

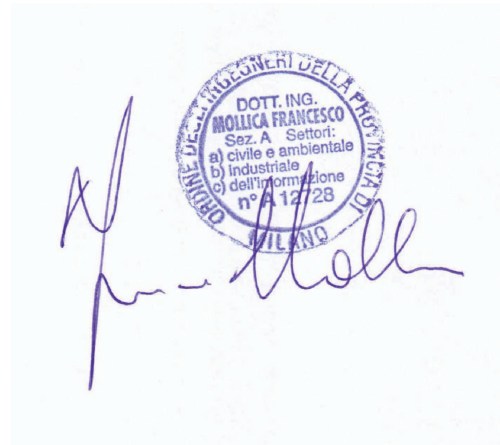
TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

COSTRUZIONE DELL'IMPIANTO EOLICO DI "TRAPANI 3"

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni



File: GRE.EEC.R.25.IT.W.14703.00.025.00 - Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni.pdf

00	18/12/2020	Prima emissione	F. Mollica	E. Castiello	L. Lavazza
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

	<i>G. Buonomo, M. Vallejo (GRE)</i>	<i>A. Puosi (GRE)</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT Trapani 3	GRE CODE																			
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	4	7	0	3	0	0	0	2	5	0	0
CLASSIFICATION	PUBLIC					UTILIZATION SCOPE	BASIC DESIGN													

INDEX

1. INTRODUZIONE	3
1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE	3
1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
3. PREMESSA ALL'ANALISI	6
3.1. NORMATIVA	9
3.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4. MATERIALI	10
4.1. CALCESTRUZZO FONDAZIONE	10
4.2. CALCESTRUZZO PALI	10
4.3. ACCIAIO ARMATURE	10
5. ANALISI DEI CARICHI	11
5.1. CARICHI AEROGENERATORE	11
5.2. PESO PLINTO	13
5.3. PESO TERRENO	13
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	13
6. MODELLO DI CALCOLO	14
6.1. GENERALITA'	14
6.2. MODELLO PLATEA	15
6.3. MODELLI PALI	16
6.4. CARICHI	17
7. VERIFICHE AEROGENERATORE TERRENO TIPO A (1+2+5)	19
7.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE	19
7.2. VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO	28
7.3. VERIFICA A PUNZONAMENTO	32
7.4. VERIFICHE DEI PALI	33
7.4.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO	33
7.4.2. VERIFICA PORTATA	48
7.5. VERIFICA DEI CEDIMENTI	49
7.6. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE	50
8. VERIFICHE AEROGENERATORE TERRENO TIPO B (1+2+8)	51
8.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE	51
8.2. VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO	60
8.3. VERIFICA A PUNZONAMENTO	64
8.4. VERIFICHE DEI PALI	65
8.4.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO	65
8.4.2. VERIFICA PORTATA	79
8.5. VERIFICA DEI CEDIMENTI	80
8.6. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE	81

1. INTRODUZIONE

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Solar Energy S.r.l. di redigere il progetto definitivo per la realizzazione di un nuovo impianto eolico denominato "Impianto eolico Trapani 3" e delle opere connesse, da ubicarsi nei comuni di Marsala (TP), Mazara del Vallo (TP), Salemi (TP) e Trapani (TP).

Si prevede che l'energia prodotta dagli aerogeneratori, attraverso il sistema di cavidotti interrati in media tensione a 33 kV, venga convogliata ad una sottostazione di trasformazione 220/33 kV, in condivisione con altri produttori, per l'innalzamento da media ad alta tensione. Si prevede che la sottostazione di trasformazione venga collegata alla stazione di smistamento RTN denominata "Partanna 2", di nuova realizzazione da parte dell'ente gestore di rete.

In sintesi, il presente progetto prevede:

- l'installazione di 30 nuovi aerogeneratori, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, per una potenza installata pari a 126 MW;
- la realizzazione delle fondazioni per gli aerogeneratori in progetto;
- la realizzazione di piazzole di montaggio degli aerogeneratori, di nuovi tratti di viabilità e l'adeguamento della viabilità esistente, al fine di garantire l'accesso per il trasporto degli aerogeneratori;
- la connessione degli aerogeneratori ad una sottostazione di trasformazione 220/33 kV, in condivisione con altri produttori, tramite cavidotti interrati a 33 kV e l'adeguamento della sottostazione di trasformazione, per la connessione alla stazione di smistamento RTN "Partanna 2".
- l'utilizzo temporaneo, attraverso opportuni adeguamenti, di aree per il Site Camp e per lo stoccaggio temporaneo (Temporary Storage Area).

Si evidenzia che l'elettrodotta in cavo interrato di connessione della sottostazione di trasformazione alla stazione RTN "Partanna 2", essendo lo stallo di alta tensione condiviso nella stazione Terna, è escluso dal presente progetto poiché in carico ad altri proponenti.

Il progetto è in linea con gli obiettivi nazionali ed europei per la riduzione delle emissioni di CO₂ legate a processi di produzione di energia elettrica.

1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE

Il soggetto proponente dell'iniziativa è Enel Green Power Solar Energy S.r.l., società iscritta alla Camera di Commercio di Roma che ha come Socio Unico la società Enel Green Power S.p.A., società del Gruppo Enel che dal 2008 si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili.

Enel Green Power è presente in 28 paesi nei 5 continenti con una capacità gestita di oltre 46 GW e più di 1.200 impianti.

In Italia, il parco di generazione di Enel Green Power è rappresentato dalle seguenti tecnologie rinnovabili: idroelettrico, eolico, fotovoltaico, geotermia. Attualmente nel Paese conta una capacità gestita complessiva di 14,6 GW.

1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni dell'aerogeneratore del campo eolico di Trapani 3 ed in particolare il calcolo e la verifica del plinto e dei pali.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito oggetto di studio nel presente elaborato è ubicato a circa 20 km a Sud-Est dal centro abitato di Trapani, nei comprensori comunali di Marsala, Mazara del Vallo, Salemi e Trapani.

La morfologia dell'area e delle zone limitrofe è contraddistinta da un territorio collinare privo di particolari complessità morfologiche. Il sito di interesse è infatti caratterizzato da colline di elevazione limitata (tra i 90 m s.l.m. ed i 210 m s.l.m.) con pendii dolci e poco scoscesi.

Il progetto ricade interamente nella provincia di Trapani, entro i confini comunali di Marsala, Mazara del Vallo, Salemi e Trapani e, in particolare, all'interno dei seguenti riferimenti cartografici:

- Foglio di mappa catastale del Comune di Marsala n° 135, 136, 137, 138, 165, 166, 167, 168, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 218, 219, 220, 221, 222, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 257, 273, 275;
- Foglio di mappa catastale del Comune di Mazara del Vallo n° 1,2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 18;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Salemi n° 38,39;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Trapani n° 296;
- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, codificati 257-III-NO "Paolini, 257-III-NE "Baglio Chitarra", 257-IV-SE "Borgo Fazio" e 257-I-SO "Vita";
- Carta tecnica regionale CTR in scala 1:10.000, fogli n° 605160, 606130, 617030 e 617040.

Di seguito è riportato l'inquadramento territoriale dell'area di progetto e la configurazione proposta su ortofoto:



Figura 2-1: Inquadramento generale dell'area di progetto

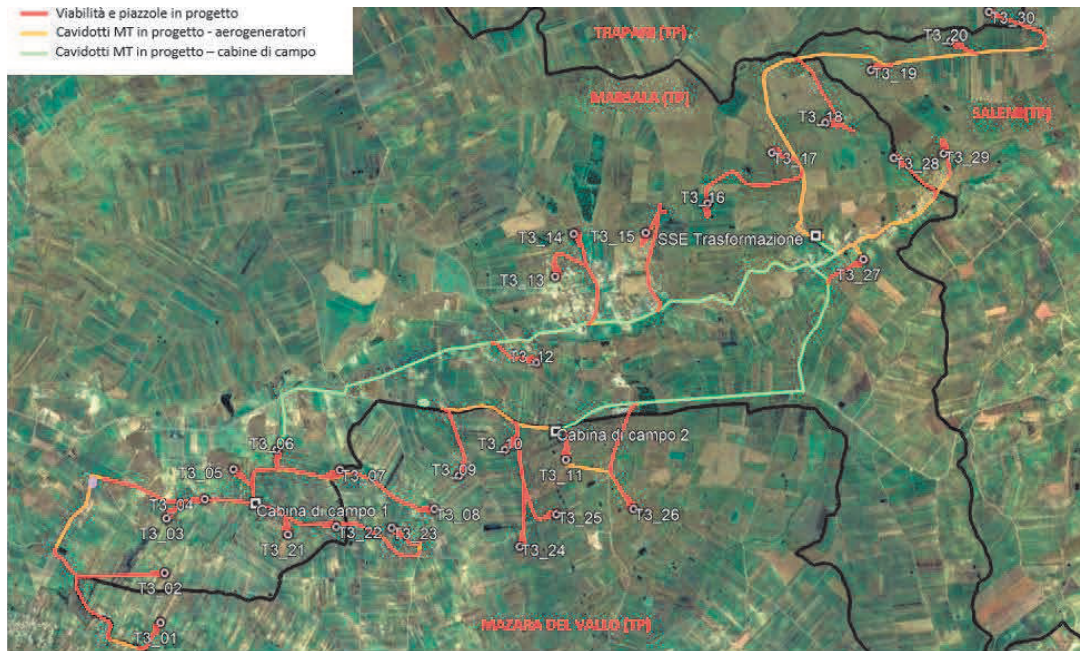


Figura 2-2: Configurazione proposta su ortofoto

Di seguito è riportato in formato tabellare un dettaglio sul posizionamento degli aerogeneratori in progetto, in coordinate WGS84 UTM fuso 33N:

Tabella 1: Coordinate aerogeneratori

WTG	Comune	Est [m]	Nord [m]	Altitudine [m s.l.m.]
T3_01	Mazara del Vallo	286256,00	4183837,00	134
T3_02	Marsala	286325,91	4184473,37	118
T3_03	Marsala	286368,22	4185172,98	134
T3_04	Marsala	286866,48	4185407,25	132
T3_05	Marsala	287248,88	4185780,02	150
T3_06	Marsala	287809,62	4186016,95	154
T3_07	Mazara del Vallo	288620,41	4185736,57	154
T3_08	Mazara del Vallo	289827,42	4185207,49	164
T3_09	Mazara del Vallo	290153,85	4185622,91	92
T3_10	Mazara del Vallo	290756,21	4185943,28	106
T3_11	Mazara del Vallo	291538,88	4185793,02	110
T3_12	Marsala	291189,00	4187051,00	108
T3_13	Marsala	291461,00	4188146,00	148
T3_14	Marsala	291714,00	4188688,00	104
T3_15	Marsala	292643,32	4188678,75	140
T3_16	Marsala	293449,01	4189036,01	106
T3_17	Marsala	294297,00	4189667,00	154
T3_18	Marsala	294997,00	4190032,00	164
T3_19	Salemi	295602,00	4190693,00	170
T3_20	Salemi	296635,79	4191036,97	190

T3_21	Marsala	287930,52	4184926,36	148
T3_22	Marsala	288554,25	4185010,58	130
T3_23	Mazara del Vallo	289270,56	4184976,88	142
T3_24	Mazara del Vallo	290917,50	4184694,13	104
T3_25	Mazara del Vallo	291396,82	4185097,16	102
T3_26	Mazara del Vallo	292395,37	4185142,39	118
T3_27	Marsala	295442,48	4188266,71	202
T3_28	Marsala	295865,79	4189557,47	186
T3_29	Salemi	296511,93	4189597,49	208
T3_30	Trapani	297144,38	4191400,03	202

3. PREMESSA ALL'ANALISI

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni dell'aerogeneratore del campo eolico di Trapani 3 ed in particolare il calcolo e la verifica del plinto e dei pali.

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

Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 24.92 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 3.15 metri (esterno plinto), i pali sono 20 diametro 1200 mm e di lunghezza 28 metri.

Riferendosi la presente relazione ad un progetto di carattere definitivo, avente scopo primario il dimensionamento di cassero e armatura di platea e pali con intento possibilmente conservativo, alcune verifiche di maggiore specificità e che dovranno essere considerate in fase esecutiva non sono state inserite; in particolare ci si riferisce a quelle connesse ai fenomeni di fatica, sulla base dei carichi forniti dal produttore.

Le suddette verifiche presuppongono infatti una maggiore conoscenza dei dati geotecnici, da riferire singolarmente a ciascun aerogeneratore, rispetto a quelli complessivi attualmente reperiti, per lo più estrapolati dalla letteratura sulla base delle risultanze geologiche della zona, e utilizzati nella presente relazione:

Nel dettaglio sono stati considerati nella presente relazione i due seguenti tipi di terreno, inviluppo di quelli presumibilmente attesi e che si differenziano per le diverse caratteristiche a profondità maggiori di 6 m.

Terreno tipo A

Presenta le caratteristiche e i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, dalla quale si evince come siano stati considerati i seguenti strati:

- Strato 1 (Terreno 1 in tabella): da 1 a 3 m di profondità
- Strato 2 (Terreno 2 in tabella): da 3 a 6 m di profondità
- Strato 3 (Terreno 5 in tabella): da 6 m di profondità fino a punta palo

Simbolo	Parametro	[u.m.]	TERRENO 1	TERRENO 2	TERRENO 5
			Copertura	Regolite	Flysh Val Belice
"g"	Peso di volume	[Ton/m ³]	1,87	2,18	2,20
"φ"	Angolo di attrito	[°]	33	36	32
"c"	Coesione	[Kg/cm ²]	2,25	4,0	1,25
Dr	Densità relativa	[%]	86	90	95
M	Modulo di elasticità	[MPa]	10	24	37
"μ"	Coeff. di Poisson	[-]	0,3	0,4	-
k _w , k _h	Coeff. di Winkler	[Kg/cm ³]	18	25	vedi (1)
V _s	Velocità sismica	[m/sec]	165	220	1.25
Profondità		m	1-3	3-6	6-35

(1) Coefficienti di Winkler ipotizzati:

- Verticale Kw=0.73 kg/cm³
- Orizzontale Kh=4.4 kg/cm³ (ottenuto da valori di coesione da letteratura):

Nota: il coefficiente Kh è stato applicato anche ai precedenti TERRENO 1 e TERRENO 5

Terreno tipo B

Presenta le caratteristiche e i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, dalla quale si evince come siano stati considerati i seguenti strati:

- Strato 1 (Terreno 1 in tabella): da 1 a 3 m di profondità
- Strato 2 (Terreno 2 in tabella): da 3 a 6 m di profondità
- Strato 3 (Terreno 8 in tabella): da 6 m di profondità fino a punta palo

Simbolo	Parametro	[u.m.]	TERRENO 1	TERRENO 2	TERRENO 8
			Copertura	Regolite	Grande Terrazzo Sup.
"g"	Peso di volume	[Ton/m ³]	1,87	2.18	2,09
"φ"	Angolo di attrito	[°]	33	36	34
"c"	Coesione	[Kg/cm ²]	2,25	4,0	0
Dr	Densità relativa	[%]	86	90	85
M	Modulo di elasticità	[MPa]	10	24	20
"μ"	Coeff. di Poisson	[-]	0,3	0,4	-
k _w , k _h	Coeff. di Winkler	[Kg/cm ³]	18	25	vedi (2)
V _s	Velocità sismica	[m/sec]	165	220	380
Profondità		m	1-3	3-6	6-35

(1) Coefficienti di Winkler ipotizzati:

- Verticale Kw=1.17 kg/cm³
- Orizzontale Kh=0.7 kg/cm³ (ottenuto da valori di N_{spt} sondaggi disponibili, con valore di 30 N_{spt})

Nota: il coefficiente Kh è stato applicato anche ai precedenti TERRENO 1 e TERRENO 8

3.1. NORMATIVA

- 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"

3.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Doc. EGP S.25.XX.W.00000.00.001.02 "Design guidelines for foundation of WTG"

4. MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO FONDAZIONE

Si assume per le fondazioni un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC4

Classe di consistenza: S4

Classe di resistenza alla compressione: C32/40

Per il colletto superiore si prevede una classe di calcestruzzo maggiore con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC4

Classe di consistenza: S4

Classe di resistenza alla compressione: C35/45

4.2. CALCESTRUZZO PALI

Si assume per i pali un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S5

Classe di resistenza alla compressione: C25/30

4.3. ACCIAIO ARMATURE

Le armature sono realizzate con barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C controllato in stabilimento.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. CARICHI AEROGENERATORE

Gli aerogeneratori che verranno installati presso il nuovo impianto oggetto di questo studio saranno selezionati sulla base delle più innovative tecnologie disponibili sul mercato. La potenza nominale delle turbine previste sarà pari a massimo 6,0 MW (altezza massima pari a 200 metri).

Per gli aerogeneratori di riferimento, le sollecitazioni indotte dal vento sono largamente superiori a quelle dovute al sisma, per cui si analizzerà solamente il caso di carico massimo dovuto al vento.

I carichi sono forniti dal costruttore in accordo al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: si utilizzano ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana.

Si rimarca altresì che i carichi forniti dal produttore rappresentano i carichi massimi da non combinare con alcun altro tipo di carico, essi includono gli effetti dinamici della struttura e corrispondono alla più sfavorevole tra le combinazioni con carico da vento sulla turbina.

I carichi di vento forniti ad una quota di +20 cm rispetto all'estradosso della fondazione, sono qui di seguito riassunti:

$$F_x = 1535.05 \text{ kN}$$

$$F_y = 50.50 \text{ kN}$$

$$F_z = -6826.10 \text{ kN}$$

$$M_x = 4163.87 \text{ kNm}$$

$$M_y = 178349.50 \text{ kNm}$$

$$M_z = 374.90 \text{ kNm}$$

I carichi sopra riportati sono indicati per il vento spirante in direzione X; analogamente i carichi nel caso di vento in direzione Y si ottengono alternando i pedici alle forze orizzontali e ai momenti agenti attorno agli assi orizzontali.

I carichi sopra riportati sono quelli denominati "Characteristic load" dalla IEC 61400-1 e sono stati inseriti nella combinazione cosiddetta fondamentale per le verifiche SLU delle NTC2018.

Tali carichi, moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi delle NTC2018, sono quelli che producono le maggiori sollecitazioni nella fondazione (superiori a quelli "Extreme loads" per i quali i suddetti carichi sono moltiplicati per il coefficiente 1.1).

Si riporta nella pagina seguente l'estratto completo dei carichi forniti dal costruttore nelle varie condizioni (alla base dell'aerogeneratore):

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A foundations are shown in Table 3.

Load case	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

The loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" in this section are the maximum static loads for the specific wind turbine calculated according to IEC 61400 or DIBt standard for each site class. These loads must not be combined with any other type of load. They include the dynamic behaviour of the structure and correspond to the most unfavourable case at the base of the wind turbine among the different load cases, according to IEC 61400 or DIBt. Therefore, the loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" are directly the foundation design loads. They shall not be divided or combined with any other load.

Characteristic load

Characteristics loads (maximum M_{xy} bending moment load combination of groups N, E and T according to GL2012 Sec. 5.4.3.1.3, or equivalent groups N-T according to IEC 61400-1 2006) have been estimated as shown in Table 4:

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
Dlc62_V42.5_060_s9	1535,05	50,5	-6826,1	4163,87	178349,5	374,9

Table 4 SG 6.0-170 HH115m Characteristics Loads at the base of the tower

Quasi-permanent load

Characteristics loads (maximum M_{xy} bending moment load combination of groups N, E and T according to GL2012 Sec. 5.4.3.1.3, or equivalent groups N-T according to IEC 61400-1 2006) have been estimated as shown in Table 5:

pf=0.01000		Tower loads at section						
Section Height from bottom (m)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _{xy} (KN)	F _z (KN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)	M _{xy} (KNm)	M _z (KNm)
0	1002,07	123,15	1002,48	-6629,52	18223,36	119459,49	119805,99	4928,71

Table 5 SG 6.0-170 HH115m Quasi Permanent Loads at tower bottom

No gap between the foundation and the ground shall be verified for the loads of Table 5.

Fatigue load

The equivalent fatigue loads are provided for the design foundations in Table 6, calculated for 10⁷ cycles:

	Load factor	m	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
Tower Bottom	1	4	563,31	361,63	177,3	22054,68	39810,03	10283,41
Tower Bottom	1	7	558,57	361,77	174,53	26918,71	50074,58	10803,68

Table 6 SG 6.0-170 HH115m equivalent fatigue loads at the base of the tower

In the above table, the "m" values correspond to the Wöhler gradient, which has a value of m=4 for embedded steel and m=7 reinforcement in reinforced concrete.

Table 7 shows the mean fatigue loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A foundation:

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
1	473,93	-6,23	-6694,21	4669,6	56807,04	133,54

Table 7 SG 6.0-170 HH115m Mean Fatigue Loads at base of tower

5.2. PESO PLINTO

Il peso totale del plinto è calcolato direttamente dal programma. Causa pendenza del concio superficiale esterno, esso è stato diviso in quattro parti a cui sono state date altezze diverse mediando la parte più alta del singolo concio e la parte più bassa.

5.3. PESO TERRENO

Il peso del terreno di ricoprimento sopra la fondazione dell'aerogeneratore è pari a: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Il carico è applicato come pressione sugli elementi tipo plate interessati da questo carico, quindi quelli esterni al concio circolare. Per l'applicazione del carico, essendo il concio circolare esterno diviso in quattro altezze è stata calcolata la pressione agente sulle quattro parti dove quindi l'altezza di ricoprimento della fondazione è variabile.

Si riportano di seguito i carichi inseriti, procedendo dalla corona più esterna a quella più interna:

- 4° Corona 20.5 kN/m^2 ;
- 3° Corona = 18.5 kN/m^2 ;
- 2° Corona = 15.5 kN/m^2 ;
- 1° Corona = 12.5 kN/m^2
-

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

La struttura è calcolata con vita utile 50 anni.

In accordo al paragrafo 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018: le combinazioni per le verifiche agli S.L.U. sono:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale per peso proprio della struttura e dei pesi permanenti; G_1 è il valore caratteristico dei carichi permanenti;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per dell'azione variabile;
- ψ_{0i} = è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro dell'azione variabile Q_{kj} ;
- ψ_{2i} = è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_{kj} ;
- Q_{kj} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

6. MODELLO DI CALCOLO

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).

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

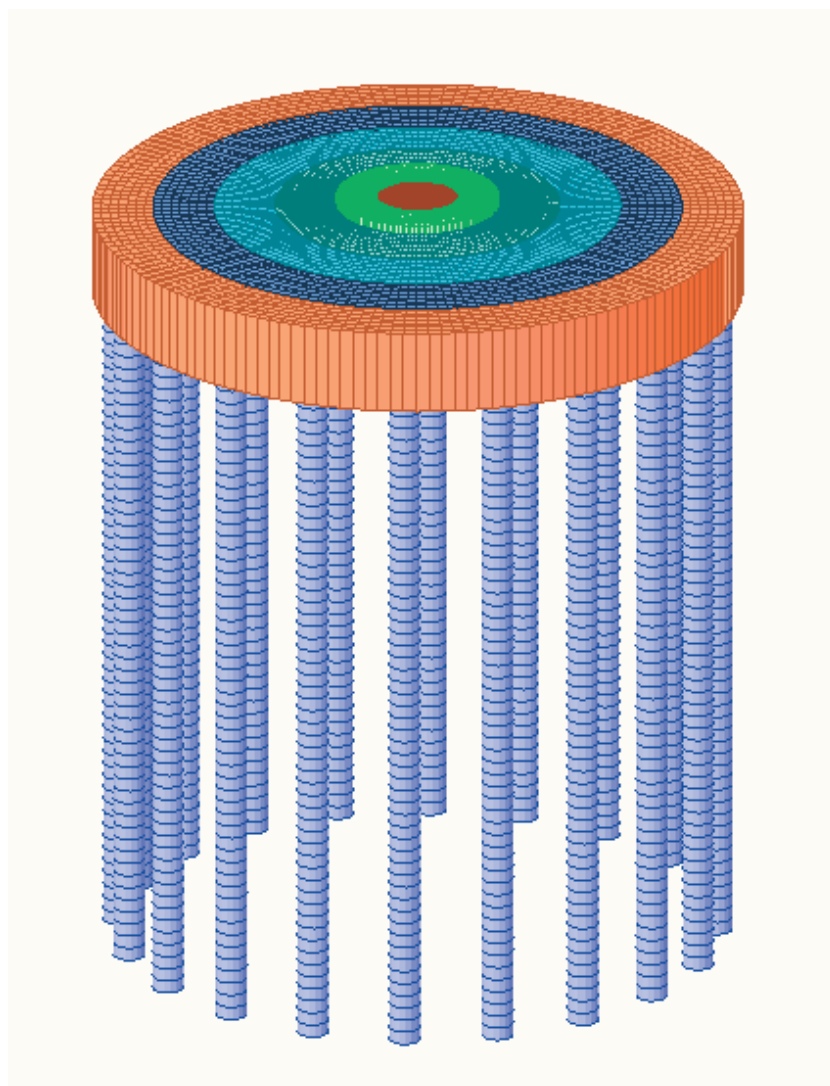
Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

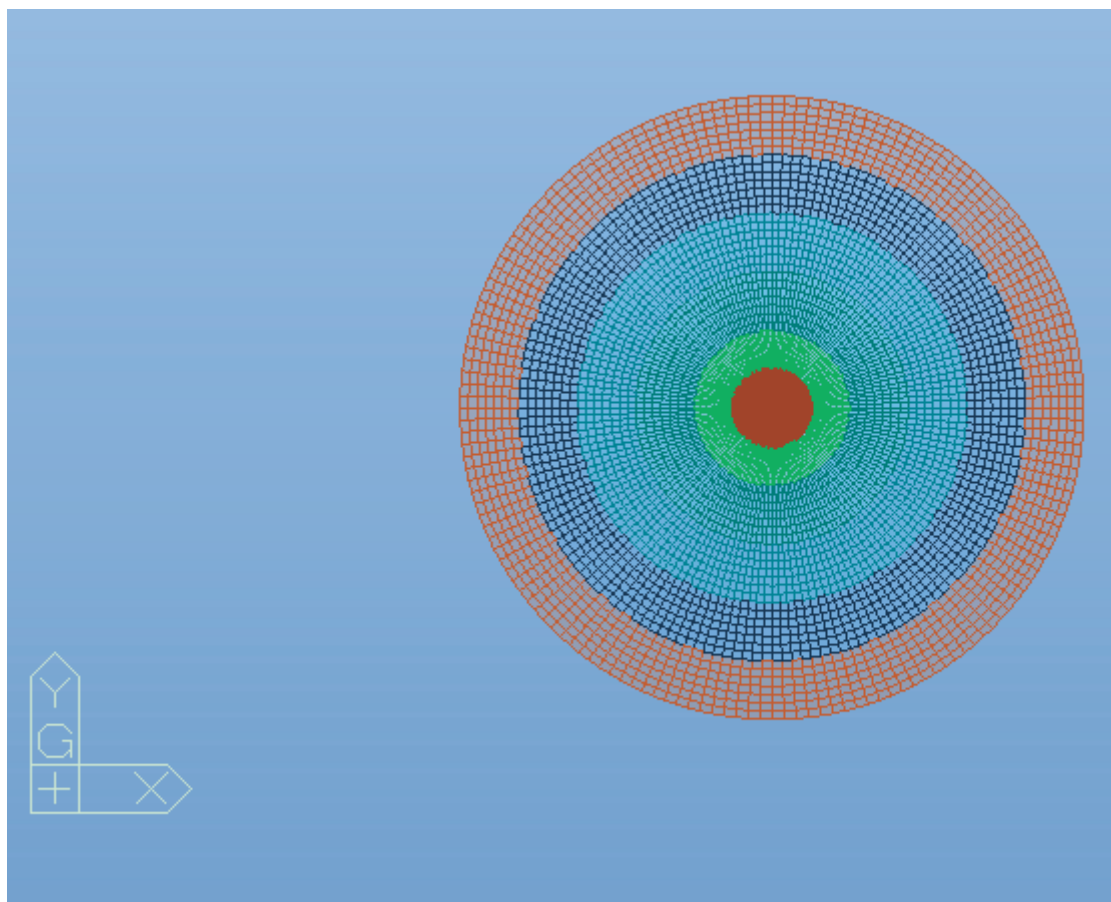
Gli elementi dei pali sono del tipo "trave" soggette a sei sollecitazioni, con possibilità di eseguire qualunque operazione, anche parziale, di svincolo.

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.

Il modello della fondazione è rappresentato nella figura seguente. Si riporta anche il sistema di riferimento adottato.





6.2. MODELLO PLATEA

La platea è circolare di diametro 24.92 metri e altezza variabile da 4,40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 3.15 metri (esterno plinto).

