

# AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE DI BAGNOLI - COROGLIO (NA)

**D.P.C.M. 15.10.2015**

Interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio

**Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche dell'area del  
Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli - Coroglio**



Presidenza del Consiglio dei Ministri  
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO DEL GOVERNO  
PER LA BONIFICA AMBIENTALE E RIGENERAZIONE URBANA  
DELL'AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE  
BAGNOLI - COROGLIO



## STAZIONE APPALTANTE

**INVITALIA S.p.a.:** Soggetto Attuatore, in ottemperanza all'art. 33 del D.L. n. 133/2014, convertito con legge n. 164/2014, e del D.P.C.M. 15 ottobre 2015, ai fini della predisposizione ed esecuzione del Programma di Risanamento Ambientale e la Rigenerazione Urbana per il Sito di Rilevante Interesse Nazionale di Bagnoli-Coroglio

**RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:** Ing. Daniele BENOTTI

### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

**PROGETTAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE e STRADALE**  
Ing. Letterio SONNESSA

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

#### GRUPPO DI LAVORO INTERNO

Collaboratori:  
Geom. Gennaro DI MARTINO  
Geom. Alessandro FABBRÌ  
Ing. Davide GRESIA  
Ing. Nunzio LAURO  
Ing. Alessio MAFFEI  
Ing. Angelo TERRACCIANO  
Ing. Massimiliano ZAGNI

Supporto operativo:  
Ing. Irene CIANCI  
Arch. Alessio FINIZIO  
Ing. Carmen FIORE  
Ing. Federica Jasmeen GIURA  
Ing. Leonardo GUALCO

**PROGETTAZIONE IDRAULICA**  
Ing. Claudio DONNALOIA

**PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA**  
Ing. Michele PIZZA

**COMPUTI E STIME**  
Geom. Gennaro DI MARTINO

**SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO**  
Prof. Ing. Alessandro PAOLETTI  
Ing. Domenico CERAUDO  
Ing. Cristina PASSONI

**PROGETTAZIONE ENERGETICA e TELECOMUNICAZIONI**  
Ing. Claudio DONNALOIA

### RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

#### MANDATARIA



**VIA INGEGNERIA S.r.l.**  
Via Flaminia, 999  
00189 Roma (RM)

**COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE**  
Ing. Matteo DI GIROLAMO

**PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI**  
Ing. Giovanni PIAZZA

**COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**  
ai sensi D.Lgs. 81/08  
Ing. Massimo FONTANA

#### MANDANTI



**QUANTICA INGEGNERIA S.r.l.**  
Piazza Bovio, 22  
80133 Napoli (NA)

**PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI SPECIALI**  
Ing. Francesco NICCHIARELLI

**PROGETTAZIONE OPERE IMPIANTISTICHE ELETTRICHE**  
Ing. Paolo VIPARELLI

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
Geol. Maurizio LANZINI

**RELAZIONE ARCHEOLOGICA**  
Arch. Luca DI BIANCO



**WEE WATER ENVIRONMENT ENERGY S.r.l.**  
Piazza Bovio, 22  
80133 Napoli (NA)

**PROGETTAZIONE OPERE DI VIABILITA' ORDINARIA**  
Ing. Giuseppe RUBINO

**PROGETTAZIONE ARENA SANT'ANTONIO-HUB DI COROGLIO**  
Ing. Giuseppe VACCA

**RELAZIONE ACUSTICA**  
Ing. Tiziano BARUZZO

**GIOVANE PROFESSIONISTA**  
Ing. Veronica NASUTI  
Ing. Andrea ESPOSITO  
Ing. Raffaele VASSALLO  
Ing. Serena ONERO  
Ing. Francesco CAPACCIONE



**AMBIENTE SPA**  
Via Frassina, 21  
54033 Carrara (MS)

**PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE A RETE**  
Ing. Giulio VIPARELLI

**PROGETTAZIONE OPERE A MARE E IMPIANTO TAF 3**  
Ing. Roberto CHIEFFI

**DISEGNATORI**  
Geom. Salvatore DONATIELLO  
Geom. Paolo COSIMELLI  
Ugo NAPPI  
Daniele CERULLO



**HYSOMAR SOCIETA' COOPERATIVA**  
Corso Umberto I, 154  
80138 Napoli (NA)



**ALPHATECH**  
Via S. Maria delle Libertà, 13  
80127 Napoli (NA)

**ING. GIUSEPPE RUBINO**  
Via Riviera di Chiaia, 53  
80121 Napoli (NA)

**COMPUTI E STIME**  
Per. Ind. Giuseppe CORATELLA  
Geom. Luigi MARTINELLI

Funzione Servizi di Ingegneria

Direzione Area Tecnica  
Opere civili:  
Arch. Giulia LEONI

## PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato			INFRASTRUTTURE IDRICHE ADEGUAMENTO COLLETTORE ASA			
			DATA	NOME	FIRMA	
Relazione di calcolo Nuovo Edificio Servizi			REDATTO	MARZO 2023	LM	
			VERIFICATO	MARZO 2023	GV	
			APPROVATO			
			DATA	MARZO 2023	CODICE ELABORATO	
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	SCALA		<b>RC.05.02.10.01</b>	
0	MARZO 2023	Emissione				
			CODICE FILE			



## RELAZIONE DI CALCOLO NUOVO EDIFICIO SERVIZI

## INDICE

1.	PREMESSA .....	6
2.	DESCRIZIONE DELL' OPERA.....	8
3.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	15
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	15
3.2	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	15
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	16
4.1	CALCESTRUZZO .....	16
4.2	ACCIAIO PER C.A. ....	17
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	19
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	19
5.1.1	<i>Unità R – Riporti antropici</i> .....	19
5.1.2	<i>Unità LS – Limi sabbiosi</i> .....	19
5.1.3	<i>Unità LST – Limi torbosi</i> .....	19
5.1.4	<i>Unità SG – Sabbie limose-ghiaiose</i> .....	19
5.1.5	<i>Unità ATN – Piroclastiti</i> .....	19
5.2	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO .....	19
5.3	FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	20
6.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	22
6.1	AZIONE SISMICA .....	22
6.2	VITA NOMINALE .....	22
6.3	CLASSE D'USO .....	23
6.4	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	23
6.5	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO.....	23
6.6	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO.....	24
6.7	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE.....	26
6.7.1	<i>Effetti stratigrafici</i> .....	26
6.7.2	<i>Effetti topografici</i> .....	26
6.8	PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....	26

6.9	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE .....	28
6.10	FATTORE DI COMPORTAMENTO - SLV .....	36
6.11	SPETTRI DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE .....	37
6.12	DIREZIONI DI APPLICAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	41
7.	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	42
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO .....	42
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI .....	45
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE .....	45
	8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico.....	46
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	47
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	47
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	47
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO .....	49
10.	ANALISI DEI CARICHI .....	51
10.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	51
10.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	53
	10.2.1 Finitura a "verde" copertura edificio .....	53
	10.2.2 Peso muratura di tamponamento perimetrale .....	54
	10.2.3 Peso pavimento e finitura piano terra.....	54
	10.2.4 Peso divisori interni.....	55
	10.2.5 Peso muri perimetrali copertura.....	55
10.3	CARICO VARIABILE MANUTENZIONE (Q1).....	56
10.4	VENTO (Q2).....	58
10.5	NEVE (Q3).....	66
10.6	CARICO VARIABILE PIANO TERRA (Q4) .....	68
10.7	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	70
10.8	COMBINAZIONI DEI CARICHI .....	71
11.	MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO .....	82

11.1	CARICHI APPLICATI NEL MODELLO .....	83
11.1.1	G1 - peso proprio .....	83
11.1.2	G2 - permanenti non strutturali .....	85
11.1.3	Q2x+ vento X+ .....	86
11.1.4	Q2y+ vento Y+ .....	87
11.1.5	Q2x- vento X- .....	88
11.1.6	Q2y- vento Y- .....	89
11.1.7	Q3 Neve .....	90
11.1.8	Q1 manutenzione copertura .....	91
11.1.9	Q4 Variabile soletta piano terra .....	92
12.	RISULTATI ANALISI STRUTTURALI .....	93
12.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO – SLU .....	95
12.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO – SLV .....	98
12.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO – SLE (RARA) .....	101
12.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO – SLE (FREQUENTE) .....	104
12.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO – SLE (QUASI PERMANENTE) .....	107
12.6	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PLATEA FONDAZIONE 60 CM– SLU .....	110
12.7	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PLATEA FONDAZIONE 60 CM – SLV .....	114
12.8	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PLATEA FONDAZIONE 60 CM – SLE (RARA) .....	118
12.9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PLATEA FONDAZIONE 60 CM – SLE (FREQUENTE) .....	123
12.10	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI PLATEA FONDAZIONE 60 CM – SLE (QUASI PERMANENTE) .....	127
13.	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -PLATEA DI FONDAZIONE .....	131
13.1	CRITERI DI VERIFICA .....	131
13.2	ARMATURA MINIMA .....	133
13.3	VERIFICHE A FLESSIONE PLATEA DI FONDAZIONE 60 CM – SLU/SLV .....	134
13.4	VERIFICHE A TAGLIO PLATEA DI FONDAZIONE 60 CM – SLU/SLV .....	136
13.5	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO PLATEA DI FONDAZIONE 60 CM – SLE .....	139
13.5.1	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i> .....	141

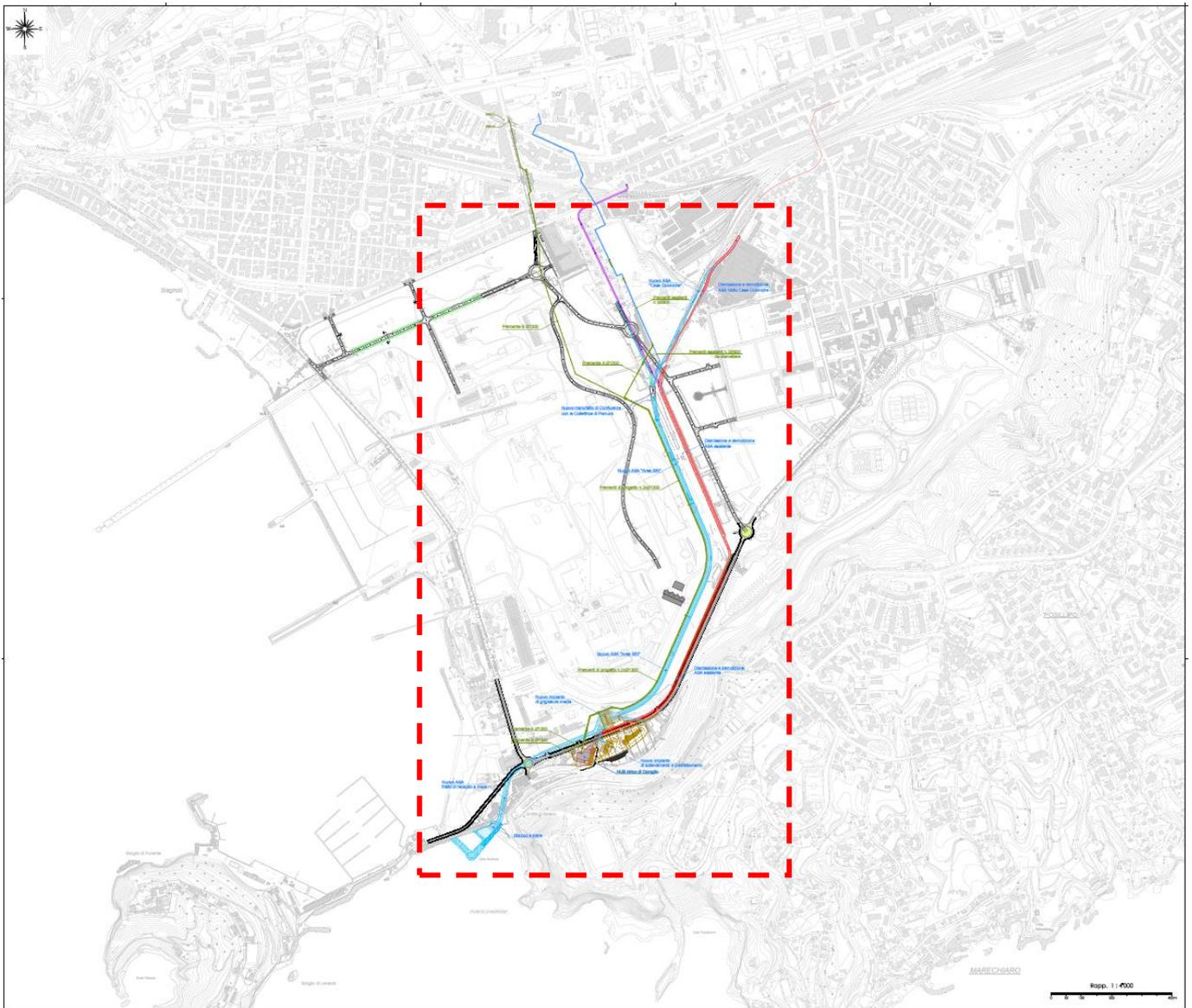
13.5.1	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA.....	147
13.5.2	Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP.....	148
13.5.3	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA.....	154
14.	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI – EDIFICIO SERVIZI .....	156
14.1	CRITERI DI VERIFICA .....	156
14.2	ANALISI MODALE.....	158
14.3	VERIFICHE STRUTTURALI – SLV NON LINEARITÀ GEOMETRICHE.....	162
14.4	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE SOLAIO COPERTURA – SLU.....	168
14.5	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO SOLAIO COPERTURA – SLU.....	174
14.6	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE SOLAIO COPERTURA – RARA .....	177
14.7	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE SOLAIO COPERTURA – FREQ.....	181
14.8	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE SOLAIO COPERTURA – QP.....	187
14.9	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – SLU.....	193
14.10	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO PILASTRI – SLU.....	196
14.11	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – SLV .....	202
14.12	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO PILASTRI – SLV .....	205
14.13	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – RARA .....	211
14.14	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – FREQ.....	214
14.15	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – QP.....	217
14.16	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE TRAVI 30x50– SLU .....	220
14.17	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO TRAVI 30x50– SLU .....	224
14.18	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE TRAVI 30x50– SLV.....	226
14.19	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO TRAVI 30x50 – SLV.....	231
14.20	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE TRAVI 30x50 – RARA.....	233
14.21	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE TRAVI 30x50 – FREQ.....	236
14.22	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE TRAVI 30x50 – QP .....	240
15.	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO .....	245
15.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO.....	245

15.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI .....	245
15.3	VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI .....	246

## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta il dimensionamento e le verifiche strutturali del nuovo edificio servizi previsto nell'ambito degli interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio nell'area di rilevante interesse Nazionale di Bagnoli – Coroglio (Napoli) individuata nel D.P.C.M. 15.10.2015. Il progetto prevede la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato interrate e in elevazione che collegano collettori idraulici necessari per la regimentazione e trattamento delle acque dalle aree a monte fino al mare.

Nella figura che segue si mostra l'ubicazione della struttura all'interno dell'area di intervento



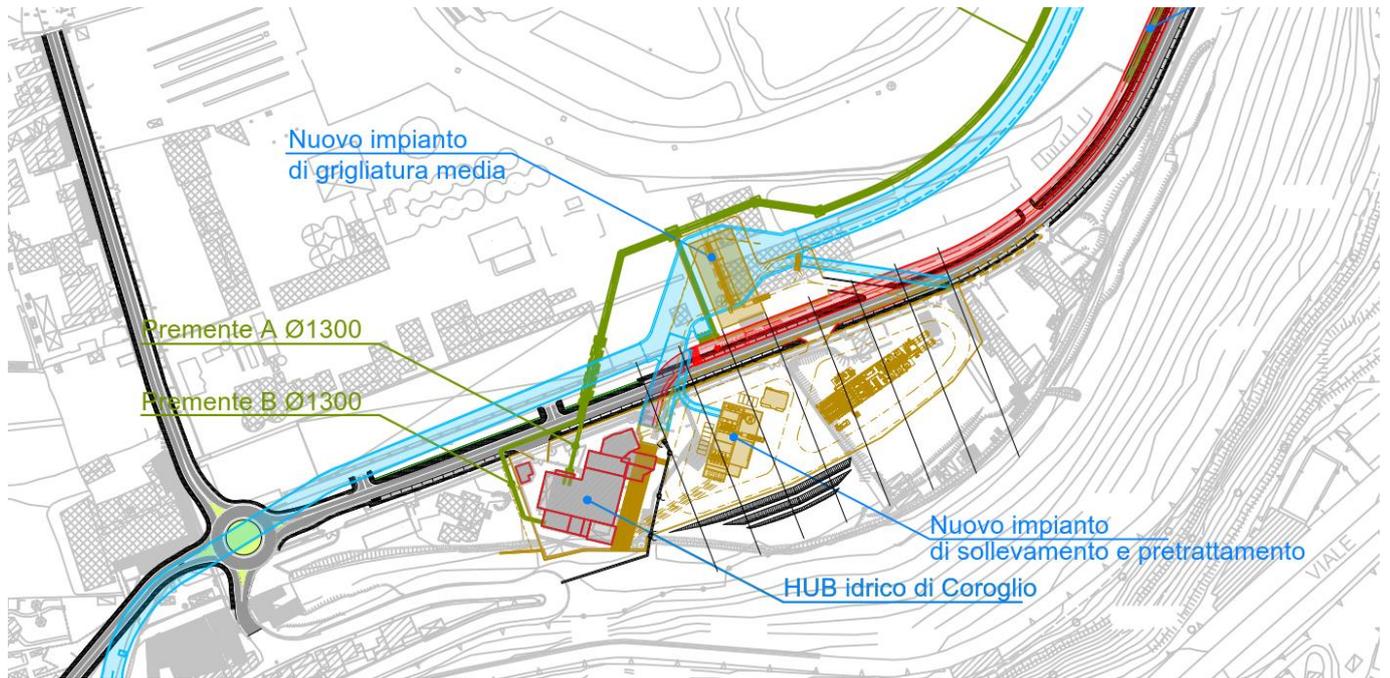


Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell' opera

## 2. DESCRIZIONE DELL' OPERA

Il nuovo edificio servizi costituisce una parte dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche dell'area di Bagnoli - Coroglio nell'area di rilevante interesse Nazionale di Bagnoli – Coroglio (Napoli). Nella figura seguente si mostra una vista prospettica dell'opera.

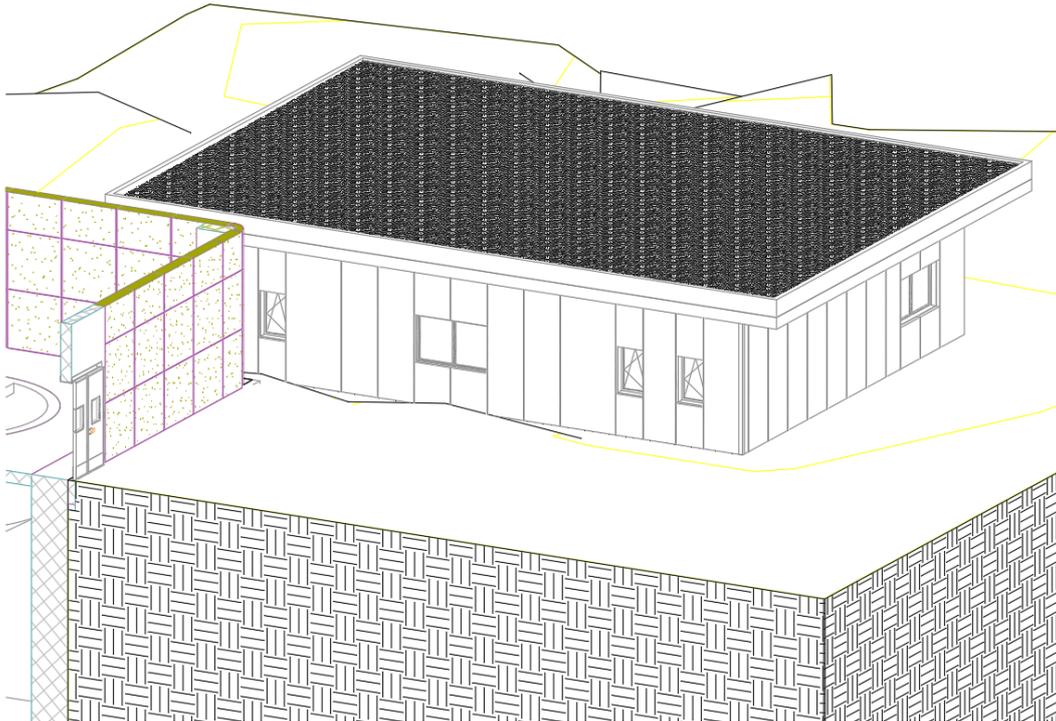


Fig. 2: Vista prospettiva dell'opera

L'opera è costituita da una struttura in calcestruzzo armato gettata in opera di un piano fuori terra con fondazioni a platea superficiale. Gli elementi strutturali principali sono:

- Pilastrini di dimensioni 30x30 cm;
- Travi di dimensioni 30x50 cm;
- Solaio di copertura latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4 cm);
- Platea di fondazione di spessore 60 cm.

Si riportano nelle figure seguenti alcune sezioni e piante dell'opera

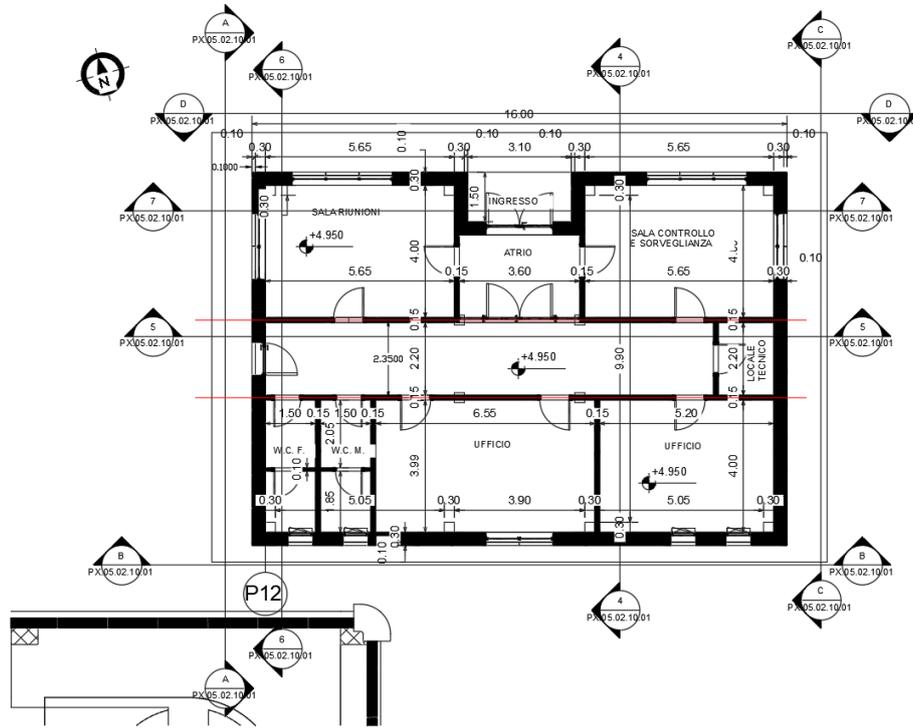


Fig. 3: Pianta piano terra

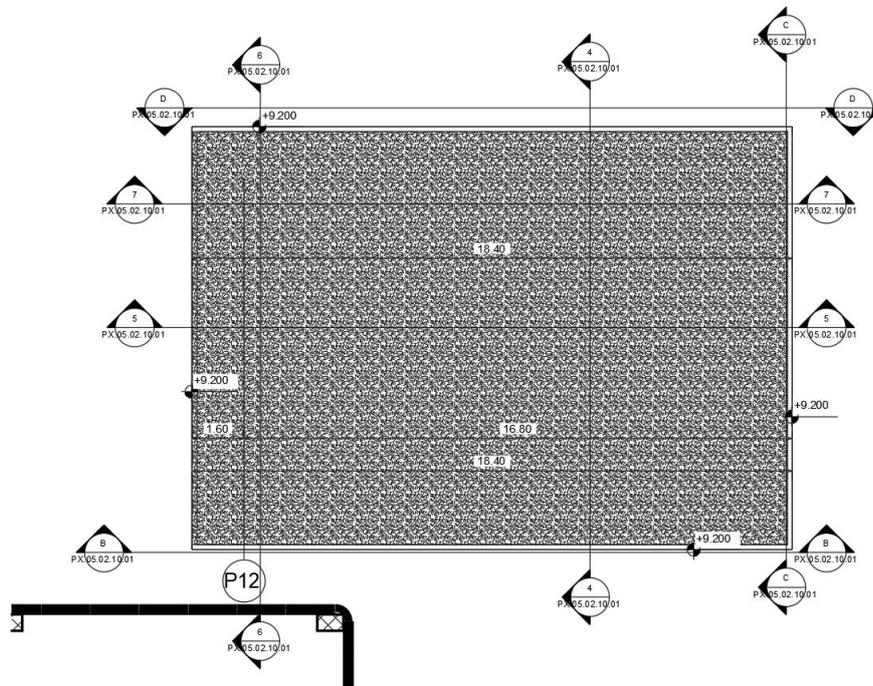
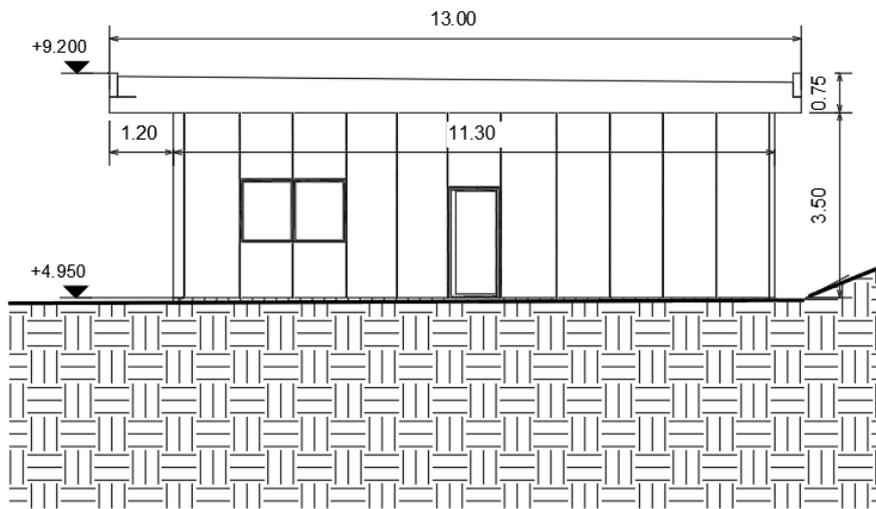
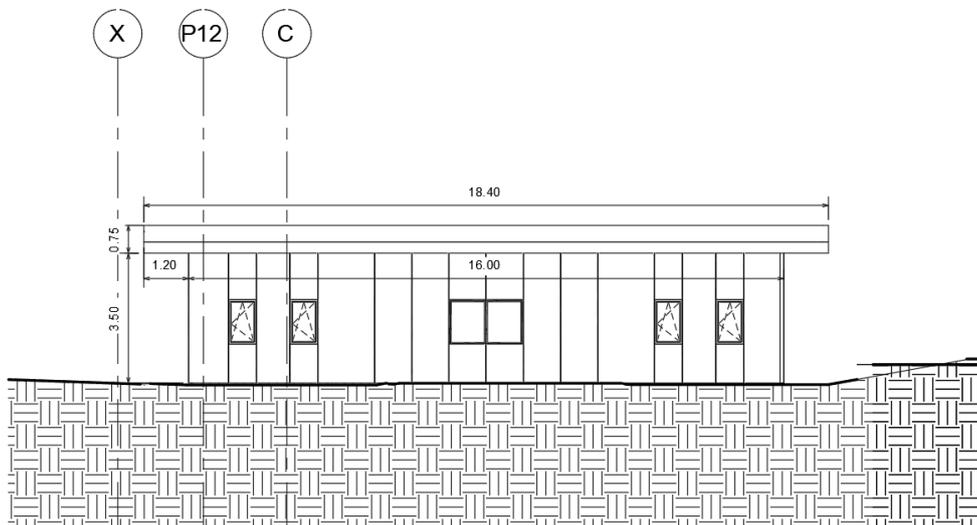


Fig. 4: Pianta copertura



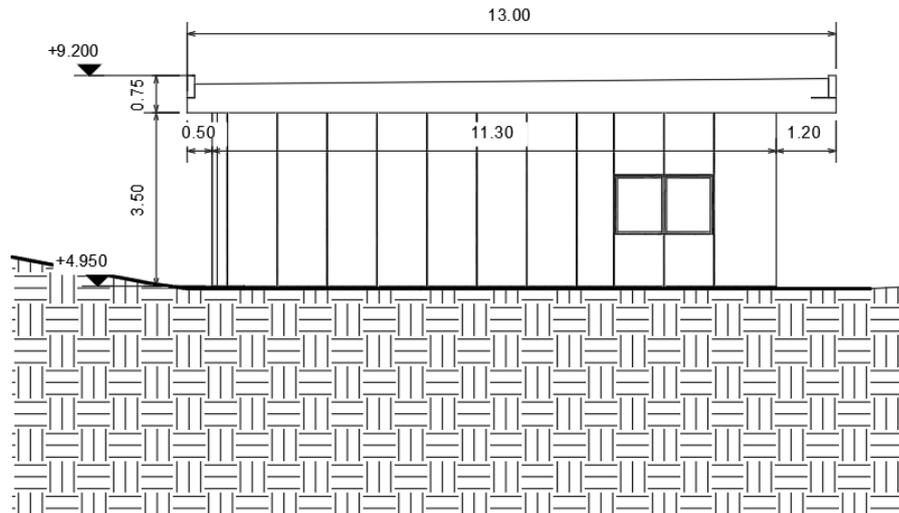
**(A) Prospetto A**  
Scala 1 : 100

Fig. 5: Prospetto A



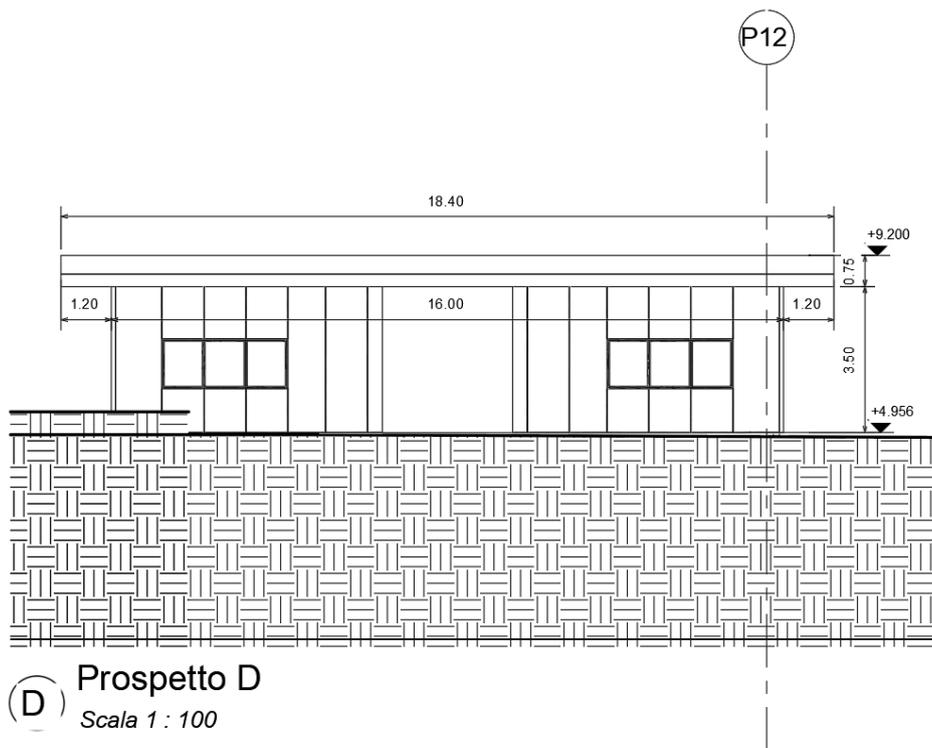
**(B) Prospetto B**  
Scala 1 : 100

Fig. 6: Prospetto B



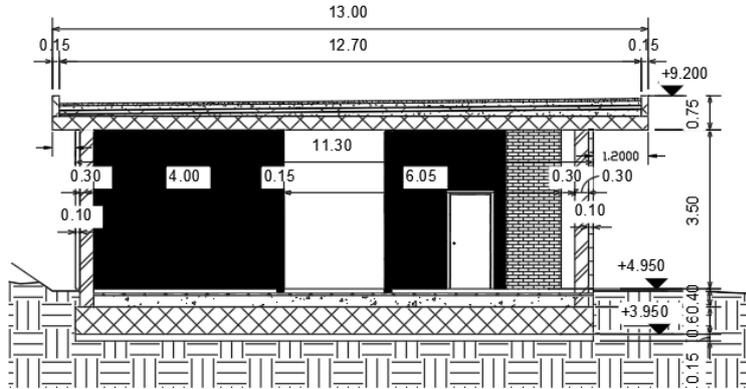
(C) **Prospetto C**  
Scala 1 : 100

Fig. 7: Prospetto C



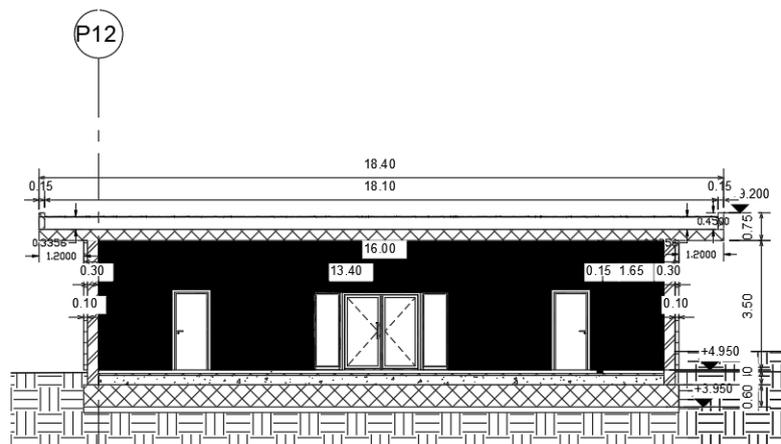
(D) **Prospetto D**  
Scala 1 : 100

Fig. 8: Prospetto D



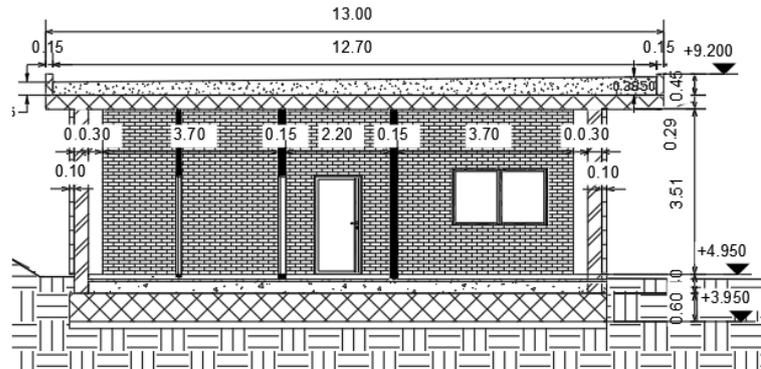
4 Sezione 1  
Scala 1 : 100

Fig. 9: Sezione 1



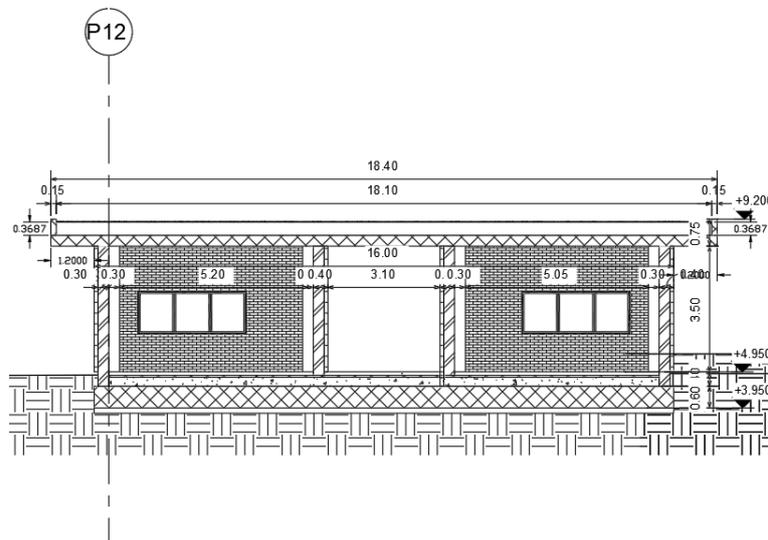
5 Sezione 2  
Scala 1 : 100

Fig. 10: Sezione 2



6 Sezione 3  
Scala 1 : 100

Fig. 11: Sezione 3



7 Sezione 4  
Scala 1 : 100

Fig. 12: Sezione 4

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018".

#### 3.2 Documentazione progettuale di riferimento

Di seguito si riportano gli elaborati di riferimento utilizzati per la redazione del seguente documento.

Codifica elaborato	Descrizione elaborato
PX.05.02.10.01	Nuovo Edificio servizi - Planimetria
PX.05.02.10.01	Nuovo Edificio servizi - Piante Prospetti e Sezioni

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $R_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$R_d = R_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza:	C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	X0
- Classe di consistenza slump:	S3
- Contenuto minimo di cemento:	150 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.60
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM II/B-M 32.5 R

###### **Calcestruzzo per strutture di fondazione e muri interrati:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XA1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	340 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.50
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	45 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

**Calcestruzzo per strutture in elevazione gettate in opera:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XC4+XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	340 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.50
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	45 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

**4.2 Acciaio per c.a.**

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 13 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 14 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1, XC4 e XA1; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 14 è "Aggressiva". Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **45 mm**.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell'area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

#### 5.1.1 Unità R – Riporti antropici

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell'area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

#### 5.1.2 Unità LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

#### 5.1.3 Unità LST – Limi torbosi

Unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto intercettata nel settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28.

#### 5.1.4 Unità SG – Sabbie limose-ghiaiose

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone. Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

#### 5.1.5 Unità ATN – Piroclastiti

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed afferenti all'unità dei Litosoma Astroni (ATN). Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

### 5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito - $\phi$ (°)	Coesione drenata - $c'$ (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata - $c_u$ (kPa)	Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)
R - Riperti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS - Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST - Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG - Sabbie limose-ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN - Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Di seguito si riportano le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell'area di progetto fino alle profondità di interesse e il livello di falda. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$E_{op}$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[MPa]
<b>R</b>	0-2.5	16	33	0	30
<b>LS</b>	2.5-9	17	28	10	20
<b>ATN</b>	Da 9 in poi	17	28	10	60

Tabella 2: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

### 5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell'ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell'ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.

Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

Tabella 3: valori di permeabilità delle unità geotecniche

## 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale  $V_N$  può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 15.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [ $V_N$ ]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 15 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l’opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

### 6.3 Classe d'uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l'opera in oggetto la classe d'uso a cui far riferimento sarà  $C = III$ , a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

### 6.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

### 6.5 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella n.4.3), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 16 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

## 6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC08 a cui si rimanda.

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*_c$ ):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$ , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione geotecnica per i diversi stati limite (SLD eSLV), si ha:

Le coordinate del sito in esame sono:

Longitudine:

Latitudine:

Si ricavano i parametri corrispondenti riportati nella seguente tabella.

Stato Limite	$T_R$ <i>anni</i>	$a_g$ <i>g</i>	$F_0$ -	$T_C^*$ <i>s</i>
SLO	45	0.054	2.327	0.305
SLD	75	0.072	2.315	0.319
SLV	712	0.191	2.383	0.332
SLC	1462	0.240	2.470	0.334

## 6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici;
- Parametro  $S_T$ : Effetti topografici.

### 6.7.1 Effetti stratigrafici

Il parametro  $S_S$  che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue (vedere anche relazione geotecnica):

Categoria di suolo tipo **C**

- $S_S = 1.20$

### 6.7.2 Effetti topografici

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC2018. Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

- Categoria pendio: T1
- $S_T = 1.0$

## 6.8 Parametri sismici di calcolo

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{\max}$ ) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 75$  anni)

$$a_g/g = 0.191$$

$$F_0 = 2.383$$

$$T_c^* = 0.332 \text{ s}$$

$$S_S = 1.426$$

$$C_c = 1.511$$

$$S_T = 1.00$$

$$a_{\max}/g = 0.2724$$

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0.191	g
$F_o$	2.383	
$T_C^*$	0.332	s
$S_S$	1.426	
$C_C$	1.511	
$S_T$	1.000	
$q$	1.000	

### Parametri dipendenti

$S$	1.426
$\eta$	1.000
$T_B$	0.167 s
$T_C$	0.502 s
$T_D$	2.366 s

## 6.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima "a<sub>g</sub>" su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di "a<sub>g</sub>" variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P<sub>VR</sub>.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

- T ed S<sub>e</sub> sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: S = S<sub>s</sub> x S<sub>T</sub>; S<sub>s</sub> è il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S<sub>T</sub> il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti:

Categoria sottosuolo	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 17 — Espressioni di S<sub>s</sub> e C<sub>s</sub> (NTC2018)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tab. 18 - Espressioni di  $S_T$  (NTC2018)

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione:

- $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione
- $T_c = C_c \cdot T_c^*$ , dove  $C_c$  è il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è pari a  $T_B = T_c / 3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$ ;
- $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  sono i parametri già definiti al § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** In particolare,  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.

I valori di  $S_s$ ,  $C_s$  e  $S_T$  e i valori dei periodi  $T_B$ ,  $T_c$  e  $T_D$  sono riportati al paragrafo seguente.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono invece quelli riportati nella tabella seguente:

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tab. 19 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale (NTC2018)

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate  
LONGITUDINE: 14.17950  
LATITUDINE: 40.80560

Ricerca per comune  
REGIONE: Piemonte  
PROVINCIA: Torino  
COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione conetta

Interpolazione  
superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info  $S_S = 1.426$   $C_C = 1.511$  info

Categoria topografica  info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.191 g
$F_o$	2.383
$T_c$	0.332 s
$S_s$	1.426
$C_c$	1.511
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.426
$\eta$	1.000
$T_B$	0.167 s
$T_C$	0.502 s
$T_D$	2.366 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.273
$T_B \leftarrow$	0.167	0.651
$T_C \leftarrow$	0.502	0.651
	0.591	0.553
	0.679	0.481
	0.768	0.425
	0.857	0.381
	0.946	0.345
	1.034	0.316
	1.123	0.291
	1.212	0.269
	1.301	0.251
	1.389	0.235
	1.478	0.221
	1.567	0.208
	1.656	0.197
	1.744	0.187
	1.833	0.178
	1.922	0.170
	2.011	0.162
	2.100	0.156
	2.188	0.149
	2.277	0.143
$T_D \leftarrow$	2.366	0.138
	2.444	0.129
	2.521	0.122
	2.599	0.114
	2.677	0.108
	2.755	0.102
	2.833	0.096
	2.911	0.091
	2.988	0.087
	3.066	0.082
	3.144	0.078
	3.222	0.074
	3.300	0.071
	3.377	0.068
	3.455	0.065
	3.533	0.062
	3.611	0.059
	3.689	0.057
	3.767	0.054
	3.844	0.052
	3.922	0.050
	4.000	0.048

### Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{SLV}$	0.113 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

#### Parametri dipendenti

$F_v$	1.408
$S$	1.000
$\eta$	1.000

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{SLV}}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.113
$T_v \leftarrow$	0.050	0.270
$T_c \leftarrow$	0.150	0.270
	0.235	0.172
	0.320	0.126
	0.405	0.100
	0.490	0.083
	0.575	0.070
	0.660	0.061
	0.745	0.054
	0.830	0.049
	0.915	0.044
$T_r \leftarrow$	1.000	0.040
	1.094	0.034
	1.188	0.029
	1.281	0.025
	1.375	0.021
	1.469	0.019
	1.563	0.017
	1.656	0.015
	1.750	0.013
	1.844	0.012
	1.938	0.011
	2.031	0.010
	2.125	0.009
	2.219	0.008
	2.313	0.008
	2.406	0.007
	2.500	0.006
	2.594	0.006
	2.688	0.006
	2.781	0.005
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.004
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.003
	3.531	0.003
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.072 g
$F_0$	2.315
$T_C$	0.319 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.531
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.163 s
$T_C$	0.488 s
$T_D$	1.888 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.108
$T_B$	0.163	0.250
$T_C$	0.488	0.250
	0.555	0.220
	0.622	0.196
	0.688	0.177
	0.755	0.162
	0.822	0.149
	0.888	0.137
	0.955	0.128
	1.021	0.119
	1.088	0.112
	1.155	0.106
	1.221	0.100
	1.288	0.095
	1.355	0.090
	1.421	0.086
	1.488	0.082
	1.555	0.078
	1.621	0.075
	1.688	0.072
	1.755	0.070
	1.821	0.067
$T_D$	1.888	0.065
	1.988	0.058
	2.089	0.053
	2.190	0.048
	2.290	0.044
	2.391	0.040
	2.491	0.037
	2.592	0.034
	2.692	0.032
	2.793	0.030
	2.894	0.028
	2.994	0.026
	3.095	0.024
	3.195	0.023
	3.296	0.021
	3.397	0.020
	3.497	0.019
	3.598	0.018
	3.698	0.017
	3.799	0.016
	3.899	0.015
	4.000	0.014

### Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato IirSLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_{gv}$	0.026 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
q	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

#### Parametri dipendenti

$F_v$	0.838
S	1.000
$\eta$	1.000

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{gv}}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.026
$T_B \leftarrow$	0.050	0.060
$T_C \leftarrow$	0.150	0.060
	0.235	0.039
	0.320	0.028
	0.405	0.022
	0.490	0.018
	0.575	0.016
	0.660	0.014
	0.745	0.012
	0.830	0.011
	0.915	0.010
$T_D \leftarrow$	1.000	0.009
	1.094	0.008
	1.188	0.006
	1.281	0.006
	1.375	0.005
	1.469	0.004
	1.563	0.004
	1.656	0.003
	1.750	0.003
	1.844	0.003
	1.938	0.002
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.002
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

## 6.10 Fattore di comportamento - SLV

Gli spettri di risposta di progetto allo SLV sono definiti a partire dagli spettri elastici, sostituendo al valore di "η", il valore del fattore di struttura "q".

Il valore del fattore di comportamento q per azioni orizzontali è determinato secondo quanto previsto nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018. In particolare, il fattore di struttura q ha la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove

- $q_0$  è il valore base del fattore di comportamento contenuto nella tabella 7.3.II delle NTC2018;
- $K_R$  è il fattore dipendente dalla regolarità in elevazione della struttura ed assume valore 1 per strutture regolari in altezza e 0.8 per strutture non regolari in altezza.

Nel caso in esame secondo quanto indicato al paragrafo 7.4.3 delle NTC2018 la struttura è assimilabile alla tipologia "pendolo inverso" (almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale).

Si assume che la struttura sia non dissipativa per cui non si applicano le prescrizioni del capitolo 7 relative alla progettazione per capacità. Il fattore di comportamento per le azioni orizzontali assume valore pari a  $q=1.5$ .

Lo spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica è determinato assumendo il fattore di comportamento  $q=1.5$  secondo quanto indicato al paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_v/\alpha_1$	3,0 $\alpha_v/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_v/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_v/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_v/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Tab. 20 – Tabella 7.3.II - valori massimi del valore base  $q_0$  (NTC2018)

### 6.11 Spettri di progetto in accelerazione

Si riportano di seguito gli spettri SLV e SLD di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale.

	SLV- orizzontale	SLV-verticale
$\xi$	5	5
$q$	1.5	1.5
$\eta$	1	1
$\eta_q$	0.667	0.667
$ag/g$	0.191	0.191
F0	2.383	2.383
FV	1.408	1.408
TC*	0.332	0.332
Cc	1.511	-
S <sub>s</sub>	1.426	1
S <sub>T</sub>	1	1
S	1.426	1.000
TB	0.167	0.050
TC	0.502	0.150
TD	2.366	1.000
suolo	C	C

	SLD- orizzontale	SLD-verticale
$\xi$	5	5
q	1	1
$\eta$	1	1
$\eta_q$	1.000	1.000
ag/g	0.072	0.072
F0	2.315	2.315
FV	0.838	0.838
TC*	0.319	0.319
Cc	1.531	-
S <sub>s</sub>	1.5	1
S <sub>T</sub>	1	1
S	1.500	1.000
TB	0.163	0.050
TC	0.488	0.150
TD	1.888	1.000
suolo	C	C

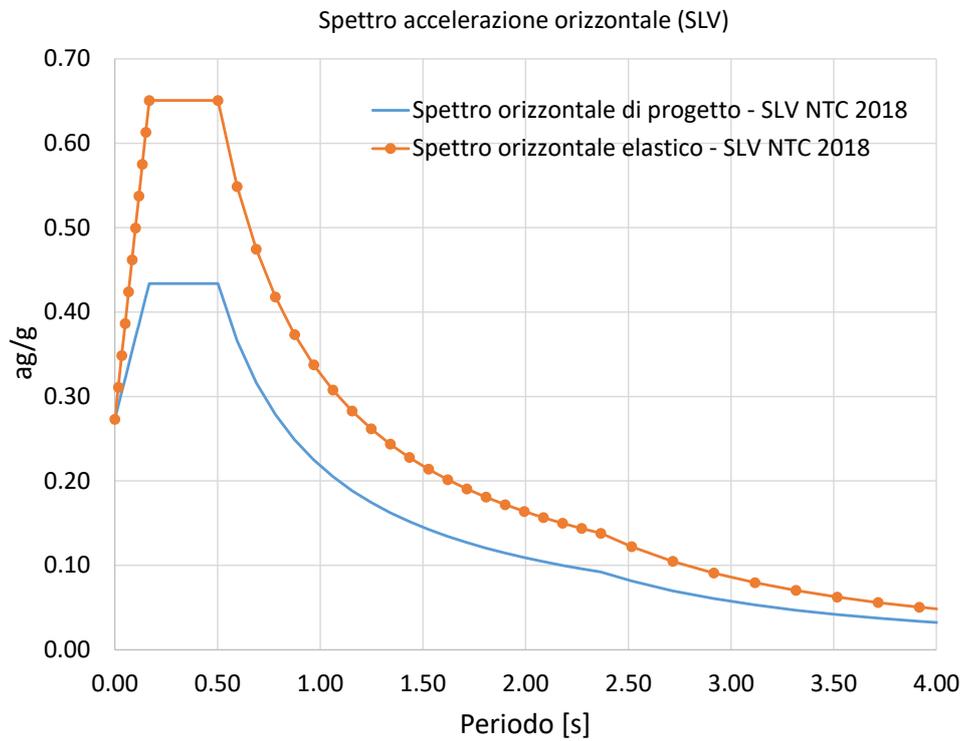


Figura 1 – Spettro SLV elastico e di progetto della componente orizzontale

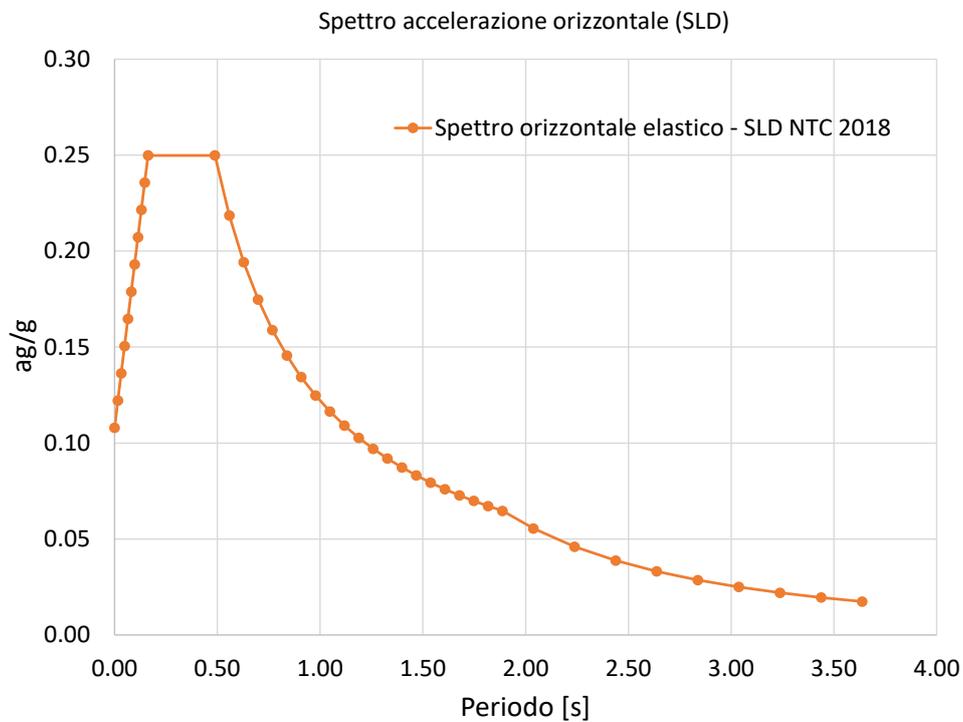


Figura 2 – Spettro SLD elastico della componente orizzontale

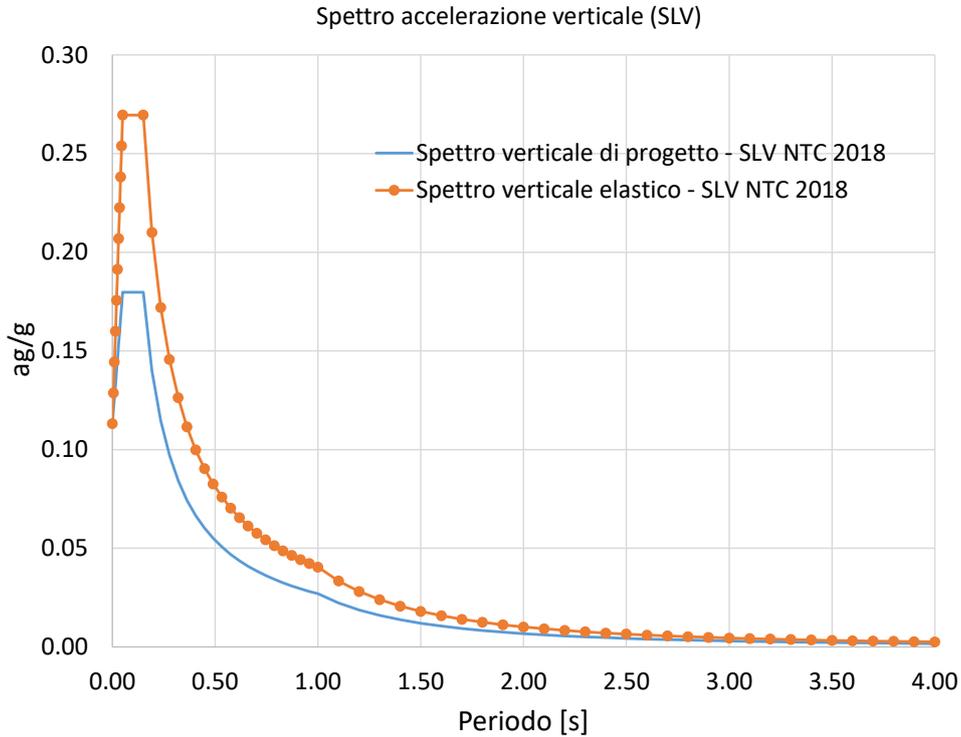


Figura 3 – Spettro SLV elastico e di progetto della componente verticale

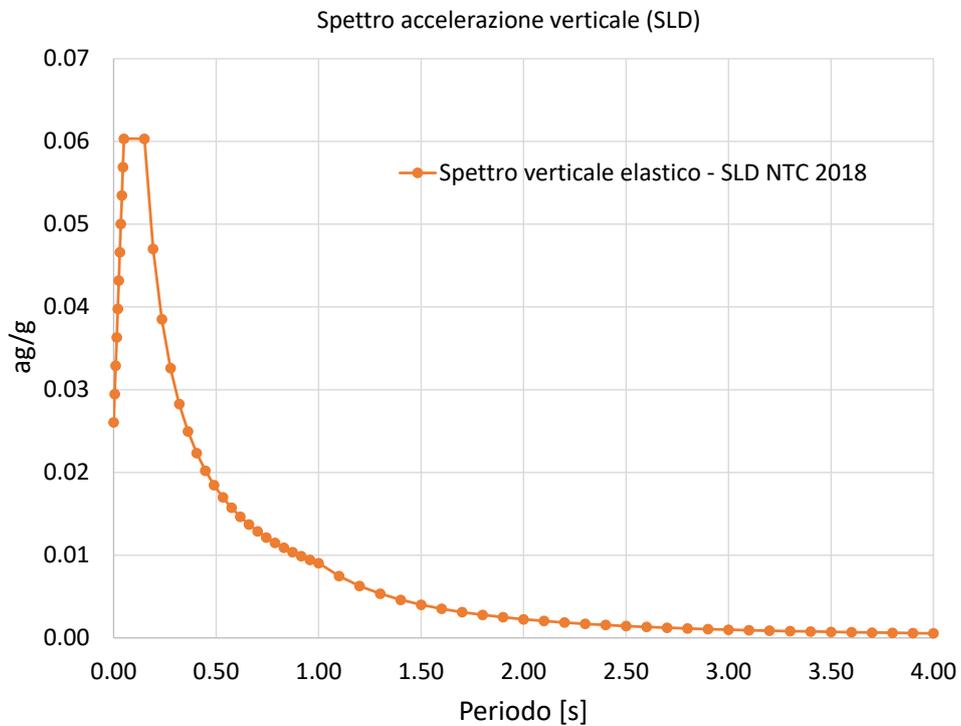


Figura 4 – Spettro SLD elastico della componente verticale

## 6.12 Direzioni di applicazione dell'azione sismica

Secondo quanto indicato al §3.2.3.1 delle NTC2018, l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali: due orizzontali, indicate con le lettere X e Y, e una verticale, indicata con la lettera Z. Queste tre componenti sono da considerarsi tra loro indipendenti.

Per le direzioni X e Y si fa riferimento alla componente orizzontale dello spettro. Per la direzione Z si fa invece riferimento alla componente verticale.

Nel caso in esame, le direzioni X' e Y' dell'azione sismica, sono state assunte coincidenti alle direzioni X e Y, rispettivamente, longitudinale e trasversale allo sviluppo dell'impalcato.

Si considerano agenti le masse relative ai pesi propri strutturali ed ai carichi permanenti portati.

L'azione sismica inerziale nelle 3 componenti spaziali è combinata come indicato nelle **NTC2018**, 7.3.5:

- $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ ;
- $0.3E_x + E_y + 0.3E_z$ ;
- $0.3E_x + 0.3E_y + E_z$ .

dove  $E_i$  rappresentano le componenti dell'azione sismica nelle 3 direzioni dello spazio.

## 7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_s$ .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.).

## 8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

### 8.1 Metodologia di calcolo per le strutture

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo Midas Gen 2023 ver 2.1. Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da "MIDAS Information Technology Co.". Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l'analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un'analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

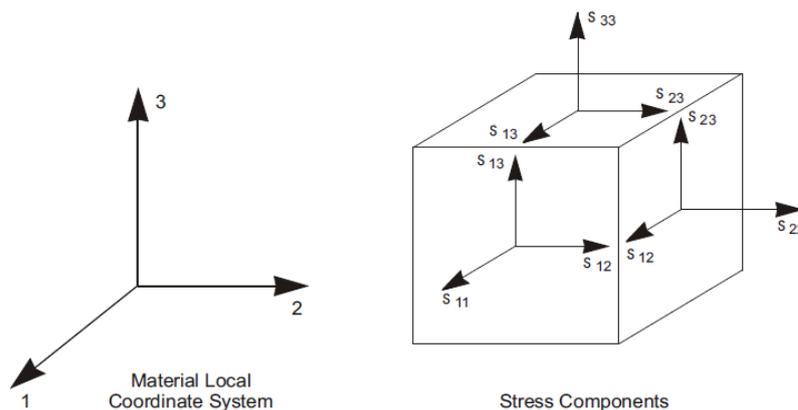


Fig. 21: Planimetria generale e inquadramento dell'opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L'elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che

include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidezza flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell'elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell'elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell'elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o "stratificato" lungo lo spessore. L'elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidezza dell'elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell'elemento.

### 8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l'analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.

## 9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.
- 

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha, \text{ valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere}$$

sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 ;$$

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} ;$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} ;$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di deformazione.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.80 f_{yk}$  per combinazione caratteristica

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 22 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

Tab. 23 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione frequqnte per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

#### Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l'azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

## 10. ANALISI DEI CARICHI

### 10.1 Permanenti strutturali (G1)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria della struttura e dai pesi specifici dei materiali.

#### Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- Platea di fondazione;
- Solai;
- Elementi in elevazione (pilastri e travi).

La sezione del solaio è illustrata nella figura seguente

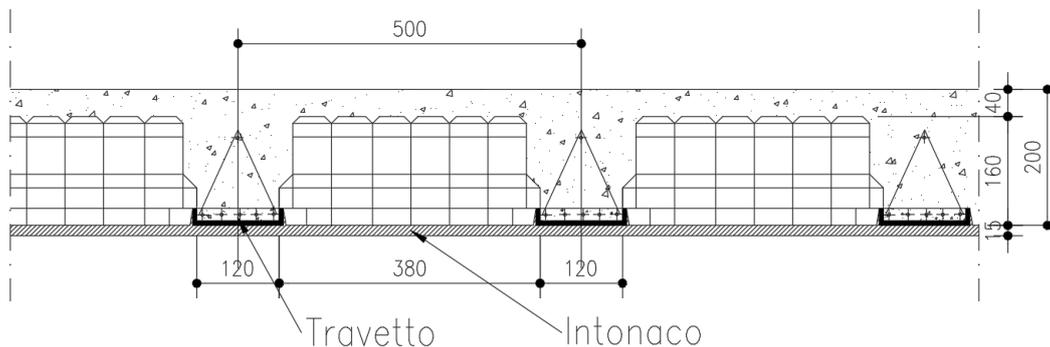


Fig. 24: Pacchetto di finitura pavimento piano terra

Il peso proprio del solaio è determinato come segue:

- Peso calcestruzzo travetti e soletta  $(0.04 \times 0.5 + 0.12 \times 0.16) \times 25 = 0.98$  kN/travetto
- Peso pignatte (4 pignatte profonde 25 cm per travetto, peso singola pignatta 8.8 kg)  $= 4 \times 8.8 = 0.352$  kN/travetto
- Peso intonaco spessore 1.5 cm  $= 21 \times 0.015 \times 0.5 = 0.1575$  kN/travetto

Il peso relativo ai travetti gettati in opera è valutato automaticamente dal software di calcolo. Il peso delle pignatte e dell'intonaco è applicato direttamente nel modello agli elementi finiti con un carico pari a:

$$p(G_1) = 0.352 + 0.1575 = 0.5095 \text{ kN/travetto}$$



## 10.2 Permanenti non strutturali (G2)

I pesi permanenti non strutturali sono:

- Finitura a verde copertura;
- Peso tamponatura esterna;
- Finitura pavimento e finitura piano terra;
- Incidenza divisori interni;
- Muri perimetrali copertura.

Nei seguenti paragrafi si descrivono nel dettaglio i carichi considerati.

### 10.2.1 Finitura a "verde" copertura edificio

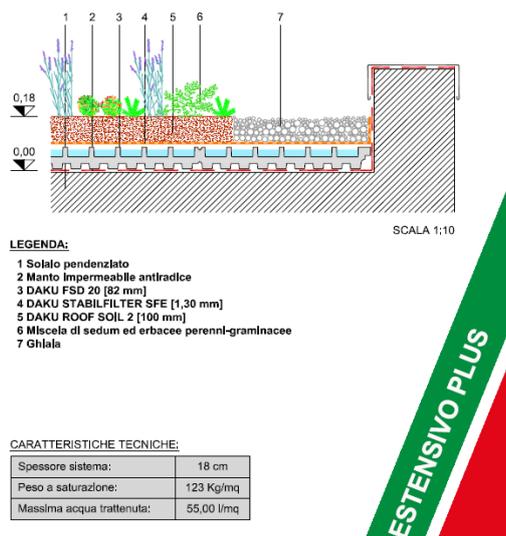
Lo schema della finitura a verde della copertura dell'edificio è riportato nella seguente figura.

Lo spessore di finitura è pari a 18 cm ed ha un peso distribuito pari a 1.23 kN/m<sup>2</sup>. Si considera inoltre uno spessore medio del massetto delle pendenze pari a 15 cm a cui corrisponde un carico distribuito pari a 24 x 0.15 = 3.6 kN/m<sup>2</sup>.

Il carico distribuito corrispondente all'intero pacchetto è pari a 4.83 kN/m<sup>2</sup>.

Il carico è applicato agli elementi del solaio di copertura con interasse 0.5 m. Il carico corrispondente è:

$$p_1 = 0.5 \times 4.83 = 2.415 \text{ kN/m}$$



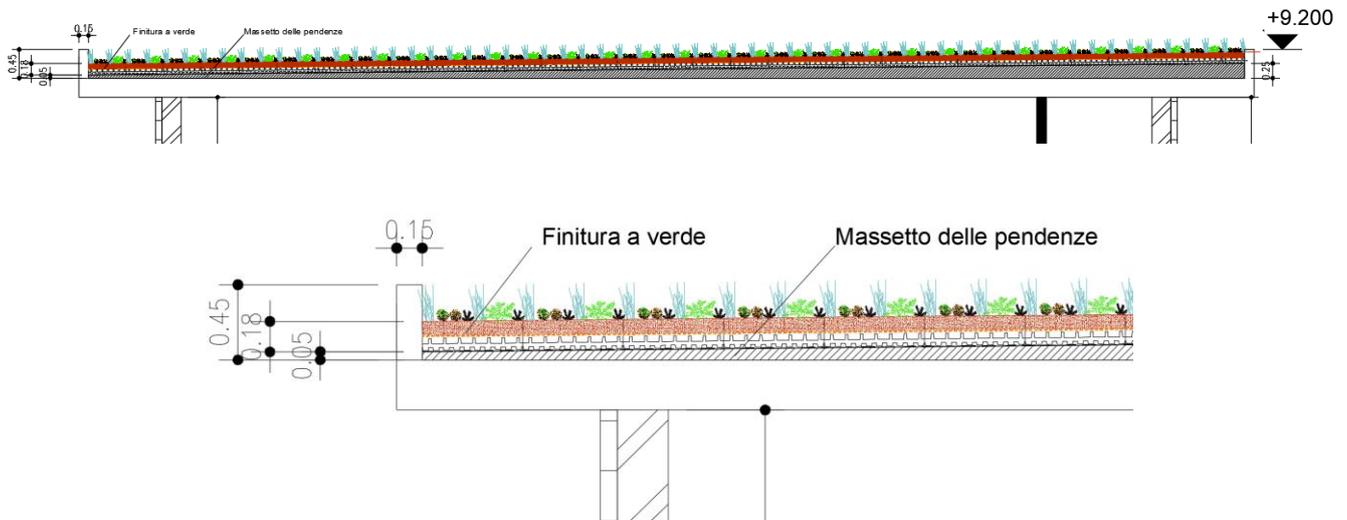


Fig. 25: Pacchetto di finitura copertura edificio

### 10.2.2 Peso muratura di tamponamento perimetrale

Il peso della tamponatura esterna è valutato pari a 350 kg/m<sup>2</sup>. Considerando un'altezza di 3.70 m si ha un carico distribuito pari a:

$$P_2 = 3.5 \times 3.7 = 12.95 \text{ kN/m}$$

### 10.2.3 Peso pavimento e finitura piano terra

Si considera uno spessore di finitura pari a 0.4 m e un peso specifico pari a 24 kN/m<sup>2</sup>. Il carico che ne deriva è pari a:

$$p_3 = 0.4 \times 24 = 9.6 \text{ kN/m}^2$$

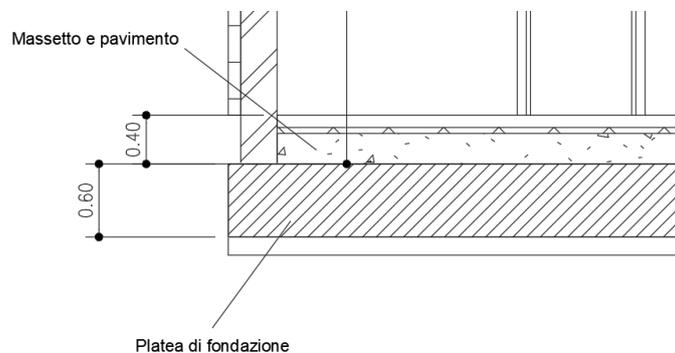


Fig. 26: Pacchetto di finitura pavimento piano terra

#### 10.2.4 Peso divisori interni

Secondo quanto previsto nel paragrafo 3.1.3 delle NTC 2018, si considera un carico distribuito equivalente pari a:

$$p_4 = 1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza  $G_2$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con  $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

#### 10.2.5 Peso muri perimetrali copertura

Si considera la presenza di muri lungo il perimetro della copertura. Si prevede la realizzazione dei parapetti in calcestruzzo armato con spessore pari a 15 cm e altezza pari a 45 cm. Ne deriva un carico pari a:

$$p_5 = 0.15 \times 0.45 \times 25 = 1.6875 \text{ kN} / \text{m}$$

Muro perimetrale in c.a.

