

Integrale ricostruzione dell'impianto eolico VRG-040

Progetto definitivo

Oggetto:

040-22 - Relazione di calcolo preliminare delle fondazioni

Proponente:

VRg wind 040

VRG Wind 040 S.r.l.
Via Algardi 4
Milano (MI)

Progettista:

 **Stantec**

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

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	01/07/2022	Prima Emissione	A. Filiberti	F. Chillè	P. Polinelli
01	12/04/2024	Integrazioni Volontarie	V. Gionti	M. Carnevale	P. Polinelli
02	14/05/2024	Integrazioni Volontarie	V. Gionti	M. Carnevale	P. Polinelli

Fase progetto: Definitivo	Formato elaborato: A4
----------------------------------	------------------------------

Nome File: **040-22.02-Relazione di calcolo preliminare delle fondazioni.docx**

Indice

1	PREMESSA	5
1.1	Descrizione del proponente	5
1.2	Contenuti della relazione	6
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	7
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE.....	9
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	10
5	PARAMETRI GEOTECNICI	11
6	CARICHI DI PROGETTO	12
6.1	Carichi permanenti.....	12
6.1.1	Pesi permanenti strutturali (G1).....	12
6.1.2	Pesi permanenti non strutturali (G2)	12
6.2	Sovraccarichi (Q).....	12
6.2.1	Carichi indotti dal vento (W).....	12
6.3	Azione sismica (E)	13
6.3.1	Spettri di progetto.....	14
6.3.2	Determinazione della forzante sismica.....	16
7	MATERIALI	18
7.1	Calcestruzzo armato.....	18
7.1.1	Magrone	18
7.1.2	Pali 18	
7.1.3	Basamento	18
7.1.4	Colletto di innesto.....	19
7.1.5	Acciaio di armatura	19
8	SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM	20
8.1	Sistemi di riferimento	20
8.2	Elementi beam	20
8.3	Output delle azioni interne	21
8.4	Elementi plate	21
8.5	Gradi di libertà degli elementi e ECS	22
8.6	Output delle azioni interne	23
9	ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE	27

9.1	Analisi strutturale tramite modello FEM	27
9.1.1	Geometria del modello	27
9.1.2	Vincoli	29
9.1.3	Casi di di carico	29
9.1.4	Combinazioni di carico.....	32
9.1.5	Giudizio motivato accettabilità dei risultati	34
9.2	Risultati del modello FEM	36
9.2.1	Direzioni fissate per gli assi locali degli elementi.....	36
9.2.2	Azioni assiali sui pali	38
9.2.3	Azioni sul basamento	40
9.2.4	Verifica degli elementi strutturali	60
9.2.5	Verifica strutturale del palo	60
9.2.6	Verifica a flessione platea	64
9.2.7	Verifica a taglio platea.....	73
9.2.8	Verifica a punzonamento platea.....	76
9.2.9	Verifiche tensionali in esercizio.....	77
9.3	Calcolo rigidezza alla rotazione	77

Indice delle figure

Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto VRG-040	7
Figura 2-2: Inquadramento su ortofoto dell'area dell'impianto VRG-040 nel suo stato di fatto e nello stato di progetto. In evidenza i settori nei comuni di Villafrati (sopra) e Campofelice di Fitalia (sotto).	8
Figura 3: Sezione opere in progetto	10
Figura 4: Definizione degli elementi beam e rispettivi ECS	21
Figura 5: Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS.....	23
Figura 6: Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate	24
Figura 7: Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza.....	24
Figura 8: Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano	25
Figura 9: Convenzione dei segni per le tensioni agenti	25
Figura 10: Determinazione delle principali componenti di tensione	26
Figura 11: Nodo master per l'applicazione dei carichi provenienti dalla torre.....	28
Figura 12: Modello FEM, vista prospettica	28
Figura 13: Modello FEM, vista dall'alto	29
Figura 14: Caso di carico G2_terreno	30
Figura 15: Caso di carico G2_WGT.....	30
Figura 16: Caso di carico W_Characteristic	30
Figura 17: Caso di carico W_Quasi-Permanent	31
Figura 18: Caso di carico W_Extreme.....	31
Figura 19: Caso di carico W_frequent.....	31
Figura 20: Caso di carico E.....	32
Figura 21: Reazioni verticali su modello FEM.....	34
Figura 22: Reazioni verticali foglio di calcolo Excel	35
Figura 23: Assi di riferimento locali su elementi plate	36
Figura 24: Assi di riferimento delle armature	37
Figura 25: Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo	39
Figura 26: SLUenv: Momento direzione radiale, Bottom	40
Figura 27: SLUenv: Momento direzione circonferenziale, Bottom.....	41
Figura 28: SLUenv: Momento direzione radiale, Top.....	42

