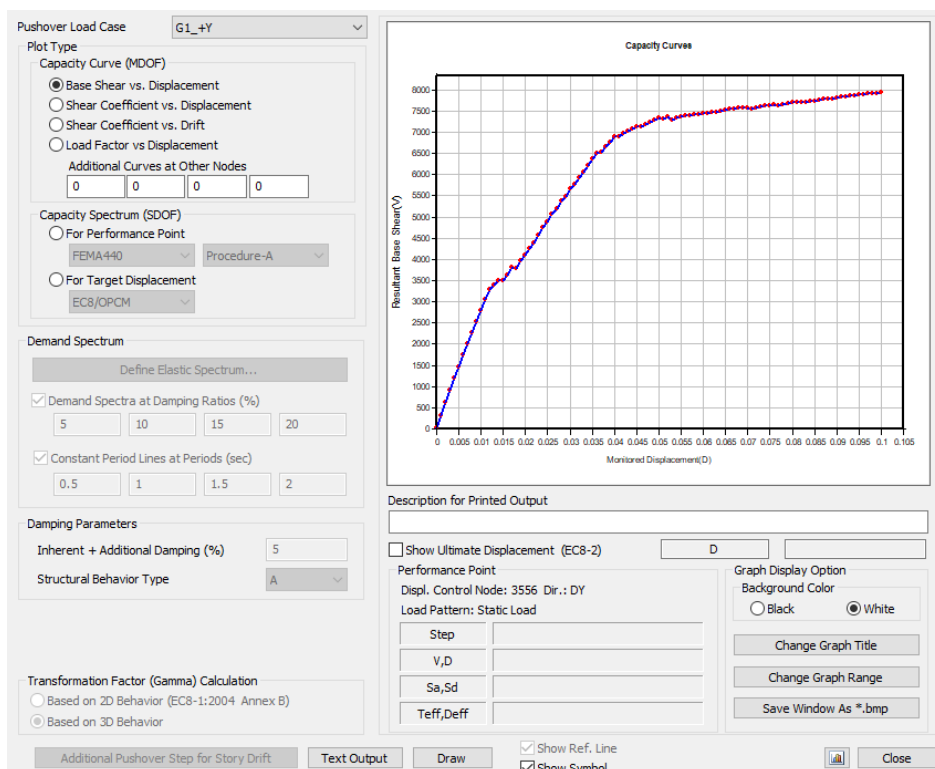


Figura 52 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +Y, gruppo 1.

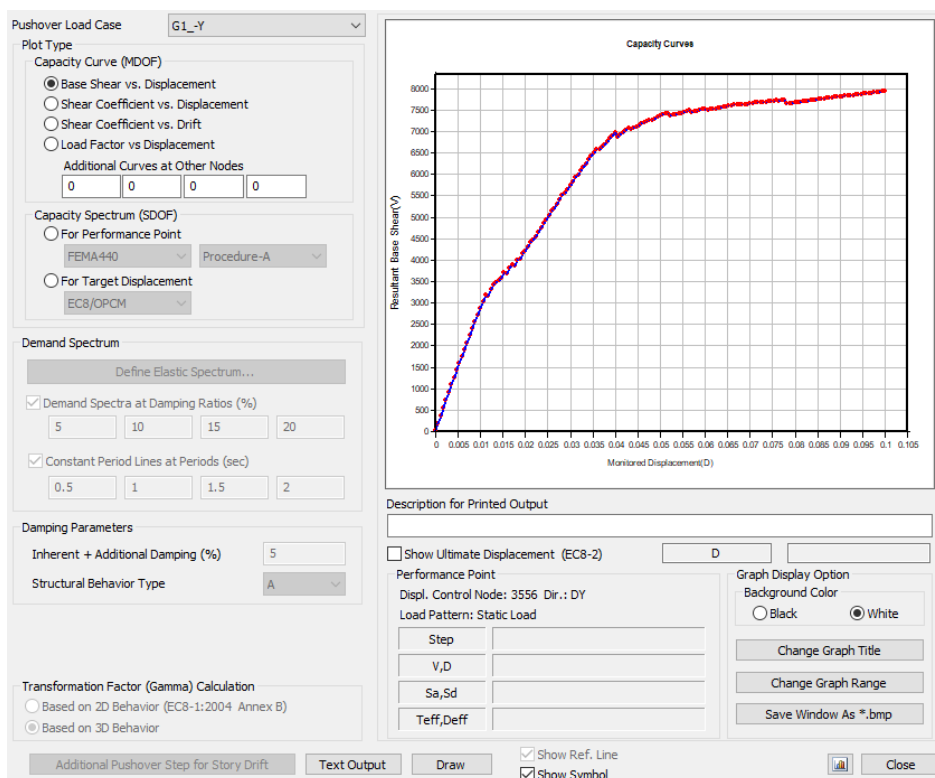


Figura 53 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -Y, gruppo 1.

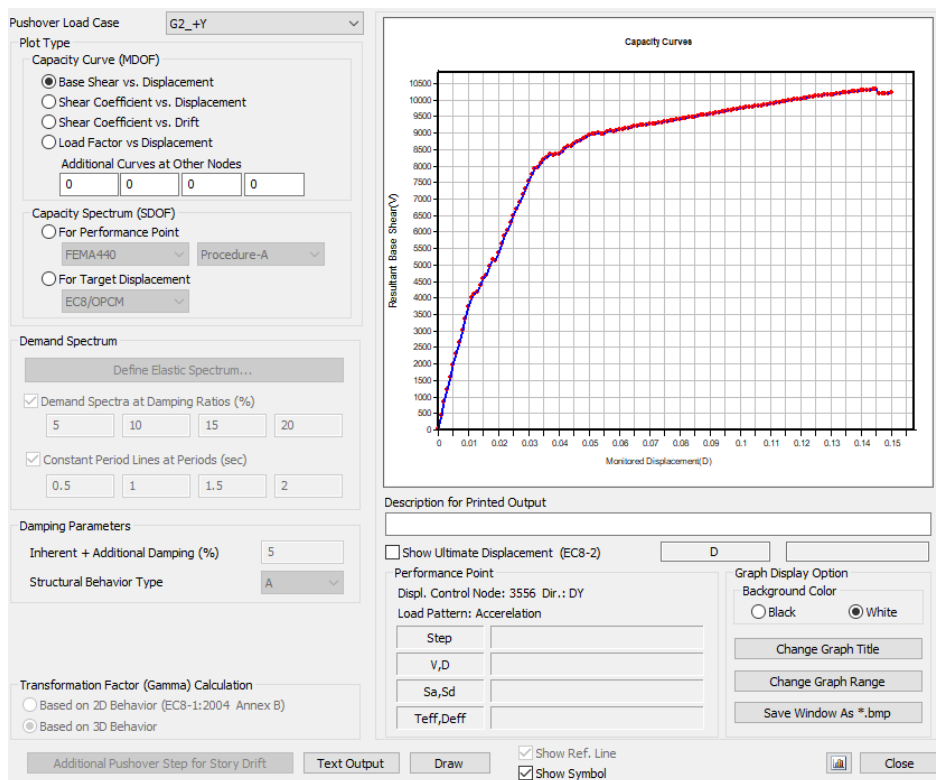


Figura 54 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione +Y, gruppo 2.

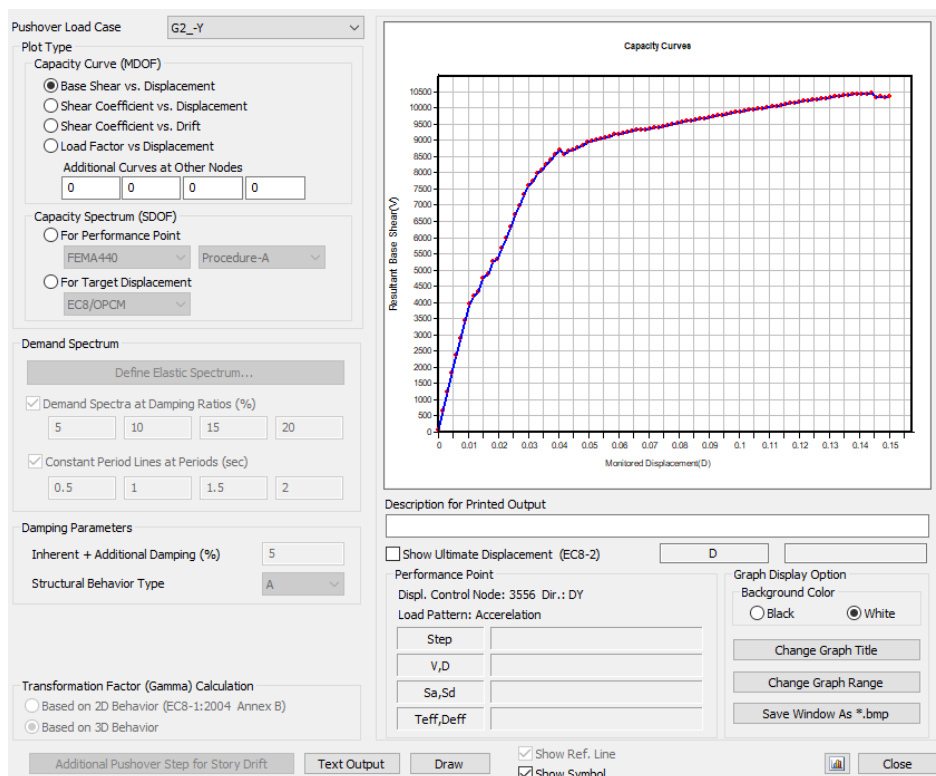


Figura 55 - US3: curva di capacità taglio-spostamento per direzione -Y, gruppo 2.

5.1.2.4 US3: Verifiche ADRS

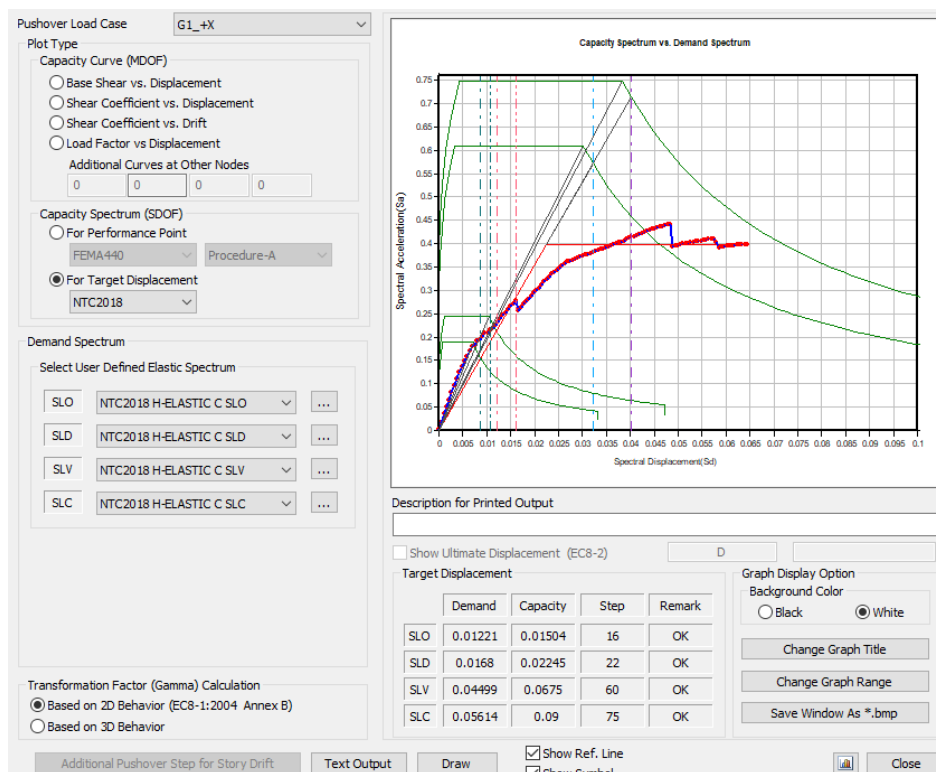


Figura 56 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione +X, gruppo 1.

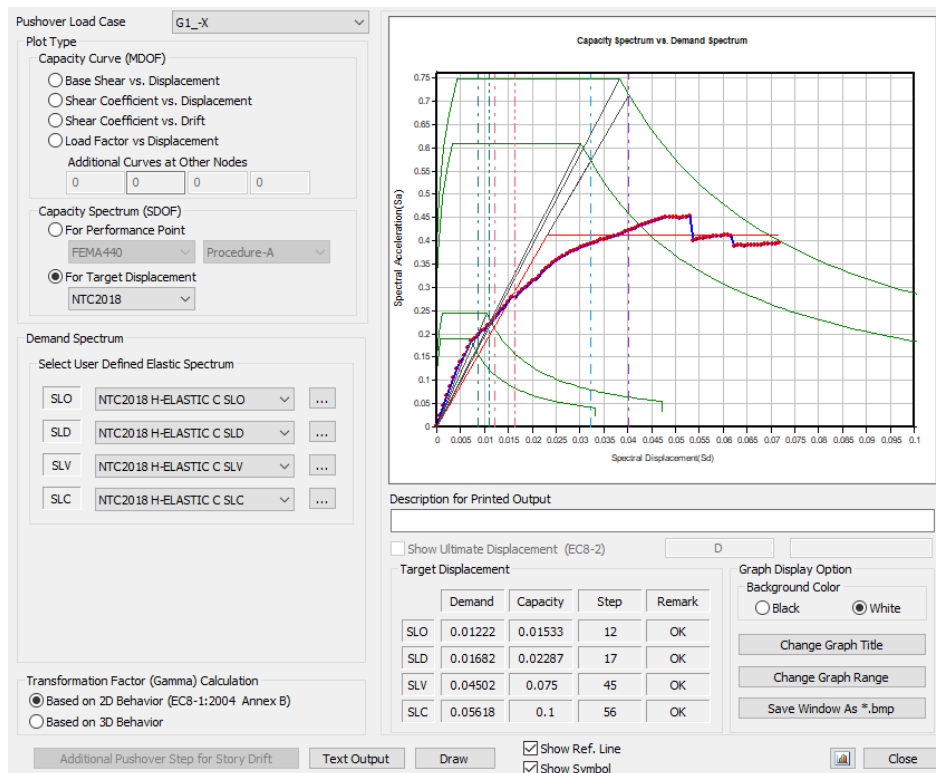


Figura 57 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione -X, gruppo 1.

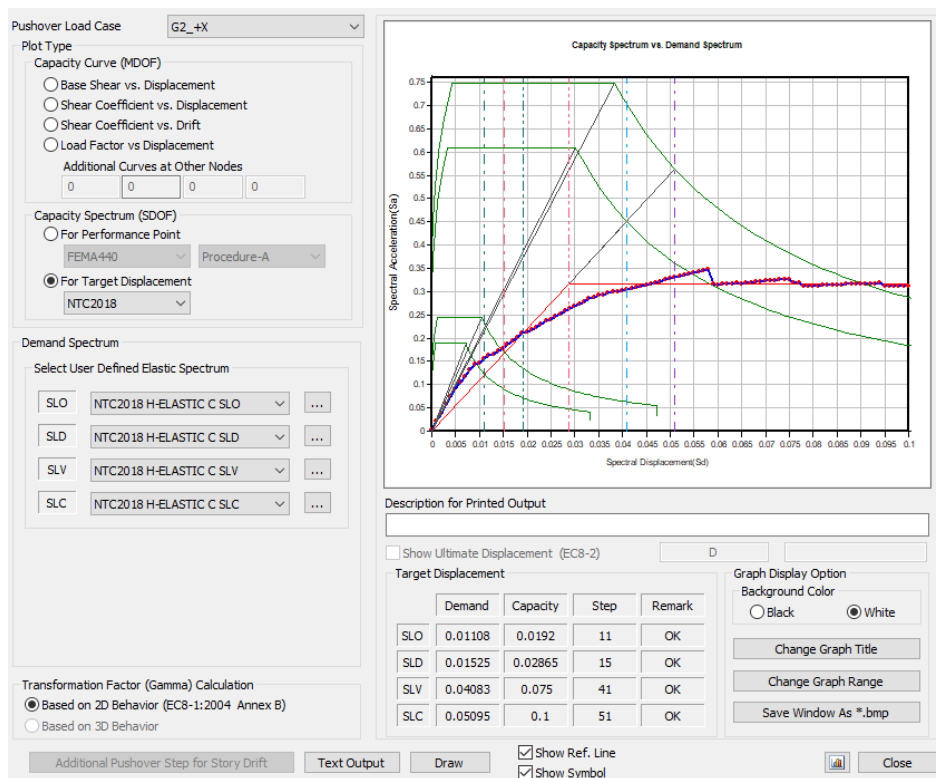


Figura 58 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione +X, gruppo 2.

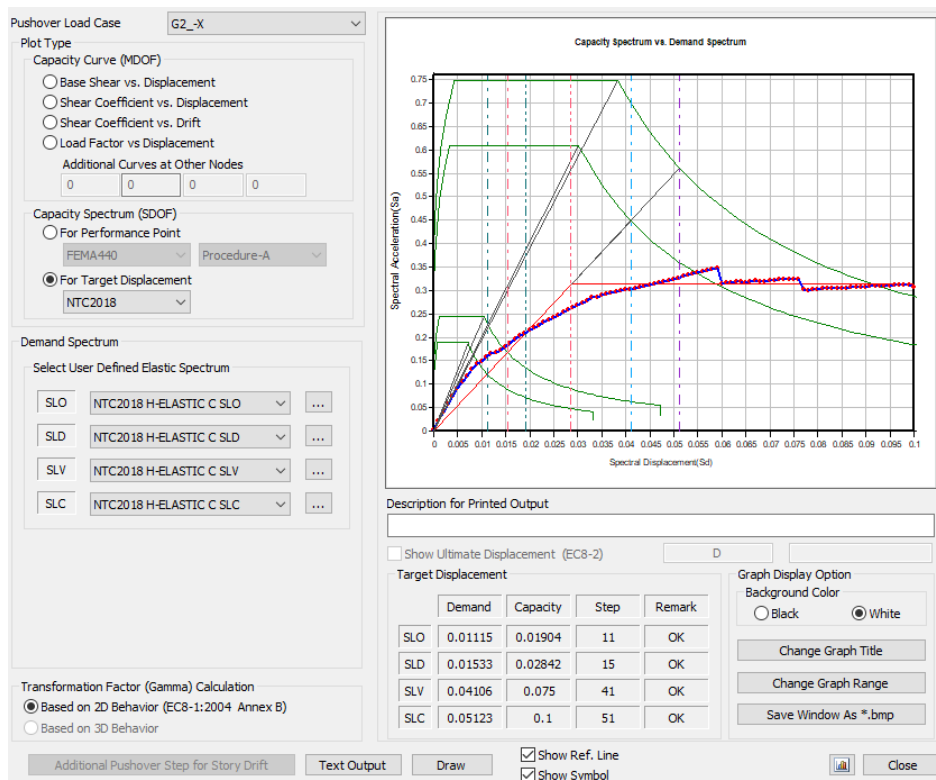


Figura 59 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione -X, gruppo 2.

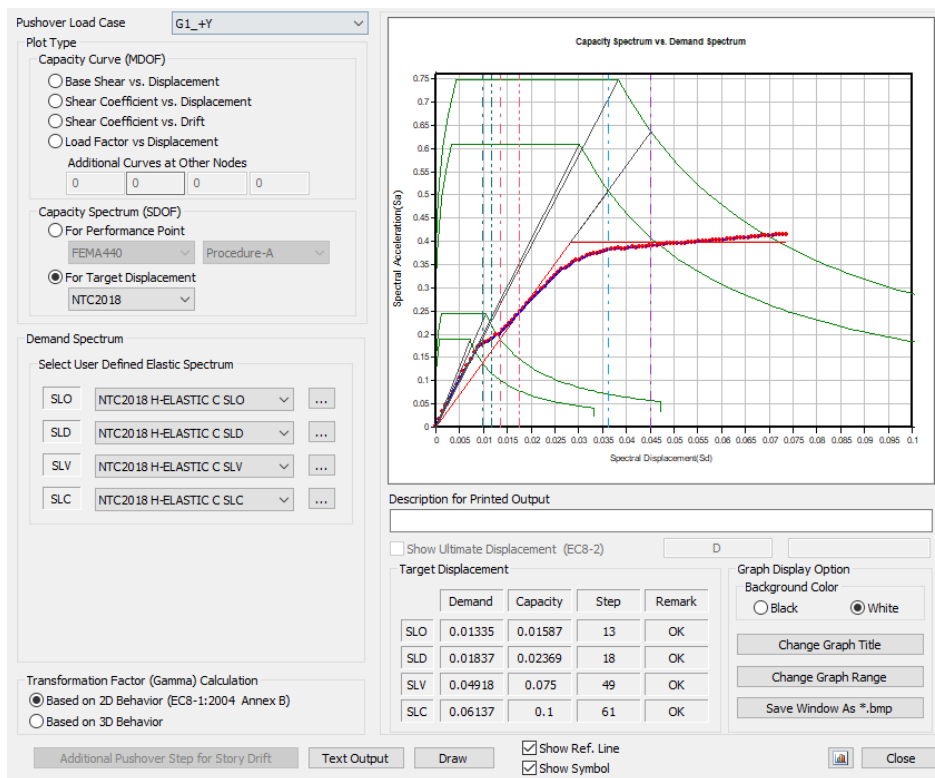


Figura 60 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione +Y, gruppo 1.

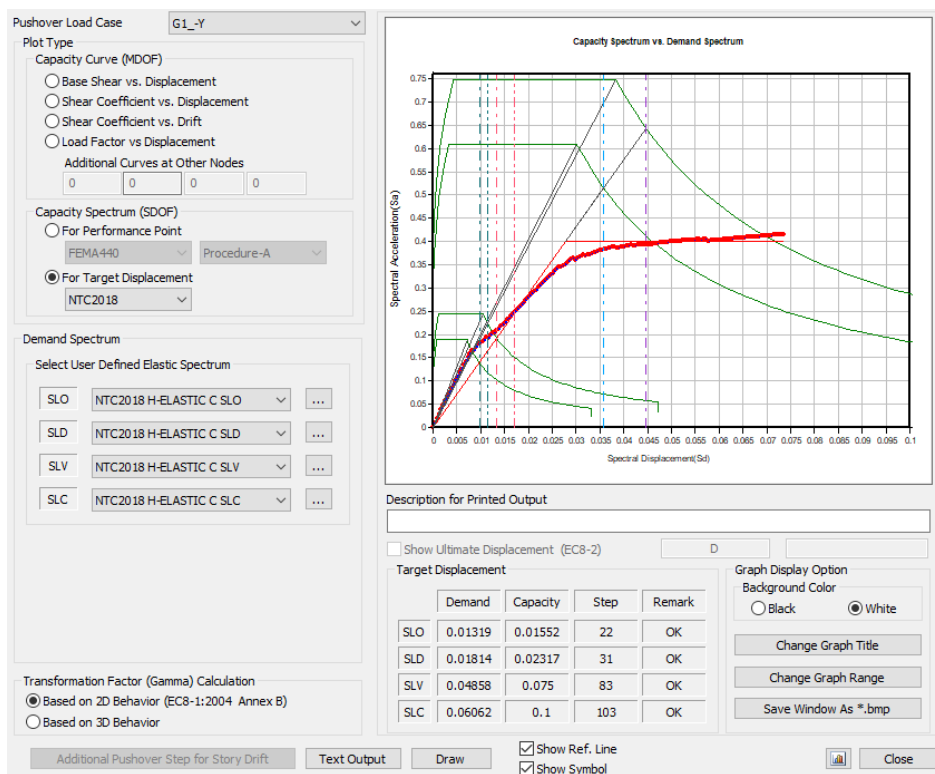


Figura 61 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione -Y, gruppo 1.

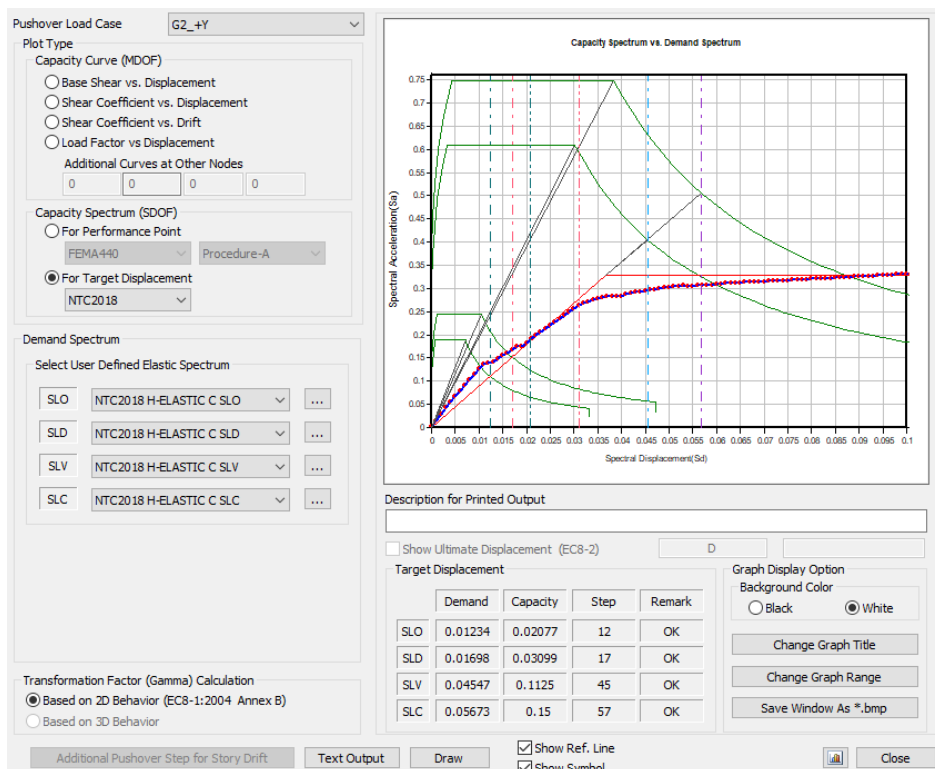


Figura 62 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione +Y, gruppo 2.

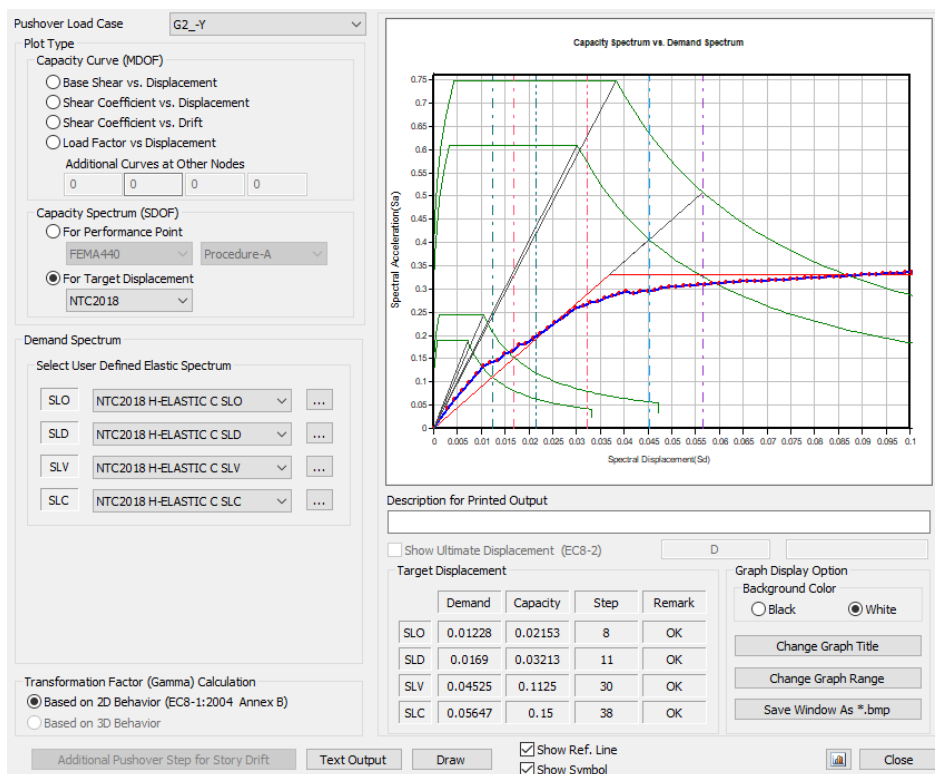


Figura 63 – US3: Verifica in ambiente ADRS per direzione -Y, gruppo 2.

Sulla base delle massime sollecitazioni ottenute da analisi si procede alla verifica dei profili impiegati per i telai di controvento Y-F2 e Y-G2. Nella fattispecie sono stati utilizzati profili del tipo HE240M sia per i montanti verticali sia per il traverso orizzontale posto a livello del solaio di calpestio del piano rialzato. Nelle figure che seguono si riportano le azioni sollecitanti per i telai di base dei suddetti sistemi di rinforzo, per ciascuna delle curve di capacità in direzione Y, per lo stato limite di salvaguardia della vita e di collasso. I principali risultati sono quindi riepilogati nelle tabelle che seguono.

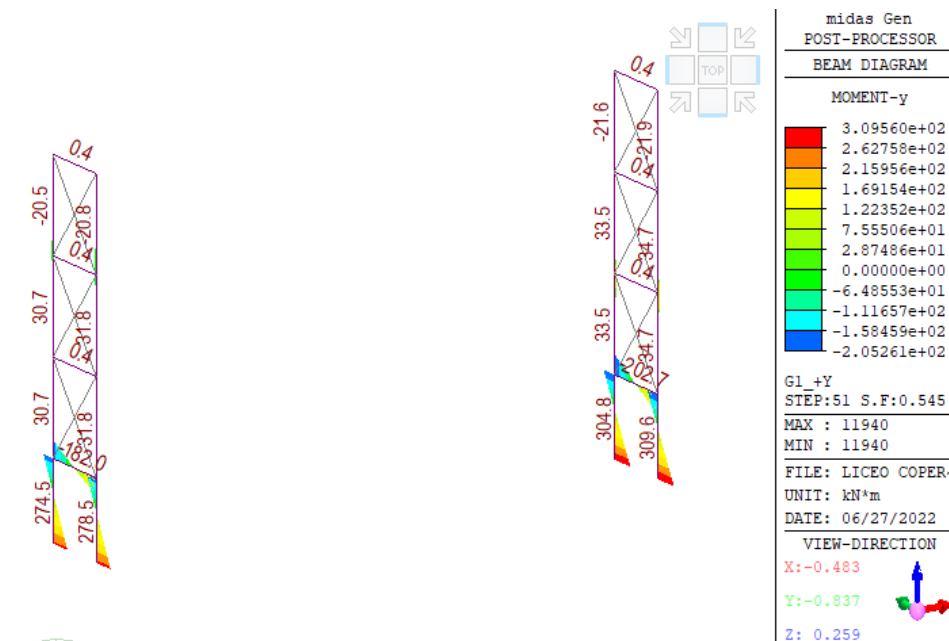


Figura 64 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 1, SLV.

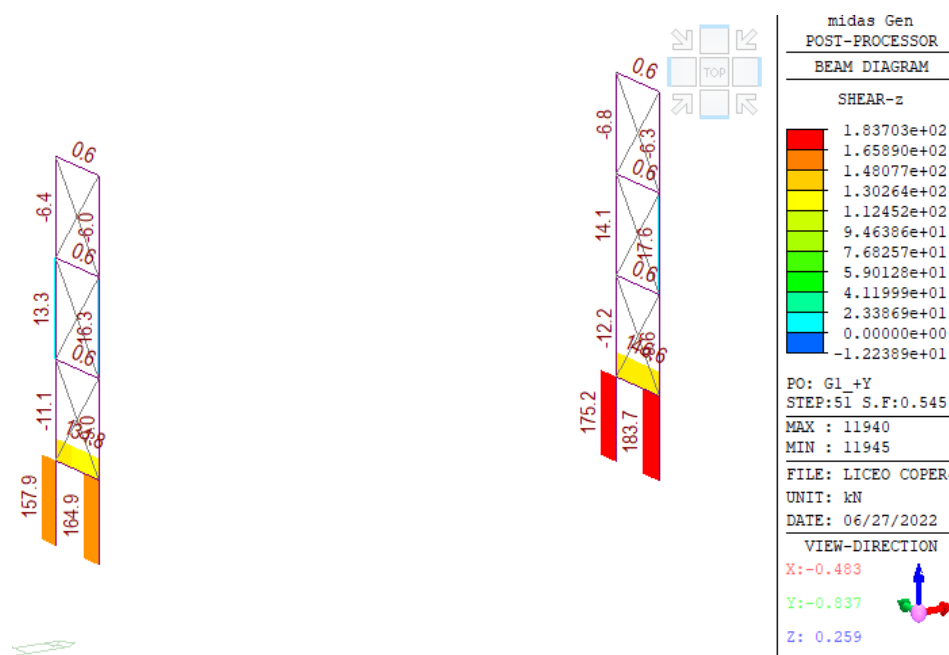


Figura 65 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 1, SLV.

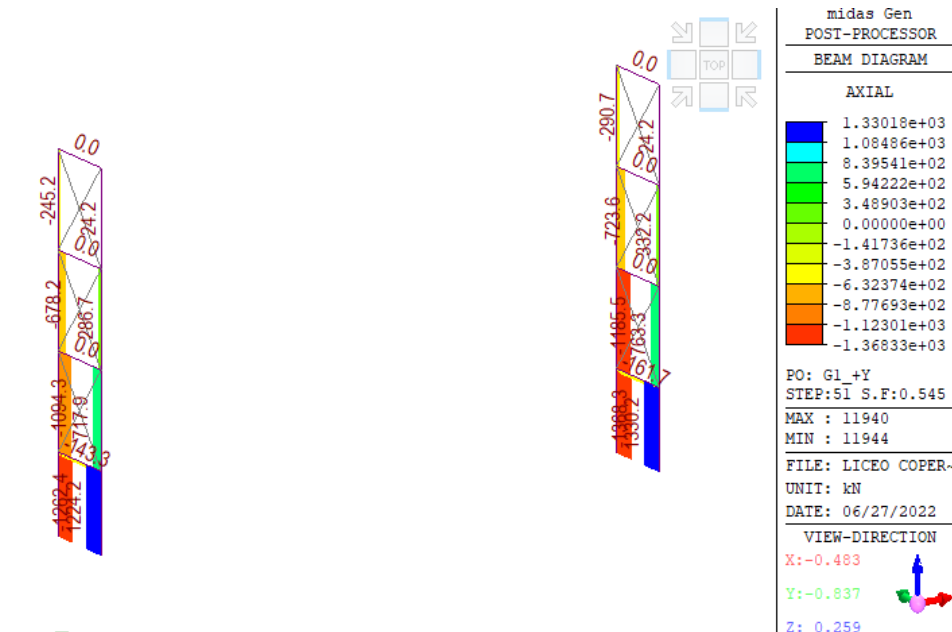


Figura 66 – Azione assiale sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 1, SLV.

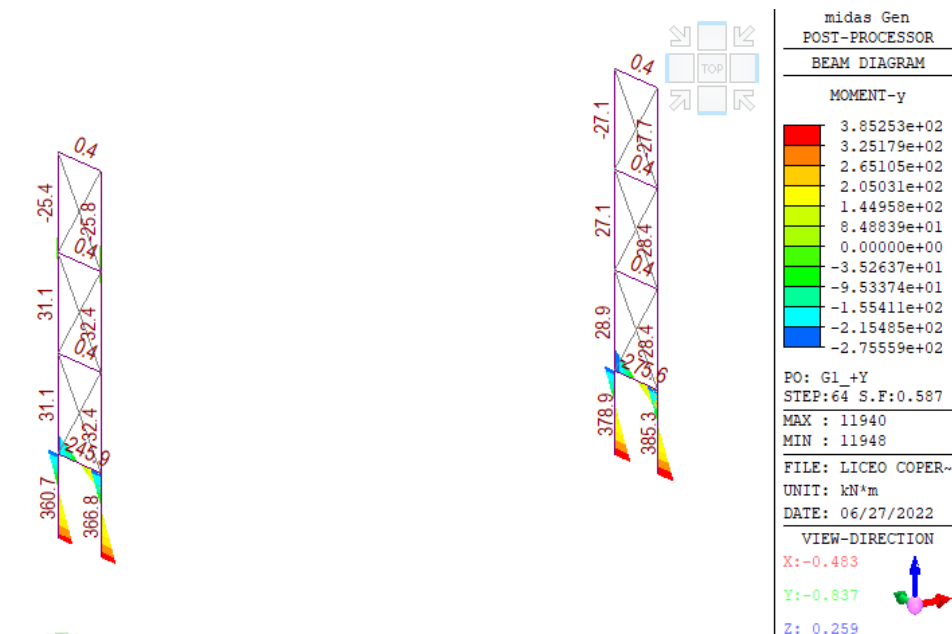
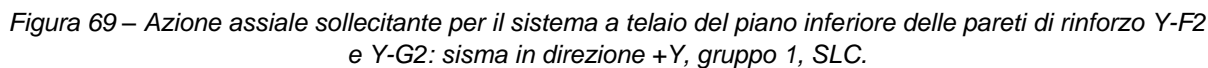
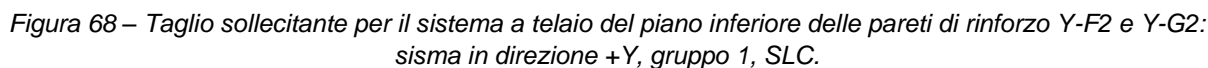


Figura 67 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 1, SLC.



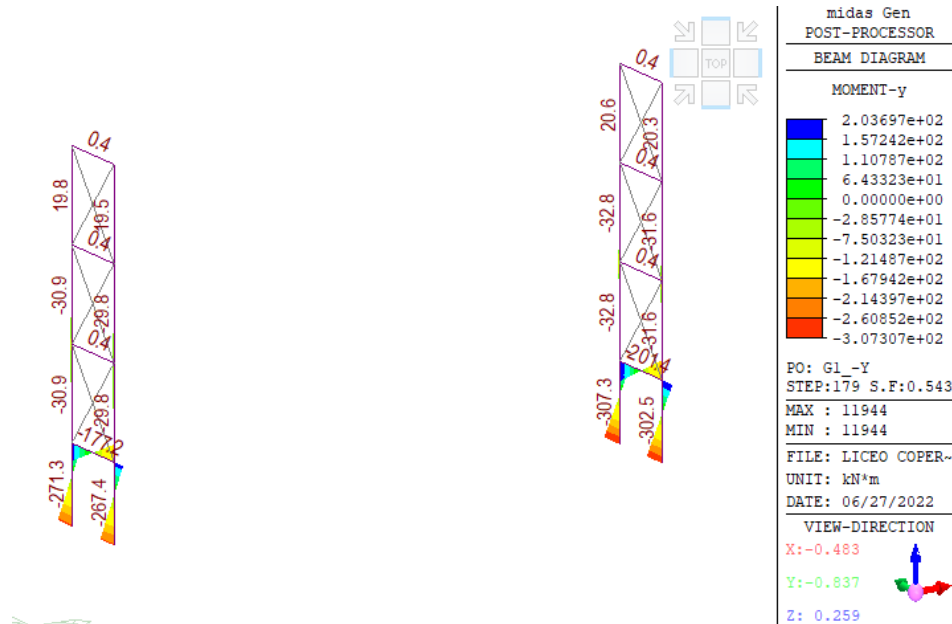


Figura 70 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 1, SLV.

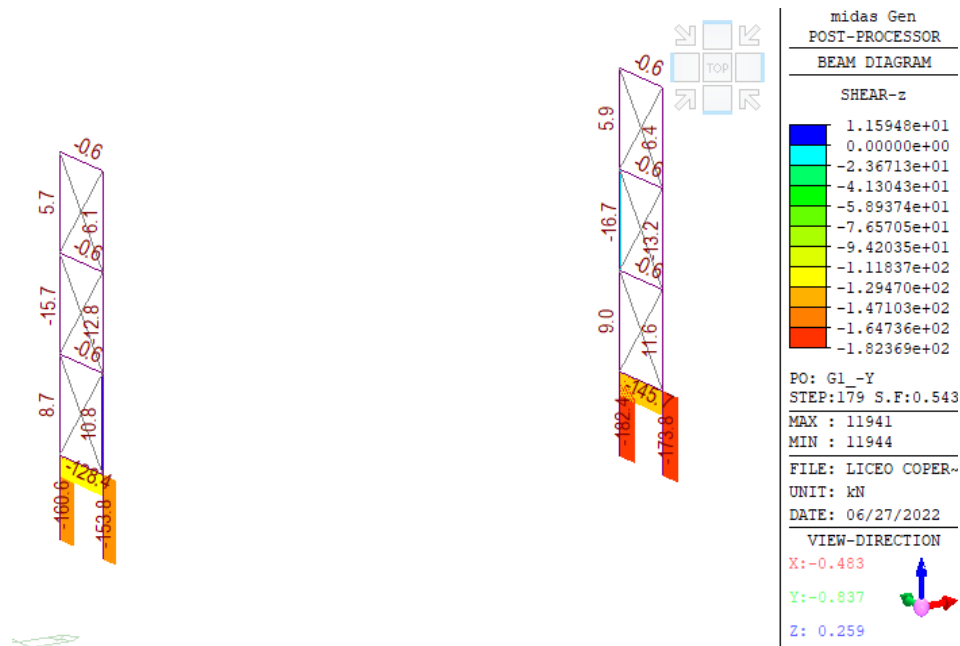
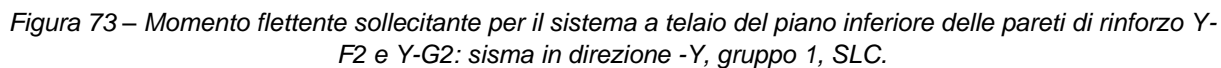
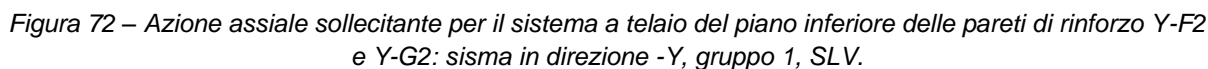


Figura 71 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 1, SLV.



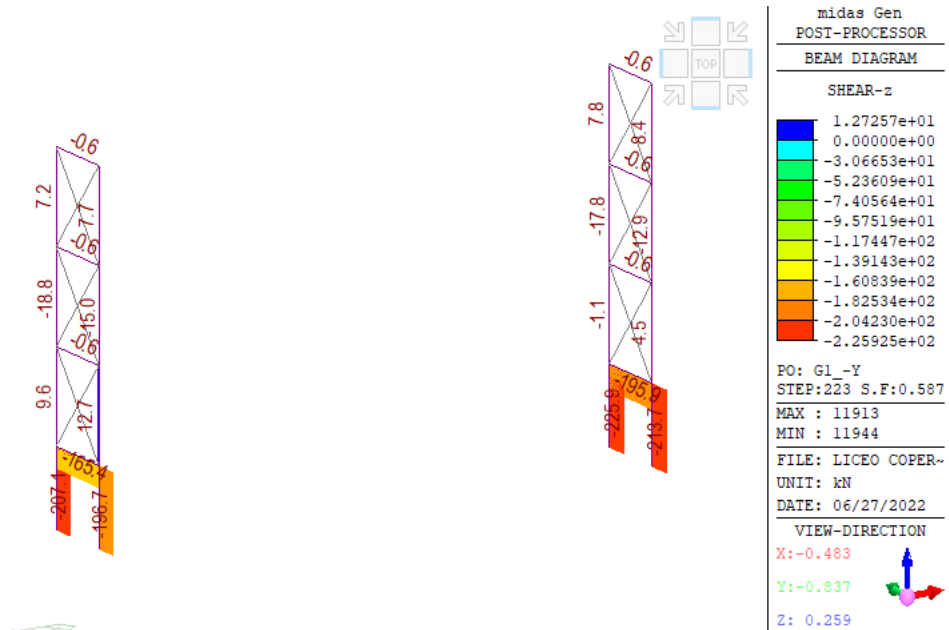


Figura 74 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 1, SLC

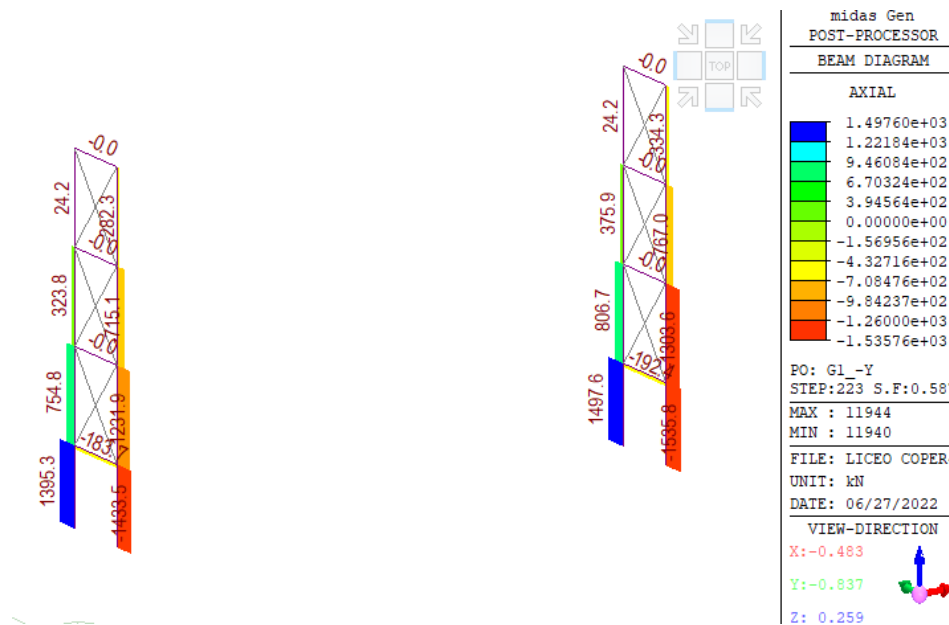


Figura 75 – Azione assiale sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 1, SLC.

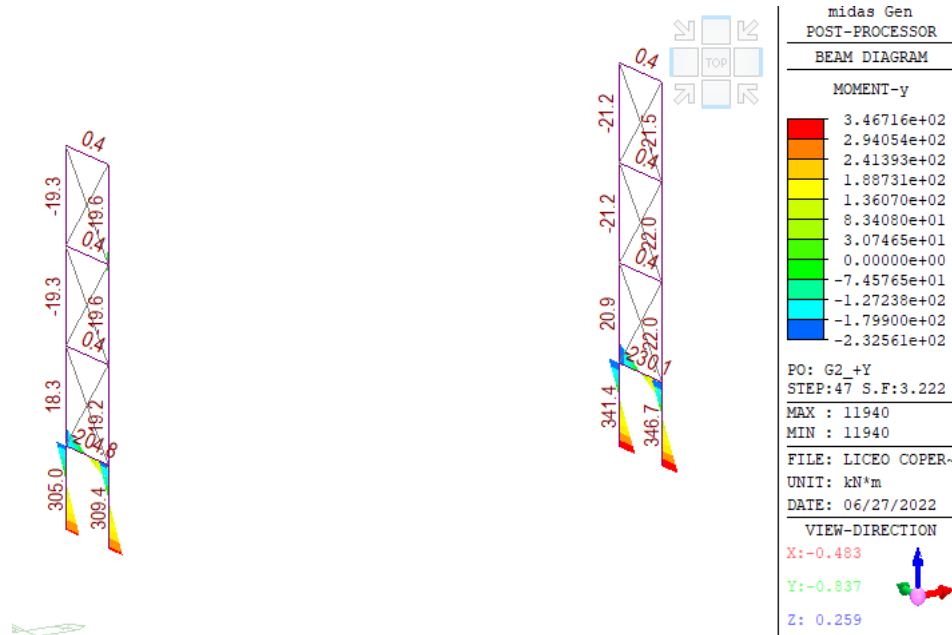


Figura 76 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLV.

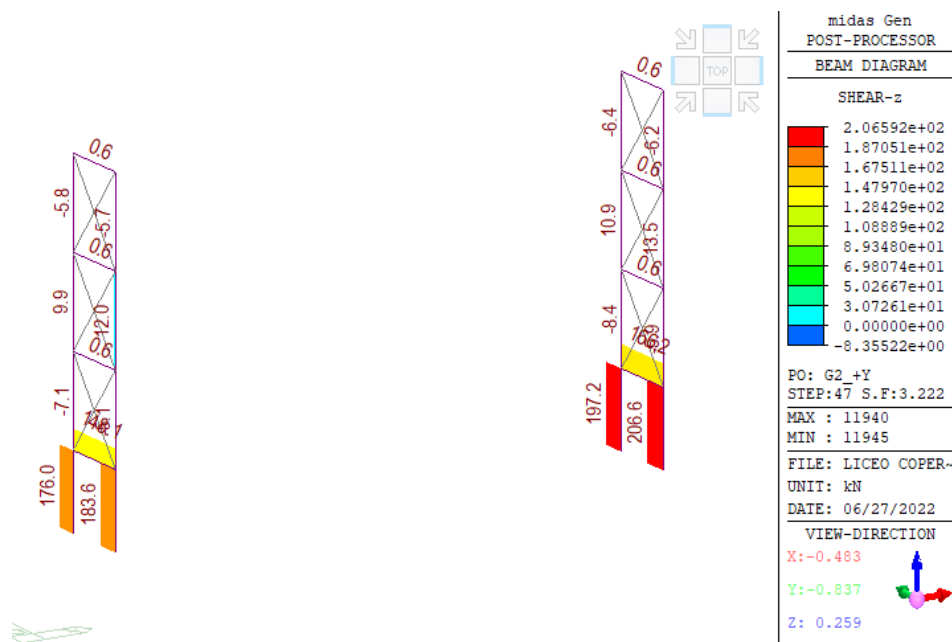


Figura 77 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLV

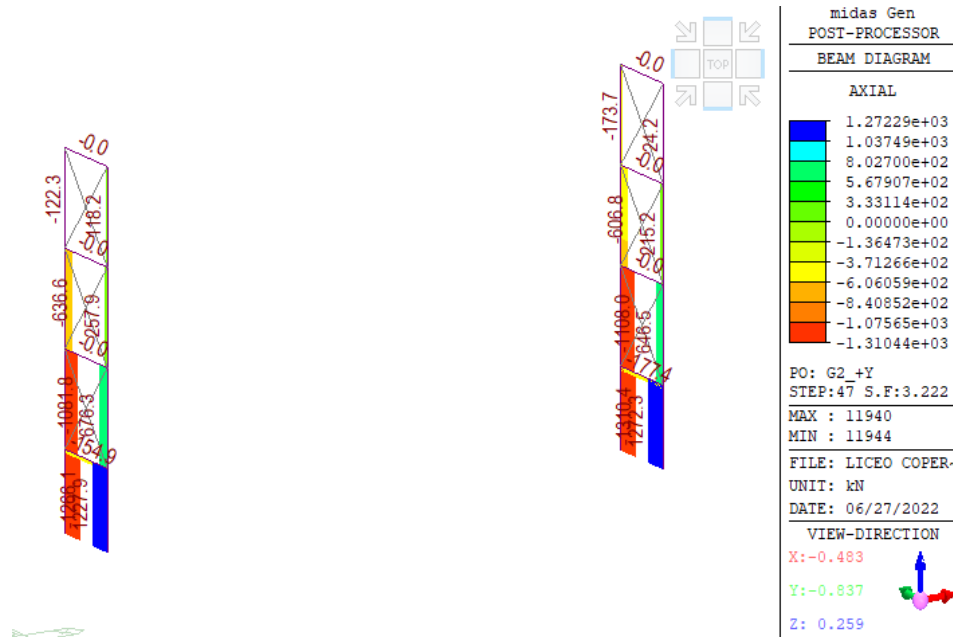


Figura 78 – Azione assiale sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLV.

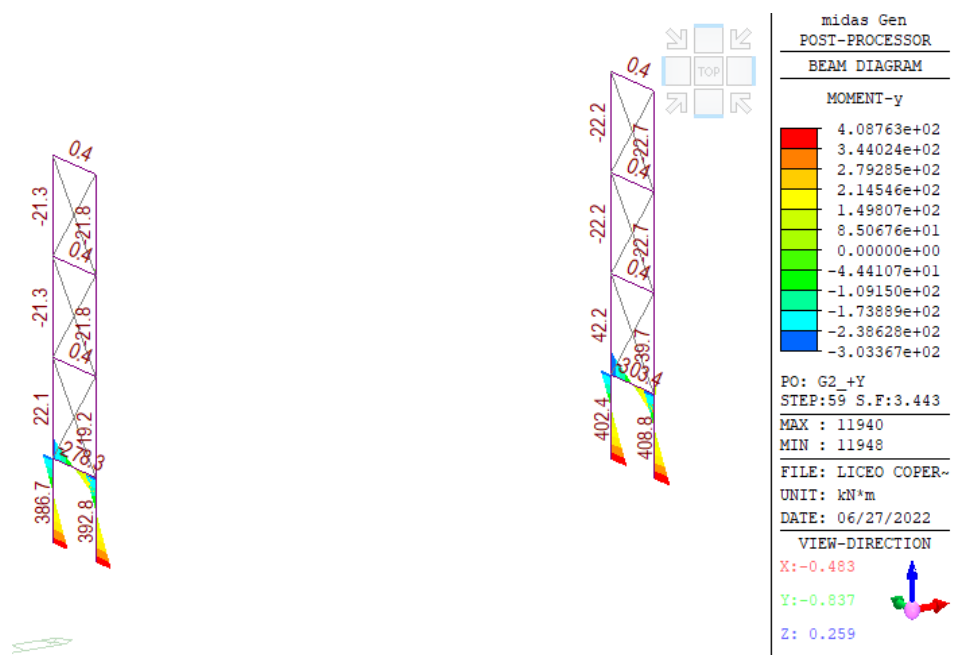


Figura 79 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLC.

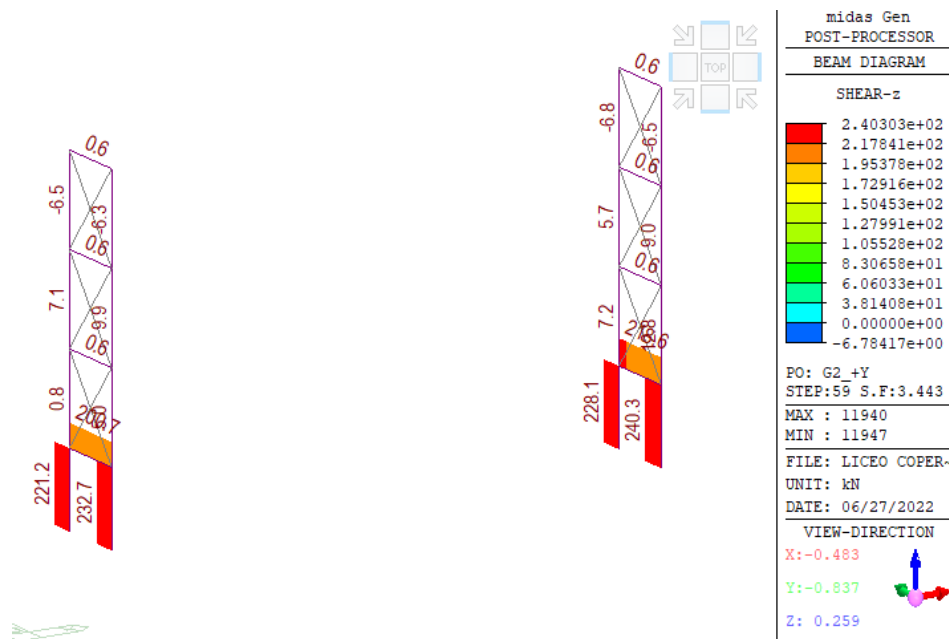


Figura 80 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLC

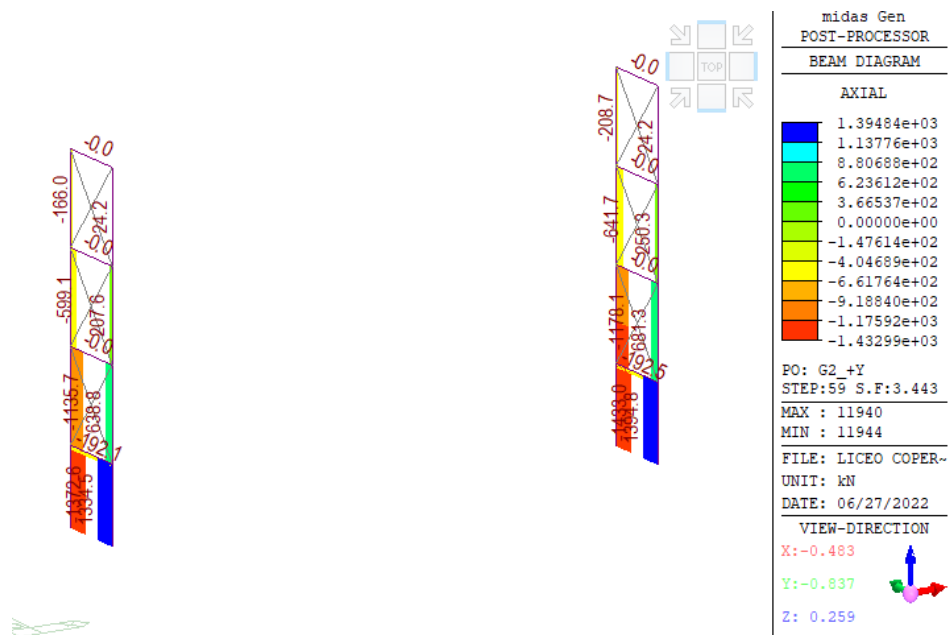


Figura 81 – Azione assiale sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione +Y, gruppo 2, SLC.

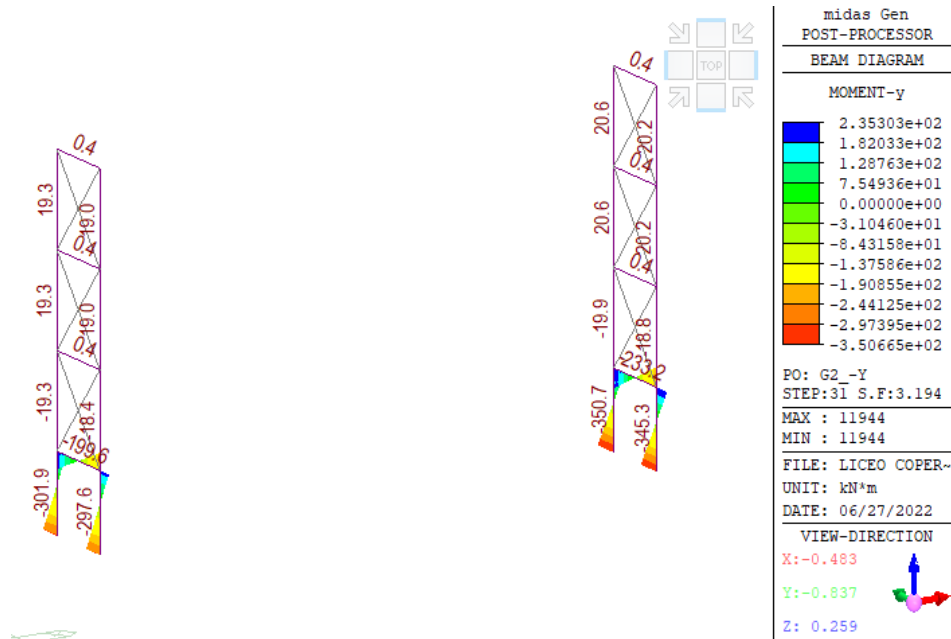


Figura 82 – Momento flettente sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 2, SLV.

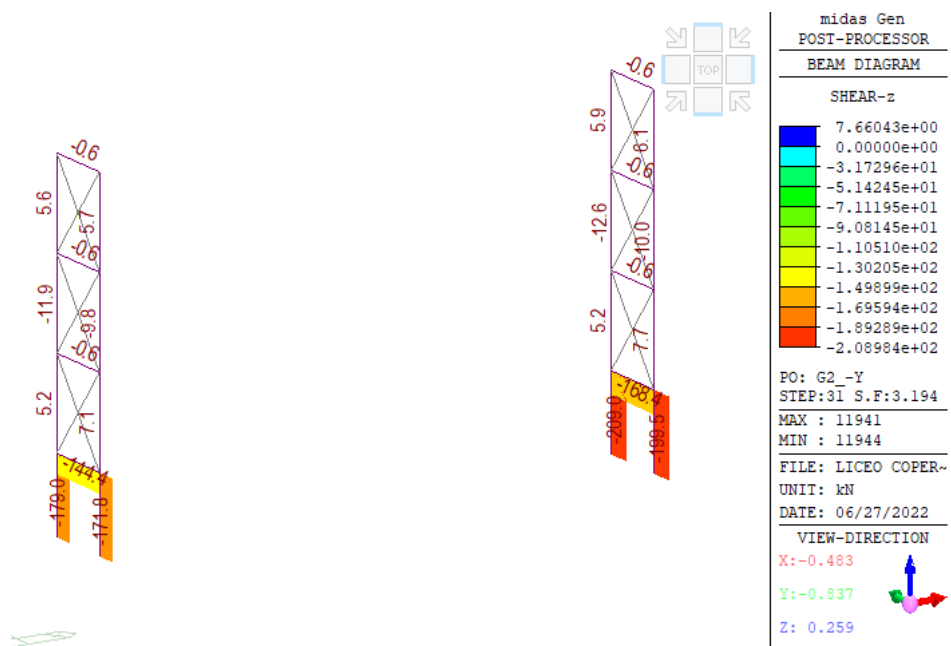
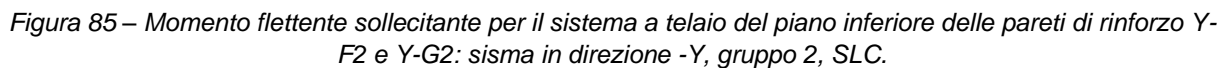
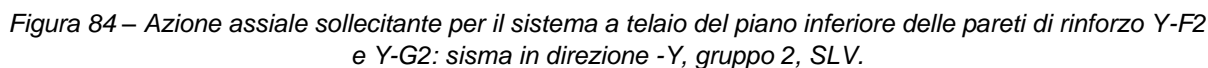


Figura 83 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 2, SLV.



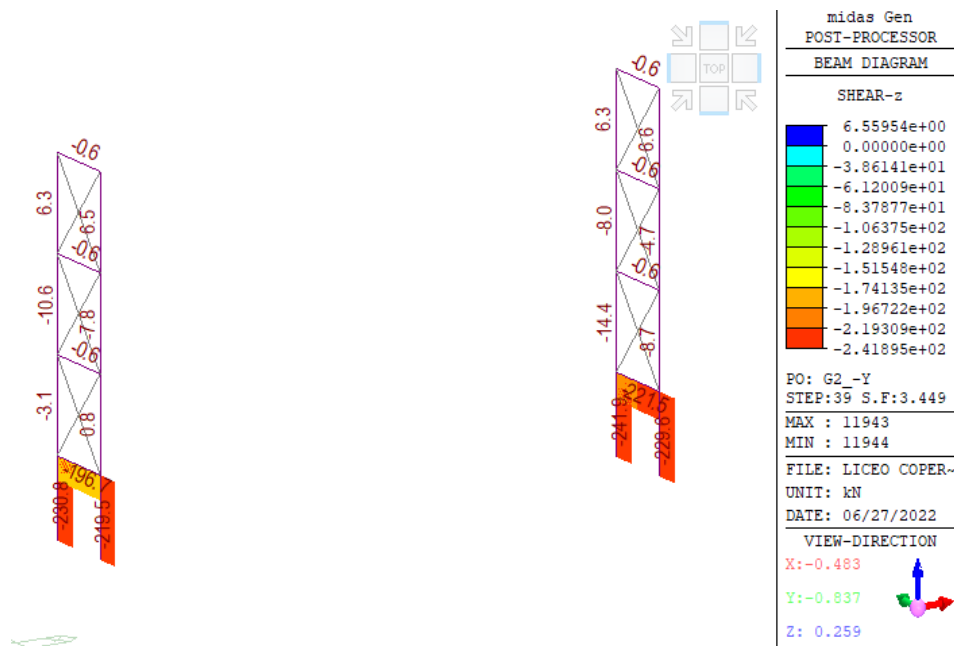


Figura 86 – Taglio sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 2, SLC.

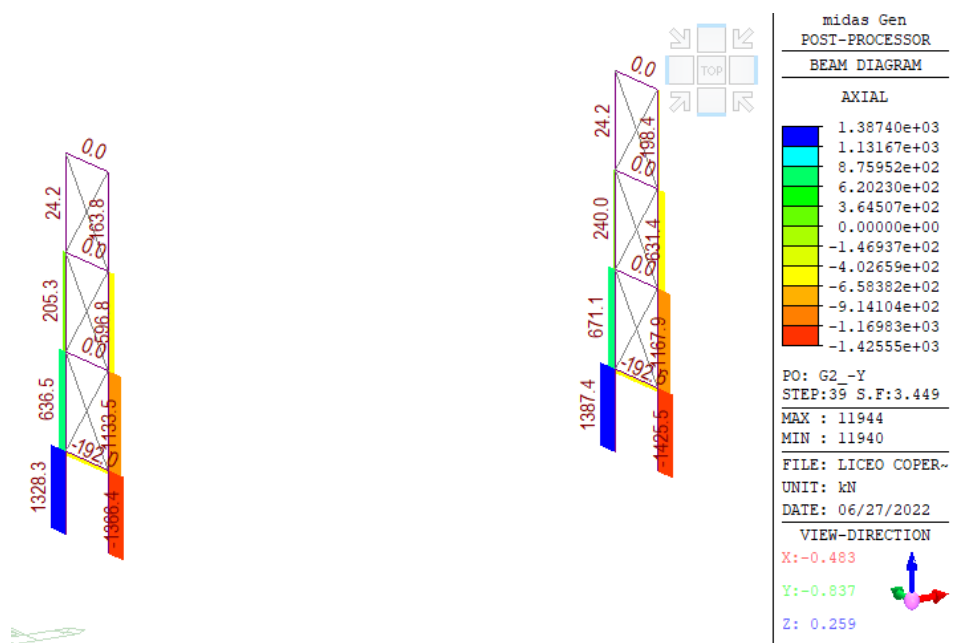


Figura 87 – Azione assiale sollecitante per il sistema a telaio del piano inferiore delle pareti di rinforzo Y-F2 e Y-G2: sisma in direzione -Y, gruppo 2, SLC.

Tabella 24 – Azioni sollecitanti massime (taglio e momento flettente) relative agli elementi di telaio posti al piano inferiore dei sistemi di controvento Y-F2 e Y-G2.

	Montante				Traverso			
	SLV		SLC		SLV		SLC	
	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]
PO1 +Y	309.6	183.7	385.2	227.0	202.7	146.6	275.6	198.8
PO1 -Y	307.3	182.4	382.9	225.9	201.4	145.7	271.6	195.9
PO2 +Y	346.7	206.6	408.8	240.3	230.1	166.2	303.4	218.6
PO2 -Y	350.7	209.0	411.7	241.9	233.2	168.4	307.3	221.5

Tabella 25 – Azioni sollecitanti massime (azione assiale) relative agli elementi di telaio posti al piano inferiore dei sistemi di controvento Y-F2 e Y-G2.

	Montante				Traverso	
	SLV		SLC		SLV	SLC
	N _{Ed,T} [kN]	N _{Ed,C} [kN]	N _{Ed,T} [kN]	N _{Ed,C} [kN]	N _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]
PO1 +Y	1330.2	1368.3	1505.9	1544.1	161.7	192.5
PO1 -Y	1319.3	1357.5	1497.6	1535.8	159.7	192.4
PO2 +Y	1272.3	1310.4	1394.8	1433.0	177.4	192.5
PO2 -Y	1271.8	1309.9	1387.4	1425.6	179.0	192.6

In Figura 88 sono riportate le proprietà geometriche e di resistenza del profilo HE240M utilizzato.

Per quanto riguarda i montanti verticali, a taglio risulta immediato come la resistenza del profilo selezionato sia ampiamente superiore alla sollecitazione massima:

$$V_{Rd,c} = 1173kN > 241.9kN = V_{Ed,c}$$

Anche per la trave il taglio resistente è superiore a quello sollecitante. In particolare il rapporto tra taglio sollecitante e resistente risulta uguale a:

$$\frac{V_{Ed,t}}{V_{Rd,t}} = \frac{221.5}{1173} = 0.19$$

Essendo inoltre il precedente rapporto inferiore a 0.5, è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Design Parameters:

- Material: Acciaio S355 (Fe510), f_y (N/mm²) 355, f_u 510
- Lengths of free inflection [m]: l_{0y} 2.85, l_{0z} 2.85
- Design load N_{sd} [kN]: 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 200 M	103.0	220	206	15.00	25.00	18.00
HE 220 M	117.0	240	226	15.50	26.00	18.00
HE 240 M	157.0	270	248	18.00	32.00	21.00
HE 260 M	172.0	290	268	18.00	32.50	24.00
HE 280 M	189.0	310	288	18.50	33.00	24.00
HE 300 M	238.0	340	310	21.00	39.00	27.00

Section Properties (HE 240 M):

- $N_{by,Rd}$ [kN]: 6.410
- $N_{bz,Rd}$ [kN]: 5.365
- $V_{plz,Rd}$ [kN]: 1.173
- $M_{cy,Rd}$ [kNm]: 715.7
- $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 340.1
- $V_{plz,Rd}$ [kN]: 3.098

Geometric Properties:

- g (Kg/m): 157
- h (mm): 270
- b (mm): 248
- tw (mm): 18
- tf (mm): 32
- r1 (mm): 21
- r2 (mm): 0
- A (cm²): 199.6
- I_y (cm⁴): 24,290
- I_z (cm⁴): 8,153
- I_T (cm⁴): 627.9
- W_y (cm³): 1,799
- W_z (cm³): 657.5
- I_w (cm⁶): 1,152,000
- $W_{pl,y}$ (cm³): 2,117
- $W_{pl,z}$ (cm³): 1,006

Classifications and Checks:

- Classe Sezione: Compressione 1, Flessione My 1, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 1
- Verifiche: Presso Flessione, Svergolamento

Figura 88 – Riepilogo dei dati geometrici e di resistenza per HEM240, S355JR.

Si procede quindi con la verifica a presso-flessione della colonna. Le azioni massime sollecitanti in questo caso sono:

$$N_{Ed,c,c} = 1544.1 \text{ kN}; \quad M_{Ed,c} = 411.7 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{(1-0.5a)} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$n = \frac{N_{Ed,c,c}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1544.1}{6748} = 0.229$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{(19960 - 2 \cdot 248 \cdot 32)}{19960} = 0.205$$

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-0.229)}{(1-0.5 \cdot 0.205)} = 0.859 \cdot 715.7 = 615 \text{ kNm} > 411.7 \text{ kNm}$$

A compressione l'azione resistente corrisponde a:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{19960 \cdot 355}{1.05} = 6748 \text{ kN} > 1544.1 \text{ kN}$$

Dati:

$$\lambda_1 = 76.41; \quad \lambda_{cr} = 2850/63.9 = 44.6; \quad \bar{\lambda} = 0.584; \quad \Phi = 0.765; \quad \chi = 0.795$$

Il carico di instabilità risulta pari a:

$$N_{b,Rd,z} = \chi \cdot N_{c,Rd} = 0.795 \cdot 6748 = 5365kN > 1544.1kN$$

Anche per la trave la verifica risulta ampiamente soddisfatta.:

$$N_{Ed,C,t} = 192.6kN; \quad M_{Ed,t} = 307.3kNm$$

Il momento resistente risulta pertanto pari a:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{(1-0.5a)} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$n = \frac{N_{Ed,C,t}}{N_{pl,Rd}} = \frac{192.6}{6748} = 0.029$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{(19960 - 2 \cdot 248 \cdot 32)}{19960} = 0.205$$

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-0.029)}{(1-0.5 \cdot 0.205)} = 1.08 \cdot M_{pl,y,Rd} > M_{pl,y,Rd} \rightarrow M_{pl,y,Rd} = 715.7kNm > 307.3kNm$$

A compressione l'azione resistente corrisponde a:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{19960 \cdot 355}{1.05} = 6748kN > 192.6kN$$

Dati:

$$\lambda_1 = 76.41; \lambda_{cr} = 2800/63.9 = 43.8; \bar{\lambda} = 0.5736; \Phi = 0.756; \chi = 0.801$$

Il carico di instabilità risulta pari a:

$$N_{b,Rd,z} = \chi \cdot N_{c,Rd} = 0.801 \cdot 6748 = 5405kN > 192.6kN$$

Per trasferire momento e taglio sollecitante agenti sulla trave si prevede la saldatura a completa penetrazione tra la trave e i montanti verticali.

