

Progetto per la costruzione e l'esercizio di un Impianto eolico denominato "Energia Molise"

Progetto definitivo

Oggetto:

**MOL1.36 – Relazione di calcolo preliminare delle opere edili
(cabine, apparecchi AT)**

Proponente:



Fred. Olsen Renewables Italy S.r.l
Viale Castro Pretorio, 122 (Roma)

Progettista:



Stantec S.p.A.
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	22/03/2024	Prima Emissione	E. Lovati	B. Adawy	F. Mollica
Fase progetto: Definitivo			Formato elaborato: A4		

Nome File: **MOL1.36.00 – Relazione di calcolo preliminare delle opere edili
(cabine, apparecchi AT).docx**

Indice

1	CONTENUTI DELLA RELAZIONE	6
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
3	MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE	9
3.2	ACCIAIO ARMATURE	9
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
5	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI.....	11
5.1	FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE	11
5.1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	11
5.1.2	CARICHI PERMANENTI	12
5.1.3	AZIONE DELLA NEVE.....	13
5.1.4	AZIONE DEL VENTO	13
5.1.5	AZIONE SISMICA	16
5.1.6	MODELLO DI CALCOLO	18
5.1.7	VERIFICHE DELLA PLATEA.....	26
5.2	FONDAZIONE PER INVERTER E BATTERIE	35
5.2.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	35
5.2.2	CARICHI PERMANENTI	36
5.2.3	VERIFICHE DELLA PLATEA.....	36
5.3	FONDAZIONE PER TRASFORMATORE.....	38
5.3.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	38
5.3.2	CARICHI PERMANENTI	40
5.3.3	AZIONE DELLA NEVE.....	40
5.3.4	AZIONE DEL VENTO	41
5.3.5	AZIONE SISMICA	41
5.3.6	MODELLO DI CALCOLO	43
5.3.7	VERIFICHE DELLA PLATEA.....	53
5.3.8	VERIFICHE DELLE TRAVI	68
5.4	FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTRICHE DI SOTTOSTAZIONE	77
5.4.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	77
5.4.2	CARICHI PERMANENTI	79

5.4.3 AZIONE DELLA NEVE.....	80
5.4.4 AZIONE DEL VENTO	80
5.4.5 AZIONE SISMICA	81
5.4.6 MODELLO DI CALCOLO PLATEA 1	82
5.4.7 VERIFICHE DELLA PLATEA 1.....	87
6 CONCLUSIONI RIASSUNTIVE	98
6.1 FONDAZIONI CABINE	98
6.2 FONDAZIONI INVERTER E BATTERIE	98
6.3 FONDAZIONE TRASFORMATORE.....	98
6.4 FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTRICHE.....	98

Indice delle figure

Figura 5-1: Pianta e sezione fabbricato misure	11
Figura 5-2: Pianta e sezione fabbricato quadri.....	12
Figura 5-3: Calcolo azione del vento.....	15
Figura 5-4: Calcolo pressioni del vento.....	16
Figura 5-5: Parametri sismici per il luogo di interesse	17
Figura 5-6: Spettro di progetto.....	17
Figura 5-7: Top direzione x.....	26
Figura 5-8: Top direzione y	27
Figura 5-9: Bottom direzione x.....	27
Figura 5-10: Bottom direzione y	28
Figura 5-11: Calcolo Momento Resistente.....	29
Figura 5-12: Coefficiente di sfruttamento top direzione x.....	30
Figura 5-13: Coefficiente di sfruttamento top direzione y.....	30
Figura 5-14: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x	31
Figura 5-15: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y	31
Figura 5-16: Taglio sollecitante	32
Figura 5-17: Calcolo taglio resistente.....	32
Figura 5-18: Pressione agente sulla fondazione	33
Figura 5-19: Cedimenti	34

Figura 5-20: Platea Inverter e modulo ausiliario	35
Figura 5-21: Platea batterie	36
Figura 5-22: Diagramma momento flettente in direzione X.....	37
Figura 5-23: Diagramma momento flettente in direzione Y	37
Figura 5-24: Pressione	38
Figura 5-25: Pianta fondazione trasformatore.....	39
Figura 5-26: Sezione fondazione trasformatore.....	40
Figura 5-27: Calcolo azione del vento.....	41
Figura 5-28: Parametri sismici per il luogo di interesse	42
Figura 5-29: Spettro di progetto.....	42
Figura 5-30: Modello fondazione.....	43
Figura 5-31: Peso trasformatore applicato	44
Figura 5-32: Neve	44
Figura 5-33: SLU 1	51
Figura 5-34: SLU 3	52
Figura 5-35: SLV 5	52
Figura 5-36: Top direzione x.....	53
Figura 5-37: Top direzione y.....	54
Figura 5-38: Bottom direzione x.....	55
Figura 5-39: Bottom direzione y	56
Figura 5-40: Momento resistente	57
Figura 5-41: Aree con armatura aggiuntiva 1 $\varnothing 16/200$ in direzione X inferiore	58
Figura 5-42: Aree con armatura aggiuntiva 1 $\varnothing 24/200$ in direzione Y inferiore	58
Figura 5-43: Aree con armatura aggiuntiva 1 $\varnothing 24/100$ in direzione Y inferiore	59
Figura 5-44: Coefficiente di sfruttamento top direzione x.....	60
Figura 5-45: Coefficiente di sfruttamento top direzione y.....	61
Figura 5-46: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x	62
Figura 5-47: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y	63
Figura 5-48: Taglio sollecitante	64
Figura 5-49: Calcolo taglio resistente.....	65
Figura 5-50: Verifica a taglio platea senza armatura a taglio.....	66

Figura 5-51: Taglio resistente con armatura a taglio	67
Figura 5-52: Azione assiale	68
Figura 5-53: M_y	68
Figura 5-54: M_z	69
Figura 5-55: Pianta e sezione fabbricato misure	69
Figura 5-56: Combinazioni peggiori	70
Figura 5-57: Momento resistente trave	71
Figura 5-58: Taglio resistente trave	71
Figura 5-59: Verifica tensioni ammissibili in combinazione caratteristica.....	73
Figura 5-60: Verifica tensioni ammissibili in combinazione quasi permanente.....	74
Figura 5-61: Pressione	75
Figura 5-62: Cedimenti	76
Figura 5-63: Indicazioni platee.....	77
Figura 5-64: Platea 1	78
Figura 5-65: Platea 2.....	78
Figura 5-66: Plinto 1 e 2.....	79
Figura 5-67: Parametri sismici di progetto.....	82
Figura 5-68: Modello MIDAS platea 1	83
Figura 5-69: Carichi permanenti applicati ai sostegni.....	84
Figura 5-70: Load case	84
Figura 5-71: Combinazioni di carico	85
Figura 5-72: Massime reazioni alla base colonne per combinazioni SLU	85
Figura 5-73: Massime reazioni alla base colonne per combinazioni SLV	86
Figura 5-74: Top direzione x.....	87
Figura 5-75: Top direzione y.....	88
Figura 5-76: Bottom direzione x.....	88
Figura 5-77: Bottom direzione y	89
Figura 5-78: Calcolo Momento Resistente.....	90
Figura 5-79: Coefficiente di sfruttamento top direzione x.....	91
Figura 5-80: Coefficiente di sfruttamento top direzione y.....	91
Figura 5-81: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x	92

Figura 5-82: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y	92
Figura 5-83: Taglio sollecitante	93
Figura 5-84: Calcolo taglio resistente	93
Figura 5-85: Verifica a taglio platea senza armatura a taglio	94
Figura 5-86: Indicazione baggiolo	94
Figura 5-87: Verifica a punzonamento	95
Figura 5-88: Pressione agente sulla fondazione	96
Figura 5-89: Cedimenti	97

1 CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Per informazioni dettagliate riguardo al proponente dell'iniziativa e il progetto proposto, si rimanda all'elaborato *MOL1.00 - Presentazione del proponente e dell'iniziativa* che fornisce una descrizione dettagliata del proponente e delinea il contesto del progetto proposto.

Il progetto proposto prevede l'installazione di 12 nuove turbine eoliche aventi diametro massimo di 162m e altezza al mozzo massima di 125 m.

A tale impianto sono collegate apparecchiature elettromeccaniche inserite nella Sottostazione e nel sistema Bess.

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni di queste apparecchiature.

In particolare:

- Trasformatore
- Moduli batteria BESS
- Moduli inverter + trafo BESS
- Moduli ausiliari BESS
- Apparecchiature di servizio alla sottostazione:
 - Scaricatori
 - TA
 - TV
 - Interruttori
 - Sezionatori
 - Terminale cavi AT
 - Tubolare per sbarre
 - Portali
- Cabina utente contenente:
 - Gruppo elettrogeno a secco
 - Quadro 30 kV
 - UPS-Batterie
 - Sistema 110V cc + batterie
 - TA-S
 - QGBT
 - Quadro protezioni linea
 - Quadro protezioni trafo
 - RTU Terna

- Locale (cabina) misure contenente:
 - Contatori
 - Server
 - SCADA

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo diretto, sono a platea.

Non sono state condotte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite prove o programmi di calcolo. Le successive argomentazioni sono basate su considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica

D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'<< Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

EUROCODICE 2 -2005- ENV 1992: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"

Doc. MOL1.55 - Relazione Geologica-Geotecnica

Doc. MOL1.59 -Sottostazione elettrica utente, piante e sezioni elettromeccaniche

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO FONDAZIONE

Si assume per la fondazione un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S3

Classe di resistenza alla compressione: C25/30

Massimo rapporto a/c: 0.6

Contenuto minimo in cemento: 300 kg/mc

Massima dimensione aggregati: 20 mm

Copriferro netto: 40 mm

3.2 ACCIAIO ARMATURE

Le armature sono realizzate con barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C controllato in stabilimento che presenta le seguenti caratteristiche:

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

$\nu = 0.3$

$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

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

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione geologica (elaborato "MOL1.55- Relazione geologica-geotecnica") è possibile individuare la stratigrafia di progetto per le fondazioni delle apparecchiature elettriche presenti nella sottostazione.

Si tratta di una sequenza di argille di vario genere con discrete qualità geotecniche.

La sintesi della stratigrafia rilevata ed i relativi parametri geotecnici sono sintetizzati nella sottostante tabella

Id strato	Profondità (m da p.c.)	γ_{nat} N/m³	ϕ (°)	Cu (KPa)	E (KPa)	Wp (%)	W_L (%)
Argilla avana	0.0 – 7.5	21.15	22	40	6000	23.2	53.8
Argilla grigia	> 7.5	21.23	24	80	10000	23.2	53.2

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare le platee di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidezza $k_W = 30000 \text{ kN/m}^3$.

5 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

5.1 FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE

5.1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli apparecchi elettrici quali gruppo elettrogeno, quadri, batterie, RTU terna ecc sono posizionati all'interno di una cabina prefabbricata denominata "fabbricato quadri" realizzata con una struttura in cls e poggianti su una platea di dimensioni 18x5.2x0.3 m.

Gli apparecchi elettrici quali contatori, server scada ecc sono posizionati all'interno di una cabina prefabbricata denominata "fabbricato misure" realizzata con una struttura in calcestruzzo e poggianti su una platea di dimensioni 5x6x0.3 m.

Per entrambe le platee, il piano di imposta della fondazione è a quota -0.3 m dal piano campagna. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

Di seguito vengono mostrate una pianta e una sezione.

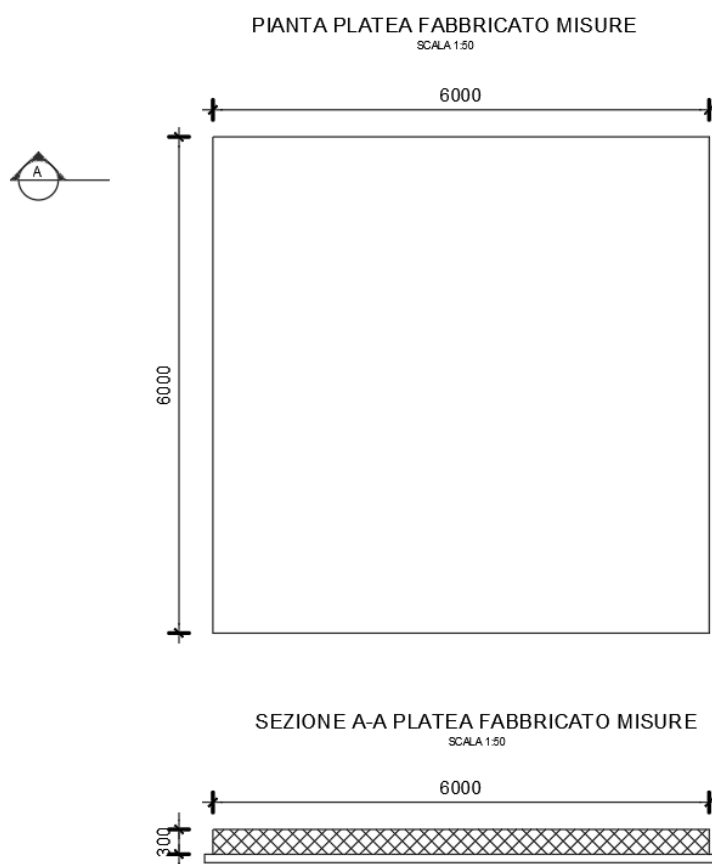


Figura 5-1: Pianta e sezione fabbricato misure

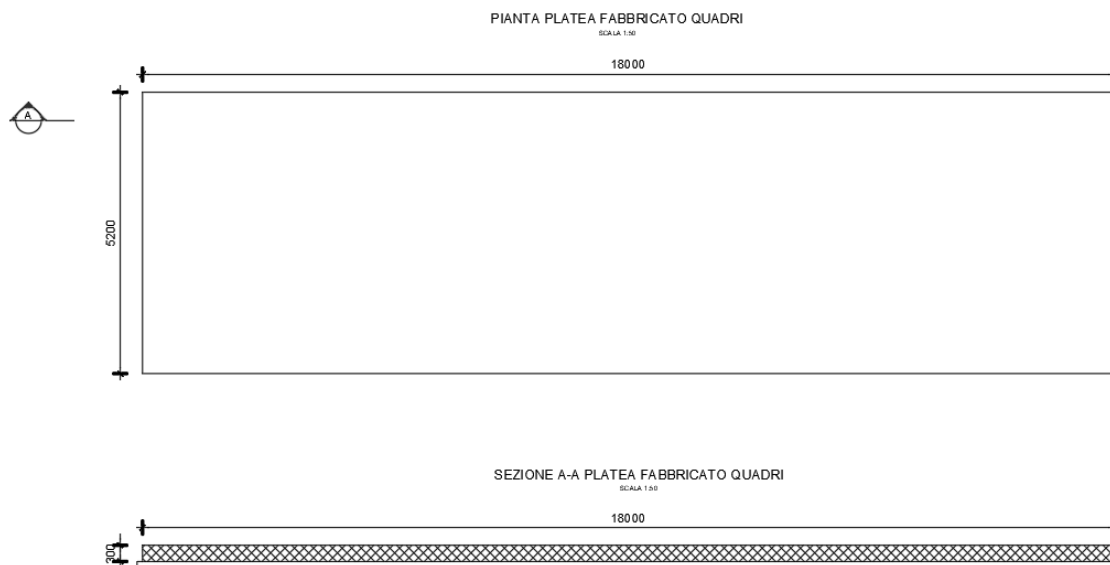


Figura 5-2: Pianta e sezione fabbricato quadri

5.1.2 CARICHI PERMANENTI

I pesi dei vari elementi presenti nel prefabbricato quadri sono i seguenti:

- Gruppo elettrogeno: 3000 kg
- Quadro 33 kV: 9900 kg
- UPS-Batterie-QD: 800 kg
- TA-S: 300 kg
- QGBT: 500 kg
- Quadro protezioni di linea: 200 kg
- Quadro protezioni trasf: 200 kg
- Sistema 110Vcc+Batterie: 1000 kg
- RTU Terna: 200 kg

I pesi dei vari elementi presenti nel prefabbricato misure sono i seguenti:

- Contatori: 100 kg
- Scada: 200 kg

Si prevede quindi, in via cautelativa, la predisposizione di un carico uniformemente distribuito sulla platea pari a 500 kg/m².

5.1.3 AZIONE DELLA NEVE

Il calcolo della neve viene condotto secondo la seguente formula delle NTC2018

$$Q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo. Nel caso in esame Bonefro (a 670 m slm), in Molise, si trova nella fascia II. Quindi q_{sk} è pari a 2.5 kN/m²
- C_e è posto pari a 1
- C_t è posto pari a 1
- μ_i è posto pari a 0.8 in quanto si considera la copertura del trasformatore come se fosse piana.

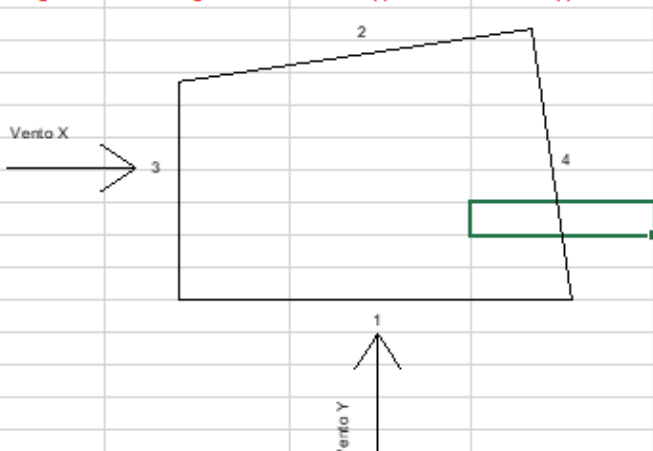
Si ottiene $q_s = 2$ kN/m².

5.1.4 AZIONE DEL VENTO

Si riportano di seguito i parametri per il calcolo dell'azione del vento per l'edificio prefabbricato quadri intendendo l'edificio prefabbricato misure analizzato nel medesimo modo.

Zona		3	
Altitudine s.l.m. a_s		670	m
Velocita' di riferimento del vento	$V_{ref} =$	32.1	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref} =$	644.01	N/m ²
Altezza della costruzione	$Z =$	3	m
Categoria di rugosita' del sito		D	
Categoria di esposizione del sito		II	
Coef. di topografia	$C_t =$	1	$C_t = 1$
Inclinazione della collina o del dislivello		0.00	°
Altezza della collina o del dislivello $H =$		0	m
Nei casi b o c inserisci x o h		0	m
Coef. di esposizione	$C_e =$	1.80	Coef. di forma
Coef. Dinamico	$C_d =$	1	
	piano terra	tipico	
Incremento per calcolo pressione		0	1

Geometria edificio [m]							
h_1	h_2	h_3	h_4	d_1	d_2	d_3	d_4
3	3	3	3	17	17	4.2	4.2



	h/d sopravento	h/d sottovento	h/d laterale 1-3	h/d laterale 2-4
Direzione X	0.176	0.176	0.176	0.176
Direzione Y	0.714	0.714	0.714	0.714

Coef. di Pressione esterna	C_p (sopravento)	C_p (sottovento)	C_p (laterale 1-3)	C_p (laterale 2-4)
Direzione X	0.72	-0.34	-0.64	-0.64
Direzione Y	0.77	-0.44	-0.90	-0.90

Figura 5-3: Calcolo azione del vento

CALCOLO PRESSIONI IN FUNZIONE DELLA QUOTA E DELLA DIREZIONE X						
z [m]	C _e [-]	p [N/m ²]	p (Sopravento) [N/m ²]	p (Sottovento) [N/m ²]	p (Laterale 1) [N/m ²]	p (Laterale 2) [N/m ²]
0.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
0.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
1.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
2.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
3.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
4.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48
4.50	1.87	1203.05	863.36	-403.37	-771.36	-771.36
5.50	1.99	1278.63	917.60	-428.72	-819.82	-819.82
6.50	2.09	1342.97	963.78	-450.29	-861.08	-861.08
7.50	2.17	1399.12	1004.08	-469.12	-897.09	-897.09
8.50	2.25	1449.02	1039.88	-485.85	-929.08	-929.08
9.50	2.32	1493.97	1072.14	-500.92	-957.90	-957.90
10.50	2.38	1534.90	1101.52	-514.64	-984.14	-984.14
11.50	2.44	1572.52	1128.51	-527.26	-1008.26	-1008.26
0.00	1.80	1159.56	832.15	-388.79	-743.48	-743.48

CALCOLO PRESSIONI IN FUNZIONE DELLA QUOTA E DELLA DIREZIONE Y						
z [m]	C _e [-]	p [N/m ²]	p (Sopravento) [N/m ²]	p (Sottovento) [N/m ²]	p (Laterale 3) [N/m ²]	p (Laterale 4) [N/m ²]
0.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
0.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
1.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
2.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
3.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
4.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60
4.50	1.87	1203.05	928.06	-532.78	-1082.74	-1082.74
5.50	1.99	1278.63	986.37	-566.25	-1150.76	-1150.76
6.50	2.09	1342.97	1036.01	-594.74	-1208.67	-1208.67
7.50	2.17	1399.12	1079.32	-619.61	-1259.21	-1259.21
8.50	2.25	1449.02	1117.81	-641.71	-1304.12	-1304.12
9.50	2.32	1493.97	1152.49	-661.61	-1344.57	-1344.57
10.50	2.38	1534.90	1184.07	-679.74	-1381.41	-1381.41
11.50	2.44	1572.52	1213.09	-696.40	-1415.27	-1415.27
0.00	1.80	1159.56	894.51	-513.52	-1043.60	-1043.60

Figura 5-4: Calcolo pressioni del vento

5.1.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento $q=1$.

Si definisce una vita nominale per la struttura $VN = 50$ anni e una classe d'uso IV.

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica dell'area in analisi:

Stato Limite	TR [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
SLO	60	0,084	2,474	0,304
SLD	101	0,108	2,487	0,317
SLV	949	0,273	2,447	0,352
SLC	1950	0,352	2,439	0,363

Figura 5-5: Parametri sismici per il luogo di interesse

Dalle relazioni geologica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la B mentre la Categoria Topografica è T2.

Di seguito si riporta lo spettro considerato per l'SLV.

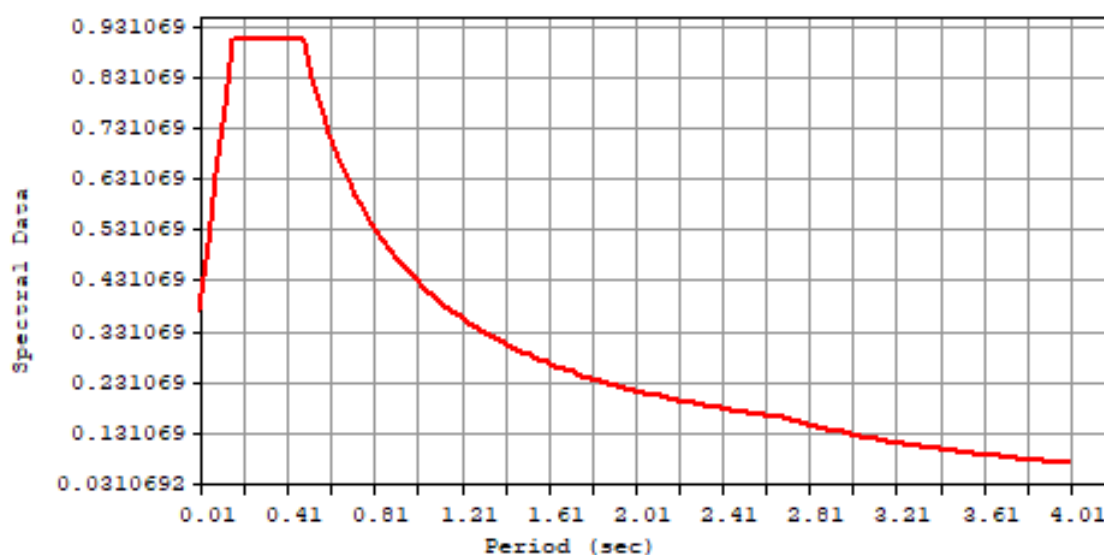


Figura 5-6: Spettro di progetto

5.1.6 MODELLO DI CALCOLO

5.1.6.1 GENERALITA'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

L'analisi è stata effettuata alla cabina prefabbricata denominata "fabbricato quadri", di maggiori dimensioni e perciò maggiormente significativa.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU e SLV).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati.

Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulla platea si è deciso di modellare, in via semplificata, l'edificio prefabbricato assegnando i pesi propri dell'edificio, il carico da neve, di vento e di sisma.

Si è quindi potuto individuare nei nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

5.1.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni alla base dell'edificio prefabbricato.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

=====			
=====			
NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
=====			
=====			

5 gLCB1 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(1.500)$
 $+ Vy+(0.900)$

6 gLCB2 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(1.500)$
 $+ Vy-(0.900)$

7 gLCB3 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(1.500)$
 $+ Vx+(0.900)$

8 gLCB4 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(1.500)$
 $+ Vx-(0.900)$

9 gLCB5 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(0.750)$
 $+ Vy+(1.500)$

10 gLCB6 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(0.750)$
 $+ Vy-(1.500)$

11 gLCB7 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(0.750)$
 $+ Vx-(1.500)$

12 gLCB8 SLU Active Add
 $PP_{auto}(1.300) + PP(1.300) + Neve < 1000(0.750)$
 $+ Vx+(1.500)$

17 gLCB9 SLU Active Add

	PPauto(1.300) +	PP(1.300) +	Vy+(1.500)
18	gLCB10 SLU Active	Add	
	PPauto(1.300) +	PP(1.300) +	Vy-(1.500)
19	gLCB11 SLU Active	Add	
	PPauto(1.300) +	PP(1.300) +	Vx+(1.500)
20	gLCB12 SLU Active	Add	
	PPauto(1.300) +	PP(1.300) +	Vx-(1.500)
45	gLCB13 SLU Active	Add	
	PPauto(1.300) +	PP(1.300) +	Neve<1000(0.750)
46	gLCB1 SLV Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(1.000)
+	sisx SLV(1.000) +	sisy SLV(0.300) +	sisy SLV(0.300)
47	gLCB2 SLV Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(0.300) +	sisy SLV(-0.300)
48	gLCB3 SLV Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(1.000)
+	sisx SLV(1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV(-0.300)
49	gLCB4 SLV Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV(0.300)
50	gLCB5 SLV Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(1.000)
+	sisy SLV(1.000) +	sisx SLV(0.300) +	sisx SLV(0.300)

51 gLCB6 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

52 gLCB7 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

53 gLCB8 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

54 gLCB9 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

55 gLCB10 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

56 gLCB11 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

57 gLCB12 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

58 gLCB13 SLV Active Add
 PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

59	gLCB14 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisy SLV(1.000)
+				sisy SLV(-1.000) +
				sisx SLV(0.300) +
				sisx SLV(0.300)

60	gLCB15 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisy SLV(1.000)
+				sisy SLV(1.000) +
				sisx SLV(-0.300) +
				sisx SLV(0.300)

61	gLCB16 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisy SLV(1.000)
+				sisy SLV(-1.000) +
				sisx SLV(-0.300) +
				sisx SLV(-0.300)

62	gLCB17 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisx SLV(-1.000)
+				sisx SLV(-1.000) +
				sisy SLV(-0.300) +
				sisy SLV(-0.300)

63	gLCB18 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisx SLV(-1.000)
+				sisx SLV(1.000) +
				sisy SLV(-0.300) +
				sisy SLV(0.300)

64	gLCB19 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisx SLV(-1.000)
+				sisx SLV(-1.000) +
				sisy SLV(0.300) +
				sisy SLV(0.300)

65	gLCB20 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisx SLV(-1.000)
+				sisx SLV(1.000) +
				sisy SLV(0.300) +
				sisy SLV(-0.300)

66	gLCB21 SLV	Active	Add	
				PPauto(1.000) +
				PP(1.000) +
				sisy SLV(-1.000)
+				sisy SLV(-1.000) +
				sisx SLV(-0.300) +
				sisx SLV(-0.300)

67	gLCB22 SLV	Active	Add	
----	------------	--------	-----	--

	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(-1.000)
+	sisy SLV(1.000) +	sisx SLV(-0.300) +	sisx SLV(0.300)

68	gLCB23 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(-1.000)
+	sisy SLV(-1.000) +	sisx SLV(0.300) +	sisx SLV(0.300)

69	gLCB24 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(-1.000)
+	sisy SLV(1.000) +	sisx SLV(0.300) +	sisx SLV(-0.300)

70	gLCB25 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(-1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV(0.300)

71	gLCB26 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(-1.000)
+	sisx SLV(1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV(-0.300)

72	gLCB27 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(-1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(0.300) +	sisy SLV(-0.300)

73	gLCB28 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisx SLV(-1.000)
+	sisx SLV(1.000) +	sisy SLV(0.300) +	sisy SLV(0.300)

74	gLCB29 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(-1.000)
+	sisy SLV(-1.000) +	sisx SLV(-0.300) +	sisx SLV(0.300)

75	gLCB30 SLV	Active	Add
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	sisy SLV(-1.000)

+ sisv SLV(1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

76 gLCB31 SLV Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisv SLV(-1.000)
 + sisv SLV(-1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

77 gLCB32 SLV Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + sisv SLV(-1.000)
 + sisv SLV(1.000) + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

178 gLCB1 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(1.000)
 + Vy+(0.600)

179 gLCB2 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(1.000)
 + Vy-(0.600)

180 gLCB3 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(1.000)
 + Vx+(0.600)

181 gLCB4 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(1.000)
 + Vx-(0.600)

182 gLCB5 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(0.500)
 + Vy+(1.000)

183 gLCB6 SLE RARA Active Add

PPauto(1.000) + PP(1.000) + Neve<1000(0.500)
 + Vy-(1.000)

184	gLCB7 SLE RARA Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	Neve<1000(0.500)
+	Vx+(1.000)		

185	gLCB8 SLE RARA Active	Add	
	PPauto(1.000) +	PP(1.000) +	Neve<1000(0.500)
+	Vx-(1.000)		

5.1.7 VERIFICHE DELLA PLATEA

Nel seguito viene riportata la verifica della platea relativa al prefabbricato quadri, intendendo l'altra fondazione ("fabbricato misure") verificata nel medesimo modo.

5.1.7.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico (*).

Si riportano di seguito gli involuppi dei momenti SLU e SLV in direzione x e y, top e bottom.