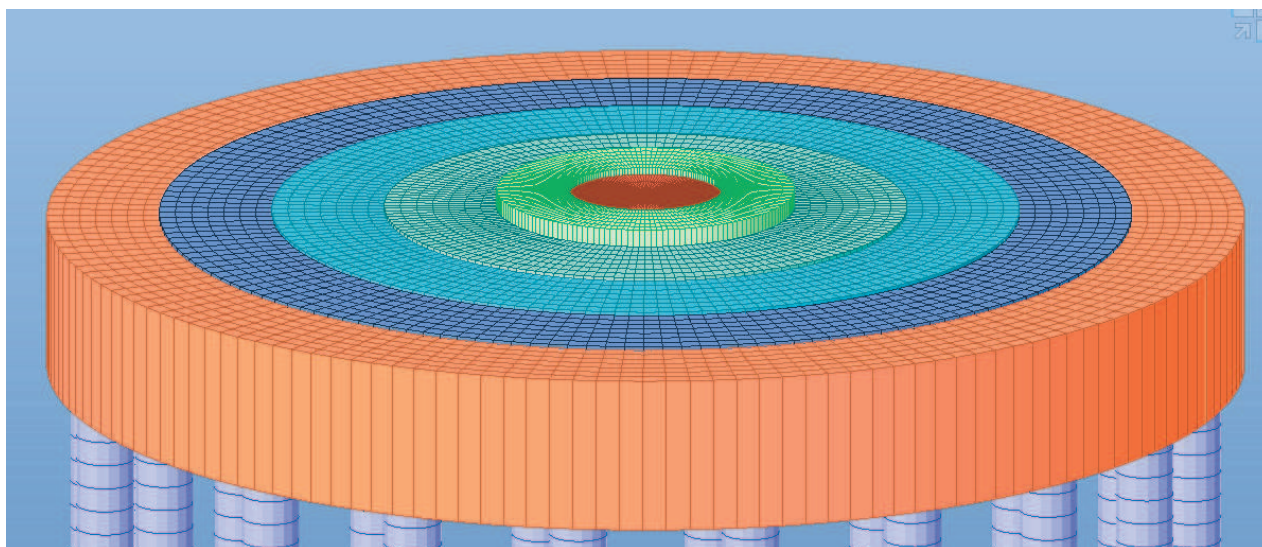
La sua schematizzazione è stata fatta mediante elementi tipo plate. Per una migliore schematizzazione della parte esterna con pendenza, si è deciso di dividere questa parte in quattro sezioni a cui sono state date altezze diverse ottenute mediando le altezze del punto più alto del concio e del punto più basso.

Si sono ottenuti quattro sezioni con le seguenti altezze:

- 4° corona: H=3.22m;
- 3° corona: H=3.37m;
- 2° corona: H=3.52m;
- 1° corona: H=3.67m;

La parte più interna è stata modellata con un'altezza pari a 4.1m.

Di seguito si riporta un'immagine per mostrare le differenti altezze.



6.3. MODELLI PALI

La platea è supportata da 20 pali di diametro 120 cm e lunghezza 28 metri. Nella modellazione essi sono stati considerati come elementi "beam" e suddivisi in conci di lunghezza pari a 0.5m.

Le interazioni tra i pali ed il terreno circostante sono espresse dai seguenti parametri geotecnici ricavati dalla relazione geologica, che suddivide il terreno in tre diverse zone.

Come riferito al § 1.1, sono stati individuati due tipi di terreno (A e B) a cui fanno riferimento parametri geotecnici diversi; sono stati realizzati quindi due diversi modelli, con caratteristiche geometriche e di sollecitazione identiche, ma con parametri geotecnici diversi.

Per il terreno tipo A sono stati assunti i seguenti parametri:

K verticale da 1 a 3m: $18 \text{ kg/cm}^3 = 180000 \text{ kN/m}^3$

K verticale da 3 a 6m: $25 \text{ kg/cm}^3 = 250000 \text{ kN/m}^3$

K verticale da 6 a 35m: $0.73 \text{ kg/cm}^3 = 7300 \text{ kN/m}^3$

K orizzontale: $4.4 \text{ kg/cm}^3 = 44000 \text{ kN/m}^3$

Per il terreno tipo B sono stati assunti i seguenti parametri:

K verticale da 1 a 3m: $18 \text{ kg/cm}^3 = 180000 \text{ kN/m}^3$

K verticale da 3 a 6m: $25 \text{ kg/cm}^3 = 250000 \text{ kN/m}^3$

K verticale da 6 a 35m: $1.17 \text{ kg/cm}^3 = 11700 \text{ kN/m}^3$

K orizzontale: $0.7 \text{ kg/cm}^3 = 7000 \text{ kN/m}^3$

Le costanti orizzontali e verticali per entrambi gli aerogeneratori sono ottenuti nel seguente modo:

K_v = costanti verticali di compressione e trazione ottenuta moltiplicando le costanti verticali per l'area del palo.

K_s = costante orizzontale ottenuta moltiplicando le costanti orizzontali per il diametro del palo (1.2 m) e per l'altezza dei singoli conci (0.5m).

Si ottengono quindi i seguenti valori:

Per terreno tipo A (strati 1+2+5):

K_v da 1 a 3m: 203400 kN/m

Kv da 3 a 6m: 282500 kN/m

Kv da 6 a 35m: 8249 kN/m

Ks: 26400 kN/m

Per terreno tipo B (strati 1+2+8):

Kv da 1 a 3m: 203400 kN/m

Kv da 3 a 6m: 282500 kN/m

Kv da 6 a 35m: 13221 kN/m

Ks: 4200 kN/m

Come è possibile notare dai suddetti valori il valore Kv, in entrambi i terreni, è molto bassa.

Ciò comporta una portata di base molto bassa e la necessità di non potere trascurare la portata laterale applicando le costanti verticali su tutti i conci dei pali; a favore di sicurezza l'area considerata per ciascun concio è stata assunta pari a quella alla base del palo (pari a 1.13 m²) e non a quella laterale di ciascun concio (pari a 1.88 m²), che pure rappresenterebbe meglio la realtà fisica dell'ipotesi assunta.

6.4. CARICHI

I carichi sono stati applicati secondo le due direzioni principali (X e Y) al fine di trovare le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali.

Le forze nel piano orizzontale e i momenti di rotazione attorno ai due assi del piano orizzontale saranno composti vettorialmente ed applicati secondo la stessa direzione di composizione andando così a vantaggio di sicurezza.

Le forze finali riportate a livello dell'estradosso fondazioni sono quindi le seguenti:

$$F_x = 1535.05 \text{ kN}$$

$$F_y = 50.50 \text{ kN}$$

$$F_z = -6826.10 \text{ kN}$$

$$M_x = 4163.87 \text{ kNm}$$

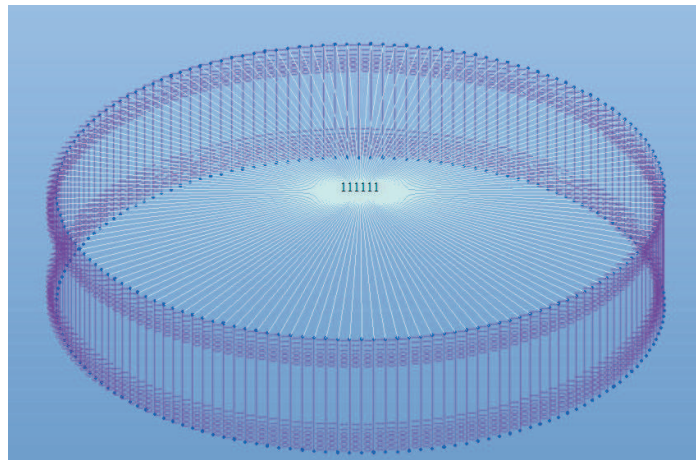
$$M_y = 178349.50 \text{ kNm}$$

$$M_z = 374.90 \text{ kNm}$$

L'aerogeneratore si poggia sulla corona superiore costituita da 160 nodi. Le sollecitazioni dell'aerogeneratore vengono applicate tramite l'utilizzo del "rigid body" cioè tramite un nodo master (il nodo centrale della fondazione) collegato in dx, dy, dx, rx, ry e rz ai 160 nodi della corona superiore.

Siccome tra i 160 nodi sui quali deve arrivare il carico e il nodo master sono presenti altri elementi plate si realizza un estrusione dei 160 nodi verso l'alto pari a 1m e a questi elementi vengono assegnate le proprietà di un "rigid" ($E=3.0e^{10}$ kN/m² e Area=1000m²). I rigid sono bielle. Il nodo master viene bloccato in dx, dy e rx.

Il carico dell'aerogeneratore viene inserito seguendo le direzioni dei carichi; quindi ad esempio F_x è inserito in direzione X e così via. Data la forma della fondazione qualsiasi direzione di inserimento sarebbe stata corretta: simmetricamente in direzione Y, i carichi dell'aerogeneratore andrebbero inseriti con gli stessi valori ma invertendo la X e la Y; ad esempio l' F_x (1535.05 kN) andrebbe inserito in direzione Y e così via.



Le combinazioni di carico individuate per le direzioni x e y sono 3 e sono le seguenti:

COMBINAZIONI			
	PP	PERM	AEROGENERATORE
gLCB1 SLU	1.3	1.3	1.5
gLCB1 EQU	0.9	0.9	1.5
gLCB1 SLE	1	1	1

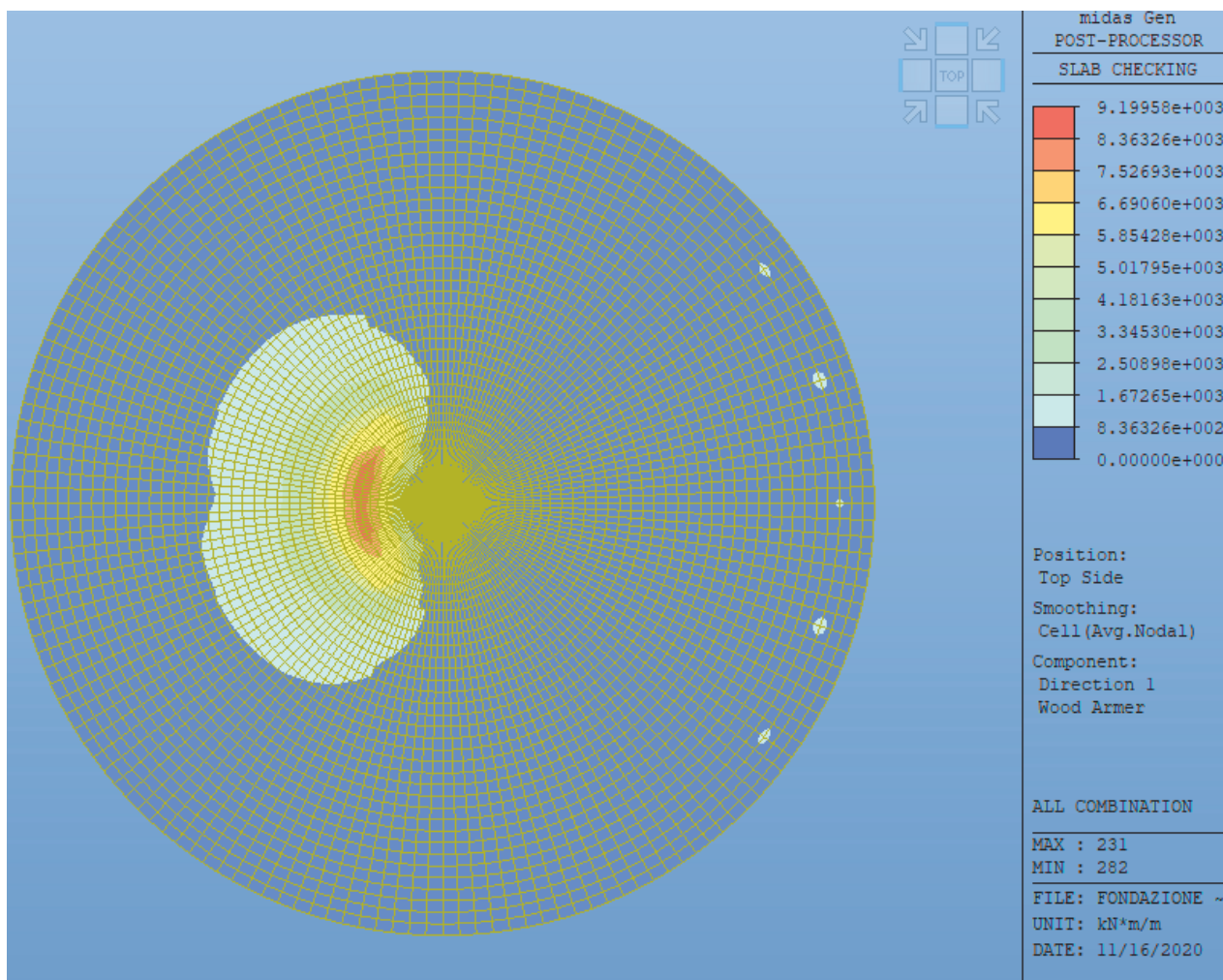
7. VERIFICHE AEROGENERATORE TERRENO TIPO A (1+2+5)

7.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

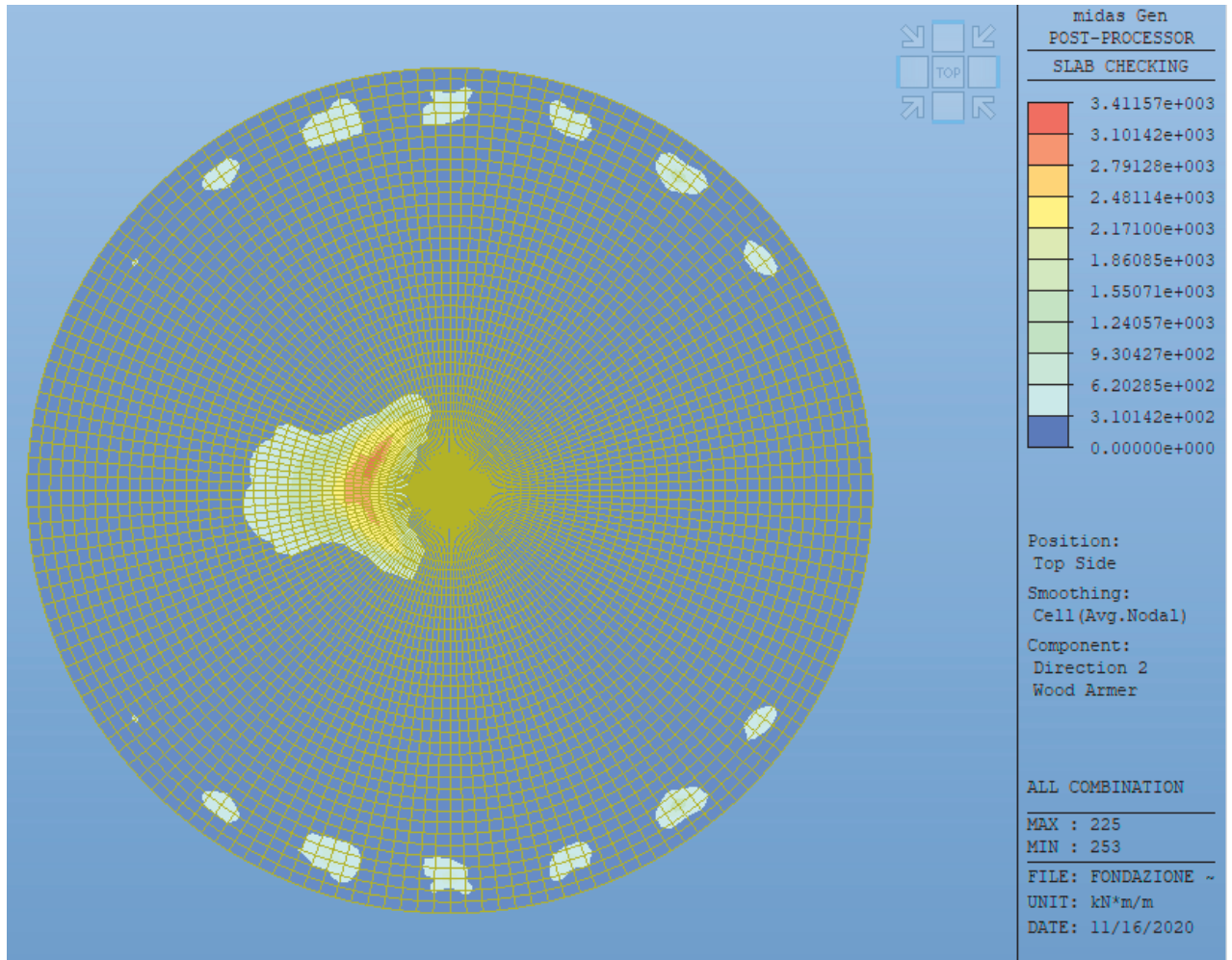
La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico.

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

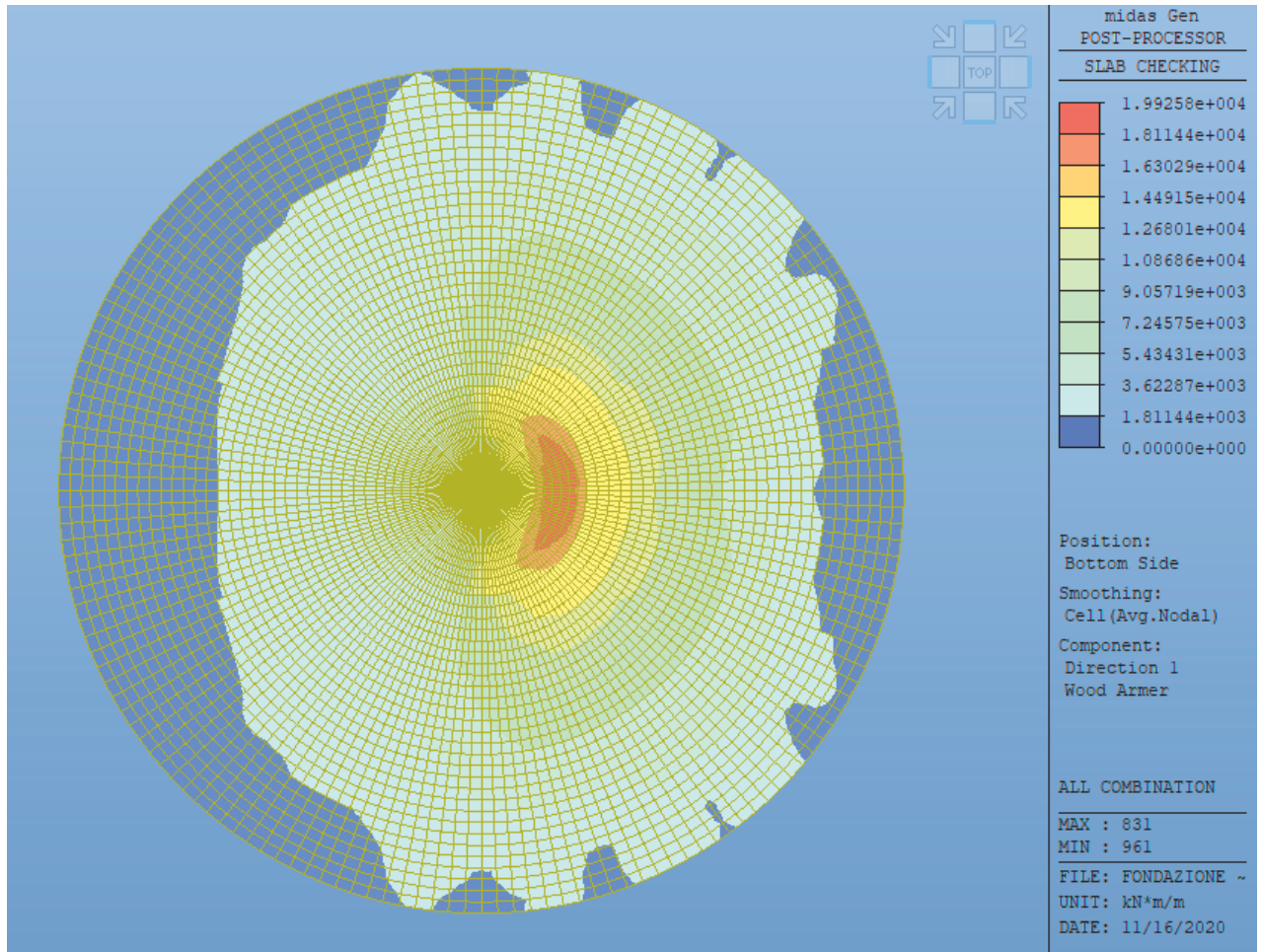
Nota bene: avendo inserito il carico dell'aerogeneratore solo in direzione X, le sollecitazioni massime sono in quella direzione; tutte le altre direzioni sono analoghe (anche se il valore di sollecitazione è basso o simmetrico).



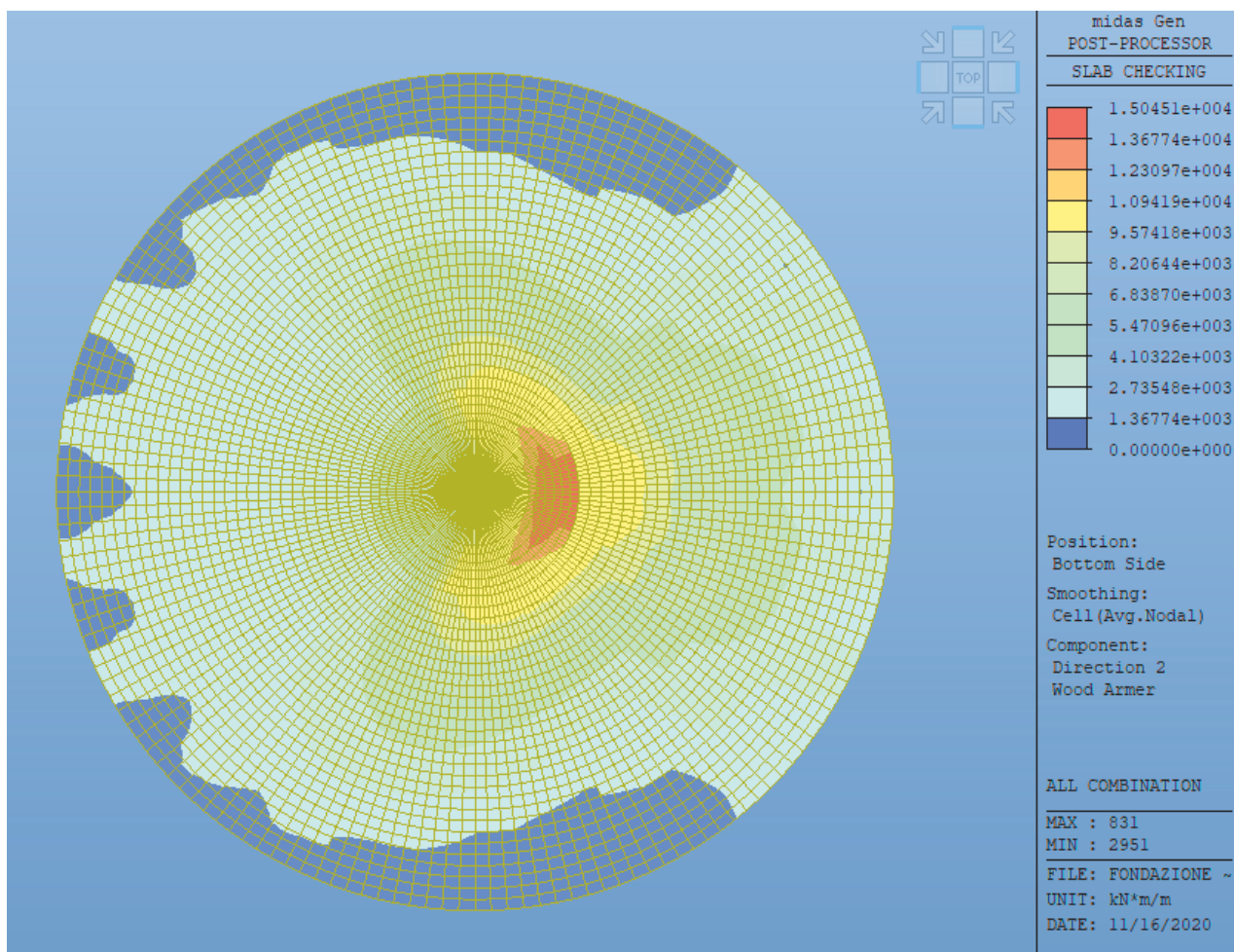
Top direzione x



Top direzione y



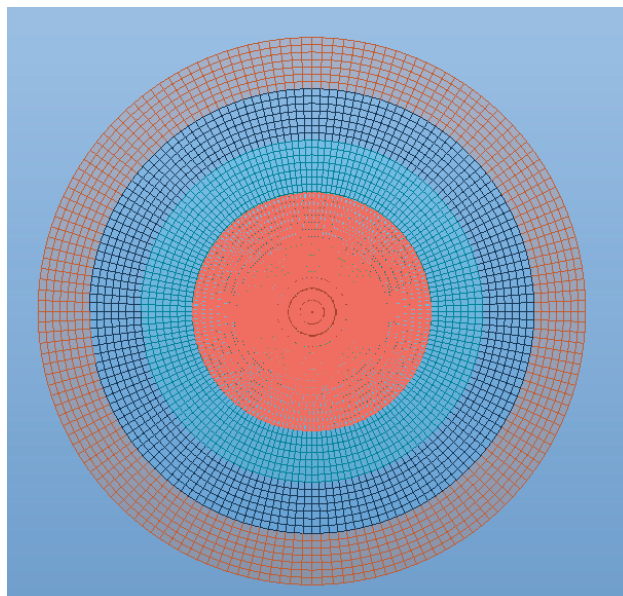
Bottom direzione x



Bottom direzione y

Inferiormente la platea è armata da $\varnothing 30/90$ in entrambe le direzioni. Nella parte centrale è previsto un secondo strato di armatura di rinforzo realizzato tramite $\varnothing 30/100$ sia in direzione x che in direzione y.

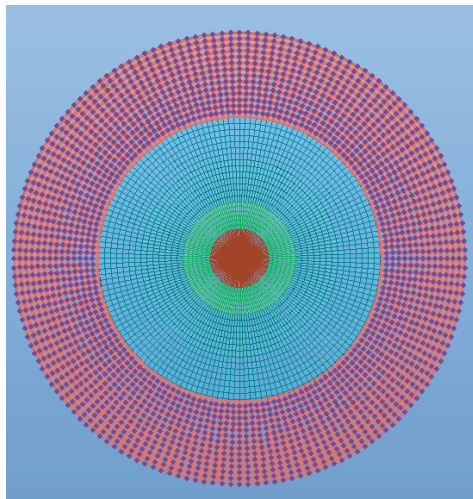
Di seguito si riporta l'indicazione della zona rinforzata.



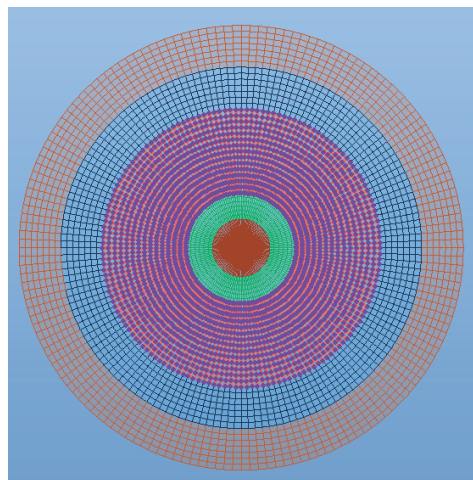
Superiormente la platea è armata con ferri radiali $\varnothing 30$ che presentano un passo nella zona di maggiore sollecitazione (corona circolare dove si appoggia l'aerogeneratore) pari a 0.07m. Nella parte più esterna si raggiunge una distanza di 0.37m.

Nell'altra direzione si prevedono ferri $\varnothing 30$ circolari. Il passo è variabile.

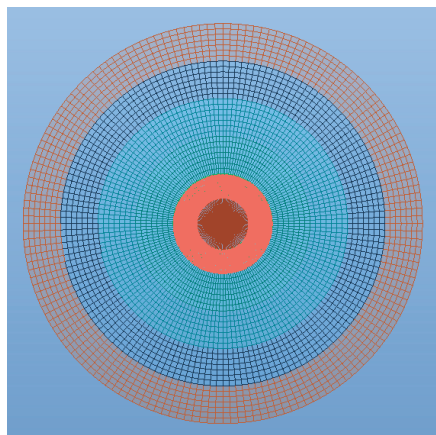
Si prevedono $\varnothing 30/200$ nelle seguenti corone.



Si prevedono $\varnothing 30/150$ nelle seguenti corone.