5.2 Verifica della piastra di base per HEM240: controventi Y-F2 e Y-G2

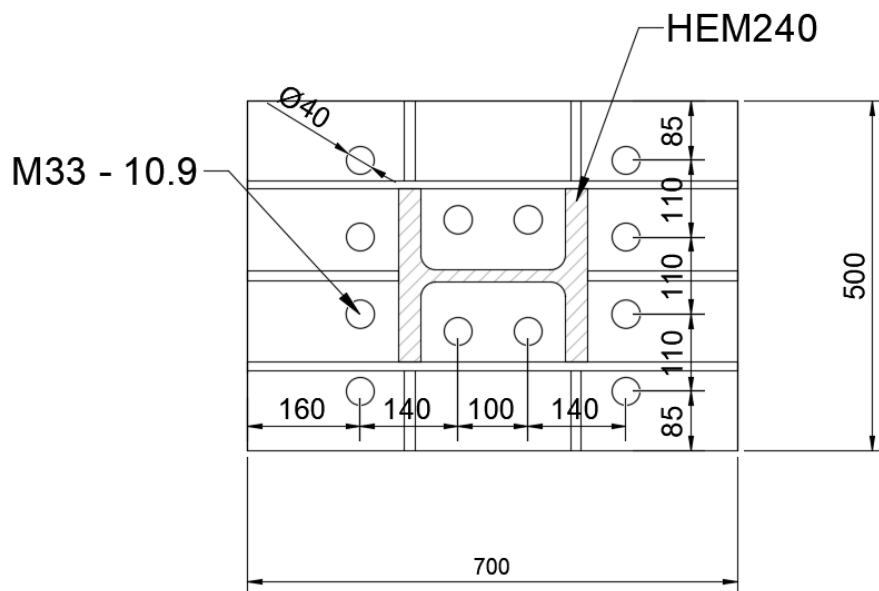


Figura 89 – Geometria piastra di base HEM240.

Per quanto concerne la piastra di base si prevede l'impiego di una piastra rettangolare di dimensioni 70x50cm avente spessore 5cm. La piastra sarà inoltre dotata di irrigidimenti per sostenere il momento sollecitante agente al piede. Nella fattispecie si considerano i seguenti valori di azioni sollecitanti:

$$N_{Ed,C} = 1544.1kN; N_{Ed,T} = 1505.9kN; V_{Ed} = 241.9kN; M_{Ed} = 411.7kNm;$$

5.2.1 Dimensionamento e verifica spessore piastra di base

Per il dimensionamento della piastra di base si è innanzitutto calcolata l'area minima necessaria al trasferimento delle azioni di compressione. Si precisa che è stato adottato un acciaio del tipo S355 e un calcestruzzo del tipo C30/37. Avendo ipotizzato uno spessore della piastra pari a 50mm, si ottengono i seguenti dati:

$$f_{yk} = 335MPa; f_{tk} = 470MPa; f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 17.0MPa;$$

Essendo:

f_{yk} : la resistenza di progetto allo snervamento dell'acciaio;

f_{tk} : la resistenza di progetto a rottura dell'acciaio;

f_{cd} : la resistenza di design del calcestruzzo;

h : l'altezza del profilo HE240M;

b : la base del profilo HE240M;

t_f : spessore dell'ala del profilo HE240M;

t_w : spessore dell'ala del profilo HE240M;

Per determinare l'area efficace della piastra in compressione, è necessario calcolare il valore dello sbalzo c che si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite. Si procede quindi al calcolo del valore dello sbalzo tramite la seguente formula:

$$c < t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{(3f_{jd} \cdot \gamma_{M0})}} = 50 \cdot \sqrt{\frac{335}{(3 \cdot 26.3 \cdot 1.05)}} = 100.6mm$$

Con:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{Rdu} = \frac{2}{3} \cdot (2.32 \cdot f_{cd}) = \frac{2}{3} \cdot (2.32 \cdot 17.0) = 26.3MPa$$

A flessione vengono disposti 4+4 bulloni M33 del tipo 10.9. La resistenza a trazione del gruppo di bulloni risulta:

$$F_{T,Rd} = 4 \cdot \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 694}{1.25} = 4 \cdot 499.7 = 1998.7kN$$

Data la distanza tra le due file di bulloni più esterne, pari a 380mm, l'azione di sollevamento su ciascuna fila risulta pari a:

$$N_{Ed,fil a} = \frac{N_{Ed,T}}{2} + \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{1505.9}{2} + \frac{411.7}{0.38} = 1836.4kN < F_{t,Rd} = 1998.7kN$$

Si verifica quindi che la resistenza della zona compressa è pari a:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} \cdot (b + 2c)(t_f + 2c) = 26.3 \cdot (248 + 2 \cdot 100.6)(32 + 2 \cdot 100.6) = 2752.9kN$$

Per equilibrio alla traslazione risulta:

$$F_{C,Rd} - F_{T,Rd} = 2752.9 - 1998.7 = 754.2kN < N_{Ed,C} = 1544.1kN$$

Essendo:

$$C - T = N_{Ed}$$

allora si ricava la massima azione di trazione agente su una fila di bulloni in funzione della massima resistenza della zona compressa:

$$T = C - N_{Ed,C} = F_{C,Rd} - N_{Ed,C} = 2752.9 - 1544.1 = 1208.8kN$$

Il momento resistente risulta dunque:

$$M_{Rd} = T \cdot d_T + F_{C,Rd} \cdot d_C = 1208.8 \cdot 0.19 + 2752.9 \cdot 0.119 = 557.3kNm > 412.3kNm$$

5.2.2 Verifica flessionale al sollevamento

Si procede al calcolo della resistenza flessionale della piastra, da valutarsi in base alla resistenza dell'ala di un elemento a T equivalente. Si distingue la verifica secondo le due direzioni principali della piastra.

La forza sollecitante in una delle due file composte da 4 bulloni risulta uguale a metà della forza massima sollecitante a trazione, i.e.:

$$N_{Ed,x} = N_{Ed,filà} = \frac{N_{Ed,T}}{2} + \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{1505.9}{2} + \frac{411.7}{0.38} = 1836.4kN$$

Il momento sollecitante risulta quindi uguale a:

$$M_{Ed,x} = N_{Ed,x}m_x = N_{Ed,x}m_x = 1836.4 \cdot 0.05 = 91.8kNm$$

Il momento plastico resistente risulta invece pari a:

$$M_{pl,Rd,x} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b_x t^2 f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{500 \cdot 50^2 \cdot 335}{1.05} = 99.7kNm > 91.8 = M_{Ed,x}$$

Si prevede inoltre la messa in opera di 3 fazzoletti di irrigidimento.

In direzione opposta viene studiato il comportamento dell'elemento di piastra avente larghezza pari a 100mm coincidente con la porzione relativa ad una sola fila di 4 bulloni esaminata in direzione trasversale. In particolare l'elemento di piastra viene studiato come trave su 3 appoggi (garantiti dalla presenza dei tre fazzoletti di irrigidimento) soggetta a 4 carichi concentrati applicati in corrispondenza dei bulloni (i.e. $F_{Ed,i} = 1836.4/4 = 459.1kN$) Per cui l'azione flessionale sollecitante risulta:

$$M_{Ed,y} = 16.2kNm$$

Valore inferiore alla resistenza plastica della piastra di base, pari a:

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{100 \cdot 50^2}{4} \cdot \frac{335}{1.05} = 19.9kNm > 16.2 = M_{Ed,y}$$

5.2.3 Verifica della saldatura tra piastra di base e colonna

Si prescrive che la connessione tra colonna e piastra di base avvenga tramite saldatura a completa penetrazione.

5.2.4 Verifica a taglio

Per trasferire le azioni taglianti alla trave di fondazione vengono predisposti 4 tirafondi, collocati in posizione centrale, a cui viene assegnato il solo compito di trasferire il taglio sollecitante.

$$V_{Rd} = n_b \cdot 0.5 \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot 0.5 \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot 277.6kN = 1110.4kN > 241.9kN = V_{Ed}$$

5.2.5 Verifica tirafondi

In questa sezione si procede al dimensionamento e alla verifica degli ancoraggi di base aventi funzione di tirafondi per trasferire la sollecitazione di trazione ed evitare quindi il sollevamento dei montanti

verticali. Si nota che la condizione peggiore coincide con la contemporanea presenza di trazione e momento flettente. Per tale motivo, in base alla direzione del sisma, l'azione massima di trazione su una fila di bulloni risulterebbe pari a:

$$F_{b,Ed,tot} = 1836.4kN \rightarrow F_{b,Ed} = \frac{F_{b,Ed,tot}}{4} = \frac{1836.4}{4} = 459.1kN$$

A tal fine si prevede la messa in opera di 4+4 bulloni M33 del tipo 10.9 (4 per fila). La resistenza a trazione di ciascun bullone risulta uguale a:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.9f_{ub}A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 694}{1.25} = 499.7kN$$

Tale per cui risulta:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{459.1}{499.7} = 0.92 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

Non potendo garantire l'altezza minima di affondamento necessaria a prevenire lo sfilamento del cilindro di calcestruzzo in corrispondenza di ciascun tirafondo, si prevede la messa in opera di una singola piastra di dimensioni pari a 52x48cm che collega tutti i tiranti. Tale presidio è infine completato dalla disposizione di opportuna armatura che intercetti il volume di calcestruzzo soggetto a sfilamento, in modo da evitarne l'espulsione.

$$N_{Ed.T} = 1505.9kN$$

$$V_{Ed} = 241.9kN$$

$$M_{Ed} = 127kNm$$

5.3.1 Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)

Si procede con la verifica a taglio del singolo bullone:

$$V_{Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0.5 \frac{1000 \cdot 303}{1.25} = 121.2kN$$

La resistenza a rifollamento può essere calcolata come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

- α Coefficiente per bulloni nella direzione del carico applicato;
- k Coefficiente per bulloni nella direzione perpendicolare al carico applicato;
- d Diametro nominale del gambo del bullone;
- t Spessore della piastra collegata;
- f_{tk} Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

Determinazione dei coefficienti α e k :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{32}{3 \cdot 24}; \frac{70}{3 \cdot 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1 \right\} = \min \{0.444; 0.722; 1.960; 1\} = 0.444$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 60}{24} - 1.7; \frac{1.4 \cdot 55}{24} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{5.3; 1.508; 2.5\} = 1.508$$

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1.51 \cdot 0.44 \cdot 510 \cdot 22 \cdot 40}{1.25} \cdot 10^{-3} = 240.4kN$$

Pertanto la resistenza a taglio del bullone risulta pari alla resistenza minima tra quella a taglio e quella a rifollamento:

$$F_{v,Rd} = \min (V_{Rd}; F_{b,Rd}) = 121.2 = 121.2kN$$

Considerando come reagenti a taglio solamente i 4 bulloni della fila centrale, l'azione sollecitante tagliante sul singolo bullone risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{241.9}{4} = 60.5kN$$

Allo stesso tempo ciascuno dei 4 bulloni centrali è soggetto ad una forza di trazione pari a:

$$F_{t,Ed} = \frac{1505.9}{5 \cdot 4} = 75.3 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza a trazione del singolo bullone pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2 \text{ kN}$$

la verifica di resistenza risulta:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{60.5}{121.2} + \frac{75.3}{1.4 \cdot 218.2} = 0.75$$

5.3.2 Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali

Per il calcolo della resistenza delle saldature a cordoni d'angolo tra la testa delle colonne e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo una saldatura con lato pari a 12mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 8.4 mm. Deriva:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 8.4 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 2.199 \text{ kN/mm}$$

Considerando per i due cordoni d'angolo posti in corrispondenza dell'anima del profilo HEM240 una lunghezza pari alla distanza tra i raccordi del profilo HE240M, (tale per cui $L_s = 164 \text{ mm}$), l'azione sollecitante per unità di lunghezza risulta:

$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot L_s} = \frac{241.9}{2 \cdot 164} = 0.738 \text{ kN/mm}$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{0.738}{2.199} = 0.34 < 1$$

5.3.3 Verifica a flessione della piastra per sollevamento

In questa sezione si procede alla verifica della piastra soggetta a trazione e a flessione. Innanzitutto si procede al calcolo della forza di trazione sollecitante il singolo bullone. Si sottolinea che sono stati adottati 4 ($= n_2$) bulloni M22 disposti su 5 file ($= n_1$). Per il calcolo del bullone più sollecitato si procede come si seguito illustrato:

$$M_{Ed} = n_2 \cdot X \cdot d_{b1} + n_2 \cdot X \cdot \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} = n_2 \cdot X \cdot \left(d_{b1} + \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} \right)$$

Essendo:

$d_{b1} = 336mm$: la distanza tra le due file di bulloni più esterne;

$d_{b2} = 140mm$: la distanza tra le due file di bulloni interne;

X : la forza di trazione sul singolo bullone più esterno dovuta all'azione flettente.

$$X = \frac{M_{Ed}}{n_2 \left(d_{b1} + \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} \right)} = \frac{127}{4 \left(0.336 + \frac{0.140}{0.336} \cdot 0.140 \right)} = 80.5kN$$

Deriva:

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed,T}}{n_1 \cdot n_2} + X = \frac{1505.9}{5 \cdot 4} + 80.5 = 75.3 + 80.5 = 155.8kN$$

La resistenza a trazione del singolo bullone risulta invece pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2kN$$

Maggiore quindi della sollecitazione a trazione:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{155.8}{218.2} = 0.71$$

Per quanto riguarda la resistenza flessionale della piastra si considera la massima resistenza a trazione della fila di bulloni più sollecitata e si procede al calcolo del momento sollecitante rispetto alla flangia della colonna saldata:

$$M_{Ed} = F_{b,Rd} \cdot n_2 \cdot d_b = 218.2 \cdot 4 \cdot 33 = 28.8kNm$$

La resistenza flessionale della piastra è invece pari a:

$$M_{pl,Rd} = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{300 \cdot 40^2}{4} \cdot \frac{355}{1.05} = 40.6kNm > 28.8 = M_{Ed}$$

In direzione ortogonale, vista la presenza di piastre di irrigidimento, risulta invece:

$$M_{Ed} = 8.78kNm$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{65 \cdot 40^2}{4} \cdot \frac{355}{1.05} = 8.79kNm > 8.78kNm = M_{Ed}$$

5.3.4 Resistenza delle saldature alle azioni verticali

Per il calcolo della resistenza delle saldature di testa a cordoni d'angolo tra il montante verticale e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo per le ali una saldatura con lato pari a 20mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 14mm. Deriva:

$$F_{w,Rd,ala} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 14 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 3.664 kN/mm$$

Assumendo per i due fazzoletti di irrigidimento centrali una saldatura con lato pari a 12mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 8.4mm. Deriva:

$$F_{w,Rd,irr} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 8.4 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 2.199 kN/mm$$

Assumendo che le saldature resistenti a trazione siano quelle in corrispondenza delle ali del profilo HE240M e dei fazzoletti centrali di irrigidimento, la resistenza della saldatura nei confronti delle azioni assiali flessionali risulta:

$$L_{s,ala} = 248 + 2 \cdot 94 = 436 mm$$

$$L_{s,irr} = 2 \cdot 60 = 120 mm$$

$L_{s,ala}$: lunghezza della saldatura in corrispondenza di ciascuna delle due ali (cordone continuo esterno a cui vengono sommati i due cordoni interni relativi alla semiflangia);

$L_{s,irr}$: lunghezza dei cordoni di saldatura lungo il fazzoletto di irrigidimento centrale (i.e. 60mm).

Si procede calcolando l'azione assiale sollecitante la saldatura di metà profilo calcolando la risultante della forza di trazione e della sollecitazione flessionale:

$$F_{w,Ed} = \left(\frac{N_{Ed,T}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h - t_f)} \right) = \left(\frac{1505.9}{2} + \frac{127}{(0.270 - 0.032)} \right) = 1286.6 kN$$

La resistenza della saldatura viene invece calcolata come segue:

$$F_{w,Rd} = F_{w,Rd,ala} \cdot L_{s,ala} + F_{w,Rd,anima} \cdot \frac{L_{s,anima}}{2} = 3.664 \cdot 436 + 2.199 \cdot 120 = 1861.4 kN$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1286.6}{1861.4} = 0.69 < 1$$

5.4 Verifica della piastra di base HEB240

Si procede al calcolo e alla verifica della piastra di base per i telai di controvento. Sulla base delle analisi pushover, si riepilogano le massime sollecitazioni di compressione, trazione e taglio agenti alla base dei montanti dei telai controventati:

$$N_{max,c} = 2010kN; N_{max,t} = 2010kN; V_{max} = 850kN;$$

5.4.1 Progetto piastra di base

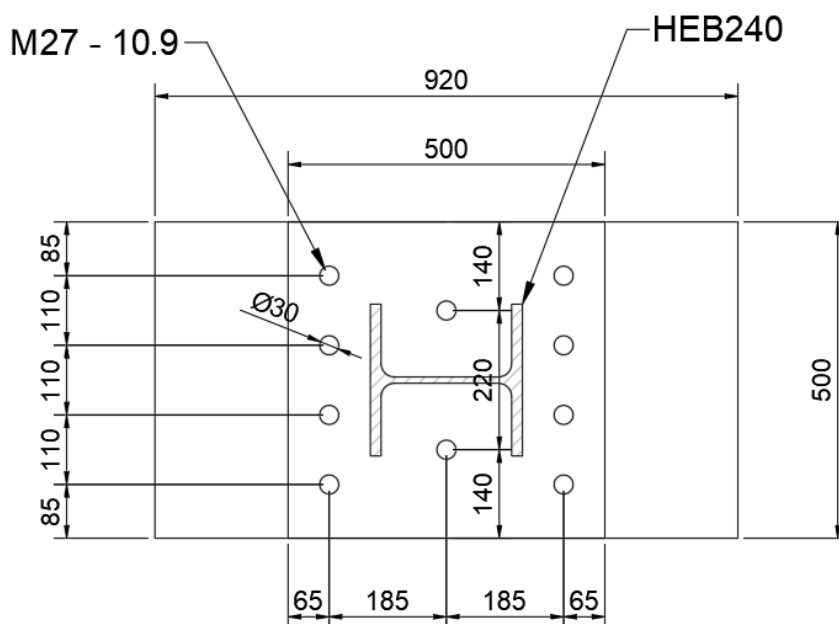


Figura 91 – Geometria piastra di base HEB240.

Per il dimensionamento della piastra di base si è innanzitutto calcolata l'area minima necessaria al trasferimento delle azioni di compressione. Si precisa che è stato adottato un acciaio del tipo S355 e un calcestruzzo del tipo C30/37. Avendo ipotizzato uno spessore della piastra pari a 40mm, si ottengono i seguenti dati:

$$f_{yk} = 355MPa; f_{tk} = 510MPa; f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 17.0MPa;$$

Sulla base dei precedenti valori si calcola l'area minima come segue:

$$A_{c0} = \min \left(\frac{N_{max,c}}{f_{cd}}; \left[\frac{N_{max,c}}{f_{cd}} \right]^2 \frac{1}{h \cdot b} \right) = \min \left(\frac{2010}{17.0}; \left[\frac{2010}{17.0} \right]^2 \frac{1}{240 \cdot 240} \right) = \min(1182; 2427) = 2427cm^2$$

Essendo:

f_{yk} : la resistenza di progetto allo snervamento dell'acciaio;

f_{tk} : la resistenza di progetto a rottura dell'acciaio;

f_{cd} : la resistenza di design del calcestruzzo;

h : l'altezza del profilo HE240B;

b : la base del profilo HE240B;

t_f : spessore dell'ala del profilo HE240B;

t_w : spessore dell'ala del profilo HE240B;

Sulla base della seguente verifica si opta per una piastra a larga proiezione:

$$A_{c0} > 0.95hb \rightarrow 2427\text{cm}^2 > 24 \cdot 24 = 576\text{cm}^2$$

Per determinare l'area efficace della piastra in compressione, è necessario calcolare il valore dello sbalzo c che si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite. Si procede quindi al calcolo del valore dello sbalzo (secondo le ipotesi di piastra a proiezione larga senza sovrapposizione). Il valore di c risulta dalla risoluzione della seguente equazione:

$$N_{max,c} = f_{cd} \left[2(t_f + 2c)(b + 2c) + (t_w + 2c)(h - 2(t_f + c)) \right]$$

Riorganizzando la precedente equazione di secondo grado in funzione dell'incognita c , si ottiene un'uguaglianza del tipo:

$$Ac^2 + Bc + C = 0$$

Da cui deriva:

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 64.4\text{mm}$$

Essendo:

$$A = 2$$

$$B = 2b - t_w + h = 2 \cdot 240 - 10 + 240 = 710$$

$$C = bt_f + 0.5t_w h - t_f t_w - \frac{N_{max,c}}{2f_{cd}} = 240 \cdot 17 + 0.5 \cdot 10 \cdot 240 - 17 \cdot 10 - \frac{2'010'000}{2 \cdot 17} = -54'008$$

Noto il valore di c si procede al dimensionamento della piastra tale per cui risulti:

$$b_p > b + 2c \rightarrow b_p > 240 + 2 \cdot 64.4 = 368.8 \cong 370\text{mm} \rightarrow b_p = 500\text{mm}$$

$$h_p > h + 2c \rightarrow h_p > 240 + 2 \cdot 64.4 = 368.8 \cong 370\text{mm} \rightarrow h_p = 500\text{mm}$$

Si verifica quindi che:

$$A_p > A_{c0} \rightarrow 50 \cdot 50 > 2427 \rightarrow 2500\text{cm}^2 > 2427\text{cm}^2$$

Prima di definire lo spessore della piastra è necessario verificare le ipotesi alla base del calcolo dello sbalzo c . A tal fine è quindi necessario verificare l'ipotesi di non sovrapposizione delle aree efficaci. Deve risultare quindi:

$$\begin{cases} \frac{h - 2t_f}{2} > c \rightarrow \frac{240 - 2 \cdot 17}{2} > 64.4 \rightarrow 103 > 64.4 \\ \frac{b_p - t_w}{2} > c \rightarrow \frac{500 - 10}{2} > 64.4 \rightarrow 245 > 64.4 \end{cases}$$

A titolo di verifica si verifica la seguente uguaglianza:

$$\begin{aligned} (2A_f + A_w) &= \frac{N_{max,c}}{f_{cd}} \rightarrow 2[(2c + t_f) \cdot (b + 2c)] + [(2c + t_w) \cdot (h - 2t_f - 2c)] = \frac{N_{max,c}}{f_{cd}} \rightarrow \\ 2[(2 \cdot 64.4 + 17) \cdot (240 + 2 \cdot 64.4)] + [(2 \cdot 64.4 + 10) \cdot (240 - 2 \cdot 17 - 2 \cdot 64.4)] &= \frac{2'010'000}{17.0} \rightarrow \\ 17 \cdot (2 \cdot 53771 + 10715) &= 2010kN \rightarrow OK \end{aligned}$$

E' quindi possibile procedere al calcolo dello spessore della piastra di base. Sulla base del modulo di resistenza elastico della piastra si ottiene quindi:

$$t_p > \frac{c}{\sqrt{f_{yk}/(3f_{cd} \cdot \gamma_{M0})}} \rightarrow t_p > \frac{64.4}{\sqrt{355/(3 \cdot 17.0 \cdot 1.05)}} = 25.4mm$$

5.4.2 Verifica a flessione per sollevamento

Si procede al calcolo della resistenza flessionale della piastra, da valutarsi in base alla resistenza dell'ala di un elemento a T equivalente. La resistenza di progetto a flessione deve essere valutata come il più basso dei valori associati alle diverse modalità di collasso. Si distingue la verifica secondo le due direzione principali della piastra.

La forza sollecitante in una delle due file composte da 4 bulloni risulta uguale a metà della forza massima sollecitante a trazione, i.e.:

$$N_{Ed,x} = \frac{2010}{2} = 1005kN$$

Il momento sollecitante risulta quindi uguale a:

$$M_{Ed,x} = N_{Ed,f} m_x = N_{Ed,f} (e_x - 0.8a_x \sqrt{2}) = 1005 \cdot (65 - 0.8 \cdot 12 \cdot \sqrt{2}) = 1005 \cdot (51.42) = 51.68kNm$$

Il momento plastico resistente risulta invece pari a:

$$M_{pl,Rd,x} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b_x t^2 f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{500 \cdot 40^2 \cdot 355}{1.05} = 67.6kNm > 51.68 = M_{Ed,x}$$

In direzione opposta si procede al calcolo della forza resistente secondo la modalità di collasso 1 (i.e. piastra sottile – bullone forte: snervamento completo della piastra). Viene studiato il comportamento dell'elemento di piastra avente larghezza paria a 130mm coincidente con la porzione relativa ad una sola fila di 4 bulloni esaminata in direzione trasversale. Per cui l'azione sollecitante risulta:

$$N_{Ed,y} = \frac{2010}{2} = 1005kN$$

Per il meccanismo resistente 1, la forza resistente relativa ad una fila di bulloni risulta:

$$F_{T,1,Rd,y} = \frac{4M_{pl,1,Rd,y}}{m_y} = \frac{4M_{pl,1,Rd,y}}{(e_y - 0.8a_y\sqrt{2})} = \frac{4 \cdot 13.619}{(45 - 0.8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2})} = \frac{4 \cdot 17.58}{33.68} = 2087.9kN > 1005 = N_{Ed,y}$$

Con:

$$M_{pl,1,Rd,y} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b_y t^2 f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{130 \cdot 40^2 \cdot 355}{1.05} = 17.58kNm$$

Per quanto riguarda la seconda modalità di collasso (i.e. modo intermedio: rottura dei bulloni con snervamento della piastra), risulta:

$$F_{T,2,Rd,y} = \frac{2M_{pl,1,Rd,y} + n \sum F_{t,Rd}}{m_y + n} = \frac{2 \cdot 17.581kNm + 110mm \cdot 4 \cdot 264kN}{33.68 + 110} = 1053.2kN > 1005 = N_{Ed,y}$$

Con $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione del singolo bullone, pari a:

$$F_{t,Rd} = 264kN$$

Per la modalità 3 (i.e. rottura dei bulloni) si verifica semplicemente che:

$$\sum F_{t,Rd} > N_{Ed,y} \rightarrow 4 \cdot 264kN = 1056kN > 1005kN$$

Per ultimo si considera la possibilità di punzonamento. A tal fine si valuta la resistenza a taglio per punzonamento del singolo bullone:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_{yk} \cdot t_p}{\gamma_{M0}} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 49.55 \cdot 430 \cdot 40}{1.05} = 1530.0kN > 1005kN = N_{Ed}$$

Con:

$$d_m = \frac{53.10 + 46}{2} = 49.55mm$$

Essendo:

d_m : il valore minore tra il valore medio della distanza misurata tra i punti e le superfici piane della testa del bullone oppure del dado;

t_p : lo spessore della piastra, pari a 40mm.

5.4.3 Verifica della saldatura tra piastra di base e colonna

Per il calcolo della saldatura si fa riferimento alla resistenza di progetto per unità di lunghezza di saldatura $F_{w,Rd}$.

Per il calcolo della resistenza a trazione si ritiene di affidare il trasferimento dell'azione sollecitante alle sole flange. La lunghezza di saldatura prevista risulta quindi:

$$L_{s,f} = [240 + (240 - 10)] \cdot 2 = 940mm$$

La forza di calcolo che sollecita i cordoni d'angolo per unità di lunghezza, $F_{w,Ed}$ vale:

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{L_s} = \frac{2010}{940} = 2.14KN/mm$$

Applicando il criterio semplificato e a favore di sicurezza proposto dalle NTC, la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd}$ vale:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 8.4 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 2.20kN/mm$$

Dove:

f_{tk} Resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati;

$a = 8.4 mm$ Altezza di gola del cordone di saldatura;

$\beta = 0.9$ Coefficiente funzione del tipo di acciaio saldato;

γ_{M2} Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{2.14}{2.20} = 0.97 < 1$$

La verifica è soddisfatta. Si noti comunque che è stata trascurata la presenza dei fazzoletti di irrigidimento la cui presenza incrementa sostanzialmente la lunghezza efficace di trasferimento dell'azione sollecitante.

Allo stesso modo si verifica lo stato di sollecitazione della giunzione colonna piastra di base per quanto riguarda l'azione di taglio.

Per il calcolo della resistenza a taglio si ritiene di affidare il trasferimento dell'azione sollecitante all'anima della colonna saldata ed al fazzoletto d'angolo a cui è connessa la diagonale. La lunghezza di saldatura prevista risulta quindi rispettivamente:

$$L_{s,w} = [(240 - 2 \cdot 17 - 2 \cdot 21)] \cdot 2 = 328mm$$

$$L_{s,faz} = 260 \cdot 2 = 520mm$$

Applicando il criterio semplificato e a favore di sicurezza proposto dalle NTC, la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd}$ vale:

$$F_{Rd,w} = 5 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.31 kN/mm$$

$$F_{Rd,faz} = 7 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.83 \text{ kN/mm}$$

La resistenza totale offerta dal giunto risulta quindi uguale alla somma dei due contributi precedentemente calcolati:

$$F_{Rd} = F_{Rd.w} \cdot L_{s.w} + F_{Rd.faz} L_{s.faz} = 1.31 \cdot 328 + 1.83 \cdot 520 = 1381.3kN > 850kN = V_{max}$$

5.4.4 Verifica a taglio

In questa sezione si procede al calcolo per il trasferimento del taglio alla fondazione. La presenza di trazione nelle diagonali di controvento si traduce infatti inevitabilmente in una forza orizzontale di taglio che deve essere trasferita alla fondazione.

Si prevede quindi la massa in opera di un rostro di fondazione saldato alla piastra di base. Dato il taglio sollecitante massimo, pari a 850kN, si dimensiona un rostro di fondazione del tipo HE240M. Essendo l'area di taglio pari a:

$$A_v = A - 2bt_f + t_f(t_w + 2r) = 19960 - 2 \cdot 248 \cdot 32 + 32 \cdot (18 + 2 \cdot 21) = 6008 \text{ mm}^2$$

il taglio resistente risulta:

$$V_{Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{355 \cdot 6008}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1172.8 kN > 850 kN = V_{Ed}$$

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☒ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio | S355 (Fe510) | f_y (N/mm²) | 355 | f_u | 510

Ordina per
☒ W_y
☐ I_y
☐ g

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} | 0 | l_{0z} | 0

N_{sd} [kN] | 0

	designazione	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
	HE 160 M	76.2	180	166	14.00	23.00	15.00
	HE 180 M	88.9	200	186	14.50	24.00	15.00
	HE 200 M	103.0	220	206	15.00	25.00	18.00
	HE 220 M	117.0	240	226	15.50	26.00	18.00
▶	HE 240 M	157.0	270	248	18.00	32.00	21.00
	HE 260 M	172.0	290	268	18.00	32.50	24.00
	UC 200 M	199.0	310	300	10.00	32.00	24.00

HE 240 M

$N_{by,Rd}$ [kN] | 6,748
 $N_{bz,Rd}$ [kN] | 6,748
 $V_{ply,Rd}$ [kN] | 1,173

?

$M_{oy,Rd}$ [kNm] | 715.7
 $M_{oz,Rd}$ [kNm] | 340.1
 $V_{plz,Rd}$ [kN] | 3,098

?

g (Kg/m): | 157
 h (mm): | 270
 b (mm): | 248
 tw (mm): | 18
 tf (mm): | 32
 $r1$ (mm): | 21

$r2$ (mm): | 0
 A (cm²): | 199.6
 I_y (cm⁴): | 24,290
 W_y (cm³): | 1,799
 W_{ply} (cm³): | 2,117

i_y (cm): | 11.03
 I_z (cm⁴): | 8,153
 W_z (cm³): | 657.5
 $W_{pl,z}$ (cm³): | 1,006

i_z (cm): | 6.39
 I_T (cm⁴): | 627.9
 I_w (cm⁶): | 1,152,000

Classe Sezione

Compressione | 1
 Flessione M_y | 1
 Flessione M_z | 1
 Presso-Flessione | 1

Verifiche

Figura 92 – Dati geometrici e di resistenza del profilo HEM240, S355JR.

Per determinare la lunghezza del rostro si determina innanzitutto l'area necessaria dovuta alla compressione laterale sul calcestruzzo:

$$A_{c,min} = \frac{V_{Ed}}{f_{cd}} = \frac{850}{17} = 50000 \text{ mm}^2$$

Dividendo per la base del profilo HE240M si ottiene:

$$l_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{b} = \frac{50000}{248} = 202 \text{ mm} \rightarrow 30 \text{ cm} = l$$

Per verificare la resistenza a flessione delle ali si ricalcola il tasso di lavoro agente sul calcestruzzo:

$$f_c = \frac{V_{Ed}}{A_c} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot l} = \frac{850}{248 \cdot 300} = 11.43 \text{ MPa}$$

A cui corrisponde un carico distribuito al metro lineare pari a:

$$p = f_c \cdot l = 11.43 \cdot 300 = 3427.42 \text{ N/mm}$$

Trattando metà flangia come una mensola incastrata in corrispondenza del raggio di curvatura, risulta un momento sollecitante pari a:

$$M_{Ed} = p \cdot d \cdot \frac{d}{2} = p \cdot \frac{d^2}{2} = p \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \cdot r\right)^2}{2} = 3427.42 \cdot \frac{\left(\frac{248}{2} - \frac{18}{2} - 0.8 \cdot 21\right)^2}{2} = 3427.42 \cdot \frac{(98.2)^2}{2} = 16.53 \text{ kNm}$$

Il momento plastico resistente risulta invece pari a:

$$M_{pl} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \cdot 300 \cdot 32^2 / 4}{1.05} = 26.0 \text{ kNm} > 16.53 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

5.4.5 Verifica della saldatura tra piastra di base e rostro

Per il calcolo della saldatura si fa riferimento alla resistenza di progetto per unità di lunghezza di saldatura $F_{w,Rd}$.

Per il calcolo della resistenza a taglio si ritiene di affidare il trasferimento dell'azione sollecitante all'intero profilo HE240M. La lunghezza di saldatura viene quindi suddivisa tra ali e anima:

$$L_{s,f} = (248 + 2 \cdot 94) = 436 \text{ mm}$$

$$L_{s,w} = 2 \cdot 164 = 328 \text{ mm}$$

$$L_s = 2 \cdot L_{s,f} + L_{s,w} = 1200 \text{ mm}$$

La forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza, $F_{w,Ed}$ vale:

$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{L_s} = \frac{850}{1200} = 0.71 \text{ kN/mm}$$

Applicando il criterio semplificato e a favore di sicurezza proposto dalle NTC, la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd}$ vale:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 7 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.83 kN/mm$$

Dove:

f_{tk} Resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati;

$a = 7 mm$ Altezza di gola del cordone di saldatura;

$\beta = 0.9$ Coefficiente funzione del tipo di acciaio saldato;

γ_{M2} Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{0.71}{1.83} = 0.39 < 1$$

5.4.6 Verifica tirafondi

In questa sezione si procede al dimensionamento e alla verifica degli ancoraggi di base aventi funzione di tirafondi per trasferire la sollecitazione di trazione ed evitare quindi il sollevamento dei montanti verticali.

A tal fine si prevede la messa in opera di 8 bullono M27 del tipo 10.9. La resistenza a trazione di ciascun bullone risulta uguale a:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 459}{1.25} = 330.5 kN$$

Da cui deriva una resistenza totale dell'intera bullonatura pari a:

$$F_{b,Rd,tot} = 8 \cdot 330.5 kN = 2644 kN$$

Essendo:

$$\frac{N_{Ed}}{F_{b,Rd,tot}} = \frac{2010}{2644} = 0.76 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

Non potendo garantire l'altezza minima di affondamento necessaria a prevenire lo sfilamento del cilindro di calcestruzzo in corrispondenza di ciascun tirafondo, si prevede la messa in opera di una singola piastra di dimensioni pari a 52x48cm che collega tutti i tiranti. Tale presidio è infine completato dalla disposizione di opportuna armatura che intercetti il volume di calcestruzzo soggetto a sfilamento, in modo da evitarne l'espulsione.

5.5 Verifica del giunto colonna HEB240B – H240B inferiore

In questa sezione si procede al dimensionamento e alla verifica del giunto colonna-colonna per il trasferimento delle azioni sollecitanti. Si prevede l'impiego di due piastre di dimensioni 28x37cm aventi spessore paria 4cm. Le piastre saranno inoltre collegate da 20 bulloni M22 del tipo 10.9. Il giunto viene progettato per resistere alle azioni sollecitanti di seguito riportate:

$$N_{Ed,C} = 2010kN$$

$$N_{Ed,T} = 2010kN$$

$$V_{Ed} = 55kN$$

$$M_{Ed} = 75kNm$$

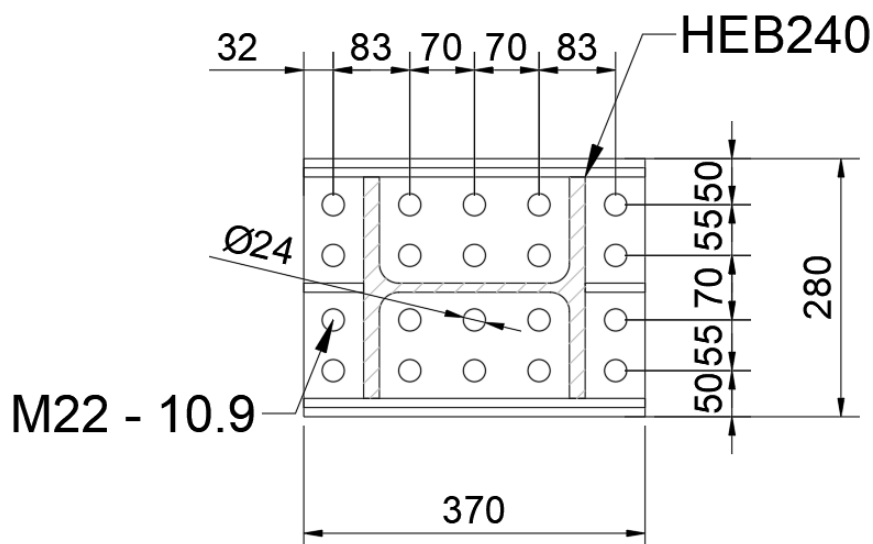


Figura 93 – Giunto di testa montanti HEB240.

5.5.1 Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)

Si procede con la verifica a taglio del singolo bullone:

$$V_{Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0.5 \cdot \frac{1000 \cdot 303}{1.25} = 121.2kN$$

La resistenza a rifollamento può essere calcolata come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

α Coefficiente per bulloni nella direzione del carico applicato;

k Coefficiente per bulloni nella direzione perpendicolare al carico applicato;

d Diametro nominale del gambo del bullone;

t Spessore della piastra collegata;

f_{tk} Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

Determinazione dei coefficienti α e k :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{32}{3 \cdot 24}; \frac{70}{3 \cdot 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1 \right\} = \min \{0.444; 0.722; 1.961; 1\} = 0.694$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 50}{24} - 1.7; \frac{1.4 \cdot 55}{24} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{5.83; 1.508; 2.5\} = 1.508$$

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1.51 \cdot 0.44 \cdot 510 \cdot 22 \cdot 40}{1.25} \cdot 10^{-3} = 240.4 kN$$

Pertanto la resistenza a taglio del bullone risulta pari alla resistenza minima tra quella a taglio e quella a rifollamento:

$$F_{v,Rd} = \min (V_{Rd}; F_{b,Rd}) = 121.2 = 121.4 kN$$

Considerando come reagenti a taglio solamente i 4 bulloni della fila centrale, l'azione sollecitante tagliante sul singolo bullone risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{75}{4} = 18.8 kN$$

Allo stesso tempo ciascuno dei 4 bulloni centrali è soggetto ad una forza di trazione pari a:

$$F_{t,Ed} = \frac{2010}{5 \cdot 4} = 100.5 kN$$

Essendo la resistenza a trazione del singolo bullone pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2 kN$$

la verifica di resistenza risulta:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{18.8}{121.4} + \frac{100.5}{1.4 \cdot 218.2} = 0.48$$

5.5.2 Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali

Per il calcolo della resistenza delle saldature a cordoni d'angolo tra la testa delle colonne e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo una saldatura con lato pari a 7mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 5mm. Deriva:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 5 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.309 \text{ kN/mm}$$

Considerando per i due cordoni d'angolo posti in corrispondenza dell'anima del profilo HEB240 una lunghezza pari alla distanza tra i raccordi dei profili HE240B, (tale per cui $L_s = 164 \text{ mm}$), l'azione sollecitante per unità di lunghezza risulta:

$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot L_s} = \frac{55}{2 \cdot 164} = 0.168 \text{ kN/mm}$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{0.168}{1.309} = 0.13 < 1$$

5.5.3 Verifica a flessione della piastra per sollevamento

In questa sezione si procede alla verifica della piastra soggetta a trazione e a flessione. Innanzitutto si procede al calcolo della forza di trazione sollecitante il singolo bullone. Si sottolinea che sono stati adottati 4 ($= n_2$) bulloni M22 disposti su 5 file ($= n_1$). Per il calcolo del bullone più sollecitato si procede come si seguito illustrato:

$$M_{Ed} = n_2 \cdot X \cdot d_{b1} + n_2 \cdot X \cdot \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} = n_2 \cdot X \cdot \left(d_{b1} + \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} \right)$$

Essendo:

$d_{b1} = 306 \text{ mm}$: la distanza tra le due file di bulloni più esterne;

$d_{b2} = 140 \text{ mm}$: la distanza tra le due file di bulloni interne;

X : la forza di trazione sul singolo bullone più esterno dovuta all'azione flettente.

$$X = \frac{M_{Ed}}{n_2 \left(d_{b1} + \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \cdot d_{b2} \right)} = \frac{75}{4 \left(0.306 + \frac{0.140}{0.306} \cdot 0.140 \right)} = 50.7 \text{ kN}$$

Deriva:

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed,T}}{n_1 \cdot n_2} + X = \frac{2010}{5 \cdot 4} + 50.7 = 100.5 + 50.7 = 151.2 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione del singolo bullone risulta invece pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2 kN$$

Maggiore quindi della sollecitazione a trazione:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{151.2}{218.2} = 0.69$$

Per quanto riguarda la resistenza flessionale della piastra si considera la massima resistenza a trazione della fila di bulloni più sollecitata e si procede al calcolo del momento sollecitante rispetto alla flangia della colonna saldata:

$$M_{Ed} = F_{b,Rd} \cdot n_2 \cdot d = 218.2 \cdot 4 \cdot 33 = 28.8 kNm$$

La resistenza flessionale della piastra è invece pari a:

$$M_{pl,Rd} = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{240 \cdot 40^2}{4} \cdot \frac{355}{1.05} = 32.5 kNm > 28.8 = M_{Ed}$$

In direzione ortogonale, vista la presenza di piastre di irrigidimento, risulta invece:

$$M_{Ed} = 8.3 kNm$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{66 \cdot 40^2}{4} \cdot \frac{355}{1.05} = 8.9 kNm > 8.3 kNm = M_{Ed}$$

5.5.4 Resistenza delle saldature alle azioni verticali

Per il calcolo della resistenza delle saldature a cordoni d'angolo tra la testa delle colonne e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo per le ali una saldatura con lato pari a 15mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 10.5mm. Deriva:

$$F_{w,Rd,ala} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 10.5 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 2.748 kN/mm$$

Assumendo per i due fazzoletti di irrigidimento centrali una saldatura con lato pari a 7mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 5mm. Deriva:

$$F_{w,Rd,irr} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 5 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.309 kN/mm$$

Assumendo che le saldature resistenti a trazione siano quelle in corrispondenza delle ali del profilo HE240B e dei fazzoletti centrali di irrigidimento, la resistenza della saldatura nei confronti delle azioni assiali e flessionali risulta:

$$L_{s,ala} = 240 + 2 \cdot 115 = 470mm$$

$$L_{s,irr} = 2 \cdot 60 = 120mm$$

$L_{s,ala}$: lunghezza della saldatura in corrispondenza di ciascuna delle due ali (cordone continuo esterno a cui vengono sommati i due cordoni interni relativi alla semiflangia);

$L_{s,irr}$: lunghezza dei cordoni di saldatura lungo il fazzoletto di irrigidimento centrale (i.e. 60mm).

Si procede calcolando l'azione assiale sollecitante la saldatura di metà profilo calcolando la risultante della forza di trazione e della sollecitazione flessionale:

$$F_{w,Ed} = \left(\frac{N_{Ed,T}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h - t_f)} \right) = \left(\frac{2010}{2} + \frac{75}{(0.240 - 0.017)} \right) = 1341.3kN$$

La resistenza della saldatura viene invece calcolata come segue:

$$F_{w,Rd} = F_{w,Rd,ala} \cdot L_{s,ala} + F_{w,Rd,anima} \cdot \frac{L_{s,anima}}{2} = 2.748 \cdot 470 + 1.309 \cdot 120 = 1448.6kN$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1341.3}{1448.6} = 0.93 < 1$$

5.6 Verifica del giunto colonna HE240B – H240B superiore

In questa sezione si procede al dimensionamento e alla verifica del giunto colonna-colonna per il trasferimento delle azioni sollecitanti. Si prevede l'impiego di due piastre di dimensioni 24x27cm aventi spessore paria 4cm. Le piastre saranno inoltre collegate da 12 bulloni M22 del tipo 10.9. Il giunto viene progettato per resistere alle azioni sollecitanti di seguito riportate:

$$N_{Ed,c} = 967kN$$

$$N_{Ed,T} = 381kN$$

$$V_{Ed} = 11kN$$

$$M_{Ed} = 38kNm$$

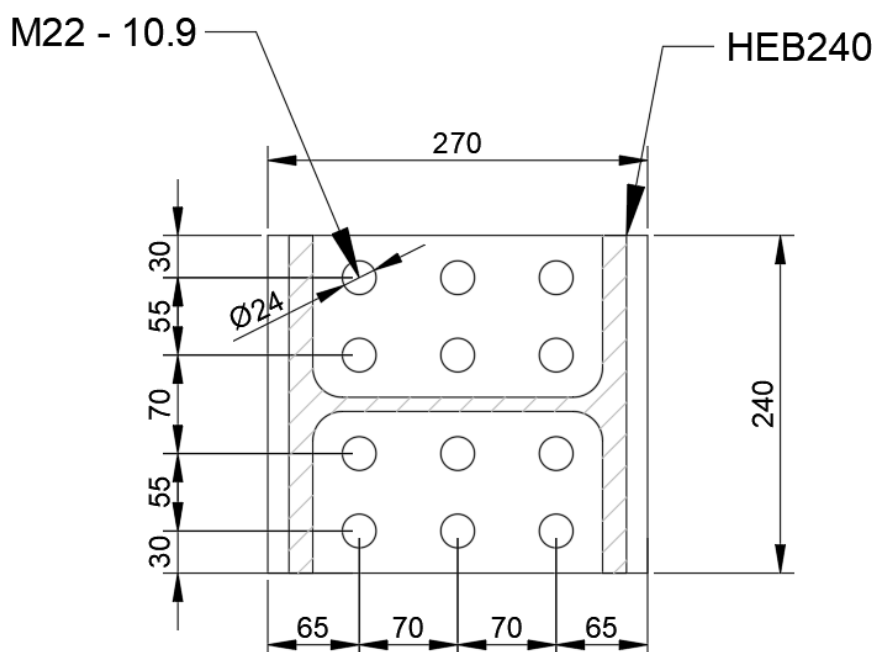


Figura 94 – Giunto superiore di testa tra montanti HEB240.

5.6.1 Resistenza del giunto a taglio (forze orizzontali)

Si procede con la verifica a taglio del singolo bullone:

$$V_{Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0.5 \frac{1000 \cdot 303}{1.25} = 121.2kN$$

La resistenza a rifollamento può essere calcolata come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

- α Coefficiente per bulloni nella direzione del carico applicato;
- k Coefficiente per bulloni nella direzione perpendicolare al carico applicato;
- d Diametro nominale del gambo del bullone;
- t Spessore della piastra collegata;
- f_{tk} Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

Determinazione dei coefficienti α e k :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{65}{3 \cdot 24}; \frac{70}{3 \cdot 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1 \right\} = \min \{0.903; 0.972; 1.961; 1\} = 0.903$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 30}{24} - 1.7; \frac{1.4 \cdot 55}{24} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{1.80; 1.508; 2.5\} = 1.508$$

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1.51 \cdot 0.90 \cdot 510 \cdot 22 \cdot 40}{1.25} \cdot 10^{-3} = 488.9 kN$$

Pertanto la resistenza a taglio del bullone risulta pari alla resistenza minima tra quella a taglio e quella a rifollamento:

$$F_{v,Rd} = \min (V_{Rd}; F_{b,Rd}) = 121.2 = 121.4 kN$$

Considerando come reagenti a taglio solamente i 4 bulloni della fila centrale, l'azione sollecitante tagliente sul singolo bullone risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{11}{4} = 2.8 N$$

Allo stesso tempo ciascuno dei 4 bulloni centrali è soggetto ad una forza di trazione pari a:

$$F_{t,Ed} = \frac{381}{3 \cdot 4} = 31.8 kN$$

Essendo la resistenza a trazione del singolo bullone pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2 kN$$

la verifica di resistenza risulta:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{2.8}{121.4} + \frac{31.8}{1.4 \cdot 218.2} = 0.13$$

5.6.2 Resistenza delle saldature alle azioni orizzontali

Per il calcolo della resistenza delle saldature a cordoni d'angolo tra la testa delle colonne e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo una saldatura con lato pari a 7mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 5mm. Deriva:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 5 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1.309 kN/mm$$

Considerando per i due cordoni d'angolo posti in corrispondenza dell'anima del profilo HEB240 una lunghezza pari alla distanza tra i raccordi dei profili HE240B, (tale per cui $L_s = 164mm$), l'azione sollecitante per unità di lunghezza risulta:

$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot L_s} = \frac{11}{2 \cdot 164} = 0.034 kN/mm$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{0.067}{1.309} = 0.03 < 1$$

5.6.3 Verifica a flessione della piastra per sollevamento

In questa sezione si procede alla verifica della piastra soggetta a trazione e a flessione. Innanzitutto si procede al calcolo della forza di trazione sollecitante il singolo bullone. Si sottolinea che sono stati adottati 4 ($= n_2$) bulloni M22 disposti su 3 file ($= n_1$). Per il calcolo del bullone più sollecitato si procede come si seguito illustrato:

$$F_{Ed,M} = \frac{M_{Ed}}{n_2 \cdot d_{b1}} = \frac{39}{4 \cdot 0.14} = 69.7 kN$$

Essendo $d_{b1} = 140mm$ la distanza tra le due file di bulloni più esterne;

Deriva:

$$F_{b,Ed} = \frac{N_{Ed,T}}{n_1 \cdot n_2} + F_{Ed,M} = \frac{381}{3 \cdot 4} + 69.7 = 31.8 + 69.7 = 101.5 kN$$

La resistenza a trazione del singolo bullone risulta invece pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 303}{1.25} = 218.2 kN$$

Maggiore quindi della sollecitazione a trazione:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{101.5}{218.2} = 0.47$$

Per quanto riguarda la resistenza flessionale della piastra si considera la sollecitazione dovuta a trazione uniformemente distribuita su i bulloni relativo a ciascuna semiflancia (i.e. 3) e si calcola il momento sollecitante:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed,T}}{n_1 \cdot n_2} \cdot n_1 \cdot (d_{int} + d_{est}) = \frac{381}{3 \cdot 4} \cdot 3 \cdot (0.085 + 0.03) = 11.0 kNm$$

La resistenza flessionale della piastra è invece pari a:

$$M_{pl,Rd} = \frac{b \cdot t^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{270 \cdot 40^2}{4} \cdot \frac{355}{1.05} = 36.5 kNm > 11.0 kNm = M_{Ed}$$

5.6.4 Resistenza delle saldature alle azioni verticali

Per il calcolo della resistenza delle saldature a cordoni d'angolo tra la testa delle colonne e la piastra di separazione si adotta il metodo semplificato. La resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura risulta pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot f_{vw,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

Assumendo per le ali una saldatura con lato pari a 12mm, l'altezza della sezione di gola, a , risulta pari a 8.4mm. Deriva:

$$F_{w,Rd,ala} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 8.4 \cdot \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 2.199 kN/mm$$

Assumendo che le saldature resistenti a trazione siano quelle in corrispondenza delle ali del profilo HE240B, la resistenza della saldatura nei confronti delle azioni assiali e flessionali risulta:

$$L_{s,ala} = 240 + 2 \cdot 94 = 428 mm$$

$L_{s,ala}$: lunghezza della saldatura in corrispondenza di ciascuna delle due ali (cordone continuo esterno a cui vengono sommati i due cordoni interni relativi alla semiflancia).

Si procede calcolando l'azione assiale sollecitante la saldatura di metà profilo calcolando la risultante della forza di trazione e della sollecitazione flessionale:

$$F_{w,Ed} = \left(\frac{N_{Ed,T}}{2} + \frac{M_{Ed}}{(h - t_f)} \right) = \left(\frac{381}{2} + \frac{39}{(0.240 - 0.017)} \right) = 342.3 kN$$

La resistenza della saldatura viene invece calcolata come segue:

$$F_{w,Rd} = F_{w,Rd,ala} \cdot L_{s,ala} = 2.199 \cdot 428 = 941.2 kN$$

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{342.3}{941.2} = 0.36 < 1$$

5.7 Calcolo connessioni dei diagonali di controvento - sollecitazioni

Nel capitolo 7, riguardante la progettazione per le azioni sismiche al punto § 7.5.3.1, le NTC prevedono che i collegamenti in zone dissipative debbano avere sufficiente sovraresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate. Deve quindi risultare:

$$R_{j,Rd} \geq \gamma_{0v} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd}$$

Dove:

$R_{j,Rd}$: Resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$: Resistenza plastica di progetto della membratura dissipativa;

$R_{U,Rd}$: Limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata:

γ_{0v} : Coefficiente di sovraresistenza del materiale.

Data la sezione massima dell'elemento diagonale del controvento pari a 100x25mm, la resistenza plastica a trazione della sezione lorda dell'elemento diagonale $N_{pl,Rd}$, determinata secondo le NTC §4.2.4.1.2.1, risulta:

$$A_s = 100 \cdot 25 = 2500 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2500 \cdot \frac{275}{1.05} = 654.8 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{pl,Rd}$: Resistenza plastica della sezione lorda;

A_s : Area della sezione lorda;

f_{yk} : Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento;

γ_{M0} : Coefficiente di sicurezza per la resistenza di membrane con sezioni di classe 1-2-3-4, (NTC - Tabella 4.2.VII).

Il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata risulta:

$$R_{U,Rd} = \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot N_{pl,Rd} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 223.81 = 900.3 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Si perviene quindi alla sollecitazione di progetto per i collegamenti degli elementi diagonalali, pari a 900.3kN.

5.8 Progetto e verifica della piastra di collegamento dei diagonali

Il giunto di collegamento della diagonale ai fazzoletti in corrispondenza dei giunti trave-colonna è realizzato con quattro piastre, dallo spessore $t=15\text{ mm}$ e realizzate in acciaio S275. Vengono previsti tre bulloni M20 classe 10.9 per ogni coppia delle quattro piastre costituenti il giunto, con fori dal diametro $d_0 = 22\text{ mm}$.

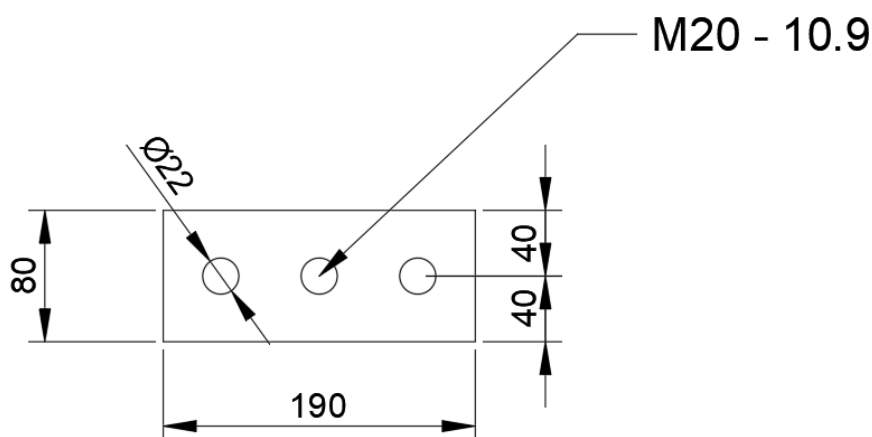


Figura 95 – Piastra tipo di collegamento dei diagonali di controvento.

5.8.1 Verifica della saldatura

Affinché risulti possibile l'accoppiamento tra il giunto previsto all'estremità dell'elemento diagonale ed il fazzoletto, si prevedono saldature a completa penetrazione tra il piatto costituente l'elemento diagonale e le piastre di collegamento.

Le saldature di testa, a completa penetrazione, vengono progettate con una lunghezza di 190mm prevedendo una cianfrinatura a 45° delle piastre di collegamento.

5.8.2 Progetto e verifica della piastra

La disposizione dei fori deve rispettare le seguenti limitazioni massime e minime imposte dalle NTC:

Dimensioni massime tra gli interassi dei fori:

$$p_1 = p_2 = \min \left\{ \frac{14 \cdot t_{\min}}{200\text{mm}} = \min \left\{ \frac{14 \cdot 15}{200\text{mm}} = \min \left\{ \frac{210\text{mm}}{200\text{mm}} = 200\text{mm} \right. \right. \right.$$

$$e_1 = e_2 = 40\text{mm} + 4 \cdot t_{\min} = 40 + 4 \cdot 15 = 100\text{mm}$$

Dimensioni minime tra gli interassi dei fori:

$$e_1 = e_2 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 22 = 26.4\text{mm}$$

$$p_1 > 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 22 = 48.4\text{mm}$$

$$p_2 > 2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 22 = 52.8\text{mm}$$

Dove:

t_{min} : Spessore minimo dell'elemento collegato;

d_0 : Diametro del foro

p_1 p_2 e_1 e_2 : Disposizione dei fori secondo Figura 96.

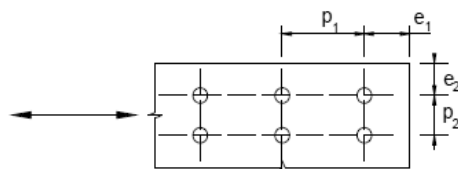


Figura 96 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate.

Per la piastra di collegamento si adotta il seguente passo dei fori che soddisfa le prescrizioni imposte dalla normativa.

$$p_1 = 60 \text{ mm} ; \quad e_1 = 35 \text{ mm} ; \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

La geometria della piastra conseguente alla scelta dei passi dei bulloni risulta:

$$b = 2 \cdot e_2 = 2 \cdot 40 = 80 \text{ mm}$$

$$l = 2 \cdot e_1 + 2 \cdot p_1 = 2 \cdot 35 + 2 \cdot 60 = 190 \text{ mm}$$

5.8.3 Verifica della resistenza plastica della sezione lorda

L'area lorda dell'intero collegamento bullonato costituito da quattro piastre di giunto risulta:

$$A = 4 \cdot b \cdot t = 4 \cdot 80 \cdot 15 = 4800 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4800 \cdot 275}{1.05} \cdot 10^{-3} = 1257.1 \text{ kN}$$

Dove:

A : Area della sezione lorda dell'intero collegamento;

$N_{pl,Rd}$: Resistenza plastica della sezione lorda;

f_{yk} : Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento;

γ_{M0} : Coefficiente di sicurezza per la resistenza di membrature.

La resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$, risulta maggiore della azione assiale di calcolo N_{Ed} prevista per il collegamento

$$N_{Ed} = 900.3 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1257.1 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza plastica delle sezioni non forate risulta soddisfatta.

5.8.4 Verifica di resistenza a rottura della sezione netta

La verifica della sezione netta del giunto costituito dalle quattro piastre epurata dai fori previsti per la bullonatura, risulta:

$$b_{net} = b - d_0 = 80 - 22 = 58 \text{ mm}$$

$$A_{net} = 4 \cdot b_{net} \cdot t = 4 \cdot 58 \cdot 15 = 3480 \text{ mm}^2$$

Dove:

b : Dimensione della sezione della piastra;

d_0 : Diametro del foro;

s : Dimensione dell'intaglio;

b_{net} : Dimensione della sezione netta della piastra epurata dai fori;

A_{net} : Area della sezione netta.

La resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \cdot \frac{3480 \cdot 430}{1.25} \cdot 10^{-3} = 1077.4 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{u,Rd}$: Resistenza a rottura della sezione netta;

f_{tk} : Valore nominale della tensione caratteristica di rottura;

γ_{M2} : Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese indebolite dai fori.

$$N_{Ed} = 900.3 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 1077.4 \text{ kN}$$

La resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd}$ risulta maggiore dell'azione assiale di calcolo N_{Ed} prevista per il collegamento e la verifica è pertanto soddisfatta.

Il progetto del collegamento di un elemento dissipativo prevede l'applicazione della gerarchia delle resistenze. Affinché il giunto sia a completo ripristino è necessario che la resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori, sia maggiore della resistenza plastica di progetto della sezione lorda dell'elemento dissipativo. La resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori risulta maggiore della resistenza plastica della sezione lorda dell'elemento diagonale.

$$N_{u,Rd} = 1077.4 \text{ kN} > N_{pl,Rd} = 654.8 \text{ kN}$$

5.8.5 Verifica a Taglio

La resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione viene definita come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Dove A_v risulta essere l'area resistente a taglio.

Per il giunto di collegamento tra la diagonale e il fazzoletto, l'area di taglio viene computata considerando la sezione delle quattro piastre epurate dalle forature:

$$A_v = 4 \cdot (l - 3d_0) \cdot t = 4 \cdot (190 - 3 \cdot 22) \cdot 15 = 7440 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{7440 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot 10^{-3} = 1125.0 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante per il collegamento è $V_{Ed} = 900.3 \text{ kN}$

La verifica a taglio risulta soddisfatta:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{900.3}{1125.0} = 0.80 \leq 1$$

Pensando ad una possibile rottura della piastra per meccanismo di taglio, si ipotizza una diffusione a 30° del carico trasmesso dal bullone. L'azione sollecitante su ogni zona diffusiva risulta un dodicesimo della forza sollecitante trasmessa dal diagonale:

$$\frac{N_{Ed}}{12} = \frac{900.3}{12} = 75.0 \text{ kN}$$

Si ricerca l'equilibrio sulla superficie di rottura ipotizzata:

$$\sigma = \frac{\frac{N_{Ed}}{12} \cdot \sin 30}{\frac{2 \cdot (e_1 - \Phi/2)}{\cos 30} \cdot t} = \frac{\frac{900.3}{12} \cdot \sin 30}{\frac{2 \cdot (35 - 22/2)}{\cos 30} \cdot 15} \cdot 10^3 = 45.12 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{\frac{N_{Ed}}{12} \cdot \cos 30}{\frac{2 \cdot (e_1 - \Phi/2)}{\cos 30} \cdot t} = \frac{\frac{900.3}{12} \cdot \cos 30}{\frac{2 \cdot (35 - 22/2)}{\cos 30} \cdot 15} \cdot 10^3 = 78.15 \text{ MPa}$$

Applicando il criterio di resistenza di Von Mises e confrontandolo con la resistenza in campo elastico ridotta dal coefficiente di sicurezza γ_{M0} , si verifica la resistenza a taglio del collegamento sulla sezione di rottura ipotizzata:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{45.12^2 + 3 \cdot 78.15^2} = 142.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = 142.7 \text{ MPa} < \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

5.8.6 Verifica della bullonatura

Il giunto bullonato prevede sei bulloni M20 ad alta resistenza classe 10.9, con due superfici di taglio.

Si procede con le verifiche di resistenza dei bulloni, della forza d'attrito garantita dalla presollecitazione fra le superfici a contatto indotta dal serraggio dei bulloni, e di rifollamento in corrispondenza delle piastre. La resistenza di calcolo a taglio riferita al singolo bullone risulta:

$$F_{V,Rd} = 2 \cdot 0.5 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{V,Rd} = 2 \cdot 0.5 \cdot \frac{1000 \cdot 245}{1.25} \cdot 10^{-3} = 196.00 \text{ kN}$$

Dove:

$F_{V,Rd}$: Resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone;

f_{ub} : Resistenza a rottura del bullone in base alla classe;

A_{res} : Area resistente del bullone;

γ_{M2} : Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni bullonate

La resistenza a taglio del giunto costituito da sei bulloni risulta:

$$F_{V,Rd}(\text{bullonatura}) = F_{V,Rd} \cdot 6 = 196.00 \cdot 6 = 1176 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 900.3 \text{ kN} < F_{V,Rd}(\text{bullonatura}) = 1176 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della bullonatura risulta soddisfatta.

5.8.7 Verifica a rifollamento dei bulloni

La resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata $F_{b,Rd}$ risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

α : Coefficiente per bulloni nella direzione del carico applicato;

k : Coefficiente per bulloni nella direzione perpendicolare al carico applicato;

d : Diametro nominale del gambo del bullone;

t : Spessore della piastra collegata;

f_{tk} : Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 22}; \frac{60}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0.530; 0.659; 2.326; 1\} = 0.53$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 40}{22} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{3.391; 2.5\} = 2.5$$

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.53 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 15}{1.25} \cdot 10^{-3} = 136.8 \text{ kN}$$

La forza di rifollamento delle dodici sezioni resistenti della bullonatura risulta:

$$F_{b,Rd(bullonatura)} = F_{b,Rd} \cdot 12 = 136.8 \cdot 12 = 1641.8 \text{ kN}$$

La verifica a rifollamento della bullonatura risulta soddisfatta.

Dall'analisi di Tabella 26 si può avere un confronto fra i coefficienti di sicurezza relativi ai meccanismi di rottura, determinati come il rapporto fra l'azione resistente e l'azione sollecitante.

Tabella 26 - Valutazione dei coefficienti di sicurezza per le diverse modalità di rottura.

Piastra P1 $t=15 \text{ mm}$ - Bulloni M20 10.9	Azione sollecitante	Azione resistente	Verifica < 1
Verifica saldatura	1.185 kN/mm	2.479 kN/mm	0.48
Verifica delle sezioni lorde	900.3 kN	1257.1 kN	0.72
Verifica delle sezioni nette	900.3 kN	1077.4 kN	0.84
Verifica a taglio	900.3 kN	1125.0 kN	0.80
Verifica a taglio	142.7 MPa	216.9 MPa	0.66
Verifica a taglio dei bulloni	900.3 kN	1176.0 kN	0.77
Verifica a rifollamento	900.3 kN	1641.8 kN	0.55

5.9 Verifica del fazzoletto tipo del nodo d'angolo

Il fazzoletto, saldato a cordone d'angolo, è realizzato in acciaio S275 e presenta uno spessore di 20mm.

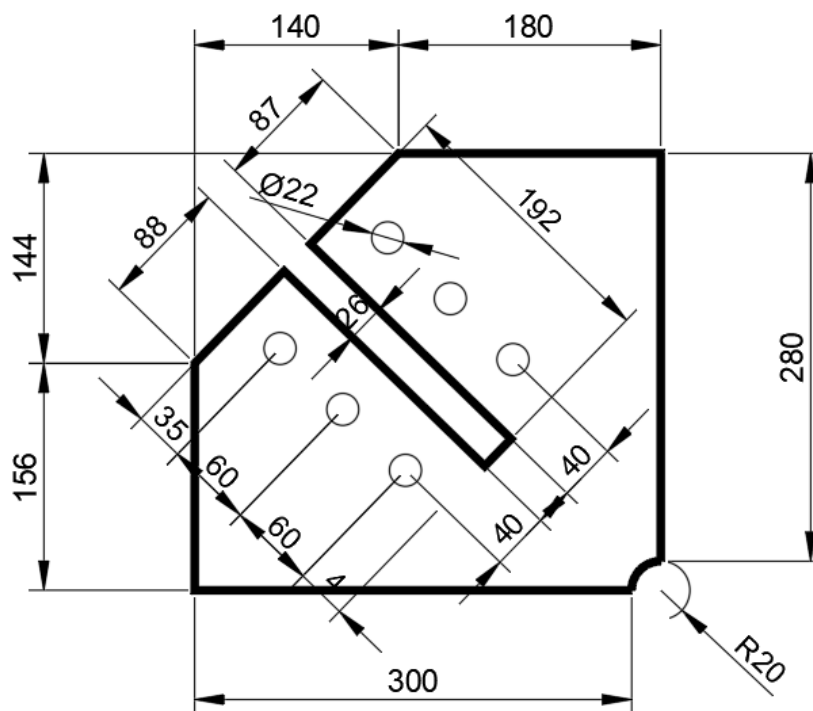


Figura 97 – Fazzoletto d'angolo di collegamento tra diagonali di controvento e telaio.

5.9.1 Verifica della saldatura

Per il calcolo della saldatura del fazzoletto si fa riferimento alla resistenza di progetto per unità di lunghezza di saldatura $F_{w,Rd}$.

La lunghezza minima della saldatura prevista su entrambe le superfici di collegamento del fazzoletto in corrispondenza di trave e colonna risulta:

$$L_s = (260 + 265) \cdot 2 = 1050 \text{ mm}$$

La forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza, $F_{w,Ed}$ vale:

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{L_s} = \frac{900.3}{1050} = 0.86 \text{ kN/mm}$$

Applicando il criterio semplificato e a favore di sicurezza proposto dalle NTC, la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd}$ vale:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = 7 \cdot \frac{430}{\sqrt{3} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 1.64 \text{ kN/mm}$$

Dove:

f_{tk} : Resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati;

$a = 7 \text{ mm}$: Altezza di gola del cordone di saldatura;

$\beta = 0.85$: Coefficiente funzione del tipo di acciaio saldato

γ_{M2} : Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} : Resistenza a rottura del materiale della piastra collegata.

La verifica risulta:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{0.86}{1.64} = 0.52 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

5.9.2 Verifica di resistenza a rottura della sezione netta

La verifica della sezione netta del fazzoletto tipo, epurato dagli intagli previsti per l'inserimento delle diagonali, risulta:

$$b_{net} = b - 2 \cdot d_0 - s = 228 - 26 - 2 \cdot 22 = 158 \text{ mm}$$

$$A_{net} = b_{net} \cdot t = 158 \cdot 20 = 3160 \text{ mm}^2$$

Dove:

b : Dimensione della sezione della piastra tipo;

d_0 : Diametro del foro;

s : Dimensione dell'intaglio;

b_{net} : Dimensione della sezione netta della piastra tipo epurata da fori ed intaglio;

A_{net} : Area della sezione netta.

La resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti risulta:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \cdot \frac{3160 \cdot 430}{1.25} \cdot 10^{-3} = 978.3 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{u,Rd}$: Resistenza a rottura della sezione netta;

f_{tk} : Valore nominale della tensione caratteristica di rottura;

γ_{M2} : Resistenza, delle sezioni tese indebolite dai fori nei riguardi della frattura.

$$N_{Ed} = 900.3 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 978.3 \text{ kN}$$

La verifica della sezione netta viene soddisfatta.

5.9.3 Verifica a rifollamento dei bulloni

La resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata $F_{b,Rd}$ risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 22}; \frac{60}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0.530; 0.659; 2.326; 1\} = 0.53$$

$$k = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot 39.5}{22} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{3.327; 2.5\} = 2.5$$

La resistenza a rifollamento risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.53 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 20}{1.25} \cdot 10^{-3} = 182.4 kN$$

La forza di rifollamento delle sei sezioni resistenti della bullonatura risulta:

$$F_{b,Rd(bullonatura)} = F_{b,Rd} \cdot 6 = 182.4 \cdot 6 = 1094.5 kN$$

La verifica a rifollamento della bullonatura risulta soddisfatta.

5.10 Verifica dei giunti flangiati

Si procede alla verifica del collegamento flangiato trave-colonna dei telai controventati.

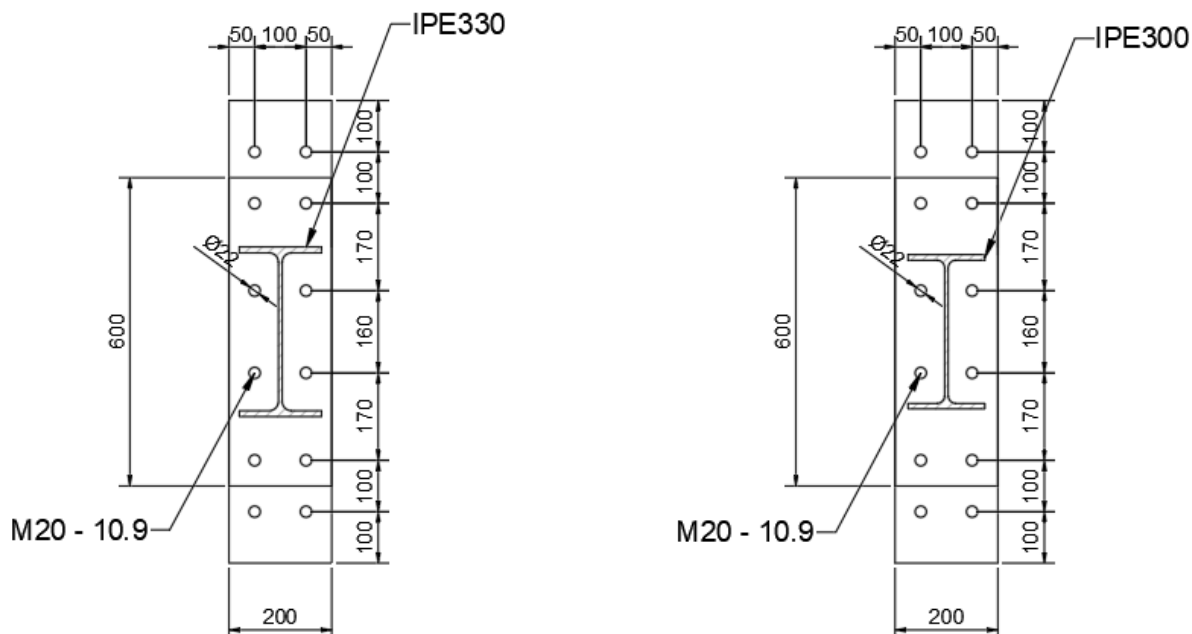


Figura 98 – Giunti flangiati trave – colonna.

