



Green Power

Engineering &amp; Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.73.IT.W.11629.12.012.01

PAGE

1 di/of 62

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# INTEGRALE RICOSTRUZIONE DELL'IMPIANTO EOLICO DI SCLAFANI BAGNI

## PROGETTO DEFINITIVO

### Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni



File: GRE.EEC.R.73.IT.W.11629.12.012.01 - Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	12/02/2021	<i>Integrati commenti</i>	F. Chillé	N. Novati	L. Lavazza
00	22/01/2021	<i>Prima emissione</i>	F. Chillé	N. Novati	L. Lavazza

#### GRE VALIDATION

<i>Sabatino</i>	<i>Bellorini</i>	<i>Laciofano</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT <b>Sclafani Bagni</b>	GRE CODE																			
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	<b>GRE</b>	<b>EEC</b>	<b>R</b>	<b>7</b>	<b>3</b>	<b>I</b>	<b>T</b>	<b>W</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>2</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
CLASSIFICATION	<b>PUBLIC</b>				UTILIZATION SCOPE	<b>BASIC DESIGN</b>														

This document is property of Enel Green Power Solar Energy S.r.l. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power Solar Energy S.r.l.

## INDEX

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE.....	4
1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE .....	4
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	6
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE.....	8
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	9
5. CARICHI DI PROGETTO .....	10
5.1. Carichi permanenti .....	10
5.1.1. Pesi permanenti strutturali (G1).....	10
5.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2) .....	10
5.2. Sovraccarichi (Q).....	10
5.2.1. Carichi indotti dal vento (W).....	10
5.3. Azione sismica (E) .....	11
5.3.1. Spettri di progetto.....	11
5.3.2. Determinazione della forzante sismica .....	18
6. MATERIALI .....	18
6.1. Calcestruzzo armato .....	18
6.1.1. Magrone .....	18
6.1.2. Pali.....	19
6.1.3. Basamento.....	19
6.1.4. Colletto di innesto .....	19
6.1.5. Malta ad alta resistenza per innesto torre.....	20
6.1.6. Acciaio di armatura .....	20
7. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM .....	21
7.1. Sistemi di riferimento.....	21
7.2. Elementi beam .....	21
7.2.1. Output delle azioni interne .....	21
7.3. Elementi plate.....	22
7.3.1. Gradi di libertà degli elementi e ecs.....	22
7.3.2. Output delle azioni interne .....	23
8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE .....	28
8.1. Analisi strutturale tramite modello FEM .....	28
8.1.1. Geometria del modello.....	28
8.1.2. Vincoli .....	30
8.1.3. Casi di di carico .....	30
8.1.4. Combinazioni di carico .....	33
8.1.5. Giudizio motivato accettabilità dei risultati .....	34

8.2.	Risultati del modello FEM .....	37
8.2.1.	Direzioni fissate per gli assi locali degli elementi .....	37
8.2.2.	Azioni assiali sui pali .....	39
8.2.3.	Azioni sul basamento .....	42
8.3.	Verifica degli elementi strutturali .....	47
8.3.1.	Verifica strutturale del palo .....	47
8.3.2.	Verifica a flessione platea .....	49
8.3.3.	Verifica a taglio platea .....	54
8.3.4.	Verifica a punzonamento platea .....	58
8.3.5.	Verifiche tensionali in esercizio .....	59

## **1. INTRODUZIONE**

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power S.p.A. ("EGP") di redigere il progetto definitivo per il potenziamento dell'esistente impianto eolico ubicato nei Comuni di Sclafani Bagni (PA) e Alia (PA), in località "Incatena-Cugno", costituito da 23 aerogeneratori, dei quali 9 di potenza nominale pari a 0,66 MW e 14 di potenza nominale pari a 0,85, per una potenza totale installata di 17,84 MW.

L'energia prodotta dagli aerogeneratori, attraverso il sistema di cavidotti interrati in media tensione, viene convogliata alle cabine di media tensione presenti nell'area dell'impianto, attraverso le quali l'impianto è connesso alla rete elettrica nazionale.

Il progetto proposto prevede l'installazione di nuove turbine eoliche in sostituzione delle esistenti, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, e consentirà di ridurre il numero di macchine da 23 a 6, per una nuova potenza installata prevista pari a 36 MW, diminuendo in questo modo l'impatto visivo, in particolare il cosiddetto "effetto selva". Inoltre, la maggior efficienza dei nuovi aerogeneratori comporterà un aumento considerevole dell'energia specifica prodotta, riducendo in maniera proporzionale la quantità di CO2 equivalente.

L'energia prodotta dai nuovi aerogeneratori verrà trasportata da un cavidotto in MT fino alla sottostazione elettrica di utenza ubicata nel Comune di Alia, dove sarà installato un trasformatore di tensione 33kV/150kV. Tale sottostazione sarà ubicata in prossimità della stazione elettrica "Alia", di proprietà di E-distribuzione, alla quale sarà connesso l'impianto eolico in progetto.

In aggiunta alla stessa sottostazione sarà connesso un sistema di accumulo elettrochimico BESS (Battery Energy Storage System) da 20 MW.

### **1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE**

Il soggetto proponente dell'iniziativa è Enel Green Power Italia 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 1200 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 oltre 14 GW.

### **1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE**

La presente relazione ha l'obiettivo di illustrare lo studio delle strutture necessarie a garantire i requisiti di sicurezza e di funzionalità dell'opera. In particolare, il presente elaborato contiene i calcoli di stabilità e resistenza del basamento di innesto della struttura metallica.

Nella valutazione dell'apparato fondale si è fatto riferimento allo studio preliminare geologico e geotecnico.



**Engineering & Construction**



*GRE CODE*

**GRE.EEC.R.73.IT.W.11629.12.012.01**

*PAGE*

5 di/of 62

Per i particolare costruttivi e maggiori dettagli dimensionali sulle strutture progettate si faccia riferimento agli elaborati grafici oggetto del presente progetto.

La relazione è stata redatta sulla base dei dati geologici e geotecnici desunti dalle relazioni specialistiche apposite. Eventuali e maggiori approfondimenti dal punto di vista geognostico possono portare a variazioni dei risultati di seguito presentati.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito si trova nella provincia di Palermo e dista circa 10 km a sud-ovest rispetto al comune di Caltavuturo, circa 6 km a est di Alia e 7 km a sud di Montemaggiore Belsito.

L'area interessa un territorio delimitato a Nord dalla dorsale che abbraccia Cozzo Comunello (933 m s.l.m.), Cozzo Pidocchio (898 m s.l.m.) e Cozzo Cugno (866 m s.l.l.) ed a Sud dall'altopiano di Serra Incatena, racchiudendo la conca di Contrada Cugno dell'Oro.

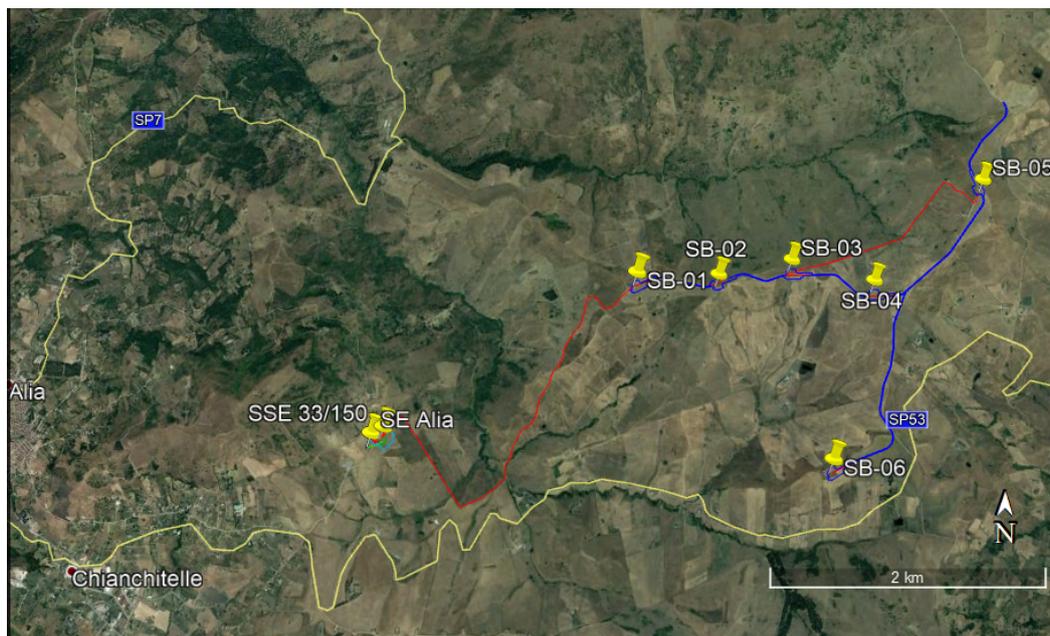
L'impianto in progetto ricade entro i confini comunali di Sclafani Bagni, in particolare all'interno dei seguenti riferimenti cartografici:

- Foglio di mappa catastale del Comune di Sclafani Bagni n° 12, 13, e 18;
- Foglio di mappa catastale del Comune di Alia n° 19;
- Foglio I.G.M. in scala 1:25.000, codificato 259 II-NO Alia;
- Carta tecnica regionale CTR in scala 1:10.000, foglio n° 621020.

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



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



**Figure 2-2: Configurazione proposta su ortofoto**

Di seguito è riportato in formato tabellare un dettaglio sulla locazione delle WTG di nuova costruzione, in coordinate WGS84 UTM fuso 33N:

**Table 2-1: Coordinate aerogeneratori**

ID	Comune	Est	Nord	Altitudine [m s.l.m.]
<b>SB-01</b>	Sclafani Bagni	391303	4183127	844
<b>SB-02</b>	Sclafani Bagni	391894	4183120	854
<b>SB-03</b>	Sclafani Bagni	392423	4183228	853
<b>SB-04</b>	Sclafani Bagni	393014	4183077	871
<b>SB-05</b>	Sclafani Bagni	393799	4183807	910
<b>SB-06</b>	Alia	392704	4181775	832
<b>Sottostazione MT/AT</b>	Alia	389468	4182004	769

### 3. Normativa di riferimento e fonti consultate

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

- [1] D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
- [2] Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [3] UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [5] UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- [6] UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici
- [7] UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti
- [8] UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
- [9] Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Preliminary Generic - Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"
- [10] Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"

#### 4. Descrizione delle opere

Le opere in progetto sono costituite da un basamento di fondazione per una turbina eolica. La turbina ha un'altezza di 115 metri al mozzo ed è sostenuta da una torre costituita da un tubolare in acciaio a sezione variabile innestato alla struttura di base in calcestruzzo armato.

Per i dettagli relativi ai carichi agenti e alla torre di sostegno è stato preso come riferimento un aerogeneratore con caratteristiche geometriche simili a quello generico in progetto, nello specifico la SG170.

Il basamento è costituito da un plinto a base circolare su pali di diametro 25 m. L'altezza dell'elemento è variabile, da un minimo 1.5 m sul perimetro esterno del plinto a un massimo di 3.75 metri nella porzione centrale. In corrispondenza della sezione di innesto della torre di sostegno è realizzato un colletto aggiuntivo di altezza 0.5 m.

Il calcestruzzo selezionato per le strutture è di classe di resistenza C25/30 per i pali e C32/40 per il basamento, il colletto dovrà invece essere realizzato un successivo getto con classe di resistenza C45/55. In ogni caso, all'interfaccia tra il calcestruzzo del colletto e le strutture metalliche, dovrà essere interposta un'ideale malta ad alta resistenza per permettere un livellamento ottimale e garantire la perfetta verticalità delle strutture e permettere un'ideale distribuzione degli sforzi di contatto.

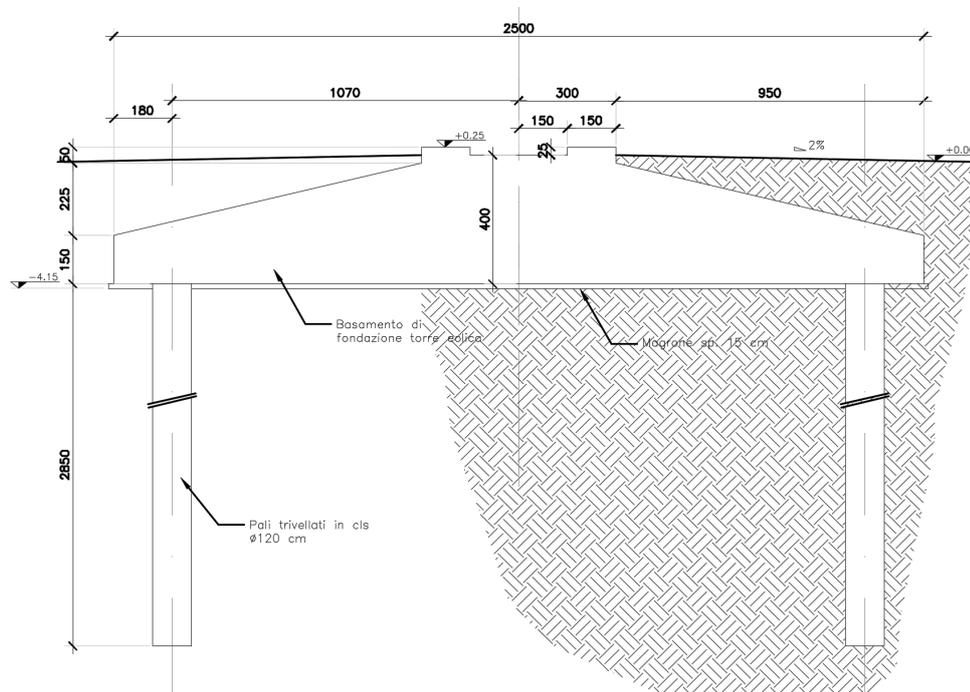


Figure 4-1 - Sezione plinto di fondazione

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1. Carichi permanenti

#### 5.1.1. Pesi permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio delle strutture costituenti il fabbricato sono calcolate in automatico dal software a elementi finiti, tenuto conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per gli elementi in calcestruzzo armato si è considerato un peso specifico pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ , per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a  $78.50 \text{ kN/m}^3$ .

#### 5.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2)

Il carico permanente non strutturale è quello imputabile al peso della torre e delle macchine installate sul basamento. Viene considerato nelle combinazioni di carico diverse da quelle che utilizzano il carico W, in cui il peso è già stato considerato.

### 5.2. Sovraccarichi (Q)

#### 5.2.1. Carichi indotti dal vento (W)

I carichi da vento sono indotti dalle normali condizioni di esercizio della turbina. Il carico caratteristico agente è stato preso, a titolo esemplificativo e non esaustivo, dalla seguente tabella estratta dal documento [10] *Scheda tecnica del produttore della turbina "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"*

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	<b>196237,91</b>
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	<b>178398,1</b>

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

Per le verifiche di SLU verrà utilizzato il valore del carico in condizione "Normal", dimensionato secondo IEC-EN 61400-1.

In combinazione quasi permanente si impiegherà invece il seguente carico, fornito dal produttore e dimensionato secondo IEC-EN 61400-1.

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	<b>119805,99</b>	4928.71

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

Per gli stati limite di esercizio in combinazione rara si utilizzerà invece il carico specificato dal produttore con Load factor unitario.

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

### 5.3. Azione sismica (E)

L'azione sismica agente sull'elemento viene determinata in maniera semplificata rilevando l'accelerazione sismica ottenuta in corrispondenza del periodo proprio proprio della struttura, quest'ultimo ottenuto ricorrendo al metodo di Rayleigh, nel quale si applica una distribuzione di forze pari alla forza peso pensata come distribuita in maniera discreta su un'asta di rigidezza pari alla rigidezza traslazionale del sistema in esame.

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum W_i \delta_i}}$$

In cui:

- $W_i$  è il peso delle masse strutturali, pensate come distribuite in punti discreti
- $\delta_i$  è lo spostamento misurato in corrispondenza del punto di applicazione della forza
- $g$  è l'accelerazione di gravità

I pesi dei vari tronchi della torre e degli altri componenti sono stati presi, a titolo esemplificativo e non esaustivo, da [9] *Scheda tecnica del produttore della turbina "Preliminary Generic - Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"*.

#### 5.3.1. Spettri di progetto

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

Gli spettri vengono calcolati rispetto alle coordinate di progetto definite nella parte introduttiva e si definisce una vita nominale per la struttura  $V_N = 50$  anni e una classe d'uso IV. In queste condizioni si ottiene un periodo di riferimento per la costruzione pari a :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Da cui ne deriveranno i periodi di ritorno determinati nella seguente figura.

La stima delle azioni sismiche viene eseguita per la torre ST05 il cui posizionamento presenta i valori di accelerazione più alta, posizionata alle seguenti coordinate:

LAT 37.79546 LON 13.793745

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

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

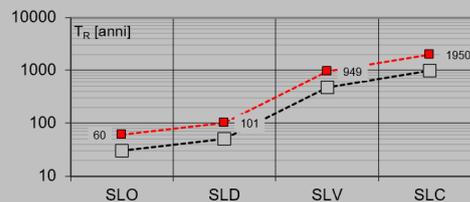
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

### Elaborazioni

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

### Strategia di progettazione

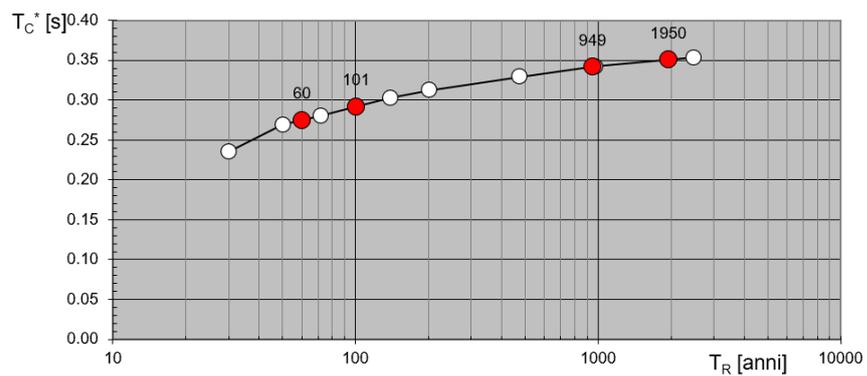
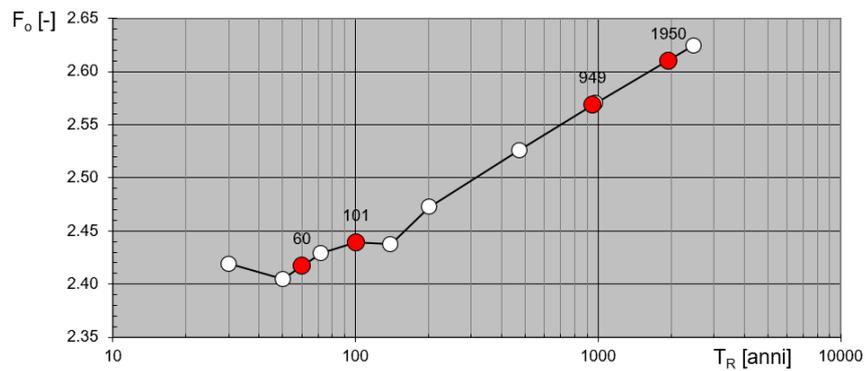
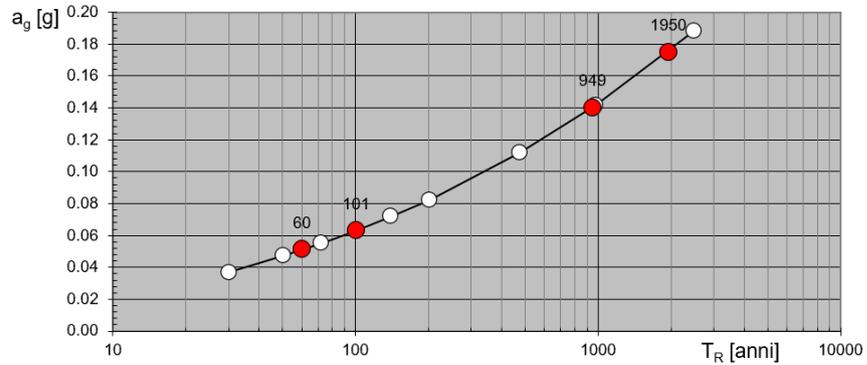


### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Si ottengono i seguenti parametri sismici di progetto

**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  in funzione del periodo di ritorno**



Dalla relazioni geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la C.