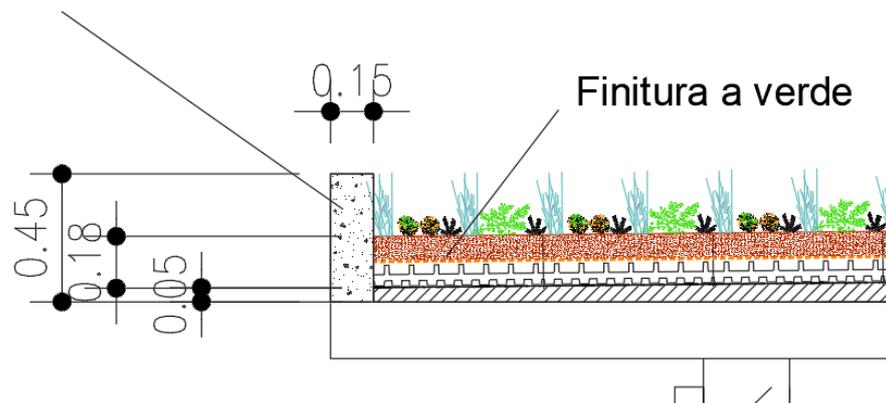


Fig. 27: Muri perimetrali copertura

### 10.3 Carico variabile manutenzione (Q1)

Si considera il carico variabile di manutenzione sulla copertura dell'edificio prefabbricato.

Il carico variabile di manutenzione sulla copertura è assunto pari a 0.50 kN/m<sup>2</sup> conformemente a quanto indicato tabella 3.1.II delle NTC2018 (categoria H).

Considerando l'interasse dei travetti del solaio pari a 0.5 m si ha un carico distribuito pari a:

$$0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ kN/m (carico su tegolo di copertura)}$$

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

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

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
 \*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Tabella 4 – Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

## 10.4 Vento (Q2)

L'azione del vento è determinata secondo NTC2018, Circolare CSLLPP n.7 21/01/2019 e CNR-DT-R1-2018. In particolare, sono considerate le indicazioni nei paragrafi G.2 e G.4 della norma CNR-DT-R1-2018.

Si riportano le tabelle di normativa e gli schemi utilizzati per il calcolo dell'azione del vento insieme al dettaglio del calcolo.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_T$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

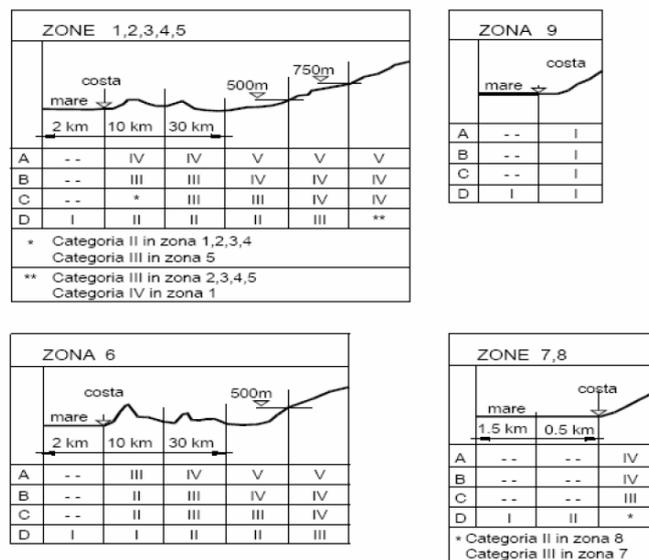


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Il vento esercita sulle due facce delle superfici dell'edificio una distribuzione di pressione esterna  $p_e$  e di pressione interna  $p_i$ . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna  $c_{pe}$  ed interna  $c_{pi}$ .

In favore di sicurezza, si trascura la presenza degli edifici adiacenti alla struttura oggetto di studio. Per le pressioni esterne esercitate sulle facce dell'edificio si prende a riferimento lo schema e i valori dei coefficienti di pressione esterna come riportato nella seguente figura.

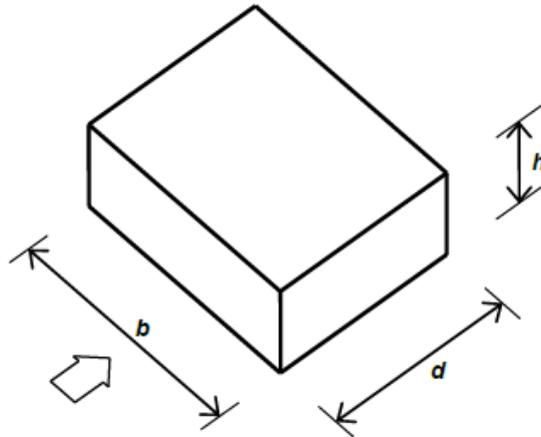


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

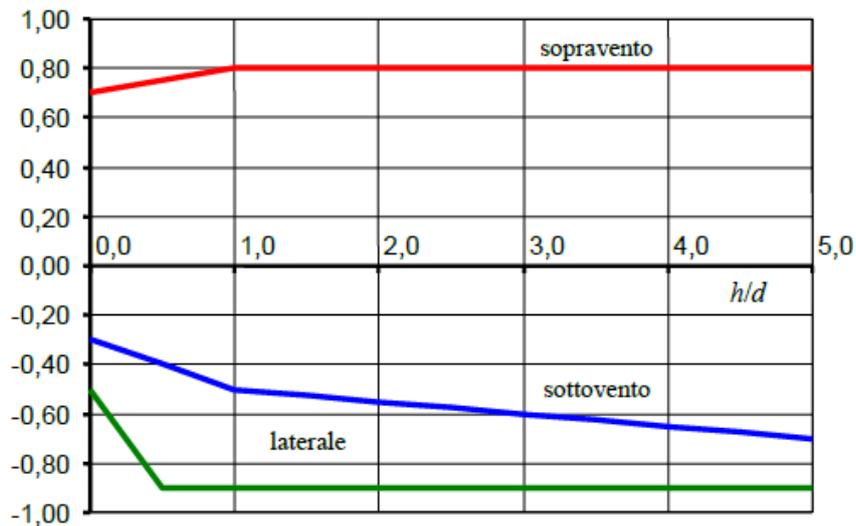


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali.

Figura 5– Coefficienti di pressione esterna  $c_{ep}$  per le facce laterali dell'edificio

Per le pressioni esterne esercitate sulla copertura dell'edificio si prendono in considerazione due casi:

- Caso 1 (condizione di carico vento Q2x): vento nella direzione X per le quali valgono le prescrizioni fornite nel paragrafo G2.3.1. di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture piane). Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti.

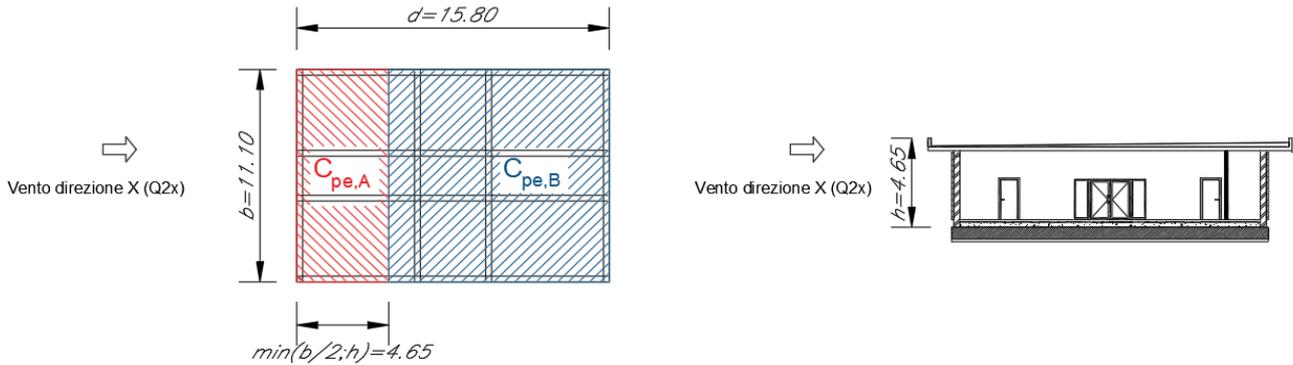


Figura 6– Schemi di riferimento calcolo azione del vento su coperture per vento direzione X (condizione di carico Q2x)

**Tabella G.II – Edifici rettangolari:  $c_{pe}$  per coperture piane.**

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$ :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Figura 7– Tabella G.II CNR-DT 207 R1/2018– Coefficienti di pressione per coperture piane

- Caso 2 (condizione di carico vento Q2y): vento nella direzione Y per le quali valgono le prescrizioni fornite nel paragrafo G2.3.1. di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture piane). Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti. Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti.

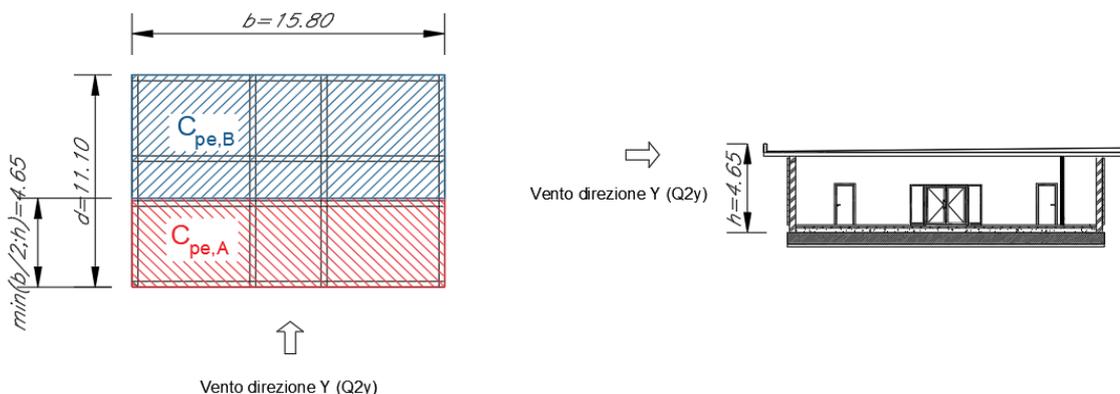


Figura 8– Schemi di riferimento calcolo azione del vento su coperture per vento perpendicolare alla linea di colmo (condizione di carico Q2y)

**Tabella G.II – Edifici rettangolari:  $c_{pe}$  per coperture piane.**

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$ :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Figura 9– Tabella G.II CNR-DT 207 R1/2018– Coefficienti di pressione per coperture piane

Si riporta il dettaglio del calcolo delle azioni del vento per le superfici esterne e la copertura.

Azione del vento secondo NTC2018 - CNR-DT-R1-2018			
<b>Struttura Edificio Servizi</b>			
Categoria sito	=	II	[-] Tab. 3.3.III NTC2018
Classe di rugosità	=	D	[-] Tab. 3.3.III NTC2018
Zona	=	3	[-] Fig. 3.3.1 NTC2018
$a_s$	=	10	[m] Quota sito
$V_{b,0}$	=	27	[m/s] Velocità di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
$a_0$	=	500	[m] Quota di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
$k_s$	=	0.37	[1/s] Parametro di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
$c_a$	=	1	[-] Coefficiente di altitudine (Par. 3.3.1 NTC2018)
$V_b = V_{b,0} * c_a$	=	27	[m/s] Velocità base del vento (formula [3.3.1] NTC2018)
$T_r$	=	50	[anni] Periodo di ritorno azione
$c_r = 0.75 * \{1 - 0.2 * \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0.5}$	=	1.00 0	[-] Coefficiente di probabilità (formula [3.3.3] NTC2018)
$V_r = V_b * c_r$	=	27.0 0	[m/s] Velocità base del vento (formula [3.3.2] NTC2018)
$k_r$	=	0.19	[-] Coefficiente di rugosità (Tab. 3.3.II NTC2018)

$Z_0$	=	0.05	[m]	Lunghezza di rugosità (Tab. 3.3.II NTC2018)
$Z_{min}$	=	4	[m]	Quota minima di riferimento (Tab. 3.3.II NTC2018)
$Z$	=	4.65	[m]	Altezza opera da quota fondazioni
$C_t$	=	1	[-]	Coefficiente di topografia (Par. 3.3.7 NTC2018)
$C_e(z)=k_r^{2*}C_t*\ln(z/z_0)*[7+c_t*\ln(z/z_0)]$	=	1.88 7	[-]	Coefficiente di esposizione (formula 3.3.7 NTC2018)
$C_e(z_{min})=k_r^{2*}C_t*\ln(z_{min}/z_0)*[7+c_t*\ln(z_{min}/z_0)]$	=	1.80 1	[-]	Coefficiente di esposizione per $z_{min}$ (formula 3.3.7 NTC2018)
$C_e(z)$	=	1.88 7	[-]	Coefficiente di esposizione per la quota della struttura (formula 3.3.7 NTC2018)
$\rho$	=	1.25	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densità dell'aria
$q_r=1/2*\rho*V_r^2$	=	455. 6	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione cinetica di riferimento (formula [3.3.6] NTC2018)
$C_d$	=	1	[-]	Coefficiente dinamico (Par. 3.3.9 NTC2018)
<b>Vento direzione X (Q2x)</b>				
$b$	=	11.1 0	[m]	Base edificio
$d$	=	15.8 0	[m]	Profondità edificio
$h$	=	4.7	[m]	Altezza edificio
$h/d$	=	0.29 4	[-]	
$C_{pe}$	=	0.72 9	[-]	Coefficiente di forza faccia sopravvento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*C_e*C_{pe}*C_d$	=	0.62 7	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>Pressione del vento faccia sopravvento (formula 3.3.4 NTC2018)</b>
$C_{pe}$	=	0.73 5	[-]	Coefficiente di forza facce laterali (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*C_e*C_{pe}*C_d$	=	0.63 2	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>Pressione del vento facce laterali (formula 3.3.4 NTC2018)</b>
$C_{pe}$	=	0.35 9	[-]	Coefficiente di forza faccia sottovento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*C_e*C_{pe}*C_d$	=	0.30 9	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>Pressione del vento faccia sottovento (formula 3.3.4 NTC2018)</b>
$\alpha$	=	0.00	[°]	Inclinazione falda
$C_{pe,A}$	=	0.80 0	[-]	Coefficiente di forza copertura zona A (Tabella G.IV CNR-DT 207 R1/2018)
$C_{pe,B}$	=	0.20 0	[-]	Coefficiente di forza copertura zona B (Tabella G.IV CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*C_e*C_{pe,A}*C_d$	=	0.68 8	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>Pressione del vento copertura zona A (formula 3.3.4 NTC2018)</b>

$p=q_r * C_e * C_{pe,B} * C_d$	=	- 0.17 2	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento copertura zona B (formula 3.3.4 NTC2018)
<b>Vento direzione Y (Q2y)</b>				
b	=	15.8 0	[m]	Base edificio
d	=	11.1 0	[m]	Profondità edificio
h	=	4.7	[m]	Altezza edificio
h/d	=	0.41 9	[-]	
$C_{pe}$	=	0.74 2	[-]	Coefficiente di forza faccia sopravvento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	0.63 8	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento faccia sopravvento (formula 3.3.4 NTC2018)
$C_{pe}$	=	- 0.83 5	[-]	Coefficiente di forza facce laterali (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	- 0.71 8	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento facce laterali (formula 3.3.4 NTC2018)
$C_{pe}$	=	- 0.38 4	[-]	Coefficiente di forza faccia sottovento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	- 0.33 0	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento faccia sottovento (formula 3.3.4 NTC2018)
$\alpha$	=	0.00	[°]	Inclinazione falda
$C_{pe,A}$	=	- 0.80 0	[-]	Coefficiente di forza copertura zona A (Tabella G.IV CNR-DT 207 R1/2018)
$C_{pe,B}$	=	- 0.20 0	[-]	Coefficiente di forza copertura zona B (Tabella G.IV CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe,A} * C_d$	=	- 0.68 8	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento copertura zona A (formula 3.3.4 NTC2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe,B} * C_d$	=	- 0.17 2	[kN/ m <sup>2</sup> ]	Pressione del vento copertura zona B (formula 3.3.4 NTC2018)

Le forze nel modello agli elementi finiti vengono applicate in funzione delle distanze tra gli elementi strutturali per aree di influenza.

### 10.5 Neve (Q3)

L'azione della neve è valutata seguendo le disposizioni del paragrafo 3.4 delle NTC2018 per il caso di coperture a una falda. L'azione della neve è assimilata ad un carico distribuito sul solaio di copertura di inclinazione trasversale pari a 0°. Il carico è dato dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

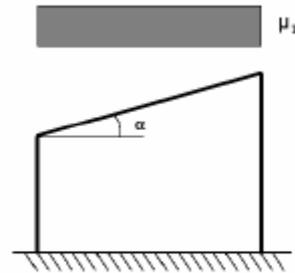
$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura (par. 3.4.3 NTC2018);

$q_{sk}$  è il valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni [kN/m<sup>2</sup>] (par. 3.4.2 NTC2018)

$C_E$  è il coefficiente di esposizione (par. 3.4.4 NTC2018)

$C_t$  è il coefficiente termico (par. 3.4.5 NTC2018)

Si considera il caso di copertura a una falda secondo quanto previsto nel paragrafo 3.4.3.2 delle NTC2018 con inclinazioni delle falde pari a  $\alpha=0^\circ$



**Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda**

*Fig. 28: Schema di riferimento calcolo azione dovuta alla neve*

**Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

*Fig. 29: Tabella 3.4.II NTC2018*

Si riporta il calcolo di dettaglio del carico dovuto alla neve.

#### Carico da neve - Q3

$$q_{sk} = 0.60 \text{ [kN/m}^2\text{] zona III, paragrafo 3.4.2 NTC2018 (Provincia di Napoli)}$$

$a_s$	=	10	[m]	Altitudine sul livello del mare del sito di riferimento
$C_E$	=	1	[m]	Coefficiente di esposizione Tabella 3.4.I NTC2018
$C_t$	=	1	[-]	Coefficiente termico, paragrafo 3.4.4 NTC2018
$\mu_1$	=	0.8	[-]	Coefficiente di forma caso tabella 3.4.II NTC2018
$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$	=	0.48	[kN/m <sup>2</sup> ]	Carico da neve

Considerando l'interasse dei travetti del solaio pari a 0.5 si ha un carico distribuito pari a:

$$q(Q3) = 0.48 \times 0.5 = 0.24 \text{ kN/m}$$

## 10.6 Carico variabile piano terra (Q4)

Si considerano i carichi variabili agenti sulla platea di fondazione secondo quanto previsto al paragrafo 3.1.4 delle NTC2018 per la categoria B1 (uffici non aperti al pubblico).

Il carico distribuito è pari a:

$$q(Q4) = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

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

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
 \*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Tabella 5 – Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

## 10.7 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l'elenco dei carichi elementari considerati nel modello strutturale agli elementi finiti analizzato.

- |           |                       |
|-----------|-----------------------|
| 1) G1     | peso proprio          |
| 2) G2     | permanenti portati    |
| 3) Q2x+   | vento X+              |
| 4) Q2y+   | vento Y+              |
| 5) Q2x-   | vento X-              |
| 6) Q2y-   | vento Y-              |
| 7) Q3     | neve                  |
| 8) Q1     | variabile_copertura   |
| 9) Q4     | variabile_uffici      |
| 10) SLV_X | Sisma SLV direzione X |
| 11) SLV_Y | Sisma SLV direzione Y |
| 12) SLV_Z | Sisma SLV direzione Z |
| 13) SLD_X | Sisma SLD direzione X |
| 14) SLD_Y | Sisma SLD direzione Y |
| 15) SLD_Z | Sisma SLD direzione Z |

## 10.8 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni di carico sono stabilite per i diversi stati limite le indicazioni delle NTC2018 al paragrafo 2.5.3 con i coefficienti di combinazione determinati in base alle tabelle 2.5.I, 2.6.I. e 6.2.I. I coefficienti di combinazione per le azioni dovute al traffico sono determinati in base alle tabelle 5.1.V e 5.1.VI.

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

			peso proprio	Permanenti non strutturali	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Variabili edificio	SLV_X	SLV_Y	SLV_Z	SLD_X	SLD_Y	SLD_Z
			G1	G2	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1	Q4						
SLU01	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	1.50				0.75		1.05						
SLU02	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		1.50			0.75		1.05						
SLU03	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			1.50		0.75		1.05						
SLU04	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				1.50	0.75		1.05						
SLU05	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	0.90				1.50		1.05						
SLU06	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		0.90			1.50		1.05						
SLU07	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			0.90		1.50		1.05						
SLU08	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				0.90	1.50		1.05						
SLU09	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	0.90				0.75		1.5						
SLU10	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		0.90			0.75		1.5						
SLU11	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			0.90		0.75		1.5						
SLU12	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				0.90	0.75		1.5						
SLU13	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	0.90				0.75	1.5	1.05						
SLU14	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		0.90			0.75	1.5	1.05						
SLU15	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			0.90		0.75	1.5	1.05						
SLU16	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				0.90	0.75	1.5	1.05						
SLU17	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	1.50						1.05						
SLU18	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		1.50					1.05						
SLU19	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			1.50				1.05						
SLU20	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				1.50			1.05						

SLU21	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	1.50													
SLU22	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		1.50												
SLU23	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			1.50											
SLU24	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				1.50										
SLU25	Strength/Stress	Add	1.30	1.50					1.50		1.05							
SLU26	Strength/Stress	Add	1.30	1.50					0.75		1.5							
SLU27	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	1.50				0.75		1.05							
SLU28	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		1.50			0.75		1.05							
SLU29	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			1.50		0.75		1.05							
SLU30	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				1.50	0.75		1.05							
SLU31	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	0.90				1.50		1.05							
SLU32	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		0.90			1.50		1.05							
SLU33	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			0.90		1.50		1.05							
SLU34	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				0.90	1.50		1.05							
SLU35	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	0.90				0.75		1.5							
SLU36	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		0.90			0.75		1.5							
SLU37	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			0.90		0.75		1.5							
SLU38	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				0.90	0.75		1.5							
SLU39	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	0.90				0.75	1.5	1.05							
SLU40	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		0.90			0.75	1.5	1.05							
SLU41	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			0.90		0.75	1.5	1.05							
SLU42	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				0.90	0.75	1.5	1.05							
SLU43	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	1.50						1.05							
SLU44	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		1.50					1.05							
SLU45	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			1.50				1.05							
SLU46	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				1.50			1.05							

SLU47	Strength/Stress	Add	1.00	0.80	1.50													
SLU48	Strength/Stress	Add	1.00	0.80		1.50												
SLU49	Strength/Stress	Add	1.00	0.80			1.50											
SLU50	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				1.50										
SLU51	Strength/Stress	Add	1.00	0.80					1.50		1.05							
SLU52	Strength/Stress	Add	1.00	0.80					0.75		1.5							
RARA01	Strength/Stress	Add	1.00	1.00	1.00				0.50		0.7							
RARA02	Strength/Stress	Add	1.00	1.00		1.00			0.50		0.7							
RARA03	Strength/Stress	Add	1.00	1.00			1.00		0.50		0.7							
RARA04	Strength/Stress	Add	1.00	1.00				1.00	0.50		0.7							
RARA05	Strength/Stress	Add	1.00	1.00	0.60				1.00		0.7							
RARA06	Strength/Stress	Add	1.00	1.00		0.60			1.00		0.7							
RARA07	Strength/Stress	Add	1.00	1.00			0.60		1.00		0.7							
RARA08	Strength/Stress	Add	1.00	1.00				0.60	1.00		0.7							
RARA09	Strength/Stress	Add	1.00	1.00	0.60				0.50		1							
RARA10	Strength/Stress	Add	1.00	1.00		0.60			0.50		1							
RARA11	Strength/Stress	Add	1.00	1.00			0.60		0.50		1							
RARA12	Strength/Stress	Add	1.00	1.00				0.60	0.50		1							
RARA13	Strength/Stress	Add	1.00	1.00	0.60				0.50	1	0.7							
RARA14	Strength/Stress	Add	1.00	1.00		0.60			0.50	1	0.7							
RARA15	Strength/Stress	Add	1.00	1.00			0.60		0.50	1	0.7							
RARA16	Strength/Stress	Add	1.00	1.00				0.60	0.50	1	0.7							
RARA17	Strength/Stress	Add	1.00	1.00	1.00						0.7							
RARA18	Strength/Stress	Add	1.00	1.00		1.00					0.7							
RARA19	Serviceability	Add	1.00	1.00			1.00				0.7							
RARA20	Serviceability	Add	1.00	1.00				1.00			0.7							

RARA21	Serviceability	Add	1.00	1.00	1.00												
RARA22	Serviceability	Add	1.00	1.00		1.00											
RARA23	Serviceability	Add	1.00	1.00			1.00										
RARA24	Serviceability	Add	1.00	1.00				1.00									
RARA25	Serviceability	Add	1.00	1.00					1.00		0.7						
RARA26	Serviceability	Add	1.00	1.00					0.50		1						
FREQ01	Serviceability	Add	1.00	1.00	0.20						0.3						
FREQ02	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.20					0.3						
FREQ03	Serviceability	Add	1.00	1.00			0.20				0.3						
FREQ04	Serviceability	Add	1.00	1.00				0.20			0.3						
FREQ05	Serviceability	Add	1.00	1.00					0.20		0.3						
FREQ06	Serviceability	Add	1.00	1.00							0.5						
QP01	Serviceability	Add	1.00	1.00							0.3						
QP02	Serviceability	Add	1.00	1.00													
SLV01	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	0.3	0.3			
SLV02	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	0.3	-0.3			
SLV03	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	-0.3	0.3			
SLV04	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	-0.3	-0.3			
SLV05	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	0.3	0.3			
SLV06	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	0.3	-0.3			
SLV07	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	-0.3	0.3			
SLV08	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	-0.3	-0.3			
SLV09	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	1	0.3			
SLV10	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	1	-0.3			
SLV11	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-1	0.3			
SLV12	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-1	-0.3			

SLV13	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	1	0.3			
SLV14	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	1	-0.3			
SLV15	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-1	0.3			
SLV16	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-1	-0.3			
SLV17	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	0.3	1			
SLV18	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	0.3	-1			
SLV19	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-0.3	1			
SLV20	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-0.3	-1			
SLV21	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	0.3	1			
SLV22	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	0.3	-1			
SLV23	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-0.3	1			
SLV24	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-0.3	-1			
SLV25	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	0.3	0.3			
SLV26	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	0.3	-0.3			
SLV27	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	-0.3	0.3			
SLV28	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	1	-0.3	-0.3			
SLV29	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	0.3	0.3			
SLV30	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	0.3	-0.3			
SLV31	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	-0.3	0.3			
SLV32	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-1	-0.3	-0.3			
SLV33	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	1	0.3			
SLV34	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	1	-0.3			
SLV35	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-1	0.3			
SLV36	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-1	-0.3			
SLV37	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	1	0.3			
SLV38	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	1	-0.3			

SLV39	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-1	0.3			
SLV40	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-1	-0.3			
SLV41	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	0.3	1			
SLV42	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	0.3	-1			
SLV43	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-0.3	1			
SLV44	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	0.3	-0.3	-1			
SLV45	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	0.3	1			
SLV46	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	0.3	-1			
SLV47	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-0.3	1			
SLV48	Strength/Stress	Add	1	1							0.3	-0.3	-0.3	-1			
SLD01	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	0.3	0.3
SLD02	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	0.3	-0.3
SLD03	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	-0.3	0.3
SLD04	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	-0.3	-0.3
SLD05	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	0.3	0.3
SLD06	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	0.3	-0.3
SLD07	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	-0.3	0.3
SLD08	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	-0.3	-0.3
SLD09	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	1	0.3
SLD10	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	1	-0.3
SLD11	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-1	0.3
SLD12	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-1	-0.3
SLD13	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	1	0.3
SLD14	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	1	-0.3
SLD15	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-1	0.3
SLD16	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-1	-0.3

SLD17	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	0.3	1
SLD18	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	0.3	-1
SLD19	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-0.3	1
SLD20	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-0.3	-1
SLD21	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	0.3	1
SLD22	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	0.3	-1
SLD23	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-0.3	1
SLD24	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-0.3	-1
SLD25	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	0.3	0.3
SLD26	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	0.3	-0.3
SLD27	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	-0.3	0.3
SLD28	Serviceability	Add	1	1							0.3				1	-0.3	-0.3
SLD29	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	0.3	0.3
SLD30	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	0.3	-0.3
SLD31	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	-0.3	0.3
SLD32	Serviceability	Add	1	1							0.3				-1	-0.3	-0.3
SLD33	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	1	0.3
SLD34	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	1	-0.3
SLD35	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-1	0.3
SLD36	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-1	-0.3
SLD37	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	1	0.3
SLD38	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	1	-0.3
SLD39	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-1	0.3
SLD40	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-1	-0.3
SLD41	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	0.3	1
SLD42	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	0.3	-1

SLD43	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-0.3	1
SLD44	Serviceability	Add	1	1							0.3				0.3	-0.3	-1
SLD45	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	0.3	1
SLD46	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	0.3	-1
SLD47	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-0.3	1
SLD48	Serviceability	Add	1	1							0.3				-0.3	-0.3	-1

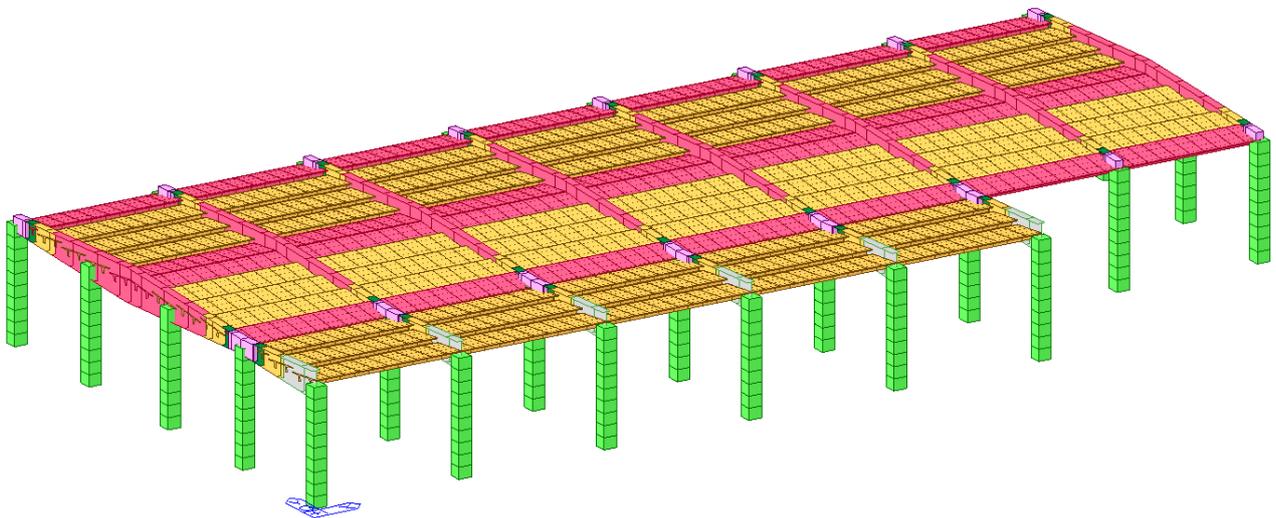
## 11. MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO

Per le analisi strutturali si adottano due modelli strutturali separati, uno per le strutture prefabbricate dell'edificio in elevazione e uno per le strutture interrato.

*Fig. 30: Modello strutture interrato e di fondazione- vista dall'alto*

*Fig. 31: Modello strutture interrato e di fondazione- vista dal basso*

Per simulare la presenza del terreno di fondazione sono state assegnate agli elementi shell a quota superiore una rigidezza lineare avente rigidezza distribuita di  $20000 \text{ kN/m}^3$ , mentre per le fondazioni più profonde il valore della rigidezza delle molle distribuite è pari a  $50000 \text{ kN/m}^3$ .



*Fig. 32: Modello strutture in elevazione*

## 11.1 Carichi applicati nel modello

### 11.1.1 G1 - peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato automaticamente dal software di calcolo considerando il peso specifico e la geometria degli elementi strutturali.

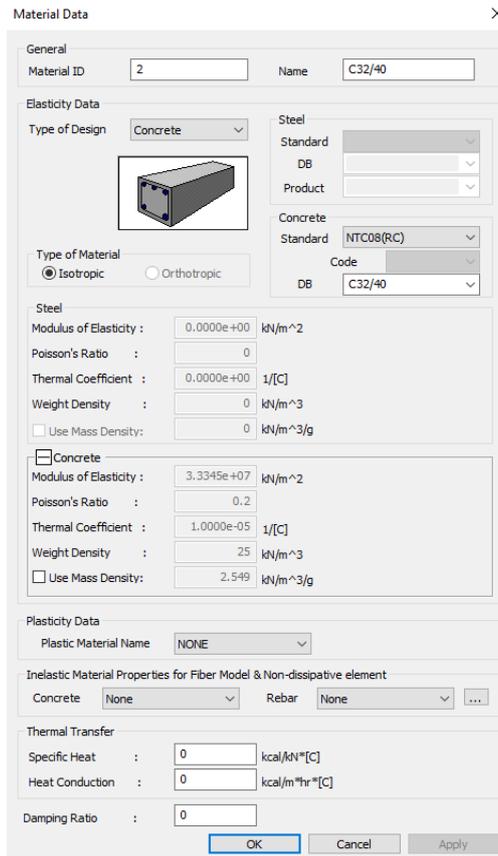


Fig. 33: Condizione di carico G1– peso specifico calcestruzzo

Il peso delle pignatte e dell'intonaco per il solaio di copertura sono illustrati nella seguente figura.

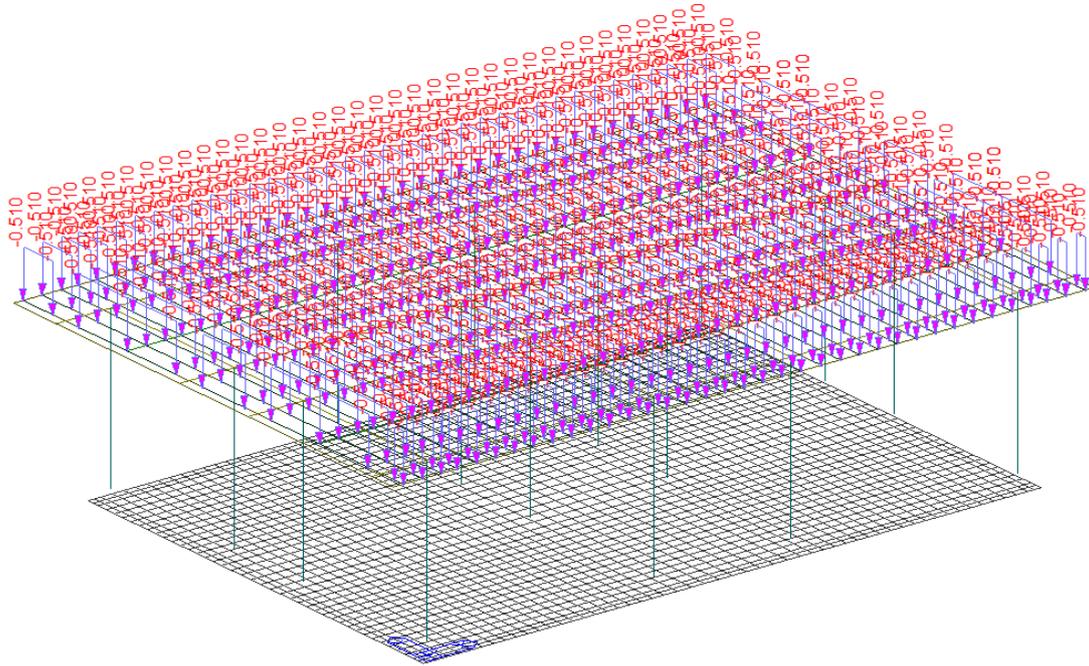


Fig. 34: Condizione di carico G1– peso solaio

### 11.1.2 G2 - permanenti non strutturali

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti ai permanenti portati applicati al modello dell'edificio.

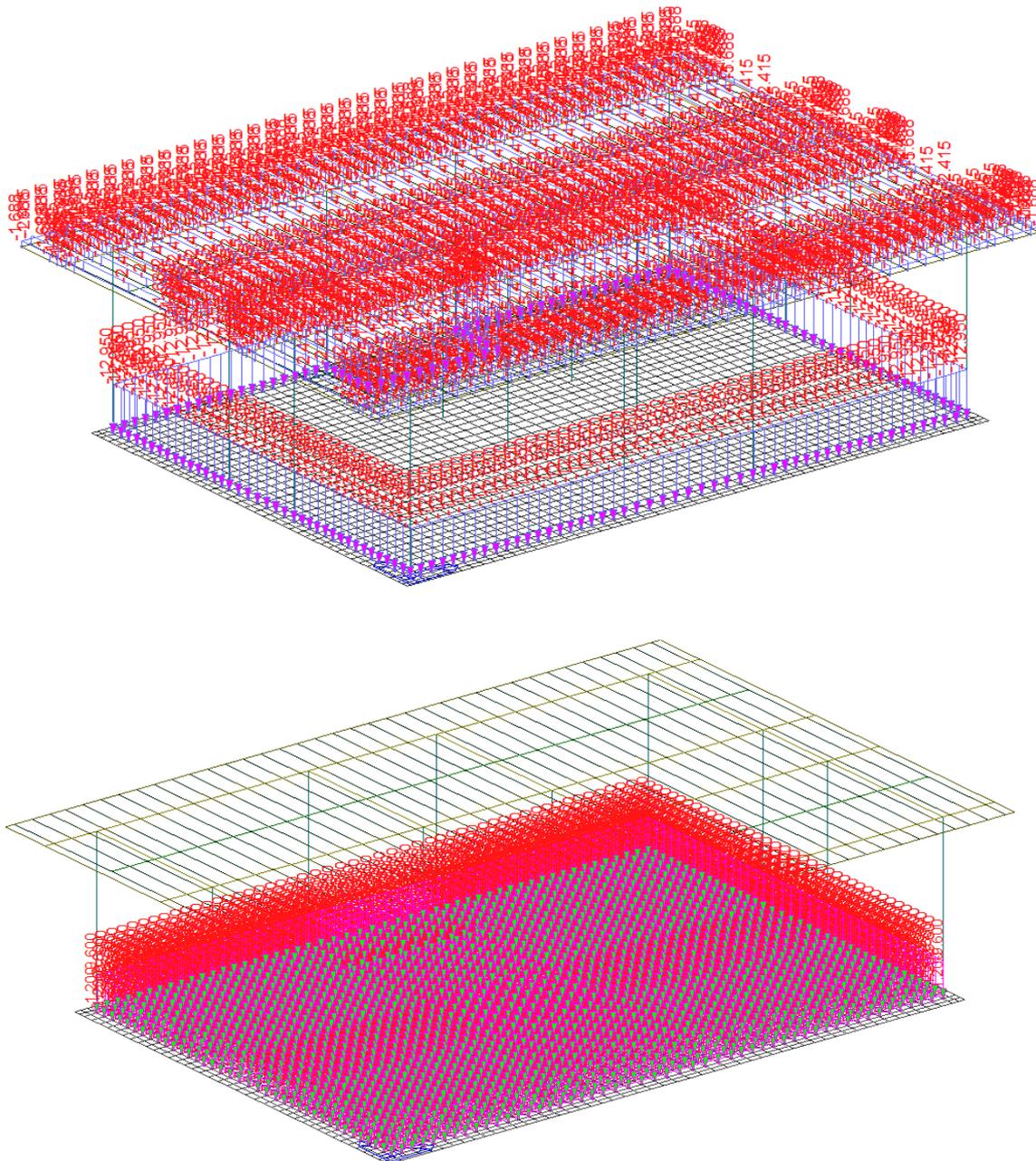


Fig. 35: Condizione di carico G2 – permanenti portati

### 11.1.3 Q2x+ vento X+

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione X+ applicate nel modello dell’edificio

*Fig. 36: Condizione di carico Q2X+ Vento – vento su edificio*

#### 11.1.4 Q2y+ vento Y+

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione Y+ applicate nel modello dell’edificio

*Fig. 37: Condizione di carico Q2Y+ Vento – vento su edificio*

### 11.1.5 Q2x- vento X-

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione X- applicate nel modello dell’edificio

*Fig. 38: Condizione di carico Q2X- Vento – vento su edificio*

### 11.1.6 Q2y- vento Y-

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione Y- applicate nel modello dell’edificio

*Fig. 39: Condizione di carico Q2Y- Vento – vento su edificio*

### 11.1.7 Q3 Neve

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla neve sulla copertura dell'edificio.

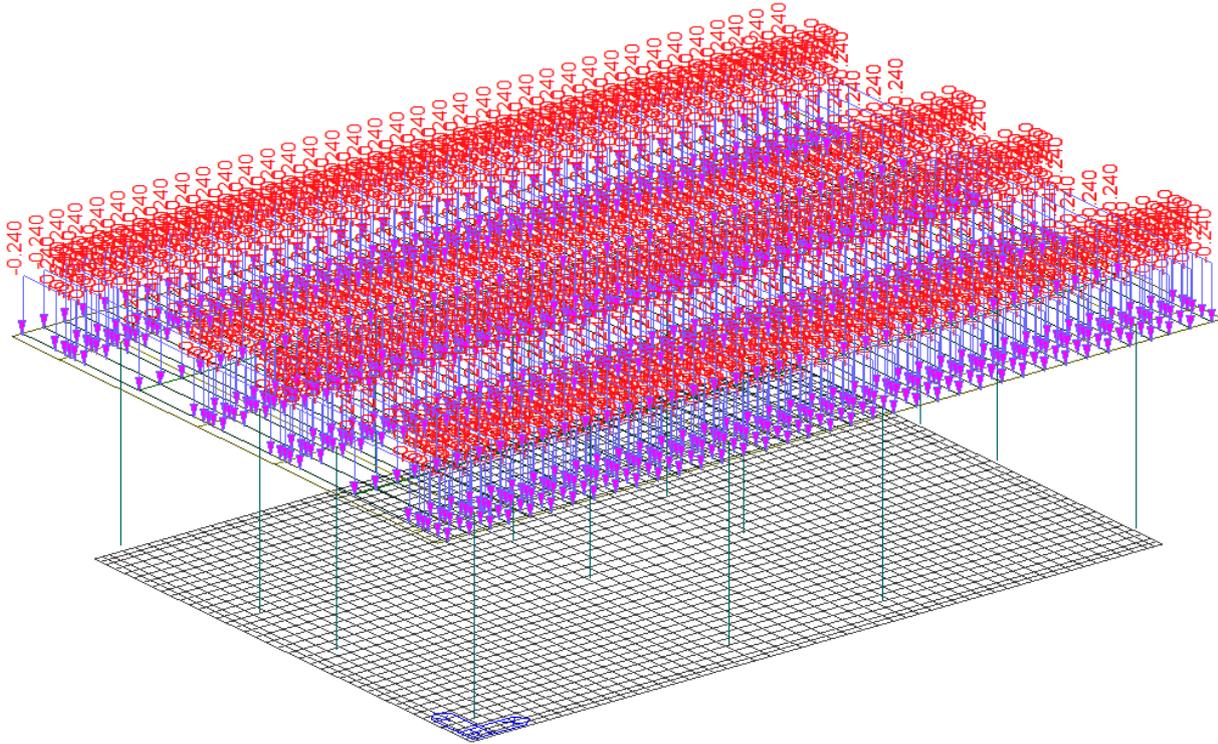


Fig. 40: Condizione di carico Q3 Neve – copertura edificio

### 11.1.8 Q1 manutenzione copertura

Si riportano nella figura seguente i carichi di manutenzione sulla copertura dell'edificio.

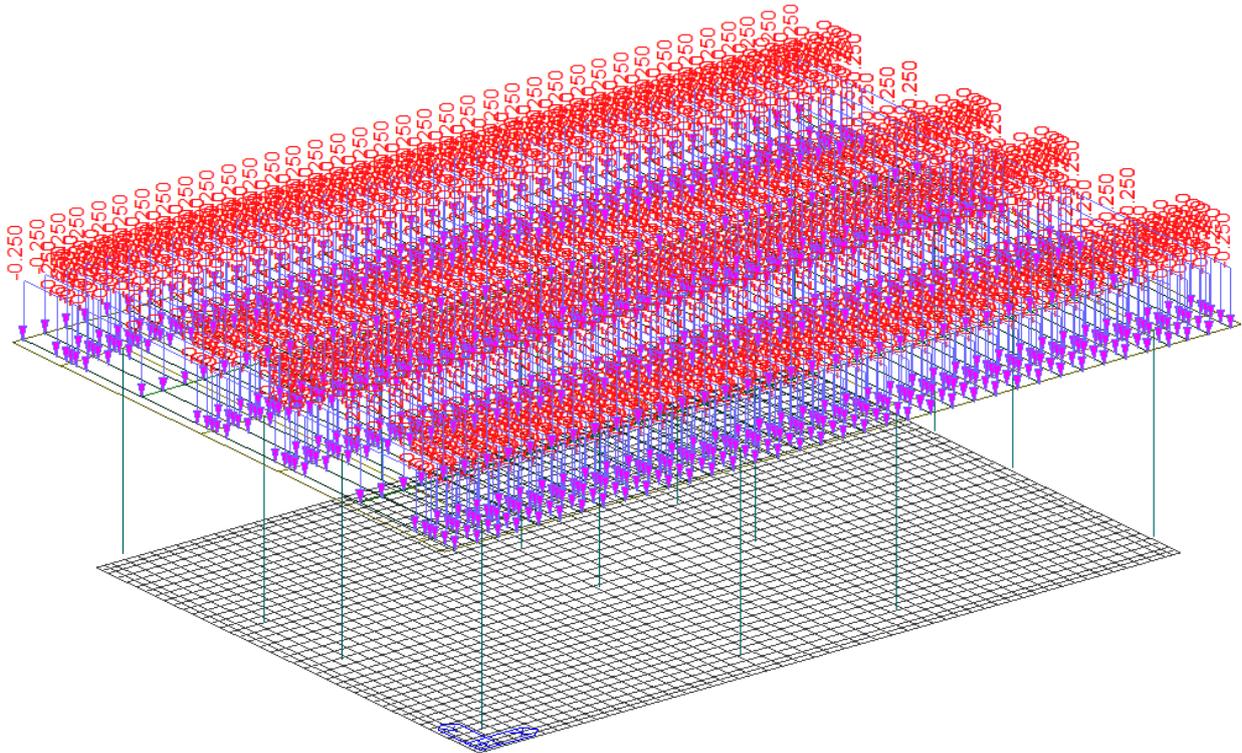


Fig. 41: Condizione di carico Q1 manutenzione – copertura edificio

### 11.1.9 Q4 Variabile soletta piano terra

Si riportano nella figura seguente i carichi variabili sulla soletta di fondazione dell'edificio.

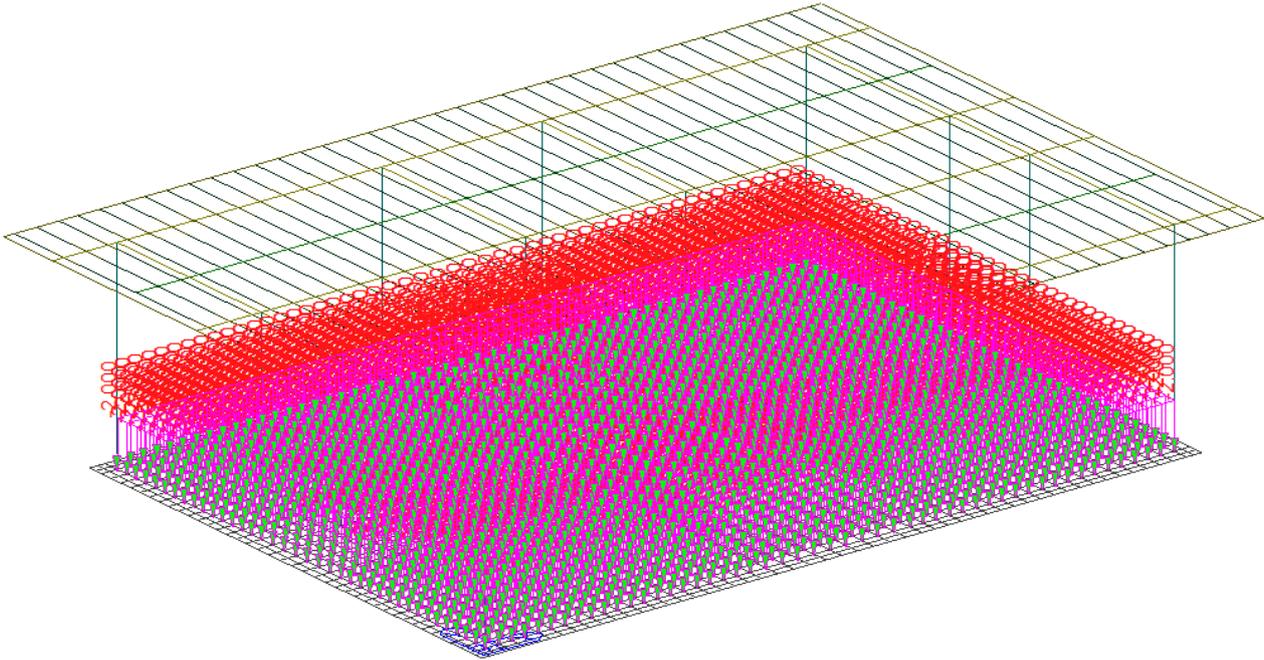


Fig. 42: Condizione di carico Q4 carichi variabili – platea fondazione edificio

## 12. RISULTATI ANALISI STRUTTURALI

Nelle immagini che seguono si riportano gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi strutturali. Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi beam dell'edificio secondo gli assi locali come mostrati nella figura seguente.

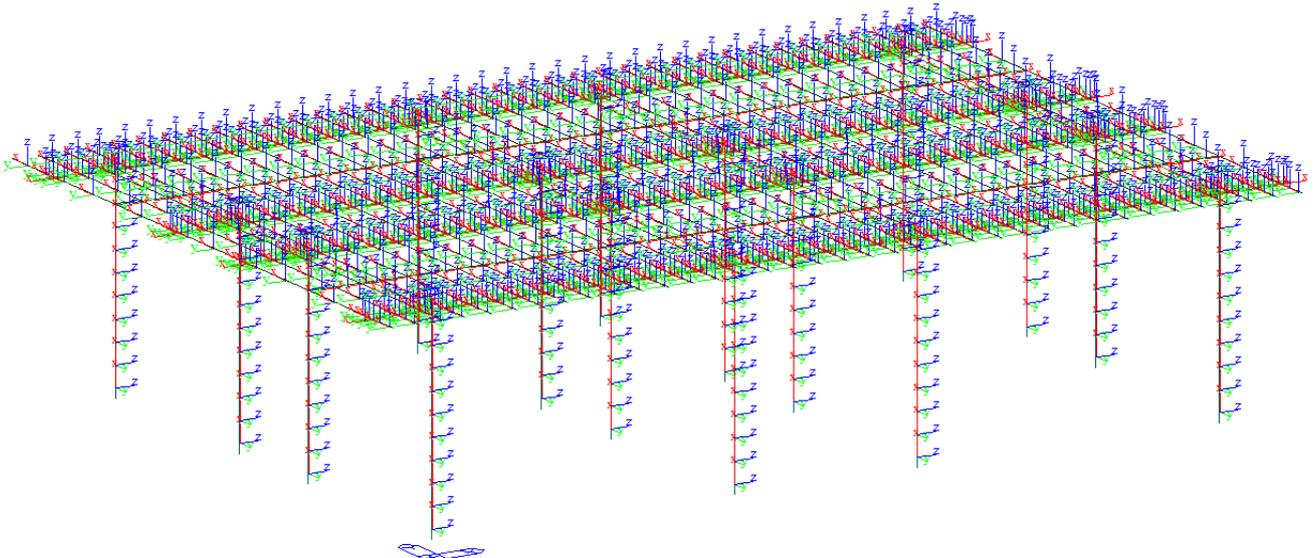
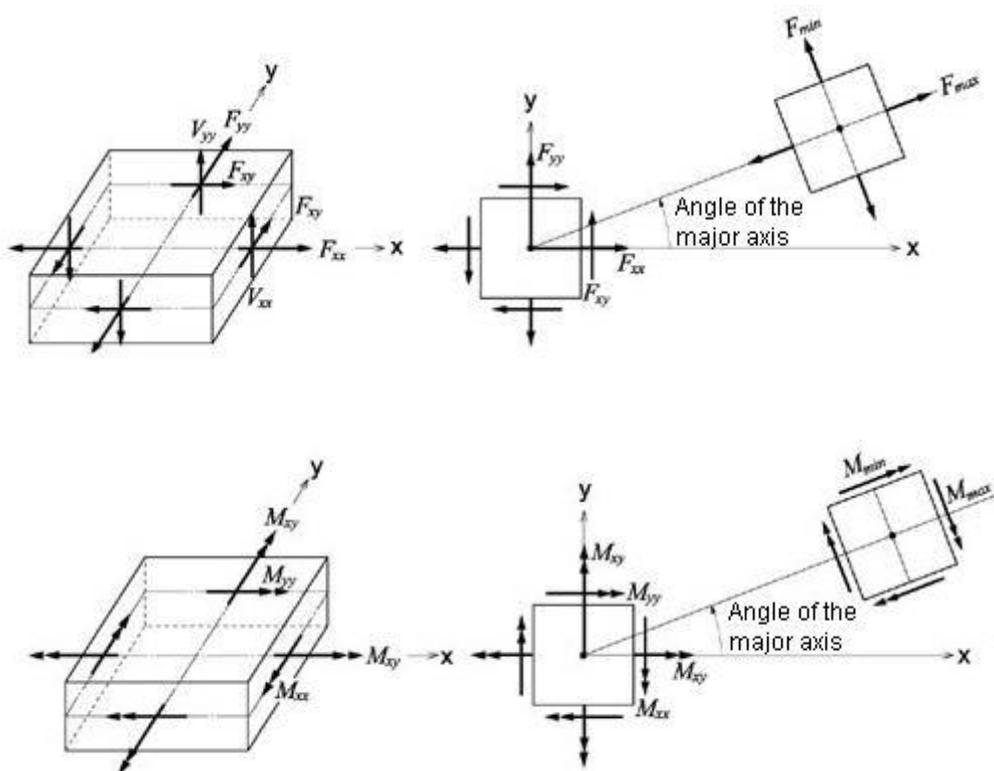