Dati generali	Verifica/progetto	Resistenza	Rigidezza	Geometria
Titolo:				
<p>Tipo di nodo</p> <p><u>A due vie:</u></p> <p><input checked="" type="radio"/> con colonna superiore</p> <p><input type="radio"/> senza colonna superiore</p> <p><u>A una via:</u></p> <p><input type="radio"/> con colonna superiore</p> <p><input type="radio"/> senza colonna superiore</p>				
<p>CONVENZIONE DI SEGNO</p>				
<p>Irrigidimenti</p> <p><input type="radio"/> senza irrigidimenti <input checked="" type="radio"/> con irrigidimenti <input type="radio"/> irrigidimento in zona compressa</p>				
<p>Bulloni in zona tesa</p> <p><input type="radio"/> 1 fila <input checked="" type="radio"/> 2 file</p>				
<p>Classe bulloni</p> <p><input type="radio"/> Classe 8.8 <input checked="" type="radio"/> Classe 10.9</p>				
<p>Profilo</p> <p>Colonna inf. HE 240 B - S355 (Fe510)</p> <p>Trave dx IPE 330 - S355 (Fe510) L 3.05 [m]</p> <p>Trave sx IPE 330 - S355 (Fe510) L 3.05 [m]</p>				
<p>Calcolo β</p> <p><input type="radio"/> Analitico <input checked="" type="radio"/> Cautelativo</p>				
<p>Sollecitazioni</p> <p>Colonna Inf.</p> <p>N 0 [KN]</p> <p>V 0 [KN]</p> <p>M 0 [KNm]</p> <p>Colonna Sup.</p> <p>N 0 [KN]</p> <p>V 0 [KN]</p> <p>M 0 [KNm]</p> <p>Trave Sinistra</p> <p>N 0 [KN]</p> <p>V 0 [KN]</p> <p>M 0 [KNm]</p> <p>Trave Destra</p> <p>N 0 [KN]</p> <p>V 0 [KN]</p> <p>M 0 [KNm]</p>				

Figura 99 – Geometria del giunto flangiato tra IPE330 – HEB240.

Dati generali	Verifica/progetto	Resistenza	Rigidezza	Geometria
<div> <input checked="" type="radio"/> Verifica <input type="radio"/> Progetto </div>				
<div> <div> Giunto Dx </div> <div> </div> </div>				
<div> <div> Parametri d = 20 mm tf = 20 mm bf = 200 mm ef = 50 mm ex = 50 mm d2 = 85 mm d1 = 73.5 mm u = 135 mm h' = 135 mm hf = 600 mm </div> <div> Verifica a taglio $V_{sd} = 0.00$ [KN] V_{Rd} (solo fila compressa) 196.00 OK V_{Rd} (fila tesa e una fila comp.) 252.00 OK </div> <div> Verifica a flessione $M_{sd} = 0.00$ [KNm] $M_{Rd,pl}$ (S.L.U.) 152.41 OK $M_{Rd,el}$ (Al limite elastico) 101.60 OK </div> <div> Verifica Plotta Azzerà </div> </div>				
<div> <div> Vista laterale </div> <div> Pianta </div> <div> Geometria </div> </div>				

Figura 100 – Resistenza a taglio e flessione del giunto flangiato IPE330 – HEB240.

Dati generali	Verifica/progetto	Resistenza	Rigidezza	Geometria
Titolo:				
<div> Tipo di nodo A due vie: <input checked="" type="radio"/> con colonna superiore <input type="radio"/> senza colonna superiore A una via: <input type="radio"/> con colonna superiore <input type="radio"/> senza colonna superiore </div>				
<div> <div> CONVENZIONE DI SEGNO </div> <div> 2 file </div> </div>				
<div> Irrigidimenti <input type="radio"/> senza irrigidimenti <input checked="" type="radio"/> con irrigidimenti <input type="radio"/> irrigidimento in zona compressa </div>				
<div> Bulloni in zona tesa <input type="radio"/> 1 fila <input checked="" type="radio"/> 2 file </div>				
<div> Classe bulloni <input type="radio"/> Classe 8.8 <input checked="" type="radio"/> Classe 10.9 </div>				
<div> Profili Colonna inf. HE 240 B - S355 (Fe510) Trave dx IPE 300 - S355 (Fe510) L 3.05 [m] Trave sx IPE 300 - S355 (Fe510) L 3.05 [m] </div>				
<div> Calcolo β <input type="radio"/> Analitico <input checked="" type="radio"/> Cautelativo </div>				
<div> Sollecitazioni <div> Colonna Inf. N 0 [KN] V 0 [KN] M 0 [KNm] </div> <div> Colonna Sup. V 0 [KN] </div> <div> Trave Sinistra N 0 [KN] V 0 [KN] M 0 [KNm] </div> <div> Trave Destra N 0 [KN] V 0 [KN] M 0 [KNm] </div> </div>				

Figura 101 - Geometria del giunto flangiato tra IPE300 – HEB240.

Verifica/progetto

☒ Verifica
☐ Progetto

Giunto Dx

Parametri

d = 20 mm
tf = 20 mm
bf = 200 mm
ef = 50 mm
ex = 50 mm
d2 = 100 mm
d1 = 59.3 mm
u = 150 mm
h' = 150 mm
hf = 600 mm

Verifica a taglio

$V_{sd} = 0.00$ [KN]
 V_{jRd} (solo fila compressa) = 196.00 [OK]
 V_{jRd} (fila tesa e una fila comp.) = 252.00 [OK]

Verifica a flessione

$M_{sd} = 0.00$ [KNm]
 $M_{jRd,pl}$ (S.L.U.) = 133.36 [OK]
 $M_{jRd,el}$ (Al limite elastico) = 88.91 [OK]

Diagrammi:
Vista laterale (Colonna, Trave)
Pianta (Trave, Colonna)
Detail of flange (dw, d, d0)

Buttons: Verifica, Pjotta, Azzera

Figura 102 – Resistenza a taglio e flessione del giunto flangiato IPE300 – HEB240.

Dall'analisi delle precedenti immagini si evince che la resistenza minima a taglio e a momento risulta rispettivamente:

$$V_{Rd} = 196 \text{ kN} > 55 \text{ kN} = V_{Ed}$$

$$M_{Rd} = 133.4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 75 \text{ kNm}$$

5.11 Dimensionamento e verifica fondazioni

5.11.1 Pali di fondazione - US1

In questa sezione si riportano le azioni in corrispondenza dei pali di fondazione per ciascuna delle travi di fondazione previste a progetto. In particolare i valori delle reazioni sono ottenute per lo stato di sollecitazione coincidente con lo step di domanda allo stato limite di salvaguardia della vita.

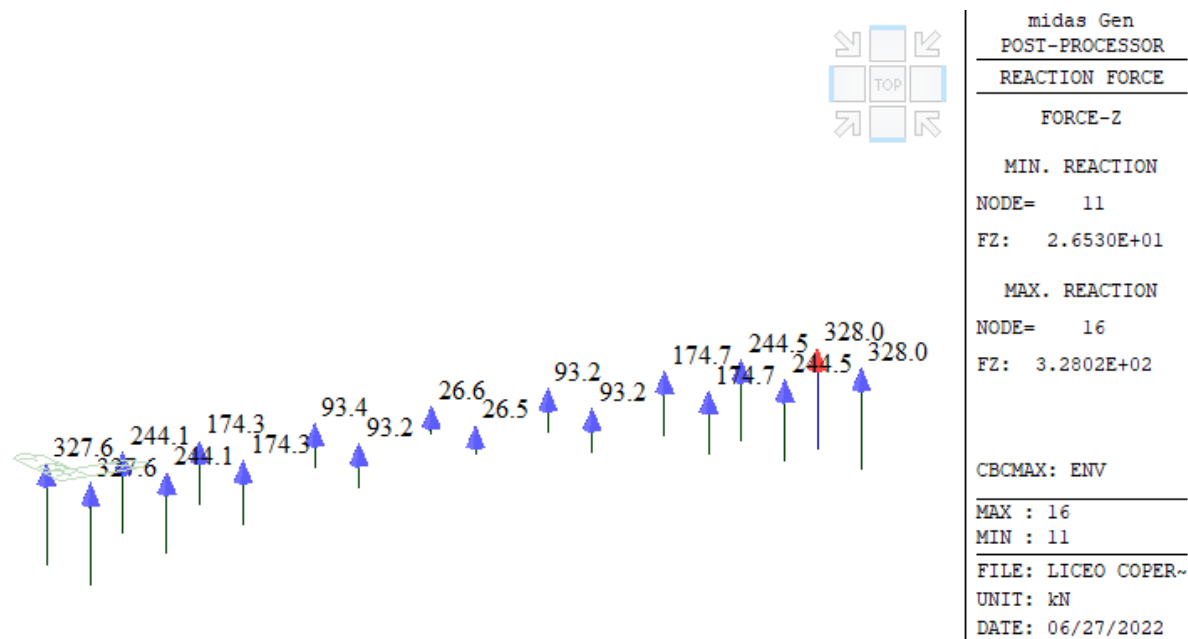


Figura 103 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di X-A1, X-A2, X-A3.

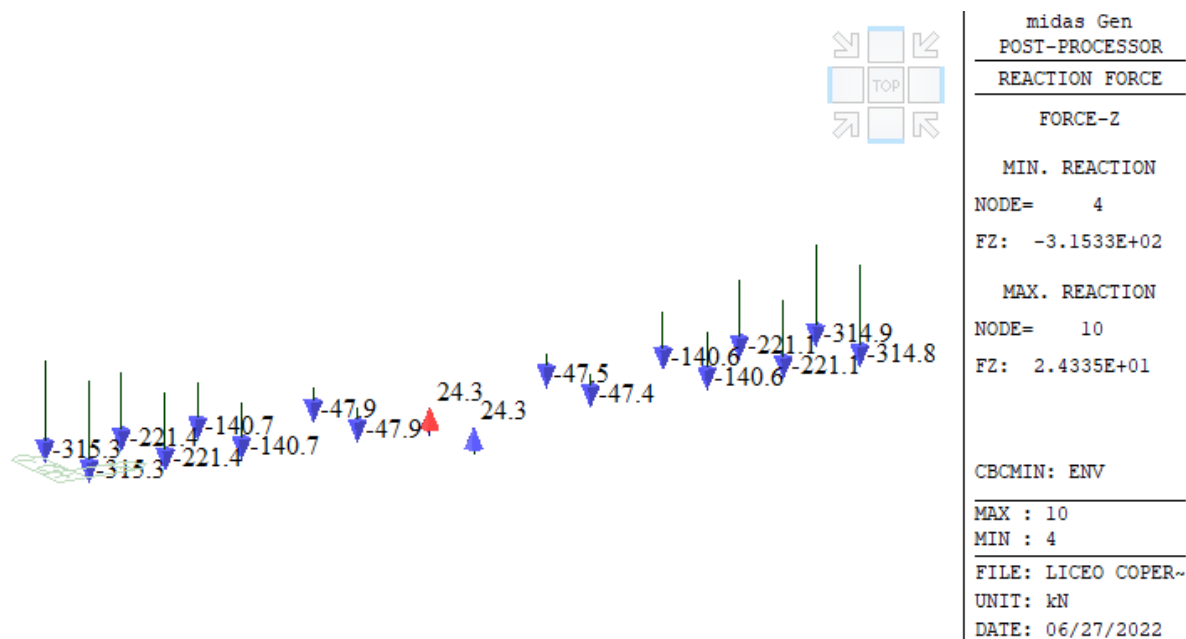


Figura 104 - Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di X-A1, X-A2, X-A3.

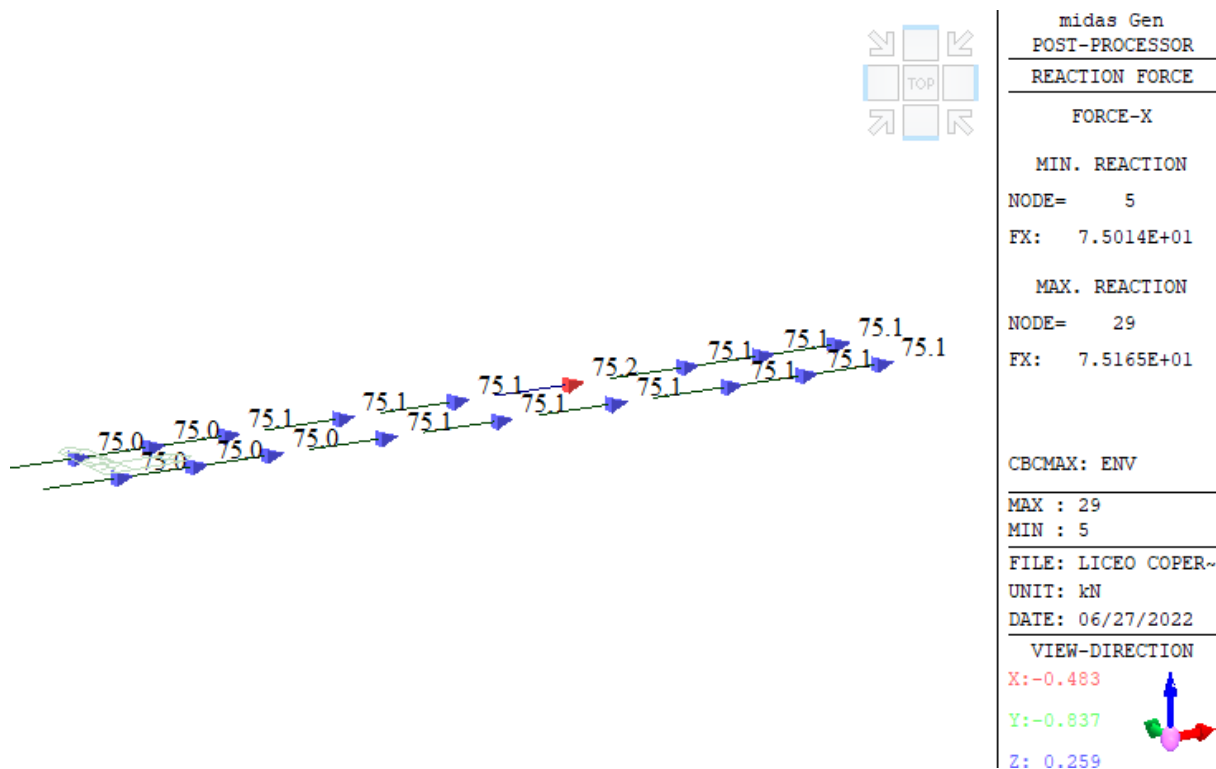


Figura 105 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione X-A1, X-A2, X-A3.

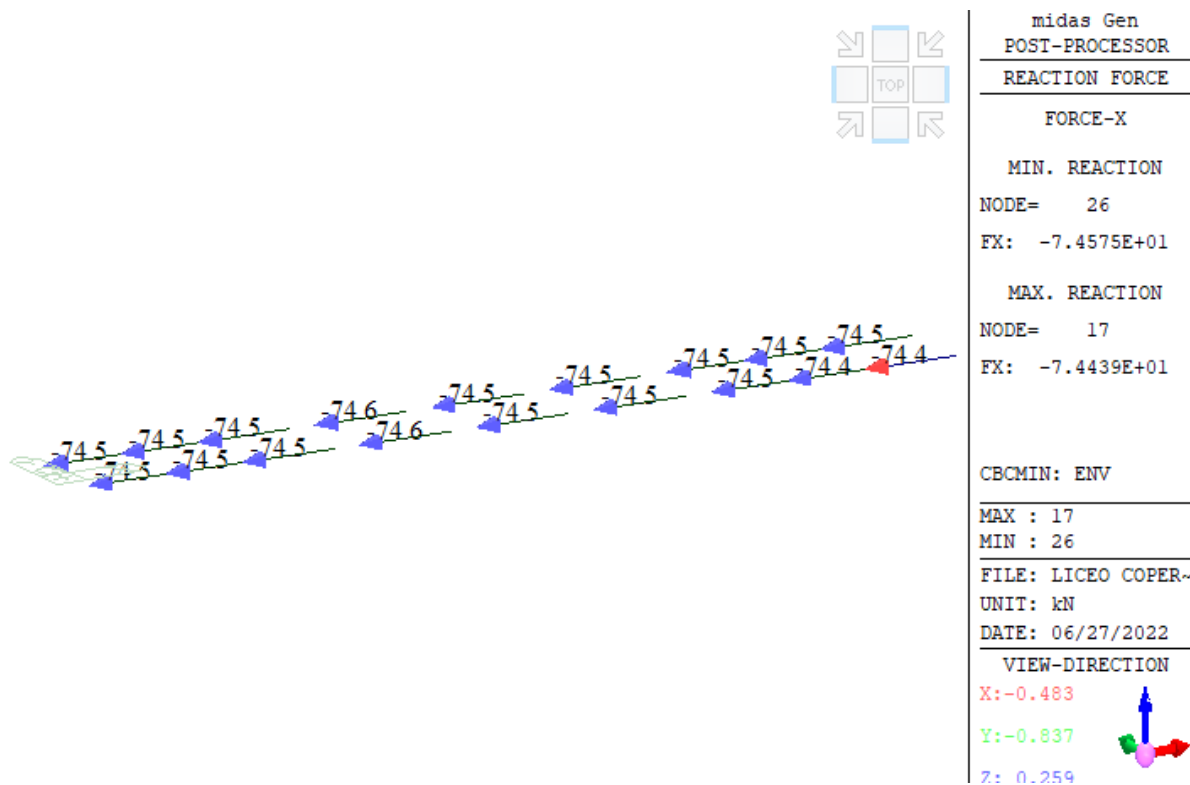


Figura 106 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione X-A1, X-A2, X-A3.

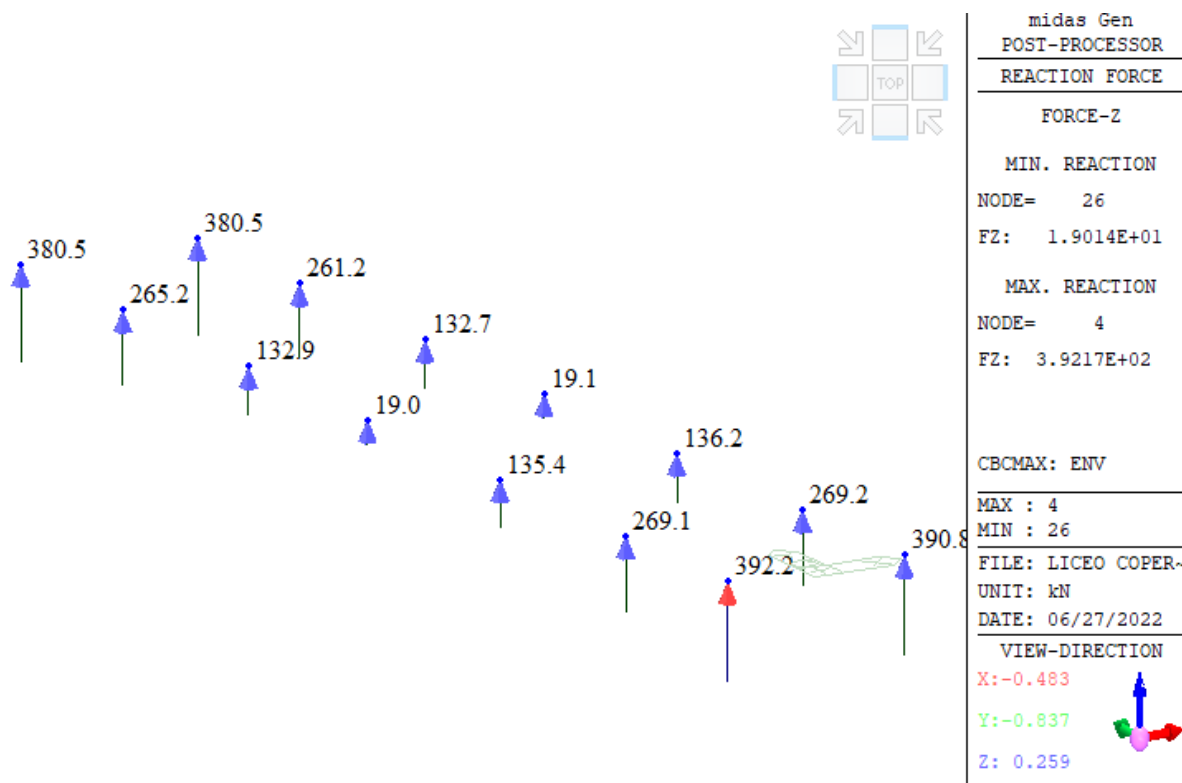


Figura 107 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di Y-A1, Y-A2.

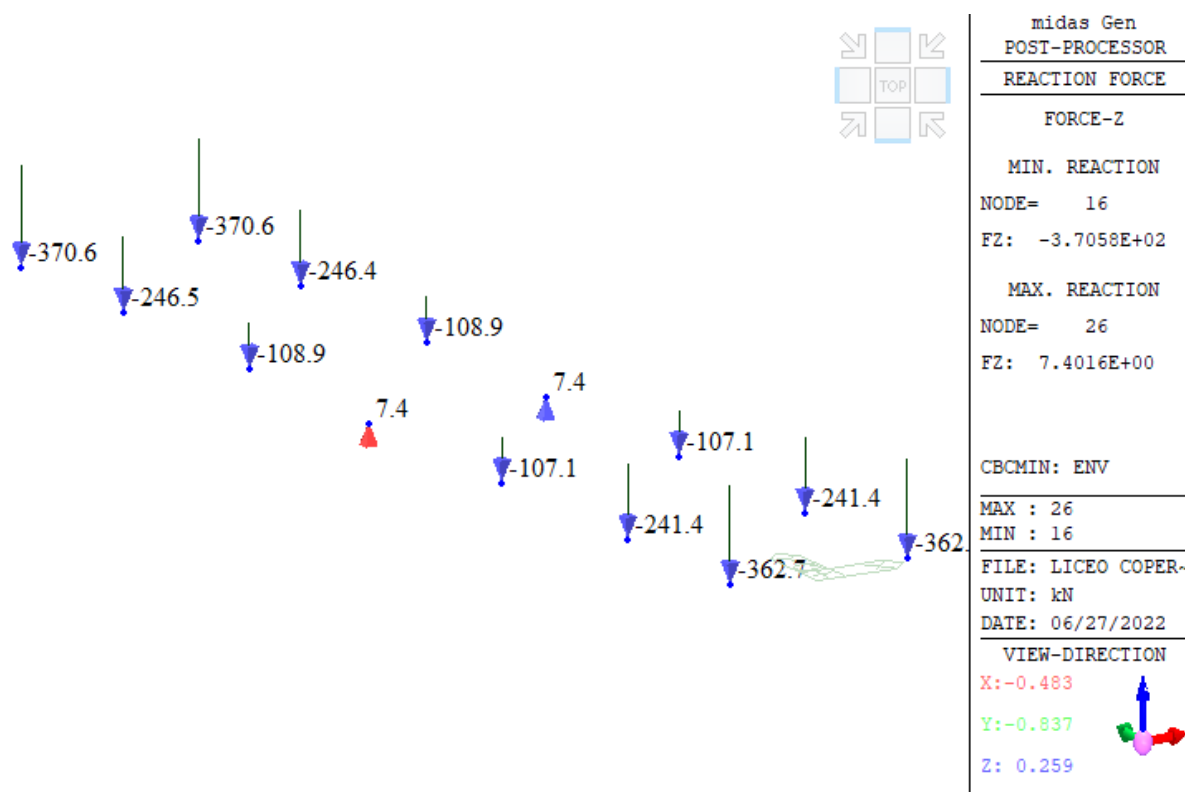


Figura 108 - Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di Y-A1, Y-A2.

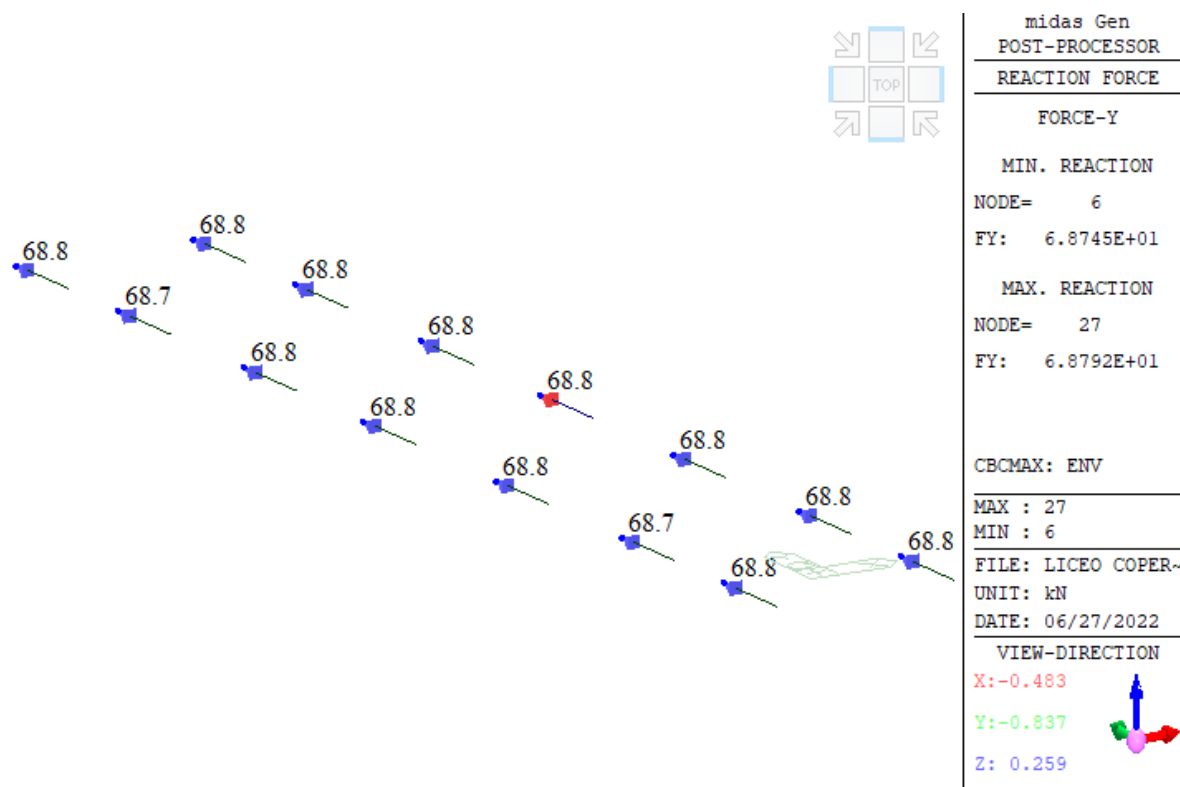


Figura 109 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-A1, Y-A2.

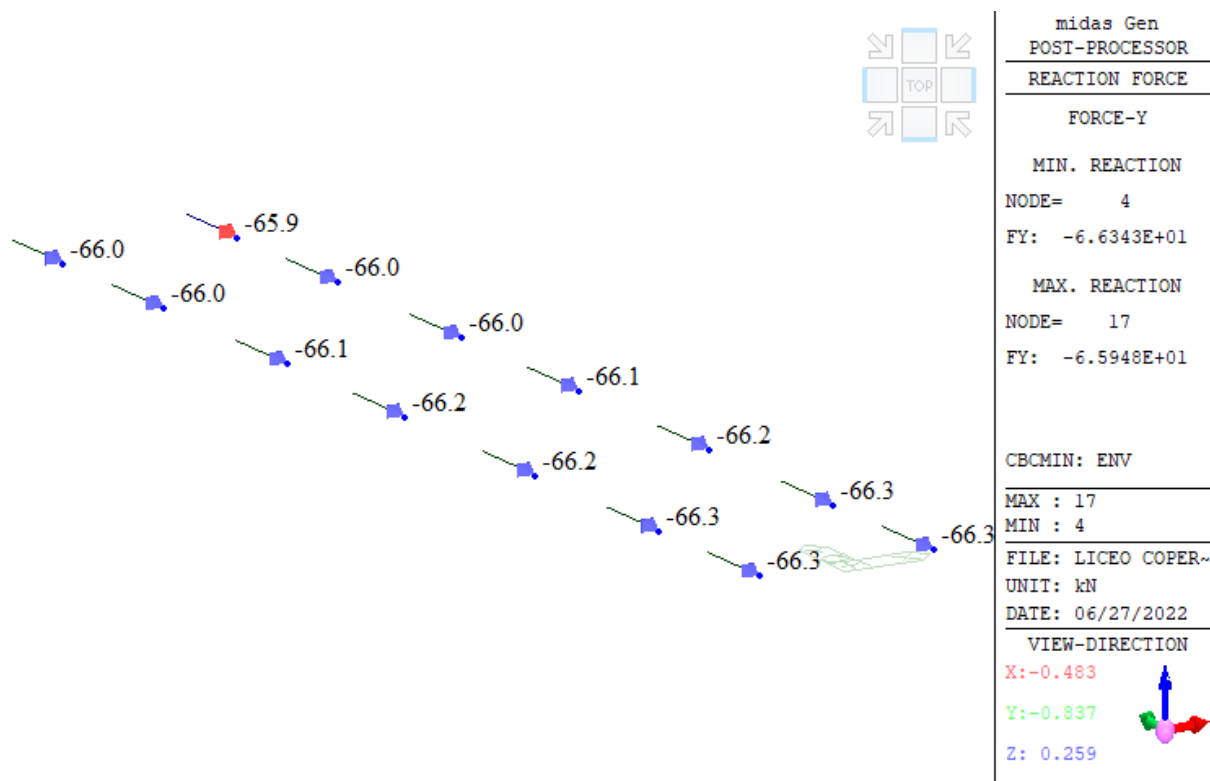


Figura 110 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-A1, Y-A2.

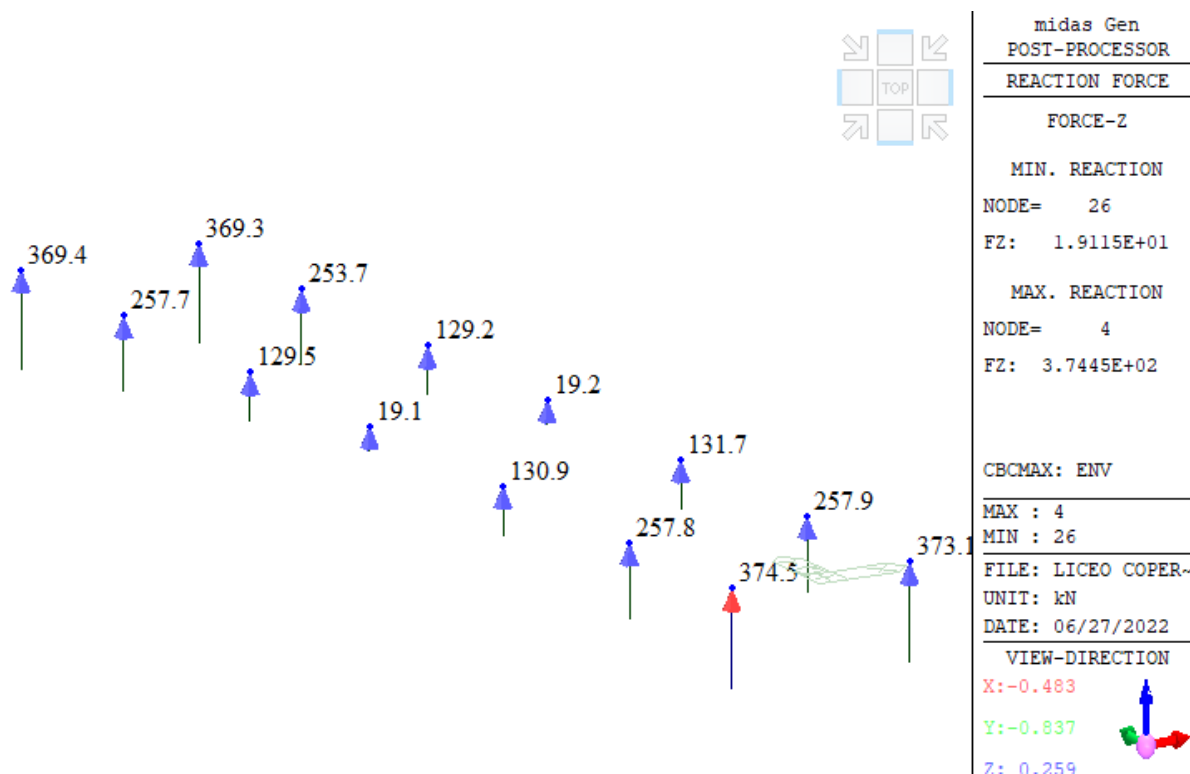


Figura 111 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di Y-B1, Y-B2.

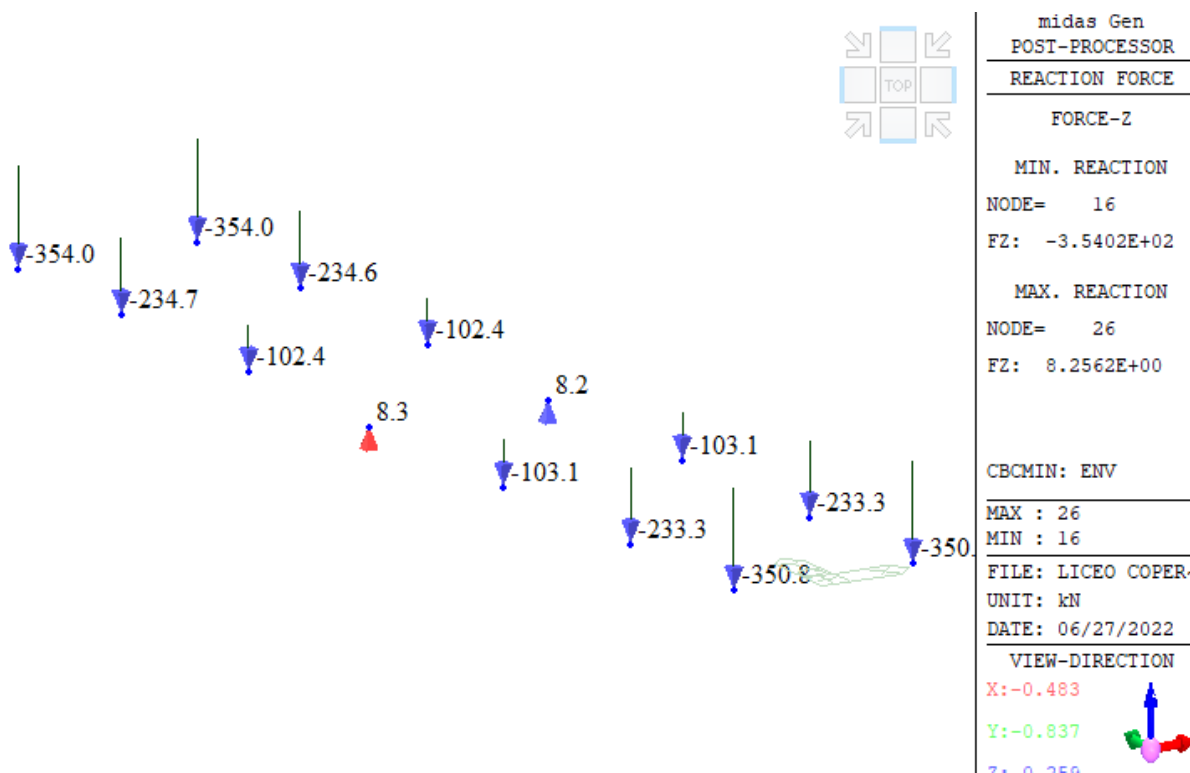


Figura 112 Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di Y-B1, Y-B2.

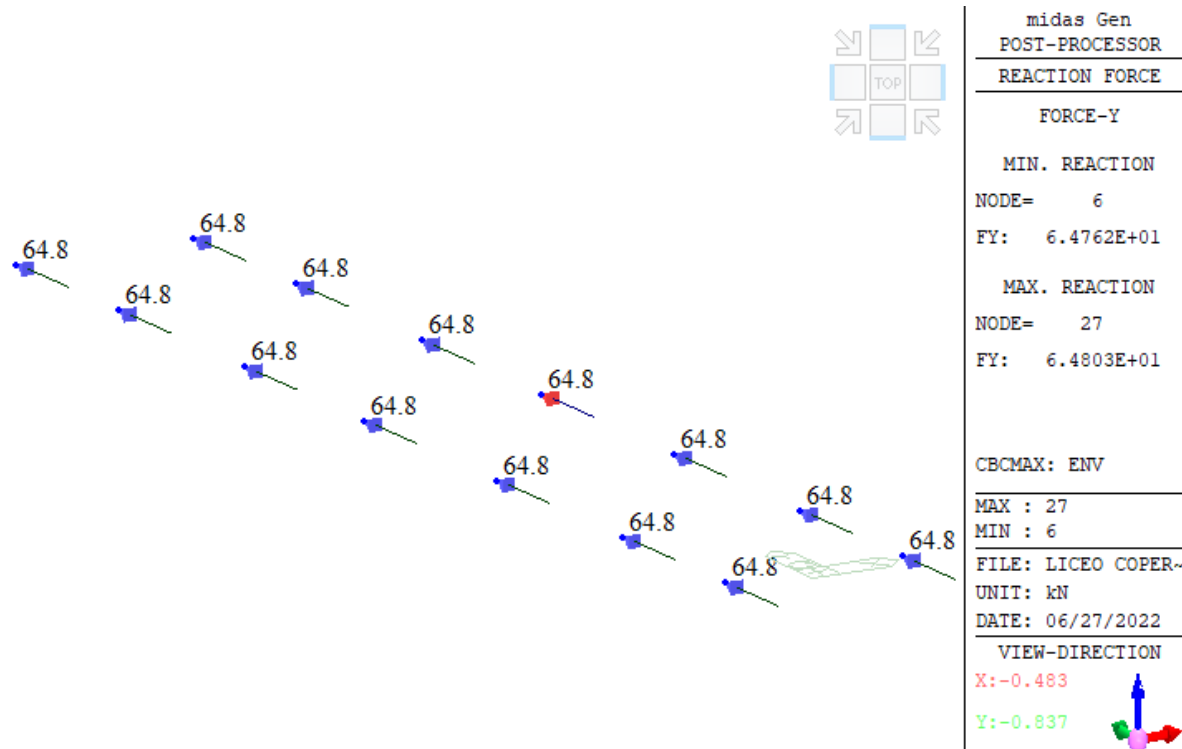


Figura 113 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-B1, Y-B2.

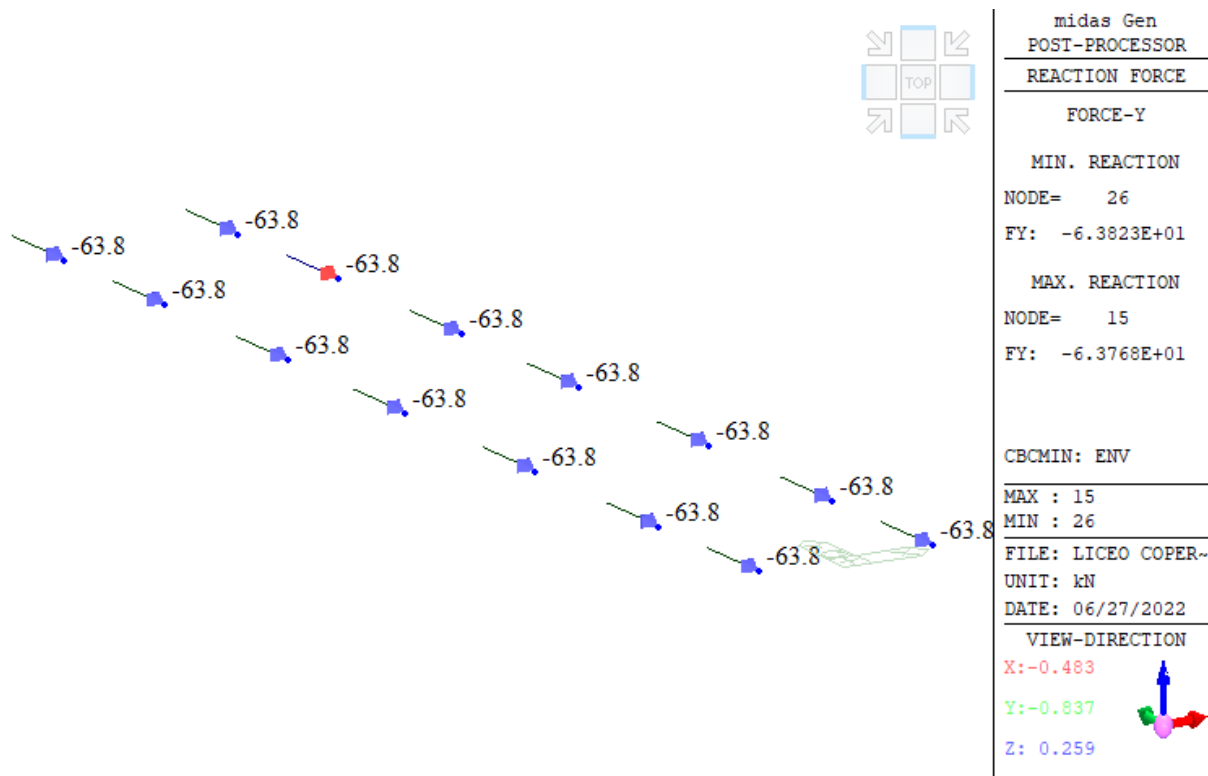


Figura 114 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-B1, Y-B2.

5.11.2 Pali di fondazione - US3

In questa sezione si riportano le azioni in corrispondenza dei pali di fondazione per ciascuna delle travi di fondazione previste a progetto. In particolare i valori delle reazioni sono ottenute per lo stato di sollecitazione coincidente con lo step di domanda allo stato limite di salvaguardia della vita.

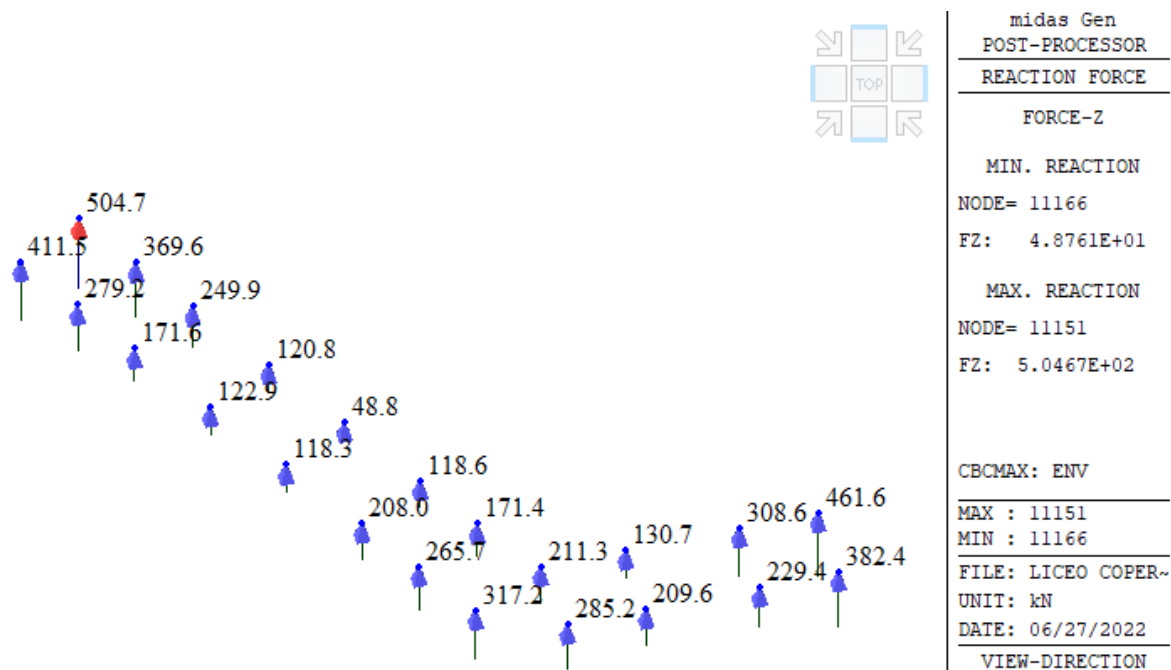


Figura 115 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

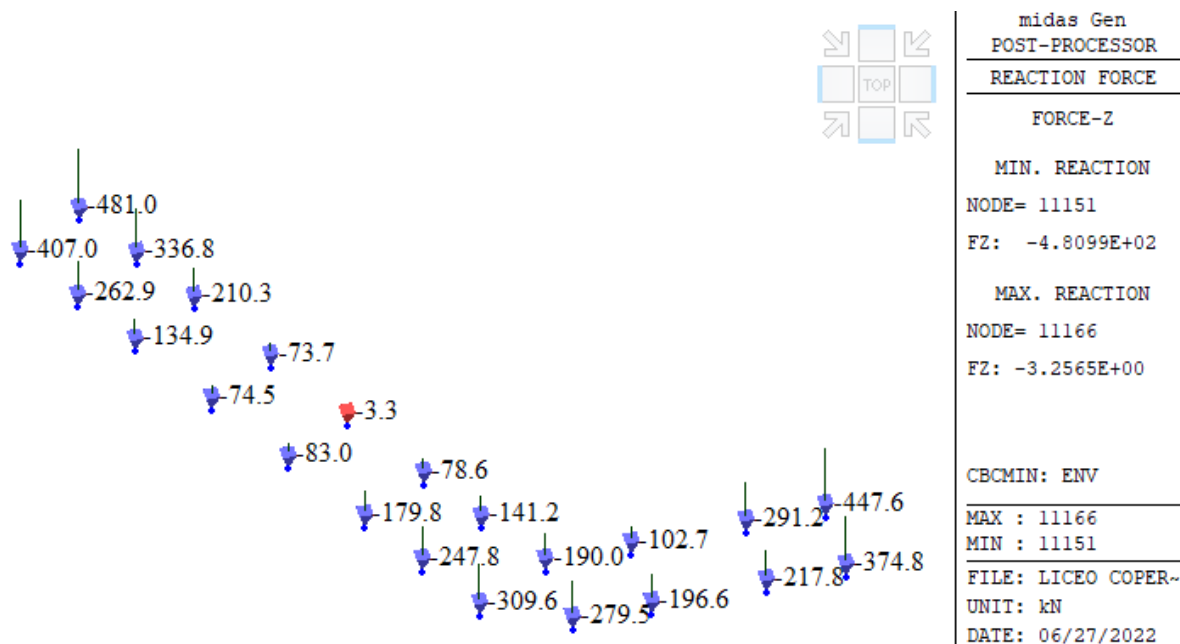


Figura 116 - Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

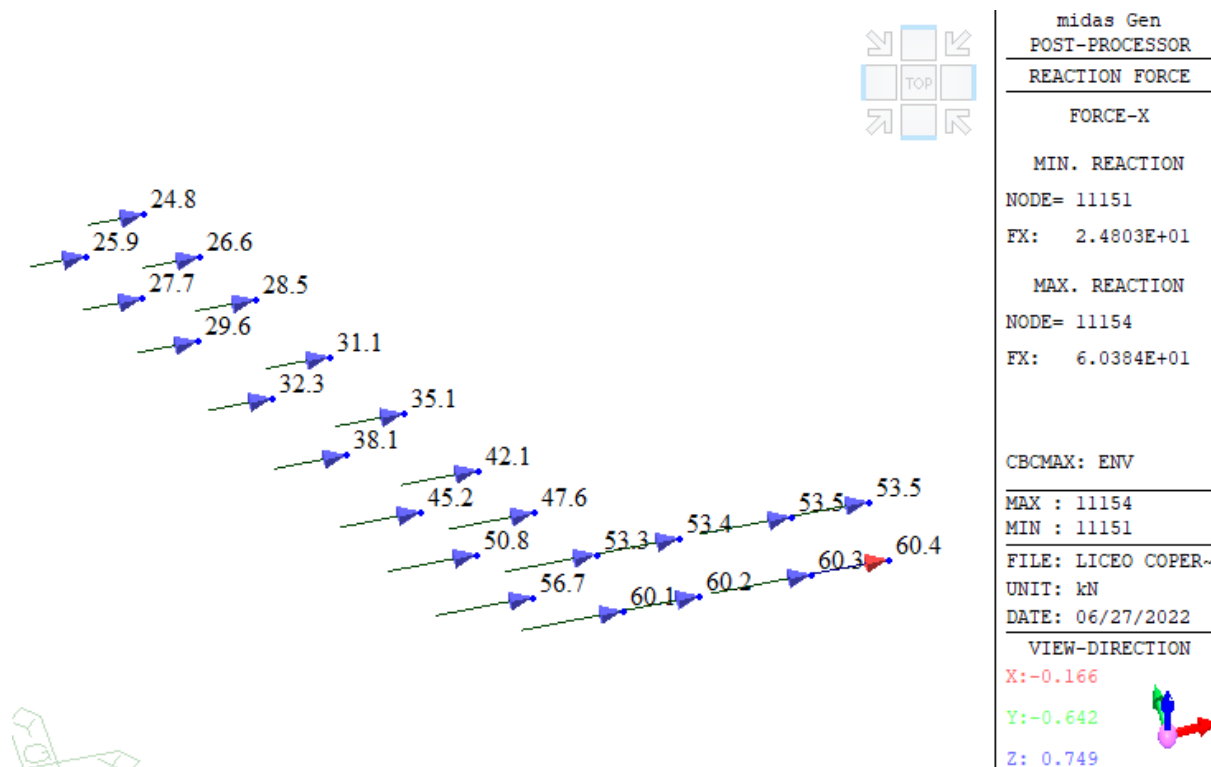


Figura 117 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

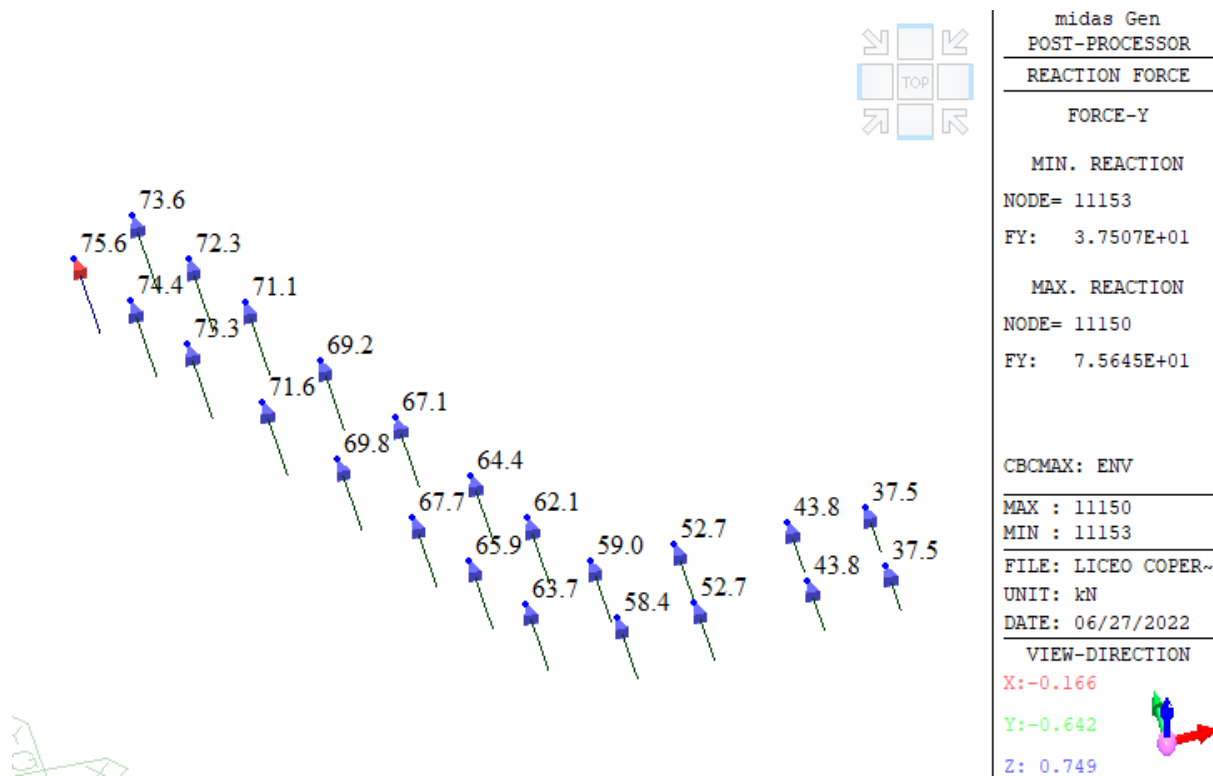


Figura 118 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

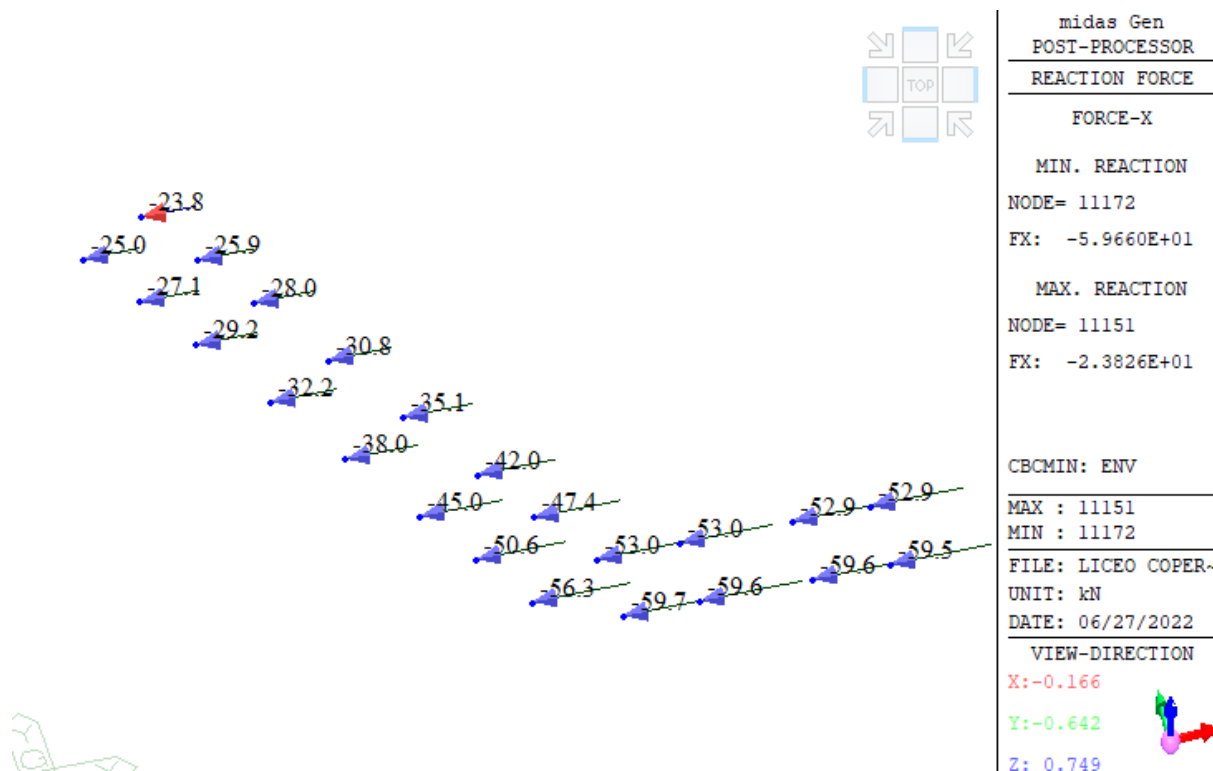


Figura 119 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

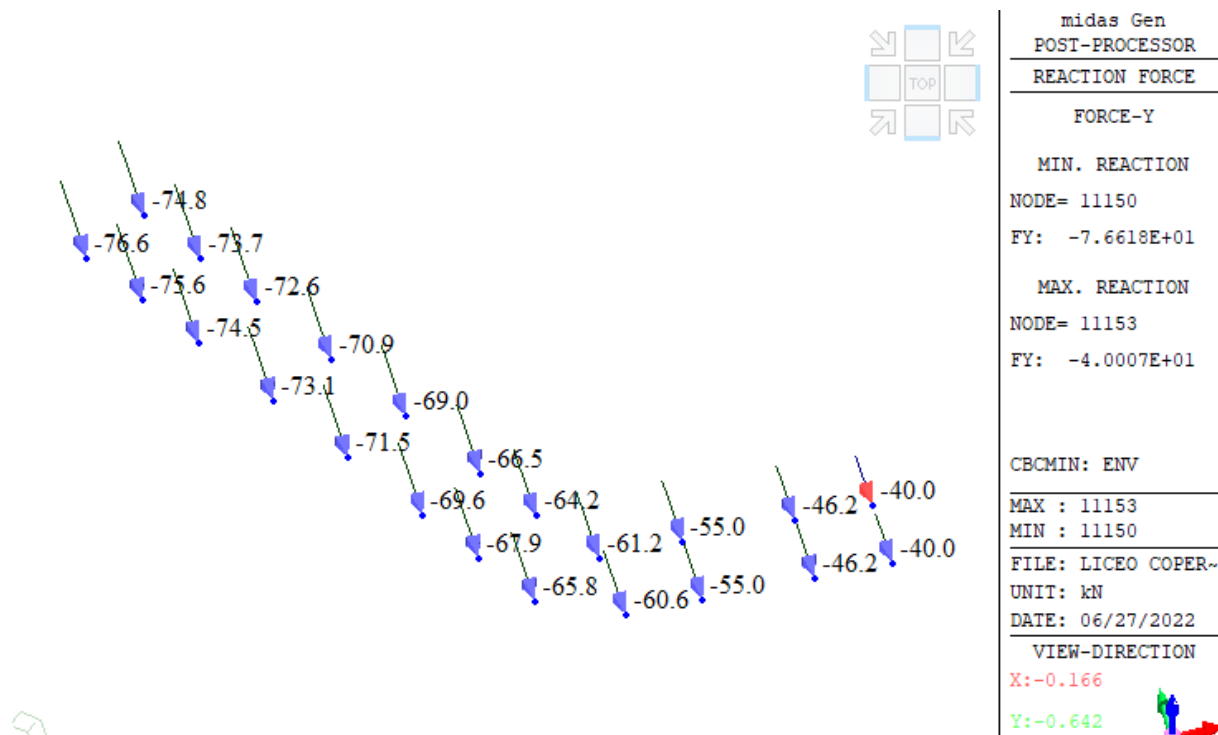


Figura 120 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione di X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

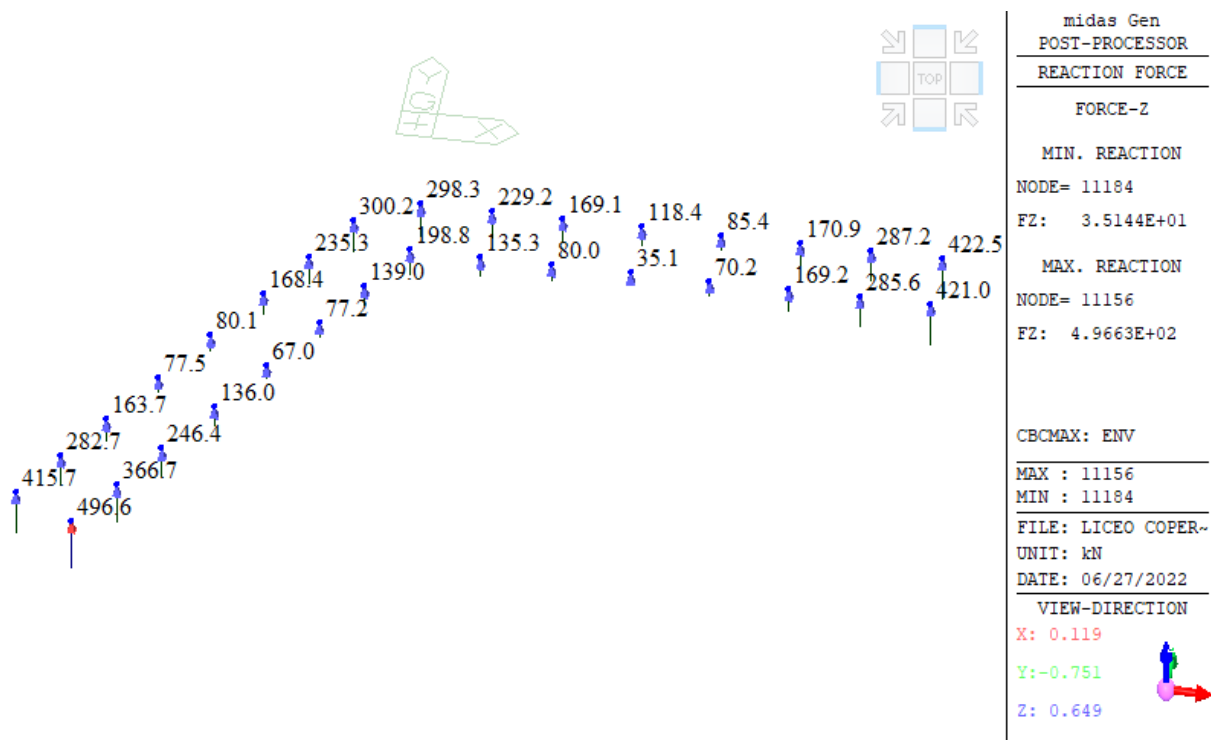


Figura 121 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

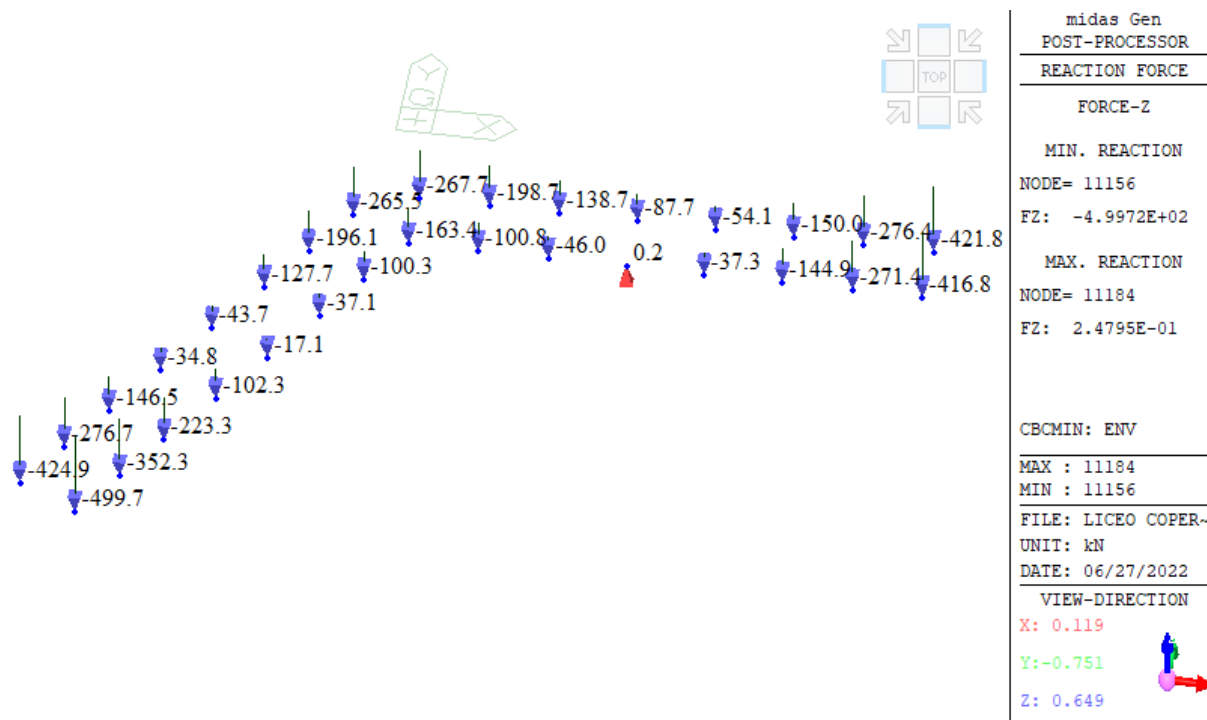


Figura 122 - Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

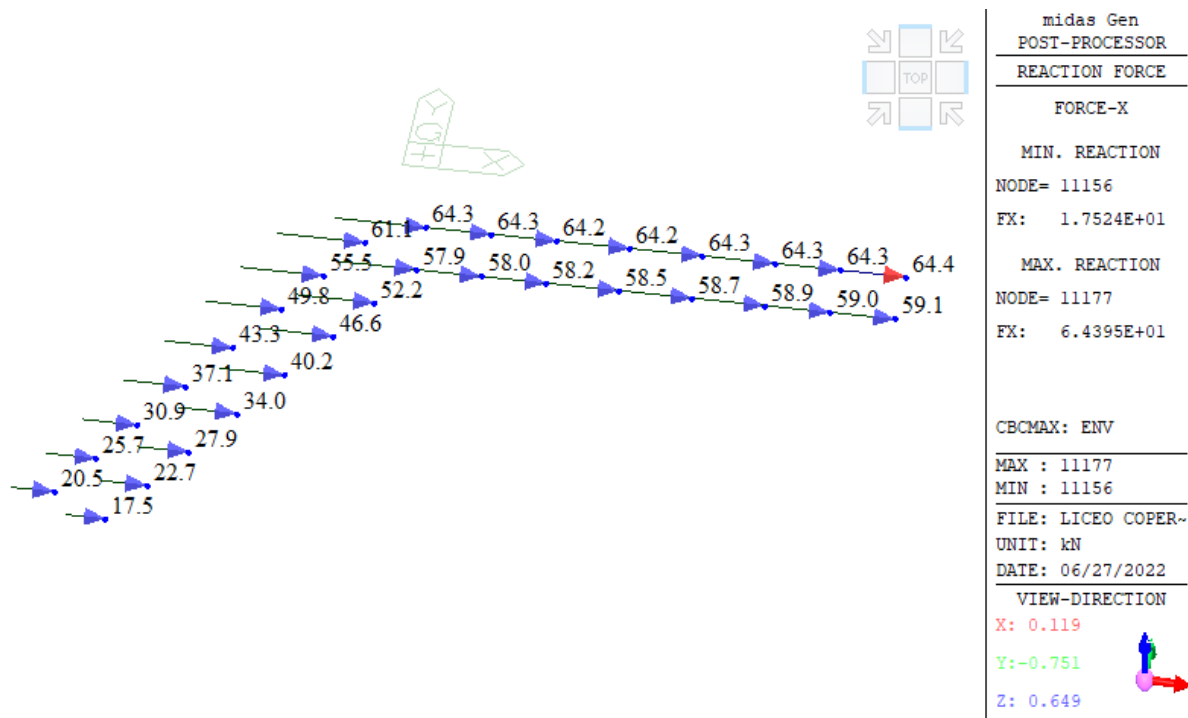


Figura 123 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

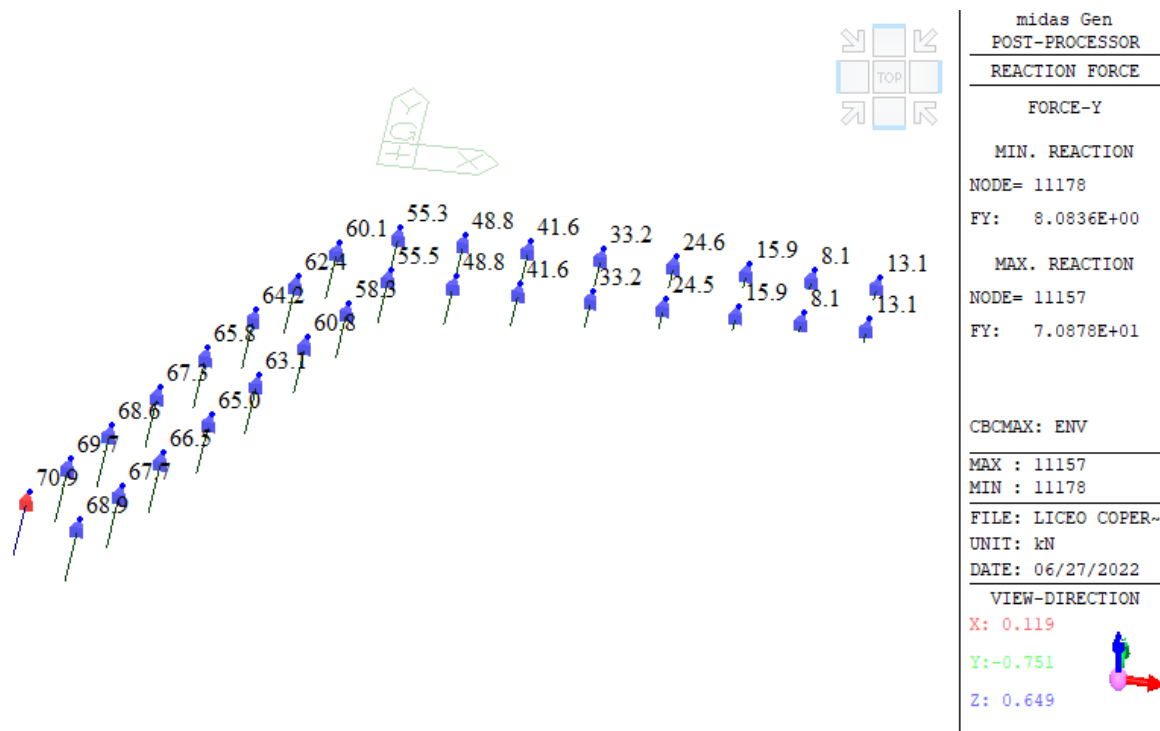


Figura 124 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

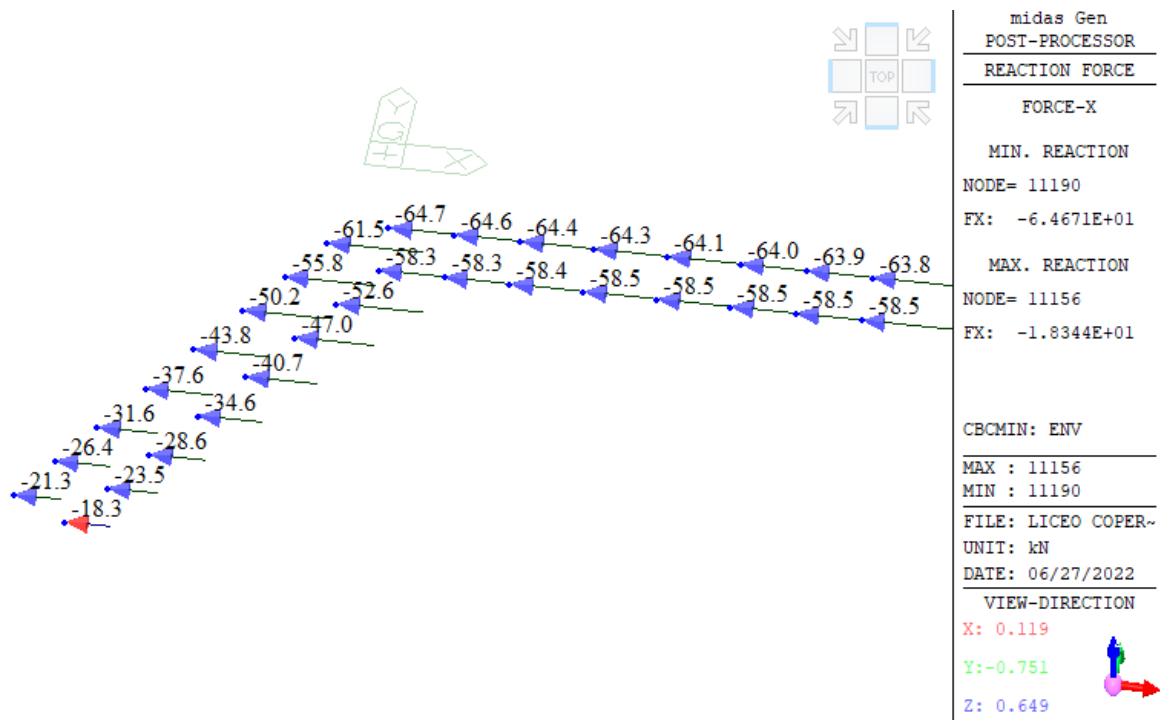


Figura 125 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

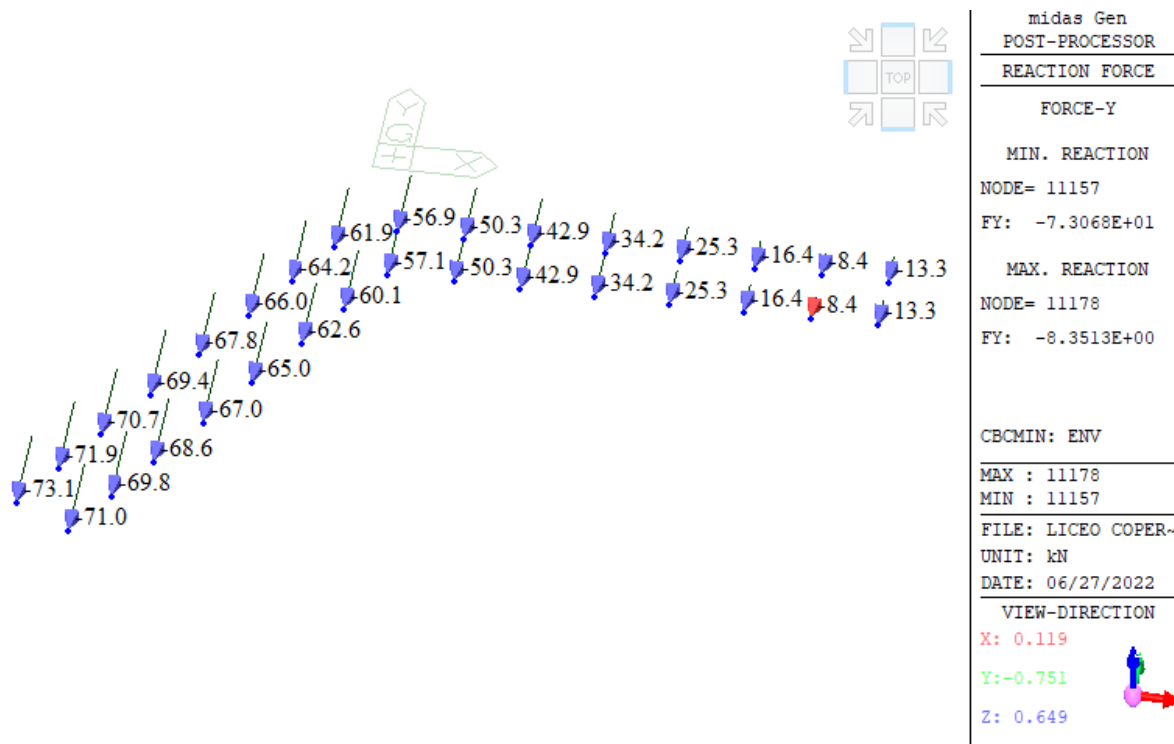


Figura 126 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione di X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

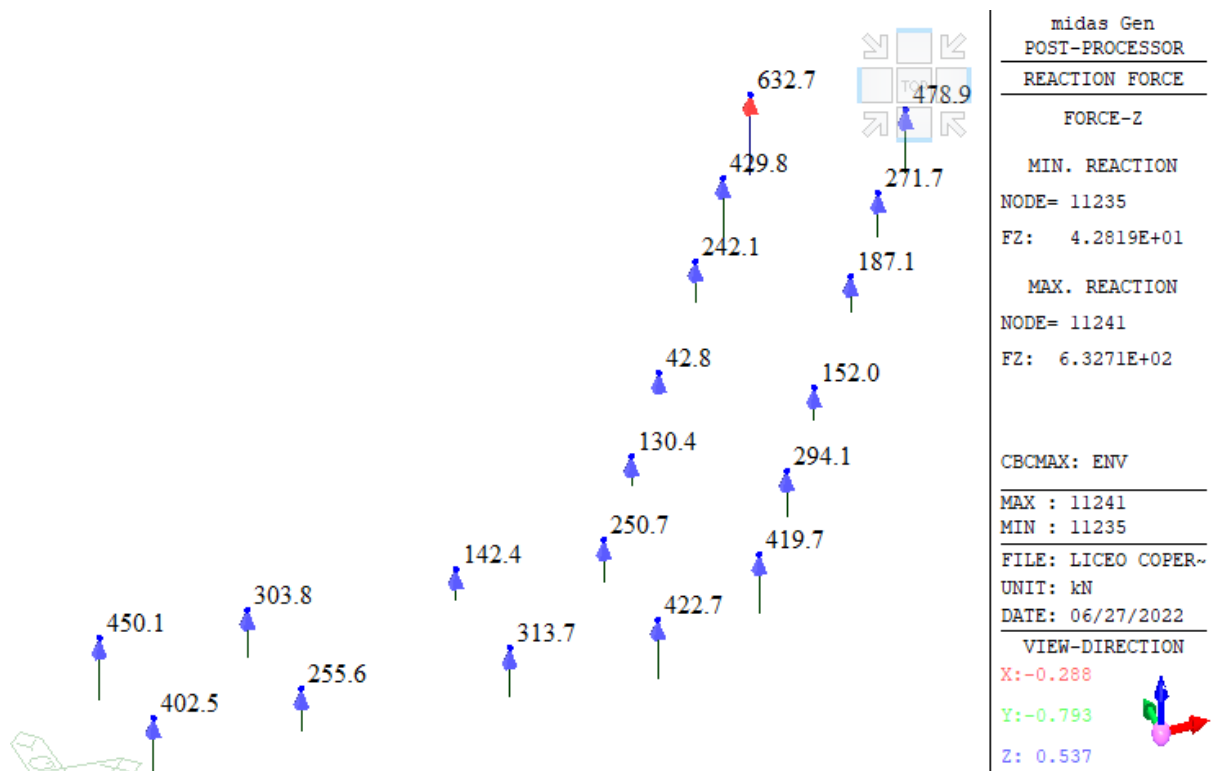


Figura 127 - Involuppo delle reazioni massime verticali di compressione sulla fondazione di X-F1, Y-C1, Y-C2.