Figura 29: SLUenv: Momento direzione Circonferenziale, Top	43
Figura 30: SLUenv: Taglio Vxx.....	44
Figura 31: SLUenv: Taglio Vyy.....	45
Figura 32: SLV2: Momento direzione radiale, Bottom.....	46
Figura 33: SLV2: Momento direzione circonferenziale, Bottom	47
Figura 34: SLV2: Momento direzione radiale, Top	48
Figura 35: SLV2: Momento direzione circonferenziale, Top	49
Figura 36: SLV2: Taglio Vxx	50
Figura 37: SLV2: Taglio Vyy	51
Figura 38: SLER: Momento direzione radiale, Bottom	52
Figura 39: SLER: Momento direzione circonferenziale, Bottom.....	53
Figura 40: SLER: Momento direzione radiale, Top.....	54
Figura 41: SLER: Momento direzione circonferenziale, Top	55
Figura 42: SLEq: Momento direzione radiale, Bottom	56
Figura 43: SLEq: Momento direzione circonferenziale, Bottom.....	57
Figura 44: SLEq: Momento direzione radiale, Top.....	58
Figura 45: SLEq: Momento direzione circonferenziale, Top	59
Figura 46: Sezione rettangolare equivalente	61
Figura 47: Identificazione nodi	77

1 PREMESSA

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Sorgenia S.p.A. di redigere il progetto definitivo per il potenziamento dell'esistente impianto eolico ubicato nei Comuni di Compofelice di Fitalia (PA), Villafrati (PA) e Ciminna (PA), costituito da 35 aerogeneratori di potenza 0,85 MW ciascuno, con una potenza complessiva dell'impianto pari a 29,75 MW installati.

L'energia elettrica prodotta dagli aerogeneratori dell'impianto viene convogliata tramite cavidotto interrato MT da 20 kV, alla Sottostazione Utente, ubicata nel comune di Ciminna. L'allacciamento dell'impianto alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) avviene attraverso un collegamento direttamente alla Cabina Primaria di Ciminna di Enel Distribuzione, la quale a sua volta è collegata in entra-esce sulla linea esistente AT a 150 kV "Ciminna-Castronovo".

L'intervento in progetto consiste nella sostituzione delle 35 turbine eoliche dell'impianto esistente con 11 aerogeneratori di potenza nominale pari a 6 MW ciascuno. Si prevede di collegare gli 11 aerogeneratori di progetto alla Sottostazione di trasformazione MT/AT del comune di Ciminna mediante un cavo interrato MT da 33 kV. Il seguente progetto di repowering consente di aumentare notevolmente la potenza complessivamente prodotta dall'impianto, riducendo gli impatti sul territorio grazie al più ridotto numero di aerogeneratori impiegati. Inoltre, la maggior efficienza dei nuovi aerogeneratori comporta un aumento considerevole dell'energia specifica prodotta, riducendo in maniera proporzionale la quantità di CO2 equivalente.

1.1 Descrizione del proponente

Il soggetto proponente del progetto in esame è VRG Wind 040 S.r.l., interamente parte del gruppo Sorgenia Spa, uno dei maggiori operatori energetici italiani.

Il Gruppo è attivo nella produzione di energia elettrica con oltre 4.750 MW di capacità di generazione installata e oltre 400.000 clienti in fornitura in tutta Italia. Efficienza energetica e attenzione all'ambiente sono le linee guida della sua crescita. Il parco di generazione, distribuito su tutto il territorio nazionale, è costituito dai più avanzati impianti a ciclo combinato e da impianti a fonte rinnovabile, per una capacità di circa 370 MW tra biomassa ed eolico. Nell'ambito delle energie rinnovabili, il Gruppo, nel corso della sua storia, ha anche sviluppato, realizzato e gestito impianti di tipo fotovoltaico (ca. 24 MW), ed idroelettrico (ca. 33 MW). In quest'ultimo settore, Sorgenia è attiva con oltre 75 MW di potenza installata gestita tramite la società Tirreno Power, detenuta al 50%.