Fig. 43 – Assi locali elementi beam



*Fig. 44 – Assi locali elementi shell*

### 12.1 Diagrammi delle sollecitazioni edificio – SLU

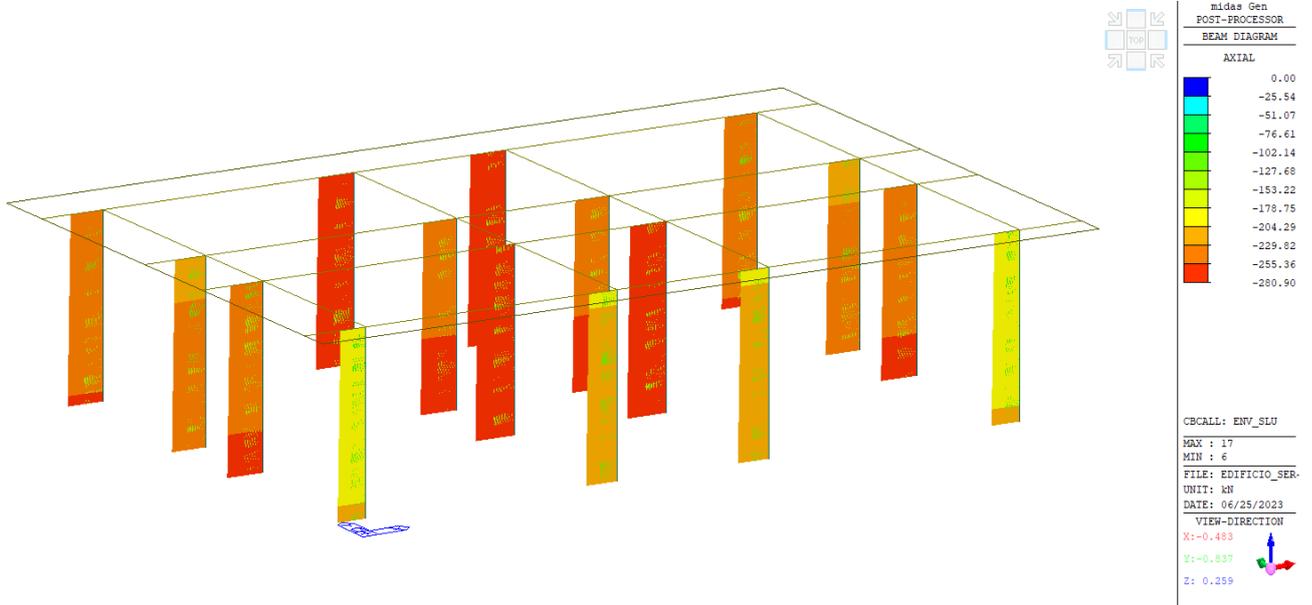


Fig. 45 – Involuppo SLU sforzo normale Fx

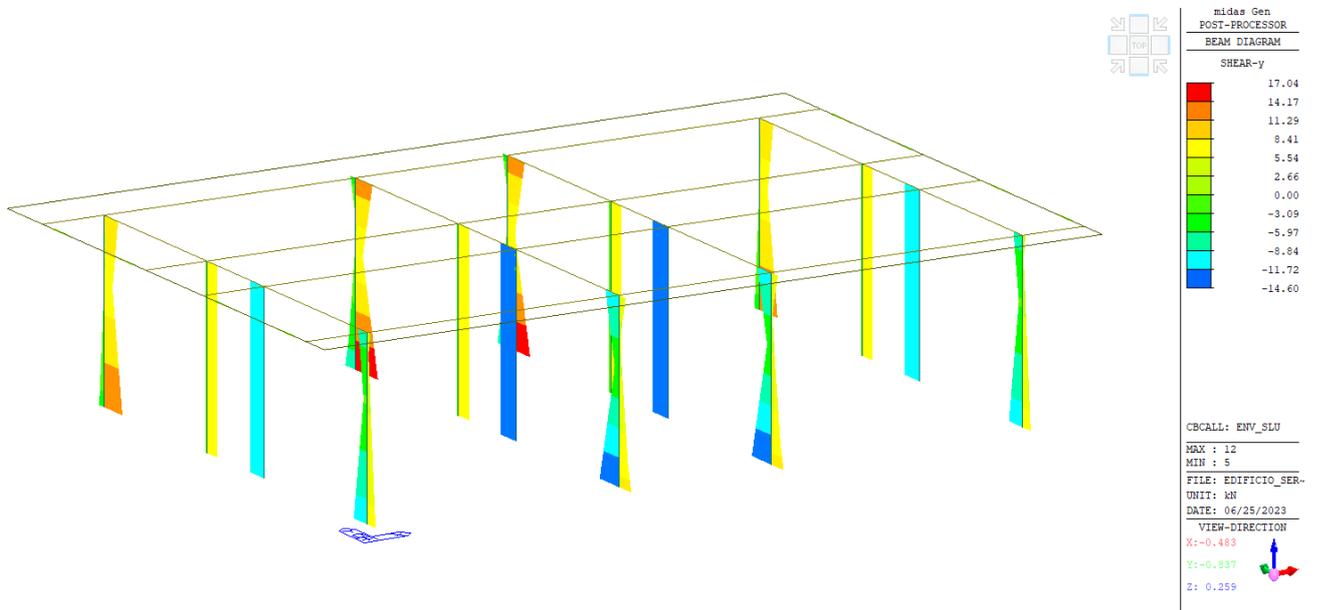


Fig. 46 – Involuppo SLU sforzo di taglio Vy

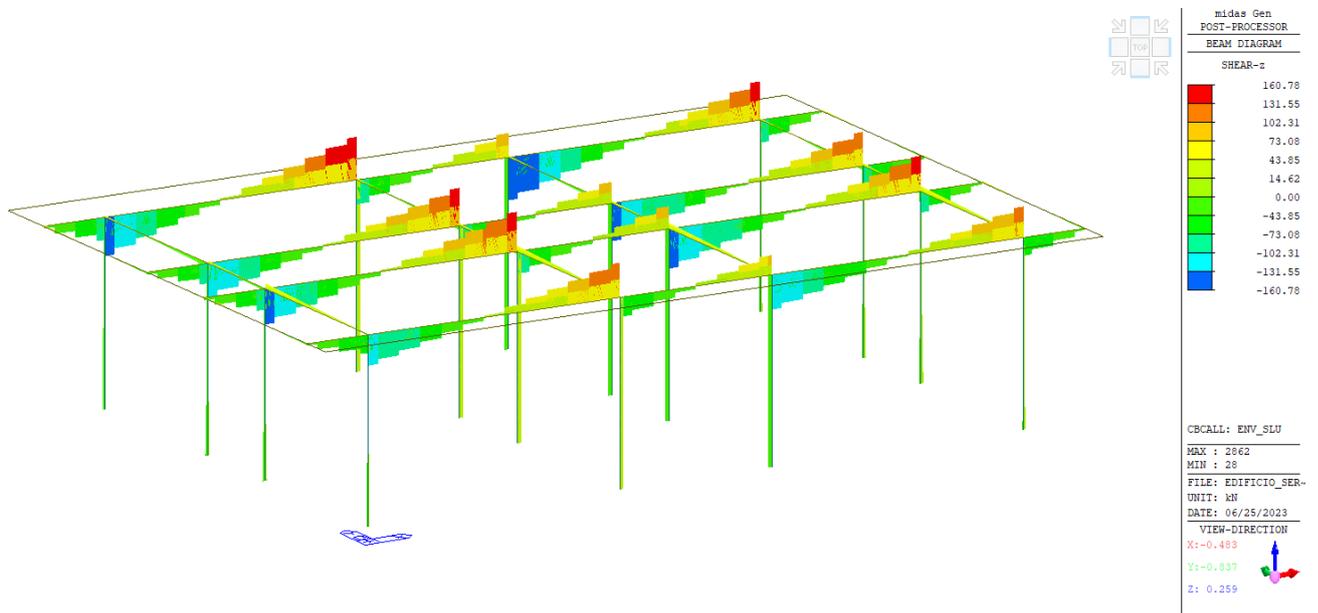


Fig. 47 – Inviluppo SLU sforzo di taglio Vz

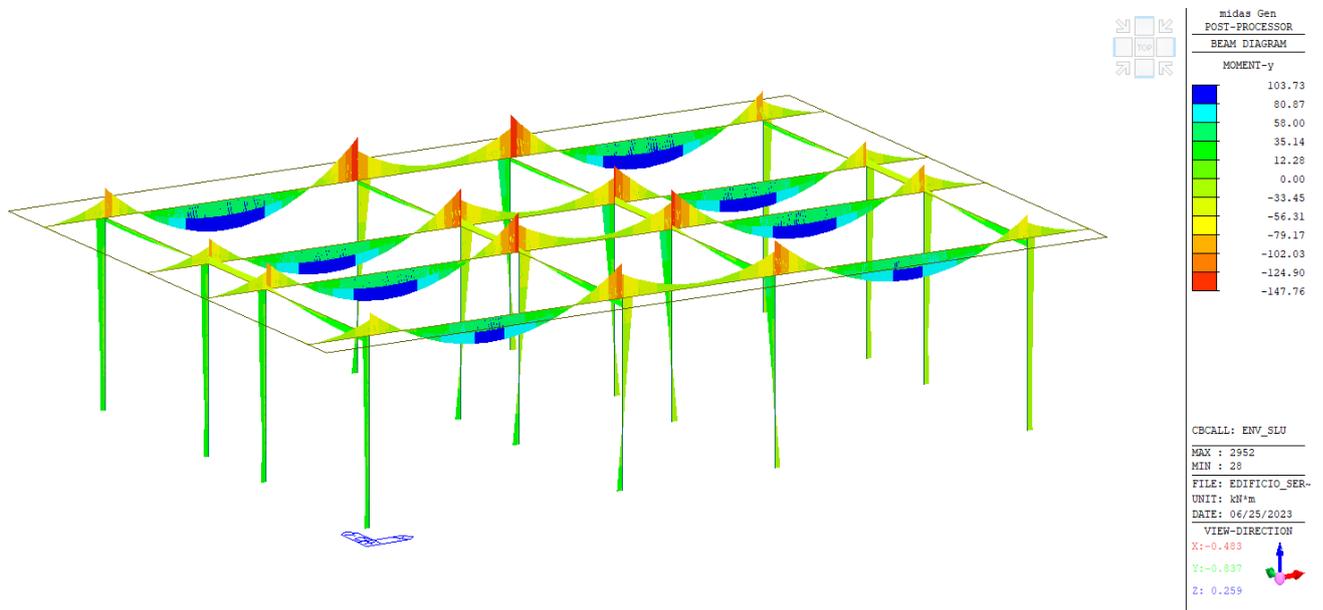


Fig. 48 – Inviluppo SLU momento flettente My

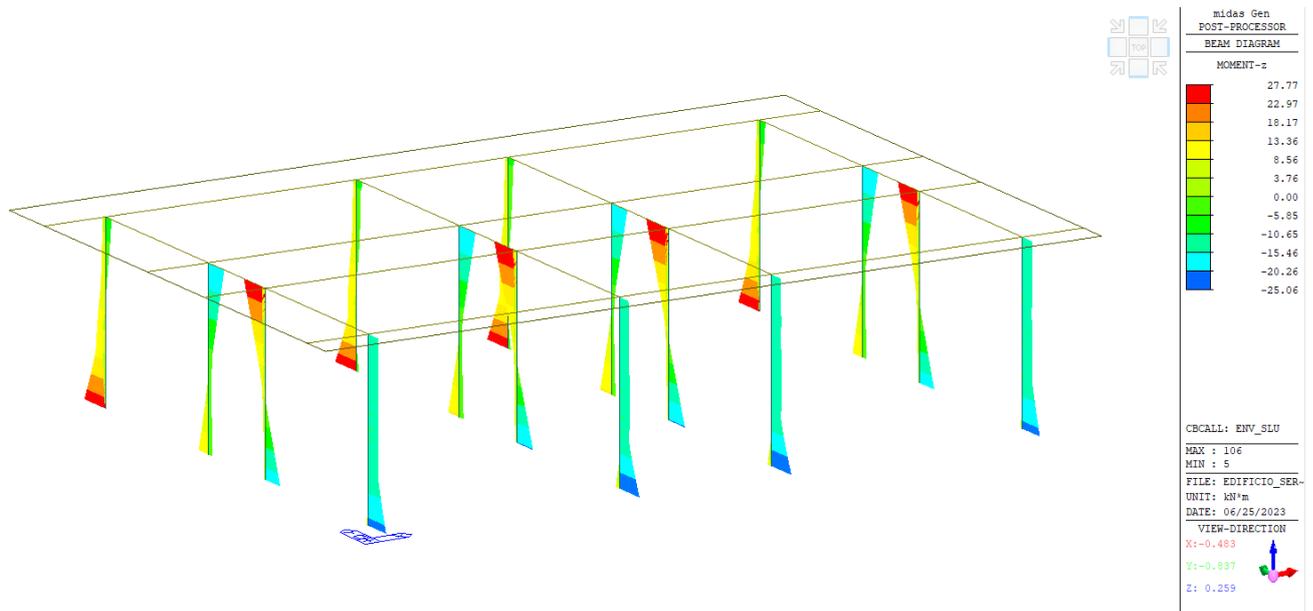


Fig. 49 – Involuppo SLU momento flettente Mz

## 12.2 Diagrammi delle sollecitazioni edificio – SLV

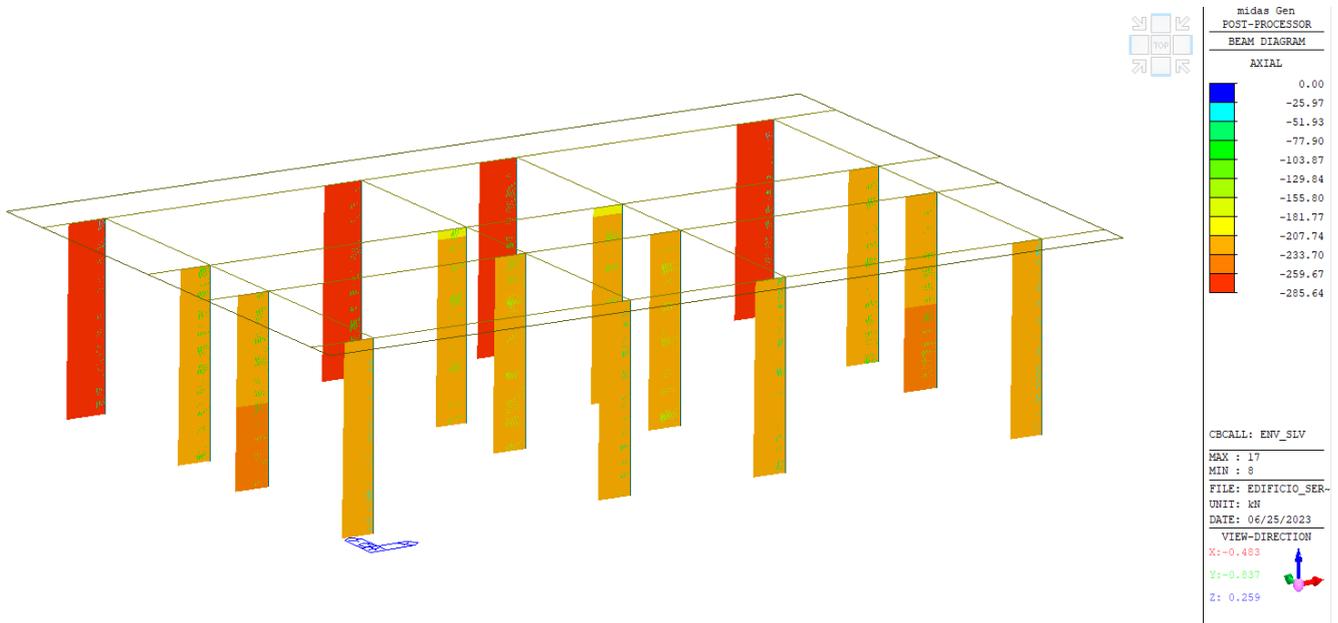


Fig. 50 – Inviluppo SLV sforzo normale Fx

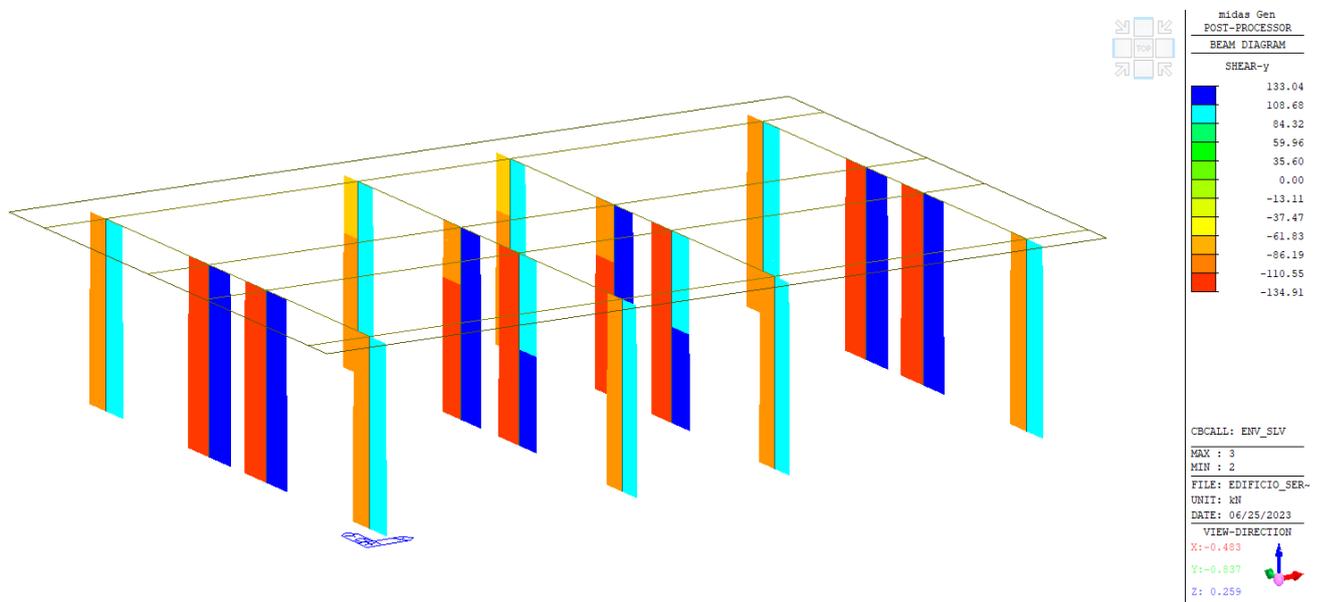


Fig. 51 – Inviluppo SLV sforzo di taglio Vy

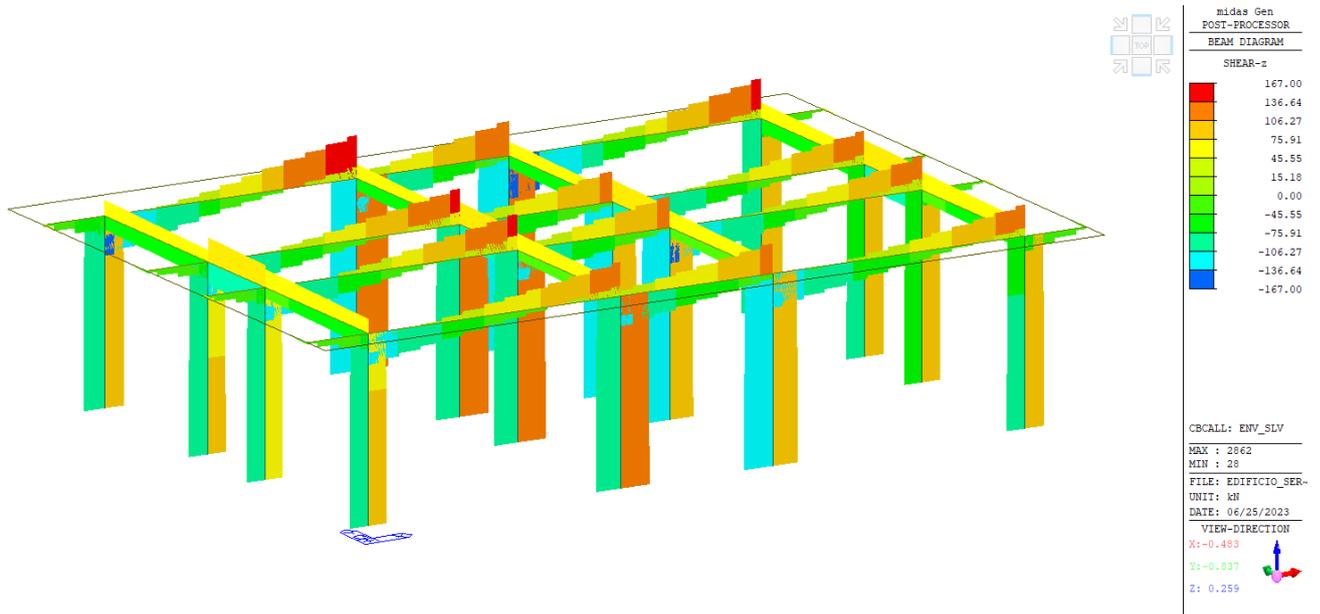


Fig. 52 – Inviluppo SLV sforzo di taglio Vz

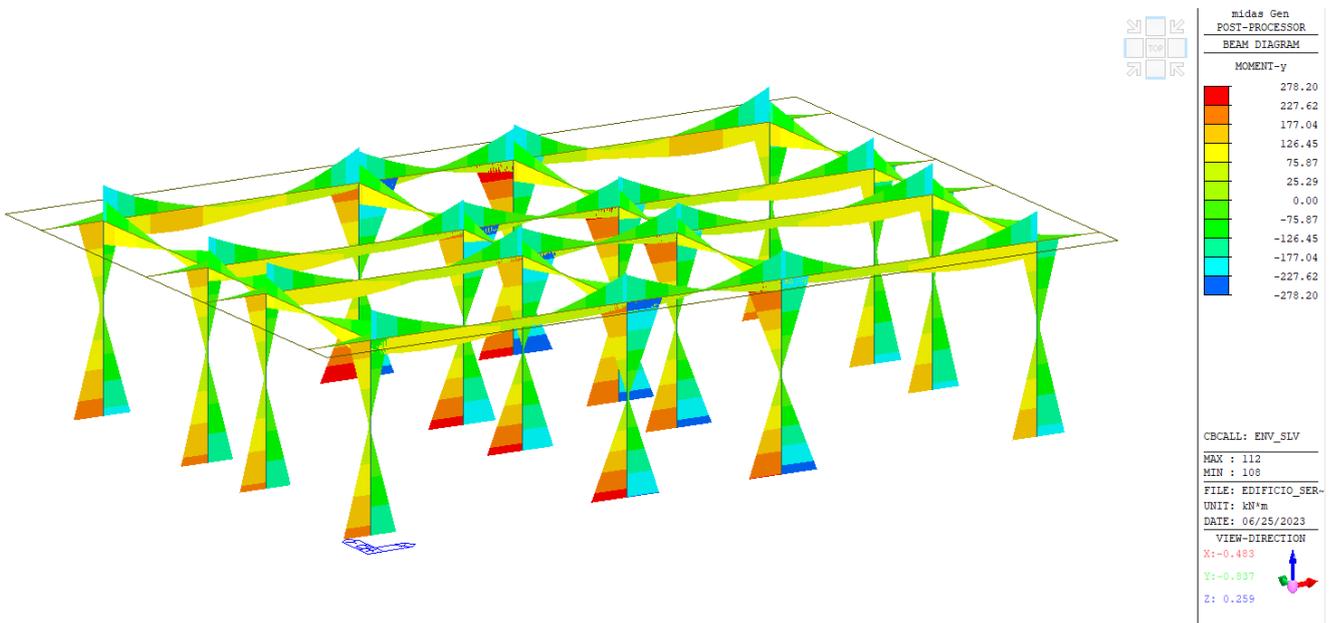


Fig. 53 – Inviluppo SLV momento flettente My

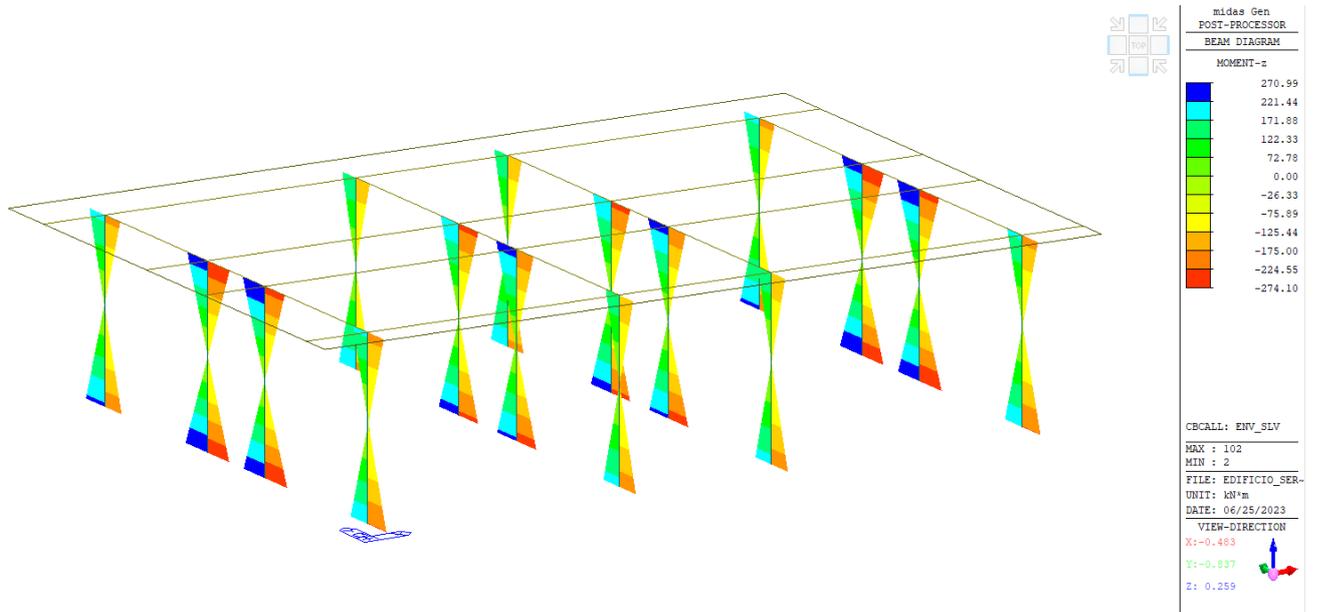


Fig. 54 – Involuppo SLV momento flettente  $M_z$

### 12.3 Diagrammi delle sollecitazioni edificio – SLE (RARA)

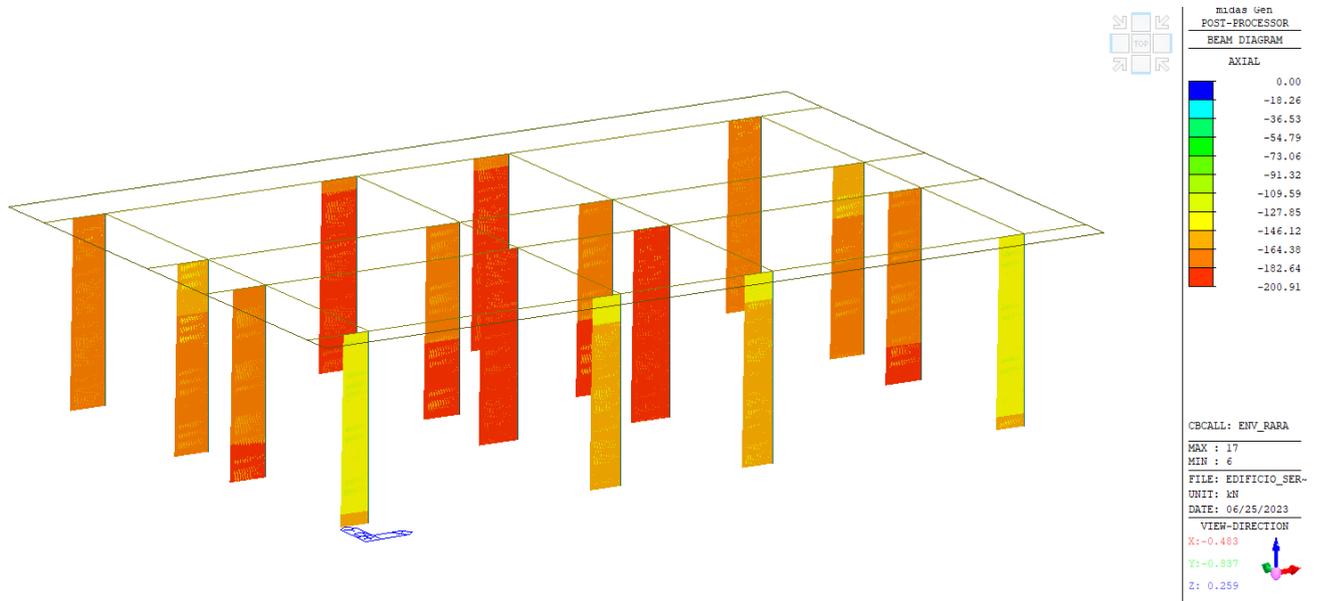


Fig. 55 – Involuppo SLE (RARA) sforzo normale  $F_x$

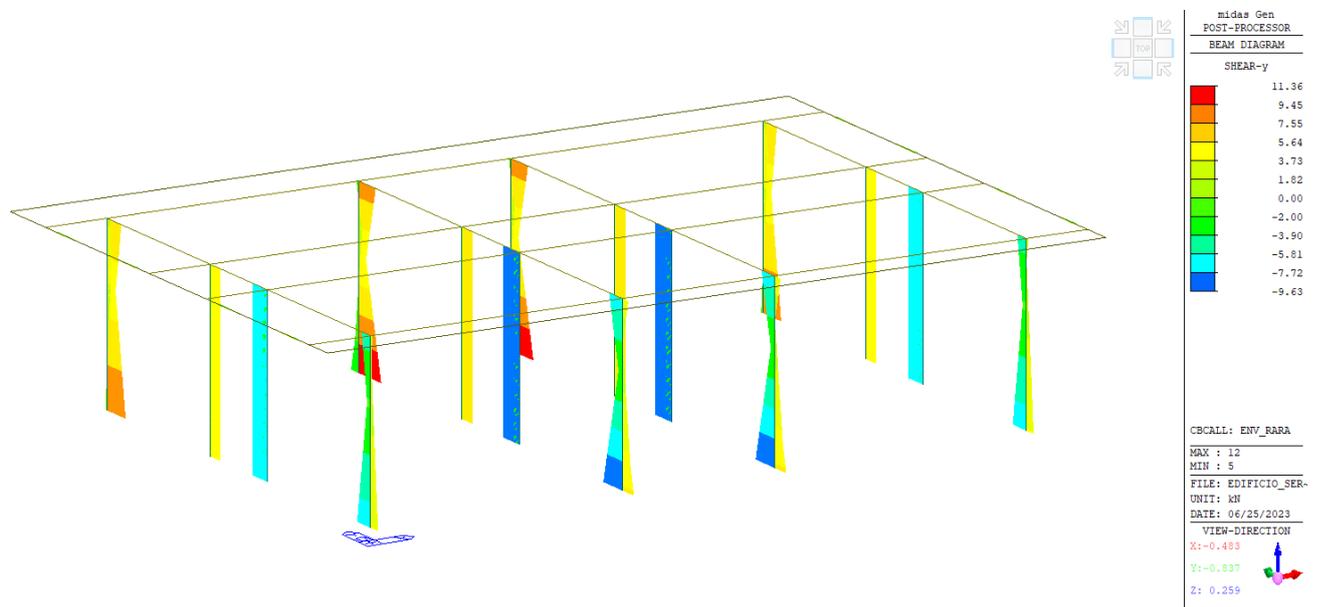


Fig. 56 – Involuppo SLE (RARA) sforzo di taglio  $V_y$

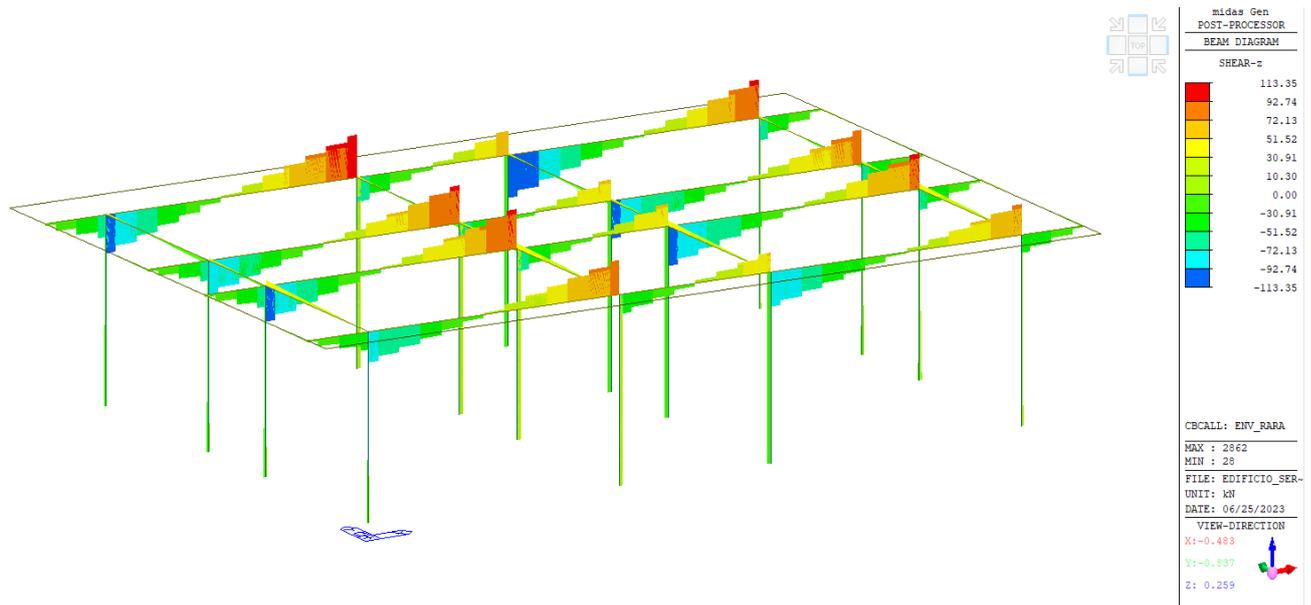


Fig. 57 – Inviluppo SLE (RARA) sforzo di taglio Vz

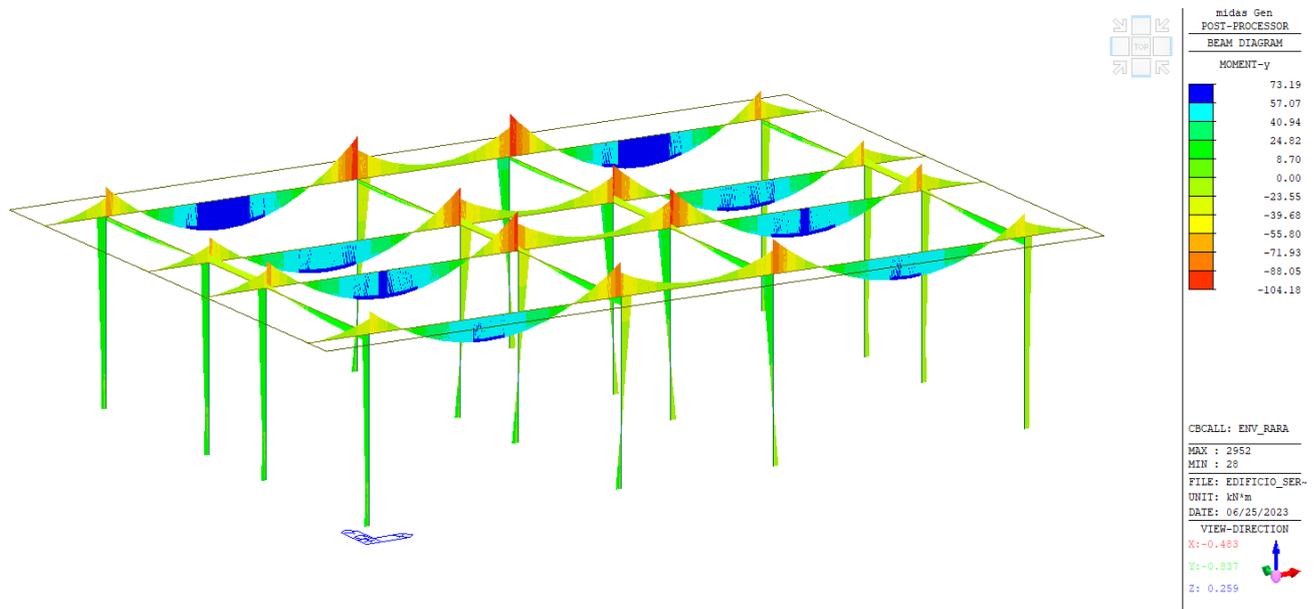


Fig. 58 – Inviluppo SLE (RARA) momento flettente My

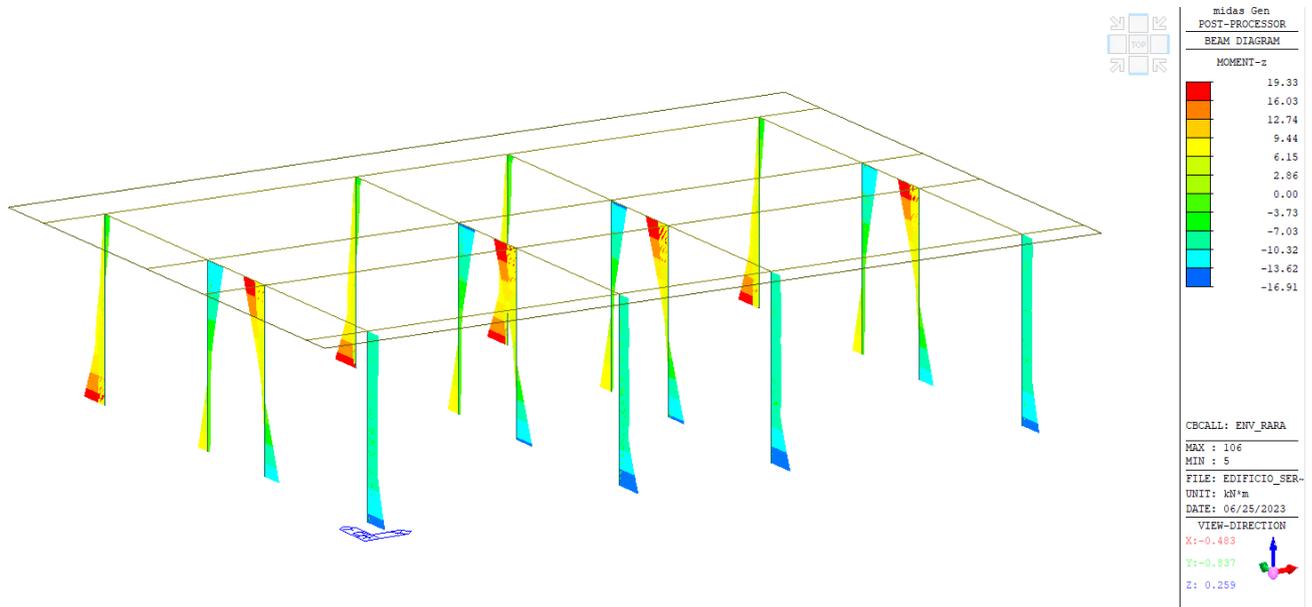


Fig. 59 – Involuppo SLE (RARA) momento flettente  $M_z$

## 12.4 Diagrammi delle sollecitazioni edificio – SLE (FREQUENTE)

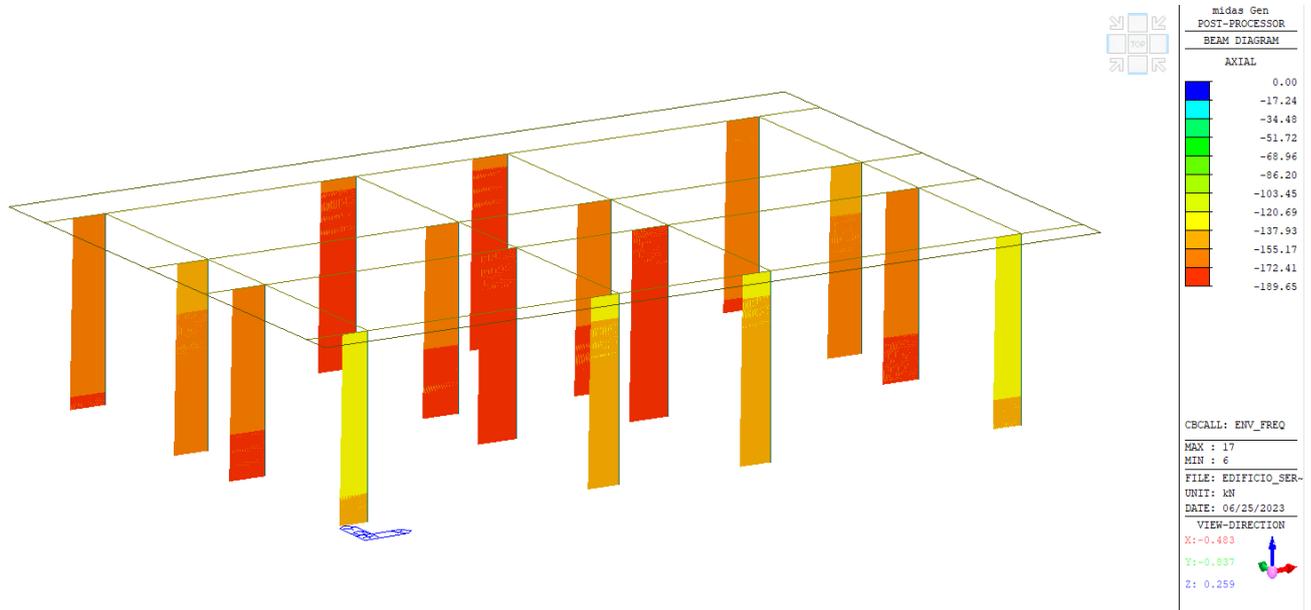


Fig. 60 – Involuppo SLE (FREQUENTE) sforzo normale  $F_x$

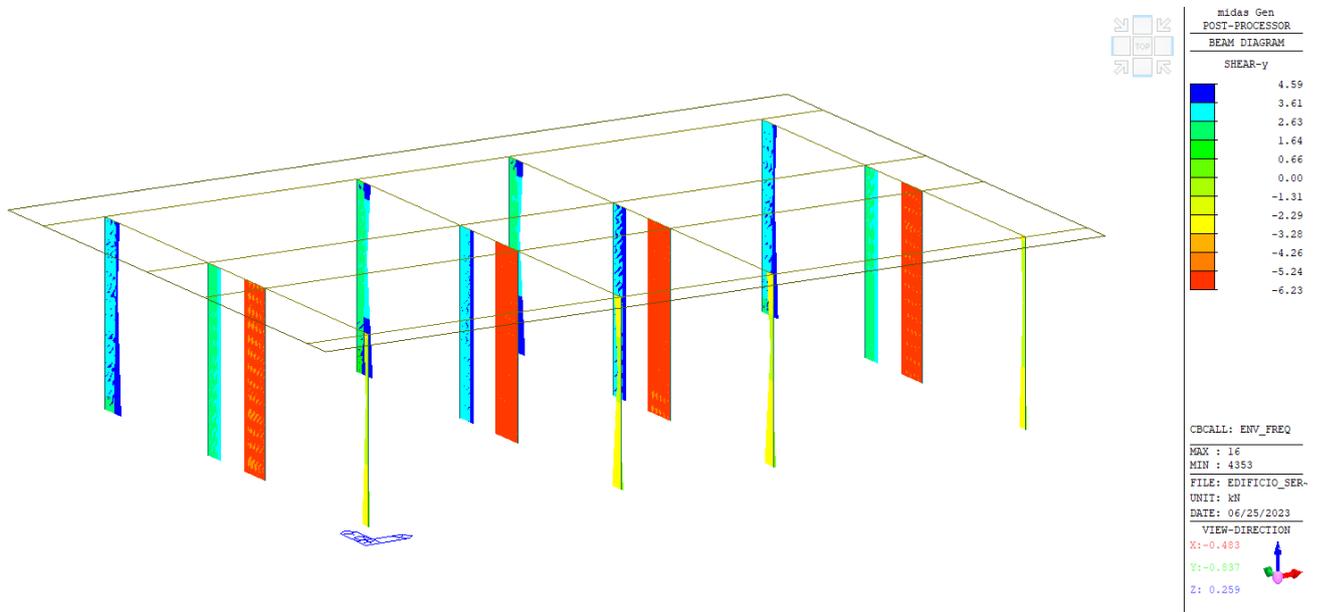


Fig. 61 – Involuppo SLE (FREQUENTE) sforzo di taglio  $V_y$

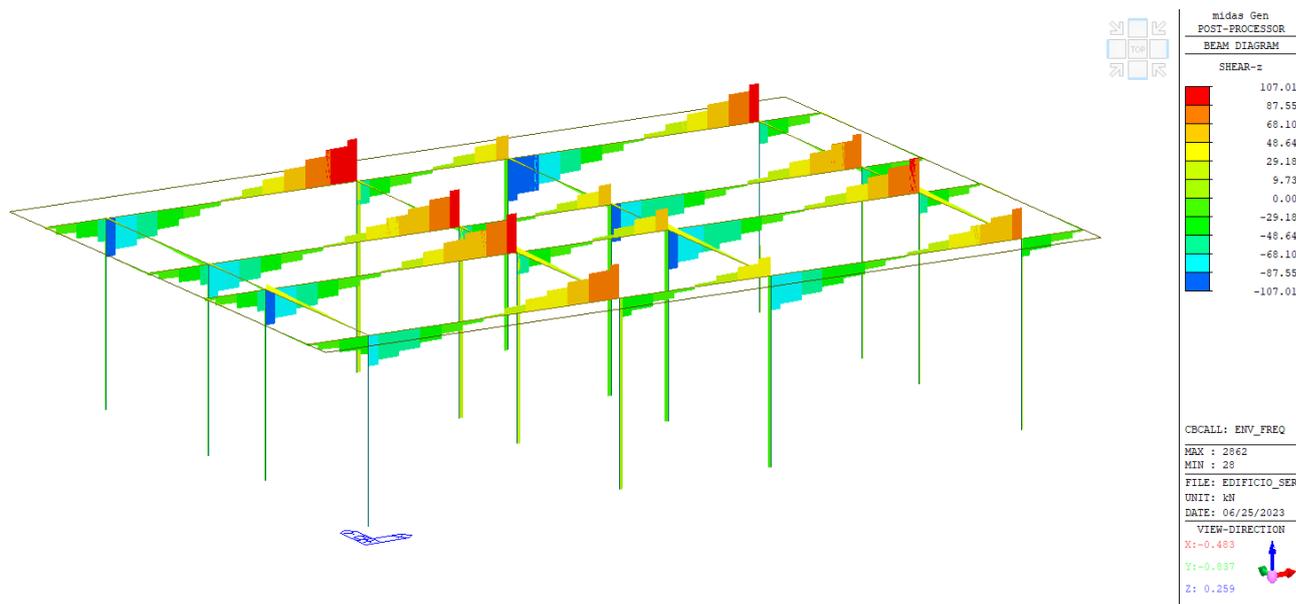


Fig. 62 – Involuppo SLE (FREQUENTE) sforzo di taglio Vz

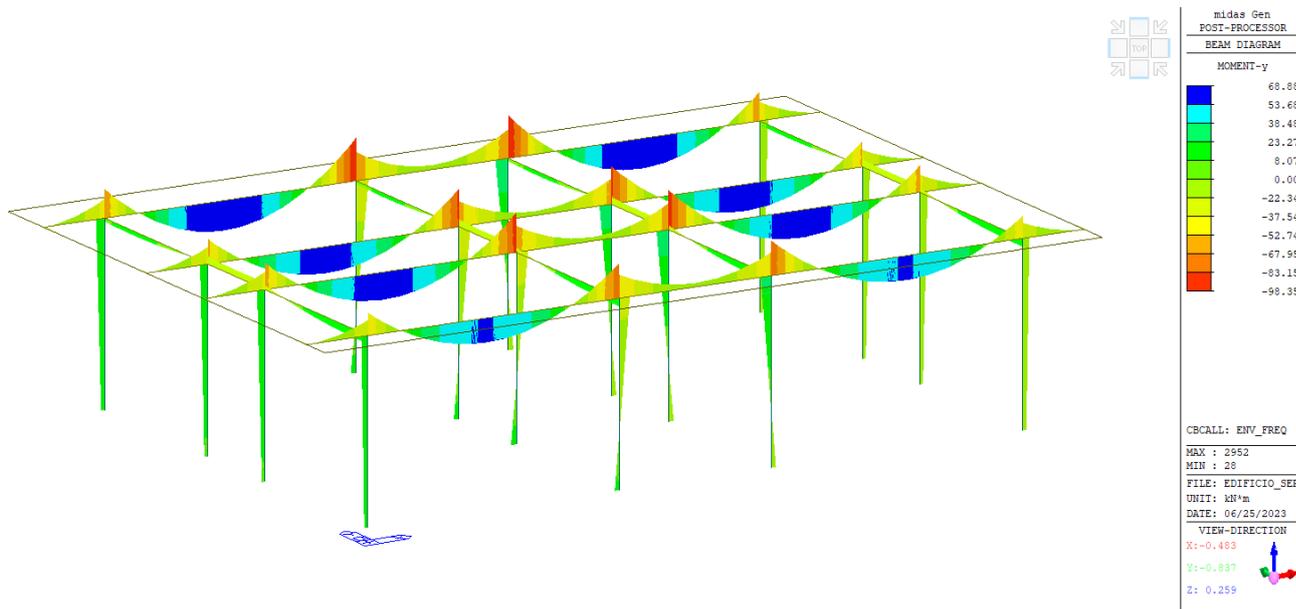


Fig. 63 – Involuppo SLE (FREQUENTE) momento flettente My

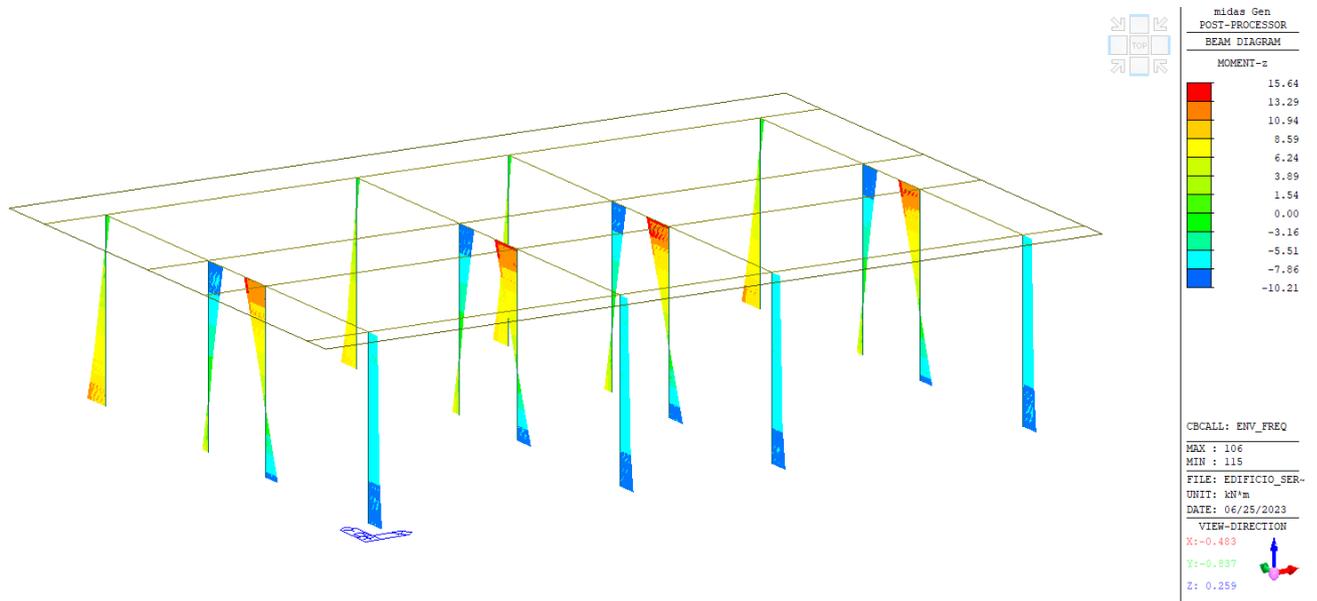


Fig. 64 – Involuppo SLE (FREQUENTE) momento flettente  $M_z$

## 12.5 Diagrammi delle sollecitazioni edificio – SLE (QUASI PERMANENTE)

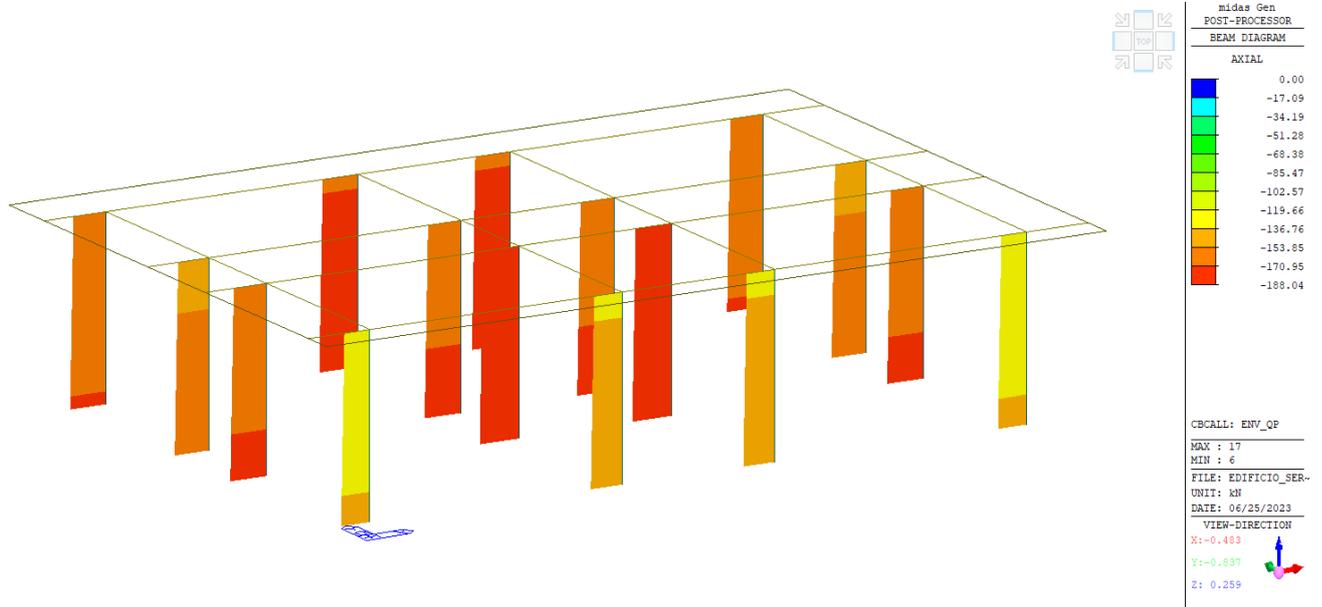


Fig. 65 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo normale Fx

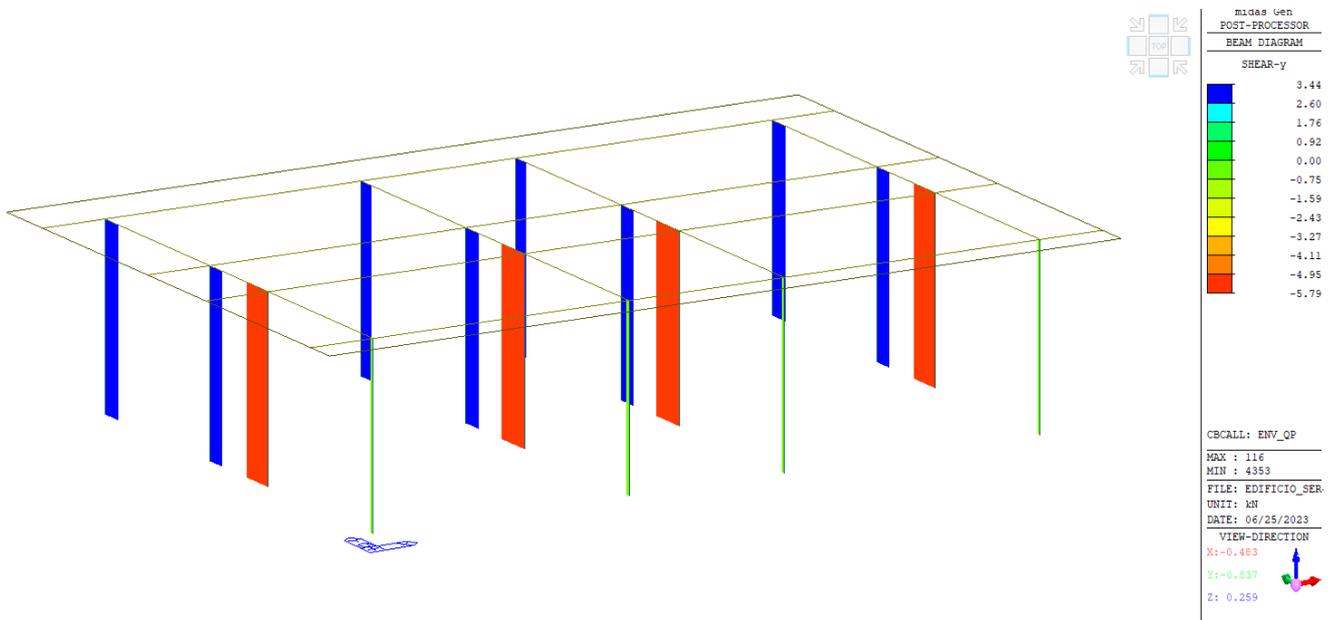


Fig. 66 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo di taglio Vy

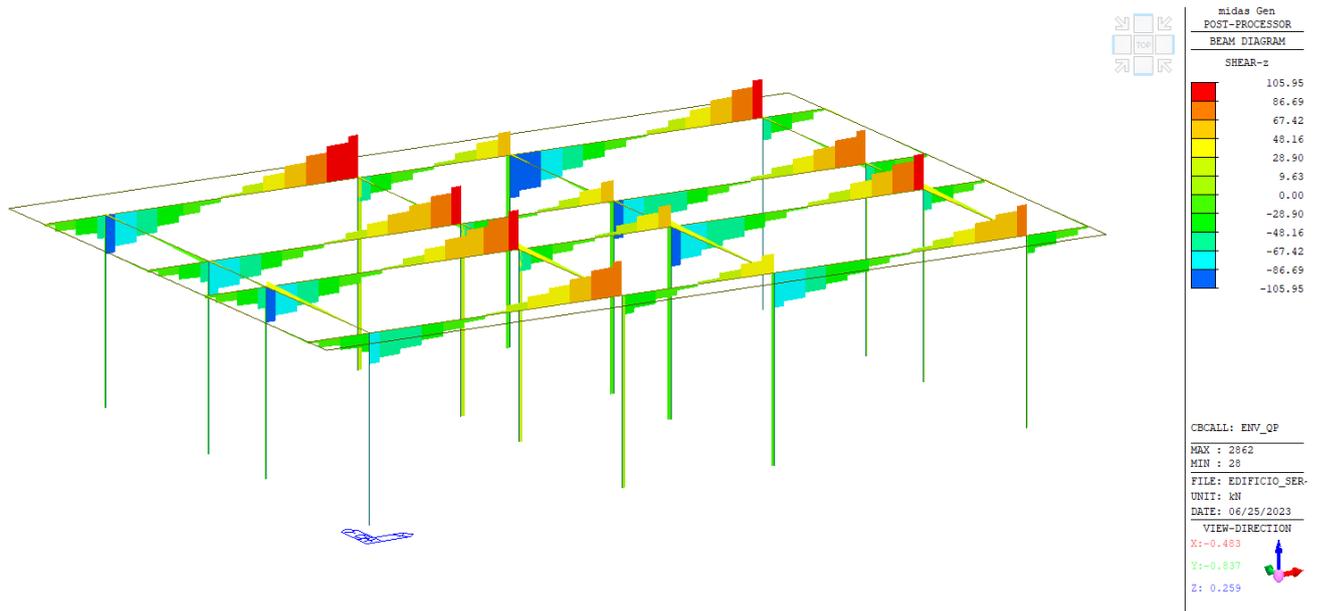


Fig. 67 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo di taglio Vz

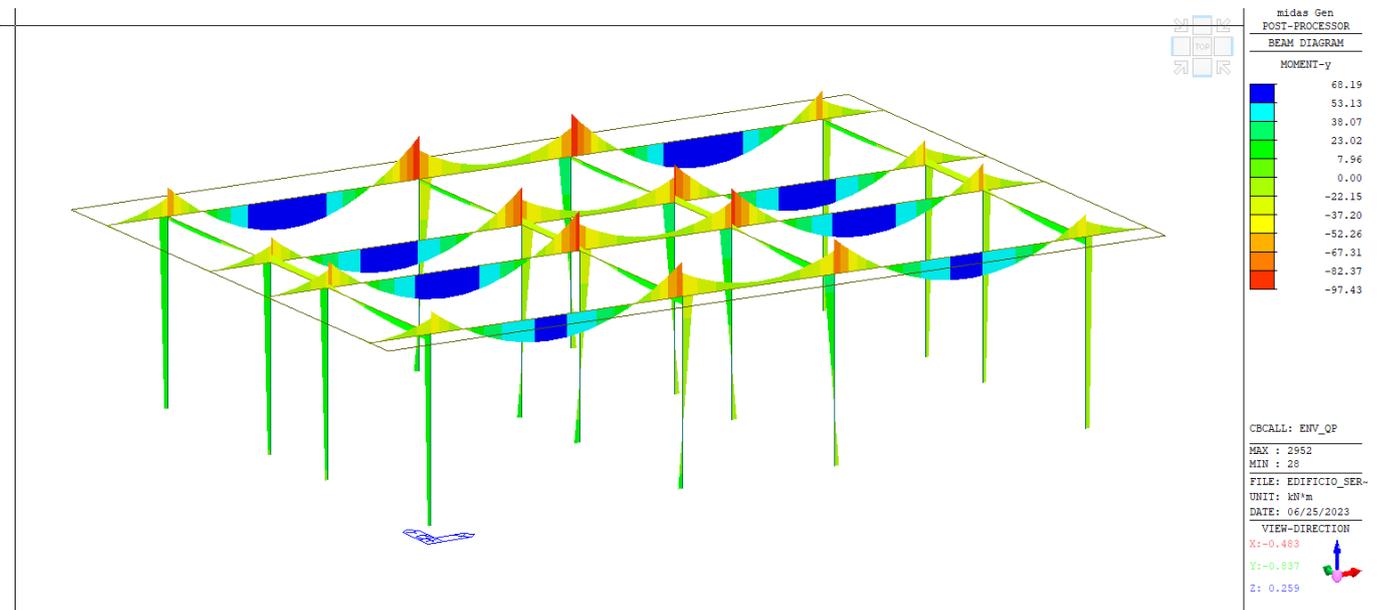


Fig. 68 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) momento flettente My

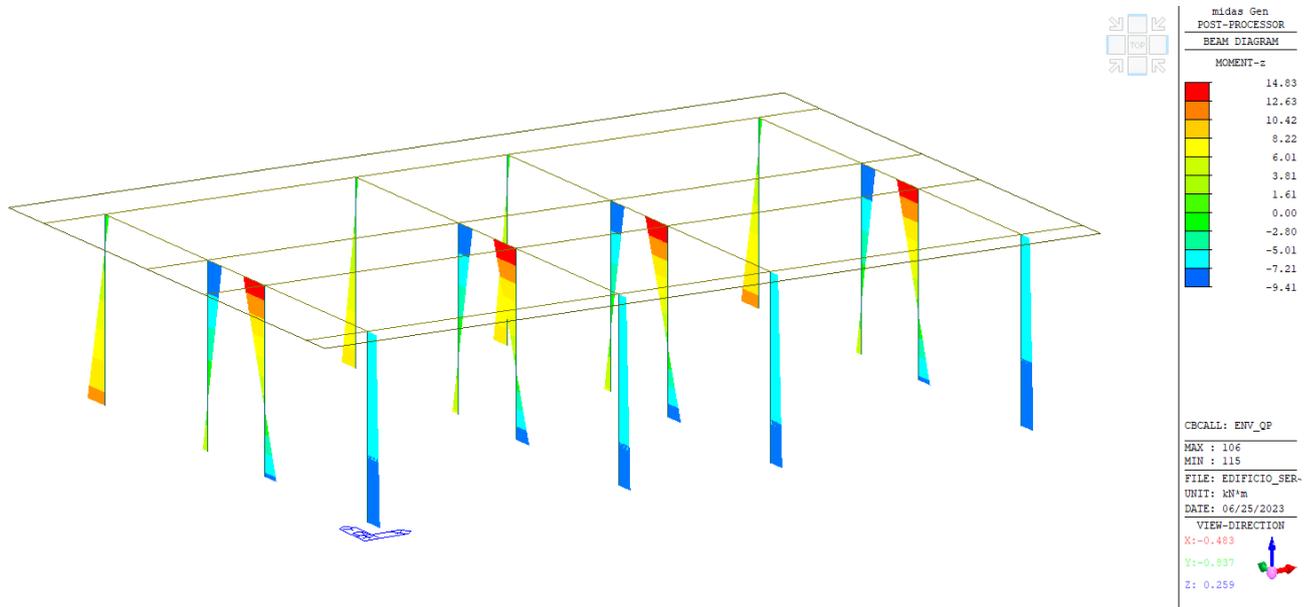


Fig. 69 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) momento flettente Mz