Per lo SLV si sono fissati i seguenti parametri:

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

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: **SLV** info

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: **C** info  
 Categoria topografica: **T1** info  
 $S_S = 1.484$   
 $C_C = 1.497$  info  
 $h/H = 0.000$   
 $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%): **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$ : **1** Regol. in altezza: **si** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$ : **1.5**  $\eta = 0.667$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

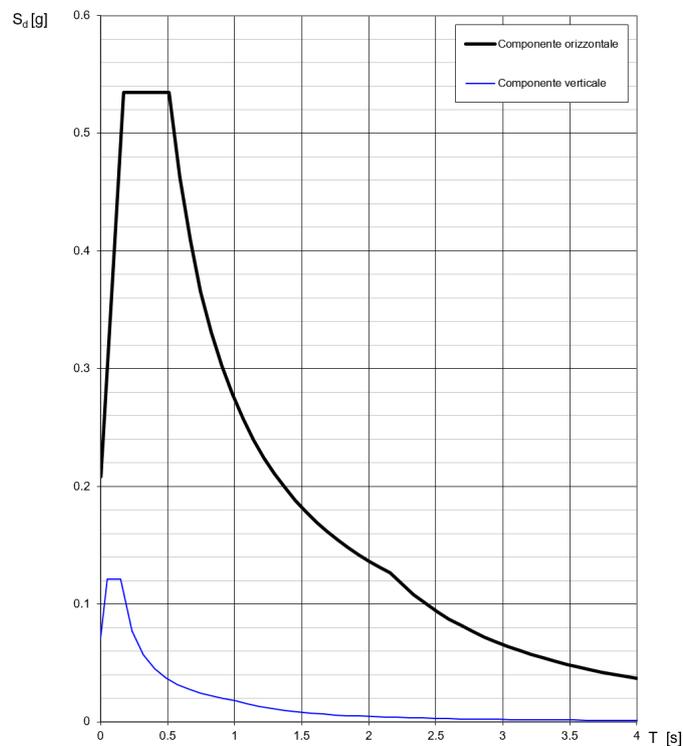
**Spettri di risposta**

$S_{d,0}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

Spettro di progetto - componente orizzontale  
 Spettro di progetto - componente verticale  
 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Nel dettaglio lo spettro di risposta per le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica è il seguente:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLV**



Si riportano per esteso i parametri di periodo e accelerazione che caratterizzano lo spettro di risposta orizzontale SLV.

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.140 g
$F_o$	2.568
$T_C$	0.341 s
$S_s$	1.484
$C_C$	1.497
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.484
$\eta$	1.000
$T_B$	0.170 s
$T_C$	0.511 s
$T_D$	2.161 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
$T_B$ ←	0.170	0.534
$T_C$ ←	0.511	0.534
	0.590	0.463
	0.668	0.409
	0.747	0.366
	0.825	0.331
	0.904	0.302
	0.982	0.278
	1.061	0.257
	1.140	0.240
	1.218	0.224
	1.297	0.211
	1.375	0.199
	1.454	0.188
	1.532	0.178
	1.611	0.170
	1.689	0.162
	1.768	0.154
	1.847	0.148
	1.925	0.142
	2.004	0.136
	2.082	0.131
$T_D$ ←	2.161	0.126
	2.248	0.117
	2.336	0.108
	2.424	0.100
	2.511	0.094
	2.599	0.087
	2.686	0.082
	2.774	0.077
	2.861	0.072
	2.949	0.068
	3.037	0.064
	3.124	0.060
	3.212	0.057
	3.299	0.054
	3.387	0.051
	3.475	0.049
	3.562	0.047
	3.650	0.044
	3.737	0.042
	3.825	0.040
	3.912	0.039
	4.000	0.037

Per lo SLD si sono fissati i seguenti parametri:

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

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLD info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: C info       $S_s =$  1.500       $C_c =$  1.577 info

Categoria topografica: T1 info       $h/H =$  0.000       $S_T =$  1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\zeta$  (%) 5       $\eta =$  1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  1      Regol. in altezza si info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q_v$  1.5       $\eta =$  0.667 info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

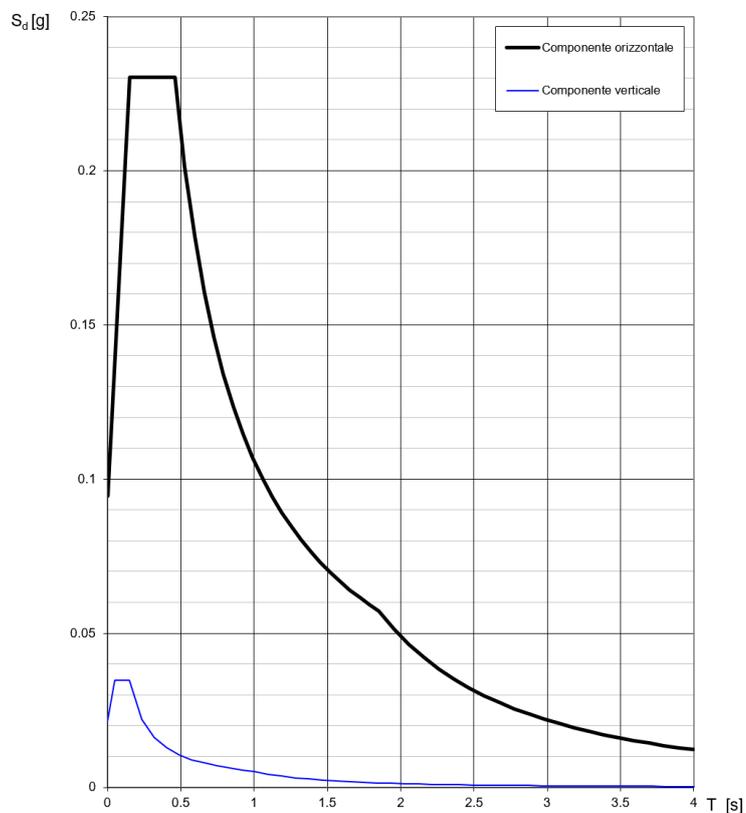
Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLD**



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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.063 g
$F_o$	2.439
$T_c$	0.292 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.577
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.460 s
$T_D$	1.852 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.094
$T_B$ ←	0.153	0.230
$T_C$ ←	0.460	0.230
	0.526	0.201
	0.593	0.179
	0.659	0.161
	0.725	0.146
	0.791	0.134
	0.858	0.124
	0.924	0.115
	0.990	0.107
	1.057	0.100
	1.123	0.094
	1.189	0.089
	1.255	0.084
	1.322	0.080
	1.388	0.076
	1.454	0.073
	1.520	0.070
	1.587	0.067
	1.653	0.064
	1.719	0.062
	1.786	0.059
$T_D$ ←	1.852	0.057
	1.954	0.051
	2.056	0.046
	2.159	0.042
	2.261	0.038
	2.363	0.035
	2.466	0.032
	2.568	0.030
	2.670	0.028
	2.772	0.026
	2.875	0.024
	2.977	0.022
	3.079	0.021
	3.182	0.019
	3.284	0.018
	3.386	0.017
	3.489	0.016
	3.591	0.015
	3.693	0.014
	3.795	0.014
	3.898	0.013
	4.000	0.012

Avendo adottato un fattore di comportamento unitario i valori di accelerazione più alti vengono riscontrati allo SLV, le verifiche di resistenza (RES) saranno quindi eseguite solo allo SLV.

### 5.3.2. Determinazione della forzante sismica

Per quanto riguarda l'accelerazione sismica da adottare nei calcoli strutturali, in favore di sicurezza di considererò l'accelerazione ottenuta al tempo  $T=4s$ ,  $a_g=0.037$  g. Come verrà mostrato a seguire, il periodo proprio della costruzione, pensando la torre incastrata alla base, supera i 4s e di conseguenza porterebbe a valori di accelerazione ancora più modesti.

Node ID	$d_i$ m	$W_i$ kN	$d_i^2$ m <sup>2</sup>	$W_i d_i^2$ kN m <sup>2</sup>	$W_i d_i$ kN m	T s
7	7.434	2914.7	55.26159	161068	21667	<b>5.11</b>
12	5.508	874.9	30.33861	26544	4819	
11	2.783	890.6	7.747672	6900	2479	
10	1.202	736.2	1.444201	1063	885	
9	0.360	672.3	0.129888	87	242	
8	0.034	574.8	0.001143	1	19	
			$\Sigma$	<b>195663</b>	<b>30112</b>	

L'accelerazione assunta nei calcoli, come anticipato, sarà  $a_g = 0.037$  g, da cui ne seguono le azioni riportate in seguito.

Elemento	$z_{min}$ m	$z_{max}$ m	$z$ m	$\Delta z$ m	$m$ kg	$N$ kN	$V$ kN	$M$ kN m
Navicella+rotore	115.00	115.00	115.00		291465	2914.7	107.5	12363
Concio fusto 1/5	0.00	14.84	7.42	14.84	87491	874.9	32.3	239
Concio fusto 2/5	14.84	35.18	25.01	20.34	89063	890.6	32.9	821
Concio fusto 3/5	35.18	56.35	45.76	21.17	73619	736.2	27.2	1243
Concio fusto 4/5	56.35	83.01	69.68	26.67	67234	672.3	24.8	1728
Concio fusto 5/5	83.01	112.95	97.98	29.94	57481	574.8	21.2	2077
						<b>6663.5</b>	<b>245.8</b>	<b>18472.2</b>

Considerando un'eccentricità accidentale pari a 1,25 m, cioè pari al 5% della dimensione in pianta del basamento, si ottiene la condizione di carico sismica riportata a seguire.

	$N$ kN	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$M_y$ kN m	$M_x$ kN m	$M_z$ kN m
SISMA X + 0.3 Y	6663.53	245.79	73.74	18472.2	16625.0	307.2

## 6. Materiali

### 6.1. Calcestruzzo armato

#### 6.1.1. Magrone

Per il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di fondazioni, plinti, e di tutte le opere che ne necessitano è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 27000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 6.8 \text{ MPa } (0.85f_{ck}/1.5)$$

#### 6.1.2. Pali

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C25/30 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 31500 \text{ MPa};$$

$$v = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

#### 6.1.3. Basamento

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C32/40 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 33300 \text{ MPa};$$

$$v = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

#### 6.1.4. Colletto di innesto

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C45/55 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 36200 \text{ MPa};$$

$$v = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

### 6.1.5. Malta ad alta resistenza per innesto torre

All'innesto tra torre metallica e colpetto dovrà essere impiegata una malta di riempimento premiscelata, ad elevata fluidità e pompabilità, a rapido sviluppo di resistenze meccaniche, con elevata duttilità, elevata resistenza alla fatica ed elevata resistenza agli urti grazie all'elevato contenuto di speciali aggregati metallici, per spessori di applicazione da 30 mm a 200 mm, ed applicabile fino a temperature di 2°C, tipo MasterFlow 9300 della BASF CC ITALIA spa o equivalente.

Il materiale presenta le seguenti caratteristiche:

Adesione al calcestruzzo secondo UNI EN 1542 pari a 2 MPa

Adesione al calcestruzzo, UNI EN 12615 (per taglio) > 6 MPa

Resistenza alla compressione secondo UNI EN 196/1 (su prismi di dimensioni 40x40x160 mm):

- a 1 g pari a  $\geq 60$  MPa a 20°C
- a 7 gg pari a  $\geq 100$  MPa a 20°C
- a 28 gg pari a  $\geq 120$  MPa a 20°C
- a 1 g pari a  $\geq 2$  MPa a 2°C
- a 7 gg pari a  $\geq 80$  MPa a 2°C
- a 28 gg pari a  $\geq 110$  a 2°C

Resistenza a trazione per flessione secondo UNI EN 196/1 (su prismi di dimensioni 40x40x160 mm):

- a 1 g pari a  $\geq 8$  MPa a 20°C
- a 7 gg pari a  $\geq 14$  MPa a 20°C
- a 28 gg pari a  $\geq 17$  MPa a 20°C

Modulo elastico, UNI 6556 pari a 45.000 ( $\pm 2.000$ ) MPa)

Prova di fessurabilità: Nessuna fessura a 180 giorni, secondo (O Ring test);

Impermeabilità all'acqua misurata come coefficiente di assorbimento capillare, UNI EN 13057: < 0,08 kg m<sup>2</sup> h<sup>-0,5</sup>

Pull-out strength of rebar (EN 1881)  $\leq 0.6$  mm displacement at 75kN load

Bleeding, UNI 8998° Assente

Contiene aggregati metallici che conferiscono alla miscela elevata resistenza a fatica, carichi dinamici, urti

Test di adesione dopo cicli gelo disgelo (EN 13687-1):  $\geq 2$  MPa

Test di resistenza a fatica in accordo DNV-OS-C502.

### 6.1.6. Acciaio di armatura

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in CA deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$E = 210000$  MPa;

$\nu = 0.30$ ;

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ;

$\gamma = 78.50$  kN/m<sup>3</sup>;

$f_{yk} = 450$  MPa;

$f_{uk} = 540$  MPa

## 7. Software impiegato per le analisi FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

### 7.1. Sistemi di riferimento

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiano globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

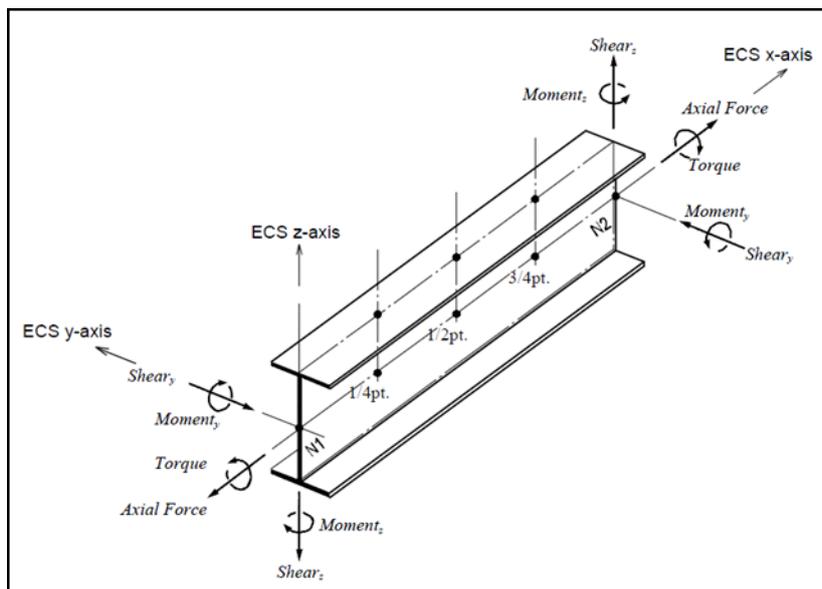
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

### 7.2. Elementi beam

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilastri, sono stati modellati come elementi beam. La formulazione di tali elementi è basata sulla teoria della trave di Timoshenko, considerando le capacità di rigidità in tensione e compressione, taglio e le capacità deformative in condizione di flessione e torsione. La definizione delle caratteristiche della sezione trasversale, caratterizzanti la meccanica dell'elemento, sono definite da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

#### 7.2.1. Output delle azioni interne

Per gli elementi beam la convenzione dei segni è quella riportata nella figura seguente, le frecce indicano i versi delle sollecitazioni considerate come positive.



### 7.3. Elementi plate

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressione, muri di contenimento, impalcati da ponte, impalcati di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

#### 7.3.1. Gradi di libertà degli elementi e ecs

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 7-1. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.

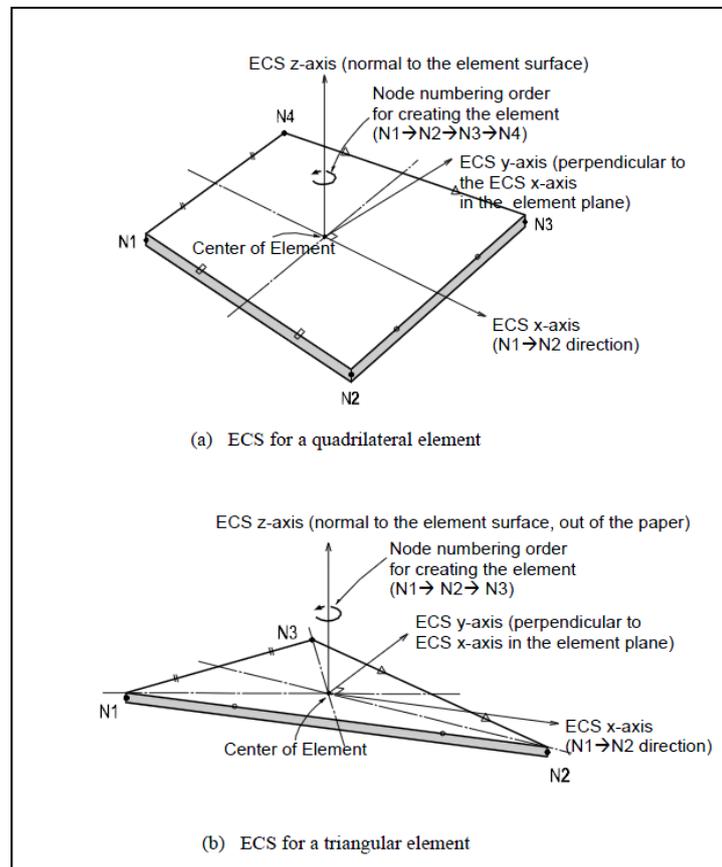


Figura 7-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

### 7.3.2. Output delle azioni interne

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definite con riferimento all'ECS:

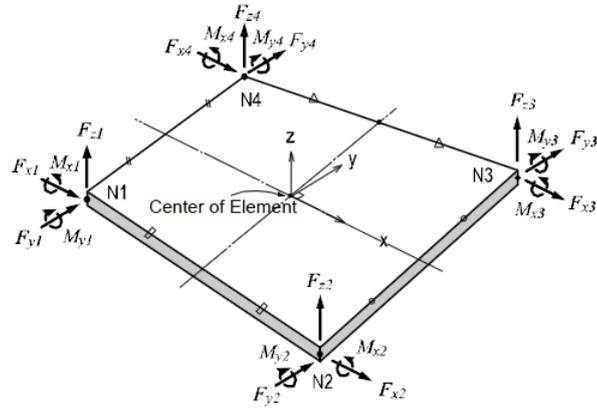
- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento
- Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di rigidità viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

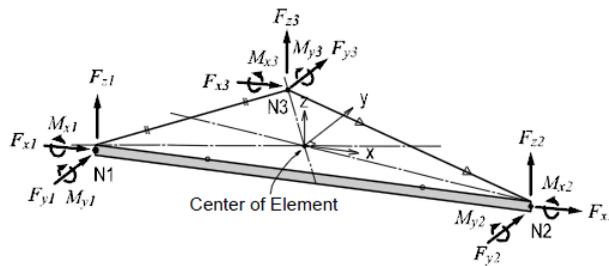
Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



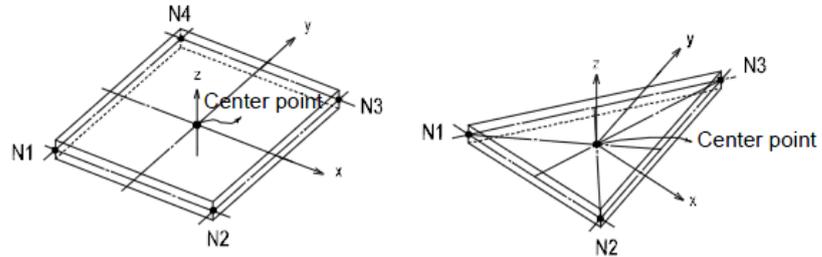
(a) Nodal forces for a quadrilateral element



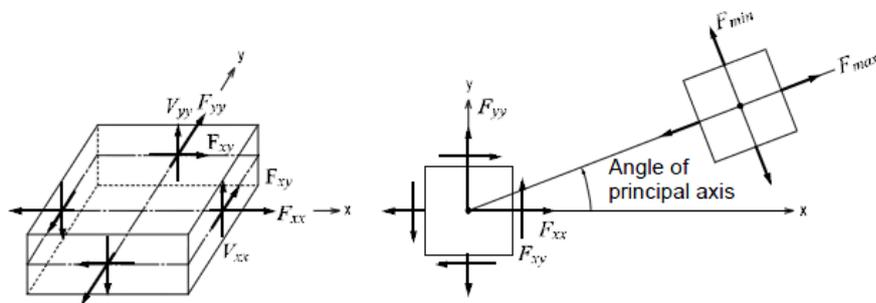
(b) Nodal forces for a triangular element

Figura 7-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.