Il Gruppo Sorgenia, tramite le sue controllate, fra le quali VRG Wind 040 S.r.l., è attualmente impegnata nello sviluppo di un importante portafoglio di progetti rinnovabili di tipo eolico, fotovoltaico, biometano, geotermico ed idroelettrico, caratterizzati dall'impiego delle Best Available Technologies nel pieno rispetto dell'ambiente.

1.2 Contenuti della relazione

Il presente documento costituisce revisione dell'elaborato depositato in fase di prima istanza per una modifica di layout sopraggiunta a seguito di approfondimenti sulle caratteristiche ed il rischio geomorfologico del sito che hanno portato ad una ottimizzazione della localizzazione degli aerogeneratori e delle relative opere, volta a garantire la stabilità idrogeomorfologica dei versanti, nonché alla minimizzazione dell'entità di scavi e riporti.

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.

Per i particolari costruttivi e maggiori dettagli dimensionali sulle strutture progettate si faccia riferimento agli elaborati grafici oggetto del presente progetto ("040-23 Tipico fondazioni aerogeneratori").

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito in cui è ubicato il parco eolico oggetto di Repowering, denominato VRG-040, è collocato nei comuni di Villafrati, Ciminna, Campofelice di Fitalia e Mezzojuso, nella provincia di Palermo, in Sicilia.

L'impianto VRG-040 è localizzato a circa 30 km a Sud dal capoluogo, a 2 km in direzione Sud-Est rispetto al centro urbano del Comune di Villafrati ed a 0,8 km in direzione Sud/Sud-Ovest rispetto al centro storico di Campofelice di Fitalia.

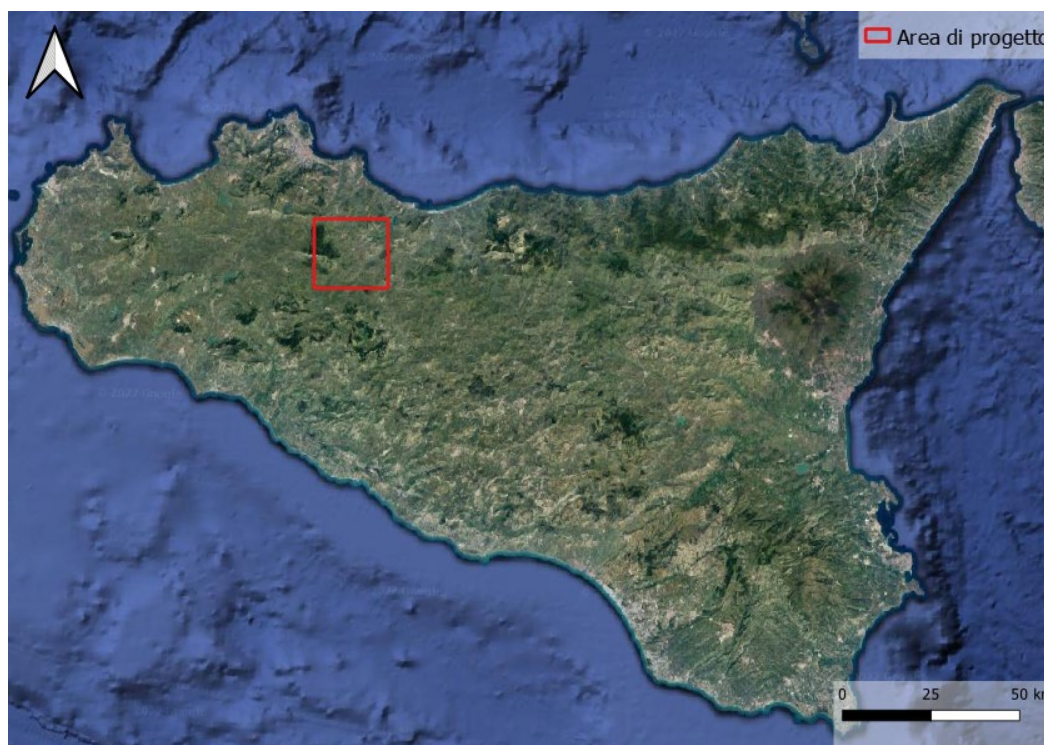


Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto VRG-040

L'impianto eolico VRG-040 è situato in una zona prevalentemente collinare non boschiva caratterizzata da un'altitudine media pari a circa 700 m, ma con rilievi montuosi non trascurabili, con sporadiche formazioni di arbusti e la presenza di terreni seminativi/incolti.