### 12.6 Diagrammi delle sollecitazioni platea fondazione 60 cm– SLU

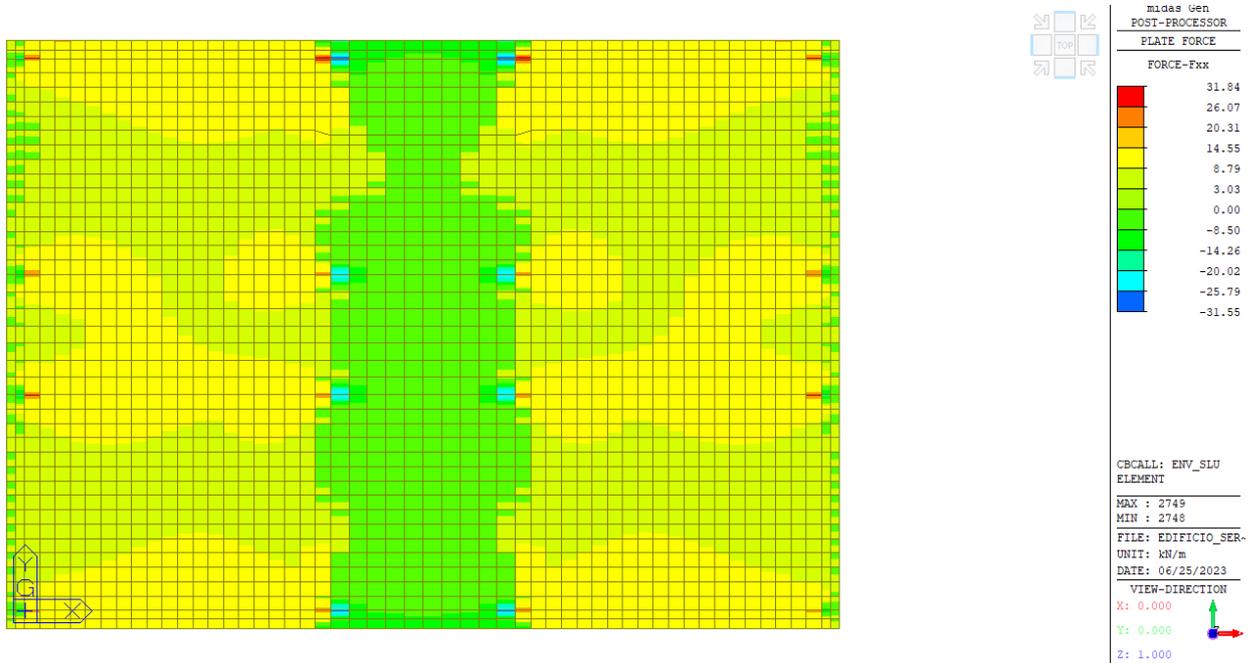


Fig. 70 – Inviluppo SLU – Sforzo normale Fxx

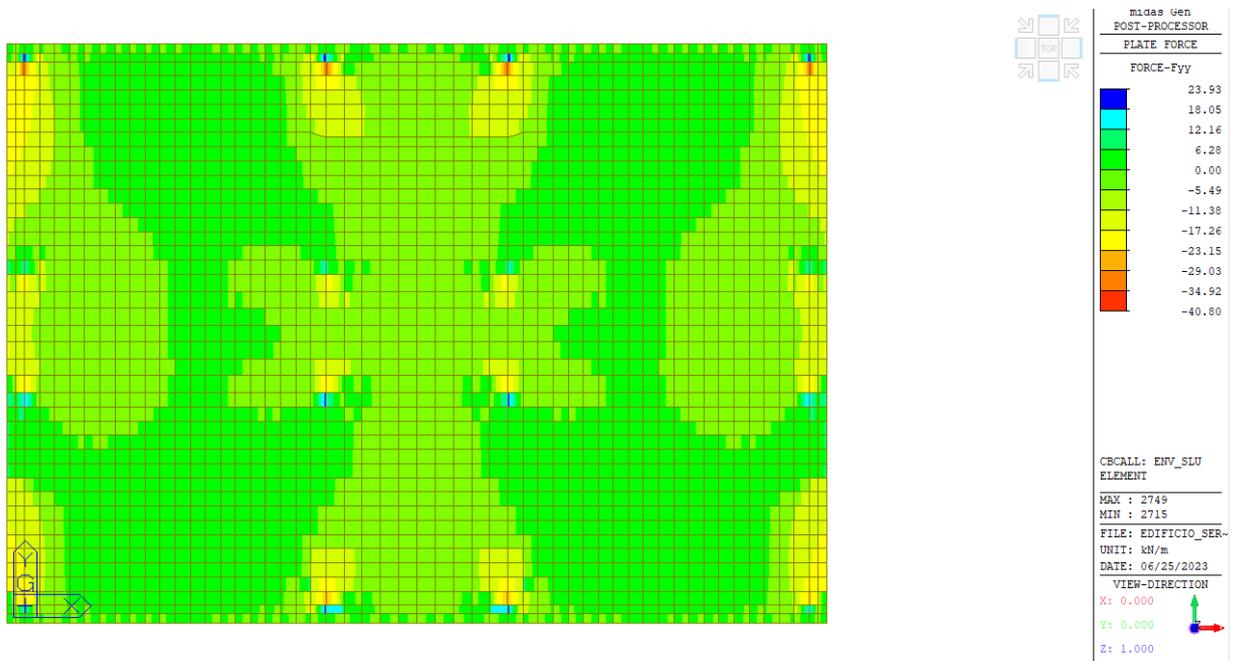


Fig. 71 – Inviluppo SLU – Sforzo normale Fyy

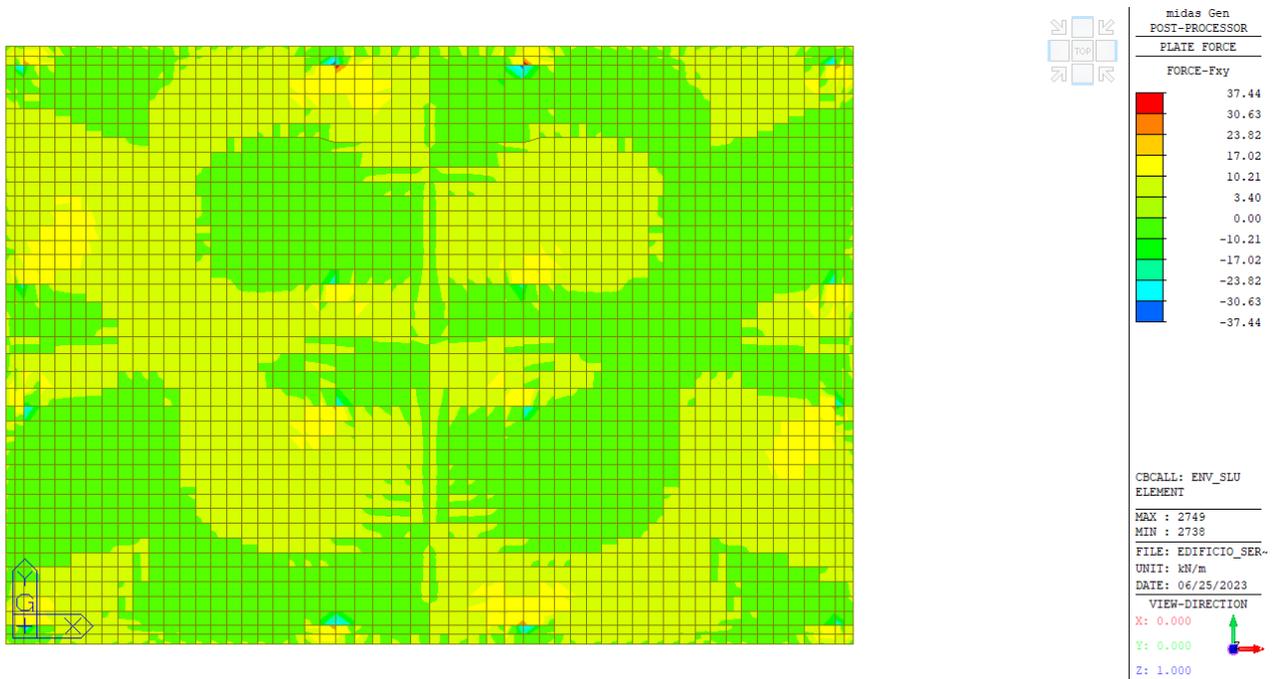


Fig. 72 – Involuppo SLU – Sforzo di taglio membranale Fxy

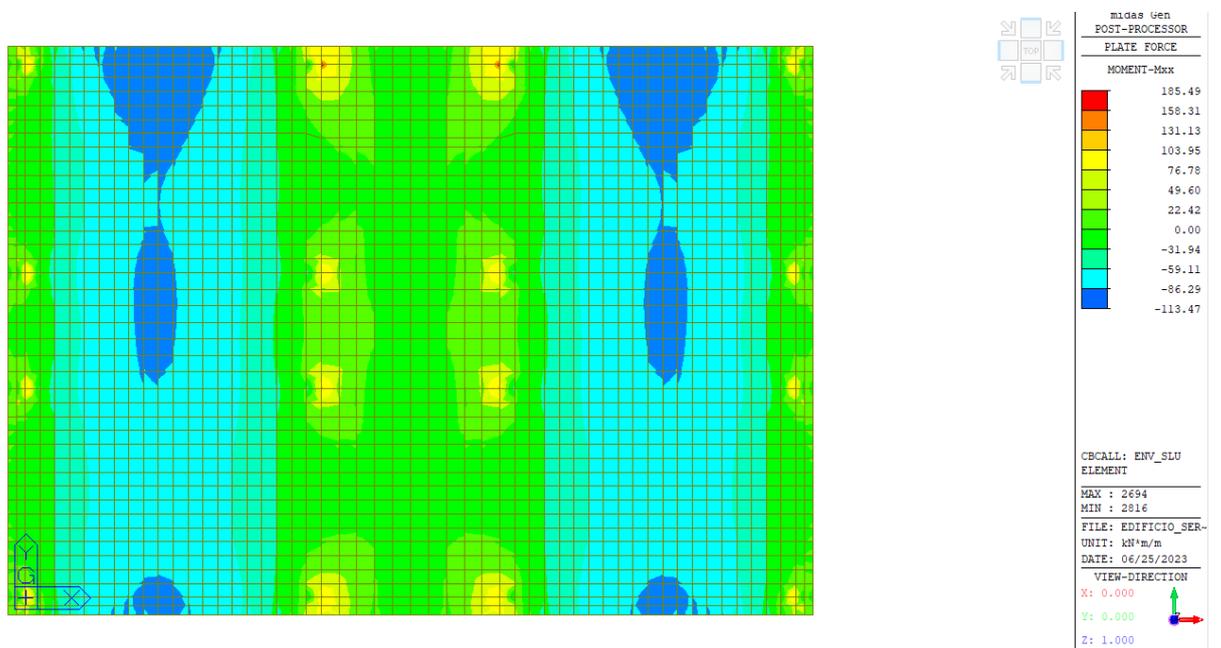


Fig. 73 – Involuppo SLU – Momento flettente Mxx

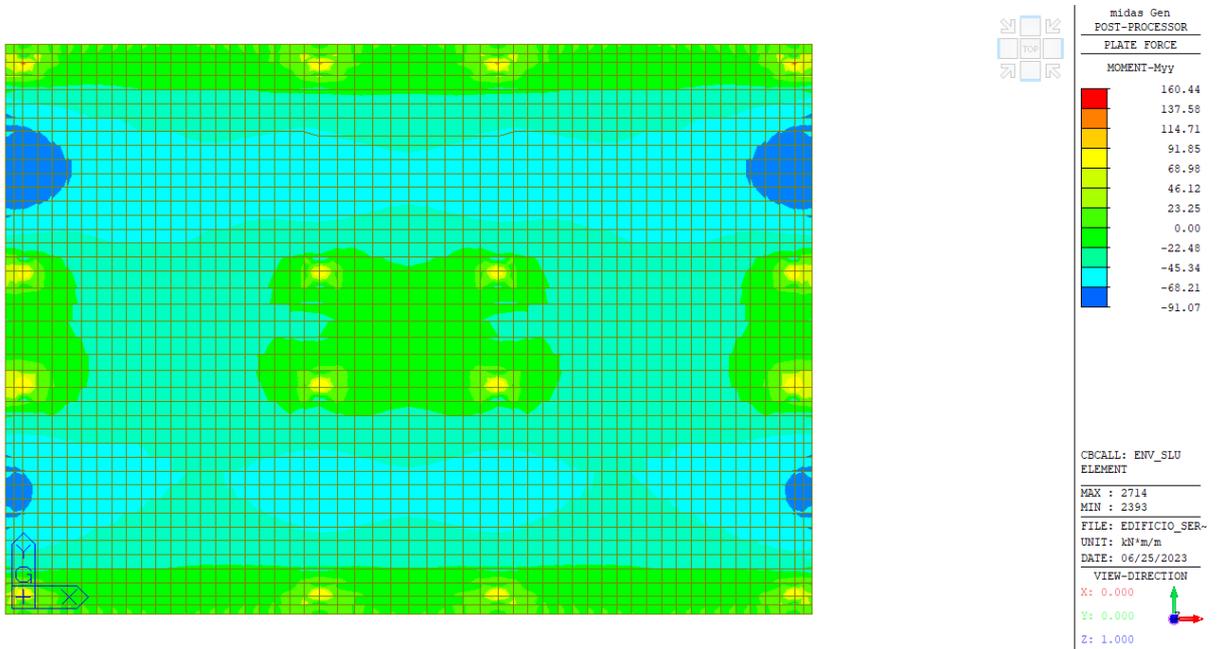


Fig. 74 – Inviluppo SLU – Momento flettente Myy

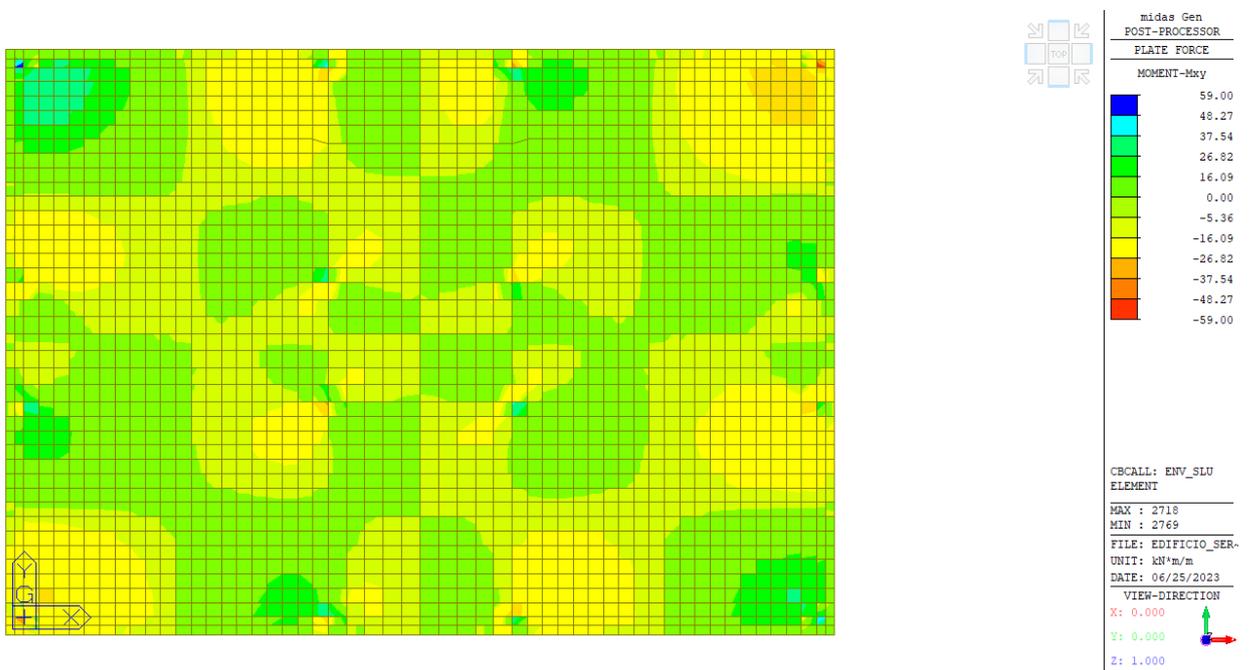


Fig. 75 – Inviluppo SLU – Momento torcente Mxy

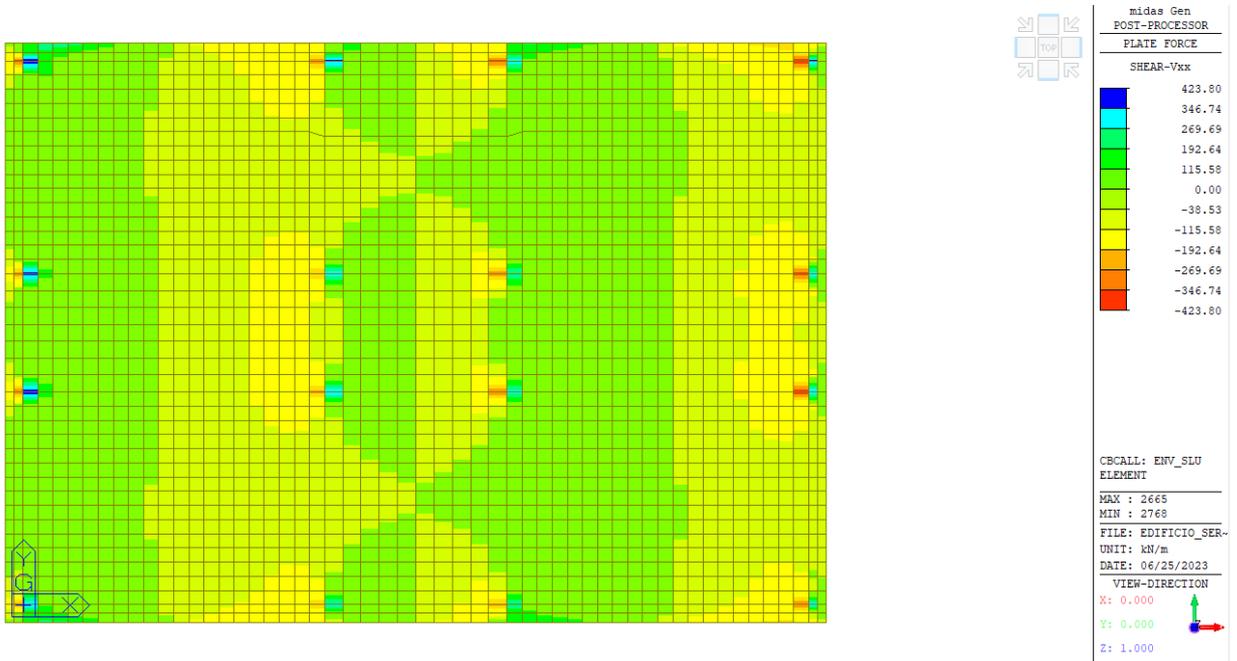


Fig. 76 – Involuppo SLU – Taglio Vxx

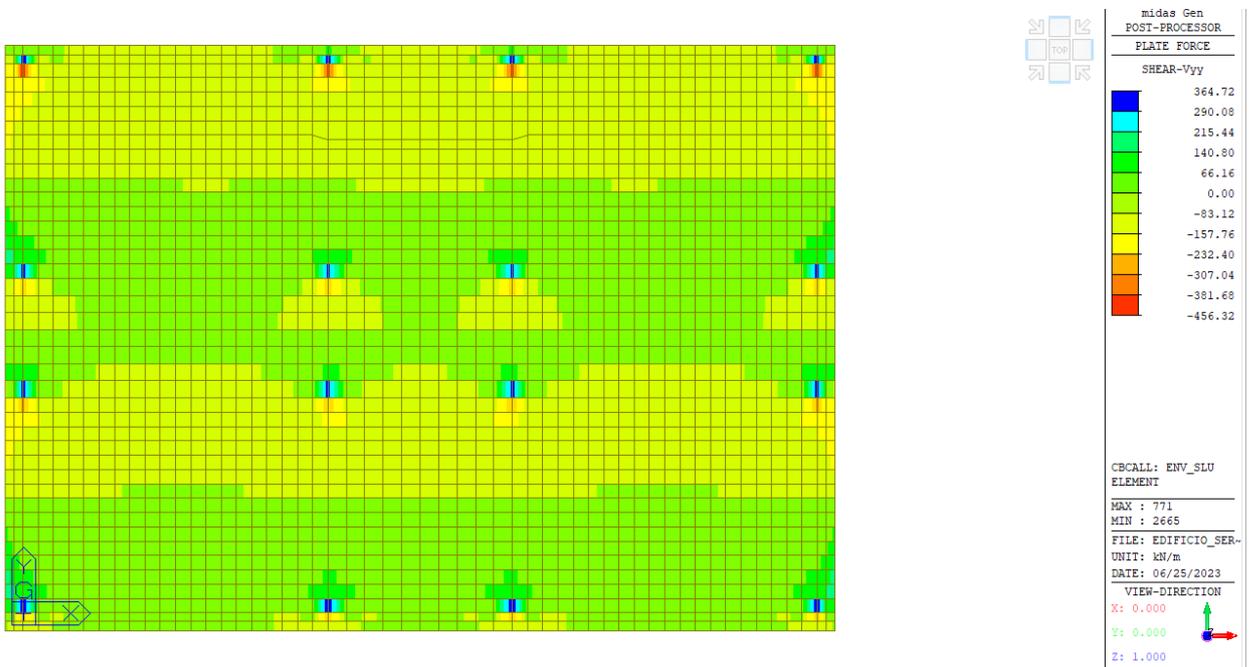


Fig. 77 – Involuppo SLU – Taglio Vyy

### 12.7 Diagrammi delle sollecitazioni platea fondazione 60 cm – SLV

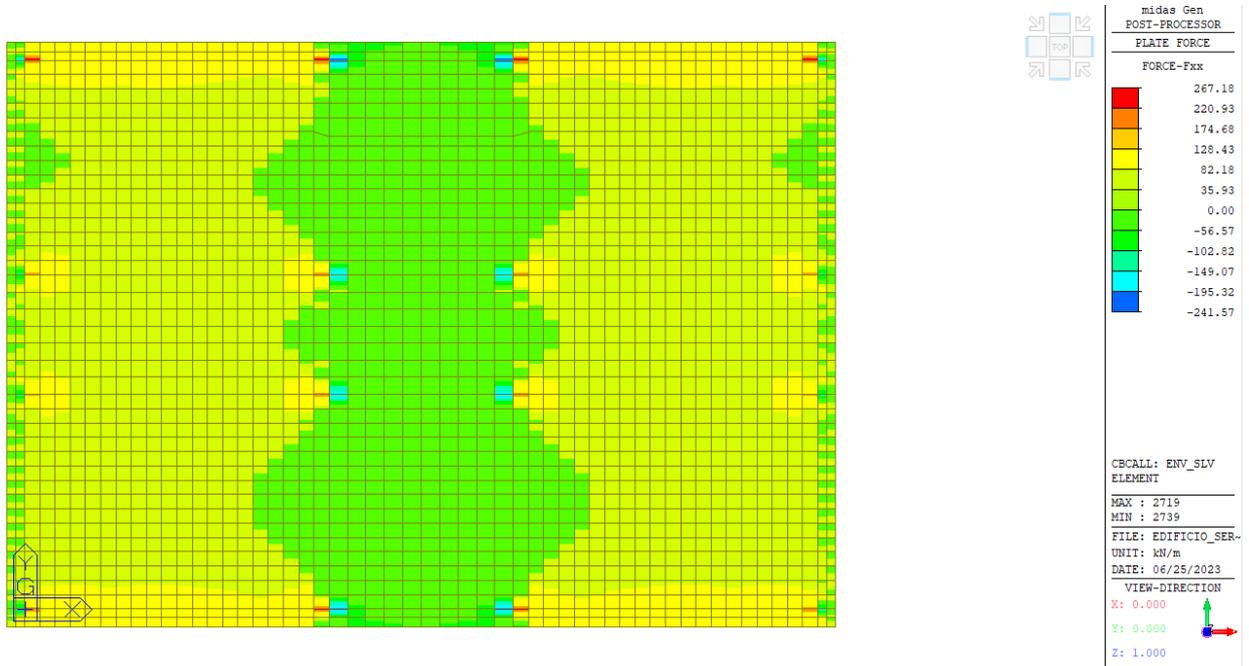


Fig. 78 – Inviluppo SLV – Sforzo normale Fxx

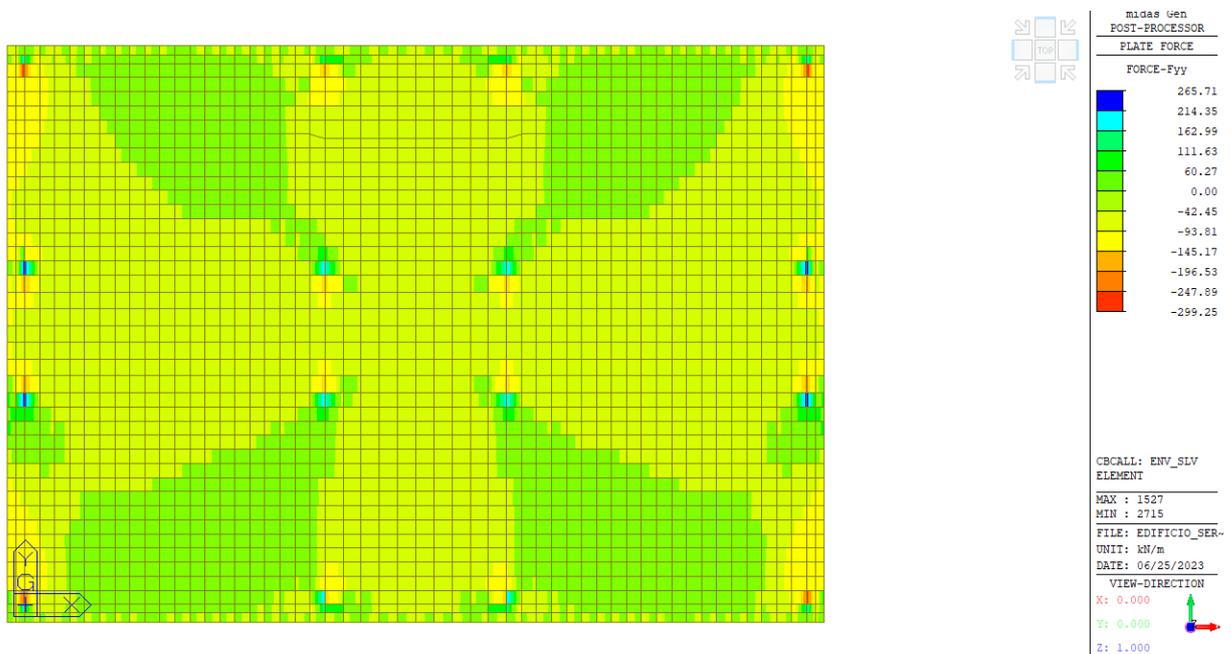


Fig. 79 – Inviluppo SLV – Sforzo normale Fyy

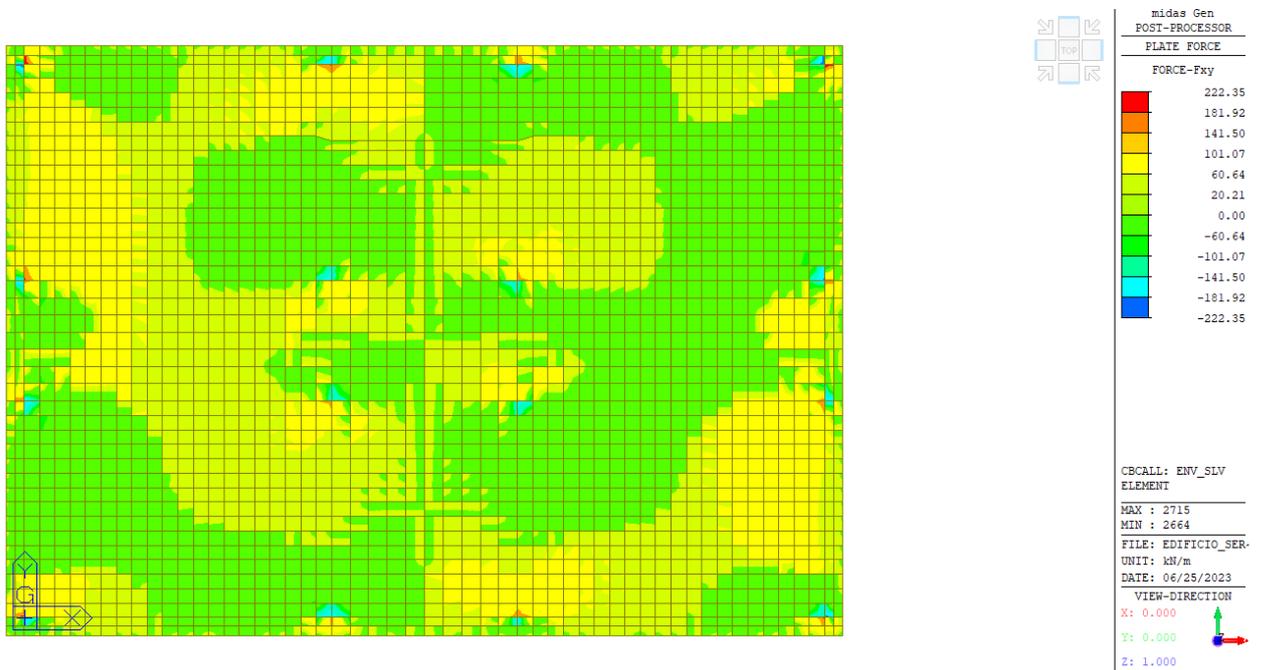


Fig. 80 – Inviluppo SLV – Sforzo di taglio membranale Fxy

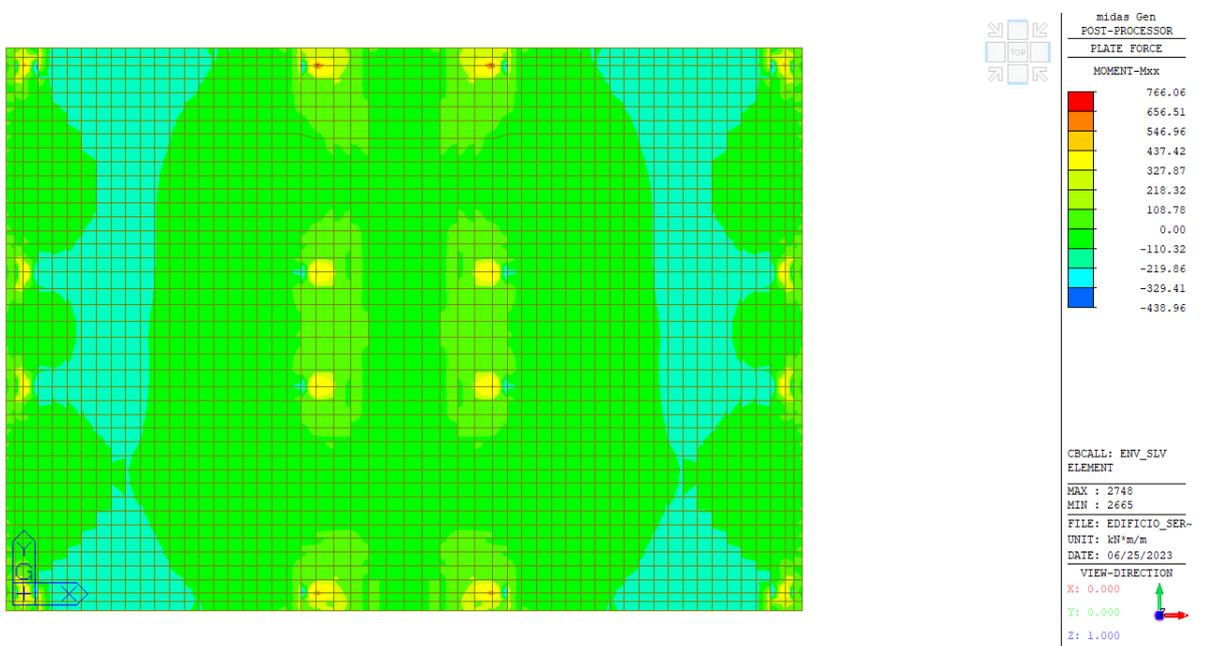


Fig. 81 – Inviluppo SLV – Momento flettente Mxx

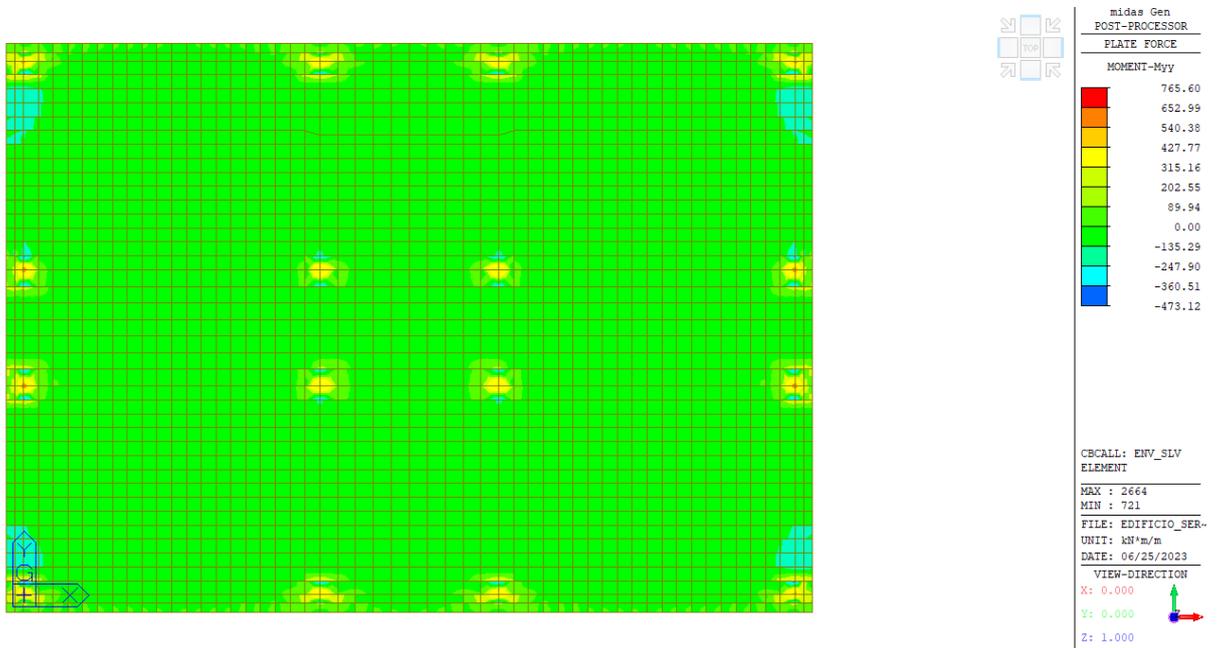


Fig. 82 – Involuppo SLV – Momento flettente Myy

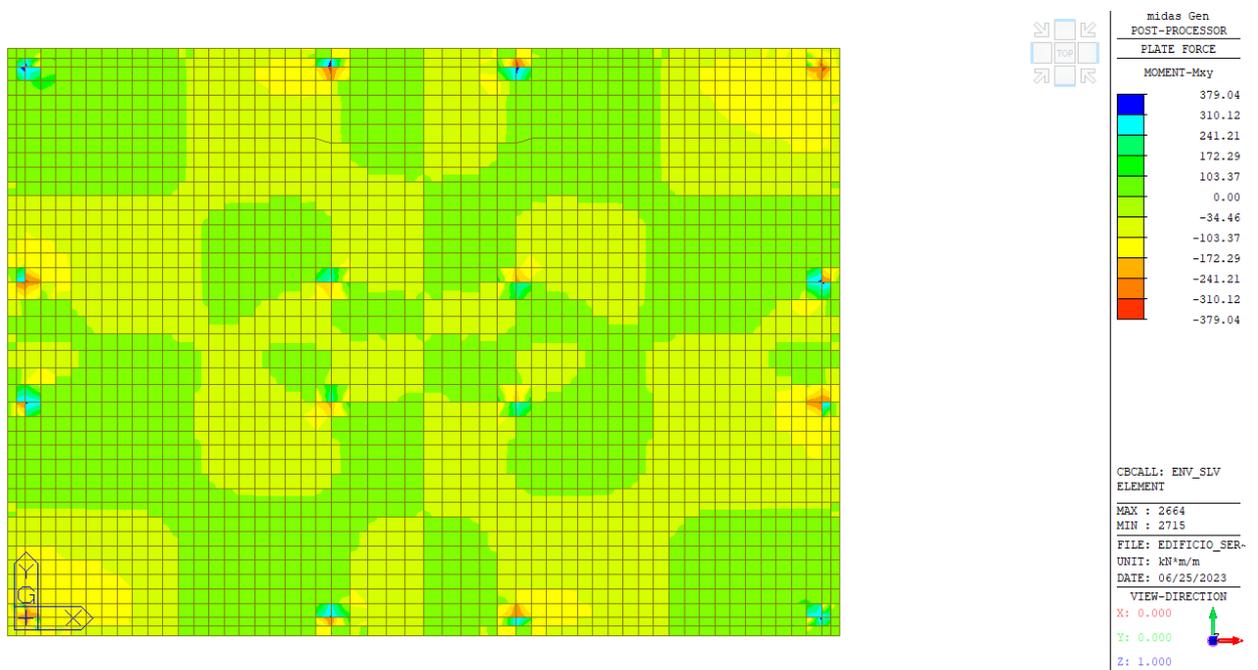


Fig. 83 – Involuppo SLV – Momento torcente Mxy

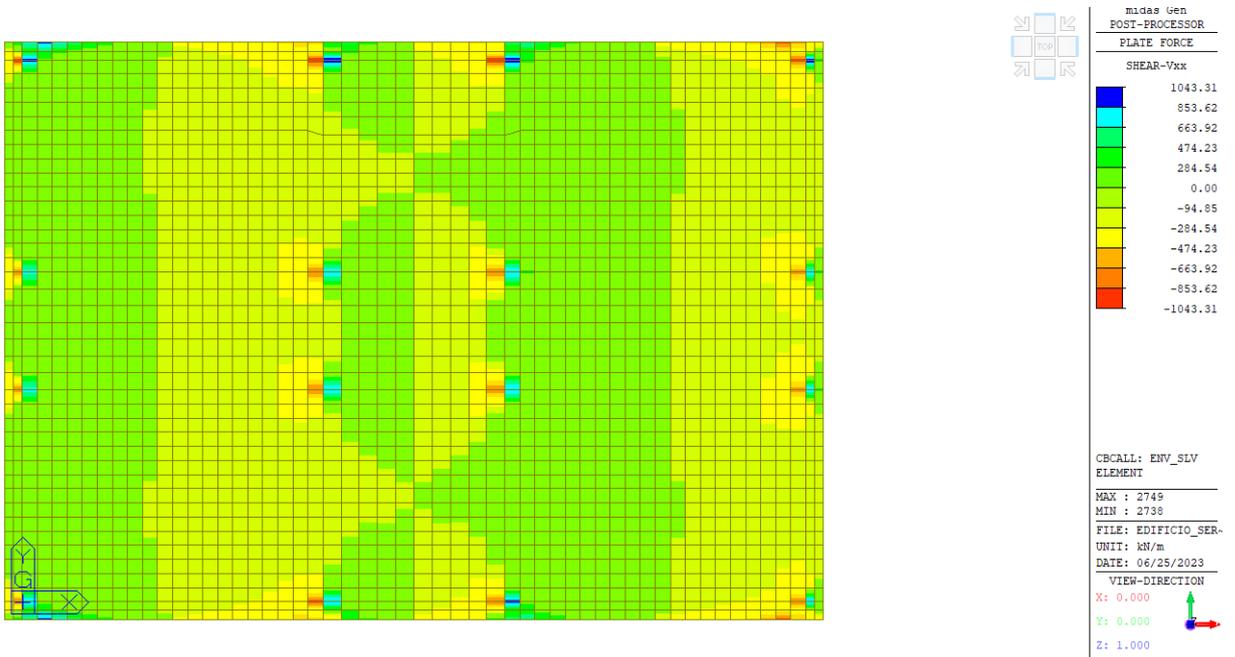


Fig. 84 – Involuppo SLV – Taglio Vxx

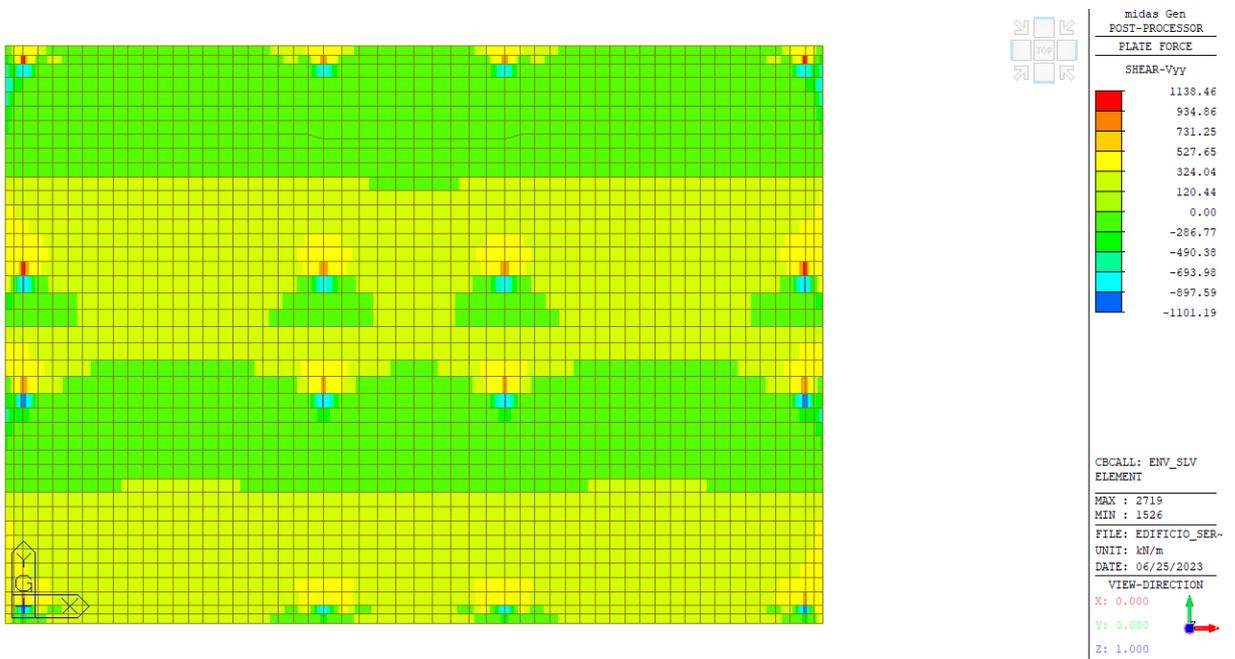


Fig. 85 – Involuppo SLV – Taglio Vyy

### 12.8 Diagrammi delle sollecitazioni platea fondazione 60 cm – SLE (RARA)

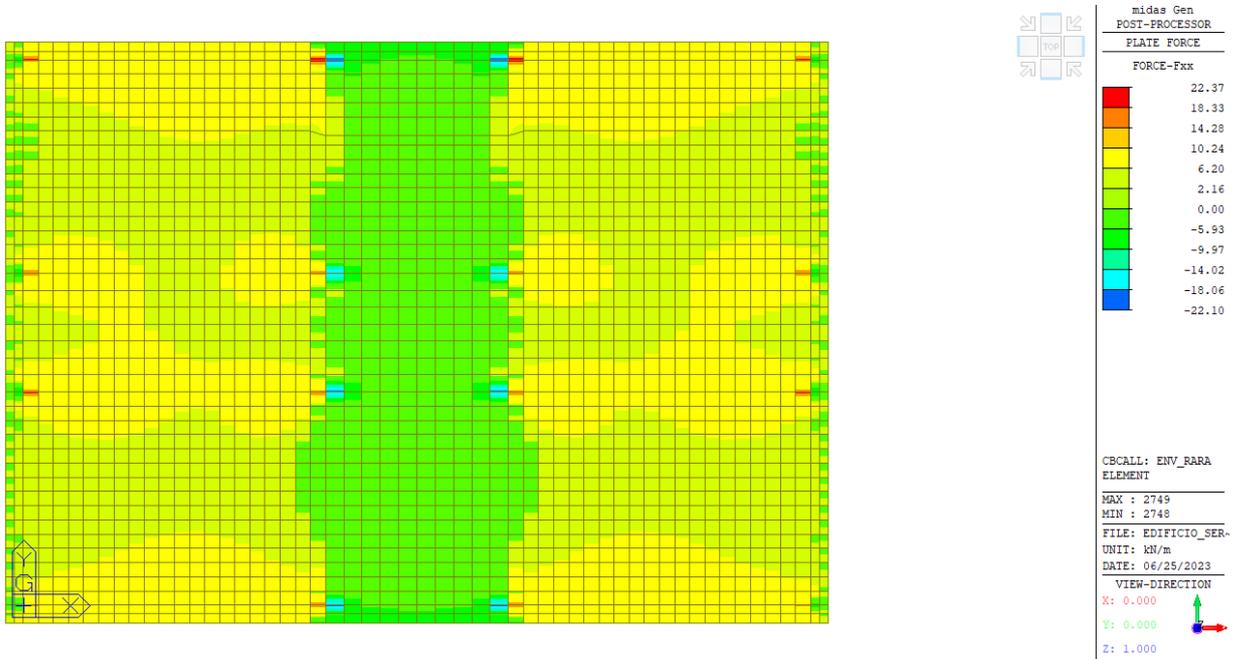


Fig. 86 – Inviluppo SLE (RARA)– Sforzo normale Fxx

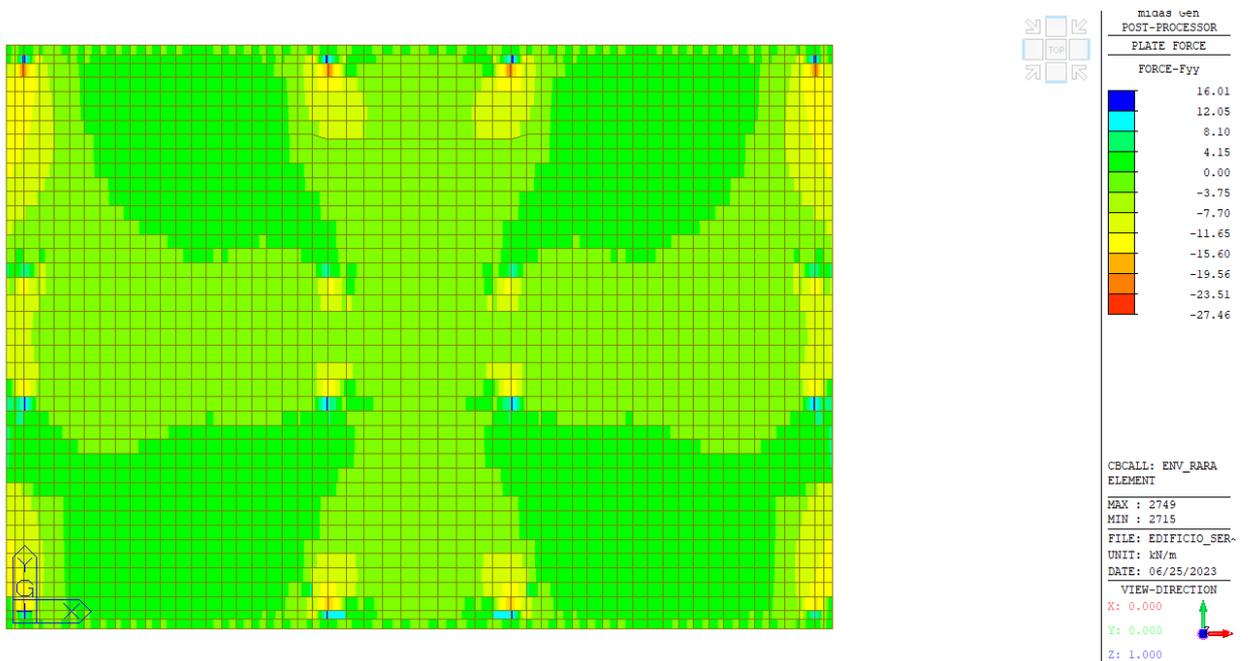


Fig. 87 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo normale Fyy

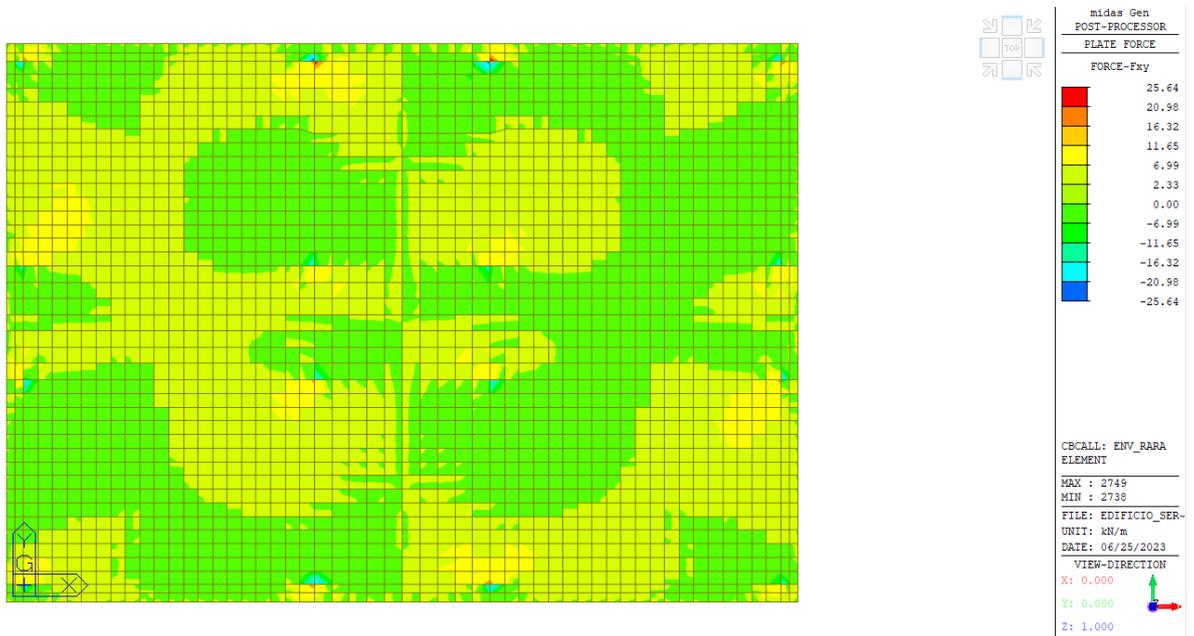


Fig. 88 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo di taglio membranale Fxy

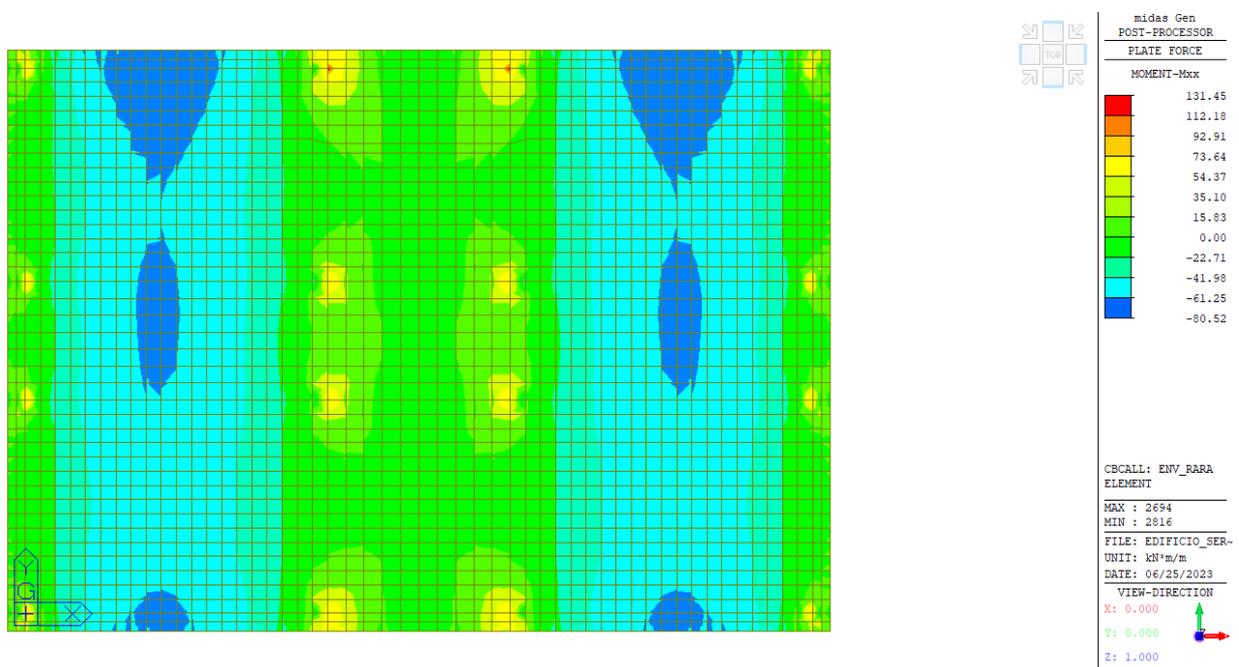


Fig. 89 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente Mxx

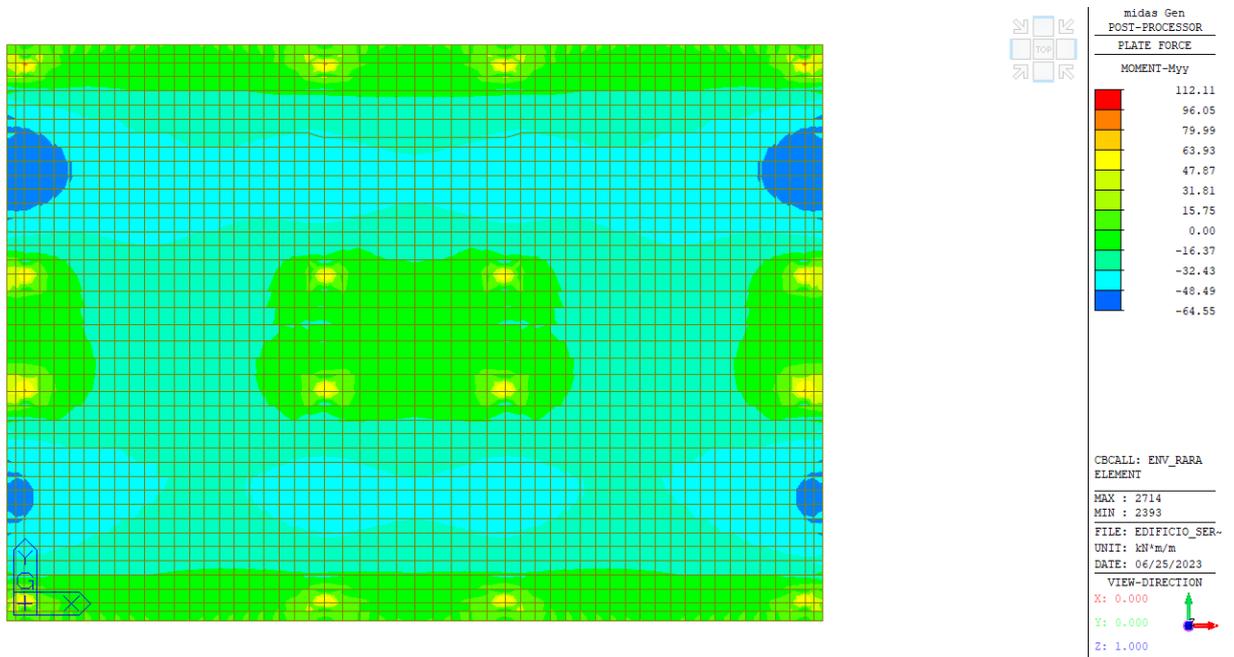


Fig. 90 – Involuppo SLE (RARA) – Momento flettente Myy

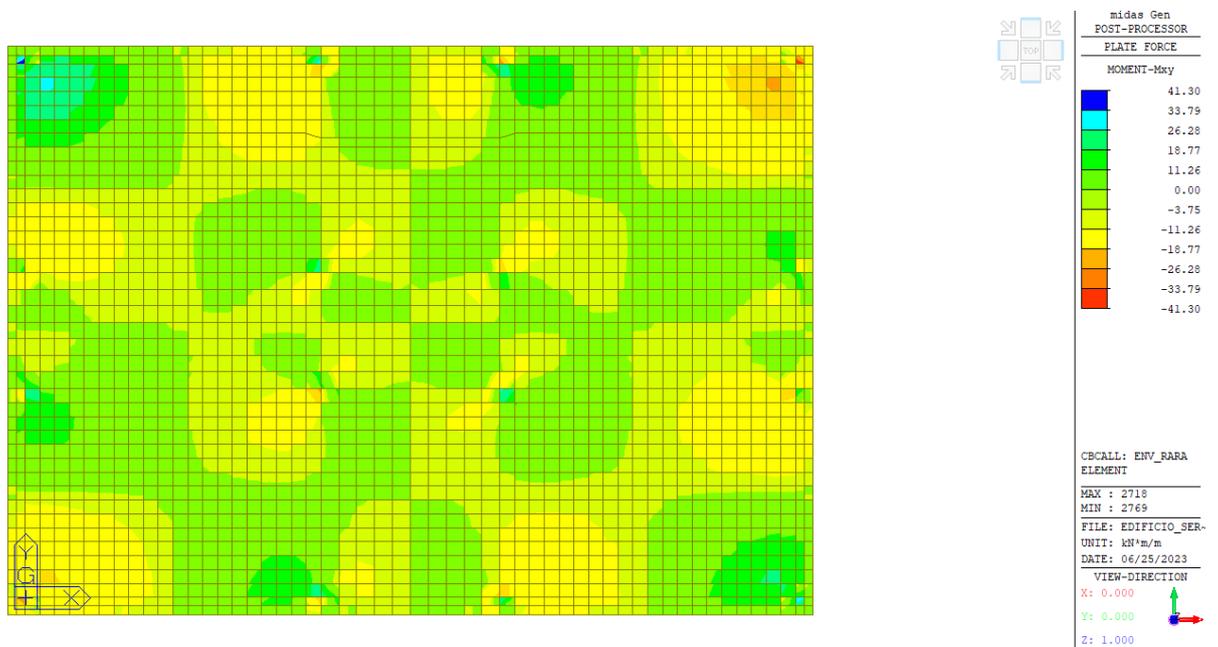


Fig. 91 – Involuppo SLE (RARA) – Momento torcente Mxy

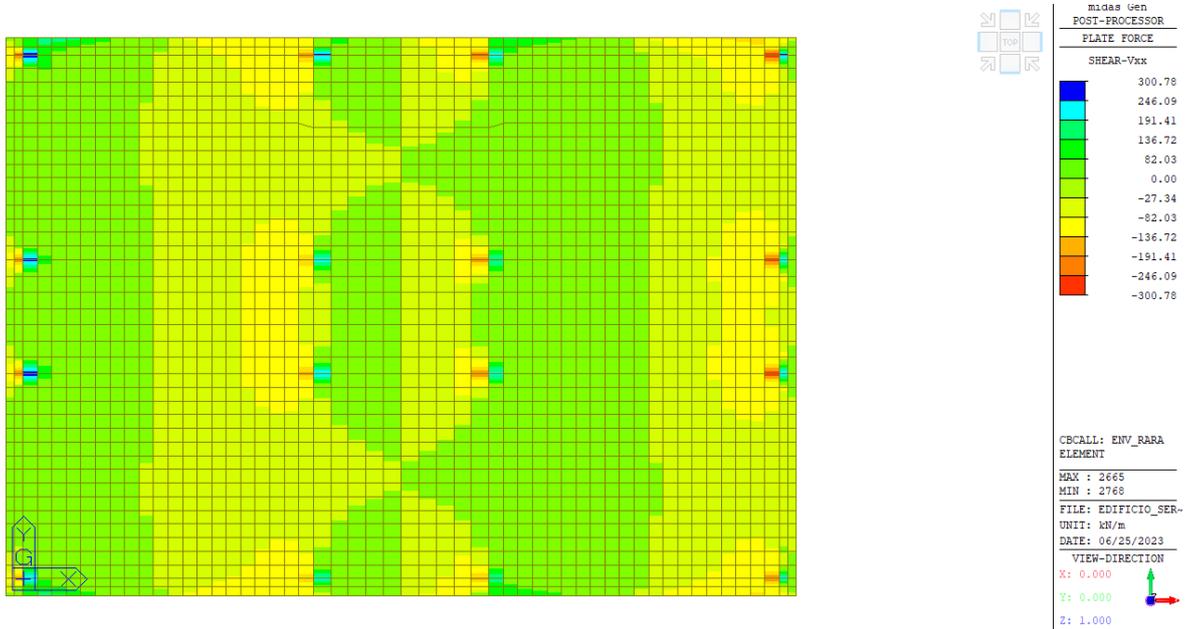


Fig. 92 – Inviluppo SLE (RARA) – Taglio Vxx

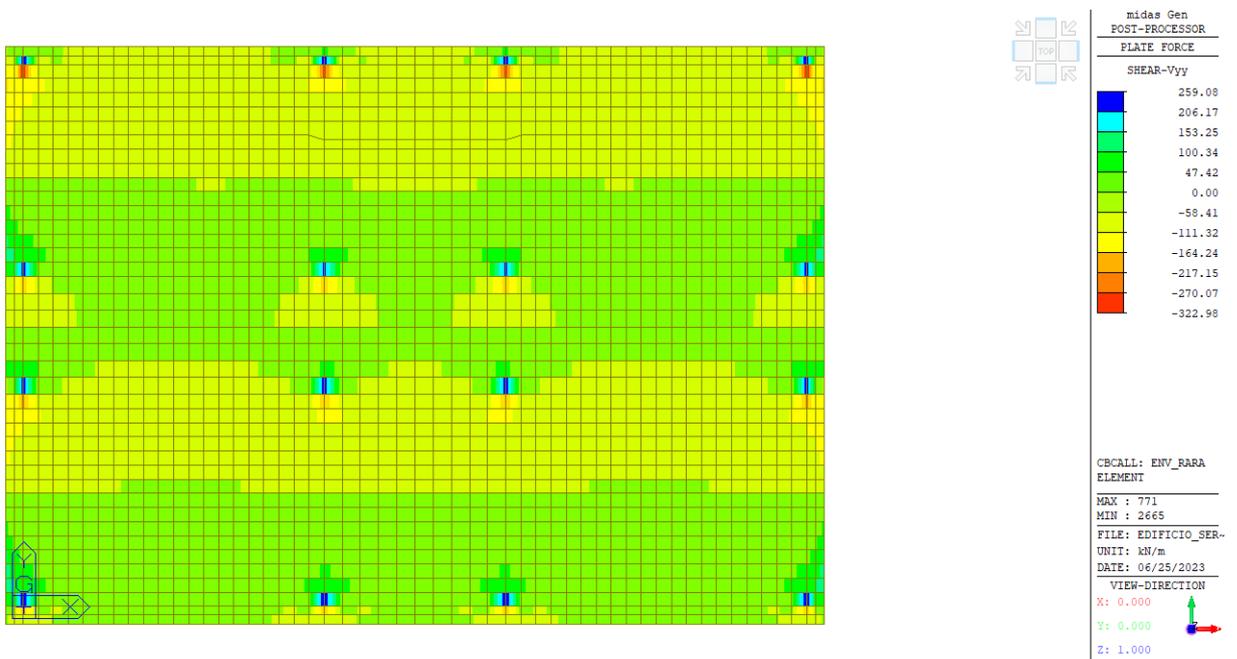


Fig. 93 – Inviluppo SLE (RARA) – Taglio Vyy



### 12.9 Diagrammi delle sollecitazioni platea fondazione 60 cm – SLE (FREQUENTE)

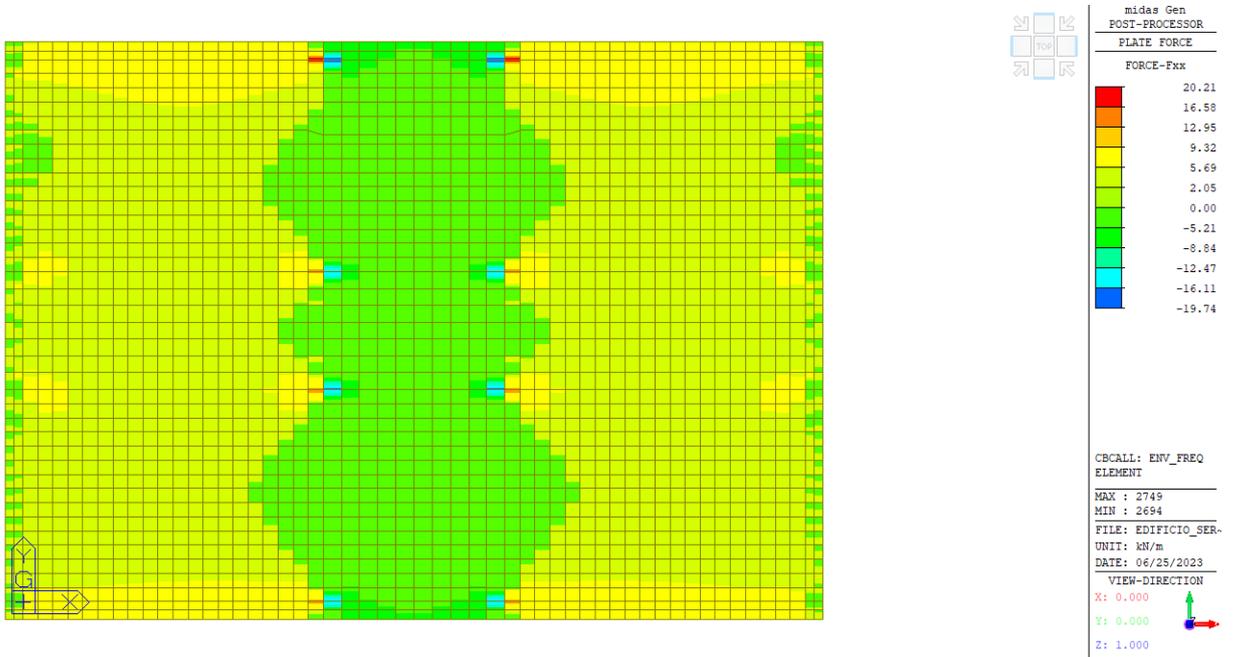


Fig. 94 – Inviluppo SLE (FREQUENTE)– Sforzo normale Fxx

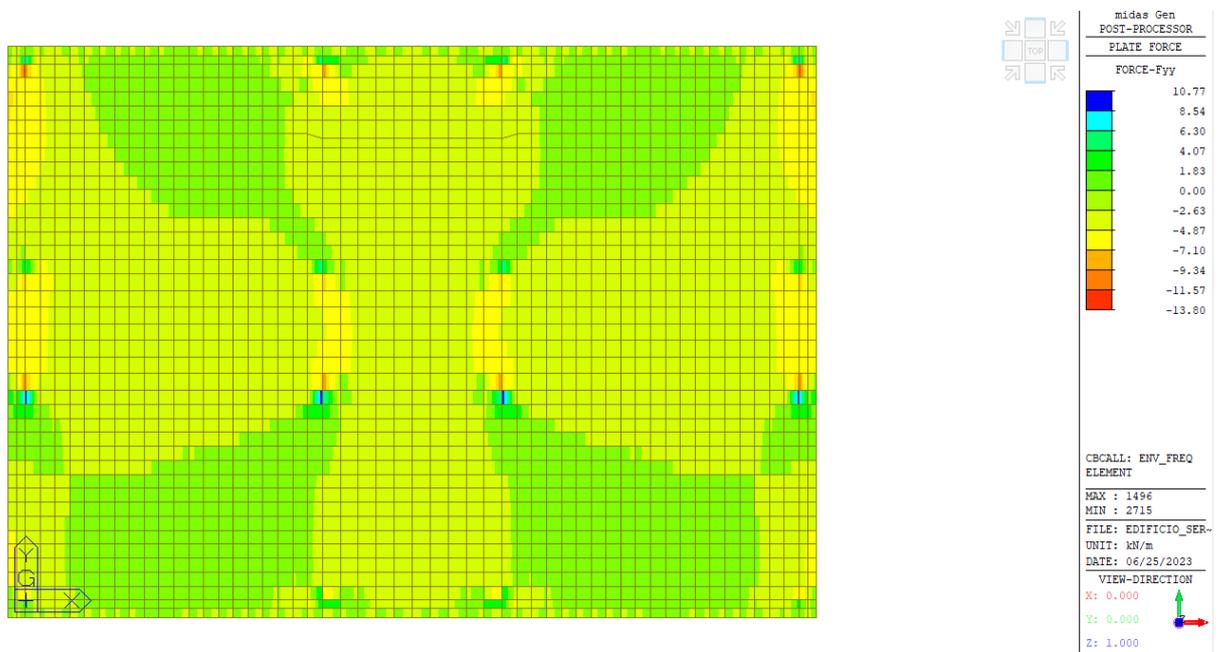


Fig. 95 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo normale Fyy

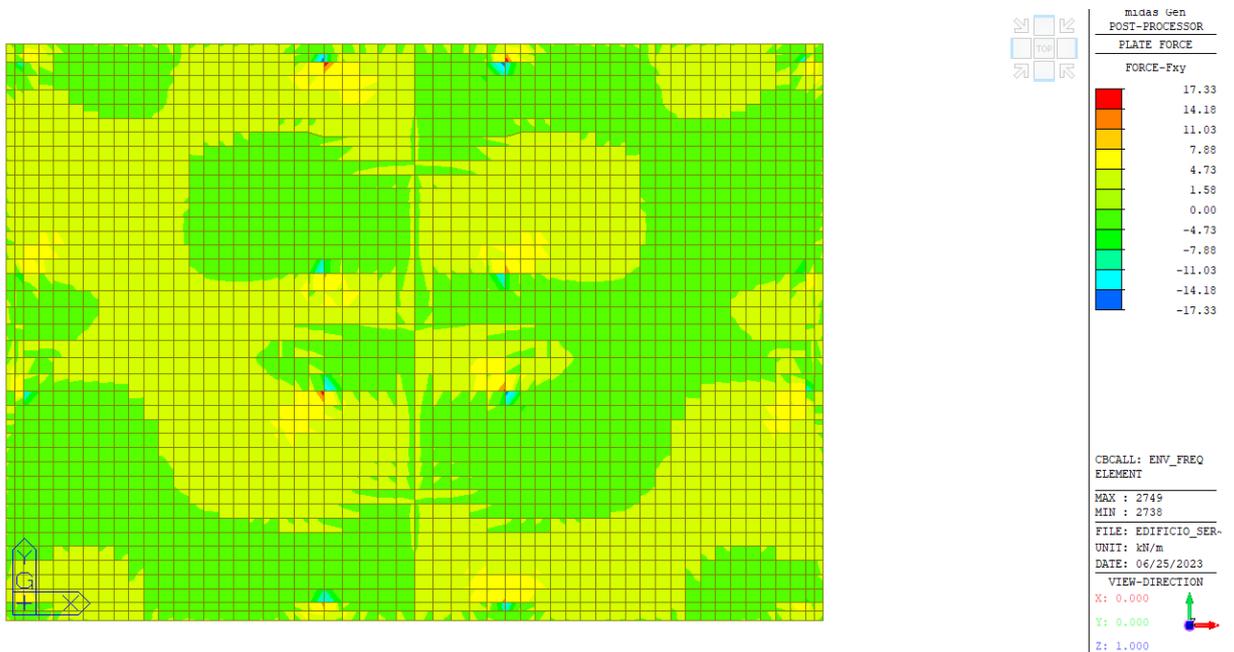


Fig. 96 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo di taglio membranale Fxy

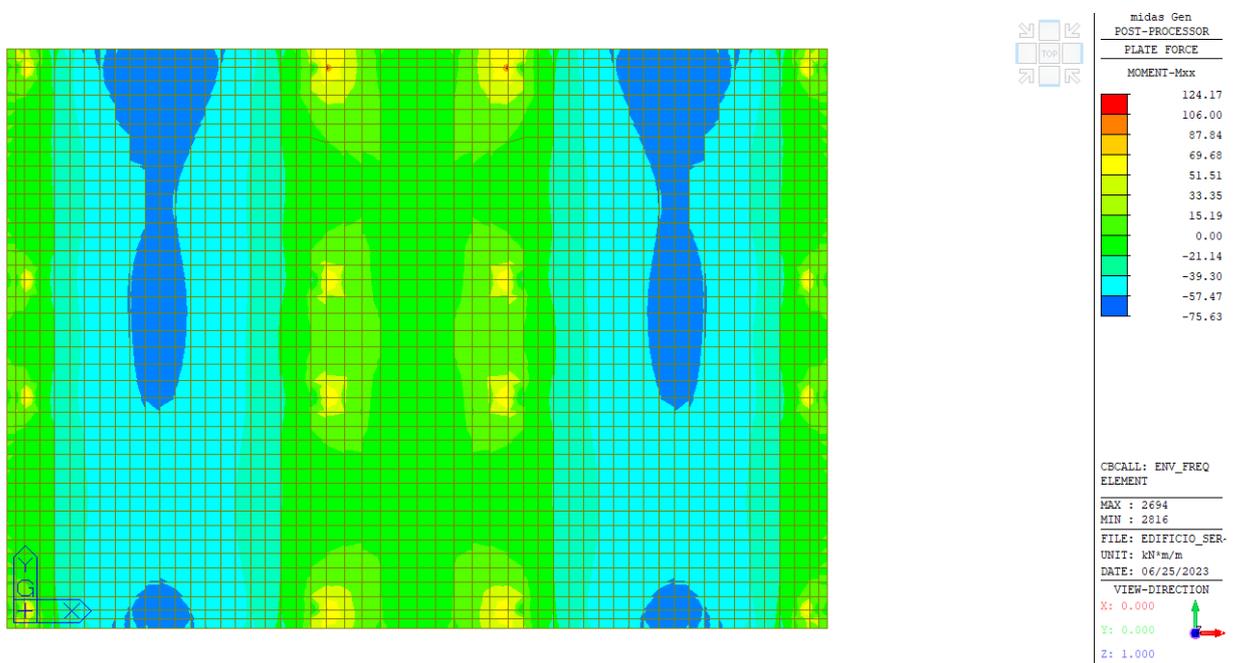


Fig. 97 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente Mxx

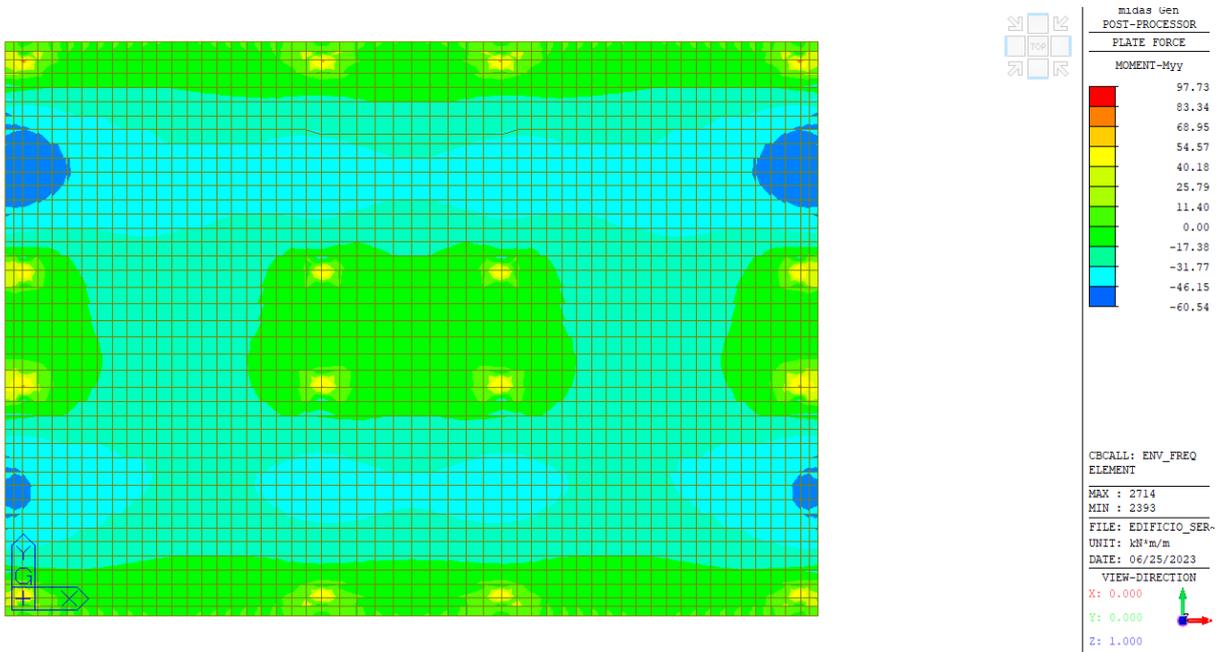


Fig. 98 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente Myy

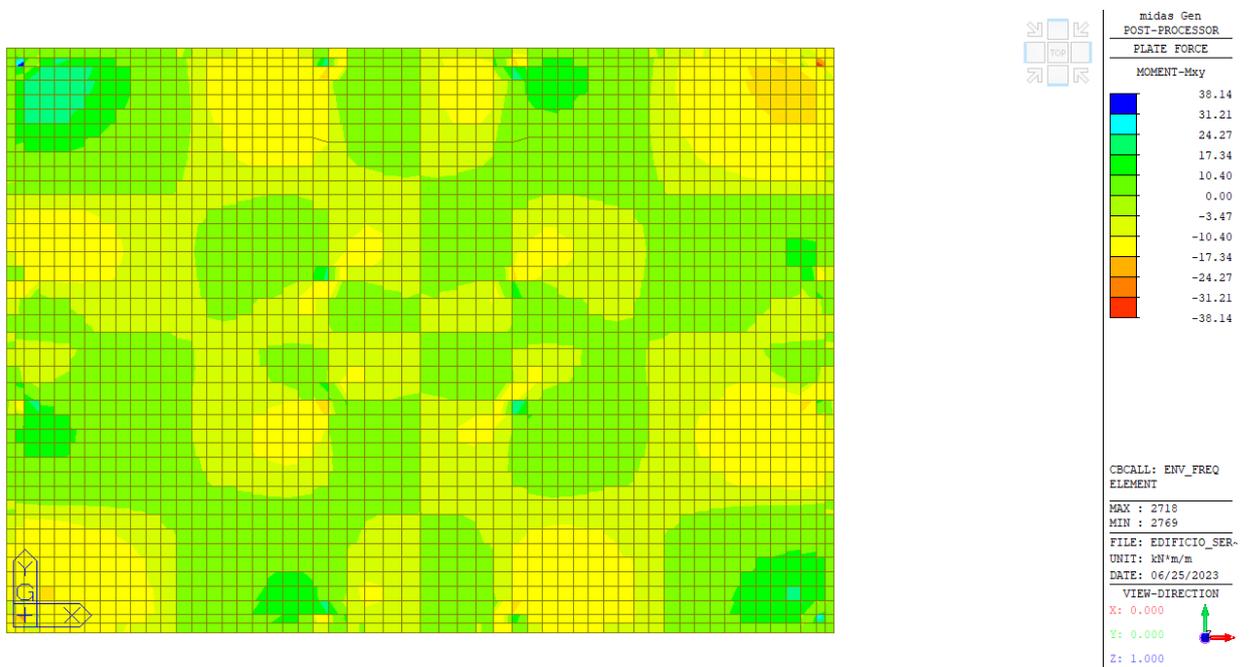


Fig. 99 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Momento torcente Mxy

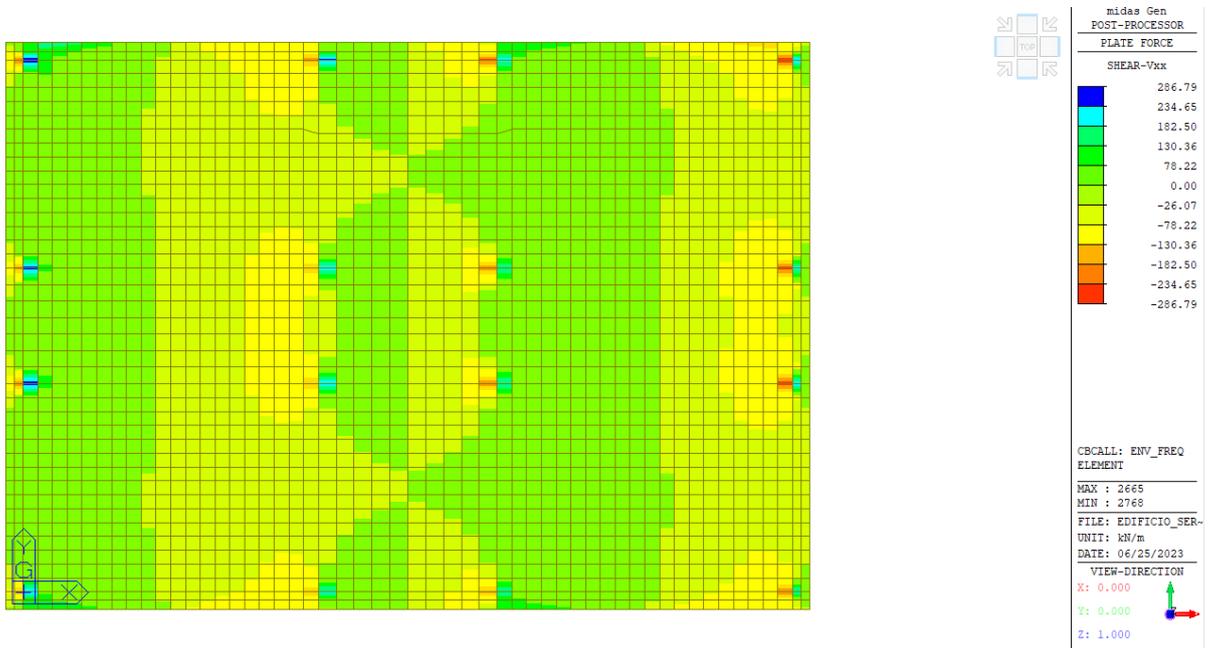


Fig. 100 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vxx

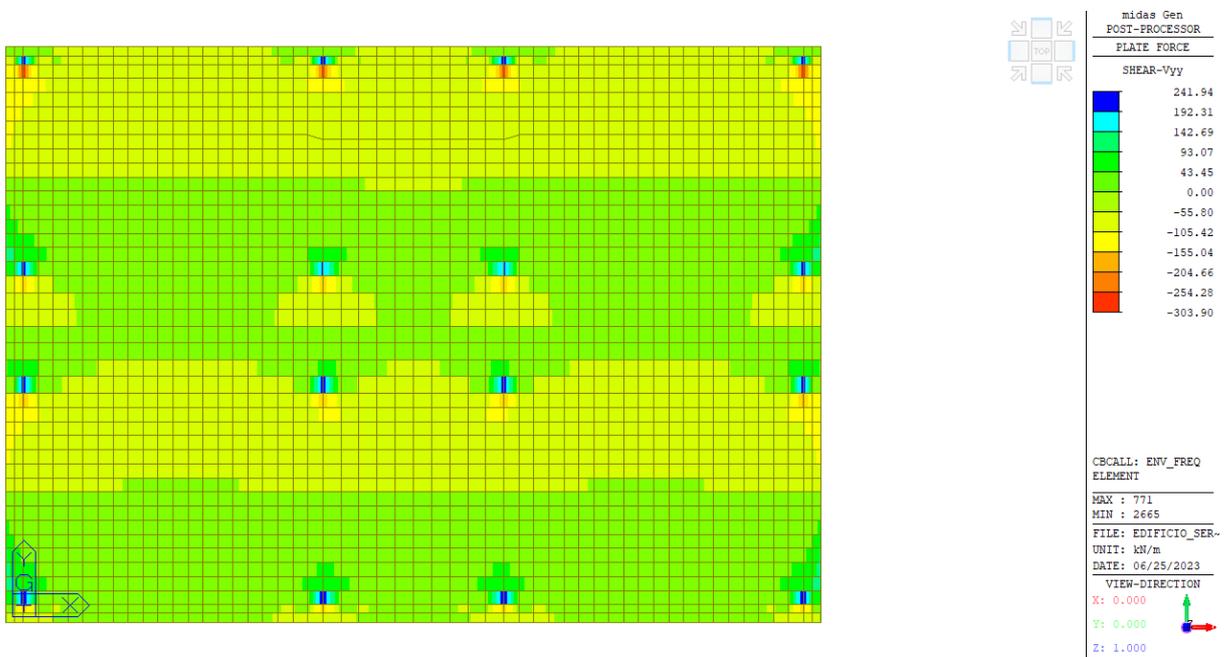


Fig. 101 – Involuppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vyy

### 12.10 Diagrammi delle sollecitazioni platea fondazione 60 cm – SLE (QUASI PERMANENTE)

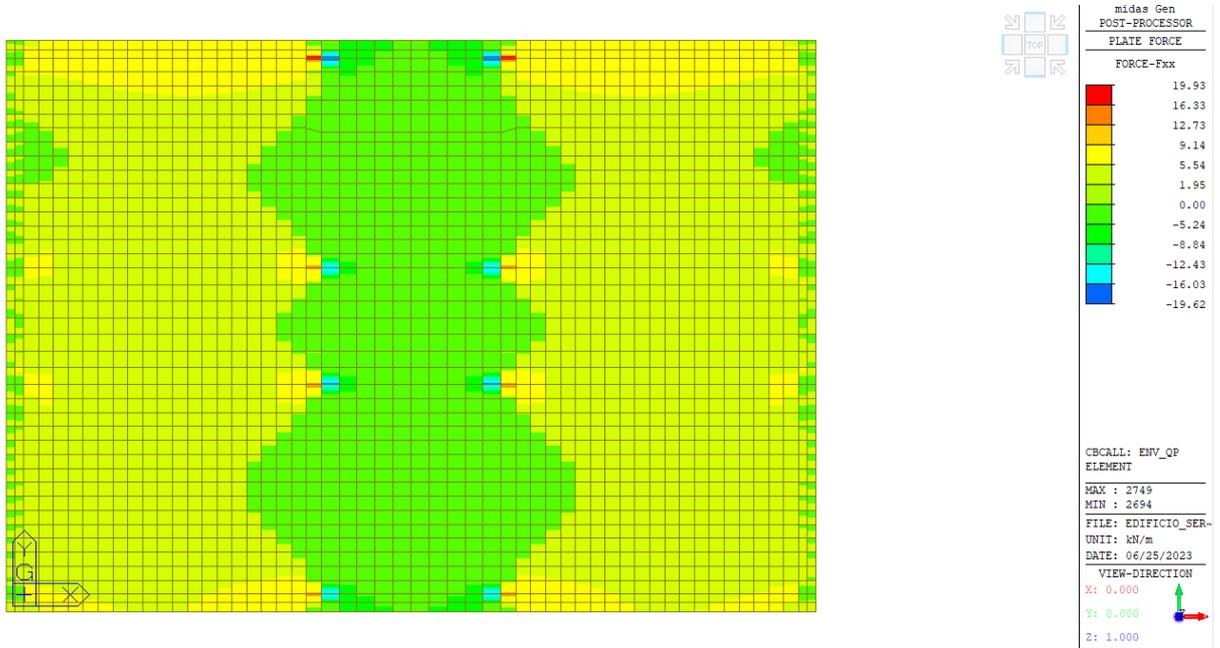


Fig. 102 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE)– Sforzo normale Fxx