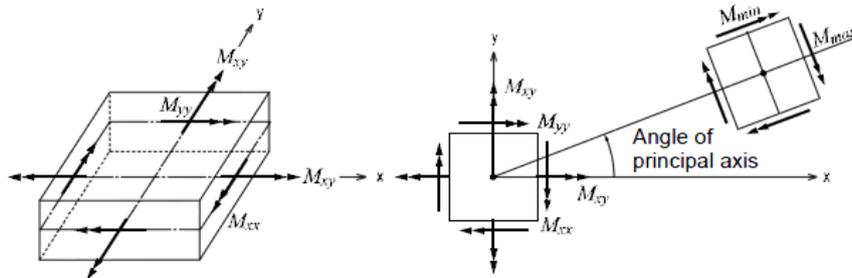


- Out put locations of element forces per unit length
- (a) Output locations of element forces



(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations

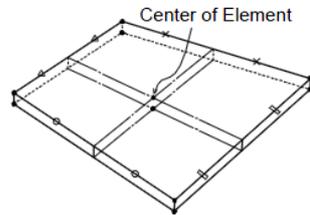
Figura 7-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza



(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

Figura 7-4 - Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



• Output locations of the element stresses (at each connecting node and the center at top/bottom surfaces)

(a) Output locations of element stresses

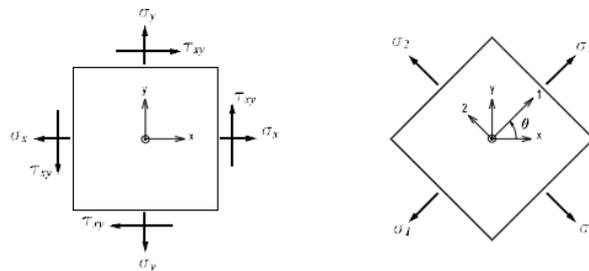


Figura 7-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti

$\sigma_x$  : Axial stress in the ECS x - direction

$\sigma_y$  : Axial stress in the ECS y - direction

$\tau_{xy}$  : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$\theta$  : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figura 7-6 - Determinazione delle principali componenti di tensione

## **8. Analisi strutturale e verifiche**

### **8.1. Analisi strutturale tramite modello FEM**

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2020, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi finiti di tipo beam e plate, introducendo le condizioni di vincolo esterno e gli opportuni svincoli nei punti in cui in vincolo di collegamento è a cerniera.

Vista la condizione di simmetria dei carichi indotti e delle strutture, i carichi orizzontali verranno applicati in direzione radiale lungo un'unica direzione.

Le azioni di vento e sisma verranno applicate con approccio statico equivalente, secondo la determinazione dei loro effetti determinati nei capitoli precedenti.

I quantitativi di armatura ottenuti nelle seguenti elaborazioni dovranno essere disposti nella piastra in maniera simmetrica rispetto all'asse verticale baricentrico della platea.

Nei successivi paragrafi vengono riportati con maggiore dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

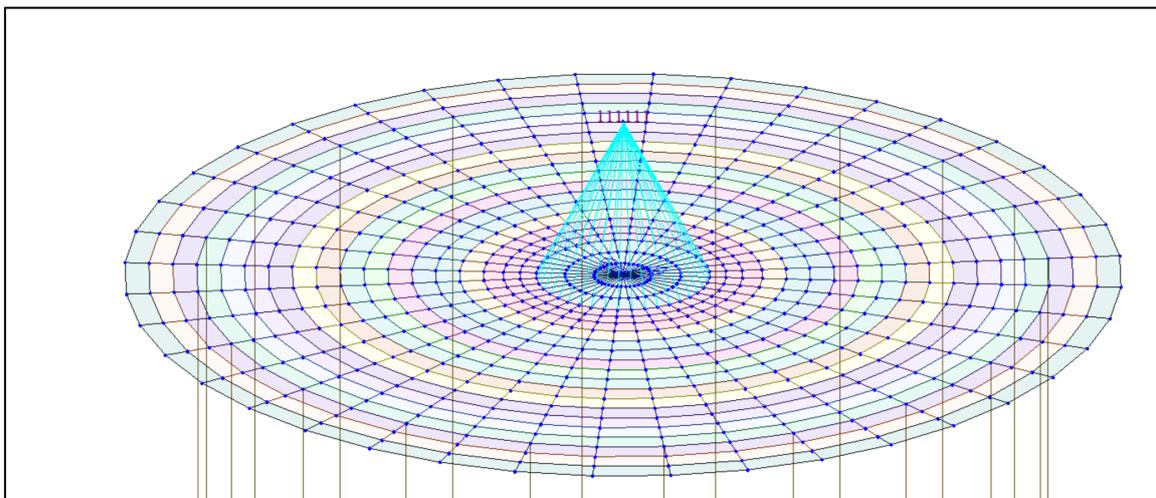
#### **8.1.1. Geometria del modello**

Il basamento è stato discretizzato attraverso una mesh di elementi plate che simulano anche l'effetto della variazione della sezione in altezza. Il modello segue quindi con buona approssimazione la variazione di peso e rigidità della sezione resistente e la forma circolare del basamento.

Sul perimetro di innesto della struttura metallica sono stati disposti una serie di nodi collegati mediante un link rigido a un nodo master, nei quali sono state applicate le componenti delle forze che derivano dalla turbina. Nel nodo vengono quindi applicate le seguenti forze:

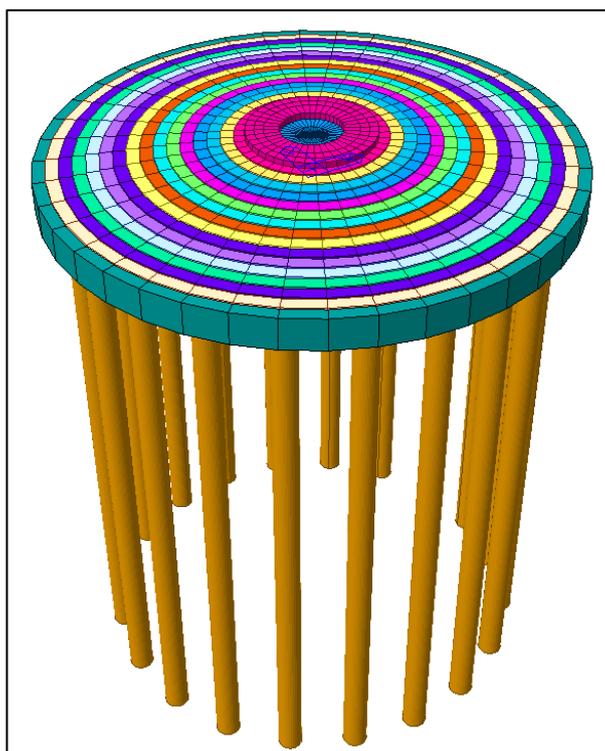
- carichi gravitazionali delle strutture innestate
- azioni del vento sulla turbina, come definite in 5.2.1
- azioni sismiche, come definite in 5.3

Il nodo è stato posizionato a una quota di 3.50 m superiore rispetto alla quota di testa dei pali, per poter tener conto degli effetti di eccentricità dei carichi verticali rispetto alla platea.



**Figure 8-1 - Nodo master per l'applicazione dei carichi provenienti dalla torre**

I pali sono stati modellati alla distanza esatta a cui verranno posti rispetto alla platea mediante elementi beam incastrati nei nodi.



**Figure 8-2 - Modello FEM, vista prospettica**

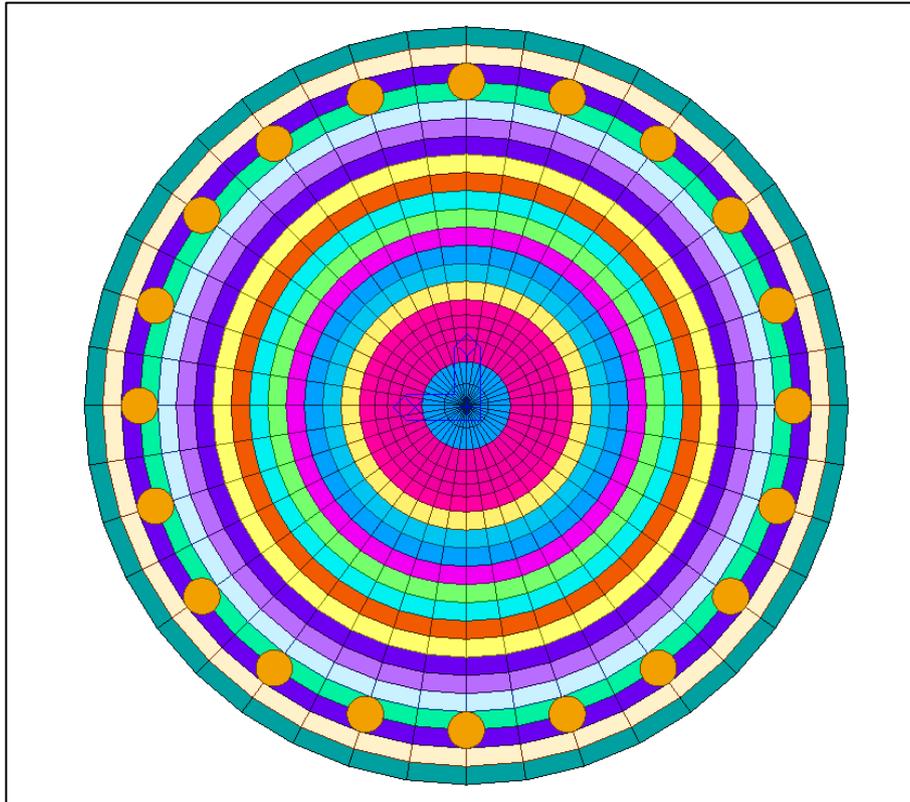


Figure 8-3 - Modello FEM, vista dal basso

### 8.1.2. Vincoli

Essendo la struttura su pali, si immagina che l'intero carico venga ripartito su tali elementi. Il palo è vincolato in punta con un vincolo a molla che simula il cedimento dovuto al carico subito. Lo spostamento orizzontale è invece stato bloccato sulla testa del palo.

La stima della rigidezza vincolo verticale del palo è stimata come segue:

#### STIMA APPROSSIMATA DELLA RIGIDEZZA - Secondo Viggiani

<b>Q</b>	carico in esercizio sul palo	3737.5 kN
<b>Q<sub>lim</sub></b>	portata limite di calcolo	5356.3 kN
$\lambda$	coefficiente per pali trivellati in terreno incoerente	40
w	cedimento stimato	$D/\lambda * Q/Q_{lim}$ 0.021 m
k	rigidezza verticale	178543 kN/m

### 8.1.3. Casi di di carico

Si riportano le condizioni di carico applicate al modello di calcolo

Carico G2: viene applicato per tenere in considerazione l'effetto del peso sul basamento in condizioni sismiche. Nelle combinazioni che includono l'azione del vento è determinato dai carichi forniti dalle specifiche del produttore.