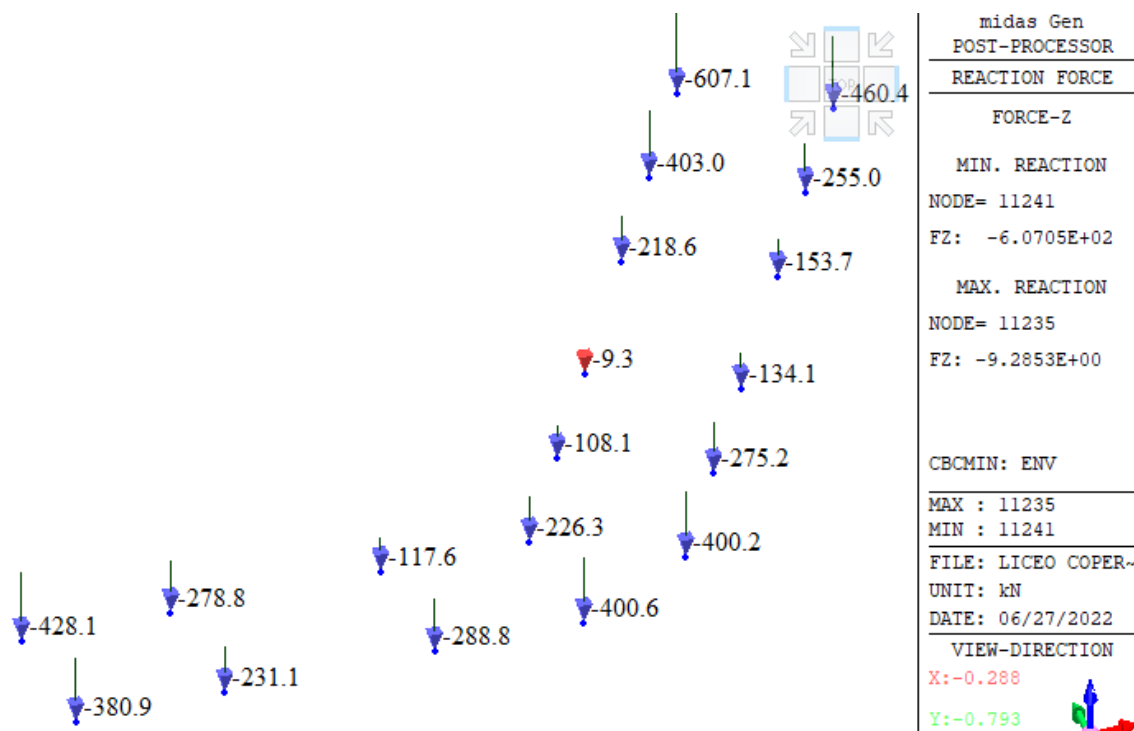


Figura 128 - Involuppo delle reazioni massime verticali di trazione sulla fondazione di X-F1, Y-C1, Y-C2.

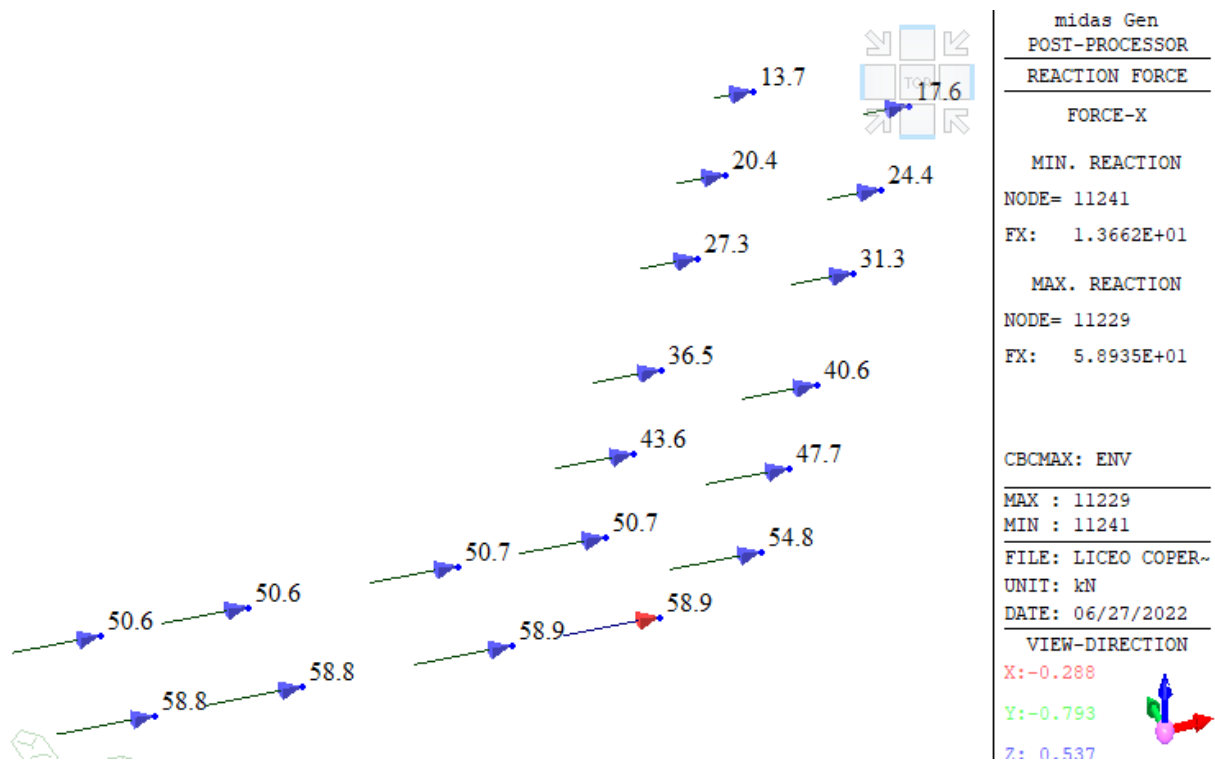
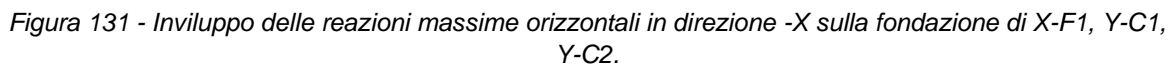
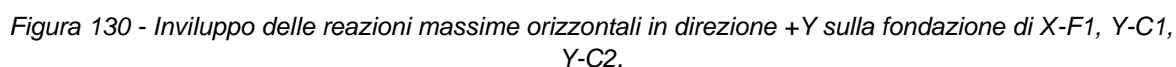


Figura 129 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione di X-F1, Y-C1, Y-C2.



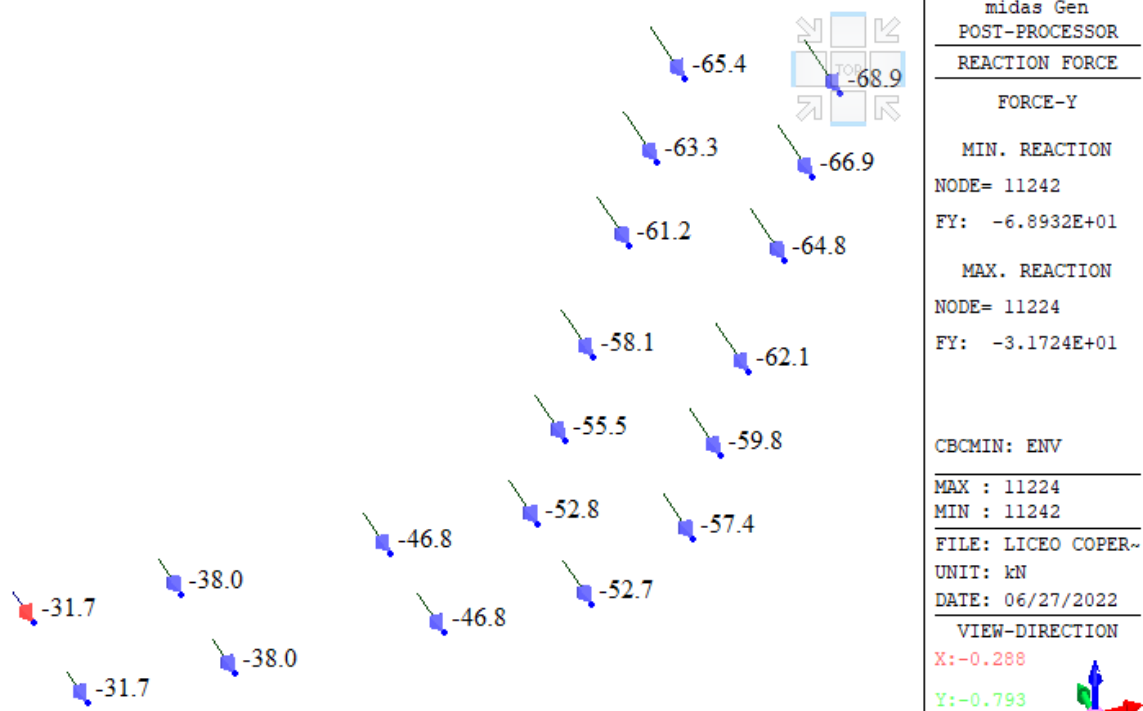


Figura 132 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione di X-F1, Y-C1, Y-C2.

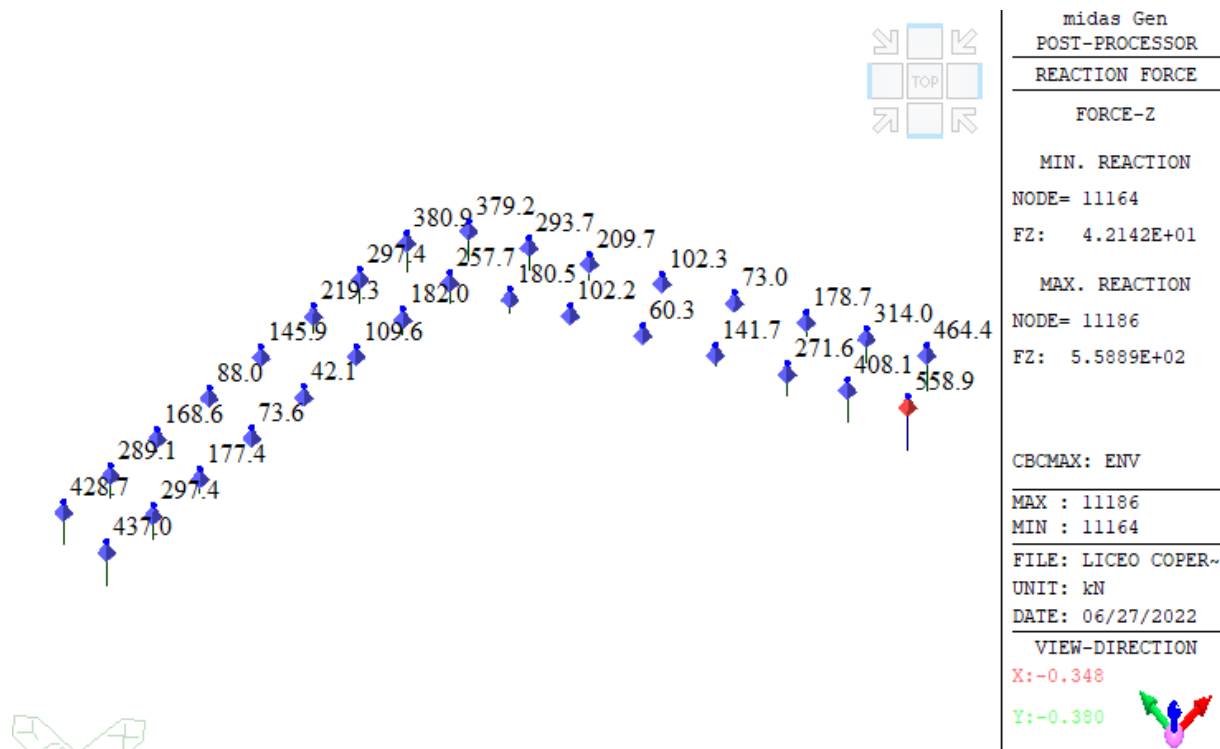
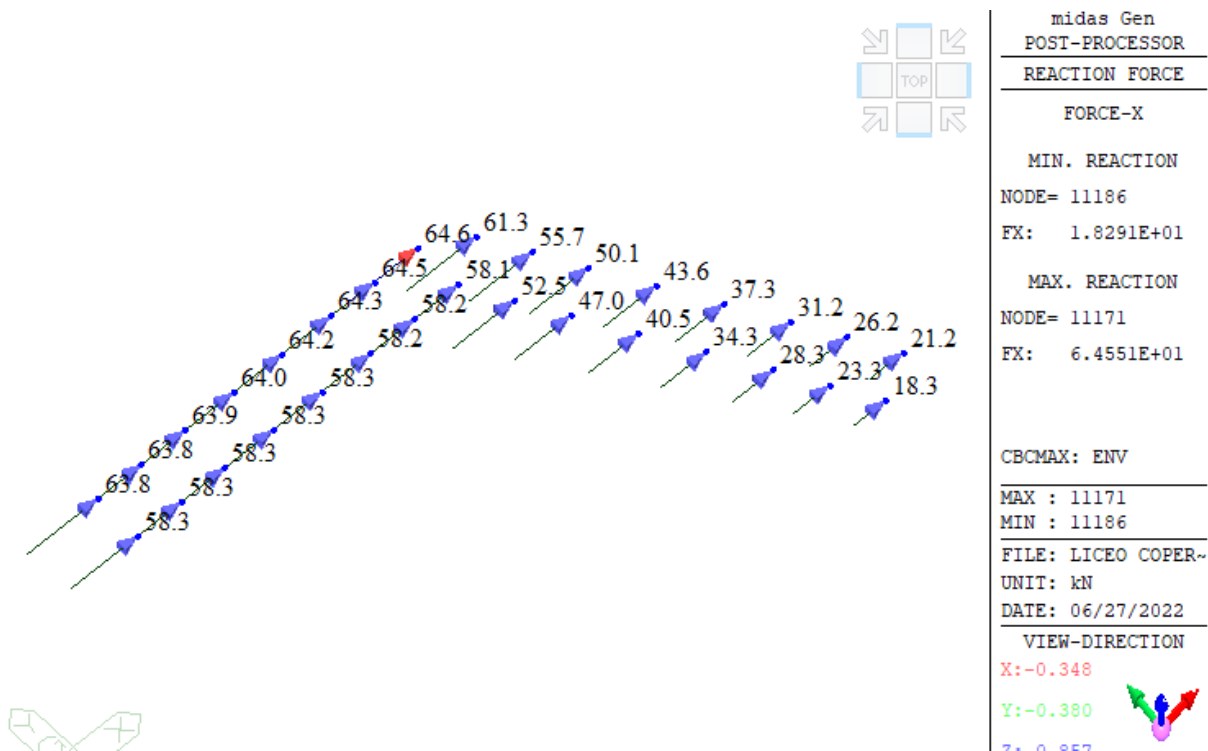
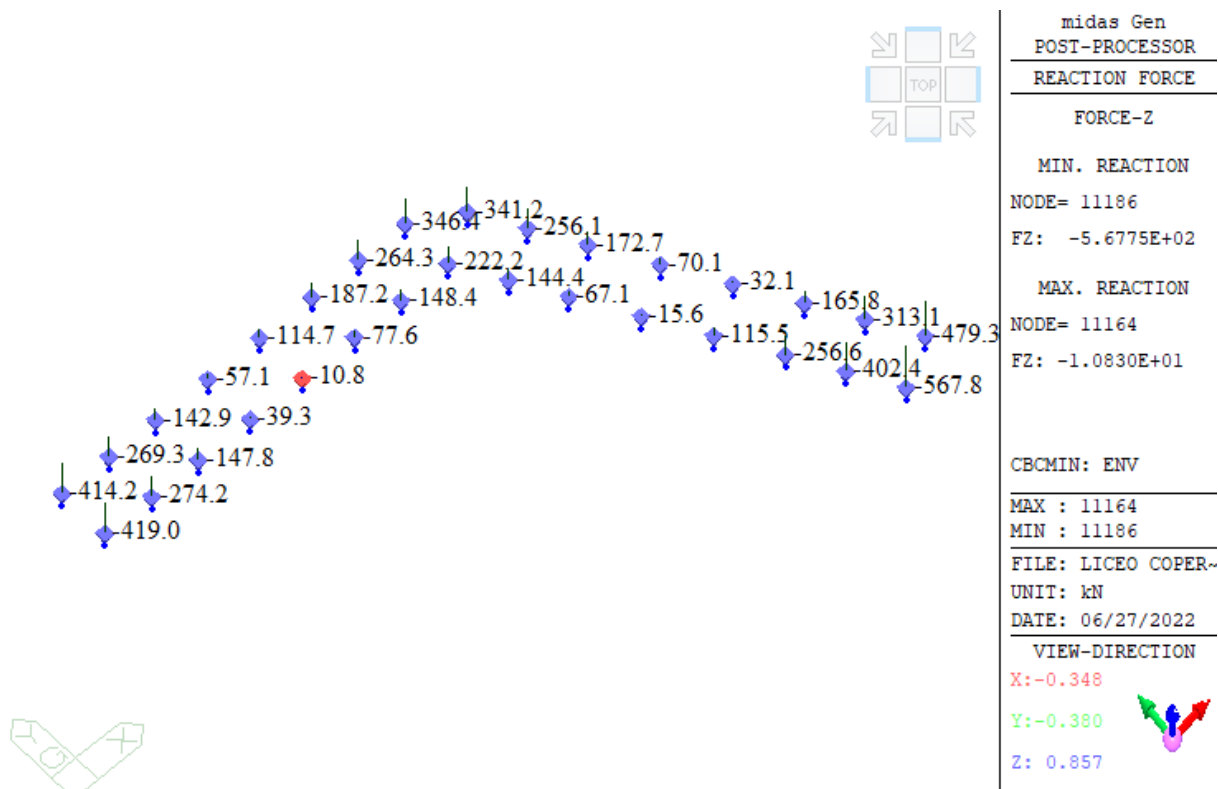
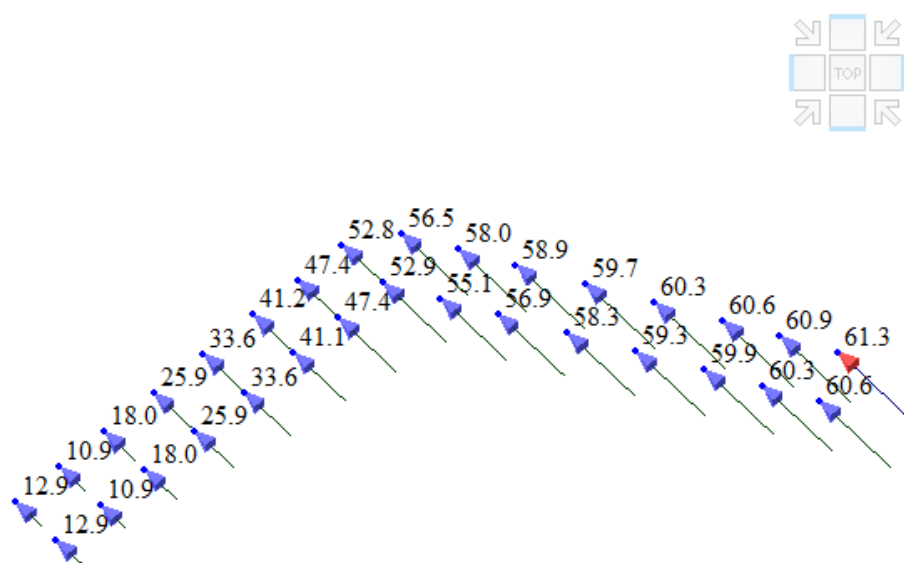


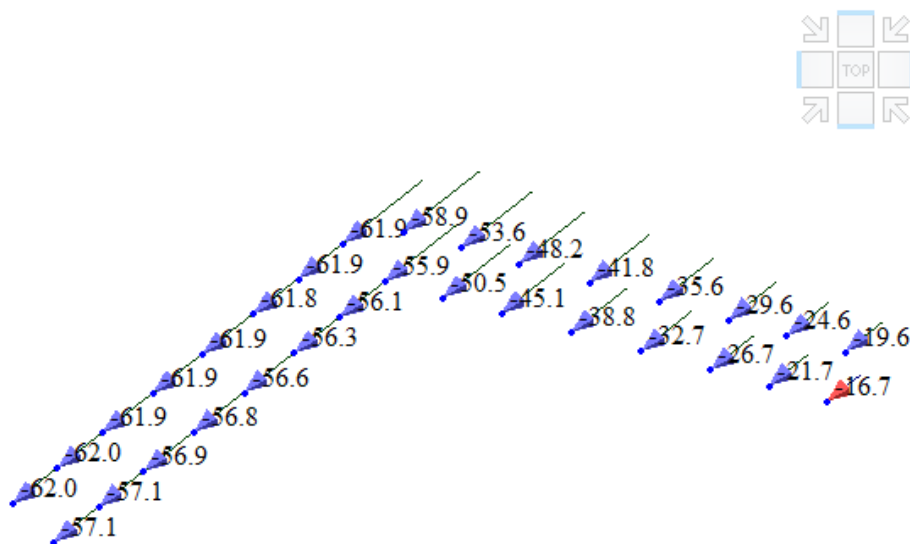
Figura 133 – Inviluppo delle reazioni verticali massime di compressione sulla fondazione di X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.





midas Gen POST-PROCESSOR REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION NODE= 11158 FY: 1.0915E+01
MAX. REACTION NODE= 11187 FY: 6.1283E+01
CBCMAX: ENV
MAX : 11187 MIN : 11158
FILE: LICEO COPER~ UNIT: kN DATE: 06/27/2022
VIEW-DIRECTION X:-0.348

Figura 136 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione di X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.



midas Gen POST-PROCESSOR REACTION FORCE
FORCE-X
MIN. REACTION NODE= 11157 FX: -6.2019E+01
MAX. REACTION NODE= 11186 FX: -1.6699E+01
CBCMIN: ENV
MAX : 11186 MIN : 11157
FILE: LICEO COPER~ UNIT: kN DATE: 06/27/2022
VIEW-DIRECTION X:-0.348 Y:-0.380 Z: 0.857



Figura 137 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione di X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

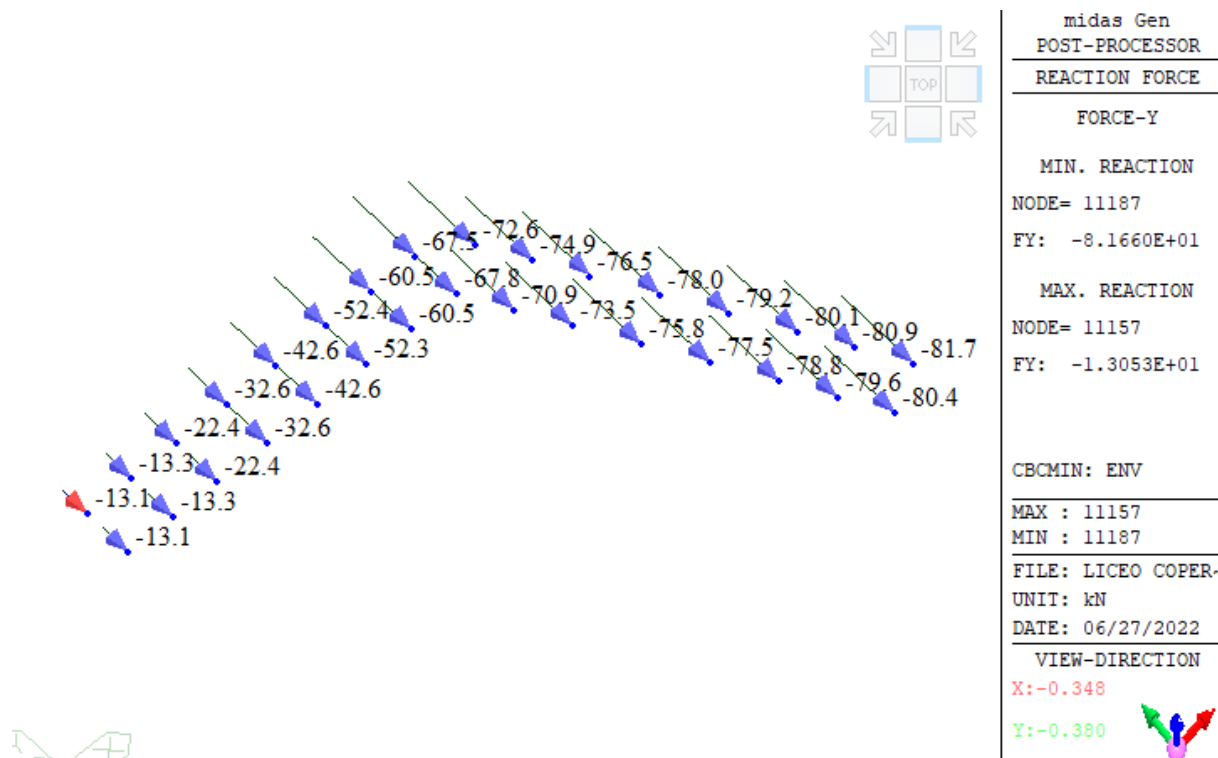


Figura 138 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione di X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

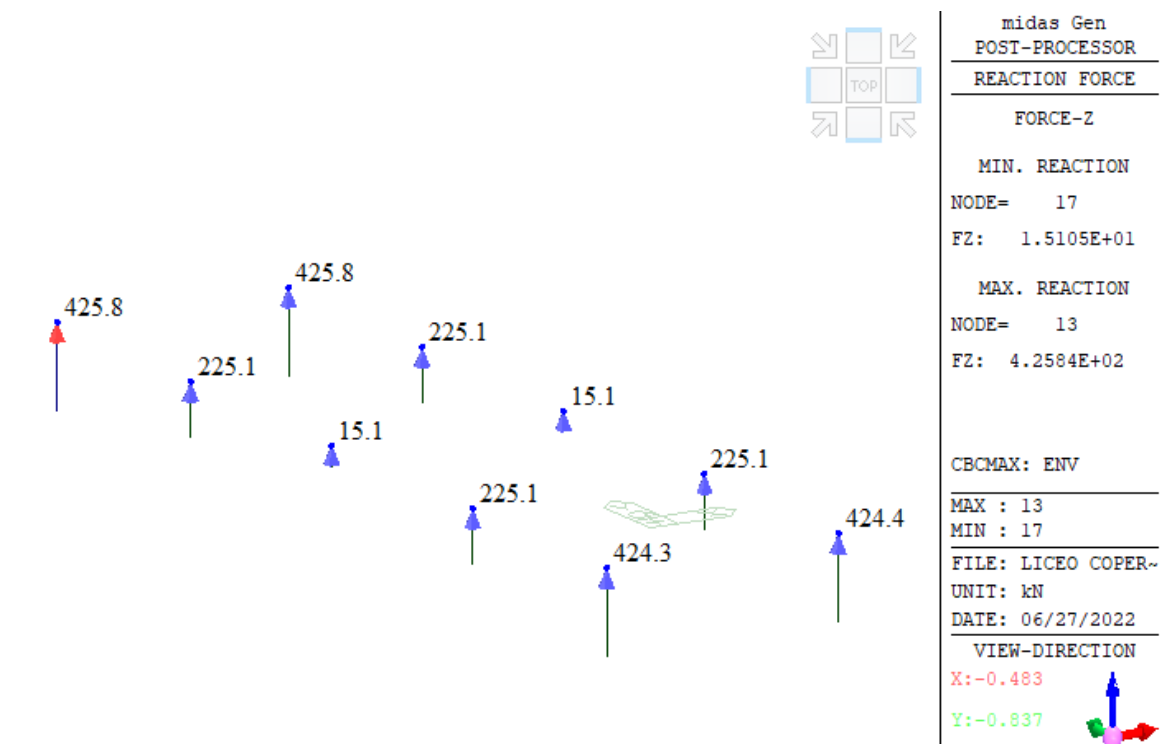


Figura 139 - Involuppo delle reazioni verticali massime di compressione sulla fondazione Y-F1.

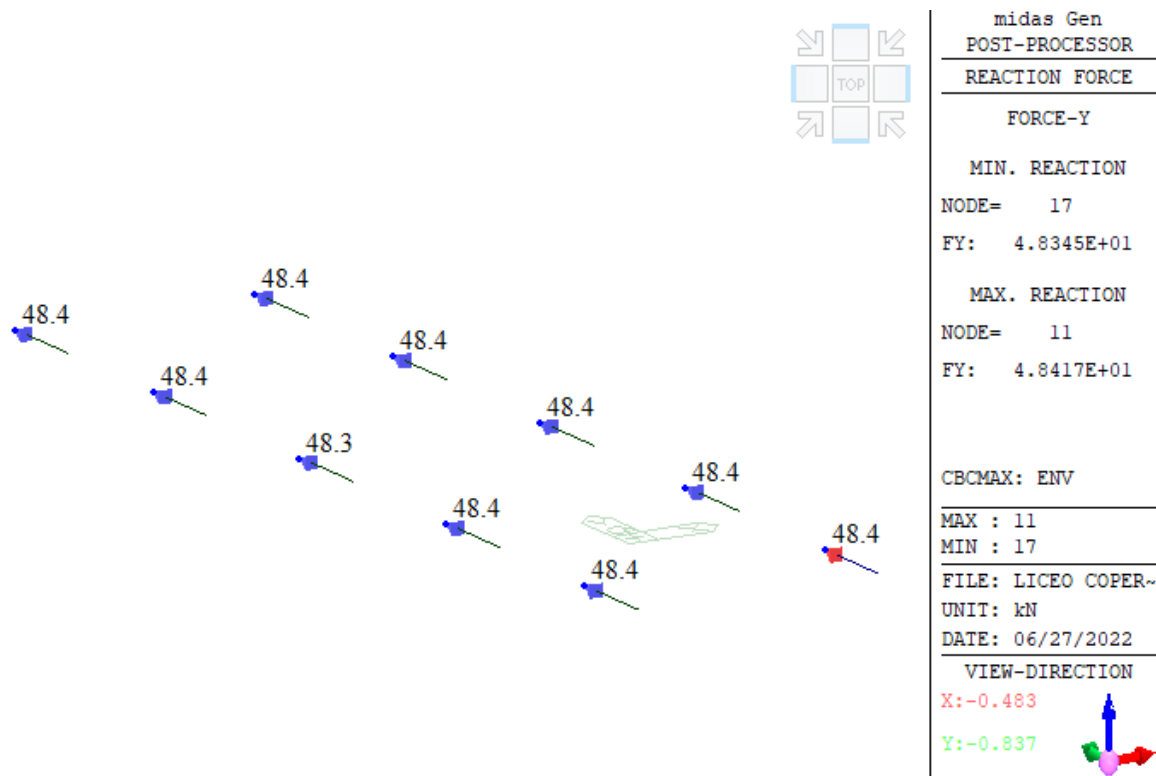


Figura 140 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-F1.

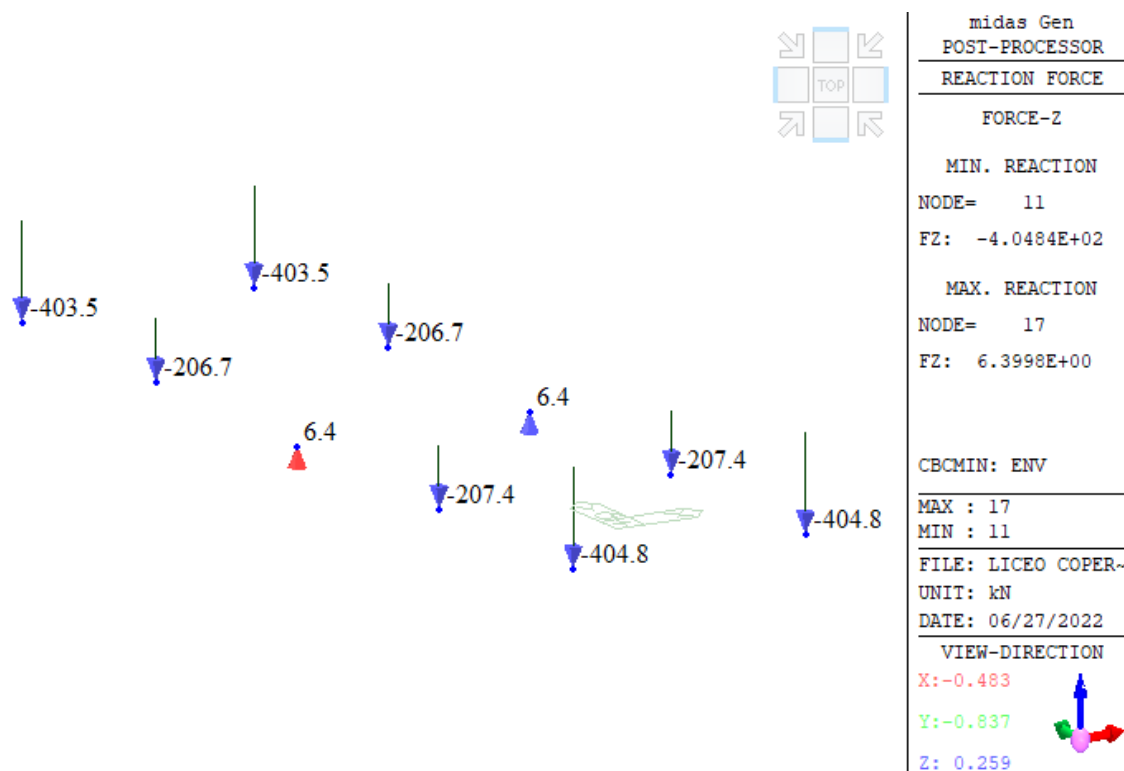


Figura 141 - Involuppo delle reazioni verticali massime di trazione sulla fondazione Y-F1.

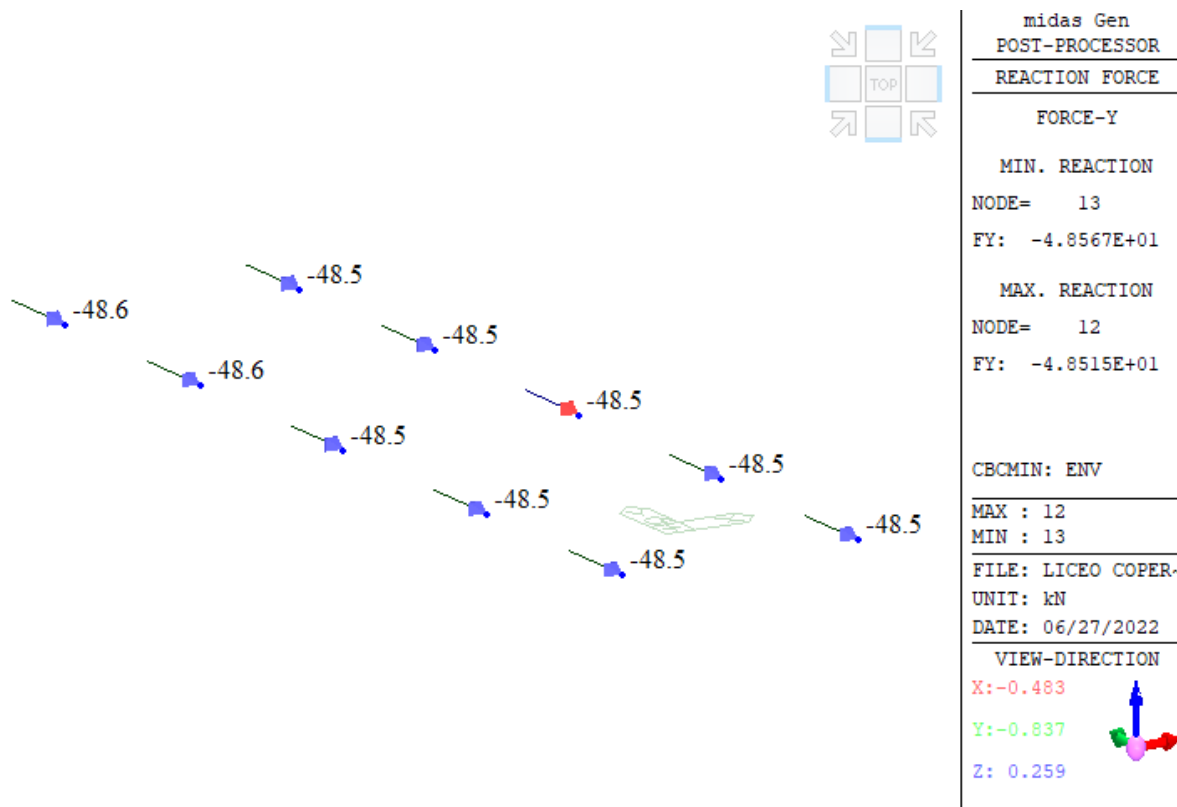


Figura 142 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-F1.

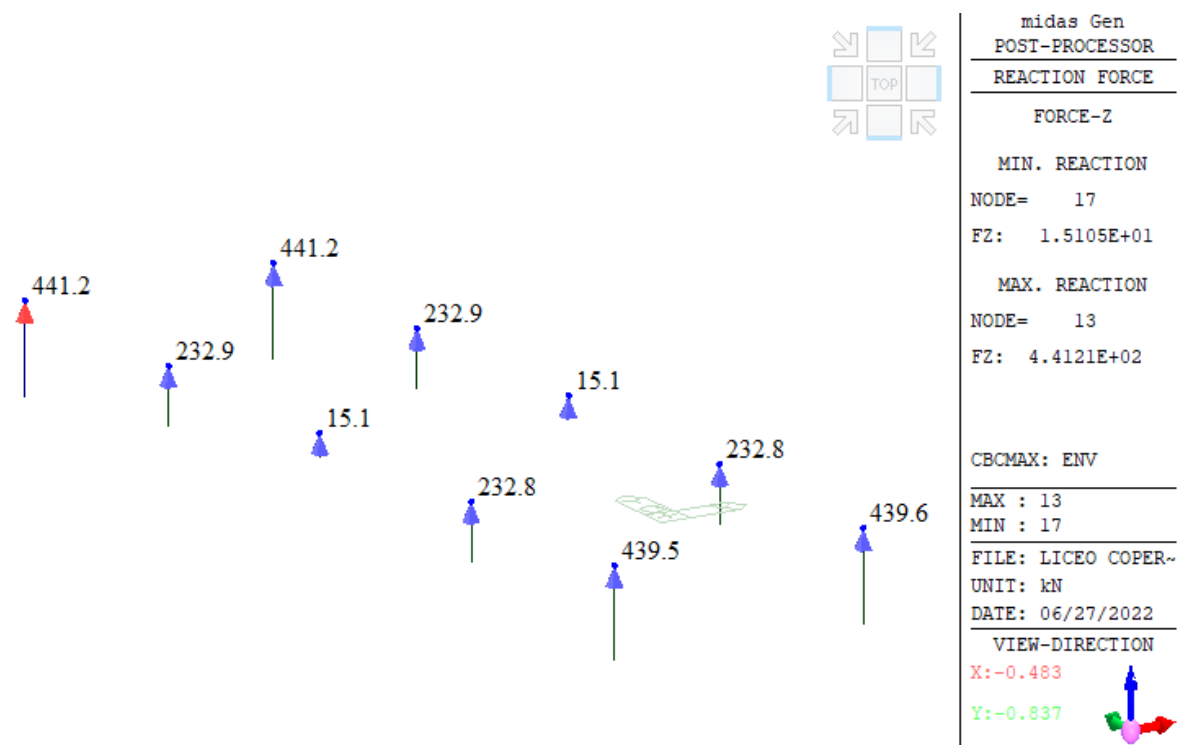


Figura 143 - Involuppo delle reazioni verticali massime di compressione sulla fondazione Y-G1.

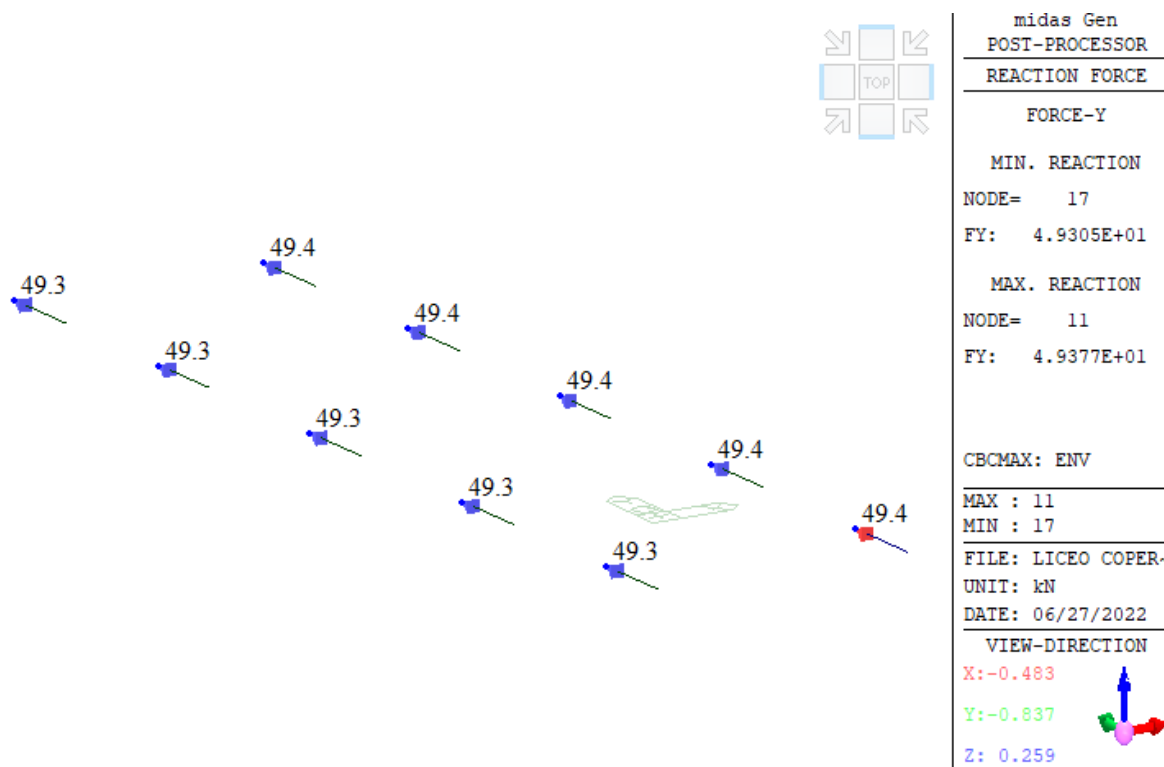


Figura 144 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-G1.

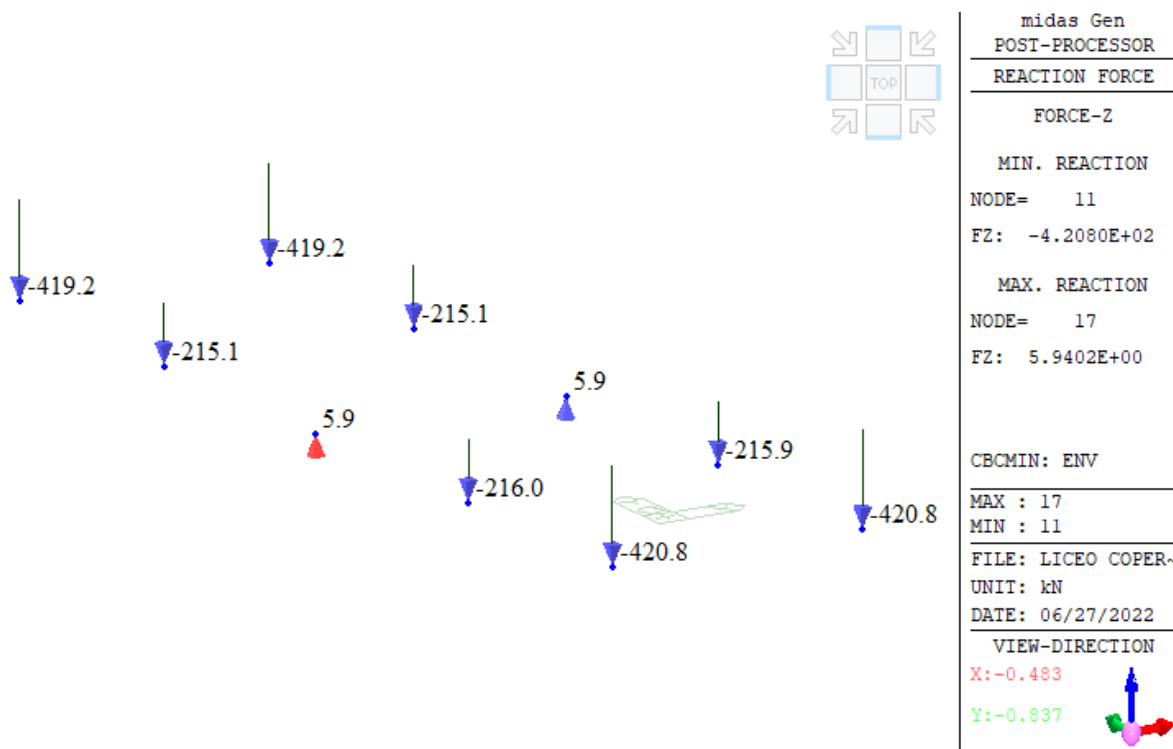


Figura 145 - Involuppo delle reazioni verticali massime di trazione sulla fondazione Y-G1.

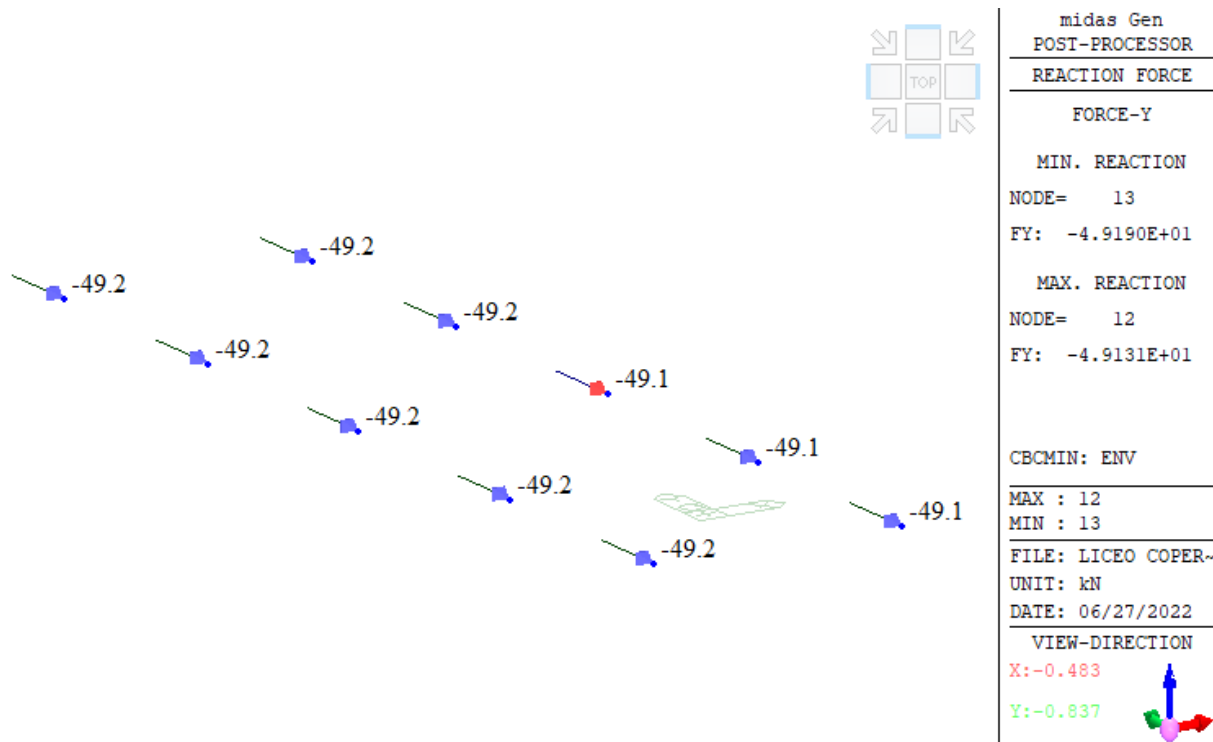


Figura 146 - Inviluppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-G1.

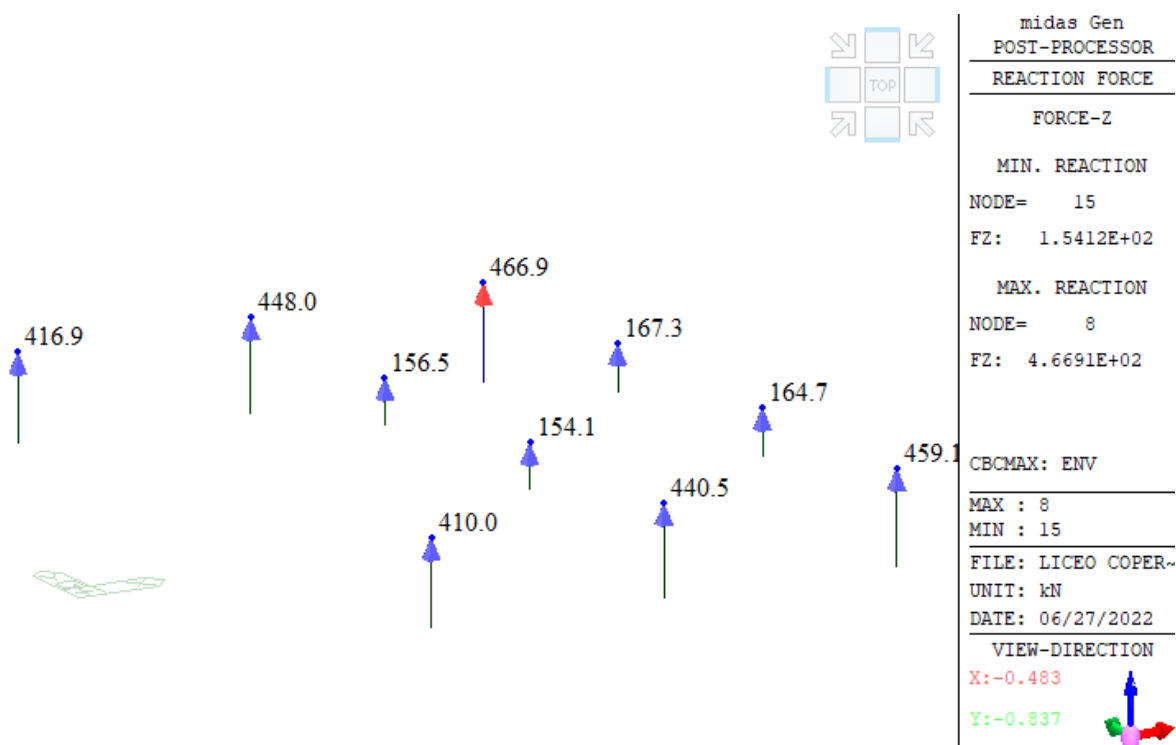


Figura 147 - Inviluppo delle reazioni verticali massime di compressione sulla fondazione Y-F2.

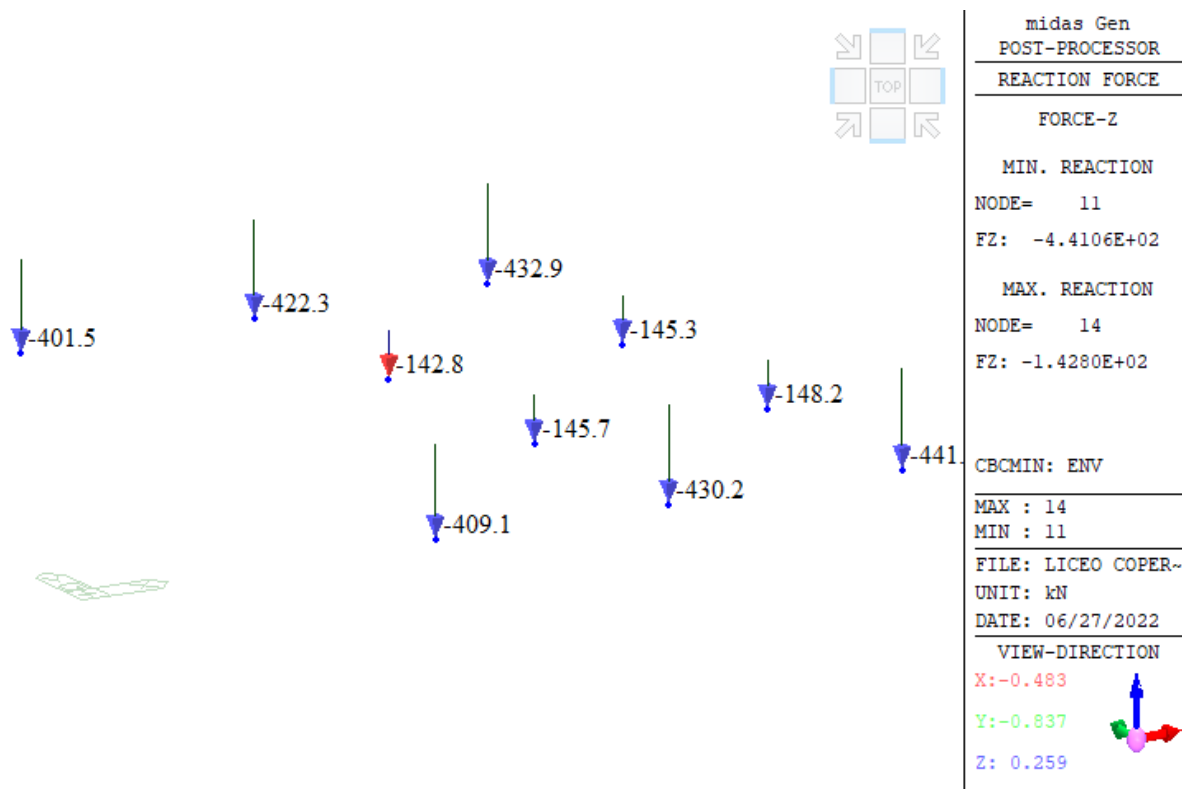


Figura 148 - Involuppo delle reazioni verticali massime di trazione sulla fondazione Y-F2.

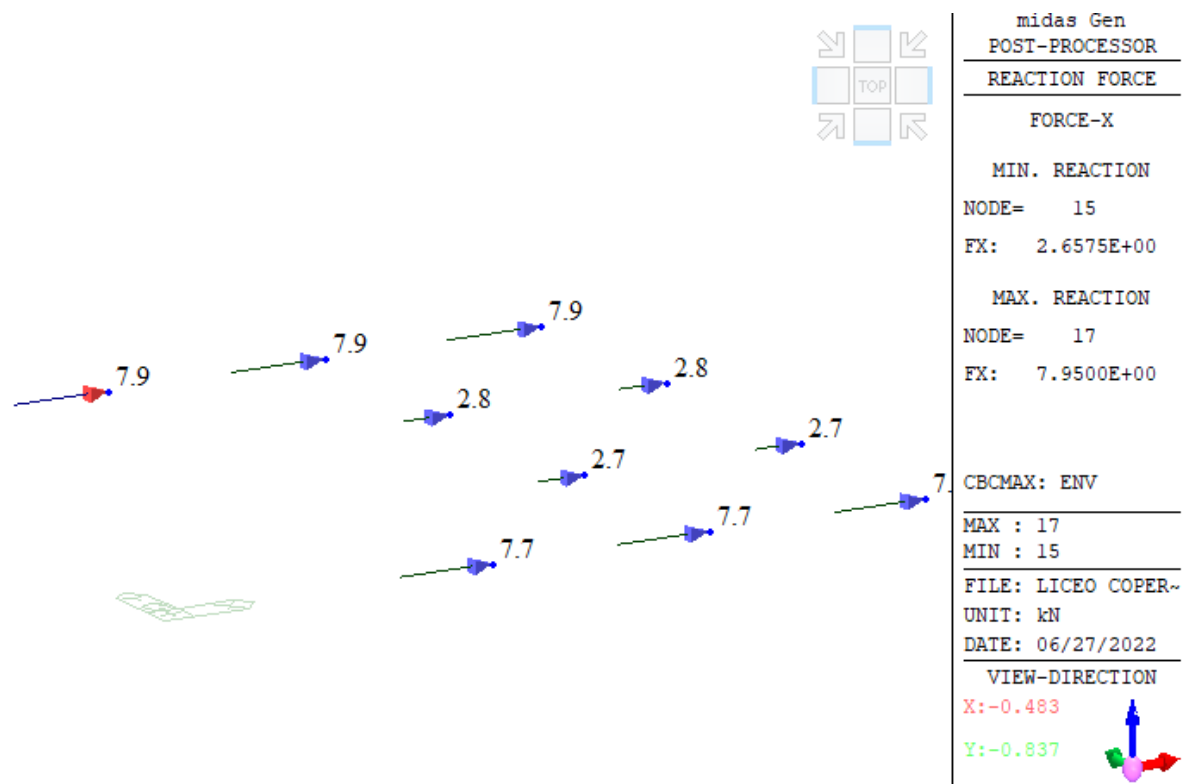


Figura 149 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione Y-F2.

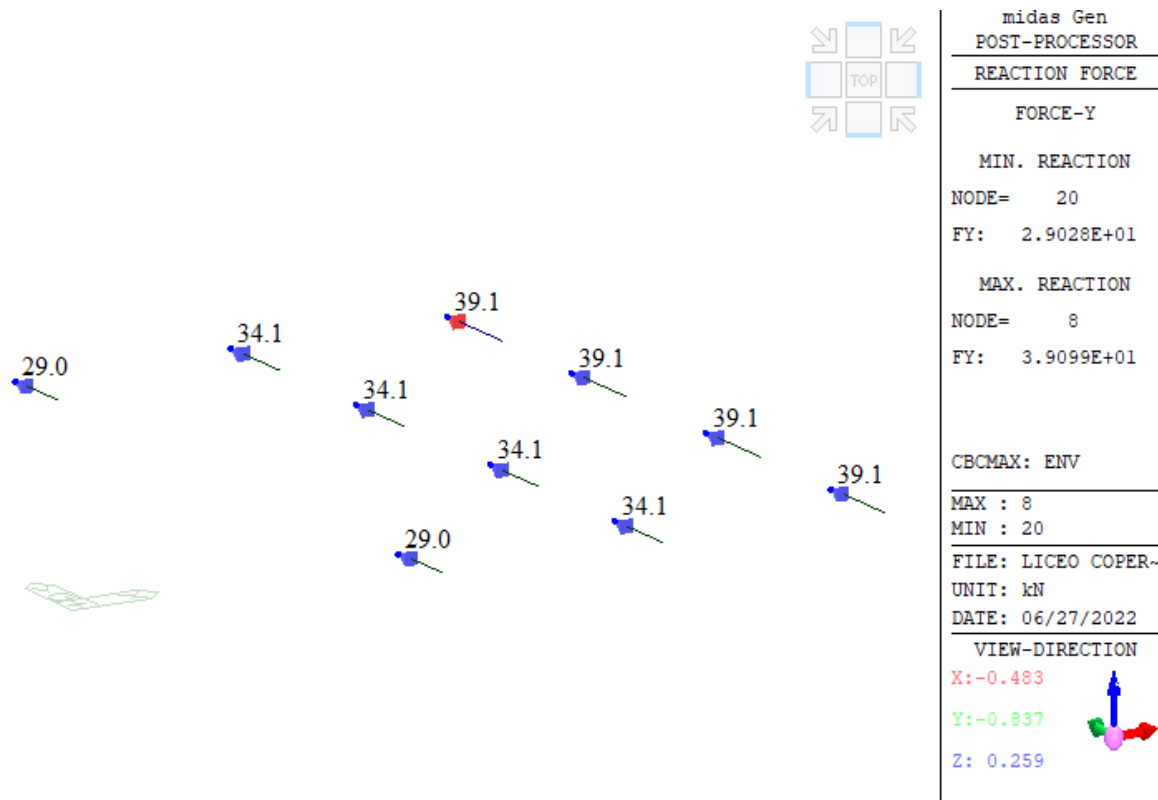


Figura 150 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-F2.

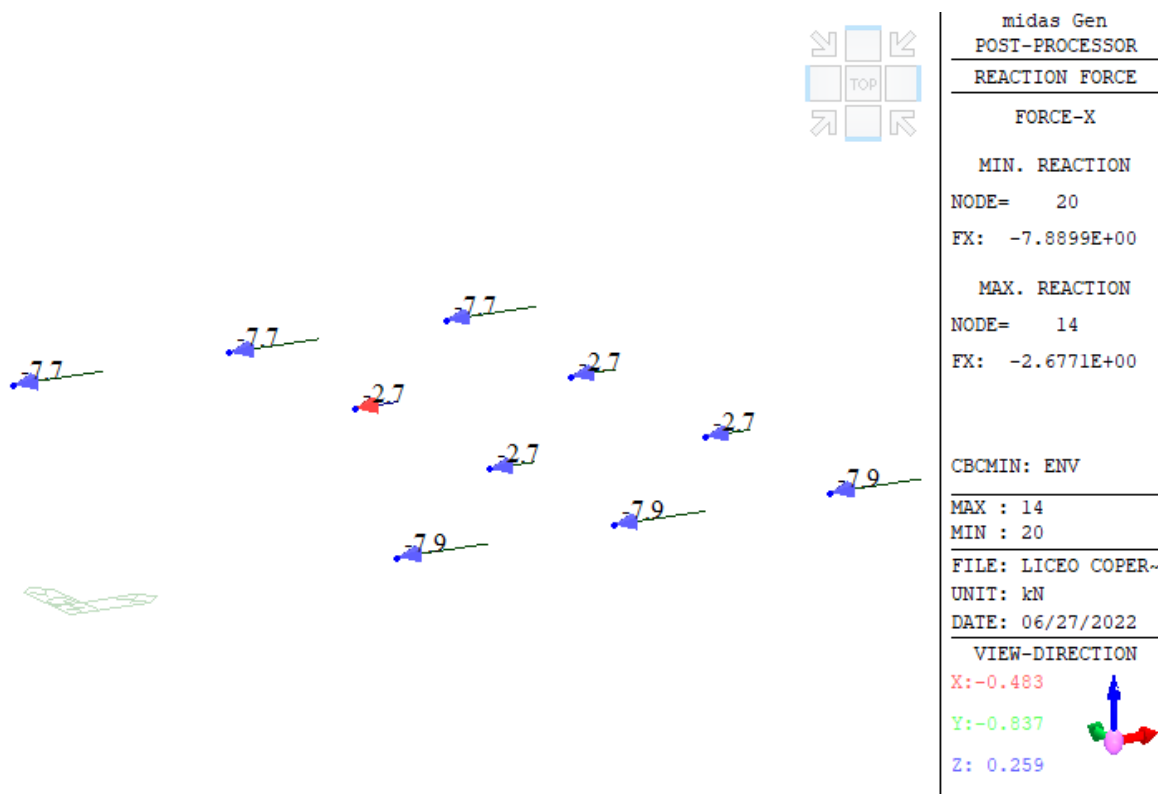


Figura 151 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione Y-F2.

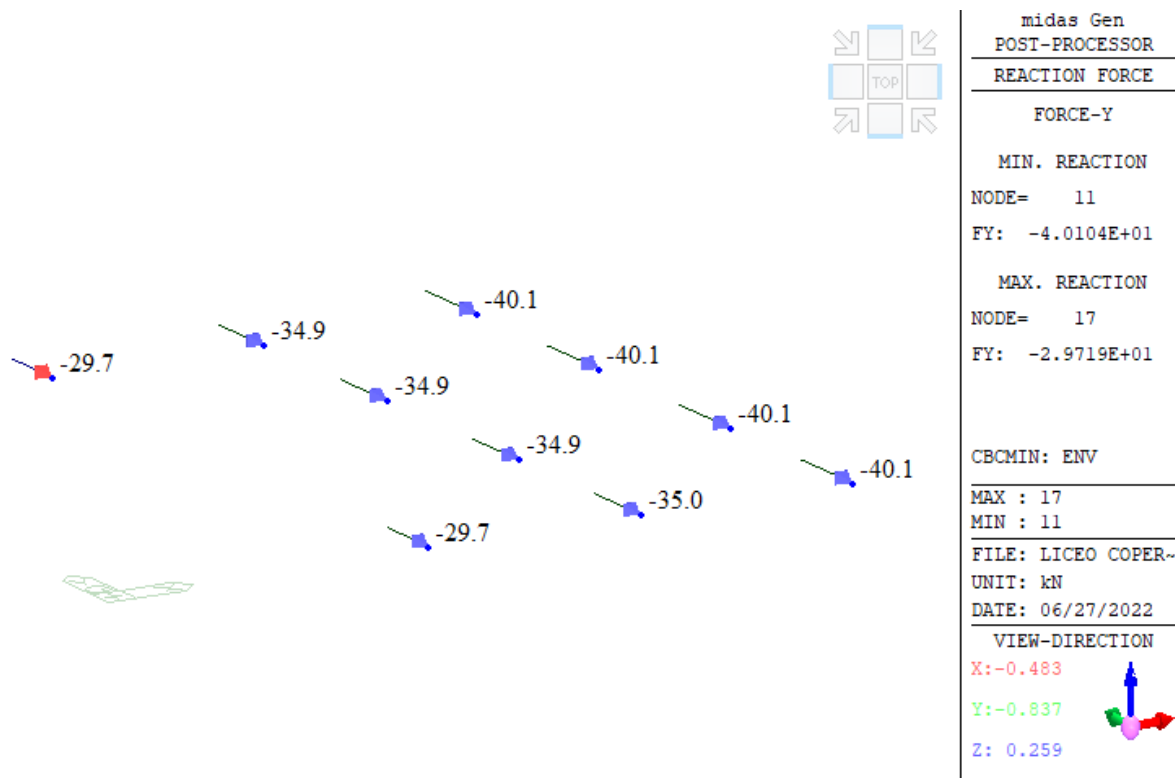


Figura 152 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-F2.

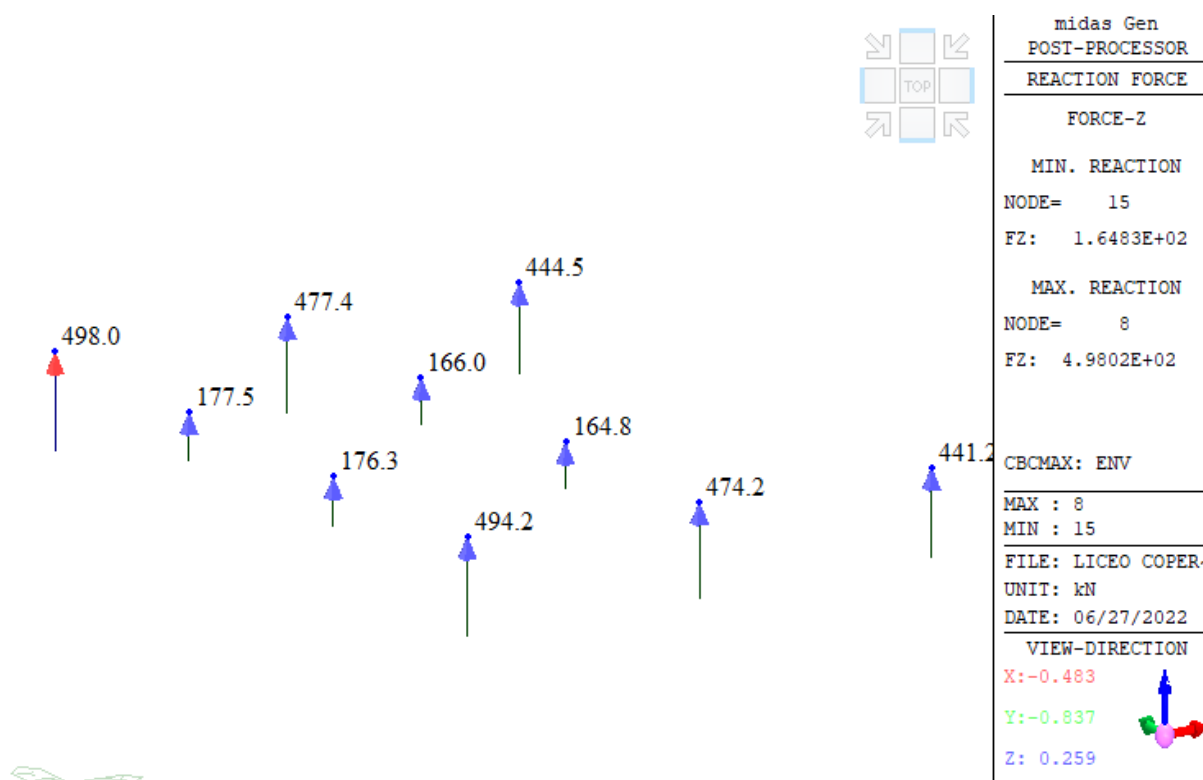


Figura 153 - Involuppo delle reazioni verticali massime di compressione sulla fondazione Y-G2.