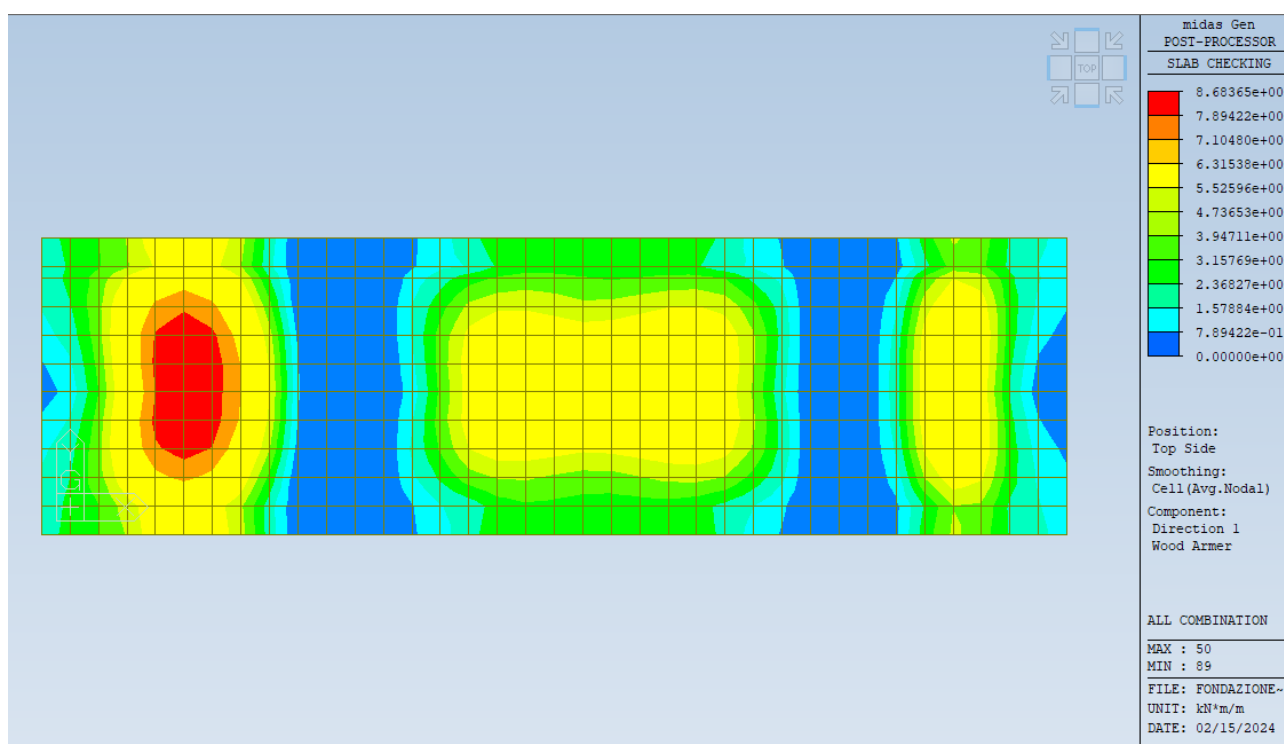


Figura 5-7: Top direzione x

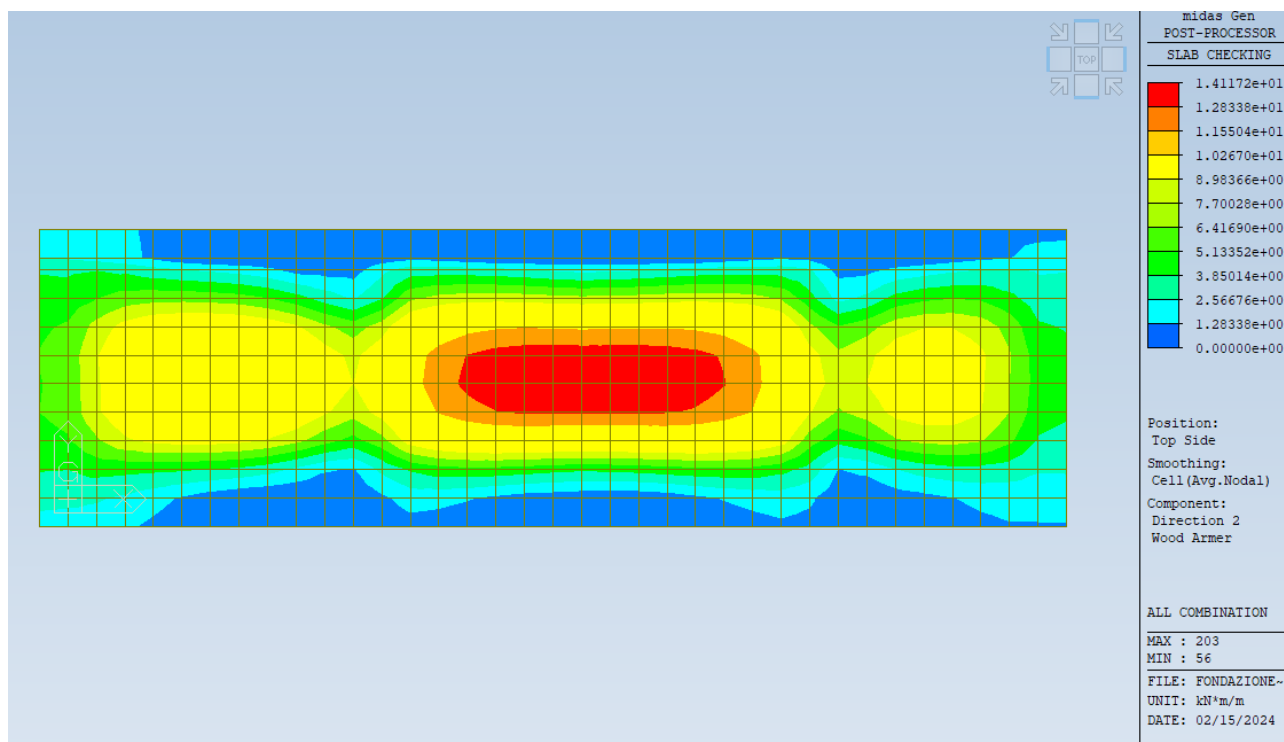


Figura 5-8: Top direzione y

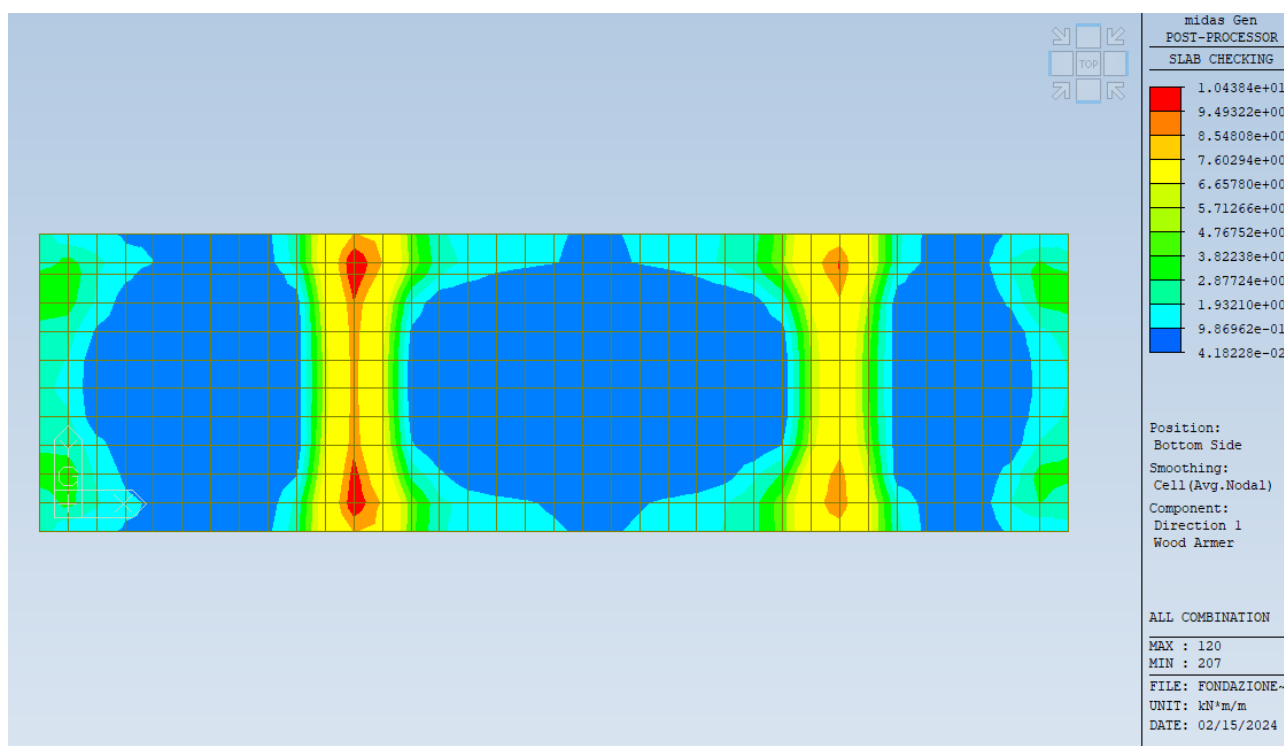


Figura 5-9: Bottom direzione x

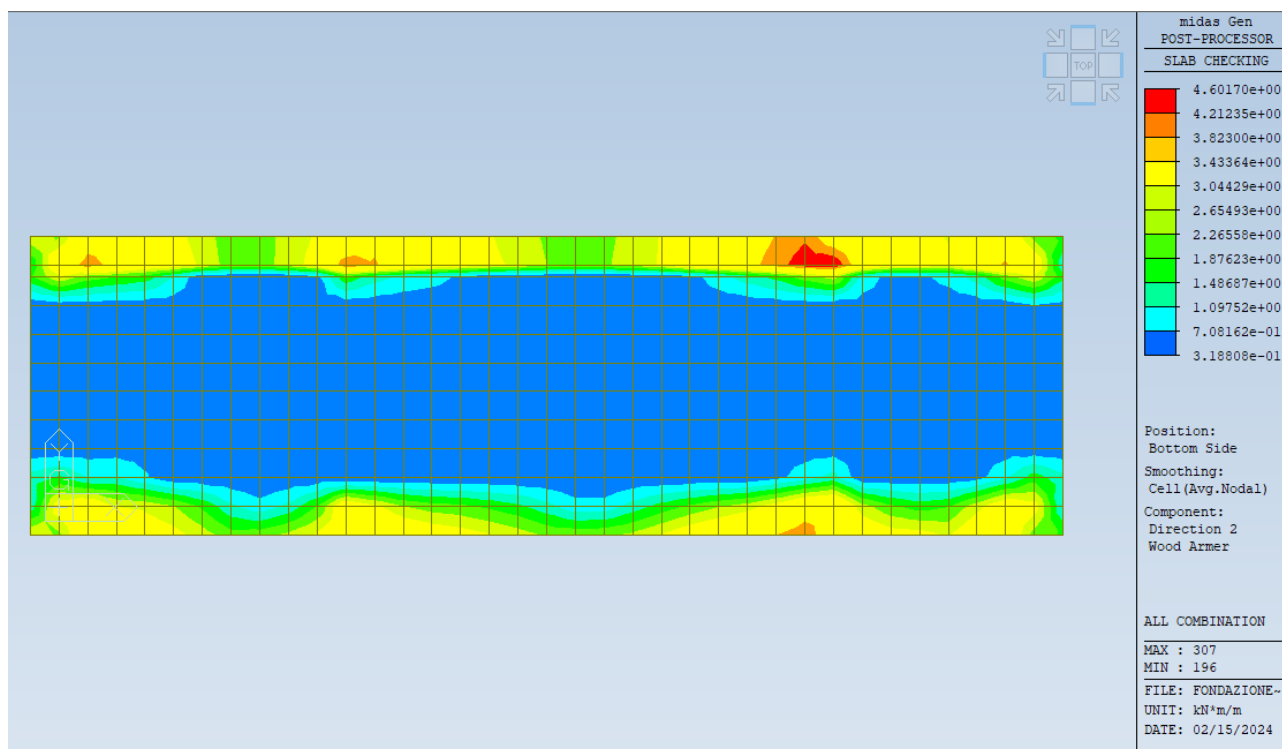


Figura 5-10: Bottom direzione y

(*): le fondazioni vengono verificate in campo elastico o sostanzialmente elastico sia agli SLU che agli SLV. Tale scelta è motivata dal fatto che la verifica in campo elastico è peggiorativa rispetto alla verifica in condizioni elasto-plastiche.

La platea è armata da 1Ø12/200 in entrambe le direzioni e sia inferiormente che superiormente.

Il valore del momento resistente è il seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5,3
2	5,65	24,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1,863 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2

E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 49,98 kN m

σ_c -6,981 N/mm²

σ_s 391,2 N/mm²

ϵ_c 0,5754 ‰

ϵ_s 1,863 ‰

d 24,7 cm

x 5,829 x/d 0,236

δ 0,735

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 5-11: Calcolo Momento Resistente

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

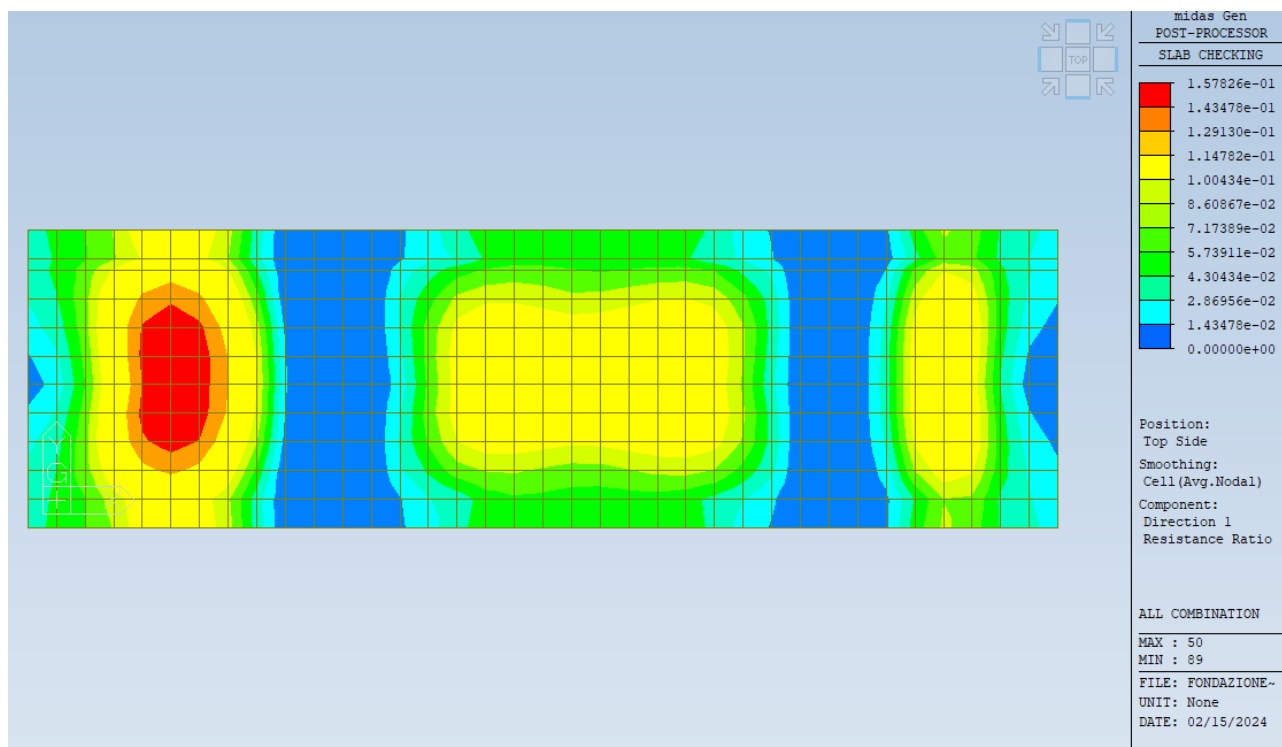


Figura 5-12: Coefficiente di sfruttamento top direzione x

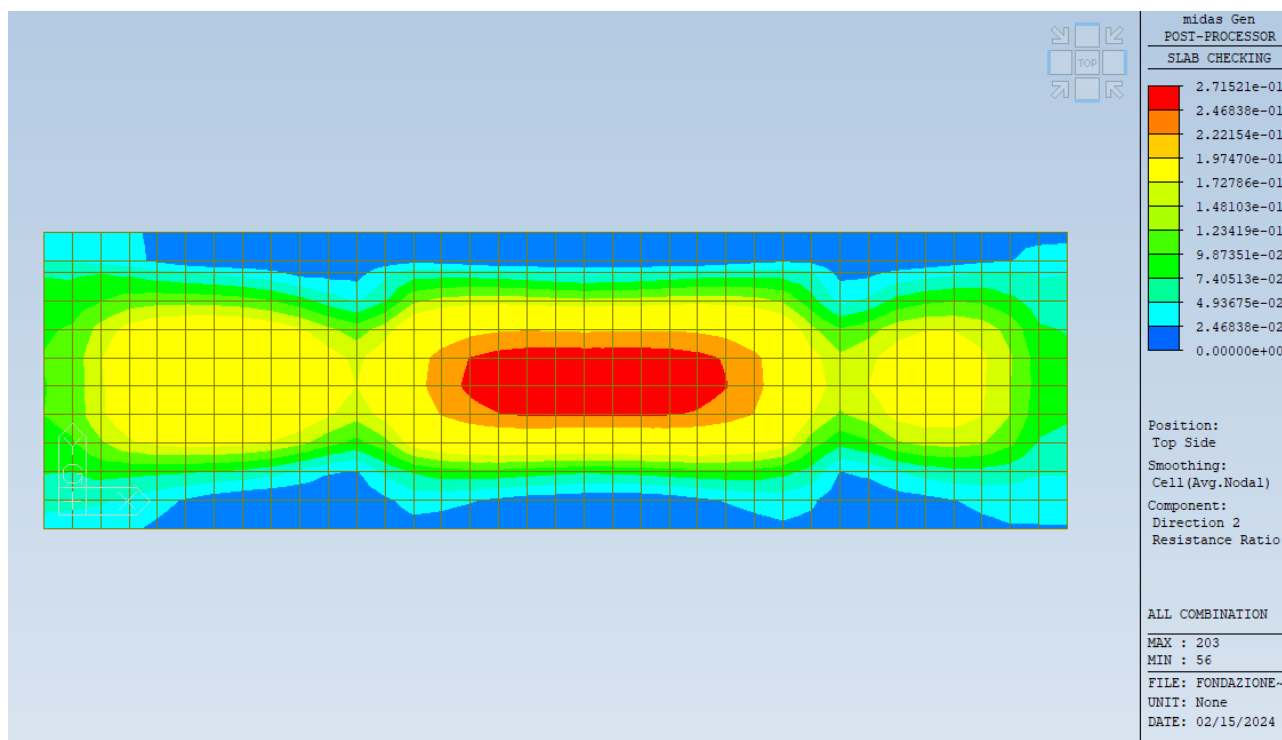


Figura 5-13: Coefficiente di sfruttamento top direzione y

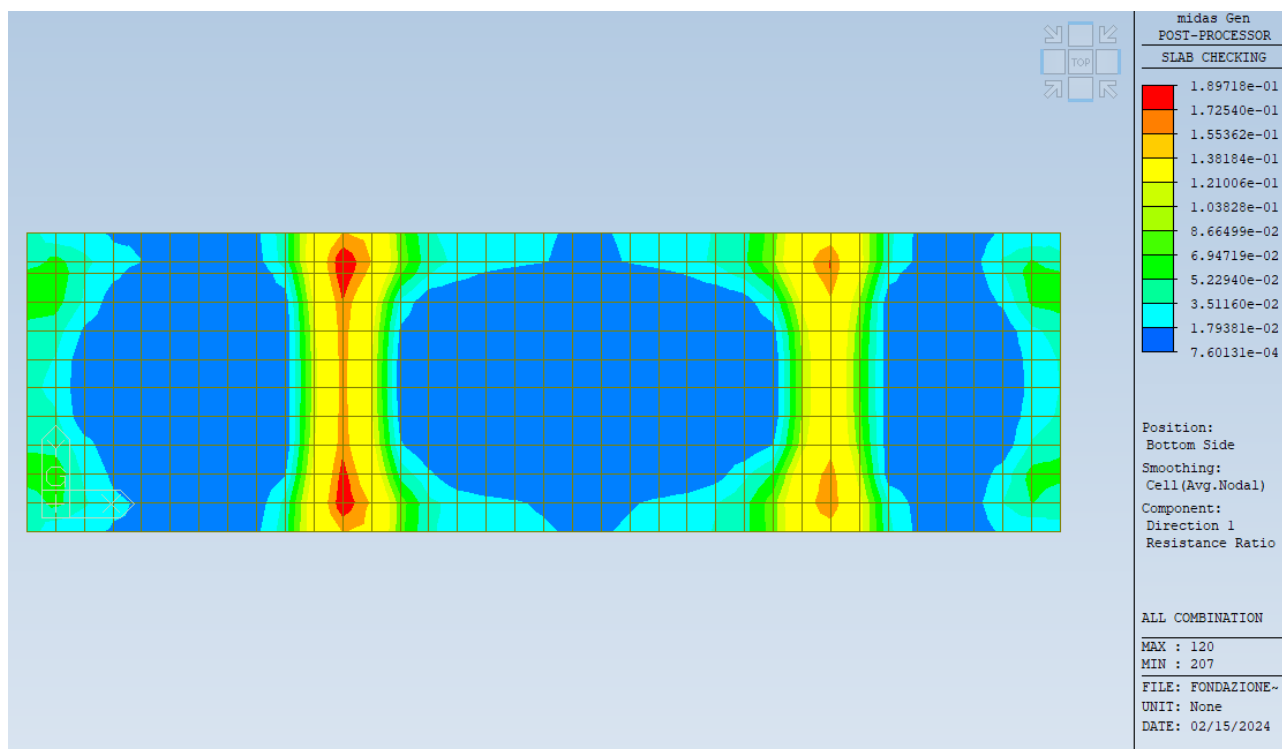


Figura 5-14: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

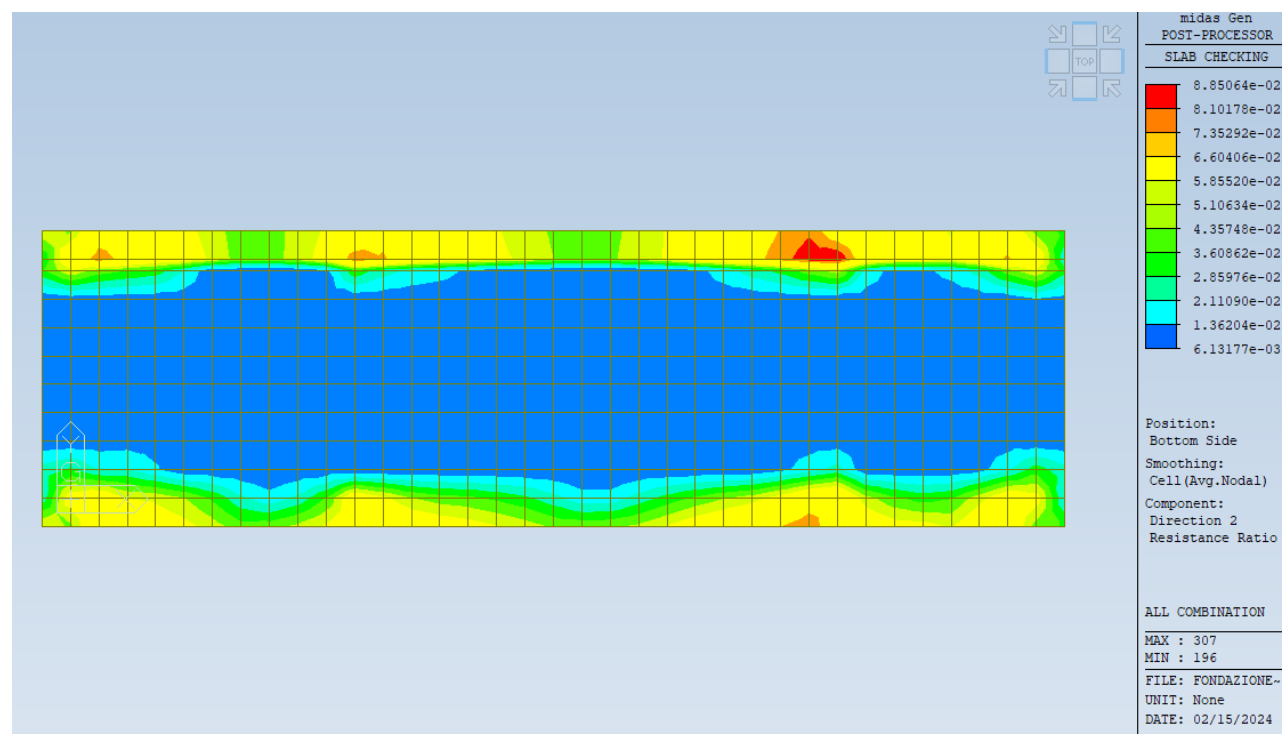


Figura 5-15: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

5.1.7.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e SLV.

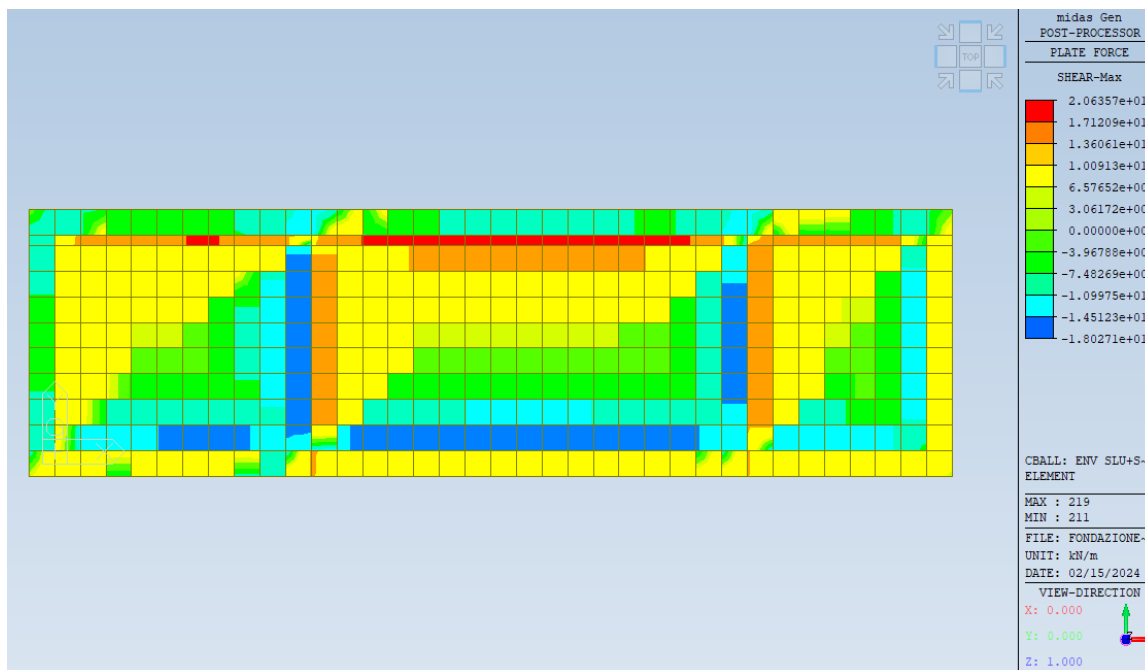


Figura 5-16: Taglio sollecitante

Il taglio resistente della platea senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa B450C Tensione di snervamento
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa resistenza di calcolo
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio		
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	2.69 MPa resistenza aderenza acciaio-clc
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice		
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	0.3	m			
B=	1	m	$\alpha_c=$	1	3.5275 7.055
d=	0.27	m	k=	1.860663	
Asw=	5.6	cm ² [Area staffe]	$v_{min}=$	0.443271	Mpa
s=	0.4	m [passo staffe]	$\sigma_{sp}=$	0.000	Mpa
Asl=	5.65	cm ²	pl	0.002093	
$\alpha=$	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta=$	22	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave	$\theta=$	16.18	
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
$V_{Rd}=$	120	kN			

Figura 5-17: Calcolo taglio resistente

Come è possibile notare il massimo taglio sollecitante è pari a 21 kN/m, il taglio resistente è pari a 120 kN/m. La verifica pertanto è soddisfatta e non sono necessarie armature a taglio nella platea.

5.1.7.3 VERIFICA DELLE PRESSIONI

La verifica delle pressioni è stata effettuata secondo le combinazioni SLU e SLV.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

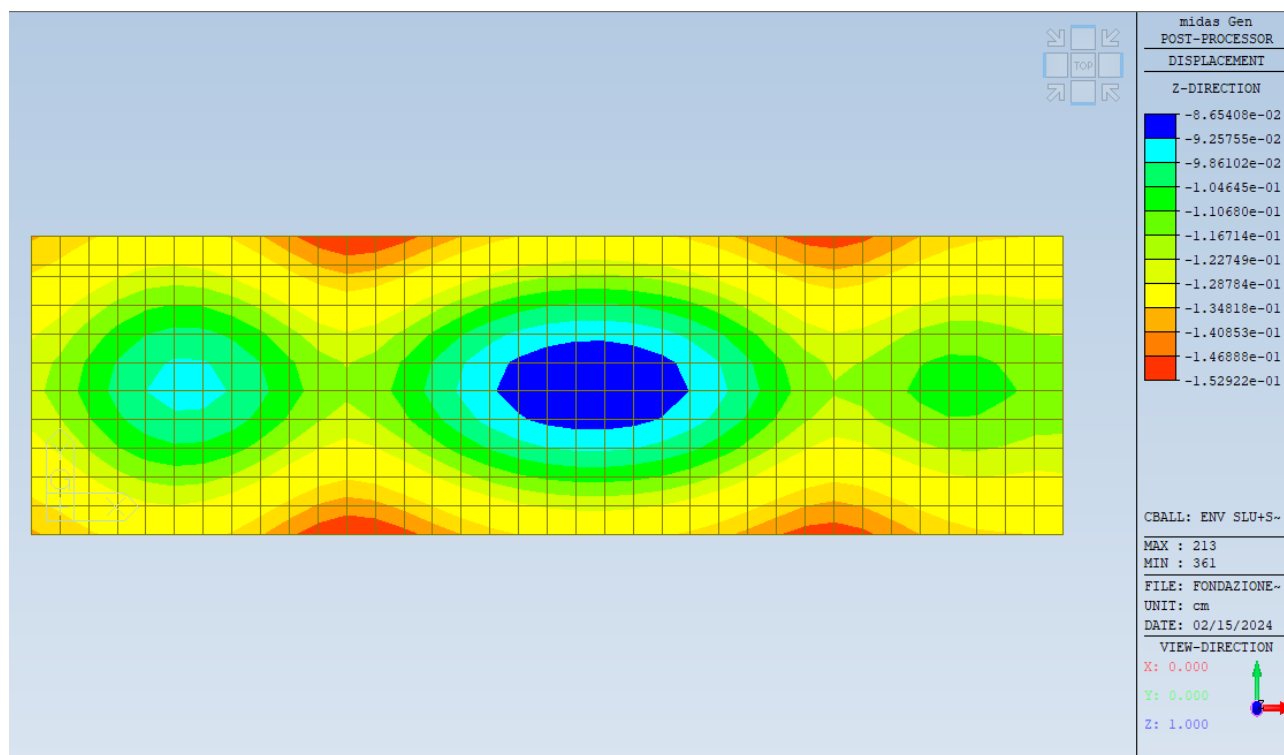


Figura 5-18: Pressione agente sulla fondazione

La pressione massima è pari a 0.15kg/cm², compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

5.1.7.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

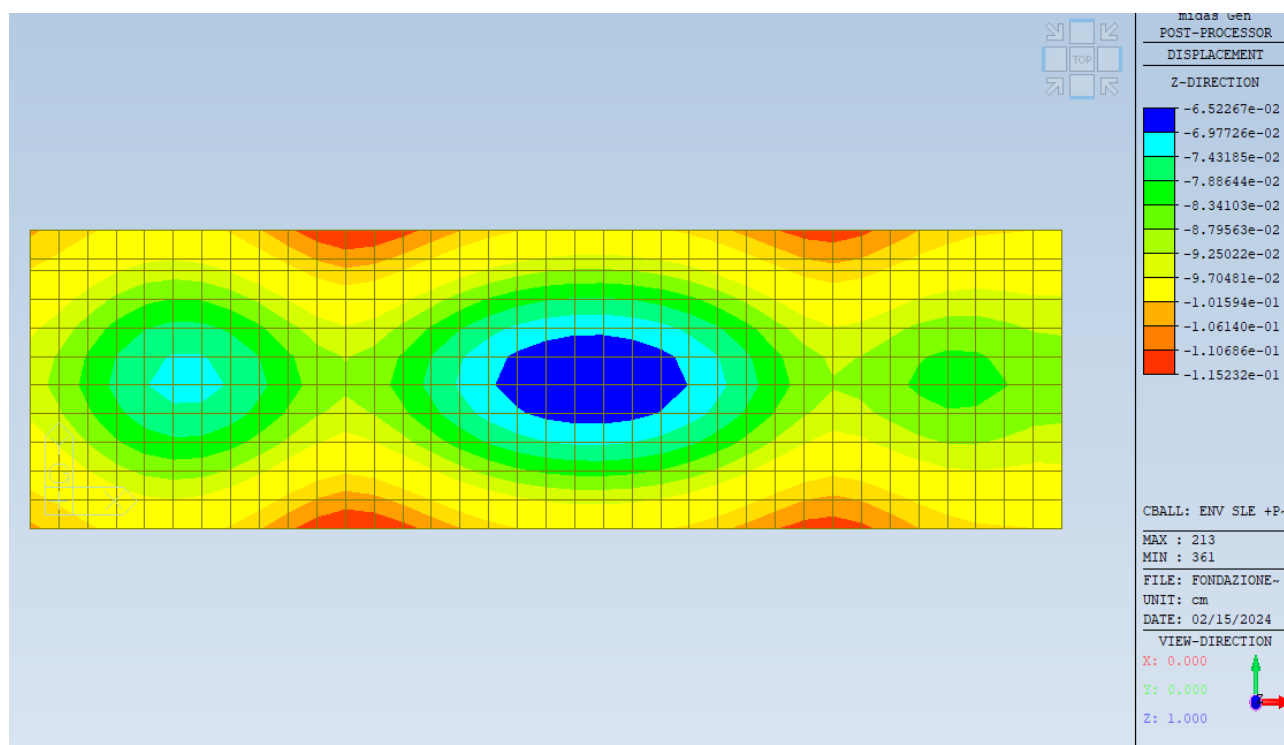


Figura 5-19: Cedimenti

Il cedimento massimo è pari a 0.11 cm, compatibile con le condizioni di esercizio della struttura.