Gli aerogeneratori di progetto ricadono all' interno dei seguenti fogli catastali:

- Fogli 5, 8, 11, 13 nel comune di Campofelice di Fitalia;
- Fogli 15, 16, 17, 18 nel comune di Villafrati;
- Foglio 28 nel comune di Mezzojuso.

L'intervento di integrale ricostruzione e potenziamento dell'impianto consiste nello smantellamento dei 35 aerogeneratori esistenti e la relativa sostituzione con 11 turbine eoliche di potenza ed efficienza maggiore.

In Figura 2-2 è riportato l'inquadratura territoriale dell'area, con la posizione degli aerogeneratori su ortofoto nel suo stato di fatto e nel suo stato di progetto.

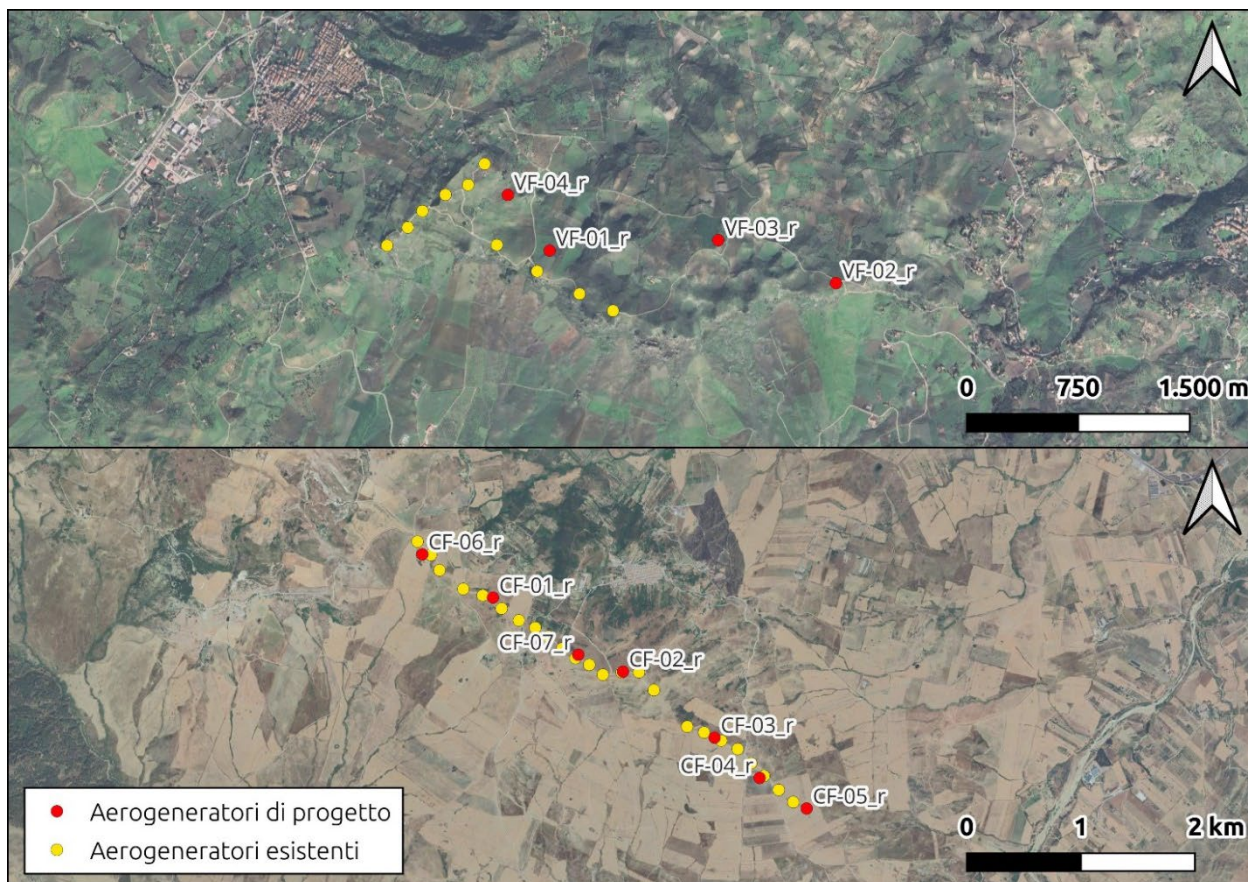


Figura 2-2: Inquadratura su ortofoto dell'area dell'impianto VRG-040 nel suo stato di fatto e nello stato di progetto. In evidenza i settori nei comuni di Villafrati (sopra) e Campofelice di Fitalia (sotto).