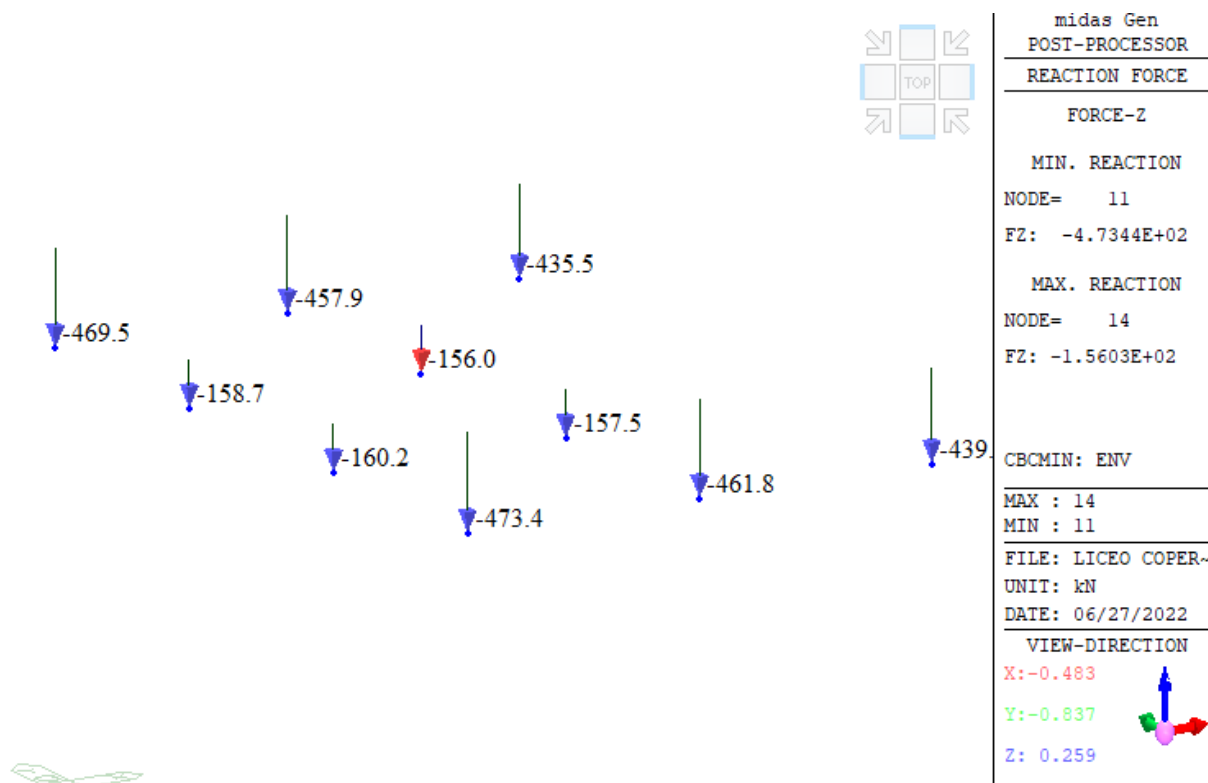


Figura 154 - Involuppo delle reazioni verticali massime di trazione sulla fondazione Y-G2.

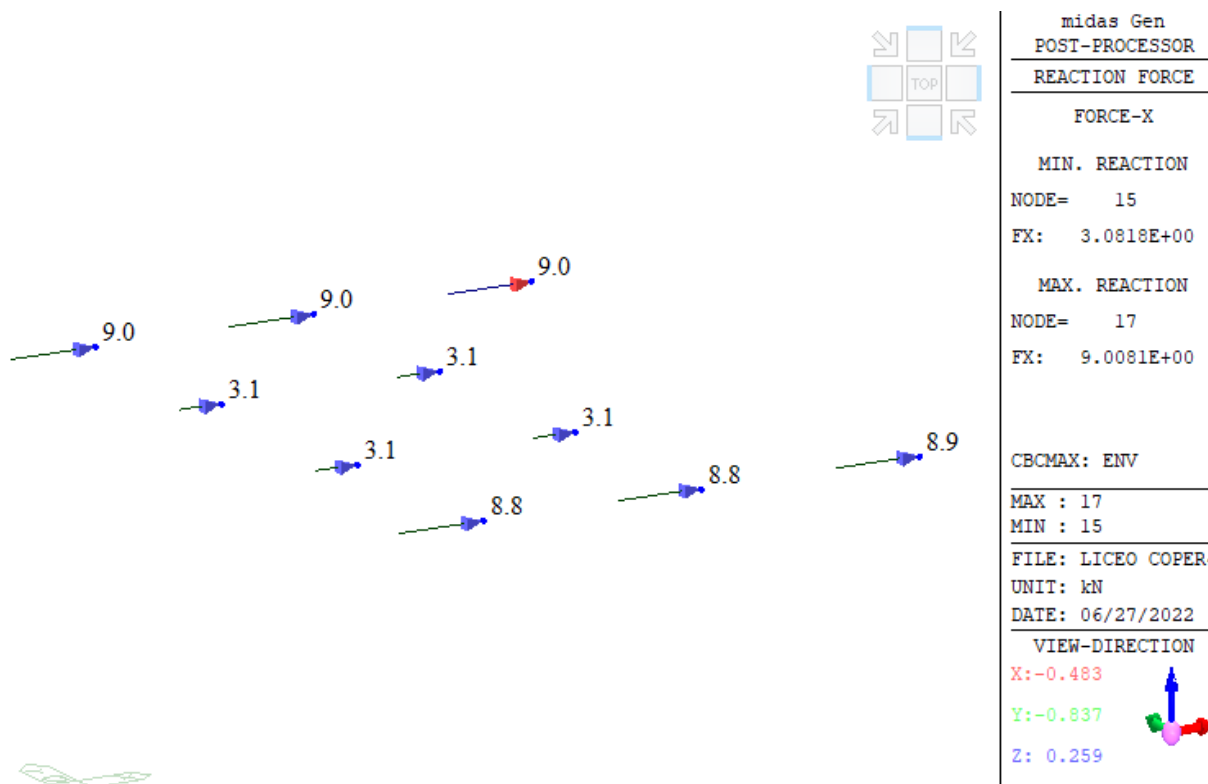


Figura 155 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +X sulla fondazione Y-G2.

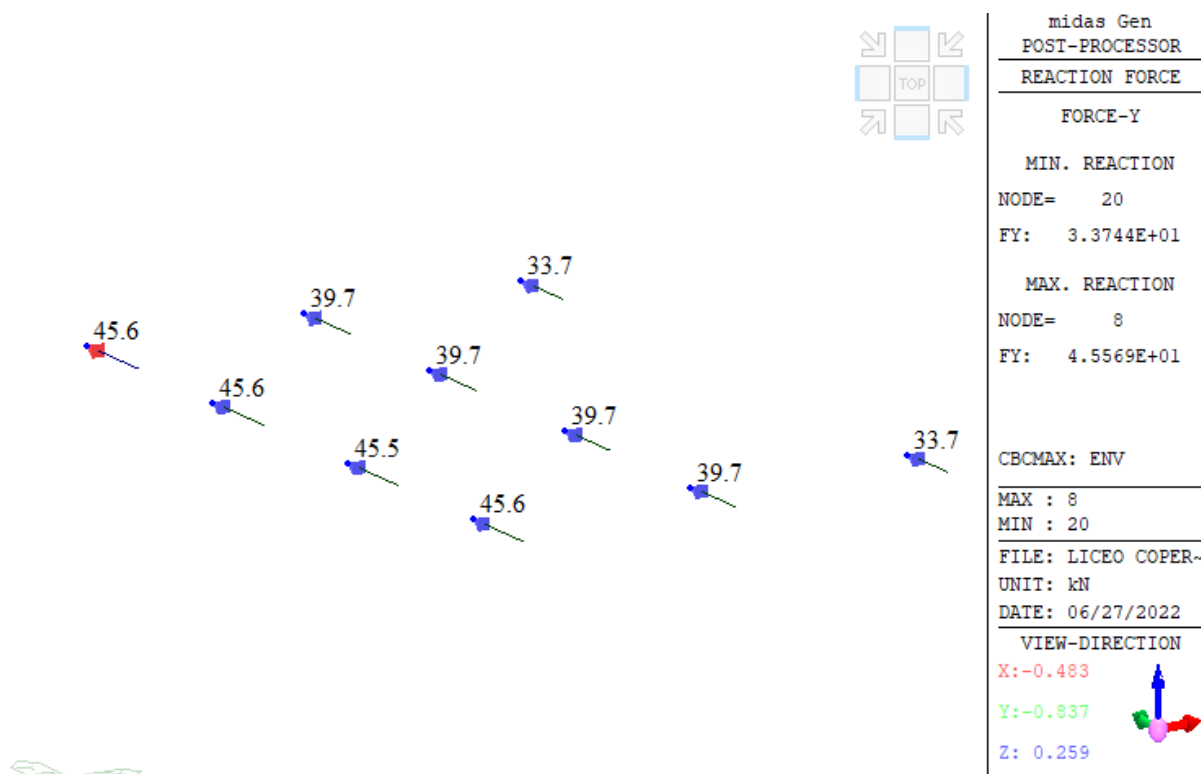


Figura 156 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione +Y sulla fondazione Y-G2.

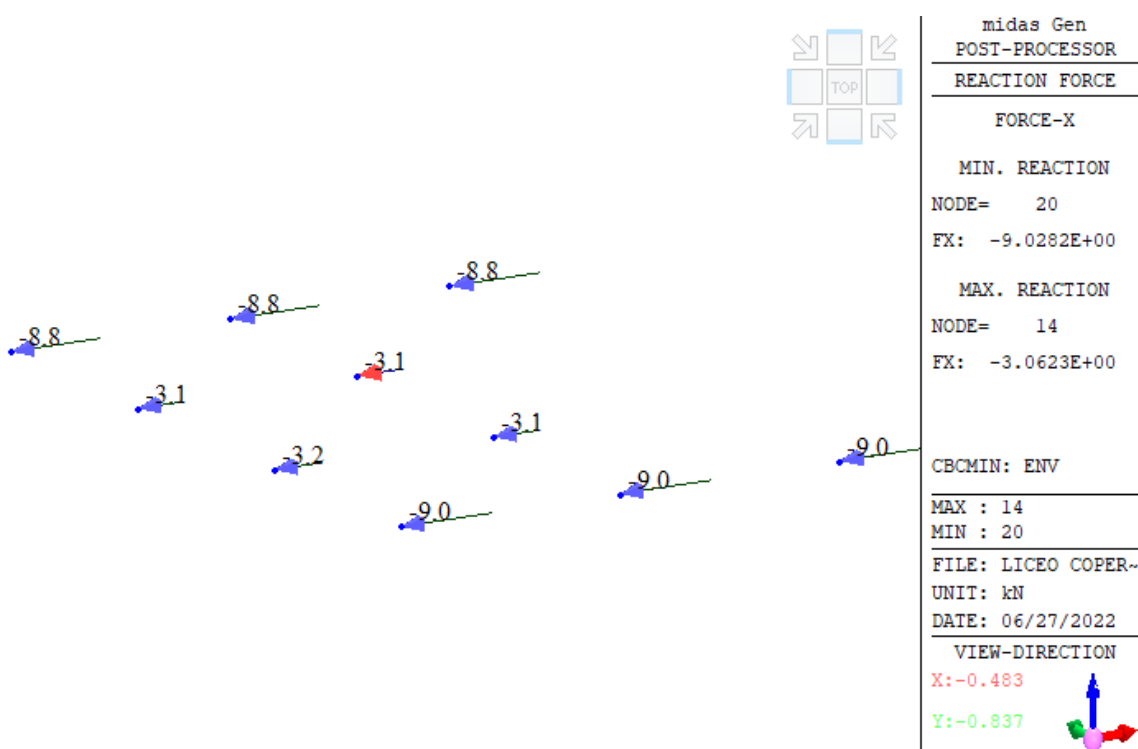


Figura 157 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -X sulla fondazione Y-G2.

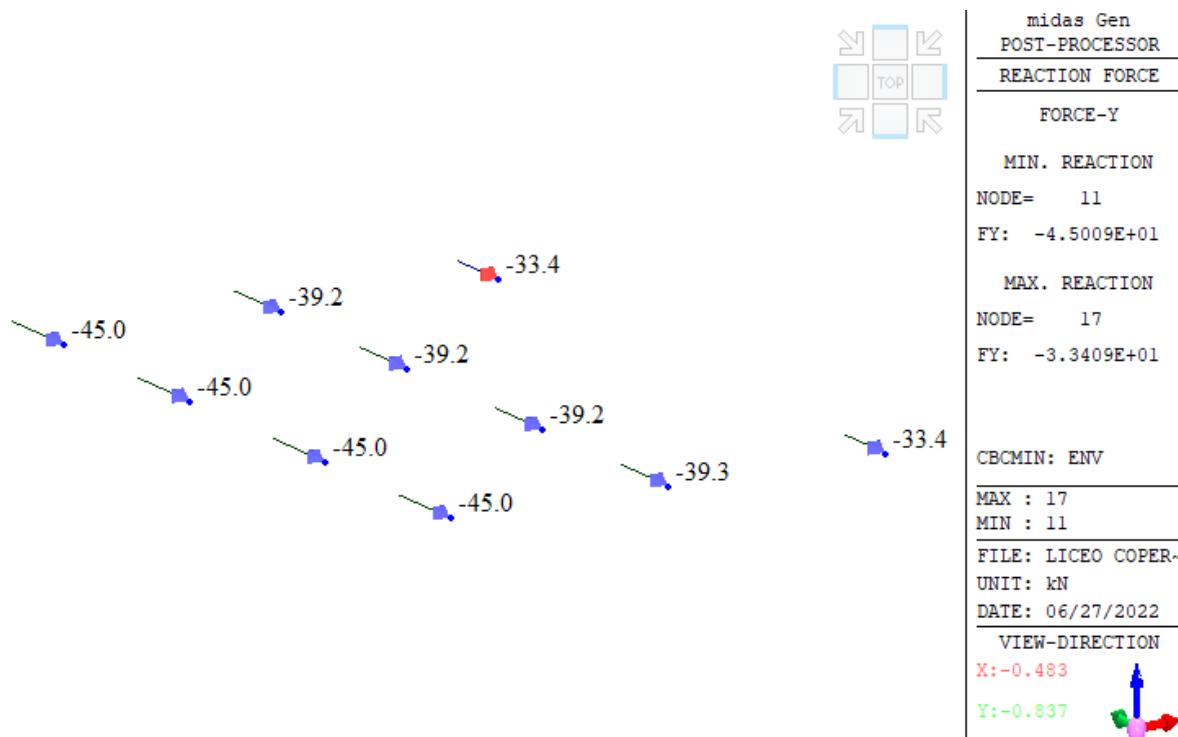


Figura 158 - Involuppo delle reazioni massime orizzontali in direzione -Y sulla fondazione Y-G2.

Per quanto riguarda il dimensionamento dei pali di fondazione si rimanda alla trattazione specifica, a firma dell'Ing. Alex Sanzeni, riportata nell'Appendice della presente relazione. I pali adottati presentano un diametro di 300mm ed un tubolare di rinforzo in acciaio S355 avente diametro 193.7mm e spessore 8mm. In Tabella 27 si riportano le resistenze dei pali per ogni lunghezza adottata.

Tabella 27 – Portata dei pali a compressione e trazione in base alla lunghezza.

	Lunghezza palo L [m]					
	8.0	10.0	13.0	13.5	14.5	16.5
Resistenza a compressione, $R_{d,c}$:	310.7	435.5	659.5	699.5	777.0	939.4
Resistenza a trazione, $R_{d,T}$:	164.2	250.7	414.3	445.4	509.7	644.9
Resistenza a taglio, V_d:	70.6	70.6	70.6	70.6	70.6	70.6

Il valore di resistenza di progetto a taglio è generalmente maggiore delle azioni di progetto e la verifica geotecnica è soddisfatta. Nei casi in cui il valore delle azioni di progetto superi la resistenza di progetto calcolata, sarà necessario predisporre l'esecuzione di micropali inclinati di 20°.

5.11.3 Travi di fondazione – US1

In questa sezione si procede al dimensionamento e verifica delle travi di fondazione per l'US1. A tal fine si riportano i diagrammi delle azioni sollecitanti interne (momento flessionale e taglio).

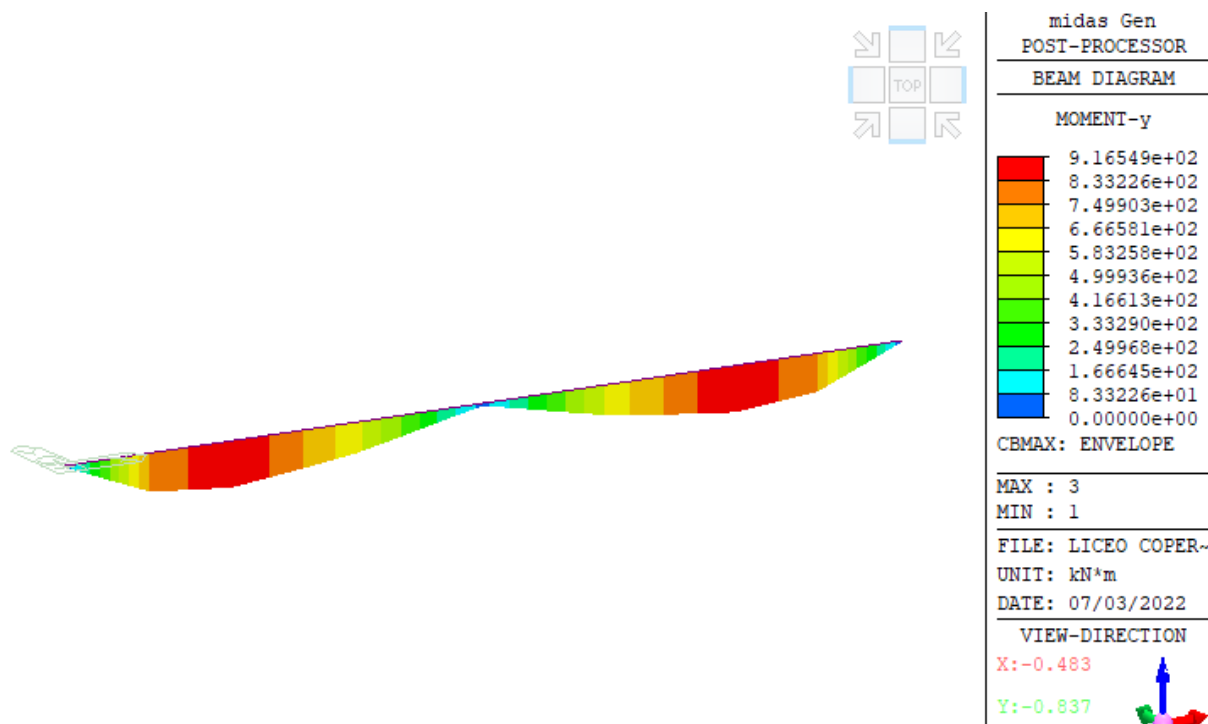


Figura 159 – Massimo momento flettente positivo, X-A1, X-A2, X-A3.

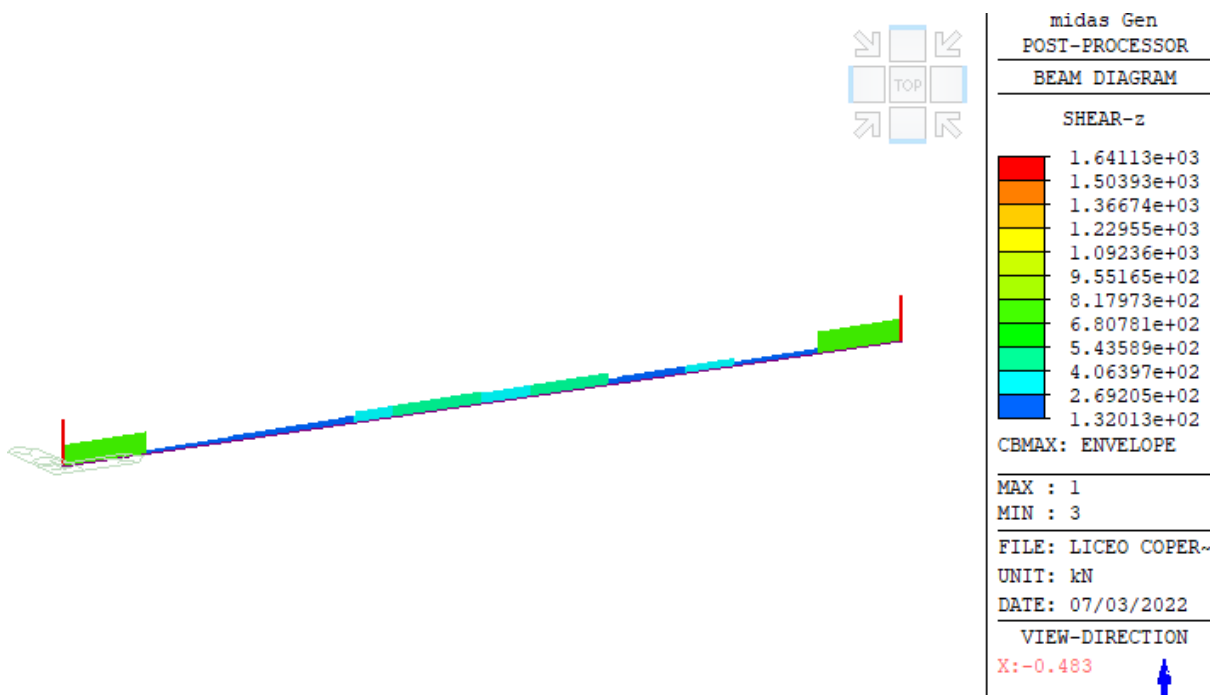


Figura 160 – Massimo taglio positivo, X-A1, X-A2, X-A3.

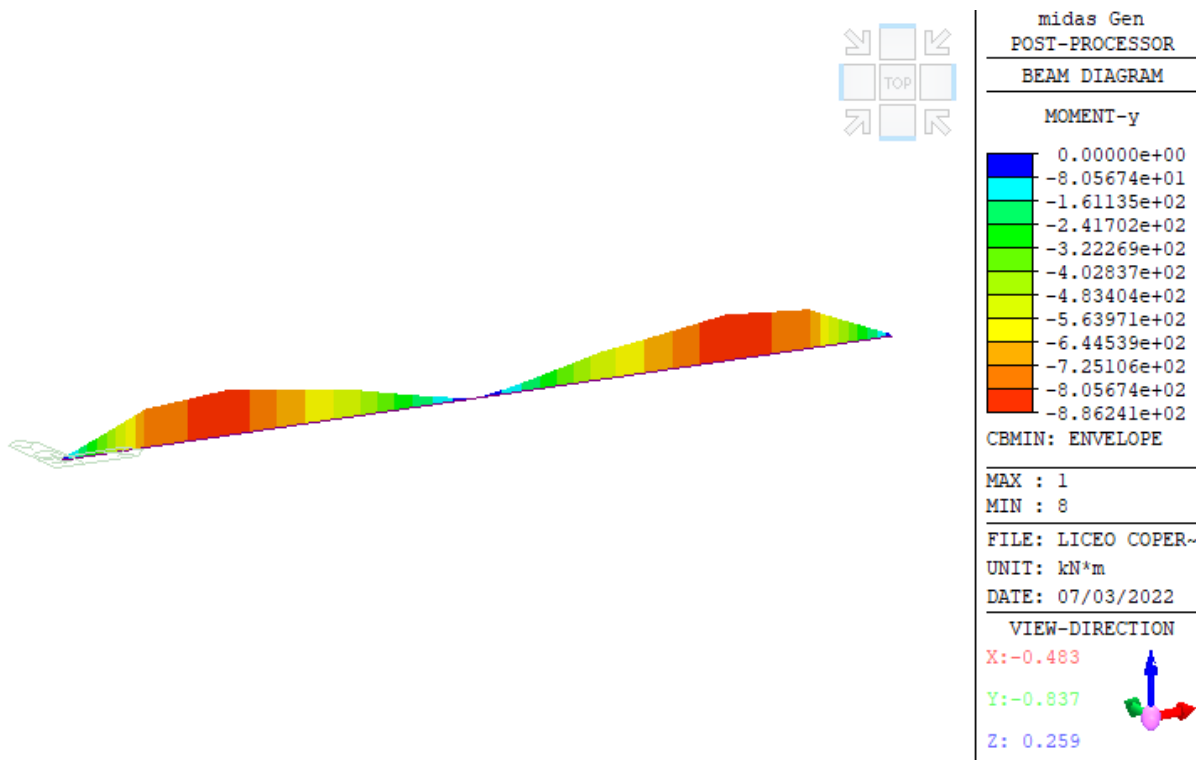


Figura 161 – Massimo momento flettente negativo, X-A1, X-A2, X-A3.

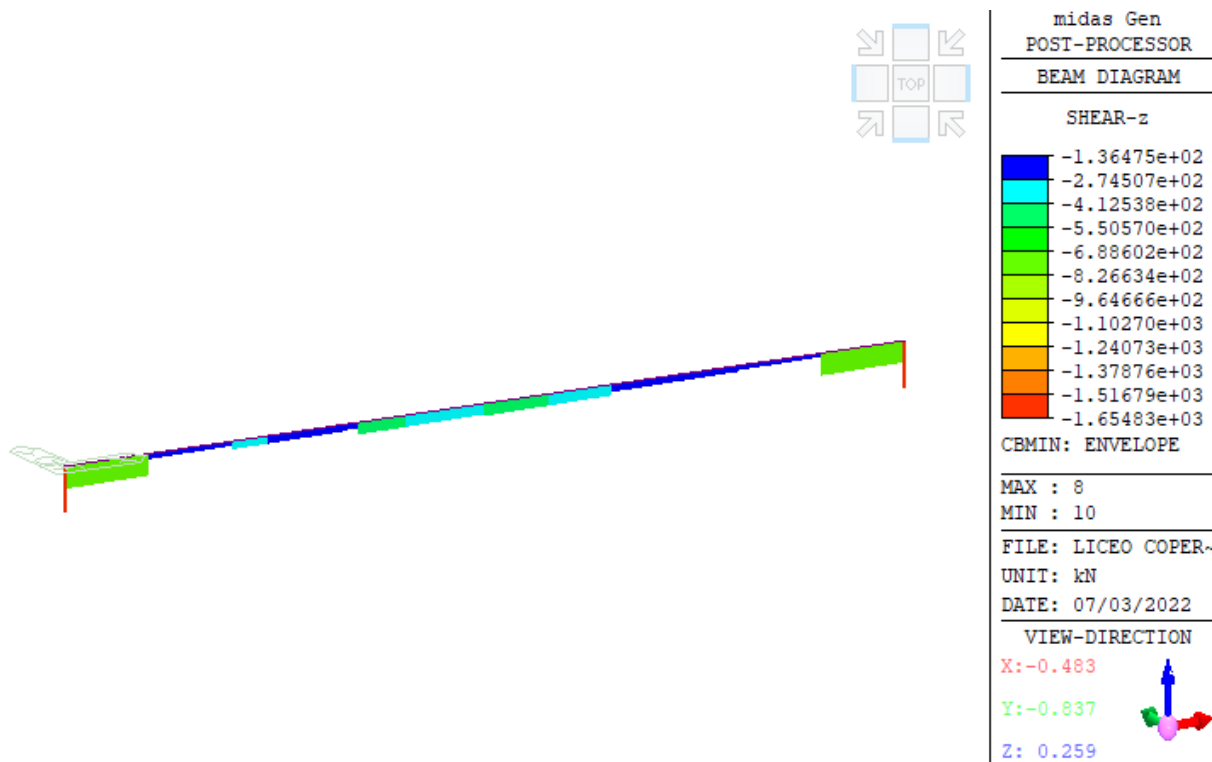


Figura 162 – Massimo taglio negativo, X-A1, X-A2, X-A3.

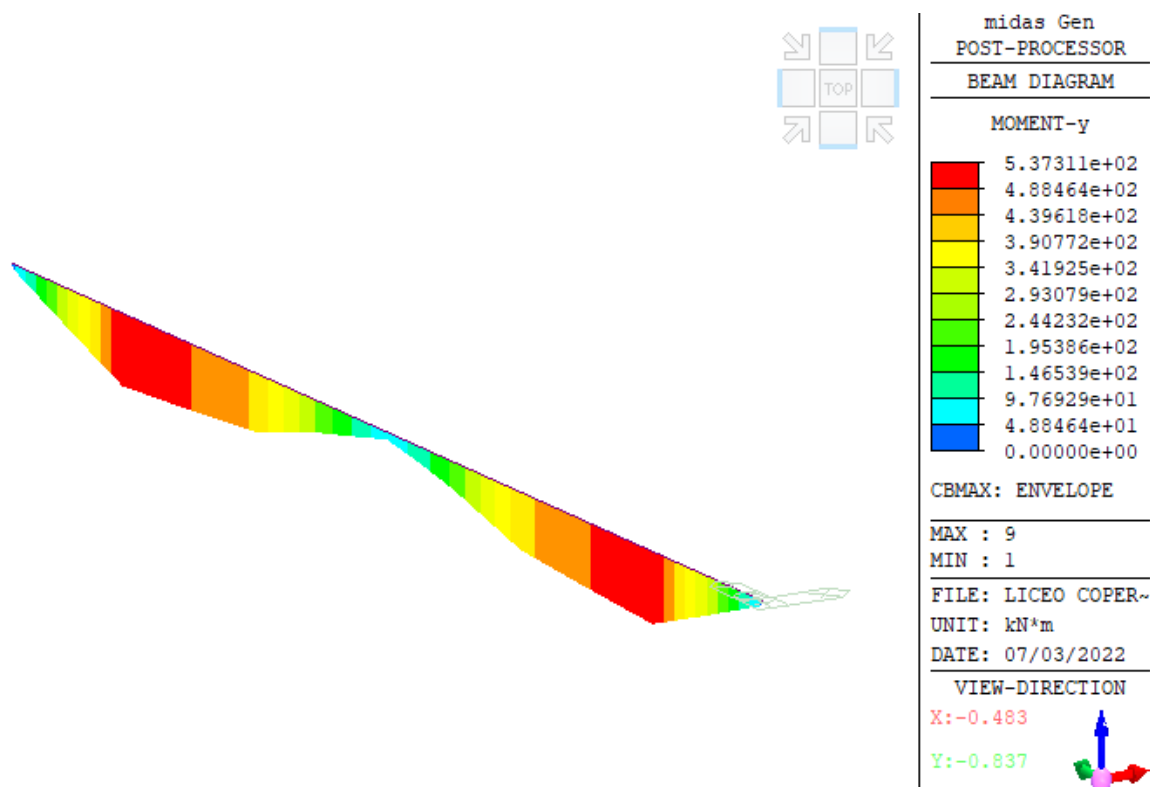


Figura 163 – Massimo momento flettente positivo, Y-A1, Y-A2.

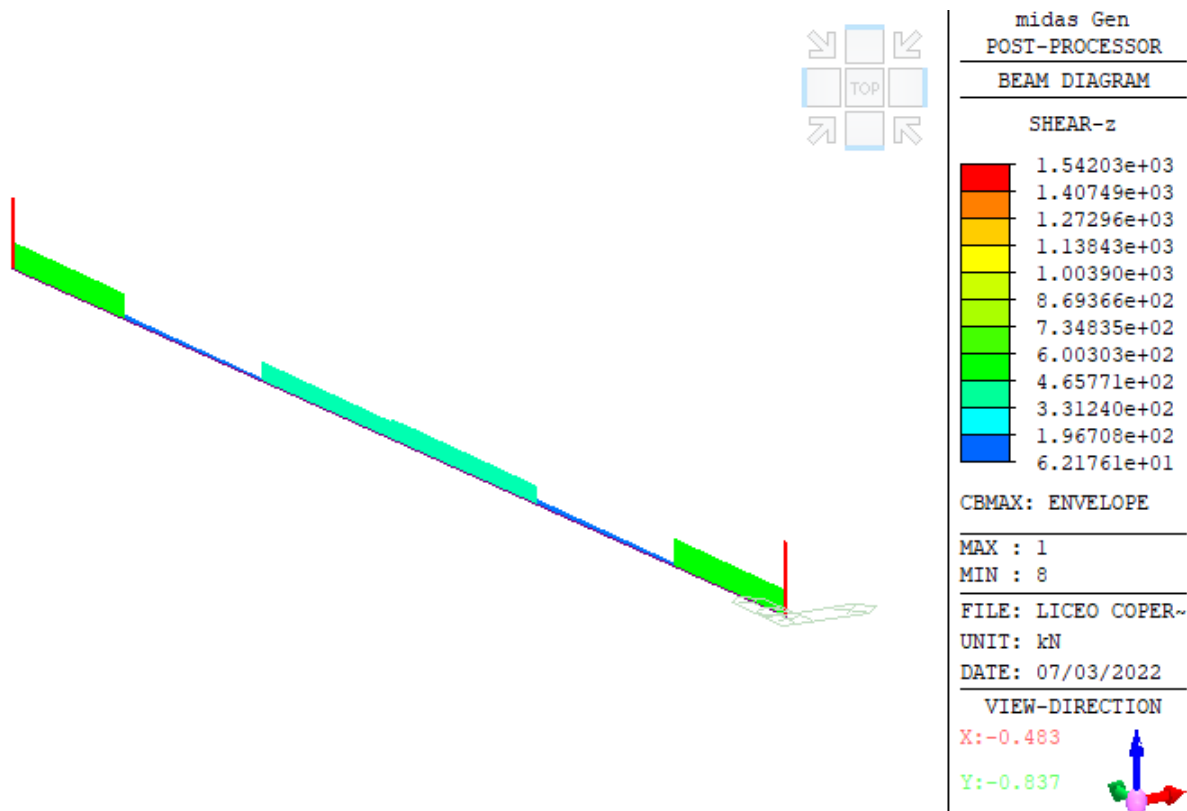


Figura 164 – Massimo taglio positivo, Y-A1, Y-A2.

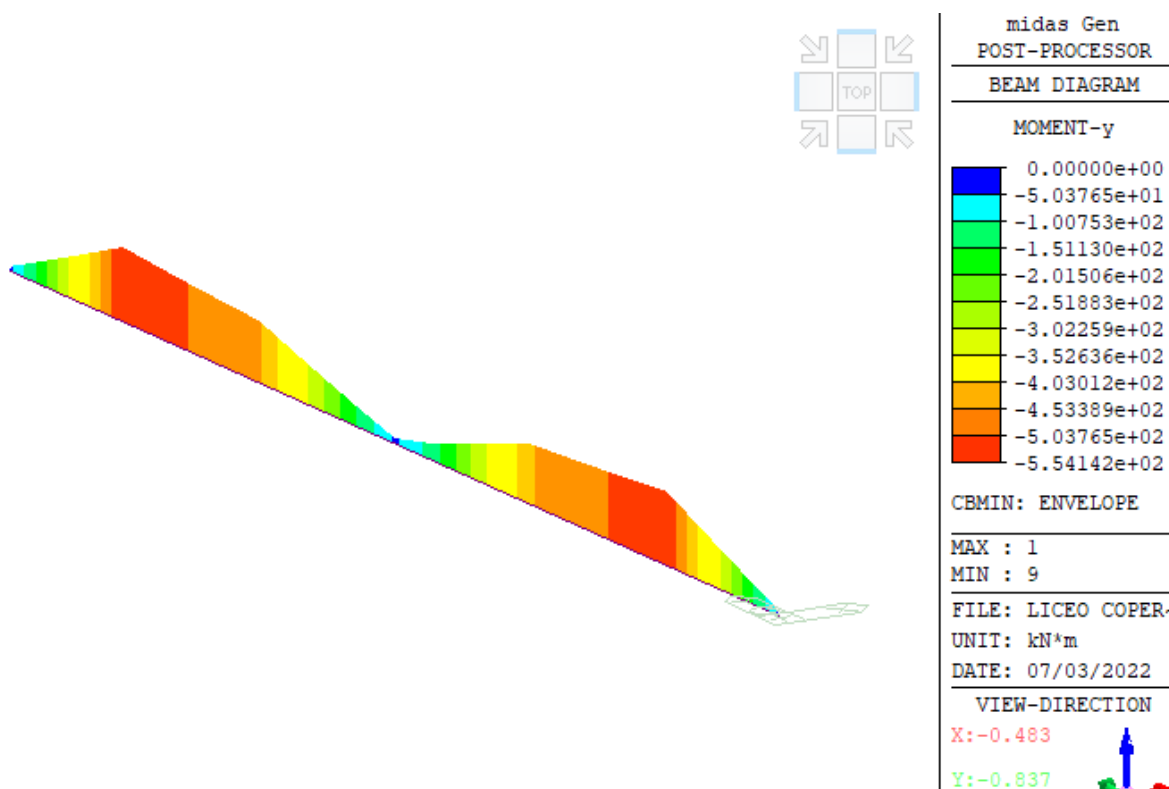


Figura 165 – Massimo momento flettente negativo, Y-A1, Y-A2.

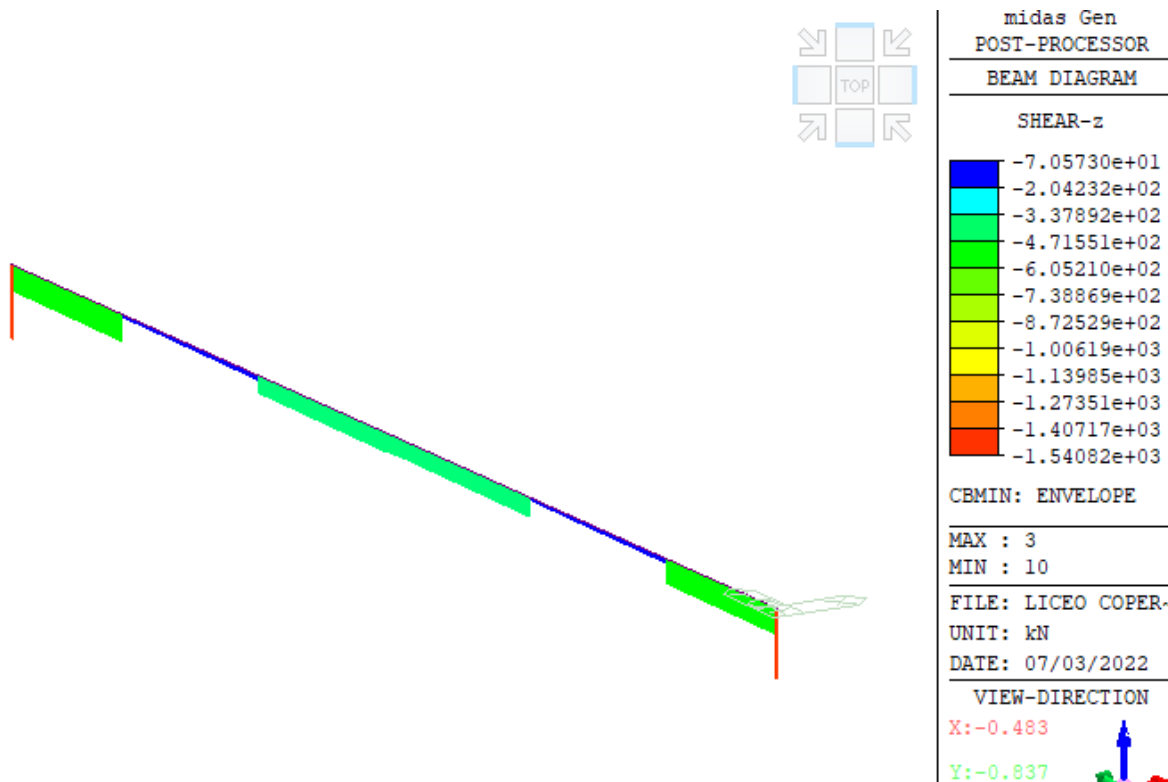


Figura 166 – Massimo taglio negativo, Y-A1, Y-A2.

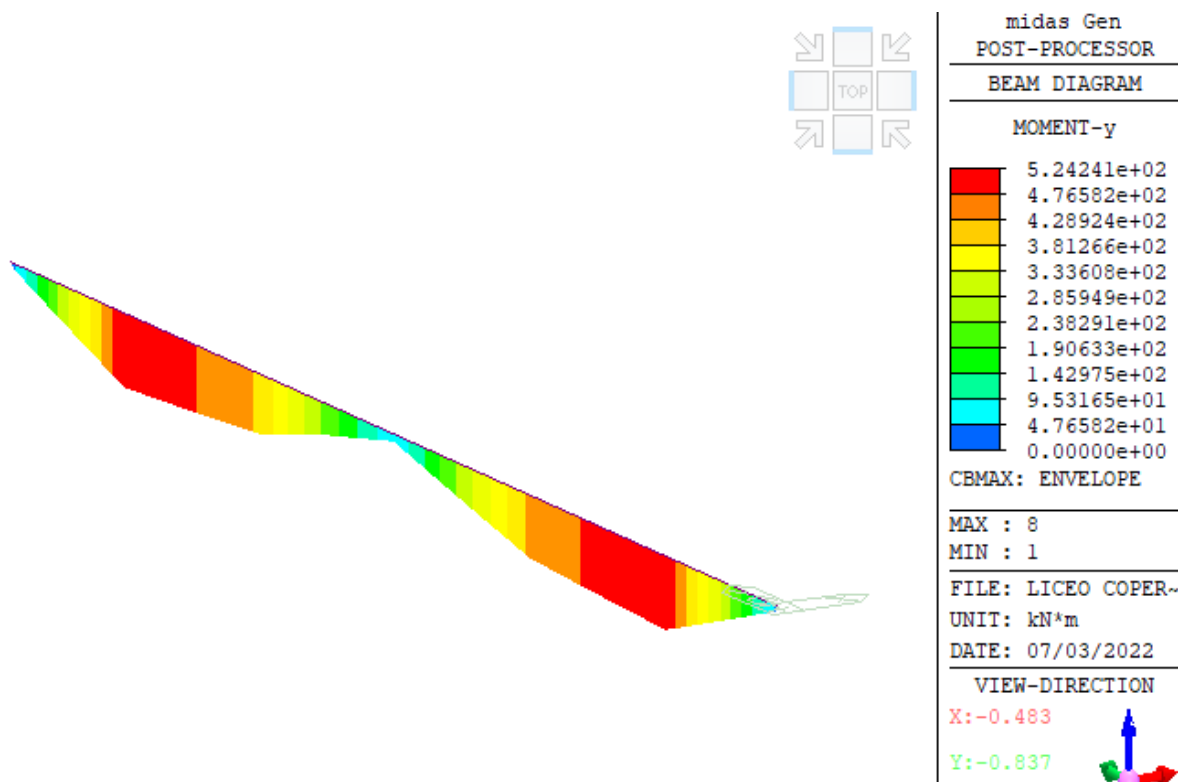


Figura 167 – Massimo momento flettente positivo, Y-B1, Y-B2.

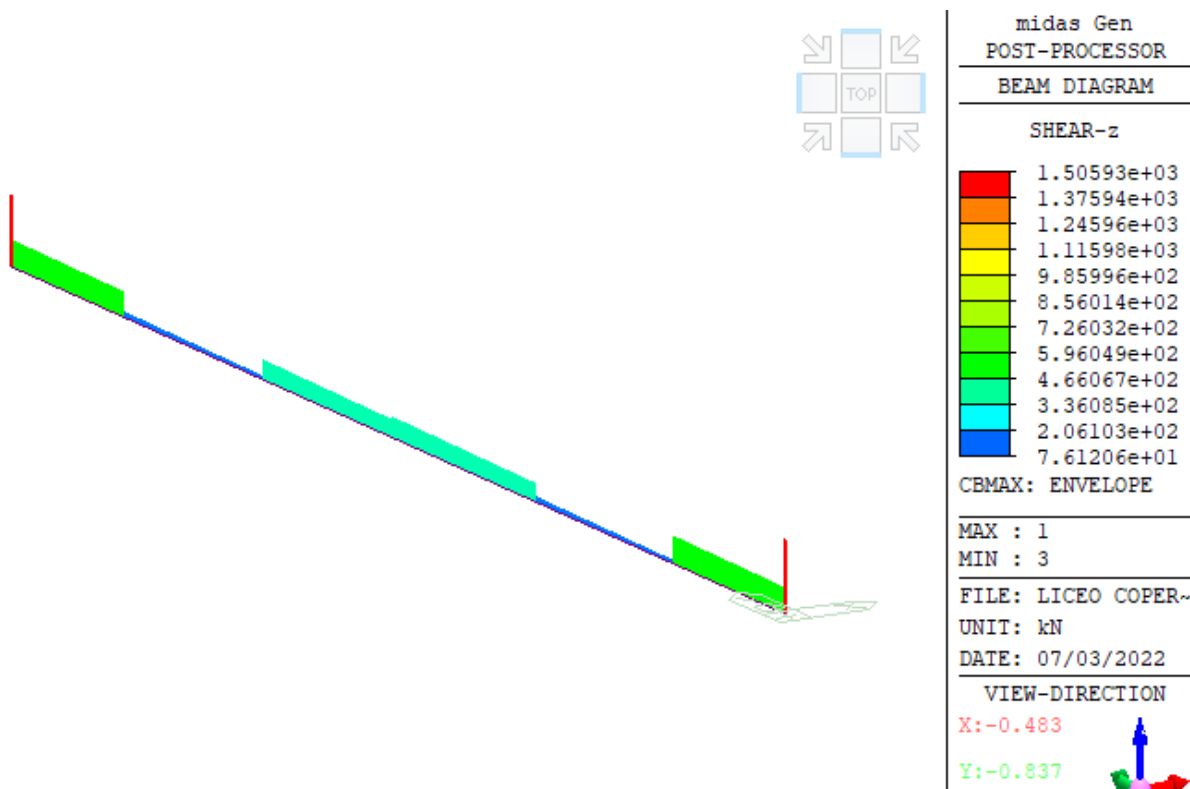


Figura 168 – Massimo taglio positivo, Y-B1, Y-B2.

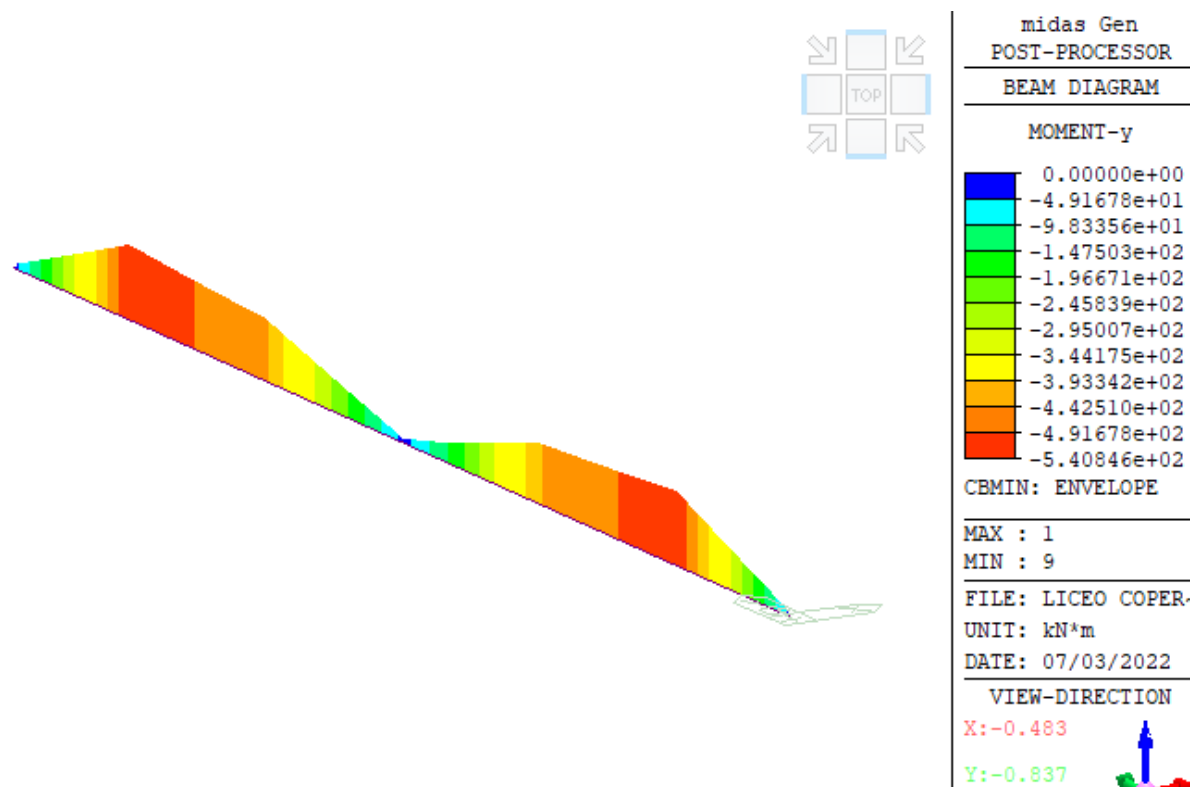


Figura 169 – Massimo momento flettente negativo, Y-B1, Y-B2.

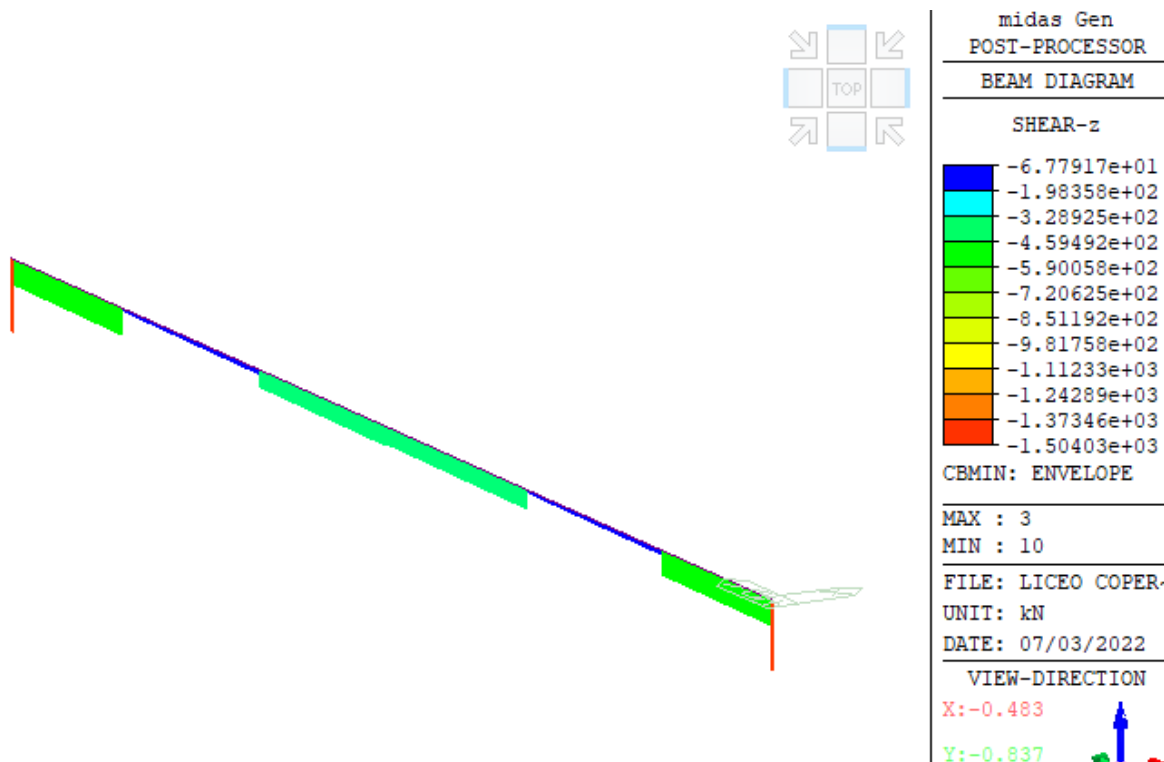


Figura 170 – Massimo taglio negativo, Y-B1, Y-B2.

Sulla base dei precedenti risultati sono state progettate le fondazioni. Si procede con la verifica estesa relativa alla trave di fondazione dei controventi X-A1, X-A2, X-A3.

Ciascuna delle travi di fondazione dell'US1 presenta una sezione rettangolare, $b \times d$, pari a 150x100cm. L'armatura minima longitudinale risulta quindi:

$$\rho_{min} \geq 0.2\% \rightarrow A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 1500 \cdot 950 = 2850 \text{ mm}^2$$

Corrispondente a circa 9 barre di armatura di diametro $\varnothing 20$ da disporsi sia superiormente sia inferiormente.

Il calcolo a flessione risulta invece:

$$A_s^+ = \frac{M_{Ed}^+}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{916'550'000}{0.9 \cdot 950 \cdot 391} = 2741 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$$

$$A_s^- = \frac{M_{Ed}^-}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{886'240'000}{0.9 \cdot 950 \cdot 391} = 2650 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$$

A flessione, si dispongono quindi 14 $\varnothing 20$ inferiormente ($M_{Rd} = 1471 \text{ kNm}$) e 12 $\varnothing 20$ superiormente ($M_{Rd} = 1261 \text{ kNm}$).

A taglio l'armatura minima richiesta da normativa risulta pari:

$$A_{v,min} = 1.5b \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow 1.5 \cdot 1500 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 2250 \text{ mm}^2$$

Valore equivalente a staffe a due bracci $\varnothing 12$ disposte con passo 100mm, equivalenti ad un'area pari a 2260mm^2 , valore quest'ultimo coerente con il passo minimo richiesto da normativa e pari al valore più basso tra 33cm e $0.8 \cdot d = 76\text{cm}$.

Viene quindi calcolata la resistenza a taglio della trave in oggetto ipotizzando staffe a due bracci $\varnothing 20$ disposte con passo 100mm.

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

$$= \min \begin{cases} 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 0.9 \cdot 950 \cdot \frac{2 \cdot 314}{100} \cdot 391.3 \cdot 1 = 2101\text{kN} \\ 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta))}{(1 + \text{ctg}^2(\theta))} = 0.9 \cdot 950 \cdot 1500 \cdot 0.5 \cdot 17 \cdot \frac{1}{2} = 5450.6\text{kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = 2101\text{kN} > 1655\text{kN} = V_{Ed}$$

A taglio vengono disposte staffe $\varnothing 20$ ogni 10cm.

Seguendo lo stesso procedimento si procede al dimensionamento delle altre 2 travi dei controventi d'angolo perimetrali dell'US3. In particolare per Y-A1, Y-A2 e per Y-B1, Y-B2, risulta:

$$M_{Ed}^+ = 537\text{kNm}$$

$$M_{Ed}^- = 554\text{kNm}$$

$$V_{Ed} = 1542\text{kN}$$

A flessione, si dispongono quindi 10 $\varnothing 20$ inferiormente ($M_{Rd} = 1051\text{kNm}$) e 10 $\varnothing 20$ superiormente ($M_{Rd} = 1051\text{kNm}$).

A taglio vengono disposte staffe $\varnothing 20$ ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101\text{kN}$).

5.11.4 Travi di fondazione – US3

In questa sezione si procede al dimensionamento e verifica delle travi di fondazione per l'US3. A tal fine si riportano i diagrammi delle azioni sollecitanti interne (momento flessionale e taglio).

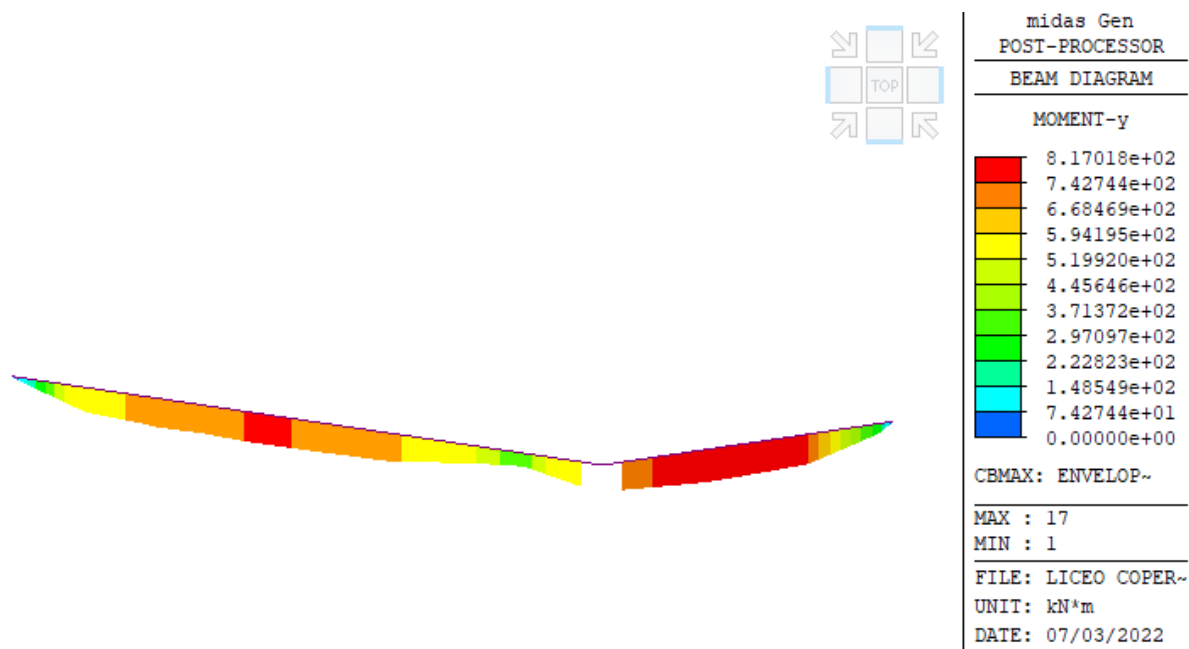


Figura 171 – Massimo momento flettente positivo, X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

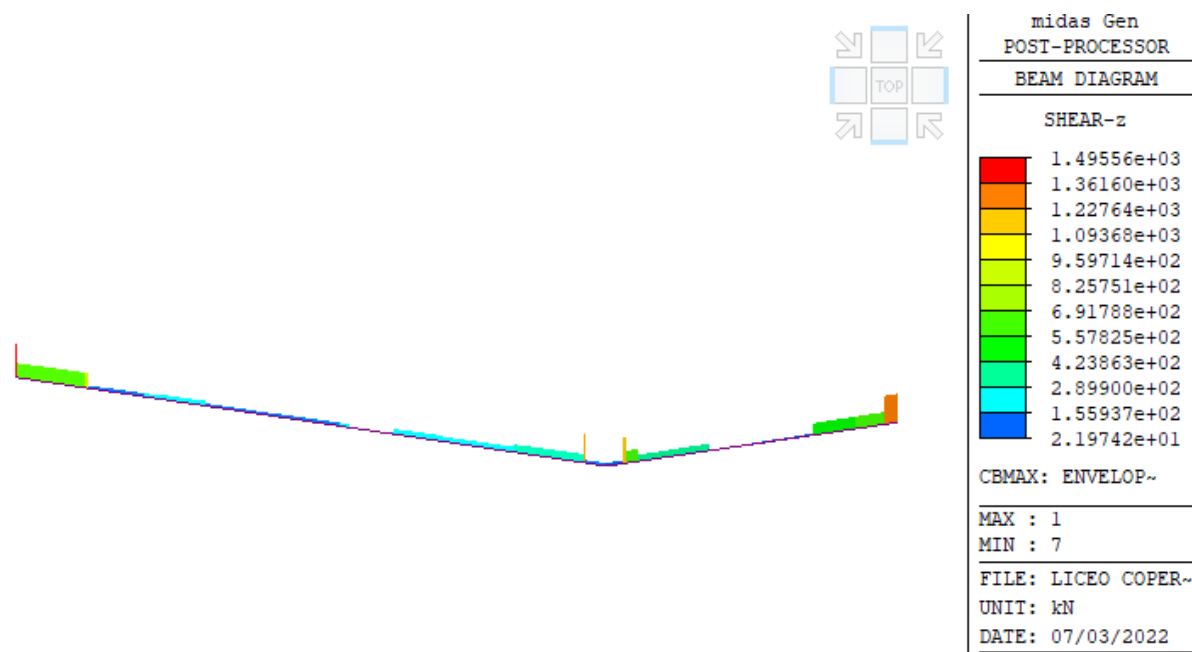


Figura 172 – Massimo taglio positivo, X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

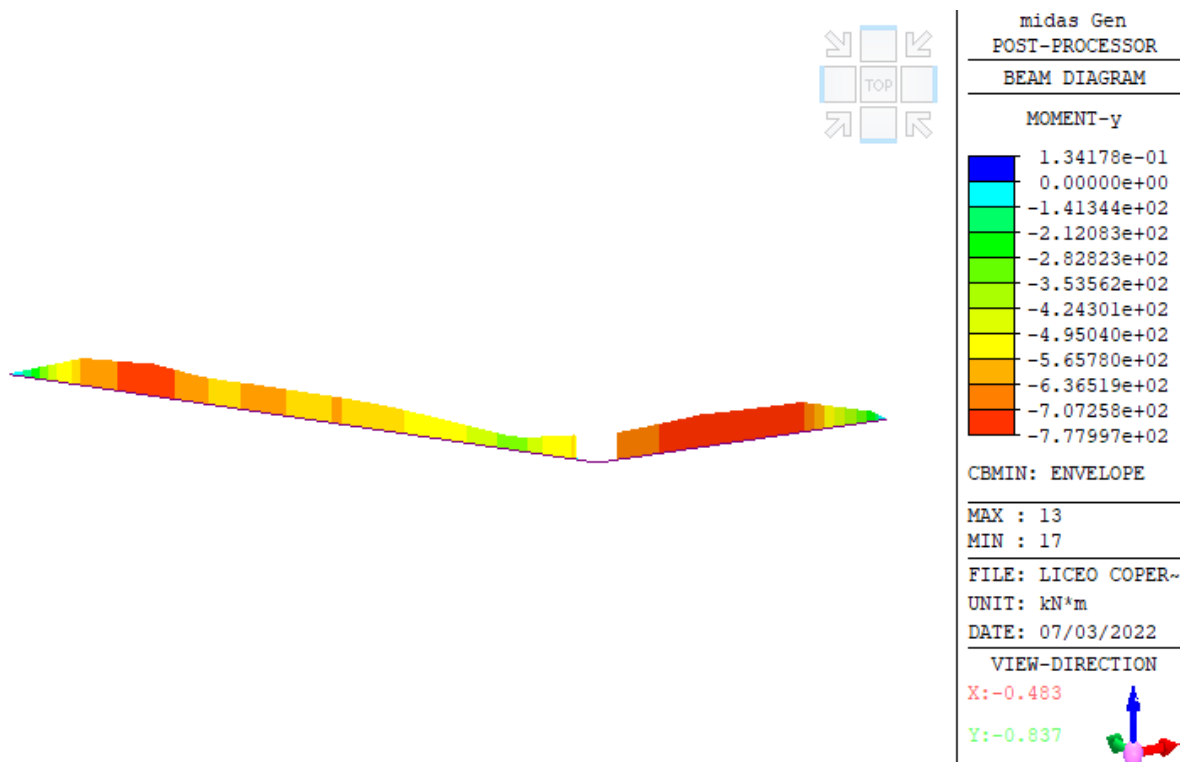


Figura 173 – Massimo momento flettente negativo, X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

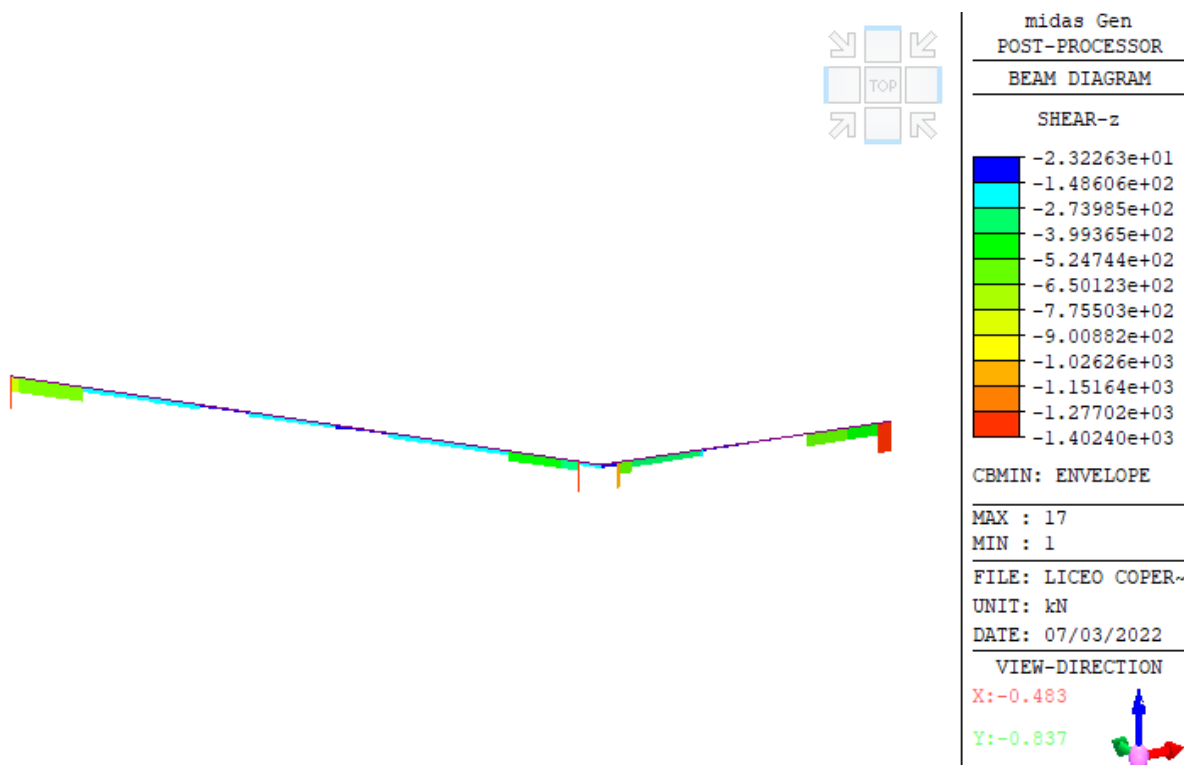


Figura 174 – Massimo taglio negativo, X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

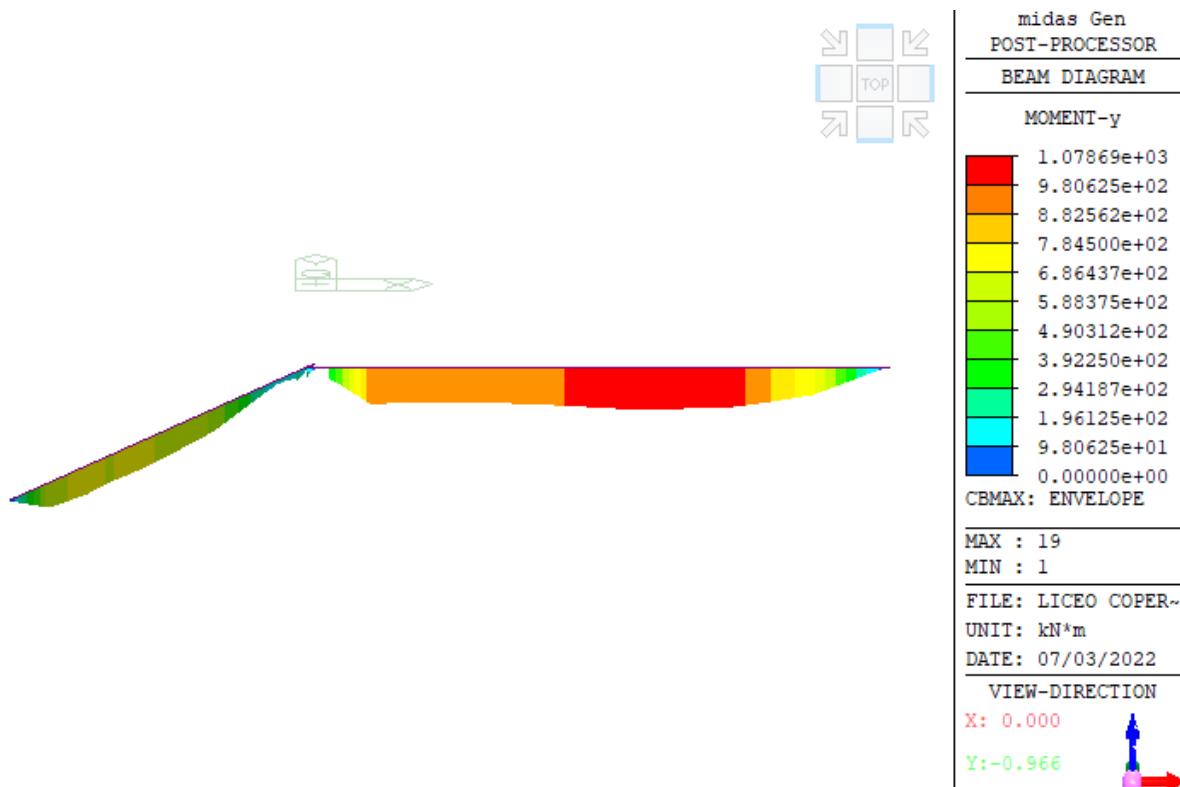


Figura 175 – Massimo momento flettente positivo, X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

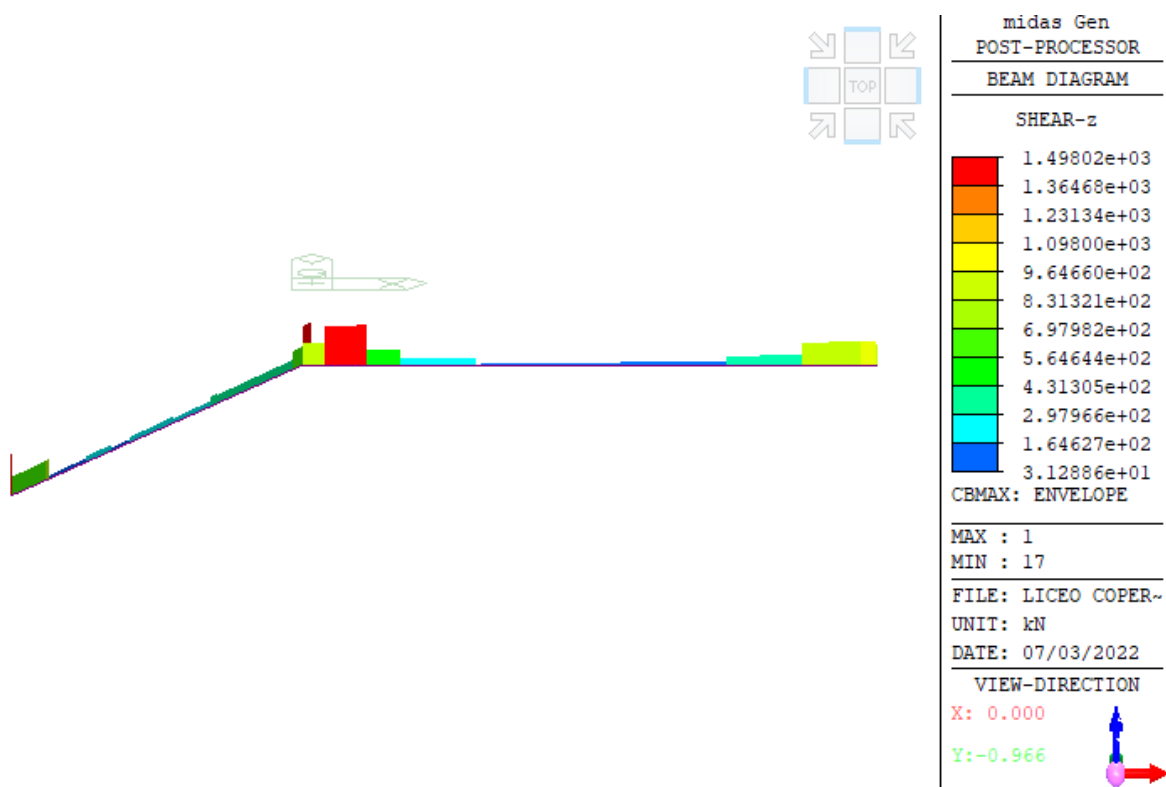


Figura 176 – Massimo taglio positivo, X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

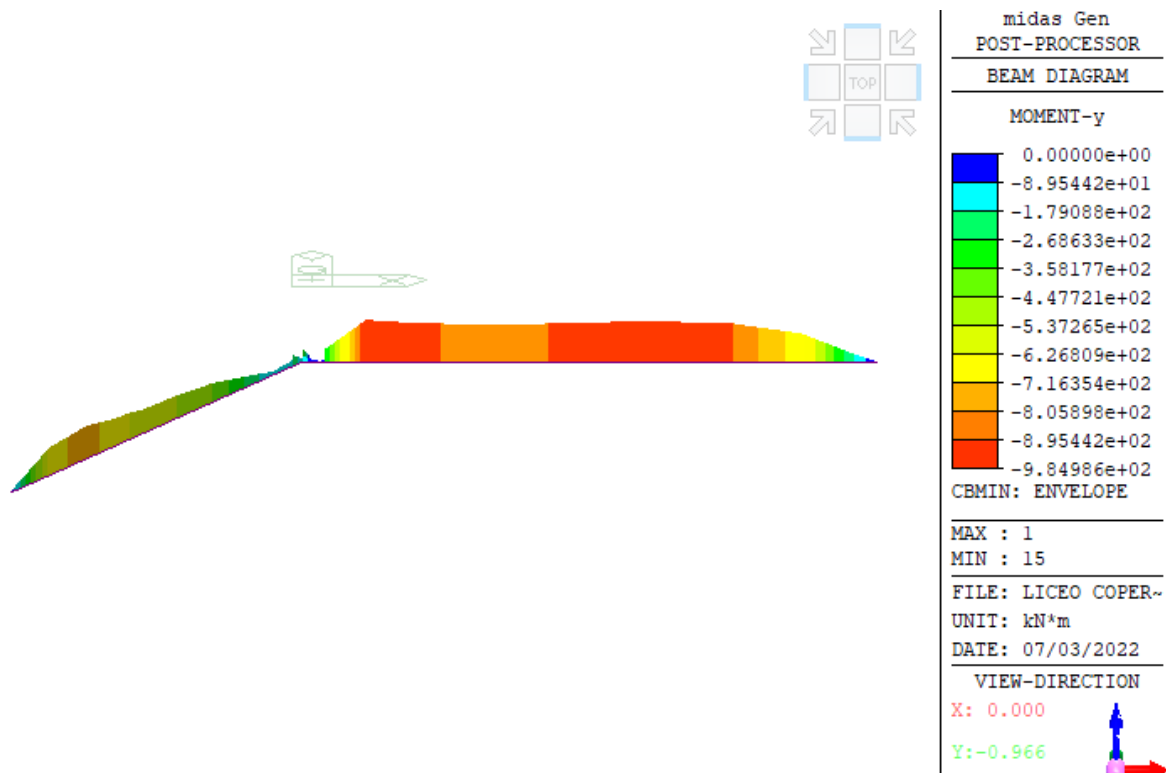


Figura 177 – Massimo momento flettente negativo, X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

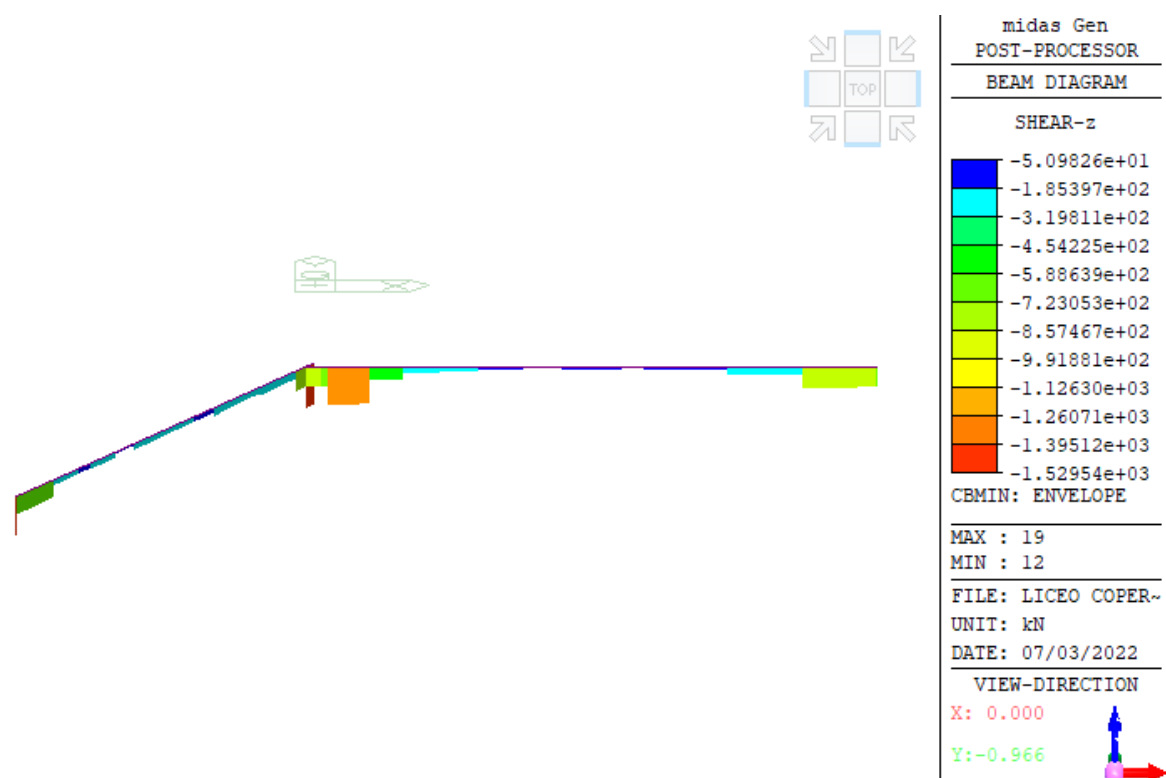


Figura 178 – Massimo taglio negativo, X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8.