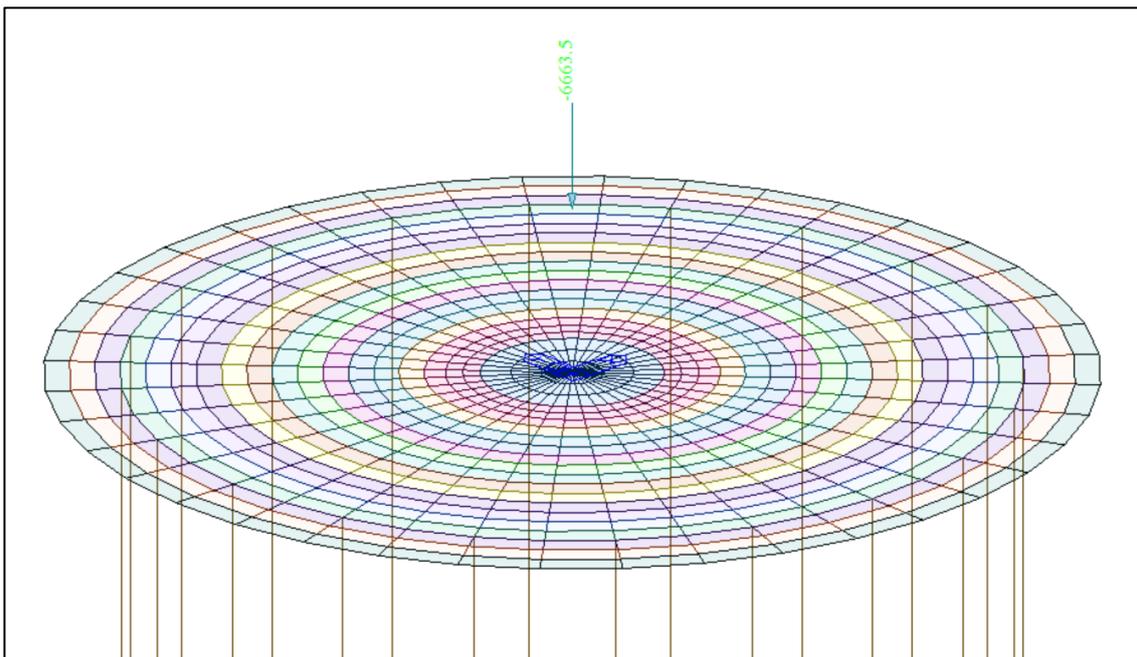


Figure 8-4 Load condition G2

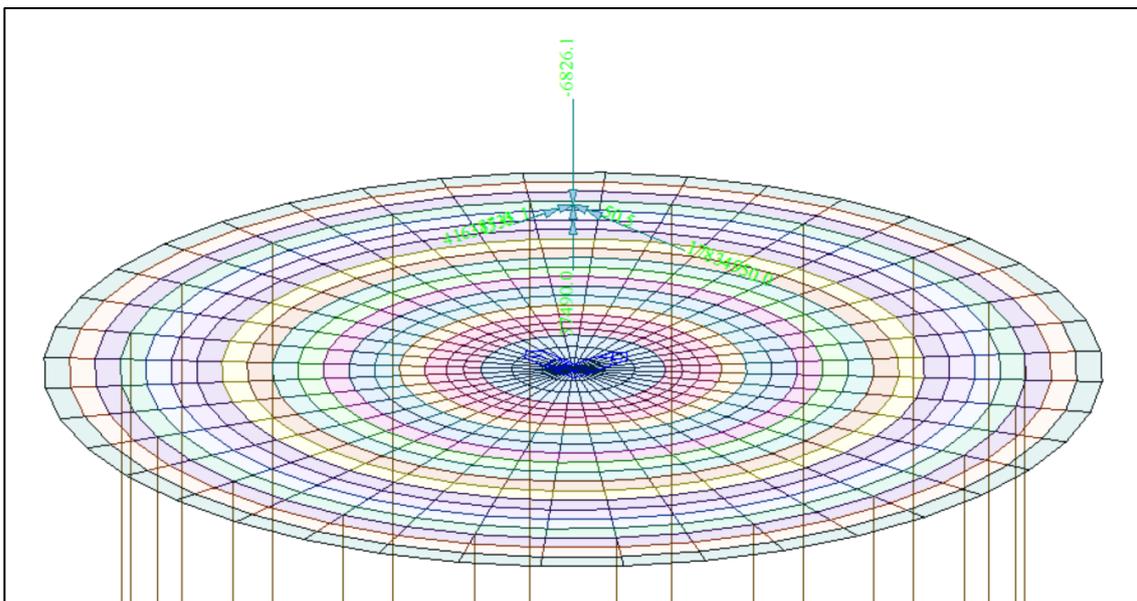


Figure 8-5 - Load condition W\_SLU

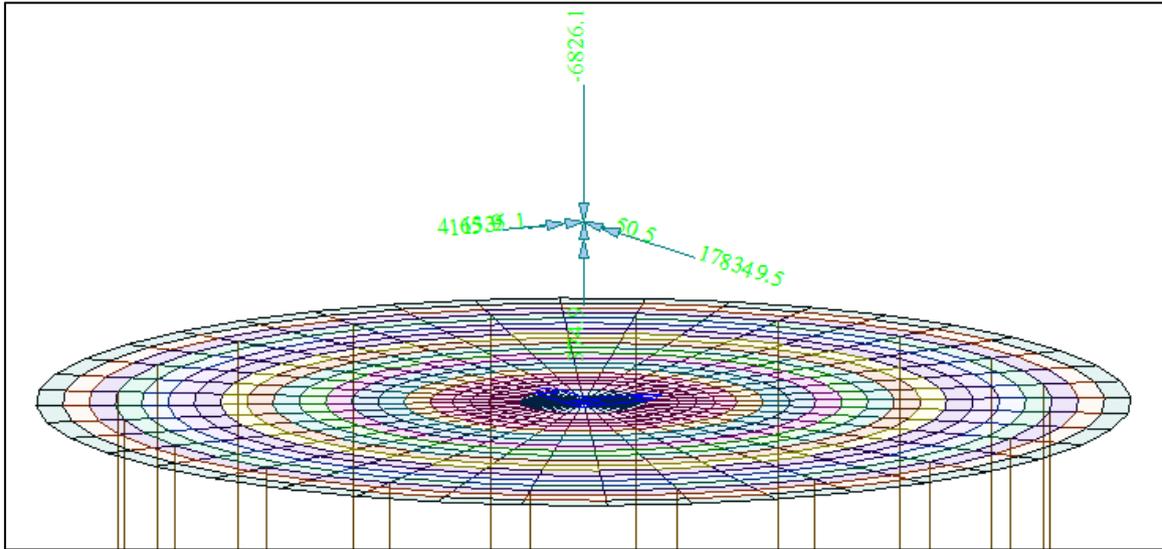


Figure 8-6 - Load condition W\_SLEr

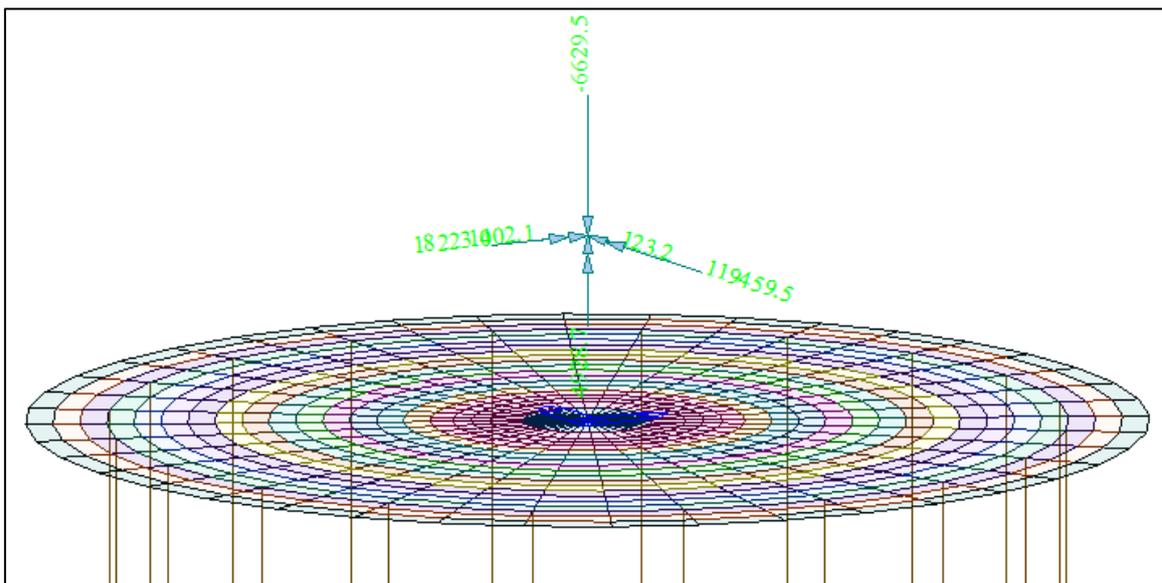


Figure 8-7 - Load condition W\_SLEqp

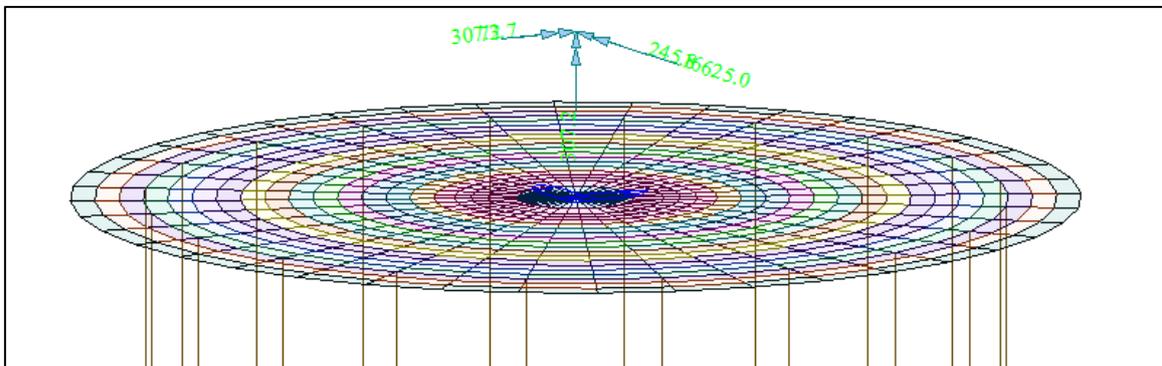


Figure 8-8 - Figura 9 - Load condition E

### 8.1.4. Combinazioni di carico

Le combinazioni di calcolo selezionate per le verifiche di tipo STR per le quali dovranno essere impiegati i coefficienti definiti nella colonna A1 della tabella Tab. 2.6.I delle NTC2018.

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

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

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

La seguente tabella contiene le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Oltre alle combinazioni sono state introdotte anche delle combinazioni di involucro delle combinazioni di stato limite ultimo.

COMB.	TIPO	TYPE		$G_1$	$G_2$	W_SLU	W_SLEr	W_SLEq	E
1	SLU1	Strength/Stress	Add	1.3	1.5				
2	SLU2	Strength/Stress	Add	1.3		1.5			
3	SLU3	Strength/Stress	Add	1		1.5			
5	SLV1	Strength(Elastic)	Add	1	1				1
6	SLEr	Serviceability	Add	1			1		
7	SLEf	Serviceability	Add	1			0.9		
8	SLEq	Serviceability	Add	1				1	

Per le verifiche di SLU per le azioni indotte dalla torre sul basamento verrà utilizzato il valore del carico in condizione "Normal" rappresentato dal caso di carico W\_SLU, amplificato di un fattore 1,5; tale combinazione rappresenta la condizione più gravosa per le verifiche SLU.

Tale carico fornito dal produttore tiene conto sia degli effetti gravitazionali che degli effetti dinamici del complesso torre-navicella-rotore sul basamento, seguendo le specifiche date da IEC-EN 61400-1.

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	<b>196237,91</b>
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	<b>178398,1</b>

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

### 8.1.5. Giudizio motivato accettabilità dei risultati

Al fine di validare il modello di calcolo vengono confrontati i risultati ottenuti da:

- Modello di calcolo FEM con vincoli a cerniera al posto dei pali
- Calcolo manuale su piastra rigida delle reazioni alla testa dei pali con foglio excel

Visti gli spessori degli elementi assunti i due risultati portano a valori di reazione verticale simile.

Le valutazioni vengono eseguite sulla combinazione di carico SLER, i carichi assunti sono cioè quelli caratteristici.

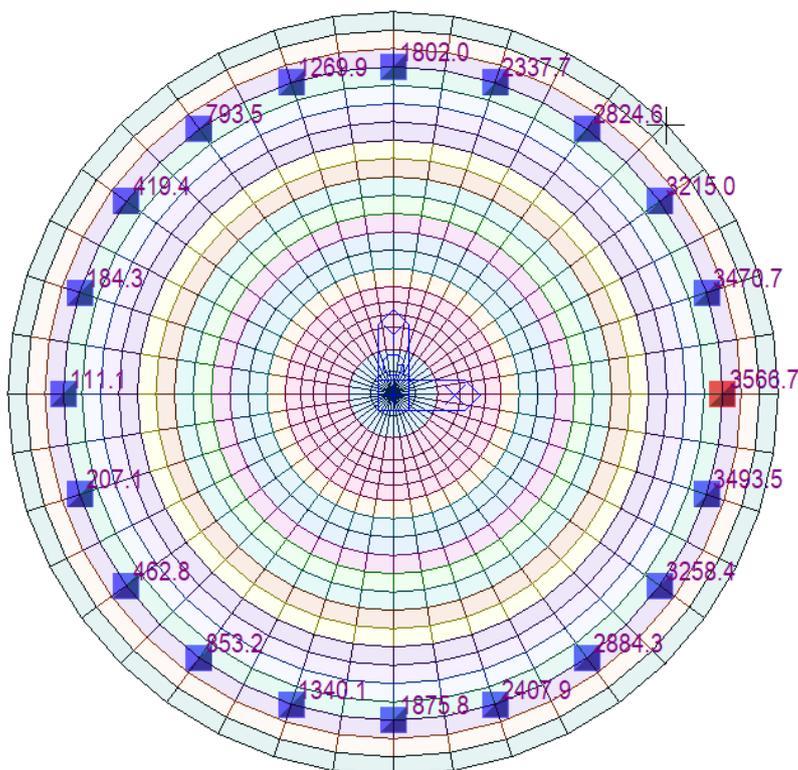


Figure 8-9 - Reazioni verticali su modello FEM

**DATI DI INPUT**

Raggio del basamento	Rb	12.5 m
Raggio colletto	Rc	3 m
Diámetro del basamento	Rb	25 m
Diámetro colletto	Dc	6 m
Altezza minima basamento	hmin	1.5 m
Altezza massima basamento	hmax	3.75 m
Altezza colletto	hc	0.5 m
Diámetro del palo	Øp	1.2 m
Raggio d'asse pali	Rp	10.7 m
Lunghezza palo	Lp	0 m

**PESO DEL BASAMENTO**

Volume cilindro inferiore	Vinf	736.3 m3
Volume tronco di cono	Vsup	477.7 m3
Volume colletto	Vcol	14.1 m3
Volume basamento	V	1228.2 m3
Peso basamento	G1,b	-30704.1595 kN
Peso palo	G1,p	0 kN

**FORZE ALL'INNESTO DELLA TURBINA**

Forza verticale	Fz	-6826.1 kN
Forza orizzontale direzione X	Fz	1535.05 kN
Forza orizzontale direzione Y	Fy	50.5 kN
Quota di applicazione delle forze	zF	3.5 m
Momento attorno a Y	My	178349.5 kN m
Momento attorno a X	Mx	4163.87 kN m
Torsione alla base	Mz	374.9 kN m

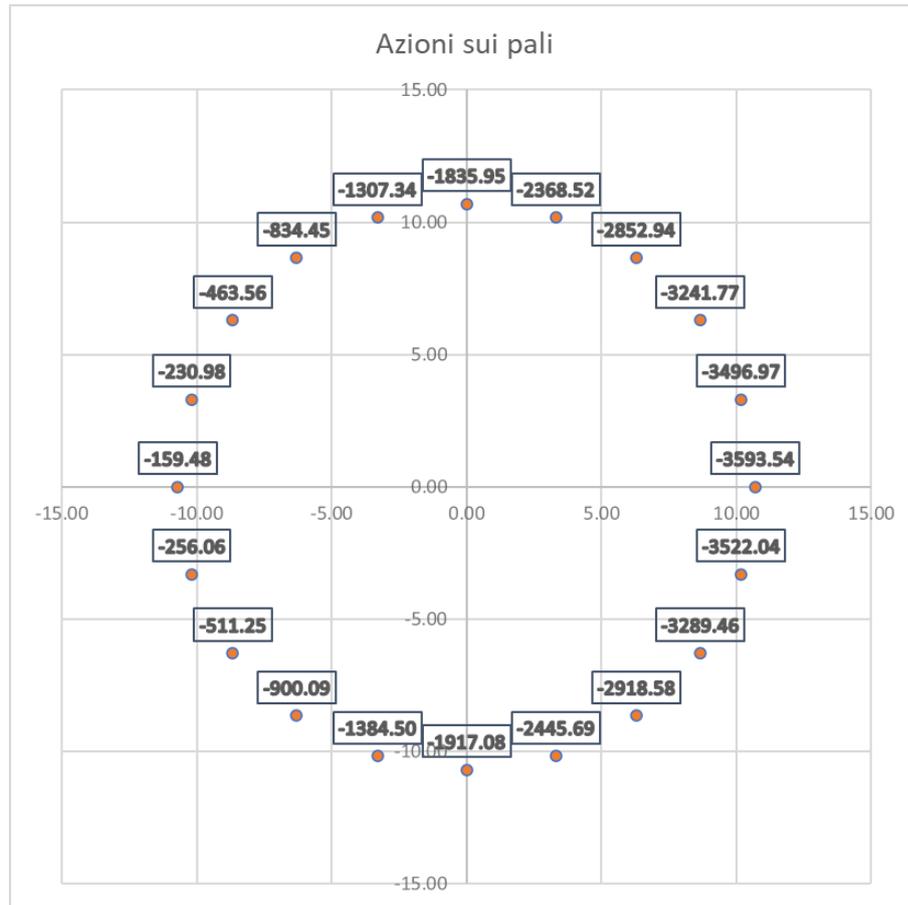
**CARICHI SLE**

Forza verticale	Fz	-37530.26 kN	Contributo taglio su palo
Forza orizzontale direzione X	Fx	1535.05 kN	76.7525
Forza orizzontale direzione Y	Fy	50.50 kN	2.525
Momento attorno a Y	My	183722.18 kN m	
Momento attorno a X	Mx	4340.62 kN m	
Torsione alla base	Mz	374.90 kN m	1.752

Numero pali	np	20
Distanza angolare pali	α	18 °

n <sub>pi</sub>	α <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Fz/n <sub>p</sub>	My*Xy/Jy	Mx*Yi/Jx	N <sub>p</sub>
1	0	10.70	0.00	114.49	0.00	-1876.51	-1717.03	0.00	-3593.54
2	18	10.18	3.31	103.56	10.93	-1876.51	-1632.99	12.54	-3496.97
3	36	8.66	6.29	74.93	39.56	-1876.51	-1389.11	23.84	-3241.77
4	54	6.29	8.66	39.56	74.93	-1876.51	-1009.24	32.82	-2852.94
5	72	3.31	10.18	10.93	103.56	-1876.51	-530.59	38.58	-2368.52
6	90	0.00	10.70	0.00	114.49	-1876.51	0.00	40.57	-1835.95
7	108	-3.31	10.18	10.93	103.56	-1876.51	530.59	38.58	-1307.34
8	126	-6.29	8.66	39.56	74.93	-1876.51	1009.24	32.82	-834.45
9	144	-8.66	6.29	74.93	39.56	-1876.51	1389.11	23.84	-463.56
10	162	-10.18	3.31	103.56	10.93	-1876.51	1632.99	12.54	-230.98
11	180	-10.70	0.00	114.49	0.00	-1876.51	1717.03	0.00	-159.48
12	198	-10.18	-3.31	103.56	10.93	-1876.51	1632.99	-12.54	-256.06
13	216	-8.66	-6.29	74.93	39.56	-1876.51	1389.11	-23.84	-511.25
14	234	-6.29	-8.66	39.56	74.93	-1876.51	1009.24	-32.82	-900.09
15	252	-3.31	-10.18	10.93	103.56	-1876.51	530.59	-38.58	-1384.50
16	270	0.00	-10.70	0.00	114.49	-1876.51	0.00	-40.57	-1917.08
17	288	3.31	-10.18	10.93	103.56	-1876.51	-530.59	-38.58	-2445.69
18	306	6.29	-8.66	39.56	74.93	-1876.51	-1009.24	-32.82	-2918.58
19	324	8.66	-6.29	74.93	39.56	-1876.51	-1389.11	-23.84	-3289.46
20	342	10.18	-3.31	103.56	10.93	-1876.51	-1632.99	-12.54	-3522.04
G		0.00	0.00						
J <sub>i</sub>				1144.9	1144.90				

Massima azione su palo	N <sub>P,MAX</sub>	-159.48 kN
Minima azione su palo	N <sub>P,MIN</sub>	-3593.54 kN
Taglio su palo singolo	V <sub>P,MIN</sub>	78.55 kN



Lo scarto ottenuto dalle due computazioni è trascurabile, il modello FEM risponde in maniera efficace agli input dati.

## 8.2. Risultati del modello FEM

### 8.2.1. Direzioni fissate per gli assi locali degli elementi

L'analisi strutturale è stata eseguita facendo riferimento al sistema di riferimento globale per la definizione delle azioni agenti.

Per migliorare la lettura delle sollecitazioni sono stati orientati gli assi di riferimento locale degli elementi in direzione radiale (assi x) e circonferenziale (assi y).

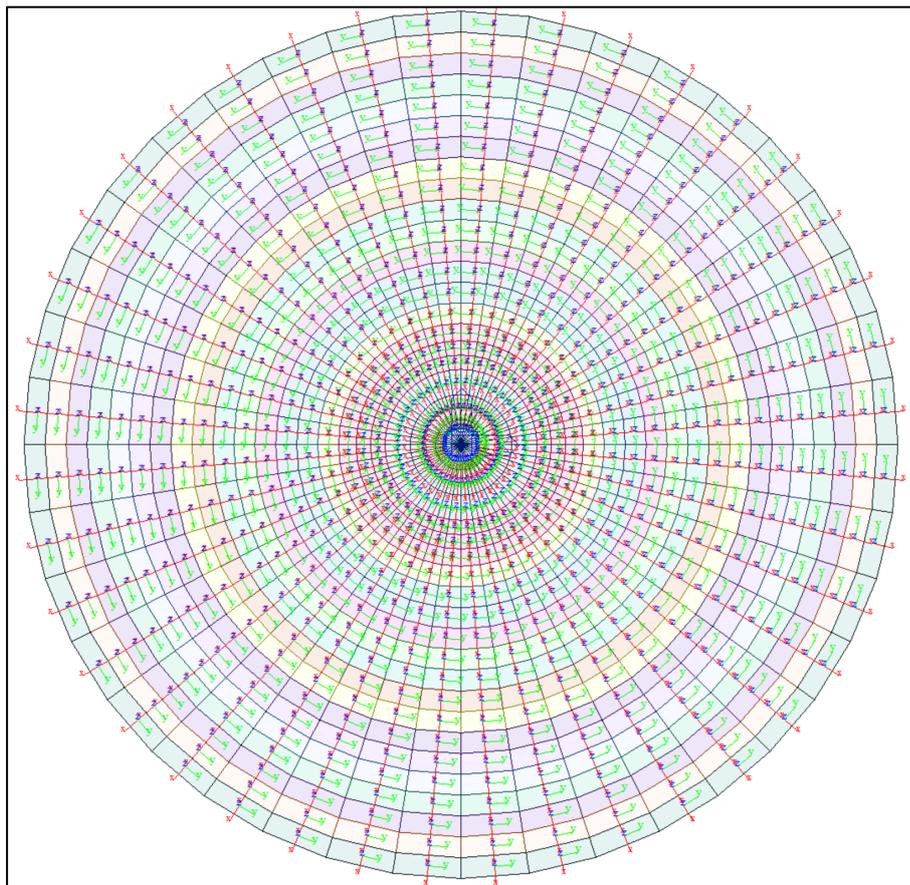


Figure 8-10 Assi di riferimento locali su elementi plate

Le armature che verranno assegnate agli elementi plate vengono definite in direzione circonferenziale e radiale per gli elementi posti esternamente al nucleo di innesto della torre della turbina eolica, la porzione centrale ha armature definite in direzione X e Y