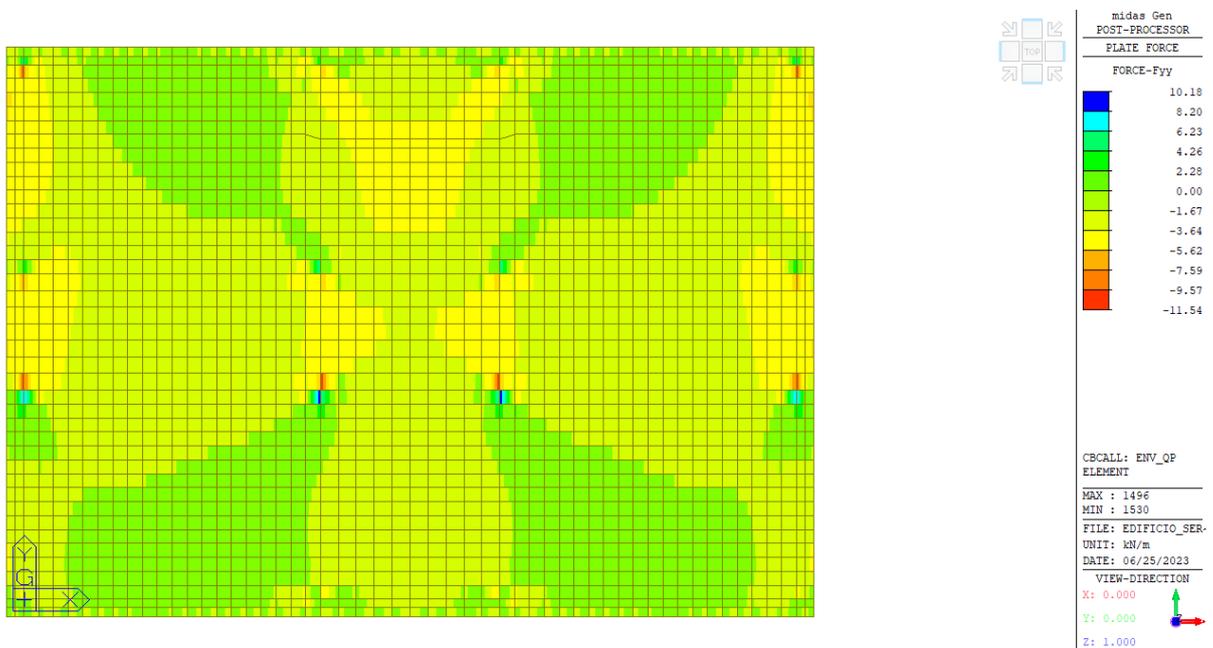


Fig. 103 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo normale Fyy

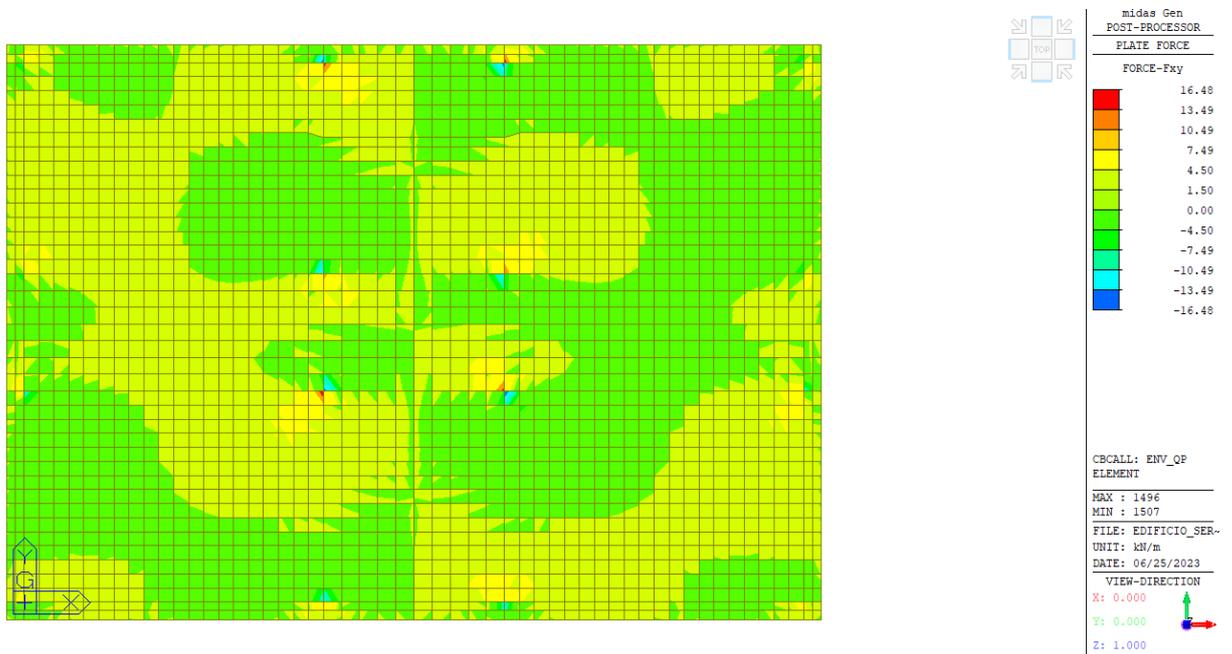


Fig. 104 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo di taglio membranale Fxy

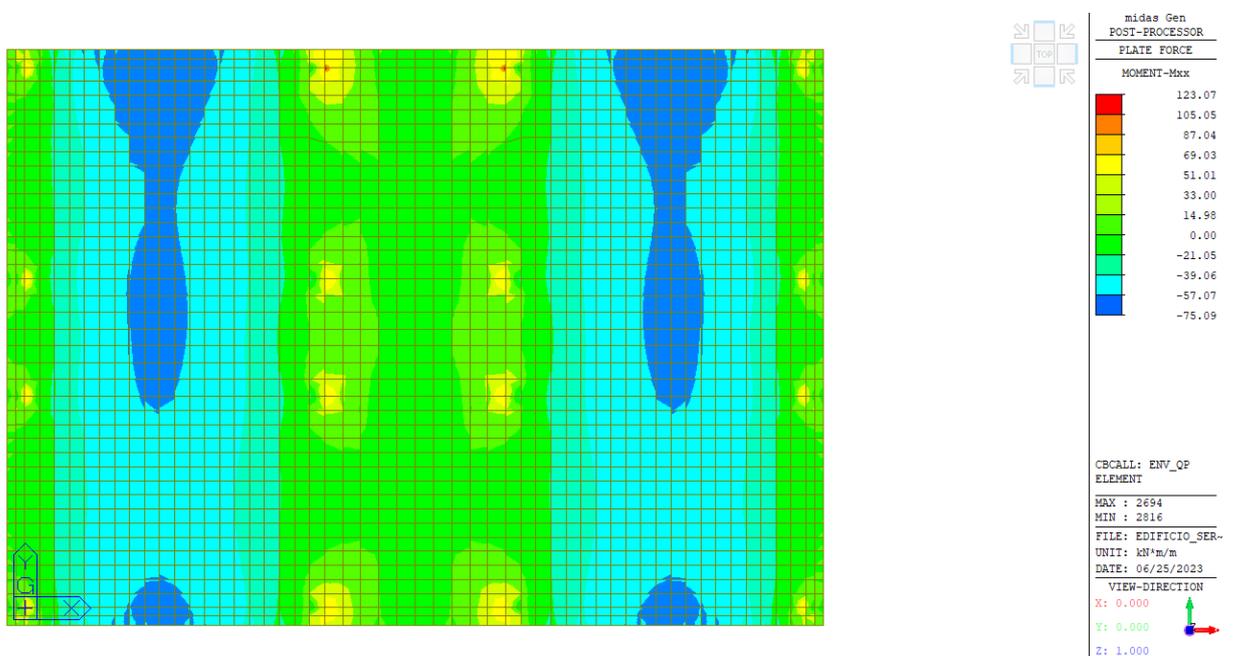


Fig. 105 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente Mxx

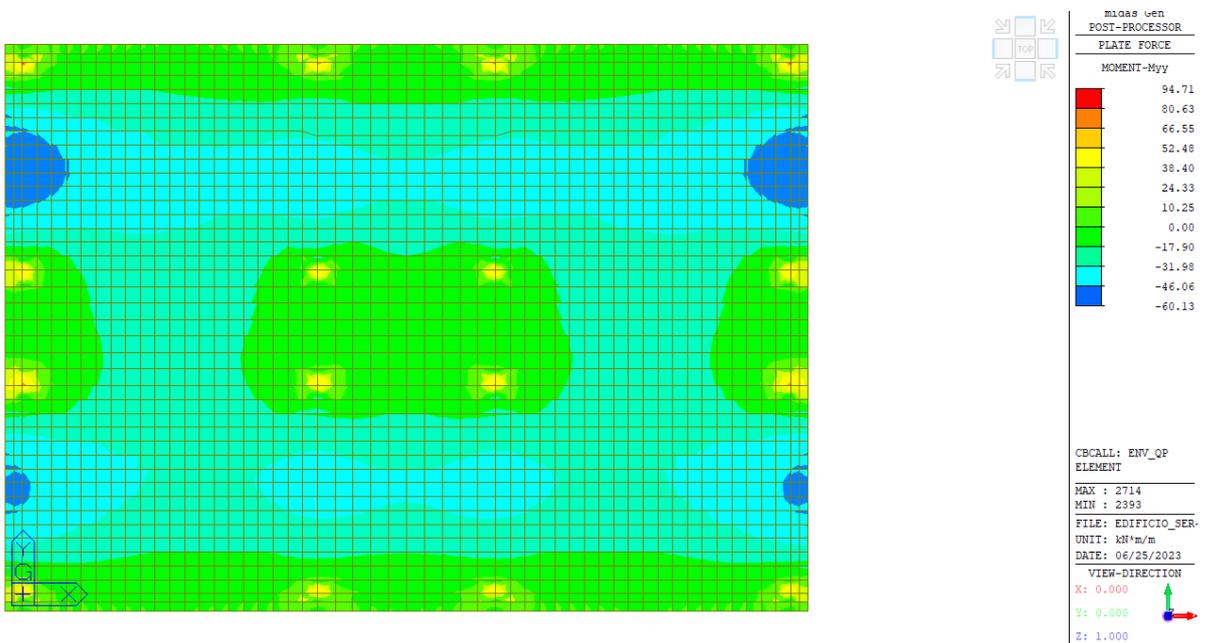


Fig. 106 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente Myy

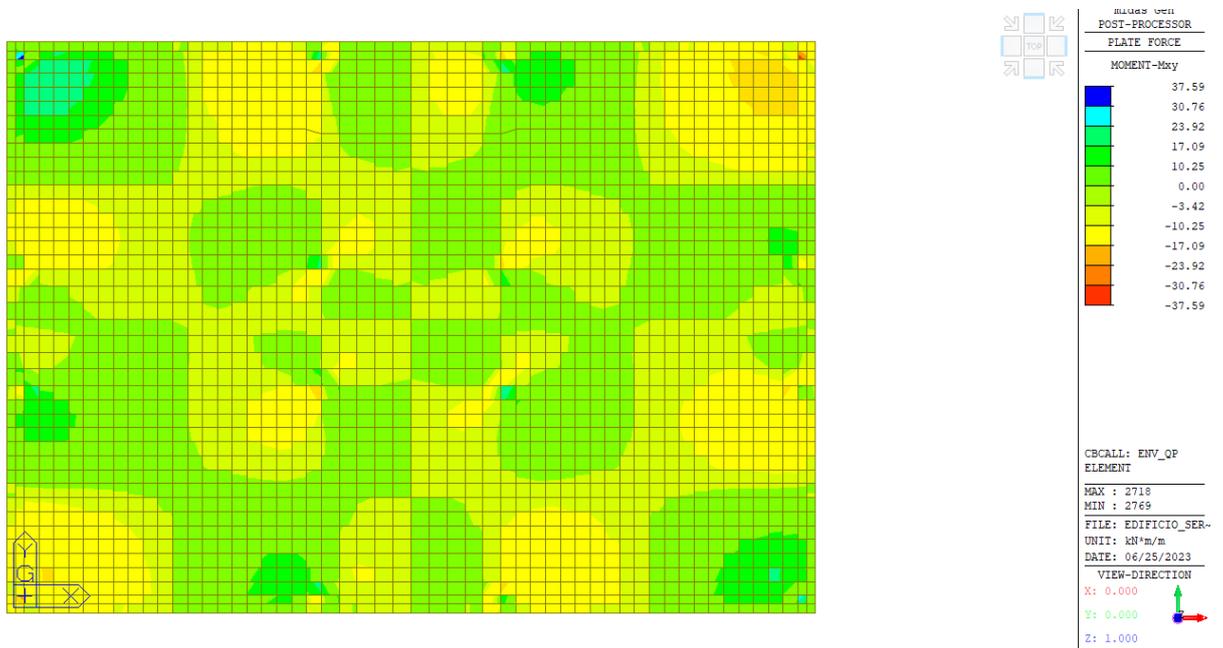


Fig. 107 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento torcente Mxy

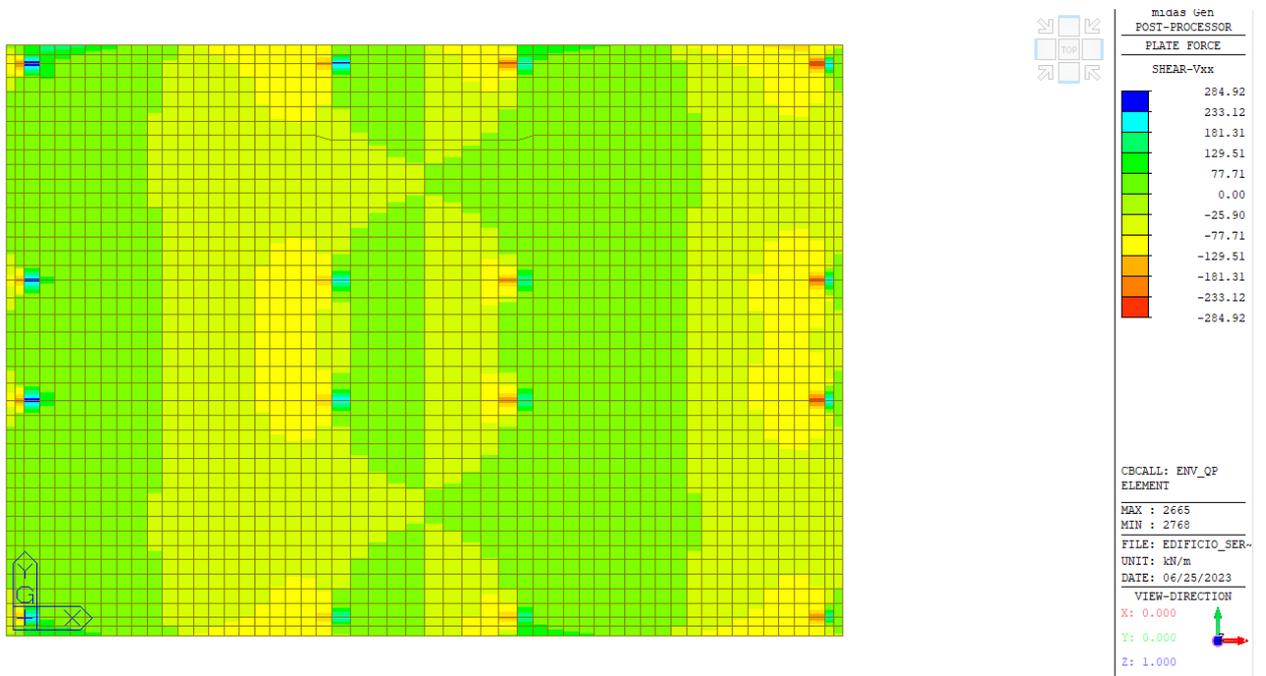


Fig. 108 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE – Taglio Vxx

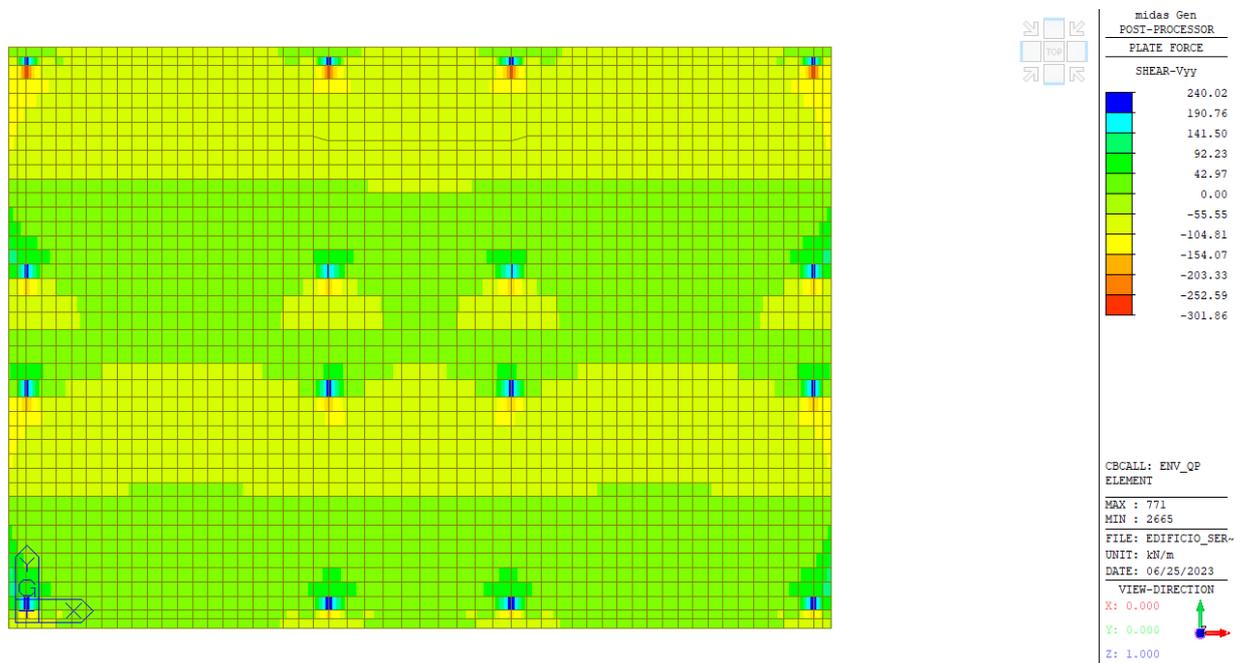


Fig. 109 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio Vyy

### 13. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -PLATEA DI FONDAZIONE

#### 13.1 Criteri di verifica

Le verifiche agli stati limite ultimi a flessione sono eseguite secondo il metodo detto "sandwich" richiamato nelle norme EN 1992-2 Appendice LL.

Le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018 e prevedono:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con  $w_2 = 0.3$  mm e  $w_1 = 0.2$  mm

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

I momenti flettenti di verifica sono calcolati secondo l'approccio di Wood-Armer :

Se  $M_{xx} > 0$  MLL =  $M_{xx} + |M_{xy}|$

Se  $M_{xx} < 0$  MLL =  $M_{xx} - |M_{xy}|$

Se  $M_{yy} > 0$  MTT =  $M_{yy} + |M_{xy}|$

Se  $M_{yy} < 0$  MTT =  $M_{yy} - |M_{xy}|$

Gli sforzi assiali sono valutati secondo il metodo di Nielsen :

<i>Criteria</i>		<i>Results</i>		
$n_{xx}$	$n_{yy}$	$n_u$	$n_v$	$n_c$
$> - n_{xy} $	$> - n_{xy} $	$n_{xx} +  n_{xy} $	$n_{yy} +  n_{xy} $	$-2 n_{xy} $
$\geq \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$	$\leq - n_{xy} $	$n_{xx} - \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$	0	$n_{yy} + \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$
$\leq - n_{xy} $	$\geq \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	0	$n_{yy} - \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	$n_{xx} + \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$
$< 0$	$< \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	0	0	$n_2$

### 13.2 Armatura minima

Si considera l'armatura minima negli elementi piani (solette e setti) in funzione del loro spessore secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC2018. Nella tabella seguente si riportano i valori di armatura minima per gli spessori degli elementi utilizzato nel progetto.

	Soletta spessore 60 cm		
$R_{ck} =$	40.0	MPa	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck} =$	32.0	MPa	Coefficiente parziale di resistenza del calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	Coefficiente di riduzione resistenza
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.1	MPa	Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato a taglio
$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} =$	3.024	MPa	Resistenza a trazione media calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	Resistenza caratteristica armatura B450C
$H =$	600	mm	Spessore soletta/setto
$c+\phi/2 =$	69	mm	Posizione primo strato armatura
$h=H-(c+\phi/2)=$	531	mm	Altezza primo strato armatura tesa
$d = 0.9 \times h =$	478	mm	Altezza utile sezione
$b_t =$	1000	mm	Larghezza sezione
$A_{s,min1}=0.26 f_{ctm}/f_{yk} \times b_t \times d =$	8.3	cm <sup>2</sup> /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)
$A_{s,min2} = 0.0013 \times b_t \times d =$	6.2	cm <sup>2</sup> /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)
$A_{s,min} = \max (A_{s,min1}; A_{s,min2}) =$	8.3	cm <sup>2</sup> /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)

Tabella 6: Armatura minima

### 13.3 Verifiche a flessione platea di fondazione 60 cm – SLU/SLV

Si riportano nelle figure seguenti i risultati in termini di armatura richiesta per i piani inferiori e superiori nella due direzioni perpendicolari secondo cui le armature saranno disposte. Nei diagrammi dove la richiesta di armatura è nulla si intende che gli elementi siano armati con l'armatura minima.

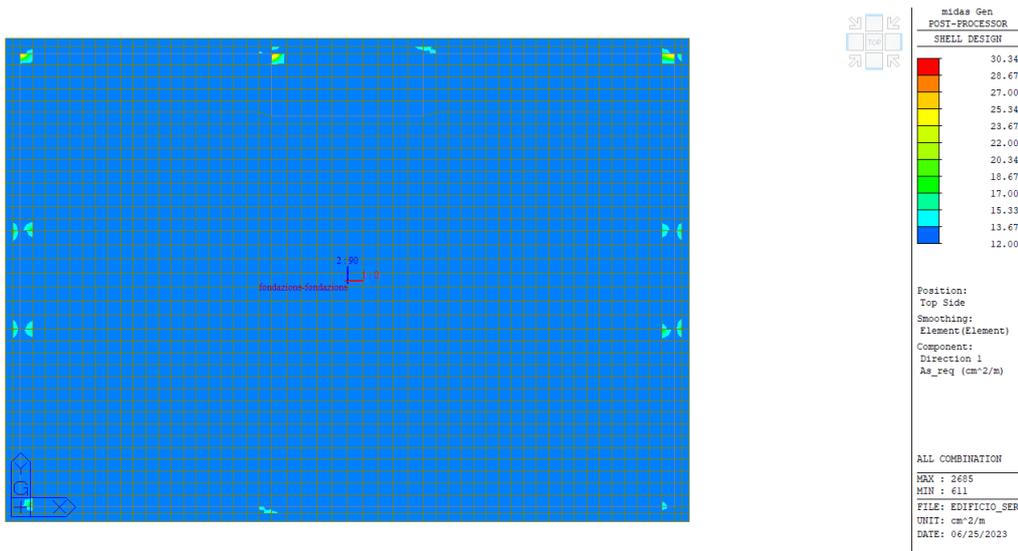


Fig. 110 – Armatura richiesta superiore X – SLU/SLV

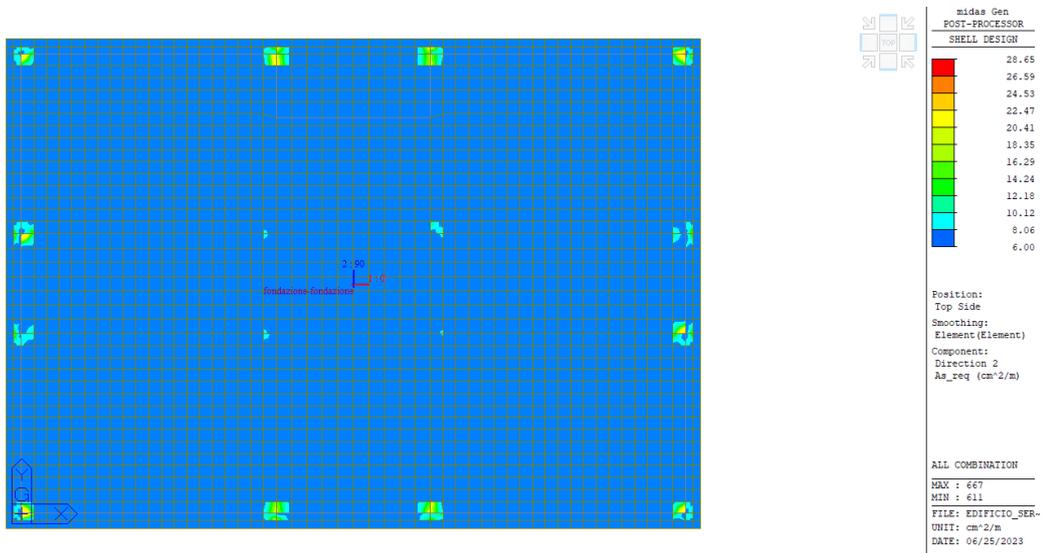


Fig. 111 – Armatura richiesta superiore Y – SLU/SLV

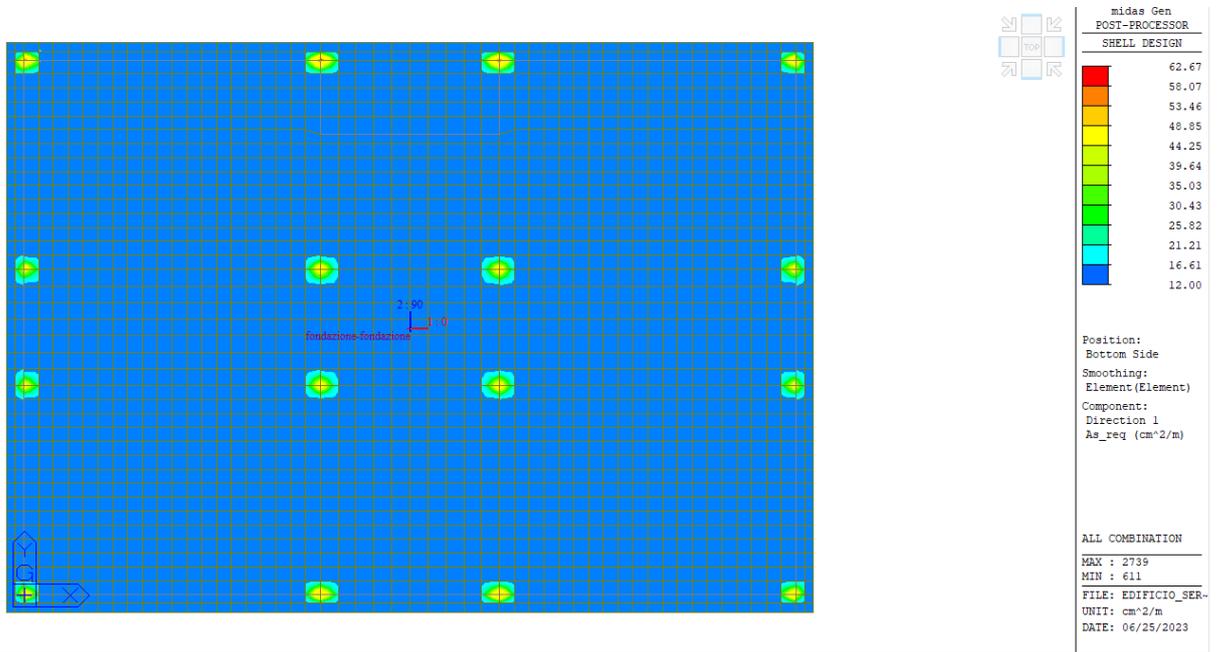


Fig. 112 – Armatura richiesta inferiore X – SLU/SLV

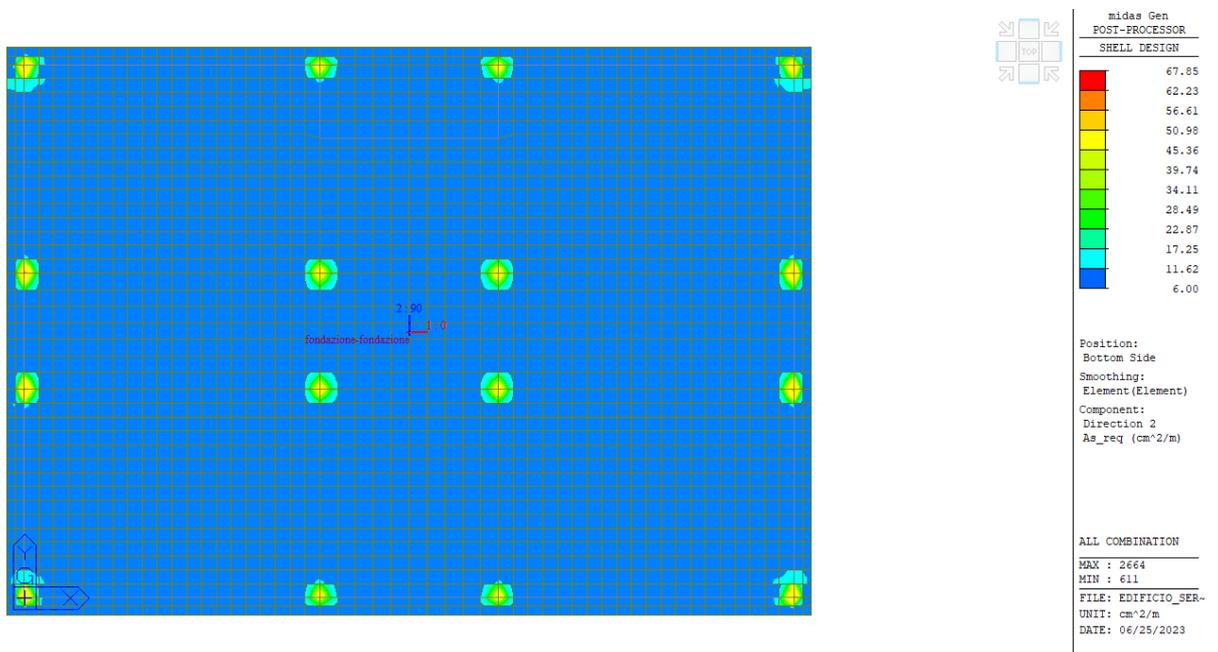


Fig. 113 – Armatura richiesta inferiore Y – SLU/SLV

### 13.4 Verifiche a taglio platea di fondazione 60 cm – SLU/SLV

Per la verifica a taglio si individua il valore del taglio resistente dovuto al solo contributo del calcestruzzo come indicato nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

#### SECTION =

#### platea 60 cm

- proprietà dei materiali

$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	Coefficiente parziale di resistenza dell'acciaio
$f_{ywd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto di snervamento dell'acciaio
$R_{ck} =$	40.0	MPa	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck} =$	32.0	MPa	Coefficiente parziale di resistenza del calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	Coefficiente di riduzione resistenza
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.1	MPa	Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato a taglio

- Geometria della sezione

Element = Area(Joint) =	-		
H =	600	mm	Altezza soletta
b =	1000	mm	Larghezza soletta
d =	531	mm	Altezza utile
$z = 0.9d =$	478	mm	braccio delle forze interne
$c'+\phi/2 =$	69	mm	copriferro

- Sollecitazioni

$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale (>0 compressione)
$V_{Ed} =$	150.0	KN	Taglio agente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.0	MPa	Tensione normale

- Armatura longitudinale

$s_{x1} =$	200	mm	Interasse armature secondo X (primo strato)
$s_{y1} =$	200	mm	Interasse armature secondo Y (primo strato)
$\phi_{x1} =$	24	mm	Diametro armature secondo X (primo strato)
$\phi_{y1} =$	24	mm	Diametro armature secondo Y (primo strato)
$s_{x2} =$	200	mm	Interasse armature secondo X (secondo strato)
$s_{y2} =$	200	mm	Interasse armature secondo Y (secondo strato)
$\phi_{x2} =$	0	mm	Diametro armature secondo X (secondo strato)
$\phi_{y2} =$	0	mm	Diametro armature secondo Y (secondo strato)
$A_{sx} =$	22.62	cm <sup>2</sup> /m	Armatura longitudinale (secondo X)
$A_{sy} =$	22.62	cm <sup>2</sup> /m	Armatura longitudinale (secondo Y)
$\rho_x = A_{sx}/(b_w d) =$	0.004	-	Rapporto di armatura (secondo X)
$\rho_y = A_{sy}/(b_w d) =$	0.004	-	Rapporto di armatura (secondo Y)
$\rho_l = \min[0.02; (\rho_x^2 + \rho_y^2)^{0.5}] =$	0.006	-	Rapporto di armatura

- Verifica degli elementi senza armatura a taglio

$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.614	-	
--------------------------------	-------	---	--

$k_1 =$	<b>0.15</b>	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.406	MPa	
$v =$	0.610	-	
$V_{Rd,c3} =$	1494.0	kN	
$V_{Rd,c1} =$	275.7	kN	
$V_{Rd,c2} =$	215.5	kN	
$V_{Rd,c} = \max[V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}]$	<b>275.7</b>	kN	
Verifica [ $V_{Rd,c3} \geq V_{Ed}$ ] =	<b>OK</b>	-	
 - Verifica degli elementi con armatura a taglio			
$\alpha_{cw} =$	<b>1.0</b>	-	
$v_1 =$	<b>0.50</b>	-	
$\alpha =$	<b>90</b>	°	
$\phi_{sw} =$	<b>8</b>	mm	Diametro spille
$n_b =$	<b>5.000</b>	-	numero spille
$s =$	<b>20</b>	cm	Interspazio spille
$A_{sw}/s =$	12.6	cm <sup>2</sup> /m	Area delle staffe disponibile
$\theta' =$			
$\arcsen[A_{sw}f_{ywd}/(b_w s \alpha_{cw} v_1 f_{cd})]^{0.5}$	13.5	°	
$\theta = \max(\theta'; 21.8)$	<b>21.8</b>	°	Inclinazione biella compressa
$V_{Rd,s} =$	-	kN	Resistenza a taglio delle staffe
$V_{Rd,max} =$	1494.0	kN	Resistenza massima a taglio dovuta al calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) =$	-	kN	Resistenza a taglio della soletta
Verifica [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	<b>OK</b>	-	Verifica

Nelle figure seguenti si riporta il diagramma delle sollecitazioni di taglio combinato con valori limitati alla resistenza dovuta al solo calcestruzzo ( $V_{Rdc} = 275.7$  kN). Le aree non colorate nel diagramma indicano le zone dove deve essere disposta opportuna armatura e taglio.

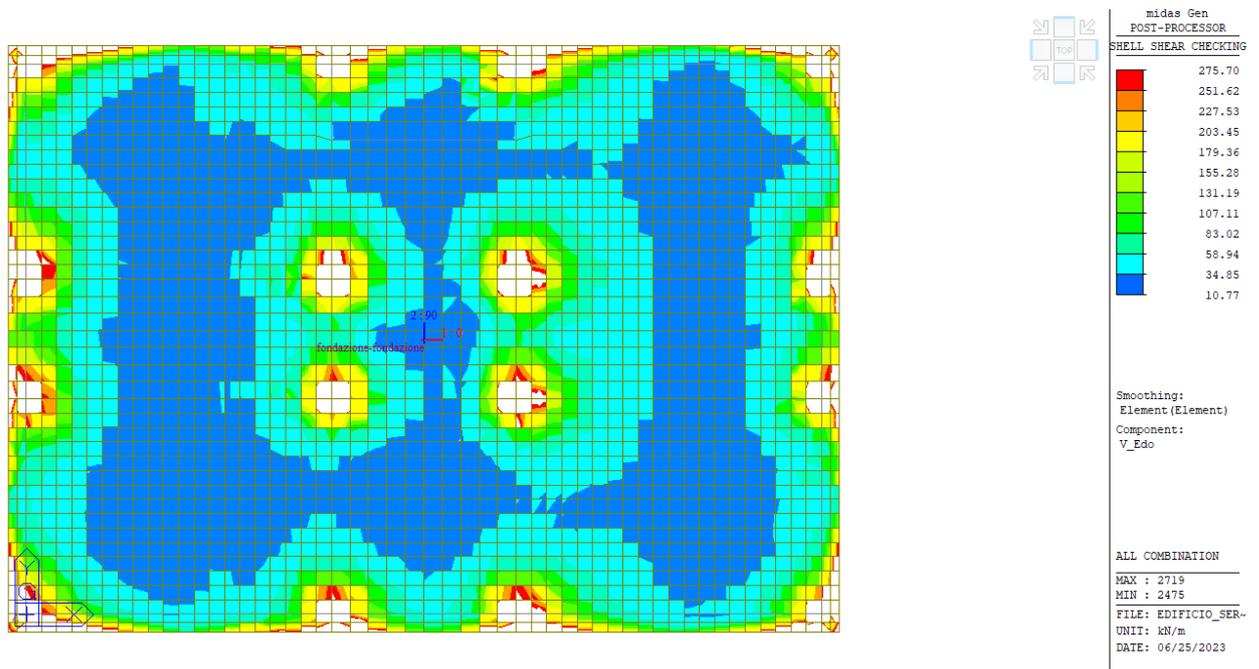
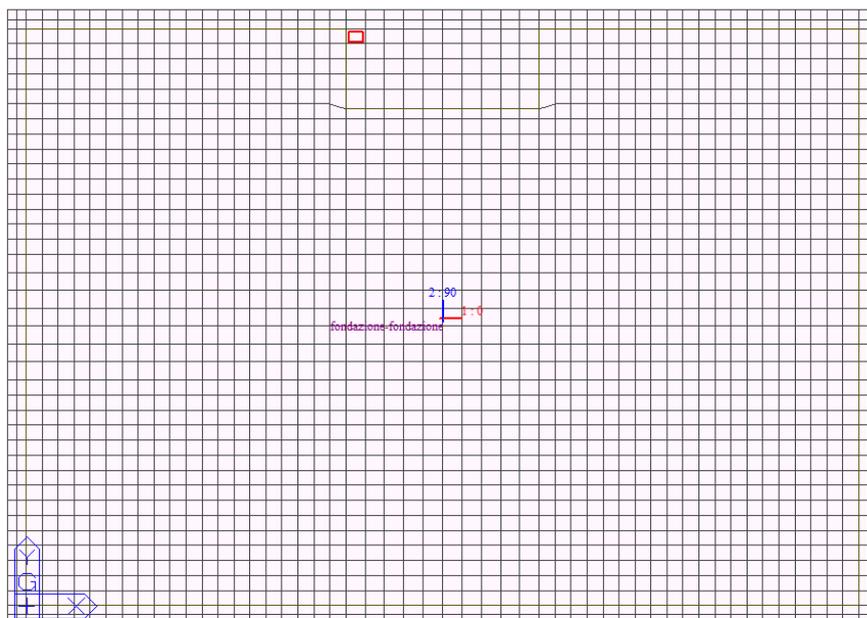


Fig. 114 – Taglio combinato – SLU/SLV

### 13.5 Verifiche stati limite di esercizio platea di fondazione 60 cm – SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si individua l'elemento finito che ha restituito la massima richiesta di armatura per le combinazioni SLU/SLV illustrate nei paragrafi precedenti. Nella figura seguente si mostra la localizzazione dell'elemento nel modello agli elementi finiti.



2685

Fig. 115 – Localizzazione elemento per verifiche SLE

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni di verifica.

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
2685RARA01	0.00	53.67	0.05	16.32
2685RARA02	0.00	51.08	0.04	12.45
2685RARA03	0.00	49.19	0.04	15.98
2685RARA04	0.03	55.22	0.00	36.52
2685RARA05	0.00	55.00	0.03	19.22
2685RARA06	0.00	52.78	0.03	16.24
2685RARA07	0.00	50.06	0.03	16.77
2685RARA08	0.00	55.93	0.02	31.34
2685RARA09	0.00	53.77	0.03	18.74

2685RARA10	0.00	51.55	0.03	15.76
2685RARA11	0.00	49.09	0.03	16.55
2685RARA12	0.01	54.70	0.02	30.86
2685RARA13	0.00	56.34	0.03	19.61
2685RARA14	0.00	54.12	0.03	16.63
2685RARA15	0.00	51.31	0.03	17.06
2685RARA16	0.01	57.27	0.02	31.73
2685RARA17	0.00	52.43	0.04	15.96
2685RARA18	0.00	49.98	0.04	12.23
2685RARA19	0.00	48.09	0.04	15.77
2685RARA20	0.03	53.98	0.00	36.16
2685RARA21	0.00	52.42	0.04	16.25
2685RARA22	0.00	49.67	0.04	12.24
2685RARA23	0.00	47.79	0.04	15.77
2685RARA24	0.03	53.97	0.00	36.45
2685RARA25	0.00	55.13	0.02	23.04
2685RARA26	0.00	53.89	0.02	22.56
2685FREQ01	0.00	52.60	0.02	21.22
2685FREQ02	0.00	51.86	0.02	20.22
2685FREQ03	0.00	50.92	0.02	20.37
2685FREQ04	0.00	52.90	0.02	25.26
2685FREQ05	0.00	53.13	0.02	22.63
2685FREQ06	0.00	52.64	0.02	22.41
2685QP01	0.00	52.64	0.02	22.49
2685QP02	0.00	52.63	0.02	22.61

### 13.5.1 Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

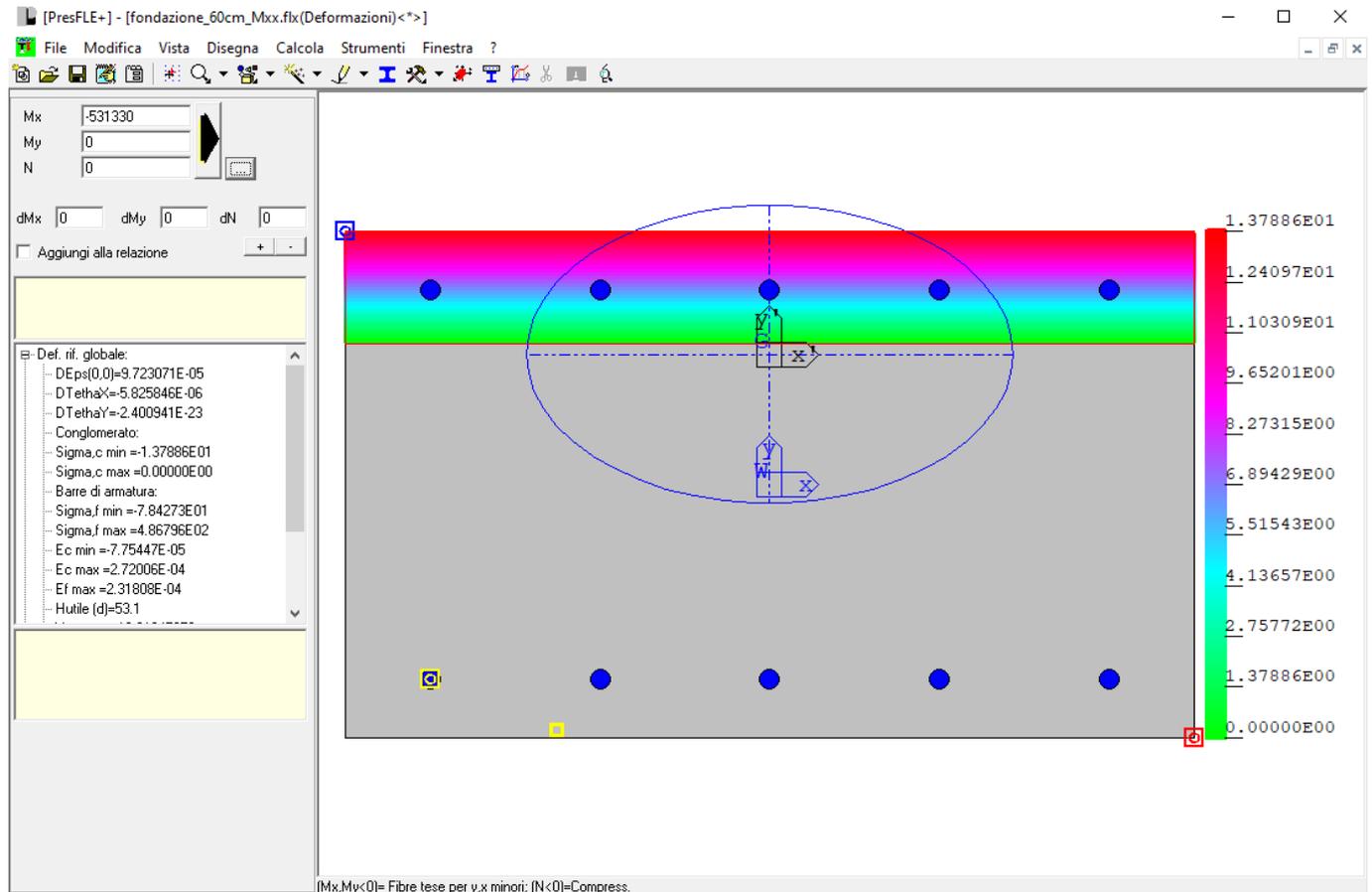


Fig. 116 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

#### - dati di input geometrici

b =	100	cm	base sezione
h =	60	cm	altezza sezione
c =	5.7	cm	ricoprimento dell'armatura
d =	53.1	cm	altezza utile armature
n <sub>1</sub> =	5.00	-	numero barre diametro f1
φ <sub>1</sub> =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n <sub>2</sub> =	4.00	-	numero barre diametro f2
φ <sub>2</sub> =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
n <sub>3</sub> =	0.00	-	numero barre diametro f3

$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	34.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	22.62	cm <sup>2</sup>	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	17.25	cm	
$(h-x)/3 =$	15.56	cm	
$h/2 =$	30.00	cm	
$h_{c,eff} =$	15.56	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1556.32	cm <sup>2</sup>	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.0145	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	48.7	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0000775	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0002720	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	13.31	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	<b>flessione</b>	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.963	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	11.2	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	28.1	cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
<b><math>S_{r,max} =</math></b>	<b>39.26</b>	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto $E_s / E_{cm}$

$k_t =$	<b>0.4</b> -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	-0.0002048 -	
$0.6\sigma_s / E_s =$	0.0001424 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$  **0.06** mm

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

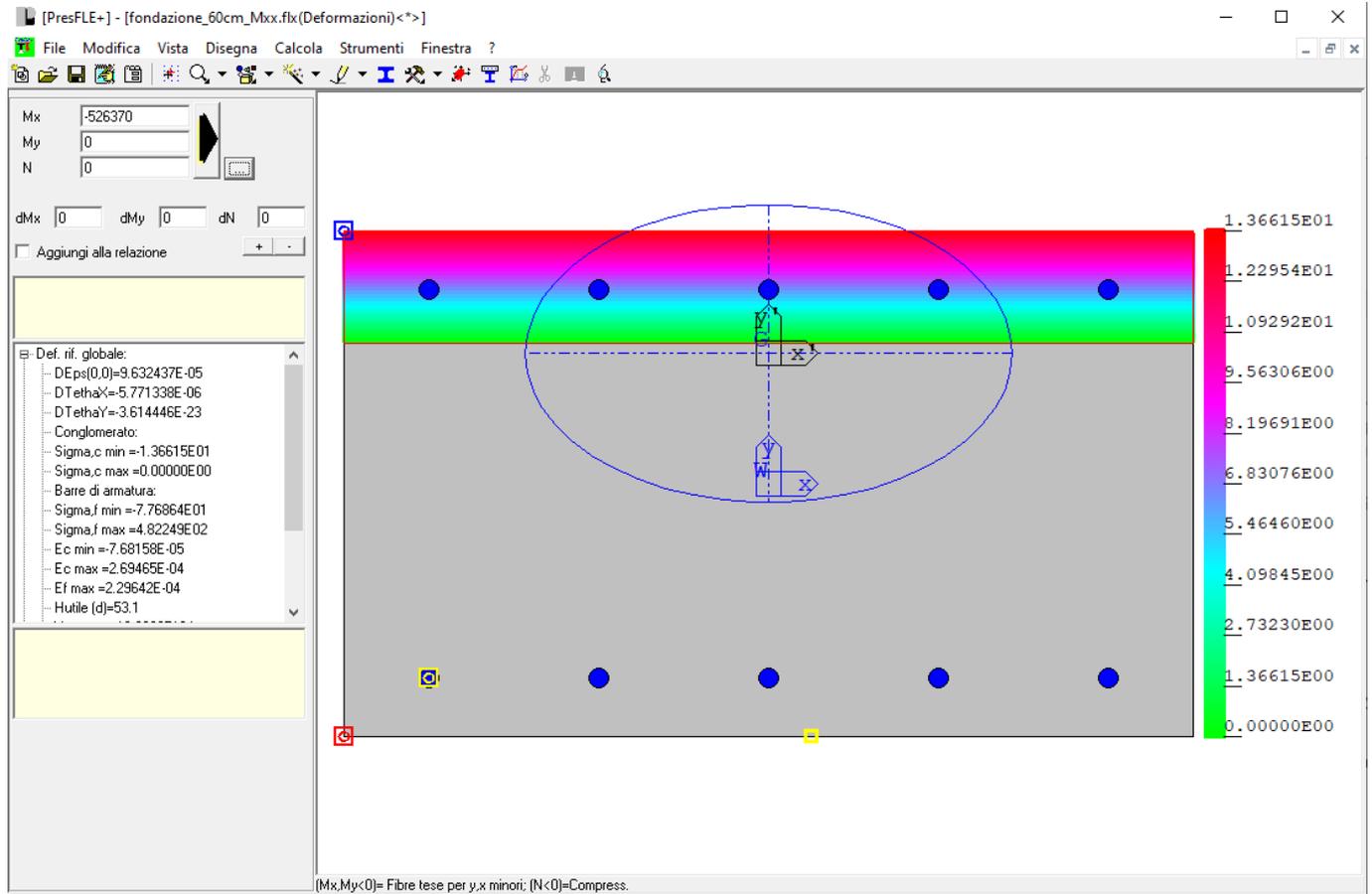


Fig. 117 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	5.7 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	53.1 cm	altezza utile armature
n <sub>1</sub> =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ <sub>1</sub> =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n <sub>2</sub> =	4.00 -	numero barre diametro f2
φ <sub>2</sub> =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n <sub>3</sub> =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ <sub>3</sub> =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3
φ <sub>eq</sub> =	2.40 cm	diametro delle barre di armatura
5(c+φ/2) =	34.50 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della

		procedura
$A_s =$	22.62 cm <sup>2</sup>	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
2.5(h-d) =	17.25 cm	
(h-x)/3 =	15.56 cm	
h/2 =	30.00 cm	
$h_{c,eff} =$	15.56 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1556.34 cm <sup>2</sup>	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.0145 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	48.2 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.000768 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0002695 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	13.31 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	<b>flessione</b> -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.963 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	11.2 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	28.1 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		
<b><math>S_{r,max} =</math></b>	<b>39.26 cm</b>	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$		deformazione media
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto $E_s / E_{cm}$ =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	-0.0002070 -	

$$0.6\sigma_s/E_s = 0.0001411 -$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.06 \text{ mm}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.37 MPa < 14.4 MPa

### 13.5.1 Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

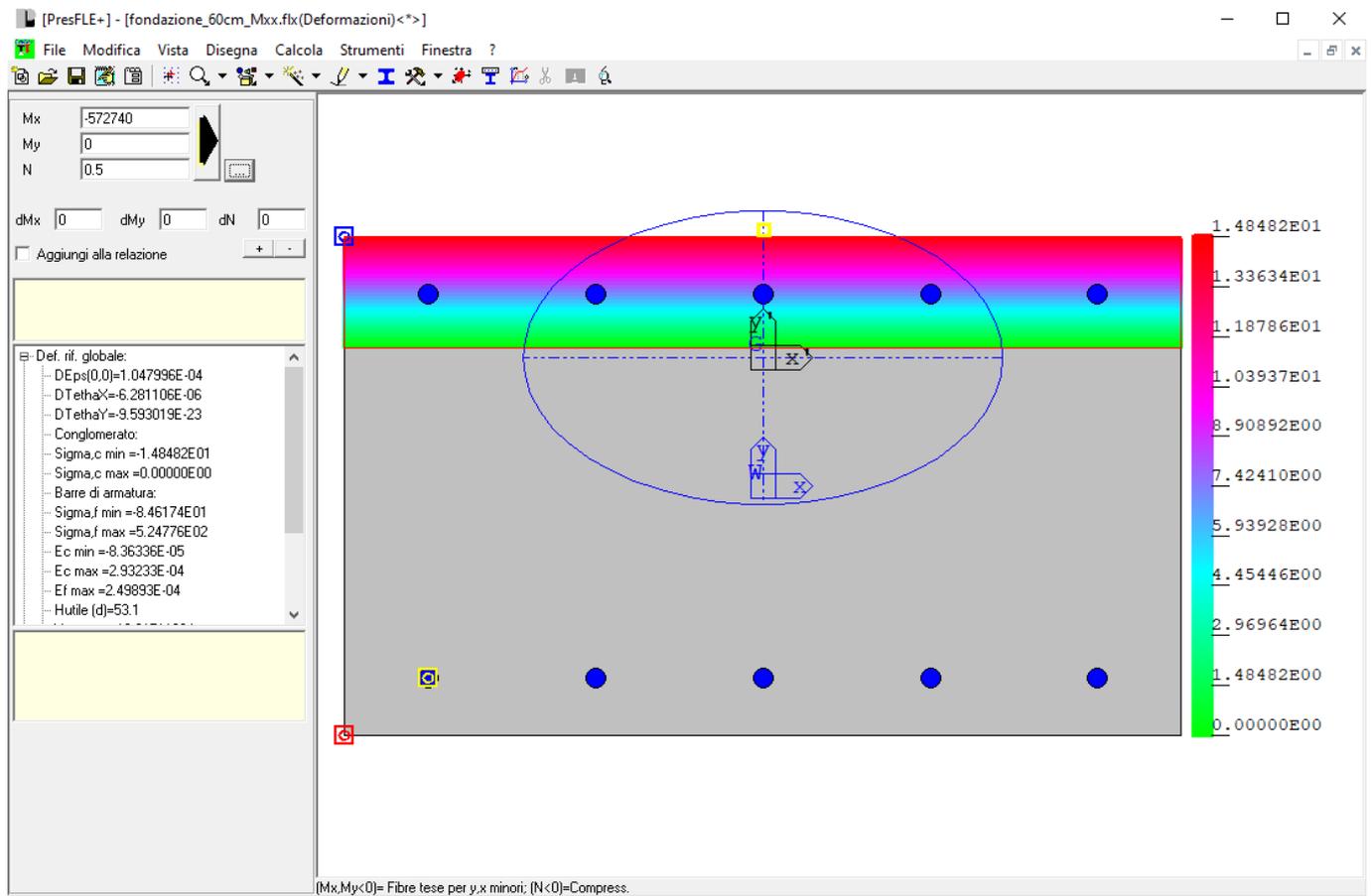


Fig. 118 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.48 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 52.5 MPa < 360 MPa

### 13.5.2 Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

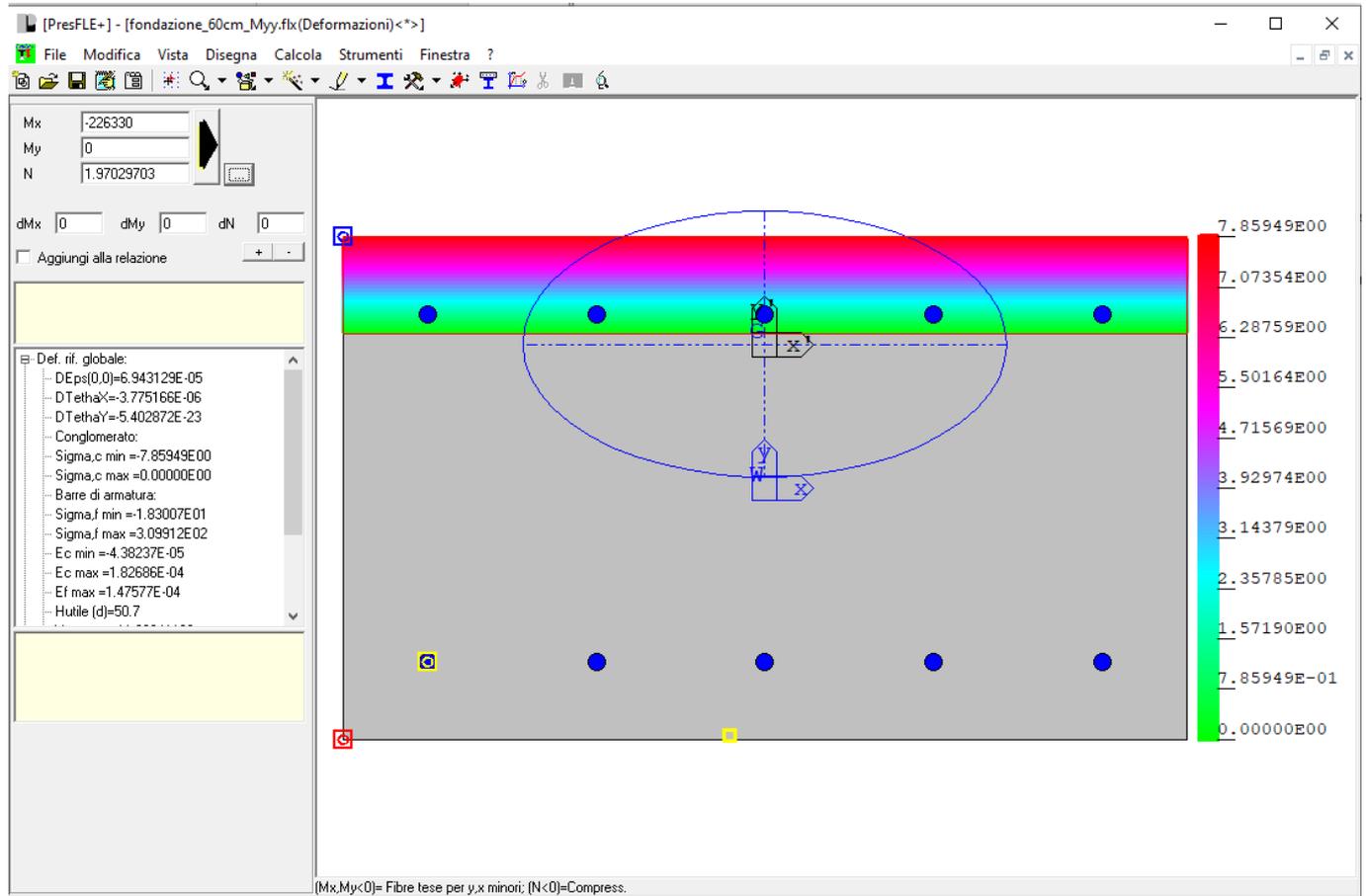


Fig. 119 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

#### - dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	8.1 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	50.7 cm	altezza utile armature
$n_1$ =	5.00 -	numero barre diametro f1
$\phi_1$ =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
$n_2$ =	4.00 -	numero barre diametro f2
$\phi_2$ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
$n_3$ =	0.00 -	numero barre diametro f3
$\phi_3$ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.40 cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	46.50 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	22.62 cm <sup>2</sup>	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	23.25 cm	
$(h-x)/3 =$	15.42 cm	
$h/2 =$	30.00 cm	
$h_{c,eff} =$	15.42 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1542.07 cm <sup>2</sup>	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$		
$=$	0.0147 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	31.0 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0000438 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0001476 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	13.74 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	<b>flessione</b> -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.553 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.6 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	27.8 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		
<b><math>S_{r,max} =</math></b>	<b>40.39 cm</b>	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		
$0.6 \sigma_s / E_s$		deformazione media
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto $E_s / E_{cm}$

$k_t =$	<b>0.4</b> -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	-0.0002873 -	
$0.6\sigma_s / E_s =$	0.0000907 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$  **0.04** mm

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

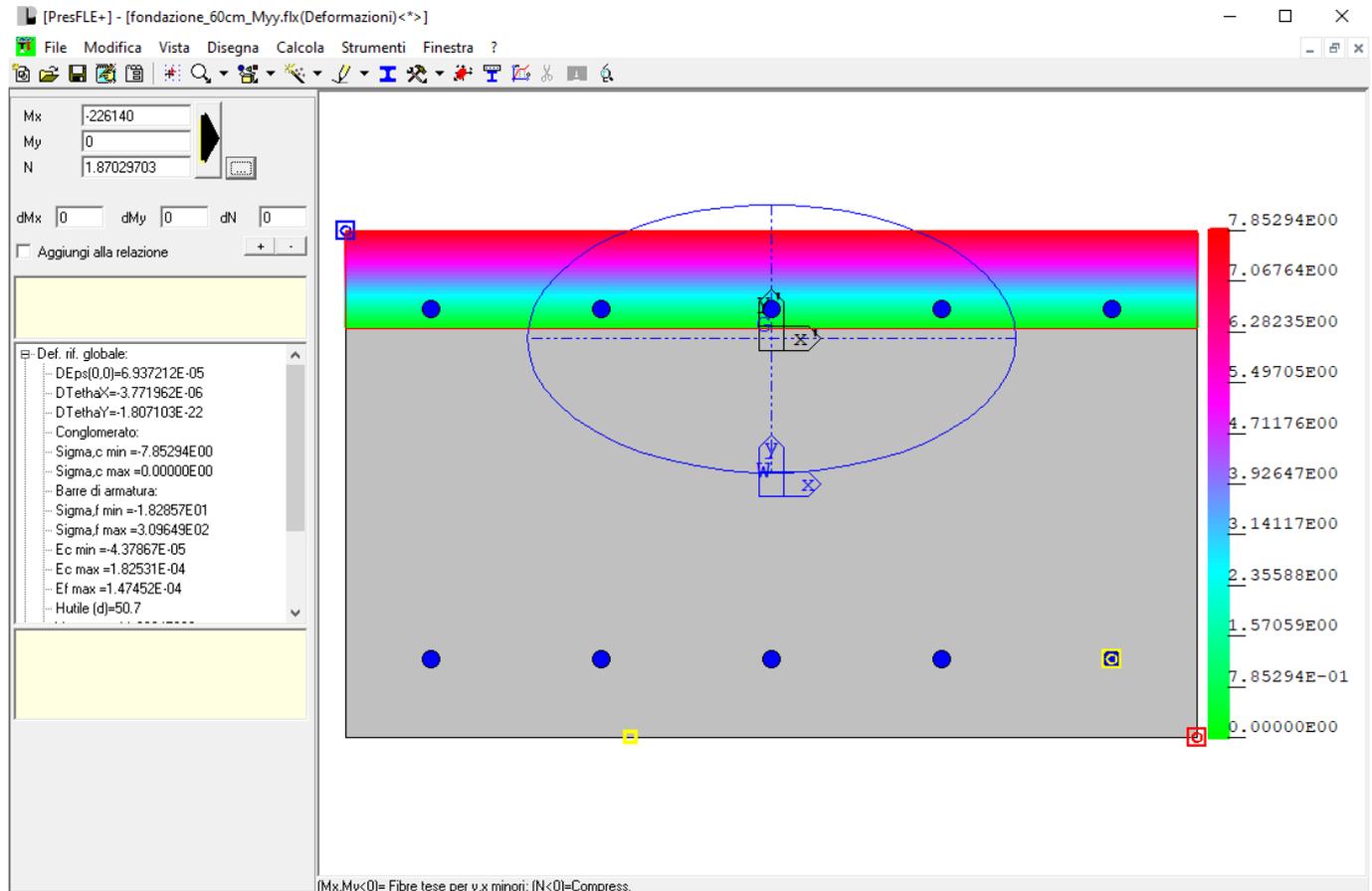


Fig. 120 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

**- dati di input geometrici**

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	8.1 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	50.7 cm	altezza utile armature
n <sub>1</sub> =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ <sub>1</sub> =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n <sub>2</sub> =	4.00 -	numero barre diametro f2
φ <sub>2</sub> =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n <sub>3</sub> =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ <sub>3</sub> =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3
φ <sub>eq</sub> =	2.40 cm	diametro delle barre di armatura
5(c+φ/2) =	46.50 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della

		procedura
$A_s =$	22.62 cm <sup>2</sup>	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	23.25 cm	
$(h-x)/3 =$	16.13 cm	
$h/2 =$	30.00 cm	
$h_{c,eff} =$	16.13 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1613.05 cm <sup>2</sup>	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff}$		
$=$	0.0140 -	rapporto area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	31.0 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0000438 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0001825 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	11.61 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	<b>flessione</b> -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.553 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.6 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_{p,eff} =$	29.1 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		
<b><math>S_{r,max} =</math></b>	<b>41.67 cm</b>	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		
$0.6 \sigma_s / E_s$		deformazione media
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto $E_s/E_{cm}$
$k_t =$	0.4 -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= -0.0003060 \text{ -} \\ 0.6\sigma_s/E_s &= 0.0000906 \text{ -} \end{aligned}$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.04 \text{ mm}}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 0.785 MPa < 14.4 MPa

### 13.5.3 Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

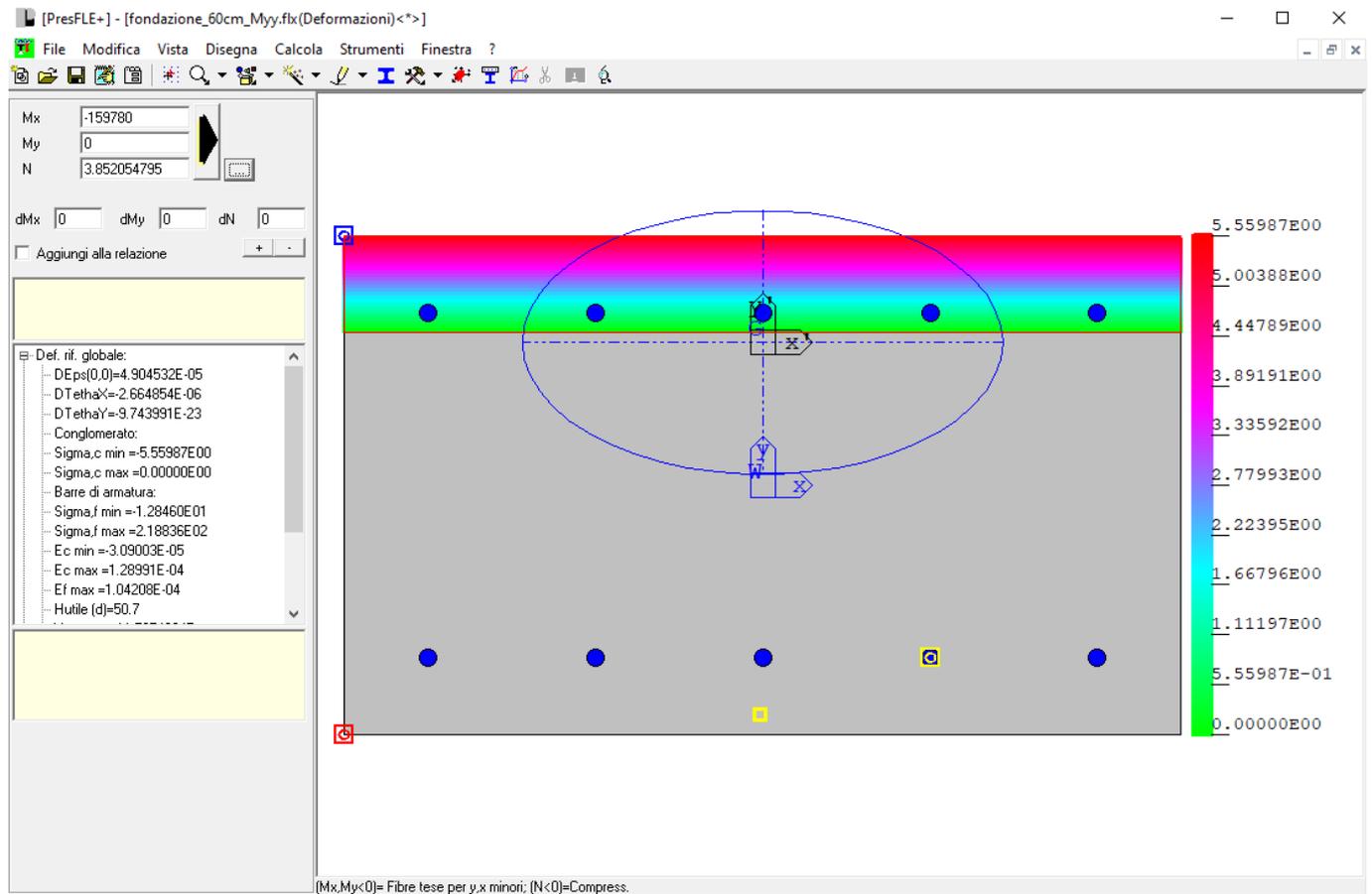


Fig. 121 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 0.56 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 21.88 MPa < 360 MPa



## 14. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI – EDIFICIO SERVIZI

### 14.1 Criteri di verifica

Le verifiche dei pilastri e delle travi allo stato limite ultimo vengono condotte secondo quanto disposto nel paragrafo 4.1.2.3 delle NTC2018. In generale la verifica risulta soddisfatta quando le azioni di progetto risultano inferiori o uguali alla resistenza di progetto per gli stati limite di pressoflessione e taglio.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Per gli elementi in calcestruzzo armato, le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018 e prevedono:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con  $w_2 = 0.3$  mm e  $w_1 = 0.2$  mm

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} \text{ tensione massima acciaio per combinazioni rara}$$

Per gli elementi in calcestruzzo armato precompresso, le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con  $w_1 = 0.2$  mm (combinazioni frequenti, armatura sensibile)

Decompressione (combinazioni quasi permanenti, armatura sensibile)

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ckj}$  tensione massima calcestruzzo all'atto della precompressione

Per l'acciaio armonico il livello tensionale massimo a cadute di tensione scontate è pari a:

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{ptk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

Per l'acciaio armonico il livello tensionale massimo iniziale è pari a:

$\sigma_{s,max} < 0.90 \times f_{p(1)k}$       1503      MPa      Tensione massima trefolo in fase iniziale

$\sigma_{s,max} < 0.80 \times f_{ptk}$       1488      MPa      Tensione massima trefolo in fase iniziale

## 14.2 Analisi modale

Le masse modali sono quelle associate ai carichi dovuti ai pesi proprio e ai permanenti (G1+G2) e il 30 % dei carichi variabili in fondazione.