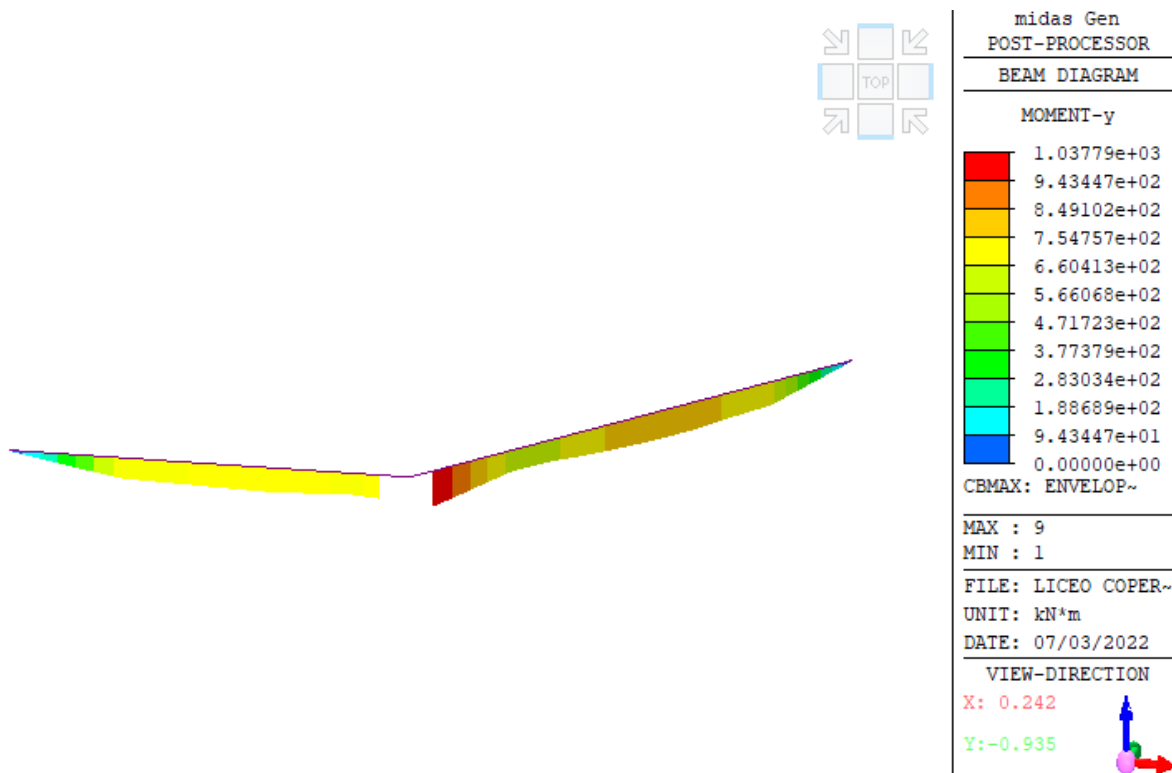


Figura 179 – Massimo momento flettente positivo, X-F1, Y-C1, Y-C2.

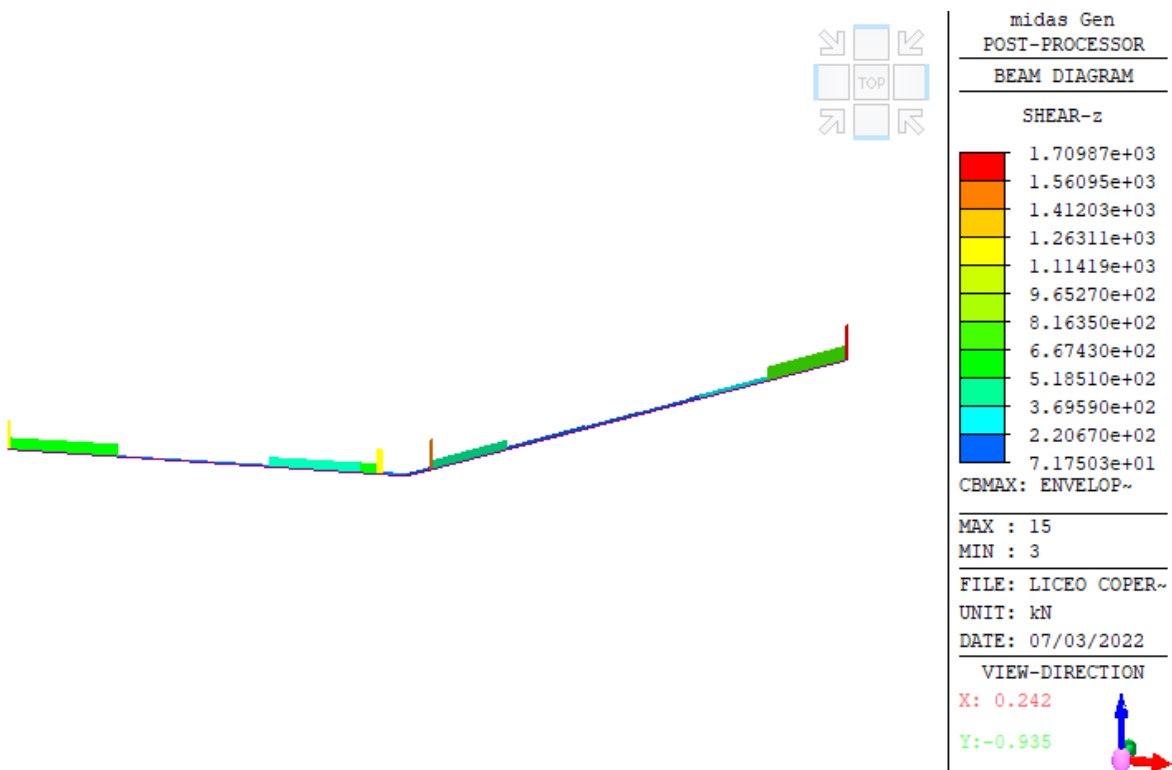


Figura 180 – Massimo taglio positivo, X-F1, Y-C1, Y-C2.

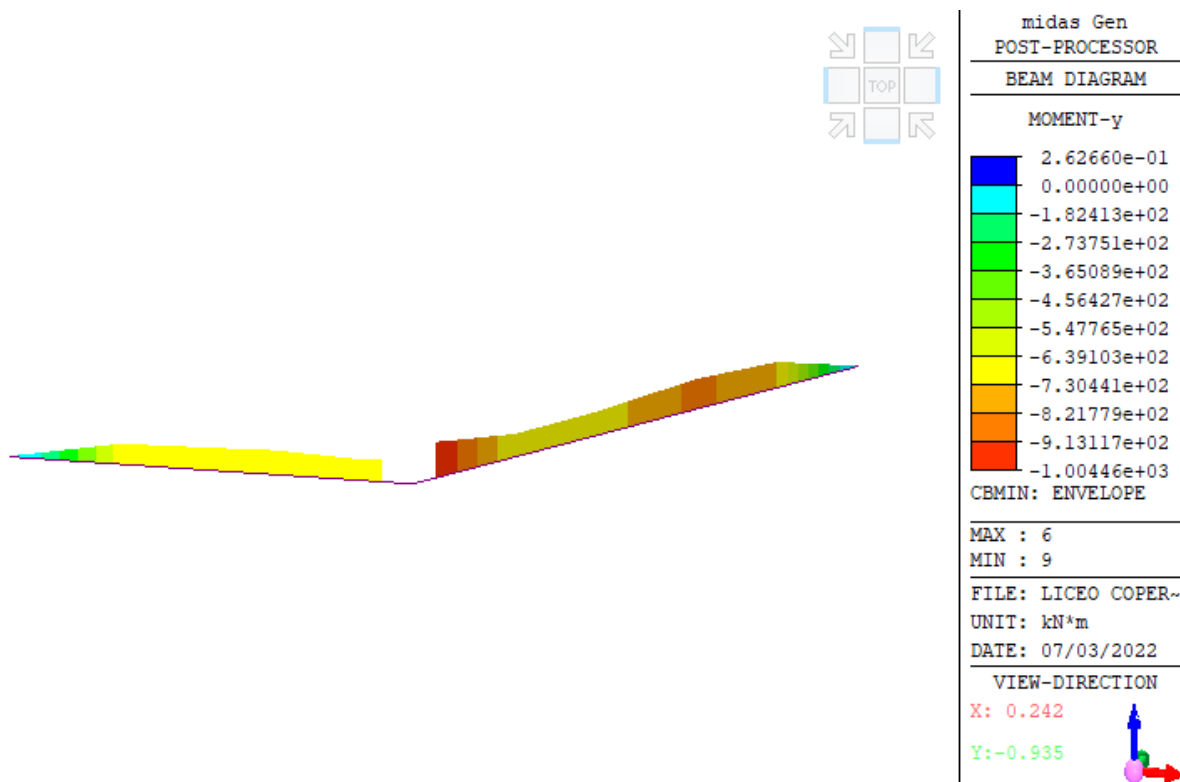


Figura 181 – Massimo momento flettente negativo, X-F1, Y-C1, Y-C2.

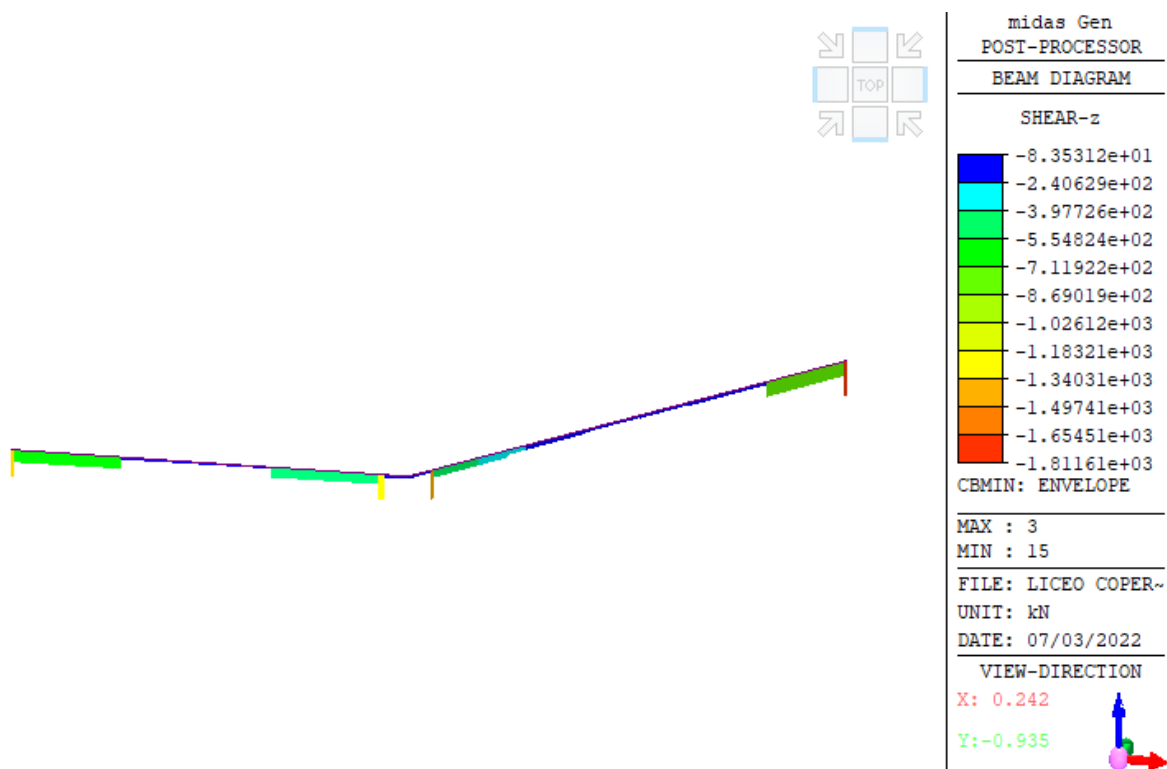


Figura 182 – Massimo taglio negativo, X-F1, Y-C1, Y-C2.

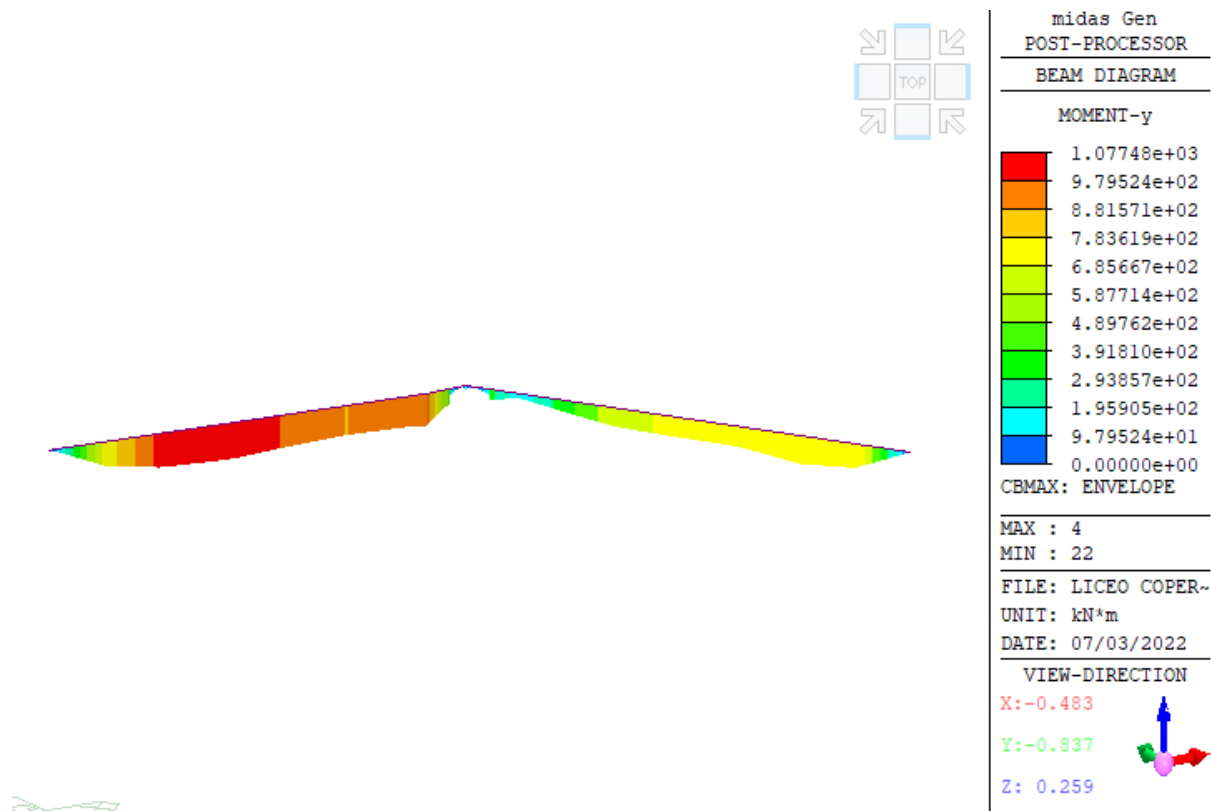


Figura 183 – Massimo momento flettente positivo, X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

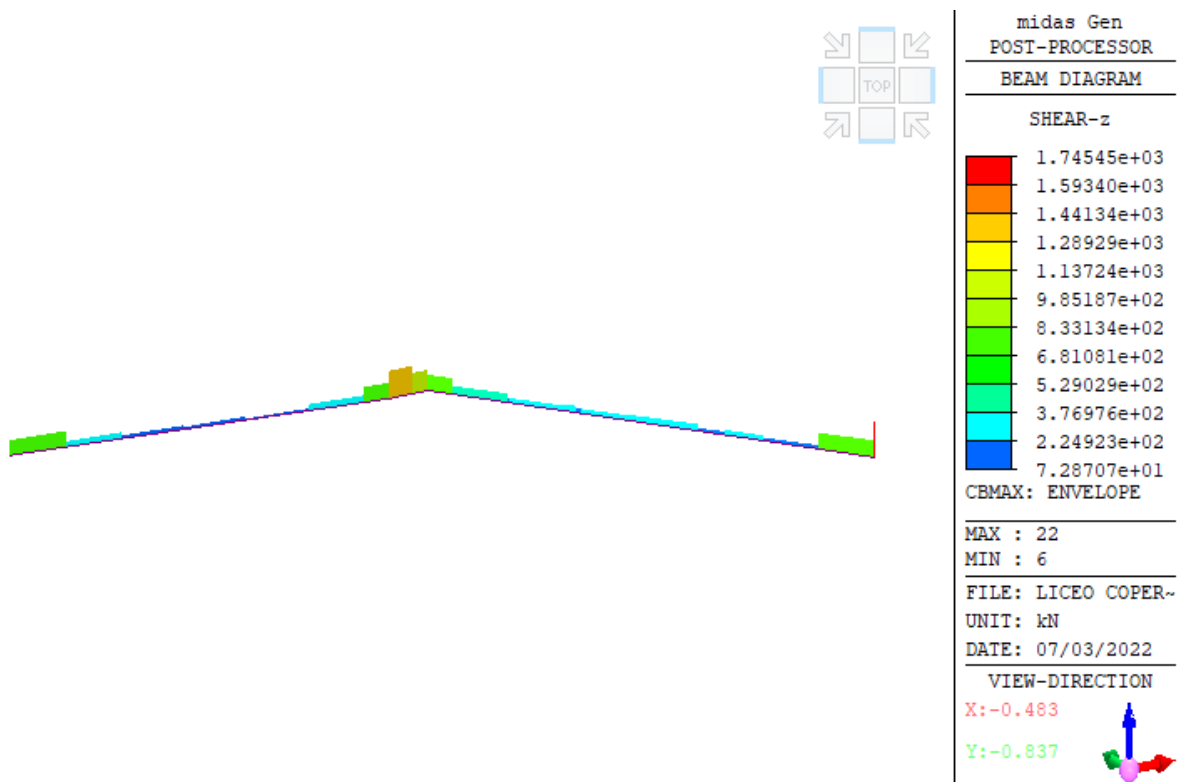


Figura 184 – Massimo taglio positivo, X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

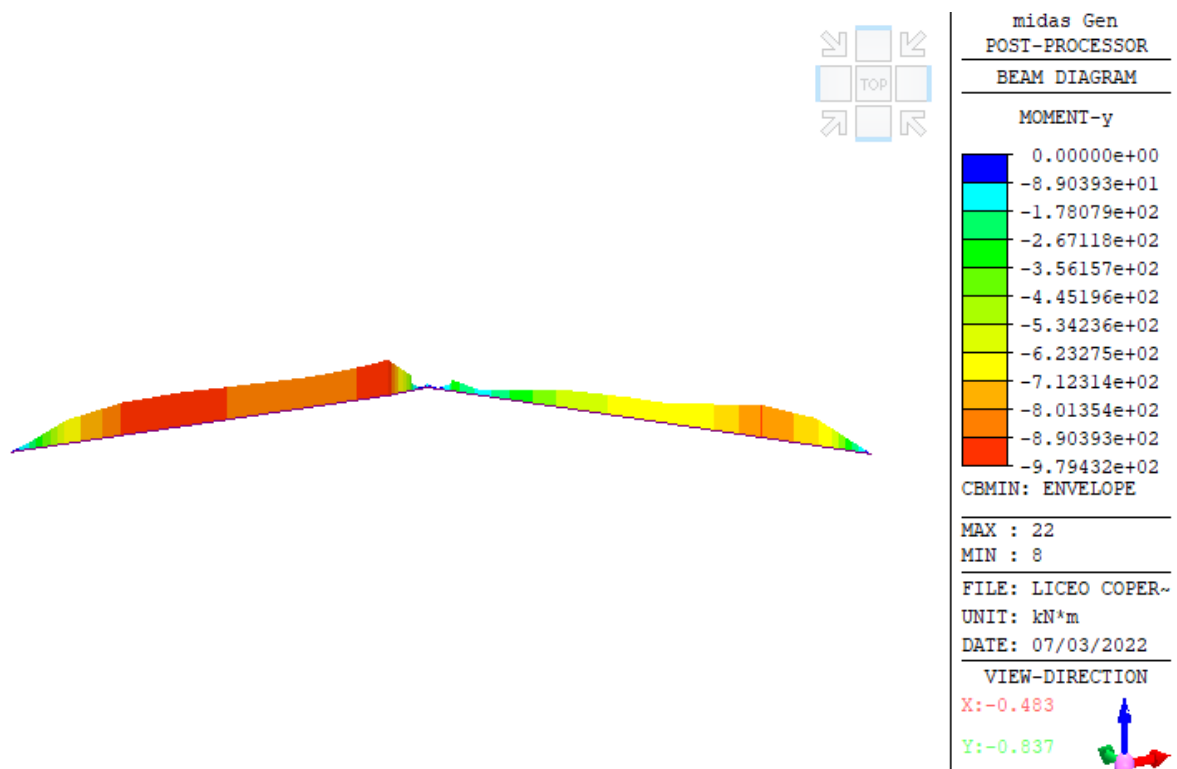


Figura 185 – Massimo momento flettente negativo, X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

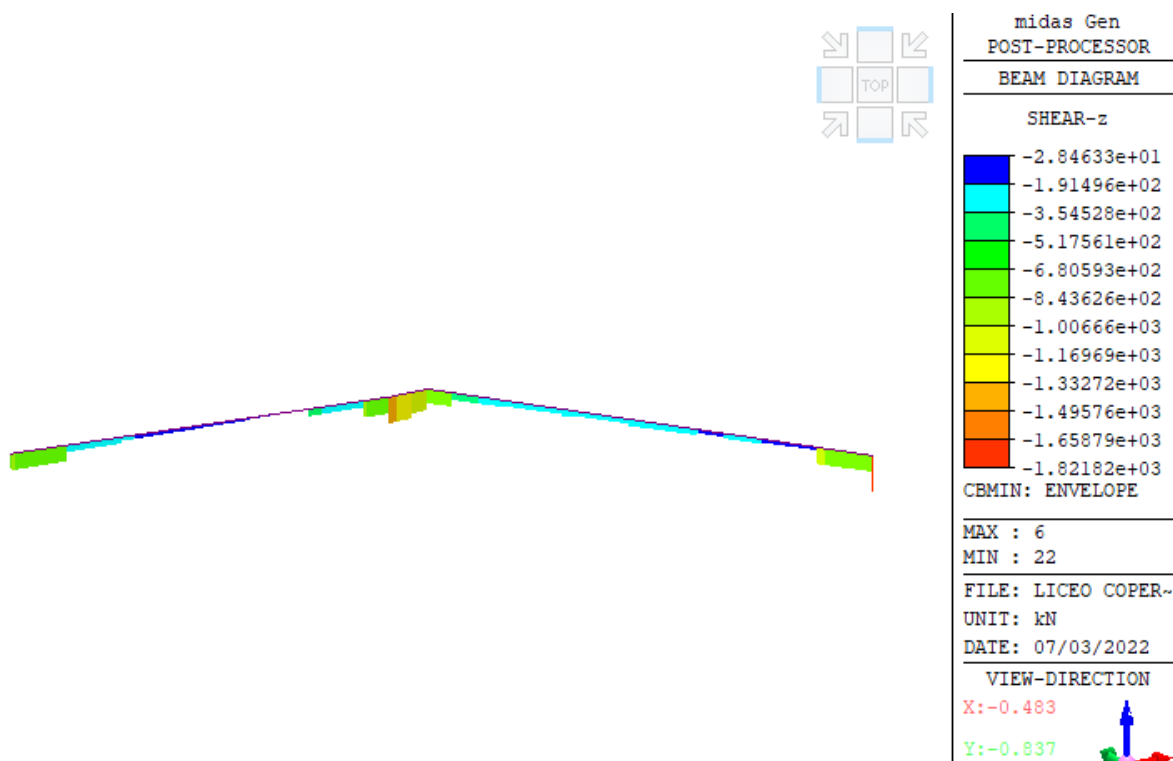


Figura 186 – Massimo taglio negativo, X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5.

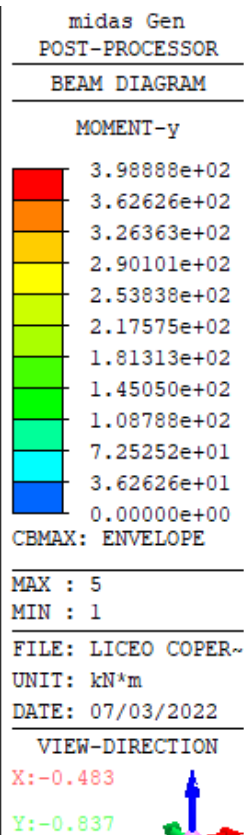
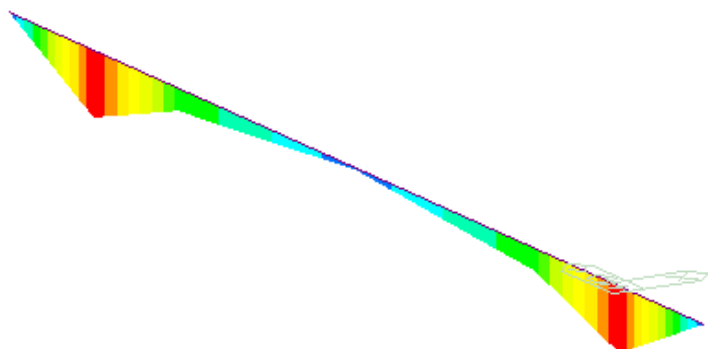


Figura 187 – Massimo momento flettente positivo, Y-F1.

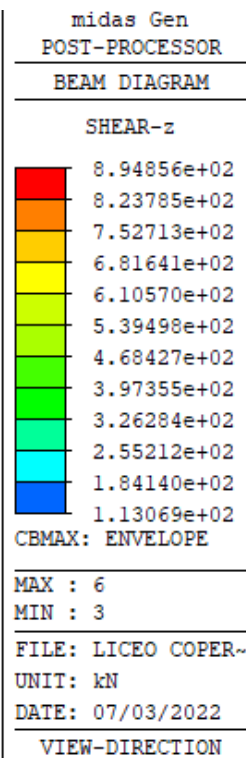
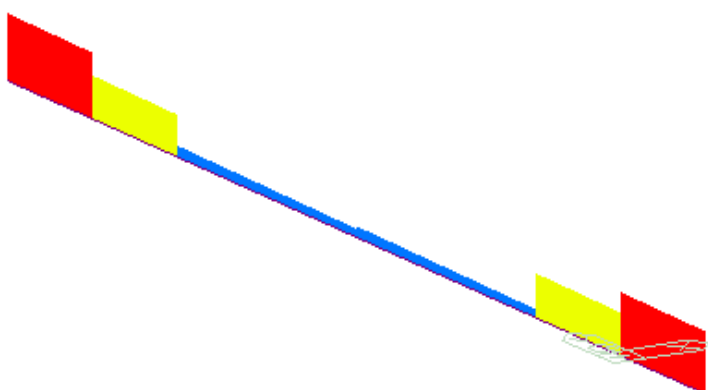
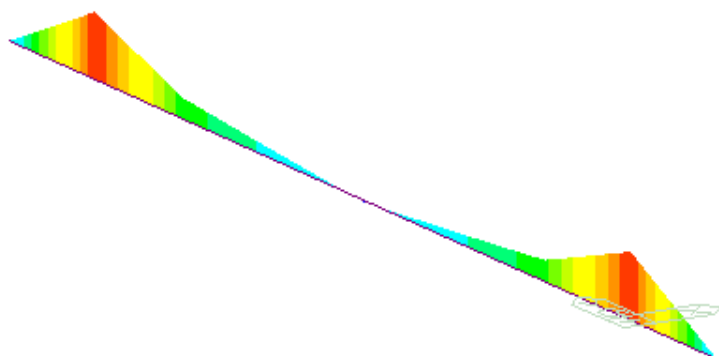
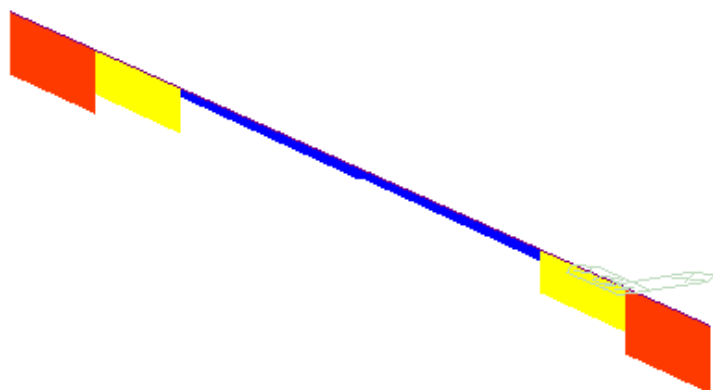


Figura 188 – Massimo taglio positivo, Y-F1



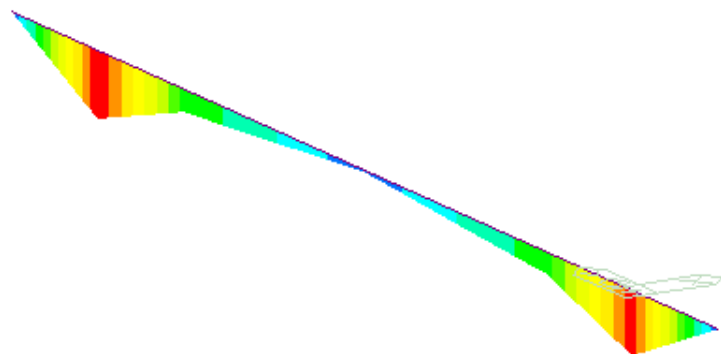
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	8.62061e+00
	0.00000e+00
	-6.14484e+01
	-9.64829e+01
	-1.31517e+02
	-1.66552e+02
	-2.01586e+02
	-2.36621e+02
	-2.71655e+02
	-3.06690e+02
	-3.41724e+02
	-3.76759e+02
CBMIN: ENVELOPE	
MAX : 3	
MIN : 1	
FILE: LICEO COPER~	
UNIT: kN*m	
DATE: 07/03/2022	
VIEW-DIRECTION	

Figura 189 – Massimo momento flettente negativo, Y-F1.



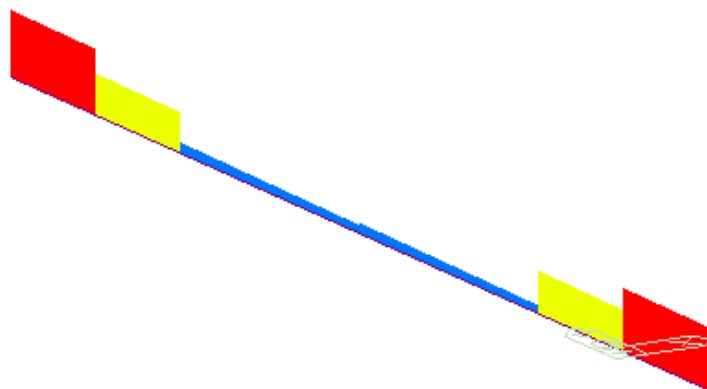
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	-1.14395e+02
	-1.84564e+02
	-2.54734e+02
	-3.24903e+02
	-3.95072e+02
	-4.65241e+02
	-5.35410e+02
	-6.05579e+02
	-6.75749e+02
	-7.45918e+02
	-8.16087e+02
	-8.86256e+02
CBMIN: ENVELOPE	
MAX : 4	
MIN : 1	
FILE: LICEO COPER~	
UNIT: kN	
DATE: 07/03/2022	
VIEW-DIRECTION	

Figura 190 – Massimo taglio negativo, Y-F1.



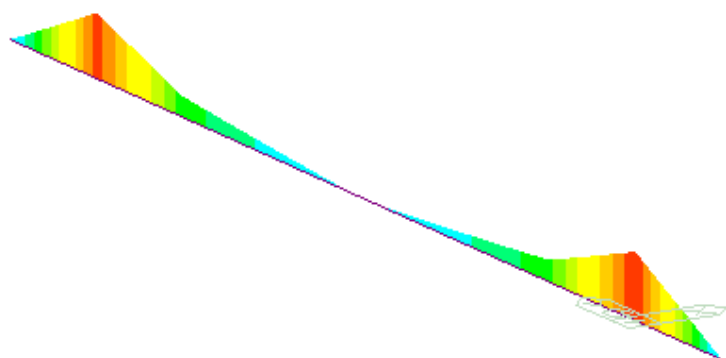
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	4.37159e+02
	3.97417e+02
	3.57675e+02
	3.17934e+02
	2.78192e+02
	2.38450e+02
	1.98709e+02
	1.58967e+02
	1.19225e+02
	7.94834e+01
	3.97417e+01
	0.00000e+00
CBMAX: ENVELOPE	
MAX : 5	
MIN : 1	
FILE: LICEO COPER~	
UNIT: kN*m	
DATE: 07/03/2022	
VIEW-DIRECTION	

Figura 191 – Massimo momento flettente positivo, Y-G1.



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	9.79901e+02
	9.01817e+02
	8.23733e+02
	7.45649e+02
	6.67565e+02
	5.89481e+02
	5.11397e+02
	4.33313e+02
	3.55228e+02
	2.77144e+02
	1.99060e+02
	1.20976e+02
CBMAX: ENVELOPE	
MAX : 6	
MIN : 3	
FILE: LICEO COPER~	
UNIT: kN	
DATE: 07/03/2022	
VIEW-DIRECTION	

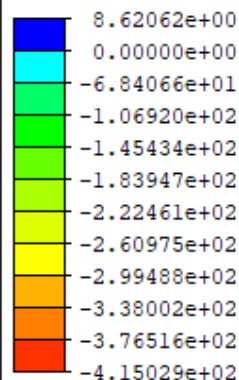
Figura 192 – Massimo taglio positivo, Y-G1.



midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBMIN: ENVELOPE

MAX : 4

MIN : 1

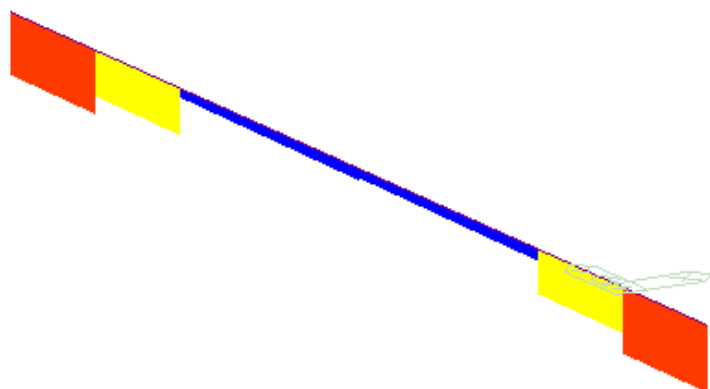
FILE: LICEO COPER~

UNIT: kN*m

DATE: 07/03/2022

VIEW-DIRECTION

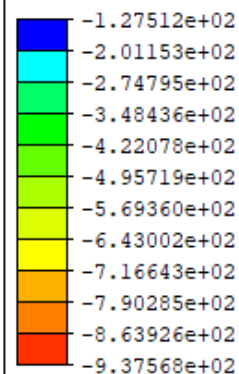
Figura 193 – Massimo momento flettente negativo, Y-G1.



midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBMIN: ENVELOPE

MAX : 4

MIN : 1

FILE: LICEO COPER~

UNIT: kN

DATE: 07/03/2022

VIEW-DIRECTION

Figura 194 – Massimo taglio negativo, Y-G1.

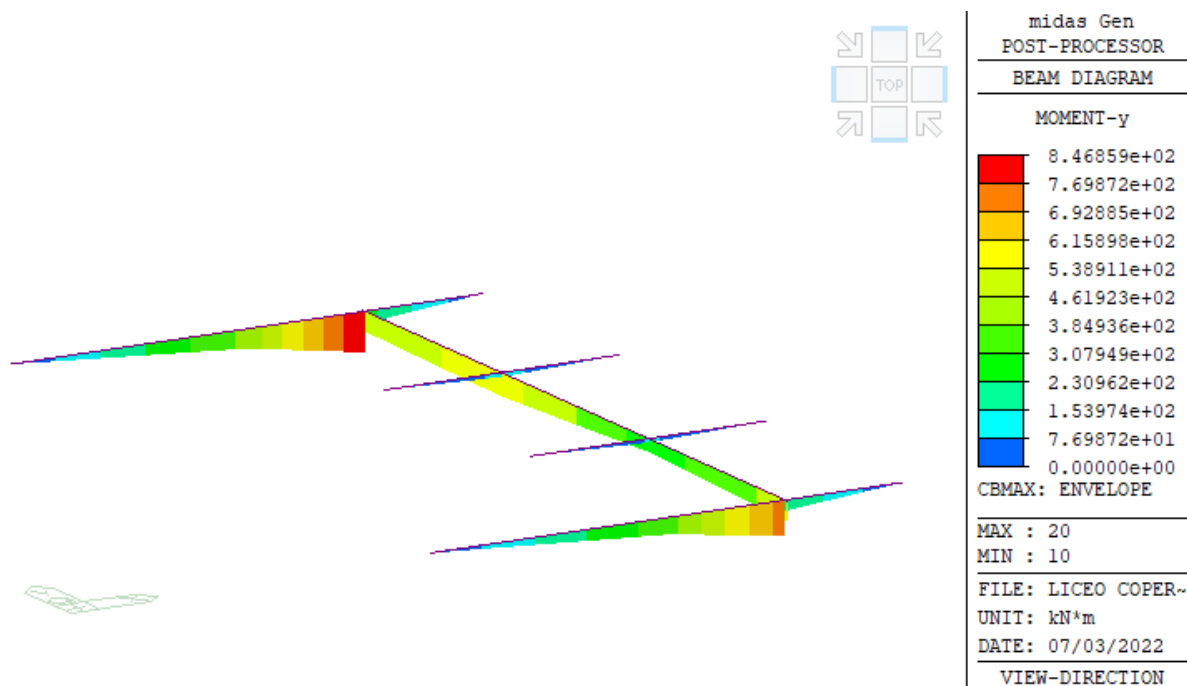


Figura 195 – Massimo momento flettente positivo, Y-F2.

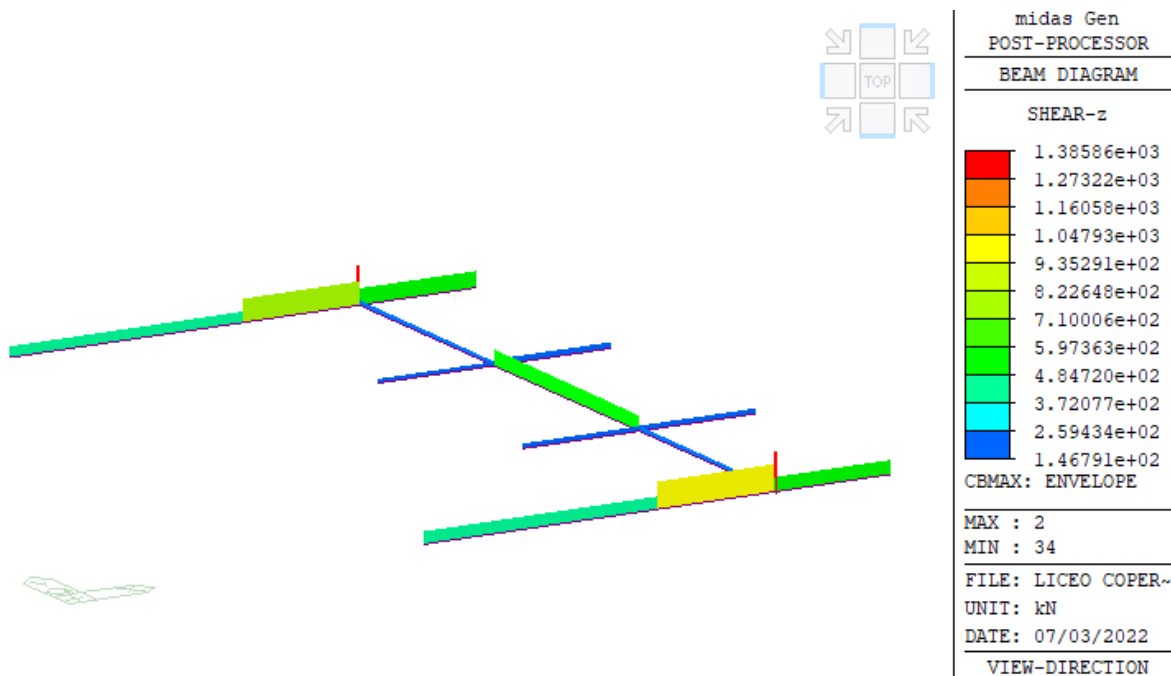


Figura 196 – Massimo taglio positivo, Y-F2.

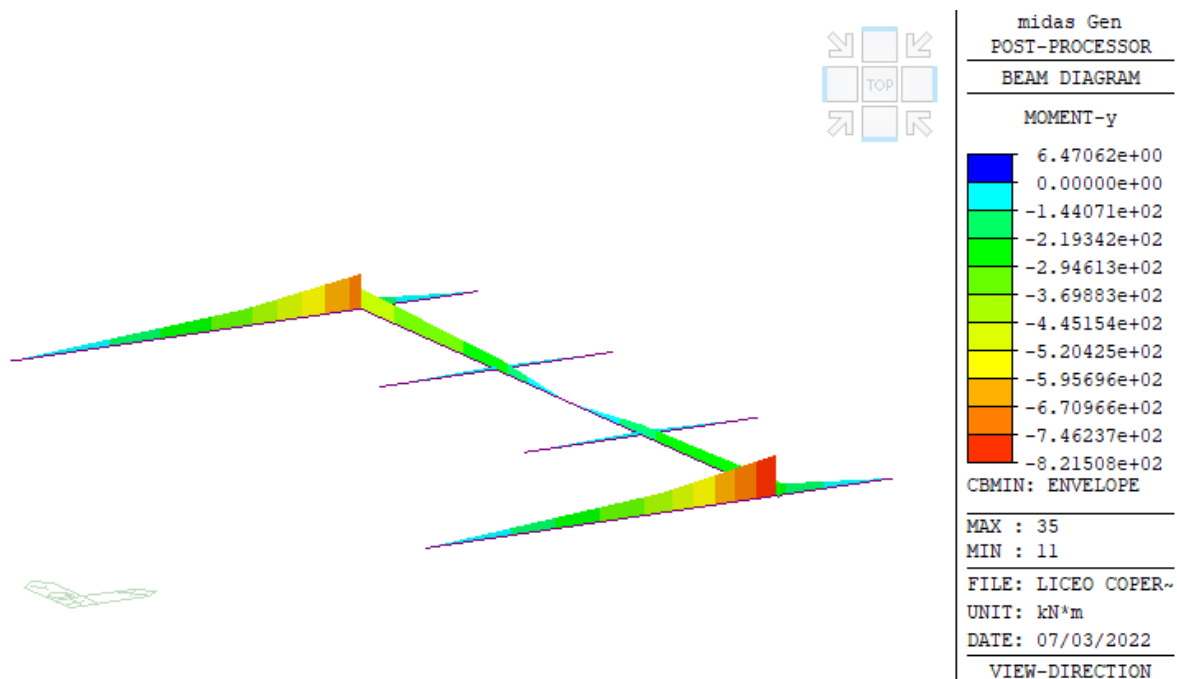


Figura 197 – Massimo momento flettente negativo, Y-F2.

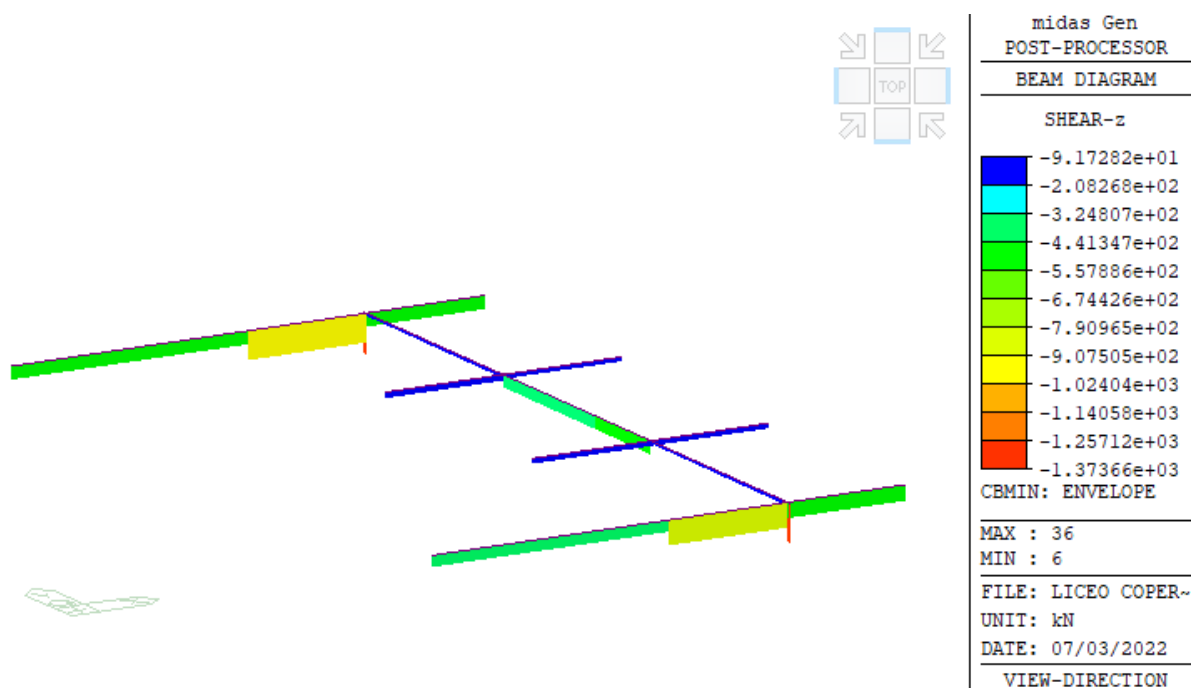


Figura 198 – Massimo taglio negativo, Y-F2.

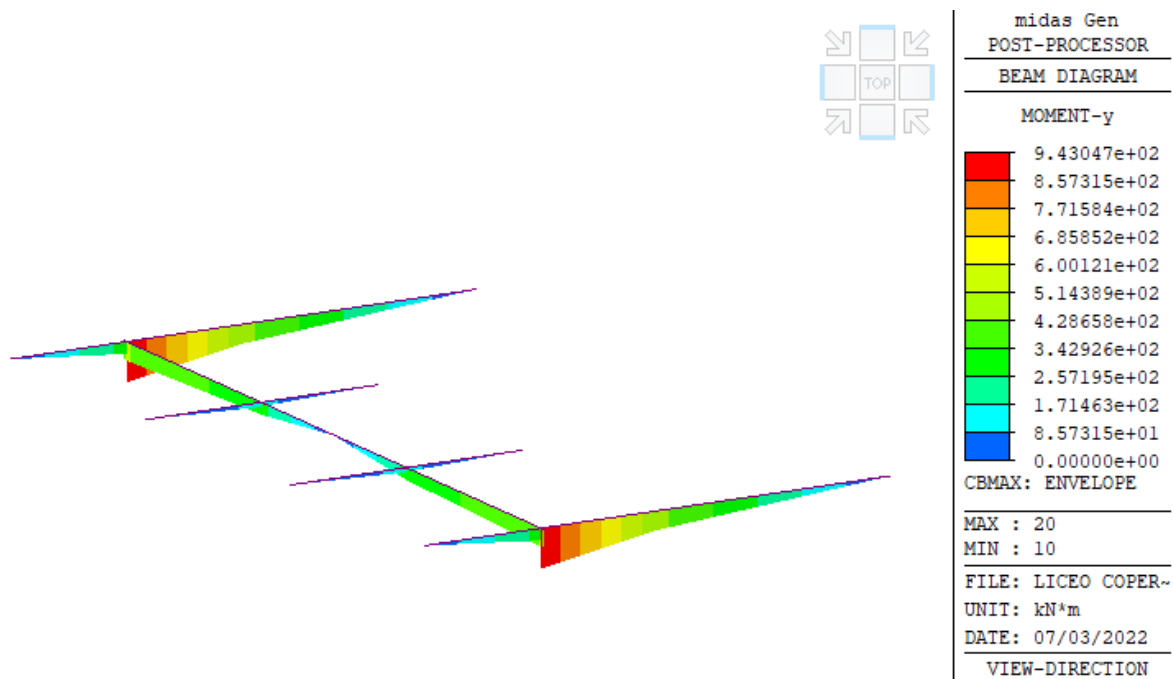


Figura 199 – Massimo momento flettente positivo, Y-G2.

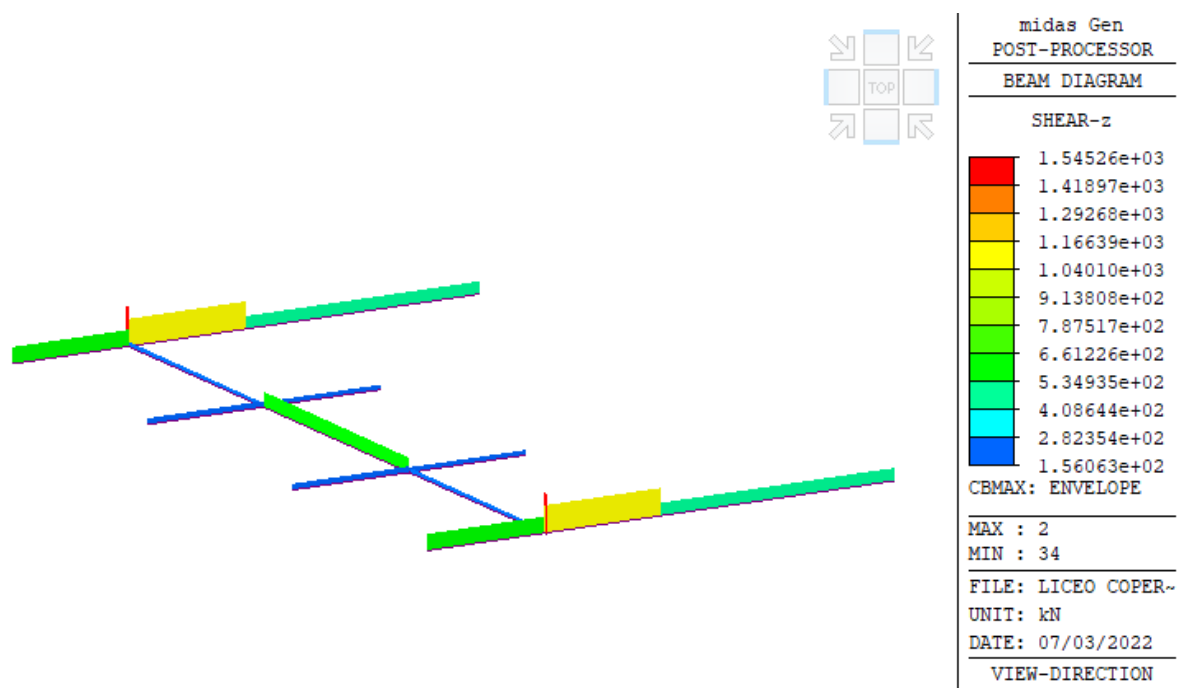


Figura 200 – Massimo taglio positivo, Y-G2.

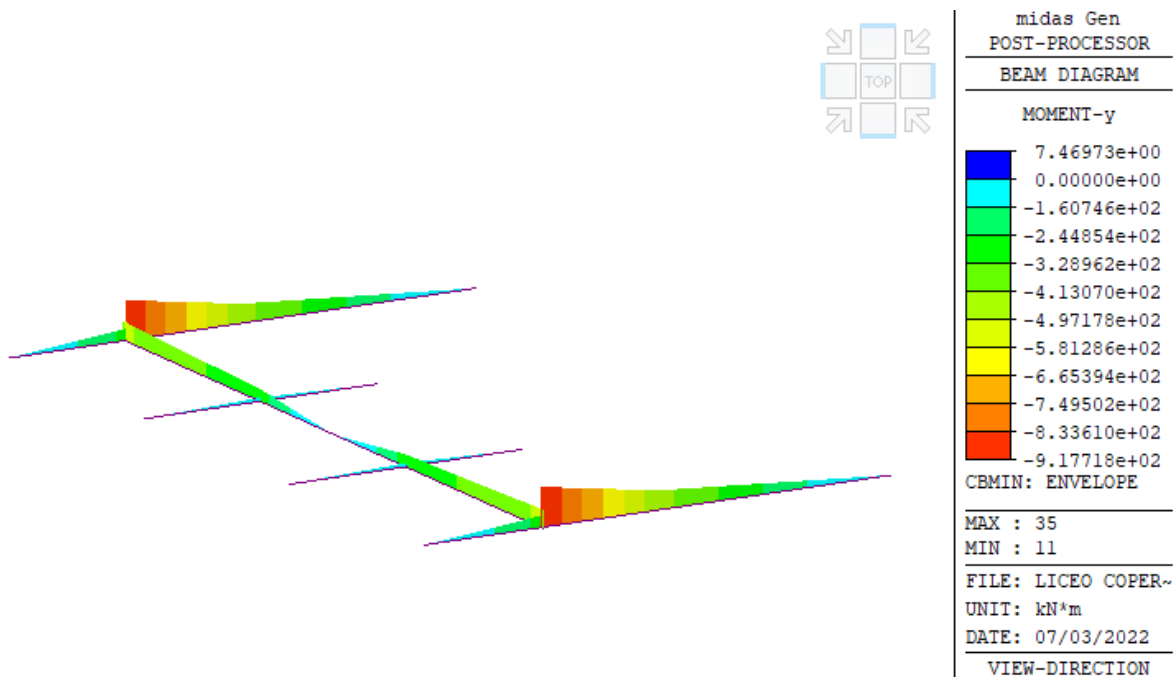


Figura 201 – Massimo momento flettente negativo, Y-G2.

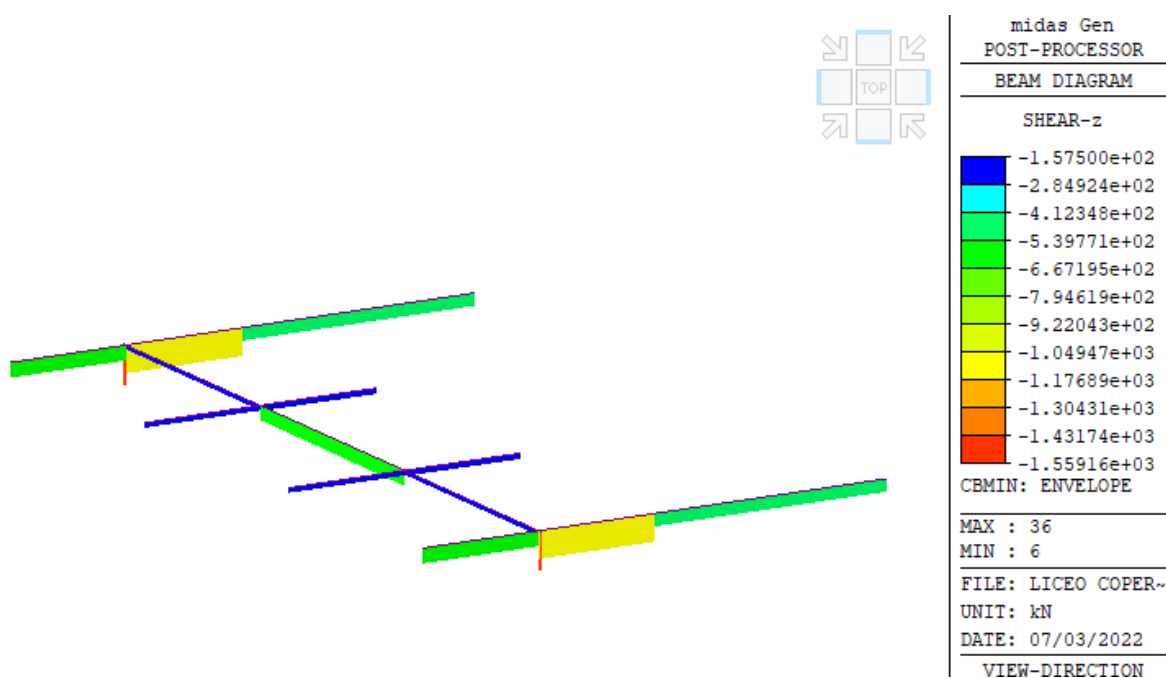


Figura 202 – Massimo taglio negativo, Y-G2.

Sulla base dei precedenti risultati sono state progettate le fondazioni. Si procede con la verifica estesa relativa alle travi di fondazioni dei controventi X-B1, Y-B3, Y-B4, Y-B5.

Ciascuna delle travi di fondazione dei controventi d'angolo presenta una sezione rettangolare, $b \times d$, pari a 150x100cm. L'armatura minima longitudinale risulta quindi:

$$\rho_{min} \geq 0.2\% \rightarrow A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 1500 \cdot 950 = 2850mm^2$$

Corrispondente a circa 9 barre di armatura di diametro $\emptyset 20$ da disporsi sia superiormente sia inferiormente.

Il calcolo a flessione risulta invece:

$$A_s^+ = \frac{M_{Ed}^+}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{817'000'000}{0.9 \cdot 950 \cdot 391} = 2444mm^2 < A_{s,min}$$

$$A_s^- = \frac{M_{Ed}^-}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{778'000'000}{0.9 \cdot 950 \cdot 391} = 2327mm^2 < A_{s,min}$$

A flessione, si dispongono quindi 14 $\emptyset 20$ inferiormente ($M_{Rd} = 1471kNm$) e 12 $\emptyset 20$ superiormente ($M_{Rd} = 1261kNm$).

A taglio l'armatura minima richiesta da normativa risulta pari:

$$A_{v,min} = 1.5b \frac{mm^2}{m} \rightarrow 1.5 \cdot 1500 \frac{mm^2}{m} = 2250mm^2$$

Valore equivalente a staffe a due bracci $\emptyset 12$ disposte con passo 100mm, equivalenti ad un'area pari a $2260mm^2$; valore quest'ultimo coerente con il passo minimo richiesto da normativa e pari al valore più basso tra 33cm e $0.8 \cdot d = 76cm$.

Viene quindi calcolata la resistenza a taglio della trave in oggetto ipotizzando staffe a due bracci $\emptyset 20$ disposte con passo 100mm.

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 0.9 \cdot 950 \cdot \frac{2 \cdot 314}{100} \cdot 391.3 \cdot 1 = 2101kN \\ 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(ctg(\alpha) + ctg(\theta))}{(1 + ctg^2(\theta))} = 0.9 \cdot 950 \cdot 1500 \cdot 0.5 \cdot 17 \cdot \frac{1}{2} = 5450.6kN \end{array} \right.$$

$$V_{Rd} = 2101kN > 1496kN = V_{Ed}$$

A taglio vengono disposte staffe $\emptyset 20$ ogni 10cm.

Seguendo lo stesso procedimento si procede al dimensionamento delle altre travi dell'US3.

In particolare per X-C1, X-C2, Y-B6, Y-B7, Y-B8, risulta:

$$M_{Ed}^+ = 1079kNm$$

$$M_{Ed}^- = 985kNm$$

$$V_{Ed} = 1530kN$$

A flessione, si dispongono quindi 14 $\emptyset 20$ inferiormente ($M_{Rd} = 1471kNm$) e 12 $\emptyset 20$ superiormente ($M_{Rd} = 1261kNm$).

A taglio vengono disposte staffe $\emptyset 20$ ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101kN$).

Per X-F1, Y-C1, Y-C2, risulta:

$$M_{Ed}^+ = 1038 kNm$$

$$M_{Ed}^- = 1005 kNm$$

$$V_{Ed} = 1812 kN$$

A flessione, si dispongono quindi 14Ø20 inferiormente ($M_{Rd} = 1471 kNm$) e 12Ø20 superiormente ($M_{Rd} = 1261 kNm$).

A taglio vengono disposte staffe Ø20 ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101 kN$).

Per X-G1, X-G2, Y-C3, Y-C4, Y-C5 risulta:

$$M_{Ed}^+ = 1078 kNm$$

$$M_{Ed}^- = 980 kNm$$

$$V_{Ed} = 1822 kN$$

A flessione, si dispongono quindi 14Ø20 inferiormente ($M_{Rd} = 1471 kNm$) e 12Ø20 superiormente ($M_{Rd} = 1261 kNm$).

A taglio vengono disposte staffe Ø20 ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101 kN$).

Per Y-F1, Y-G1 risulta:

$$M_{Ed}^+ = 437 kNm$$

$$M_{Ed}^- = 415 kNm$$

$$V_{Ed} = 980 kN$$

A flessione, si dispongono quindi 10Ø20 inferiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$) e 10Ø20 superiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$).

A taglio vengono disposte staffe Ø20 ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101 kN$).

Per Y-F2, Y-G2 (relativamente alle travi ortogonali ai piani di giacitura del telaio) risulta:

$$M_{Ed}^+ = 943 kNm$$

$$M_{Ed}^- = 918 kNm$$

$$V_{Ed,x} = 1093 kN; V_{Ed,y} = 1569 kN$$

A flessione, si dispongono quindi 10Ø20 inferiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$) e 10Ø20 superiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$).

A taglio vengono disposte staffe Ø20 ogni 15cm ($V_{Rd} = 1401 kN$).

In direzione ortogonale (lungo il piano del controvento) vengono disposti, a flessione, 10Ø20 inferiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$) e 10Ø20 superiormente ($M_{Rd} = 1051 kNm$). A taglio vengono disposte staffe Ø20 ogni 10cm ($V_{Rd} = 2101 kN$).

5.12 Diaframmi di piano esterni

In questa sezione si procede per prima cosa alla verifica in campo statico allo stato limite ultimo degli elementi di trave che costituiscono i telai di controvento esterni.

Ad eccezione dei controventi Y-F1, Y-F2, Y-G1, Y-G2, che verranno trattati successivamente, la situazione più gravosa si verifica per i telai Y-B1, Y-B2 dell'unità strutturale US1. Ciascuna trave viene quindi studiata come trave doppiamente incastrata soggetta ad un carico distribuito. Per queste strutture la luce di influenza risulta pari a 2.90m circa. Il carico al metro quadro agente sulle travi risulta quindi pari a (a favore di sicurezza, si considera il carico variabile dovuto all'affollamento.):

$$P_{SLU} = 1.3 \cdot g_1 + 1.5 \cdot g_2 + 1.5 \cdot q = 1.3 \cdot 1 + 1.5 \cdot 1 + 1.5 \cdot 4 = 8.8 \text{ kN/m}^2$$

Il carico al metro lineare risulta quindi:

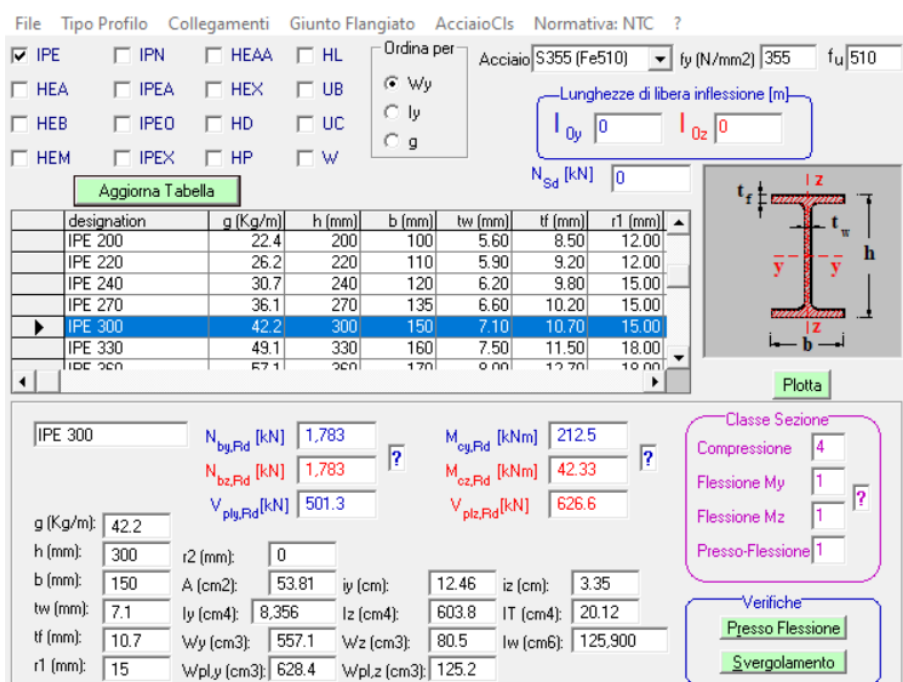
$$p_{SLU} = \frac{l}{2} \cdot P_{SLU} = \frac{2.9}{2} \cdot 8.8 = 13 \text{ kN/m}$$

Da cui deriva:

$$V_{Ed} = p_{SLU} \cdot \frac{l}{2} = 13 \cdot \frac{3.15}{2} = 21 \text{ kN} < 501.3 \text{ kN} = V_{Rd}$$

$$M_{Ed} = p_{SLU} \cdot \frac{l^2}{12} = 13 \cdot \frac{3.15^2}{12} = 11 \text{ kNm} < 212.5 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

Valori ampiamente inferiori rispetto alla resistenza delle travi impiegate.



File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: ly 0 lz 0

N_{Sd} [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 200	22.4	200	100	5.60	8.50	12.00
IPE 220	26.2	220	110	5.90	9.20	12.00
IPE 240	30.7	240	120	6.20	9.80	15.00
IPE 270	36.1	270	135	6.60	10.20	15.00
IPE 300	42.2	300	150	7.10	10.70	15.00
IPE 330	49.1	330	160	7.50	11.50	18.00

Plotta

IPE 300

N_{by,Rd} [kN] 1,783 N_{bz,Rd} [kN] 1,783 V_{ply,Rd} [kN] 501.3

M_{cy,Rd} [kNm] 212.5 M_{cz,Rd} [kNm] 42.33 V_{plz,Rd} [kN] 626.6

g (Kg/m): 42.2 h (mm): 300 r2 (mm): 0

b (mm): 150 A (cm2): 53.81 Iy (cm4): 12.46 Iz (cm4): 3.35

tw (mm): 7.1 ly (cm4): 8.356 lz (cm4): 603.8 IT (cm4): 20.12

tf (mm): 10.7 Wy (cm3): 557.1 Wz (cm3): 80.5 Iw (cm6): 125,900

r1 (mm): 15 Wply (cm3): 628.4 Wplz (cm3): 125.2

Classe Sezione: Compressione 4 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione Svergolamento

Figura 203 – Dati geometrici e di resistenza del profilo IPE300, S355.

Al fine di controllare l'efficacia dei collegamenti tra i controventi esterni e la struttura esistente, di seguito sono illustrati i risultati delle verifiche condotte sui diaframmi esterni. In particolare, la loro prestazione è stata valutata in campo elastico. Per la stima della massima forza di piano trasmessa dall'edificio esistente in corrispondenza di ciascun impalcato, si è proceduto come segue:

1. Calcolo della massa di piano di più elevata: m_{max} ;
2. Sulla base delle curve di pushover, calcolo dell'accelerazione massima corrispondente al tratto plastico della curva bilineare, da calcolarsi per entrambe le direzioni X e Y: $a_{max,x}$ e $a_{max,y}$;
3. Calcolo del massimo taglio di piano per entrambe le direzioni sismiche: $V_{max,x} = m_{max} \cdot a_{max,x}$ e $V_{max,y} = m_{max} \cdot a_{max,y}$;
4. Trascurando il contributo resistente dell'edificio esistente, si è proceduto alla redistribuzione del taglio massimo di piano sui diversi controventi reagenti nella direzione del sisma considerata: $F_{i,x,max}$ e $F_{i,y,max}$;
5. Applicazione delle forze $F_{i,x,max}$ e $F_{i,y,max}$ sui controventi reagenti, per la direzione considerata, applicate come carico al metro lineare, $p_{i,x,max}$ e $p_{i,y,max}$, distribuito sul corrente collegato ai cordoli/travi di piano dell'impalcato tipo.

Per quanto riguarda l'unità strutturale US1, risulta:

1. $m_{max} = 136ton$;
2. $a_{max,x} = 0.58g$; $a_{max,y} = 0.74g$
3. Calcolo del massimo taglio di piano:

$$V_{max,x} = m_{max} \cdot a_{max,x} = V_{max,x} = 136 \cdot 0.58g = 775kN$$

$$V_{max,y} = m_{max} \cdot a_{max,y} = V_{max,y} = 136 \cdot 0.74g = 990kN$$
4. Per l'US1 è presente una sola fila di controventi in direzione X e due file di controventi identici per sisma in direzione Y. Ne deriva:

$$X-A1, X-A2, X-A3 \quad \rightarrow F_{1,x,max} = 775kN,$$

$$Y-A1, Y-A2 \quad \rightarrow F_{1,y,max} = V_{max,y}/2 = 990/2 = 500kN$$

$$Y-B1, Y-B2 \quad \rightarrow F_{2,y,max} = V_{max,y}/2 = 990/2 = 500kN;$$
5. Il carico distribuito risulta pari a:

$$X-A1, X-A2, X-A3 \quad \rightarrow p_{1,x,max} = 775/9.15 = 85kN/m$$

$$Y-A1, Y-A2 \quad \rightarrow p_{1,y,max} = 500/6.3 = 80kN/m$$

$$Y-B1, Y-B2 \quad \rightarrow p_{2,y,max} = 500/6.3 = 80kN/m$$

I risultati delle verifiche relativi ai diaframmi esterni dell'US1 sono riportati in Figura 204.