5.2 FONDAZIONE PER INVERTER E BATTERIE

5.2.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Ciascun inverter è posizionato su una platea di dimensioni pari a 14x3.5x0.3m. In totale sono presenti 4 inverter. Ciascuna batteria è posizionata su una platea di dimensioni pari a 7x3.5x0.3m. In totale sono presenti 16 batterie. E' presente anche un modulo ausiliare poggiante su una platea di dimensioni 14x3.5x0.3m.

Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

Di seguito pianta e sezione delle fondazioni.

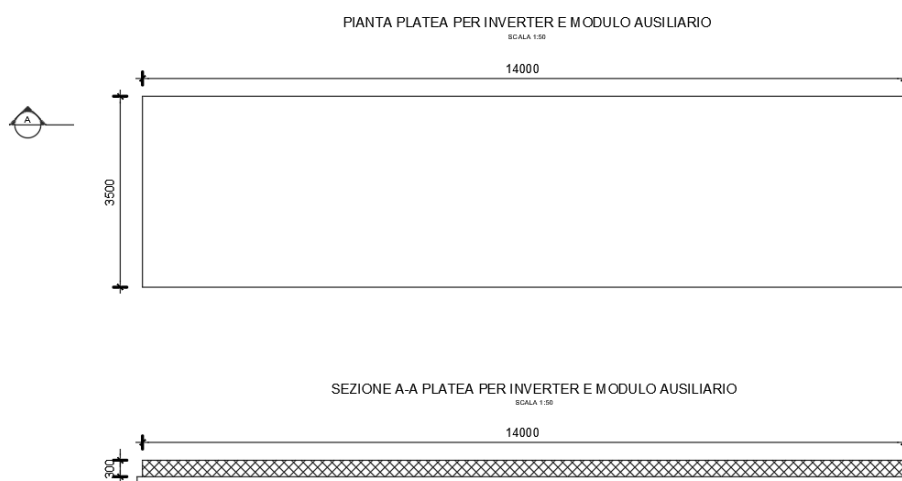


Figura 5-20: Platea Inverter e modulo ausiliario

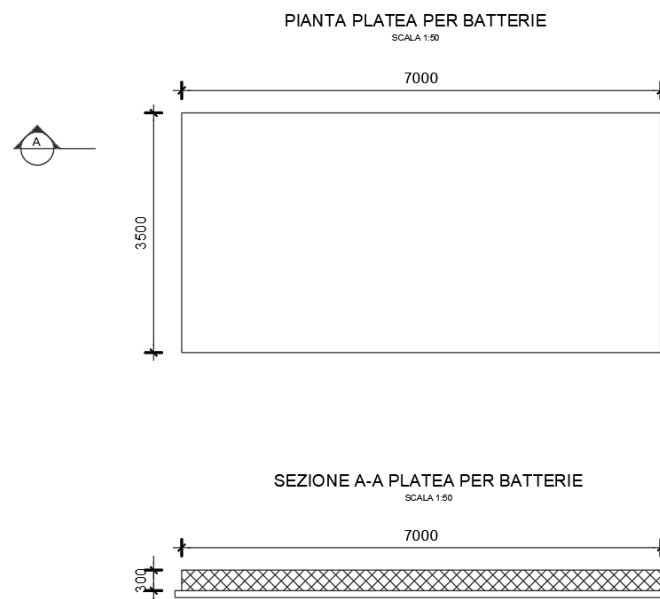


Figura 5-21: Platea batterie

5.2.2 CARICHI PERMANENTI

I pesi dei vari elementi sono i seguenti:

- Inverter: 15.000 kg
- Batteria: 35.000 kg
- Modulo ausiliario: 15000 kg

L'inverter e il modulo ausiliario ha dimensioni 12.192x2.43x2.896m che coincide ad un carico uniformemente distribuito sulla platea pari a 310 kg/m².

La batteria ha dimensioni pari a 6.058x2.462x2.896m che coincide ad un carico uniformemente distribuito sulla platea pari a 1430 kg/m².

5.2.3 VERIFICHE DELLA PLATEA

Data la natura di questi elementi si procede nel seguente modo:

- Si ipotizza che gli elementi siano appoggiati in continuità sulla platea
- Si applica il carico uniformemente distribuito calcolato precedentemente in un modello di calcolo (si considera una k di Winkler pari a 30000 kN/m³) sull'effettiva area del oggetto
- Si arma la platea a flessione sulla base delle sollecitazioni di calcolo derivate dall'analisi
- Viene calcolata la pressione e si verifica che quest'ultima rientri nel range del progetto.

Di seguito si riporta il diagramma delle azioni interne nella platea per la fondazione relativa alla batteria. La fondazione dell'inverter e del modulo ausiliario è stata verificata nel medesimo modo.

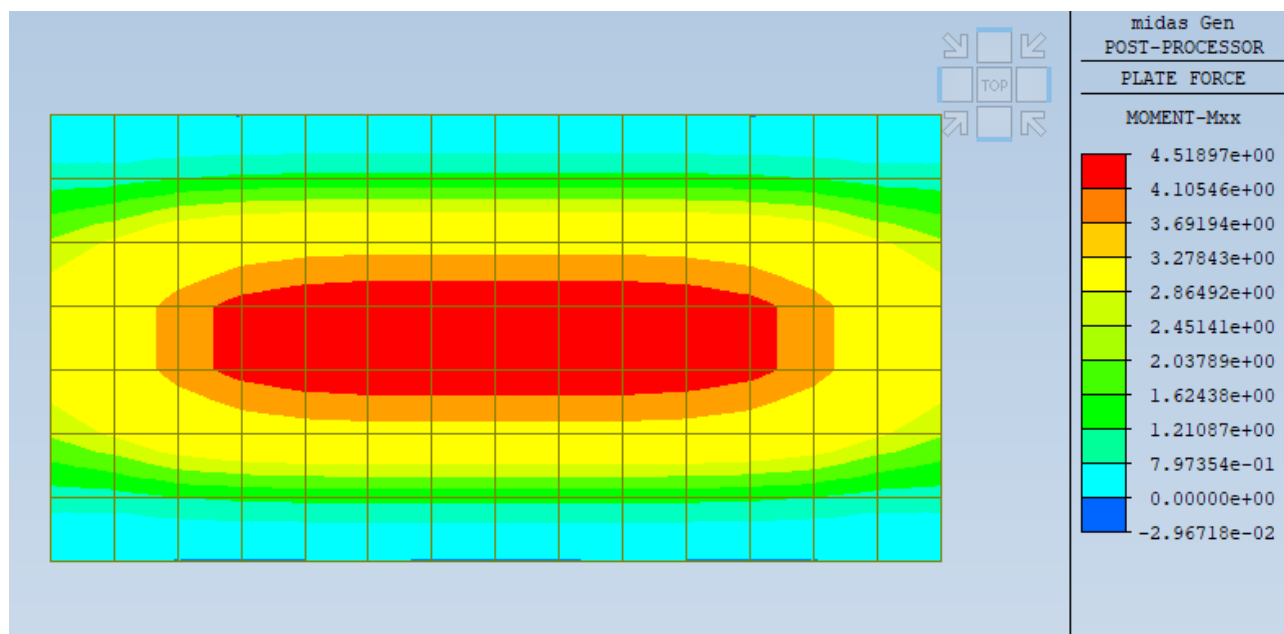


Figura 5-22: Diagramma momento flettente in direzione X

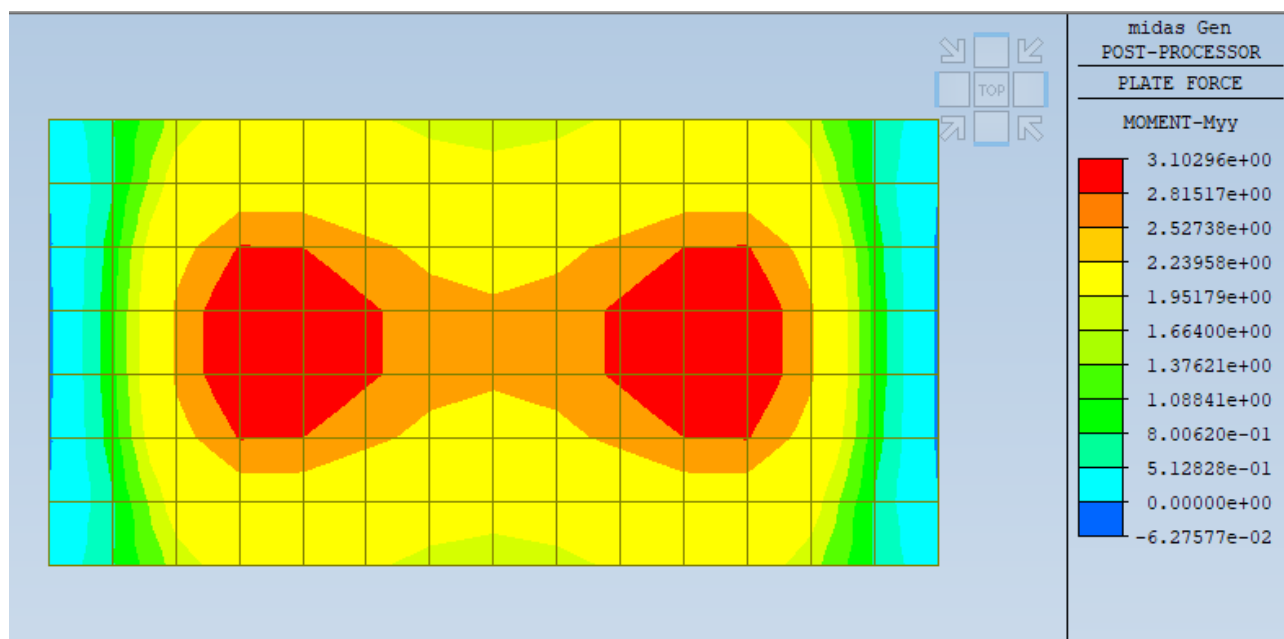


Figura 5-23: Diagramma momento flettente in direzione Y

Per l'armatura si prevede 1Ø12/200 superiore e inferiore in entrambe le direzioni. Il momento resistente della sezione armata nel seguente modo è pari a 49kNm/m (per il calcolo del seguente momento vedi Figura 5-11). Il momento sollecitante massimo è pari a 5 kNm/m. Si ritiene pertanto soddisfatta la verifica.

La pressione agente sulla fondazione della batteria è pari a 0.25 kg/cm². Il valore è compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

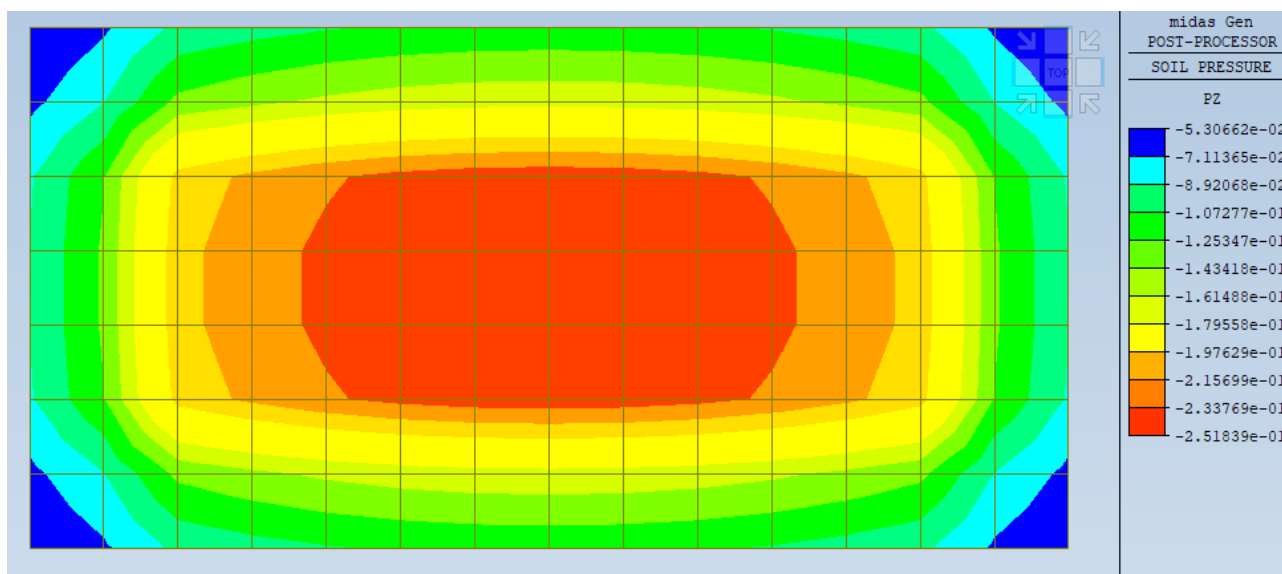


Figura 5-24: Pressione

5.3 FONDAZIONE PER TRASFORMATORE

5.3.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La fondazione del trasformatore ad olio è costituita da una platea di fondazione in calcestruzzo armato gettata in opera di dimensioni in pianta 8.5 x 8 m ed altezza 0.60 m. A distanza di 2.65 m dall'estremità della platea si predispongono due travi di base 0.60 m ed altezza 1.65 m sulle quali verranno installati i binari su cui poggierà il trasformatore. Si delimitano in questo modo tre vasche per la raccolta dell'olio che potrebbe fuoriuscire dal trasformatore. A chiusura delle vasche verrà posato un grigliato elettrosaldato ricoperto da ciottoli.

Il piano di imposta della fondazione è a quota -1.90 m dal piano campagna. La fondazione verrà realizzata in modo tale da emergere di soli 0.10 m al di fuori del piano di calpestio. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

Di seguito si riporta una pianta e una sezione della fondazione.

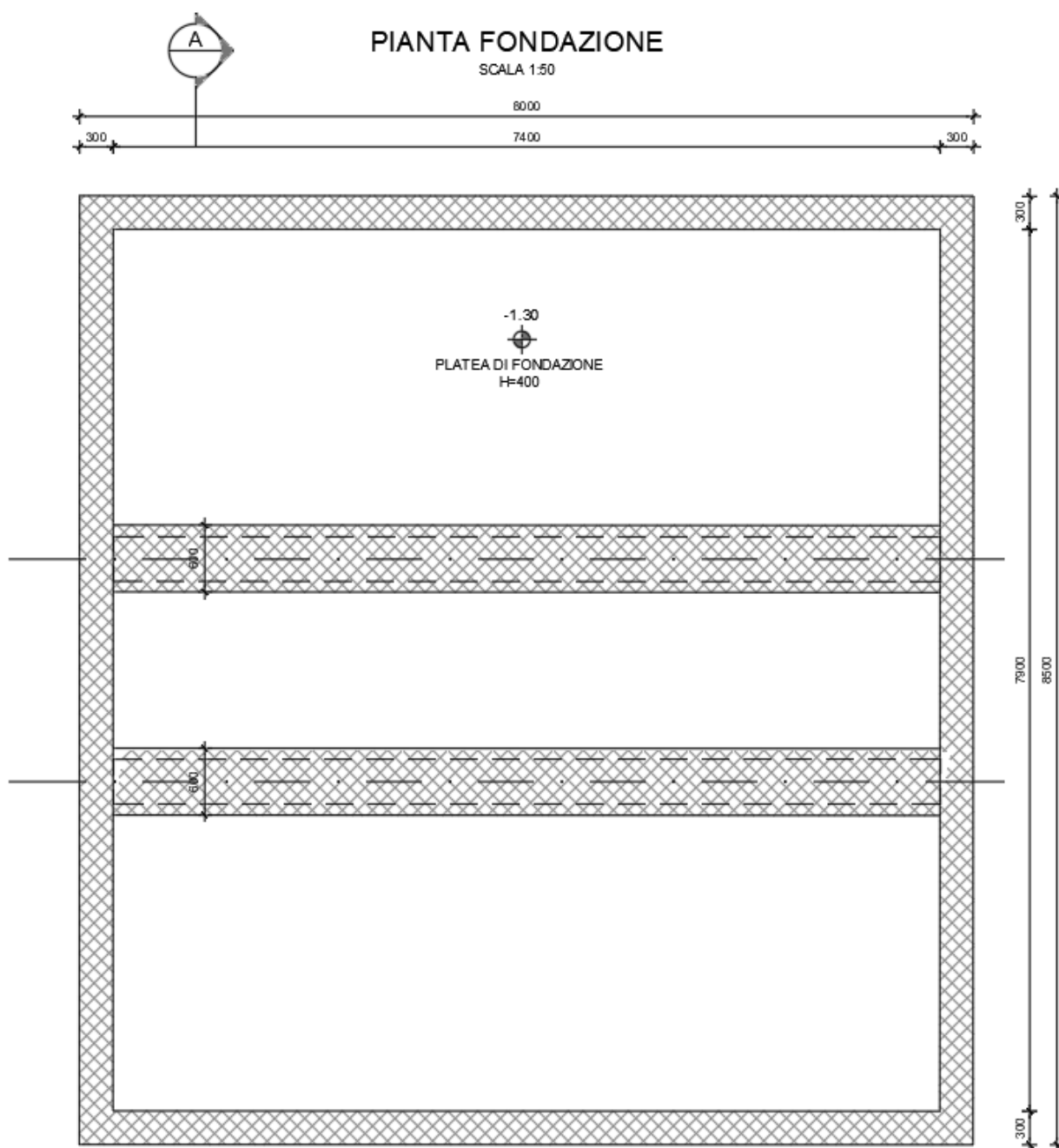


Figura 5-25: Pianta fondazione trasformatore

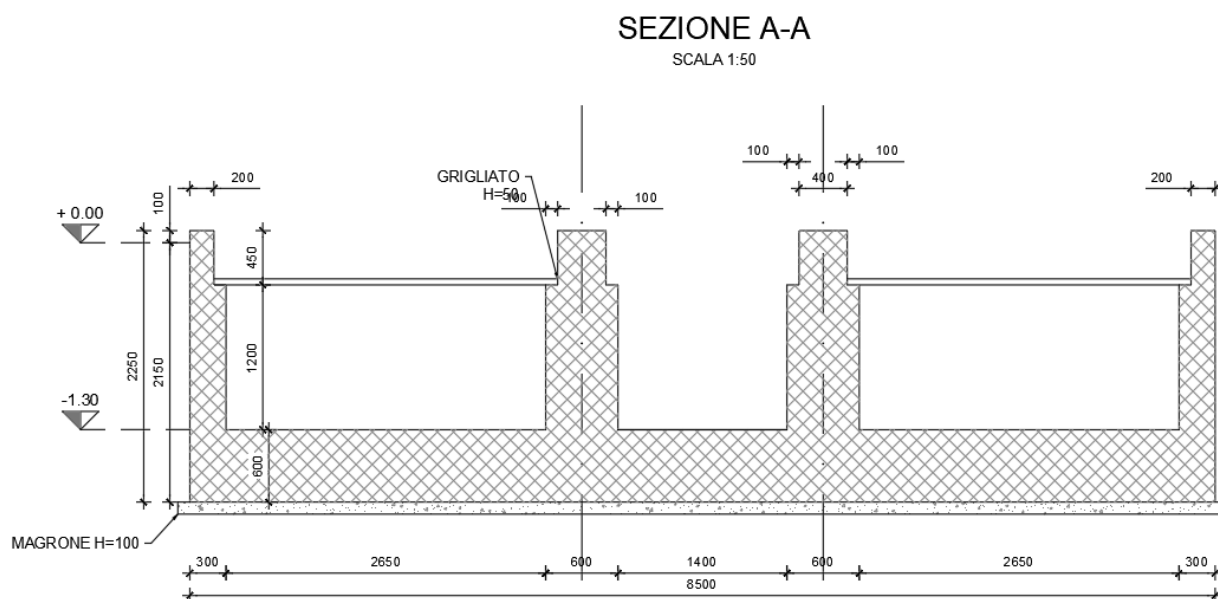


Figura 5-26: Sezione fondazione trasformatore

5.3.2 CARICHI PERMANENTI

Per il dimensionamento preliminare della fondazione si assume che il trasformatore abbia un peso, stimato in via cautelativa, su indicazione di fornitori, pari a 200.000 kg a cui si aggiunge un peso di 50.000 kg di olio.

Si considerano inoltre i pesi dei ciottoli (20 kN/m²) e del grigliato di copertura vasche (0.6 kN/m²).

Le modalità di applicazione dei carichi sono le seguenti:

- Peso proprio del trasformatore: concentrato sui punti di fissaggio delle ruote ai binari;
- Peso dell'olio, ciottoli e grigliato: uniformemente distribuito come pressione sul fondo delle vasche (ciottoli e grigliato mediante i muri perimetrali e travi centrali).

5.3.3 AZIONE DELLA NEVE

Il calcolo della neve viene condotto secondo la seguente formula delle NTC2018

$$Q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo. Nel caso in esame Bonefro (a 670 m slm), in Molise, si trova nella fascia II. Quindi q_{sk} è pari a 2.5 kN/m²

- C_e è posto pari a 1
- C_t è posto pari a 1
- μ_i è posto pari a 0.8 in quanto si considera la copertura del trasformatore come se fosse piana.

Si ottiene $q_s=2 \text{ kN/m}^2$.

Ogni punto di appoggio, considerando il trasformatore di dimensioni $6 \times 3.8 \times 3 \text{ m}$, ha un carico da neve pari a 11.4 kN .

5.3.4 AZIONE DEL VENTO

Si riporta di seguito i parametri per il calcolo dell'azione del vento per il sito in esame.

	Zona	3	
	Altitudine s.l.m. a_s	670	m
Velocità di riferimento del vento	$V_{ref}=$	32.1	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref}=$	644.01	N/m ²
Altezza della costruzione	$Z=$	3	m
	Categoria di rugosità del sito	D	
	Categoria di esposizione del sito	II	
Coef. di topografia	$C_t=$ 1	Ct=1	
	Inclinazione della collina o del dislivello	0.00	°
	Altezza della collina o del dislivello $H=$	0	m
	Nei casi b o c inserisci x o h	0	m
Coef. di esposizione	$C_e=$ 1.80	Coef. di forma	

Figura 5-27: Calcolo azione del vento

Si ottiene $p=1.15 \text{ kN/m}^2$. Considerando un c_p pari a 1.3 si ottiene un carico da vento, da applicare sulla faccia di maggiore lunghezza, pari a 1.5 kN/m^2 .

5.3.5 AZIONE SISMICA

Si definisce una vita nominale per la struttura $VN = 50$ anni e una classe d'uso IV.

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica dell'area in analisi:

Stato Limite	TR [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
SLO	60	0,084	2,474	0,304
SLD	101	0,108	2,487	0,317
SLV	949	0,273	2,447	0,352
SLC	1950	0,352	2,439	0,363

Figura 5-28: Parametri sismici per il luogo di interesse

Dalle relazioni geologica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la B mentre la Categoria Topografica è T2.

Di seguito si riporta lo spettro considerato per l'SLV.

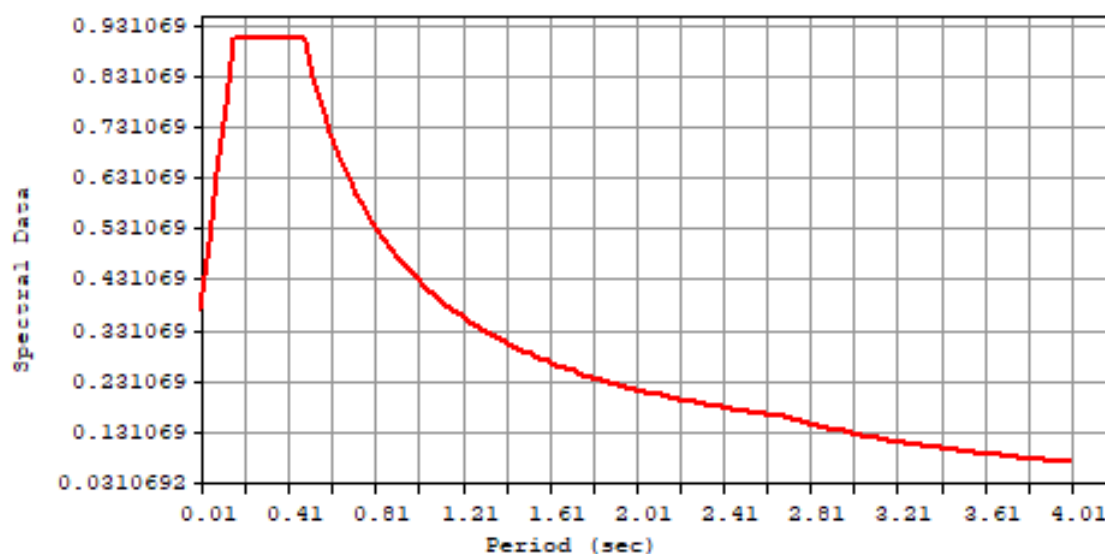


Figura 5-29: Spettro di progetto

5.3.6 MODELLO DI CALCOLO

5.3.6.1 GENERALITA'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU e SLV).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate". Le due travi sono invece discretizzate come elementi "beam".

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati. Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura. La platea ha dimensione 8x8.5 m e altezza 0.6m. Sulla base della stessa è applicato il carico uniformemente distribuito dato dal grigliato, olio e ciottoli. Le due travi correnti hanno dimensione 0.6x1.65m. Su di esse sono applicati, in 4 punti i carichi verticali dovuti dal peso del trasformatore, dalla neve, dal vento e dal sisma derivanti dal trasformatore superiore.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulle travi di fondazione si è deciso di modellare, in via semplificata, il trasformatore tramite 4 aste verticali infinitamente rigide incernierate alla base e collegate nelle due direzioni da altrettante aste orizzontali infinitamente rigide. L'altezza di tale struttura fittizia è stata imposta pari a quella del trasformatore. A tali elementi è stata assegnata la massa del trasformatore (ad ogni nodo è stata applicata una massa pari a 625 kN) e nel modello sono state inoltre inserite la neve, il vento e le combinazioni sismiche (in numero pari a 32). Si è quindi potuto individuare nei 4 nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

Di seguito si riporta un'immagine del modello MIDAS.

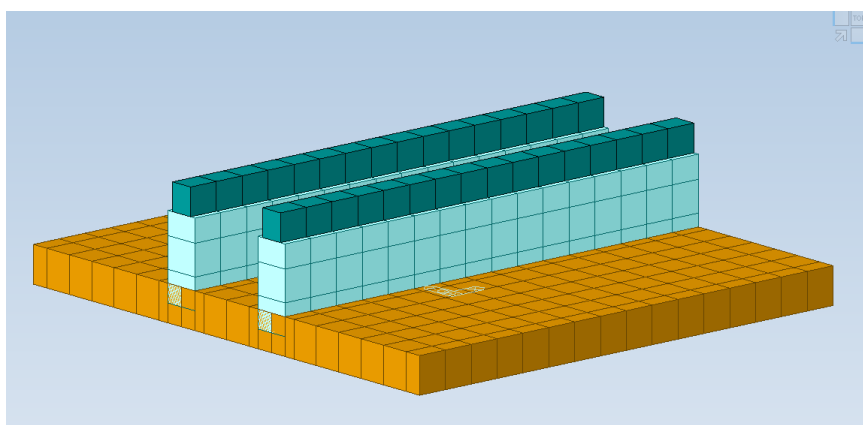


Figura 5-30: Modello fondazione

Si riporta di seguito delle immagini con i carichi elementari verticali inseriti nel modello della sovrastruttura.