Si riporta in formato tabellare un dettaglio sulla localizzazione degli aerogeneratori di nuova costruzione, in coordinate WGS84 UTM fuso 33 N:

Tabella 1: Localizzazione geografica degli aerogeneratori di nuova costruzione.

ID	Comune	Est [m]	Nord [m]
VF-01_r	Villafrati	368426	4195457
VF-02_r	Villafrati	370351	4195239
VF-03_r	Villafrati	369560	4195527
VF-04_r	Villafrati	368145	4195831
CF-01_r	Mezzojuso	365474	4187475
CF-02_r	Campofelice di Fitalia	366612	4186827
CF-03_r	Campofelice di Fitalia	367414	4186249
CF-04_r	Campofelice di Fitalia	367808	4185895
CF-05_r	Campofelice di Fitalia	368221	4185627
CF-06_r	Campofelice di Fitalia	364855	4187855
CF-07_r	Campofelice di Fitalia	366221	4186975

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 - Pesì per unità di volume, pesì 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] IEC 61400-1: Wind turbines - Part:1 Design requirements
- [10] Scheda tecnica del produttore delle turbina "Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"
- [11] Scheda tecnica del produttore della turbina "Developer Package SG 6.0-170"
- [12] Scheda tecnica del produttore della turbina "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 di capacità 6 MW, diametro fino a 170 m e altezza al mozzo fino a 125 m. La turbina è sostenuta da una torre costituita da un tubolare in acciaio a sezione variabile innestato alla struttura di base in calcestruzzo armato.

Come illustrato in seguito, 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. Come verrà descritto al paragrafo 9.2.2, considerando i parametri geotecnici dei terreni riportati al paragrafo 5, risultano necessari pali di diametro 1.2 m e lunghezza 33 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 con 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'idonea malta ad alta resistenza per permettere un livellamento ottimale e garantire la perfetta verticalità delle strutture e permettere un'idonea distribuzione degli sforzi di contatto.

Si allega sezione delle opere estratta dagli elaborati grafici allegati:

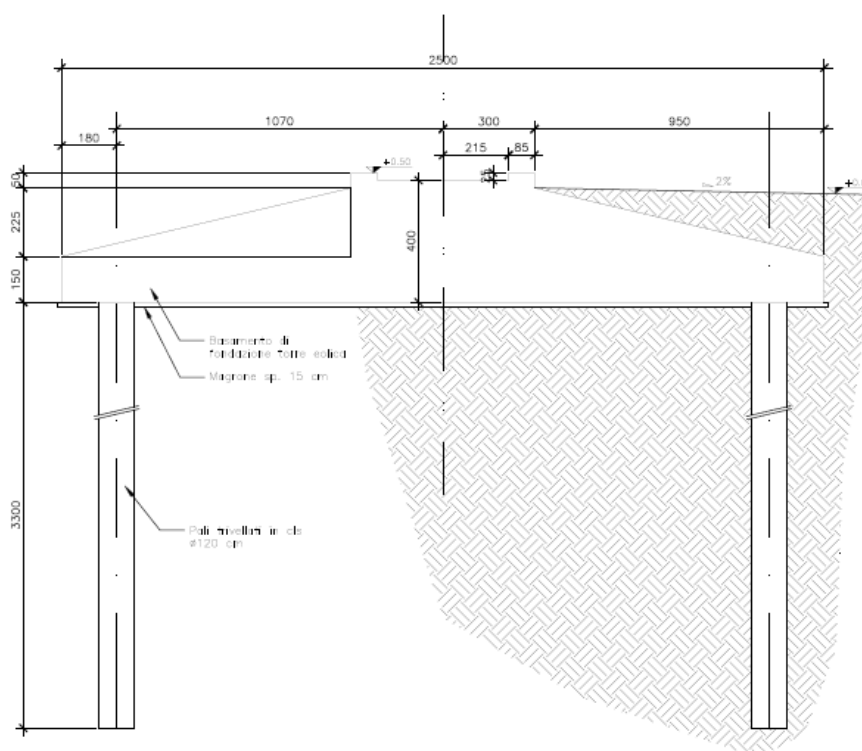


Figura 3: Sezione opere in progetto

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione preliminare geologica e geotecnica (elaborato "040-19.00 – Relazione geotecnica") è possibile individuare la seguente stratigrafia tipo:

- 0 - 1/1.5 m da p.c. Materiale di copertura: costituito di materiale sciolto a grana medio-fine, derivante dal disfacimento dei terreni di natura argillo-limosa, flyschoidi, costituita da terreno agrario a matrice argillosa e argillo-limosa, di colore grigio-rossastro, con inclusi frammenti lapidei spigolosi, prevalentemente quarzoareniti spigolosi ed arrotondati;
- 1/1.5 – 8 m da p.c. Alternanze litologiche relative alla formazione di Terravecchia (Unità Flyschoidi). Si tratta di rocce coerenti con livelli pseudo-coerenti costituiti da argille siltoidi, alternate a sottili livelli arenacei con intercalazioni di calcareniti gradate, e da argille sabbiose e quarzoareniti gradate.

Dalle informazioni dedotte dalle indagini, alle profondità indagate, non è stata rilevata la presenza della falda negli strati superficiali di sottosuolo.

I relativi parametri geotecnici sono sintetizzati nella sottostante tabella 2:

Tabella 2: Sintesi dei parametri geotecnici

id strato	Profondità media [m da p.c.]	Coesione (C) [kN/m ²]	Coesione non drenata (C _u) [kN/m ²]	Angolo di attrito ϕ [°]	Peso di volume [kN/m ³]
Materiale di copertura	1,5	5	30	22	17
Flysch	8*	12	70	23	18,5

Si precisa che i dati riportati nella relazione geologica-geotecnica preliminare sono basati su indagini pregresse e dati disponibili in bibliografia relativi ad un massimo di 8 metri di profondità, mancano quindi informazioni sulle caratteristiche tecniche dei terreni presenti al di sotto degli 8 metri. Inoltre, tali informazioni non sono relative a terreni in prossimità degli aerogeneratori. Si rendono necessarie ulteriori indagini per poter determinare con maggiore certezza la successione stratigrafica nell'area di progetto ed i relativi parametri meccanici almeno fino alla massima profondità prevista per le perforazioni per procedere al dimensionamento definitivo delle fondazioni.

6 CARICHI DI PROGETTO

Per il dimensionamento preliminare delle fondazioni degli aerogeneratori si considerano i carichi della turbina SG 6.0-170, altezza al mozzo pari a 115 m e riportati nel documento [12] *Scheda tecnica del produttore della turbina "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"*. Nella successiva fase esecutiva verrà effettuato il dimensionamento definitivo sulla base delle caratteristiche della turbina che verrà effettivamente installata.

6.1 Carichi permanenti

6.1.1 Pesì permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio delle strutture è calcolato 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 kN/m³, per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a 78.50 kN/m³.

6.1.2 Pesì permanenti non strutturali (G2)

I carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dal peso del terreno sovrastante il basamento (G2_terreno) e quello imputabile al peso della torre e delle macchine installate sul basamento (G2_wtg). Quest'ultimo viene considerato nelle combinazioni di carico diverse da quelle che utilizzano il carico da vento (W), in cui il peso di torre e macchine è già stato considerato.

6.2 Sovraccarichi (Q)

6.2.1 Carichi indotti dal vento (W)

Il carichi da vento per una turbina con le caratteristiche precedentemente descritte, relativi alle diverse situazioni previste, sono riportati nelle tabelle seguenti estratte dal documento *Scheda tecnica del produttore della turbina "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"*:

Carichi da vento caratteristici (W_Characteristic):

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
D1c62 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

Carichi da vento in condizione extreme (W_Extreme), relativi a situazioni eccezionali:

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

Carichi da vento in condizione quasi permanente (W_QP) e relativi alle normali condizioni di esercizio della turbina:

Quasi-permanent load

Loads according to GL2010, considering **DLC 1.1** and 6.4 with a probability of exceedance of $pf = 10^{-2}$ (equivalent to 1750 h in 20 years) with $\gamma_F = 1.0$ 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	1002,0 7	123,15	1002,4 8	-6629,52	18223,36	119459,4 9	119805,99	4928,71

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

6.3 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
- δ_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 desunti da *Scheda tecnica del produttore delle turbina "Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"*.