CH K	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	11487	75	☐	IPE300		2	3.15000	3.15000	1.000	0.824	-118.21	-16.440	-16.440	0.00399	-0.0224	9.43079	-	-0.0003
	0.213	0.048		S355	355000		3.15000	3.15000	1.000	0.764	854.621	0.00000	181.365	27.1696	664.057	501.071	-	0.00788
OK	11581	76	☐	HEA160		4	4.28173	4.28173	1.000	1.003	-202.10	0.68447	0.68447	0.00000	0.00000	0.63944	-	-0.0004
	0.450	0.003		S355	355000		4.28173	4.28173	1.000	1.070	454.260	0.00000	83.1714	39.3563	0.00000	258.444	-	0.01070
OK	11624	77	☐	UPN220		4	3.15011	0.30000	1.000	1.012	122.070	-7.8735	-7.8735	0.02966	-0.0094	13.3470	-	-0.0010
	0.178	0.067		S355	355000		0.30000	0.30000	1.000	0.997	1264.48	0.00000	98.7238	24.3005	387.471	392.107	-	0.00788
OK	11347	2002	☐	HEB240		3	3.40000	3.40000	0.821	0.892	-317.36	-25.583	-25.583	-0.0001	0.00037	7.52436	-	0.00005
	0.160	0.012		S355	355000		3.40000	3.40000	1.000	0.785	2526.14	0.00000	356.352	167.273	1667.00	648.843	-	0.01133

Figura 204 – Verifiche di resistenza degli elementi in acciaio caratterizzanti i controventi dell'Unità Strutturale US1.

Poiché i telai di controvento risultano distaccati dalle pareti perimetrali dell'edificio, in caso di evento sismico si instaura un meccanismo torsionale che deve essere contrastato da lesene di piano poste ortogonalmente tra i telai di controvento e la struttura esistente; in Figura 205 e Figura 206 si riportano quindi le reazioni nel piano garantite dalla presenza delle suddette lesene.

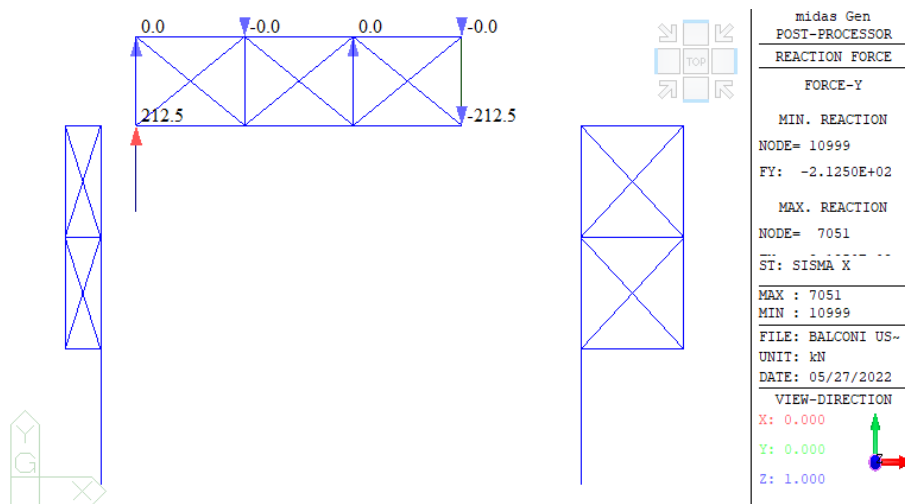


Figura 205 – Reazioni di equilibrio offerte dalla presenza delle lesene ortogonali per sisma in direzione X.

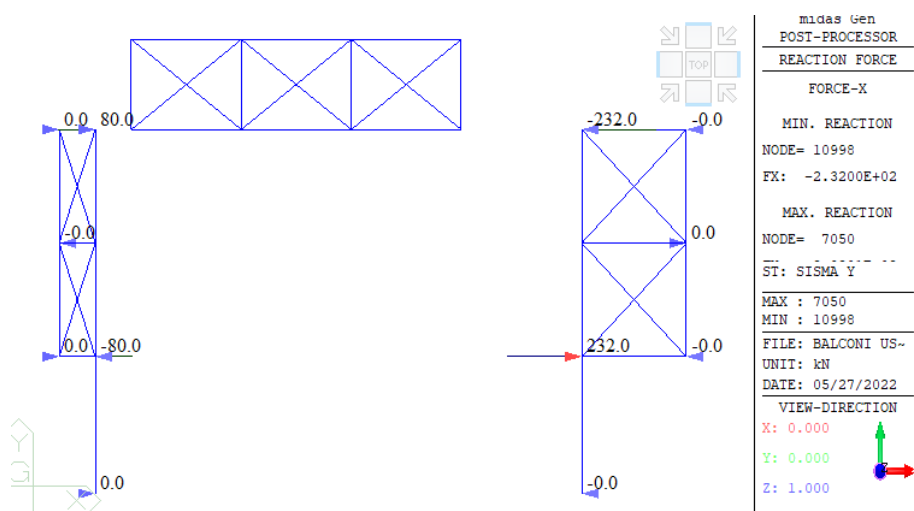


Figura 206 – Reazioni di equilibrio offerte dalla presenza delle lesene ortogonali per sisma in direzione Y.

Risultando la massima reazione uguale a 232kN, si prevedono lesene costituite da piatti in acciaio S355 a sezione rettangolare 100x15mm.

$$F_{2,y,max} \cdot d = F_{Lesena} \cdot L \rightarrow F_{Lesena} = F_{2,y,max} \cdot \frac{d}{L} = 500 \cdot \frac{2.9}{6.3} = 232kN$$

$$\sigma_s \Rightarrow \frac{F_{Lesena}}{A_{Lesena}} = \frac{232000N}{1500mm^2} = 155MPa$$

Per quanto riguarda l'unità strutturale US3, risulta:

1. $m_{max} = 903ton$;
2. $a_{max,x} = 0.41g$; $a_{max,y} = 0.40g$
3. Calcolo del massimo taglio di piano:

$$V_{max,x} = m_{max} \cdot a_{max,x} = V_{max,x} = 903 \cdot 0.41g = 3650kN;$$

$$V_{max,y} = m_{max} \cdot a_{max,y} = V_{max,y} = 903 \cdot 0.40g = 3550kN;$$

4. Per l'US3 sono presenti 4 file di controventi in direzione X e altrettante file di controventi in direzione Y. Sulla base della geometria dei controventi si procede al calcolo della rigidezza di ciascun elemento sismoresistente e si procede alla distribuzione dell'azione sismica:

$$X-B1 \rightarrow F_{1,x,max} = 17.9\% \cdot V_{max,x} = 655kN$$

$$X-C1, X-C2 \rightarrow F_{2,x,max} = 32.7\% \cdot V_{max,x} = 1195kN$$

$$X-F1 \rightarrow F_{3,x,max} = 16.7\% \cdot V_{max,x} = 610kN$$

$$X-G1, X-G2 \rightarrow F_{4,x,max} = 32.7\% \cdot V_{max,x} = 1195kN$$

$$Y-B3, Y-B4, Y-B5 \rightarrow F_{1,y,max} = 27.3\% \cdot V_{max,y} = 969kN$$

$$Y-B6, Y-B7, Y-B8 \rightarrow F_{2,y,max} = 27.3\% \cdot V_{max,y} = 969kN$$

$$Y-C1, Y-C2 \rightarrow F_{3,y,max} = 18.2\% \cdot V_{max,y} = 646kN$$

$$Y-C3, Y-C4, Y-C5 \rightarrow F_{4,y,max} = 27.3\% \cdot V_{max,y} = 969kN$$

5. Il carico distribuito risulta pari a:

$$X-B1 \rightarrow p_{1,x,max}(L = 3.5m) = 655/5.2 = 126kN/m$$

$$X-C1, X-C2 \rightarrow p_{2,x,max}(L = 6.1m) = 1195/13.5 = 89kN/m$$

$$X-F1 \rightarrow p_{3,x,max}(L = 3.15m) = 610/5.2 = 118kN/m$$

$$X-G1, X-G2 \rightarrow p_{4,x,max}(L = 6.1m) = 1195/13.5 = 89kN/m$$

Y-B3, Y-B4, Y-B5 $\rightarrow p_{1,y,max} = 969/11 = 88kN/m$

Y-B6, Y-B7, Y-B8 $\rightarrow p_{2,y,max} = 969/11 = 88kN/m$

Y-C1, Y-C2 $\rightarrow p_{3,y,max} = 646/11 = 59kN/m$

Y-C3, Y-C4, Y-C5 $\rightarrow p_{4,y,max} = 969/11 = 88kN/m$

I risultati delle verifiche per i diaframmi esterni dell'Unità Strutturale US3 sono riportati in Figura 207.

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N.Ed	My.Ed	My.Ed	Mz.Ed	Vy.Ed	Vz.Ed	T.Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	95	1		IPE300		3	3.50000	3.50000	1.000	0.806	-287.18	39.5294	39.5294	0.00000	0.00076	27.6810	-	-0.0002
	0.597	0.055		S355	355000		3.50000	3.50000	1.000	1.068	735.175	134.095	181.365	27.1696	664.057	501.071	-	0.00875
OK	164	2		UPN220		3	7.40000	0.30000	1.000	1.306	-658.60	-1.8921	-1.8921	0.00000	0.00000	1.32093	-	-0.0007
	0.543	0.004		S355	355000		0.30000	0.30000	1.000	1.004	1264.48	0.00000	98.7238	24.3005	0.00000	392.107	-	0.00875
OK	184	3		HEA160		3	3.20975	3.20975	1.000	1.004	-500.60	0.38465	0.38465	0.00000	0.00000	0.47935	-	-0.0002
	0.754	0.002		S355	355000		3.20975	3.20975	1.000	1.097	666.988	0.00000	83.1714	39.3563	0.00000	258.444	-	0.00910
OK	71	4		150x25		4	11.0000	0.30000	1.000	0.766	-891.00	-0.0031	-0.0031	0.00000	0.00000	0.00029	-	0.00079
	0.859	0.000		S355	355000		0.30000	0.30000	1.000	1.001	1037.16	0.00000	7.92411	47.5446	0.00000	731.998	-	0.02750
OK	196	5		HEB240		3	3.40000	3.40000	0.821	0.893	-680.35	-59.545	-59.545	0.00889	-0.0026	17.5132	-	0.00003
	0.357	0.027		S355	355000		3.40000	3.40000	1.000	0.778	2526.14	0.00000	356.352	167.273	1667.00	648.843	-	0.01133

Figura 207 – Verifiche di resistenza degli elementi in acciaio caratterizzanti i telai controventati d'angolo dell'Unità Strutturale US3, disposti in direzione trasversale.

Poiché i telai di controvento risultano distaccati dalle pareti perimetrali dell'edificio, in caso di evento sismico si instaura un meccanismo torsionale che deve essere contrastato da lesene di piano, di collegamento tra telai e struttura esistente, poste ortogonalmente ai telai; in Figura 208 e Figura 209 si riportano quindi le reazioni nel piano garantite dalla presenza delle suddette lesene. Le reazioni dovute all'equilibrio alla rotazione sono coerenti con i risultati ottenuti per l'US1. Pertanto si adottano i medesimi piatti in acciaio rettangolari di sezione 100x15mm.

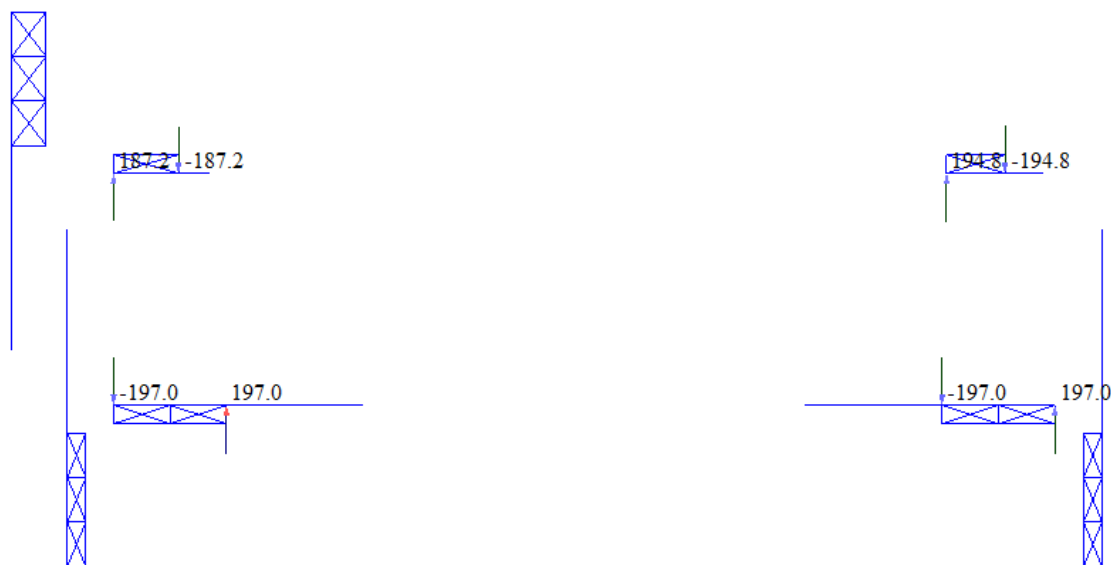


Figura 208 – Reazioni di equilibrio offerte dalla presenza delle lesene ortogonali per sisma in direzione X.



Figura 209 – Reazioni di equilibrio offerte dalla presenza delle lesene ortogonali per sisma in direzione Y.

Si precisa infine che per garantire un'efficace connessione tra i controventi disposti in direzione Y e l'unità strutturale US3, è indispensabile creare delle lesene longitudinali parallele che andranno a collegare i profili UPN220 di bordo ai solai di piano (all'intradosso). Tali lesene verranno quindi spinottate ai solai per permettere il trasferimento delle forze di taglio. Come calcolato in precedenza la massima forza in direzione Y, $F_{y,max}$, risulta pari a 969kN. Si prevedono dunque piatti in acciaio S355 con sezione rettangolare 150x25mm, tale per cui risulta:

$$\sigma_s \Rightarrow \frac{N}{A} = \frac{969000N}{3750mm^2} = 258MPa$$

Per questo tipo di collegamenti si prevede una lunghezza di ancoraggio delle lesene longitudinali almeno pari a 11m, a cui corrisponde un flusso di taglio pari a 88kN/m

Si precisa infine che per il collegamento dei controventi ai cordoli dei solai esistenti il flusso massimo risulta pari a 126kN/m: si prevede pertanto l'impiego di spinotti Ø20 disposti con passo 30cm.

Si precisa la necessità di eseguire prove di campionatura al fine di verificare l'esatta resistenza degli spinotti.

In sede progettuale si stima la resistenza di un singolo spinotto Ø20 pari ad un minimo di 38.3kN:

$$V_{u,s} = \sigma_{rif} \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{\frac{1 \cdot \sigma_{s,y}}{3 \cdot \sigma_{rif}}} = 100 \cdot 20^2 \cdot \sqrt{\frac{1 \cdot 275}{3 \cdot 100}} = 38.3kN$$

Avendo disposto spinotti ogni 30cm, il taglio resistente al metro lineare risulta:

$$V_{Rd} = V_{u,s} \cdot \frac{1}{0.3} = \frac{38.3}{0.3} = 128kN > 126kN = V_{Ed}$$

Per quanto concerne i controventi di spina Y-F1 e F-G1, si è innanzitutto studiato il comportamento nei confronti delle azioni orizzontali. Per ciascuno dei due telai di controvento, a favore di sicurezza, è stato stimato un carico orizzontale massimo di piano pari a $3550\text{kN}/6 = 592\text{kN}$. In funzione della geometria adottata si riportano, nelle figure che seguono, le reazioni in corrispondenza del telaio di controvento per sisma in direzione $\pm Y$. In Figura 210 si riportano infine i risultati delle verifiche in termini di resistenza e deformabilità per le combinazioni di carico sia statiche sia sismiche. Anche in questo caso tutte le verifiche risultano soddisfatte.

CH K	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	174	1	<input type="checkbox"/>	HEA160		2	4.35000	4.35000	1.000	1.005	-380.91	0.70648	0.70648	0.00000	0.00000	0.64963	-	-0.0035
	0.863	0.003		S355	355000		4.35000	4.35000	1.000	1.136	443.622	0.00000	83.1714	39.3563	0.00000	258.444	-	0.00700
OK	178	2	<input type="checkbox"/>	UPN220		3	2.80000	0.50000	1.000	-1.000	0.00000	-17.871	-17.871	0.00000	0.00000	-27.045	-	-0.0023
	0.181	0.069		S355	355000		0.50000	0.50000	1.000	-1.000	1264.48	0.00000	98.7238	24.3005	0.00000	392.107	-	0.01088
OK	187	3	<input type="checkbox"/>	IPE300		1	2.80000	2.80000	1.000	1.002	-243.24	0.40463	0.40463	0.00000	0.00000	-0.5804	-	-0.0000
	0.252	0.002		S355	355000		2.80000	2.80000	1.000	1.037	992.246	0.00000	181.365	27.1696	0.00000	501.071	-	0.00700
OK	166	4	<input type="checkbox"/>	HEA260		3	10.1116	10.1116	1.000	-1.000	0.00000	144.084	144.084	0.00000	0.00000	49.8953	-	-0.0469
	0.680	0.089		S355	355000		6.15183	6.15183	1.000	-1.000	2934.67	212.021	282.648	95.3429	0.00000	560.954	-	0.05056

Figura 210 – Verifiche di resistenza degli elementi in acciaio caratterizzanti i controventi Y-F1, Y-G1 dell'Unità Strutturale US3.

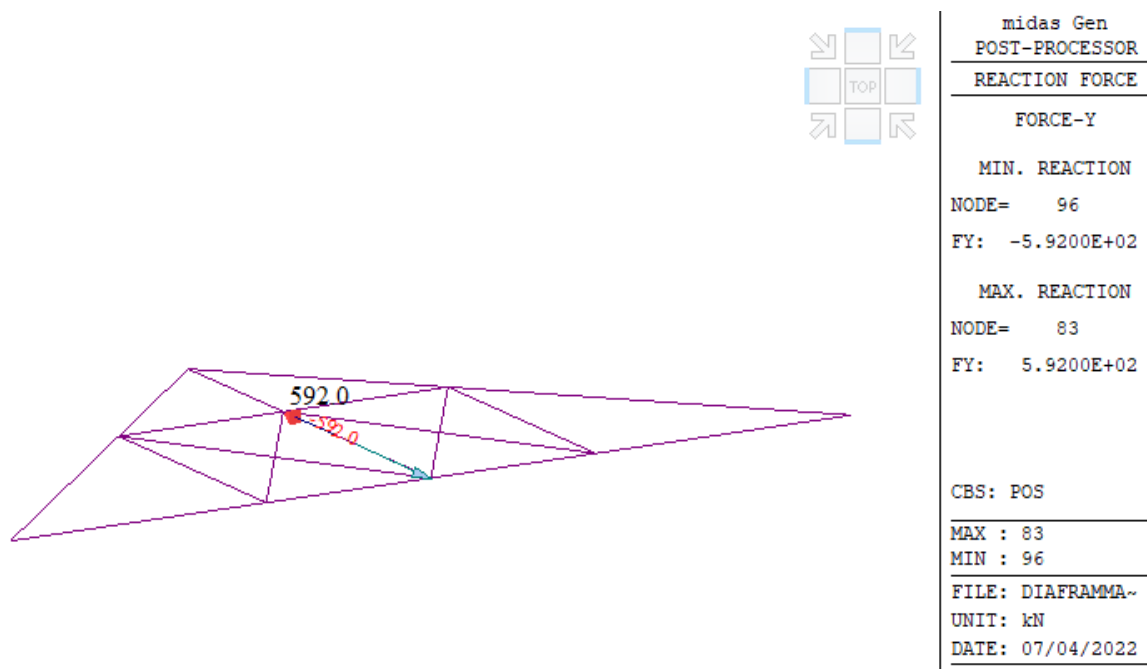
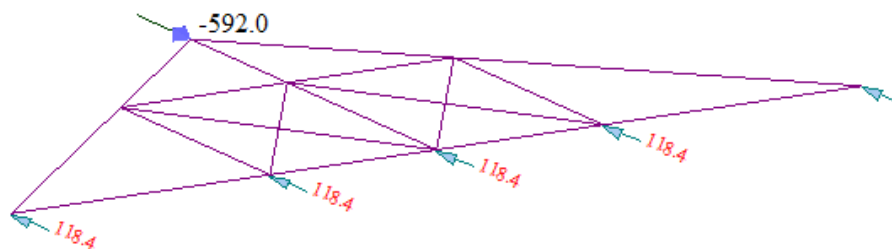


Figura 211 – Valori delle reazioni vincolari massime attese, in corrispondenza dei controventi Y-F1 e Y-G1, relativi al diaframma di piano esterno di collegamento con struttura esistente, sisma in direzione -Y.



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Y	
MIN. REACTION	
NODE=	96
FY:	-5.9200E+02
MAX. REACTION	
NODE=	83
FY:	5.9200E+02
CBS: POS	
MAX :	83
MIN :	96
FILE: DIAFRAMMA~	
UNIT: kN	
DATE: 07/04/2022	
VIEW-DIRECTION	

Figura 212 – Valori delle reazioni vincolari massime attese, in corrispondenza dei controventi Y-F1 e Y-G1, relativi al diaframma di piano esterno di collegamento con struttura esistente, sisma in direzione +Y.

5.13 Diaframmi di piano interni US3

In questa sezione viene illustrato il procedimento utilizzato per stimare la capacità della cappa di solaio di trasferire le azioni di piano ai sistemi sismoresistenti. Si procede innanzitutto con la modellazione dell'impalcato tipo dell'unità strutturale US3 sulla base delle sue caratteristiche geometriche ed in funzione della posizione dei sistemi di rinforzo in acciaio. Viene valutato il comportamento del livello di impalcato che presenta massa maggiore.

Si considera pertanto una massa di piano pari a 903 tonnellate. In funzione della massima accelerazione attesa in direzione Y, si calcola il taglio di piano sollecitante:

$$m_{max} = 903 \text{ ton}; a_{max,y} = 0.4g$$

$$V_{max,y} = m_{max} \cdot a_{max,y} = 903 \cdot 0.4g = 3550 \text{ kN}$$

L'azione sismica sollecitante viene quindi distribuita in funzione delle aree di solaio. In figura si riporta lo schema semplificato utilizzato come modello di studio.

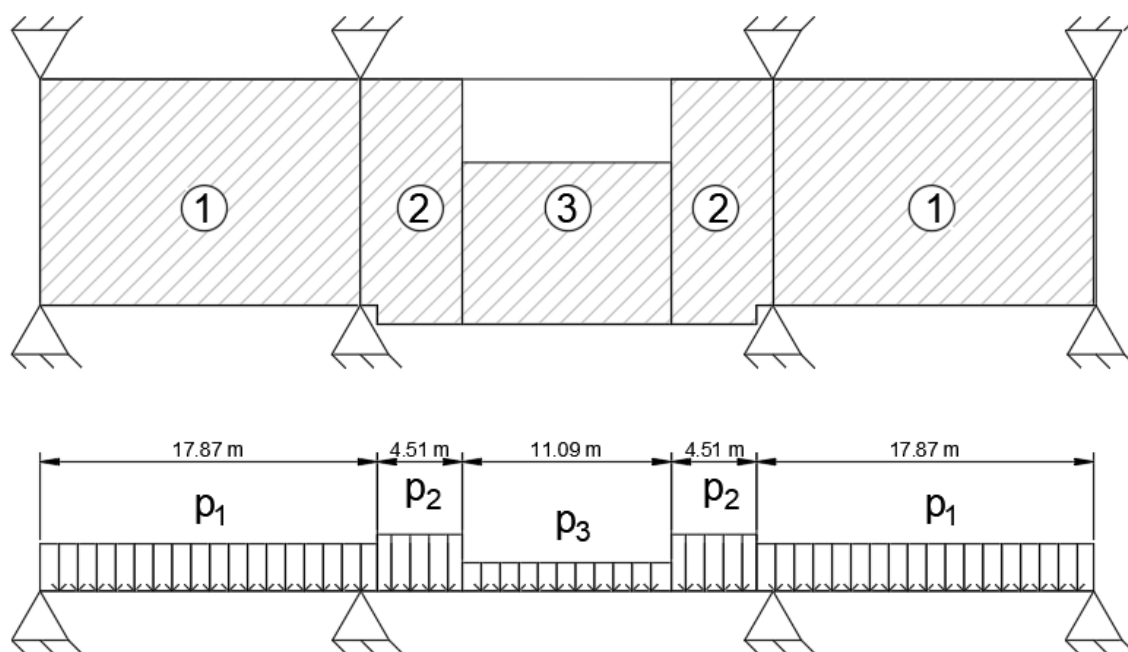


Figura 213 – Modello di calcolo per lo studio del comportamento a diaframma del solaio tipo dell'US3.

Sulla base del taglio totale di piano, si identificano i carichi al metro lineare agenti su ciascuna campitura di solaio:

$$p_1 = \frac{V_{max,y}}{\sum A_i} \cdot \frac{A_1}{L_1} = \frac{3550}{641} \cdot \frac{204}{17.87} = 63.2 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = \frac{V_{max,y}}{\sum A_i} \cdot \frac{A_2}{L_2} = \frac{3550}{641} \cdot \frac{69}{4.51} = 84.7 \text{ kN/m}$$

$$p_3 = \frac{V_{max,y}}{\sum A_i} \cdot \frac{A_3}{L_3} = \frac{3550}{641} \cdot \frac{95}{11.09} = 47.4 \text{ kN/m}$$

L'impalcato viene quindi studiato come trave continua su più appoggi.

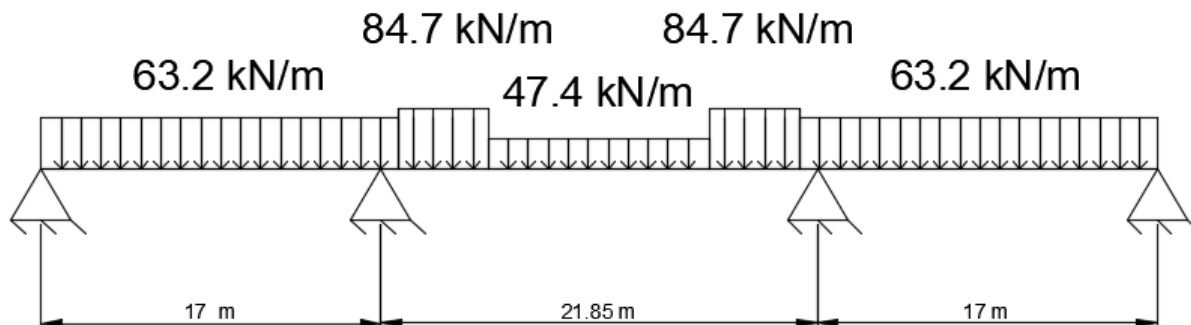


Figura 214 – Modello di calcolo trave su più appoggi.

In figura si riporta il diagramma del taglio sollecitante.

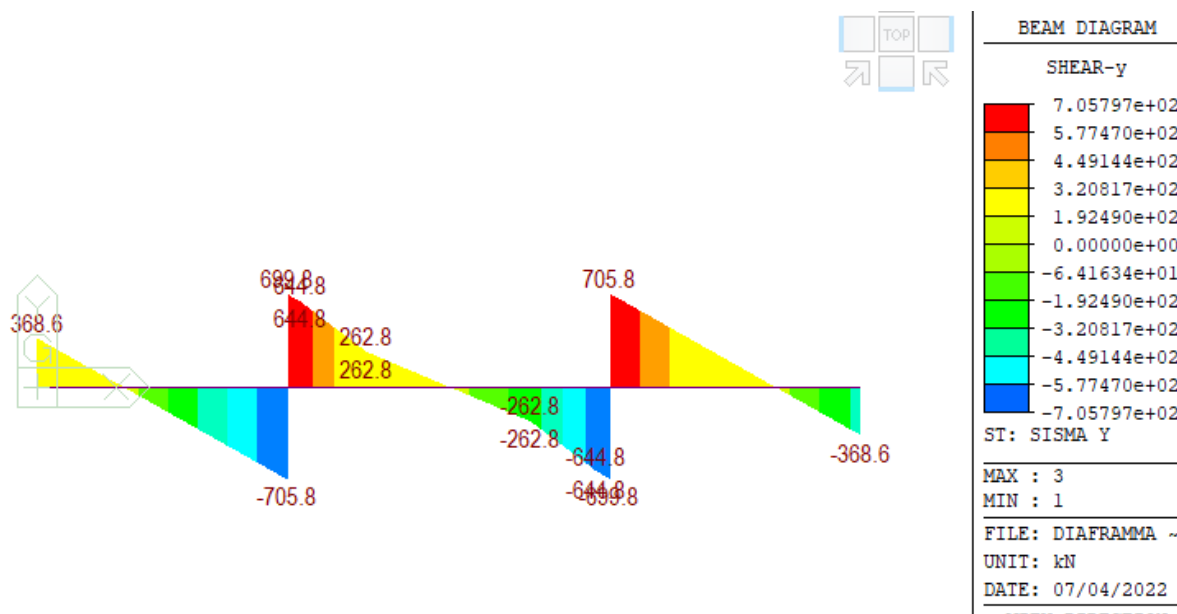


Figura 215 – Diagramma del taglio sollecitante agente sull'impalcato tipo dell'US3, vincoli rigidi.

La condizione peggiore si verifica per la campitura di solaio "1". Il taglio massimo agente risulta infatti 705.8kN. Dividendo quest'ultimo valore per la lunghezza del solaio, pari a 11.5m, si ottiene un flusso di taglio q pari a:

$$q = \frac{705.8}{11.5} = 61.4 \text{ kN/m}$$

Dividendo ulteriormente per lo spessore della cappa del solaio, t , (pari a 4cm e trascurando il contributo offerto dai setti in laterizio costituenti le pignatte), si ottiene quindi uno sforzo tangenziale in direzione Y, τ , pari a:

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{61.4N/mm}{40mm} = 1.53 \frac{N}{mm^2} = 15.3 \frac{daN}{cm^2}$$

Gli sforzi tangenziali risultano inferiori a 17 daN/cm², valore considerato come limite per il trasferimento degli sforzi in assenza di armatura nella cappa, [14].

5.14 Incamiciatura pilastri non verificati ai carichi verticali (oggetto di futuro intervento)

Come riportato in [6], le analisi di vulnerabilità hanno evidenziato alcuni pilastri in c.a. non verificati alle azioni verticali. Per tale motivo si prevede l'incamiciatura di alcuni dei sopracitati elementi tramite la messa in opera di rinforzi in acciaio costituiti da profili angolari connessi da piatti metallici (calastrelli). In particolare, per l'Unità Strutturale US3 si prevede l'impiego di profili angolari metallici di sezione a "L" 70x70x6mm da posizionare longitudinalmente a ridosso degli spigoli dei pilastri. Gli angolari saranno poi collegati tramite piatti metallici di sezione 40x3mm disposti ogni 200mm in altezza. Gli elementi interessati dal rinforzo sono riportati in Tabella 28, mentre in Figura 216 si riporta il riepilogo delle verifiche.

Tabella 28 – Riepilogo pilastri dell'Unità Strutturale US3 oggetti di intervento.

UNITA' STRUTTURALE	IDENTIFICATIVO ELEMENTO	PIANO	TIPOLOGIA	DIMENSIONI [cm]
US3	10087 - 10092 - 10095 10099 - 10102 - 10108 10111 - 10113 - 10114 10116 - 10117 - 10119 10123 - 10129 - 10132 10137 - 10141 - 10145	seminterrato	pilastri telai di spina	30x35
US3	11087 - 11092 - 11102 - 11108 - 11111 11113 - 11114 - 11116 11117 - 11119 - 11123 11129 - 11132 - 11141	terra	pilastri telai di spina	30x35
US3	11235 - 11236 - 11237 - 11238	terra	pilastri ingresso principale	30x35
US3	12087	primo	pilastri telai di spina	30x35
US3	13087	secondo	pilastri telai di spina	30x35

MEMB	SE	Section	fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT	L	Bc Hc	Height	fyw		B		x	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	B	V_Ed.mid	Rat-V.mid
0		P30x35	10000.0	267600					107.569	49.4436	3.28200	0.00000	37.5151	0.00000	37.5151	1	27.5899	0.735
1000	□	0.300 0.350	3.4000	267600	OK	1	8-3-P12(P14)	941.399	0.980	0.996	0.951	*****	0.735	*****	0.735	1	27.5899	0.735
0		P30x30	10000.0	267600					109.126	22.4142	2.18251	0.00000	31.6533	0.00000	31.6533	1	11.5676	0.365
1001	□	0.300 0.300	2.8500	267600	OK	1	8-3-P12(P14)	841.399	0.512	0.506	0.525	*****	0.365	*****	0.365	1	11.5676	0.365
0		1000_30x35	10000.0	267600					1214.18	24.2835	24.2835	0.00000	113.550	0.00000	113.550	1	33.4530	0.295
1010	□	0.300 0.350	2.8500	267600	OK	1	8-3-P12(P32)	1529.07	0.908	0.898	0.937	*****	0.295	*****	0.295	1	33.4530	0.295

Figura 216 – Verifiche dei pilastri rinforzati dell'US3.

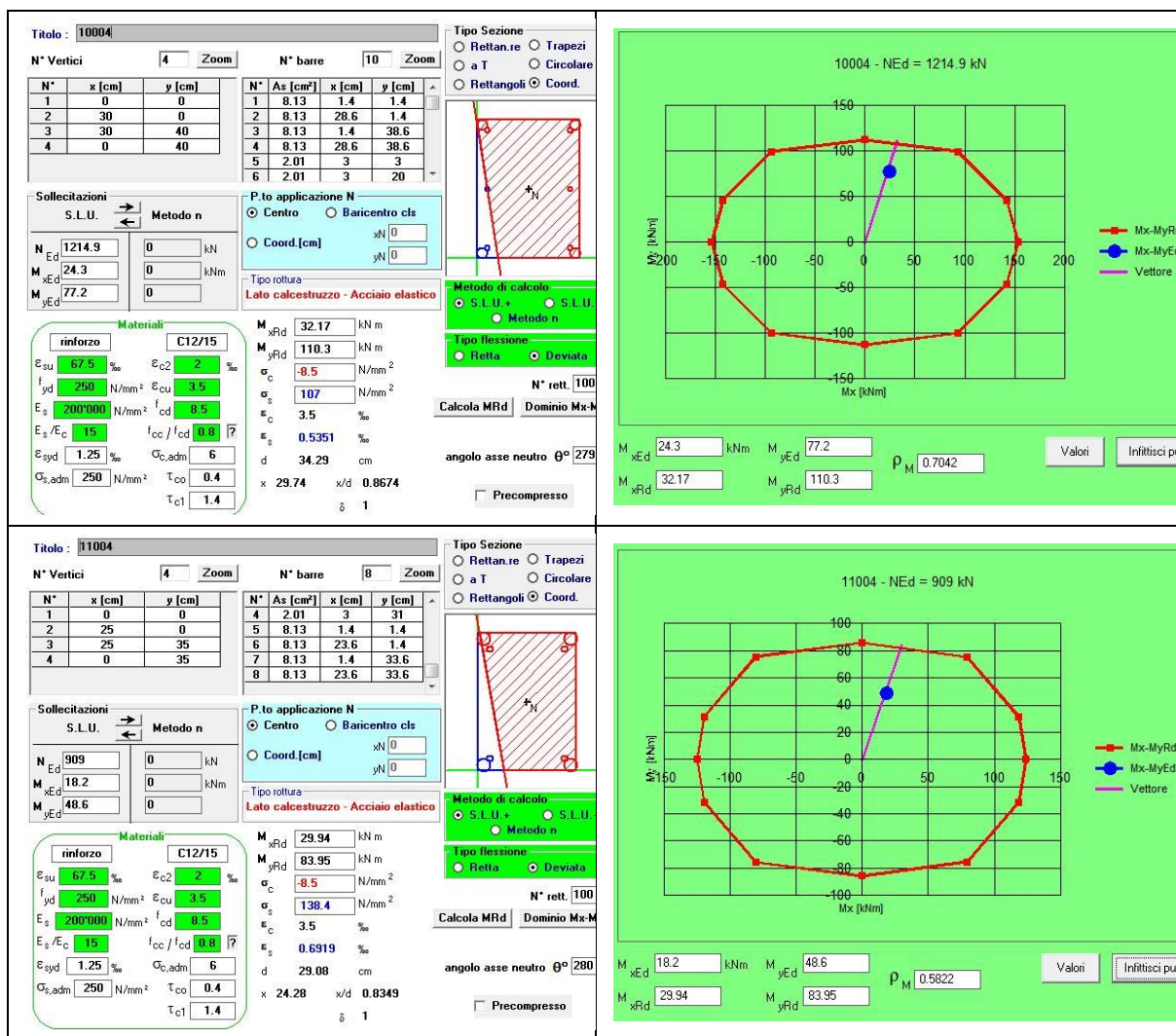
Così come per l'Unità Strutturale US3, anche per l'US1 si prevede la messa in opera di rinforzi in acciaio per i pilastri non verificati ai carichi verticali. Nella fattispecie si prevede l'impiego di profili angolari metallici di sezione a "L" 70x70x6mm da posizionare longitudinalmente a ridosso degli spigoli dei pilastri. Gli angolari saranno poi collegati tramite piatti metallici di sezione 40x3mm disposti ogni 200mm in altezza. In Figura 217 si riportano le verifiche a pressoflessione per ciascun pilastro.

La necessità di rinforzare localmente i suddetti pilastri impone l'accesso agli spazi interni ad uso didattico con inevitabili interferenze. Per tale ragione si precisa che, allo stato attuale, la messa in opera

di tali presidi è posticipata a future fasi di intervento al fine di ottimizzare la cronologia delle lavorazioni e delle operazioni di cantiere sulla base delle esigenze funzionali e didattiche.

Tabella 29 – Riepilogo pilastri dell'Unità Strutturale US1 oggetti di intervento.

ID ELEMENTO	DIMENSIONI [cm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
10004	30x40	1214.9	24.3	77.2
11004	35x25	909.0	18.2	48.6
12004	35x25	598.0	12.0	53.1
13004	30x25	280.5	19.1	45.6
12006	35x35	832.1	16.7	47.0
13001	30x25	110.5	33.2	14.4
13011	30x25	157.7	42.1	36.2



Titolo : 12004

N° Vertici Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	35
4	0	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 598 kN
M_{xEd} 12 kNm
M_{yEd} 53.1 kNm

Materiali

rinforzo C12/15
E_{su} 67.5 %
f_{yd} 250 N/mm²
E_s 200'000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.25 %
σ_{s,adm} 250 N/mm²
E_{c2} 2 %
E_{cu} 3.5 %
f_{cd} 8.5 %
f_{cc}/f_{cd} 0.8
σ_{c,adm} 6
τ_{co} 0.4
τ_{c1} 1.4

N° barre Zoom

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3	3
2	2.01	22	3
3	2.01	22	31
4	2.01	3	31
5	8.13	1.4	1.4
6	8.13	23.6	1.4

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

M_{xRd} 24.42 kNm
M_{yRd} 112.9 kNm
σ_c -8.5 N/mm²
σ_s 245.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 1.226 ‰
d 27.52 cm
x 20.38 x/d 0.7405
δ 1

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

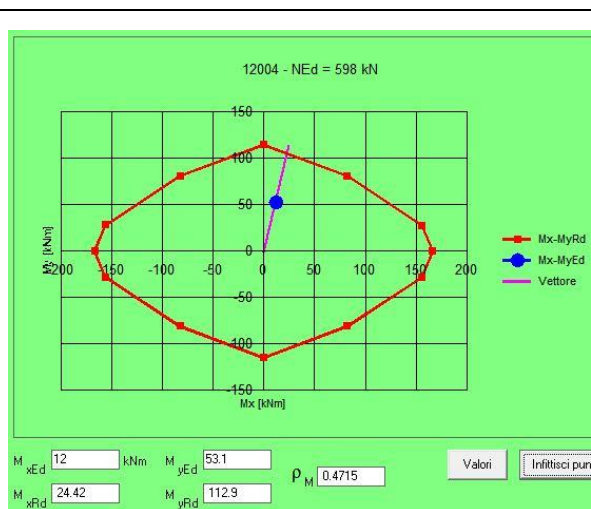
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-M

angolo asse neutro θ° 277

Precompresso



Titolo : 13004

N° Vertici Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	30
4	0	30

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 280.5 kN
M_{xEd} 19.1 kNm
M_{yEd} 45.6 kNm

Materiali

rinforzo C12/15
E_{su} 67.5 %
f_{yd} 250 N/mm²
E_s 200'000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.25 %
σ_{s,adm} 250 N/mm²
E_{c2} 2 %
E_{cu} 3.5 %
f_{cd} 8.5 %
f_{cc}/f_{cd} 0.8
σ_{c,adm} 6
τ_{co} 0.4
τ_{c1} 1.4

N° barre Zoom

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
4	1.54	3	27
5	8.13	1.4	1.4
6	8.13	23.6	1.4
7	8.13	1.4	28.6
8	8.13	23.6	28.6

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 38.85 kNm
M_{yRd} 96.35 kNm
σ_c -8.5 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 2.917 ‰
d 34.01 cm
x 18.55 x/d 0.5454
δ 1

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

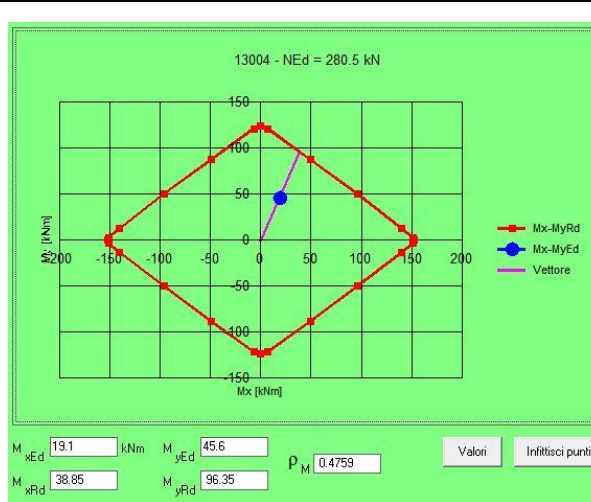
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-M

angolo asse neutro θ° 297

Precompresso



Titolo : 12006

N° Vertici Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	35	0
3	35	35
4	0	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 832 kN
M_{xEd} 16.7 kNm
M_{yEd} 47 kNm

Materiali

rinforzo C12/15
E_{su} 67.5 %
f_{yd} 250 N/mm²
E_s 200'000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.25 %
σ_{s,adm} 250 N/mm²
E_{c2} 2 %
E_{cu} 3.5 %
f_{cd} 8.5 %
f_{cc}/f_{cd} 0.8
σ_{c,adm} 6
τ_{co} 0.4
τ_{c1} 1.4

N° barre Zoom

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
4	2.01	3	32
5	8.13	1.4	1.4
6	8.13	33.6	1.4
7	8.13	1.4	33.6
8	8.13	33.6	33.6

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 55.56 kNm
M_{yRd} 157.6 kNm
σ_c -8.5 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 1.592 ‰
d 44.93 cm
x 30.88 x/d 0.6873
δ 1

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

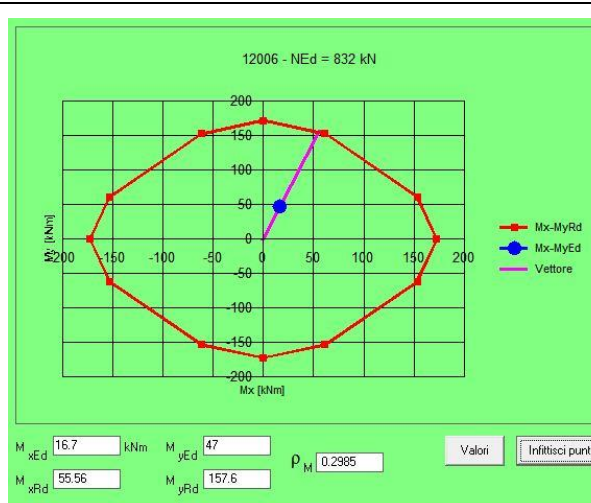
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-M

angolo asse neutro θ° 296

Precompresso



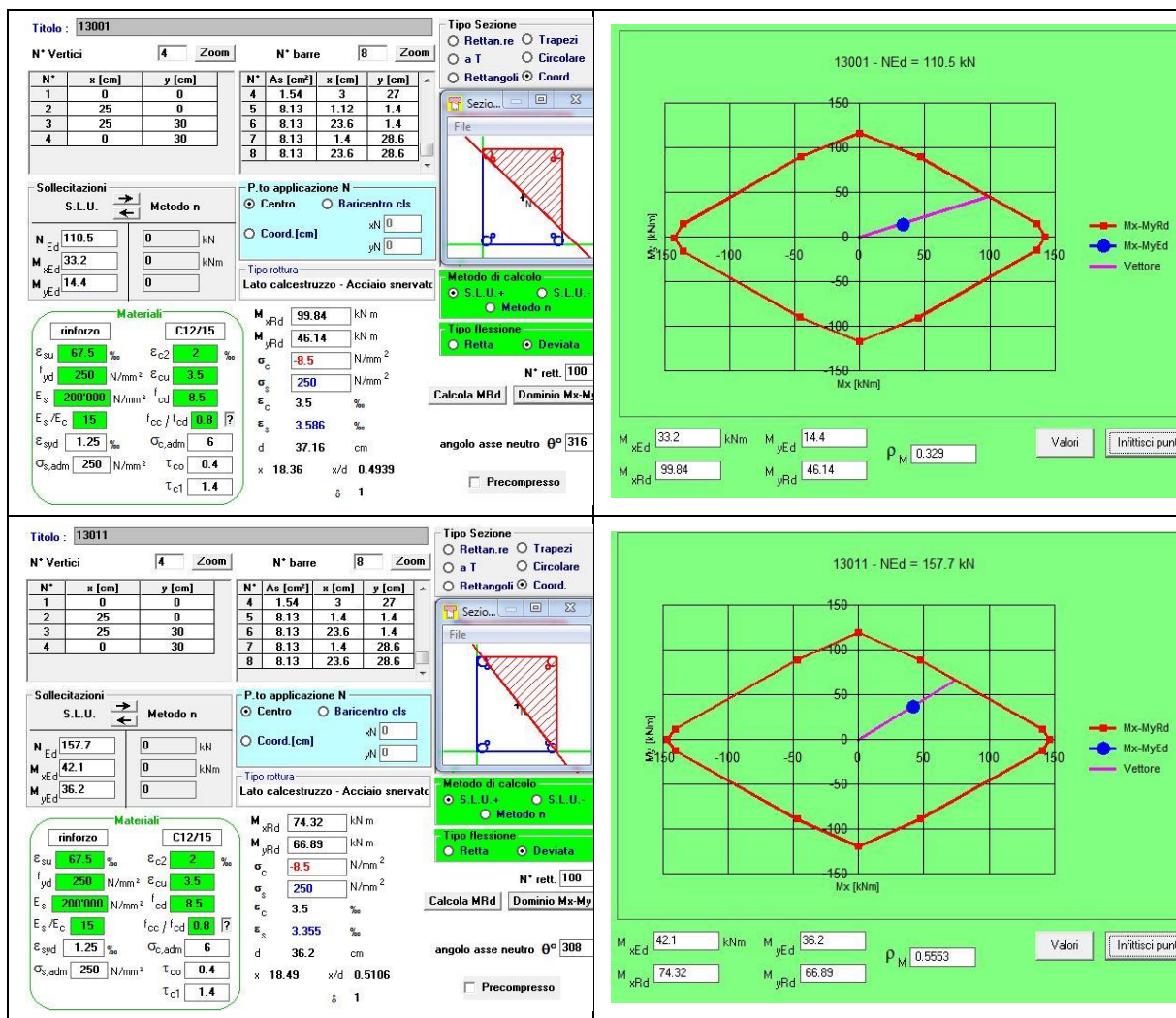


Figura 217 – Verifiche per pilastri oggetto di rinforzo dell'Unità Strutturale US1.

5.15 Sostegno pareti in muratura

Per quanto concerne i maschi murari critici si evidenzia come le pareti appartenenti al lato Ovest dell'US3 (lato ingresso), appaiono sostenute al piano rialzato da un graticcio di travi. Si è quindi provveduto a ripristinare la continuità strutturale da cielo a terra attraverso la messa in opera di pilastri in acciaio posti al piano seminterrato in corrispondenza dei suddetti maschi murari. Come mostrato in Figura 218, si prevede l'utilizzo di 7 pilastri in acciaio del tipo HEB200. Le verifiche sono riepilogate in Figura 219.

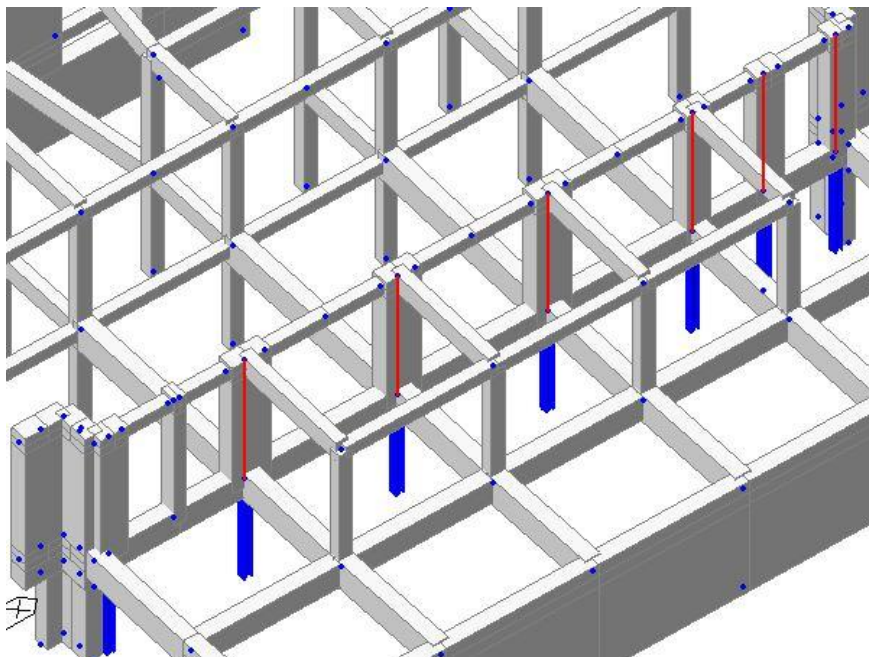


Figura 218 – In blu i pilastri previsti a sostegno dei maschi murari non verificati (evidenziati in rosso).

CH K	MEMB	SECT	SE L	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	92382	48	<input type="checkbox"/>	HEB200		1	2.85000	2.85000	1.000	0.850	-1003.1	-0.8905	-0.8905	6.94081	-4.1848	0.53340	-	-
	0.753	0.005		S275	275000		2.85000	2.85000	1.000	0.850	1477.81	0.00000	160.500	75.8606	906.440	358.679	-	-

Figura 219 – In Verifica dei pilastri in acciaio a sostegno delle pareti poste sul lato ingresso.

5.16 Rinforzo pilastri di gronda



Figura 220 – Pilastri in gronda sommitale.

L'analisi di vulnerabilità ha evidenziato la criticità connessa all'impossibilità di indagare il grado di ammortamento tra i pilastri dell'ultimo piano e la gronda, con conseguente possibile meccanismo di ribaltamento. A tal fine, per procedere alla definizione del rinforzo, è stata considerata la quota parte di carico relativa alla copertura, stimata in 2.0 kN/m^2 ed il peso della gronda stessa (stimata in 8.0 kN/m). A favore di sicurezza, il taglio sollecitante, V , posto in testa al pilastro viene quindi calcolato sulla base dell'area di influenza di ciascun pilastro:

$$V = (G_2 \cdot L + p_{gronda}) \cdot i \cdot \frac{a_g}{q} = \left(2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 12\text{m} + 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 2\text{m} \cdot \frac{0.611}{2} = 19.6 \text{ N}$$

essendo i l'interasse tra i pilastri e a_g l'accelerazione allo stato limite di salvaguardia della vita in corrispondenza del plateau. Alla luce del valore del taglio sollecitante, ciascun pilastro viene quindi connesso alla gronda tramite due piastre in acciaio ad "L" $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$ disposte sui lati del singolo pilastro e fissate con quattro spinotti $\varnothing 16$ (2+2 ciascuna piastra).

A partire dal taglio agente in sommità si ricava quindi il momento sollecitante alla base (essendo 80 cm l'altezza dei pilastri ipotizzata):

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot h = 19.6 \cdot 0.8 \text{ m} = 15.7 \text{ kNm}$$

Non avendo informazioni sulle armature dei pilastri oggetto di rinforzo si prevede la messa in opera di quattro profili angolari a "L" 50x50x6mm (la cui area risulta pari a 5.69cm²). La resistenza flessionale risulta di conseguenza almeno pari:

$$M_{Rd} = A \cdot 0.9 \cdot braccio \cdot f_{sy} = 569 \cdot 2 \cdot 0.9 \cdot (200 - 15) \cdot \frac{275}{1.1} = 47kNm > 15.7kNm$$

I suddetti angolari verranno poi connessi attraverso opportuni calastrelli aventi dimensioni 40x3mm disposti ogni 20cm. L'incremento di taglio risulta quindi pari a:

$$V_j = 0.5 \cdot f_y \cdot 2t \cdot \frac{b}{s} \cdot d = 0.5 \cdot \frac{275}{1.1} \cdot 2 \cdot 3 \cdot \frac{40}{250} \cdot 200 = 24kN > 19.6kN$$

Ciascun pilastro dovrà infine essere vincolato alla base. Su entrambi i lati (interno ed esterno) si prevede la messa in opera di un profilo angolare a "L" del tipo 100x100x10mm, continuo lungo l'intera facciata. Considerando un braccio della coppia resistente pari a 30cm e considerando un numero di spinotti pari a 4 per ciascun pilastro, si ottiene la forza di estrazione su ciascun spinotto:

$$\frac{15.7kNm}{4 \cdot 300mm} = 13.1kN$$

5.17 Rinforzo a taglio per pilastri corti dell'US1 (oggetto di futuro intervento)

Per i pilastri corti dell'Unità Strutturale US1 (compresi tra il piano campagna e la quota del primo orizzontamento) si prevede la messa in opera di rinforzi locali di cerchiatura tramite lamierino metallico in acciaio S355 di spessore 6mm.

Sulla base delle attuali informazioni, nei pilastri corti dell'US1 (aventi dimensioni 30x40cm), la resistenza a taglio è dominata dalla rottura lato staffe. Pertanto, si prevede un rinforzo atto ad incrementare la resistenza a taglio lato acciaio al fine di raggiungere una resistenza bilanciata tra rottura delle staffe e del puntone in calcestruzzo. L'incremento della resistenza è così stimato:

$$V_j = 0.5f_{yw} \frac{2t_j b}{s} d$$

essendo t_j , b , s rispettivamente spessore, larghezza ed interasse delle bande in acciaio; d è l'altezza della sezione e f_{yw} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio. Considerando una maschera metallica avente spessore 6mm e considerando una dimensione delle sezioni reagenti di 50mm con passo 150mm, l'incremento minimo di resistenza a taglio è stimato in circa 190kN.

La necessità di rinforzare localmente i suddetti pilastri impone l'accesso agli spazi interni ad uso didattico con inevitabili interferenze. Per tale ragione si precisa che, allo stato attuale, la messa in opera di tali presidi è posticipata a future fasi di intervento al fine di ottimizzare la cronologia delle lavorazioni e delle operazioni di cantiere sulla base delle esigenze funzionali e didattiche.

6 ANALISI EDIFICIO PALESTRA US5

6.1 Descrizione interventi

L'analisi di vulnerabilità [6] ha evidenziato per la palestra (US5) una serie di vulnerabilità per lo più locali riassunte di seguito:

- Copertura lignea non conforme alla definizione di diaframma rigido;
- Impossibilità di verificare l'efficacia delle connessioni tra elementi lignei e strutturali in calcestruzzo armato della palestra;
- Elementi snelli che non collegano efficacemente le porzioni di muratura sotto e sopra finestre e determina, in caso di evento sismico, la possibilità di ribaltamento delle finestre della palestra;
- Tamponamenti perimetrali della palestra snelli che, in caso di evento sismico, possono essere soggetti a fenomeni di ribaltamento se non ben collegati alla struttura;
- Risposta non efficace di alcuni pilastri nei confronti dei meccanismi duttili e fragili;
- Elementi in muratura dei corpi di fabbrica affiancati alla palestra critici nei confronti dell'azione di taglio.

Preso quindi atto delle vulnerabilità mostrate dalla struttura, per la palestra sono previsti i seguenti interventi, che inibendo i meccanismi locali consentono alla palestra di manifestare un comportamento di insieme, analizzato nel paragrafo 6.3:

- **Realizzazione di nuovi controventi di falda in acciaio:** la copertura lignea attuale presenta controventi di falda soltanto in una direzione, con tale intervento si prevede di creare il diaframma rigido andando ad aggiungere i controventi di falda mancanti mediante l'utilizzo di profili ad "L" accoppiati aventi sezione pari a 120x120x10mm in acciaio S275.
- **Realizzazione nuove squadrette metalliche:** al fine di garantire un adeguato ammortamento tra gli elementi lignei e strutturali in calcestruzzo armato verranno realizzati collegamenti mediante l'impiego di squadrette metalliche fissate con M16 sui fianchi delle travi in c.a. esistente e ai lati delle travi in legno (Figura 221).

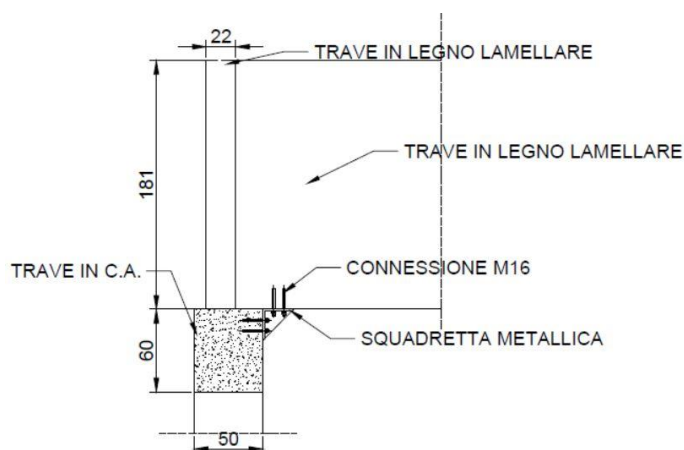


Figura 221 –Nuovi elementi di connessione travi a timpano in legno – travi in c.a..

- **Creazione di rompitratta perimetrali in acciaio:** in assenza di dettagli relativi al sistema di connessione tra le pareti perimetrali e i pilastri in c.a., si prevede il posizionamento di un doppio profilo in acciaio S275 del tipo UPN120 opportunamente fissato alle pareti così da creare un cordolo rompitratta in acciaio ed evitare il ribaltamento fuori piano degli elementi perimetrali in

caso di sisma (Figura 222). Tale profilo viene previsto anche come collegamento tra gli elementi sopra e sotto finestra così da collegare opportunamente le due parti di struttura ed evitare il ribaltamento fuori piano delle finestre.

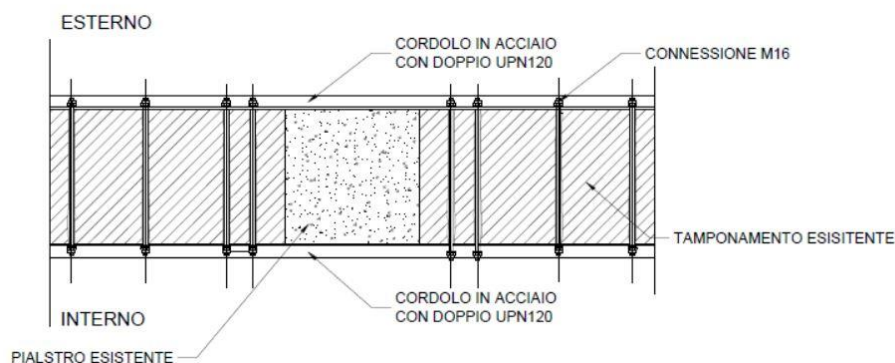


Figura 222 – Nuovo cordolo in acciaio: dettaglio in pianta.

- **Rinforzo localizzato dei pilastri con risposta non efficace nei confronti dell'azione sismica:** i pilastri che hanno mostrato un comportamento non adeguato vengono rinforzati localmente mediante l'impiego di profili angolari aventi sezione ad "L" 60x60x6mm posti sui quattro spigoli e collegati tra loro mediante calastrelli in acciaio realizzati con piatti 50x4mm posti a passo 160mm. Inoltre vengono inseriti controventi di parete in acciaio formati da profili ad "L" accoppiati aventi dimensioni 120x120x10mm, così come mostrato in Figura 223; tali controventi hanno il compito di sgravare l'azione di taglio che si genera sul pilastro in caso di sisma. Infine per evitare il fenomeno del pilastro corto per gli elementi 11001, 11009 e 11021 evidenziati in Figura 224, si prevede la realizzazione di un giunto sismico così da sconnettere tali pilastri dai diaframmi rigidi con essi interferenti.

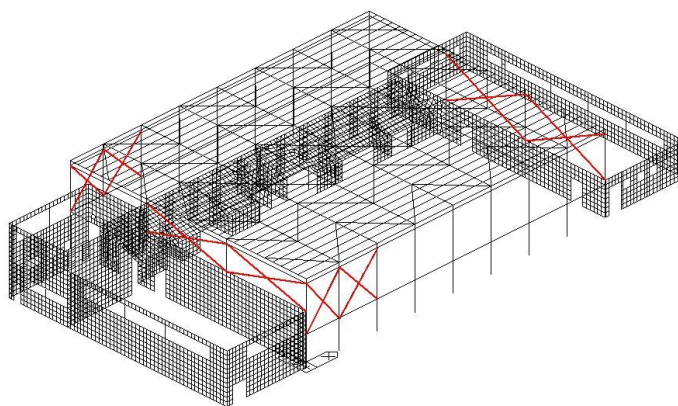


Figura 223 – Nuovi controventi di parete.

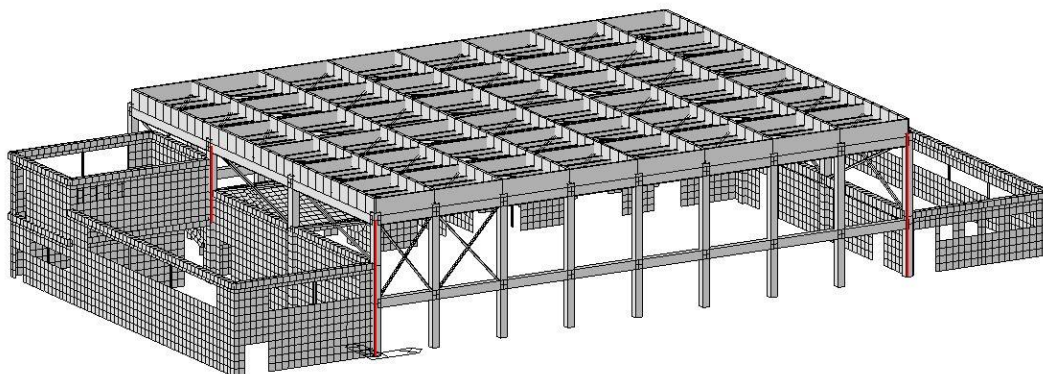


Figura 224 – Pilastrini da sconnettere dalla struttura.

- **Rinforzo a taglio pareti in muratura:** si prevede di rinforzare le pareti in muratura dei corpi più bassi affiancati alla palestra intervenendo mediante betoncino armato che verrà applicato soltanto sul lato esterno così da non intralciare il normale utilizzo della struttura. Soltanto per la parete di spina tra la palestra più piccola e gli spogliatoi bisognerà intervenire dall'interno, per motivi di sicurezza quindi durante le fasi di lavorazione la palestra più piccola non potrà essere accessibile.

6.2 Sintesi risultati modellazione

La massa totale della struttura, considerata per l'analisi sismica, è pari a 2379.7t.

I risultati dell'analisi modale sono riassunti ed illustrati in Tabella 30 e Figura 225; in Tabella 30 si riportano infatti i dati relativi ai modi di vibrare che coinvolgono più del 5% della massa totale nella direzione di riferimento.

Tabella 30 – Modi di vibrare della struttura.

Modo	Periodo [s]	Traslazione X		Traslazione Y		Rotazione Z	
		Massa	Somma	Massa	Somma	Massa	Somma
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
8	0.27	0.04	0.04	20.95	20.95	0.22	0.22
9	0.24	29.42	29.46	0.01	20.97	0.78	1.01
10	0.15	0.01	29.47	0.07	21.03	15.21	16.22
15	0.12	9.41	41.64	0.01	23.69	1.32	24.87
16	0.12	12.82	54.46	0.01	23.70	0.52	25.39
19	0.12	11.29	67.43	0.03	23.73	0.04	25.47
20	0.11	0.27	67.71	12.08	35.82	1.30	26.76
22	0.10	0.02	67.75	5.07	41.01	0.52	27.52
23	0.10	6.86	74.61	1.61	42.62	0.65	28.17
24	0.10	3.88	78.49	4.43	47.05	17.52	45.70
25	0.09	1.17	79.66	0.51	47.56	11.73	57.43
37	0.08	1.26	81.68	9.36	61.84	0.49	58.77
39	0.08	0.06	82.66	5.79	70.63	4.41	63.91
43	0.07	1.64	86.41	5.96	81.05	16.46	81.17

48	0.06	0.24	88.42	5.36	87.22	5.11	86.58
----	------	------	-------	------	-------	------	-------

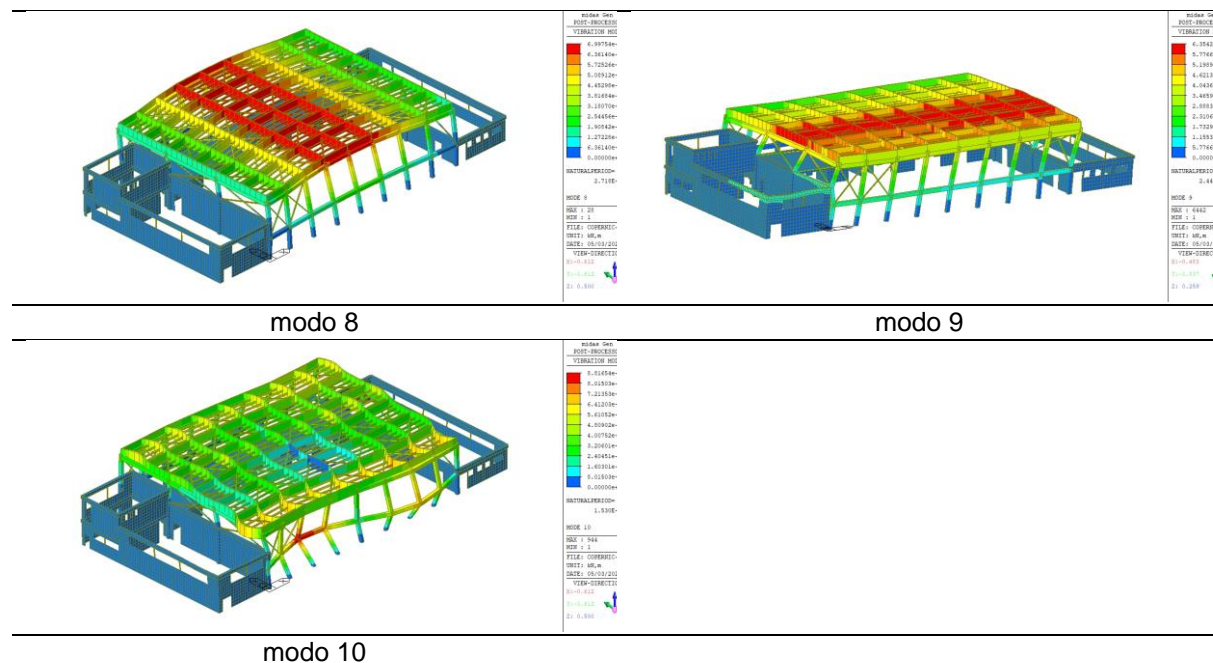


Figura 225 - Modi di vibrare principali.

In relazione al peso complessivo della struttura, W , pari in combinazione sismica a 23797kN, il taglio alla base nei due casi di analisi a spettro di risposta con $q=1.50$ vale:

- Sisma X: 4798.1kN (20.2% W);
- Sisma Y: 4216.9kN (17.7% W).

Per la valutazione della risposta sismica del sistema sono stati considerati tutti i modi di vibrare, combinati secondo la regola CQC.

Lo spostamento previsto dall'analisi a spettro di risposta è indicato in [1]. In particolare, il massimo spostamento SLV [1, §7.3.3.3] vale:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove nel caso di $T_1 > T_c$:

$$\mu_d = q;$$

dove nel caso di $T_1 \leq T_c$:

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1; \quad \text{comunque : } \mu_d \leq 5q - 4 = 3.50.$$

Pertanto, per $T_c = 0.396s$, vale:

- dir. X: $T_1 = 0.2446s \rightarrow \mu_d = 1.81$
- dir. Y: $T_1 = 0.2718s \rightarrow \mu_d = 1.73$

Lo spostamento massimo nelle due direzioni risulta quindi:

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	210/237

- dir. X: $d_E = \pm 1.81 \cdot 1.029\text{cm} = 1.86\text{cm}$;
- dir. Y: $d_E = \pm 1.73 \cdot 1.182\text{cm} = 2.04\text{cm}$.

Lo spostamento massimo consentito allo SLD deve essere inferiore allo 0.5% dell'altezza totale dell'edificio e per la struttura in oggetto si ha: $0.5\% \times 9.50\text{m} = 4.75\text{cm}$. Tale valore risulta superiore ai valori riportati in precedenza, calcolati allo SLV, per cui si considera soddisfatta anche la verifica allo SLD.

In accordo con quanto specificato nella normativa (NTC18 §7.3.3.3) le non linearità geometriche per il piano fuori terra sono valutate tramite il fattore θ :

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h}$$

dove:

- P è il carico verticale totale da parte della struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;
- d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame.

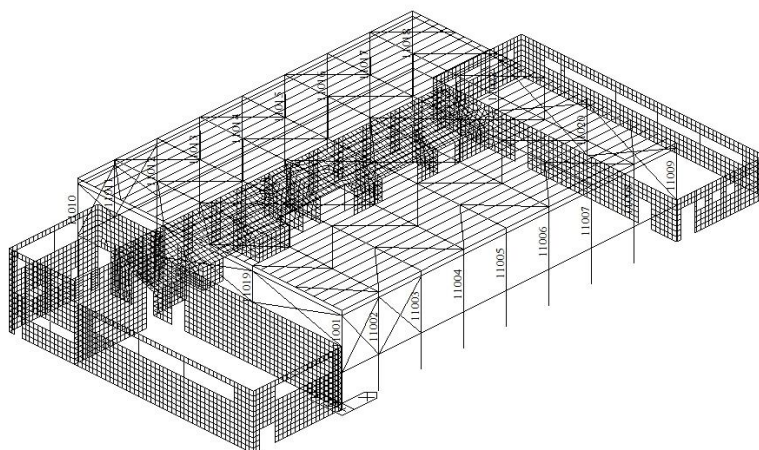
Per entrambe le direzioni il fattore θ è inferiore rispetto al limite 0.1 imposto da normativa, pertanto le non linearità geometriche vengono trascurate.

6.3 Verifica struttura

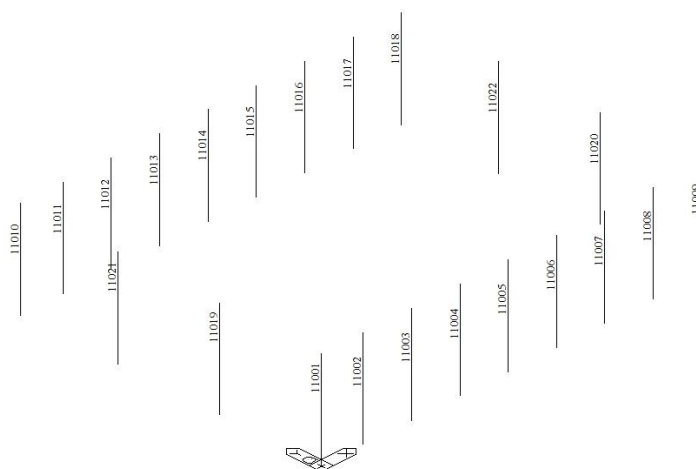
Come riportato in [6], le analisi di vulnerabilità hanno evidenziato alcuni pilastri in c.a. non verificati nei confronti delle azioni sismiche. Per tale motivo si prevede l'incamiciatura dei sopracitati elementi tramite la messa in opera di rinforzi in acciaio costituiti da profili angolari connessi da piatti metallici (calastrelli). In particolare, come descritto in precedenza, si prevede l'impiego di profili angolari metallici di sezione a "L" 60x60x6mm da posizionare longitudinalmente a ridosso degli spigoli dei pilastri. Gli angolari saranno poi collegati tramite piatti metallici di sezione 50x4mm disposti ogni 160mm in altezza. Gli elementi interessati dal rinforzo sono riportati in Tabella 31, mentre in Figura 226 si riporta la nomenclatura dei pilastri.

Tabella 31 – Riepilogo pilastri dell'Unità Strutturale US5 oggetti di intervento.

Unità strutturale	Identificativo elemento	Tipologia	Dimensioni [cm]
US5	11001 - 11009 - 11021	pilastri di bordo	50x55



a)



b)

Figura 226 – Numerazione pilastri: a) modello completo b) modello con solo pilastri per una migliore comprensione dell'immagine.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche dei pilastri nei confronti dei meccanismi duttili (flessione) e fragili (taglio) (Tabella 32) e quelle statiche allo Stato Limite Ultimo (Tabella 33).

Tabella 32 – Riepilogo verifica sismiche SLV pilastri Unità Strutturale US5.