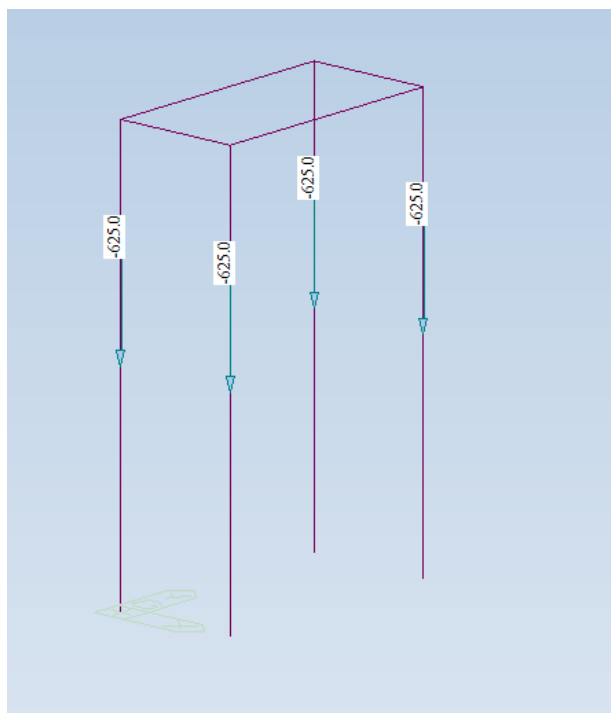


Figura 5-31: Peso trasformatore applicato

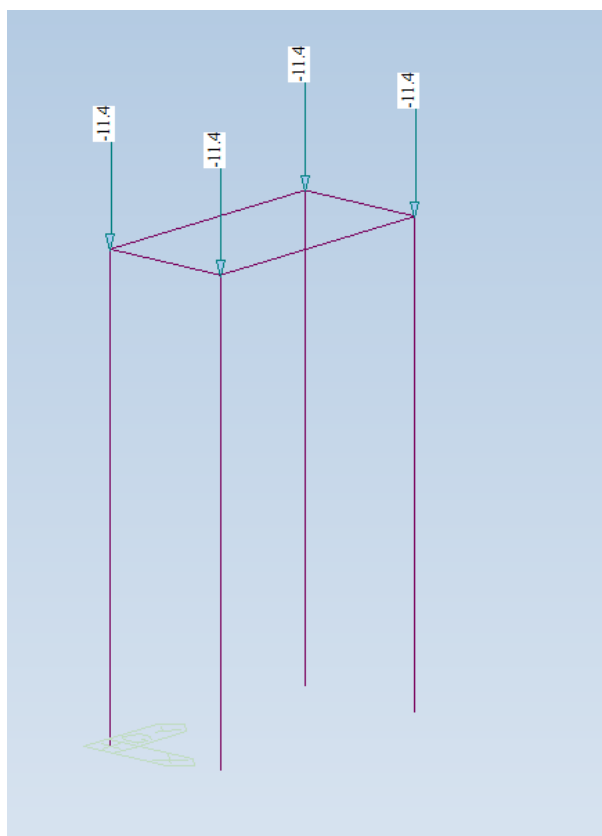


Figura 5-32: Neve

5.3.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni alla base del trasformatore.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

=====			
=====			
NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
	LOADCASE(FACTOR) +		LOADCASE(FACTOR) +
	LOADCASE(FACTOR)		
=====			
=====			
1	gLCB1 SLU	Active	Add
	PP(1.300)		

2	GlcB2 SLU	Active	Add
	PP(1.300) +		Neve<1000(1.500)

3	gLCB3 SLU	Active	Add
	PP(1.300) +		Neve<1000(1.500) +
			Vx+(0.900)

4	gLCB4 SLU	Active	Add
	PP(1.300) +		Neve<1000(0.750) +
			Vx+(1.500)

5	gLCB5 SLU	Active	Add
	PP(1.300) +		Vx+(1.500)

6	gLCB1 SLV	Active	Add
	PP(1.000) +		sisx SLV(1.000) +
			sisx SLV(1.000)

+ sisv SLV(0.300) + sisv SLV(0.300)

7 gLCB2 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisv SLV(0.300) + sisv SLV(-0.300)

8 gLCB3 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisv SLV(-0.300) + sisv SLV(-0.300)

9 gLCB4 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisv SLV(-0.300) + sisv SLV(0.300)

10 gLCB5 SLV Active Add

PP(1.000) + sisv SLV(1.000) + sisv SLV(1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

11 gLCB6 SLV Active Add

PP(1.000) + sisv SLV(1.000) + sisv SLV(-1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

12 gLCB7 SLV Active Add

PP(1.000) + sisv SLV(1.000) + sisv SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

13 gLCB8 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

14 gLCB9 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

15 gLCB10 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

16 gLCB11 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

17 gLCB12 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

18 gLCB13 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

19 gLCB14 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

20 gLCB15 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

21 gLCB16 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

22 gLCB17 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

23 gLCB18 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

24 gLCB19 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

25 gLCB20 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

26 gLCB21 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

27 gLCB22 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

28 gLCB23 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

29 gLCB24 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

30 gLCB25 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

31 gLCB26 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)

+ sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

32 gLCB27 SLV Active Add

PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisv SLV(0.300) + sisv SLV(-0.300)

33 gLCB28 SLV Active Add
 PP(1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(1.000)
 + sisv SLV(0.300) + sisv SLV(0.300)

34 gLCB29 SLV Active Add
 PP(1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(-1.000)
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(0.300)

35 gLCB30 SLV Active Add
 PP(1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(1.000)
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

36 gLCB31 SLV Active Add
 PP(1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(-1.000)
 + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(-0.300)

37 gLCB32 SLV Active Add
 PP(1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(1.000)
 + sisx SLV(0.300) + sisx SLV(0.300)

38 gLCB1 SLE RARA Active Add
 PP(1.000) + Neve<1000(1.000)

39 gLCB2 SLE RARA Active Add

$$PP(1.000) + \quad Neve < 1000(1.000) + \quad Vx+(0.600)$$

40 gLCB3 SLE RARA Active Add

$$PP(1.000) + \quad Neve < 1000(0.500) + \quad Vx+(1.000)$$

41 gLCB4 SLE RARA Active Add

$$PP(1.000)$$

42 gLCB5 SLE RARA Active Add

$$PP(1.000) + \quad Vx+(1.000)$$

Di seguito si riportano alcune immagini delle azioni sollecitanti inserite nel modello di calcolo della fondazione e provenienti dal modello della sovrastruttura.

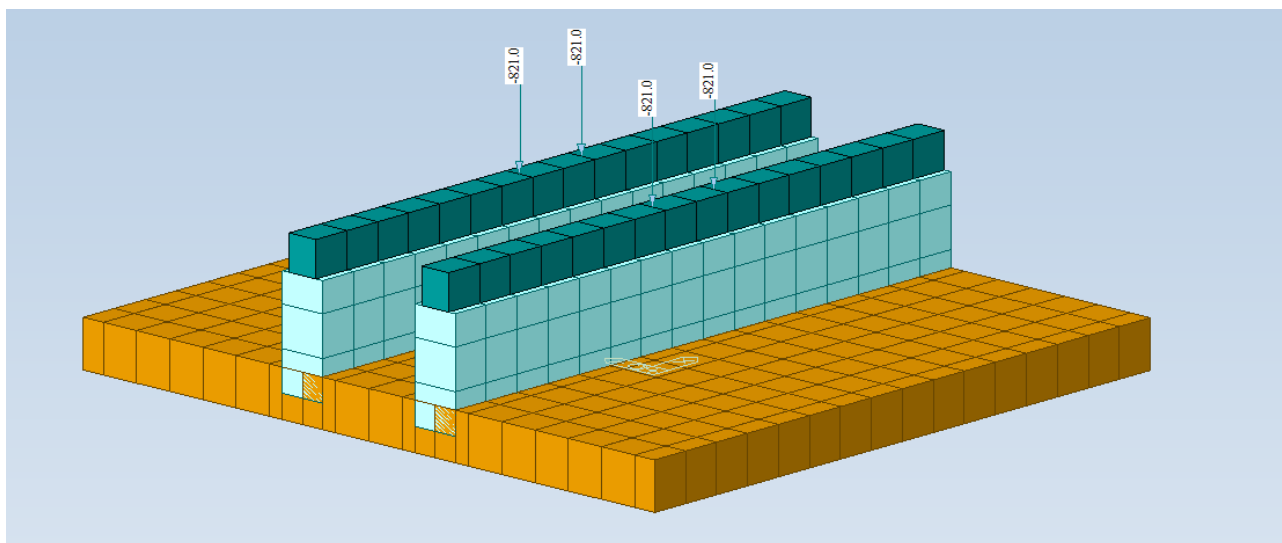


Figura 5-33: SLU 1

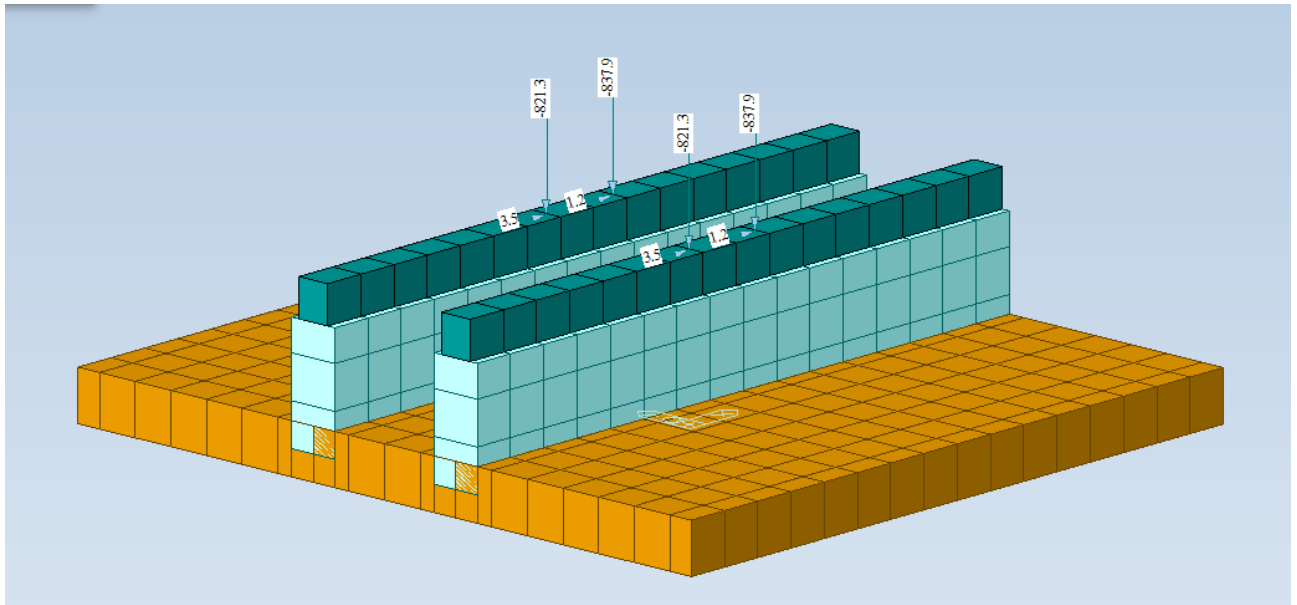


Figura 5-34: SLU 3

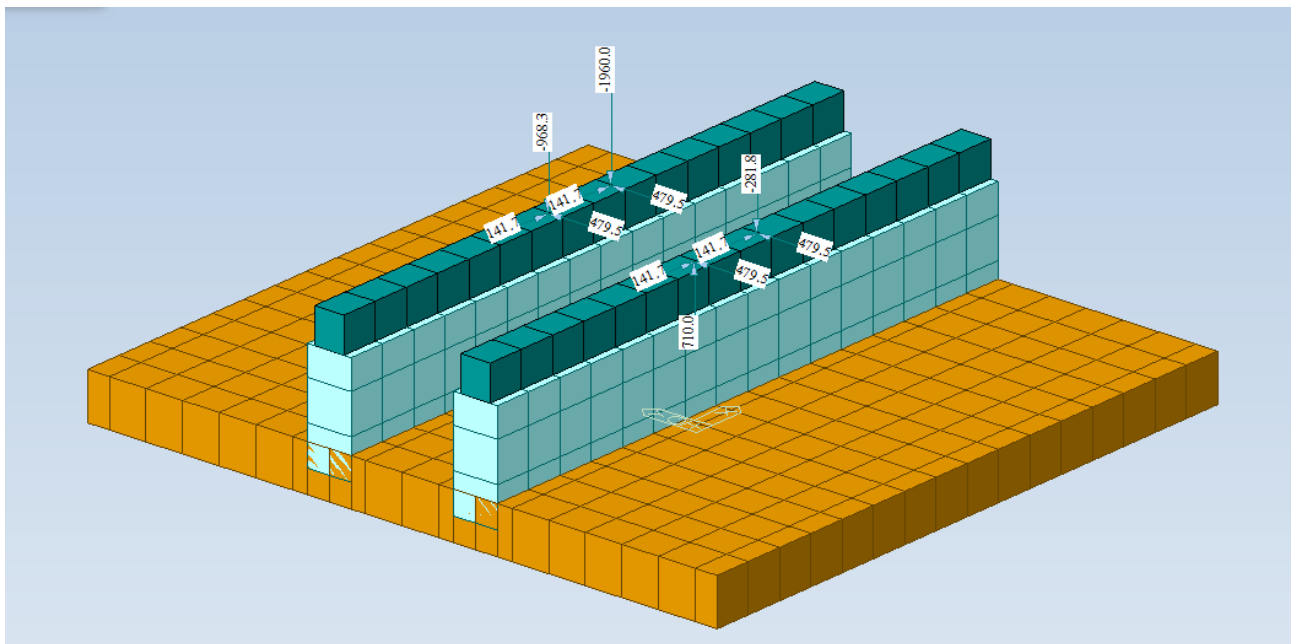


Figura 5-35: SLV 5

5.3.7 VERIFICHE DELLA PLATEA

5.3.7.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico (*).

Si riportano di seguito gli involuipi dei momenti SLU e SLV in direzione x e y, top e bottom.

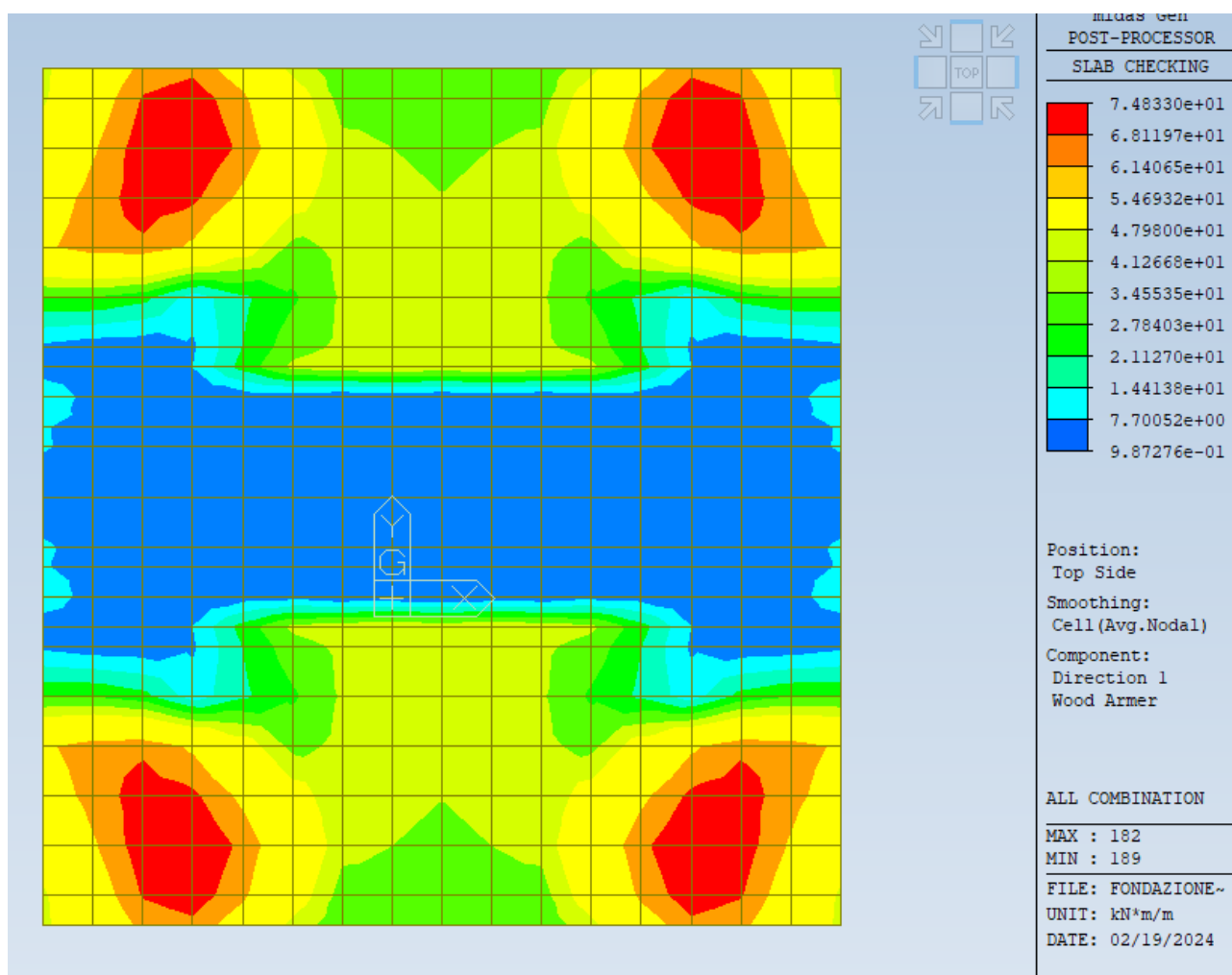


Figura 5-36: Top direzione x

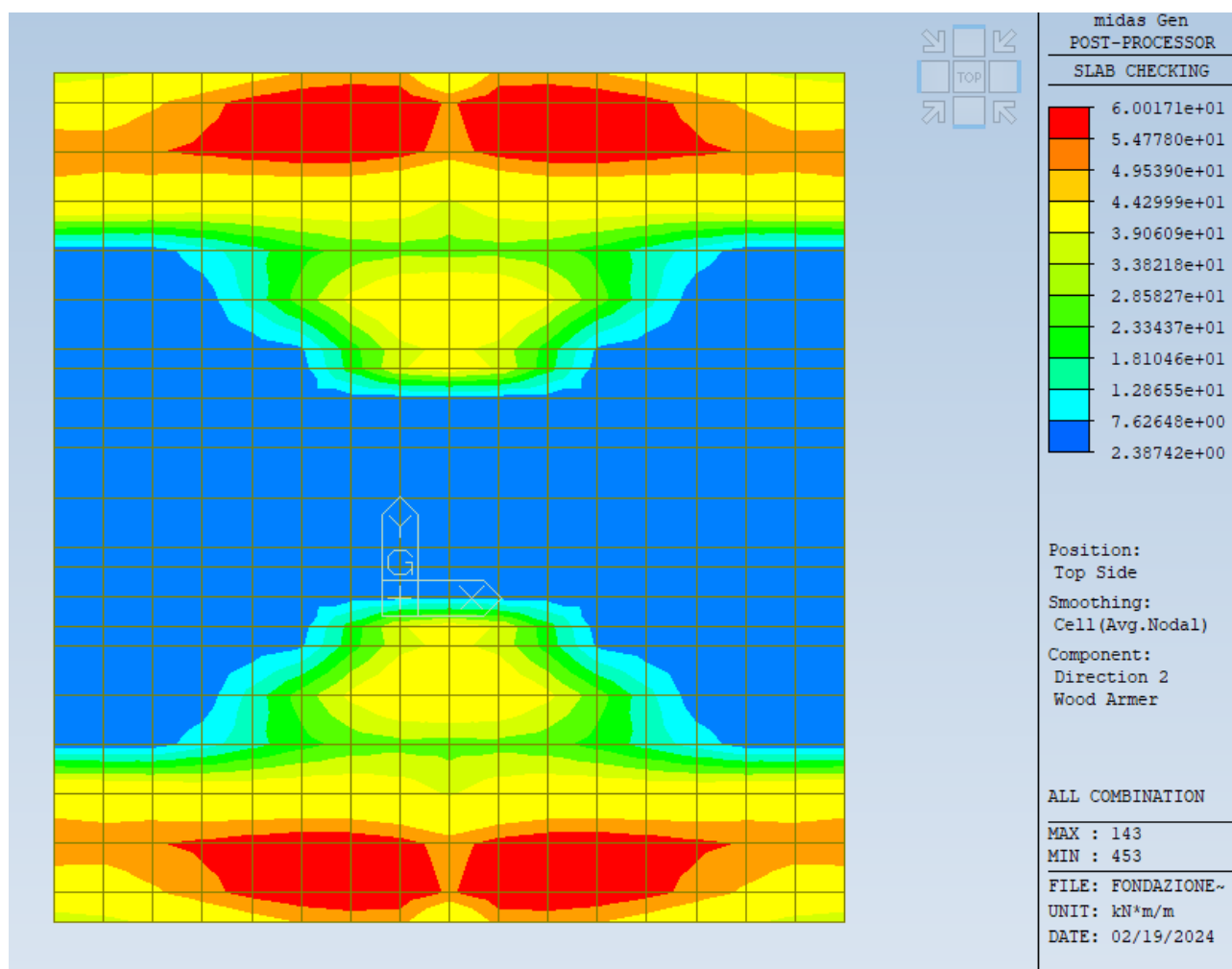


Figura 5-37: Top direzione y

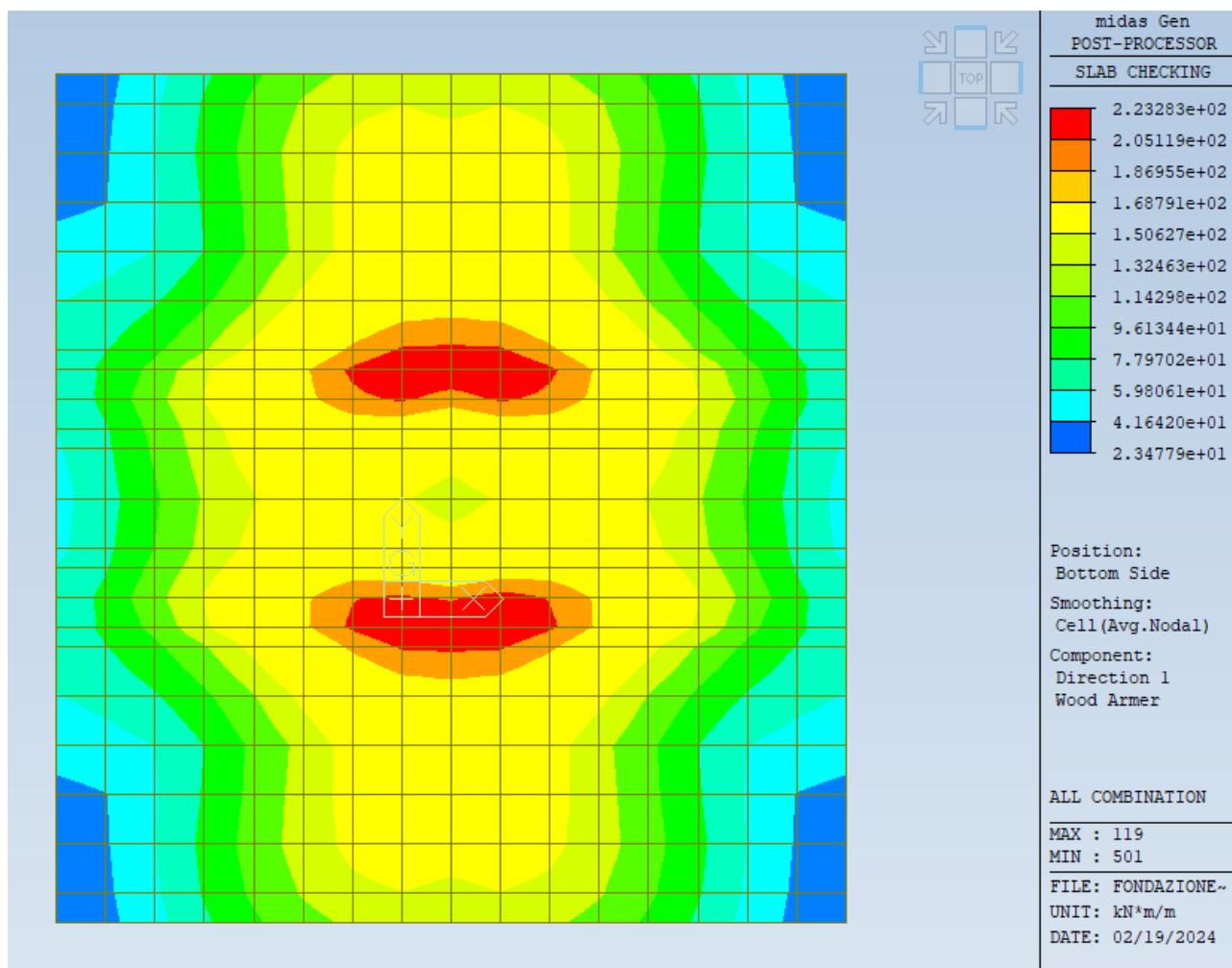


Figura 5-38: Bottom direzione x

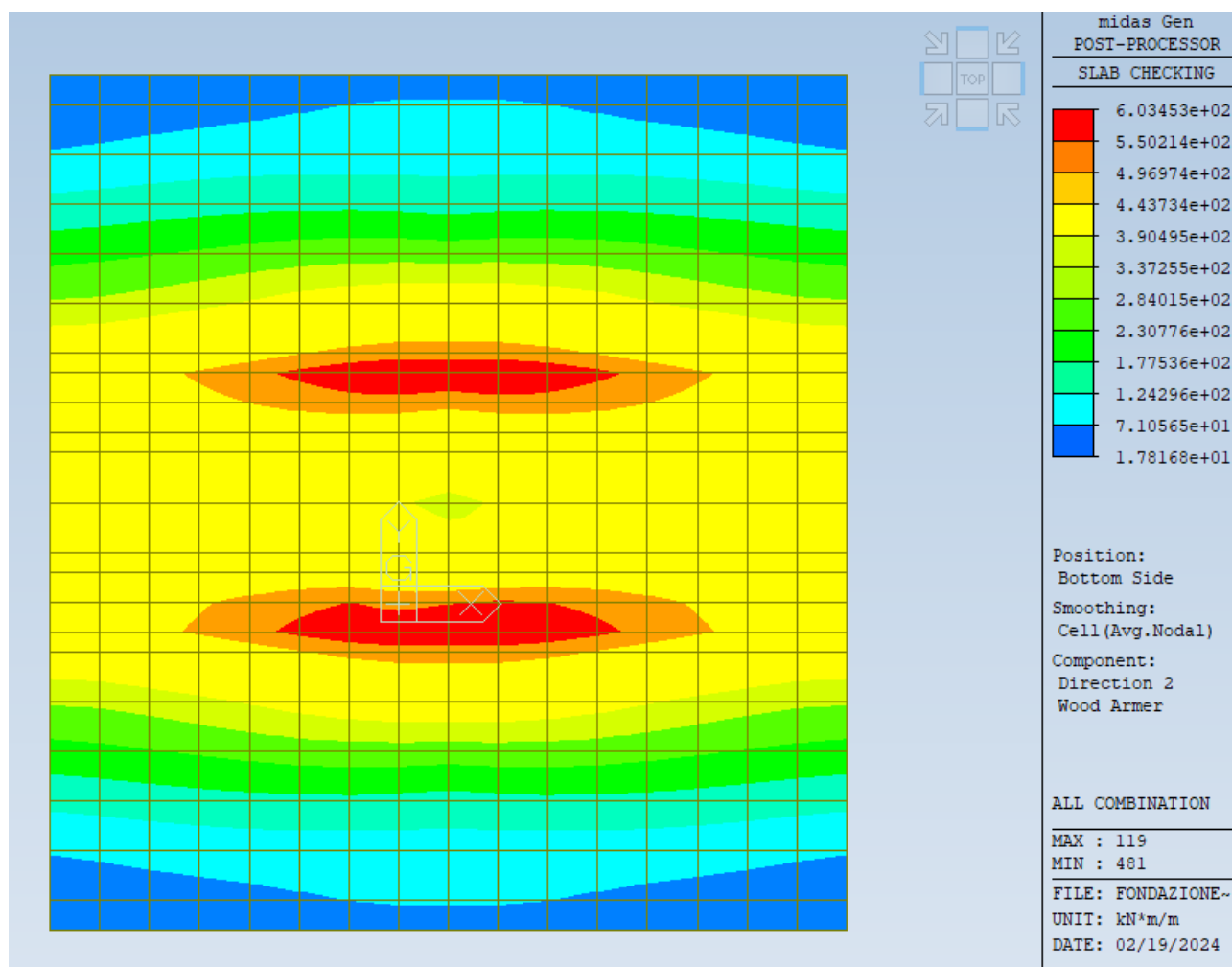


Figura 5-39: Bottom direzione y

(*): le fondazioni vengono verificate in campo elastico o sostanzialmente elastico sia agli SLU che agli SLV. Tale scelta è motivata dal fatto che la verifica in campo elastico è peggiorativa rispetto alla verifica in condizioni elasto-plastiche.

La platea è armata con 1ø16/200 in entrambe le direzioni e sia inferiormente che superiormente.

Il valore del momento resistente è il seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?



Titolo :

N* strati barre **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	5,9
			2	10,05	54,1

Sollecitazioni

S.L.U. → **Metodo n** ←

N _{Ed}	0	0 kN
M _{xEd}	0	0 kNm
M _{yEd}	0	0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

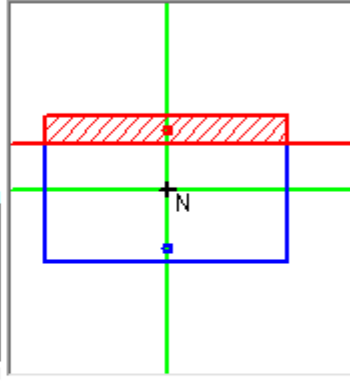
Lato acciaio - Acciaio elastico

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.



Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C25/30

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} ?

$\sigma_{c,adm}$

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Figura 5-40: Momento resistente

Inferiormente è necessario prevedere armature aggiuntive. In particolare:

- In direzione X si prevede 1ø16/200 aggiuntivo nelle seguenti aree

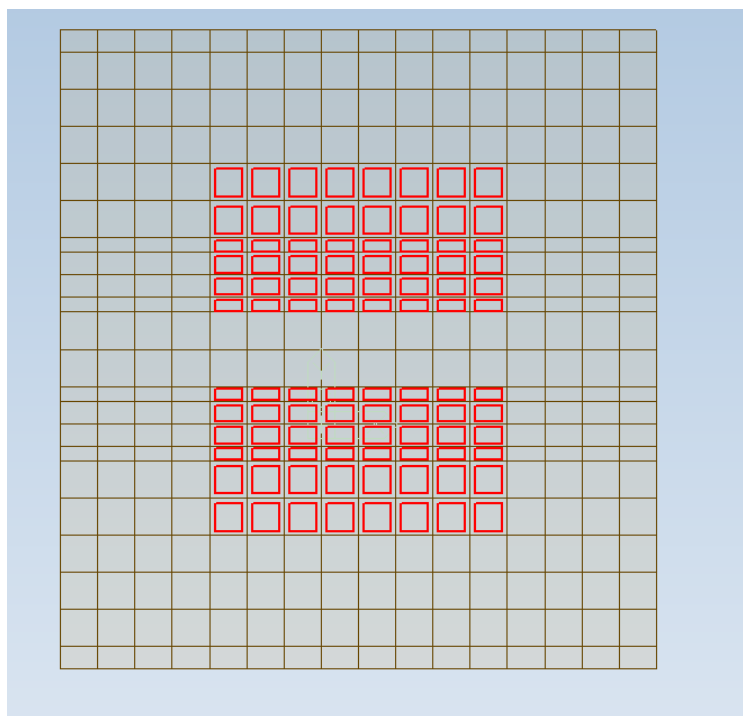


Figura 5-41: Aree con armatura aggiuntiva 1 $\phi 16/200$ in direzione X inferiore

- In direzione Y si prevede 1 $\phi 24/200$ aggiuntivo nelle seguenti aree

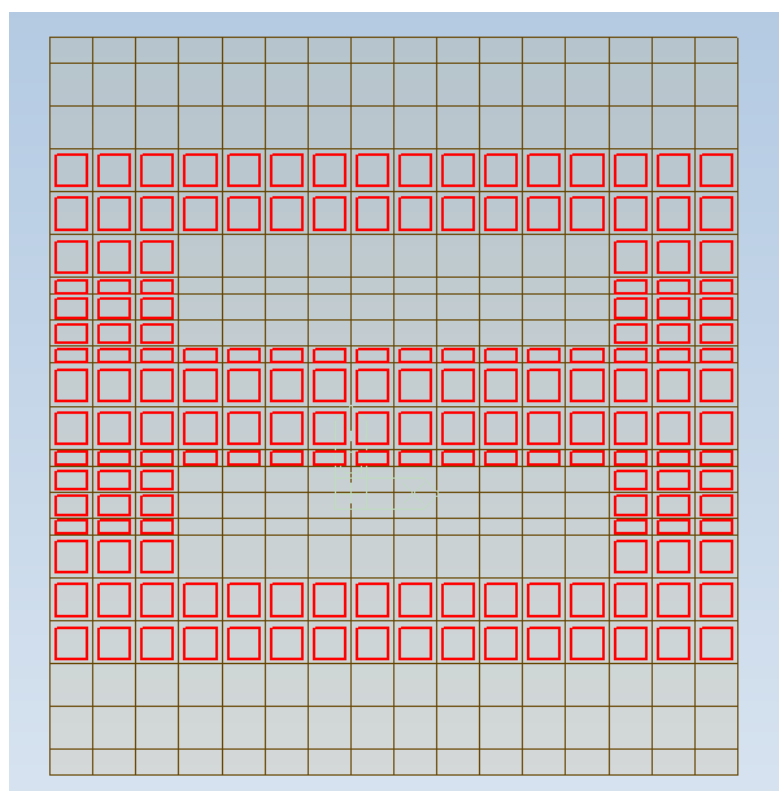


Figura 5-42: Aree con armatura aggiuntiva 1 $\phi 24/200$ in direzione Y inferiore

- In direzione Y si prevede 1ø24/100 aggiuntivo nelle seguenti aree

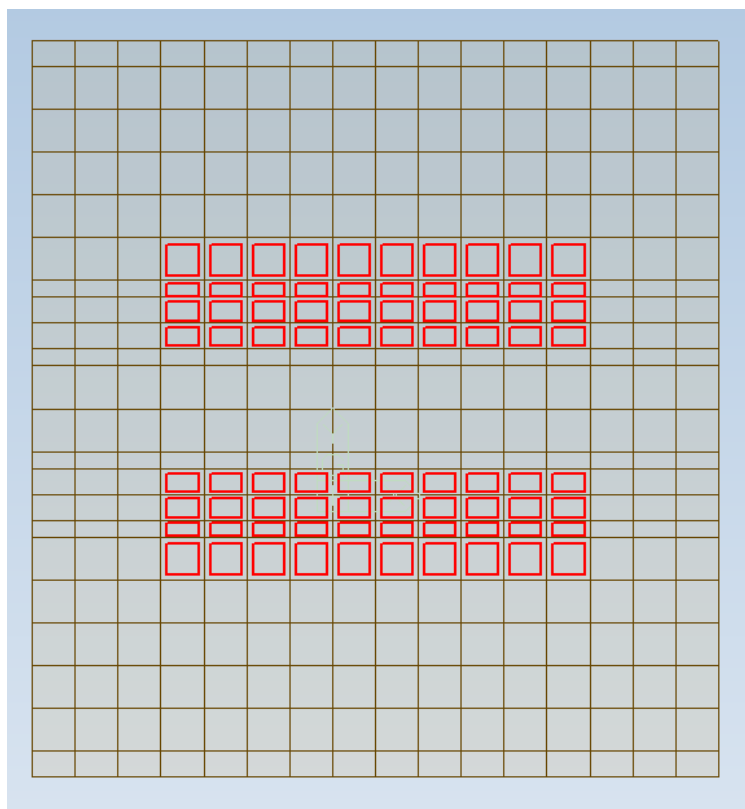


Figura 5-43: Aree con armatura aggiuntiva 1 ø24/100 in direzione Y inferiore

Tramite questi rinforzi debitamente localizzati è possibile soddisfare le verifiche flessionali della platea in analisi.