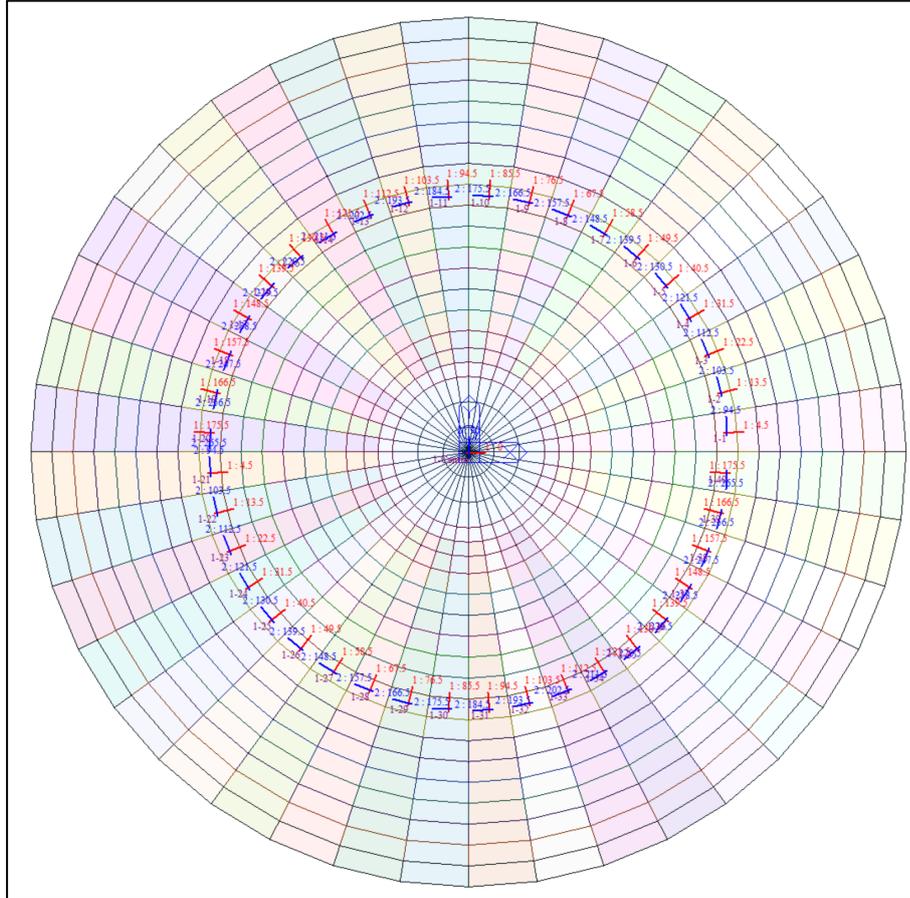
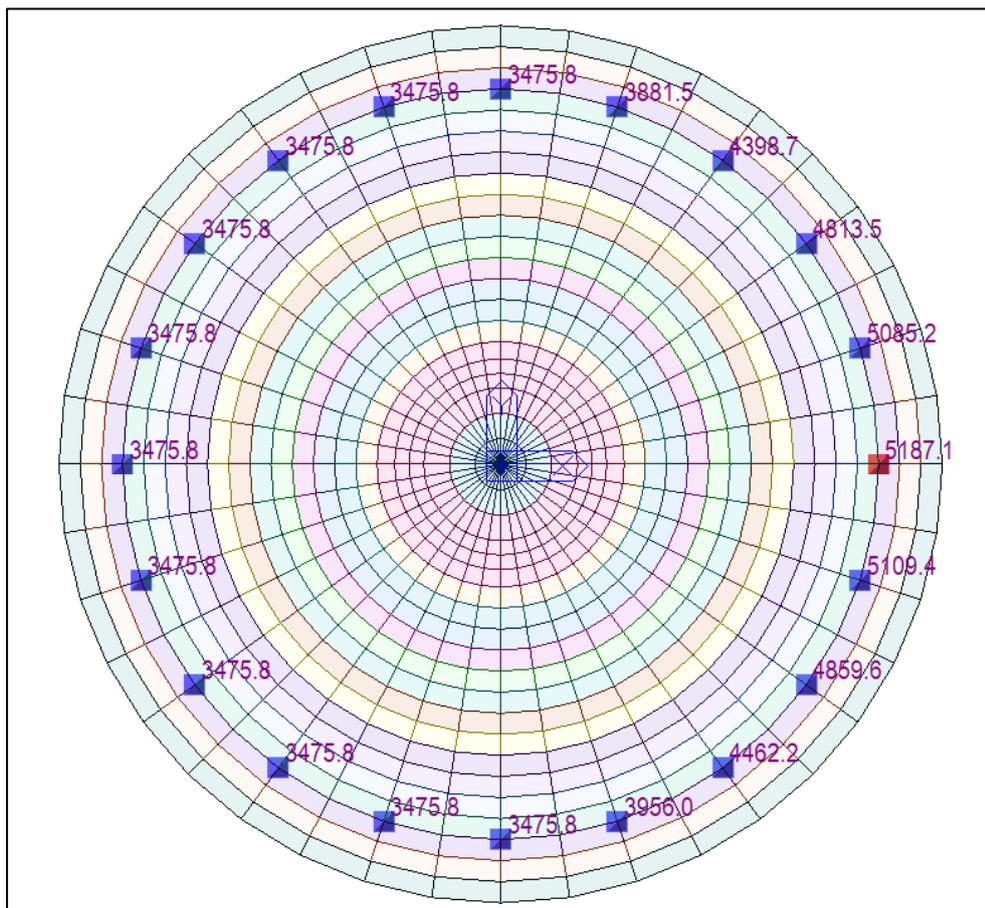


Figure 8-11 - Assi di riferimento delle armature

### 8.2.2. Azioni assiali sui pali

Si riportano le reazioni massime misurate alla base dei pali. Le forze sono indicate in kN.

I valori mostrati nell'immagine seguente si riferiscono all'involuppo delle combinazioni SLU e SLV.



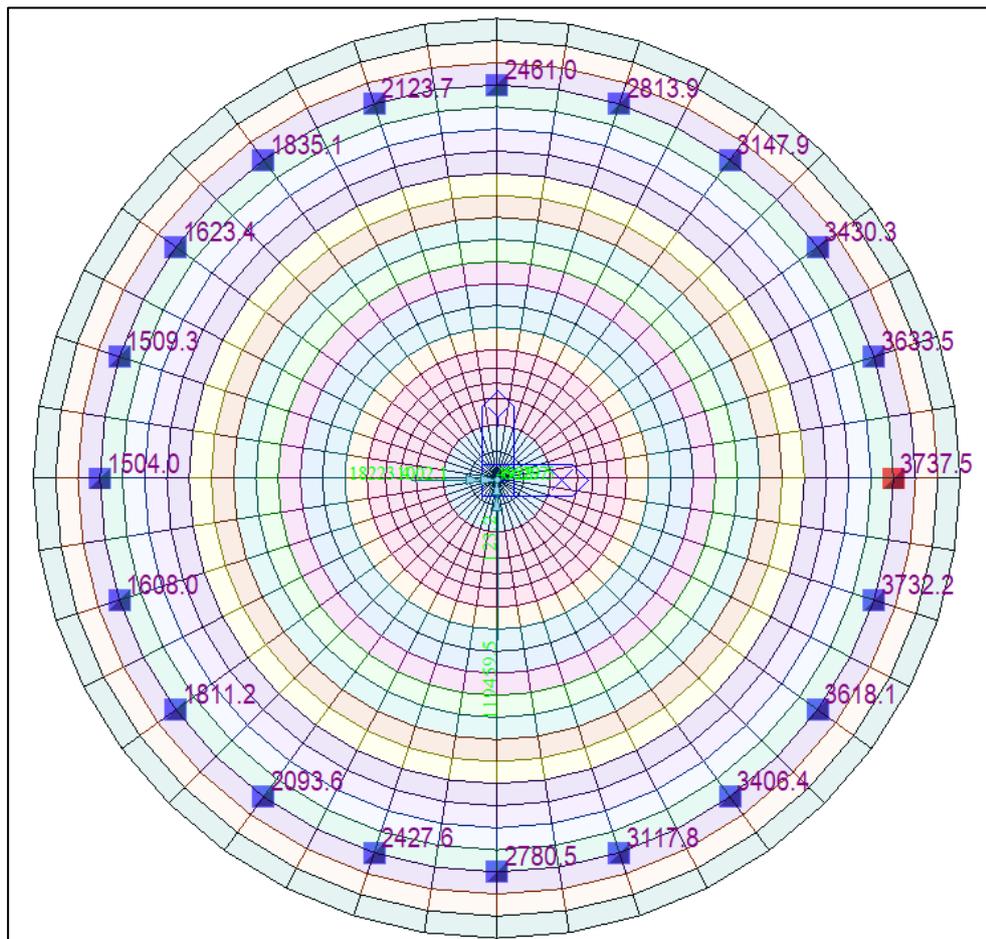


Figure 8-13 - Reazioni verticali in esercizio (SLE quasi permanente)