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	VERIFICHE A FLESSIONE			VERIFICHE A TAGLIO			MECCANISMO DI COLLASSO DOMINANTE		
Nome elemento strutturale	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Sequenza di crisi	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Sequenza di crisi	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Sequenza di crisi
		IS-V _i			IS-V _i			IS-V _i	
Totale	Minimo	1.63		Minimo	1.02		Minimo	1.02	
10002	FLESSIONE	2.81	7	TAGLIO	1.02	1	TAGLIO	1.02	1
10003	FLESSIONE	2.28	3	TAGLIO	1.06	2	TAGLIO	1.06	2
10004	FLESSIONE	2.64	5	TAGLIO	1.16	3	TAGLIO	1.16	3
10005	FLESSIONE	2.73	6	TAGLIO	1.31	4	TAGLIO	1.31	4
10006	FLESSIONE	3.26	9	TAGLIO	1.45	6	TAGLIO	1.45	5
10007	FLESSIONE	3.38	11	TAGLIO	1.48	7	TAGLIO	1.48	6
10008	FLESSIONE	3.77	12	TAGLIO	1.88	8	TAGLIO	1.88	7
10010	FLESSIONE	4.83	24	TAGLIO	3.38	25	TAGLIO	3.38	8
10011	FLESSIONE	5.95	26	TAGLIO	4.00	28	TAGLIO	4.00	9
10012	FLESSIONE	4.10	16	TAGLIO	2.70	20	TAGLIO	2.70	10
10013	FLESSIONE	4.10	16	TAGLIO	2.13	13	TAGLIO	2.13	11
10014	FLESSIONE	3.92	13	TAGLIO	2.03	10	TAGLIO	2.03	12
10015	FLESSIONE	4.10	16	TAGLIO	2.16	15	TAGLIO	2.16	13
10016	FLESSIONE	4.52	21	TAGLIO	2.74	21	TAGLIO	2.74	14
10017	FLESSIONE	5.52	25	TAGLIO	4.26	29	TAGLIO	4.26	15
10018	FLESSIONE	6.29	27	TAGLIO	3.55	26	TAGLIO	3.55	16
11001	FLESSIONE	1.63	1	TAGLIO	2.07	12	FLESSIONE	1.63	17
11009	FLESSIONE	3.31	10	TAGLIO	5.92	31	FLESSIONE	3.31	18
11010	FLESSIONE	4.57	22	TAGLIO	3.07	22	TAGLIO	3.07	19
11011	FLESSIONE	6.29	27	TAGLIO	3.31	24	TAGLIO	3.31	18
11012	FLESSIONE	4.59	23	TAGLIO	2.55	19	TAGLIO	2.55	21
11013	FLESSIONE	4.27	18	TAGLIO	2.39	18	TAGLIO	2.39	22
11014	FLESSIONE	4.02	14	TAGLIO	2.20	16	TAGLIO	2.20	23
11015	FLESSIONE	4.15	17	TAGLIO	2.25	17	TAGLIO	2.25	24
11016	FLESSIONE	4.08	15	TAGLIO	2.04	11	TAGLIO	2.04	25
11017	FLESSIONE	4.31	19	TAGLIO	2.14	14	TAGLIO	2.14	26
11018	FLESSIONE	3.15	8	TAGLIO	1.96	9	TAGLIO	1.96	27
11019	FLESSIONE	1.79	2	TAGLIO	1.35	5	TAGLIO	1.35	28
11020	FLESSIONE	4.50	20	TAGLIO	3.29	23	TAGLIO	3.29	29
11021	FLESSIONE	2.42	4	TAGLIO	4.98	30	FLESSIONE	2.42	30
11022	FLESSIONE	4.50	20	TAGLIO	3.64	27	TAGLIO	3.64	31

Tabella 33 – Riepilogo verifica statiche SLU pilastri Unità Strutturale US5.

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	VERIFICHE A FLESSIONE			VERIFICHE AZIONE ASSIALE			MECCANISMO DI COLLASSO DOMINANTE		
Nome elemento strutturale	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV <i>IS-V_i</i>	Sequenza di crisi	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV <i>IS-V_i</i>	Sequenza di crisi	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV <i>IS-V_i</i>	Sequenza di crisi
Totale	Minimo	2.90		Minimo	2.93		Minimo	2.90	
10002	FLESSIONE	3.32	11	AZIONE ASSIALE	3.26	11	AZIONE ASSIALE	3.26	11
10003	FLESSIONE	3.01	5	AZIONE ASSIALE	3.05	5	FLESSIONE	3.01	5
10004	FLESSIONE	3.05	7	AZIONE ASSIALE	3.10	8	FLESSIONE	3.05	7
10005	FLESSIONE	2.97	4	AZIONE ASSIALE	3.00	4	FLESSIONE	2.97	4
10006	FLESSIONE	3.05	7	AZIONE ASSIALE	3.10	8	FLESSIONE	3.05	7
10007	FLESSIONE	3.07	9	AZIONE ASSIALE	3.11	9	FLESSIONE	3.07	9
10008	FLESSIONE	3.06	8	AZIONE ASSIALE	3.08	7	FLESSIONE	3.06	8
10010	FLESSIONE	4.74	13	AZIONE ASSIALE	4.74	13	FLESSIONE	4.74	13
10011	FLESSIONE	3.14	10	AZIONE ASSIALE	3.17	10	FLESSIONE	3.14	10
10012	FLESSIONE	2.90	1	AZIONE ASSIALE	2.93	1	FLESSIONE	2.90	1
10013	FLESSIONE	3.03	6	AZIONE ASSIALE	3.07	6	FLESSIONE	3.03	6
10014	FLESSIONE	2.96	3	AZIONE ASSIALE	3.00	4	FLESSIONE	2.96	3
10015	FLESSIONE	3.03	6	AZIONE ASSIALE	3.07	6	FLESSIONE	3.03	6
10016	FLESSIONE	2.96	3	AZIONE ASSIALE	2.99	3	FLESSIONE	2.96	3
10017	FLESSIONE	2.92	2	AZIONE ASSIALE	2.96	2	FLESSIONE	2.92	2
10018	FLESSIONE	4.37	12	AZIONE ASSIALE	4.41	12	FLESSIONE	4.37	12
11001	FLESSIONE	11.11	25	AZIONE ASSIALE	11.36	24	FLESSIONE	11.11	25
11010	FLESSIONE	6.67	21	AZIONE ASSIALE	6.54	20	AZIONE ASSIALE	6.54	21
11011	FLESSIONE	5.99	20	AZIONE ASSIALE	6.06	19	FLESSIONE	5.99	20
11012	FLESSIONE	5.35	19	AZIONE ASSIALE	5.41	18	FLESSIONE	5.35	19
11013	FLESSIONE	5.32	18	AZIONE ASSIALE	5.41	18	FLESSIONE	5.32	18
11014	FLESSIONE	5.10	14	AZIONE ASSIALE	5.18	14	FLESSIONE	5.10	14
11015	FLESSIONE	5.32	18	AZIONE ASSIALE	5.41	18	FLESSIONE	5.32	18
11016	FLESSIONE	5.18	15	AZIONE ASSIALE	5.26	15	FLESSIONE	5.18	15
11017	FLESSIONE	5.24	16	AZIONE ASSIALE	5.32	16	FLESSIONE	5.24	16
11018	FLESSIONE	5.29	17	AZIONE ASSIALE	5.35	17	FLESSIONE	5.29	17
11019	FLESSIONE	8.47	24	AZIONE ASSIALE	8.55	23	FLESSIONE	8.47	24
11020	FLESSIONE	8.06	22	AZIONE ASSIALE	8.20	21	FLESSIONE	8.06	22
11022	FLESSIONE	8.20	23	AZIONE ASSIALE	8.26	22	FLESSIONE	8.20	23

Come si può osservare, a seguito dei rinforzi proposti, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7 RIEPILOGO INTERVENTI

Oggetto della progettazione è il primo stralcio del progetto di adeguamento sismico del Liceo Scientifico Statale Niccolò Copernico di Brescia; al fine di raggiungere l'adeguamento sismico alle normative vigenti, sono da prevedere, e sono stati calcolati nella corrente relazione, gli interventi riportati di seguito.

US1, US3 – Corpo di fabbrica principale

1. Realizzazione di nuovi telai controventati in acciaio esterni ai corpi di fabbrica del plesso scolastico, collegati a questo mediante controventi di piano in acciaio e spinottature con inghisaggio chimico; per proteggere la nuova baraccatura, sia dal punto di vista visivo sia soprattutto per ragioni di sicurezza, tale struttura verrà protetta mediante la posa di pannelli di lamiera microforata (la cui installazione è demandata a successive fasi di intervento); il nuovo sistema sarà in appoggio su fondazioni su pali, calcolate sulla base di valori geologici e geotecnici caratteristici del sito in oggetto; i pali dovranno lavorare sia a trazione, sia a compressione, oltre che a taglio;
2. Rinforzo locale tramite incamiciatura in acciaio dei pilastri in cemento armato gettato in opera che sono risultati non verificati ai carichi verticali. Per esigenze organizzative e funzionali l'esecuzione di tali interventi è da rimandare a future fasi realizzative;
3. Rinforzo tramite la messa in opera al piano seminterrato di pilastri in acciaio a sostegno delle pareti murarie non verificate ai carichi verticali;
4. Rinforzo dei pilastri di gronda con relativa connessione alle strutture sottostanti e soprastanti;
5. Rinforzo flessionale, a taglio ed incremento della duttilità locale dei pilastri in c.a. del piano rialzato dell'Unità Strutturale US1 (pilastri corti) tramite incamiciatura metallica attraverso l'uso di mascherine metalliche dallo spessore di 6 mm. Per esigenze organizzative e funzionali l'esecuzione di tali interventi è da rimandare a future fasi realizzative;
6. Si specifica che la solidarizzazione tra diverse Unità Strutturali (i.e. cucitura dei giunti US1-US2, US2-US3, US3-US4), seppur prevista nell'ambito della concezione strutturale globale, è rimandata a future fasi progettuali.

US5 – Palestra

7. Realizzazione di nuovi controventi di falda in acciaio al fine di creare un diaframma rigido in copertura mediante l'impiego di profili ad "L" accoppiati aventi sezione pari a 120x120x10mm;
8. Realizzazione nuove squadrette metalliche aventi il compito di garantire un adeguato ammortamento tra gli elementi lignei di copertura e gli elementi strutturali in calcestruzzo armato;
9. Realizzazione cordolo perimetrale in acciaio, mediante l'impiego di profili UPN120, avente il compito di interrompere la luce verticale dei pannelli di tamponamento ed evitarne il ribaltamento fuori piano;
10. Connessione degli elementi sopra e sottofinestra, mediante profili UPN120 in acciaio, in modo da evitare il ribaltamento fuori piano delle finestre;

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	215/237

11. Rinforzo flessionale, a taglio ed incremento della duttilità locale dei pilastri in c.a., che sono risultati non verificati nei confronti dell'azione sismica, tramite rinforzi angolari in acciaio del tipo "L" 60x60x6mm collegati tra loro mediante calastrelli con profilo 50x4mm posti a passo 160mm;
12. Realizzazione di nuovi controventi di parete aventi il compito di incassare l'azione di taglio agente sui pilastri;
13. Rinforzo a taglio, mediante l'impiego di betoncino armato, delle pareti in muratura dei corpi di fabbrica adiacenti la palestra.

8 CONCLUSIONI

A seguito dell'analisi di vulnerabilità, allo stato di fatto sono emerse criticità di tipo sia globale sia locale per tutte le Unità Strutturali indagate. In particolare, i modesti indici di vulnerabilità sono legati all'assenza di una concezione strutturale d'insieme e alla mancanza di dettagli sismici adeguati. Dal punto di vista sismico tali carenze si sono tradotte nell'assenza di un sistema sismo-resistente, soprattutto in direzione trasversale (rispetto agli assi principali di ciascuna sottounità), ed in una serie di possibili meccanismi locali che potrebbero coinvolgere porzioni più o meno estese dei fabbricati (ribaltamento dei pilastri di gronda, crisi dei pilastri corti, ribaltamento pannelli di tamponamento, etc.). A tali carenze strutturali si aggiungono inoltre alcune criticità localizzate relative alla resistenza ai carichi verticali soprattutto di alcuni pilastri in c.a. gettato in opera.

Alla luce di tali considerazioni è stato quindi proposto di intervenire dal punto di vista globale realizzando una struttura sismo-resistente ex-novo all'esterno dell'edificio esistente. Tale struttura è costituita da telai in acciaio controventati che riprendono la modularità della struttura esistente così da ridurre al minimo l'impatto visivo. I telai sono a loro volta collegati alla struttura esistente tramite diaframmi e lesene in acciaio spinottati alle travature di bordo in c.a. o direttamente ai solai. Per proteggere la nuova baraccatura, sia dal punto di vista visivo sia soprattutto per ragioni di sicurezza, tale struttura verrà protetta mediante l'installazione di pannelli di lamiera stirata (la cui installazione è demandata a future fasi di intervento).

Data la complessità e l'articolazione dell'impianto planivolumetrico, il sistema di rinforzo in acciaio esterno è stato concepito per l'intero corpo di fabbrica principale, tuttavia in questa relazione tecnica è stato sviluppato l'intervento relativo alle unità strutturali US1 e US3 (in riferimento al corpo di fabbrica principale destinato ad uso didattico).

Si precisa che in questa fase verrà realizzato soltanto il collegamento tra il sistema sismo-resistente ex-novo ed i fabbricati esistenti relativi alle Unità Strutturali oggetto di incarico (US1 ed US3). In questa fase si specifica inoltre di non provvedere alla solidarizzazione delle varie sottostrutture attraverso cucitura dei giunti. Tale operazione, indispensabile per far sì che le strutture di controvento siano totalmente efficaci, è da rimandare alle successive fasi di intervento, una volta portato a termine l'intero processo di adeguamento sismico (intervenendo anche sulle Unità Strutturali US2 ed US4).

Per tale motivo si specifica che gli interventi proposti all'interno della presente relazione sono da ritenersi propedeutici al raggiungimento dell'adeguamento sismico del corpo di fabbrica principale (costituito dalle Unità Strutturali US1, US2, US3 ed US4). La realizzazione dei sistemi sismo-resistenti ex-novo in acciaio, da affiancarsi alle strutture esistenti dell'US1 e US3, fa infatti parte di un progetto più ampio che vede la messa in opera della medesima tipologia di rinforzo anche per le altre due unità strutturali. Si precisa quindi che il raggiungimento dell'adeguamento sismico del fabbricato (inteso come unione delle diverse sottostrutture) è subordinato non solo alla risoluzione di tutte le criticità locali relative alle unità strutturali US2 e US4 (non oggetto del presente incarico), ma anche al rinforzo dei suddetti corpi di fabbrica attraverso un'analoga strategia di intervento (così come proposto all'interno del progetto definitivo[11]).

In merito alla US5 (palestra), anch'essa oggetto del presente incarico, poiché risulta isolata dal corpo principale di fabbrica, le opere proposte nella presente relazione consentono di raggiungere l'adeguamento sismico.

9 APPENDICE

9.1 Premesse

La presente relazione riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni e il calcolo delle fondazioni previste nell'ambito del progetto esecutivo per l'adeguamento sismico di parte degli edifici che costituiscono il Liceo Scientifico Niccolò Copernico (BS), sito in Viale Duca degli Abruzzi, 17 (Figura 1). In particolare, oggetto della presente relazione sono le unità strutturali US1, US3 (Figura 2) per le quali il progetto prevede di realizzare una serie di setti in c.a. su plinti e micropali di fondazione.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento ai risultati di una campagna di indagini geognostiche/geotecniche, condotta nel 2021 per conto della Provincia di Brescia dal geologo dott. Marco Crippa (Cologno Monzese, MI). La suddetta campagna è costituita da n. 4 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH e da un'indagine sismica tramite n. 1 prova MASW. Per completezza ci si è inoltre riferiti ai risultati delle indagini condotte nel 2005 dal geologo dott. Giorgio Crestana, sempre per conto della Provincia di Brescia, a poche decine di metri verso est rispetto al sito di interesse.

Dopo avere descritto sinteticamente l'intervento, si richiamano i principali aspetti relativi alla geologia del sito e si illustrano i risultati delle indagini. Successivamente si fornisce l'interpretazione degli stessi per la definizione del modello geotecnico e, in base alle sollecitazioni di progetto, si procede allo svolgimento delle verifiche geotecniche delle fondazioni profonde (micropali).

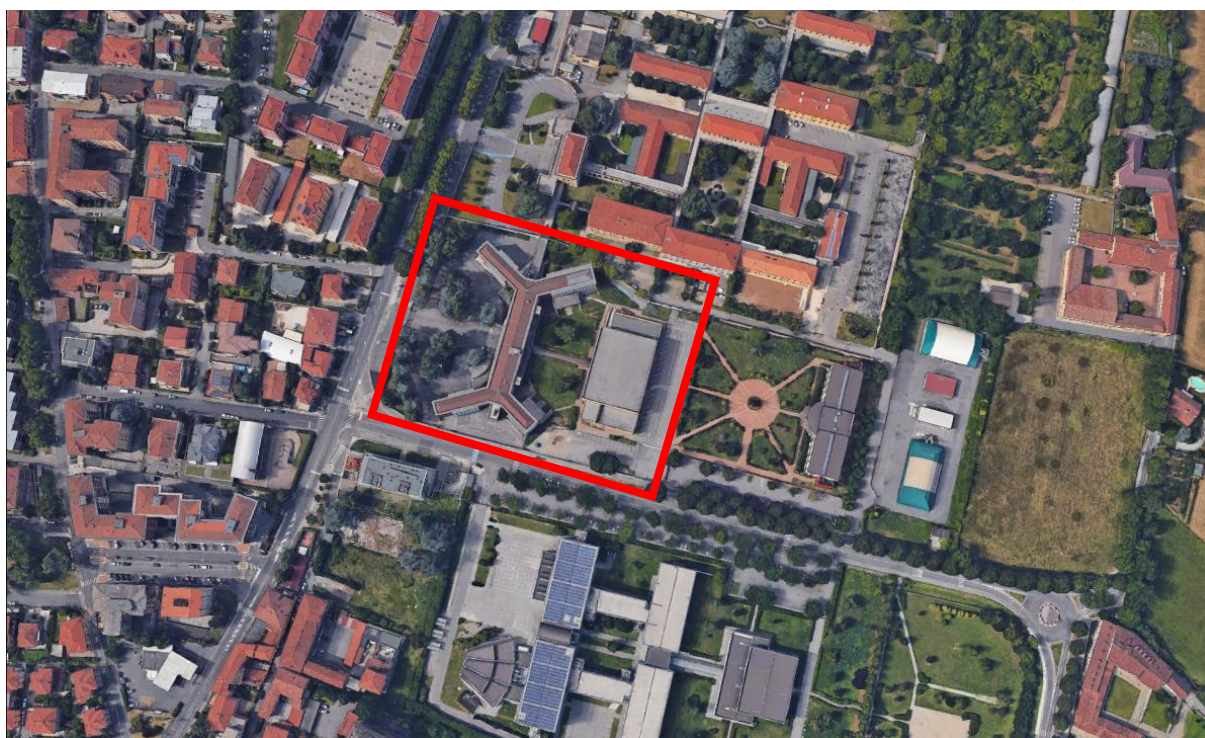


Figura 227 – Inquadramento del complesso scolastico oggetto di analisi.

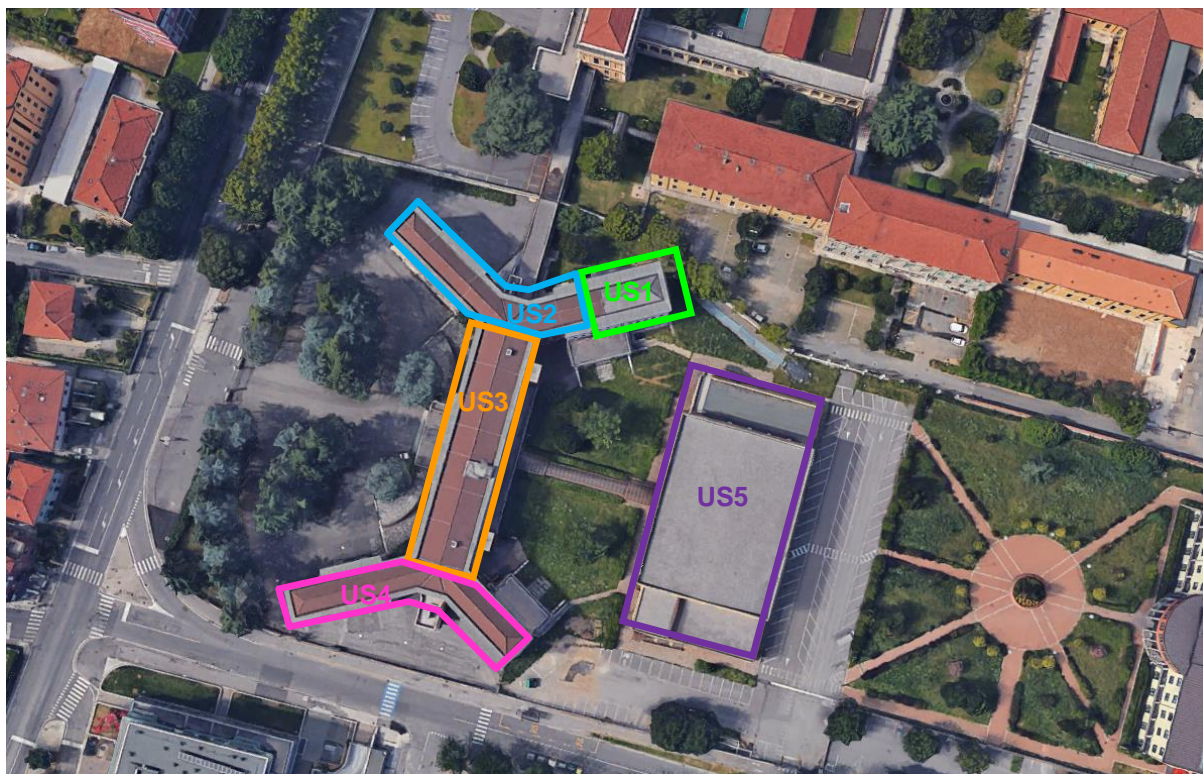


Figura 228 – Suddivisione del complesso scolastico oggetto di analisi in Unità Strutturali (US1 in verde, US2 in azzurro, US3 in arancione, US4 in rosa, US5 in viola).

9.2 Normative di riferimento

La presente relazione è stata redatta in accordo con le seguenti normative:

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

9.3 Documentazione di riferimento

Per la redazione della presente relazione sono stati inoltre consultati i seguenti documenti:

- Relazione geologica - Prospezione sismica M.A.S.W.; TECNOINDAGINI S.r.l. con il supporto tecnico del Dr. Marco Crippa, 2019.
- Relazione geologica e geologico-tecnica relativa alla definizione dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici del settore d'interesse progettuale sito nel territorio comunale di Brescia (BS) – località via Duca degli Abruzzi, civico n° 17 e finalizzata agli interventi di adeguamento sismico dell'edificio scolastico Liceo Scientifico Niccolò Copernico ivi ubicato. Dr. Marco Crippa, 2021.
- Relazione sull'indagine geognostica per la realizzazione di un nuovo edificio entro il complesso scolastico del Liceo Scientifico Nicolò Copernico, dott. geol. Giorgio Crestana, 2005
- Elaborati del progetto esecutivo.

9.4 Descrizione del complesso e cenni sugli interventi in progetto

Descrizione del complesso scolastico

Il complesso scolastico è composto da: i) un fabbricato principale destinato ad uso didattico e ii) una palestra. Dalla documentazione a disposizione è stato possibile determinare che il corpo principale, contenente le aule didattiche, è stato costruito precedentemente all'anno 1959 con la destinazione d'uso di Ospedale Psichiatrico Provinciale, mentre la palestra è stata costruita successivamente. Il corpo principale dispone inoltre di un ampliamento realizzato nel 1978.

Il corpo principale, avente forma a doppia "Y", è costituito da quattro sottostrutture ed è organizzato su tre piani fuori terra oltre ad un piano seminterrato. Il collegamento verticale tra i piani, sia del corpo principale sia della palestra, è garantito da vani scala interni ed esterni. La struttura portante verticale del corpo principale è costituita da un sistema perimetrale di tipo massivo realizzato con setti in muratura di mattoni semipieni ed un telaio interno di spina realizzato con pilastri in calcestruzzo armato gettato in opera. L'ampliamento, invece, è costituito da un sistema strutturale a telaio con pilastri e travi in calcestruzzo armato gettato in opera. Gli orizzontamenti (solai d'interpiano e copertura) del corpo principale sono in latero-cemento. Il sistema di fondazione dell'ampliamento del corpo principale è realizzato con un sistema misto di plinti isolati e collegati mediante travi rovesce.

Cenni sugli interventi di rinforzo

L'intervento di rinforzo proposto ha lo scopo di realizzare un sistema resistente indipendente rispetto alla struttura esistente, realizzando, lungo perimetro dell'edificio, una serie di telai in acciaio controventati con piatti metallici al fine di incrementare la risposta strutturale nei confronti della sollecitazione sismica. Tale soluzione prevede di realizzare le suddette strutture di contrasto distaccate dall'edificio (quindi non all'interno dei telai in c.a.), collegandole alla struttura esistente in corrispondenza degli orizzontamenti per mezzo di diaframmi di piano costituiti da diagonal, correnti e lesene realizzati con profili in acciaio a loro volta spinottati ai cordoli ed alle travi di bordo esistenti, e collegati ai solai esistenti per mezzo di piatti in acciaio.

In questa fase è previsto che i controventi e le relative strutture orizzontali di collegamento ai fabbricati esistenti siano connessi solamente alle Unità Strutturali oggetto di incarico (US1 ed US3).

A sostegno dei telai metallici controventati di nuova costruzione verranno realizzate fondazioni su pali (fondazioni profonde) al fine di garantire la loro stabilità nei confronti delle azioni di ribaltamento (e quindi rispetto alle azioni di trazione sulle colonne) non contrastate dai carichi verticali statici dell'edificio (peso proprio e carichi variabili);

9.5 Area di intervento e cenni sulla geologia/idrogeologia locale

Il sito di intervento, ubicato in Viale Duca degli Abruzzi, 17 a Brescia, è posto in un'area prevalentemente pianeggiante, mediamente antropizzata; la quota altimetrica è approssimativamente 128 m s.l.m.

Di seguito si riporta una sintesi delle principali caratteristiche geologiche del sito (desunte dalla Relazione geologica del dott. Crippa, 2021 e dalla relazione del 2005 del dott. Crestana).

Il territorio del Comune di Brescia è situato in corrispondenza dello sbocco nell'alta pianura lombarda della valle del F. Mella. Dal punto di vista morfologico si riconoscono i seguenti settori:

- il Fondovalle del F. Mella e la pianura, a morfologia pianeggiante,
- la fascia di raccordo tra i versanti montuosi e il fondovalle caratterizzata da acclività variabile e da terrazzamenti antropici, spesso urbanizzati;
- i versanti montuosi che occupano i settori nord-orientali con il rilievo del M. Maddalena e nord-occidentali con i rilievi del M. Ratto e M. Picastello fino al Colle della Badia o di S. Anna, separati dal corso del F. Mella.

Il territorio di Brescia è caratterizzato da un'ampia zona pianeggiante ascrivibile ai depositi fluviali e fluvioglaciali trasportati dai corsi d'acqua e principalmente dal F. Mella. Il conoide alluvionale del F. Mella, che nella porzione orientale del territorio si fonde con i depositi fluvioglaciali del conoide del F. Chiese, è costituito prevalentemente da depositi grossolani ghiaiosi e sabbiosi, a tratti limosi.

Per quanto sopra detto, l'unità formazionale di interesse che caratterizza l'area di interesse è riconducibile ai depositi quaternari (Figura 229):

Alluvioni fluvioglaciali e fluviali (Olocene inf. – Pleistocene sup.)

Si tratta dei depositi alluvionali più antichi associati alle alluvioni fluvioglaciali dai quali frequentemente risultano indistinguibili. Sono costituiti da depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi con strato di alterazione superficiale argilloso da brunastro e giallo-rossiccio di ridotto spessore, localmente ricoperti da coltre limosa più o meno esigua. Si sviluppano principalmente nella porzione di pianura orientale e sudorientale dove sono caratterizzati da un'origine più francamente fluvioglaciale.

Dal punto di vista idrogeologico, la suddetta unità, denominata "ghiaioso-sabbiosa" (Denti, Lauzi, Sala, Scesi, 1988), è potente mediamente 30 m da p.c. con locali ispessimenti fino a circa 40 m da p.c. Si tratta di un acquifero ben sviluppato e continuo, cui corrisponde la falda freatica circolante nei suddetti depositi ad una profondità di circa 15 m da p.c. La soggiacenza della falda è variabile e risente di naturali oscillazioni stagionali. La direzione di flusso è in generale da Nord verso Sud, con gradiente piezometrico che segue all'incirca quello topografico (Crestana, 2005).

Dal punto di vista sismico l'area di intervento (Comune di Brescia) ricade nella classificazione sismica dei Comuni italiani in Zona 2.

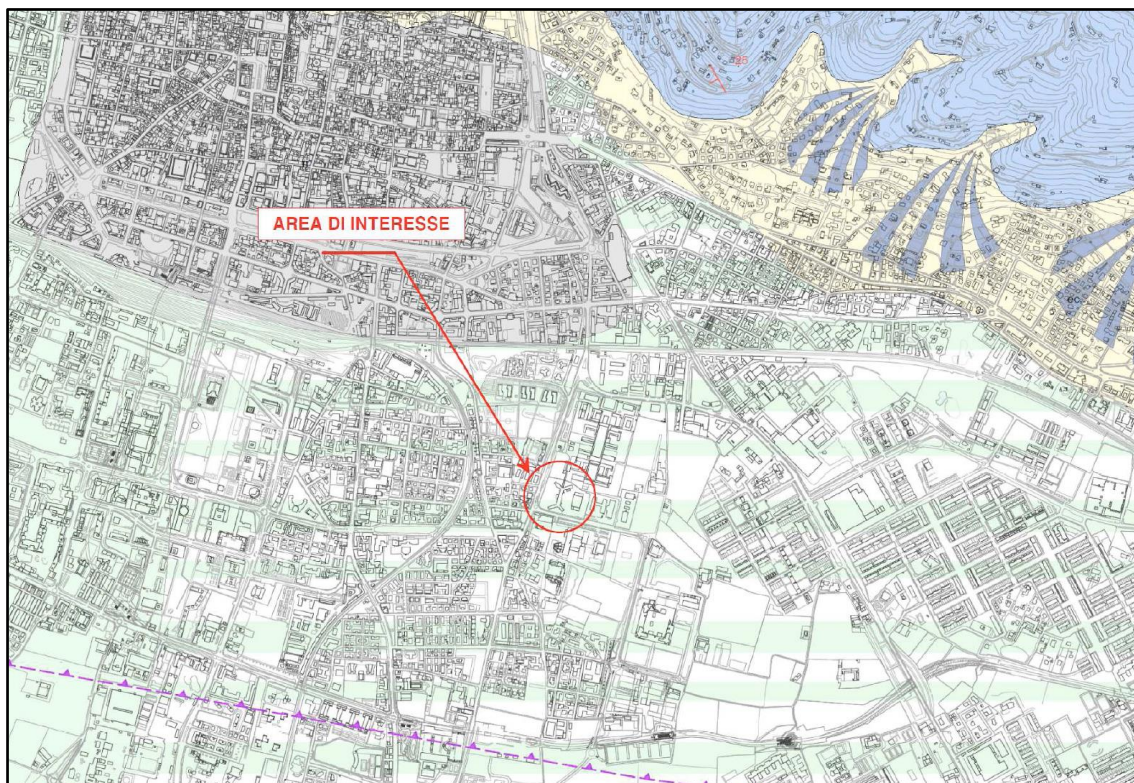


Figura 229 – Estratto carta geologico-strutturale (Crippa., 2021; documento tratto dal PGT di Brescia). Il sito di intervento è interessato dalla presenza dell'unità "fg" – alluvioni fluvio-glaciali e fluviali (depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi).

9.6 Inquadramento geotecnico

9.6.1 Indagini geotecniche

Come detto, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento ai risultati di una campagna di indagini geognostiche/geotecniche (2021), condotta dal dott. geol. Marco Crippa (Cologno Monzese, MI) per conto della Provincia di Brescia. Nell'ambito di tale campagna sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche continue (S.c.p.t) con penetrometro "super pesante" DPSH, e un'indagine sismica mediante n. 1 prova MASW.

A integrazione della suddetta campagna investigativa, si è fatto riferimento ai risultati di una precedente indagine, condotta dal geologo dott. Giorgio Crestana nel 2005 per conto di Provincia di Brescia, in sito adiacente a quello di interesse. In questo caso furono eseguite n. 6 prove penetrometriche dinamiche S.c.p.t. con penetrometro super pesante.

L'ubicazione dei punti/stendimenti di indagine è illustrata nelle Figure seguenti.

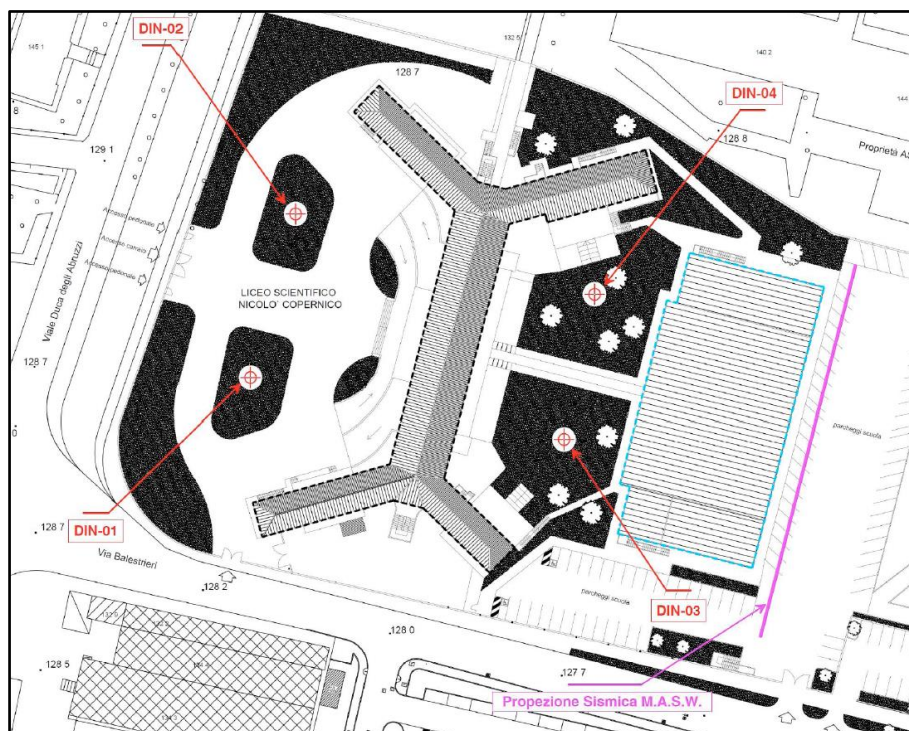


Figura 230 – Ubicazione indagini geognostiche (Crippa, 2021)

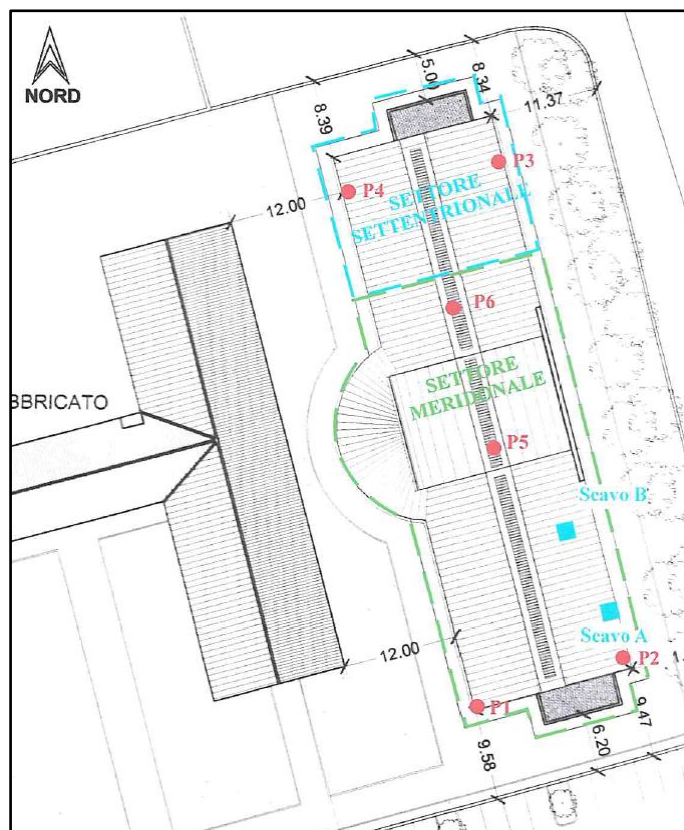


Figura 231 – Ubicazione indagini geognostiche (Crestana, 2005)

Nel seguito si illustrano i principali risultati delle indagini e se ne fornisce l'interpretazione ai fini delle valutazioni geotecniche oggetto della presente relazione.

9.6.2 Risultati delle indagini geognostiche 2021

Le prove penetrometriche S.c.p.t. eseguite nel 2021 dal dott. Crippa sono state condotte con la seguente attrezzatura e modalità:

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH (S. Heavy)

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α = 90 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ = 0,20 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,91 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t = Q/Qspt = 1,521 (teoricamente : Nspt = β_t N)

Le prove si sono interrotte a profondità di 6-10 m da p.c. per sopraggiunto rifiuto alla penetrazione, causato dalla granulometria grossolana e dal grado di addensamento medio-elevato dei depositi investigati. Tale evidenza di per sé testimonia le buone proprietà geotecniche dei terreni di fondazione. Prima di giungere a rifiuto, le prove hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione nell'intervallo N(20) = 20-40 (dopo i primi 2-3 m di profondità). Tenuto conto che le prove sono state eseguite con misura del numero di colpi necessari all'infissione dello strumento ogni 20 cm di profondità (anziché 30 cm come nel caso, ad esempio, della prova SPT), e considerato in via cautelativa un fattore di conversione N(20) \rightarrow N_{SPT} pari a 1,52, si deduce che la resistenza alla penetrazione equivalente della prova SPT nei terreni investigati dovrebbe variare nell'intervallo 30-60. Si tratta di valori in linea con i risultati di prove eseguite in terreni analoghi del territorio bresciano, dotati di frazione ghiaioso-sabbiosa prevalente e grado di addensamento medio-elevato.

La prova MASW ha consentito di investigare le proprietà dinamiche dei terreni sino a oltre 30 m di profondità da p.c. Il risultato della prova (Figura 232), in linea con l'esito delle prove penetrometriche e in accordo con le conoscenze riguardo alla geologia locale (presenza di depositi ghiaioso-sabbiosi sino a 30-40 m da p.c.) ha indicato la presenza di un deposito omogeneo di materiale, caratterizzato da valori di velocità di propagazione delle onde S (e quindi della rigidezza) elevati e rapidamente crescenti con la profondità fino a oltre 400 m/s.

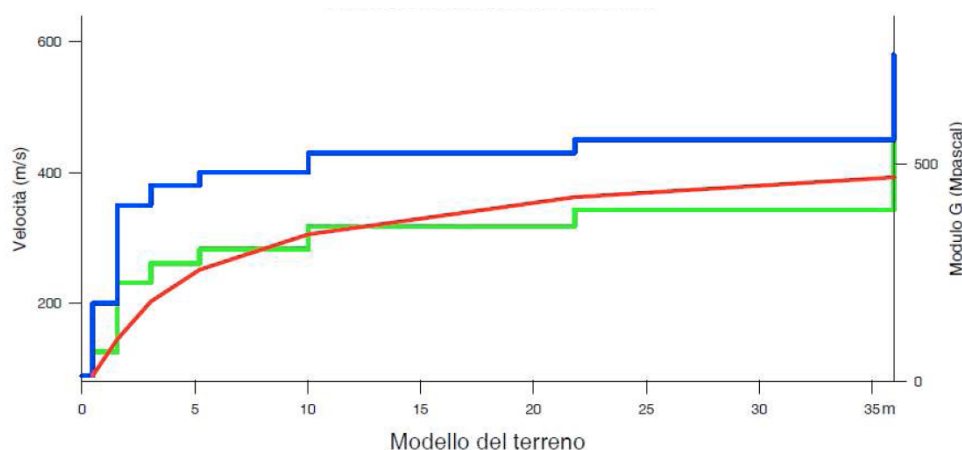


Figura 232 – Risultato interpretazione prova MASW (in VERDE l'andamento della velocità di propagazione onde S, in BLU l'andamento della rigidezza – modulo di taglio G – alle piccole deformazioni)

9.6.3 Risultati delle indagini geognostiche 2005

A conferma dei risultati delle indagini del 2021, le prove penetrometriche S.c.p.t. eseguite nel 2005 dal dott. Crestana, sebbene condotte in sito adiacente a quello di interesse, hanno indicato la presenza di terreni prevalentemente ghiaiosi mediamente addensati, con valori di resistenza alla penetrazione $N(30)$ nell'intervallo 15-30, ovvero $N_{SPT} = 30-60$. Anche in questo caso, a causa della granulometria e del grado di addensamento le prove si sono arrestate a profondità comprese tra 5,0 e 12,0 m da p.c.

9.6.4 Modello geotecnico

In base alle caratteristiche geologiche del sito, e alla luce dei risultati delle indagini geotecniche e sismiche, il modello geotecnico (Par. 6.2.2 delle NTC 2018) funzionale al calcolo delle fondazioni ha le caratteristiche riportate di seguito:

da 2,0-3,0 m da p.c. fino alla massima profondità investigata (prove penetrometriche e prove geofisiche): terreni ghiaioso-sabbiosi localmente limosi, peso di volume naturale 18-19,0 kN/m³, peso di volume sommerso 9,0-10,0 kN/m³; densità relativa (grado di addensamento) 50-80%, angolo di resistenza al taglio 34-38°, modulo di deformazione E nell'intervallo da 25 MPa (2-3 m da p.c.) a 60 MPa, crescente con la profondità.

Per quanto riguarda il regime delle pressioni neutre, in mancanza di misure locali recenti e sulla base delle informazioni disponibili riguardo alla piezometria dell'area, la falda è cautelativamente ipotizzata alla profondità di 15,0 m da p.c. (Crestana, 2005)

Per la caratterizzazione sismica del sito si rimanda alla relazione geologica di progetto.

Per confermare i risultati delle suddette indagini e ampliare il livello di conoscenza sui terreni di fondazione si suggerisce l'esecuzione di n. 2-3 sondaggi geognostici fino a 25-30 m di profondità, con prove SPT in foro ogni 1,5-3,0 m di avanzamento e misura del livello di falda mediante installazione di piezometro a tubo aperto.

9.7 Calcolo delle fondazioni

9.7.1 Descrizione delle opere e azioni di progetto

L'intervento in progetto prevede l'introduzione di un sistema di setti controventanti esterni, volti ad incassare l'intera azione sismica di progetto. I setti esterni saranno intestati su plinti/travi in c.a. a loro volta fondati su micropali (Figura 233).

PIANTA PIANO RIALZATO - STATO DI PROGETTO - INTERFERENZE FONDAZIONI
SCALA 1:500

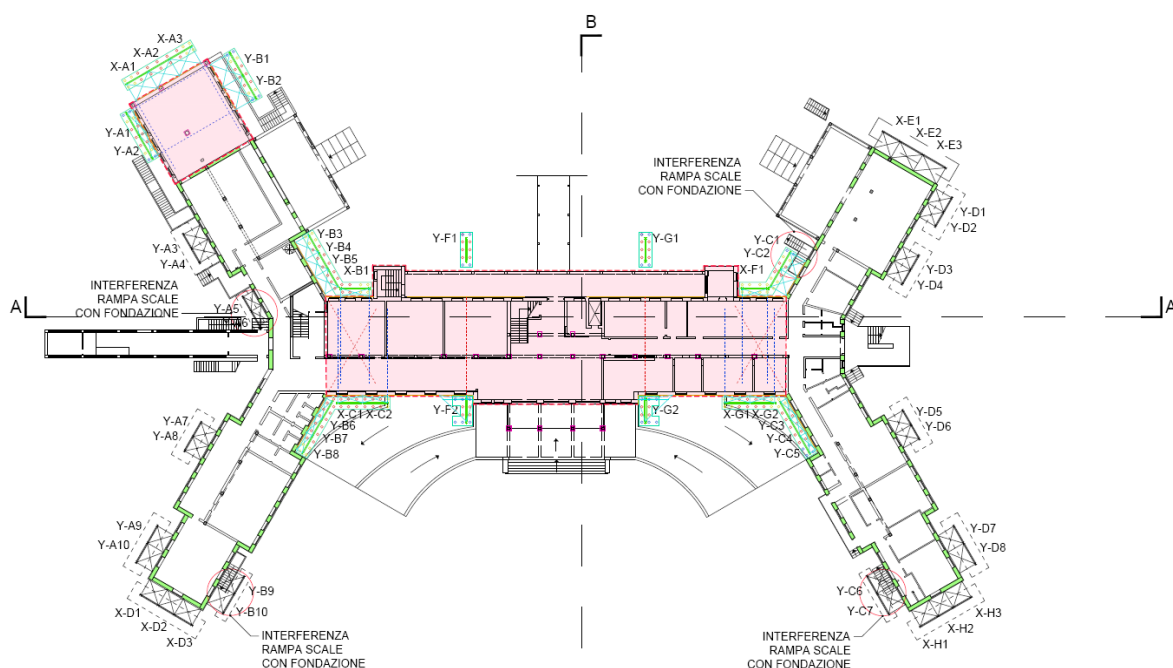


Figura 233 – Pianta piano rialzato, unità strutturali di interesse (colore rosa), schema fondazioni e identificazione setti

Per ciascun plinto/trave è prevista la realizzazione di un numero variabile di micropali con le seguenti caratteristiche:

- Micropali con diametro di perforazione 300 mm
- Interasse minimo tra i pali pari a 3-4 diametri
- Armatura tubolare in acciaio S355, diametro esterno 193,7 mm, spessore 8 mm
- Lunghezza utile (ovvero conteggiata dalla quota di imposta della fondazione fino alla base del palo) variabile
- Iniezione con boiacca di cemento a gravità.

In considerazione delle caratteristiche del fabbricato esistente e delle esigenze di ingombro dei nuovi elementi strutturali la quota di imposta dei plinti (e quindi la quota della testa dei pali) è posta a 1,7 m da p.c.

Per quanto riguarda le azioni di progetto, l'analisi strutturale del fabbricato in condizioni sismiche ha portato ai valori massimi di sollecitazione riportati nella Tabella seguente. Tali valori sono da intendersi come le massime sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura e agenti sui singoli pali che costituiscono

le fondazioni di ogni setto. Per maggiori dettagli riguardo alle azioni di progetto e alla loro distribuzione sulle teste dei pali si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Tabella 34 – Massime azioni di progetto sui pali di fondazione

US	ID Fondazione	N _{c,max} [kN]	N _{r,max} [kN]	V [kN]
US1	X-A	328,0	-315,3	75,2
US1	Y-A	392,2	-370,6	68,8
US1	Y-B	374,5	-354,0	64,8
US3	UP-SX	458,4	-428,6	88,3
US3	UP-SX	504,7	-481,0	80,9
US3	UP-DX	539,6	-510,9	70,9
US3	UP-DX	632,7	-607,1	70,7
US3	DOWN-SX	458,5	-444,2	80,1
US3	DOWN-SX	496,6	-499,7	75,0
US3	DOWN-DX	498,8	-470,6	74,4
US3	DOWN-DX	558,9	-567,8	83,5
US3	F1	430,4	-409,6	49,0
US3	F1	425,8	-404,8	48,6
US3	G1	433,1	-412,3	49,7
US3	G1	441,2	-420,8	49,4
US3	F2	418,4	-390,6	8,3
US3	F2	466,9	-441,1	40,9
US3	F2	455,3	-429,1	43,5
US3	G2	444,9	-418,2	8,8
US3	G2	498,0	-473,4	46,4
US3	G2	507,7	-483,5	47,9

9.7.2 Capacità portante dei micropali nei confronti delle azioni assiali

Carico limite

Il carico limite (o capacità portante) di un micropalo in terreni prevalentemente sabbiosi si può calcolare mediante le formule statiche:

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l = A_b \cdot q_b + A_l \cdot q_l$$

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0,b}$$

$$\sigma'_{v0,b} = \gamma_{nat} \cdot z_b$$

$$q_l = \sigma'_{v0,m} \cdot K \cdot tg\phi'$$

Dove

Q_b e Q_l sono rispettivamente la portata di base e la portata laterale del palo

q_b e q_l sono rispettivamente la portata di base e la portata laterale per unità di superficie

A_b e A_l sono rispettivamente l'area di base e la superficie laterale del fusto del palo

N_q è il fattore di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e della tecnologia costruttiva del palo

$\sigma'_{v0,b}$ la tensione verticale efficace in corrispondenza della base del palo

$\sigma'_{v0,m}$ la tensione verticale efficace media lungo il fusto del palo

K coefficiente di spinta del terreno, funzione prevalentemente della tecnologia costruttiva del palo.

Nel caso di terreni stratificati, la porta laterale è calcolata come la sommatoria dei contributi di resistenza offerta da ciascuno degli strati attraversati dal palo.

Il calcolo del carico limite dei micropali è stato condotto con riferimento al modello geotecnico descritto in precedenza.

Verifiche di sicurezza

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) la verifica geotecnica ai carichi assiali è condotta con la combinazione A1+M1+R3. La resistenza caratteristica del palo è calcolata introducendo il fattore di correlazione, $\xi_3 = 1,7$ della Tabella 6.4.IV nell'ipotesi cautelativa di disporre di una sola verticale di indagine:

$$R_{c,k} = Q_{\lim} / \xi_3$$

La resistenza di progetto ai carichi assiali di compressione e trazione è calcolata a partire dalla resistenza caratteristica, utilizzando le seguenti espressioni, in cui $\gamma_s = 1,15$ è il coefficiente parziale per la resistenza laterale in compressione, $\gamma_{st} = 1,25$ è il coefficiente parziale per la resistenza laterale in trazione, e $\gamma_b = 1,35$ è il coefficiente parziale per la resistenza di base, (gruppo R3 per pali trivellati):

$$R_{c,d} = R_{s,k} / \gamma_s + (R_{b,k} / \gamma_b)$$

$$R_{t,d} = R_{s,k} / \gamma_{st}$$

Le Tabelle riportate di seguito illustrano il calcolo del carico limite assiale (condotto con riferimento al modello geotecnico precedentemente illustrato) e delle resistenze di progetto dei micropali. In questa sede si è scelto di svolgere il calcolo per diverse lunghezze di pali demandando alla relazione di calcolo l'approfondimento del dimensionamento, ovvero l'adozione delle lunghezze idonee per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza.

Tabella 35 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 16,5 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	16,5	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	$\sigma'_{V \text{ iniziale}}$	$\sigma'_{V \text{ finale}}$	$\sigma'_{V \text{ medio}}$	D_{palo}	φ'	c_u	k	$\mu = \tan \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
strato	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06 0,00
2	5	15	20	78	278	177,70	0,3	36		0,7	0,73		851,76 0,00
3	15	18,2	10	278	310	293,70	0,3	36		0,7	0,73		450,49 0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				15,55	(m ²)								
$R_{c, \text{cal}}$ (laterale)		Resistenza di calcolo limite laterale		1370,3	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
$\sigma'_{V \text{ punta}}$				309,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)								
$R_{c, \text{cal}}$ (punta)		Resistenza di calcolo limite di punta		547,3	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
$R_{c, k}$ (laterale)		Resistenza caratteristica laterale		806,1	(kN)								
$R_{c, k}$ (punta)		Resistenza caratteristica punta palo		321,9	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_S		Laterale in compressione		1,15	(Tab. 6.4.II)								
γ_{ST}		Laterale in trazione		1,25	"								
γ_P		Punta		1,35	"								
$R_{c, d}$		Resistenza di progetto a compressione		939,4	(kN)								
$R_{t, d}$		Resistenza di progetto a trazione		644,9	(kN)								

Tabella 36 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 14,5 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	14,5	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	$\sigma'_{V \text{ iniziale}}$	$\sigma'_{V \text{ finale}}$	$\sigma'_{V \text{ medio}}$	D_{palo}	φ'	c_u	k	$\mu = \tan \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
strato	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06 0,00
2	5	15	20	78	278	177,70	0,3	36		0,7	0,73		851,76 0,00
3	15	16,2	10	278	290	283,70	0,3	36		0,7	0,73		163,18 0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				13,67	(m ²)								
$R_{c, \text{cal}}$ (laterale)	Resistenza di calcolo limite laterale			1083,0	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
$\sigma'_{V \text{ punta}}$				289,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)								
$R_{c, \text{cal}}$ (punta)	Resistenza di calcolo limite di punta			511,9	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
$R_{c, k}$ (laterale)	Resistenza caratteristica laterale			637,1	(kN)								
$R_{c, k}$ (punta)	Resistenza caratteristica punta palo			301,1	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_S				Laterale in compressione	1,15	(Tab. 6.4.II)							
γ_{ST}				Laterale in trazione	1,25	"							
γ_P				Punta	1,35	"							
$R_{c, d}$				Resistenza di progetto a compressione	777,0	(kN)							
$R_{t, d}$				Resistenza di progetto a trazione	509,7	(kN)							

Tabella 37 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 13,5 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	13,5	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	$\sigma'_{V \text{ iniziale}}$	$\sigma'_{V \text{ finale}}$	$\sigma'_{V \text{ medio}}$	D_{palo}	φ'	c_u	k	$\mu = \text{tg } \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
strato	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06 0,00
2	5	15	20	78	278	177,70	0,3	36		0,7	0,73		851,76 0,00
3	15	15,2	10	278	280	278,70	0,3	36		0,7	0,73		26,72 0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				12,72	(m ²)								
$R_{c,cal} \text{ (laterale)}$	Resistenza di calcolo limite laterale			946,5	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
$\sigma'_{V \text{ punta}}$				279,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)								
$R_{c,cal} \text{ (punta)}$	Resistenza di calcolo limite di punta			494,3	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
$R_{c,k} \text{ (laterale)}$	Resistenza caratteristica laterale			556,8	(kN)								
$R_{c,k} \text{ (punta)}$	Resistenza caratteristica punta palo			290,7	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_S	Laterale in compressione			1,15	(Tab. 6.4.II)								
γ_{ST}	Laterale in trazione			1,25	*								
γ_P	Punta			1,35	*								
$R_{c,d}$	Resistenza di progetto a compressione			699,5	(kN)								
$R_{t,d}$	Resistenza di progetto a trazione			445,4	(kN)								

Tabella 38 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 13,0 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	13,0	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	σ'_V iniziale	σ'_V finale	σ'_V medio	D _{palo}	φ'	c _u	k	$\mu = \text{tg } \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
strato	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06 0,00
2	5	14,7	20	78	272	174,70	0,3	36		0,7	0,73		812,26 0,00
3	14,7	14,7	10	272	272	271,70	0,3	36		0,7	0,73		0,00 0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				12,25	(m ²)								
R _{c,cal} (laterale)	Resistenza di calcolo limite laterale			880,3	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
σ'_V punta				271,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N _q				25	(-)								
R _{c,cal} (punta)	Resistenza di calcolo limite di punta			480,1	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
R _{c,k} (laterale)	Resistenza caratteristica laterale			517,8	(kN)								
R _{c,k} (punta)	Resistenza caratteristica punta palo			282,4	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_S	Laterale in compressione			1,15	(Tab. 6.4.II)								
γ_{ST}	Laterale in trazione			1,25	"								
γ_P	Punta			1,35	"								
R _{c,d}	Resistenza di progetto a compressione			659,5	(kN)								
R _{t,d}	Resistenza di progetto a trazione			414,3	(kN)								

Tabella 39 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 11,0 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale														
tipo palo:	micropalo													
Lunghezza (m):	11,0	Diametro (m):	0,3											
	da	a	γ'	$\sigma'_{v\text{ iniziale}}$	$\sigma'_{v\text{ finale}}$	$\sigma'_{v\text{ medio}}$	D_{palo}	φ'	c_u	k	$\mu = \operatorname{tg} \varphi$	α	Resistenza laterale	
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	Incoerenti	Coesivi
strato														
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06	0,00
2	5	12,7	20	78	232	154,70	0,3	36		0,7	0,73		570,97	0,00
3	12,7	12,7	10	232	232	231,70	0,3	36		0,7	0,73		0,00	0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale														
Superficie laterale totale del palo				10,37	(m ²)									
$R_{c,cal} \text{ (laterale)}$	Resistenza di calcolo limite laterale			639,0	(kN)									
Capacità portante limite di punta del palo singolo														
Area punta palo				0,07	(m ²)									
$\sigma'_{v\text{ punta}}$				231,70	(kN/m ²)									
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)									
$R_{c,cal} \text{ (punta)}$	Resistenza di calcolo limite di punta			409,4	(kN)									
NTC 2018														
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate														
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)									
$R_{c,k} \text{ (laterale)}$	Resistenza caratteristica laterale			375,9	(kN)									
$R_{c,k} \text{ (punta)}$	Resistenza caratteristica punta palo			240,9	(kN)									
Calcolo della resistenza di progetto														
Coefficienti parziali γ_k da applicare alla resistenza caratteristica														
γ_s	Laterale in compressione			1,15	(Tab. 6.4.II)									
γ_{ST}	Laterale in trazione			1,25	*									
γ_p	Punta			1,35	*									
$R_{c,d}$	Resistenza di progetto a compressione			505,3	(kN)									
$R_{t,d}$	Resistenza di progetto a trazione			300,7	(kN)									

Tabella 40 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 10,0 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	10,0	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	$\sigma'_{v\text{ iniziale}}$	$\sigma'_{v\text{ finale}}$	$\sigma'_{v\text{ medio}}$	D_{palo}	φ^i	c_u	k	$\mu = \text{tg } \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ²)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
strato	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34	0,7	0,67			68,06 0,00
1	5	11,7	20	78	212	144,70	0,3	36	0,7	0,73			464,70 0,00
2	11,7	11,7	10	212	212	211,70	0,3	36	0,7	0,73			0,00 0,00
3													
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				9,42	(m ²)								
$R_{c,cal} \text{ (laterale)}$	Resistenza di calcolo limite laterale			532,8	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
$\sigma'_{v \text{ punta}}$				211,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)								
$R_{c,cal} \text{ (punta)}$	Resistenza di calcolo limite di punta			374,1	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
ξ_3				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
$R_{c,k} \text{ (laterale)}$	Resistenza caratteristica laterale			313,4	(kN)								
$R_{c,k} \text{ (punta)}$	Resistenza caratteristica punta palo			220,1	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_s da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_s	Laterale in compressione			1,15	(Tab. 6.4.II)								
γ_{sT}	Laterale in trazione			1,25	"								
γ_p	Punta			1,35	"								
$R_{c,d}$	Resistenza di progetto a compressione			435,5	(kN)								
$R_{t,d}$	Resistenza di progetto a trazione			250,7	(kN)								

Tabella 41 – Calcolo carico limite e resistenze di progetto, micropali lunghezza utile 8,0 m

CALCOLO PORTATA MICROPALI con stato tensionale													
tipo palo:	micropalo												
Lunghezza (m):	8,0	Diametro (m):	0,3										
	da	a	γ'	$\sigma'_{v \text{ iniziale}}$	$\sigma'_{v \text{ finale}}$	$\sigma'_{v \text{ medio}}$	D_{palo}	φ'	c_u	k	$\mu = \text{tg } \varphi$	α	Resistenza laterale Incoerenti Coesivi
strato	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kN) (kN)
1	1,7	5	19	15	78	46,35	0,3	34		0,7	0,67		68,06 0,00
2	5	9,7	20	78	172	124,70	0,3	36		0,7	0,73		280,93 0,00
3	9,7	9,7	10	172	172	171,70	0,3	36		0,7	0,73		0,00 0,00
Capacità portante limite del palo singolo per attrito laterale													
Superficie laterale totale del palo				7,54	(m ²)								
$R_{c,cal} \text{ (laterale)}$	Resistenza di calcolo limite laterale			349,0	(kN)								
Capacità portante limite di punta del palo singolo													
Area punta palo				0,07	(m ²)								
$\sigma'_{v \text{ punta}}$				171,70	(kN/m ²)								
Fattore di capacità portante N_q				25	(-)								
$R_{c,cal} \text{ (punta)}$	Resistenza di calcolo limite di punta			303,4	(kN)								
NTC 2018													
Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate													
$\xi_{\leq 3}$				1,70	(Tab. 6.4.IV)								
$R_{c,k} \text{ (laterale)}$	Resistenza caratteristica laterale			205,3	(kN)								
$R_{c,k} \text{ (punta)}$	Resistenza caratteristica punta palo			178,5	(kN)								
Calcolo della resistenza di progetto													
Coefficienti parziali γ_R da applicare alla resistenza caratteristica													
γ_s	Laterale in compressione			1,15	(Tab. 6.4.II)								
γ_{sT}	Laterale in trazione			1,25	*								
γ_p	Punta			1,35	*								
$R_{c,d}$	Resistenza di progetto a compressione			310,7	(kN)								
$R_{t,d}$	Resistenza di progetto a trazione			164,2	(kN)								

A titolo riassuntivo, la Tabella seguente riporta i valori di resistenza di progetto a compressione e a trazione in funzione della lunghezza dei micropali, lunghezze che sono state adottate nel progetto delle fondazioni per il soddisfacimento delle verifiche geotecniche.

Tabella 42 – Riassunto lunghezza micropali e resistenze di progetto

Palo tipo	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	lunghezza (m)	Rd_comprex (kN)	Rd_traz (kN)
1	1,7	9,7	8,0	310,7	164,2
2	1,7	11,7	10,0	435,5	250,7
3	1,7	12,7	11,0	505,3	300,7
4	1,7	14,7	13,0	659,5	414,3
5	1,7	15,2	13,5	699,5	445,4
6	1,7	16,2	14,5	777,0	509,7
7	1,7	18,2	16,5	939,4	644,9

Infine, la seguente Tabella richiama le massime azioni di progetto agenti sui pali di fondazione e la lunghezza dei micropali necessaria per il soddisfacimento delle verifiche geotecniche degli elementi più sollecitati. Per i micropali meno sollecitati sono state essere previste lunghezze minori in funzione delle azioni di progetto.

Tabella 43 – Determinazione lunghezza dei micropali per soddisfacimento verifiche geotecniche degli elementi più sollecitati

US	ID Fondazione	N _{c,max} [kN]	N _{t,max} [kN]	Lunghezza micropalo (m)
US1	X-A	328,0	-315,3	13,0
US1	Y-A	392,2	-370,6	13,0
US1	Y-B	374,5	-354,0	13,0
US3	UP-SX	458,4	-428,6	13,5
US3	UP-SX	504,7	-481,0	14,5
US3	UP-DX	539,6	-510,9	15,0
US3	UP-DX	632,7	-607,1	16,5
US3	DOWN-SX	458,5	-444,2	14,0
US3	DOWN-SX	496,6	-499,7	14,5
US3	DOWN-DX	498,8	-470,6	14,5
US3	DOWN-DX	558,9	-567,8	15,6
US3	Y-F1	430,4	-409,6	13,0
US3	Y-F1	425,8	-404,8	13,0
US3	Y-G1	433,1	-412,3	13,5
US3	Y-G1	441,2	-420,8	13,5
US3	Y-F2	418,4	-390,6	14,5
US3	Y-F2	466,9	-441,1	14,5
US3	Y-F2	455,3	-429,1	14,5
US3	Y-G2	444,9	-418,2	13,5
US3	Y-G2	498,0	-473,4	14,5
US3	Y-G2	507,7	-483,5	14,5

9.7.3 Capacità portante dei micropali nei confronti di sollecitazioni trasversali

Carico limite trasversale

Il valore del carico a rottura per azioni trasversali può essere stimato mediante il metodo proposto da Broms (1965) e riportato nelle Raccomandazioni sui Pali di Fondazione (AGI, 1984). Nel caso di palo in terreni prevalentemente sabbiosi, noto il valore del momento plastico resistente del palo, si calcola il rapporto:

$$M_{norm} = \frac{M_p}{K_p \cdot \gamma \cdot d^4}$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva, γ è il peso di volume del terreno e d è il diametro del palo.
Ipotezzata la condizione di vincolo in testa al palo tra quelle disponibili, dal grafico nella Figura seguente si ottiene il valore del carico trasversale a rottura normalizzato:

$$H_{norm} = \frac{H}{K_p \cdot \gamma \cdot d^3}$$

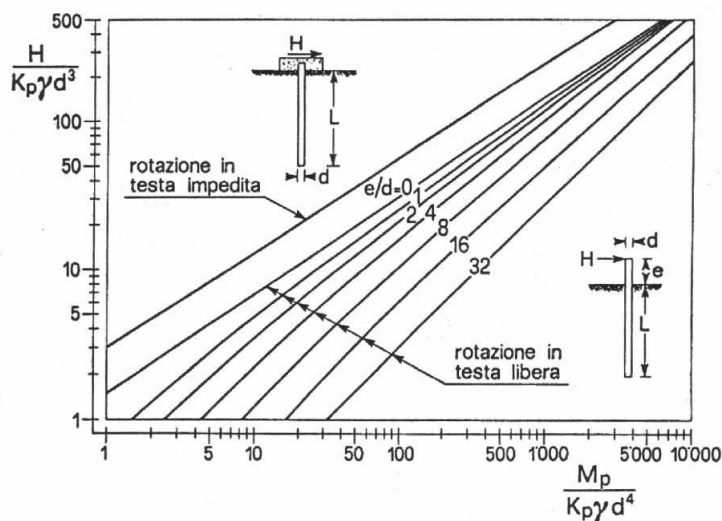


Figura 234 – Abaco per la stima del carico limite trasversale, per pali lunghi in terreni incoerenti (Broms, 1965; AGI 1984)

Pertanto, il carico limite per azioni trasversali risulta:

$$H = H_{norm} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot d^3$$

Verifiche di sicurezza

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC 2018, la verifica geotecnica ai carichi assiali è condotta con la combinazione A1+M1+R3. La resistenza caratteristica ai carichi trasversali vale:

$$R_{tr,k} = \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}$$

Nota la resistenza caratteristica, la resistenza di progetto $R_{tr,d}$ è ottenuta applicando il coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_T = 1,3$ della Tabella 6.4.VI (gruppo R3):

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

La Tabella seguente illustra il calcolo del carico limite trasversale (condotto con riferimento al modello geotecnico precedentemente illustrato) e della resistenza di progetto dei micropali nei confronti delle

azioni trasversali. Il calcolo del momento plastico è stato condotto con riferimento al solo tubolare in acciaio. Riguardo al vincolo in sommità è stata scelta la condizione di "rotazione impedita". I parametri geotecnici utilizzati sono in accordo con il modello geotecnico precedentemente definito.

Tabella 44 - Calcolo del carico limite e resistenze di progetto per azioni trasversali

MOMENTO PLASTICO TUBOLARE		
(secondo UNI EN 10210-2)		
D_esterno	(mm)	193,7
spessore	(mm)	8
W_pl	(cm ³)	276,0
f _{y,k}	(MPa)	355
γ _{M0}	(-)	1,05
M_{pl}	(kNm)	93,3
STIMA DEL CARICO LIMITE SECONDO BROMS		
D_esterno_palo	(mm)	300
Terreno granulare (t. eff.)		
γ	(kN/m ³)	20
K _p	(-)	3,53
M _{pl_NORM_SABBIA}	(-)	163
H _{lim_NORM_SABBIA}	(-)	77
H _{lim_SABBIA}	(kN)	146,8
NTC 2018 per carico lim trasversale		
ξ ₃	(-)	1,6
γ _T	(-)	1,3
R _{d,T_SABBIA}	(kN)	70,6

Il valore della resistenza di progetto è generalmente maggiore delle azioni di progetto e la verifica geotecnica è soddisfatta. Nei casi in cui il valore delle azioni di progetto superi la resistenza di progetto precedentemente calcolata, sarà necessario predisporre l'esecuzione di micropali inclinati.

9.8 Considerazioni conclusive

Per confermare i risultati delle indagini condotte nel 2021 e ampliare il livello di conoscenza sui terreni di fondazione si ritiene opportuno promuovere l'esecuzione di n. 2-3 sondaggi geognostici fino a 25-30m di profondità, con prove SPT in foro ogni 1,5-3,0 m di avanzamento e misura del livello di falda mediante installazione di piezometro a tubo aperto.

Per quanto concerne i micropali, si raccomandano un'adeguata lunghezza del tubolare in acciaio e il ricorso a opportuni accorgimenti tecnici per garantire un idoneo livello di incastro della testa dei micropali nei plinti di fondazione. La lunghezza di immorsamento del tubolare nel plinto di fondazione va computata in aggiunta alla lunghezza utile per il soddisfacimento delle verifiche geotecniche.

Si raccomanda l'esecuzione di un numero idoneo di prove di collaudo secondo quanto prescritto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (Par. 6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera).

Brescia 04/07/2022

Ing. Alex Sanzeni, Ph.D



10 NOTAZIONE

Nelle intestazioni delle tabelle di verifica è presente (tutta o in parte) la seguente notazione:

- **MEMB**: Numero elemento;
- **PROP**: Numero sezione;
- **WID**: Numero del Wall ID con cui il setto è stato identificato nel modello;
- **Story**: Nome del diaframma rigido a cui l'elemento è associato;
- **SEL**: Numero di elementi inclusi nella pilastrata/travata continua;
- **Section**: Nome sezione inserito nel modello;
- **Wall Mark**: riferimento del setto nel modello;
- **Bc, Hc**: Larghezza e altezza della sezione dell'elemento;
- **bf, hf**: Larghezza e altezza delle flange delle sezioni a T;
- **Lw, HTw**: Larghezza e altezza del setto;
- **Hw**: spessore del setto;
- **f'c**: resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo;
- **fy**: resistenza di progetto dell'acciaio delle armature longitudinali nel cemento armato;
- **fys**: resistenza di progetto dell'acciaio delle armature a taglio nel cemento armato;
- **f'ck**: resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
- **fyk**: resistenza caratteristica dell'acciaio delle armature longitudinali nel cemento armato;
- **fysk**: resistenza caratteristica dell'acciaio delle armature a taglio nel cemento armato;
- **fyw**: resistenza ultima dell'acciaio delle armature presente nel cemento armato;
- **Height**: Altezza complessiva dell'elemento;
- **POS**: Posizione del punto di verifica a resistenza rispetto al punto iniziale dell'elemento (I=primo quarto della lunghezza, M=centro, J=terzo quarto della lunghezza);
- **CHK**: stato del risultato della verifica;
 - **OK**=Elemento verificato a forze assiali, momenti flettenti e taglio;
 - **N****=Elemento non verificato a forze assiali;
 - ***M***=Elemento non verificato a momento flettente;
 - ****V**=Elemento non verificato a forze di taglio;
 - Combinazioni di N, M e V quali NM*, N*V, *MV e NMV rappresentano le forze per cui l'elemento non è verificato.
- **LCB**: numero della combinazione di carico che produce il coefficiente di sfruttamento complessivo massimo (dato dal rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza della sezione dell'elemento);
- **V-Rebar**: armatura longitudinale presente nella sezione (numero barre – numero strati – diametro in mm);
- **N_Rdmax**: Resistenza ad azione assiale di progetto massima;
- **N_Ed**: Forza assiale sollecitante di progetto;
- **Rat-N**: Coefficiente sfruttamento della sezione per azione assiale;
- **Rat-Ny**: Coefficiente sfruttamento della sezione per azione assiale in direzione y;
- **Rat-Nz**: Coefficiente sfruttamento della sezione per azione assiale in direzione z;
- **M_Edy**: Momento flettente lungo l'asse y sollecitante di progetto;
- **Rat-My**: Coefficiente sfruttamento della sezione per momento flettente lungo l'asse y;
- **M_Edz**: Momento flettente lungo l'asse z sollecitante di progetto;
- **Rat-Mz**: Coefficiente sfruttamento della sezione per momento flettente lungo l'asse z;
- **V_Rdc**: Resistenza a taglio lato calcestruzzo di progetto;
- **Rat-Vc**: Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato calcestruzzo;
- **V_Rds**: Resistenza a taglio lato acciaio di progetto;
- **Rat-Vs**: Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato acciaio;

Doc:	Liceo Scientifico Statale "Niccolò Copernico" Viale Duca degli Abruzzi, 17 - Brescia (BS)
Data:	04/07/2022
Pagina:	237/237

- **V_Rdc.end:** Resistenza a taglio lato calcestruzzo di progetto agli estremi dell'elemento;
- **Rat-Vc.end:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato calcestruzzo agli estremi dell'elemento;
- **V_Rds.end:** Resistenza a taglio lato acciaio di progetto agli estremi dell'elemento;
- **Rat-Vs.end:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato acciaio agli estremi dell'elemento;
- **V_Rdc.mid:** Resistenza a taglio lato calcestruzzo di progetto al centro dell'elemento;
- **Rat-Vc.mid:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato calcestruzzo al centro dell'elemento;
- **V_Rds.mid:** Resistenza a taglio lato acciaio di progetto agli estremi al centro;
- **Rat-Vs.mid:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio lato acciaio al centro dell'elemento;
- **V_Ed:** Forza a taglio di progetto;
- **Rat-V:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio;
- **V_Ed.end:** Forza a taglio di progetto agli estremi dell'elemento;
- **V_Ed.mid:** Forza a taglio di progetto al centro dell'elemento;
- **Rat-V.end:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio agli estremi dell'elemento;
- **Rat-V.mid:** Coefficiente sfruttamento della sezione per taglio al centro dell'elemento.

Tutte le unità di misura sono espresse in kN, m, kNm, tranne dove diversamente specificato.