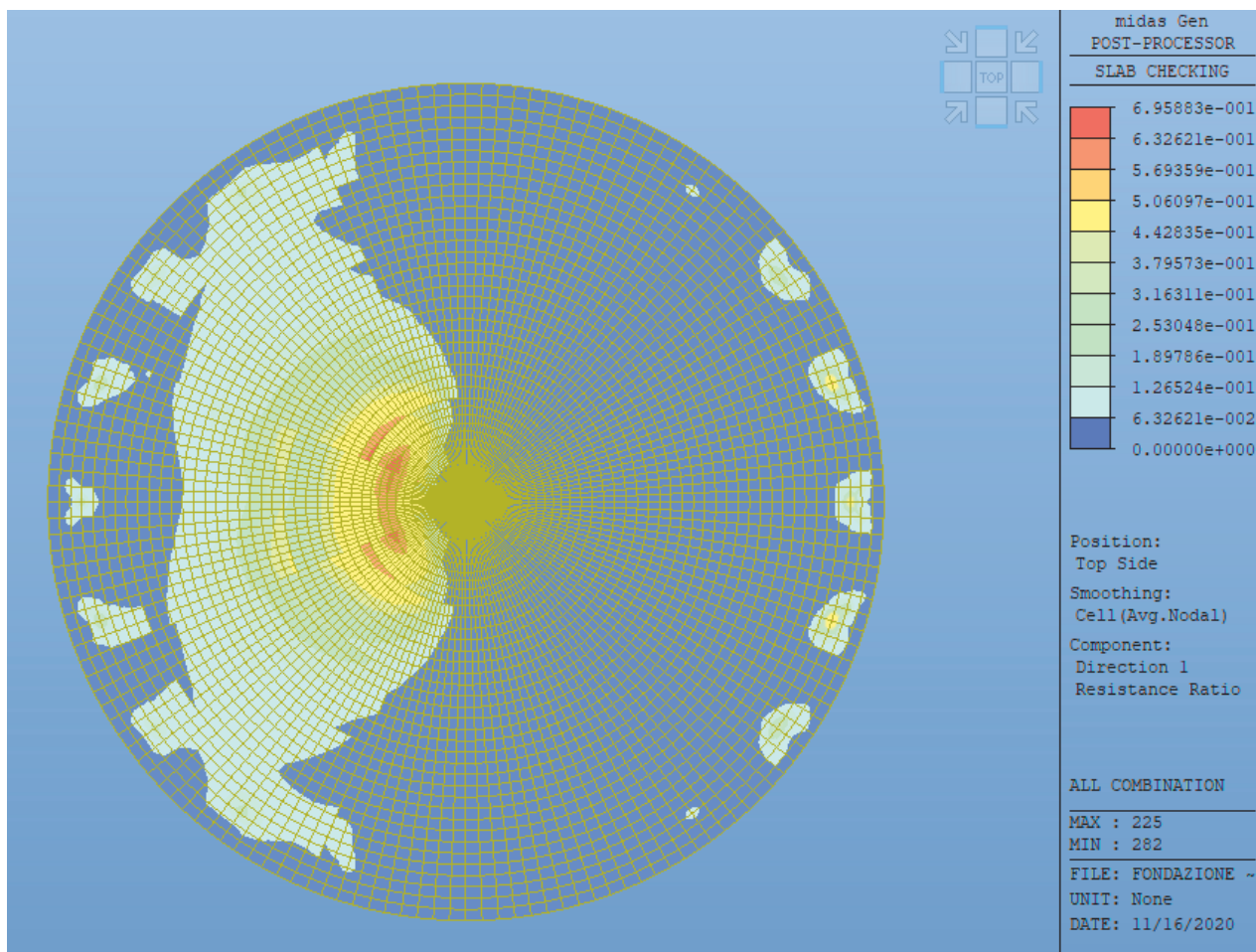


Si prevedono $\varnothing 30/100$ nella corona circolare più alta.

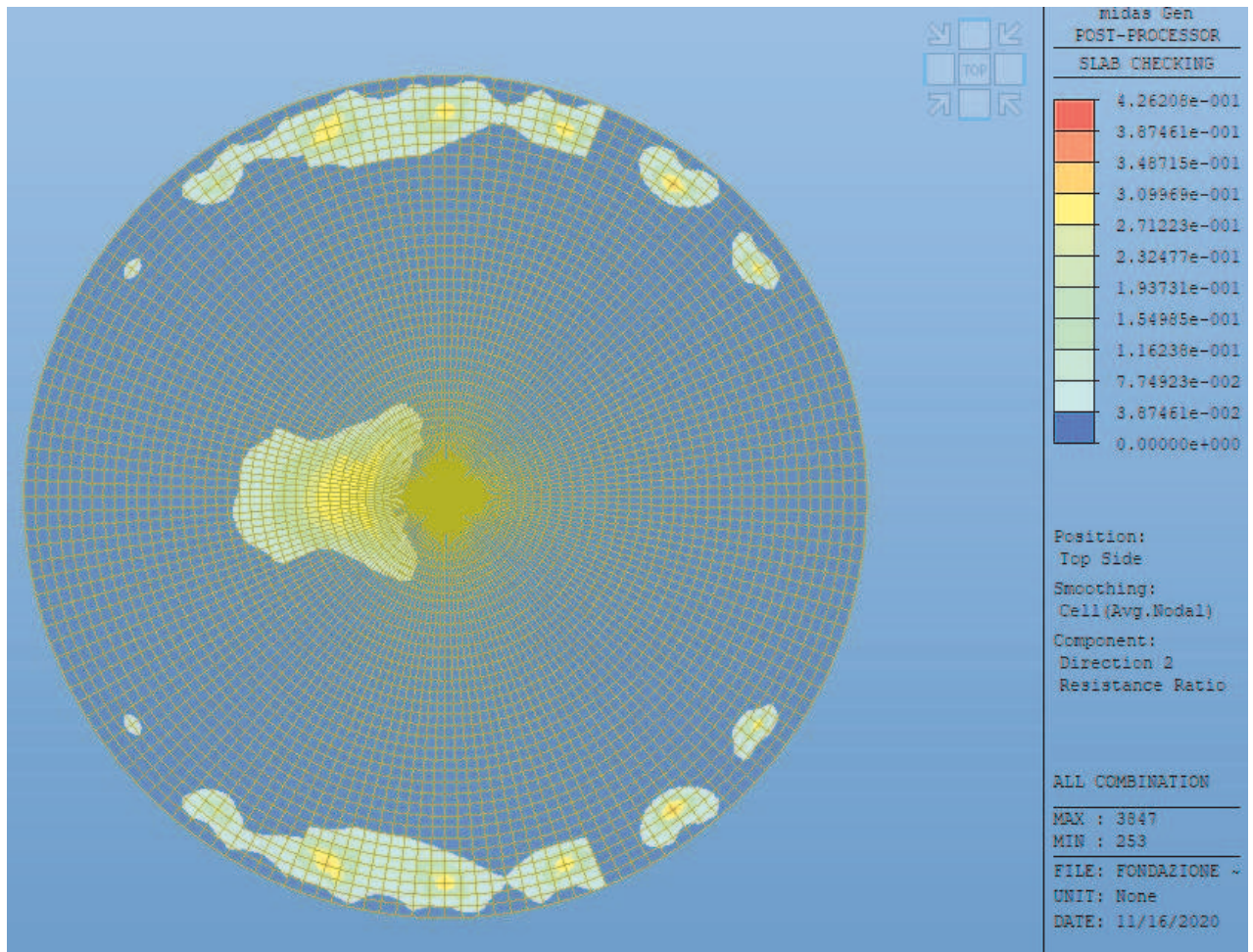


La circonferenza più interna è invece armata superiormente con $\varnothing 30/200$ in entrambe le direzioni.

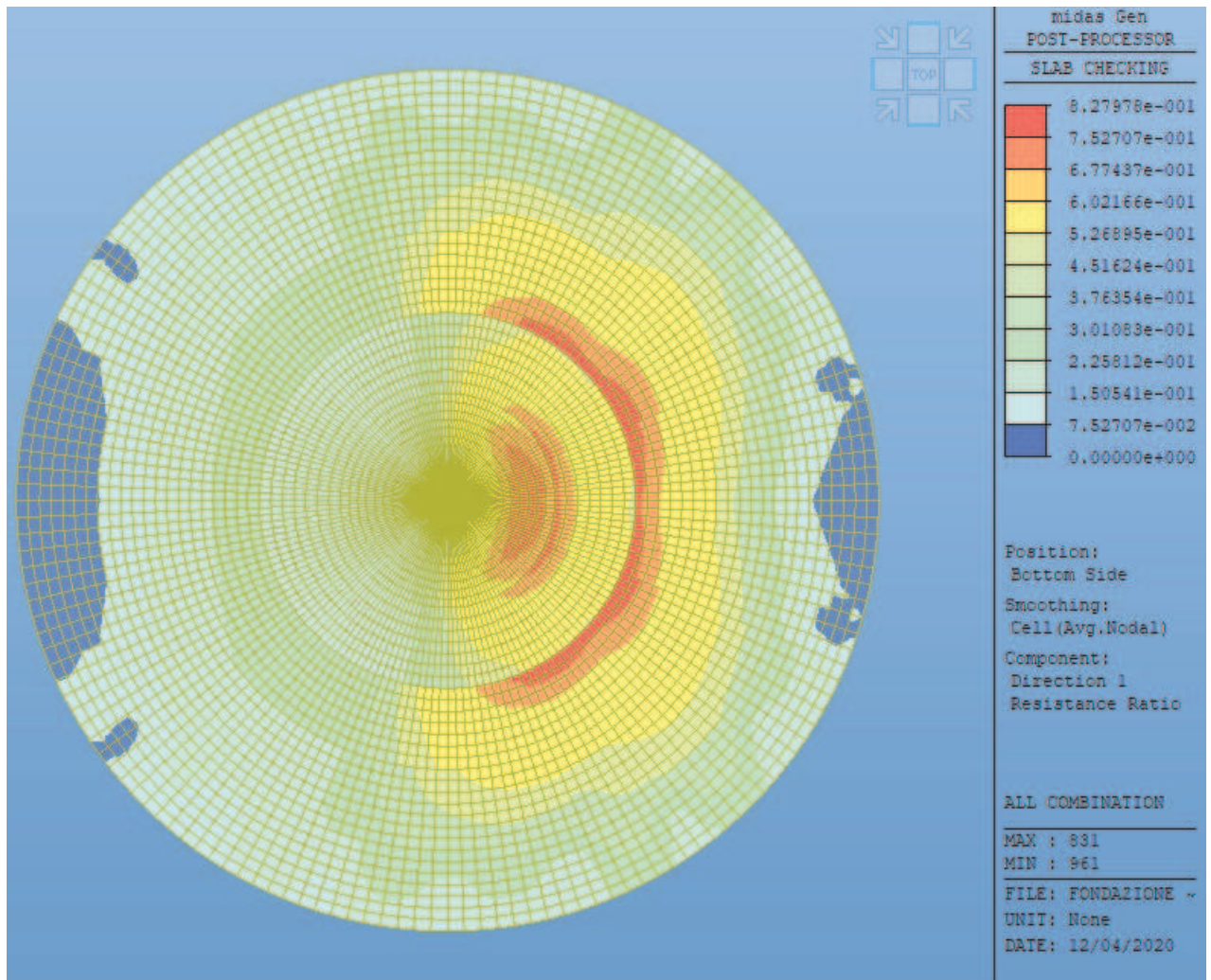
Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.



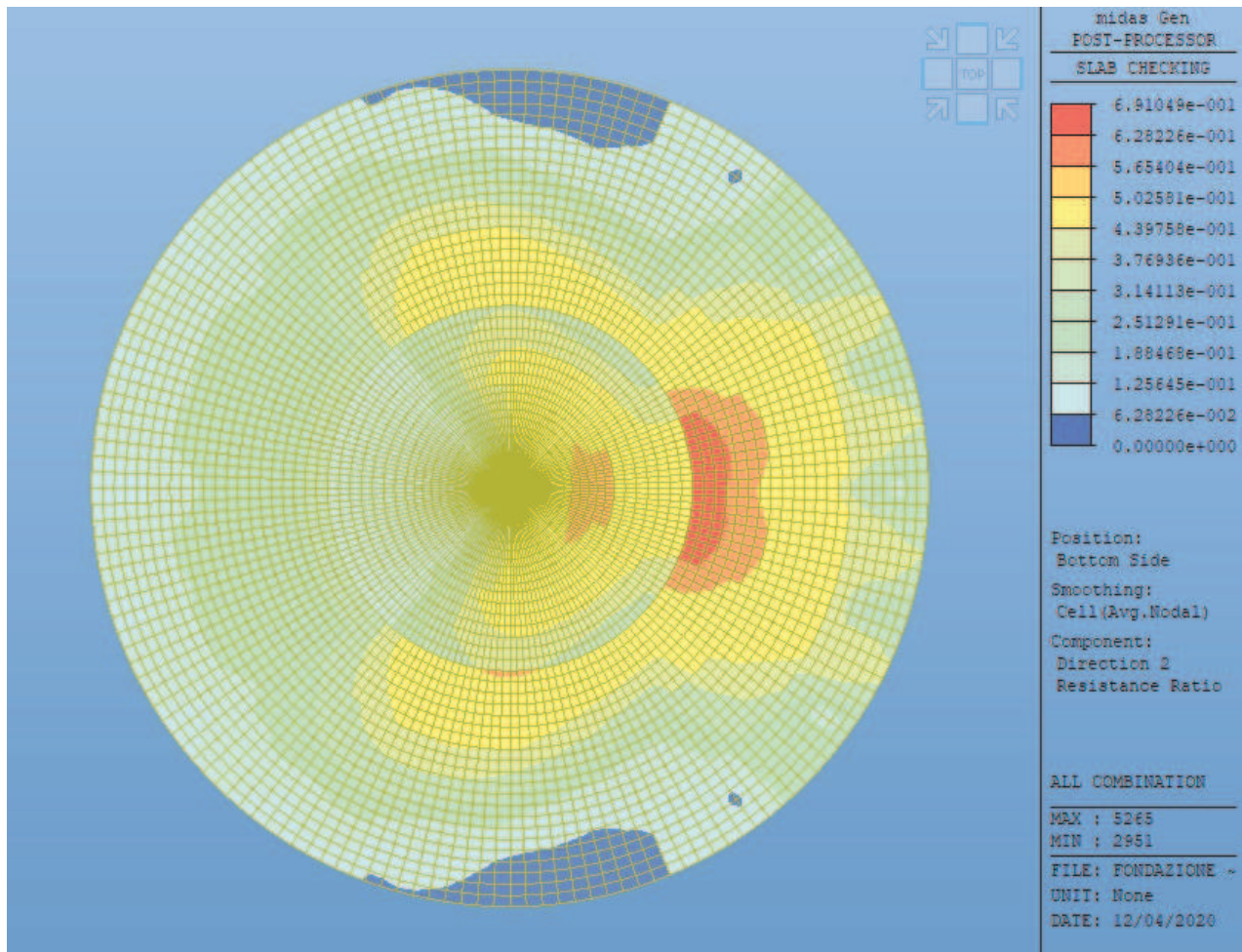
Coefficiente di sfruttamento top direzione x



Coefficiente di sfruttamento top direzione y



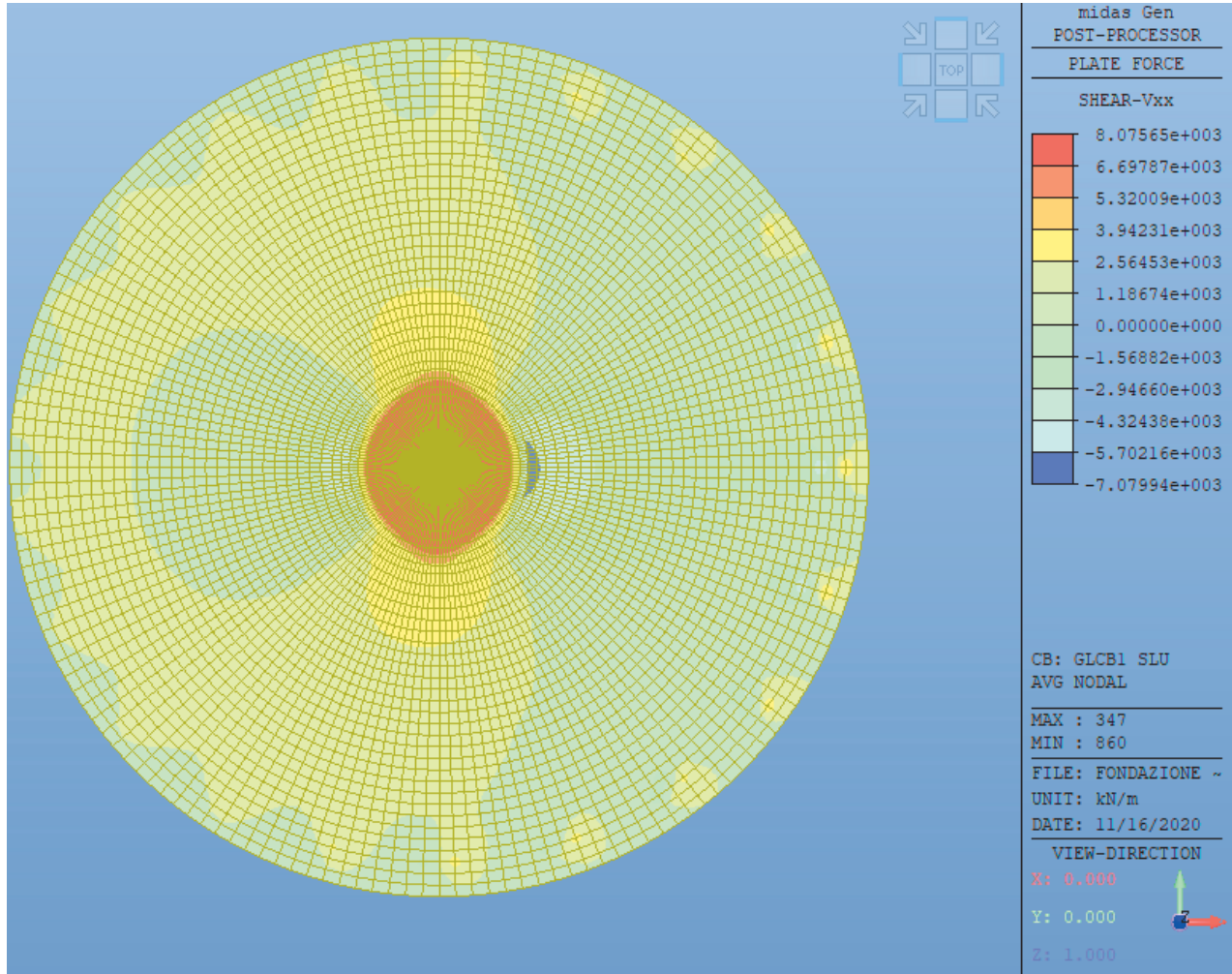
Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x



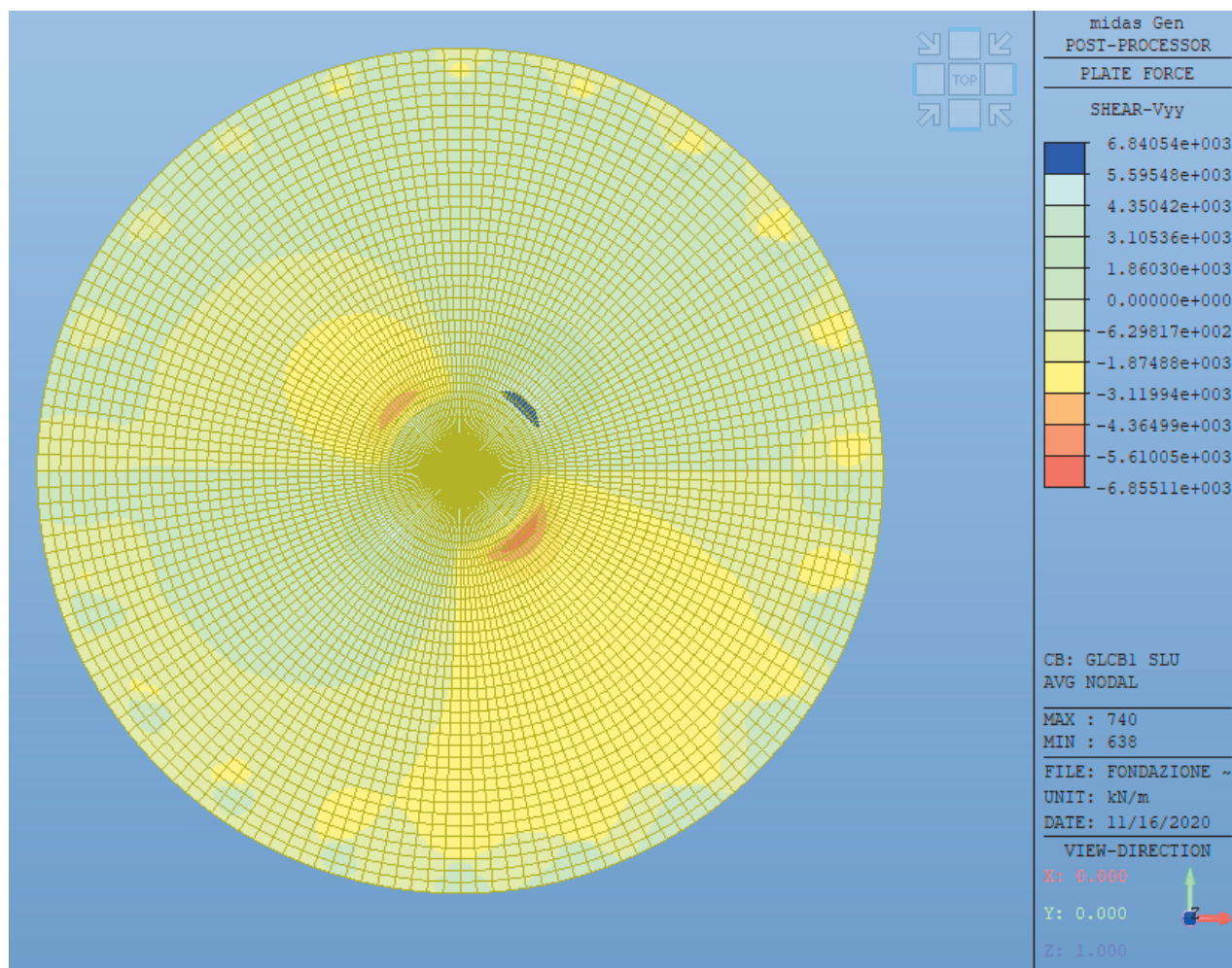
Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

7.2. VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riportano l'andamenti dei tagli V_{xx} e V_{yy} nella combinazione all'involuppo allo SLU.



Taglio Vxx



Taglio Vyy

Per la verifica delle sezioni sono state effettuate delle "section cut" nelle 6 corone circolari presenti. Le section cut sono state effettuate sia in direzione radiale che intorno alla circonferenza.

Inizialmente si verifica che sia necessaria armatura a taglio; nel caso lo fosse, si procede alla verifica con armatura a taglio.

Le verifiche vengono eseguite secondo le formule presenti all'interno delle NTC 2018.

Con queste premesse si prevede la seguente armatura:

- Ferri ad omega $\varnothing 20/300$ nella parte esterna della platea;
- Armatura a taglio (3+3) $\varnothing 30/100$ nella corona circolare più alta;
- Armatura a taglio (2+2) $\varnothing 30/100$ nella circonferenza interna.

Di seguito, come esempio, si riportano i calcoli effettuati per una corona della parte esterna della platea e per la corona circolare più alta.

Per le corone esterne, ricavata la sollecitazione di taglio in direzione radiale e lungo la circonferenza, la medesima viene sommata e sulla base di questa sollecitazione si verifica l'armatura a taglio.

I significati delle sigle mostrate nelle tabelle seguenti sono:

B (m)	larghezza sezione
H (m)	altezza sezione
D (m)	altezza utile
K	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
fck	Resistenza caratteristica cilindrica
Vmin	$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
Vrd	resistenza a taglio senza armatura a taglio
Ved	sollecitazione di taglio
cs	Coefficiente di sfruttamento
Asw	area armatura a taglio
s	passo armatura a taglio
α	inclinazione staffe
θ	inclinazione puntoni
Vrsd	Resistenza di calcolo taglio-trazione
Vrcd	resistenza di calcolo taglio-comprensione
Vrd	Resistenza a taglio min(Vrsd;Vrcd)
cs	Coefficiente di sfruttamento

Sollecitazione di taglio

Name	Load	Length (m)	Fy (kN)
4° corona	glCB1 SLU	1	652.95

Verifica taglio - no armatura

B	H	D	K	fck	Vmin	Asl	p	Vrd	Ved	cs
1	3.15	2.99	1.25863	33.2	0.284764	0	0	851.4429	652.9567	0.766883

Verifica taglio - si armatura

	Asw	s	a	q	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
4° corona	10.466667	0.3	90	21.8	9185.053	8728.287	8728.287	0.074809

Per la corona più alta, e di conseguenza anche per quella interna, la verifica a taglio viene effettuata sulle singole sollecitazioni in direzione radiale e lungo la circonferenza.

Sollecitazione di taglio

Name	Load	Length (m)	Fy (kN)
corona alta circonferenza	gLCB1 SLU	1	8422.467

Verifica taglio - no armatura

B	H	D	K	fck	Vmin	Asl	p	Vrd	Ved	cs
1	4.4	4.15	1.219529	37.4	0.288072	0	0	1195.499	8422.467	7.045145

Verifica taglio - si armatura

	Asw	s	a	q	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
corona alta circonferenza	70.7	0.27	90	45	38269.79	19762.82	19762.82	0.426177

7.3. VERIFICA A PUNZONAMENTO

La verifica a punzonamento del palo è condotta in accordo con il paragrafo 6.4 dell'Eurocodice 2.

Si ricava dal modello di calcolo la massima compressione in sommità al palo pari a 5622 kN.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

$u_0 =$	377	cm	(perimetro pilastro)				
$u_1^* =$	1921	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro)				
$d =$	305	cm	altezza utile soletta				
$a_1 =$	610	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica u_1				
$u =$	1339.38576	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)				
$k =$	1.25607376						
$v_{min} =$	0.28	MPa					
$\rho_{lx} =$	0.00115902						
$\rho_{ly} =$	0.00115902						
$\rho_{lx} =$	0.00115902						
<u>Azione di punzonamento</u>							
$V_{ed (a 2d)} =$	5622	kN		$V_{ed (a d)} =$		kN	
<u>Verifica senza armature resistenti al taglio</u>							
$\beta =$	1.5						
-Verifica a filo pilastro							
$V_{Ed} =$	0.73	MPa					
$V_{Rd,max} =$	4.89	MPa	(massimo taglio resistente)			OK	
-Verifica al perimetro di verifica di base (u_1)							
$V_{Ed} =$	0.1439	MPa					
$V_{Rd,c} =$	0.28	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)		min 0.28	OK	
		cs	0.506985				

Si deduce dai calcoli che non è necessaria armatura a punzonamento.

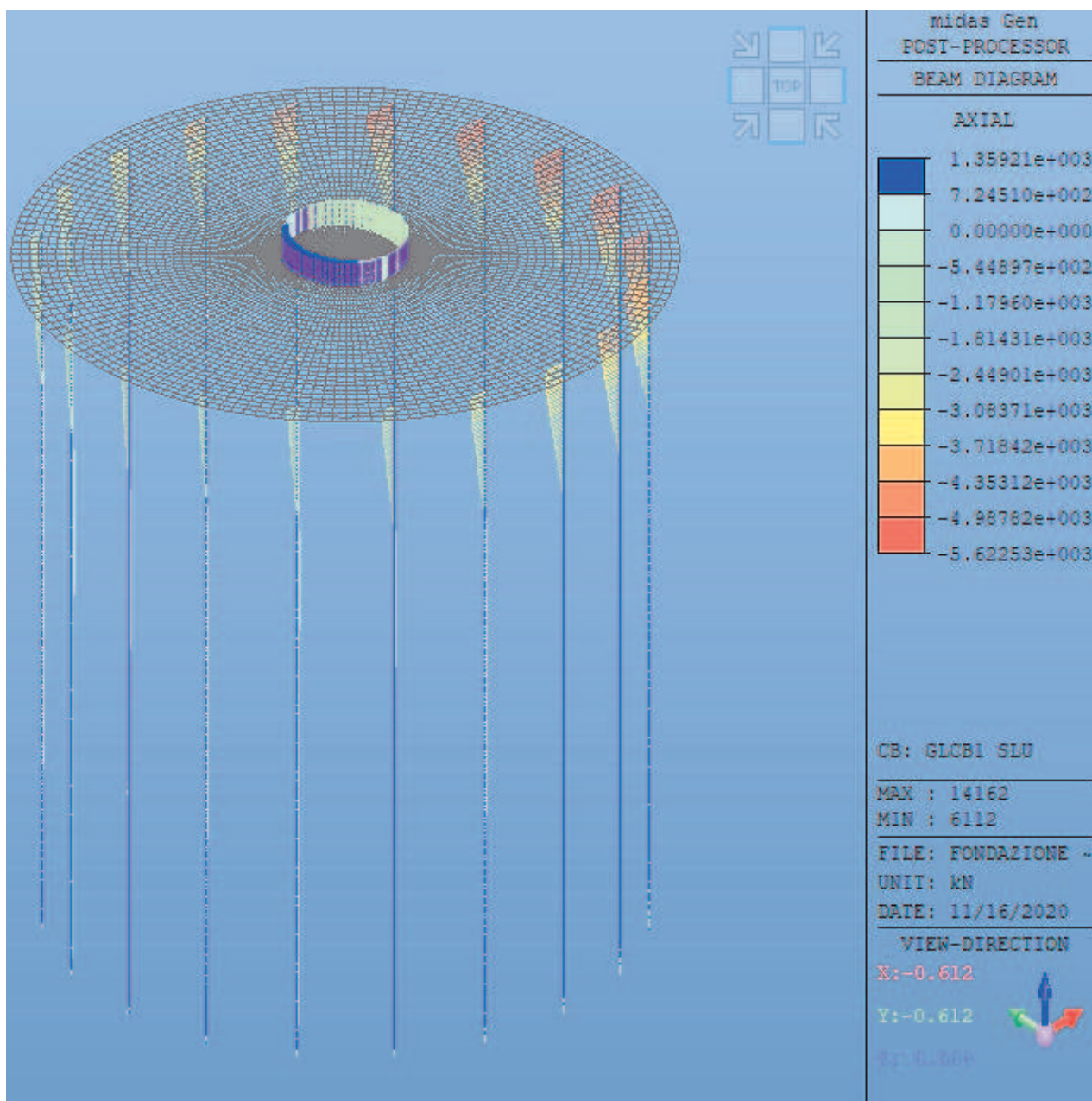
7.4. VERIFICHE DEI PALI

Le verifiche di resistenza dei pali sono condotte agli stati limite.