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

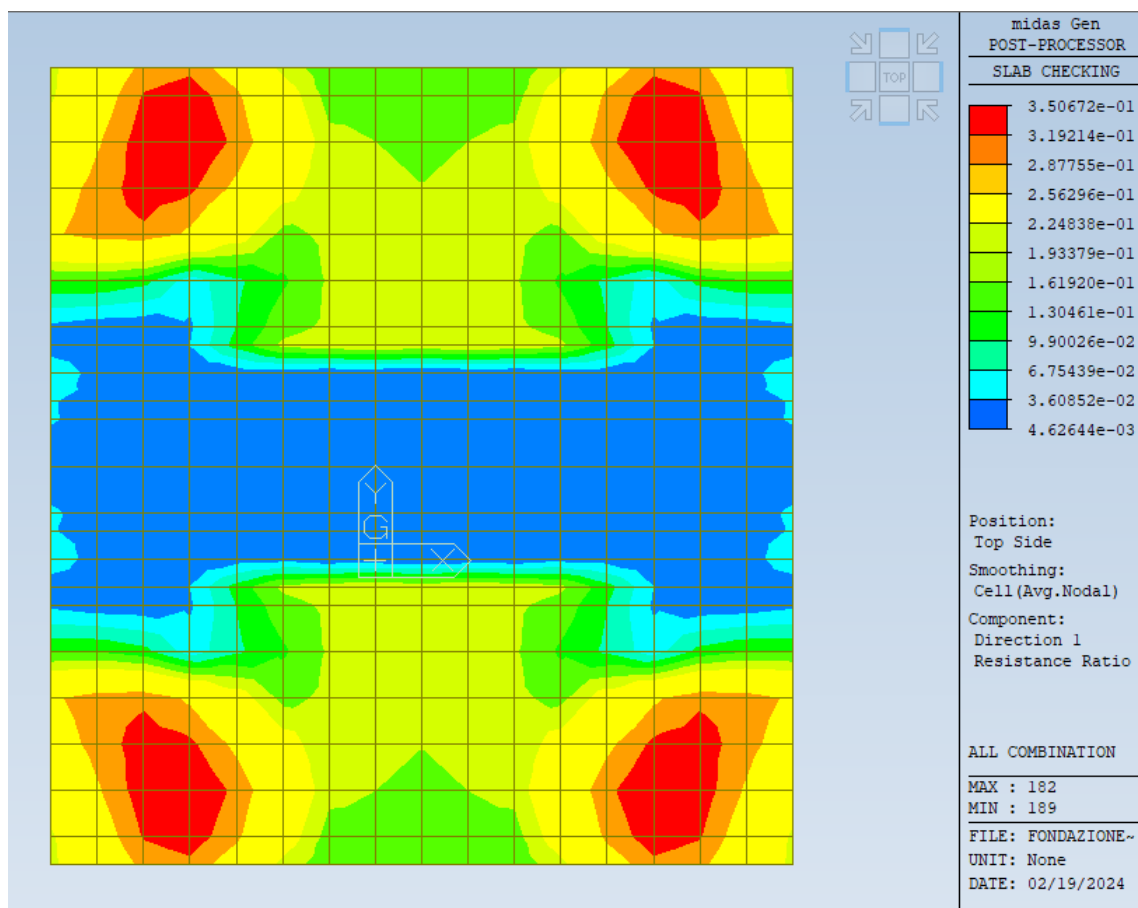


Figura 5-44: Coefficiente di sfruttamento top direzione x

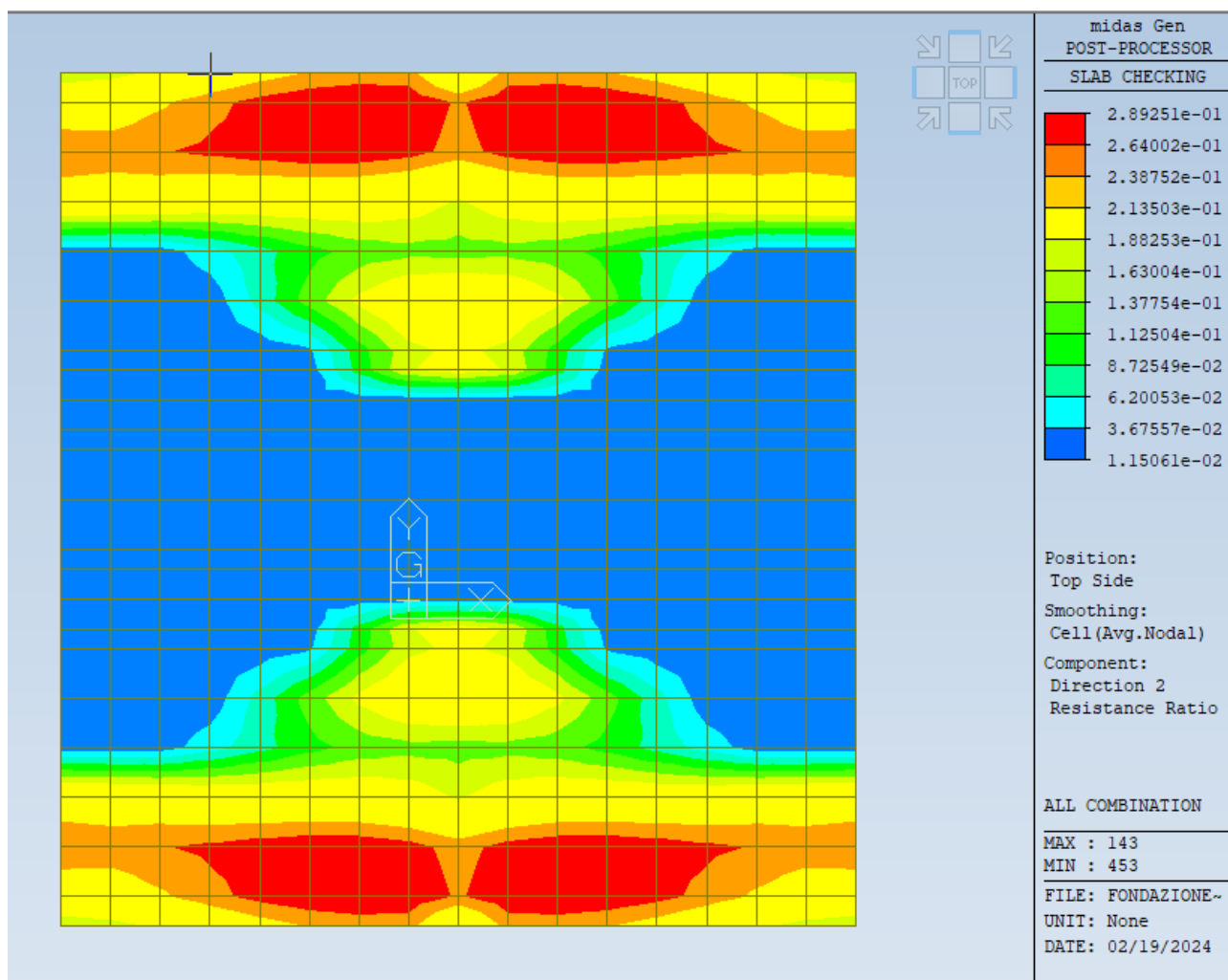


Figura 5-45: Coefficiente di sfruttamento top direzione y

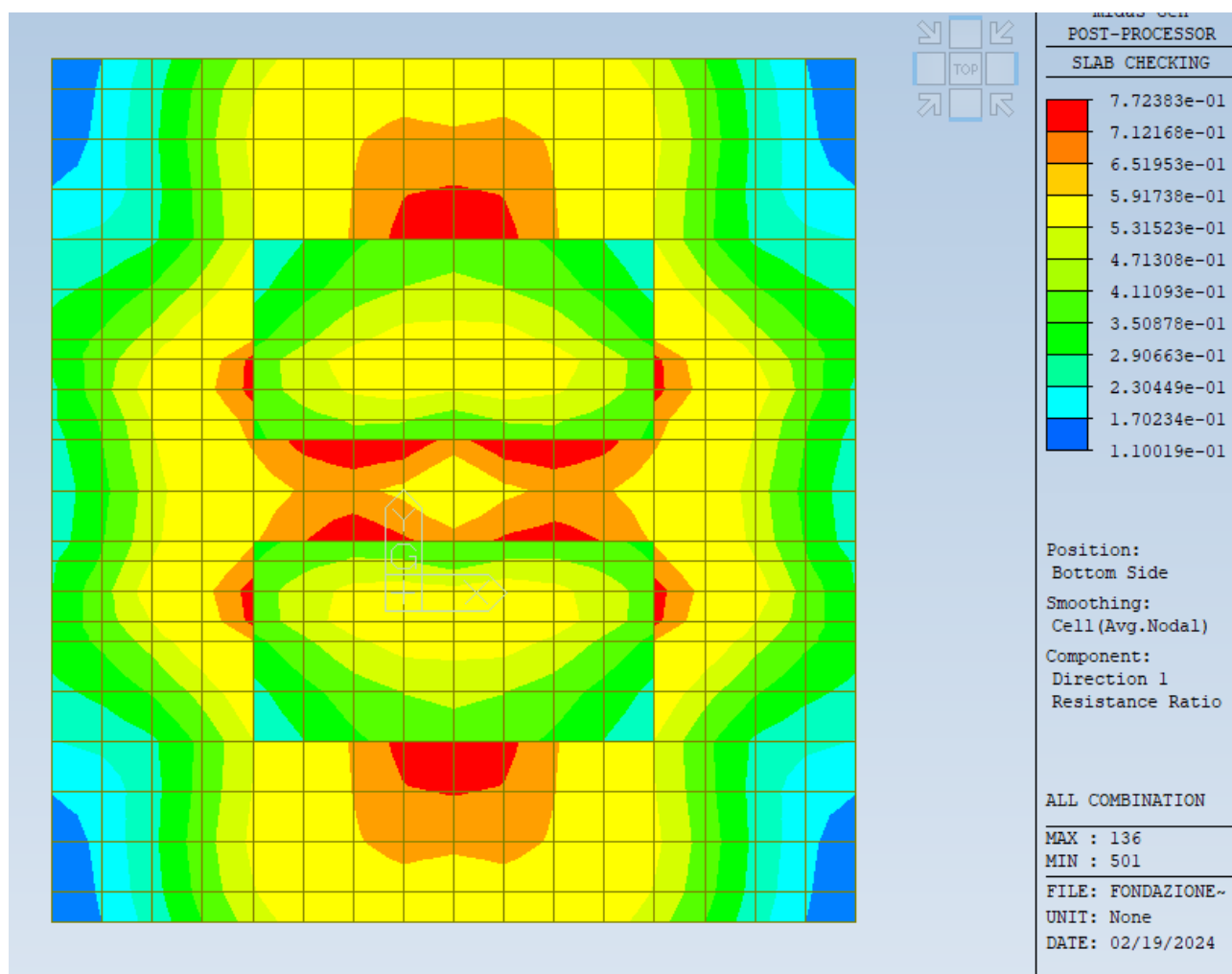


Figura 5-46: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

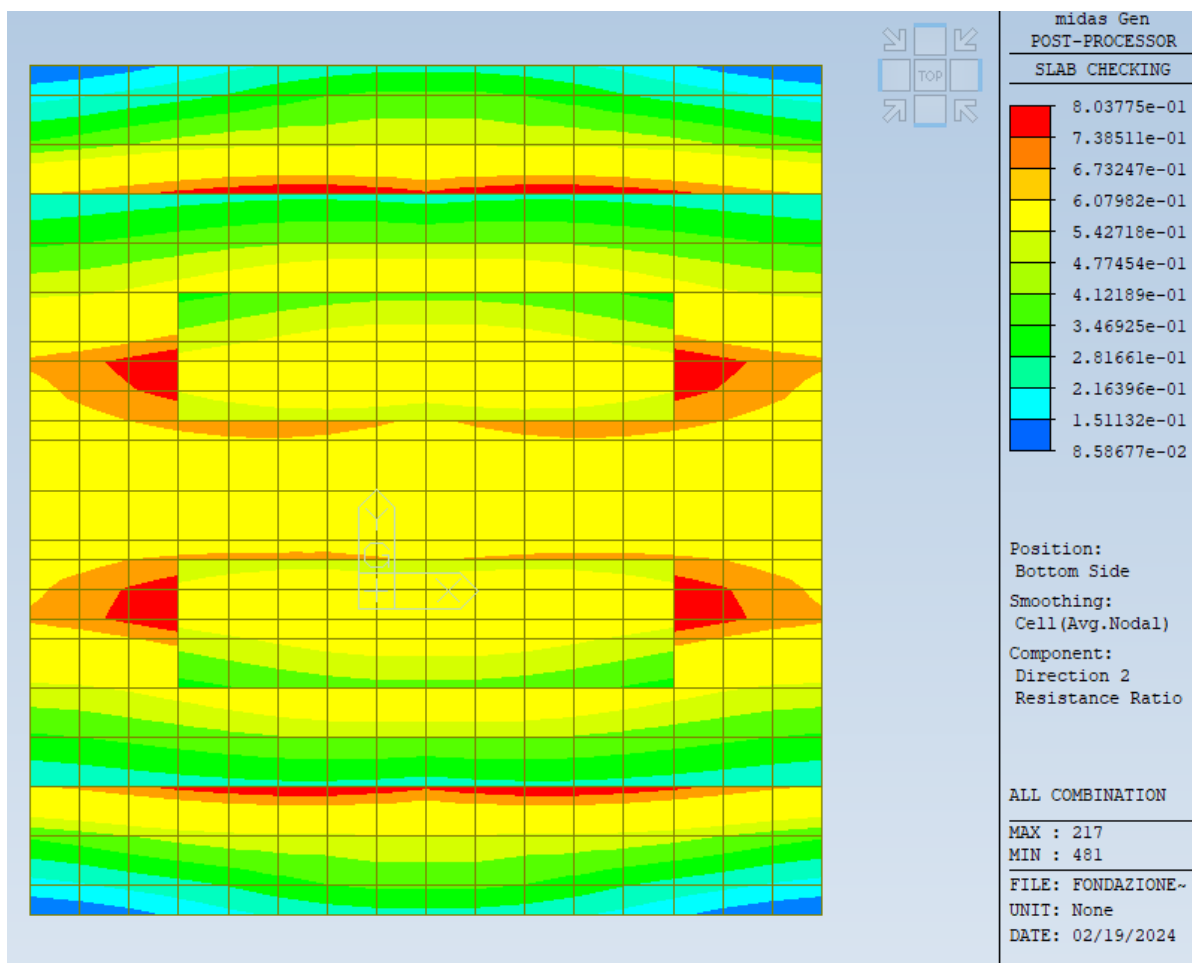


Figura 5-47: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

5.3.7.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e SLV.

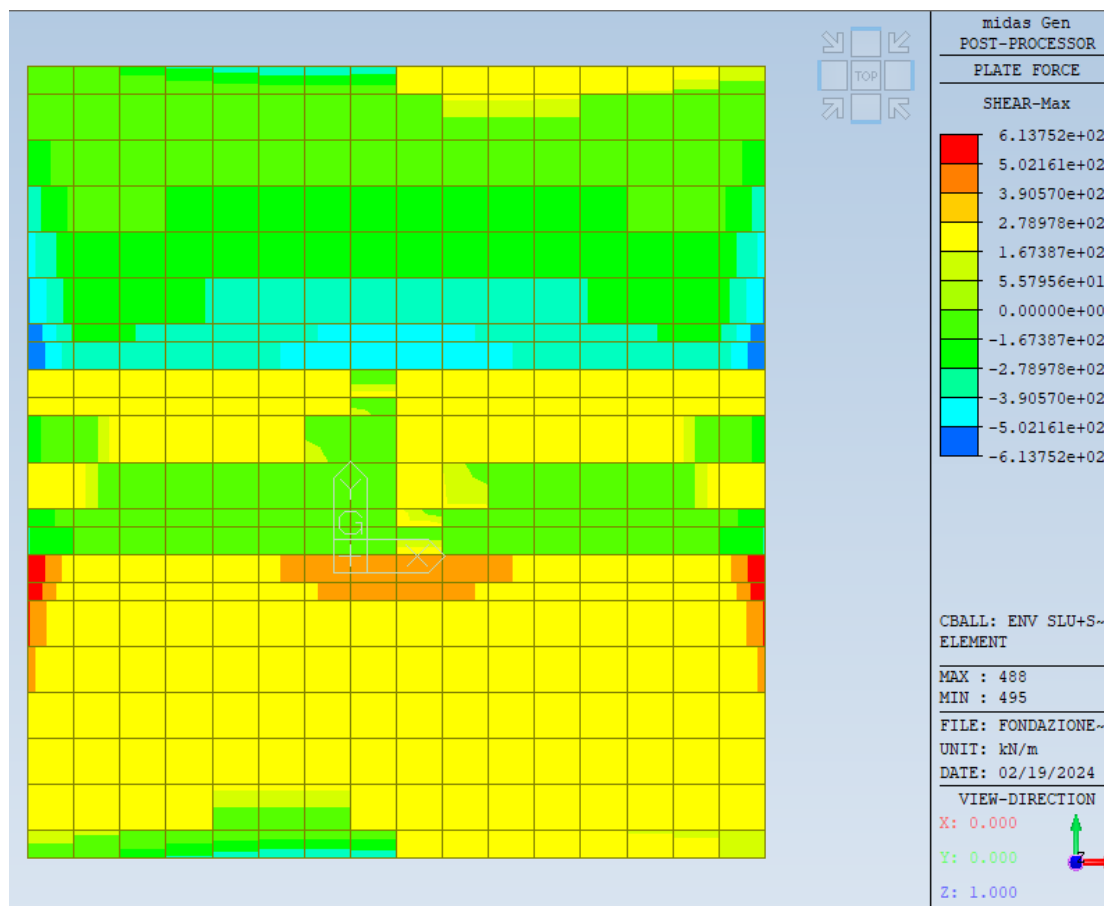


Figura 5-48: Taglio sollecitante

Il taglio resistente della platea senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO									
Caratteristiche materiali dati									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi		fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media		fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione		fbd	2.69	MPa		resistenza aderenza acciaio-cla
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
Caratteristiche sezioni									
H=	0.6	m							
B=	1	m	$\alpha_s=$	1		3.5275	7.055		
d=	0.54	m	k=	1.608581					
Asw=	5.6	cm ² [Area staffe]	v _{min} =	0.356313	Mpa				
s=	0.4	m [passo staffe]	$\sigma_{sp}=$	0.000	Mpa	N _{ec} =	0	kN	
Asl=	10.05	cm ²	pl	0.001861					
$\alpha=$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave						
$\theta=$	22		inclinazione puntoni di cla rispetto l'asse della trave						
			$\theta=$	16.18					
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rd} =	192	kN							

Figura 5-49: Calcolo taglio resistente

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio (valori oltre i 192 kN/m) senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

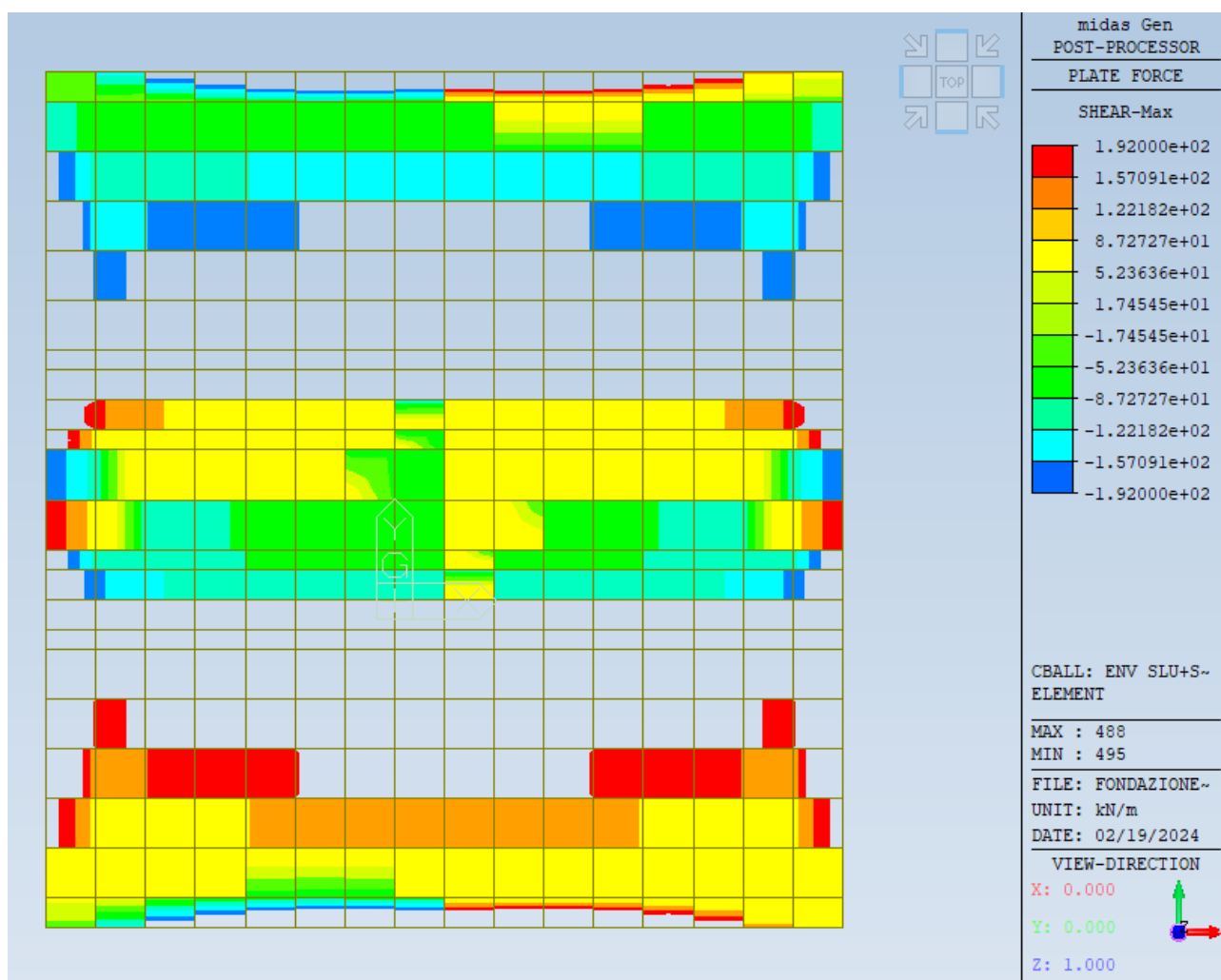


Figura 5-50: Verifica a taglio platea senza armatura a taglio

Si prevede quindi per le due fasce indicate in grigio dell'armatura a taglio. Tale armatura viene realizzata tramite la predisposizione di cavallotti $\varnothing 12$ su maglia 20×40 cm.

Di seguito si riporta il valore del taglio resistente della platea con armatura a taglio.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO									
Caratteristiche materiali dati									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi		f _{yk}	450	MPa	B450C Tensione di snervamento	
f _{ck}	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
f _{cm}	32.9	MPa	resistenza caratteristica media		f _{yd}	391.30	MPa	resistenza di calcolo	
E _{cm}	31447	MPa	Modulo elastico medio						
f _{cd}	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione		f _{bd}	2.69	MPa	resistenza aderenza acciaio-clt	
f _{ctm}	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice						
f _{ctd}	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
Caratteristiche sezioni									
H=	0.6	m							
B=	1	m		α _o =	1	3.5275	7.055		
d=	0.54	m		k=	1.608581				
A _{sw} =	5.6	cm ² [Area staffe]		v _{min} =	0.356313	Mpa			
s=	0.4	m [passo staffe]		σ _{op} =	0.000	Mpa	N _{od} =	0	kN
A _{sl} =	10.05	cm ²		ρ _l	0.001861				
α=	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave							
θ=	22	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave							
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rd} =	192	kN							
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rcd} =	659	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione						
V _{Rod} =	1191	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione						
V _{Rd} =	659	kN	Resistenza a taglio della trave						

Figura 5-51: Taglio resistente con armatura a taglio

La platea con armatura a taglio è caratterizzata da un taglio resistente pari a 659 kN/m maggiore del massimo taglio sollecitante pari a 613 kN/m.

Si svolge nel seguito anche una verifica a taglio sulla trave prevedendo per tutta la sua altezza delle staffe.

5.3.8 VERIFICHE DELLE TRAVI

Le verifiche di resistenza delle travi sono condotte agli stati limite.

Le travi sono state discretizzate come elementi plate, pertanto per leggere le sollecitazioni si effettuano delle section cut su tali elementi.

5.3.8.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO

Le travi sono armate tramite 5ø20 superiori e 5ø20 inferiori e staffe ø10/200 a 4 braccia.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo le combinazioni di involucro SLU e SLV.

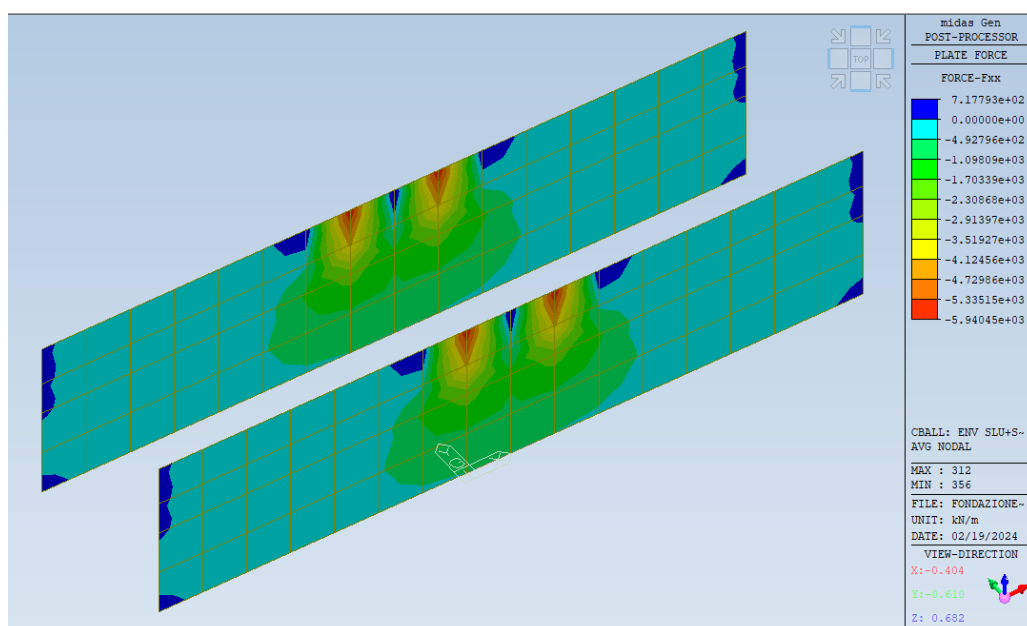


Figura 5-52: Azione assiale

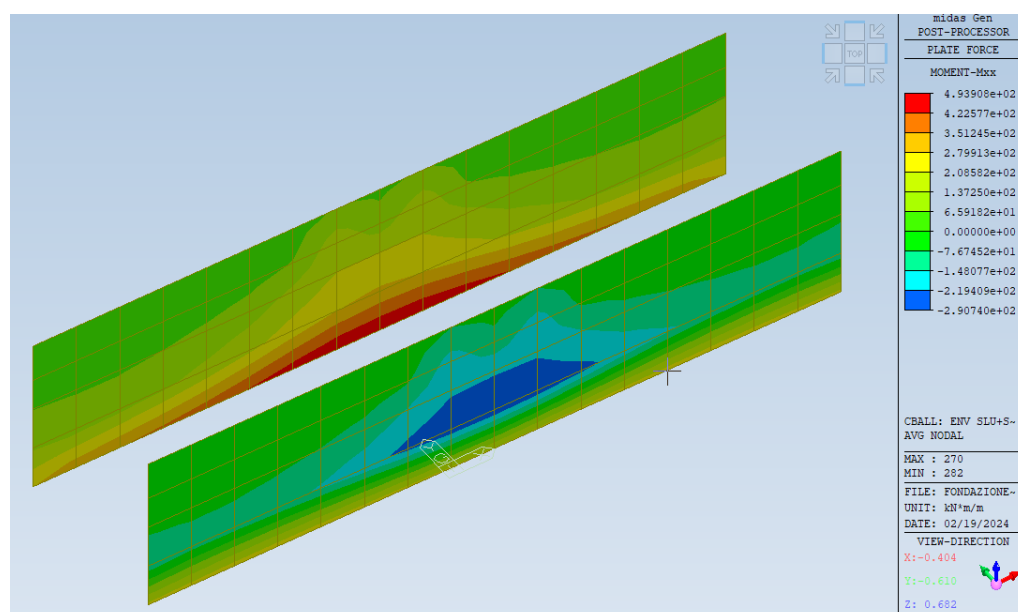


Figura 5-53: My

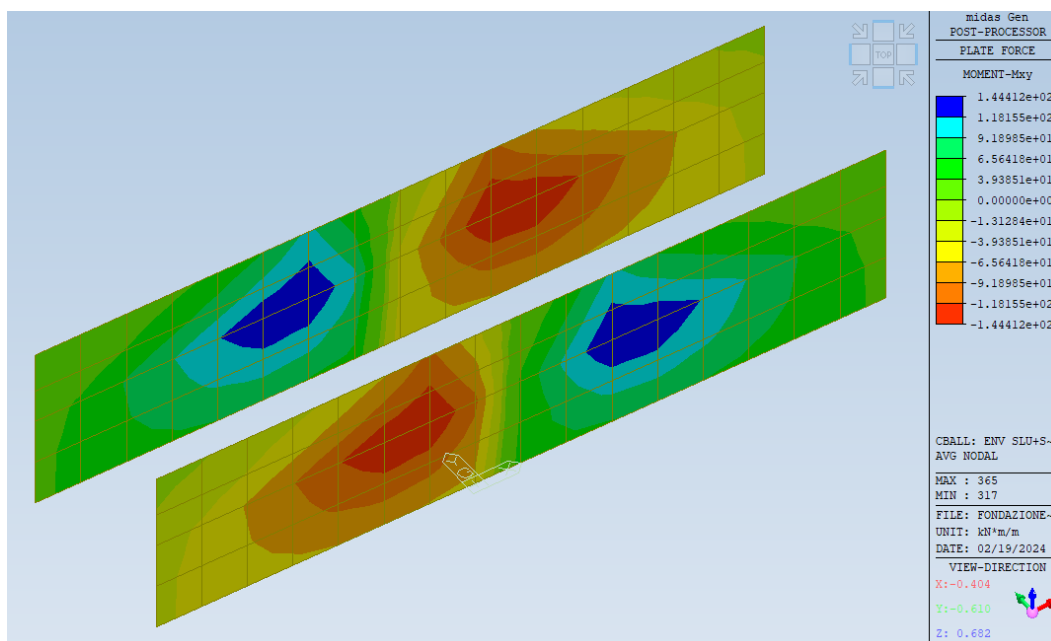


Figura 5-54: Mz

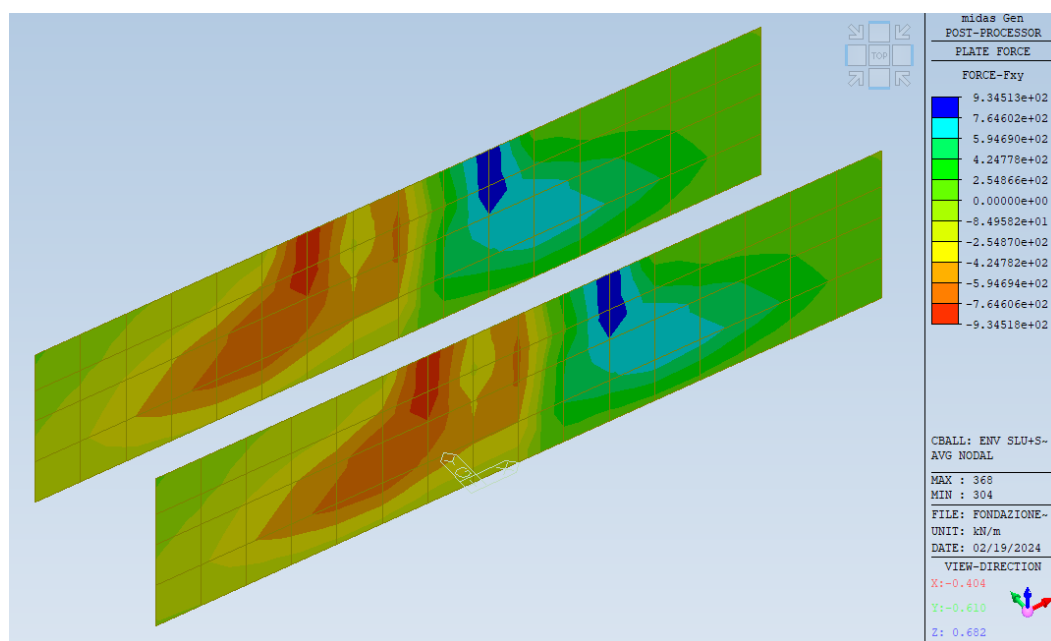


Figura 5-55: Pianta e sezione fabbricato misure

Effettuando delle section cut in mezzera e in appoggio è stato possibile determinare le combinazioni peggiori, di seguito riportate.