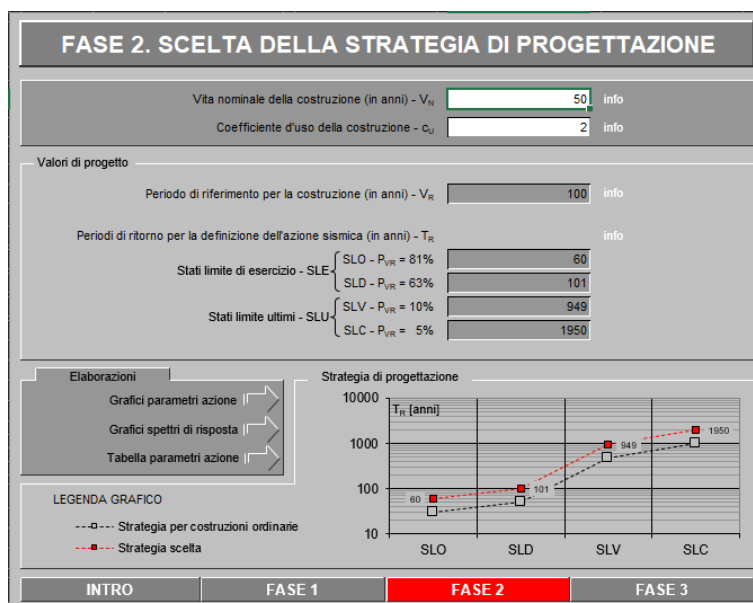
6.3.1 Spettri di progetto

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 $q=1$.

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.



Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica relativi alle coordinate di tutti gli aerogeneratori al fine di utilizzare, a favore di sicurezza, i valori più elevati, che risultano essere quelli in corrispondenza dell'aerogeneratore VF01_r.

Si ottengono i seguenti parametri sismici di progetto:

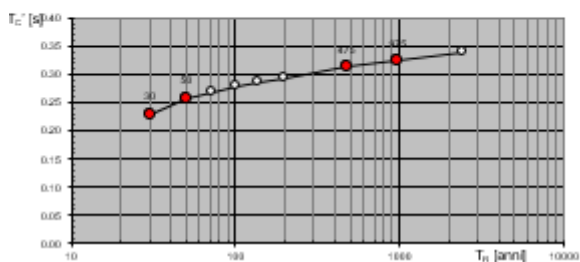
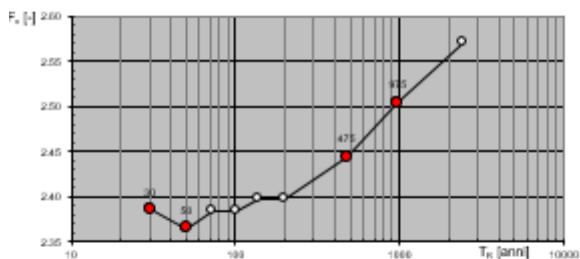
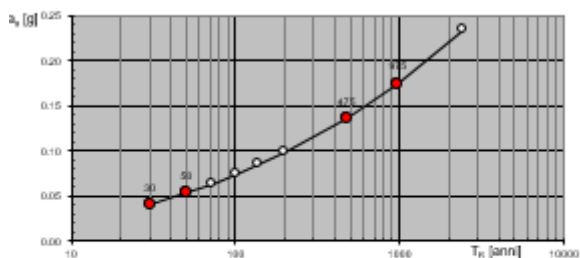
	T_R	a_g	F_0	T^*_C
SLO	60	0.058	2.375	0.263
SLD	101	0.074	2.384	0.278
SLV	949	0.173	2.502	0.323
SLC	1950	0.217	2.553	0.334

Dalla relazione geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **C** mentre la Categoria Topografica è **T1**.

Si assume, a favore di sicurezza, un valore del coefficiente di smorzamento pari all'1%.

Si riportano di seguito le espressioni ed i parametri caratterizzanti lo spettro di risposta orizzontale allo SLV:

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_c in funzione del peric



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)