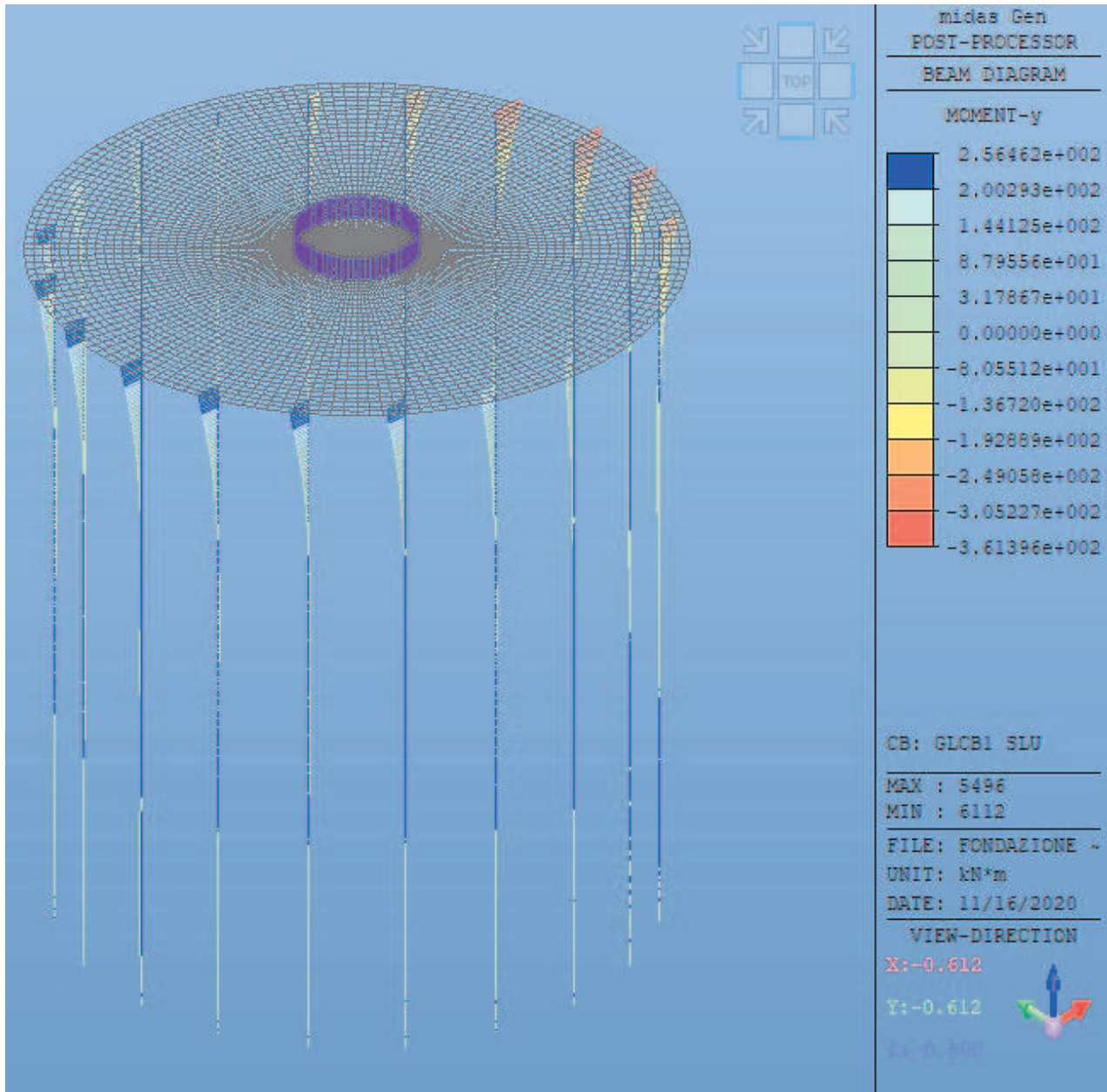
7.4.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO

I pali sono armati tramite 30 \varnothing 30 verticali e staffe a spirale \varnothing 10/200.

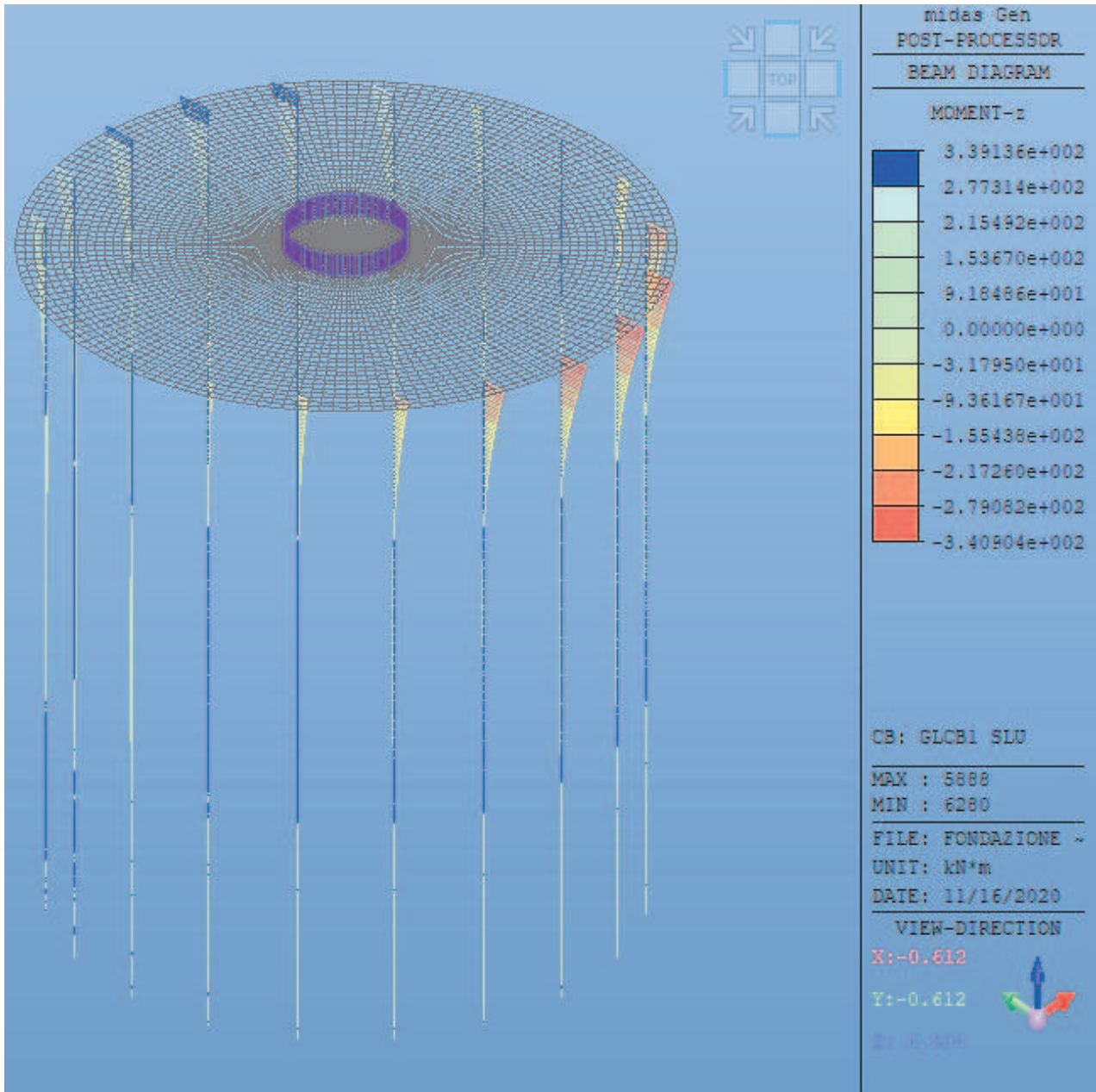
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo l'involuppo agli SLU.



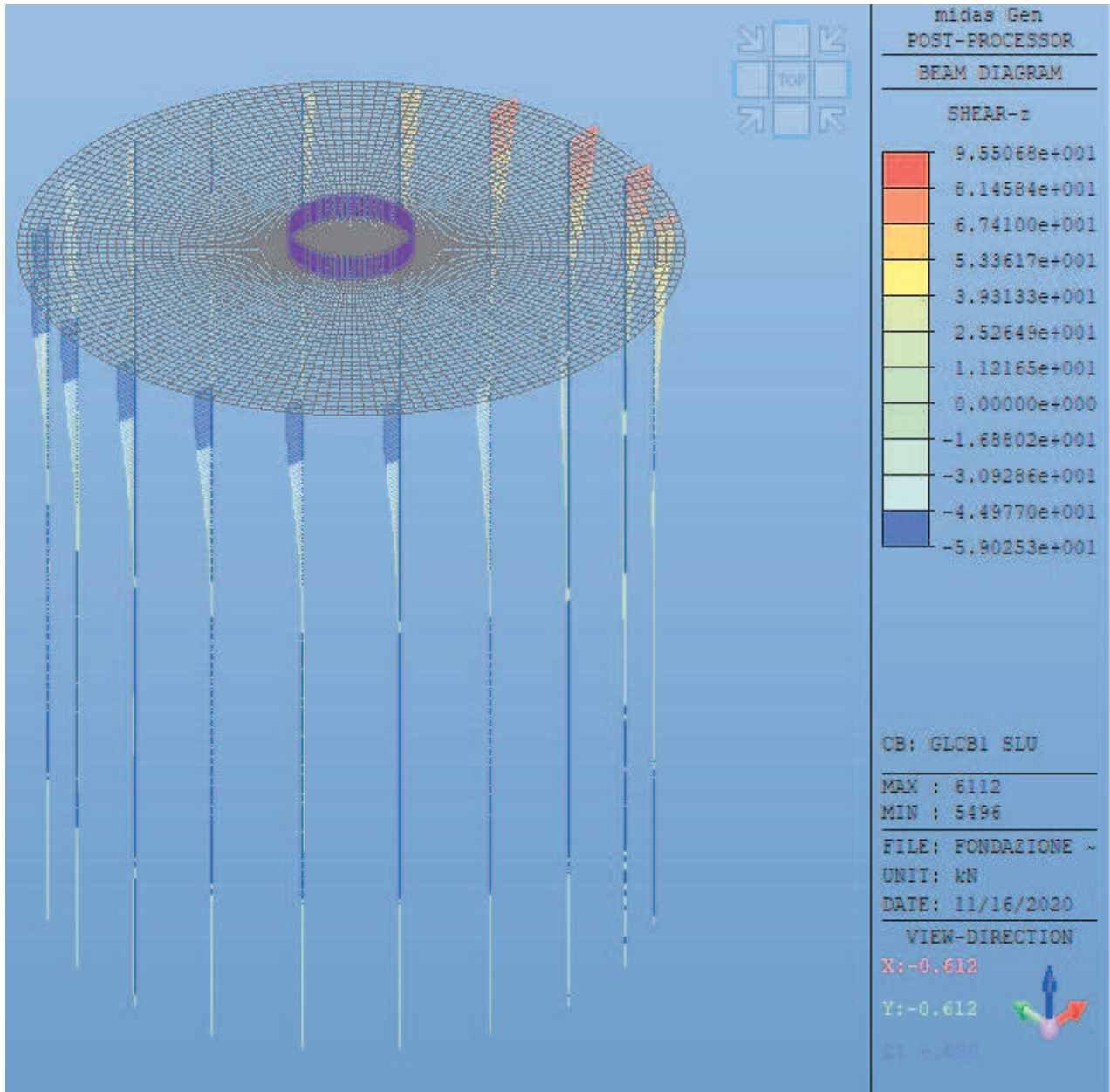
Azione assiale



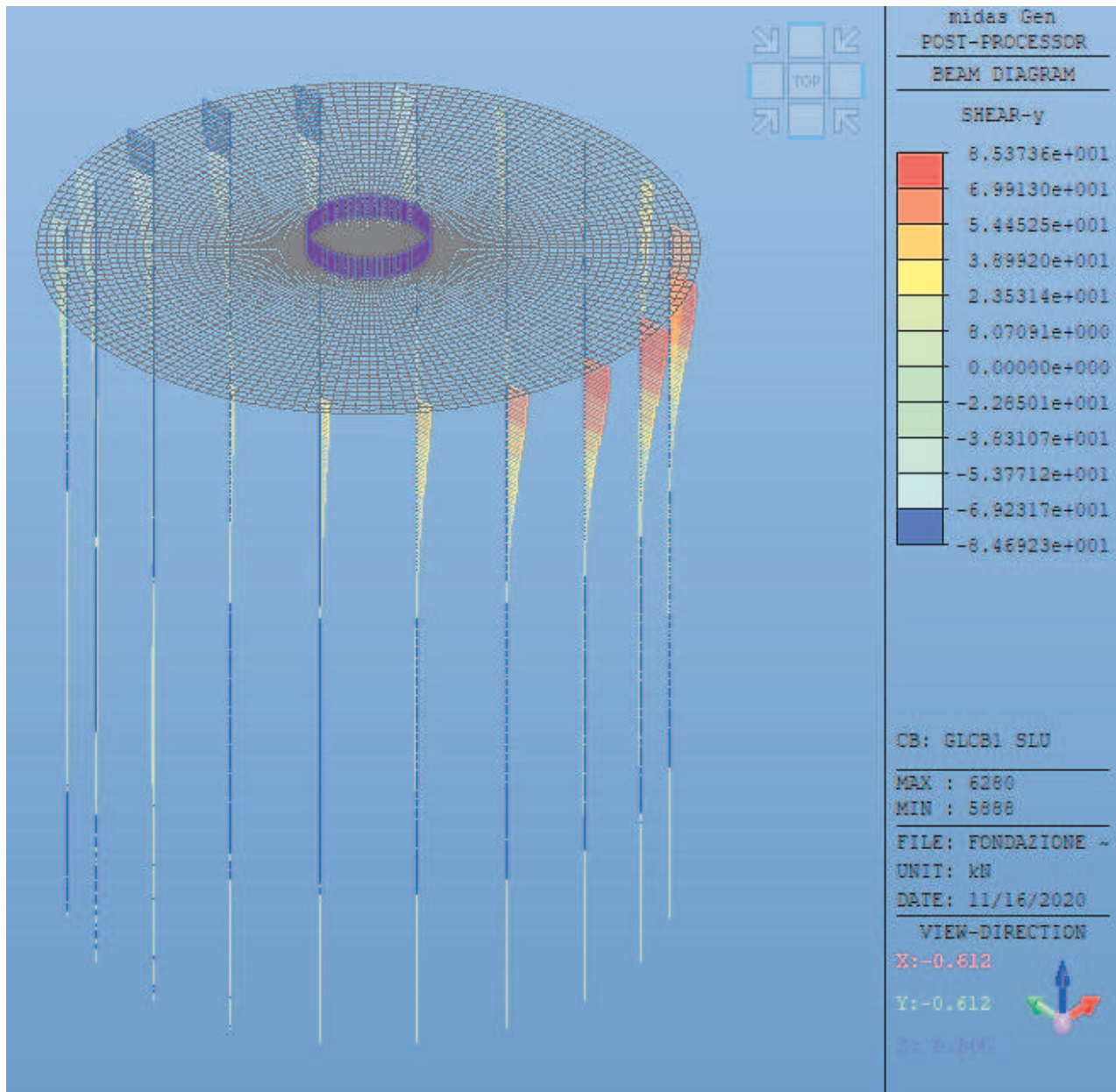
My



Mz



Fz



Fy

Le verifiche vengono condotte tramite il programma di calcolo. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

MEMB	SE	Section	fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT	L	Bc Hc	Height	fyw		B		x	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	B	V_Ed.mid	Rat-V.mid
5441	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1144.97	1056.70	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.337	0.336	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5497	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1125.44	1095.03	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.339	0.339	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5553	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1095.03	1125.44	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.339	0.339	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5609	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1056.70	1144.97	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.341	0.336	0.336	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5665	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5483.04	2069.87	1958.37	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.627	0.615	0.615	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5721	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5162.67	1909.94	1917.36	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.591	0.585	0.584	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5777	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4674.40	1672.81	1790.91	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.536	0.529	0.529	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5833	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4066.04	1390.07	1591.59	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.467	0.456	0.456	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5889	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1151.70	1014.22	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.332	0.333	0.333	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5945	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1144.97	1056.70	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.337	0.336	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6001	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3397.13	1223.42	1344.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.390	0.392	0.392	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6057	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5604.15	2130.04	1914.69	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.626	0.621	0.621	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6113	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3497.83	1257.80	1379.87	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.402	0.403	0.403	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6169	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5514.15	2081.80	1966.45	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.631	0.619	0.618	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6225	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4161.81	1424.08	1625.35	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.466	0.468	0.468	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6281	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4755.87	1702.74	1818.67	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.546	0.538	0.538	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6337	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5221.86	1932.26	1936.14	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.598	0.591	0.590	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6393	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1095.03	1125.44	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.339	0.339	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6449	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1125.44	1095.03	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.340	0.339	0.339	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6505	2	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2970.83	1056.70	1144.97	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
		0.000 1.200	28.000	450000					0.341	0.336	0.336	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****

(Nota bene: gli asterischi hanno come significato che non è necessaria armatura a taglio).

Di seguito si riporta come esempio il calcolo completo per un singolo palo di fondazione.

.PROJECT :

*.DESIGN CODE : Eurocode2:04, *.UNIT SYSTEM : kN, m

(Note. Nonhomogenous equation in the code are written in SI units in the report)

*.MEMBER : Member Type = COLUMN , MEMB = 5665, LCB = 1, POS = J

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 2) : palo ø1.2

Section Type : Circular with Spirals (CS)

Section Height (HTc) = 28.000 m.

Section Depth (Hc) = 1.200 m.

Section Width (Bc) = 0.000 m.

Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.065 m.

Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Ec) = 31475806.210 KPa.

Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.

Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.REBAR PATTERN = CS - 30 - 3 - P30 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.535	0.000	1-P30	0.00071
2	-0.523	0.111	1-P30	0.00071
3	-0.489	0.218	1-P30	0.00071
4	-0.433	0.314	1-P30	0.00071
5	-0.358	0.398	1-P30	0.00071
6	-0.268	0.463	1-P30	0.00071
7	-0.165	0.509	1-P30	0.00071
8	-0.056	0.532	1-P30	0.00071
9	0.056	0.532	1-P30	0.00071
10	0.165	0.509	1-P30	0.00071
11	0.267	0.463	1-P30	0.00071
12	0.358	0.398	1-P30	0.00071
13	0.433	0.314	1-P30	0.00071
14	0.489	0.218	1-P30	0.00071
15	0.523	0.111	1-P30	0.00071
16	0.535	0.000	1-P30	0.00071
17	-0.523	-0.111	1-P30	0.00071
18	-0.489	-0.218	1-P30	0.00071
19	-0.433	-0.314	1-P30	0.00071
20	-0.358	-0.398	1-P30	0.00071
21	-0.268	-0.463	1-P30	0.00071
22	-0.165	-0.509	1-P30	0.00071
23	-0.056	-0.532	1-P30	0.00071
24	0.056	-0.532	1-P30	0.00071
25	0.165	-0.509	1-P30	0.00071
26	0.267	-0.463	1-P30	0.00071
27	0.358	-0.398	1-P30	0.00071
28	0.433	-0.314	1-P30	0.00071
29	0.489	-0.218	1-P30	0.00071
30	0.523	-0.111	1-P30	0.00071

=====
=

[[[*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.

=====
=

(). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.

*.Load combination ID = 1

Load Case	N_Ed	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	2970.83	0.00	-217.92	0.00	70.81
LL	2512.20	0.00	-112.09	0.00	73.38
DL+LL	5483.04	0.00	-330.01	0.00	144.18
Others	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL+Others	5483.04	0.00	-330.01	0.00	144.18

(). Check slenderness ratios of frame.

- Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.2909$$

$$\Phi_{ef} = 2.140$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \Phi_{ef}) = 0.7003$$

$$B = 1.1000$$

My01 = the numerically smaller value both Myi and Myj.

My02 = the numerically larger value both Myi and Myj.

$$r_{my} = My01 / My02 = -0.0000$$

$$C_y = 1.7 - r_{my} = 1.7000$$

$$SR_y = 48.561$$

Mz01 = the numerically smaller value both Mzi and Mzj.

Mz02 = the numerically larger value both Mzi and Mzj.

$$r_{mz} = Mz01 / Mz02 = 0.0000$$

$$C_z = 1.7 - r_{mz} = 1.7000$$

$$SR_z = 48.561$$

- Radii of gyration.

$$i_y = 0.25 \cdot H_c = 0.300 \text{ m.}$$

$$i_z = 0.25 \cdot H_c = 0.300 \text{ m.}$$

- Unbraced lengths.

$$L_{oy} = 28.000 \text{ m.}$$

$$L_{oz} = 28.000 \text{ m.}$$

- Effective length factors.

$$K_y = 1.000$$

$$K_z = 1.000$$

- SLENY = $K_y \cdot L_{oy} / i_y = 93.333 > SR_y$ ---> SLENDER.

- SLENz = $K_z \cdot L_{oz} / i_z = 93.333 > SR_z$ ---> SLENDER.

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about major axis.

- Nominal second order moment.

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot d_{fcd}) = 0.440$$

$$\nu = 1 + \omega = 1.440$$

$n_{bal} = 0.4$
 $k_r = \text{MIN}[(\nu - n)/(\nu - n_{bal}), 1.0] = 1.000$
 $\text{Beta} = 0.35 + f_c/200 - \text{SLEN}/150 = -0.147$
 $\text{Phi}_{ef} = 2.140$
 $k_{\text{phi}} = \text{MAX}[(1 + \text{Beta} * \text{Phi}_{ef}), 1.0] = 1.000$
 $d = \text{SQRT}(\pi * H_c^2 / 4) - d_o = 0.998 \text{ m.}$
 $1/r = k_r * k_{\text{phi}} * [f_{yd} / (E_s * 0.45 * d)] = 4.354e-006$
 $e_{y2} = [(1/r) * (K_y * L_{oy})^2] / 10 = 0.341 \text{ m.}$
 $M_{y2} = N_{Ed} * e_{y2} = 1871.859 \text{ kN-m.}$
 - Equivalent first order moment.
 $M_{0ey} = \text{MAX}[0.6M_{y02} + 0.4M_{y01}, 0.4M_{y02}] = 198.007 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Edy_e} = \text{MAX}[M_{0ey} + M_{y2}, M_{y02}, M_{y01} + 0.5M_{y2}] = 2069.867 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Edy} = 330.012 \text{ kN-m.}$
 - Minimum moment by eccentricity.
 $E_{min_y} = 0.060 \text{ m.}$
 $M_{Edy_{min}} = N_{Ed} * E_{min_y} = 328.982 \text{ kN-m.}$
 - Applied design moment.
 $M_{Edy_{app}} = \text{MAX}[M_{Edy_e}, M_{Edy}, M_{Edy_{min}}] = 2069.867 \text{ kN-m.}$
 ---> $M_{Edy_{app}}$ is applied for design.

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about minor axis.

- Nominal second order moment.
 $\omega = A_s * f_{yd} / (A_c * d_{fcd}) = 0.440$
 $\nu = 1 + \omega = 1.440$
 $n_{bal} = 0.4$
 $k_r = \text{MIN}[(\nu - n)/(\nu - n_{bal}), 1.0] = 1.000$
 $\text{Beta} = 0.35 + f_c/200 - \text{SLEN}/150 = -0.147$
 $\text{Phi}_{ef} = 2.140$
 $k_{\text{phi}} = \text{MAX}[(1 + \text{Beta} * \text{Phi}_{ef}), 1.0] = 1.000$
 $d = \text{SQRT}(\pi * B_c^2 / 4) - d_o = 0.998 \text{ m.}$
 $1/r = k_r * k_{\text{phi}} * [f_{yd} / (E_s * 0.45 * d)] = 4.354e-006$
 $e_{z2} = [(1/r) * (K_z * L_{oz})^2] / 10 = 0.341 \text{ m.}$
 $M_{z2} = N_{Ed} * e_{z2} = 1871.859 \text{ kN-m.}$
 - Equivalent first order moment.
 $M_{0ez} = \text{MAX}[0.6M_{z02} + 0.4M_{z01}, 0.4M_{z02}] = 86.510 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Edz_e} = \text{MAX}[M_{0ez} + M_{z2}, M_{z02}, M_{z01} + 0.5M_{z2}] = 1958.369 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Edz} = 144.183 \text{ kN-m.}$
 - Minimum moment by eccentricity.
 $E_{min_z} = 0.060 \text{ m.}$
 $M_{Edz_{min}} = N_{Ed} * E_{min_z} = 328.982 \text{ kN-m.}$
 - Applied design moment.
 $M_{Edz_{app}} = \text{MAX}[M_{Edz_e}, M_{Edz}, M_{Edz_{min}}] = 1958.369 \text{ kN-m.}$
 ---> $M_{Edz_{app}}$ is applied for design.

(). Design forces/moments of column(brace).

- Axial Force (Compression) $N_{Ed} = 5483.04 \text{ kN.}$
 - Combined Bending Moment $M_{Ed} = 2849.48 \text{ kN-m.}$
 - Bending Moment about Local-y $M_{Edy} = 2069.87 \text{ kN-m.}$
 - Bending Moment about Local-z $M_{Edz} = 1958.37 \text{ kN-m.}$
 - Combined Shear Force $V_{Ed} = 94.74 \text{ kN.}$

=

[[[*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC_COLUMN(RC-BRACE).

=====

=

(). Compute design parameters.

- Ag = 1.1310 m².
- Ast = 0.0212 m².
- Rhot = Ast/Ag = 0.018754
- lambda = 0.8000 (fck <= 50 MPa.)
- eta = 0.9000 (fck <= 50 MPa.)
- Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).
- Alpha_cc = 1.00 (Default or User Defined).
- fcd = Alpha_cc * fck / Gamma_c = 16666.667 KPa.
- Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
- fyd = fyk / Gamma_s = 391304.348 KPa.

(). Check the ratio of reinforcement.

- Rhomin = 0.003000
- Rhomax = 0.040000
- Rhot = 0.018754
- Rhomin < Rhot < Rhomax ---> O.K !

(). Compute eccentricities of biaxially loaded column.

- Ecnx = ABS(M_Edx/N_Ed) = 0.3572 m.
- Ecnz = ABS(M_Edz/N_Ed) = 0.3775 m.
- Eccn = ABS(M_Ed/N_Ed) = 0.5197 m.
- Rota = ATAN(Ecnx/Ecnz) = 43.4145 deg.
- Rotation of neutral axis = 43.4145 deg.

(). Compute concentric axial load capacity.

- N_Rd(max) = (eta*fcd)*(Ag-Ast) + fyd*Ast = 24946.02 kN.
- Maximum Axial Compression : N_Rdc(max) = N_Rd(max) = 24946.02 kN.
- Maximum Axial Tension : N_Rdt(max) = -fyd*Ast = -8299.57 kN.

* . Analysis of balanced condition.

(). Compute capacity of concrete stress block.

- ecu = 0.00350
- c = ecu/(ecu+es)*d = 0.728 m.
- a = lambda * X = 0.582 m.
- Acom = 0.544 m².
- DCcy = 0.182 m.
- DCcz = 0.192 m.
- Cc = eta*fcd*Acom = 8164.44 kN.
- M_RdCy = Cc*DCcz = 1566.99 kN-m.
- M_RdCz = Cc*DCcy = 1482.58 kN-m.

(). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dyl	M_RdNzi
1	0.968	-0.001153	-230569.46	7.070e-004	-163.01	0.000	-0.00	-0.535	87.21
2	0.879	-0.000726	-145142.71	7.070e-004	-102.62	0.111	-11.41	-0.523	53.70
3	0.778	-0.000240	-47996.15	7.070e-004	-33.93	0.218	-7.38	-0.489	16.58
4	0.669	0.000283	56624.48	7.070e-004	40.03	0.314	12.59	-0.433	-17.33
5	0.557	0.000821	164146.74	7.070e-004	116.05	0.398	46.14	-0.358	-41.54
6	0.447	0.001349	269871.40	7.070e-004	190.80	0.463	88.40	-0.268	-51.04
7	0.344	0.001846	369177.78	7.070e-004	261.01	0.509	132.81	-0.165	-43.15
8	0.252	0.002289	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	-0.056	-15.47
9	0.175	0.002658	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	0.056	15.47
10	0.117	0.002939	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	0.165	45.74
11	0.080	0.003117	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	0.267	74.00
12	0.065	0.003187	391304.35	7.070e-004	276.65	0.398	109.99	0.358	99.04
13	0.074	0.003144	391304.35	7.070e-004	276.65	0.314	87.00	0.433	119.74
14	0.106	0.002990	391304.35	7.070e-004	276.65	0.218	60.20	0.489	135.21
15	0.160	0.002733	391304.35	7.070e-004	276.65	0.111	30.77	0.523	144.77
16	0.232	0.002383	391304.35	7.070e-004	276.65	0.000	0.00	0.535	148.01
17	1.040	-0.001503	-300542.81	7.070e-004	-212.48	-0.111	23.64	-0.523	111.19
18	1.094	-0.001760	-352004.60	7.070e-004	-248.87	-0.218	54.15	-0.489	121.63
19	1.126	-0.001914	-382705.71	7.070e-004	-270.57	-0.314	85.09	-0.433	117.11
20	1.135	-0.001957	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.398	109.99	-0.358	99.04
21	1.120	-0.001887	-377424.71	7.070e-004	-266.84	-0.463	123.63	-0.268	71.38
22	1.083	-0.001708	-341673.41	7.070e-004	-241.56	-0.509	122.91	-0.165	39.94
23	1.025	-0.001428	-285612.94	7.070e-004	-201.93	-0.532	107.44	-0.056	11.29
24	0.948	-0.001058	-211693.42	7.070e-004	-149.67	-0.532	79.63	0.056	-8.37
25	0.856	-0.000616	-123145.49	7.070e-004	-87.06	-0.509	44.30	0.165	-14.39
26	0.753	-0.000119	-23839.11	7.070e-004	-16.85	-0.463	7.81	0.267	-4.51
27	0.643	0.000409	81885.55	7.070e-004	57.89	-0.398	-23.02	0.358	20.72
28	0.531	0.000947	189407.81	7.070e-004	133.91	-0.314	-42.11	0.433	57.96
29	0.422	0.001470	294028.44	7.070e-004	207.88	-0.218	-45.24	0.489	101.60
30	0.321	0.001956	391175.01	7.070e-004	276.56	-0.111	-30.76	0.523	144.73

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)

dyl = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)

M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

-. $N_s = \text{SUM} [F_{si}] = 1501.95 \text{ kN.}$

-. $M_{RdNy} = \text{SUM} [M_{RdNyi}] = 1729.91 \text{ kN-m.}$

-. $M_{RdNz} = \text{SUM} [M_{RdNzi}] = 1640.27 \text{ kN-m.}$

(). Compute nominal capacity(N_{Rdb}, M_{Rdb}) of Balanced Condition.