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	combinazione
Max N	-1113.79	75.61	405.73	-669.65	63.27	gLCB5 SLV
Min N	172.79	-84.97	-320.32	44.38	-71.52	gLCB21 SLV
Max My	-1080.98	92.47	-126.63	-697.97	62.82	gLCB7 SLV
Min My	-95.97	48.07	145.96	82.85	-0.89	gLCB1 SLV
Max Mz	172.79	-84.97	-320.32	44.38	-71.52	gLCB21 SLV
Min Mz	172.79	84.97	-320.32	44.38	71.52	gLCB7 SLV
Max Vy	-1080.98	-92.47	-126.63	-697.97	-62.82	gLCB21 SLV
Min Vy	-1080.98	92.47	-126.63	-697.97	62.82	gLCB7 SLV
Max Vz	-516.19	-22.6	-954.44	-391.66	-21.04	gLCB17 SLV
Min Vz	-648.62	-26.8	970.83	-277.36	-20.58	gLCB3 SLV

Figura 5-56: Combinazioni peggiori

La trave è armata a flessione tramite 5ø20 superiori e inferiori. Di seguito si riporta il valore del momento resistente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave di fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	225

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.4	5
2	15.4	220

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 1080 0 kN
M xEd 700 0 kNm
M yEd 62 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 1.863 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 2.147 kN m
M yRd 192.2 kN m
 σ_c -11.4 N/mm²
 σ_s 391.2 N/mm²
 ϵ_c 1.116 ‰
 ϵ_s 1.863 ‰
d 147.9 cm
x 55.42 x/d 0.3747
 δ 0.9084

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 304

Precompresso

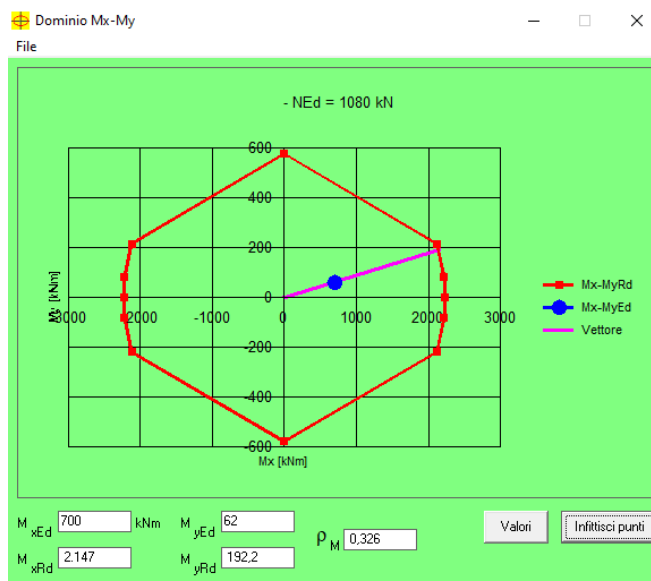


Figura 5-57: Momento resistente trave

Il coefficiente di sfruttamento è 0.33 pertanto la verifica è soddisfatta.

La trave è armata a taglio con staffe a 4 braccia $\varnothing 10/200$. Di seguito si riporta il taglio resistente ottenuto.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO									
Caratteristiche materiali dati									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento	
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo	
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	2.69	MPa		resistenza aderenza acciaio-cls	
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
Caratteristiche sezioni									
H	2.25	m							
B	0.6	m	$\alpha_s = 1$	3.5275	7.055				
d	2.025	m	k = 1.31427						
Asw	3.16	cm ² [Area staffe]	v _{min} = 0.263145 Mpa						
s	0.2	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$ Mpa	N _{ed}	0	kN			
Asl	15.7	cm ²	pl 0.001292						
α	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave							
θ	28	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave	$\theta = 22.47$						
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rd}	320	kN							
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rd}	2119	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione						
V _{Rd}	3198	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione						
V _{Rd}	2119	kN	Resistenza a taglio della trave						

Figura 5-58: Taglio resistente trave

Il massimo taglio sollecitante è pari a 971 kN da cui si ottiene un c.s. = 0.45, pertanto la verifica è soddisfatta.

5.3.8.2 VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ e $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ e nella combinazione quasi permanente imponendo $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$.

Si ottiene:

Per la verifica in combinazione caratteristica

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.6 \cdot 249 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C25/30

Per la verifica in combinazione quasi permanente

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.45 \cdot 249 = 112.05 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C25/30

Per la combinazione caratteristica peggiore si considerano le seguenti sollecitazioni:

- $N = -501 \text{ kN}$
- $M_y = -327.65 \text{ kNm}$
- $M_z = -3.41 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave di fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	225

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,4	5
2	15,4	220

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 1080 501 kN
M xEd 700 -327 kNm
M yEd 62 -3,41

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1,863 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6 N/mm²
 τ_{cl} 1,829 N/mm²

σ_c -1,067 N/mm²
 σ_s 6,123 N/mm²
 ϵ_s 0,02916 ‰
d 221,8 cm
x 160,4 x/d 0,7232
 δ 1

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 5-59: Verifica tensioni ammissibili in combinazione caratteristica

Si ottiene:

- $\sigma_s = 61 \text{ kg/cm}^2$ che risulta minore di 3600 kg/cm^2 . La verifica è soddisfatta.
- $\sigma_c = 10,06 \text{ kg/cm}^2$ che risulta minore di $149,4 \text{ kg/cm}^2$. La verifica è soddisfatta.

Per la combinazione quasi permanente peggiore si considerano le seguenti sollecitazioni:

- $N = -491 \text{ kN}$
- $M_y = -321,23 \text{ kNm}$
- $M_z = -3,35 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave di fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	225

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,4	5
2	15,4	220

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N°	Ed	491	kN
N	Ed	491	kN
M	xEd	-321	kNm
M	yEd	-3,35	

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ε _{su}	1,863	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd} <td>391,3 <td>N/mm² <td>ε_{cu} <td>3,5 <td>‰</td> </td></td></td></td>	391,3 <td>N/mm² <td>ε_{cu} <td>3,5 <td>‰</td> </td></td></td>	N/mm² <td>ε_{cu} <td>3,5 <td>‰</td> </td></td>	ε _{cu} <td>3,5 <td>‰</td> </td>	3,5 <td>‰</td>	‰
E _s <td>210.000 <td>N/mm² <td>f_{cd} <td>14,17 <td>‰</td> </td></td></td></td>	210.000 <td>N/mm² <td>f_{cd} <td>14,17 <td>‰</td> </td></td></td>	N/mm² <td>f_{cd} <td>14,17 <td>‰</td> </td></td>	f _{cd} <td>14,17 <td>‰</td> </td>	14,17 <td>‰</td>	‰
E _s /E _c <td>15 <td></td> <td>f_{cc}/f_{cd} <td>0,8</td> <td>?</td> </td></td>	15 <td></td> <td>f_{cc}/f_{cd} <td>0,8</td> <td>?</td> </td>		f _{cc} /f _{cd} <td>0,8</td> <td>?</td>	0,8	?
ε _{syd} <td>1,863 <td>‰</td> <td>σ_{c,adm} <td>9,75</td> <td></td> </td></td>	1,863 <td>‰</td> <td>σ_{c,adm} <td>9,75</td> <td></td> </td>	‰	σ _{c,adm} <td>9,75</td> <td></td>	9,75	
σ _{s,adm} <td>255</td> <td>N/mm²</td> <td>τ_{co} <td>0,6</td> <td></td> </td>	255	N/mm²	τ _{co} <td>0,6</td> <td></td>	0,6	
			τ _{c1} <td>1,829</td> <td></td>	1,829	

σ_c -1,047 N/mm²
 σ_s 6,044 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 4

ε_s 0,02878 ‰
 d 221,8 cm
 x 160,2 x/d 0,7221
 δ 1

☐ Precompresso

Figura 5-60: Verifica tensioni ammissibili in combinazione quasi permanente

Si ottiene:

- $\sigma_s = 60 \text{ kg/cm}^2$ che risulta minore di 3600 kg/cm^2 . La verifica è soddisfatta.
- $\sigma_c = 10.04 \text{ kg/cm}^2$ che risulta minore di 149.4 kg/cm^2 . La verifica è soddisfatta.

5.3.8.3 VERIFICA DELLE PRESSIONI

La verifica delle pressioni è stata effettuata secondo le combinazioni SLU e SLV.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

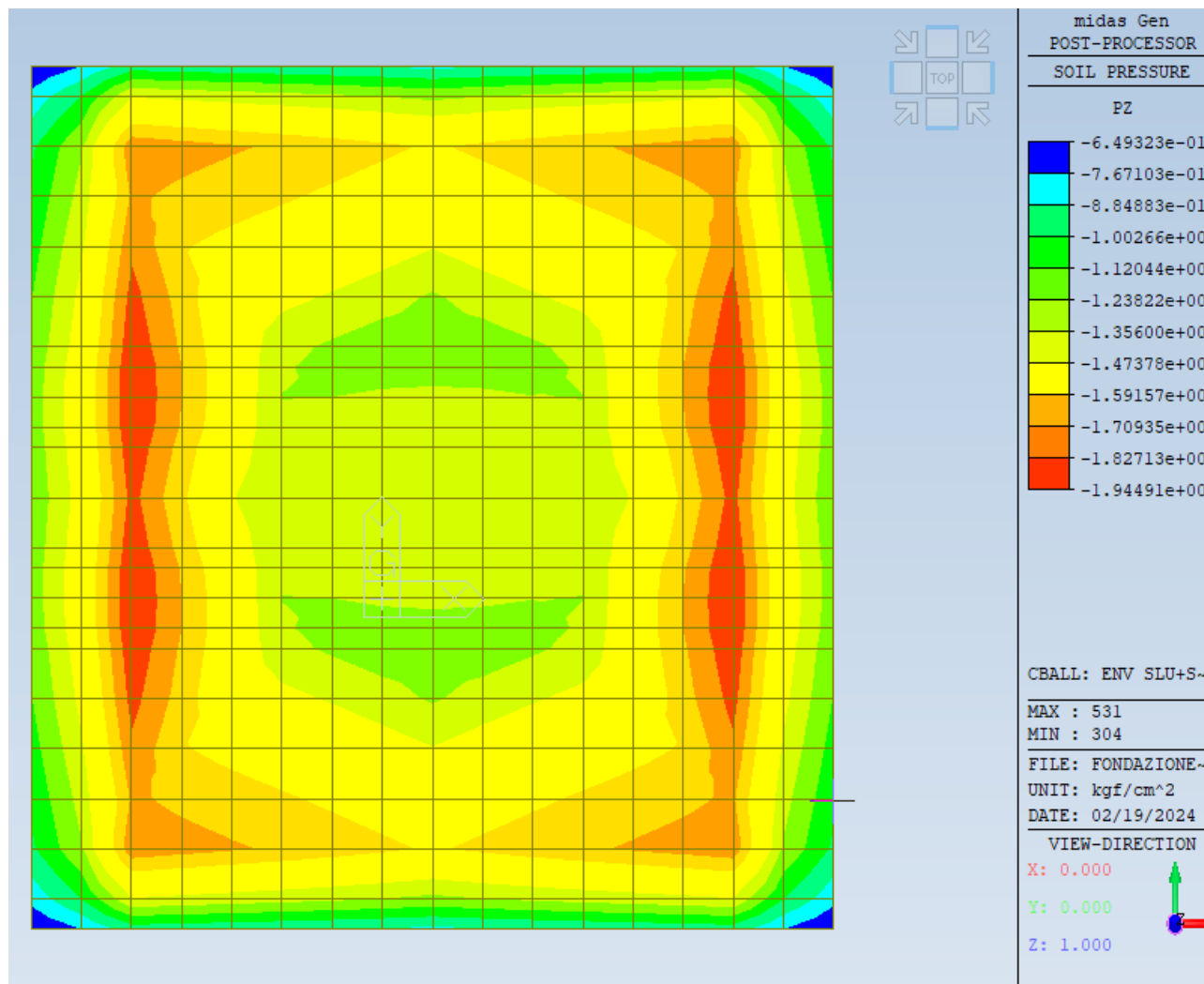


Figura 5-61: Pressione

La pressione massima è pari a 2kg/cm2, compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

5.3.8.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

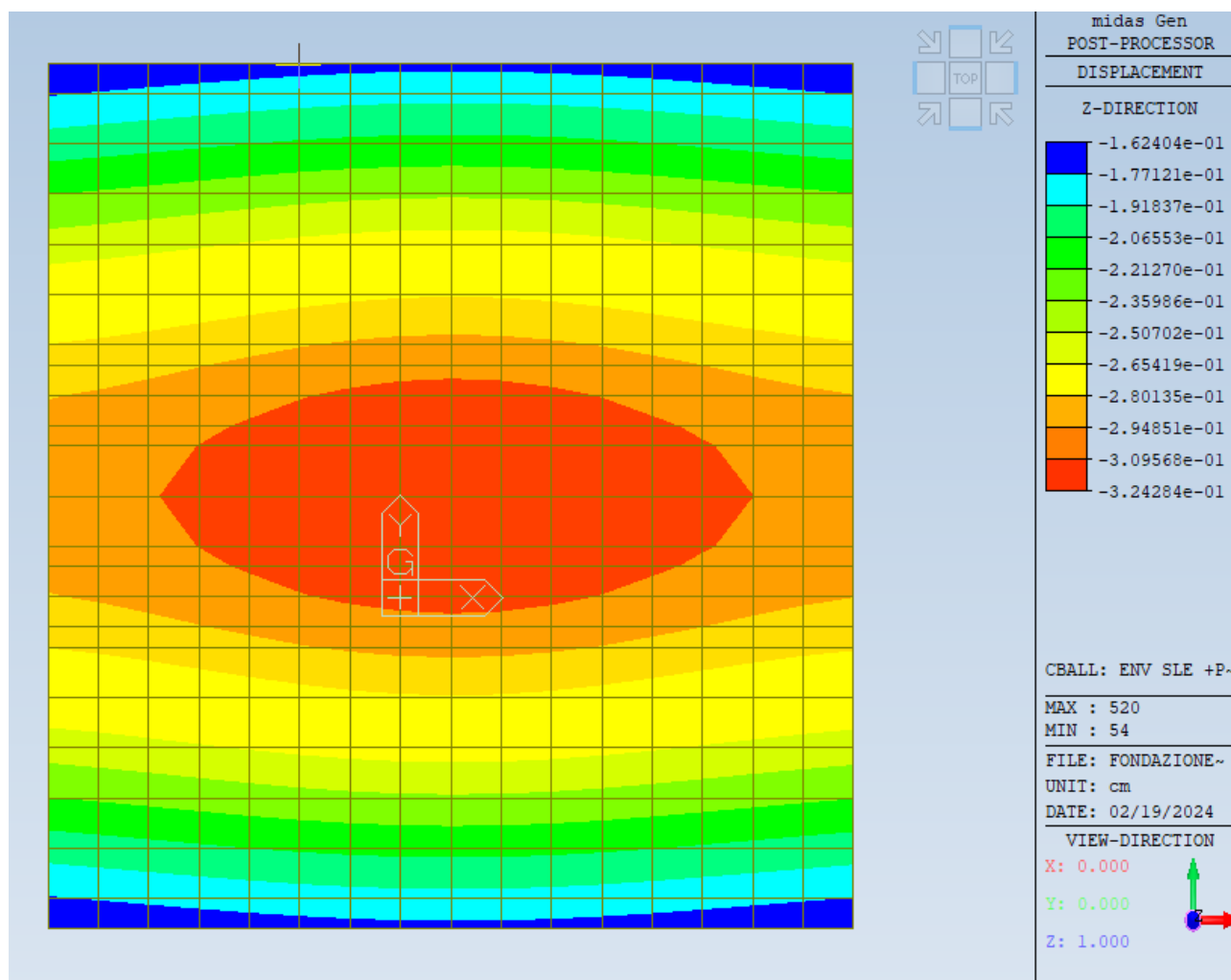


Figura 5-62: Cedimenti

Il cedimento massimo è pari a 0.32cm, compatibile con le condizioni di esercizio della struttura.

5.4 FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTRICHE DI SOTTOSTAZIONE

5.4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per le due zone della sottostazione comprendenti le strutture TV, TA, sezionatore, scaricatore ed interruttore si prevedono due platee di fondazione di dimensioni in pianta rispettivamente 12.2x6.2 m, spessore 0.30 m (PLATEA 1), e 9.7x6.2 m, spessore 0.30 m (PLATEA 2). In corrispondenza delle strutture verranno realizzati dei baggioli a base quadrata 0.8 x 0.8 m e altezza 0.5 m. Il piano di imposta della fondazione è a quota -0.70 m da piano campagna. La fondazione verrà realizzata in modo tale da emergere di soli 0.10 m fuori piano calpestio. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

Ulteriori fondazioni minori, di dimensioni in pianta 6.2x1 m e 1.8x1.8 m, entrambe di spessore 0.5 m, con baggioli 0.8x0.8x0.5 m e quota di imposta -0.90 m, sono state previste rispettivamente per n° portali e per n°2 tubolari di sostegno sbarre.

Si riporta la vista planimetrica di tutte le fondazioni fin qui analizzate. La platea denominata "PLATEA 1" sarà la sola oggetto della presente verifica in quanto maggiormente significativa.

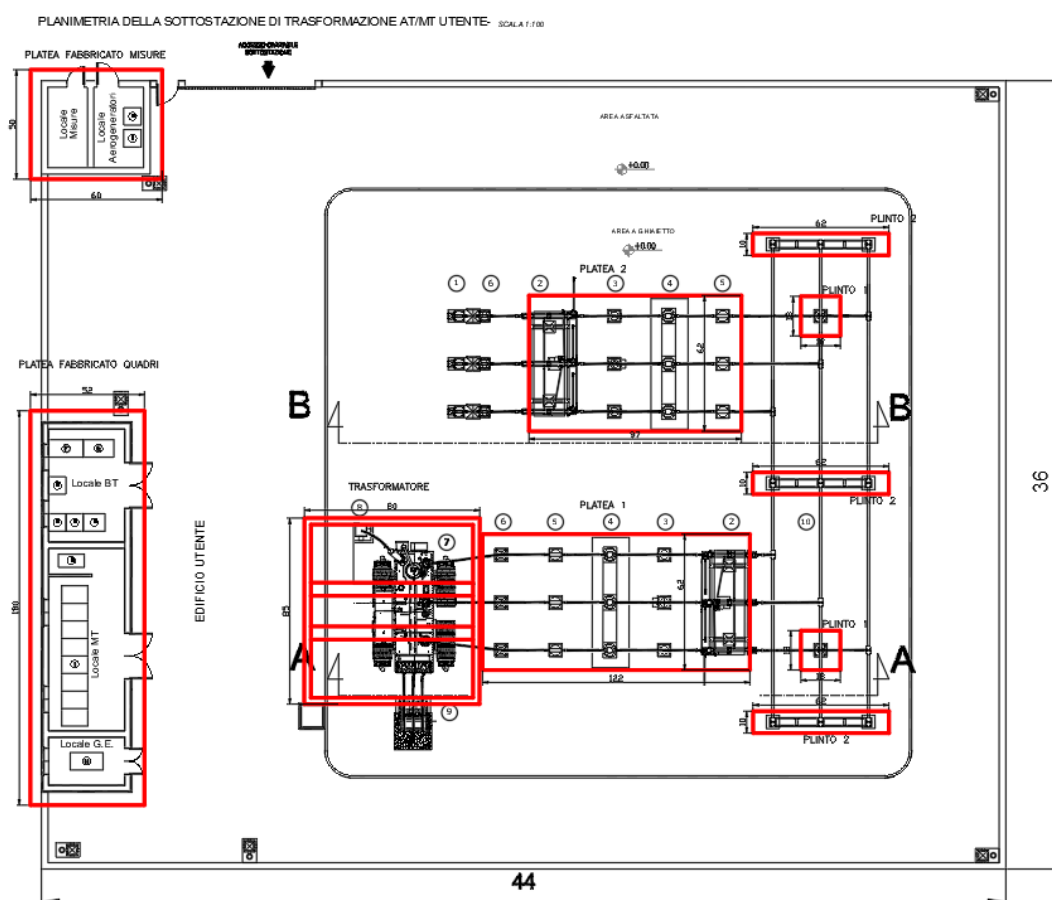


Figura 5-63: Indicazioni platee

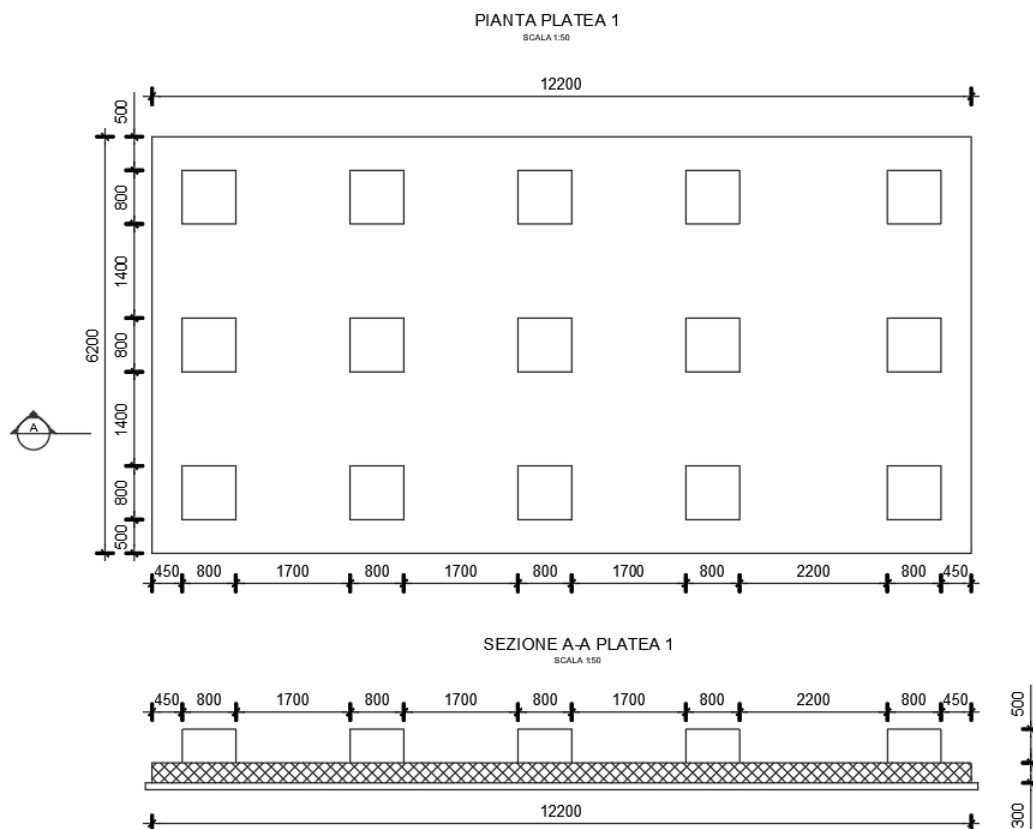


Figura 5-64: Platea 1

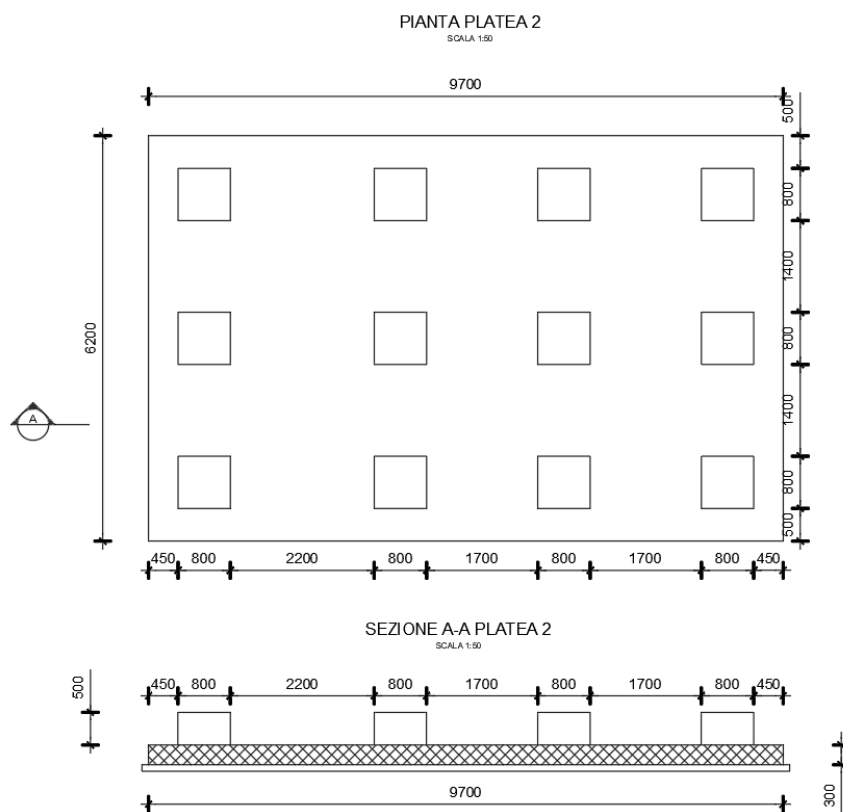


Figura 5-65: Platea 2

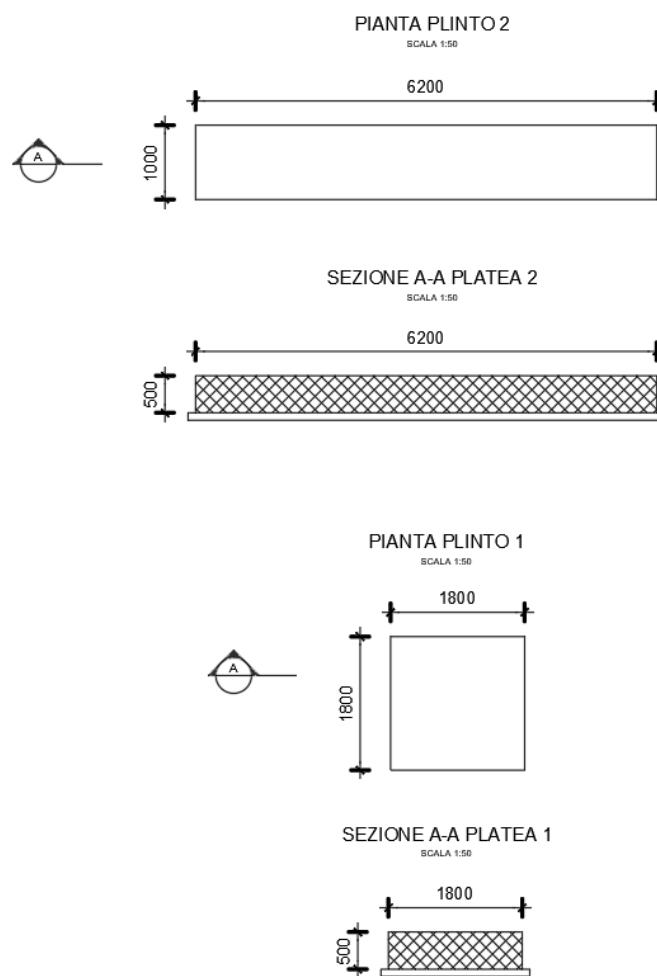


Figura 5-66: Plinto 1 e 2

5.4.2 CARICHI PERMANENTI

I pesi dei vari elementi sono i seguenti:

- Scaricatore: 22 kg
- TA: 250 kg
- Interruttore: 2115 kg
- Sezionatore: 800 kg
- TV: 300 kg
- Terminale cavo AT: 100 kg
- Tubolare per sbarre: 1.5 kg/m
- Portale: 500 kg

5.4.3 AZIONE DELLA NEVE

Il calcolo della neve viene condotto secondo la seguente formula delle NTC2018

$$Q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo. Nel caso in esame, in assenza di dati specifici, si è ipotizzata conservativamente una quota di 800 ms.l.m., paragonabile a quella medio-alta degli aerogeneratori. Trovandosi il sito in fascia II q_{sk} è pari a 3.20 kN/m²
- C_e è posto pari a 1
- C_t è posto pari a 1
- μ_i è posto pari a 0.8 in quanto si considera la parte superiore delle apparecchiature come fosse piana e convenzionalmente pari a 80x80 cm.
- $q = \mu_i \times q_{sk} = 0.80 \times [1 + (800/481)^2] = 2.56 \text{ kN/m}^2$
→ $P = 1.60 \text{ kN}$ concentrato in sommità di ciascun apparecchio.

5.4.4 AZIONE DEL VENTO

Si riporta di seguito i parametri per il calcolo dell'azione del vento per il sito in esame.