Fig. 122 – Masse strutturali

Per le analisi sismiche sono state considerate 18 forme modali sufficienti ad eccitare più delle 97% delle masse totali. Si riportano di seguito i risultati in termini di masse eccitate e deformate modali per i modi di maggiore interesse.

Mode No	Periodo [s]	MASSA-X MASSA(%)	SOMMA (%)	MASSA-Y MASSA(%)	SOMMA (%)
1	0.265	90.604	90.604	0.000	0.000
2	0.251	0.000	90.604	96.573	96.573
3	0.244	5.113	95.718	0.000	96.573
4	0.178	0.000	95.718	0.000	96.573
5	0.177	0.000	95.718	0.001	96.574
6	0.177	0.221	95.939	0.000	96.574
7	0.177	0.014	95.953	0.000	96.574

Mode No	Periodo	MASSA-X		MASSA-Y	
	[s]	MASSA(%)	SOMMA (%)	MASSA(%)	SOMMA (%)
8	0.148	0.000	95.953	0.000	96.574
9	0.148	0.000	95.953	0.000	96.574
10	0.148	0.000	95.953	0.001	96.574
11	0.148	0.000	95.953	0.000	96.574
12	0.114	0.000	95.953	0.000	96.574
13	0.114	0.040	95.993	0.000	96.574
14	0.093	0.000	95.993	0.002	96.576
15	0.090	0.000	95.993	0.000	96.576
16	0.089	0.197	96.190	0.000	96.576
17	0.088	0.000	96.190	0.043	96.619
18	0.088	0.128	96.318	0.000	96.619

Tabella 7 – Massa eccitata

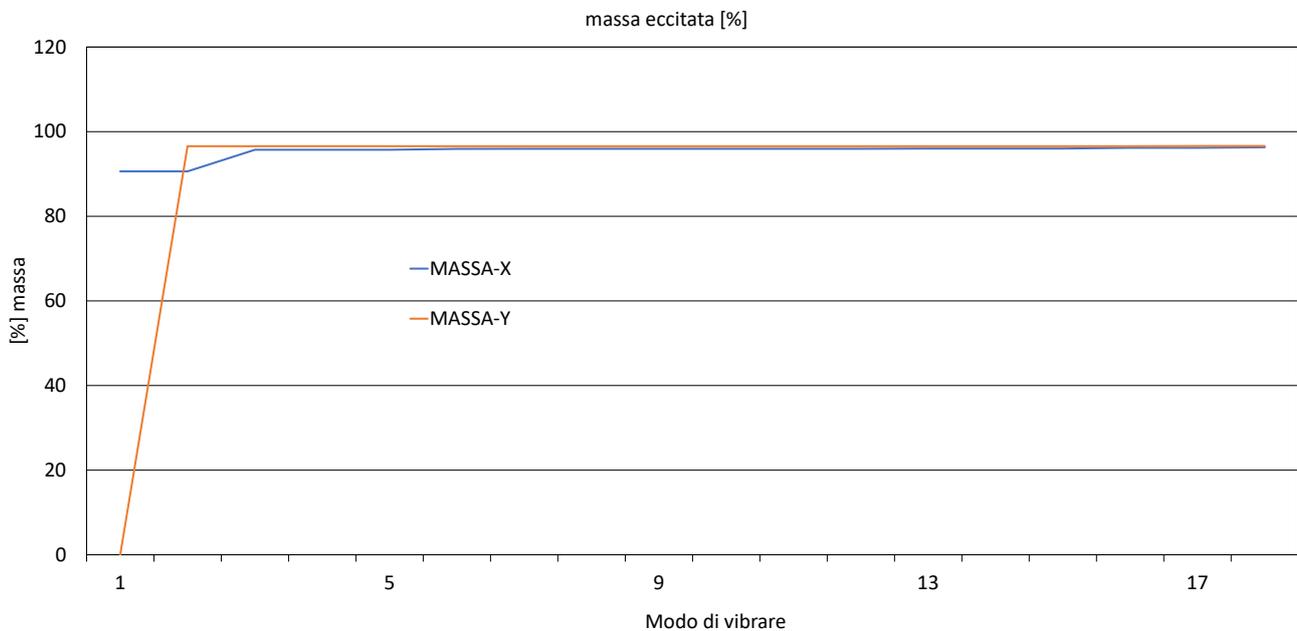


Fig. 123 – Percentuale di massa eccitata

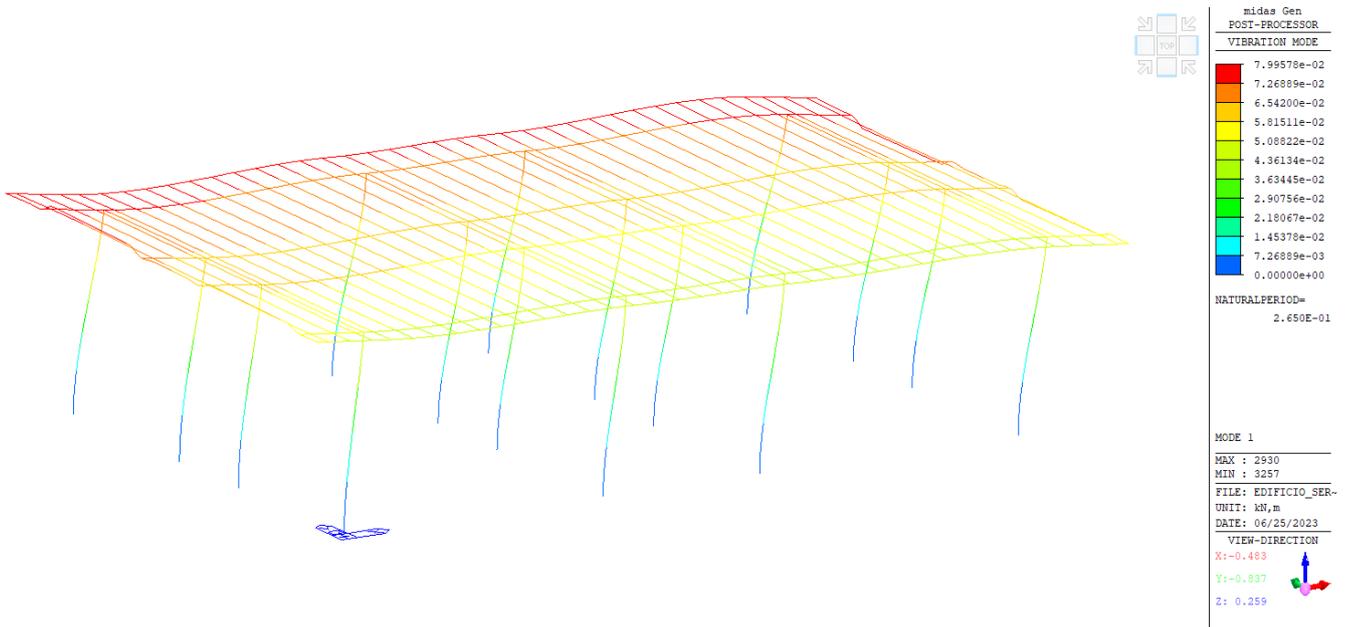


Fig. 124 – Deformata modale n. 1 ( $T_1 = 0.265$  s)

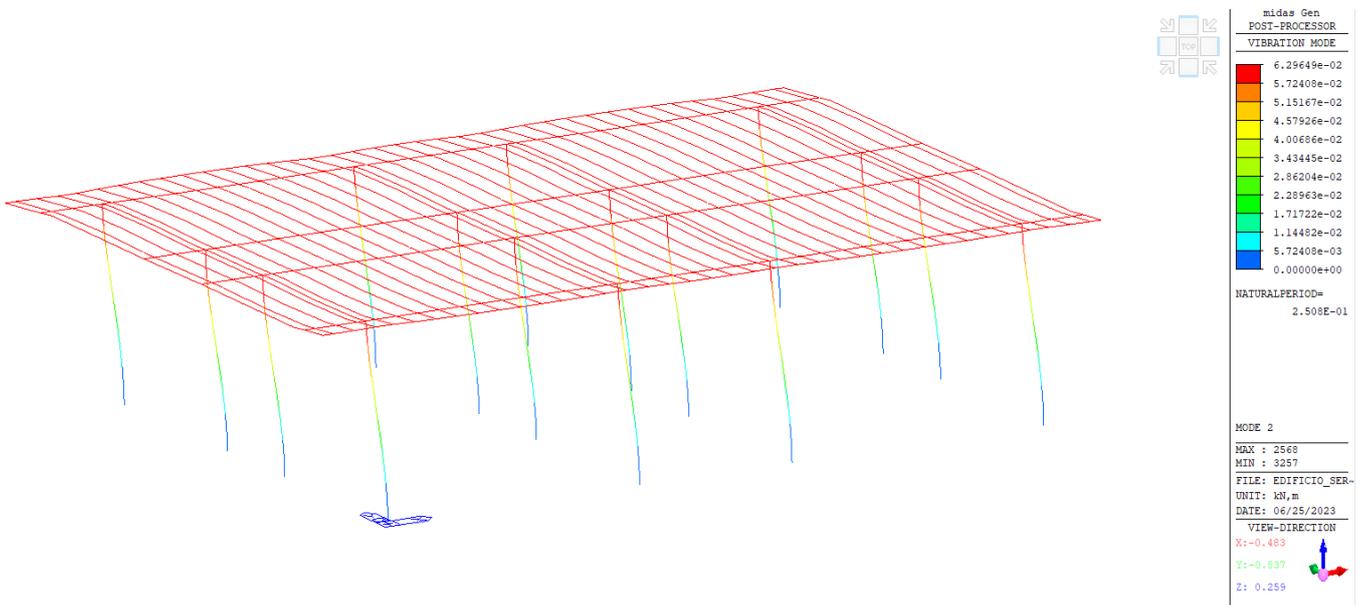


Fig. 125 – Deformata modale n. 2 ( $T_2 = 0.251$  s)

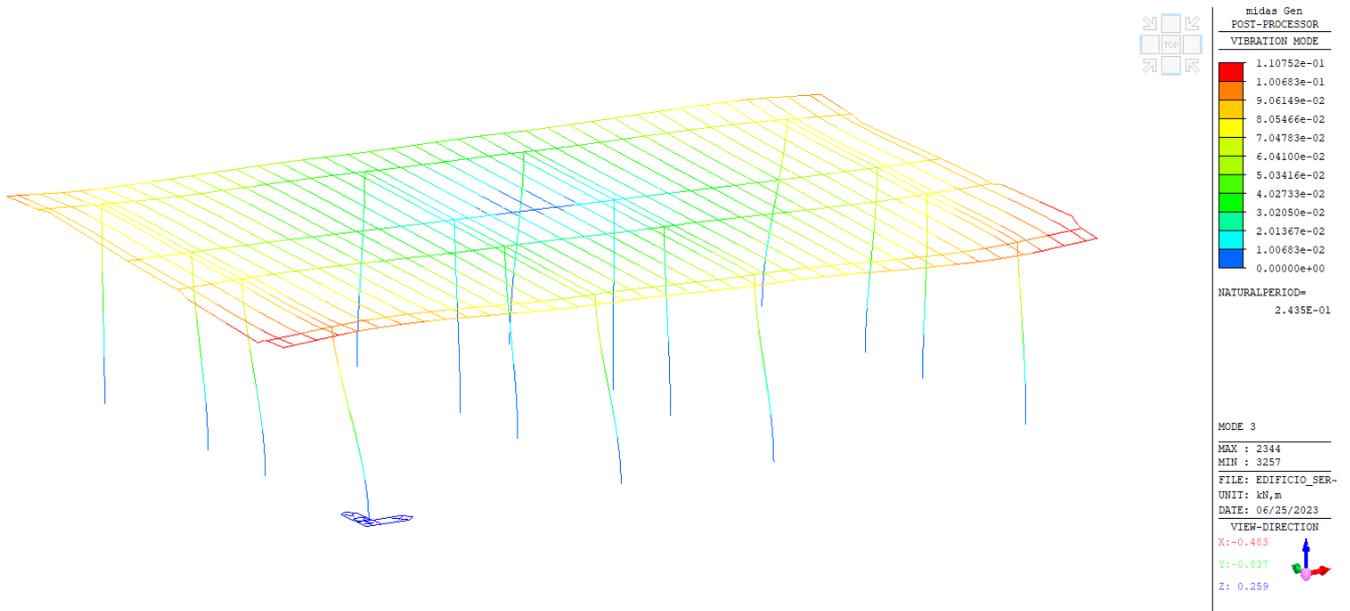


Fig. 126 – Deformata modale n. 3 ( $T_3 = 0.244$  s)

### 14.3 Verifiche strutturali – SLV non linearità geometriche

Per le non linearità geometriche concomitanti alle azioni sismiche si tiene conto di quanto indicato nel paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = (Pxd_{Er}) / (Vxh)$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

$d_{Er}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $\theta$ ;

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

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0.1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ , quando  $\theta$  è compreso tra 0.1 e 0.2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando  $\theta$  è compreso tra 0.2 e 0.3.

Il fattore  $\theta$  non può comunque superare il valore 0.3.

Gli spostamenti  $d_{Er}$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Si riportano di seguito i risultati

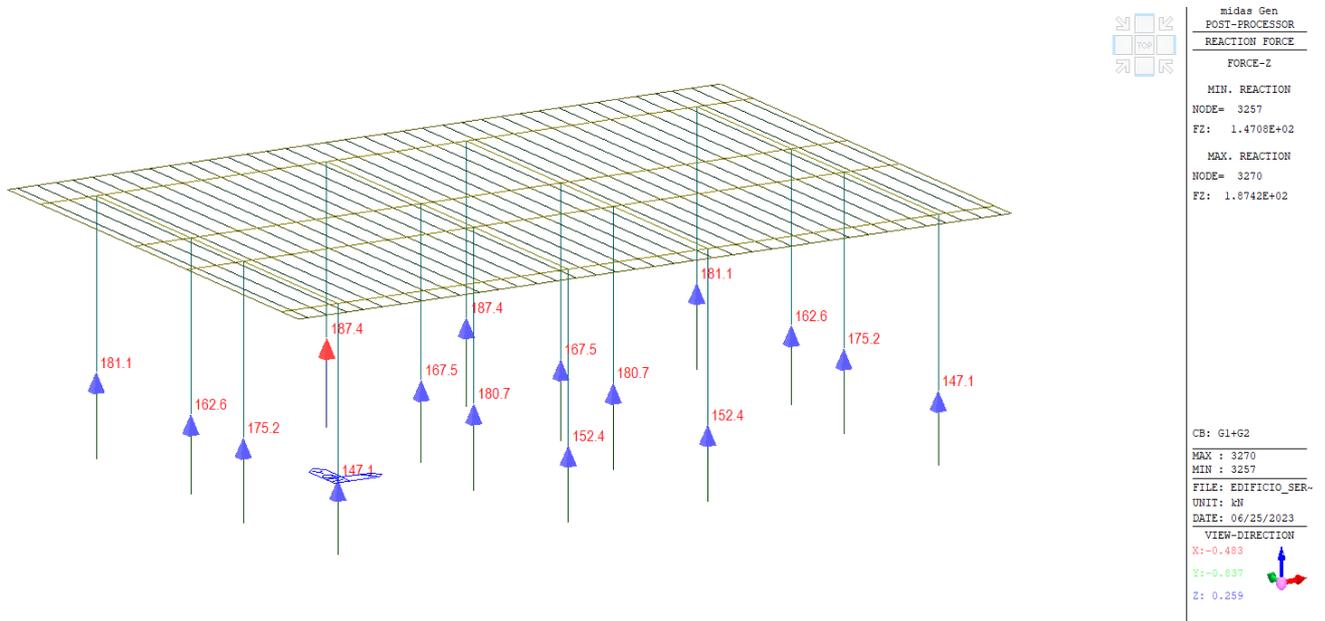


Fig. 127 – Reazioni verticali (G1+G2+0.3xQ4)

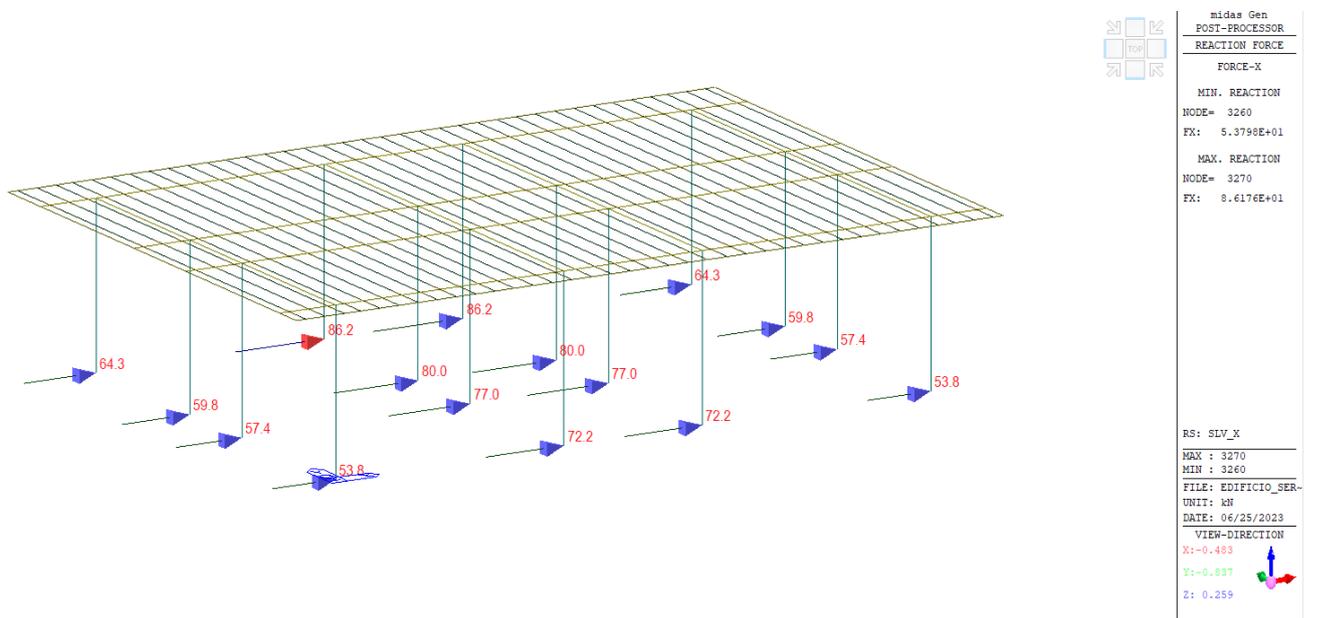


Fig. 128 – Reazioni orizzontali X (sisma X - SLV)

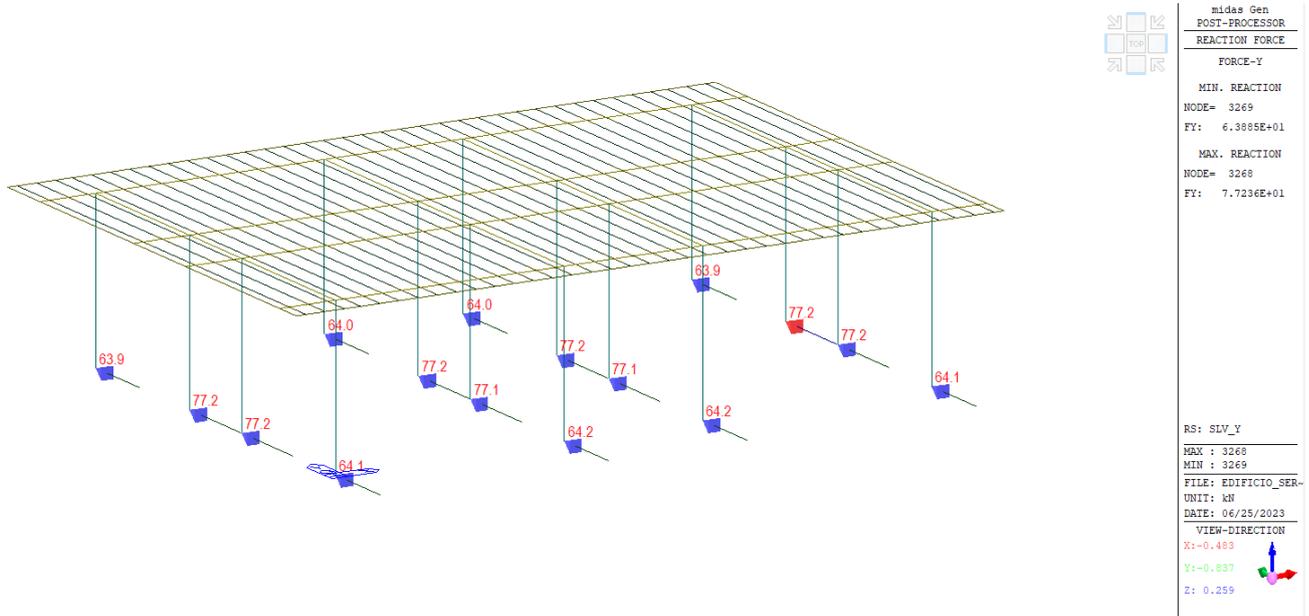


Fig. 129 – Reazioni orizzontali Y (sisma Y - SLV)

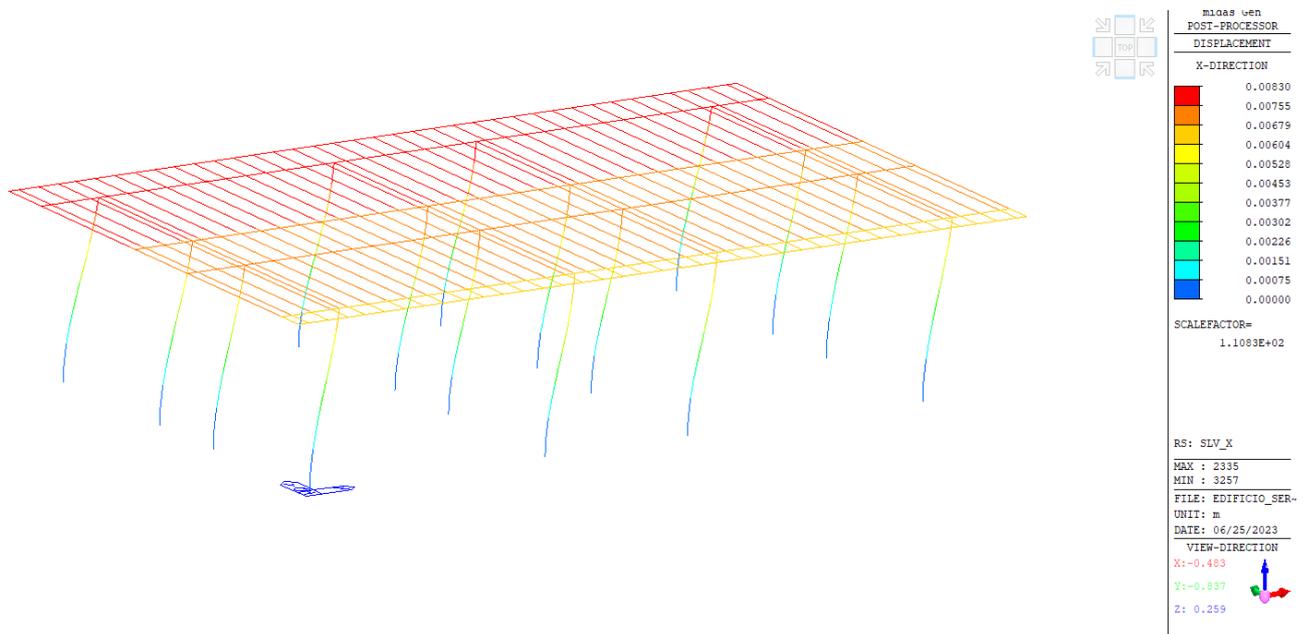


Fig. 130 – Spostamenti orizzontali X (sisma X - SLV)

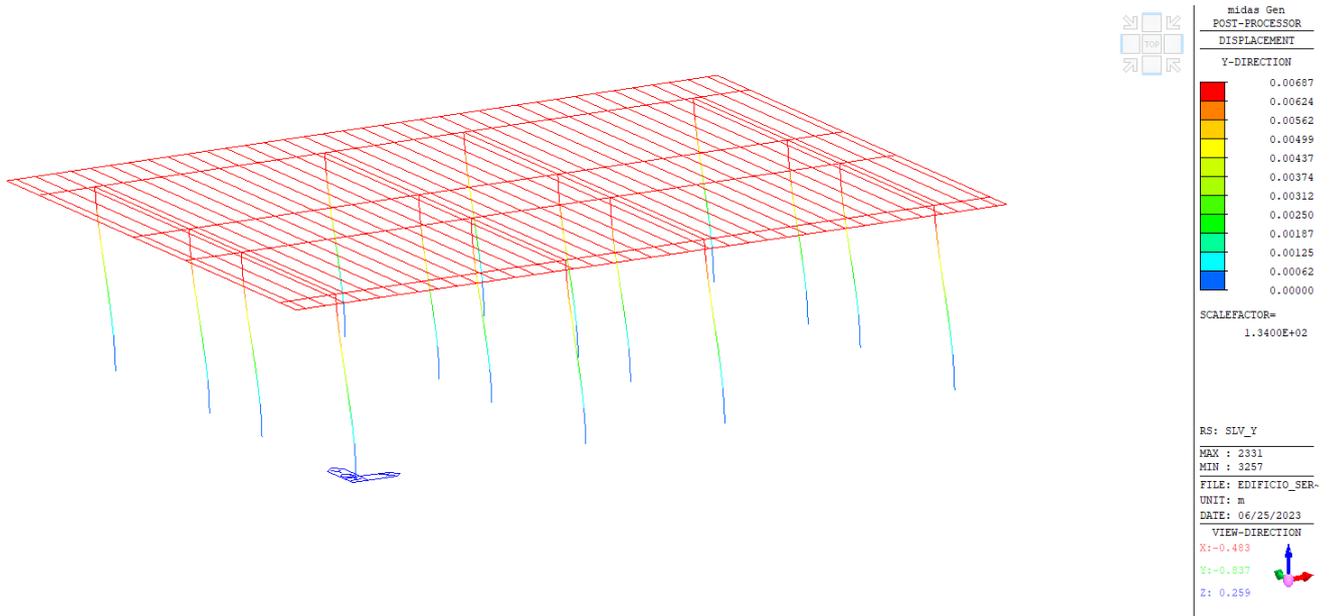


Fig. 131 – Spostamenti orizzontali Y (sisma Y - SLV)

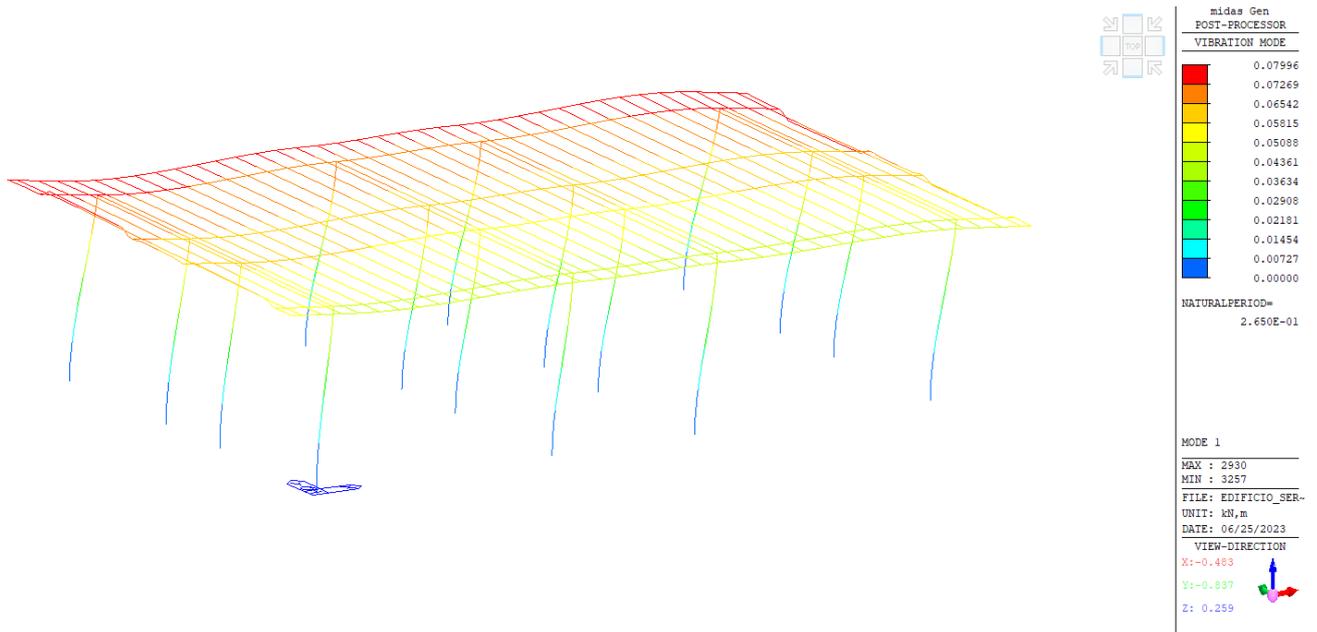


Fig. 132 – Prima deformata modale X

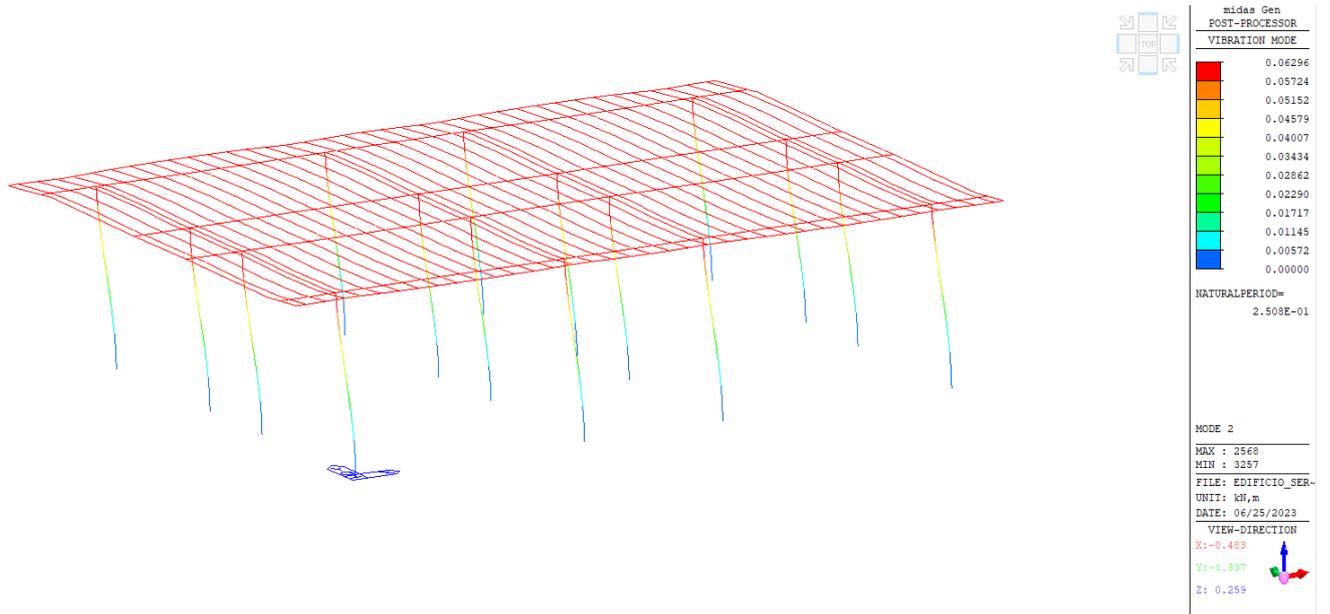


Fig. 133 – Prima deformata modale Y

Si riporta la verifica di dettaglio per gli effetti del secondo ordine.

<b>Edificio Servizi</b>			
P	=	<b>2708</b>	[kN] ] Somma delle reazioni verticali dovute a G1+G2
V <sub>x</sub>	=	<b>1095.86</b> <b>1</b>	[kN] ] Somma delle reazioni orizzontali dovute al sisma in direzione X
V <sub>y</sub>	=	<b>1129.59</b> <b>2</b>	[kN] ] Somma delle reazioni orizzontali dovute al sisma in direzione X
h	=	<b>4.5</b>	[m] Altezza telaio
T <sub>1x</sub>	=	<b>0.265</b>	[s] Periodo primo modo orizzontale X
T <sub>1y</sub>	=	<b>0.251</b>	[s] Periodo primo modo orizzontale Y
T <sub>c</sub>	=	<b>0.502</b>	[s] Periodo di riferimento azione sismica
q	=	<b>1.5</b>	[-] Fattore di struttura
μ <sub>dx</sub>	=	1.94717	[-] Fattore duttilità in spostamento X
μ <sub>dy</sub>	=	2.89434	[-] Fattore duttilità in spostamento Y
d <sub>Eex</sub>	=	<b>0.0083</b>	[m] Spostamento orizzontale dovuto al sisma in direzione X (risultato analisi spettro di risposta)
d <sub>Eey</sub>	=	<b>0.00687</b>	[m] Spostamento orizzontale dovuto al sisma in direzione Y (risultato analisi spettro di risposta)
d <sub>Ex</sub> = μ <sub>dx</sub> x d <sub>Eex</sub>	=	0.01616 <b>2</b>	[m] Spostamento corretto con fattore di duttilità in direzione X
d <sub>Ey</sub> = μ <sub>dy</sub> x d <sub>Eey</sub>	=	0.01988 <b>4</b>	[m] Spostamento corretto con fattore di duttilità in direzione Y
θ <sub>x</sub> = (Pxd <sub>Ex</sub> )/(V <sub>x</sub> xh)	=	<b>0.009</b>	[-] Fattore di non linearità secondo X
θ <sub>y</sub> = (Pxd <sub>Ey</sub> )/(V <sub>y</sub> xh)	=	<b>0.011</b>	[-] Fattore di non linearità secondo Y
Kampl <sub>x</sub>	=	<b>1.000</b>	[-] Coefficiente amplificazione azione sismica secondo X
Kampl <sub>y</sub>	=	<b>1.000</b>	[-] Coefficiente amplificazione azione sismica secondo Y

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati (θ<0.1).

#### 14.4 Verifiche strutturali pressoflessione solaio copertura – SLU

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Il solaio è armato come mostrato nelle seguenti figure.

Armatura solaio – campata

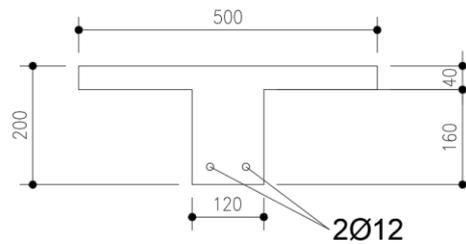


Fig. 134 – Armatura solaio – sezione in campata

Armatura solaio – appoggio

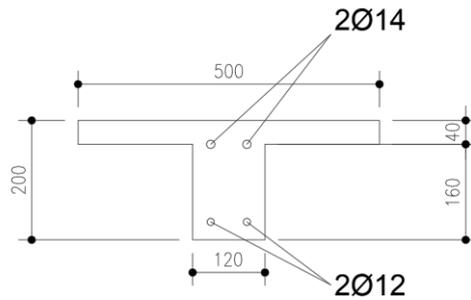


Fig. 135 – Armatura solaio – sezione in appoggio

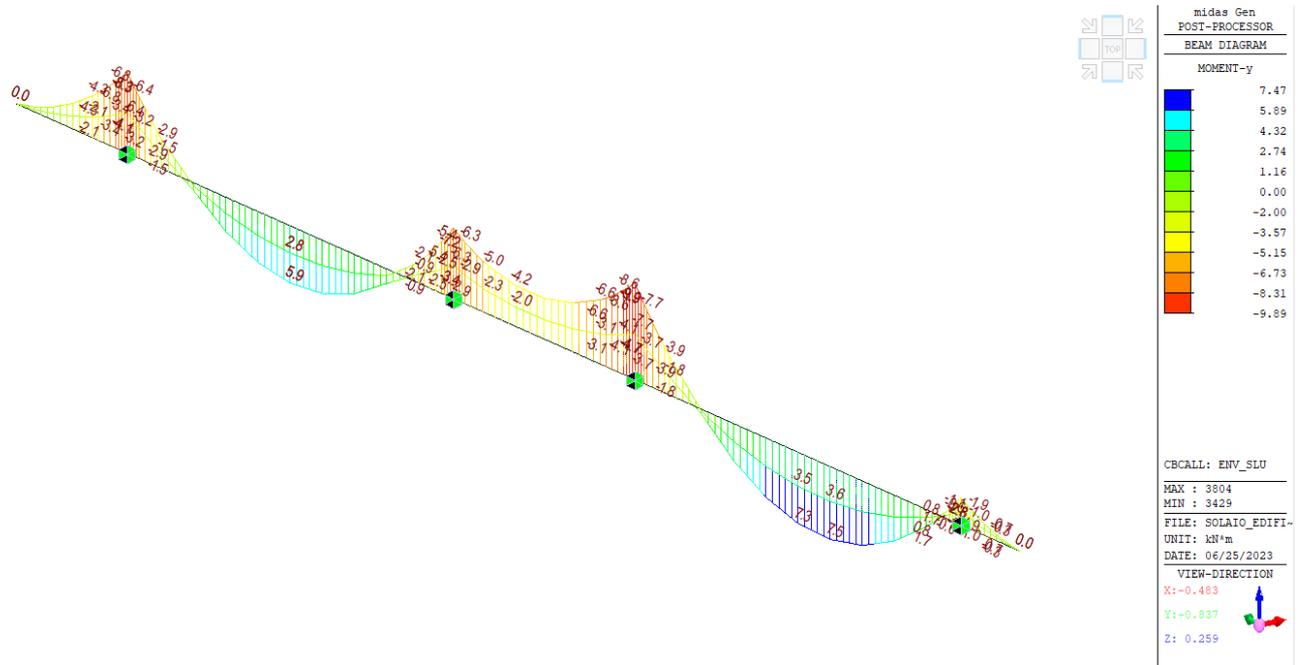


Fig. 136 – Momento flettente – involucro SLU

I valori dei momenti flettenti di progetto sono:

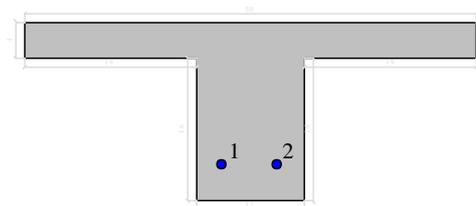
MEd+ = 7.47 kNm (momento massimo positivo in campata);

MEd- = -9.89 kNm (momento minimo negativo in appoggio in campata);

Si riporta il dettaglio della verifica.

## Dati generali

### Dati di input



### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01  
Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)  
fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>  
fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>  
Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>  
Materiale : C32/40  
deformazione iniziale impressa:  
Tetha X = 0  
Tetha Y = 0  
Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-6.	0.
2	-6.	16.
3	-25.	16.
4	-25.	20.
5	25.	20.
6	25.	16.
7	6.	16.
8	6.	0.

### Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-3.	4.	0.	1	B450C
2	12.	3.	4.	0.	1	B450C

### Combinazioni di carico:Combinazioni

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
------	----	----	---	----	----	----

### Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

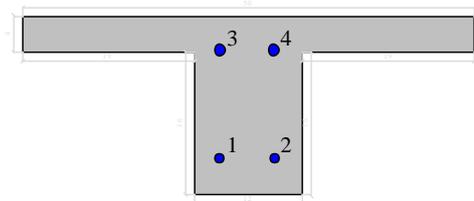
Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-74700.0	0.0	0.0	-135627.9	0.0	0.0	<b>1.8156343</b>

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-74700.0	0.0	0.0	-135627.9	0.0	0.0	<b>1.8156343</b>

## Dati generali

### Dati di input



### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>

fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>

Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : C32/40

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-6.	0.
2	-6.	16.
3	-25.	16.
4	-25.	20.
5	25.	20.

6	25.	16.
7	6.	16.
8	6.	0.

## Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-3.	4.	0.	1	B450C
2	12.	3.	4.	0.	1	B450C
3	14.	-3.	16.	0.	1	B450C
4	14.	3.	16.	0.	1	B450C

## Combinazioni di carico:Combinazioni

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
------	----	----	---	----	----	----

## Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
98900.0	0.0	0.0	161185.2	0.0	0.0	1.62978

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
98900.0	0.0	0.0	161185.2	0.0	0.0	1.62978

### 14.5 Verifiche strutturali a taglio solaio copertura – SLU

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli Vz considerando la sezione resistente di dimensioni 50x20 cm per la presenza di una fascia piena in corrispondenza delle travi.

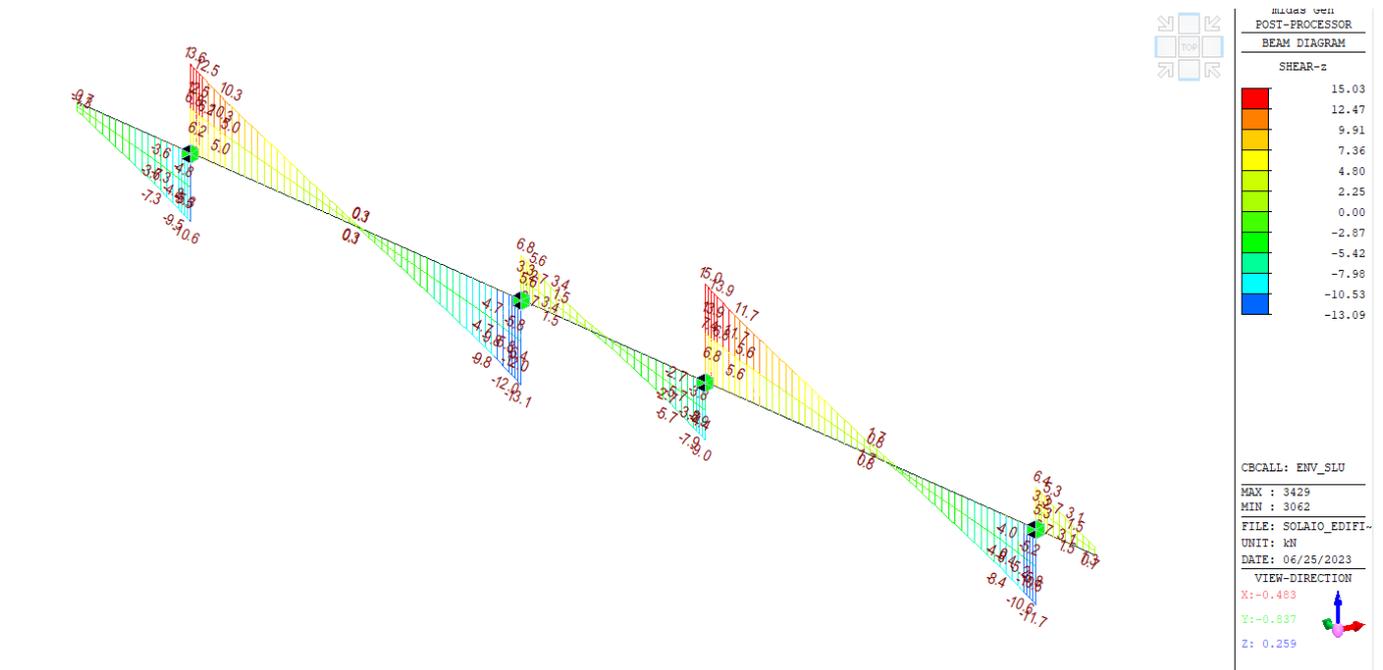


Fig. 137 – Taglio massimo Vz – involucro SLU

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio.

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$\nu =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	500	mm	Larghezza della sezione
$h =$	200	mm	Altezza della sezione

$d =$	131	mm	
$z = 0.9d =$	118	mm	Braccio interno
$A =$	100000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1400	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	71	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	55102	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1114	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	<b>0.0</b>	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	<b>15.03</b>	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	<b>0.0</b>	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	<b>2.26</b>	cm <sup>2</sup>	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0035	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	2.00	-	
$k_1 =$	<b>0.15</b>	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.59	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	36.1	kN	
$V_{Rd,2} =$	38.4	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	<b>38.4</b>	kN	
Verification [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	<b>ok</b>	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	<b>21.8</b>	°	
$\alpha =$	<b>90</b>	°	
$\phi_{sw} =$	<b>8</b>	mm	Diametro staffe
$n_b =$	<b>6</b>	-	Numero staffe
$s_{st} =$	<b>20</b>	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	<b>3.016</b>	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.08	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	<b>173.9</b>	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	<b>201.6</b>	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	<b>173.9</b>	kN	

Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	-	-	
C.S. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>2.552</b>		

#### 14.6 Verifiche strutturali pressoflessione solaio copertura – RARA

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Il solaio è armato come mostrato nelle seguenti figure.

Armatura solaio – campata

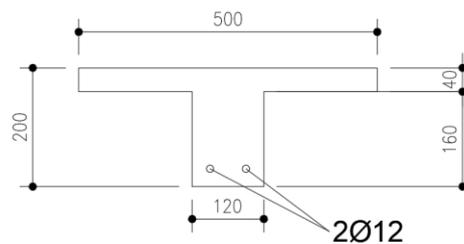


Fig. 138 – Armatura solaio – sezione in campata

Armatura solaio – appoggio

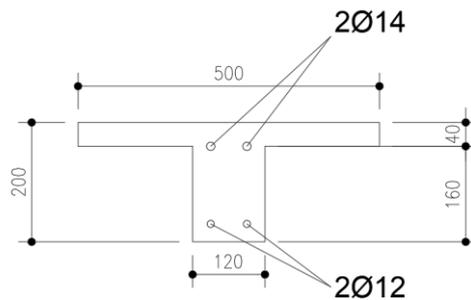


Fig. 139 – Armatura solaio – sezione in appoggio

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

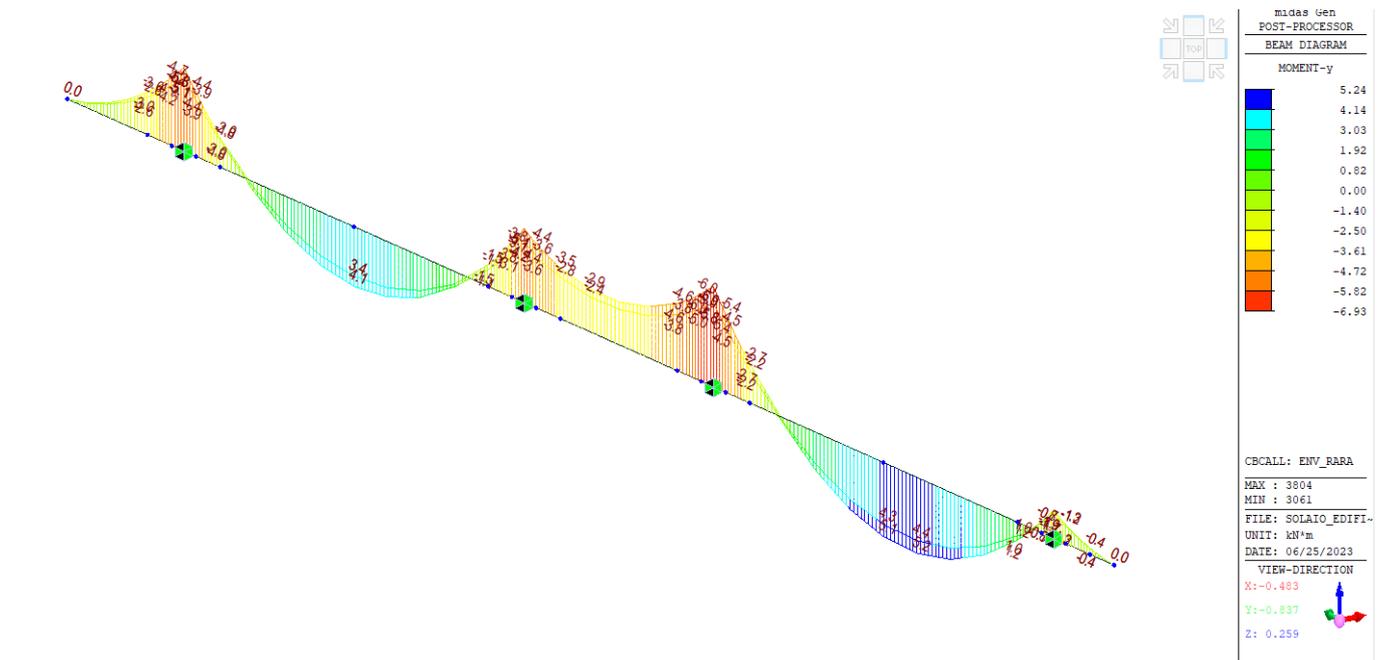


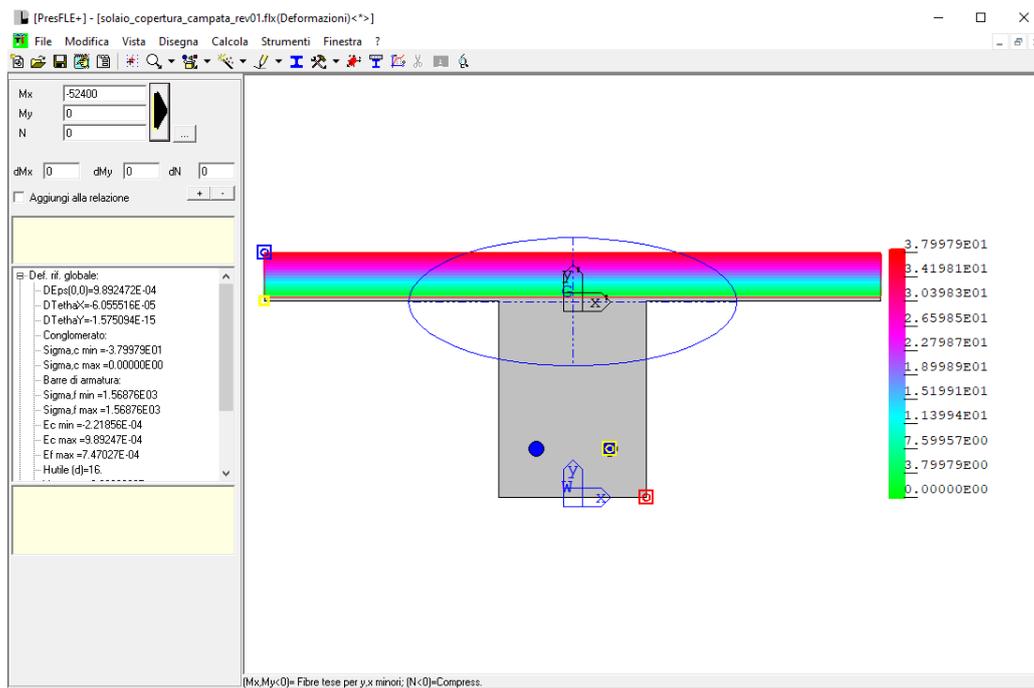
Fig. 140 – Momento flettente – involucro RARA

I valori dei momenti flettenti di progetto sono:

$M_{Ed+} = 5.24 \text{ kNm}$  (momento massimo positivo in campata);

$M_{Ed-} = -6.93 \text{ kNm}$  (momento minimo negativo in appoggio in campata);

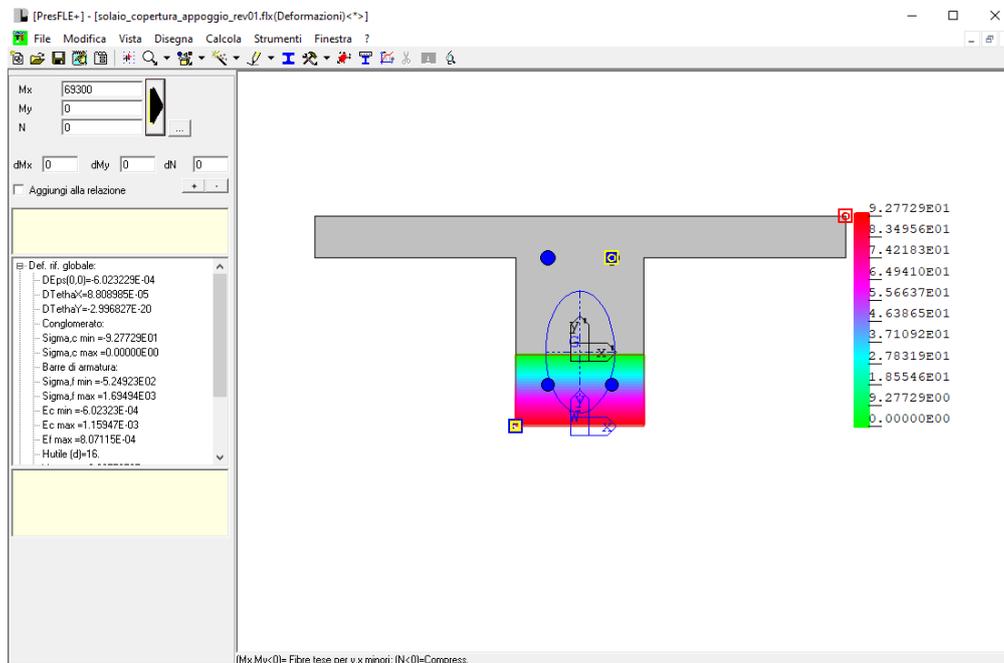
Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.



141 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in campata

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 3.80 MPa <  $0.6 \times 32 = 19.20$  MPa.

La tensione massima dell'acciaio è pari a 156.9 MPa <  $0.8 \times 450 = 360$  MPa.



142 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in appoggio

La tensione massima del calcestruzzo è pari a  $9.28 \text{ MPa} < 0.6 \times 32 = 19.20 \text{ MPa}$ .

La tensione massima dell'acciaio è pari a  $169.5 \text{ MPa} < 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$ .

#### 14.7 Verifiche strutturali pressoflessione solaio copertura – FREQ

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Il solaio è armato come mostrato nelle seguenti figure.

Armatura solaio – campata

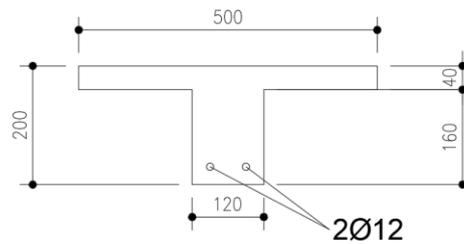


Fig. 143 – Armatura solaio – sezione in campata

Armatura solaio – appoggio

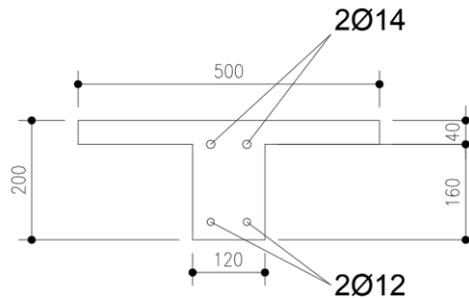


Fig. 144 – Armatura solaio – sezione in appoggio

La verifica consiste nel calcolo dell'apertura delle fessure con limite pari a 0.3 mm.

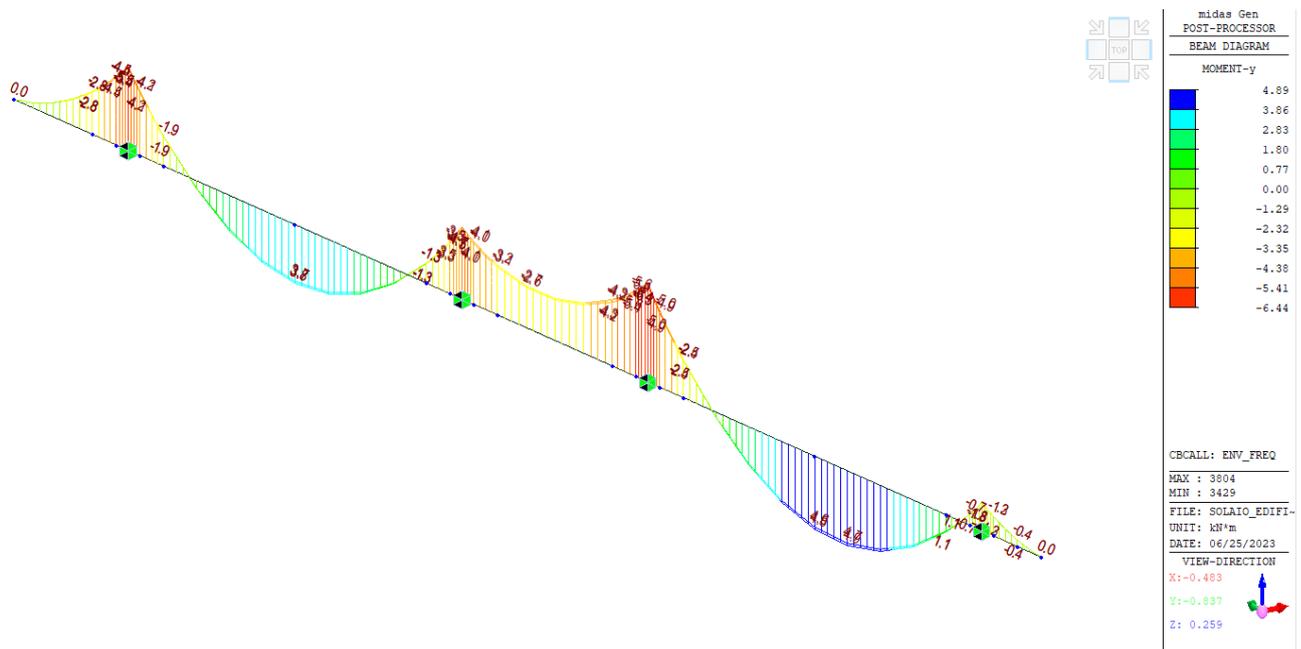


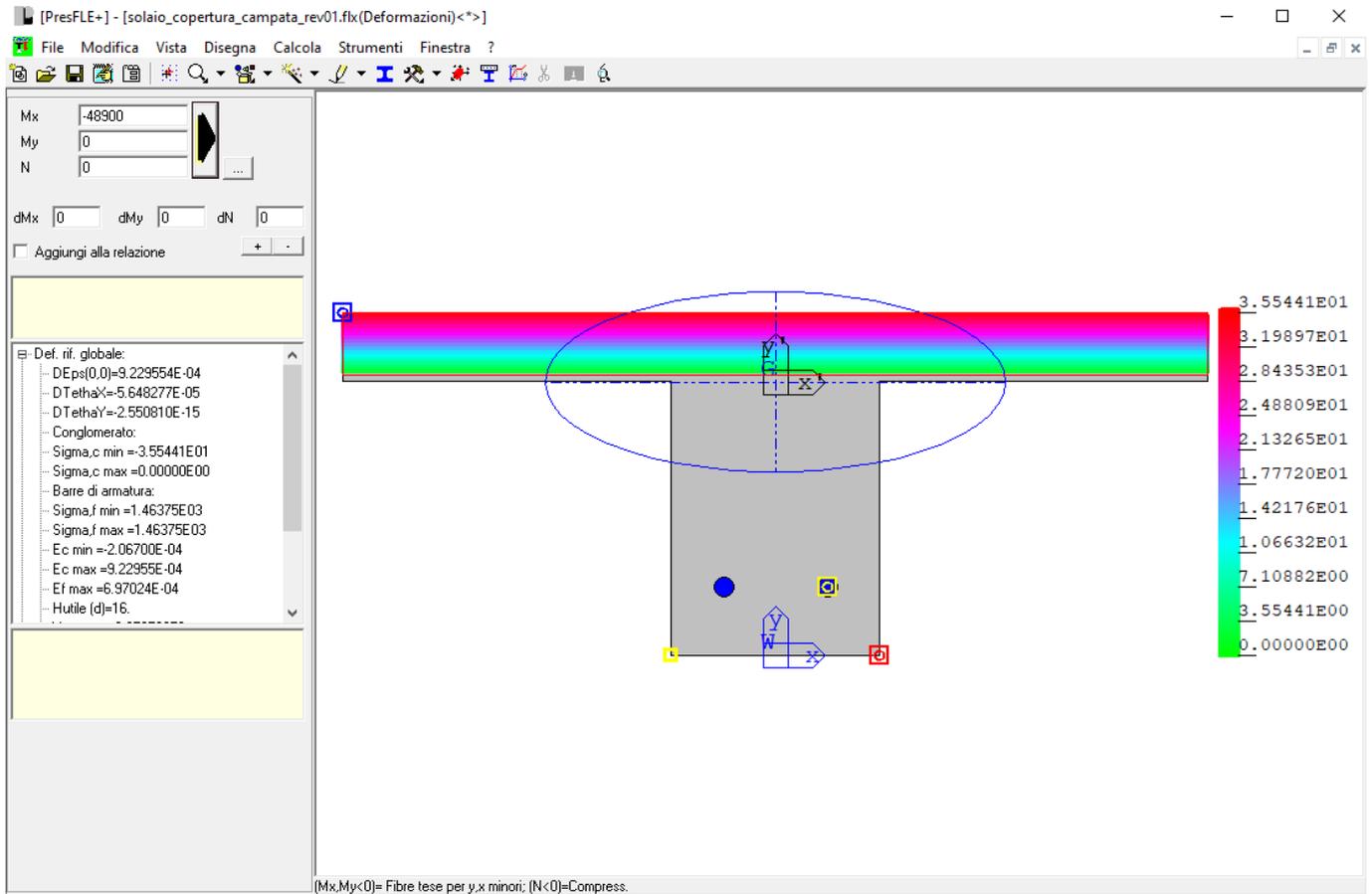
Fig. 145 – Momento flettente – inviluppo FREQUENTE

I valori dei momenti flettenti di progetto sono:

MEd+ = 4.89 kNm (momento massimo positivo in campata);

MEd- = -6.44 kNm (momento minimo negativo in appoggio in campata);

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.