-. $N_{Rdb} = C_c + N_s = 9666.39 \text{ kN.}$

- $M_{Rdy} = M_{RdCy} + M_{RdNy} = 3296.90 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Rdz} = M_{RdCz} + M_{RdNz} = 3122.85 \text{ kN-m.}$
 - $M_{Rdb} = \text{SQRT}(M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2) = 4541.11 \text{ kN-m.}$

- (). Compare actual eccentricity with balanced eccentricity.
 - Balanced eccentricity : $e_b = M_{Rdb}/N_{Rdb} = 0.470 \text{ m.}$
 - Minimum eccentricity : E_{min} (not defined) = 0.000 m.
 - Actual eccentricity : $E_{ccn} = M_{Ed}/N_{Ed} = 0.520 \text{ m.}$
 - $e_b < E_{ccn} \rightarrow$ Tension controls.

(). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.

Trial	X	N_Rd	M_Rd	Ecn	Eccn	Ratio
1-st	0.694	8738.67	4630.41	0.530	0.520	98.08

*. Final analysis with searched neutral axis.

(). Compute capacity of compression stress block.

- $a = \lambda * X = 0.556 \text{ m.}$
 - $A_{com} = 0.512 \text{ m}^2.$
 - $DC_{cy} = 0.192 \text{ m.}$
 - $DC_{cz} = 0.203 \text{ m.}$
 - $C_c = \eta * f_{cd} * A_{com} = 7682.44 \text{ kN.}$
 - $M_{RdCy} = C_c * DC_{cy} = 1556.11 \text{ kN-m.}$
 - $M_{RdCz} = C_c * DC_{cy} = 1472.29 \text{ kN-m.}$

(). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_{RdNyi}	d _{yi}	M_{RdNzi}	
1	0.968	-0.001377	-275489.60	7.070e-004	-194.77	0.000	-0.00	-0.535	104.20	
2	0.879	-0.000930	-185939.17	7.070e-004	-131.46	0.111	-14.62	-0.523	68.79	
3	0.778	-0.000421	-84103.17	7.070e-004	-59.46	0.218	-12.94	-0.489	29.06	
4	0.669	0.000128	25567.67	7.070e-004	18.08	0.314	5.68	-0.433	-7.82	
5	0.557	0.000691	138280.21	7.070e-004	97.76	0.398	38.87	-0.358	-35.00	
6	0.447	0.001246	249108.37	7.070e-004	176.12	0.463	81.60	-0.268	-47.11	
7	0.344	0.001766	353208.44	7.070e-004	249.72	0.509	127.06	-0.165	-41.28	
8	0.252	0.002230	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	-0.056	-15.47	
9	0.175	0.002618	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	0.056	15.47	
10	0.117	0.002911	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	0.165	45.74	
11	0.080	0.003099	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	0.267	74.00	
12	0.065	0.003172	391304.35	7.070e-004	276.65	0.398	109.99	0.358	99.04	
13	0.074	0.003126	391304.35	7.070e-004	276.65	0.314	87.00	0.433	119.74	
14	0.106	0.002966	391304.35	7.070e-004	276.65	0.218	60.20	0.489	135.21	
15	0.160	0.002696	391304.35	7.070e-004	276.65	0.111	30.77	0.523	144.77	
16	0.232	0.002329	391304.35	7.070e-004	276.65	0.000	0.00	0.535	148.01	
17	1.040	-0.001744	-348840.69	7.070e-004	-246.63	-0.111	27.43	-0.523	129.06	
18	1.094	-0.002014	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.218	60.20	-0.489	135.21	
19	1.126	-0.002175	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.314	87.00	-0.433	119.74	

20	1.135	-0.002220	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.398	109.99	-0.358	99.04
21	1.120	-0.002147	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.463	128.18	-0.268	74.00
22	1.083	-0.001960	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.509	140.76	-0.165	45.74
23	1.025	-0.001666	-333190.13	7.070e-004	-235.57	-0.532	125.34	-0.056	13.17
24	0.948	-0.001279	-255702.39	7.070e-004	-180.78	-0.532	96.19	0.056	-10.11
25	0.856	-0.000814	-162880.10	7.070e-004	-115.16	-0.509	58.59	0.165	-19.04
26	0.753	-0.000294	-58780.04	7.070e-004	-41.56	-0.463	19.25	0.267	-11.12
27	0.643	0.000260	52048.13	7.070e-004	36.80	-0.398	-14.63	0.358	13.17
28	0.531	0.000824	164760.67	7.070e-004	116.49	-0.314	-36.63	0.433	50.42
29	0.422	0.001372	274431.51	7.070e-004	194.02	-0.218	-42.22	0.489	94.83
30	0.321	0.001881	376267.51	7.070e-004	266.02	-0.111	-29.59	0.523	139.21

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)

d yi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)

M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

-. Ns = SUM [Fsi] = 1056.23 kN.

-. M_RdNy = SUM [M_RdNyi] = 1806.83 kN-m.

-. M_RdNz = SUM [M_RdNzi] = 1710.69 kN-m.

(). Compute nominal capacity(N_Rd,M_Rd) of given neutral axis.

-. N_Rd = Cc + Ns = 8738.67 kN.

-. M_Rdy = M_RdCy + M_RdNy = 3362.94 kN-m.

-. M_Rdz = M_RdCz + M_RdNz = 3182.98 kN-m.

-. M_Rd = SQRT(M_Rdy^2+M_Rdz^2) = 4630.41 kN-m.

(). Check ratios of axial load and moment capacity.

-. Rat_N = N_Ed / N_Rd = 0.627 < 1.000 ---> O.K.

-. Rat_M = M_Ed / M_Rd = 0.615 < 1.000 ---> O.K.

=====
=====
[[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.(END)
=====
=====

(). Compute design parameters.

-. Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).

-. Alpha_cc= 1.00 (Default or User Defined).

-. fcd = Alpha_cc * fck / Gamma_c = 16666.667 KPa.

-. Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).

-. fyd = fyk / Gamma_s = 391304.348 KPa.

-. Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).

-. fywd = fyw / Gamma_s = 391304.348 KPa.

- Gamma_{rd} = 1.00

(). Compute concrete capacity of shear.

(LCB = 1, POS = J)

- Applied axial force : N_{Ed} = 5483.035 kN.

- Applied moment : M_{Edmax} = 360.135 kN-m.

- Applied shear force : V_{Ed} = 94.739 kN.

- bw = 1.052 m.

- d = 1.052 m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- S_{max} = MIN[12*D_{bar}, H_c, 250 mm] = 0.250 m.

(). Calculate shear strength of concrete.

- k = MIN[1.0+SQRT(200/d), 2.0] = 1.4360 (by d unit is mm).

- A_{cv} = 1.10717 m².

- A_{sl} = A_{st} / 2 = 0.01061 m².

- R_{hol} = A_{sl} / A_{cv} = 0.00958

- C_{Rdc} = 0.18/Gamma_c = 0.1200

- Str_{cp} = MIN[N_{Ed}/A_c, 0.2*f_{cd}] = 3333.3333 KPa.

- V_{Rdc1} = [C_{Rdc}*k*(100*R_{hol}*f_{ck})^(1/3) + 0.15*Str_{cp}]*A_{cv} = 1103.487 kN.

- V_{Rdc2} = [0.035*k^(3/2)*SQRT(f_{ck}) + 0.15*Str_{cp}]*A_{cv} = 886.987 kN.

- V_{Rdc} = MAX[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}] = 1103.487 kN.

- V_{wd} = 0.0 kN. (V_{Rdc} > V_{Ed}) ---> Shear reinforcement is not required.

(). Calculate required shear reinforcement. (A_{sw1} = 0.00000 m².)

- A_{sw}/s₁ = V_{wd} / {cot(Theta)*(0.9*f_{ywd}*d)} = 0.00000 m²/m.

- Calculate spacing s₁ = Not Required.

- R_{how} = 0.00089 (by concrete and steel classes).

- S_{max1} = A_{sw} / (bw*R_{how}) = 0.00000 m.

- Required spacing s_{req} = MIN[S_{max}, S_{max1}] = 0.00000 m.

- N_{leg} = 2

- A_{sw} / s_{req} = N_{leg}*A_{sw1} / s_{req} = 0.00000 m²/m.

- Applied spacing s_{app} = 0.20000 m.

(). Check ratio of shear capacity.

- V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.086

- V_{Ed} / V_{Rds} = 99.990

- V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.023

- Rat_V = 0.086

=====
=====
[[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.(MIDDLE)
=====
=====

(). Compute design parameters.

- Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).

- Alpha_{cc} = 1.00 (Default or User Defined).

- f_{cd} = Alpha_{cc} * f_{ck} / Gamma_c = 16666.667 KPa.

- Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).

- f_{yd} = f_{yk} / Gamma_s = 391304.348 KPa.

- $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{ywd} = f_{yw} / \Gamma_s = 391304.348$ KPa.
- $\Gamma_{rd} = 1.00$

(). Compute concrete capacity of shear.

(LCB = 1, POS = 1/2)

- Applied axial force : $N_{Ed} = -32.518$ kN.
- Applied moment : $M_{Edmax} = 9.217$ kN-m.
- Applied shear force : $V_{Ed} = 13.218$ kN.
- $b_w = 1.052$ m.
- $d = 1.052$ m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- $s_{max} = \text{MIN}[12 \cdot D_{bar}, H_c, 250 \text{ mm}] = 0.250$ m.

(). Check crushing of concrete.

- $\nu = 0.5000$ ($f_{ck} \leq 70$ MPa)
- $\nu_1 = \nu = 0.5000$
- $\theta = 45.0000$ (deg)
- $V_{RdMax} = 1.0 \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / \{ \cot(\theta) + \tan(\theta) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d = 4151.872$ kN.
- $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.0032 \leq 1.0$ ---> Acceptable !!!

(). Calculate required shear reinforcement. ($A_{sw1} = 0.00000$ m².)

- $A_{sw}/s_1 = V_{wd} / \{ \cot(\theta) \cdot (0.9 \cdot f_{ywd} \cdot d) \} = 0.00004$ m²/m.
- Calculate spacing $s_1 = 0.00000$ m.
- $\rho_{how} = 0.00089$ (by concrete and steel classes).
- $s_{max1} = A_{sw} / (b_w \cdot \rho_{how}) = 0.00000$ m.
- Required spacing $s_{req} = \text{MIN}[s_1, s_{max}, s_{max1}] = 0.00000$ m.
- $N_{leg} = 2$
- $A_{sw} / s_{req} = N_{leg} \cdot A_{sw1} / s_{req} = 0.00000$ m²/m.
- Applied spacing $s_{app} = 0.20000$ m.

(). Check ratio of shear capacity.

- $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.003$

7.4.2. VERIFICA PORTATA

La portata massima dei pali è pari a 5622 kN (as per § 7.4.1 – Azione assiale)

Tale valore è compatibile con quanto emerso dalle considerazioni di tipo geotecnico effettuate in questa fase e di cui si riporta un estratto con i risultati finali

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	24823.22	24823.22	24823.22
Laterale	9958.94	9958.94	9958.94
Totale	33929.41	33929.41	33929.41
Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3			
		Base 1.30	
		Laterale 1.30	
		Resistenza di progetto base 11232.23	kN
		Resistenza di progetto laterale 4506.31	kN
		Resistenza di progetto 14885.78	kN

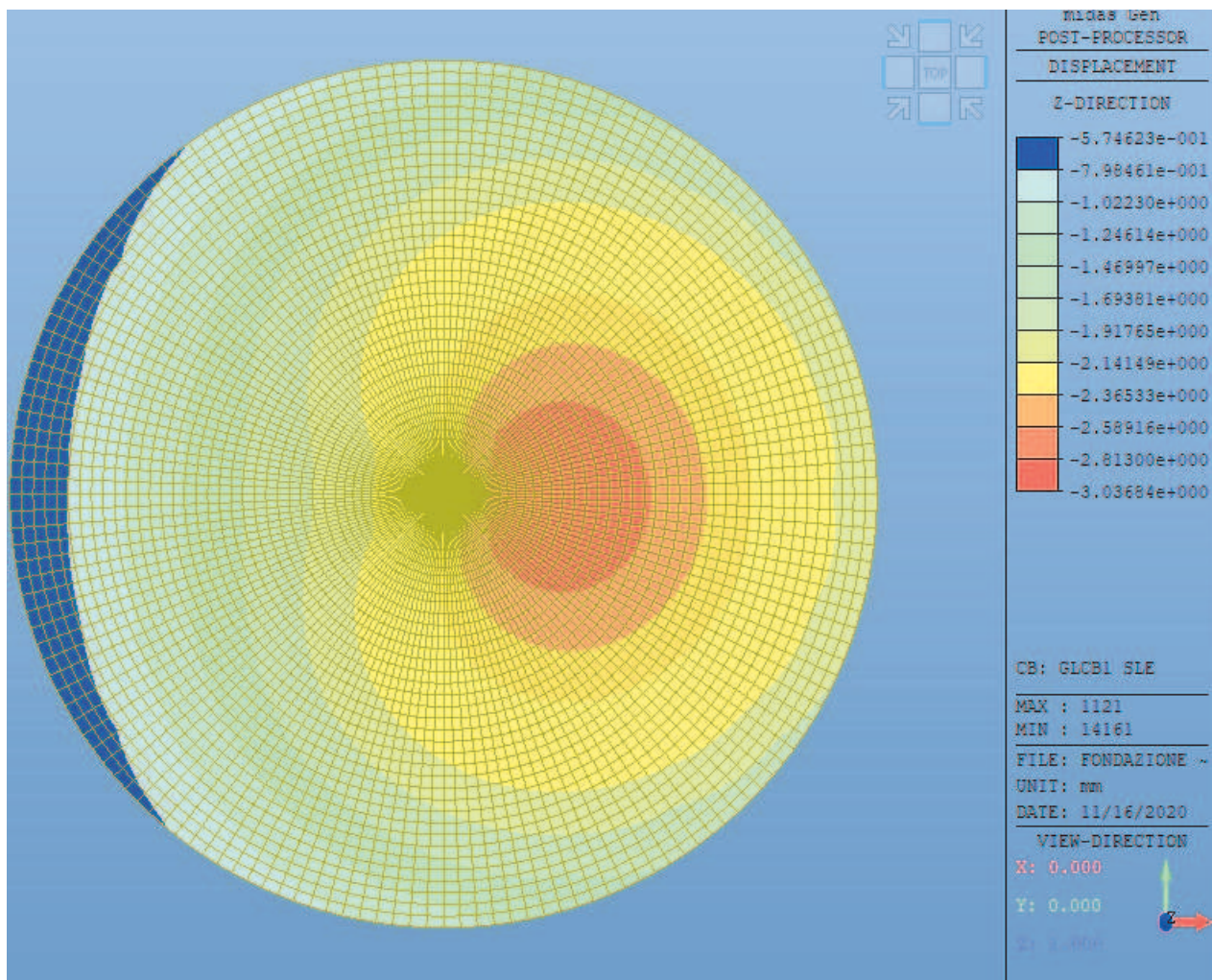
da cui consegue un Safety Factor = $14885/5622 = 2.65$

7.5. VERIFICA DEI CEDIMENTI

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

Il cedimento massimo è pari a 3.03mm. Il valore del cedimento è sempre negativo quindi non vi sono innalzamenti della fondazione.

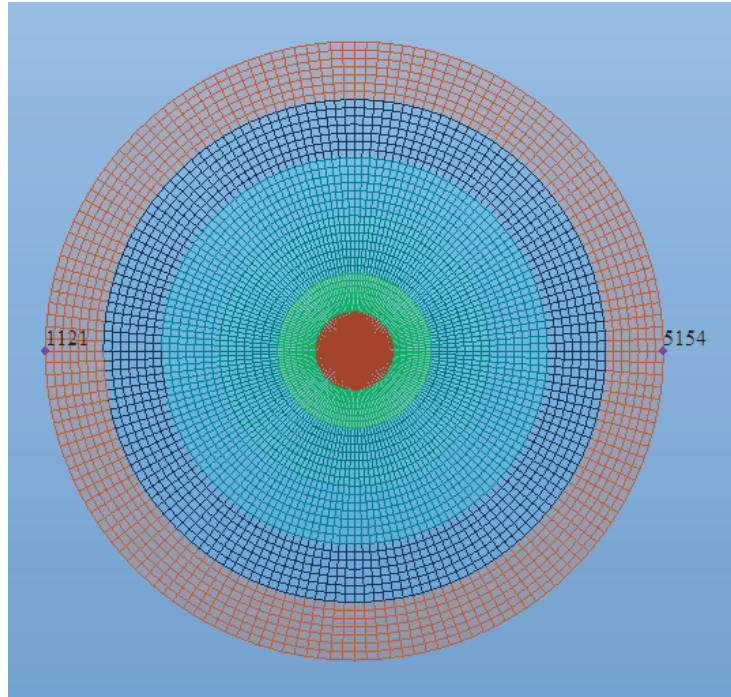
È altresì evidente come tale valore sia da considerare assolutamente conservativo, se non altro per avere sempre trascurato la reazione del terreno sotto la platea.



Cedimenti Dz

7.6. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 5154 e 1121) indicati nell'immagine seguente.



Gli spostamenti per la combinazione di carico più gravosa (SLU) sono i seguenti:

NODO	DZ (cm)
5154	0.172
1121	0.057

La differenza di spostamento verticale è pari a:

Δ	0.115	cm
----------	-------	----

Essendo la distanza tra i due punti pari a 2492 cm l'angolo in radianti è pari a:

σ	4.61477E-05	rad
----------	-------------	-----

Il momento applicato (moltiplicato per 1.5) è pari a:

M	267524.25	kNm
---	-----------	-----

La rigidezza alla rotazione, calcolata come (M/ σ) è pari a:

$k\sigma$	5.80E+12	Nm/rad	>	1.5E+11	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	---------	--------

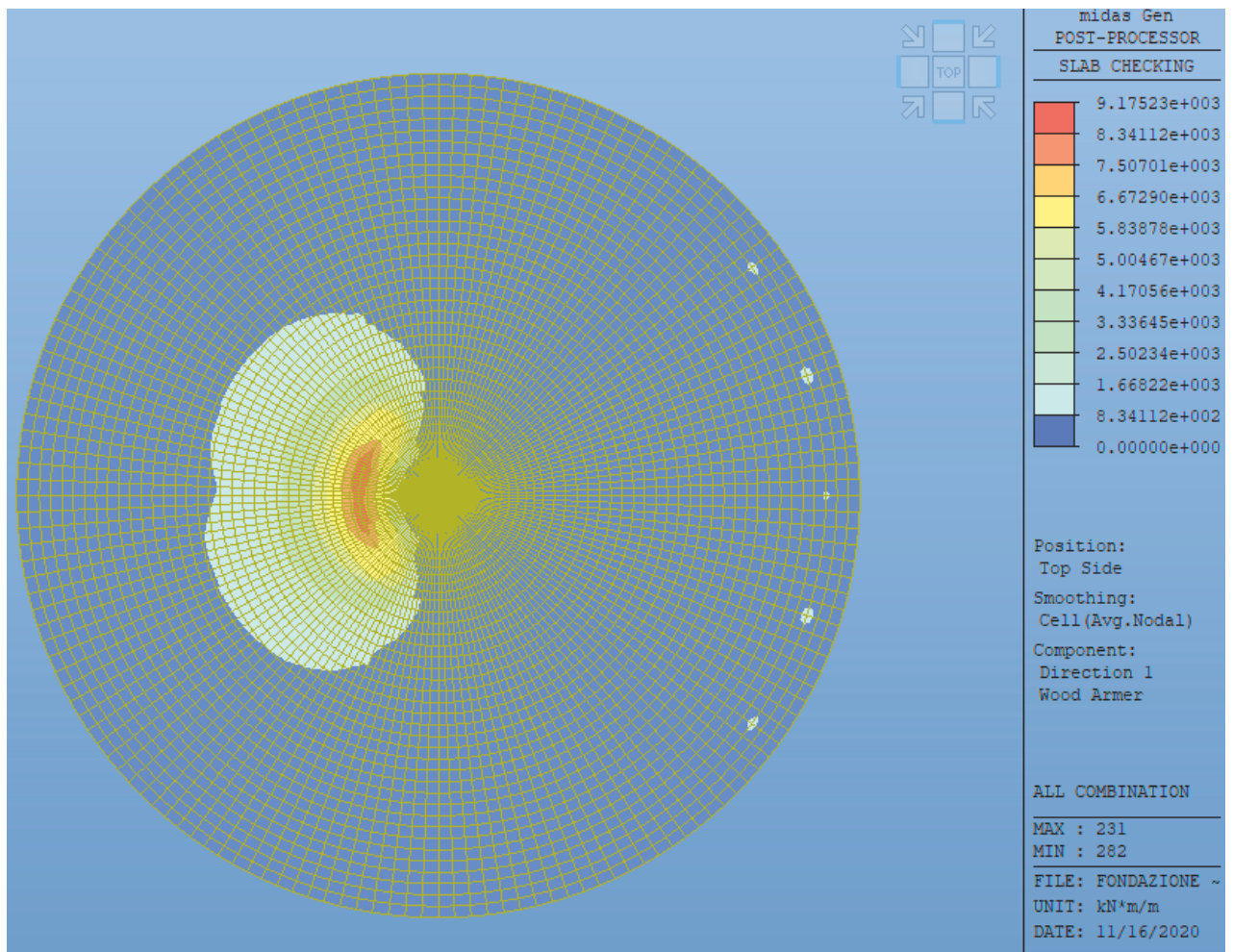
8. VERIFICHE AEROGENERATORE TERRENO TIPO B (1+2+8)

8.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

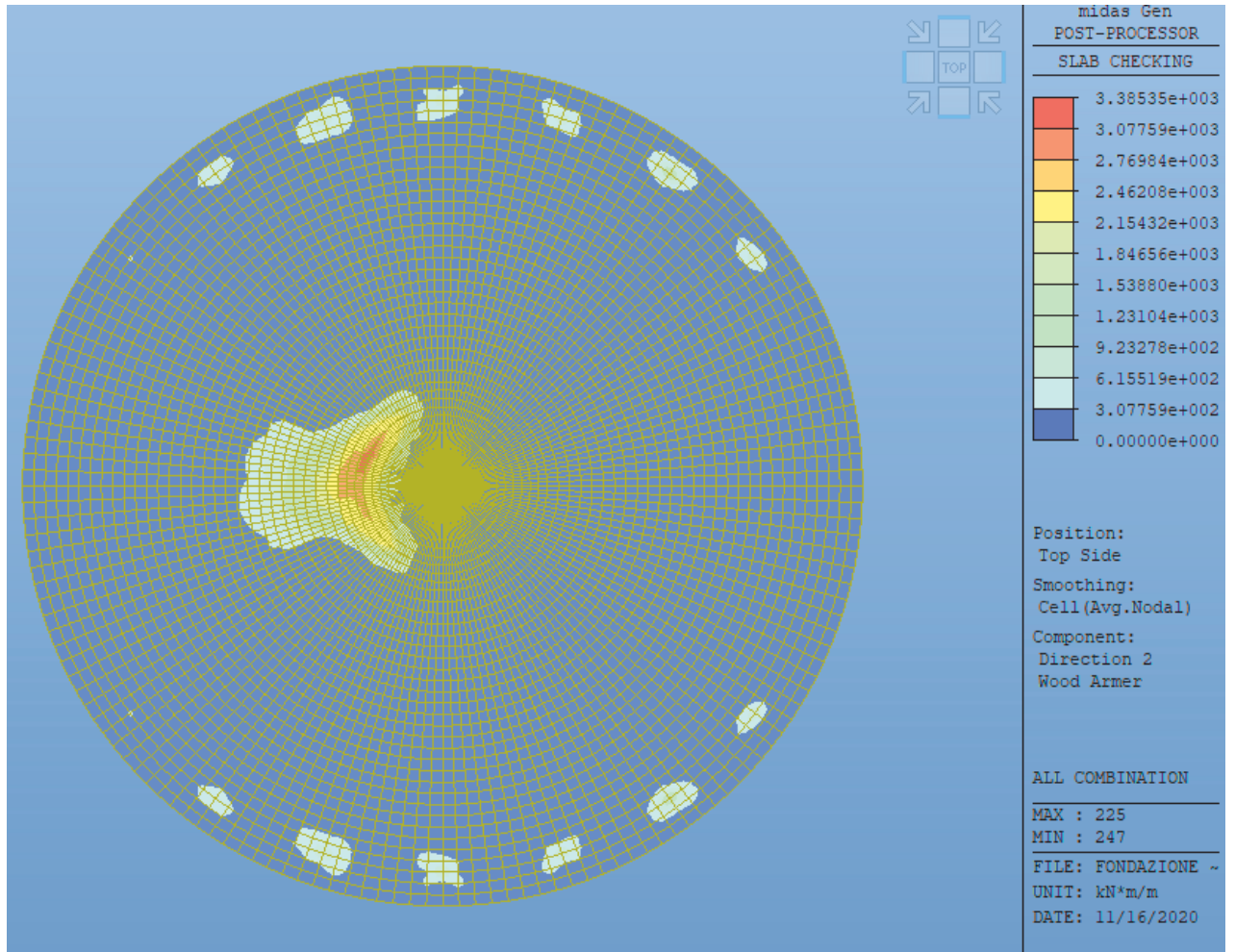
La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico.

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

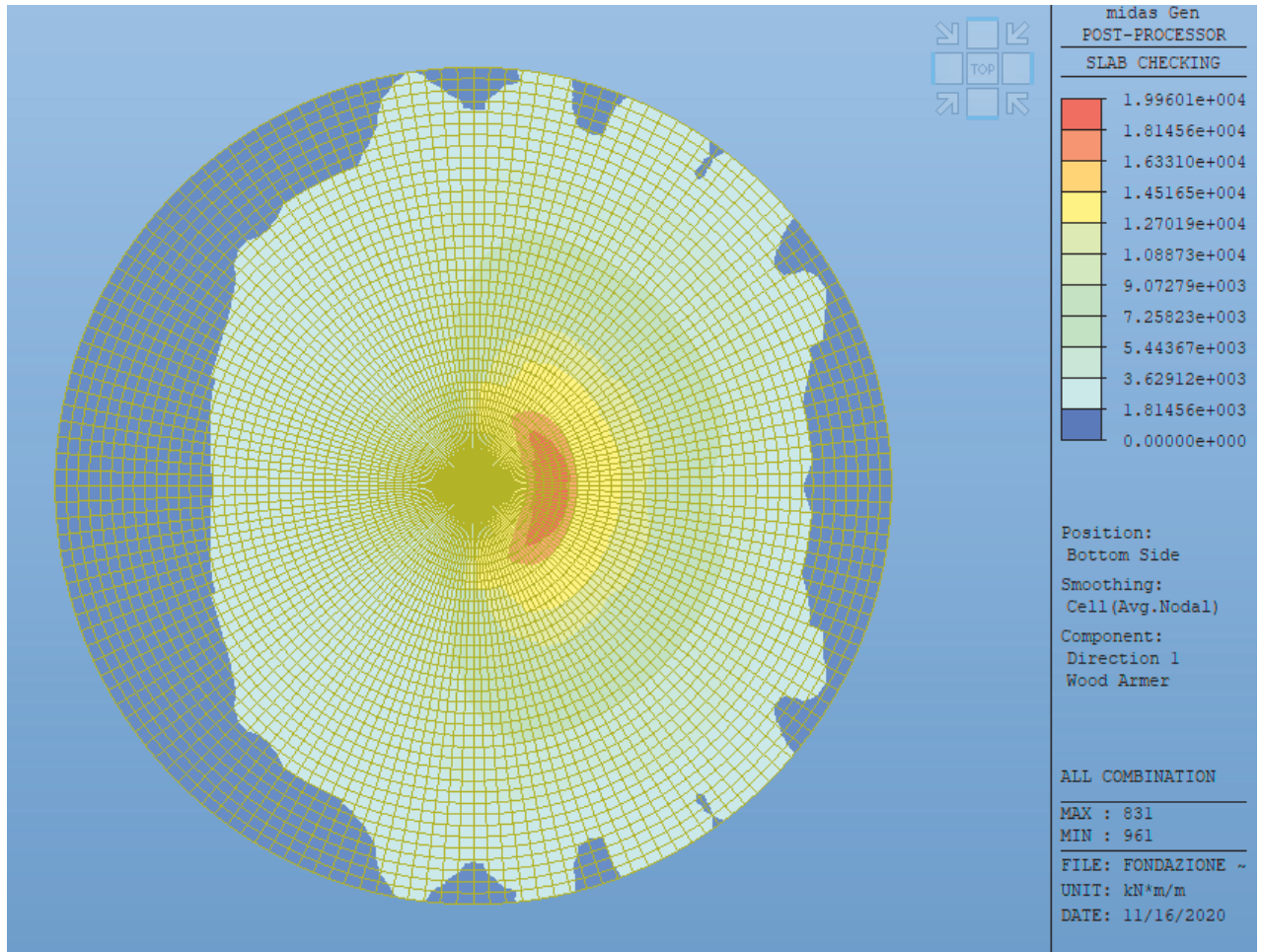
Nota bene: avendo inserito il carico dell'aerogeneratore solo in direzione X, le sollecitazioni massime sono in quella direzione; tutte le altre direzioni sono analoghe (anche se il valore di sollecitazione è basso o simmetrico).