In accordo al D.M. 17/01/2018:

$$p = q_b \times C_e \times c_p \times c_d$$

- $v_b = V_{b0} = 27 \text{ m/sec}$ (zona 3)
- $c_a = 1.222$ (800 m slm)
- → $q_b = 0.680 \text{ kN/m}^2$
- Classe rugosità D → cat. III → $C_e = 1.70$ (per $h = 4.5 \text{ m} < z_0 = 5.0 \text{ m}$)
- Coefficiente dinamico: $c_d = 1$
- Coefficiente di forma: $c_p = 1.60$ → $p = 0.680 \times 1.70 \times 1.60 = 1.85 \text{ kN/m}^2$

5.4.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Vista la complessità della struttura si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento $q=1$.

Si definisce una vita nominale per la struttura $VN = 50$ anni e una classe d'uso IV

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica del sito di Bonefro,

Dalle relazioni geologica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la B mentre la Categoria Topografica è T2.

Di seguito si riportano i parametri per il calcolo sismico (condotta mediante analisi dinamica) per il sito in esame e in particolare per condizione SLV, per la quale è stata eseguita l'analisi elastica.

R Response spectrum parameters for seismic action
×

Geographical location

☐ Geographical coordinates ...

Latitude (deg)

Longitude (deg)

☒ Select from ISTAT database

City

Province

Commune

☐ Islands

Reference period

Usage Vn (years)

Usage coefficient Cu

Reference period Vr (years)

Grid points for interpolation

Interpolation method

Node ID	Latitude	Longitude	Distance (km)
29436	41.676	14.896	4.532
29437	41.676	14.963	4.097
29215	41.726	14.964	3.340
29214	41.726	14.897	3.860

Spectrum parameters

Limit state	Tr (years)	ag (g/10)	Fo (-)	Tc* (sec)
SLO (0.81)	60.214	0.845	2.474	0.304
SLD (0.63)	100.578	1.082	2.486	0.317
SLV (0.10)	949.122	2.726	2.447	0.352
SLC (0.05)	1949.573	3.517	2.439	0.363
User-defined (0.10)	949.122	2.726	2.447	0.352

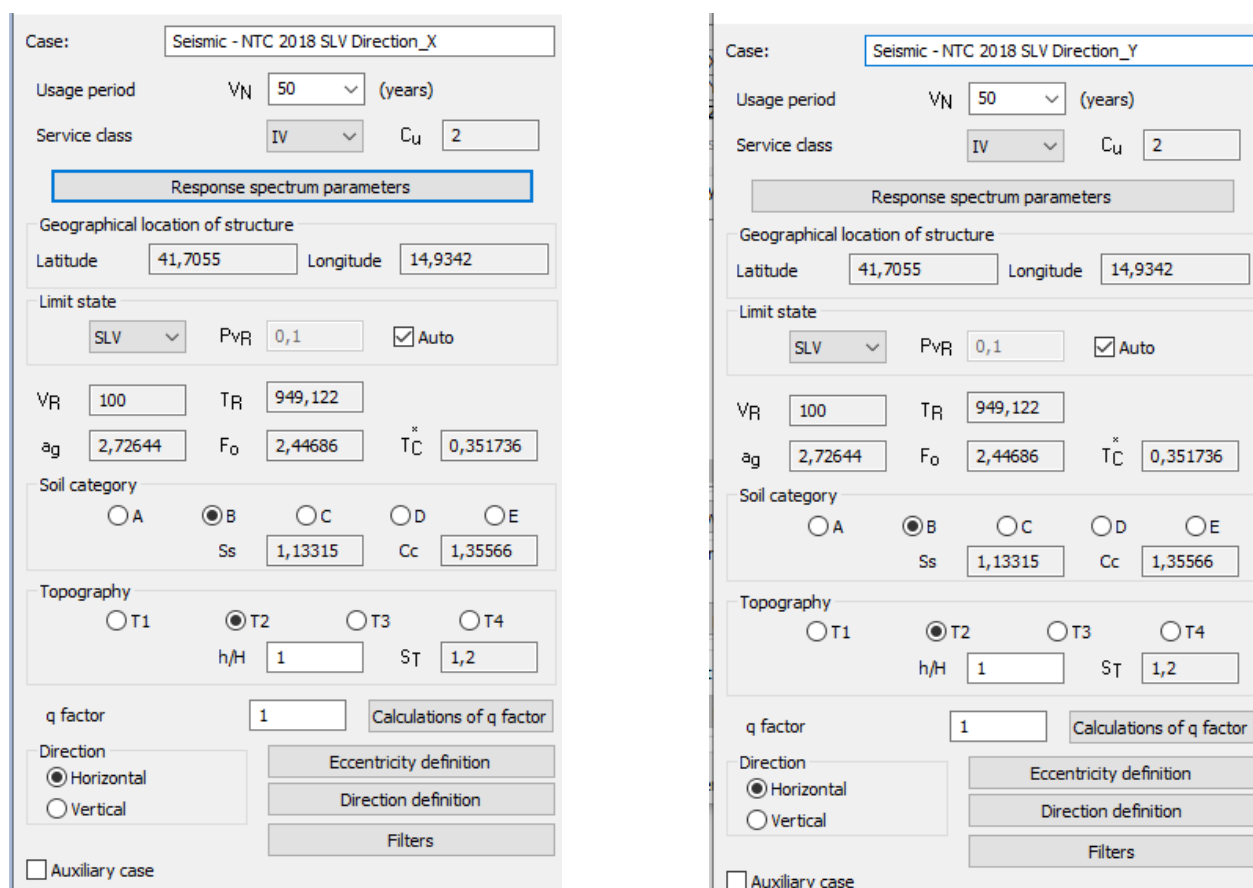


Figura 5-67: Parametri sismici di progetto

5.4.6 MODELLO DI CALCOLO PLATEA 1

5.4.6.1 GENERALITA'

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU e SLV).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate.

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati. Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura. La platea ha dimensione 12.2x6.2 m e altezza 0.3m.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulla platea si è deciso di modellare i vari elementi come aste verticali incastrate alla base. A tali elementi è stata assegnata la loro massa, il carico di neve, vento e il sisma. Si è quindi potuto individuare nei nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

Di seguito si riporta un'immagine del modello MIDAS.

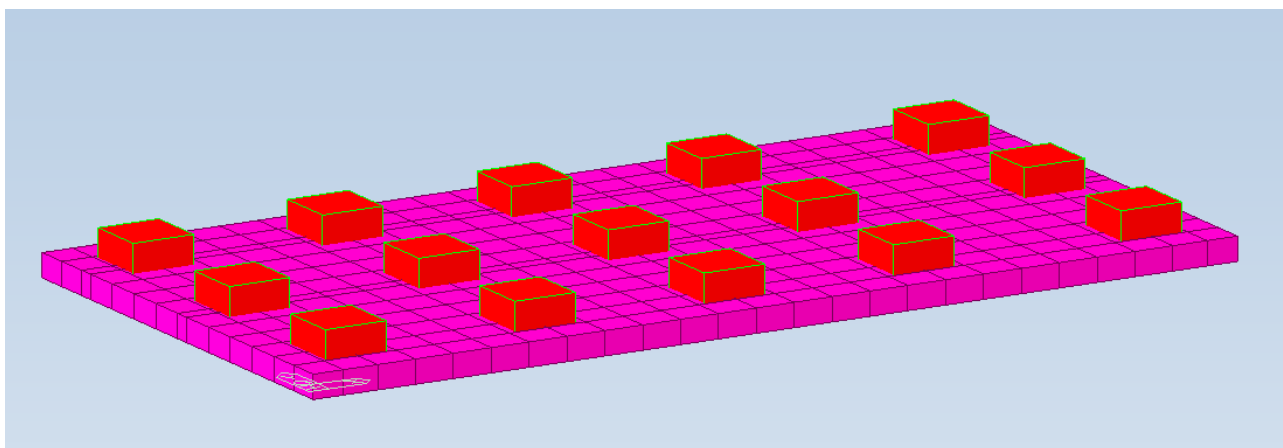


Figura 5-68: Modello MIDAS platea 1

La modellazione degli elementi fuori terra è stata eseguita mediante il programma di calcolo AUTODESK ROBOT 2020.

Per le strutture TA, TV e Scaricatore è stato previsto di utilizzare come struttura di sostegno una colonna costituita da un profilo sottile in acciaio di forma circolare cavo formato a freddo, avente diametro pari a 219.1 mm, spessore 4 mm ed altezza pari a 4.5 m, ovvero l'altezza totale del sostegno.

Per le strutture sostenenti il sezionatore sono state modellate tre colonne poste ad interasse di 1.7 m costituite da un profilo in acciaio di forma quadrata cavo formato a freddo, di lato pari a 120 mm e spessore pari a 4 mm; i componenti del sezionatore vengono fissati a due profili HEA120 di lunghezza pari a 4.5 m a loro volta collegati alle colonne tramite profili HEA120 di lunghezza totale 2 m ciascuna. L'altezza totale raggiunta dalle componenti elettromeccaniche è pari a 4.5 m.

Per le strutture sostenenti l'interruttore son state previste tre colonne poste a distanza di 2.2 m costituite da un profilo quadrato cavo, di lato pari a 120 mm e spessore 4 mm.

L'altezza totale raggiunta dalle componenti elettromeccaniche è pari a 4.5 m.

Tutte le colonne a sostegno delle apparecchiature sopra descritte sono supposte vincolate alla fondazione tramite vincolo di incastro.

Si riporta il modello dei sostegni sopra descritti con i relativi carichi permanenti applicati.

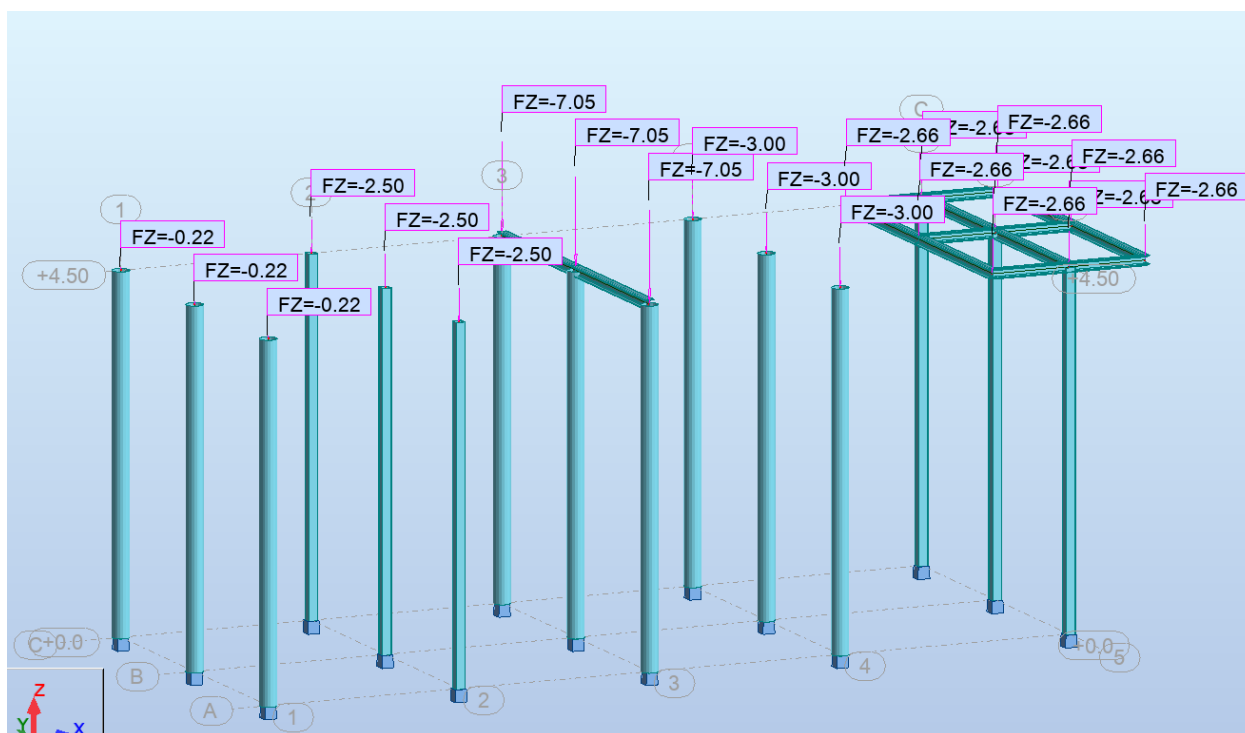


Figura 5-69: Carichi permanenti applicati ai sostegni

5.4.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le azioni elementari e le combinazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni alla base delle colonne di sostegno apparecchiature.

Case	Case name
1	PESO PROPRIO
2	PERM APPARECCHIO
3	NEVE
10	VENTO X
11	VENTO Y
12	Modal
13	Seismic - NTC 2018 SLV <u>Direction X</u>
14	Seismic - NTC 2018 SLV <u>Direction Y</u>
15	Seismic - NTC 2018 SLV <u>Direction Z</u>
16	SLV 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
17	SLV 1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z
18	SLV 1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z
19	SLV 1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z
20	SLV 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z
21	SLV 0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z

Figura 5-70: Load case

Combinations	Name	Combinati on type	Definition
24 (C)	COMB09_SLU	SLU	$(1+2)*1.30+3*1.50+10*0.60$
25 (C)	COMB10_SLU	SLU	$(1+2)*1.30+3*1.50+11*0.60$
26 (C)	COMB11_SLU	SLU	$(1+2)*1.30+3*0.50+10*1.50$
27 (C)	COMB12_SLU	SLU	$(1+2)*1.30+3*0.50+11*1.50$
28 (C) (CQC)	COMB13_SLV	SLV	$(1+2+16)*1.00$
29 (C) (CQC)	COMB14_SLV	SLV	$(1+2+17)*1.00$
30 (C) (CQC)	COMB15_SLV	SLV	$(1+2+18)*1.00$
32 (C) (CQC)	COMB16_SLV	SLV	$(1+2+19)*1.00$
33 (C) (CQC)	COMB17_SLV	SLV	$(1+2+20)*1.00$
34 (C) (CQC)	COMB18_SLV	SLV	$(1+2+21)*1.00$
35 (C) (CQC)	COMB19_SLV	SLV	$(1+2+22)*1.00$
36 (C) (CQC)	COMB22_SLV	SLV	$(1+2+23)*1.00$

Figura 5-71: Combinazioni di carico

Sulla base di queste combinazioni si sono individuate le due combinazioni peggiori (1 allo SLU e 1 all'SLV) da applicare all'interno del modello della fondazione.

Le combinazioni individuate sono quelle denominate: "comb 26(C)" e "comb 28(C)".

La combinazione "SLE" inserita nel modello di calcolo della platea è ottenuta dividendo, conservativamente, la combinazione SLU per 1.3.

Di seguito si riportano i massimi carichi in fondazione SLU e SLV con i quali è stata verificata la platea di fondazione.

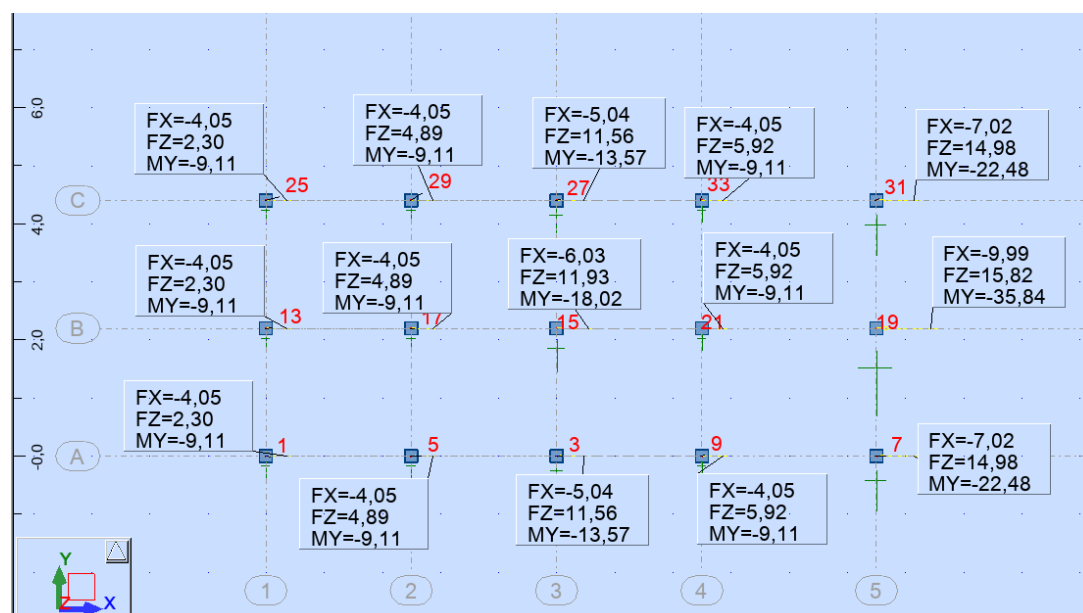


Figura 5-72: Massime reazioni alla base colonne per combinazioni SLU

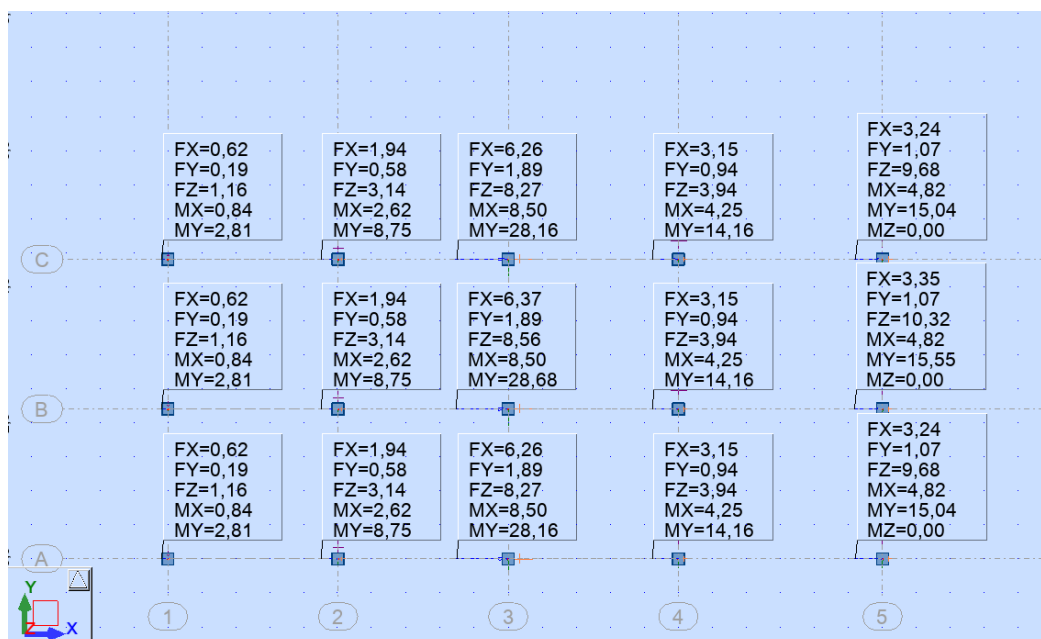


Figura 5-73: Massime reazioni alla base colonne per combinazioni SLV

5.4.7 VERIFICHE DELLA PLATEA 1

5.4.7.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico (*).

Si riportano di seguito gli involuপি dei momenti SLU e SLV in direzione x e y, top e bottom.

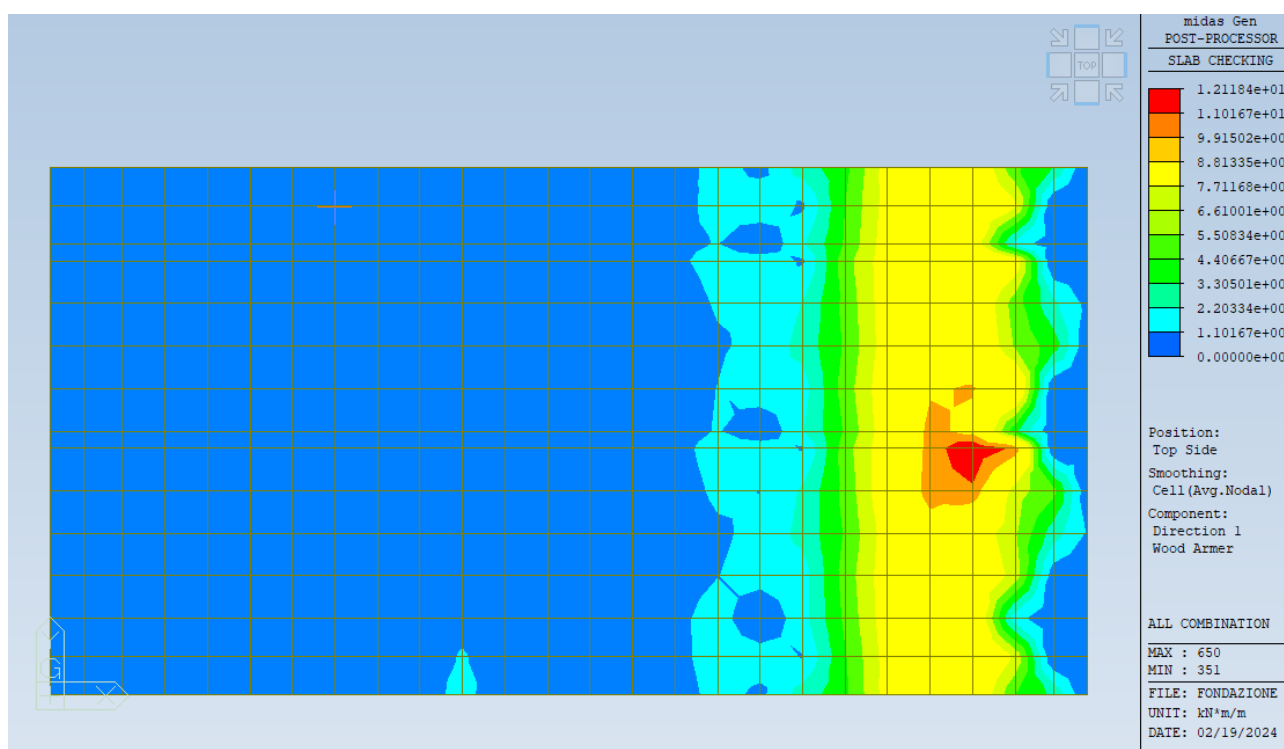


Figura 5-74: Top direzione x

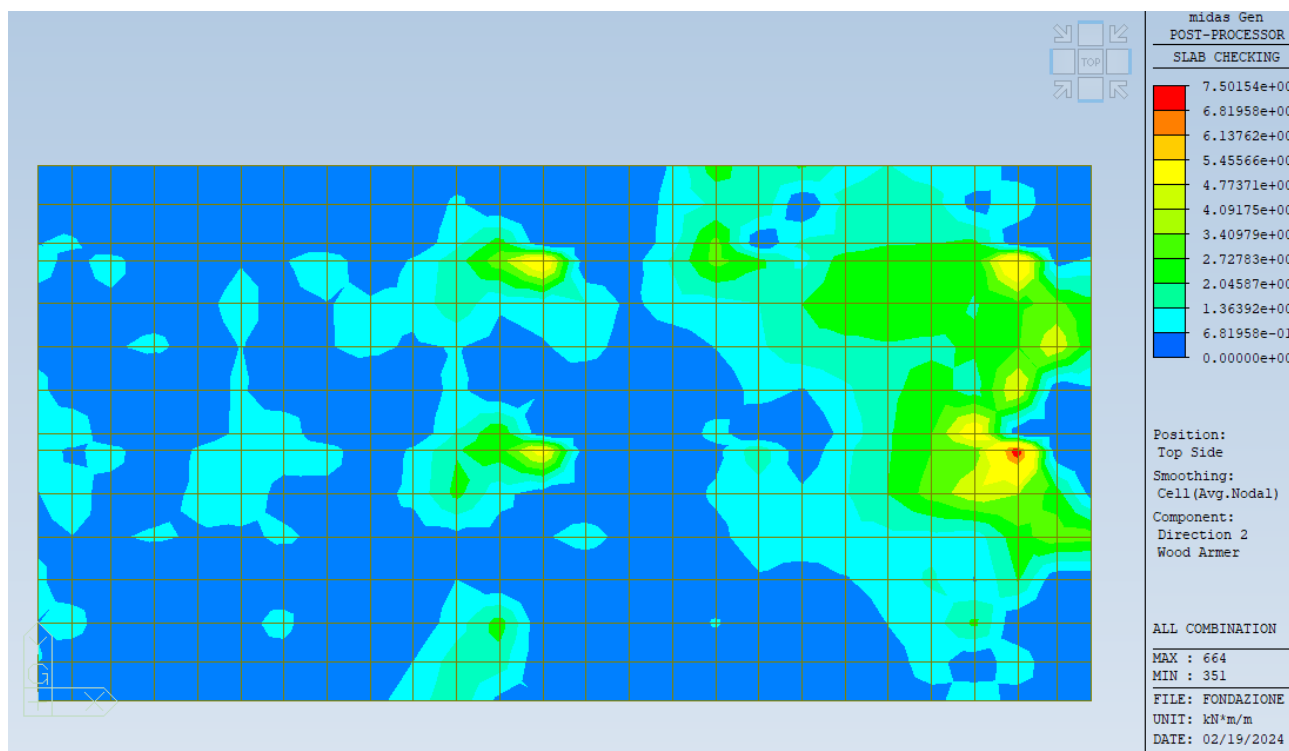


Figura 5-75: Top direzione y

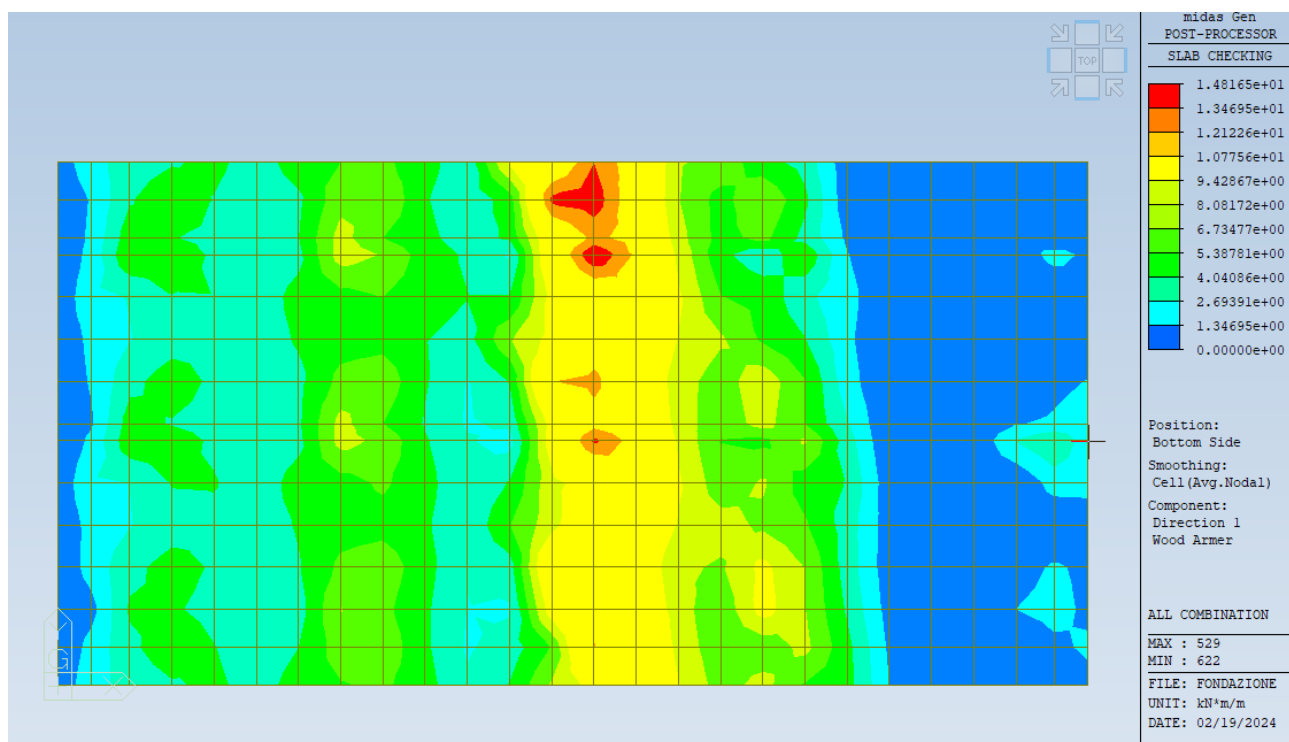


Figura 5-76: Bottom direzione x

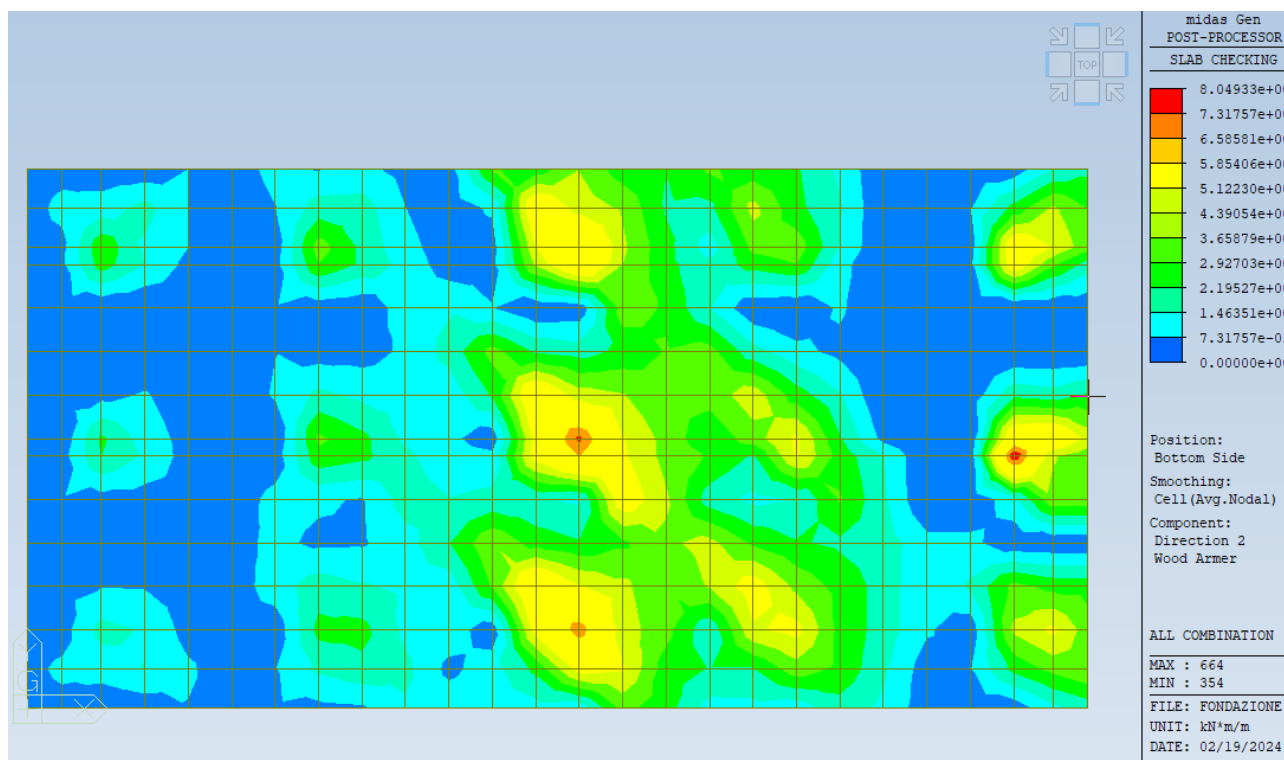


Figura 5-77: Bottom direzione y

(*): le fondazioni vengono verificate in campo elastico o sostanzialmente elastico sia agli SLU che agli SLV. Tale scelta è motivata dal fatto che la verifica in campo elastico è peggiorativa rispetto alla verifica in condizioni elasto-plastiche.

La platea è armata da 1Ø12/200 in entrambe le direzioni e sia inferiormente che superiormente.