146 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in campata

**- dati di input geometrici**

b =	12	cm	(base sezione)
h =	20	cm	(altezza sezione)
c =	4.5	cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	14.9	cm	(altezza utile armature)
n <sub>1</sub> =	2	-	(numero barre diametro φ <sub>1</sub> )
φ <sub>1</sub> =	1.2	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>1</sub> )
n <sub>2</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>2</sub> )
φ <sub>2</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>2</sub> )
n <sub>3</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>3</sub> )
φ <sub>3</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>3</sub> )
φ <sub>eq</sub> =	1.20	cm	(diametro delle barre di armatura)
5(c+φ/2) =	25.50	cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
A <sub>s</sub> =	2.26	cm <sup>2</sup>	
ξ <sub>1</sub> = (ξ <sub>s</sub> φ <sub>s</sub> /φ <sub>p</sub> ) <sup>0.5</sup> =			
2.5(h-d) =	12.75	cm	
(h-x)/3 =	5.45	cm	
h/2 =	10.00	cm	

$h_{c,eff} = 5.45$  cm (altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)  
 $A_{c,eff} = 65.36$  cm<sup>2</sup> (area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)  
 $\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} = 0.0346$  - (rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$\sigma_s = 146.4$  MPa (tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)  
 (deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)  
 $\varepsilon_{max(comp)} = 0.0002067$  -  
 $\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 = -0.0009230$  - (deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)  
 $X = 3.66$  cm (distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)  
 $\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) = 0.000000$   
 sollecitazione di **flessione** -

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

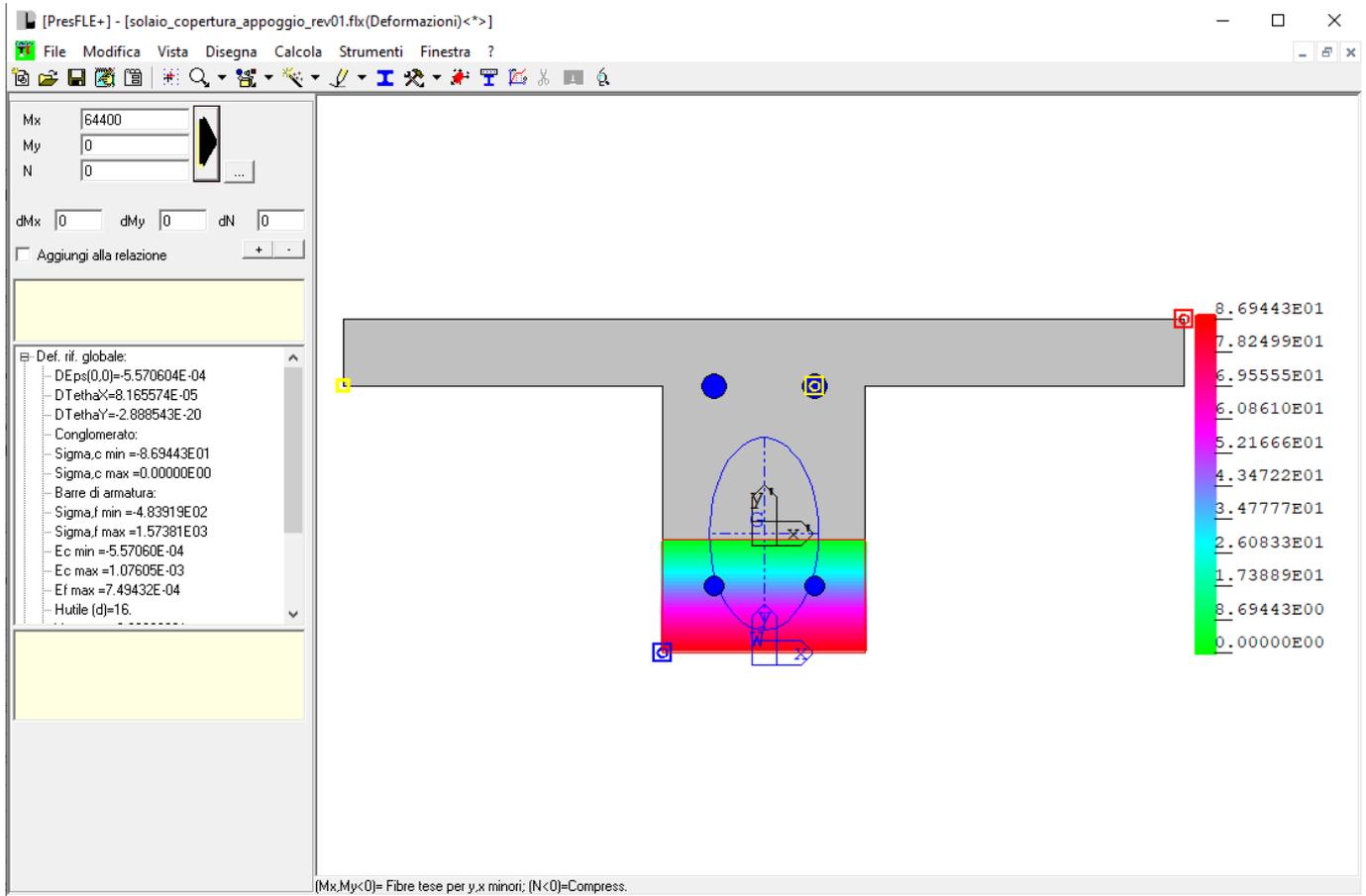
$\Delta_{smax} = k_3 X C + k_1 k_2 k_4 X \phi / \rho_{p,eff} =$  (distanza massima fra le fessure)  
 (coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)  
 $k_1 = 0.8$   
 $k_2 = 0.5$  - (distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)  
 $k_3 = 3.4$  -  
 $k_4 = 0.425$  -  
 $k_3 X C = 15.3$  cm  
 $k_1 k_2 k_3 X \phi / \rho_{p,eff} = 5.9$  cm  
 $\Delta_{smax} = k_3 X C + k_1 k_2 k_4 X \phi / \rho_{p,eff} =$   
 $\Delta_{smax} = 21.19$  cm (distanza massima fra le fessure)

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$  (deformazione media)  
 $E_s = 210000$  MPa (modulo elastico dell'acciaio)  
 $f_{ck} = 32$  MPa (resistenza caratteristica a compressione del cls)  
 $f_{cm} = 40$  MPa (resistenza media a compressione del cls)  
 $E_{cm} = 33345.8$  MPa (modulo elastico del calcestruzzo)  
 $f_{ctm} = 3.02$  MPa (resistenza a trazione media del cls)  
 $\alpha_e = 6.30$  - (rapporto  $E_s / E_{cm}$ )  
 $k_t = 0.4$  - (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)  
 $\varepsilon_{sm} = 0.0004944$  -  
 $0.6 \sigma_s / E_s = 0.0004183$  -

**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} = 0.10$  mm



147 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in appoggio

**- dati di input geometrici**

b =	12	cm	(base sezione)
h =	20	cm	(altezza sezione)
c =	4.5	cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	14.8	cm	(altezza utile armature)
n <sub>1</sub> =	2	-	(numero barre diametro φ <sub>1</sub> )
φ <sub>1</sub> =	1.4	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>1</sub> )
n <sub>2</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>2</sub> )
φ <sub>2</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>2</sub> )
n <sub>3</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>3</sub> )
φ <sub>3</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>3</sub> )
φ <sub>eq</sub> =	1.40	cm	(diametro delle barre di armatura)
5(c+φ/2) =	26.00	cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
A <sub>s</sub> =	3.08	cm <sup>2</sup>	
ξ <sub>1</sub> = (ξφ <sub>s</sub> /φ <sub>p</sub> ) <sup>0.5</sup> =			
2.5(h-d) =	13.00	cm	
(h-x)/3 =	4.39	cm	
h/2 =	10.00	cm	

$h_{c,eff} =$  4.39 cm (altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)  
 $A_{c,eff} =$  52.71 cm<sup>2</sup> (area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)  
 $\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$  0.0584 - (rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$\sigma_s =$  **157.4** MPa (tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)  
 (deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)  
 $\varepsilon_{max(comp)} =$  **0.0005571** -  
 $\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$  **-0.0010761** - (deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)  
 $X =$  6.82 cm (distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)  
 $\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$  0.000000  
 sollecitazione di **flessione** -

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

$\Delta_{smax} = k_3 X C + k_1 k_2 k_4 X \phi / \rho_{p,eff} =$  (distanza massima fra le fessure)  
 (coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)  
 $k_1 =$  **0.8**  
 $k_2 =$  0.5 - (distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)  
 $k_3 =$  **3.4** -  
 $k_4 =$  **0.425** -  
 $k_3 X C =$  15.3 cm  
 $k_1 k_2 k_3 X \phi / \rho_{p,eff} =$  4.1 cm  
 $\Delta_{smax} = k_3 X C + k_1 k_2 k_4 X \phi / \rho_{p,eff} =$   
 $\Delta_{smax} =$  **19.37** cm (distanza massima fra le fessure)

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$  (deformazione media)  
 $E_s =$  **210000** MPa (modulo elastico dell'acciaio)  
 $f_{ck} =$  **32** MPa (resistenza caratteristica a compressione del cls)  
 $f_{cm} =$  40 MPa (resistenza media a compressione del cls)  
 $E_{cm} =$  33345.8 MPa (modulo elastico del calcestruzzo)  
 $f_{ctm} =$  3.02 MPa (resistenza a trazione media del cls)  
 $\alpha_e =$  6.30 - (rapporto  $E_s / E_{cm}$ )  
 $k_t =$  **0.4** - (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)  
 $\varepsilon_{sm} =$  0.0006146 -  
 $0.6 \sigma_s / E_s =$  0.0004497 -

**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} =$  **0.12** mm

#### 14.8 Verifiche strutturali pressoflessione solaio copertura – QP

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Il solaio è armato come mostrato nelle seguenti figure.

Armatura solaio – campata

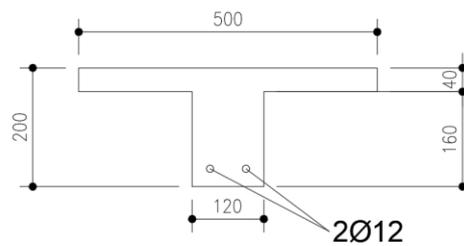


Fig. 148 – Armatura solaio – sezione in campata

Armatura solaio – appoggio

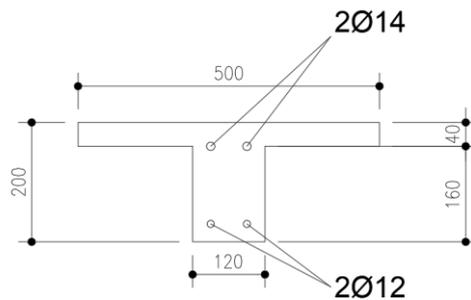


Fig. 149 – Armatura solaio – sezione in appoggio

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

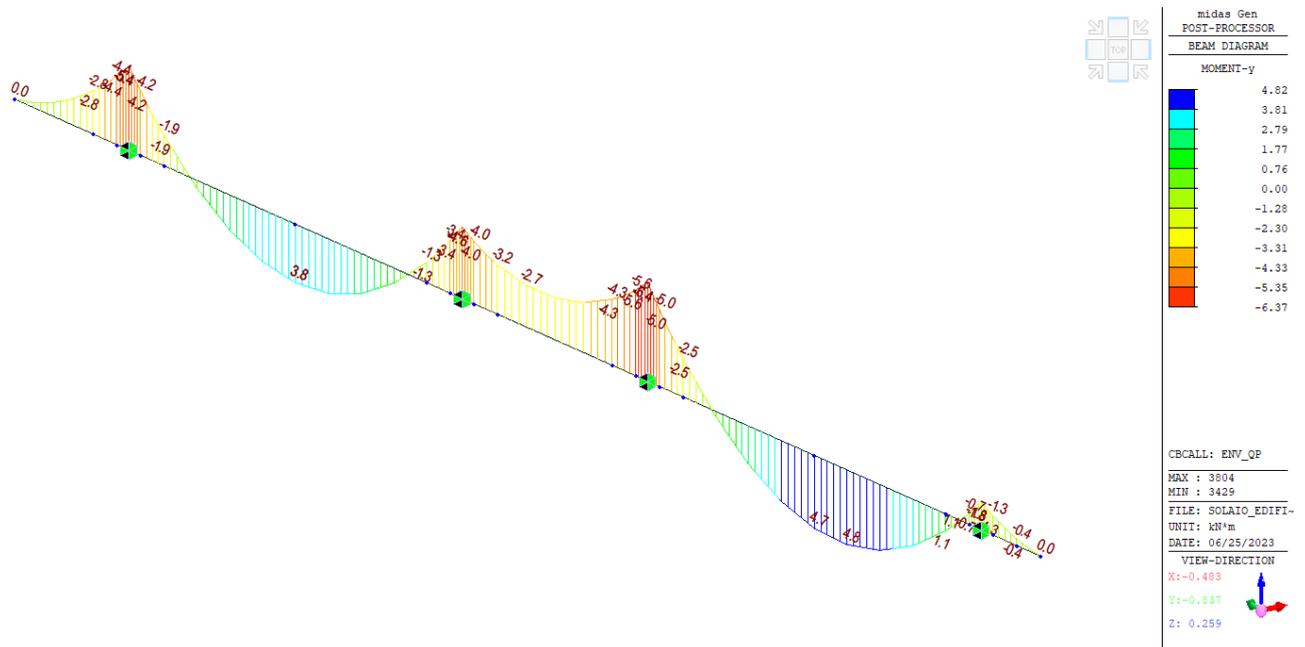


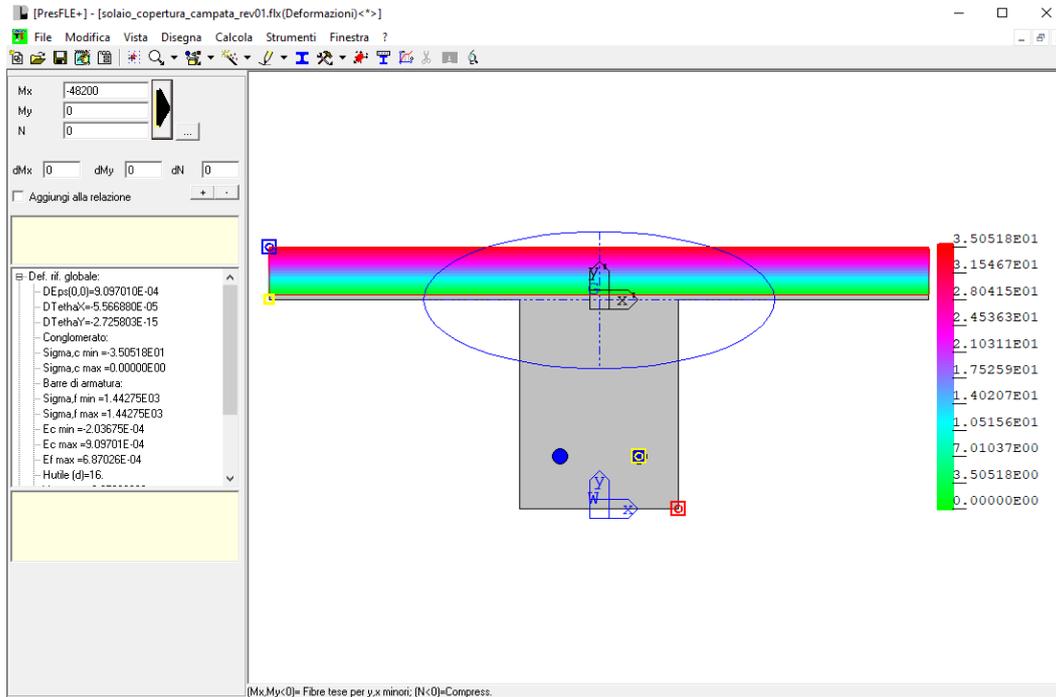
Fig. 150 – Momento flettente – involucro QP

I valori dei momenti flettenti di progetto sono:

$M_{Ed+} = 4.82$  kNm (momento massimo positivo in campata);

$M_{Ed-} = -6.37$  kNm (momento minimo negativo in appoggio in campata);

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.



151 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in campata

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 3.50 MPa < 0.45 x 32 = 14.40 MPa.

Si riporta inoltre la verifica a fessurazione con limite di apertura pari a 0.2 mm.

### - dati di input geometrici

b =	12	cm	(base sezione)
h =	20	cm	(altezza sezione)
c =	4.5	cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	14.9	cm	(altezza utile armature)
n <sub>1</sub> =	2	-	(numero barre diametro φ <sub>1</sub> )
φ <sub>1</sub> =	1.2	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>1</sub> )
n <sub>2</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>2</sub> )
φ <sub>2</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>2</sub> )
n <sub>3</sub> =	0.00	-	(numero barre diametro φ <sub>3</sub> )
φ <sub>3</sub> =	0	cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>3</sub> )
φ <sub>eq</sub> =	1.20	cm	(diametro delle barre di armatura)
5(c+φ/2) =	25.50	cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
A <sub>s</sub> =	2.26	cm <sup>2</sup>	
ξ <sub>1</sub> = (ξ <sub>s</sub> φ <sub>s</sub> /φ <sub>p</sub> ) <sup>0.5</sup> =			
2.5(h-d) =	12.75	cm	
(h-x)/3 =	5.45	cm	
h/2 =	10.00	cm	
h <sub>c,eff</sub> =	5.45	cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
A <sub>c,eff</sub> =	65.37	cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)

$$\rho_{\text{eff}} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,\text{eff}} = 0.0346 \quad - \quad (\text{rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace})$$

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$\sigma_s = 144.3$  MPa (tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)

$\varepsilon_{\text{max(comp)}} = 0.0002037$  - (deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)

$\varepsilon_{\text{min(traz)}} = \varepsilon_1 = -0.0009097$  - (deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)

$x = 3.66$  cm (distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)

$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{\text{max}}) = 0.000000$

sollecitazione di **flessione** -

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

$\Delta_{s\text{max}} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p \text{, eff} =$  (distanza massima fra le fessure)  
(coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)

$k_1 = 0.8$

$k_2 = 0.5$  - (distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)

$k_3 = 3.4$  -

$k_4 = 0.425$  -

$k_3 x c = 15.3$  cm

$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p \text{, eff} = 5.9$  cm

$\Delta_{s\text{max}} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p \text{, eff} =$

$\Delta_{s\text{max}} = 21.20$  cm (distanza massima fra le fessure)

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\varepsilon_{s\text{m}} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{\text{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{\text{eff}})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$  (deformazione media)

$E_s = 210000$  MPa (modulo elastico dell'acciaio)

$f_{ck} = 32$  MPa (resistenza caratteristica a compressione del cls)

$f_{cm} = 40$  MPa (resistenza media a compressione del cls)

$E_{cm} = 33345.8$  MPa (modulo elastico del calcestruzzo)

$f_{ctm} = 3.02$  MPa (resistenza a trazione media del cls)

$\alpha_e = 6.30$  - (rapporto  $E_s / E_{cm}$ )

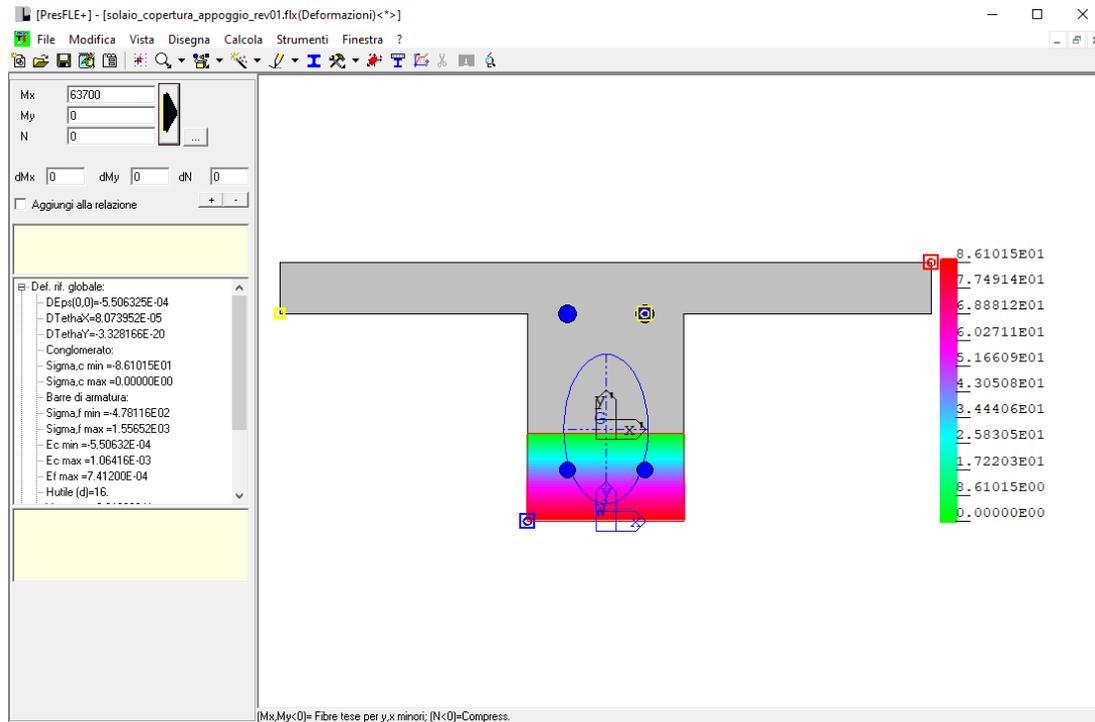
$k_t = 0.4$  - (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)

$\varepsilon_{s\text{m}} = 0.0004844$  -

$0.6 \sigma_s / E_s = 0.0004123$  -

**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**

$w_d = \varepsilon_{s\text{m}} \Delta_{s\text{max}} = 0.10$  mm



152 – Tensione massima calcestruzzo e acciaio sezione in appoggio

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 8.61 MPa < 0.45 x 32 = 14.40 MPa.

Si riporta inoltre la verifica a fessurazione con limite di apertura pari a 0.2 mm.

**- dati di input geometrici**

b =	12 cm	(base sezione)
h =	20 cm	(altezza sezione)
c =	4.5 cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	14.8 cm	(altezza utile armature)
n <sub>1</sub> =	2	(numero barre diametro φ <sub>1</sub> )
φ <sub>1</sub> =	1.4 cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>1</sub> )
n <sub>2</sub> =	0.00	(numero barre diametro φ <sub>2</sub> )
φ <sub>2</sub> =	0 cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>2</sub> )
n <sub>3</sub> =	0.00	(numero barre diametro φ <sub>3</sub> )
φ <sub>3</sub> =	0 cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>3</sub> )
φ <sub>eq</sub> =	1.40 cm	(diametro delle barre di armatura)
5(c+φ/2) =	26.00 cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
A <sub>s</sub> =	3.08 cm <sup>2</sup>	
ξ <sub>1</sub> = (ξ <sub>s</sub> φ <sub>s</sub> /φ <sub>p</sub> ) <sup>0.5</sup> =		
2.5(h-d) =	13.00 cm	
(h-x)/3 =	4.39 cm	
h/2 =	10.00 cm	
h <sub>c,eff</sub> =	4.39 cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
A <sub>c,eff</sub> =	52.72 cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)

$$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} = 0.0584 \quad - \quad (\text{rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace})$$

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$$\sigma_s = 155.7 \text{ MPa} \quad (\text{tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata})$$

$$\varepsilon_{max(comp)} = 0.0005506 \quad - \quad (\text{deformazione massima della sezione, positiva se di compressione})$$

$$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 = -0.0010642 \quad - \quad (\text{deformazione minima della sezione, positiva se di compressione})$$

$$x = 6.82 \text{ cm} \quad (\text{distanza dell'asse neutro dal lembo superiore})$$

$$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) = 0.000000$$

$$\text{sollecitazione di flessione} \quad -$$

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

$$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff = \quad (\text{distanza massima fra le fessure})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce})$$

$$k_2 = 0.5 \quad - \quad (\text{distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura})$$

$$k_3 = 3.4 \quad -$$

$$k_4 = 0.425 \quad -$$

$$k_3 x c = 15.3 \text{ cm}$$

$$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff = 4.1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff = 19.38 \text{ cm} \quad (\text{distanza massima fra le fessure})$$

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{deformazione media})$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad (\text{modulo elastico dell'acciaio})$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa} \quad (\text{resistenza caratteristica a compressione del cls})$$

$$f_{cm} = 40 \text{ MPa} \quad (\text{resistenza media a compressione del cls})$$

$$E_{cm} = 33345.8 \text{ MPa} \quad (\text{modulo elastico del calcestruzzo})$$

$$f_{ctm} = 3.02 \text{ MPa} \quad (\text{resistenza a trazione media del cls})$$

$$\alpha_e = 6.30 \quad - \quad (\text{rapporto } E_s / E_{cm})$$

$$k_t = 0.4 \quad - \quad (\text{=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata})$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.0006063 \quad -$$

$$0.6 \sigma_s / E_s = 0.0004447 \quad -$$

**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} = 0.12 \text{ mm}$$

### 14.9 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – SLU

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

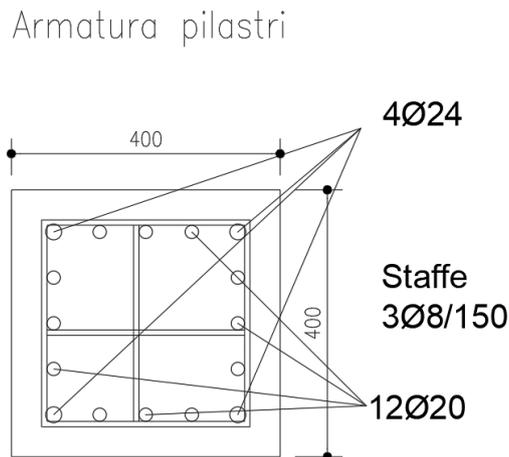
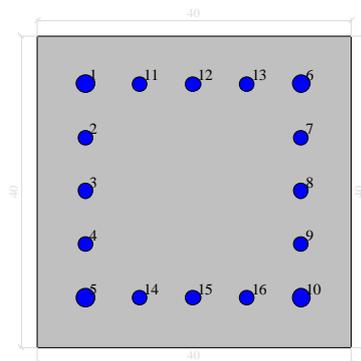


Fig. 153 – Armatura pilastri

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

## Dati generali

### Dati di input



## Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035  
 Limite deformativo dell'acciaio .01  
 Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)  
 fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>  
 fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>  
 Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Materiale : C32/40  
 deformazione iniziale impressa:  
 Tetha X = 0  
 Tetha Y = 0  
 Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-20.	-20.
2	-20.	20.
3	20.	20.
4	20.	-20.

### Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	24.	-13.7	13.7	0.	1	B450C
2	20.	-13.7	6.85	0.	1	B450C
3	20.	-13.7	0.	0.	1	B450C
4	20.	-13.7	-6.85	0.	1	B450C
5	24.	-13.7	-13.7	0.	1	B450C
6	24.	13.7	13.7	0.	1	B450C
7	20.	13.7	6.85	0.	1	B450C
8	20.	13.7	0.	0.	1	B450C
9	20.	13.7	-6.85	0.	1	B450C
10	24.	13.7	-13.7	0.	1	B450C

11	20.	-6.85	13.7	0.	1	B450C
12	20.	0.	13.7	0.	1	B450C
13	20.	6.85	13.7	0.	1	B450C
14	20.	-6.85	-13.7	0.	1	B450C
15	20.	0.	-13.7	0.	1	B450C
16	20.	6.85	-13.7	0.	1	B450C

## Verifica di stato limite ultimo nella combinazione peggiore

Coefficiente a  $M_x/M_y =$  costante

Coefficiente minimo 5.78411

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 110SLU14J[23]

$M_x$  -440400

$M_y$  263300

$N$  -24866

$M_{ux}$  -2547323.82

$M_{uy}$  1522957.23

$N_u$  -143827.78

Coefficiente a  $N =$  costante

Coefficiente minimo 5.5472

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 106SLU14J[22]

$M_x$  440400

$M_y$  263300

$N$  -24866

$M_{ux}$  2442986.88

$M_{uy}$  1460577.76

$N_u$  -24866

### 14.10 Verifiche strutturali a taglio pilastri – SLU

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.

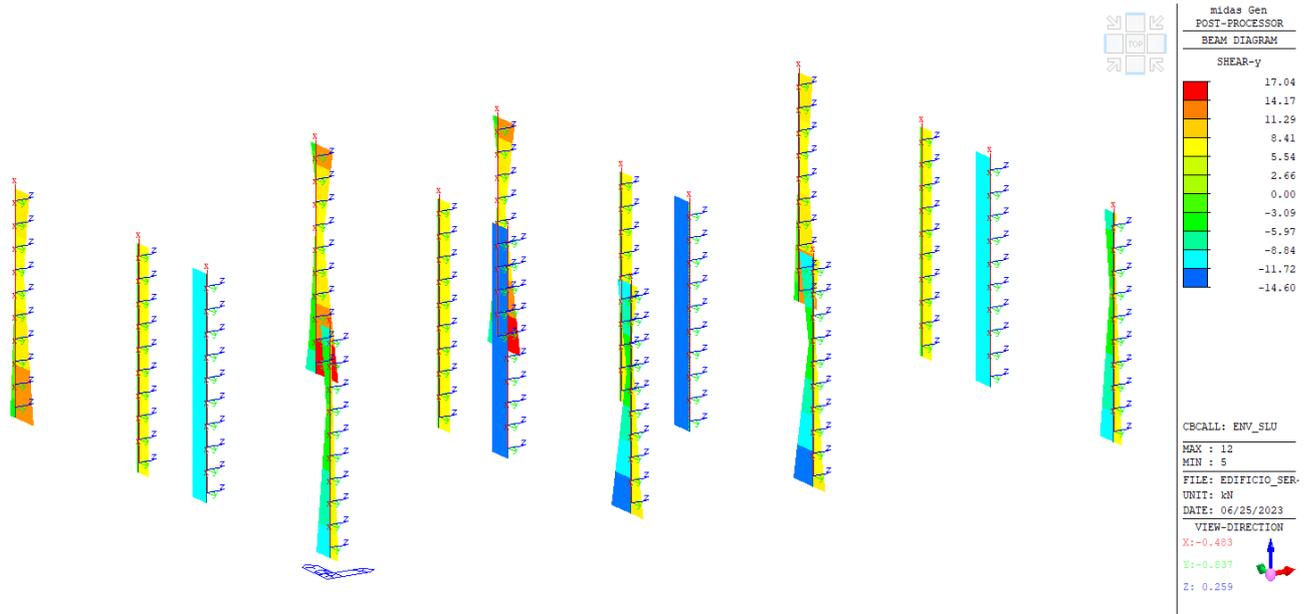


Fig. 154 – Taglio massimo  $V_y$  – involucro SLU

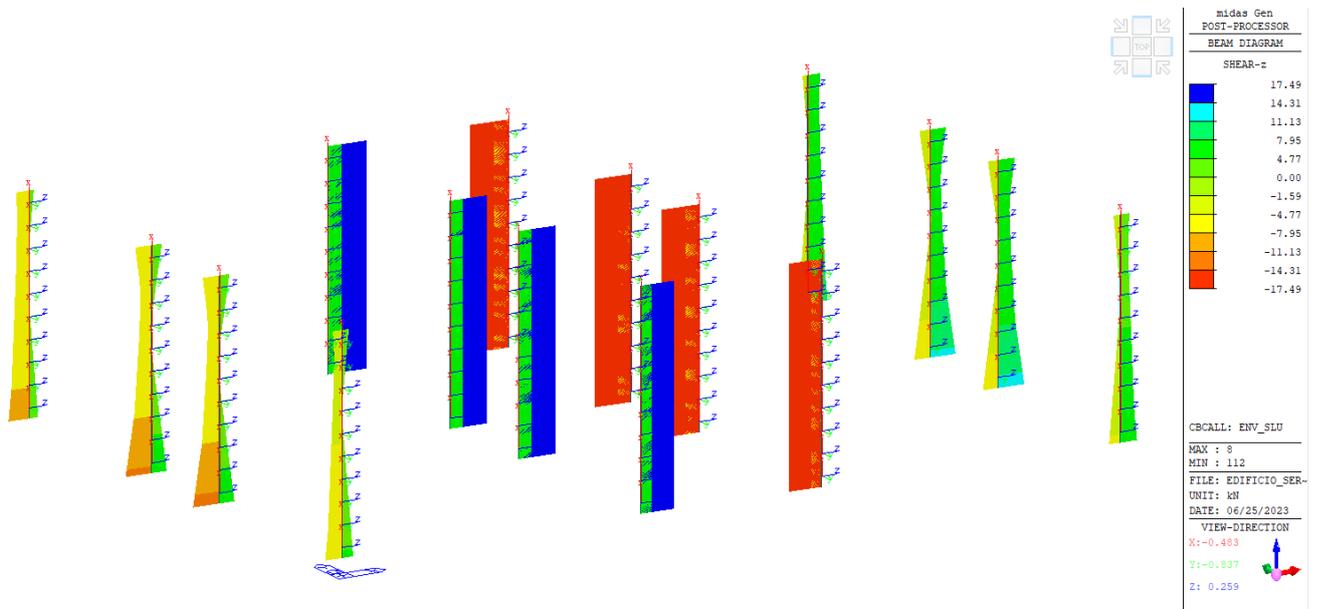


Fig. 155 – Taglio massimo  $V_z$  – involucro SLU

Si trascura a favore di sicurezza l'effetto dello sforzo normale di compressione.

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio.

<b>Verifica taglio Vy - SLU</b>			
<b>- Caratteristiche materiali</b>			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$\nu =$	0.500		
<b>- Geometria della sezione</b>			
$b_w =$	400	mm	Larghezza della sezione
$h =$	400	mm	Altezza della sezione
$d =$	331	mm	
$z = 0.9d =$	298	mm	Braccio interno
$A =$	160000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	100	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	90000	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1200	mm	Perimetro di torsione
<b>- Sollecitazioni di verifica</b>			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	17.0	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
<b>- Armatura longitudinale</b>			
$A_{sl} =$	18.47	cm <sup>2</sup> /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0140	-	Rapporto di armatura
<b>- Verifica per elementi non armati a taglio</b>			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.78	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.49	Mpa	

$V_{Rd,1} =$	103.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	65.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	<b>103.2</b>	kN	
Verification [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	35	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	8	mm	Diametro staffe
$n_b =$	3	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	1.508	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	10.05	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	<b>167.4</b>	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	<b>555.2</b>	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	<b>167.4</b>	kN	
Verifica [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	-	-	
c.s. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>6.057</b>		

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	400	mm	Larghezza della sezione
$h =$	400	mm	Altezza della sezione
$d =$	331	mm	
$z = 0.9d =$	298	mm	Braccio interno
$A =$	160000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	100	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	90000	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1200	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	17.5	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	18.47	cm <sup>2</sup> /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0140	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.78	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.49	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	103.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	65.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	103.2	kN	

Verification [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	35	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	8	mm	Diametro staffe
$n_b =$	3	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	1.508	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	10.05	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	167.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	555.2	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	167.4	kN	
Verifica [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	-	-	
C.S. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	5.901		



### 14.11 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – SLV

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

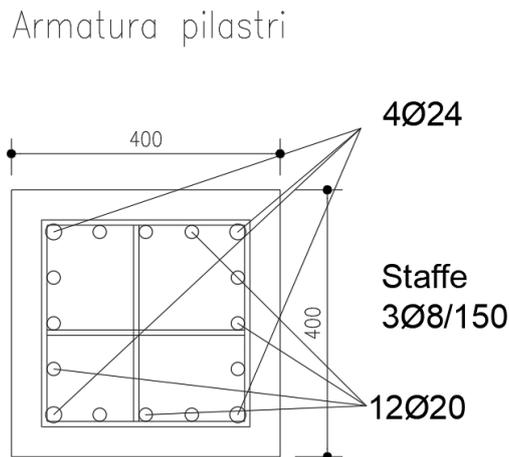
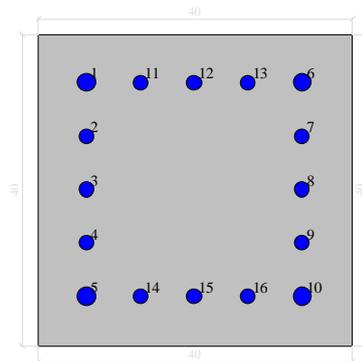


Fig. 156 – Armatura pilastri

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

### Dati generali

#### Dati di input



### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>

fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>

Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : C32/40

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-20.	-20.
2	-20.	20.
3	20.	20.
4	20.	-20.

### Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	24.	-13.7	13.7	0.	1	B450C
2	20.	-13.7	6.85	0.	1	B450C
3	20.	-13.7	0.	0.	1	B450C
4	20.	-13.7	-6.85	0.	1	B450C
5	24.	-13.7	-13.7	0.	1	B450C
6	24.	13.7	13.7	0.	1	B450C
7	20.	13.7	6.85	0.	1	B450C
8	20.	13.7	0.	0.	1	B450C
9	20.	13.7	-6.85	0.	1	B450C
10	24.	13.7	-13.7	0.	1	B450C
11	20.	-6.85	13.7	0.	1	B450C
12	20.	0.	13.7	0.	1	B450C
13	20.	6.85	13.7	0.	1	B450C

14	20.	-6.85	-13.7	0.	1	B450C
15	20.	0.	-13.7	0.	1	B450C
16	20.	6.85	-13.7	0.	1	B450C

## Verifica di stato limite ultimo nella combinazione peggiore

Coefficiente a  $M_x/M_y$  = costante

Coefficiente minimo 1.03191

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 8SLV25I[3270]

$M_x$  -2739200

$M_y$  736000

$N$  -12633

$M_{ux}$  -2826617.93

$M_{uy}$  759488.46

$N_u$  -13036.17

Coefficiente a  $N$  = costante

Coefficiente minimo 1.03114

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 8SLV25I[3270]

$M_x$  -2739200

$M_y$  736000

$N$  -12633

$M_{ux}$  -2824508.94

$M_{uy}$  758921.79

$N_u$  -12633

### 14.12 Verifiche strutturali a taglio pilastri – SLV

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.

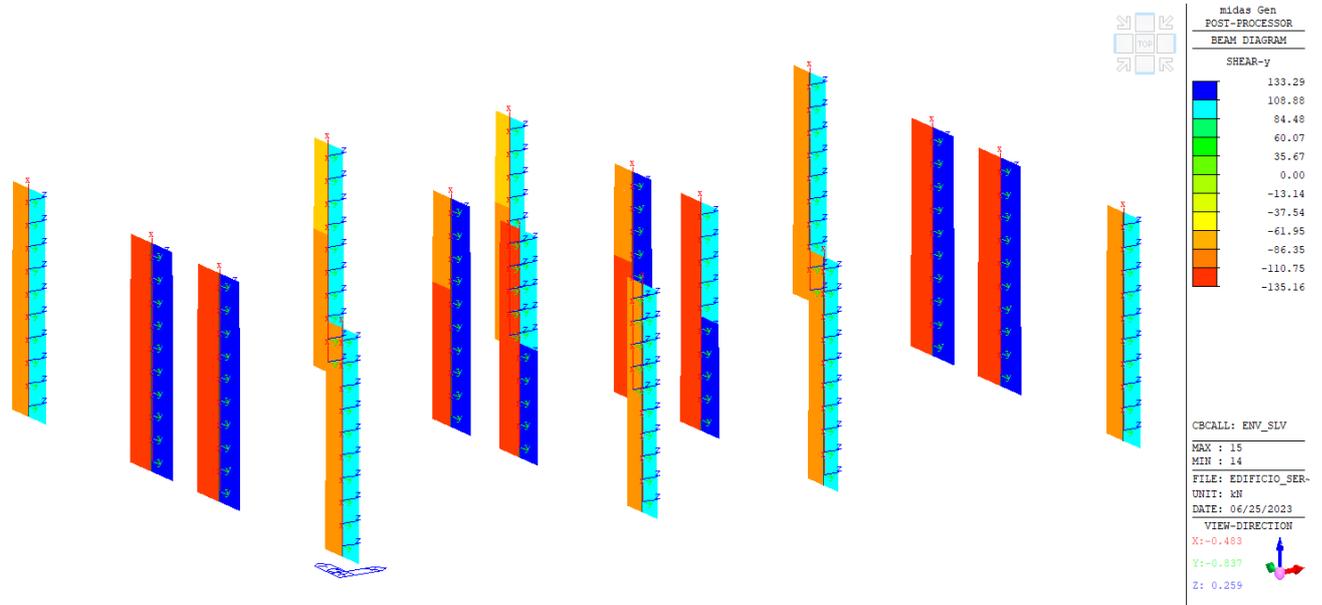


Fig. 157 – Taglio massimo  $V_y$  – involucro SLV

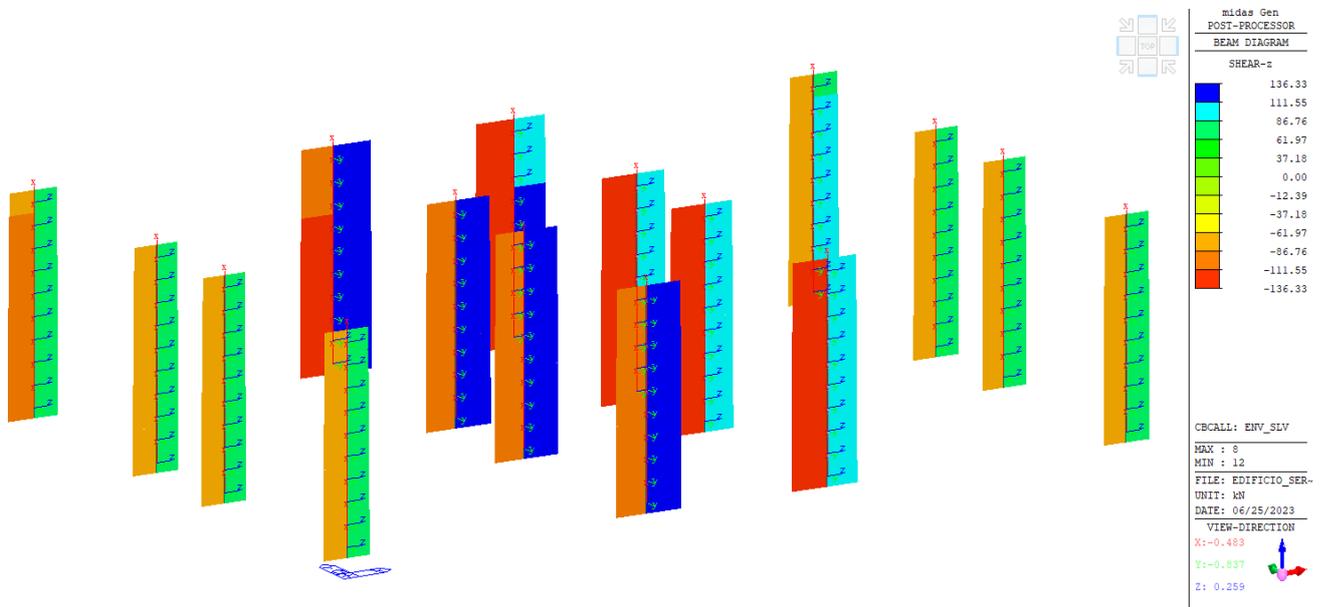


Fig. 158 – Taglio massimo  $V_z$  – involucro SLV

Si trascura a favore di sicurezza l'effetto dello sforzo normale di compressione.

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio.

<b>Verifica taglio Vy - SLV</b>			
<b>- Caratteristiche materiali</b>			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
<b>- Geometria della sezione</b>			
$b_w =$	400	mm	Larghezza della sezione
$h =$	400	mm	Altezza della sezione
$d =$	331	mm	
$z = 0.9d =$	298	mm	Braccio interno
$A =$	160000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	100	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	90000	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1200	mm	Perimetro di torsione
<b>- Sollecitazioni di verifica</b>			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	135.3	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
<b>- Armatura longitudinale</b>			
$A_{sl} =$	18.47	cm <sup>2</sup> /m	Armaturo longitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0140	-	Rapporto di armatura
<b>- Verifica per elementi non armati a taglio</b>			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.78	-	
$k_1 =$	0.15	-	

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.49	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	103.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	65.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}] =$	<b>103.2</b>	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	35	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	8	mm	Diametro staffe
$n_b =$	3	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	1.508	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	10.05	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	167.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	555.2	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	167.4	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
c.s. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	1.237		

Verifica taglio Vz - SLV			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	400	mm	Larghezza della sezione
$h =$	400	mm	Altezza della sezione
$d =$	331	mm	
$z = 0.9d =$	298	mm	Braccio interno
$A =$	160000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	100	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	90000	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1200	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	136.3	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	18.47	cm <sup>2</sup> /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0140	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.78	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.49	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	103.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	65.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	103.2	kN	

Verification [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	35	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	8	mm	Diametro staffe
$n_b =$	3	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	1.508	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	10.05	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	167.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	555.2	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	167.4	kN	
Verifica [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	ok	-	
C.S. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	1.228		



### 14.13 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – RARA

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

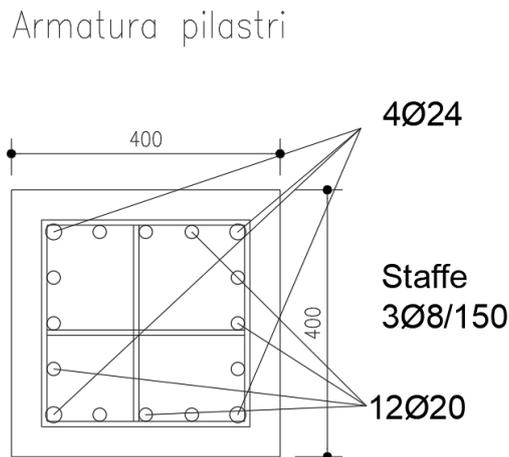


Fig. 159 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

### Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

$\sigma_{c,min} -48.56$

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 106RARA14J[22]

$M_x$  311800

$M_y$  183700

$N$  -17723

Tensione massima dei profili

$\sigma_{p,min}$  0

$\sigma_{p,max}$  0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1RARA01I[3257]

Mx -134300

My -54100

N -13328

Tensione massima delle armature

Sf,max 359.65

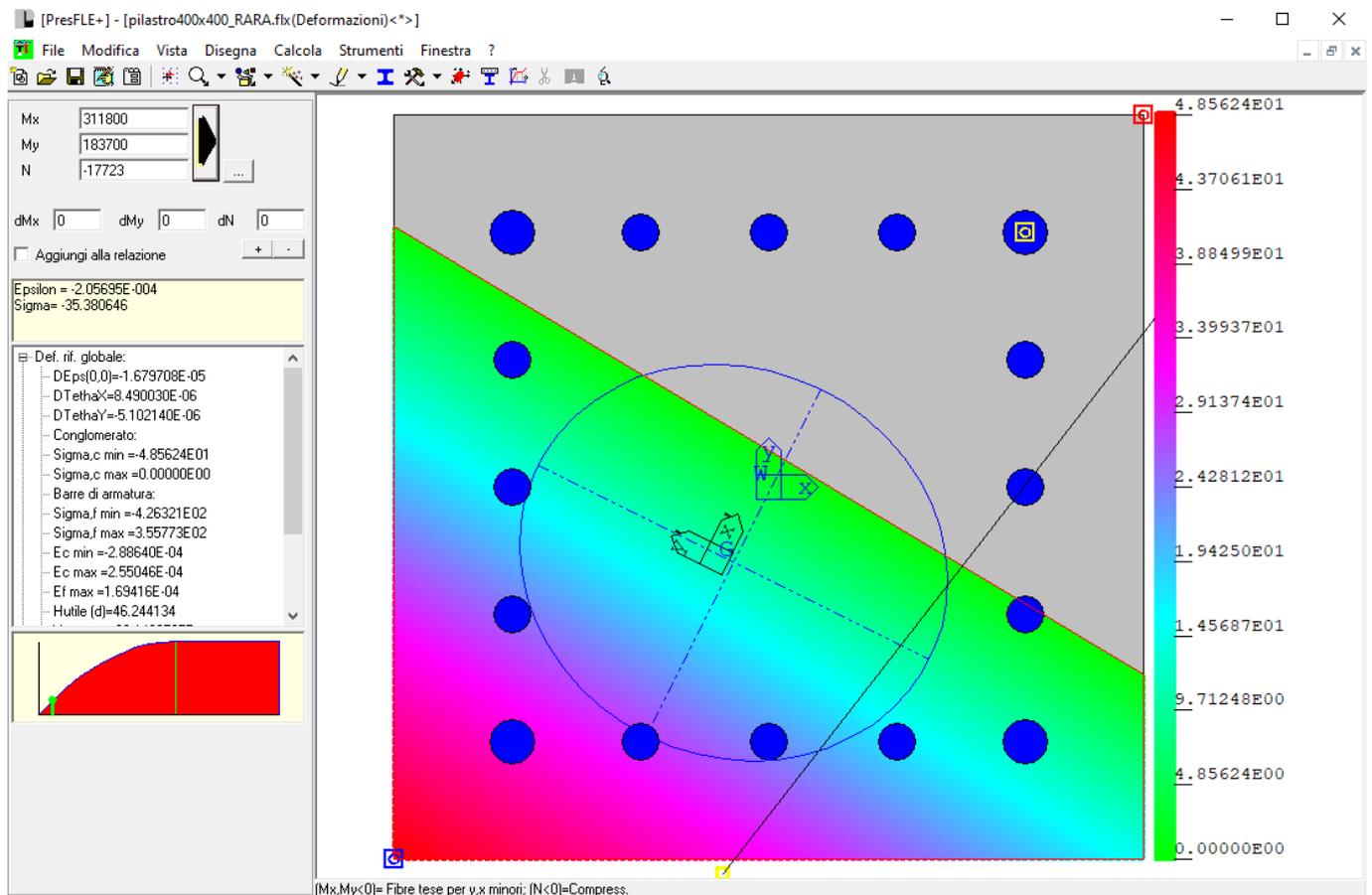
Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 106RARA02J[22]

Mx 291600

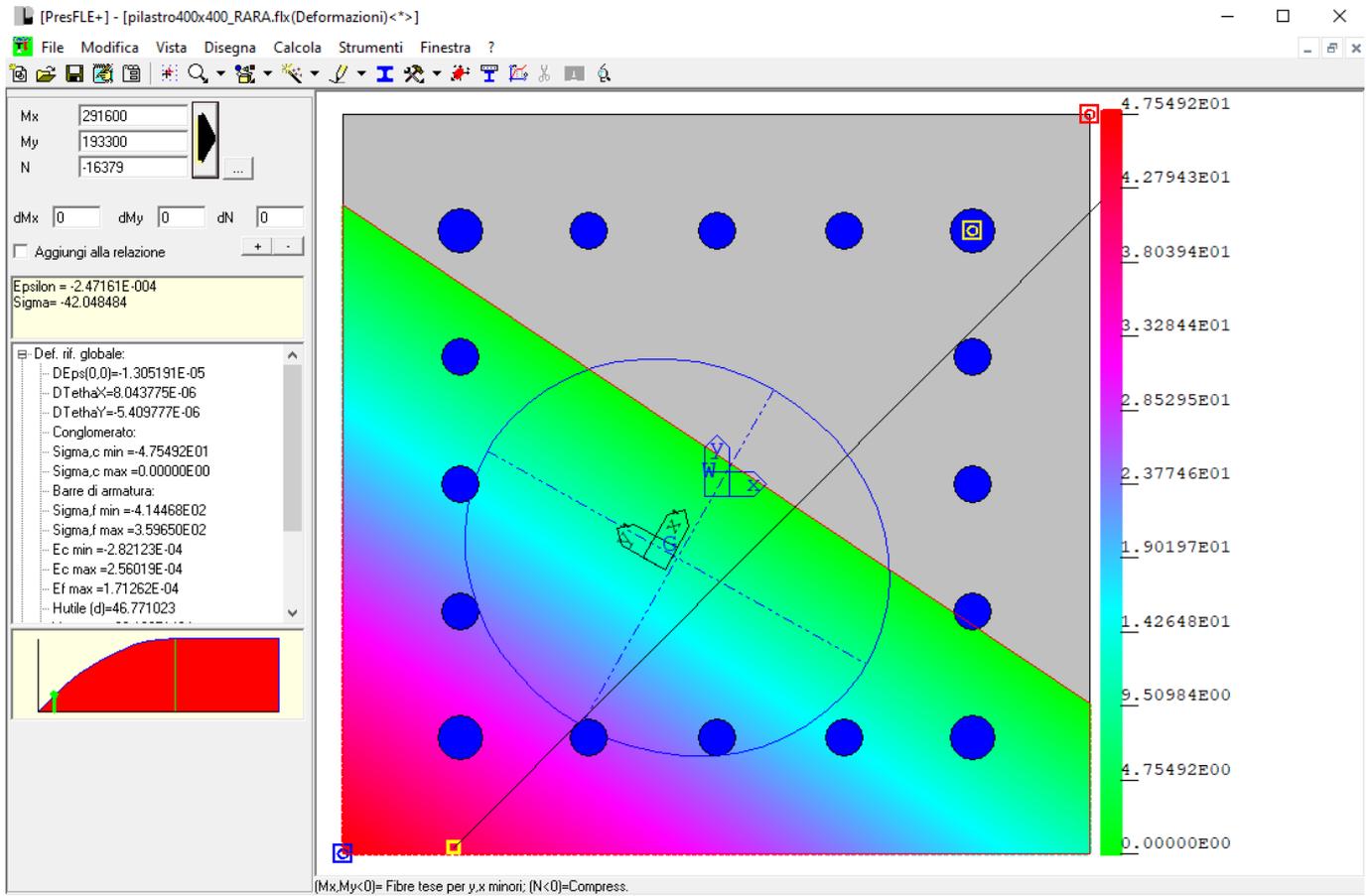
My 193300

N -16379



160 – Tensione massima calcestruzzo

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 4.86 MPa <  $0.6 \times 32 = 19.20$  MPa.



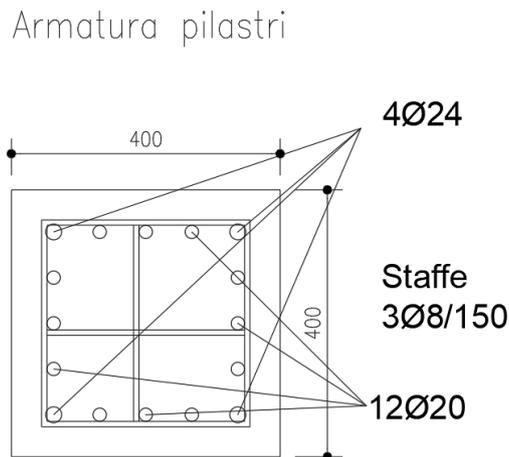
161 – Tensione massima armature

La tensione massima dell'acciaio è pari a 35.96 MPa < 0.8 x 450 = 360 MPa.

#### 14.14 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – FREQ

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.



162 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel calcolo dell'apertura delle fessure.

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

### Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

$Sc, min$  -44.36

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 110FREQ02J[23]

$Mx$  -293700

$My$  156400

$N$  -16921

Tensione massima dei profili

$Sp, min$  0

$Sp, max$  0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1FREQ01I[3257]

$Mx$  -98300

$My$  -74900

$N$  -13756

Tensione massima delle armature

Sf,max 312.98  
 Famiglia di combinazioni: Combinazioni  
 combinazione: 110FREQ02J[23]  
 Mx -293700  
 My 156400  
 N -16921

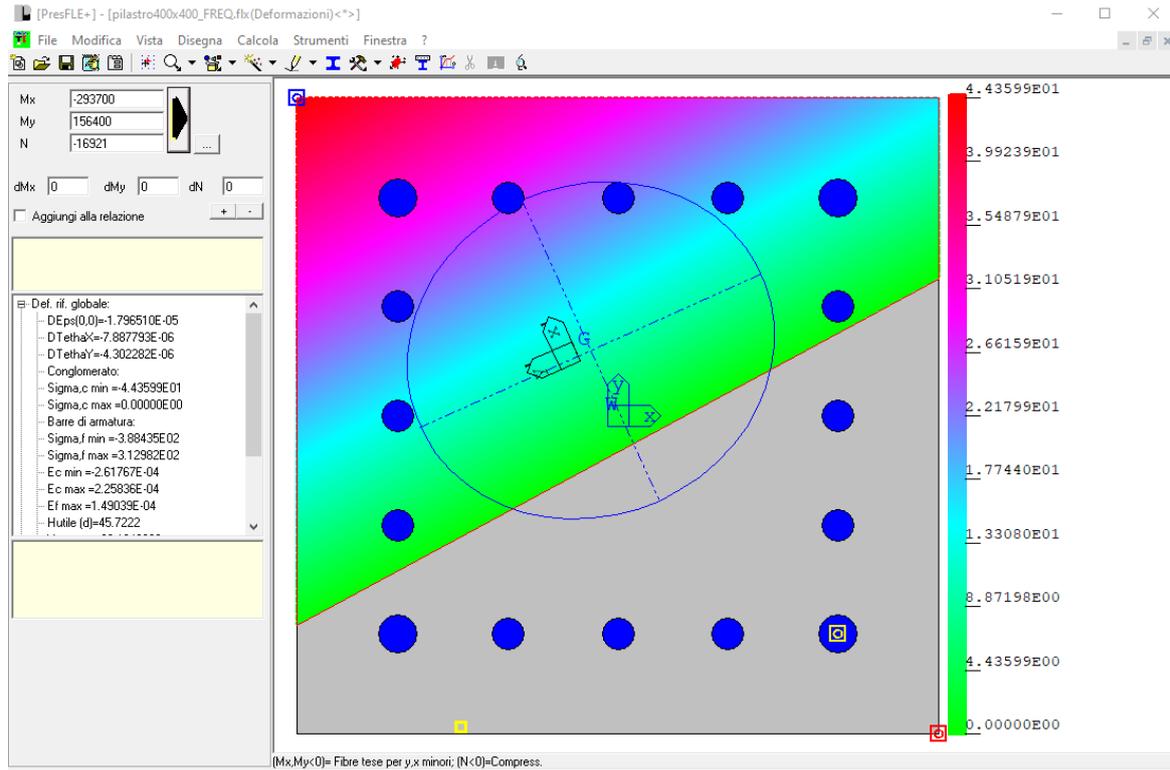


Fig. 163 – Tensione massima armature

Si riporta il dettaglio delle verifiche a fessurazione con limite pari a 0.3 mm.

**- dati di input geometrici**

b =	<b>40</b> cm	(base sezione)
h =	<b>40</b> cm	(altezza sezione)
c =	<b>5.3</b> cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	<b>33.6</b> cm	(altezza utile armature)
n <sub>1</sub> =	<b>2</b> -	(numero barre diametro φ <sub>1</sub> )
φ <sub>1</sub> =	<b>2.4</b> cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>1</sub> )
n <sub>2</sub> =	<b>5.00</b> -	(numero barre diametro φ <sub>2</sub> )
φ <sub>2</sub> =	<b>2</b> cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>2</sub> )
n <sub>3</sub> =	<b>0.00</b> -	(numero barre diametro φ <sub>3</sub> )
φ <sub>3</sub> =	<b>0</b> cm	(diametro delle barre di armatura φ <sub>3</sub> )

$\phi_{eq} =$	2.13 cm	(diametro delle barre di armatura)
$5(c+\phi/2) =$	31.82 cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
$A_s =$	24.76 cm <sup>2</sup>	
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	15.91 cm	
$(h-x)/3 =$	6.18 cm	
$h/2 =$	20.00 cm	
$h_{c,eff} =$	6.18 cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$A_{c,eff} =$	247.00 cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.1002	(rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$\sigma_s =$	<b>31.3</b> MPa	(tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)
$\varepsilon_{max(comp)} =$	<b>0.0002618</b>	(deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	<b>-0.0002258</b>	(deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)
$x =$	21.47 cm	(distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.000000	
sollecitazione di	<b>flessione</b>	-

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

$\Delta_{smax} = k_3 \chi C + k_1 k_2 k_4 \chi \phi / \rho_p, eff =$		(distanza massima fra le fessure)
		(coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)
$k_1 =$	<b>0.8</b>	
$k_2 =$	0.5	(distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)
$k_3 =$	<b>3.4</b>	
$k_4 =$	<b>0.425</b>	
$k_3 \chi C =$	18.0 cm	
$k_1 k_2 k_3 \chi \phi / \rho_p, eff =$	3.6 cm	
$\Delta_{smax} = k_3 \chi C + k_1 k_2 k_4 \chi \phi / \rho_p, eff =$		
$\Delta_{smax} =$	<b>21.63</b> cm	(distanza massima fra le fessure)

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$		(deformazione media)
$E_s =$	<b>210000</b> MPa	(modulo elastico dell'acciaio)
$f_{ck} =$	<b>32</b> MPa	(resistenza caratteristica a compressione del cls)
$f_{cm} =$	40 MPa	(resistenza media a compressione del cls)
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	(modulo elastico del calcestruzzo)
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	(resistenza a trazione media del cls)
$\alpha_e =$	6.30	(rapporto $E_s / E_{cm}$ ) (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)
$k_t =$	<b>0.4</b>	
$\varepsilon_{sm} =$	0.0000553	
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.0000894	

**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**

$W_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} =$	<b>0.02</b> mm
--	----------------

#### 14.15 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – QP

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

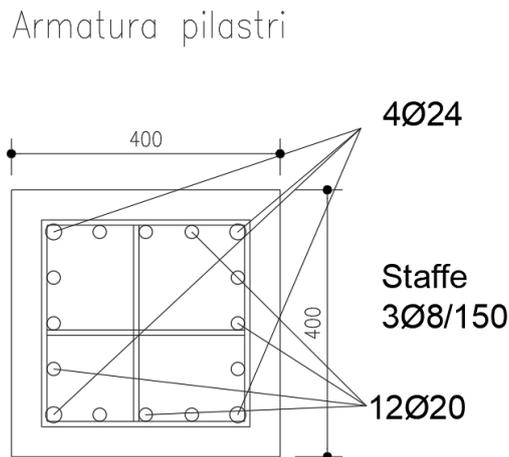


Fig. 164 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

### Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

$S_{c,min}$  -43.87

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 106QP02J[22]

$M_x$  296300

$M_y$  148300

$N$  -17164

Tensione massima dei profili

$S_{p,min}$  0

$S_{p,max}$  0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1QP01I[3257]

$M_x$  -89100

$M_y$  -79900

$N$  -13933

Tensione massima delle armature  
 $S_f, \max = 304.27$   
 Famiglia di combinazioni: Combinazioni  
 combinazione: 106QP02J[22]  
 $M_x = 296300$   
 $M_y = 148300$   
 $N = -17164$

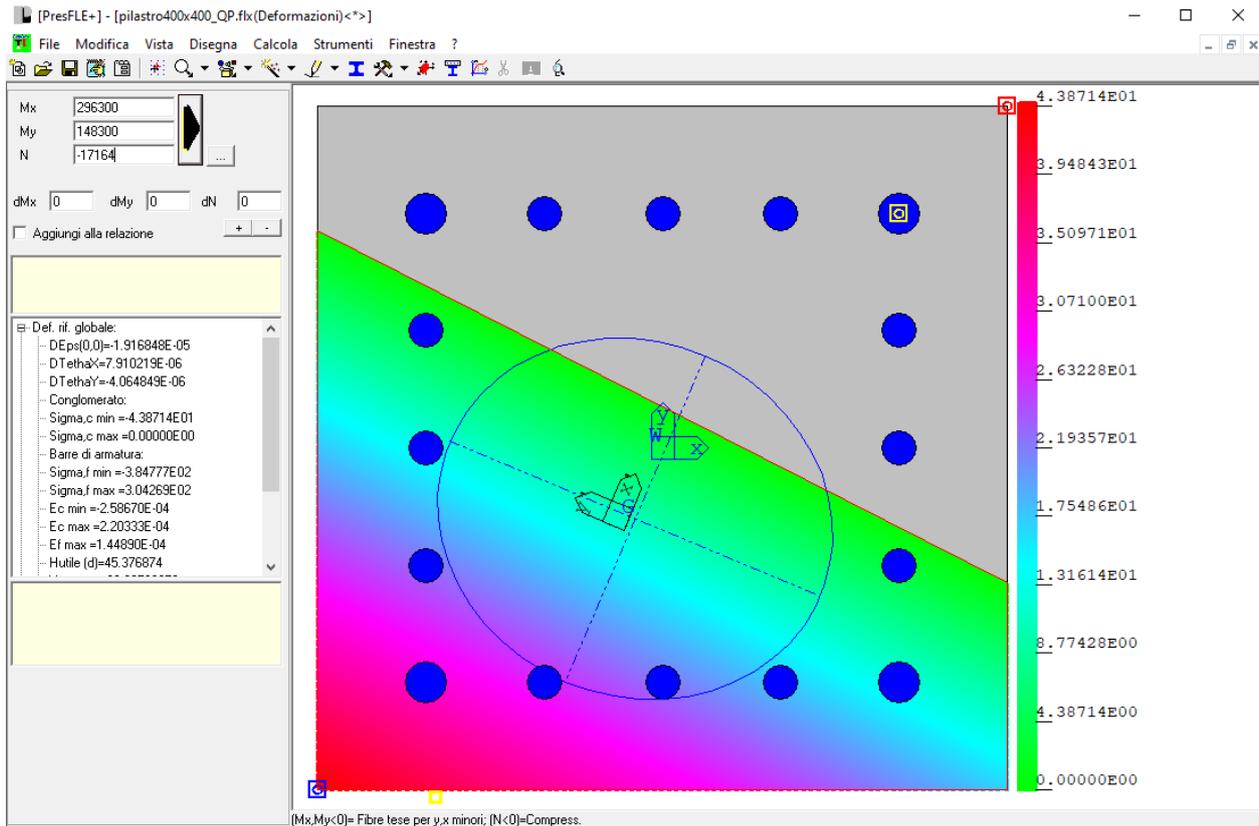


Fig. 165 – Tensione massima calcestruzzo

La tensione massima del calcestruzzo è pari a  $4.39 \text{ MPa} < 0.45 \times 32 = 14.40 \text{ MPa}$ .

Si riporta il dettaglio delle verifiche a fessurazione con limite pari a  $0.2 \text{ mm}$ .

**- dati di input geometrici**

b =	40	cm	(base sezione)
h =	40	cm	(altezza sezione)
c =	5.3	cm	(ricoprimento dell'armatura)
d =	33.6	cm	(altezza utile armature)
$n_1 =$	2	-	(numero barre diametro $\phi_1$ )
$\phi_1 =$	2.4	cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_1$ )
$n_2 =$	5.00	-	(numero barre diametro $\phi_2$ )
$\phi_2 =$	2	cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_2$ )

$n_3 =$	<b>0.00</b>	-	(numero barre diametro $\phi_3$ )
$\phi_3 =$	<b>0</b>	cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_3$ )
$\phi_{eq} =$	2.13	cm	(diametro delle barre di armatura)
$5(c+\phi/2) =$	31.82	cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
$A_s =$	24.76	cm <sup>2</sup>	

$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	15.91	cm	
$(h-x)/3 =$	6.13	cm	
$h/2 =$	20.00	cm	
$h_{c,eff} =$	6.13	cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$A_{c,eff} =$	245.32	cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.1009	-	(rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

#### - dati di input - sforzi e deformazioni

$\sigma_s =$	<b>30.0</b>	MPa	(tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)
$\varepsilon_{max(comp)} =$	<b>0.0002587</b>	-	(deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	<b>-0.0002203</b>	-	(deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)
$x =$	21.60	cm	(distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)

$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) = 0.000000$

sollecitazione di **flessione** -

#### - valutazione della distanza massima fra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$  (distanza massima fra le fessure)  
(coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)

$k_1 =$	<b>0.8</b>		
$k_2 =$	0.5	-	(distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)
$k_3 =$	<b>3.4</b>	-	
$k_4 =$	<b>0.425</b>	-	
$k_3 x c =$	18.0	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_{p,eff} =$	3.6	cm	

$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$   
**21.61** cm (distanza massima fra le fessure)

#### - valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			(deformazione media)
$E_s =$	<b>210000</b>	MPa	(modulo elastico dell'acciaio)
$f_{ck} =$	<b>32</b>	MPa	(resistenza caratteristica a compressione del cls)
$f_{cm} =$	40	MPa	(resistenza media a compressione del cls)
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	(modulo elastico del calcestruzzo)
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	(resistenza a trazione media del cls)
$\alpha_e =$	6.30	-	(rapporto $E_s / E_{cm}$ )
$k_t =$	<b>0.4</b>	-	(=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)
$\varepsilon_{sm} =$	0.0000497	-	
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.0000858	-	

#### - calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} =$  **0.02** mm

### 14.16 Verifiche strutturali pressoflessione travi 30x50– SLU

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Le travi sono armate come illustrato nella seguente figura.

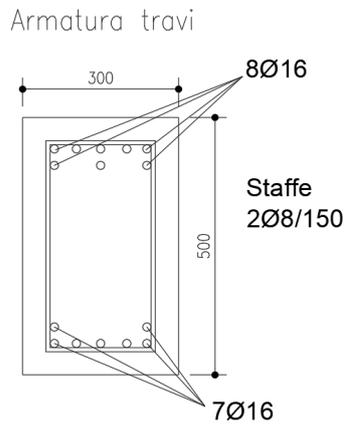


Fig. 166 – Armatura travi

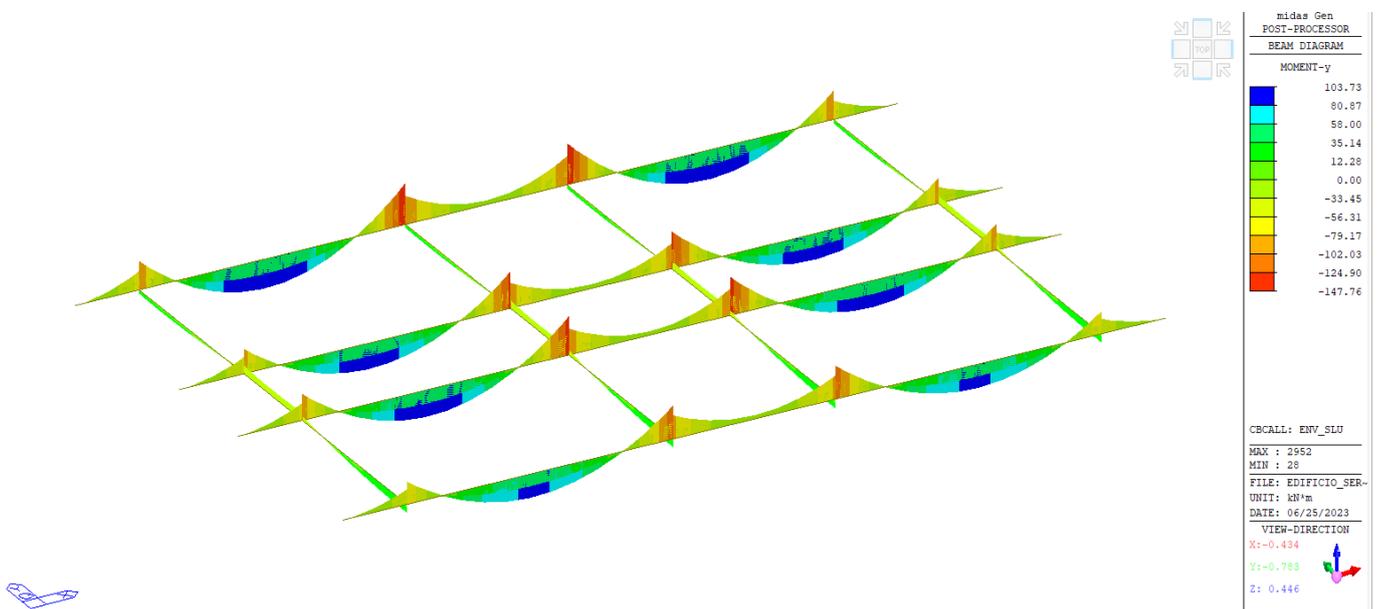


Fig. 167 – Momento flettente – involucro SLU

I momenti di calcolo sono:

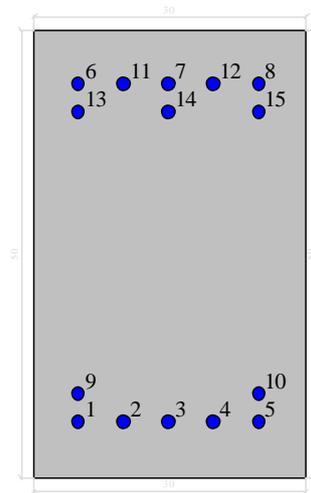
MEd+ = 103.73 kNm

MEd- = -147.76 kNm

Si riporta la verifica per i momenti massimi positivi e negativi.