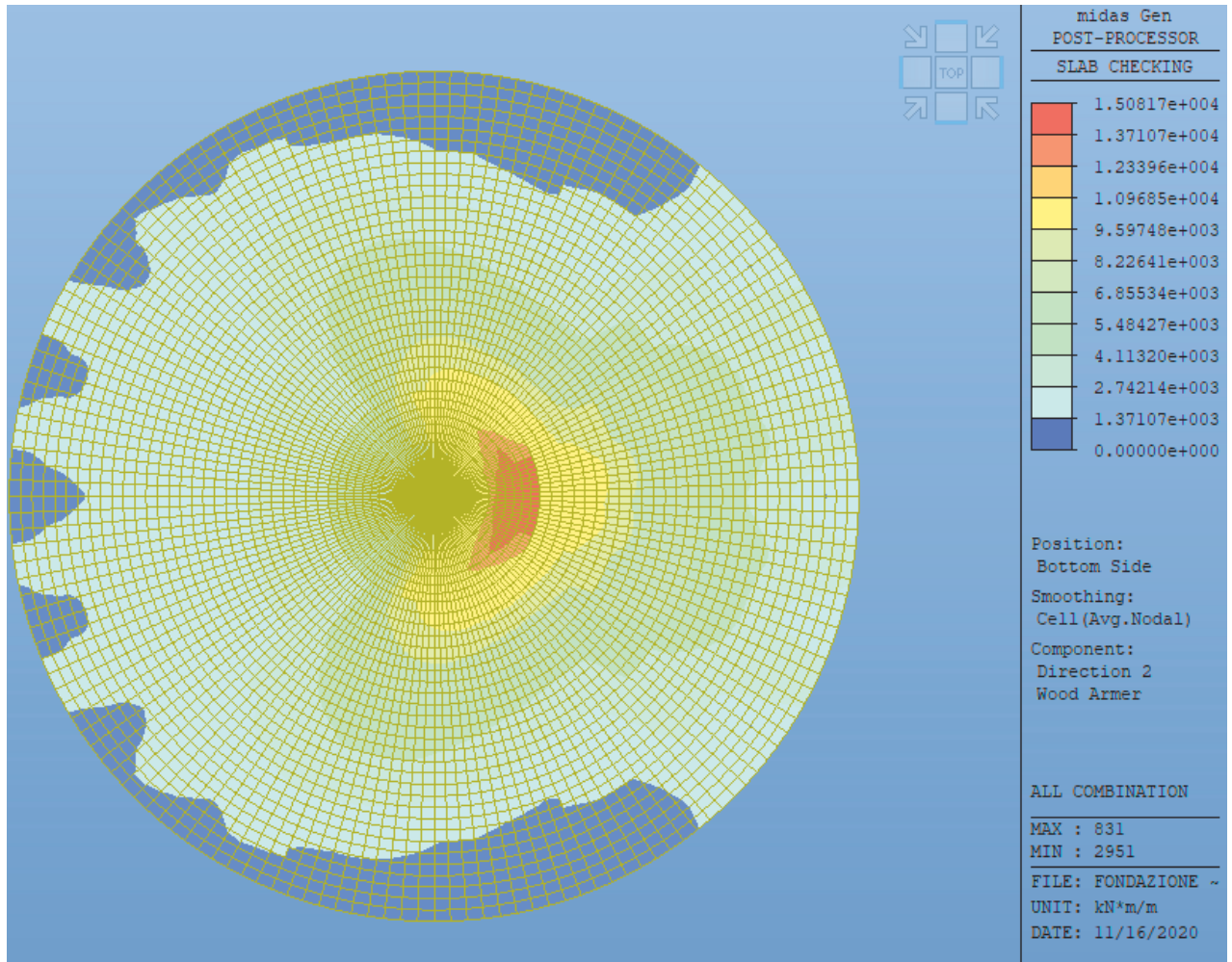
Top direzione x



Top direzione y



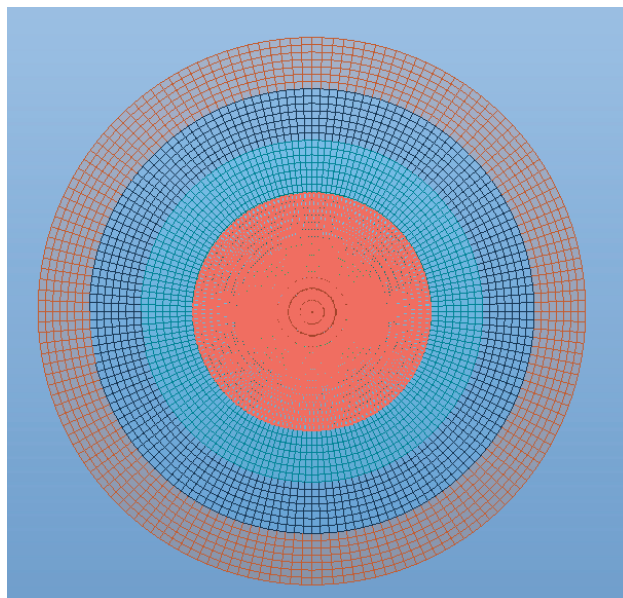
Bottom direzione x



Bottom direzione y

Inferiormente la platea è armata da $\varnothing 30/90$ in entrambe le direzioni. Nella parte centrale è previsto un secondo strato di armatura di rinforzo realizzato tramite $\varnothing 30/100$ sia in direzione x che in direzione y.

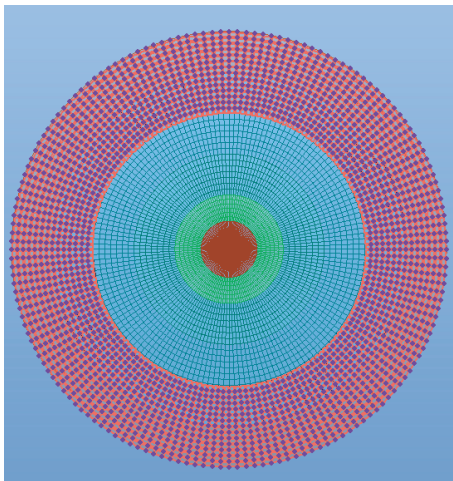
Di seguito si riporta l'indicazione della zona rinforzata.



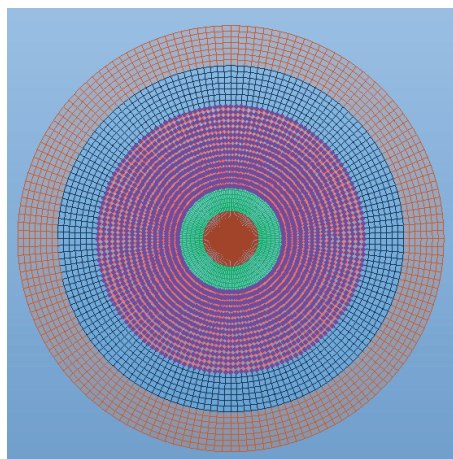
Superiormente la platea è armata con ferri radiali $\varnothing 30$ che presentano un passo nella zona di maggiore sollecitazione (corona circolare dove si appoggia l'aerogeneratore) pari a 0.07m. Nella parte più esterna si raggiunge una distanza di 0.37m.

Nell'altra direzione si prevedono ferri $\varnothing 30$ circolari. Il passo è variabile.

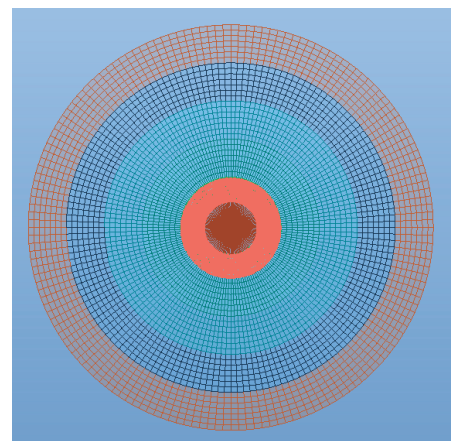
Si prevedono $\varnothing 30/200$ nelle seguenti corone.



Si prevedono $\varnothing 30/150$ nelle seguenti corone.

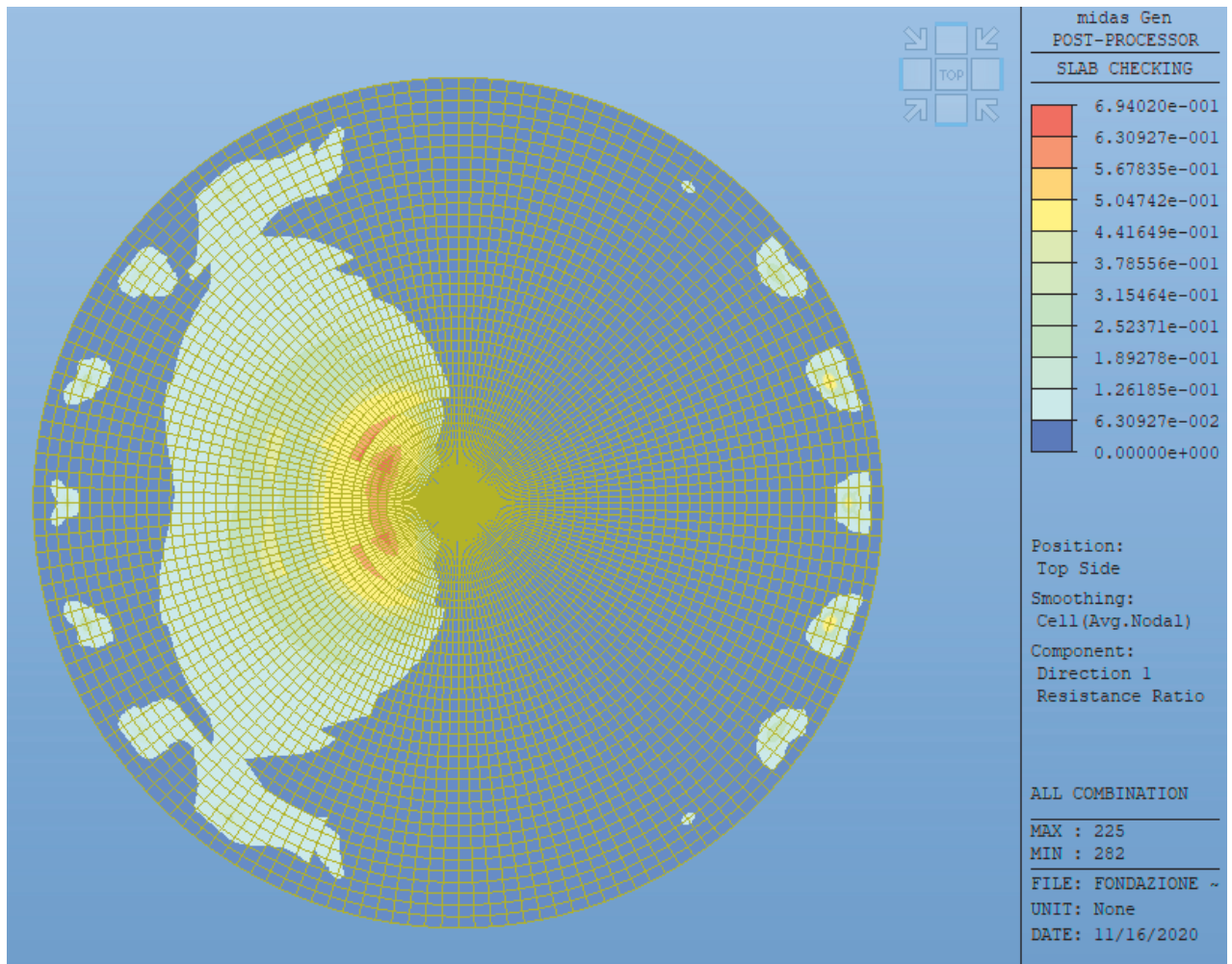


Si prevedono $\varnothing 30/100$ nella corona circolare più alta.

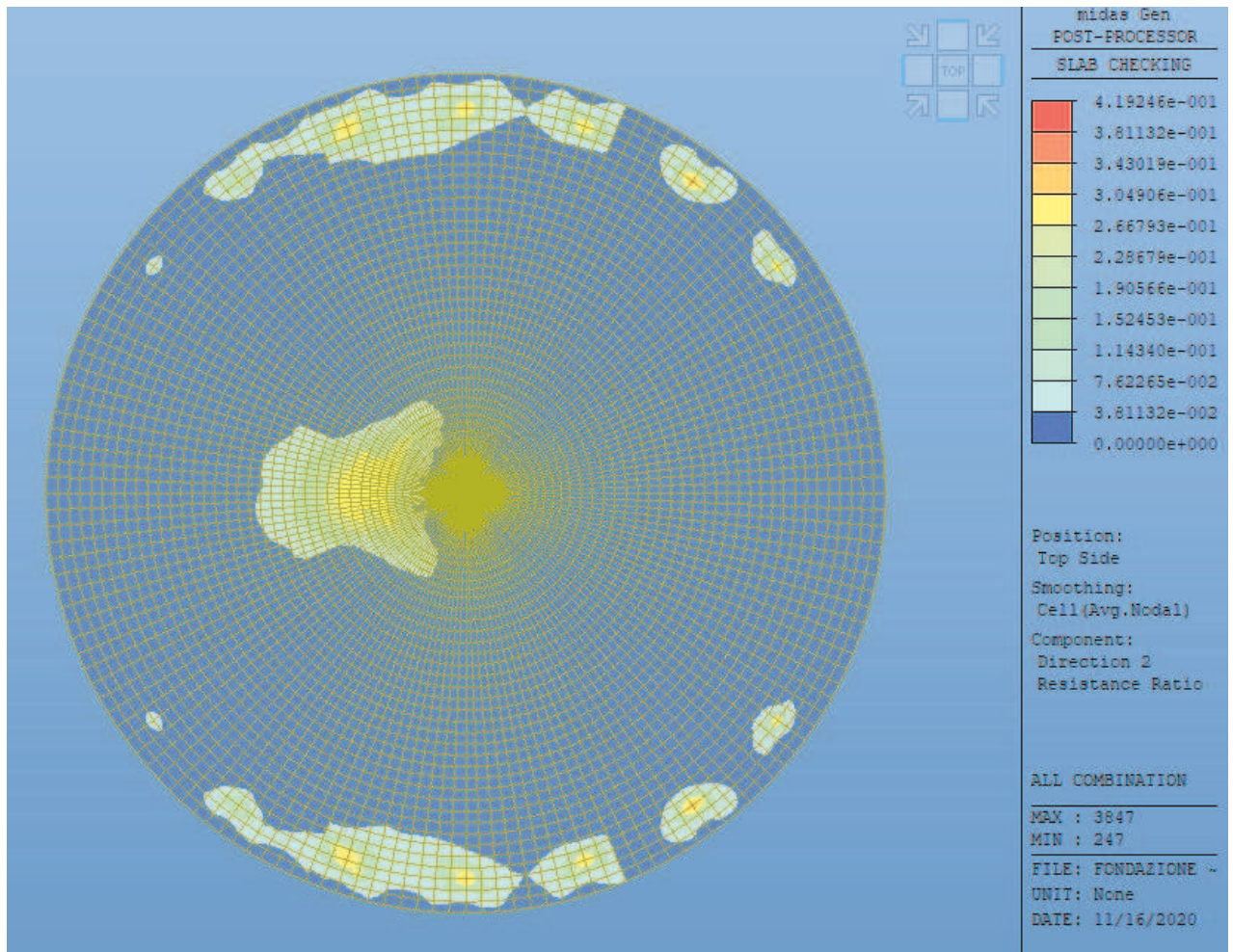


La circonferenza più interna è invece armata superiormente con $\varnothing 30/200$ in entrambe le direzioni.

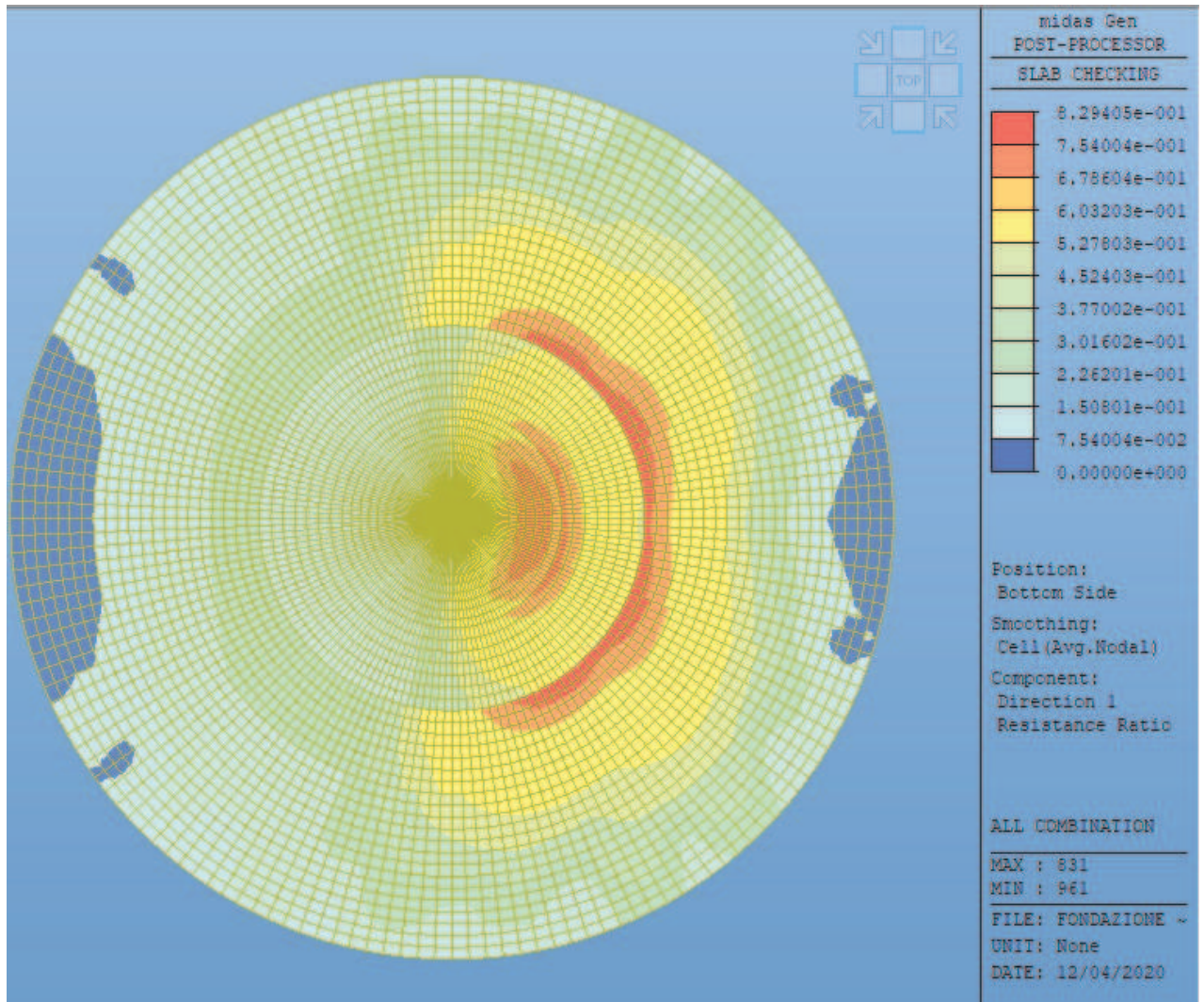
Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.



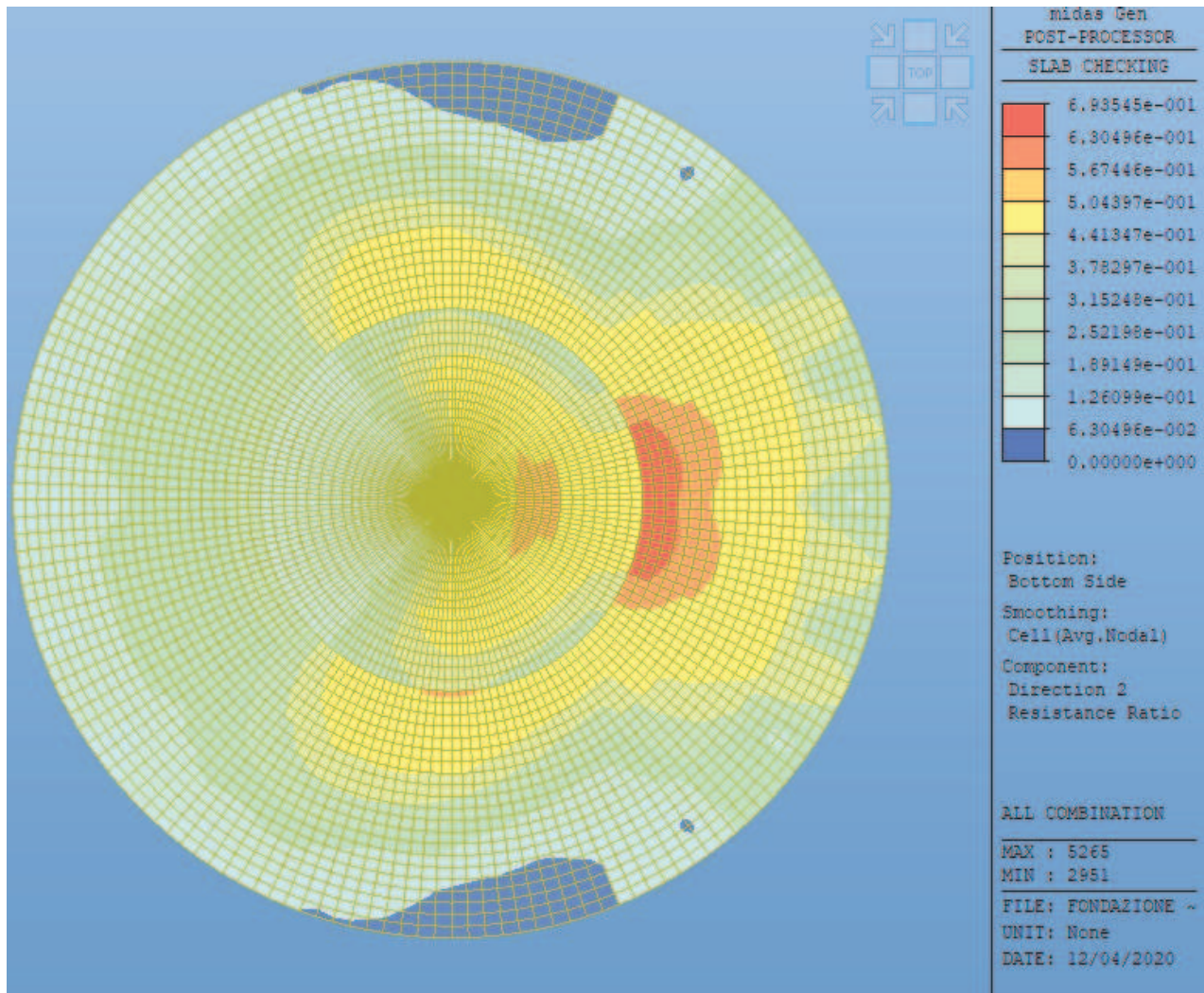
Coefficiente di sfruttamento top direzione x



Coefficiente di sfruttamento top direzione y



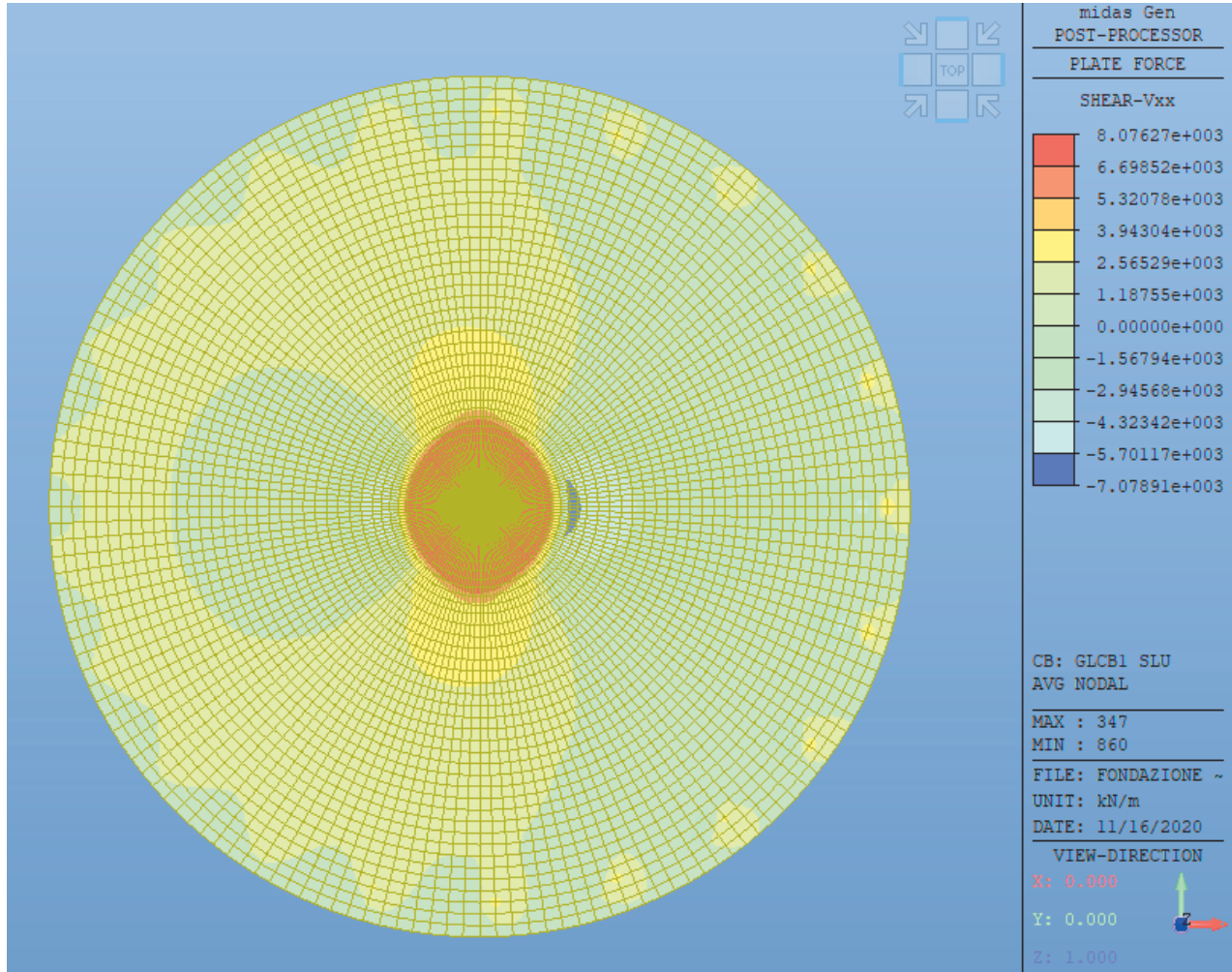
Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x



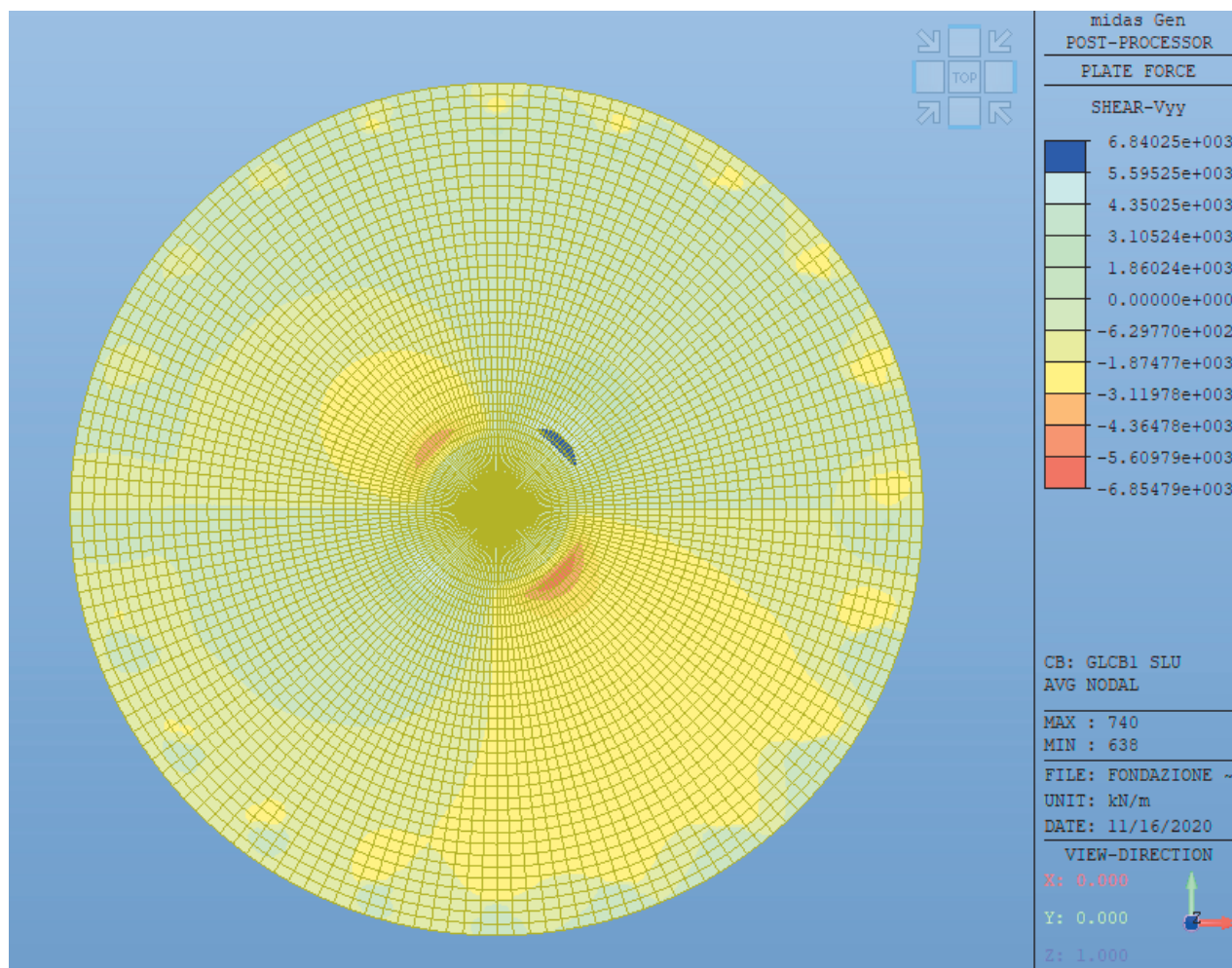
Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

8.2. VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riportano l'andamenti dei tagli Vxx e Vyy nella combinazione all'involuppo allo SLU.