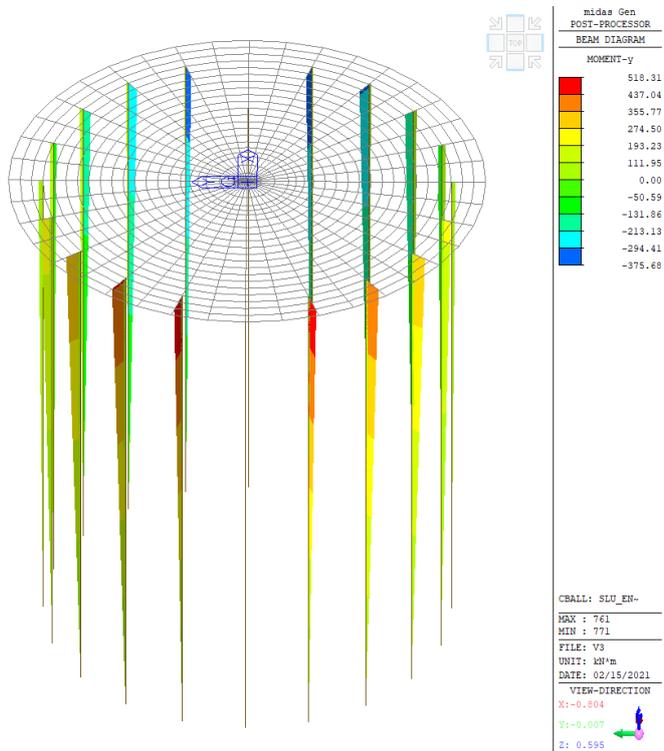


Figura 8-1 - Momento flettente My, involucro SLU

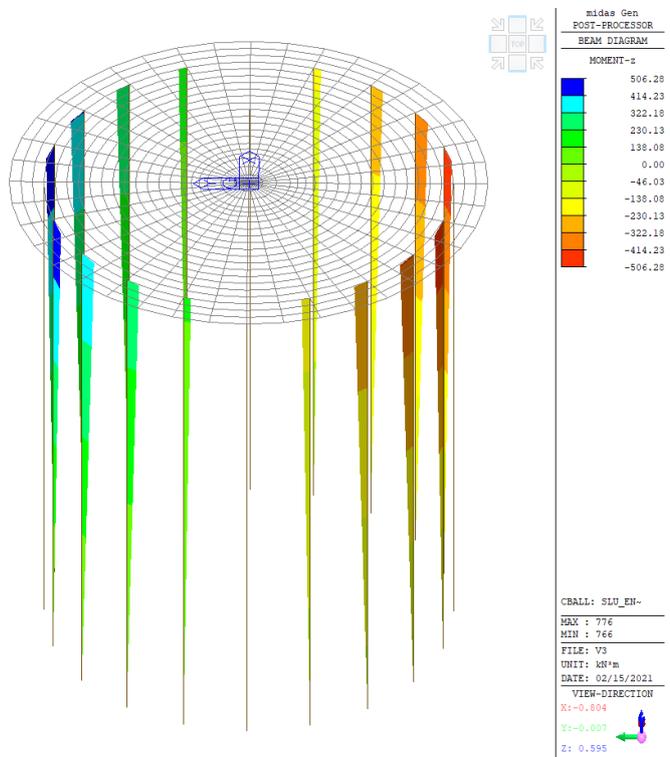


Figura 8-2 - Momento flettente Mz, involucro SLU

### 8.2.3. Azioni sul basamento

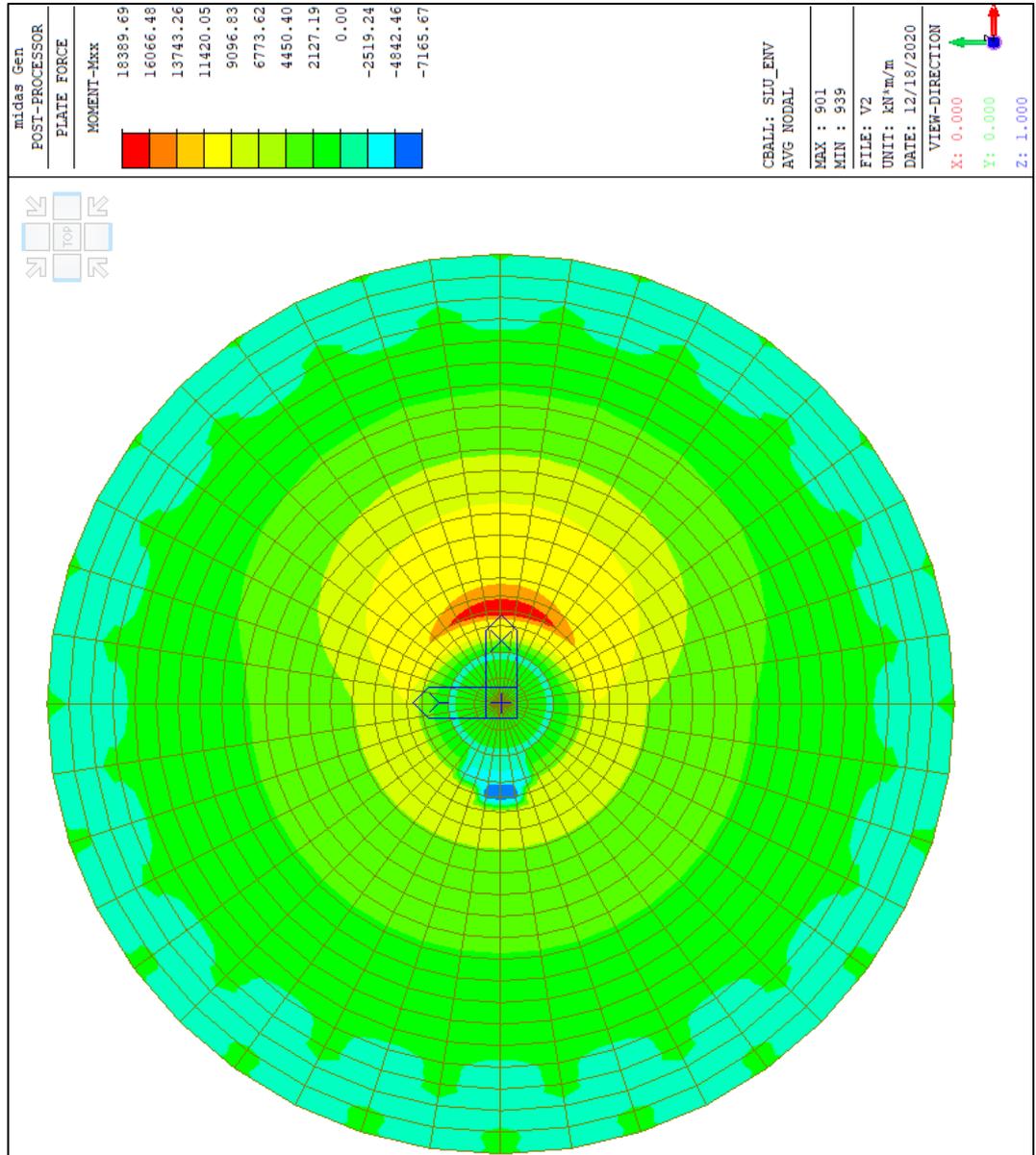


Figure 8-14 - Momento flettente Mxx

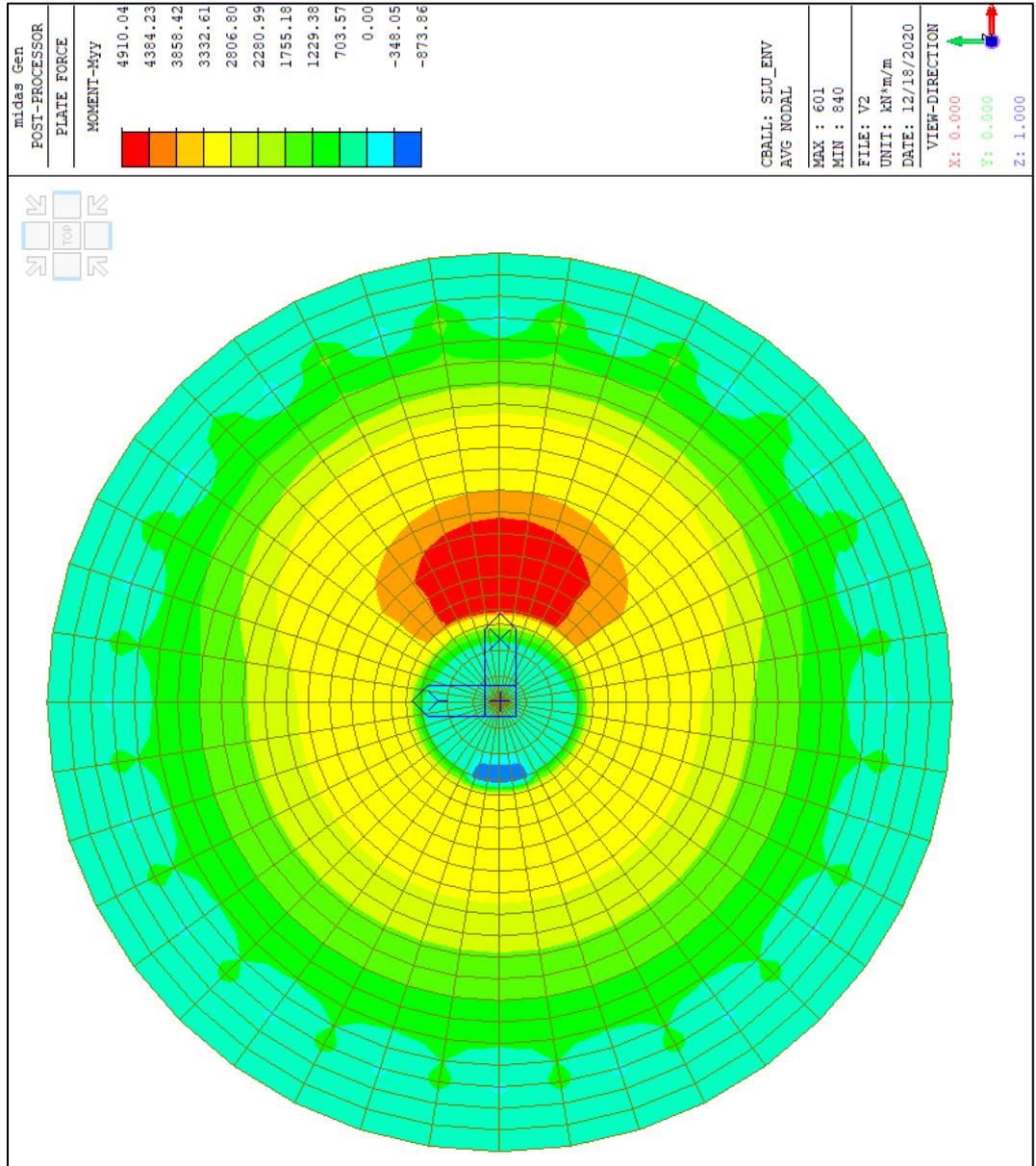


Figure 8-15 - Momento flettente Myy

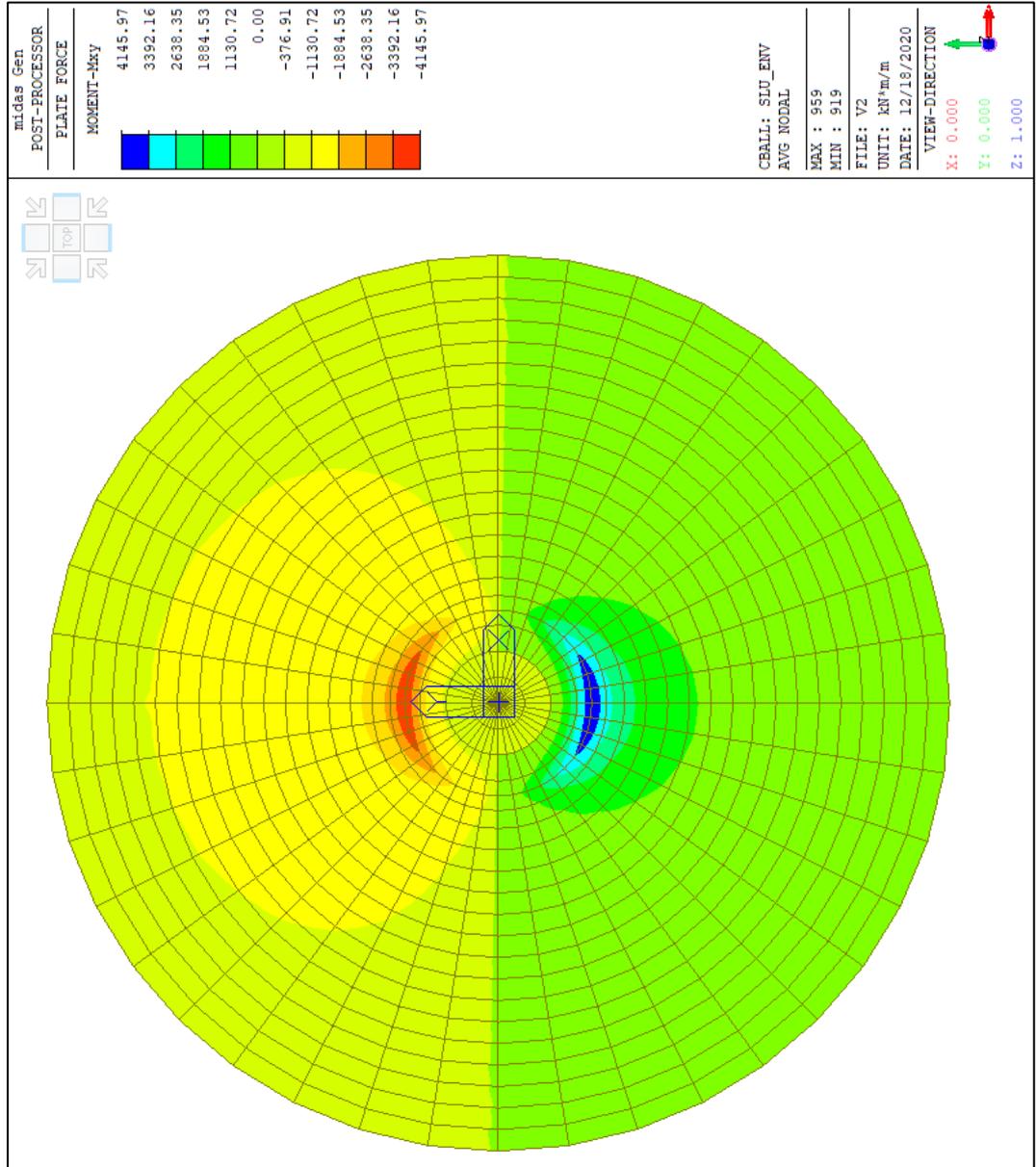


Figure 8-16 - Momento torcente Mxy

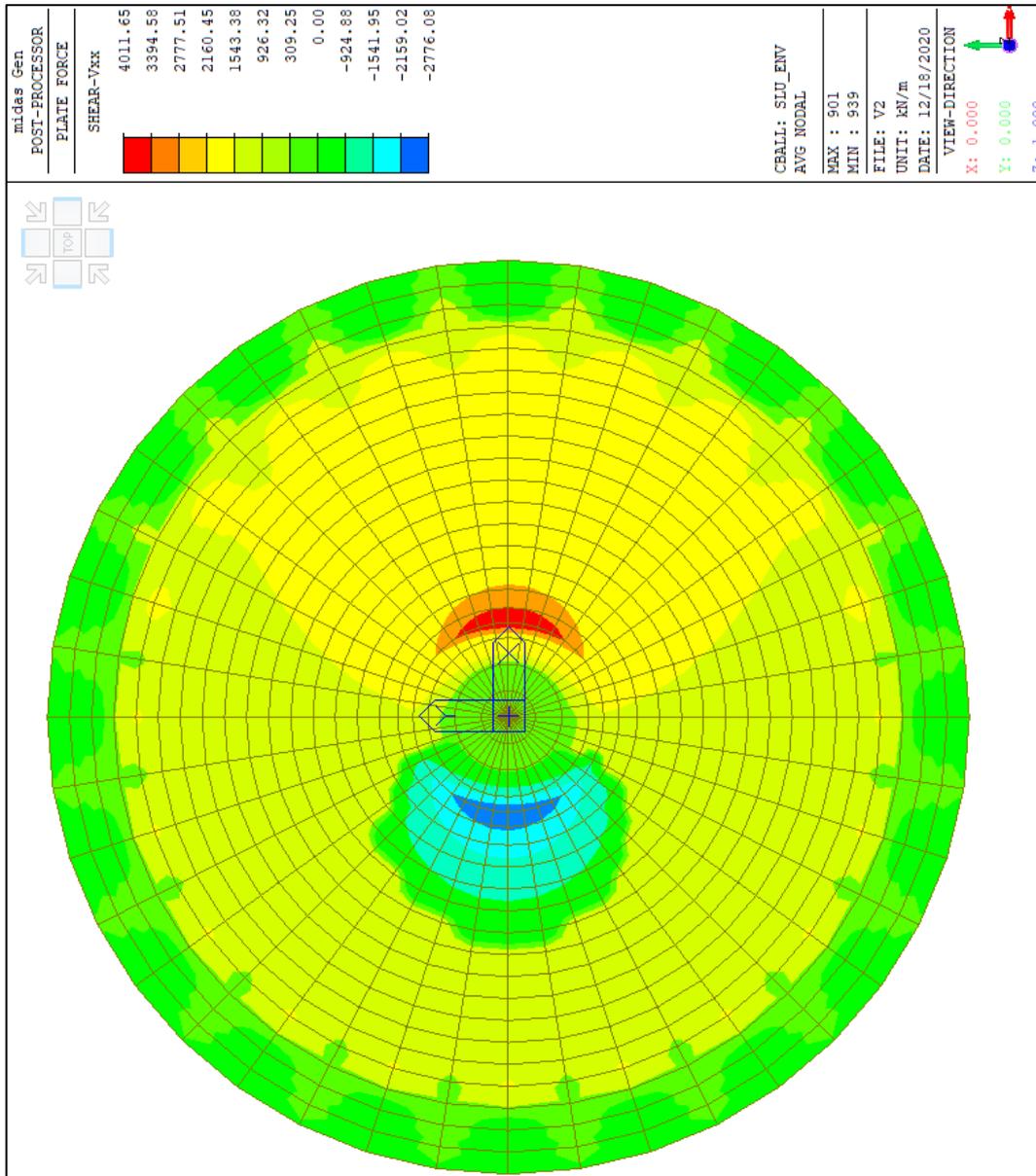


Figure 8-17 - Taglio Vxx

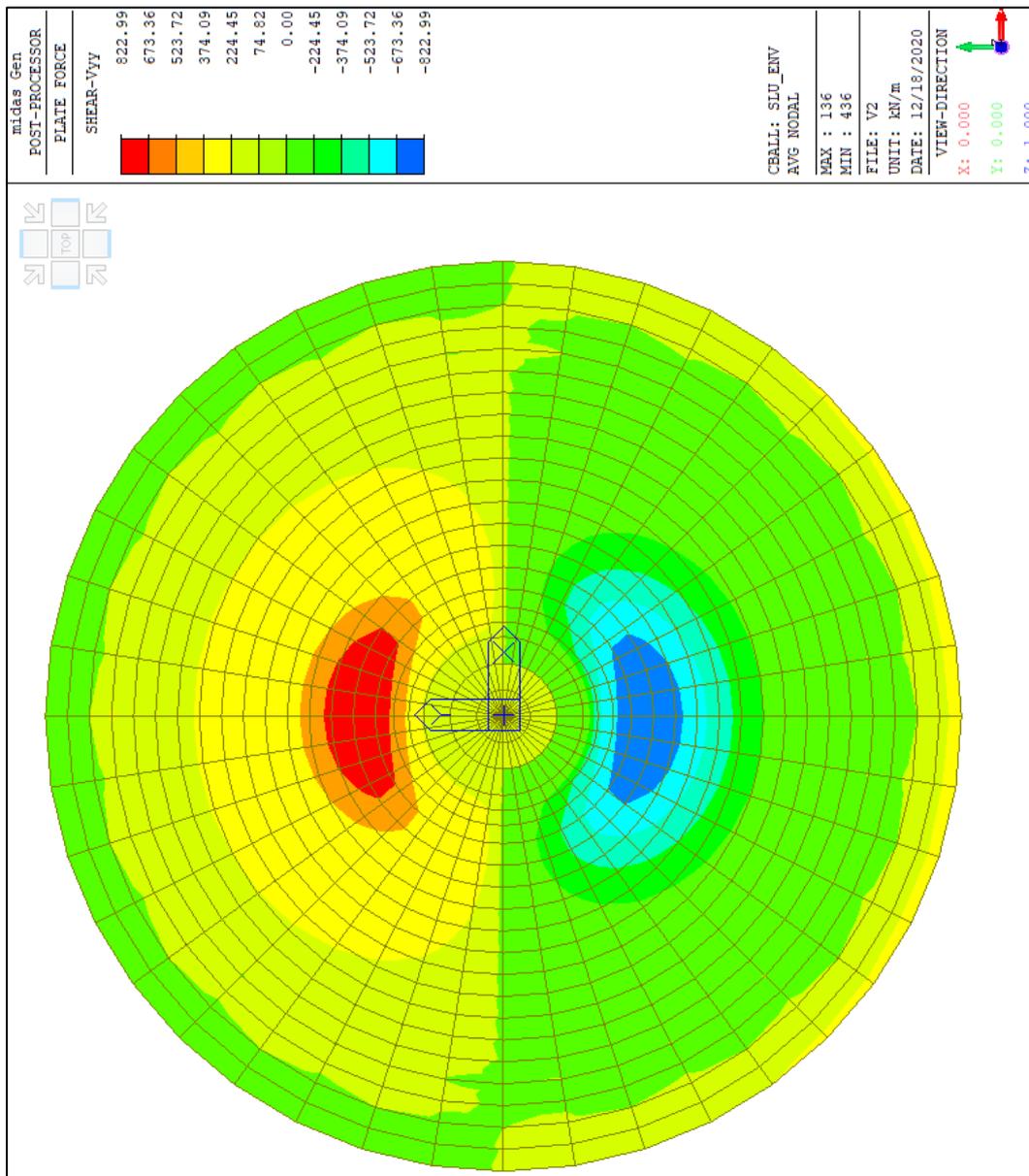


Figure 8-18 - Taglio Vyy

### 8.3. Verifica degli elementi strutturali

Le verifiche sugli elementi strutturali vengono eseguite come segue:

- SLU: Verifica con acciaio snervato e calcestruzzo con deformazione allo 0,35%
- SLV: Verifica con acciaio in campo elastico e calcestruzzo in campo elastico
- SLE caratteristica: verifica tensionale sul massimo sforzo delle fibre d'acciaio  $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$  e sul massimosforzo del calcestruzzo  $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$

#### 8.3.1. Verifica strutturale del palo

Sul palo sono state disposti 16Ø16 longitudinali e un'armatura a spirale Ø10/25 su tutta la sua lunghezza per garantire adeguato confinamento

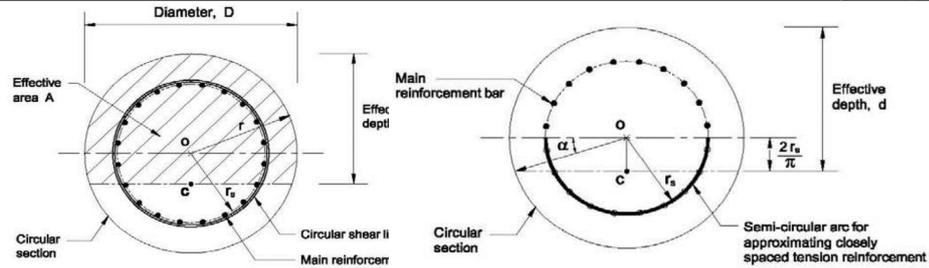
Le sollecitazioni di taglio vengono estratte dalla sommatoria delle reazioni orizzontali e ripartite in maniera uguale sui 20 pali disposti

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX kN	FY kN	FZ kN		V <sub>TOT</sub> kN	V <sub>PALO</sub> kN
SLU1	0.0	0.0	69516.7		0.0	0.0
SLU2	-2302.6	-75.8	69760.6		2303.8	115.2
SLU3	-2302.6	-75.8	56024.9		2303.8	115.2
SLV1	-73.7	-245.8	52449.3		256.6	12.8

Il taglio sollecitante assunto nei calcoli per i pali è  $V_{ED} = 115.2$  kN

La resistenza a taglio viene calcolata su una sezione rettangolare equivalente

**DETERMINAZIONE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE - Metodo di Clarke & Birjandi (1993)**



<b>r</b>	cm	60	raggio della sezione circolare
<b>rs</b>	cm	50.5	distanza del baricentro dall'asse delle barre longitudinali
<b>sen α</b>		0.536	$2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$
<b>α</b>	rad	0.57	
	°	32.40	
<b>A</b>	cm <sup>2</sup>	11309.73	area di calcestruzzo della sezione
<b>Aequiv</b>	cm <sup>2</sup>	9319.276	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
<b>dequiv</b>	cm	90.63	altezza utile della sezione equivalente
<b>bequiv</b>	cm	102.82	larghezza della sezione equivalente
<b>hequiv</b>	cm	109.99	altezza della sezione equivalente

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

<b>f<sub>ck</sub></b>		MPa	25	
<b>α<sub>cc</sub></b>			0.85	
<b>γ<sub>c</sub></b>			1.5	
<b>f<sub>cd</sub></b>	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14.17	a <sub>cc</sub> · f <sub>cd</sub> / g <sub>c</sub>
<b>γ<sub>s</sub></b>			1.15	
<b>f<sub>y,wd</sub></b>		MPa	391.30	f <sub>yd</sub> / g <sub>s</sub>

**Caratteristiche della sezione resistente**

<b>V<sub>Ed</sub></b>	taglio sollecitante di progetto	kN	115.2	
<b>b<sub>w</sub></b>	larghezza della sezione	cm	102.8	
<b>h</b>	altezza totale della sezione	cm	109.99	
<b>c</b>	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9.5	
<b>d</b>	altezza utile della sezione	cm	100.49	h - c
<b>d*</b>		cm	90.441	0.9 d
<b>k</b>			1.446	min[1.0 + √(20/d), 2.0]
<b>A<sub>sl</sub></b>	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	6.03	
<b>ρ<sub>l</sub></b>	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0005	
<b>A<sub>sw</sub></b>	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	1.571	
<b>s</b>	spaziatura staffe	cm	25	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

<b>V<sub>Rdc1</sub></b>		kN	197.31	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
<b>V<sub>Rdc2</sub></b>		kN	314.38	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
<b>V<sub>Rdc</sub></b>	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	314.38	max[V <sub>Rdc1</sub> , V <sub>Rdc2</sub> ]
<b>V<sub>Ed</sub> / V<sub>Rdc</sub></b>	non è necessario prevedere l'armatura a taglio VRdc > VEd			

La sezione è verificata a taglio, con un coefficiente di sfruttamento della sezione pari a  $115.2/314.38 = 0.366$

La resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento. I valori di resistenza geotecnica e strutturale del palo sono sufficienti a garantirne la stabilità.

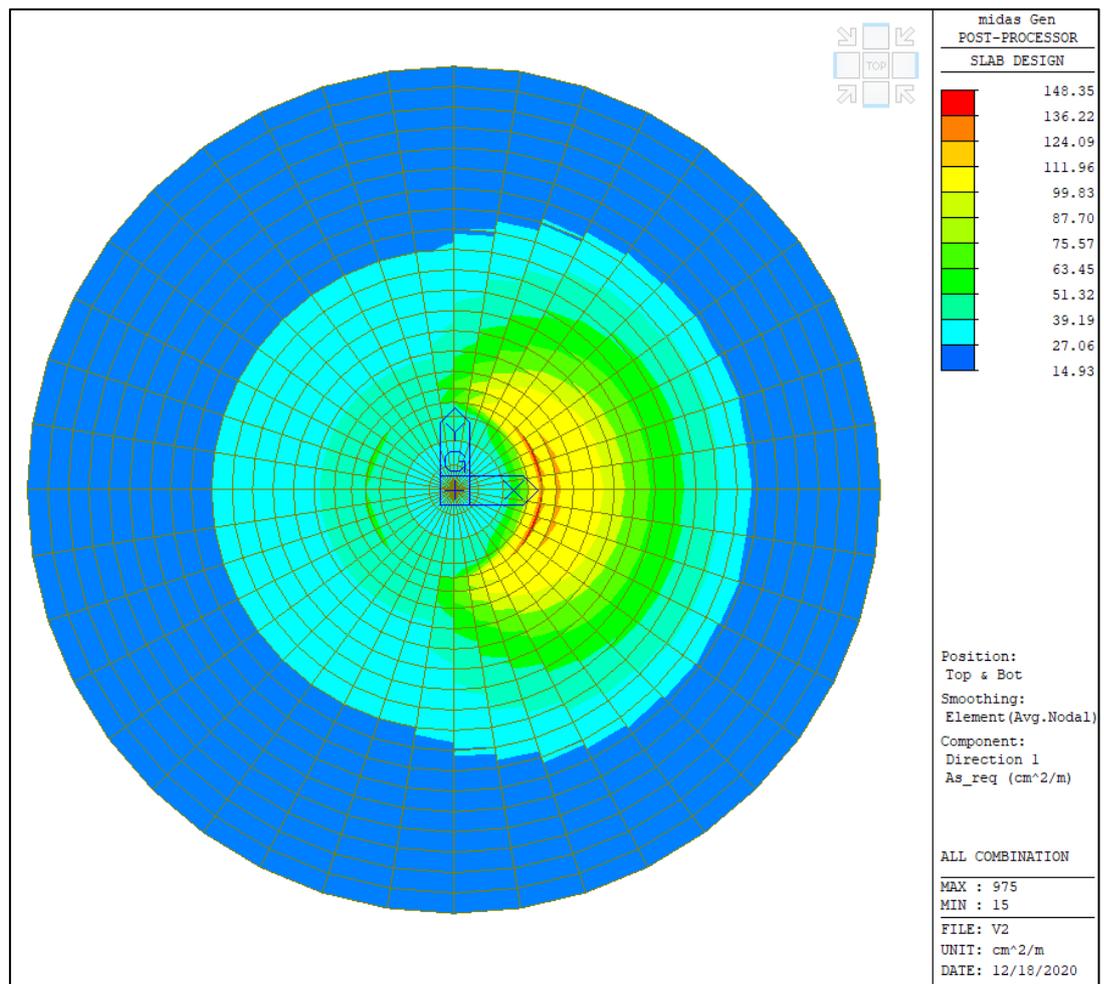
### 8.3.2. Verifica a flessione platea

La verifica a flessione della platea viene eseguita riportando il quantitativo di armatura richiesto in termini di sezione trasversale per metro. Viene verificato che il quantitativo di armatura disposto sia sufficiente a garantire la resistenza di Stato Limite Ultimo.

L'armatura disposta radiale presenta spaziatura variabile, visto il layout di armatura disposto. Viene riportata sinteticamente nella tabella seguente l'area di armatura per metro di sezione disposta.