## Dati generali

### Dati di input



### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>

fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>

Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : C32/40

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0  
Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-15.	-25.
2	-15.	25.
3	15.	25.
4	15.	-25.

## Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	16.	-10.	-18.9	0.	1	B450C
2	16.	-5.	-18.9	0.	1	B450C
3	16.	0.	-18.9	0.	1	B450C
4	16.	5.	-18.9	0.	1	B450C
5	16.	10.	-18.9	0.	1	B450C
6	16.	-10.	18.9	0.	1	B450C
7	16.	0.	18.9	0.	1	B450C
8	16.	10.	18.9	0.	1	B450C
9	16.	-10.	-15.7	0.	1	B450C
10	16.	10.	-15.7	0.	1	B450C
11	16.	-5.	18.9	0.	1	B450C
12	16.	5.	18.9	0.	1	B450C
13	16.	-10.	15.7	0.	1	B450C
14	16.	0.	15.7	0.	1	B450C
15	16.	10.	15.7	0.	1	B450C

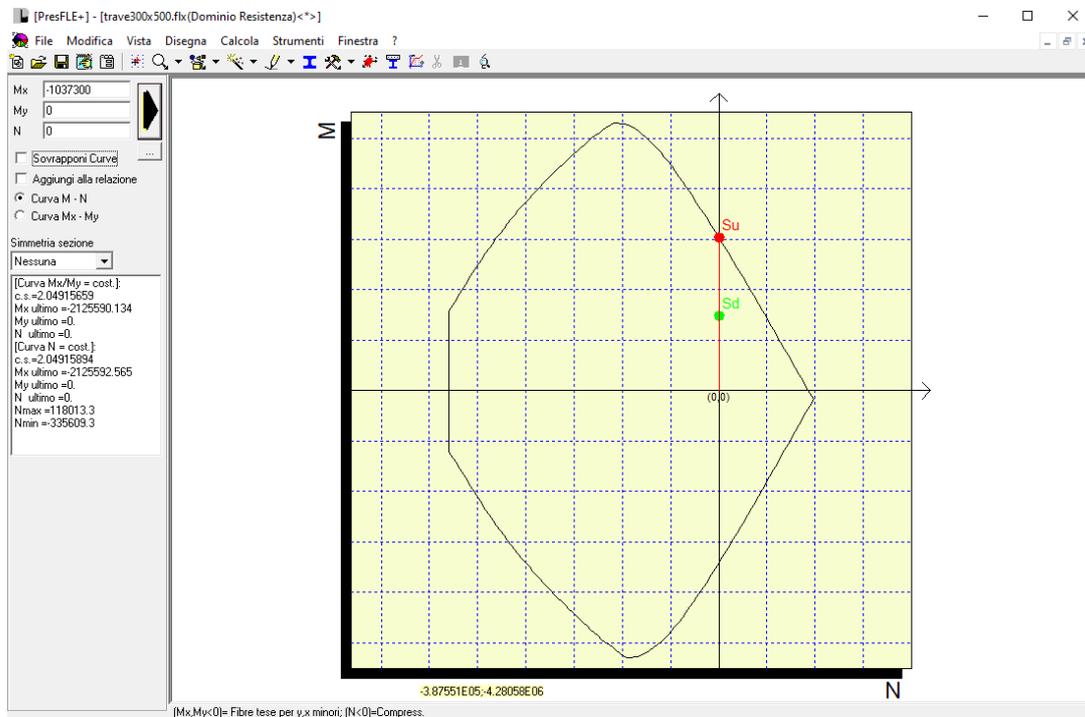


Fig. 168 – Dominio di rottura MEd+

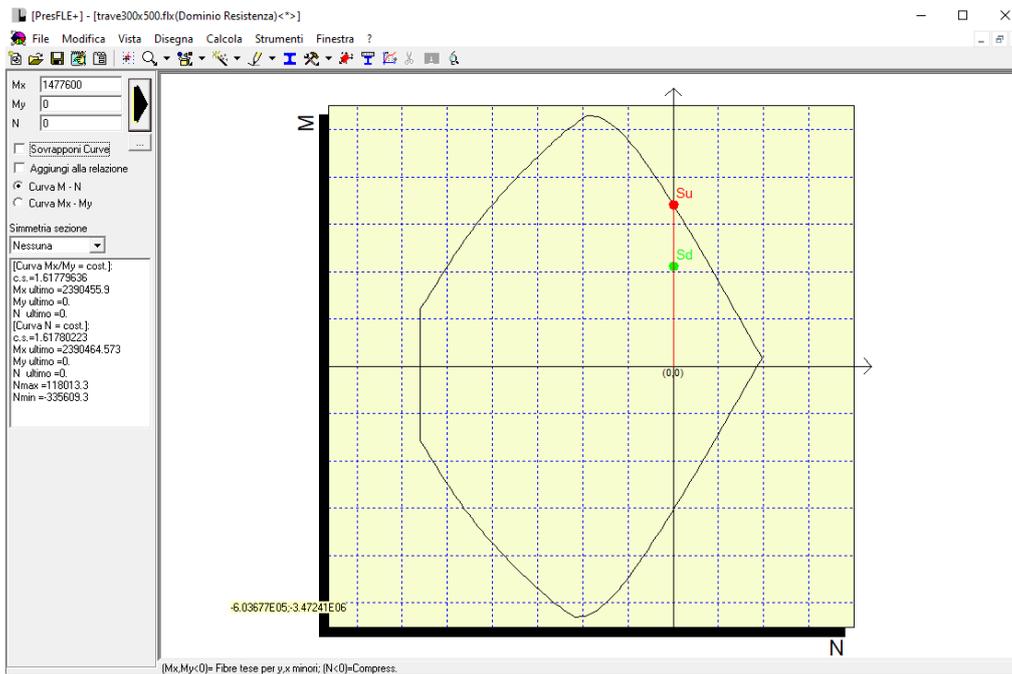


Fig. 169 – Dominio di rottura MEd-

### 14.17 Verifiche strutturali a taglio travi 30x50– SLU

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.

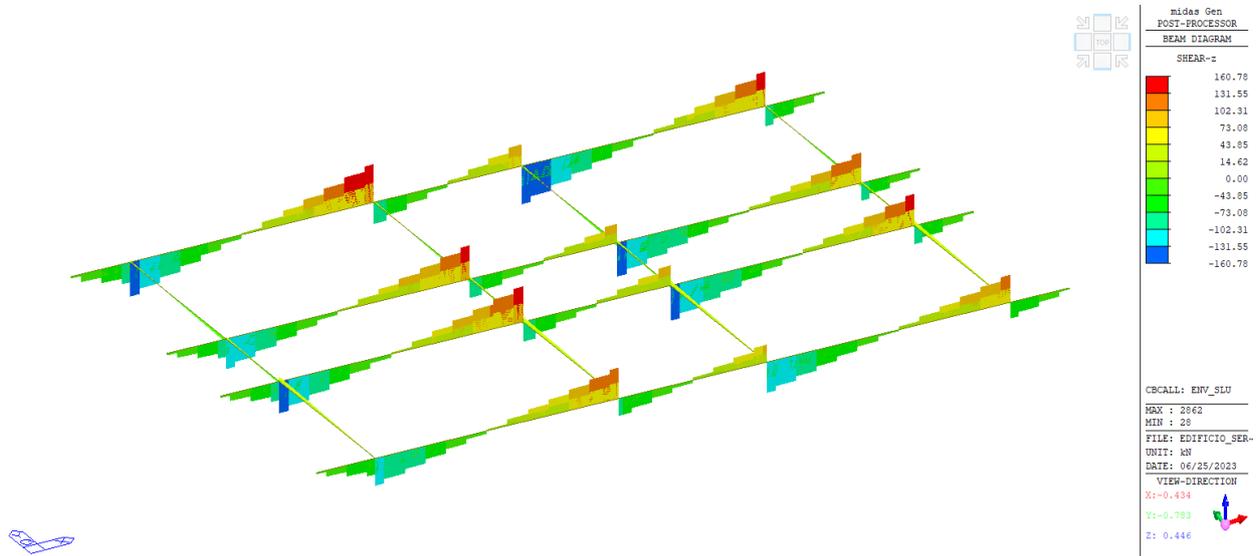


Fig. 170 – Taglio massimo Vz – involucro SLU

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio per valore massimo pari a 160.8 kN.

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	300	mm	Larghezza della sezione
$h =$	500	mm	Altezza della sezione
$d =$	431	mm	
$z = 0.9d =$	388	mm	Braccio interno
$A =$	150000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	94	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	83789	mm <sup>2</sup>	Area di torsione

$U_k =$	1225	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	160.8	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	10.05	cm <sup>2</sup>	Armatura alonitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0078	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.68	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.45	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	78.5	kN	
$V_{Rd,2} =$	58.4	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	78.5	kN	
Verification [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	21.8	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	8	mm	Diametro staffe
$n_b =$	2	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	1.005	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	6.70	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	254.3	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	397.9	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	254.3	kN	
Verifica [ $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ ] =	ok	-	
C.S. = $V_{Rd} / V_{Ed}$	1.582		

### 14.18 Verifiche strutturali pressoflessione travi 30x50– SLV

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Le travi sono armate come illustrato nella seguente figura.

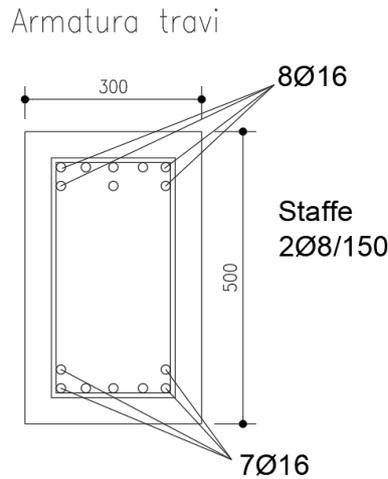


Fig. 171 – Armatura travi

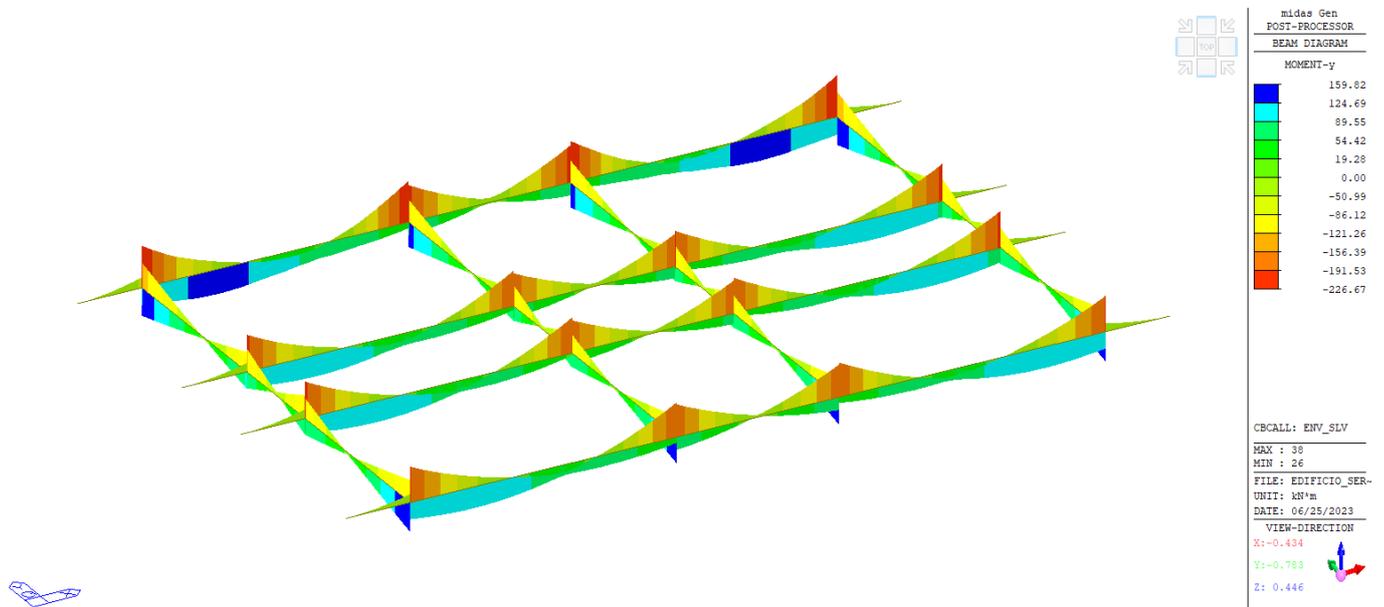


Fig. 172 – Momento flettente – inviluppo SLV

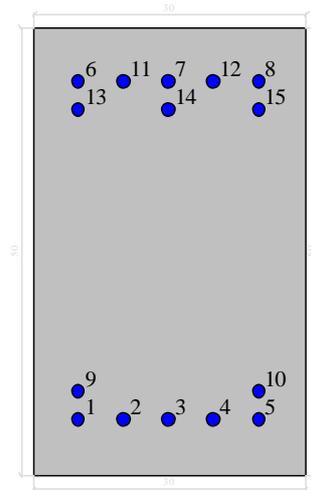
I momenti di calcolo sono:

MEd+ = 159.82 kNm

MEd- = -226.67 kNm

## Dati generali

### Dati di input



### Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

### Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

### Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

### Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -181.33 daN/cm<sup>2</sup>

fctd 25 daN/cm<sup>2</sup>

Ec 140000 daN/cm<sup>2</sup>

Materiale : C32/40

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-15.	-25.
2	-15.	25.
3	15.	25.
4	15.	-25.

## Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	16.	-10.	-18.9	0.	1	B450C
2	16.	-5.	-18.9	0.	1	B450C
3	16.	0.	-18.9	0.	1	B450C
4	16.	5.	-18.9	0.	1	B450C
5	16.	10.	-18.9	0.	1	B450C
6	16.	-10.	18.9	0.	1	B450C
7	16.	0.	18.9	0.	1	B450C
8	16.	10.	18.9	0.	1	B450C
9	16.	-10.	-15.7	0.	1	B450C
10	16.	10.	-15.7	0.	1	B450C
11	16.	-5.	18.9	0.	1	B450C
12	16.	5.	18.9	0.	1	B450C
13	16.	-10.	15.7	0.	1	B450C
14	16.	0.	15.7	0.	1	B450C
15	16.	10.	15.7	0.	1	B450C

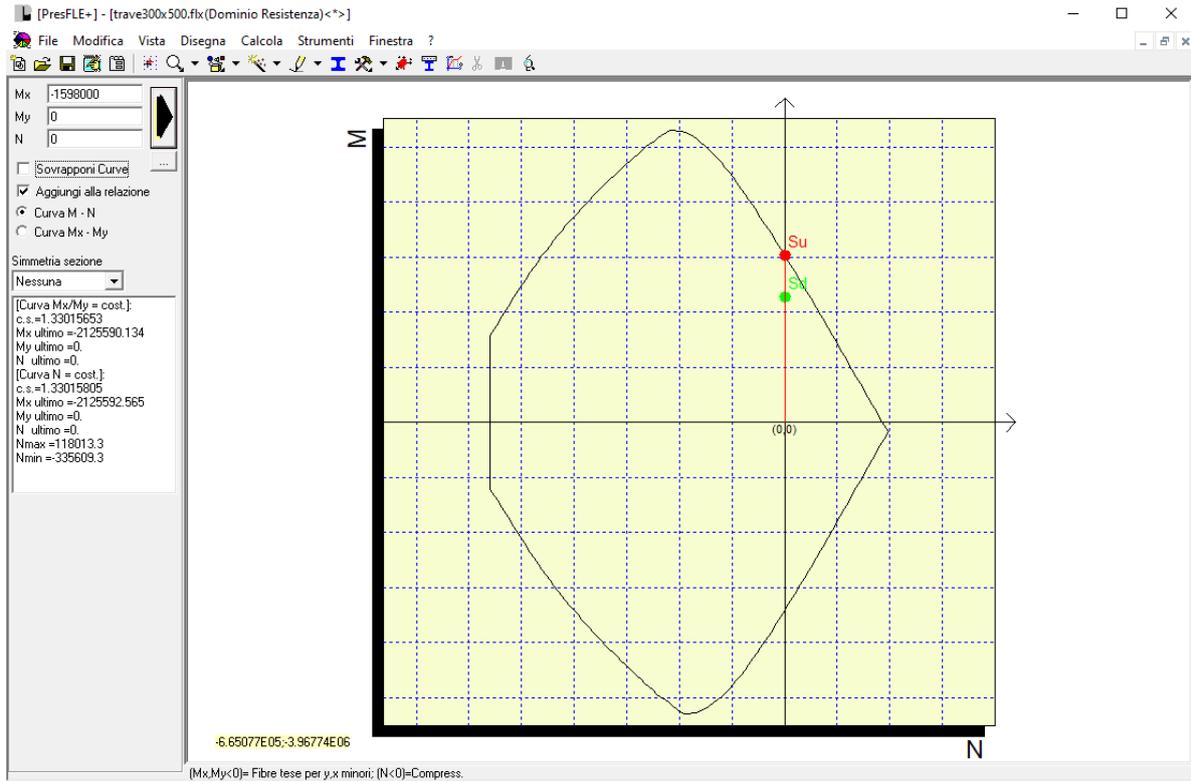


Fig. 173 – Dominio di rottura MEd+

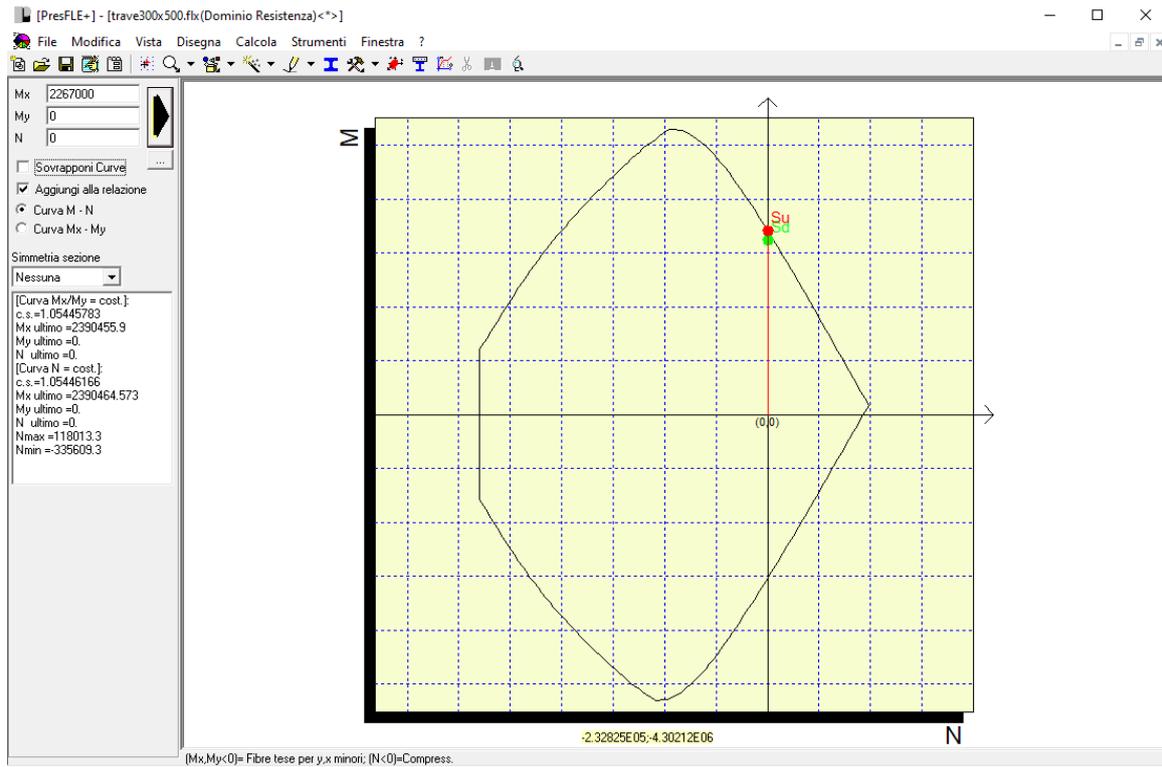


Fig. 174 – Dominio di rottura Med-

### 14.19 Verifiche strutturali a taglio travi 30x50 – SLV

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.

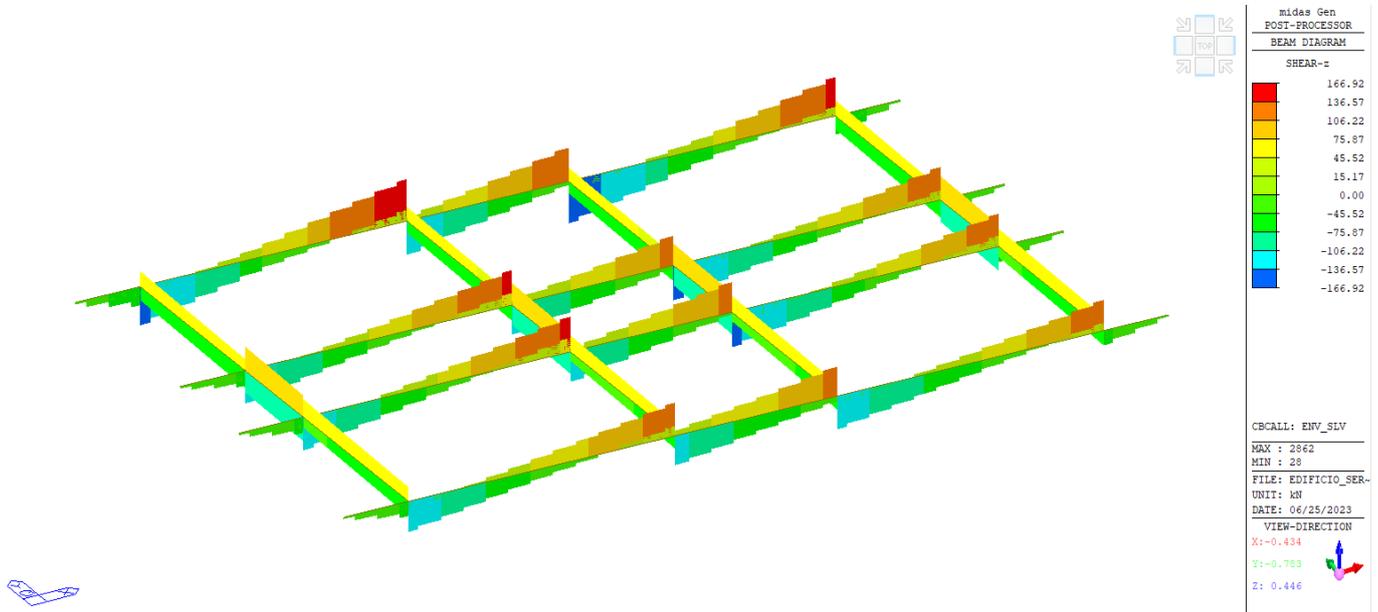


Fig. 175 – Taglio massimo Vz – involucro SLV

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio per valore massimo pari a 166.92 kN.

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	300	mm	Larghezza della sezione
$h =$	500	mm	Altezza della sezione
$d =$	431	mm	
$z = 0.9d =$	388	mm	Braccio interno
$A =$	150000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
$u =$	1600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	94	mm	Spessore equivalente

$A_k =$	83789	mm <sup>2</sup>	Area di torsione
$u_k =$	1225	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	<b>0.0</b>	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	<b>166.9</b>	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	<b>0.0</b>	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	<b>10.05</b>	cm <sup>2</sup>	Armatura alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_{wd}) =$	0.0078	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.68	-	
$k_1 =$	<b>0.15</b>	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.45	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	78.5	kN	
$V_{Rd,2} =$	58.4	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}] =$	<b>78.5</b>	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	<b>21.8</b>	°	
$\alpha =$	<b>90</b>	°	
$\phi_{sw} =$	<b>8</b>	mm	Diametro staffe
$n_b =$	<b>2</b>	-	Numero staffe
$s_{st} =$	<b>15</b>	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	<b>1.005</b>	cm <sup>2</sup>	Area staffe
$A_{sw/s} =$	6.70	cm <sup>2</sup> /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	<b>254.3</b>	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	<b>397.9</b>	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	<b>254.3</b>	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	<b>ok</b>	-	
$c.s. = V_{Rd} / V_{Ed}$	<b>1.524</b>		

### 14.20 Verifiche strutturali pressoflessione travi 30x50 – RARA

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Le travi sono armate come illustrato nella seguente figura.

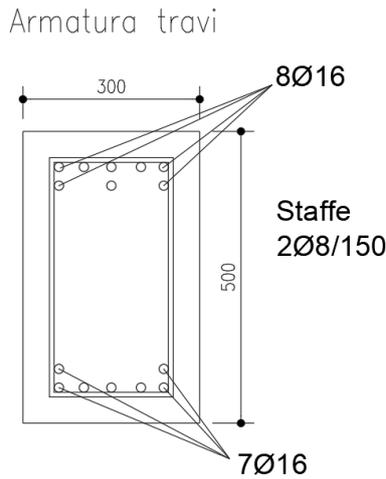


Fig. 176 – Armatura travi

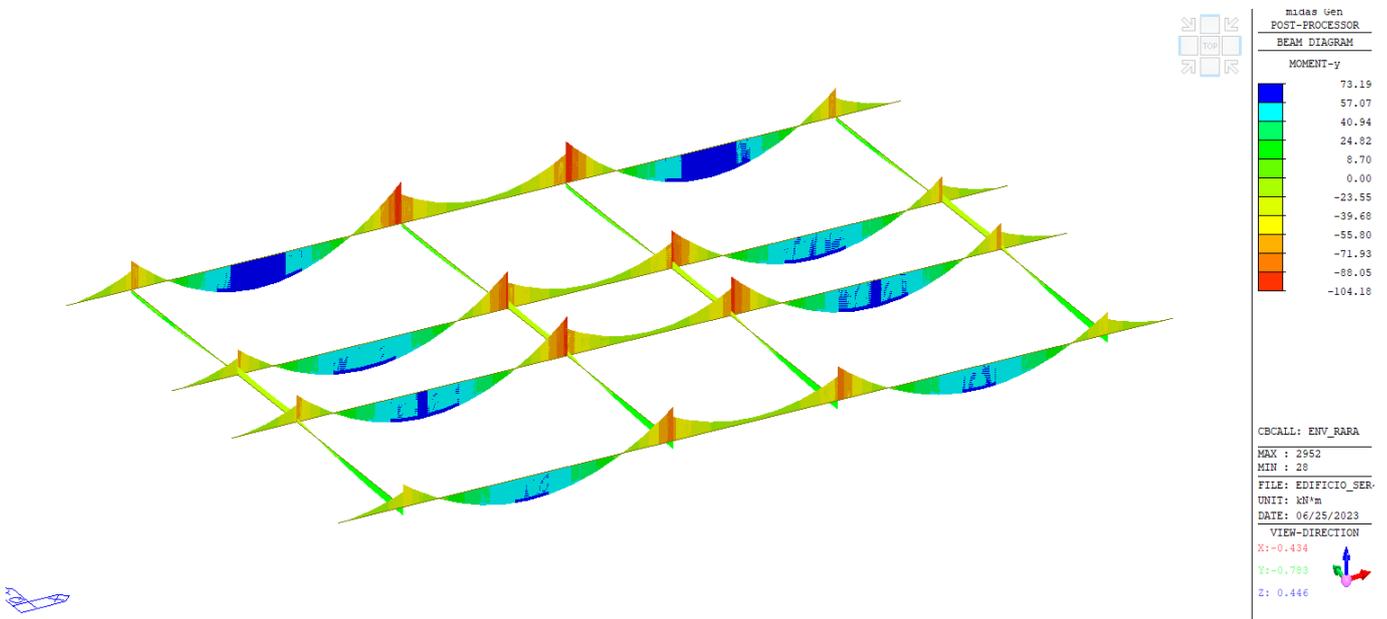


Fig. 177 – Momento flettente – involucro RARA

I momenti di calcolo sono:

MEd+ = 73.19 kNm

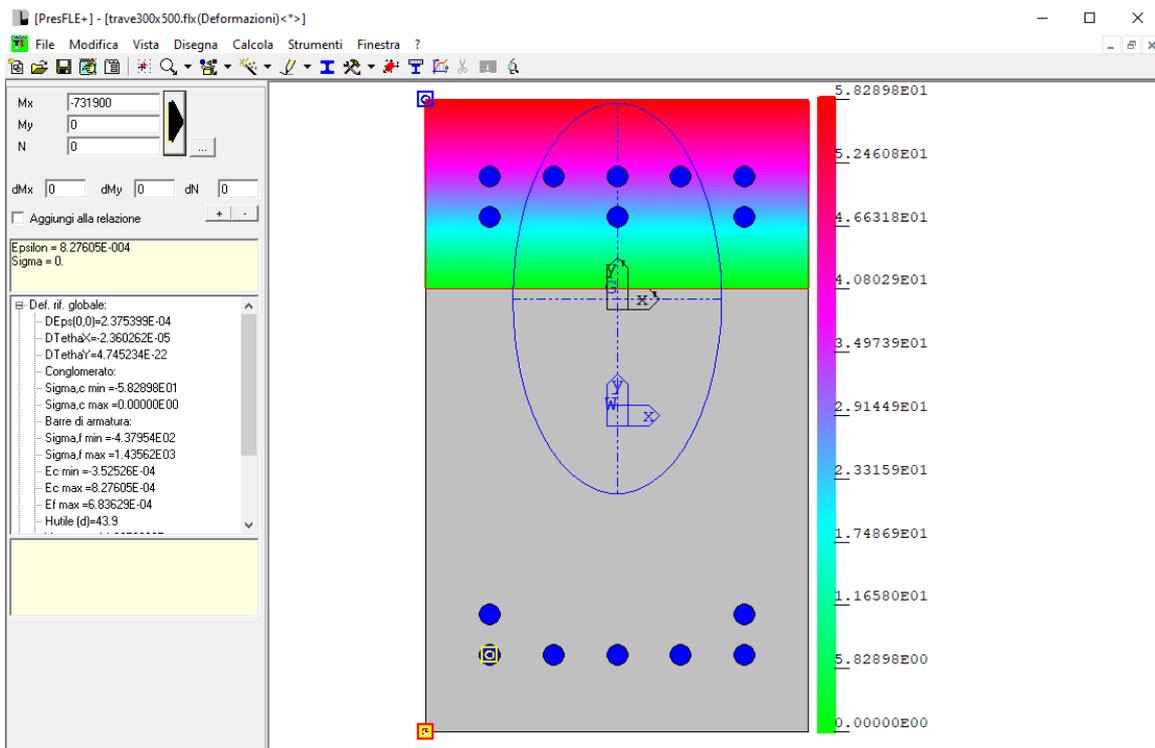
MEd- = -104.18 kNm

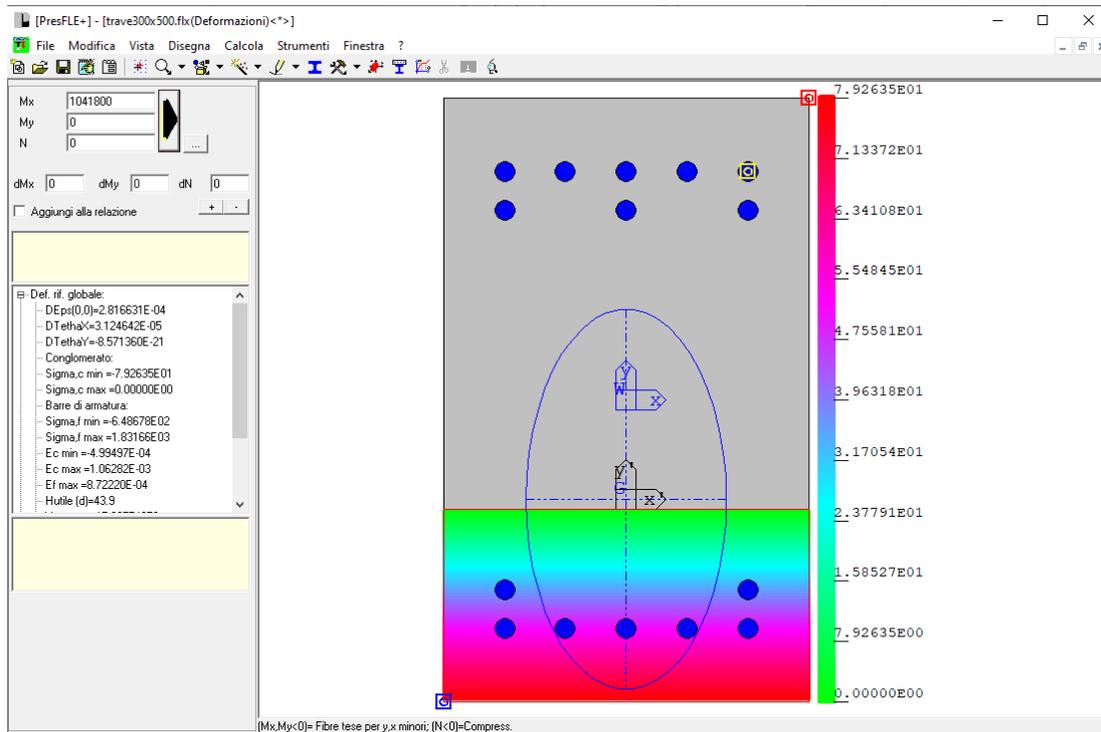
La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$  tensione massima acciaio per combinazioni rara

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.





178 – Tensione calcestruzzo e armature ME<sub>d</sub>+/ME<sub>d</sub>-

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 7.92 MPa < 0.6 x 32 = 19.2 MPa.

La tensione massima dell'acciaio è pari a 183.2 MPa < 0.8 x 450 = 360 MPa.

### 14.21 Verifiche strutturali pressoflessione travi 30x50 – FREQ

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Le travi sono armate come illustrato nella seguente figura.

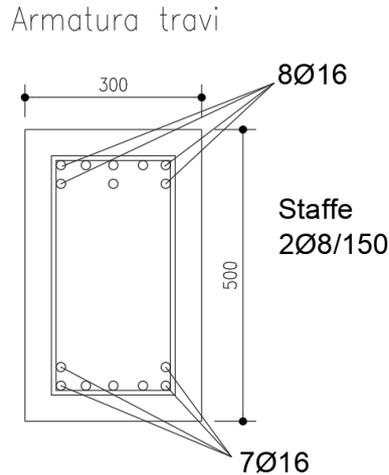


Fig. 179 – Armatura travi

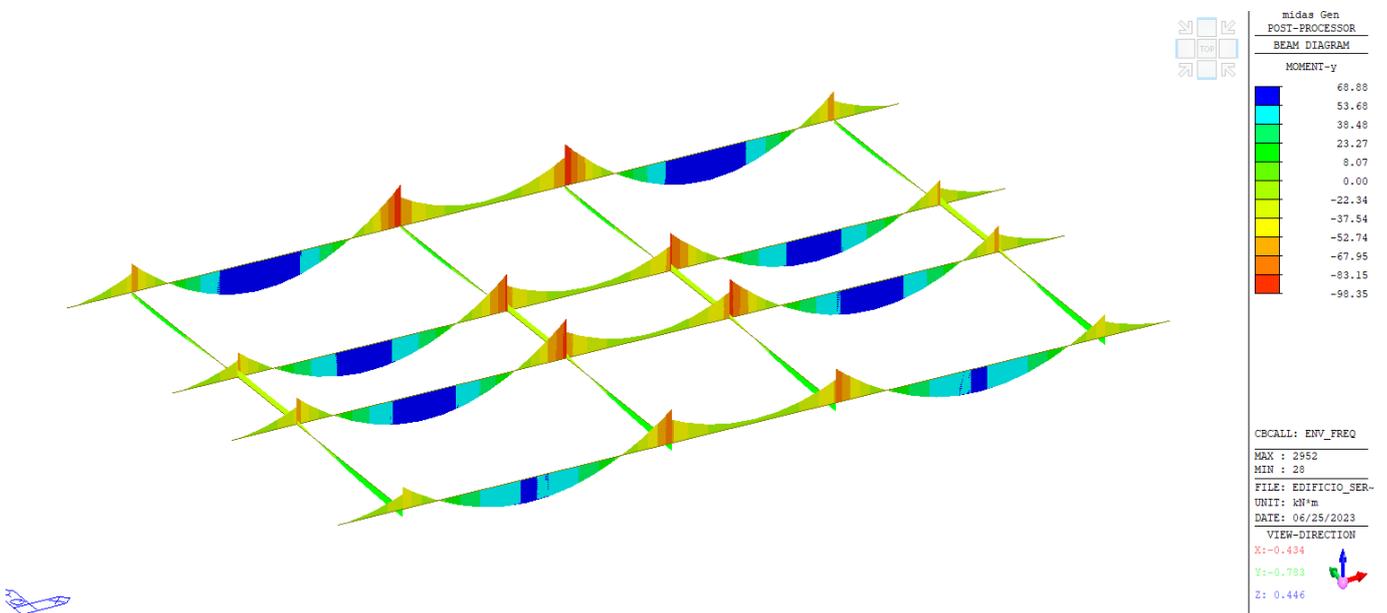


Fig. 180 – Momento flettente – involucro FREQ

I momenti di calcolo sono:

MEd+ = 68.88 kNm

MEd- = -98.35 kNm

La verifica consiste nel calcolo dell'apertura delle fessure.

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

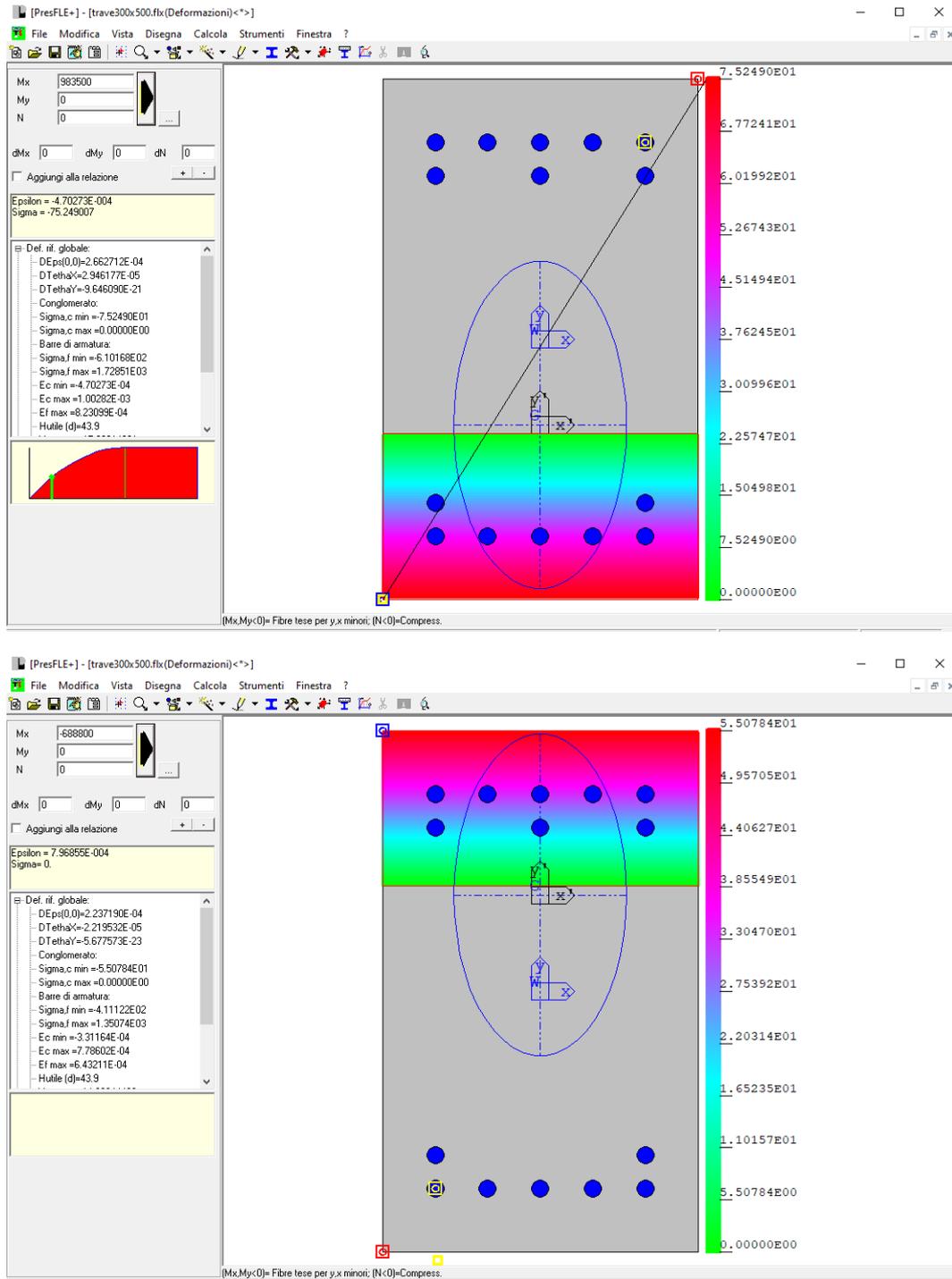


Fig. 181 – Tensione massima armature MED+/MED-

Si riporta la verifica a fessurazione con limite 0.3 mm per la combinazione dimensionante.

#### - dati di input geometrici

$b =$	<b>30</b> cm	(base sezione)
$h =$	<b>50</b> cm	(altezza sezione)
$c =$	<b>5.3</b> cm	(ricoprimento dell'armatura)
$d =$	43.9 cm	(altezza utile armature)
$n_1 =$	<b>8</b> -	(numero barre diametro $\phi_1$ )
$\phi_1 =$	<b>1.6</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_1$ )
$n_2 =$	<b>0.00</b> -	(numero barre diametro $\phi_2$ )
$\phi_2 =$	<b>0</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_2$ )
$n_3 =$	<b>0.00</b> -	(numero barre diametro $\phi_3$ )
$\phi_3 =$	<b>0</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_3$ )
$\phi_{eq} =$	1.60 cm	(diametro delle barre di armatura) (interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
$5(c+\phi/2) =$	30.50 cm	
$A_s =$	16.08 cm <sup>2</sup>	
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	15.25 cm	
$(h-x)/3 =$	11.35 cm	
$h/2 =$	25.00 cm	
$h_{c,eff} =$	11.35 cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$A_{c,eff} =$	340.38 cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.0473 -	(rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

#### - dati di input - sforzi e deformazioni

$\sigma_s =$	<b>172.9</b> MPa	(tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata)
$\varepsilon_{max(comp)} =$	<b>0.0004703</b> -	(deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	<b>-0.0010028</b> -	(deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)
$x =$	15.96 cm	(distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)

$$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) = 0.000000$$

sollecitazione di **flessione** -

#### - valutazione della distanza massima fra le fessure

$\Delta_{smax} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_{p,eff} =$		(distanza massima fra le fessure) (coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)
$k_1 =$	<b>0.8</b>	(distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)
$k_2 =$	0.5 -	
$k_3 =$	<b>3.4</b> -	
$k_4 =$	<b>0.425</b> -	
$k_3XC =$	18.0 cm	
$k_1k_2k_3X\phi / \rho_{p,eff} =$	5.8 cm	

$$\Delta_{smax} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_{p,eff} =$$

$\Delta_{smax} =$  **23.78** cm (distanza massima fra le fessure)

#### - valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{deformazione media})$$

$E_s =$  **210000** MPa (modulo elastico dell'acciaio)  
 $f_{ck} =$  **32** MPa (resistenza caratteristica a compressione del cls)  
 $f_{cm} =$  40 MPa (resistenza media a compressione del cls)  
 $E_{cm} =$  33345.8 MPa (modulo elastico del calcestruzzo)  
 $f_{ctm} =$  3.02 MPa (resistenza a trazione media del cls)  
 $\alpha_e =$  6.30 - (rapporto  $E_s/E_{cm}$ )  
 (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)  
 $k_t =$  **0.4** -  
 $\varepsilon_{sm} =$  0.0006649 -  
 $0.6 \sigma_s / E_s =$  0.0004939 -  
**- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure**  
 $W_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} =$  **0.16** mm

### 14.22 Verifiche strutturali pressoflessione travi 30x50 – QP

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

Le travi sono armate come illustrato nella seguente figura.

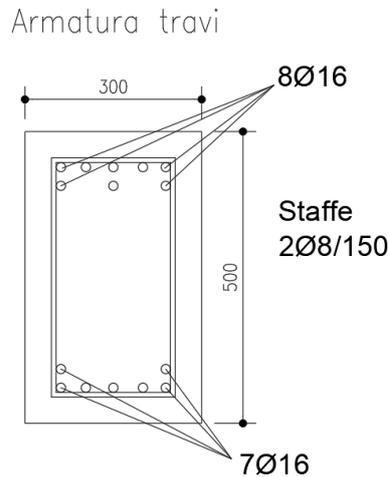


Fig. 182 – Armatura travi

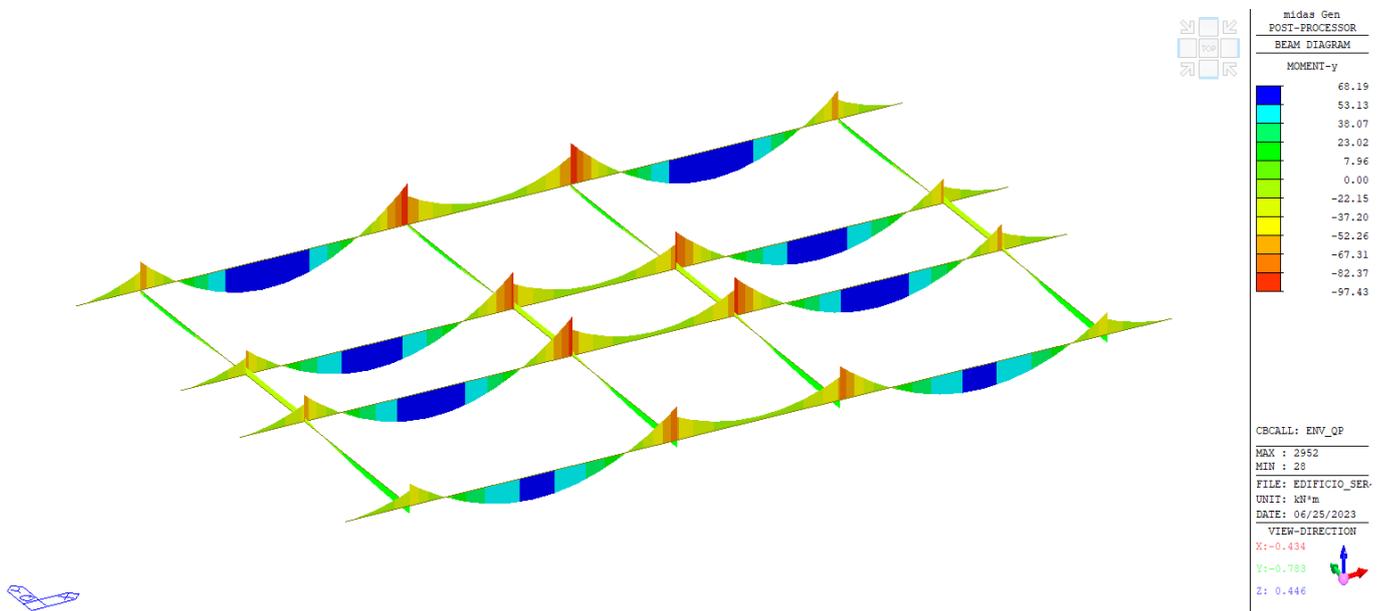


Fig. 183 – Momento flettente – involuppo QP

I momenti di calcolo sono:

$$MEd+ = 68.19 \text{ kNm}$$

$$MEd- = -97.43 \text{ kNm}$$

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$  tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

Si riporta inoltre la verifica a fessurazione con limite 0.2 mm.

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

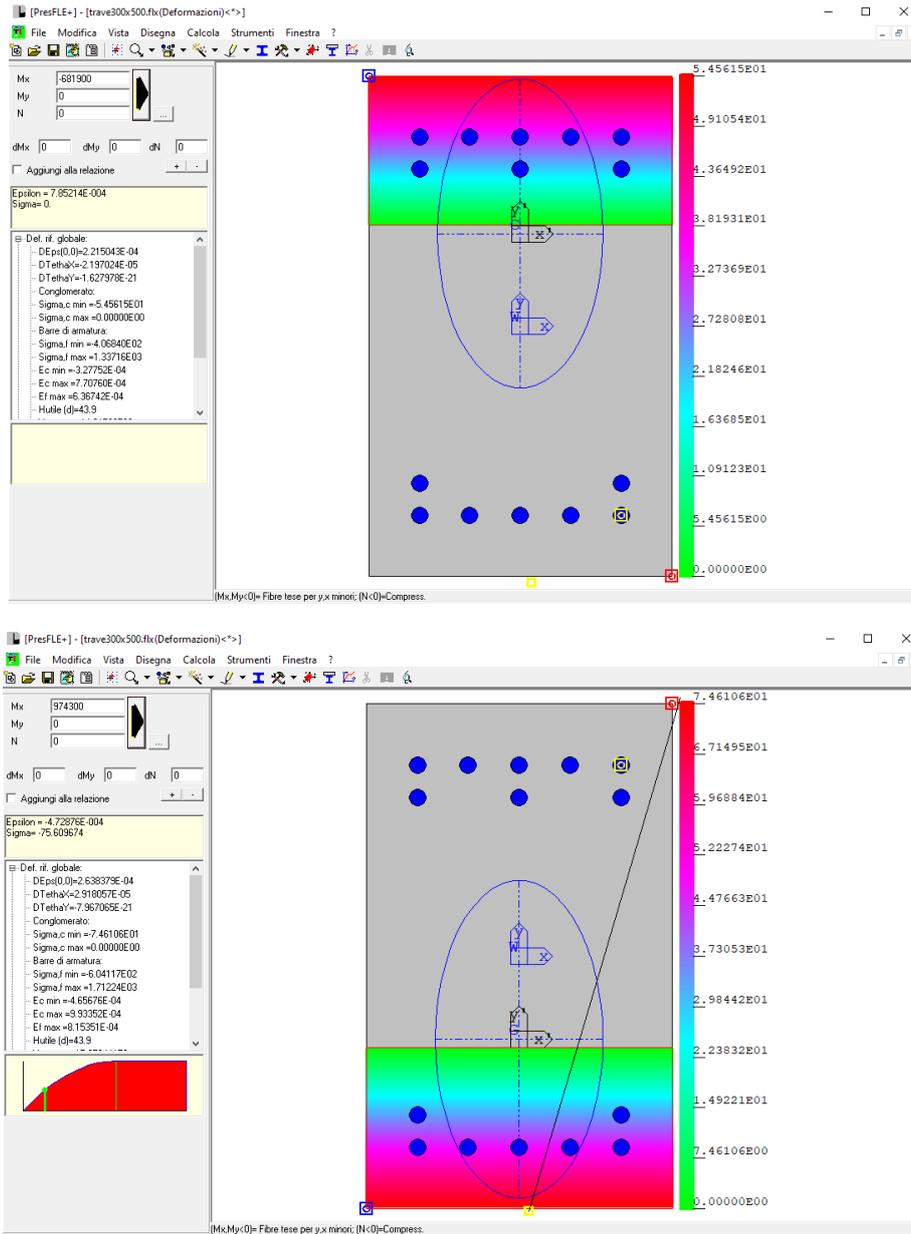


Fig. 184 – Tensione massima armature MED+/MED-

Si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione dimensionante.

**- dati di input geometrici**

$b =$	<b>30</b> cm	(base sezione)
$h =$	<b>50</b> cm	(altezza sezione)
$c =$	<b>5.3</b> cm	(ricoprimento dell'armatura)
$d =$	43.9 cm	(altezza utile armature)
$n_1 =$	<b>8</b> -	(numero barre diametro $\phi_1$ )
$\phi_1 =$	<b>1.6</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_1$ )
$n_2 =$	<b>0.00</b> -	(numero barre diametro $\phi_2$ )
$\phi_2 =$	<b>0</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_2$ )
$n_3 =$	<b>0.00</b> -	(numero barre diametro $\phi_3$ )
$\phi_3 =$	<b>0</b> cm	(diametro delle barre di armatura $\phi_3$ )
$\phi_{eq} =$	1.60 cm	(diametro delle barre di armatura)
$5(c+\phi/2) =$	30.50 cm	(interasse massimo tra le barre per la validità della procedura)
$A_s =$	16.08 cm <sup>2</sup>	
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	15.25 cm	
$(h-x)/3 =$	11.35 cm	
$h/2 =$	25.00 cm	
$h_{c,eff} =$	11.35 cm	(altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$A_{c,eff} =$	340.42 cm <sup>2</sup>	(area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura)
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.0473 -	(rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace)

**- dati di input - sforzi e deformazioni**

$\sigma_s =$	<b>171.2</b> MPa	(tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata) (deformazione massima della sezione, positiva se di compressione)
$\varepsilon_{max(comp)} =$	<b>0.0004657</b> -	
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	<b>-0.0009934</b> -	(deformazione minima della sezione, positiva se di compressione)
$x =$	15.96 cm	(distanza dell'asse neutro dal lembo superiore)
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.000000	
sollecitazione di	<b>flessione</b> -	

**- valutazione della distanza massima fra le fessure**

$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		(distanza massima fra le fessure) (coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce)
$k_1 =$	<b>0.8</b>	
$k_2 =$	0.5 -	(distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura)
$k_3 =$	<b>3.4</b> -	
$k_4 =$	<b>0.425</b> -	
$k_3 x c =$	18.0 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	5.8 cm	

$\Delta_{smax} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$	<b>23.78</b> cm	(distanza massima fra le fessure)
--	-----------------	-----------------------------------

**- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - k_1 f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$		(deformazione media)
$E_s =$	<b>210000</b> MPa	(modulo elastico dell'acciaio)
$f_{ck} =$	<b>32</b> MPa	(resistenza caratteristica a compressione del cls)
$f_{cm} =$	40 MPa	(resistenza media a compressione del cls)
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	(modulo elastico del calcestruzzo)

$f_{ctm} =$	3.02 MPa	(resistenza a trazione media del cls)
$\alpha_e =$	6.30	- (rapporto $E_s/E_{cm}$ )
$k_t =$	0.4	- (=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata)
$\varepsilon_{sm} =$	0.0006572	-
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0004892	-
<b>- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure</b>		
$w_d = \varepsilon_{sm}\Delta_{smax} =$	0.16	mm

La tensione massima del calcestruzzo è pari a  $7.46 \text{ MPa} < 0.45 \times 32 = 14.40 \text{ MPa}$ .



## 15. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma **NTC 18** si riportano di seguito le considerazioni e le valutazioni relativamente ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

### 15.1 Origine e caratteristiche dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *Midas Gen 2022 ver. 2.1*.

### 15.2 Affidabilità dei codici utilizzati

La versione di *Midas Gen* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari.

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web ([http://manual.midasuser.com/EN\\_Common/Gen/925/index.htm](http://manual.midasuser.com/EN_Common/Gen/925/index.htm)) si ritiene, che il *Midas Gen 2022* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica della struttura.

### 15.3 Validazione del codice di calcolo agli elementi finiti

Ai fini della validazione del codice di calcolo si confrontano i risultati delle analisi sismiche con spettro di risposta con valutazioni semplificate.

Si prendono in considerazione le reazioni orizzontali dovute agli spettri di risposta secondo le due direzioni ortogonali X e Y allo SLV come riportato nelle seguenti figure insieme alle prime due forme modali.

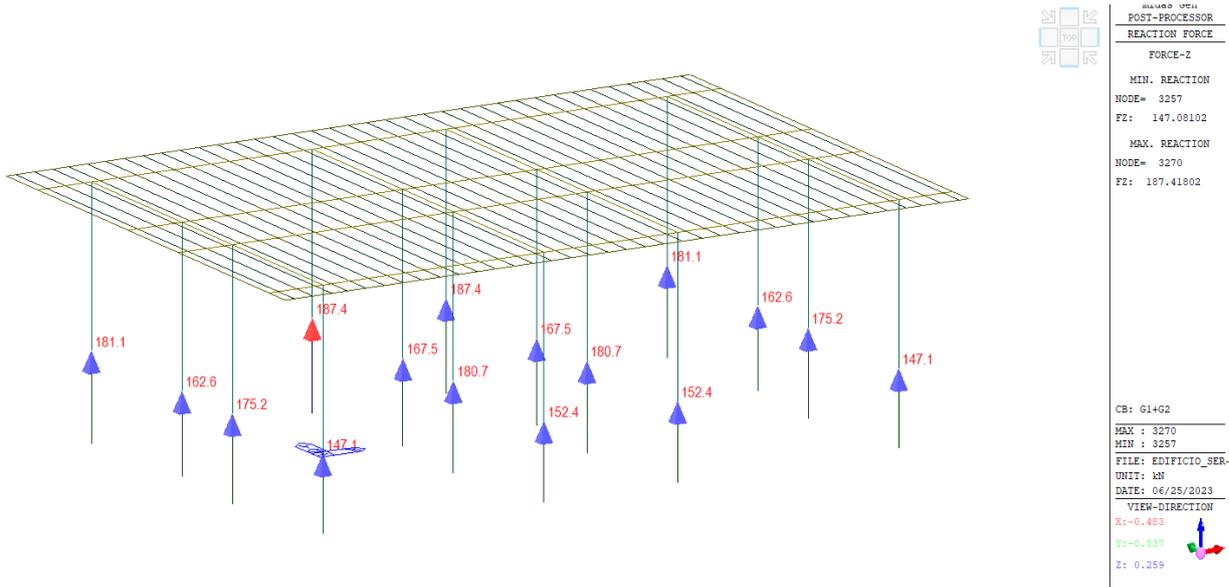


Fig. 185 – Reazioni verticali (G1+ G2)

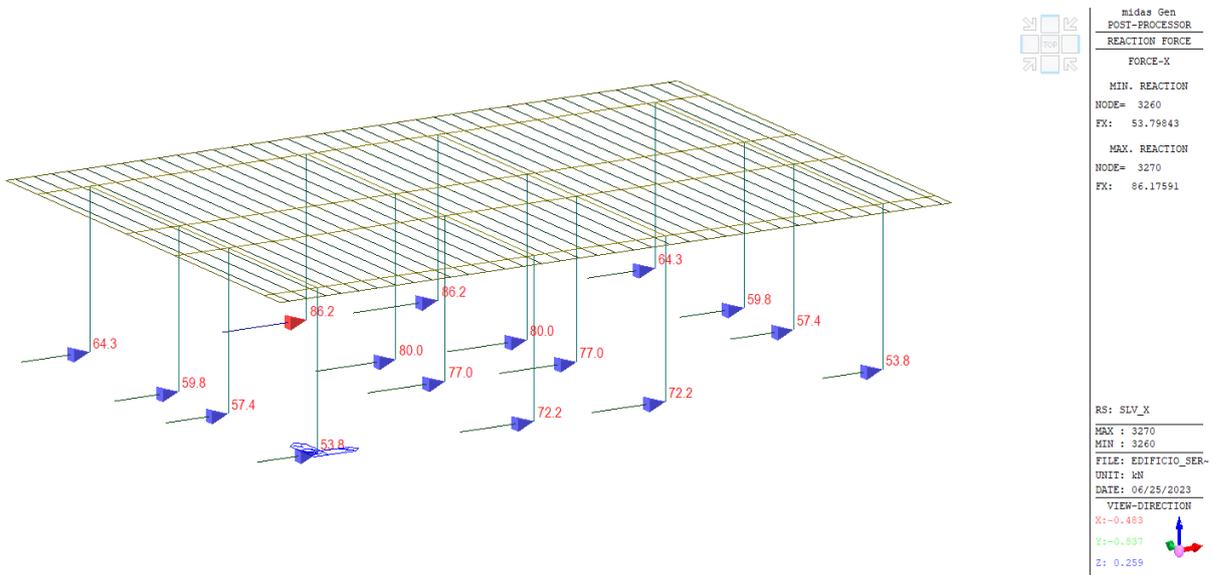


Fig. 186 – Reazioni orizzontali X (sisma X - SLV)

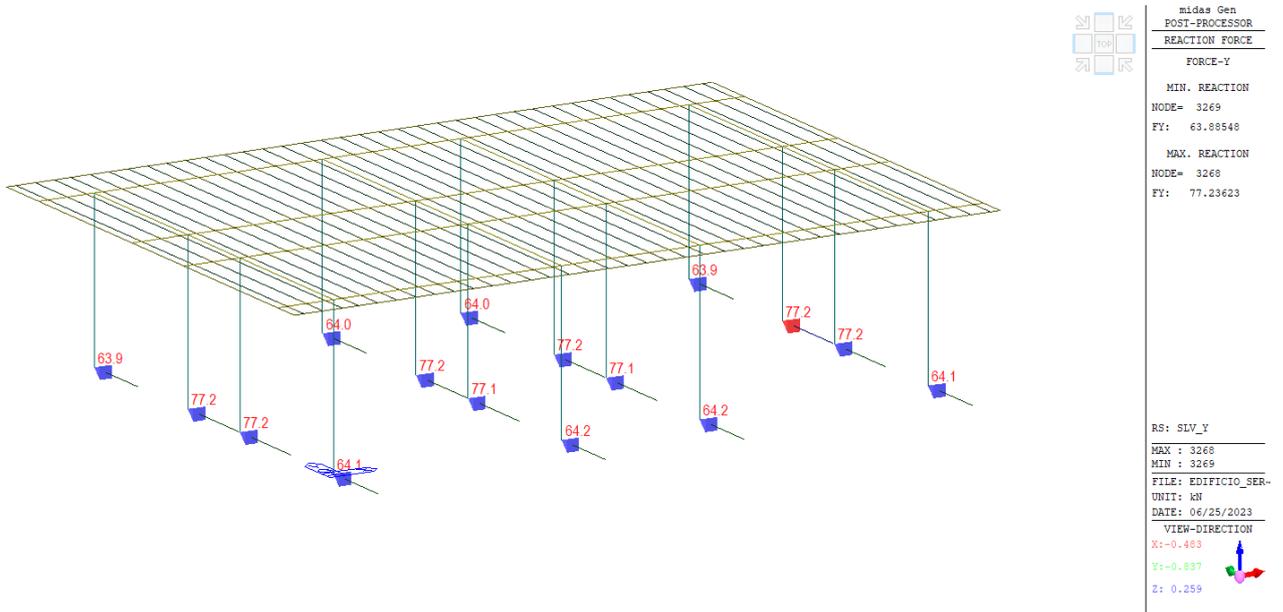


Fig. 187 – Reazioni orizzontali Y (sisma Y - SLV)

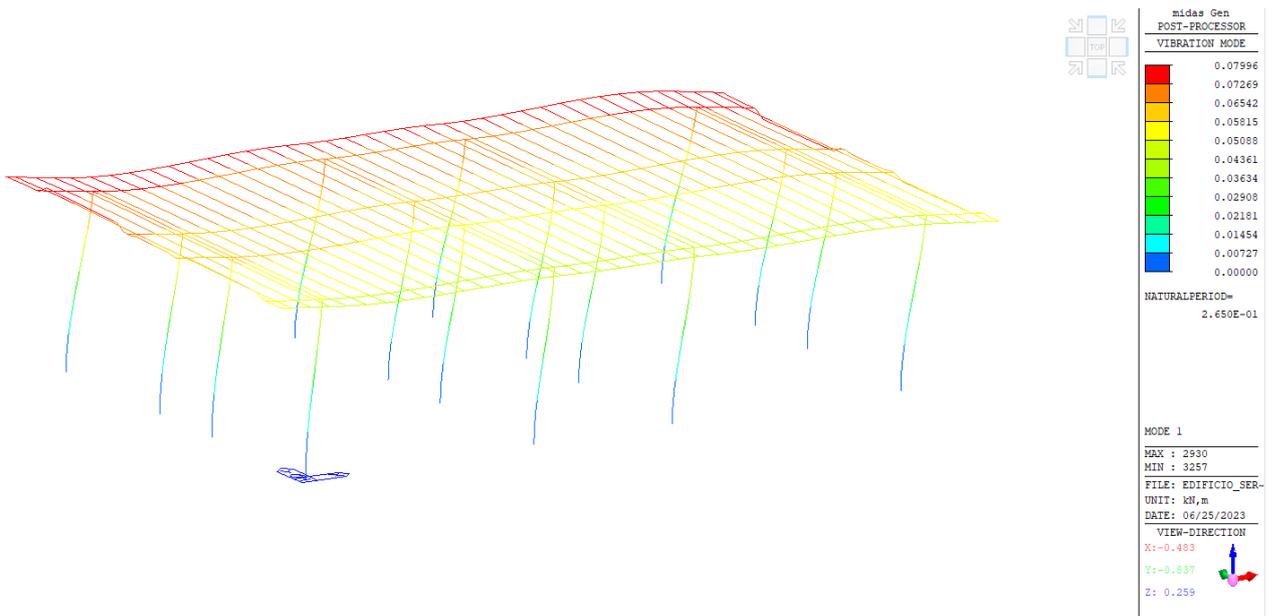


Fig. 188 – Deformata modale n. 1

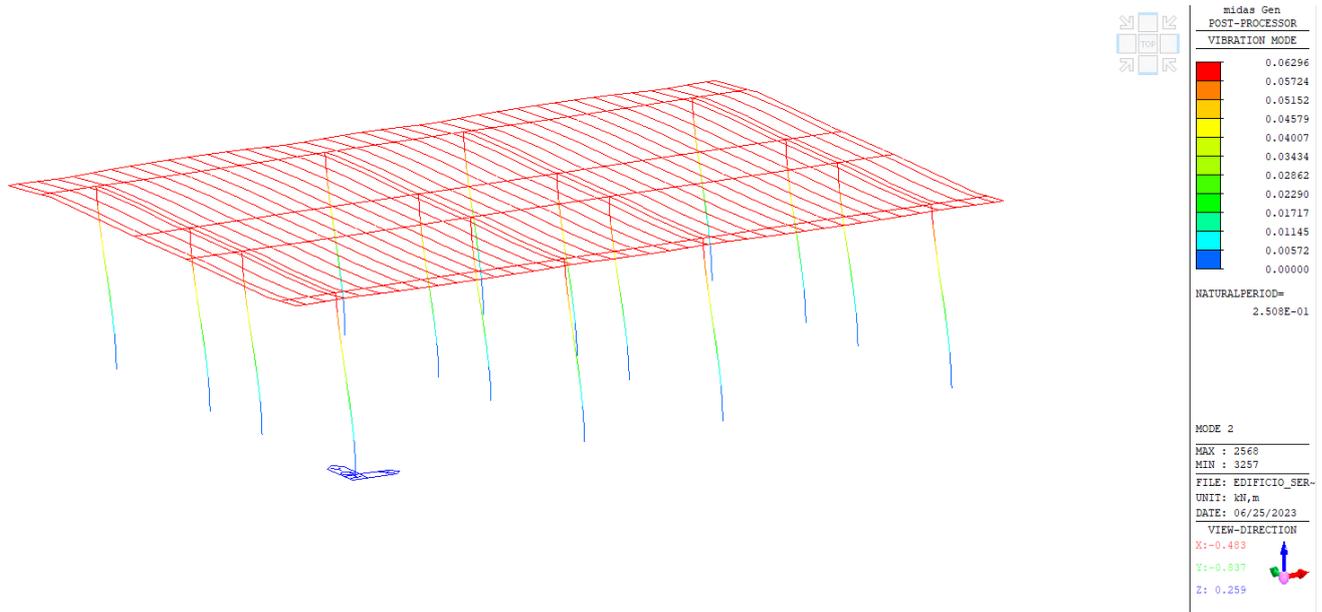


Fig. 189 – Deformata modale n. 2

Le prime due deformate modali eccitano circa 90.6% e 96.6% delle masse totali in direzione X e Y rispettivamente. Le masse totali eccitate si ricavano dalle reazioni per le condizioni di carico G1+G1getto+G2.

Massa totale =  $2708/9.81 = 276$  tonn

Si considerano i periodi proprio della struttura nelle due direzioni come riportati nelle figure:

$$T_{1x} = 0.265 \text{ s}$$

$$T_{2y} = 0.251 \text{ s}$$

Ai periodi propri corrispondono le seguenti accelerazioni spettrali di progetto allo SLV:

$$a_{1x} = 0.434 \text{ g}$$

$$a_{3y} = 0.434 \text{ g}$$

Le reazioni orizzontali sono valutate come segue:

$$F_x \text{ (SLV)} = (276 \times 9.81 \times 0.434) \times 0.906 = 1064.6 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ (SLV)} = (276 \times 9.81 \times 0.434) \times 0.966 = 1135.3 \text{ kN}$$

Le reazioni valutate con il modello agli elementi finiti sono:

$$F_x \text{ (SLV-modello)} = 1095.6 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ (SLV-modello)} = 1129.6 \text{ kN}$$

I risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti sono in buon accordo con i risultati ottenuti con valutazioni semplificate.