Taglio Vxx



Taglio Vyy

Per la verifica delle sezioni sono state effettuate delle "section cut" nelle 6 corone circolari presenti. Le section cut sono state effettuate sia in direzione radiale che intorno alla circonferenza.

Inizialmente si verifica che sia necessaria armatura a taglio; nel caso lo fosse, si procede alla verifica con armatura a taglio.

Le verifiche vengono eseguite secondo le formule presenti all'interno delle NTC 2018.

Con queste premesse si prevede la seguente armatura:

- Ferri ad omega $\varnothing 20/300$ nella parte esterna della platea;
- Armatura a taglio (3+3) $\varnothing 30/100$ nella corona circolare più alta;
- Armatura a taglio (2+2) $\varnothing 30/100$ nella circonferenza interna.

Di seguito, come esempio, si riportano i calcoli effettuati per una corona della parte esterna della platea e per la corona circolare più alta.

Per le corone esterne, ricavata la sollecitazione di taglio in direzione radiale e lungo la circonferenza, la medesima viene sommata e sulla base di questa sollecitazione si verifica l'armatura a taglio.

I significati delle sigle mostrate nelle tabelle seguenti sono:

B (m)	larghezza sezione
H (m)	altezza sezione
D (m)	altezza utile
K	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
fck	Resistenza caratteristica cilindrica
Vmin	$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
Vrd	resistenza a taglio senza armatura a taglio
Ved	sollecitazione di taglio
cs	Coefficiente di sfruttamento
Asw	area armatura a taglio
s	passo armatura a taglio
α	inclinazione staffe
θ	inclinazione puntoni
Vrsd	Resistenza di calcolo taglio-trazione
Vrcd	resistenza di calcolo taglio-compressione
Vrd	Resistenza a taglio min(Vrsd;Vrcd)
cs	Coefficiente di sfruttamento

Sollecitazione di taglio			
Name	Load	Length (m)	Fy (kN)
4° corona	gLCB1 SLU	1	652.1

Verifica taglio - no armatura										
B	H	D	K	fck	Vmin	Asl	p	Vrd	Ved	cs
1	3.15	2.99	1.25863	33.2	0.284764	0	0	851.4429	652.9567	0.765926

Verifica taglio - si armatura								
	Asw	s	a	q	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
4° corona	10.466667	0.3	90	21.8	9185.053	8728.287	8728.287	0.0747

Per la corona più alta, e di conseguenza anche per quella interna, la verifica a taglio viene effettuata sulle singole sollecitazioni in direzione radiale e lungo la circonferenza.

Sollecitazione di taglio			
Name	Load	Length (m)	Fy (kN)
corona alta circonferenza	gLCB1 SLU	1	8423.13

Verifica taglio - no armatura										
B	H	D	K	fck	Vmin	Asl	p	Vrd	Ved	cs

1	4.4	4.15	1.219529	37.4	0.288072	0	0	1195.499	8423.13	7.0457
---	-----	------	----------	------	----------	---	---	----------	---------	--------

Verifica taglio - si armatura

	Asw	s	a	q	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
corona alta circonferenza	70.7	0.27	90	45	38269.79	19762.82	19762.82	0.426211

8.3. VERIFICA A PUNZONAMENTO

La verifica a punzonamento del palo è condotta in accordo con il paragrafo 6.4 dell'Eurocodice 2.

Si ricava dal modello di calcolo la massima compressione in sommità al palo pari a 5645 kN.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

$u_0 =$	377	cm	(perimetro pilastro)				
$u_1 =$	1921	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro)				
$d =$	305	cm	altezza utile soletta				
$a_1 =$	610	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica u_1				
$u =$	1339.38576	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)				
$k =$	1.25607376						
$v_{min} =$	0.28	MPa					
$p_{lx} =$	0.00115902						
$p_{ly} =$	0.00115902						
$p_l =$	0.00115902						
<u>Azione di punzonamento</u>							
$V_{ed(a,2d)} =$	5645	kN		$V_{ed(a,d)} =$		kN	
<u>Verifica senza armature resistenti al taglio</u>							
$\beta =$	1.5						
-Verifica a filo pilastro							
$v_{Ed} =$	0.74	MPa					
$v_{Rd,max} =$	4.89	MPa	(massimo taglio resistente)				OK
-Verifica al perimetro di verifica di base (u_1)							
$v_{Ed} =$	0.1445	MPa					
$v_{Rd,c} =$	0.28	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)		min 0.28		OK
		cs	0.5090591				

Si deduce dai calcoli che non è necessaria armatura a punzonamento.

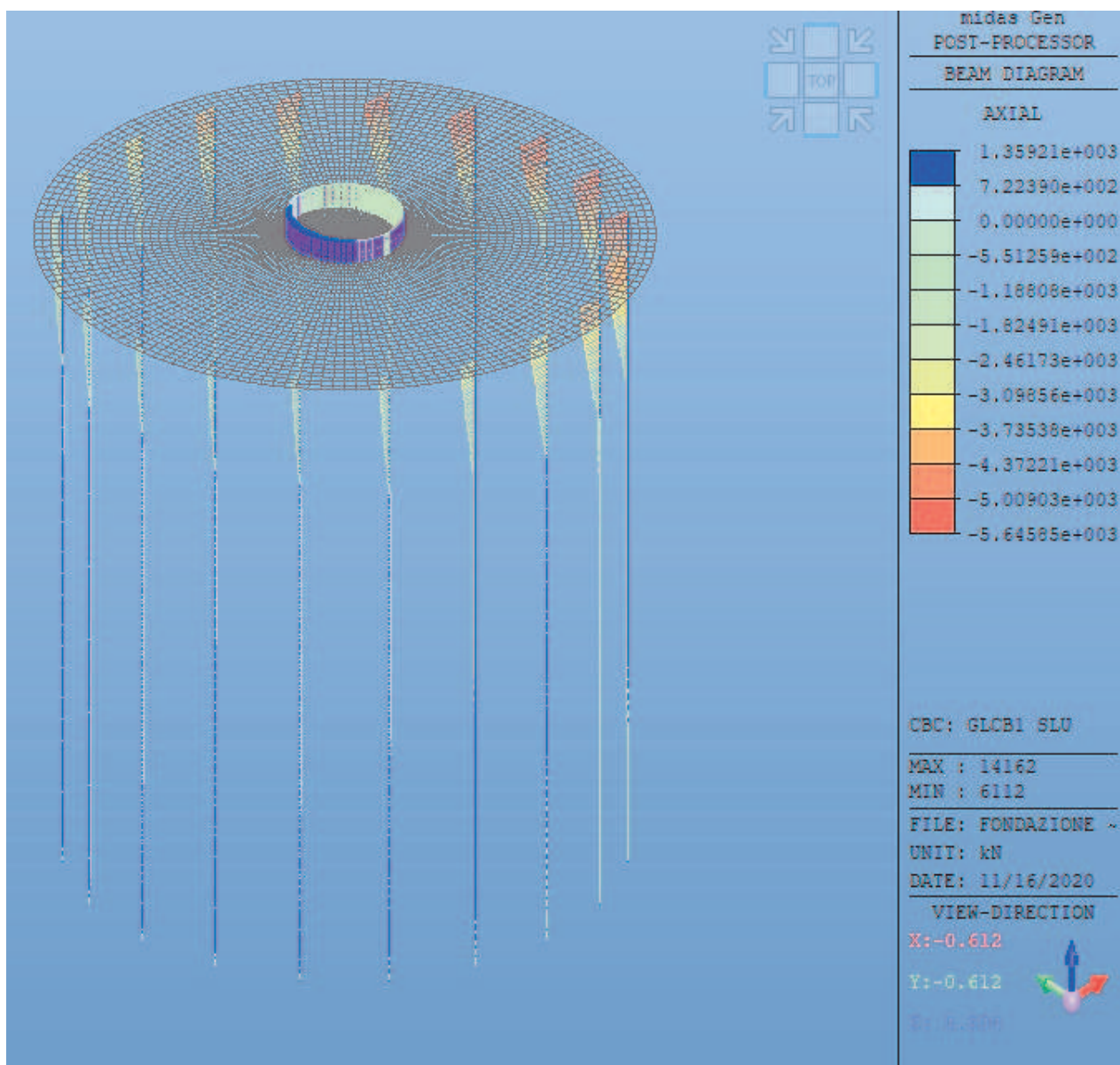
8.4. VERIFICHE DEI PALI

Le verifiche di resistenza dei pali sono condotte agli stati limite.

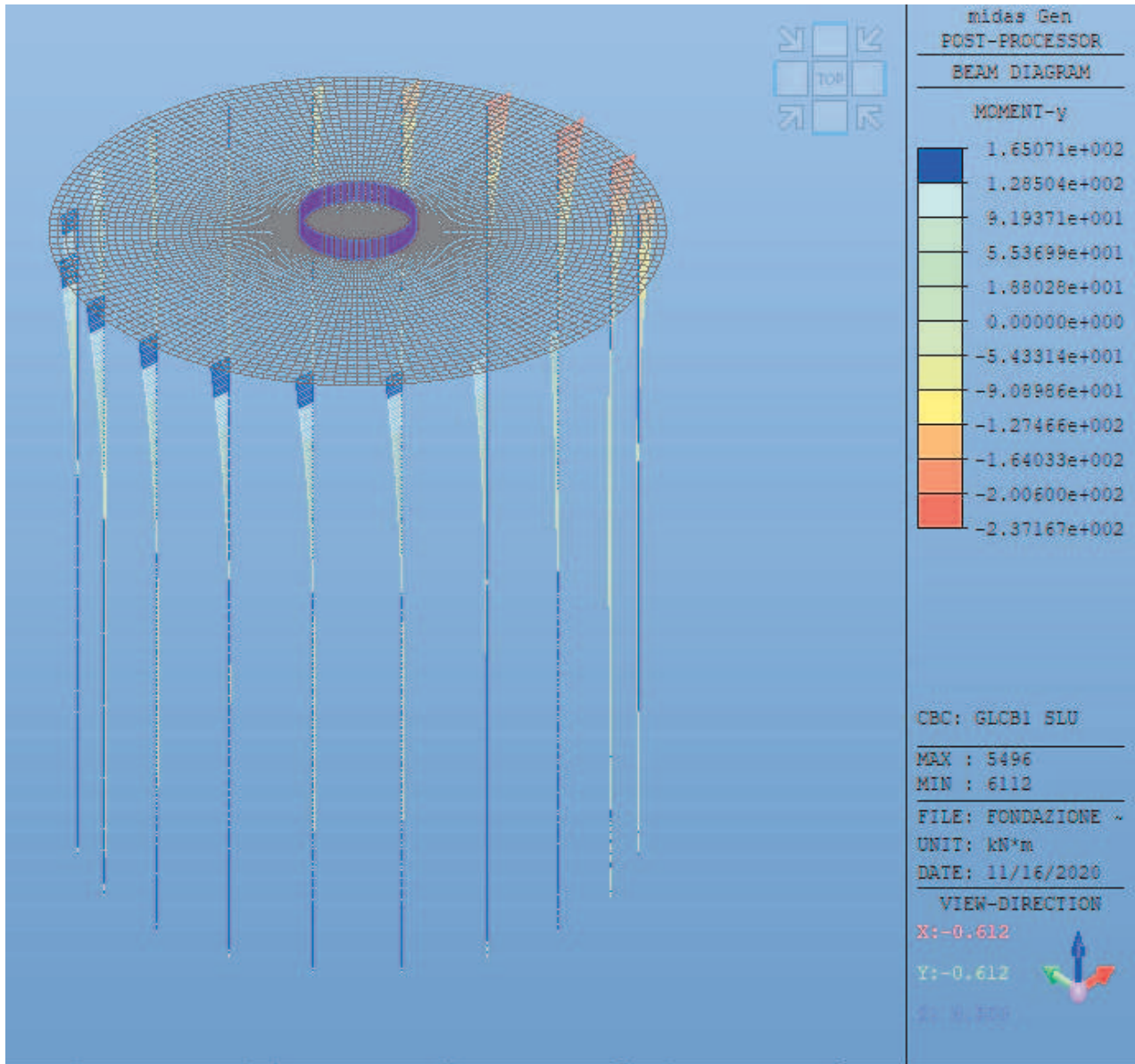
8.4.1. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO

I pali sono armati tramite 30 \varnothing 30 verticali e staffe a spirale \varnothing 10/200.

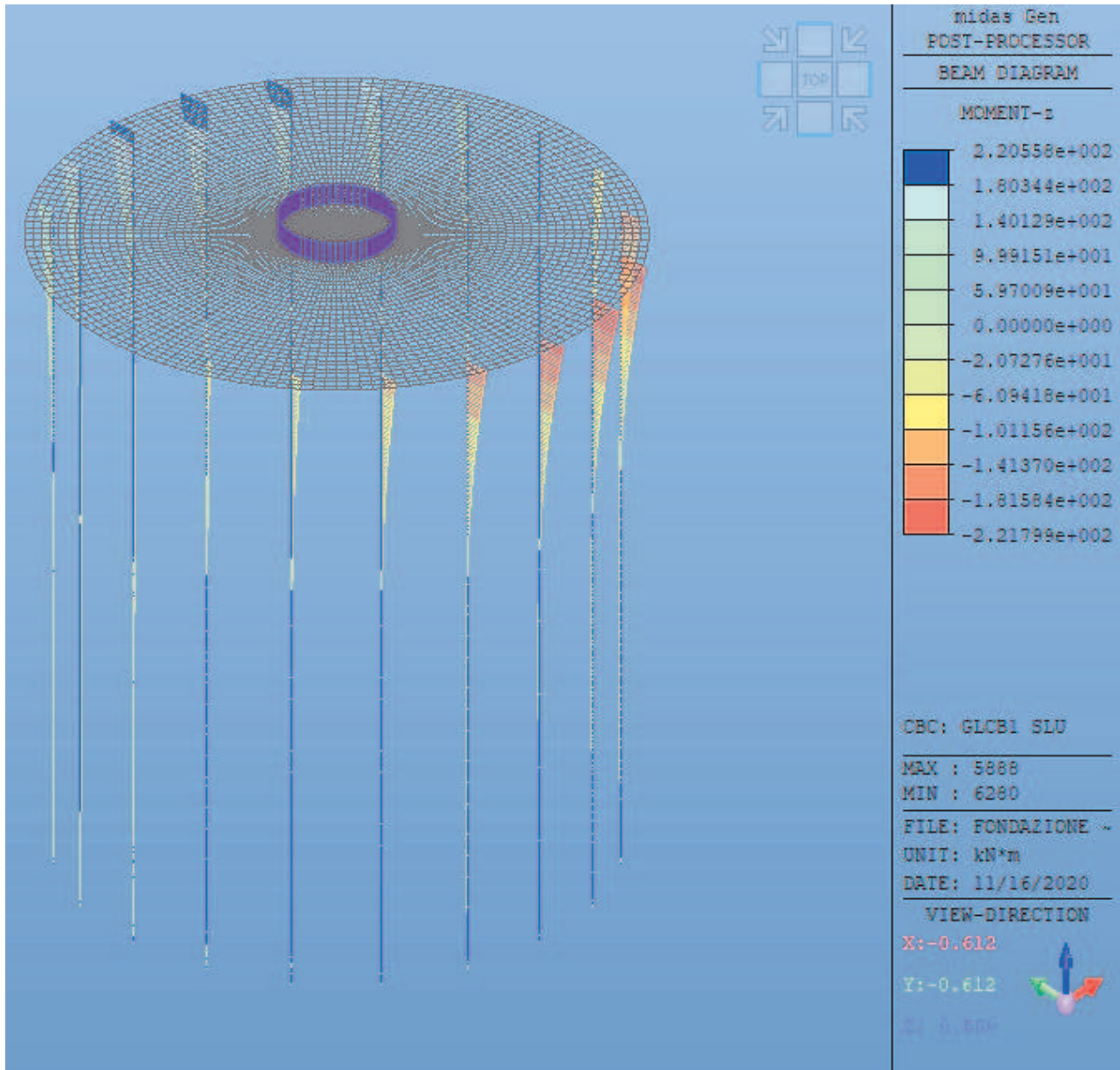
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo l'involuppo agli SLU.



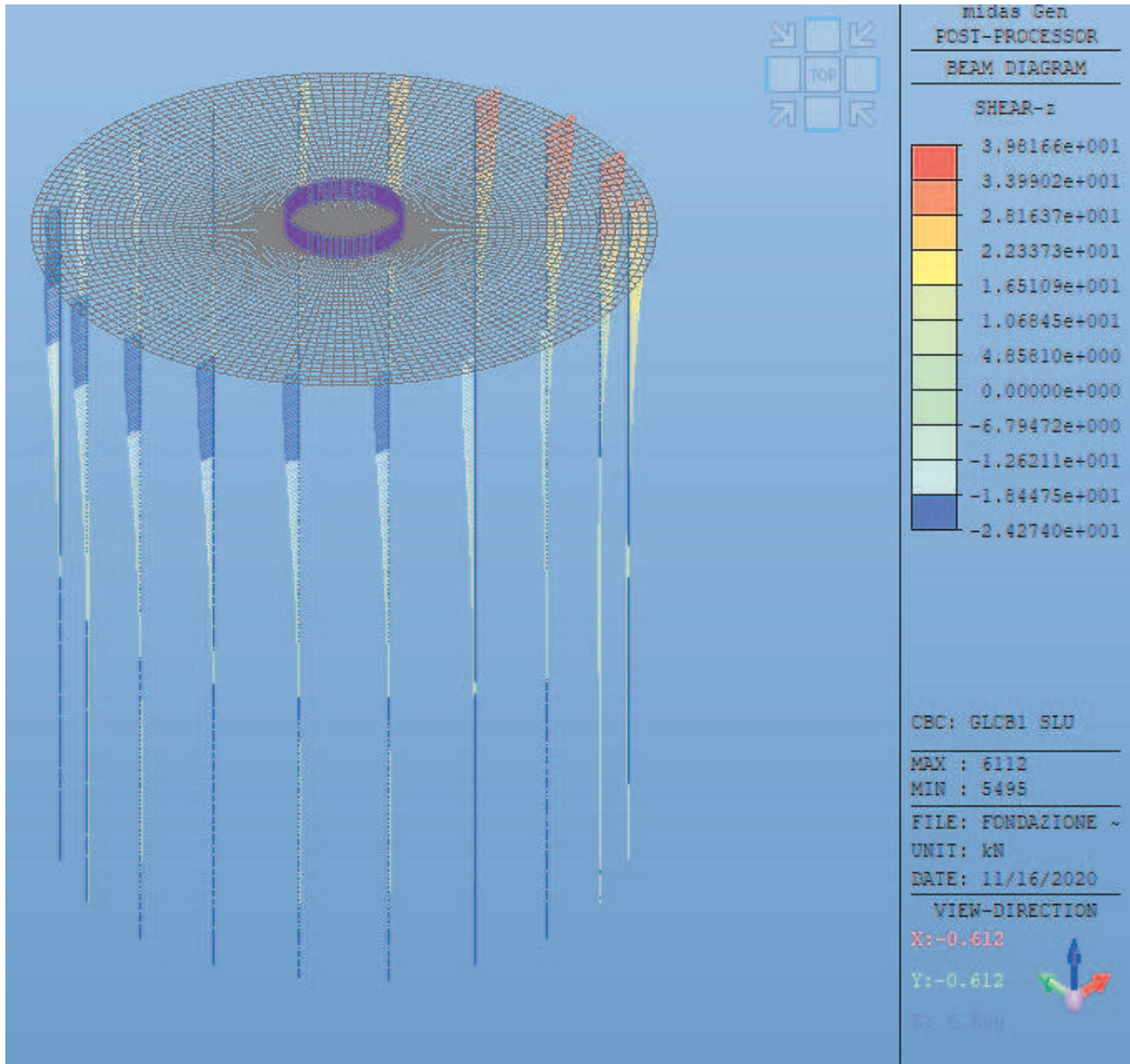
Azione assiale



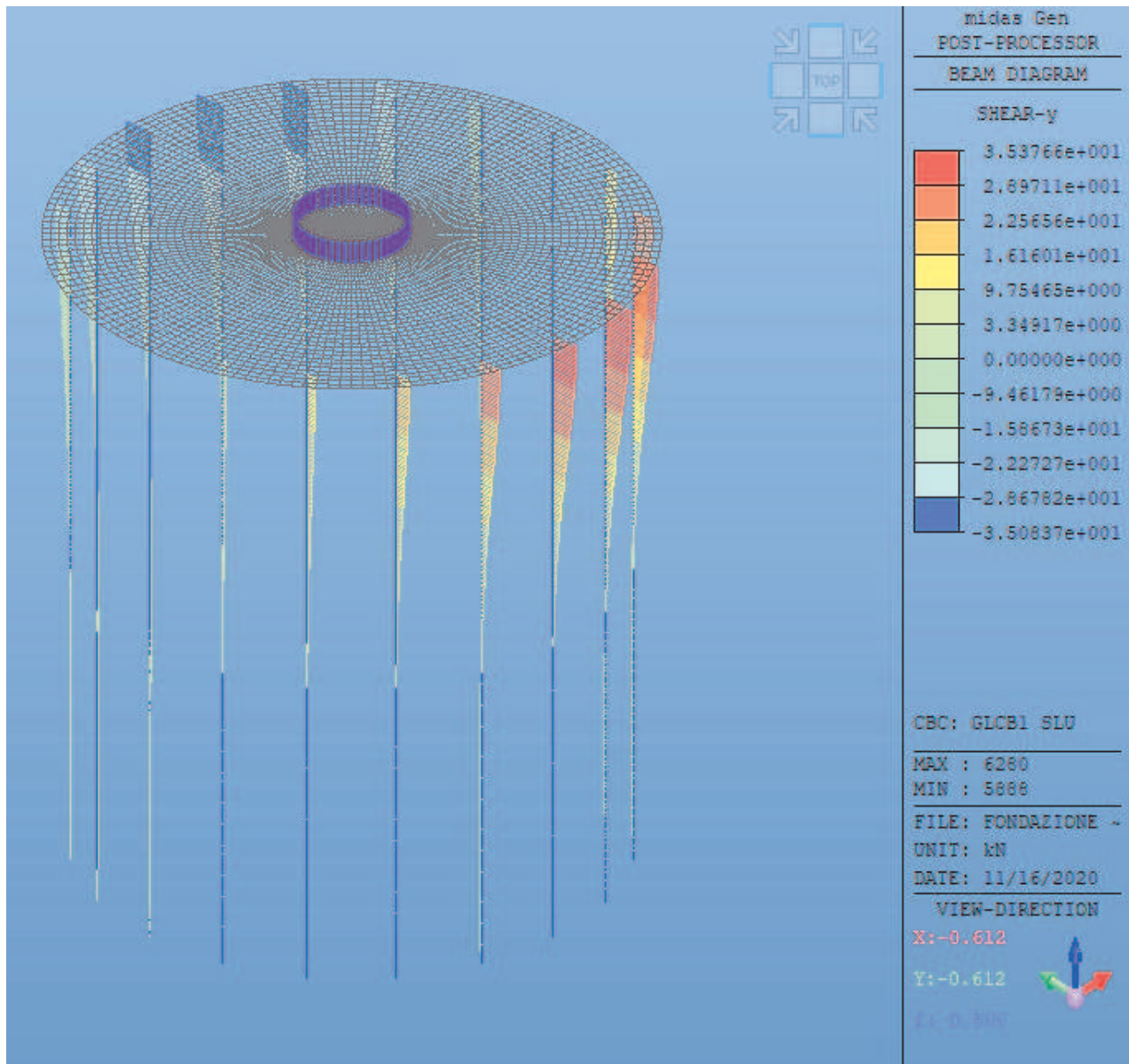
My



Mz



Fz



Fy

Le verifiche vengono condotte tramite il programma di calcolo. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

MEMB	SE	Section		fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc																
5441		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1104.00	1046.53	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.333	0.330	0.329	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5497		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1091.29	1071.48	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.333	0.332	0.331	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5553		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1071.48	1091.29	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.334	0.332	0.331	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5609		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1046.53	1104.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.334	0.330	0.330	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5665		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5505.90	2009.75	1935.82	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.615	0.605	0.604	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
5721		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5184.29	1867.15	1870.47	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.579	0.573	0.572	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
5777		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4694.15	1654.10	1729.34	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.525	0.519	0.518	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
5833		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4083.45	1396.88	1526.39	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.458	0.448	0.448	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
5889		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1108.38	1018.87	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.333	0.326	0.326	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
5945		palo ø1.2	25000.0	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1104.00	1046.53	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000	1.200	28.000	450000					0.333	0.330	0.329	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****

6001	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3411.96	1204.71	1284.76	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.382	0.382	0.382	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6057	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5627.48	2063.47	1922.10	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.621	0.613	0.612	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
6113	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3513.05	1239.22	1320.29	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.393	0.392	0.392	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6169	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5537.13	2021.26	1944.90	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.619	0.608	0.607	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
6225	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4179.59	1430.53	1559.95	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.469	0.459	0.459	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
6281	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4775.94	1683.39	1757.28	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.535	0.528	0.527	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
6337	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5243.71	1888.81	1889.88	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.586	0.579	0.578	*****	*****	*****	*****	5	0.00000	*****
6393	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1071.48	1091.29	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.334	0.332	0.331	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6449	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1091.29	1071.48	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.333	0.332	0.331	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****
6505	<input type="checkbox"/>	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	5	30-3-P30	24946.0	2984.46	1046.53	1104.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2		0.000 1.200	28.000	450000					0.334	0.330	0.330	*****	*****	*****	*****	1	0.00000	*****

(Nota bene: gli asterischi hanno come significato che non è necessaria armatura a taglio).

Di seguito si riporta come esempio il calcolo completo per un singolo palo di fondazione.

PROJECT :

*.DESIGN CODE : Eurocode2:04, *.UNIT SYSTEM : kN, m

(Note. Nonhomogenous equation in the code are written in SI units in the report)

*.MEMBER : Member Type = COLUMN , MEMB = 6057, LCB = 1, POS = J

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 2) : palo ø1.2

Section Type : Circular with Spirals (CS)

Section Height (HTc) = 28.000 m.

Section Depth (Hc) = 1.200 m.

Section Width (Bc) = 0.000 m.

Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.065 m.

Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Ec) = 31475806.210 KPa.

Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.

Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.REBAR PATTERN = CS - 30 - 3 - P30 Unit : m.

i	dyi	dzi	Rebar	Asi
1	-0.535	0.000	1-P30	0.00071
2	-0.523	0.111	1-P30	0.00071
3	-0.489	0.218	1-P30	0.00071
4	-0.433	0.314	1-P30	0.00071
5	-0.358	0.398	1-P30	0.00071
6	-0.268	0.463	1-P30	0.00071
7	-0.165	0.509	1-P30	0.00071
8	-0.056	0.532	1-P30	0.00071
9	0.056	0.532	1-P30	0.00071
10	0.165	0.509	1-P30	0.00071
11	0.267	0.463	1-P30	0.00071
12	0.358	0.398	1-P30	0.00071
13	0.433	0.314	1-P30	0.00071

14	0.489	0.218	1-P30	0.00071
15	0.523	0.111	1-P30	0.00071
16	0.535	0.000	1-P30	0.00071
17	-0.523	-0.111	1-P30	0.00071
18	-0.489	-0.218	1-P30	0.00071
19	-0.433	-0.314	1-P30	0.00071
20	-0.358	-0.398	1-P30	0.00071
21	-0.268	-0.463	1-P30	0.00071
22	-0.165	-0.509	1-P30	0.00071
23	-0.056	-0.532	1-P30	0.00071
24	0.056	-0.532	1-P30	0.00071
25	0.165	-0.509	1-P30	0.00071
26	0.267	-0.463	1-P30	0.00071
27	0.358	-0.398	1-P30	0.00071
28	0.433	-0.314	1-P30	0.00071
29	0.489	-0.218	1-P30	0.00071
30	0.523	-0.111	1-P30	0.00071

=====
 [[[*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.
 =====

(). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.

*.Load combination ID = 1

Load Case	N_Ed	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	2984.46	0.00	-149.19	0.00	0.00
LL	2643.02	0.00	-87.97	0.00	1.55
DL+LL	5627.48	0.00	-237.17	0.00	1.55
Others	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL+Others	5627.48	0.00	-237.17	0.00	1.55

(). Check slenderness ratios of frame.

- Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (Ac \cdot f_{cd}) = 0.2985$$

$$\Phi_{ef} = 2.140$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \Phi_{ef}) = 0.7003$$

$$B = 1.1000$$

My01 = the numerically smaller value both Myi and Myj.

My02 = the numerically larger value both Myi and Myj.

$$r_{my} = My01 / My02 = -0.0000$$

$$C_y = 1.7 - r_{my} = 1.7000$$

$$SR_y = 47.933$$

Mz01 = the numerically smaller value both Mzi and Mzj.

Mz02 = the numerically larger value both Mzi and Mzj.

$$r_{mz} = Mz01 / Mz02 = 0.0000$$

$$C_z = 1.7 - r_{mz} = 1.7000$$

$$SR_z = 47.933$$

- Radii of gyration.

$$i_y = 0.25 \cdot H_c = 0.300 \text{ m.}$$

$$i_z = 0.25 \cdot H_c = 0.300 \text{ m.}$$

- Unbraced lengths.
 $Loy = 28.000 \text{ m.}$
 $Loz = 28.000 \text{ m.}$
- Effective length factors.
 $Ky = 1.000$
 $Kz = 1.000$
- $SLENy = Ky * Loy / iy = 93.333 > SRy \rightarrow \text{SLENDER.}$
- $SLENz = Kz * Loz / iz = 93.333 > SRz \rightarrow \text{SLENDER.}$

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about major axis.

- Nominal second order moment.
 $\omega = As * fy / (Ac * dfcd) = 0.440$
 $\nu = 1 + \omega = 1.440$
 $nbal = 0.4$
 $kr = \text{MIN}[(\nu - n) / (\nu - nbal), 1.0] = 1.000$
 $\text{Beta} = 0.35 + fc / 200 - SLEN / 150 = -0.147$
 $\text{Phi}_{ef} = 2.140$
 $kphi = \text{MAX}[(1 + \text{Beta} * \text{Phi}_{ef}), 1.0] = 1.000$
 $d = \text{SQRT}(\pi * Hc^2 / 4) - do = 0.998 \text{ m.}$
 $1/r = kr * kphi * [fy / (Es * 0.45 * d)] = 4.354e-006$
 $ey2 = [(1/r) * (Ky * Loy)^2] / 10 = 0.341 \text{ m.}$
 $My2 = N_{Ed} * ey2 = 1921.170 \text{ kN-m.}$
- Equivalent first order moment.
 $M0ey = \text{MAX}[0.6My02 + 0.4My01, 0.4My02] = 142.300 \text{ kN-m.}$
- $M_{Edy_e} = \text{MAX}[M0ey + My2, My02, My01 + 0.5My2] = 2063.470 \text{ kN-m.}$
- $M_{Edy} = 237.167 \text{ kN-m.}$
- Minimum moment by eccentricity.
 $Emin_y = 0.060 \text{ m.}$
 $M_{Edy_{min}} = N_{Ed} * Emin_y = 337.649 \text{ kN-m.}$
- Applied design moment.
 $M_{Edy_{app}} = \text{MAX}[M_{Edy_e}, M_{Edy}, M_{Edy_{min}}] = 2063.470 \text{ kN-m.}$
 $\rightarrow M_{Edy_{app}}$ is applied for design.

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about minor axis.

- Nominal second order moment.
 $\omega = As * fy / (Ac * dfcd) = 0.440$
 $\nu = 1 + \omega = 1.440$
 $nbal = 0.4$
 $kr = \text{MIN}[(\nu - n) / (\nu - nbal), 1.0] = 1.000$
 $\text{Beta} = 0.35 + fc / 200 - SLEN / 150 = -0.147$
 $\text{Phi}_{ef} = 2.140$
 $kphi = \text{MAX}[(1 + \text{Beta} * \text{Phi}_{ef}), 1.0] = 1.000$
 $d = \text{SQRT}(\pi * Bc^2 / 4) - do = 0.998 \text{ m.}$
 $1/r = kr * kphi * [fy / (Es * 0.45 * d)] = 4.354e-006$
 $ez2 = [(1/r) * (Kz * Loz)^2] / 10 = 0.341 \text{ m.}$
 $Mz2 = N_{Ed} * ez2 = 1921.170 \text{ kN-m.}$
- Equivalent first order moment.
 $M0ez = \text{MAX}[0.6Mz02 + 0.4Mz01, 0.4Mz02] = 0.931 \text{ kN-m.}$
- $M_{Edz_e} = \text{MAX}[M0ez + Mz2, Mz02, Mz01 + 0.5Mz2] = 1922.102 \text{ kN-m.}$
- $M_{Edz} = 1.552 \text{ kN-m.}$
- Minimum moment by eccentricity.
 $Emin_z = 0.060 \text{ m.}$

$M_{Edz_min} = N_{Ed} * E_{min_z} = 337.649 \text{ kN-m.}$
 -. Applied design moment.
 $M_{Edz_app} = \text{MAX}[M_{Edz_e}, M_{Edz}, M_{Edz_min}] = 1922.102 \text{ kN-m.}$
 ---> M_{Edz_app} is applied for design.

- (). Design forces/moments of column(brace).
- . Axial Force (Compression) $N_{Ed} = 5627.48 \text{ kN.}$
 - . Combined Bending Moment $M_{Ed} = 2820.00 \text{ kN-m.}$
 - . Bending Moment about Local-y $M_{Edy} = 2063.47 \text{ kN-m.}$
 - . Bending Moment about Local-z $M_{Edz} = 1922.10 \text{ kN-m.}$
 - . Combined Shear Force $V_{Ed} = 39.82 \text{ kN.}$

=====
 [[[*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC_COLUMN(RC-BRACE).
 =====

- (). Compute design parameters.
- . $A_g = 1.1310 \text{ m}^2.$
 - . $A_{st} = 0.0212 \text{ m}^2.$
 - . $R_{hot} = A_{st}/A_g = 0.018754$
 - . $\lambda = 0.8000$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$)
 - . $\eta = 0.9000$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$)
 - . $\Gamma_c = 1.50$ (for Fundamental or Earthquakes).
 - . $\alpha_{cc} = 1.00$ (Default or User Defined).
 - . $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \Gamma_c = 16666.667 \text{ KPa.}$
 - . $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
 - . $f_{yd} = f_{yk} / \Gamma_s = 391304.348 \text{ KPa.}$

- (). Check the ratio of reinforcement.
- . $R_{homin} = 0.003000$
 - . $R_{homax} = 0.040000$
 - . $R_{hot} = 0.018754$
- $R_{homin} < R_{hot} < R_{homax}$ ---> O.K !

- (). Compute eccentricities of biaxially loaded column.
- . $E_{cny} = \text{ABS}(M_{Edz}/N_{Ed}) = 0.3416 \text{ m.}$
 - . $E_{cnz} = \text{ABS}(M_{Edy}/N_{Ed}) = 0.3667 \text{ m.}$
 - . $E_{ccn} = \text{ABS}(M_{Ed}/N_{Ed}) = 0.5011 \text{ m.}$
 - . $R_{ota} = \text{ATAN}(E_{cny}/E_{cnz}) = 42.9686 \text{ deg.}$
 - . Rotation of neutral axis = 42.9686 deg.

- (). Compute concentric axial load capacity.
- . $N_{Rd(max)} = (\eta * f_{cd}) * (A_g - A_{st}) + f_{yd} * A_{st} = 24946.02 \text{ kN.}$
 - . Maximum Axial Compression : $N_{Rdc(max)} = N_{Rd(max)} = 24946.02 \text{ kN.}$
 - . Maximum Axial Tension : $N_{Rdt(max)} = -f_{yd} * A_{st} = -8299.57 \text{ kN.}$

 *. Analysis of balanced condition.

- (). Compute capacity of concrete stress block.

-. $e_{cu} = 0.00350$

- $c = e_{cu}/(e_{cu}+e_s)*d = 0.728 \text{ m.}$
 - $a = \lambda * X = 0.582 \text{ m.}$
 - $A_{com} = 0.544 \text{ m}^2.$
 - $DC_{cy} = 0.180 \text{ m.}$
 - $DC_{cz} = 0.193 \text{ m.}$
 - $C_c = \eta * f_{cd} * A_{com} = 8165.24 \text{ kN.}$
 - $M_{RdCy} = C_c * DC_{cz} = 1578.49 \text{ kN-m.}$
 - $M_{RdCz} = C_c * DC_{cy} = 1470.35 \text{ kN-m.}$

(). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dyl	M_RdNzi
1	0.965	-0.001138	-227579.22	7.070e-004	-160.90	0.000	-0.00	-0.535	86.08
2	0.875	-0.000708	-141653.00	7.070e-004	-100.15	0.111	-11.14	-0.523	52.41
3	0.774	-0.000221	-44157.54	7.070e-004	-31.22	0.218	-6.79	-0.489	15.26
4	0.665	0.000303	60646.13	7.070e-004	42.88	0.314	13.48	-0.433	-18.56
5	0.553	0.000841	168177.60	7.070e-004	118.90	0.398	47.27	-0.358	-42.56
6	0.443	0.001369	273737.21	7.070e-004	193.53	0.463	89.67	-0.268	-51.77
7	0.340	0.001864	372711.52	7.070e-004	263.51	0.509	134.08	-0.165	-43.56
8	0.249	0.002304	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	-0.056	-15.47
9	0.173	0.002670	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	0.056	15.47
10	0.115	0.002947	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	0.165	45.74
11	0.079	0.003122	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	0.267	74.00
12	0.065	0.003187	391304.35	7.070e-004	276.65	0.398	109.99	0.358	99.04
13	0.075	0.003140	391304.35	7.070e-004	276.65	0.314	87.00	0.433	119.74
14	0.108	0.002982	391304.35	7.070e-004	276.65	0.218	60.20	0.489	135.21
15	0.162	0.002722	391304.35	7.070e-004	276.65	0.111	30.77	0.523	144.77
16	0.235	0.002368	391304.35	7.070e-004	276.65	0.000	0.00	0.535	148.01
17	1.038	-0.001491	-298180.81	7.070e-004	-210.81	-0.111	23.45	-0.523	110.32
18	1.092	-0.001752	-350372.16	7.070e-004	-247.71	-0.218	53.90	-0.489	121.07
19	1.125	-0.001909	-381872.24	7.070e-004	-269.98	-0.314	84.90	-0.433	116.86
20	1.135	-0.001957	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.398	109.99	-0.358	99.04
21	1.121	-0.001891	-378256.26	7.070e-004	-267.43	-0.463	123.91	-0.268	71.54
22	1.085	-0.001716	-343298.24	7.070e-004	-242.71	-0.509	123.50	-0.165	40.13
23	1.027	-0.001440	-287958.12	7.070e-004	-203.59	-0.532	108.32	-0.056	11.39
24	0.951	-0.001073	-214654.53	7.070e-004	-151.76	-0.532	80.75	0.056	-8.49
25	0.860	-0.000633	-126591.18	7.070e-004	-89.50	-0.509	45.54	0.165	-14.80
26	0.757	-0.000138	-27616.88	7.070e-004	-19.53	-0.463	9.05	0.267	-5.22
27	0.647	0.000390	77942.74	7.070e-004	55.11	-0.398	-21.91	0.358	19.73
28	0.535	0.000927	185474.20	7.070e-004	131.13	-0.314	-41.24	0.433	56.76
29	0.426	0.001451	290277.88	7.070e-004	205.23	-0.218	-44.66	0.489	100.30
30	0.325	0.001939	387773.33	7.070e-004	274.16	-0.111	-30.50	0.523	143.47

-Where,

- di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)
- esi = Strain in the i-th reinforcement
- fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)
- Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)
- Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)
- dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)
- dyl = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)

m.)

M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

-
- Ns = SUM [Fsi] = 1502.36 kN.
 - M_RdNy = SUM [M_RdNyi] = 1742.87 kN-m.
 - M_RdNz = SUM [M_RdNzi] = 1625.89 kN-m.

(). Compute nominal capacity(N_Rdb,M_Rdb) of Balanced Condition.

- N_Rdb = Cc + Ns = 9667.61 kN.
- M_Rdy = M_RdCy + M_RdNy = 3321.36 kN-m.
- M_Rdz = M_RdCz + M_RdNz = 3096.23 kN-m.
- M_Rdb = SQRT(M_Rdy^2+M_Rdz^2) = 4540.72 kN-m.

(). Compare actual eccentricity with balanced eccentricity.

- Balanced eccentricity : eb = M_Rdb/N_Rdb = 0.470 m.
- Minimum eccentricity : Emin (not defined) = 0.000 m.
- Actual eccentricity : Eccn = M_Ed/N_Ed = 0.501 m.
- eb < Eccn ---> Tension controls.

(). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.

Trial	X	N_Rd	M_Rd	Ecn	Eccn	Ratio
1-st	0.694	8739.86	4630.04	0.530	0.501	94.59
2-nd	0.702	8954.77	4614.20	0.515	0.501	97.25
3-rd	0.706	9065.63	4604.11	0.508	0.501	98.67

*. Final analysis with searched neutral axis.

(). Compute capacity of compression stress block.

- a = lambda * X = 0.565 m.
- Acom = 0.524 m^2.
- DCcy = 0.186 m.
- DCcz = 0.200 m.
- Cc = eta*fcd*Acom = 7855.73 kN.
- M_RdCy = Cc*DCcz = 1572.55 kN-m.
- M_RdCz = Cc*DCcy = 1464.81 kN-m.

(). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	d yi	M_RdNzi
1	0.965	-0.001279	-255828.15	7.070e-004	-180.87	0.000	-0.00	-0.535	96.77
2	0.875	-0.000836	-167285.09	7.070e-004	-118.27	0.111	-13.16	-0.523	61.89
3	0.774	-0.000334	-66820.46	7.070e-004	-47.24	0.218	-10.28	-0.489	23.09
4	0.665	0.000206	41174.95	7.070e-004	29.11	0.314	9.15	-0.433	-12.60
5	0.553	0.000760	151981.23	7.070e-004	107.45	0.398	42.72	-0.358	-38.47
6	0.443	0.001304	260755.61	7.070e-004	184.35	0.463	85.42	-0.268	-49.31

7	0.340	0.001814	362744.12	7.070e-004	256.46	0.509	130.49	-0.165	-42.40
8	0.249	0.002267	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	-0.056	-15.47
9	0.173	0.002645	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	0.056	15.47
10	0.115	0.002930	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	0.165	45.74
11	0.079	0.003110	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	0.267	74.00
12	0.065	0.003178	391304.35	7.070e-004	276.65	0.398	109.99	0.358	99.04
13	0.075	0.003129	391304.35	7.070e-004	276.65	0.314	87.00	0.433	119.74
14	0.108	0.002967	391304.35	7.070e-004	276.65	0.218	60.20	0.489	135.21
15	0.162	0.002698	391304.35	7.070e-004	276.65	0.111	30.77	0.523	144.77
16	0.235	0.002334	391304.35	7.070e-004	276.65	0.000	0.00	0.535	148.01
17	1.038	-0.001643	-328579.88	7.070e-004	-232.31	-0.111	25.84	-0.523	121.57
18	1.092	-0.001912	-382360.68	7.070e-004	-270.33	-0.218	58.82	-0.489	132.12
19	1.125	-0.002074	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.314	87.00	-0.433	119.74
20	1.135	-0.002123	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.398	109.99	-0.358	99.04
21	1.121	-0.002055	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.463	128.18	-0.267	74.00
22	1.085	-0.001875	-375071.33	7.070e-004	-265.18	-0.509	134.93	-0.165	43.84
23	1.027	-0.001590	-318045.86	7.070e-004	-224.86	-0.532	119.64	-0.056	12.57
24	0.951	-0.001213	-242509.84	7.070e-004	-171.45	-0.532	91.23	0.056	-9.59
25	0.860	-0.000759	-151764.58	7.070e-004	-107.30	-0.509	54.59	0.165	-17.74
26	0.757	-0.000249	-49776.06	7.070e-004	-35.19	-0.463	16.31	0.267	-9.41
27	0.647	0.000295	58998.32	7.070e-004	41.71	-0.398	-16.58	0.358	14.93
28	0.535	0.000849	169804.60	7.070e-004	120.05	-0.314	-37.75	0.433	51.96
29	0.426	0.001389	277800.01	7.070e-004	196.40	-0.218	-42.74	0.489	95.99
30	0.325	0.001891	378264.64	7.070e-004	267.43	-0.111	-29.75	0.523	139.95

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)

dyi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)

M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

-. Ns = SUM [Fsi] = 1209.89 kN.

-. M_RdNy = SUM [M_RdNyi] = 1795.35 kN-m.

-. M_RdNz = SUM [M_RdNzi] = 1674.47 kN-m.

(). Compute nominal capacity(N_Rd,M_Rd) of given neutral axis.

-. N_Rd = Cc + Ns = 9065.63 kN.

-. M_Rdy = M_RdCy + M_RdNy = 3367.90 kN-m.

-. M_Rdz = M_RdCz + M_RdNz = 3139.28 kN-m.

-. M_Rd = SQRT(M_Rdy^2+M_Rdz^2) = 4604.11 kN-m.

(). Check ratios of axial load and moment capacity.

-. Rat_N = N_Ed / N_Rd = 0.621 < 1.000 ---> O.K.

-. Rat_M = M_Ed / M_Rd = 0.612 < 1.000 ---> O.K.

=====

[[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.(END)

(). Compute design parameters.

- Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).
- Alpha_cc= 1.00 (Default or User Defined).
- fcd = Alpha_cc * fck / Gamma_c = 16666.667 KPa.
- Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
- fyd = fyk / Gamma_s = 391304.348 KPa.
- Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
- fywd = fyw / Gamma_s = 391304.348 KPa.
- Gamma_rd= 1.00

(). Compute concrete capacity of shear.

- (LCB = 1, POS = J)
- Applied axial force : N_Ed = 5627.476 kN.
- Applied moment : M_Edmax = 237.172 kN-m.
- Applied shear force : V_Ed = 39.817 kN.
- bw = 1.052 m.
- d = 1.052 m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- Smax = MIN[12*Dbar, Hc, 250 mm] = 0.250 m.

(). Calculate shear strength of concrete.

- k = MIN[1.0+SQRT(200/d), 2.0] = 1.4360 (by d unit is mm).
- Acv = 1.10717 m².
- Asl = Ast / 2 = 0.01061 m².
- Rhol = Asl / Acv = 0.00958
- C_Rdc = 0.18/Gamma_c = 0.1200
- Str_cp = MIN[N_Ed/Ac, 0.2*fcd] = 3333.3333 KPa.
- V_Rdc1 = [C_Rdc*k*(100*Rhol*fck)^(1/3) + 0.15*Str_cp]*Acv = 1103.487 kN.
- V_Rdc2 = [0.035*k^(3/2)*SQRT(fck) + 0.15*Str_cp]*Acv = 886.987 kN.
- V_Rdc = MAX[V_Rdc1, V_Rdc2] = 1103.487 kN.
- Vwd = 0.0 kN. (V_Rdc > V_Ed) ---> Shear reinforcement is not required.

(). Calculate required shear reinforcement. (Asw1 = 0.00000 m².)

- Asw/s1 = Vwd / {cot(Theta)*(0.9*fywd*d)} = 0.00000 m²/m.
- Calculate spacing s1 = Not Required.
- Rhow = 0.00089 (by concrete and steel classes).
- Smax1 = Asw / (bw*Rhow) = 0.00000 m.
- Required spacing s_req = MIN[Smax, Smax1] = 0.00000 m.
- N_leg = 2
- Asw / s_req = N_leg*Asw1 / s_req = 0.00000 m²/m.
- Applied spacing s_app = 0.20000 m.

(). Check ratio of shear capacity.

- V_Ed / V_Rdc = 0.036
- V_Ed / V_RdMax = 0.010
- Rat_V = 0.036

[[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.(MIDDLE)

(). Compute design parameters.

- $\Gamma_c = 1.50$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $\alpha_{cc} = 1.00$ (Default or User Defined).
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \Gamma_c = 16666.667$ KPa.
- $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{yd} = f_{yk} / \Gamma_s = 391304.348$ KPa.
- $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{ywd} = f_{yw} / \Gamma_s = 391304.348$ KPa.

- $\Gamma_{rd} = 1.00$

(). Compute concrete capacity of shear.

- (LCB = 1, POS = 1/2)
- Applied axial force : $N_{Ed} = 185.876$ kN.
 - Applied moment : $M_{Edmax} = 16.233$ kN-m.
 - Applied shear force : $V_{Ed} = 17.103$ kN.
 - $b_w = 1.052$ m.
 - $d = 1.052$ m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- $s_{max} = \text{MIN}[12 \cdot D_{bar}, H_c, 250 \text{ mm}] = 0.250$ m.

(). Calculate shear strength of concrete.

- $k = \text{MIN}[1.0 + \text{SQRT}(200/d), 2.0] = 1.4360$ (by d unit is mm).
- $A_{cv} = 1.10717$ m².
- $A_{sl} = A_{st} / 2 = 0.01061$ m².
- $\rho_{hol} = A_{sl} / A_{cv} = 0.00958$
- $C_{Rdc} = 0.18 / \Gamma_c = 0.1200$
- $Str_{cp} = \text{MIN}[N_{Ed} / A_c, 0.2 \cdot f_{cd}] = 164.3508$ KPa.
- $V_{Rdc1} = [C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{hol} \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot Str_{cp}] \cdot A_{cv} = 577.199$ kN.
- $V_{Rdc2} = [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \text{SQRT}(f_{ck}) + 0.15 \cdot Str_{cp}] \cdot A_{cv} = 360.699$ kN.
- $V_{Rdc} = \text{MAX}[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}] = 577.199$ kN.
- $V_{wd} = 0.0$ kN. ($V_{Rdc} > V_{Ed}$) ---> Shear reinforcement is not required.

(). Calculate required shear reinforcement. ($A_{sw1} = 0.00000$ m².)

- $A_{sw}/s_1 = V_{wd} / \{ \cot(\Theta) \cdot (0.9 \cdot f_{ywd} \cdot d) \} = 0.00000$ m²/m.
- Calculate spacing $s_1 = \text{Not Required}$.
- $\rho_{how} = 0.00089$ (by concrete and steel classes).
- $s_{max1} = A_{sw} / (b_w \cdot \rho_{how}) = 0.00000$ m.
- Required spacing $s_{req} = \text{MIN}[s_{max}, s_{max1}] = 0.00000$ m.
- $N_{leg} = 2$
- $A_{sw} / s_{req} = N_{leg} \cdot A_{sw1} / s_{req} = 0.00000$ m²/m.
- Applied spacing $s_{app} = 0.20000$ m.

(). Check ratio of shear capacity.

- $V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.030$
- $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.004$
- $Rat_V = 0.030$

8.4.2. VERIFICA PORTATA

La portata massima dei pali è pari a: 5645 kN (as per § 8.4.1 – Azione assiale)

Tale valore è compatibile con quanto emerso dalle considerazioni di tipo geotecnico effettuate in questa fase e di cui si riporta un estratto con i risultati finali

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	26557.27	26557.27	26557.27
Laterale	10523.38	10523.38	10523.38
Totale	36227.90	36227.90	36227.90
Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3			
		Base 1.35	
		Laterale 1.15	
		Resistenza di progetto base 11571.80	kN
		Resistenza di progetto laterale 5382.80	kN
		Resistenza di progetto 16101.84	kN

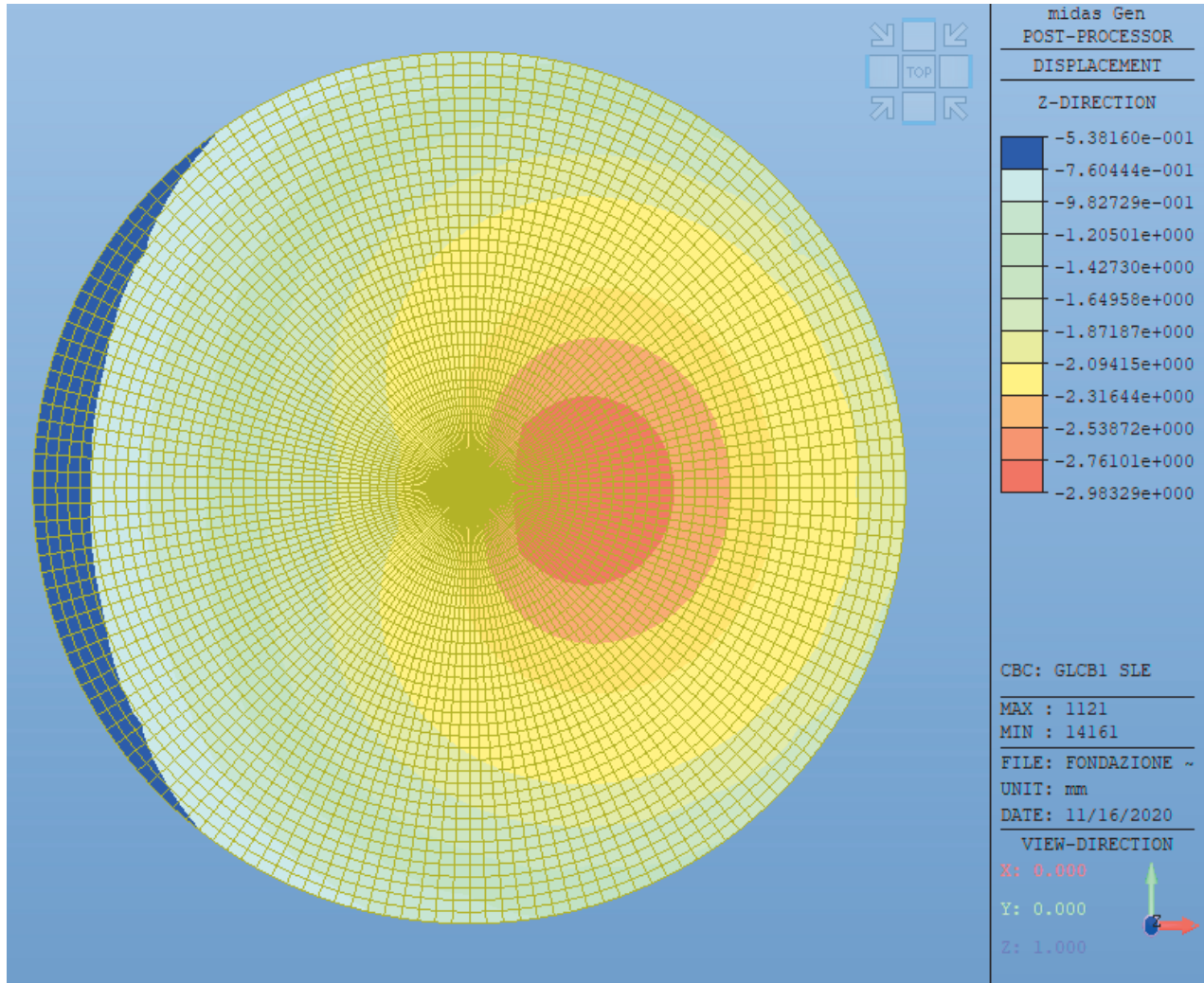
da cui consegue un Safety Factor = $16101.84/5645 = 2.85$,

8.5. VERIFICA DEI CEDIMENTI

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

Il cedimento massimo è pari a 2.98 mm. Il valore del cedimento è sempre negativo quindi non vi sono innalzamenti della fondazione.

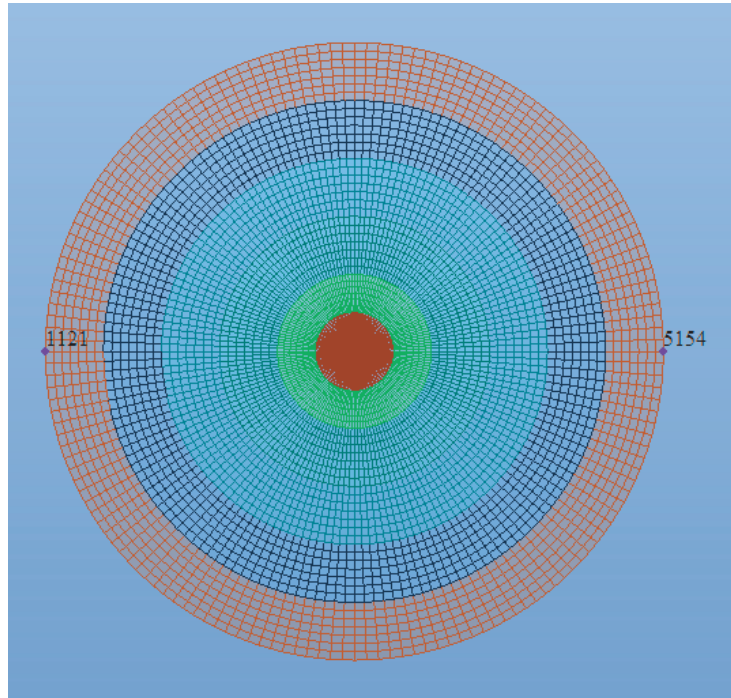
È altresì evidente come tale valore sia da considerare assolutamente conservativo, se non altro per avere sempre trascurato la reazione del terreno sotto la platea.



Cedimenti Dz

8.6. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 5154 e 1121) indicati nell'immagine seguente.



Gli spostamenti per la combinazione di carico più gravosa (SLU) sono i seguenti:

NODO	DZ (cm)
5154	0.226
1121	0.061

La differenza di spostamento verticale è pari a:

Δ	0.165	cm
----------	-------	----

Essendo la distanza tra i due punti pari a 2492 cm l'angolo in radianti è pari a:

σ	6.62119E-05	rad
----------	-------------	-----

Il momento applicato (moltiplicato per 1.5) è pari a:

M	267524.25	kNm
---	-----------	-----

La rigidezza alla rotazione, calcolata come (M/ σ) è pari a:

$k\sigma$	4.04E+12	Nm/rad	>	1.5E+11	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	---------	--------