#### ARMATURA RADIALE BOTTOM

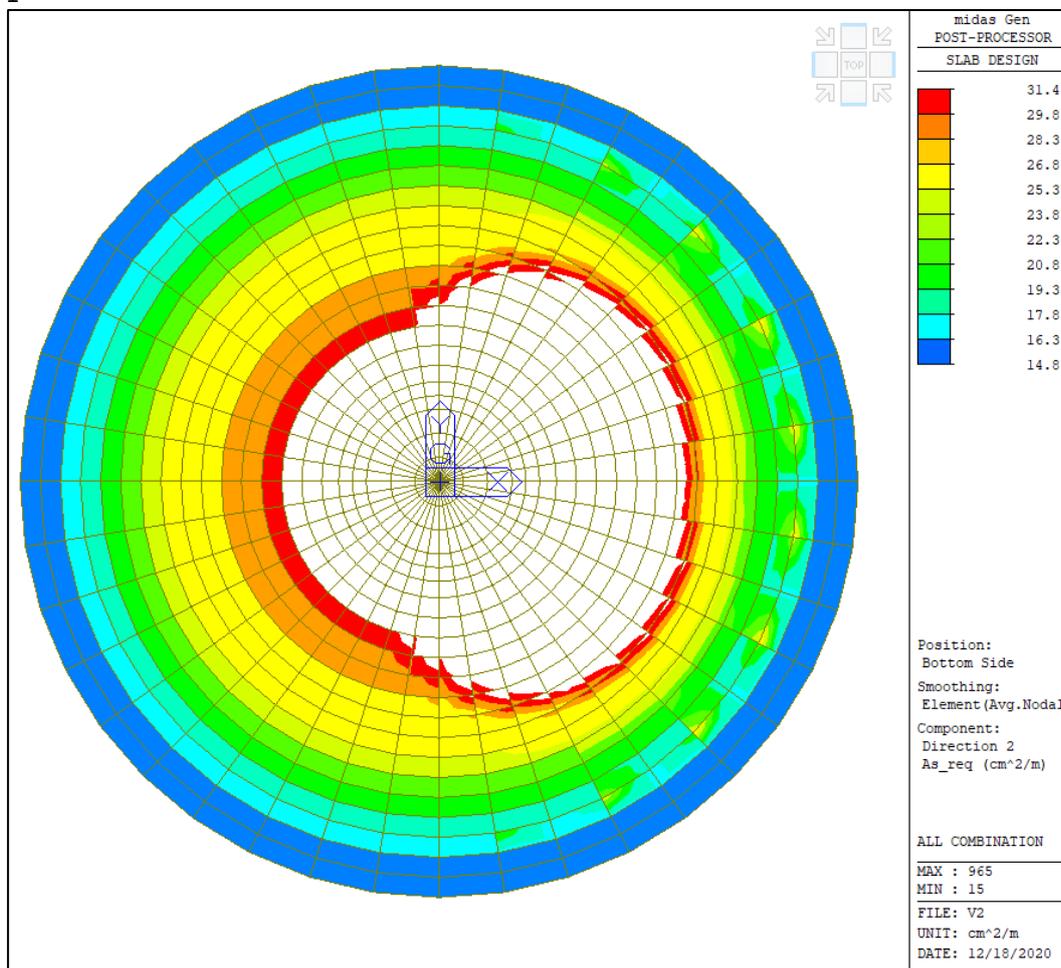
r	s	layer	n	fi	h	As
	mm			mm	cm	cm <sup>2</sup>
0	83	2	24.10	30	375	170.2
480	214	2	9.35	30	375	66.0
420	231	2	8.66	30	375	61.2
420	231	1.5	6.49	30	375	45.9
180	134	1	7.46	30	180	52.7
180	298	1	3.36	30	180	23.7



**ARMATURA CIRCONFERENZIALE BOTTOM**

r	s	layer	n	fi	h	As
	mm			mm	cm	cm <sup>2</sup>
175	100	2	20.00	20	180	62.8
890	100	1	10.00	20	375	31.4
60	200	1	5.00	20	375	15.7

1





Green Power

Engineering & Construction

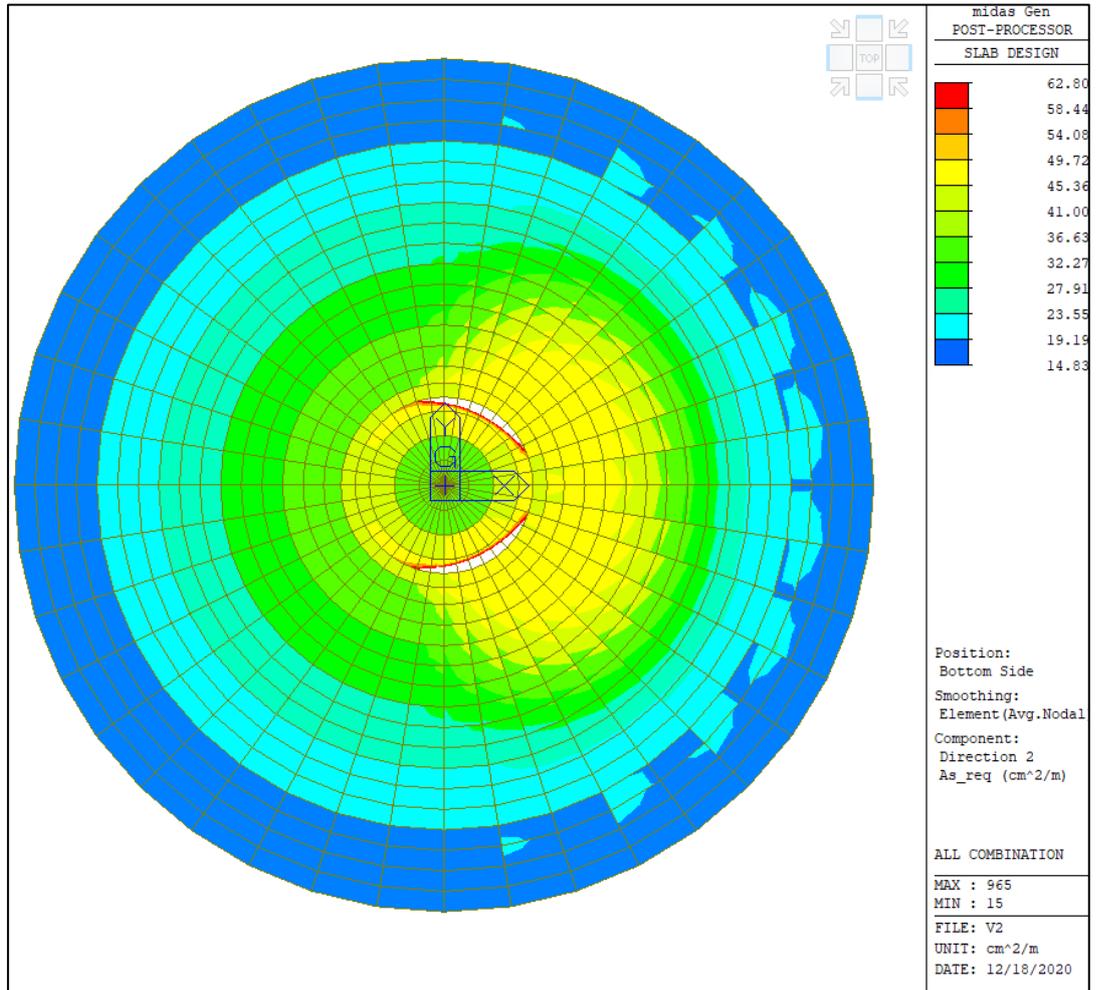


GRE CODE

GRE.EEC.R.73.IT.W.11629.12.012.01

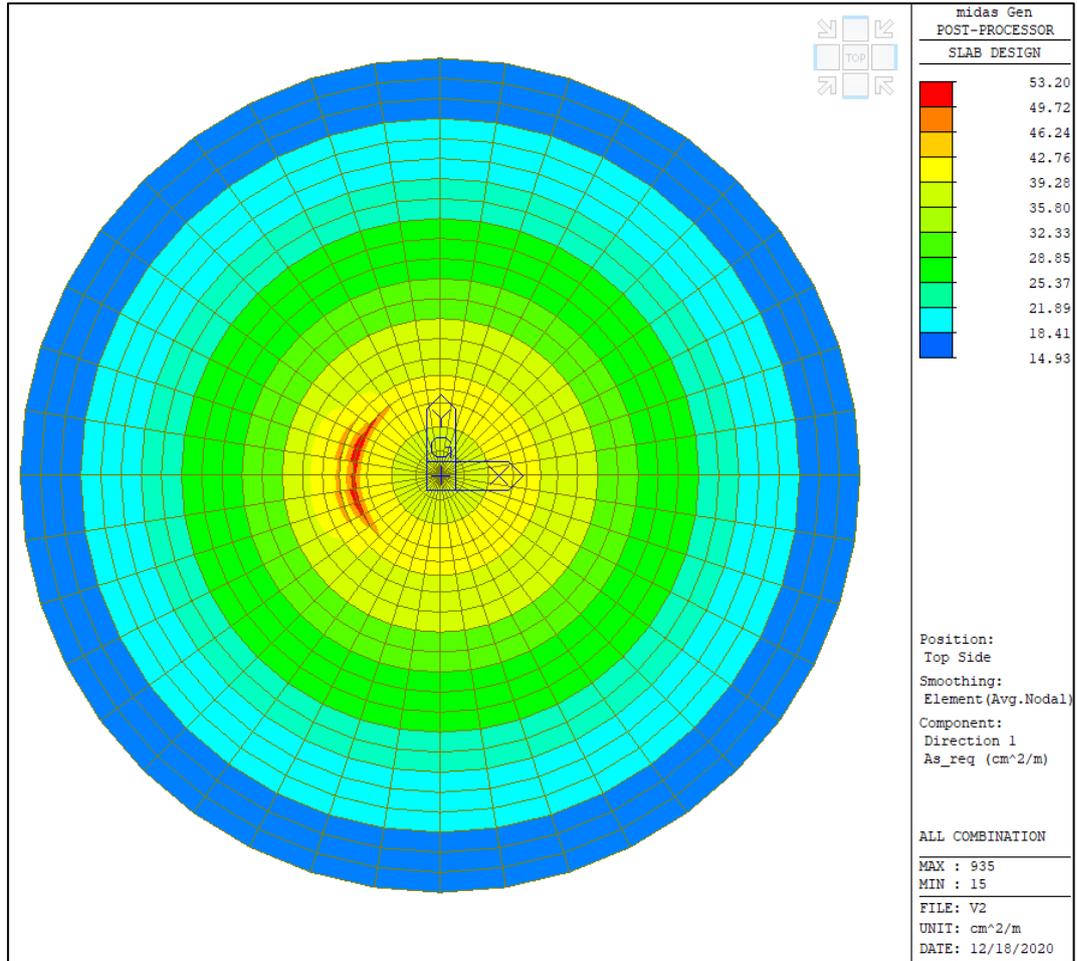
PAGE

51 di/of 62



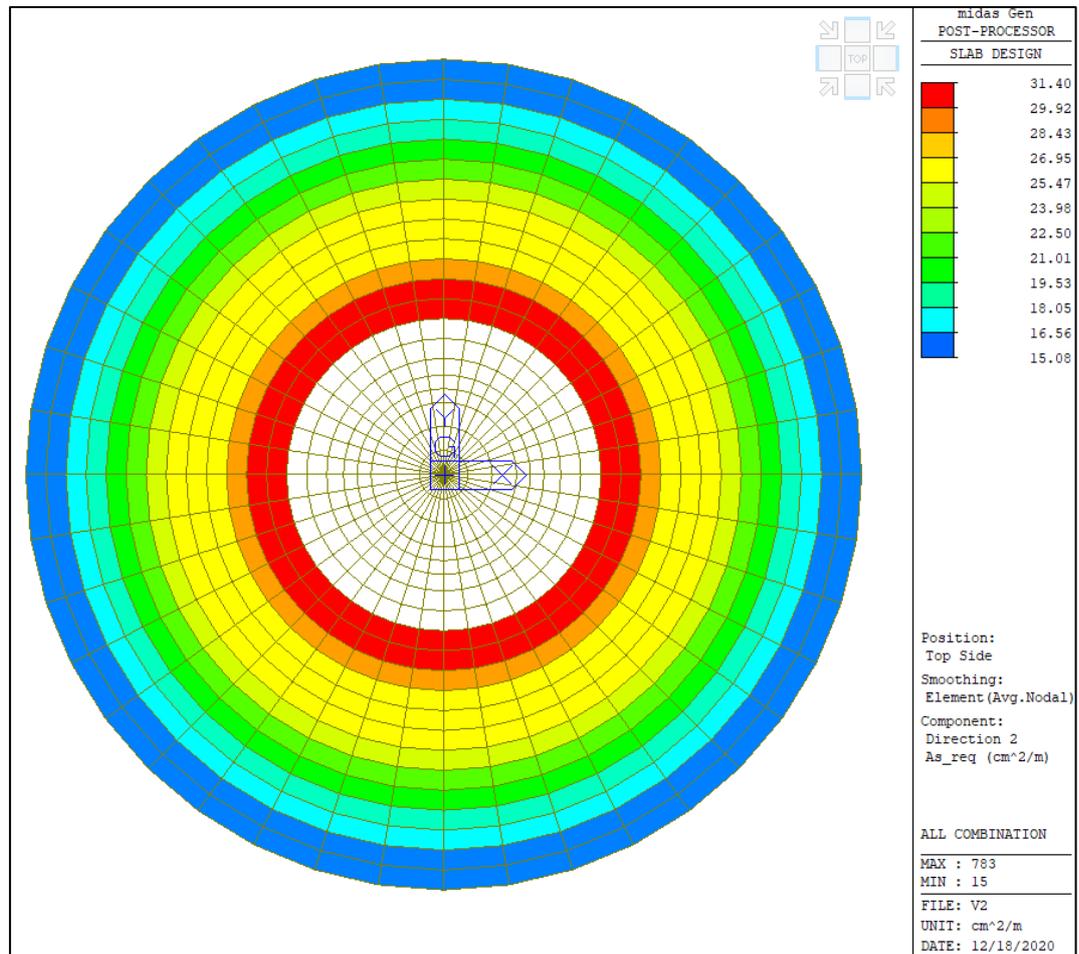
**ARMATURA RADIALE TOP**

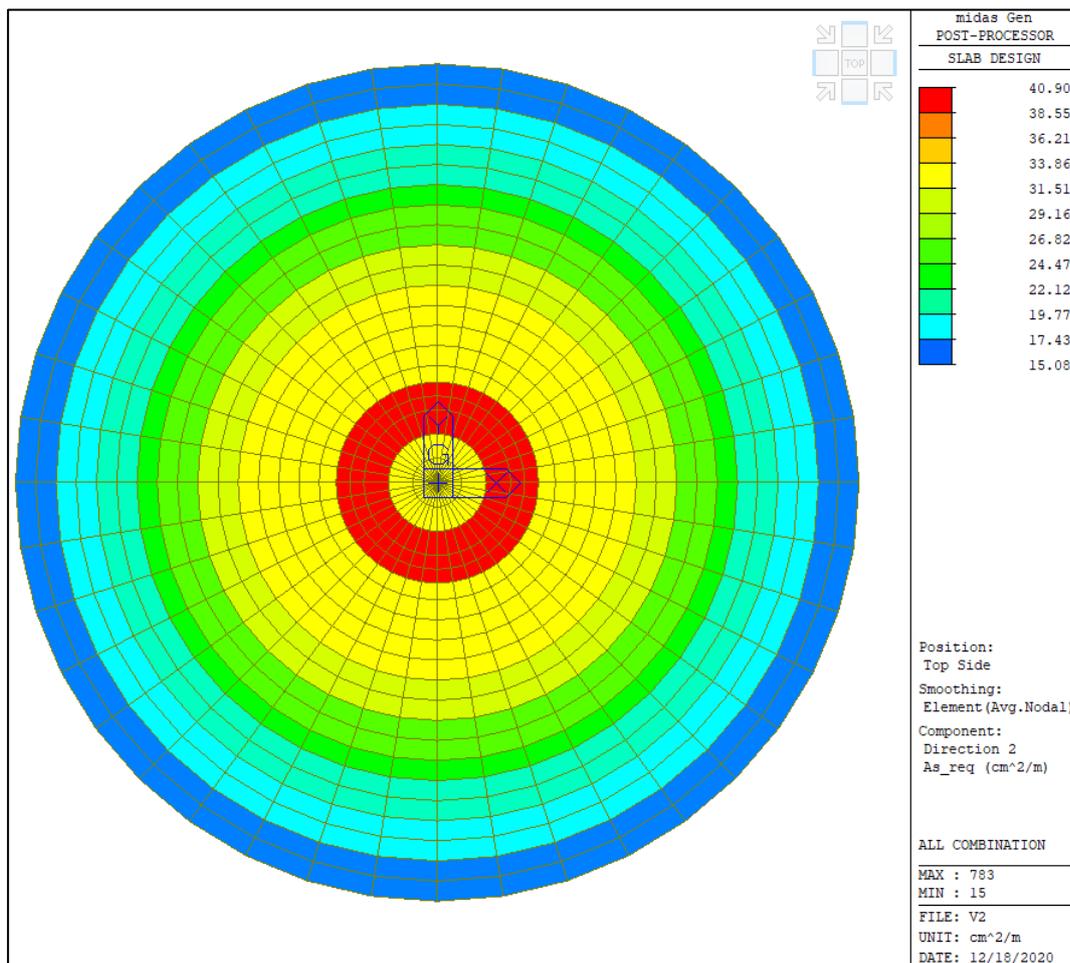
r	s	layer	n	fi	h	As
	mm			mm	cm	cm <sup>2</sup>
300	94	1	10.64	30	180	75.2
410	128.8	1	7.76	30	180	54.9



ARMATURA CIRCONFERENZIALE TOP

r	s	layer	n	fi	h	As
	mm			mm	cm	cm <sup>2</sup>
175	150	2	13.33	20	180	41.9
780	150	2	13.33	20	180	41.9
780	100	1	10.00	20	375	31.4
12	200	1	5.00	20	375	15.7
12.5	200	1	5.00	20	375	15.7





Il quantitativo di armatura disposta è sempre maggiore dell'armatura minima richiesta.

### 8.3.3. Verifica a taglio platea

Nelle zone di maggior sollecitazione, riscontrabili nel perimetro prossimo al colletto di innesto della torre dovrà essere disposto un opportuno quantitativo di armatura trasversale in modo da incrementare la resistenza a taglio della piastra.

Dovranno essere disposti nella zona prossima al colletto a passo 25 cm almeno 6.28 cm<sup>2</sup> di armatura (2Ø20) per metro.

Nelle altre zone si è verificato che sono sufficienti spaziature inferiori, in particolare nella fascia centrale è sufficiente una spaziatura di 50 cm, nella zona più periferica di 1 metro.

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	4011	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	325	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	316	$h - c$
$d^*$		cm	284.4	0.9 d
$k$			1.252	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15.7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0005	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	6.28	
$s$	spaziatura staffe	cm	25	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	548.76	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	876.03	$[0.035 \cdot k^2 (3/2) \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	876.03	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0.5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	12893	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.311			

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0.05	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{,calc}$	valore di teta calcolato	rad	0.336	= 19.22° $\cot(\vartheta_{,calc}) = 2.87$
$\vartheta_{,min}$	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45° $\cot(\vartheta_{,min}) = 1.00$
$\vartheta_{,max}$	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta_{,max}) = 2.50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta) = 2.50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	6989	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	8892	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	6989	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.574	

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**
**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / g_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	2150	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	225	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	216	$h - c$
$d^*$		cm	194.4	$0.9 d$
$k$			1.304	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15.7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0007	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	6.28	
$s$	spaziatura staffe	cm	50	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	441.87	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	637.03	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	637.03	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0.5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	8813	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.244			

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0.03	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{calc}$	valore di teta calcolato	rad	0.235 = 13.46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4.18$
$\vartheta_{min}$	valore minimo di teta	rad	0.785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
$\vartheta_{max}$	valore massimo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	2389	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	6078	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	2389	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.900	

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / g_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	1500	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	175	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	166	$h - c$
$d^*$		cm	149.4	$0.9 d$
$k$			1.347	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15.7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0009	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	12.56	
$s$	spaziatura staffe	cm	100	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	381.38	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	513.87	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	513.87	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0.5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	6773	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.221			

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0.03	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{calc}$	valore di teta calcolato	rad	0.235 = 13.46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4.18$
$\vartheta_{min}$	valore minimo di teta	rad	0.785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
$\vartheta_{max}$	valore massimo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	1836	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	4671	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	1836	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.817	

### 8.3.4. Verifica a punzonamento platea

La verifica di punzonamento viene eseguita considerando la reazione alla base del palo ridotta del peso del palo, sulla base delle indicazioni dell'EC2.