Il valore del momento resistente è il seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5,3
2	5,65	24,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 1,863 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2

E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 49,98 kN m

σ_c -6,981 N/mm²

σ_s 391,2 N/mm²

ϵ_c 0,5754 ‰

ϵ_s 1,863 ‰

d 24,7 cm

x 5,829 x/d 0,236

δ 0,735

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 5-78: Calcolo Momento Resistente

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

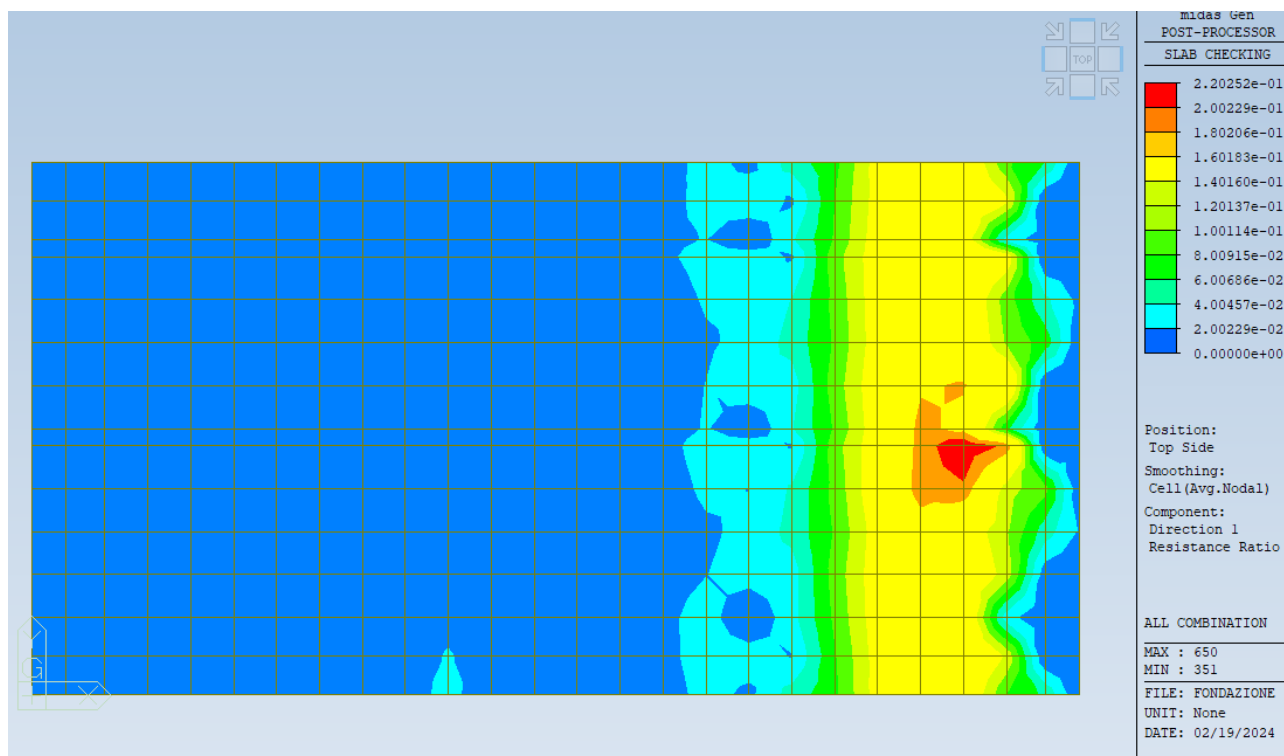


Figura 5-79: Coefficiente di sfruttamento top direzione x

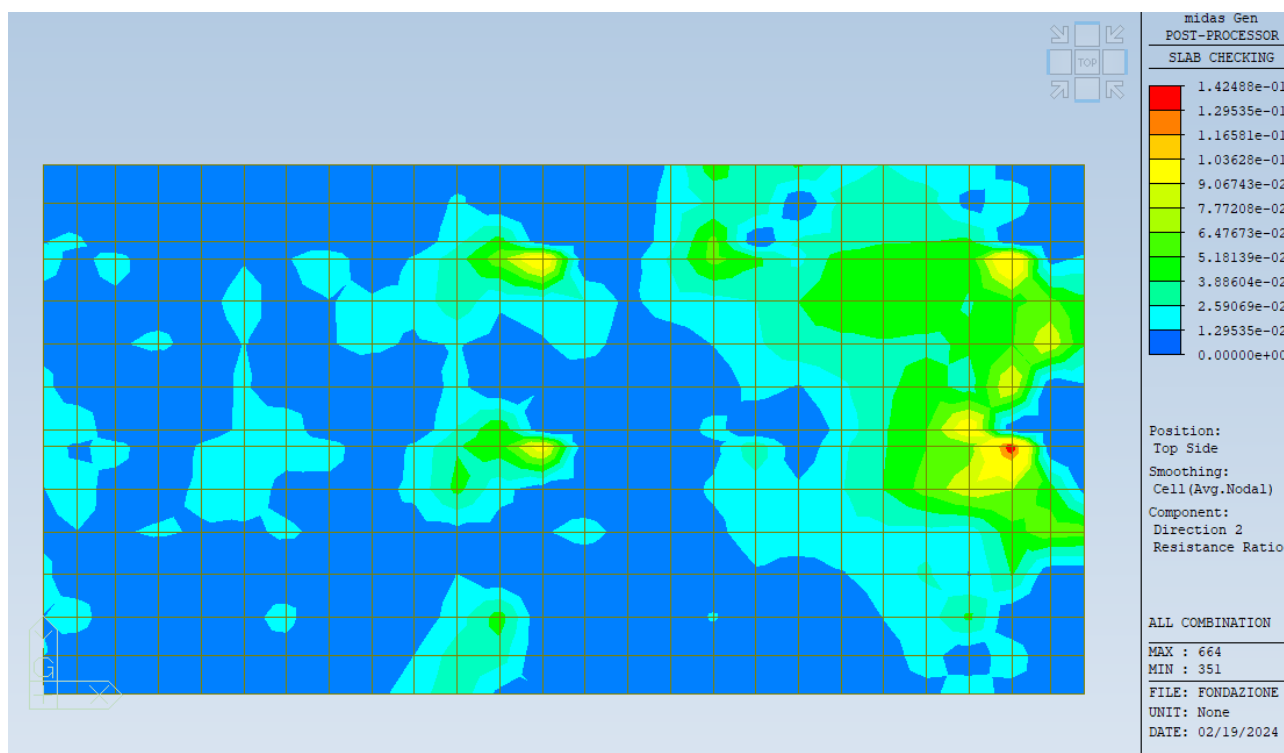


Figura 5-80: Coefficiente di sfruttamento top direzione y

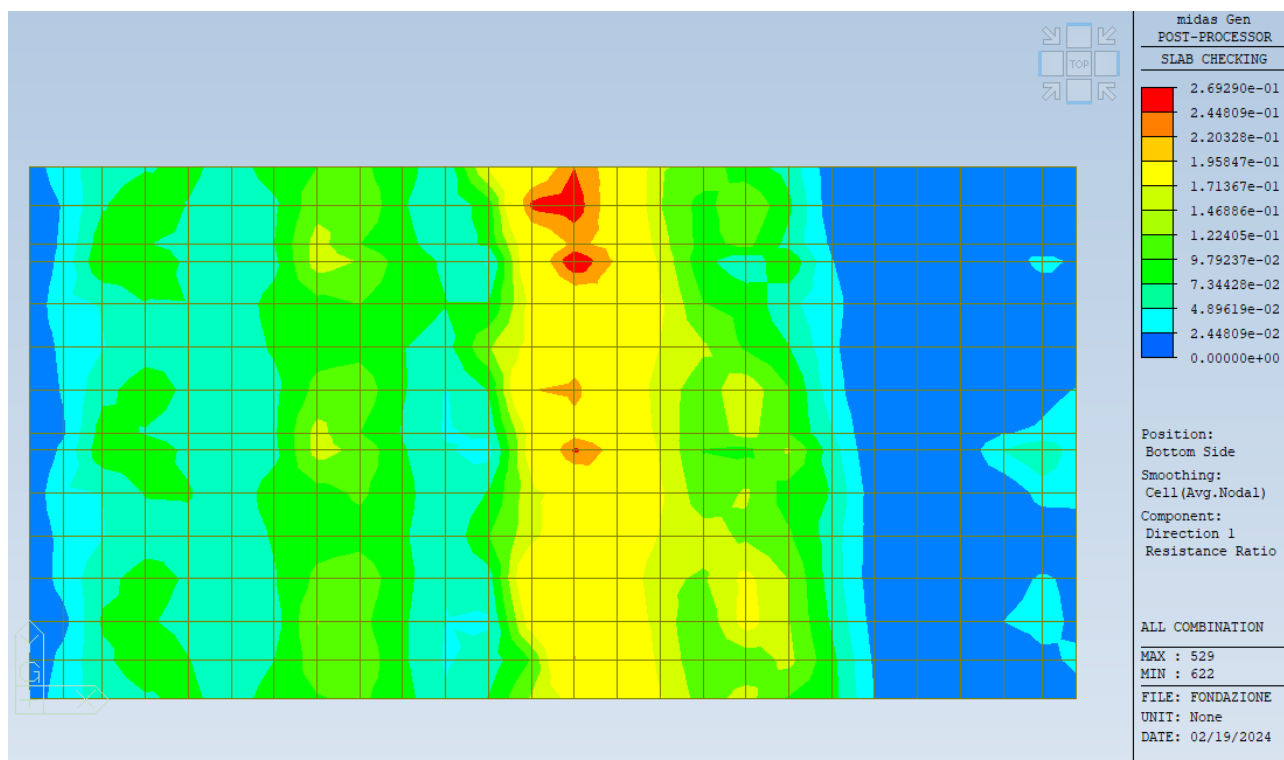


Figura 5-81: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

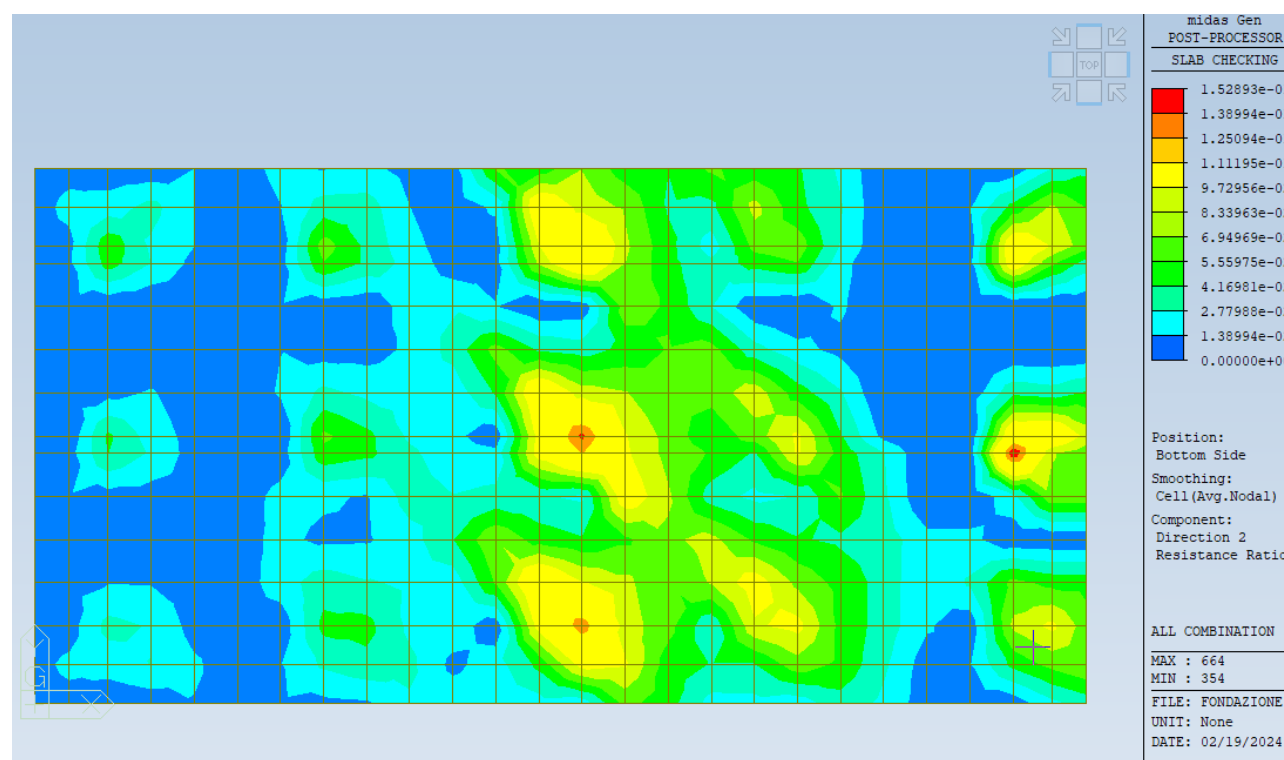


Figura 5-82: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

5.4.7.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e SLV.

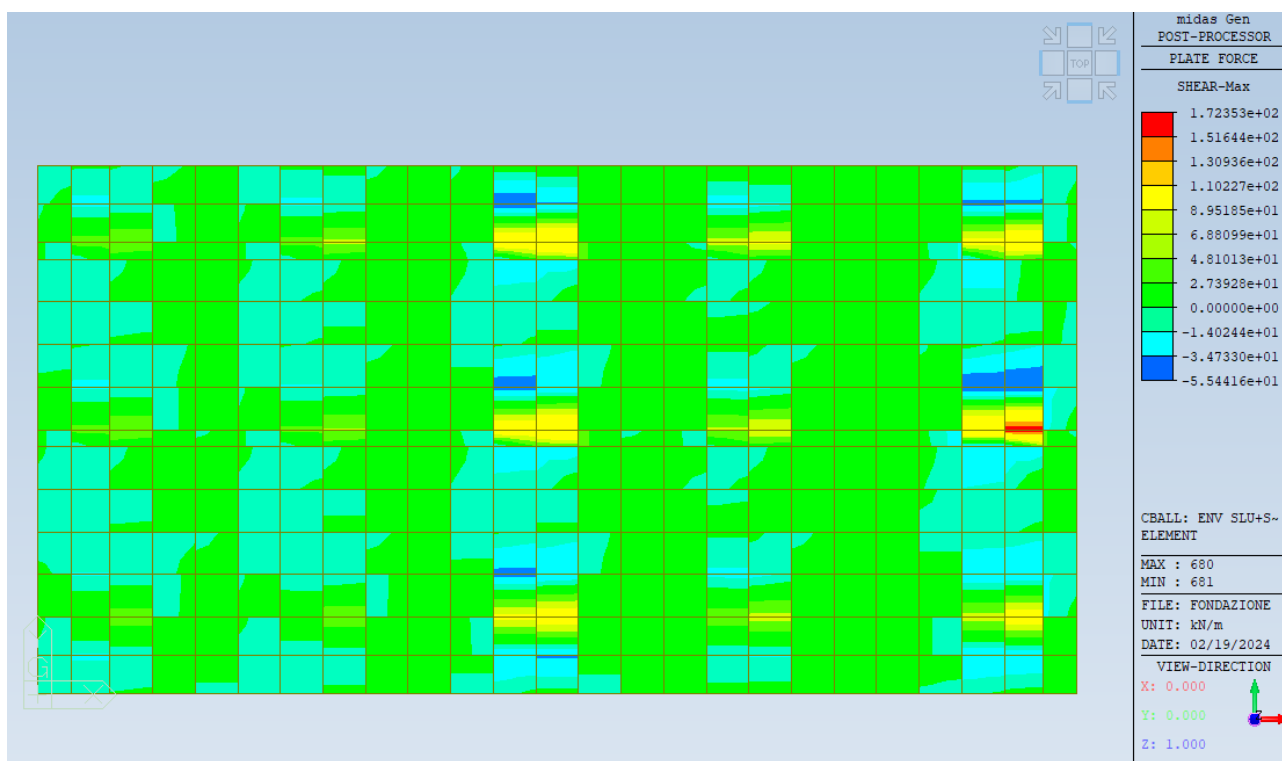


Figura 5-83: Taglio sollecitante

Il taglio resistente della platea senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO									
Caratteristiche materiali dati									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi		fyk	450	MPa	B450C Tensione di snervamento	
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media		fyd	391.30	MPa	resistenza di calcolo	
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione		fyd	2.69	MPa	resistenza aderenza acciaio-clt	
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
Caratteristiche sezioni									
H=	0.3	m							
B=	1	m		$\alpha_{sp} = 1$		3.5275	7.055		
d=	0.27	m		k= 1.860663					
Asw=	2.24	cm ² [Area staffe]		v _{min} = 0.443271	MPa				
s=	0.4	m [passo staffe]		$\sigma_{sp} = 0.000$	MPa	N _{es} =	0	kN	
Asl=	5.65	cm ²		pl 0.002093					
$\alpha = 90$		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave							
$\theta = 22$		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave				$\theta =$	10.15		
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio									
V _{Rd} =	120	kN							

Figura 5-84: Calcolo taglio resistente

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio (valori oltre i 192 kN/m) senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

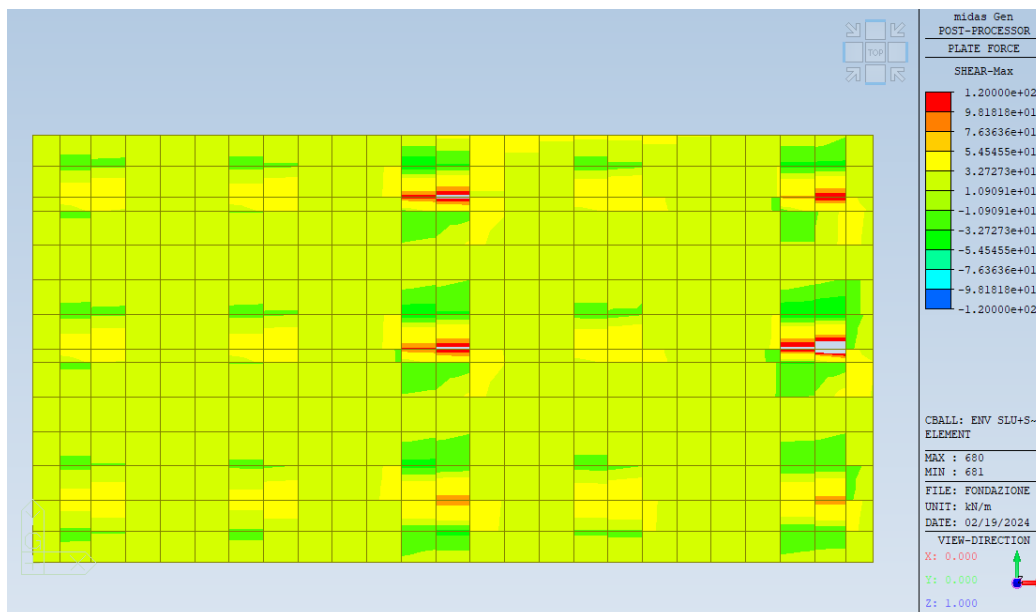


Figura 5-85: Verifica a taglio platea senza armatura a taglio

Le zone non verificate senza prevedere armatura a taglio sono molto limitate e derivanti dalla discretizzazione del modello di calcolo; sono inoltre localizzate al di sotto dei baggioli, per i quali viene effettuata una verifica a punzonamento.

La platea pertanto non viene armata a taglio.

5.4.7.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Di seguito si riporta la verifica a punzonamento in corrispondenza del seguente baggiolo.

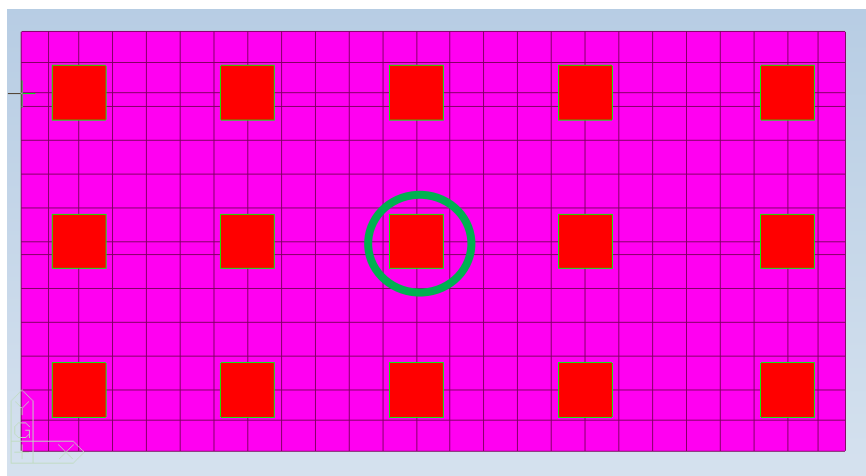


Figura 5-86: Indicazione baggiolo

Verifica allo stato limite per sollecitazione di PUNZONAMENTO									
dati [Kq] [cm]									
Caratteristiche materiali dati in [Mpa] [cm]									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento	
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo	
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	2.69	MPa		resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
Caratteristiche sezioni [cm]									
tipo pilastro	1		(1= pilastro interno; 2= pilastro di bordo; 3=pilastro d'angolo; 4=pilastro d'angolo non su bordo)						
	0		pilastro rettangolare						
c2=	80	cm	lato pilastro (parallelo al bordo se pilastro di bordo)						
c1=	80	cm	lato pilastro (perpendicolare al bordo se pilastro di bordo)						
u _o =	320	cm	(perimetro pilastro)						
u ₁ =	640.442451	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro - per casi particolari vedi EC2 pag.85-89)						
d=	25.5	cm	altezza utile soletta						
a ₁ =	51	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica u ₁						
a=		cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica considerato diverso da u ₁						
u=	395.110613	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)						
k=	1.88561489								
v _{min} =	0.45	MPa							
σ _{op} =	0	MPa	(compressione media nelle due direzioni dovuta a sforzo assiale - vedi pag. 93 EC2)						
Aslx=	8.84225	cm ²	Ax=	3990.8	cm ²	(armatura tesa in dir x compresa nell'area Ax corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)			
Asly=	8.84225	cm ²	Ay=	3990.8	cm ²	(armatura tesa in dir y compresa nell'area Ay corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)			
ρ _{lx} =	0.00221569								
ρ _{ly} =	0.00221569								
ρ _l =	0.00221569								
Azione di punzonamento									
V _{Ed} (a 2d)=	20	kN	V _{Ed} (a d)=		kN				
Verifica senza armature resistenti al taglio									
β=	1		(valore da calcolare in base all'EU2 pag.90, valori raccomandati: 1.15 pil interno; 1.4 pil bordo; 1.5 pil spigolo)						
-Verifica a filo pilastro									
V _{Ed} =	0.02	MPa							
V _{Rd,max} =	3.81	MPa	(massimo taglio resistente)		OK				
cs	0.006431								
-Verifica al perimetro di verifica di base (u ₁)									
V _{Ed} =	0.0122	MPa							
V _{Rd,c} =	0.45	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)		min 0.45		OK		
Fs	36.926446	cs	0.0270809						

Figura 5-87: Verifica a punzonamento

Il coefficiente di sfruttamento è pari a 0.07, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

5.4.7.4 VERIFICA DELLE PRESSIONI

La verifica delle pressioni è stata effettuata secondo le combinazioni SLU e SLV.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

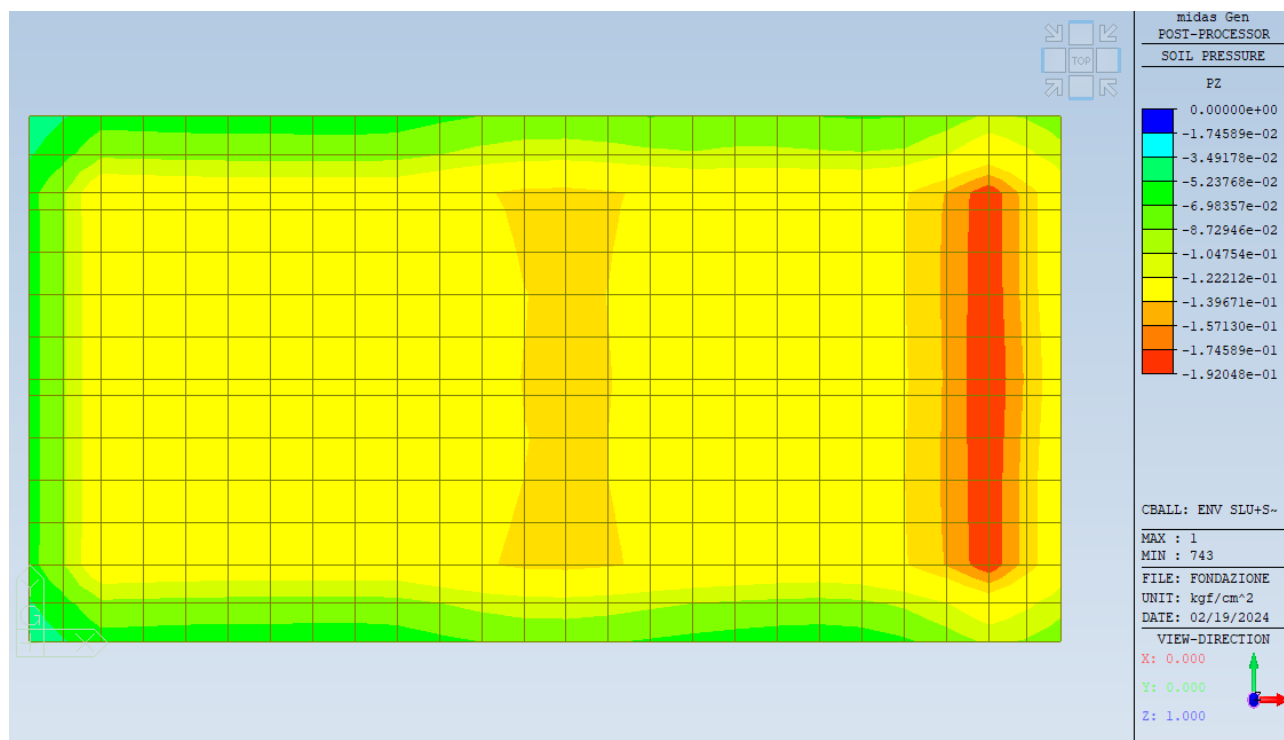


Figura 5-88: Pressione agente sulla fondazione

La pressione massima è pari a 0.19kg/cm², compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

5.4.7.5 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo la combinazione SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

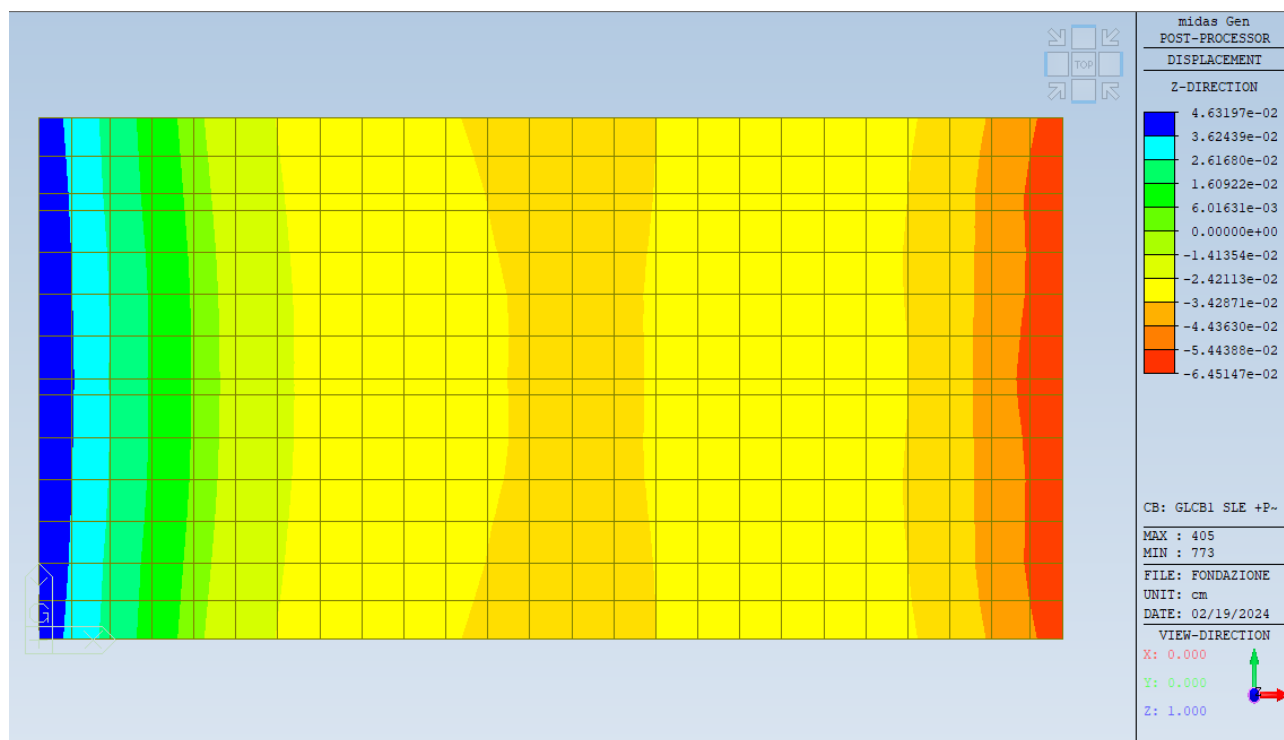


Figura 5-89: Cedimenti

Il cedimento massimo è pari a 0.06cm, compatibile con le condizioni di esercizio della struttura.

6 CONCLUSIONI RIASSUNTIVE

6.1 FONDAZIONI CABINE

Le cabine prefabbricate di dimensioni, rispettivamente di 17x4.2 m e 4x5m gravano su platee in c.a. di dimensioni rispettivamente pari a 18x5.2x0.3m e 5x6x0.3 m.

Per individuare i carichi agenti da riportare su di esse si è deciso di modellare, in via semplificata, gli edifici applicando i pesi propri, quelli delle apparecchiature in esso contenute, il carico da neve, di vento e di sisma.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare la platea di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidezza $k_W = 30000 \text{ kN/m}^3$.

6.2 FONDAZIONI INVERTER E BATTERIE

Sono semplici platee, caricate dal peso delle apparecchiature (trascurabili gli altri carichi). Le sollecitazioni sono assolutamente trascurabili.

6.3 FONDAZIONE TRASFORMATORE

È costituita da una platea di base dalla quale spiccano le due travi in sommità delle quali sono previsti gli appoggi del trasformatore, oltre che i binari per il suo posizionamento,

Uno strato di ciottoli, sostenuto da grigliato, filtra l'eventuale fuoriuscita dell'olio, che viene convogliato nello spazio sottostante creatosi; tale spazio è abbondantemente sufficiente per ricevere il volume d'olio dichiarato.

Una struttura fittizia infinitamente rigida è stata considerata nel programma di calcolo per simulare il trasformatore gravante sui suoi quattro punti di appoggio; a tale struttura sono stati applicati, oltre ai carichi verticali, anche quelli di neve, vento e sisma.

Le verifiche di platea e travi risultano ampiamente soddisfatte, con riferimento sia alle sollecitazioni che ai cedimenti.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare la platea di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidezza $k_W = 30000 \text{ kN/m}^3$.

6.4 FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTRICHE

Le fondazioni delle apparecchiature elettriche sono costituite da platee di diverse dimensioni, oltre che da plinti. Dalla sommità delle platee spiccano baggioli sui quali poggiano le apparecchiature.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulla platea si sono modellati le apparecchiature come elementi verticali incastrate alla base. A tali elementi è stata assegnata la loro massa, il carico di neve, vento e il sisma. Si è quindi potuto individuare nei nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

Le verifiche di platea e travi risultano ampiamente soddisfatte, con riferimento sia alle sollecitazioni che ai cedimenti.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare la platea di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidezza $k_w = 30000 \text{ kN/m}^3$.