Cautelativamente il coefficiente  $\beta$  viene adottato pari a 1.5, come per il caso di elementi posti all'angolo di piastre.

L'azione di calcolo è determinata sottraendo alla reazione misurata sulla punta del palo il peso proprio del palo.

$$V_{ed} = 5187 - 0.6 \cdot 3.14 \cdot 28.5 \cdot 1.3 = 4140 \text{ kN}$$

#### Dati di input

Elemento: <b>Basamento pala eolica</b>	
$V_{Ed,g}$	daN <b>414.000</b> Forza globale di taglio-punzonamento di progetto
$\Delta V_{Ed}$	daN <b>0</b> Forza contraria a $V_{Ed,g}$ (eventuale, nel caso di fondazioni)
$\beta$	n.o puro <b>1.50</b> coefficiente amplificativo della forza, in caso di eccentricità di carico
H	cm <b>177.00</b> Altezza totale della piastra
$d_y$	cm <b>168.00</b> altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
$d_z$	cm <b>165.00</b> altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
$\Gamma_{ly}$	% <b>0.21%</b> Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione
$\Gamma_{lz}$	% <b>0.09%</b> Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "z" rispetto area sezione
Rck	daN/cm <sup>2</sup> <b>400.0</b> Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo della lastra
Pilastro	Sezione <b>b) Circolare</b> <b>C</b> simbolo
Pilastro	Posizione <b>c) di Bordo netto</b> <b>BN</b> simbolo
Fori	Vicinanza <b>a) No</b> <b>N</b> simbolo
$\Phi$	cm <b>120.00</b> diametro pilastro circolare

#### Dati dedotti dai materiali e dai dati di input

$f_{ck}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>332.0</b> Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>188.1</b> Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f = f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$	cm/daN <sup>1/2</sup> <b>0.004049</b> Parte dipendente dai materiali nella formula (9.11)
$d = d_{eff}$	cm <b>166.50</b> Altezza utile della sezione
$\Gamma_{lyz} = \text{RADQ}(p_{ly} \times p_{lz})$	n.o puro <b>0.00140</b> Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$\Gamma_l = \min(0.02; p_{lyz})$	n.o puro <b>0.00140</b> Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque $\leq 0.02$
$d_{u1} = 2 \times d$	cm <b>333.00</b> Distanza di $u_1$ dal filo pilastro
$d_{est} = k_{out} \times d$	cm <b>249.75</b> Distanza da $u_{out}$ dell'armatura più lontana dal filo pilastro
$d_{min} = 0.3 \times d$	cm <b>49.95</b> Distanza dal filo pilastro dell'armatura più vicina (cuciture verticali)
$d_{rad,max} = 0.75 \times d$	cm <b>124.88</b> Distanza radiale massima fra cuciture
$d_{cir,max,i} = 1.5 \times d$	cm <b>249.75</b> Distanza circonferenziale massima per cuciture interne a $u_{out}$
$d_{cir,max,e} = 2.0 \times d$	cm <b>333.00</b> Distanza circonferenziale massima per cuciture esterne a $u_{out}$

#### Dati dedotti: forze, tensioni, perimetro di verifica

$V_{Ed} = \beta \times (V_{Ed,g} - \Delta V_{Ed})$	daN <b>621.000</b> Forza effettiva di taglio-punzonamento di progetto
$\tau_{Rd,max} = v \times v \times f_{cd}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>37.63</b> Tensione di taglio-punzonamento massima assoluta
$k = \min(2; 1 + (20/d)^{1/2})$	n.o puro <b>1.347</b> Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque $\leq 2.00$
$\tau_a = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho) \times f_{ck}^{1/3}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>2.698</b> Tensione massima ammessa senza armatura da confrontare con $\tau_{min}$
$\tau_{min} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>3.152</b> Tensione massima ammessa senza armatura: valore minimo comunque
$\tau_{Rd,c} = \max(\tau_a; \tau_{min})$	daN/cm <sup>2</sup> <b>3.152</b> Tensione massima ammessa senza armatura (max fra $\tau_{min}$ e $\tau_{Rd,c}$ )
$u_{out} = V_{Ed} / (\tau_{Rd,c} \times d)$	cm <b>1,183.3</b> Perimetro di verifica oltre il quale non serve armatura
Perimetro di filo pilastro: $u_0$	cm <b>282.7</b> Perimetro di verifica di filo pilastro
Perimetro di verifica di base: $u_1$	cm <b>1,354.6</b> Perimetro di verifica di base

#### Verifica alla faccia del pilastro; controllo della correttezza di materiali e dimensioni

$\tau_{Ed} = \beta \times V_{Ed,g} / (u_0 \times d)$	daN/cm <sup>2</sup> <b>13.19</b> Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro <b>2.852</b> <b>materiali e geometria idonei</b>

#### Verifica al perimetro di base; controllo della necessità di armatura

$\tau_{Ed,1} = V_{Ed} / (u_1 \times d)$	daN/cm <sup>2</sup> <b>2.753</b> Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro <b>1.145</b> <b>non è necessaria l'armatura</b>

Il coefficiente di sfruttamento della sezione è pari a  $1/1.145 = 0.877$ , la verifica di punzonamento risulta quindi essere soddisfatta.

### 8.3.5. Verifiche tensionali in esercizio

Si riportano le principali verifiche in esercizio in termini di coefficienti di sfruttamento delle tensioni. Il valore riportato nelle seguenti mappe dei coefficienti di sfruttamento è il rapporto tra la tensione agente sul calcestruzzo o sull'acciaio e il valore limite di tensione fissato da normativa. Si verificherà che tale valore non sia superiore all'unità.

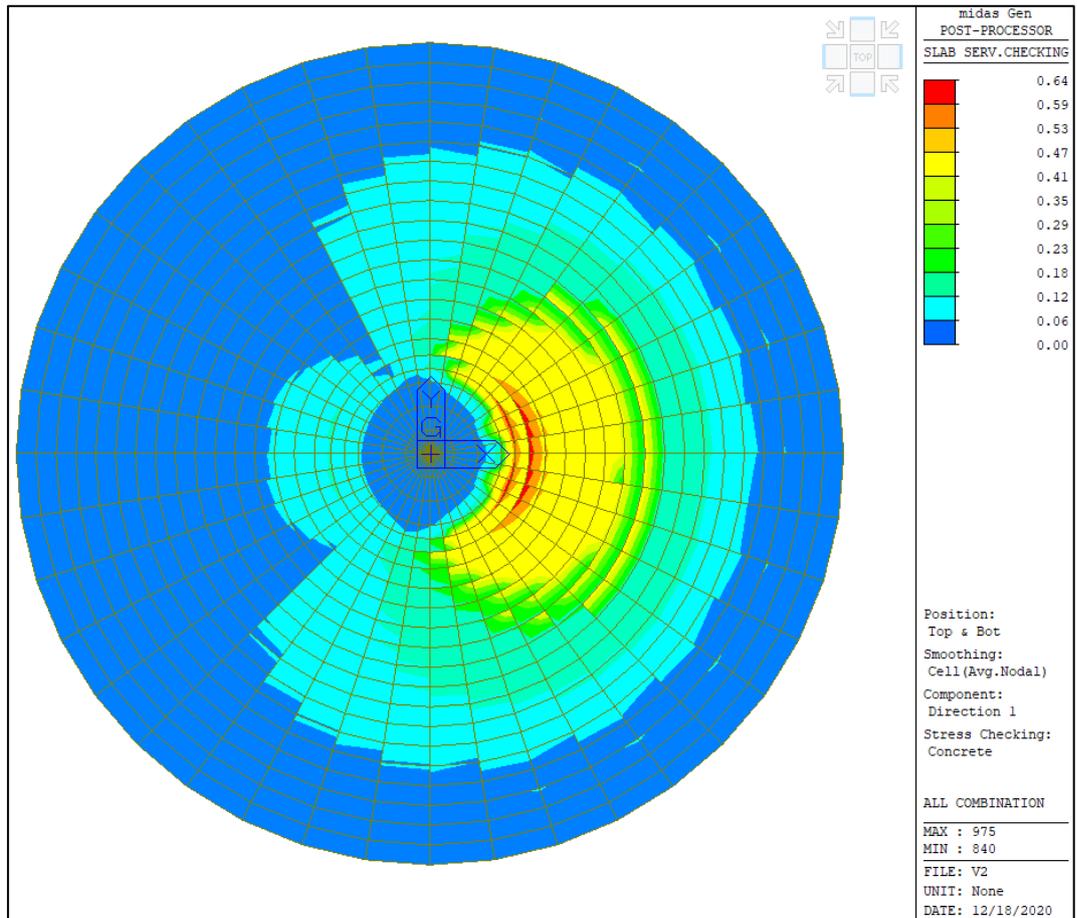


Figure 8-19 - Coeff. sfruttamento tensioni calcestruzzo, direzione 1

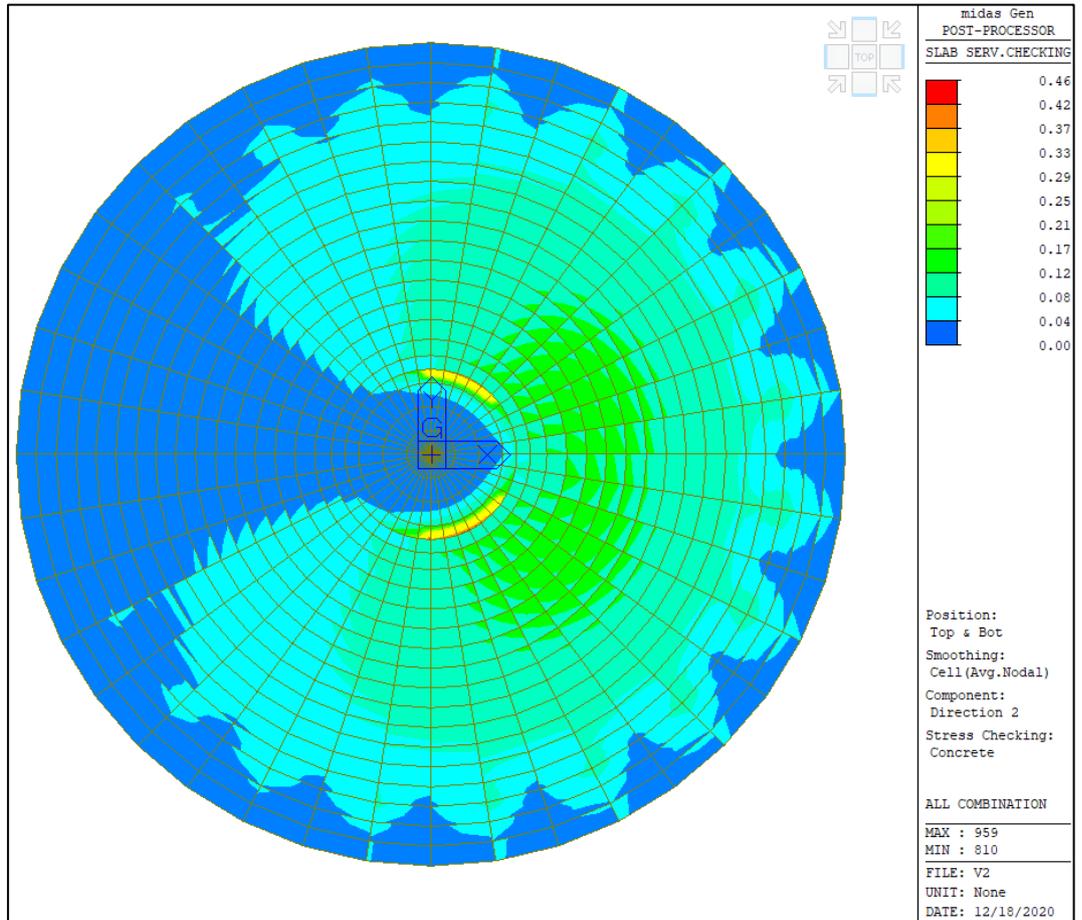


Figure 8-20 - - Coeff. sfruttamento tensioni calcestruzzo, direzione circonferenziale

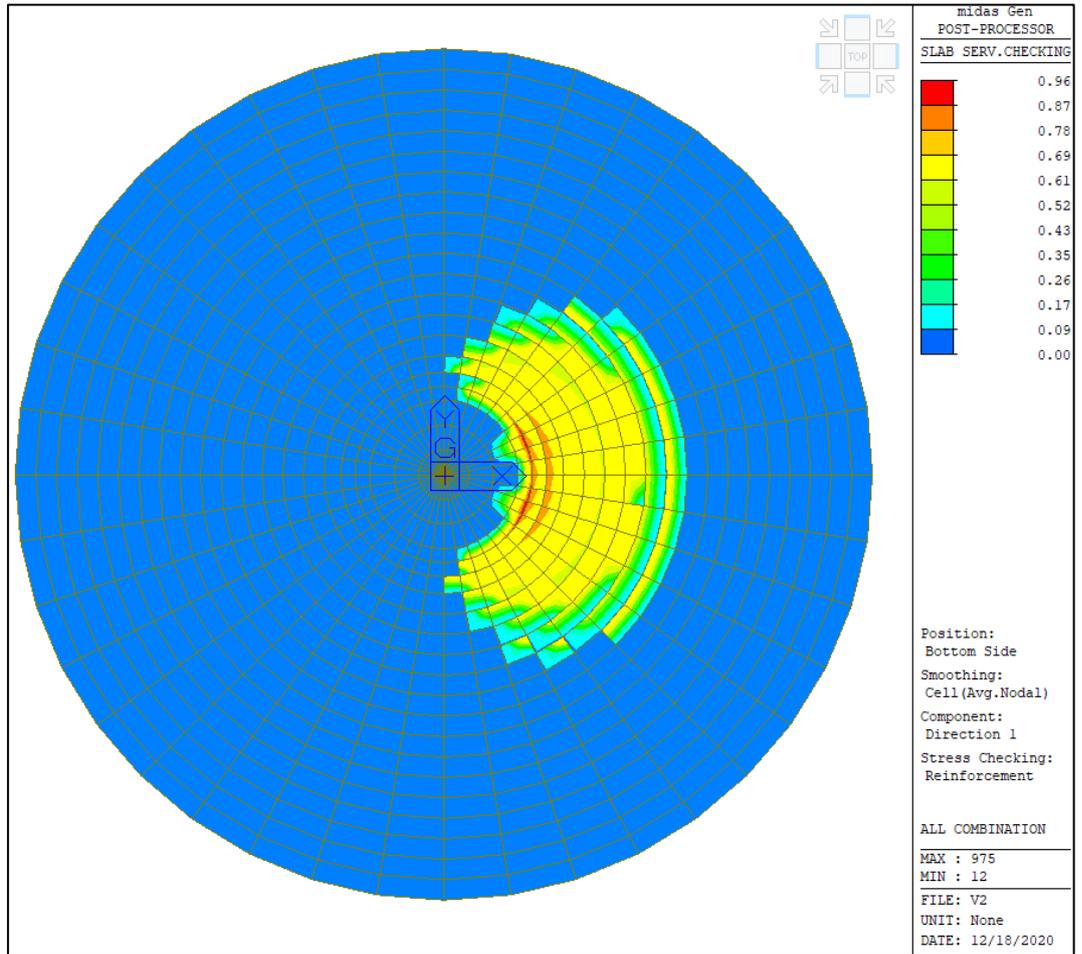


Figure 8-21 - Coeff. sfruttamento tensioni acciaio, direzione radiale

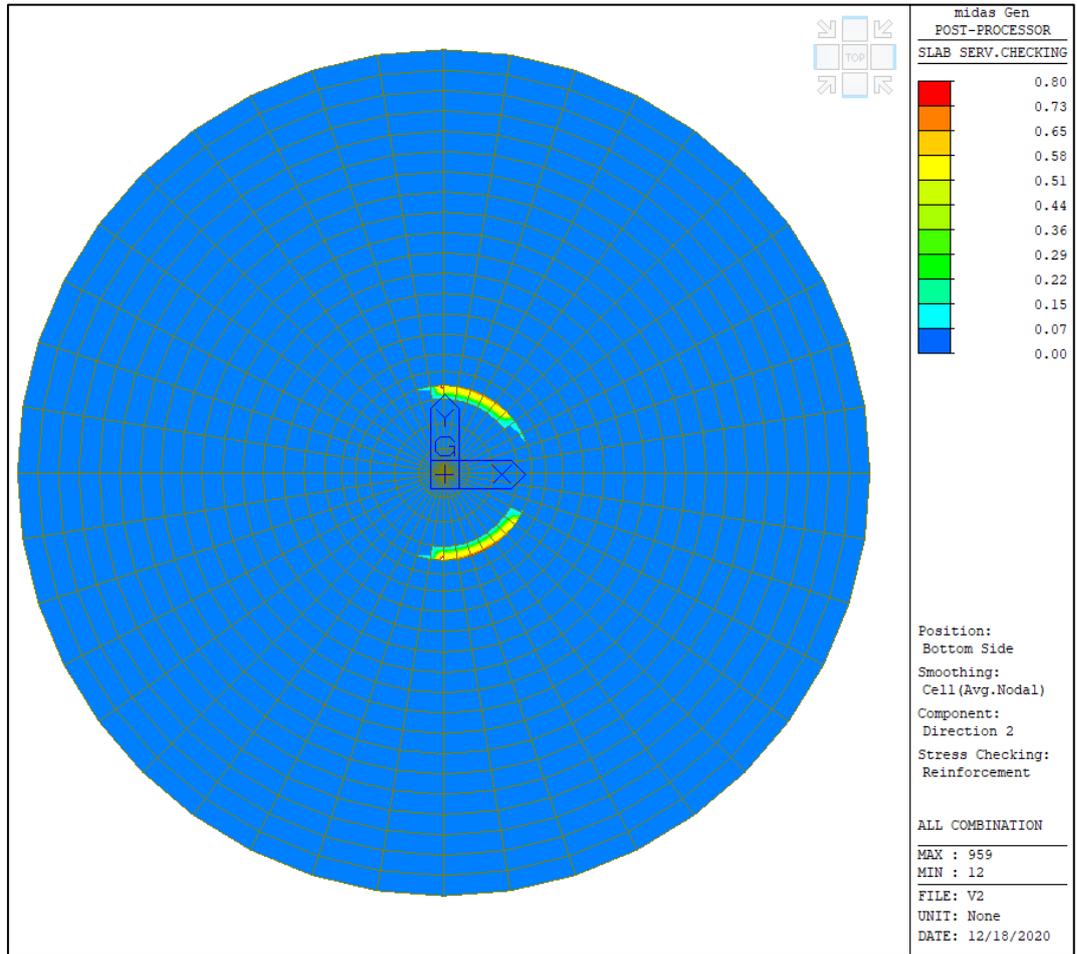


Figure 8-22 – Coeff. di sfruttamento tensioni acciaio, direzione circonferenziale