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

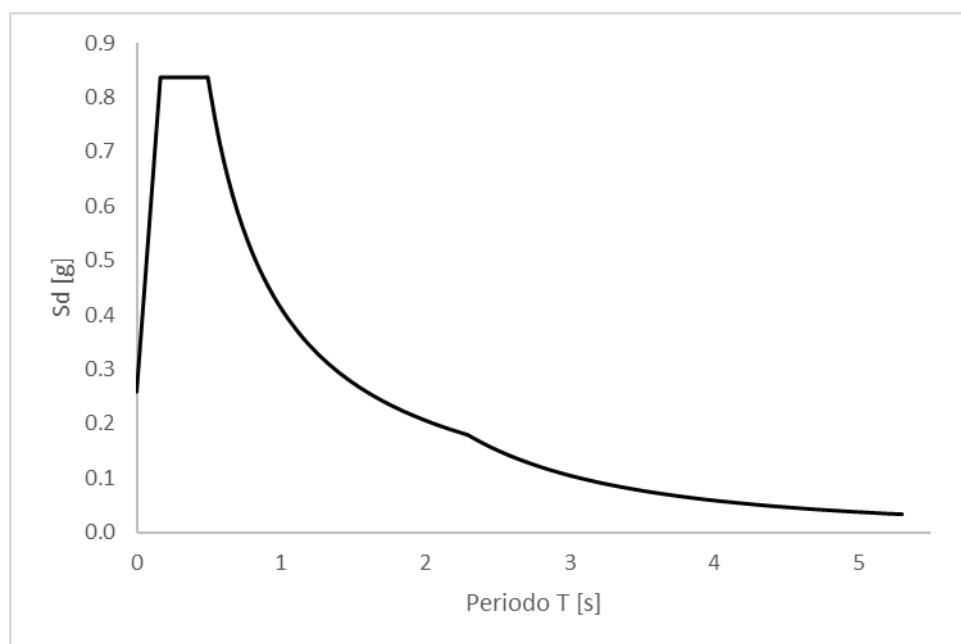
$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Categoria di sottosuolo					C
Categoria topografica					T1
Coefficiente amplificazione stratigrafica				S_S	1.5
Coefficiente di amplificazione topografica				S_T	1.0
Coefficiente S		$S = S_S \cdot S_T$		S	1.5
Coefficiente C_c				C_c	1.5
Smorzamento Convenzionale				NO	
Coefficiente di smorzamento viscoso non convenzionale				ζ	1.00
Fattore che altera lo spettro		$\eta = \text{sqrt}(10/(5+\zeta))$		η	1.3
T_c		$T_c = C_c \cdot T_c^*$		T_c	0.492 [s]
T_B		$T_B = T_c/3$		T_B	0.164 [s]
T_D		$T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$		T_D	2.291 [s]

Si riporta l'andamento dello spettro di risposta orizzontale SLV:



6.3.2 Determinazione della forzante sismica

Per quanto riguarda l'accelerazione sismica da adottare nei calcoli strutturali, si ipotizza che lo spettro di risposta oltre i 4s sia caratterizzato dal medesimo andamento avente per $T_D \leq T \leq 4s$. Come illustrato in tabella sottostante, il periodo proprio della struttura viene determinato pensando la torre incastrata alla base, e risulta pari a 5.30 s. Per questo valore si ottiene $S_d=0.034g$.

Node ID	d_i m	W_i kN	d_i^2 m ²	$W_i d_i^2$ kN m ²	$W_i d_i$ kN m	T s
7	7.903	3143.0	62.450	196279	24837	5.30
12	5.786	849.6	33.483	28447	4916	
11	2.885	843.3	8.325931	7021	2433	
10	1.135	845.5	1.287338	1088	959	
9	0.296	717.7	0.087536	63	212	
8	0.028	638.6	0.000768	0	18	
			Σ	232899	33376	

L'accelerazione assunta nei calcoli, come anticipato, sarà pari a 0.034g, da cui ne seguono le forze statiche equivalenti all'azione sismica riportate in seguito.

Se (T_1) 0.0340 g

Elemento	z_{min} m	z_{max} m	z m	Δz m	m kg	N kN	V kN	M kN m
Navicella+rotore	115.00	115.00	115.00		314298	3143.0	106.9	12289
Concio fusto 1/5	0.00	13.56	6.78	13.56	84960	849.6	28.9	196
Concio fusto 2/5	13.56	31.76	22.66	18.20	84330	843.3	28.7	650
Concio fusto 3/5	31.76	55.56	43.66	23.80	84550	845.5	28.7	1255
Concio fusto 4/5	55.56	82.44	69.00	26.88	71770	717.7	24.4	1684
Concio fusto 5/5	82.44	112.41	97.43	29.97	63860	638.6	21.7	2115
						7037.7	239.3	18189.2

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di incertezze nella localizzazione delle masse, come indicato al paragrafo 7.2.6 delle NTC2018 si attribuisce un'eccentricità accidentale pari al 5% del diametro del basamento. Inoltre, per tenere conto della contemporaneità dell'azione sismica nelle due direzioni ortogonali si considera applicato in direzione Y il 30% dell'azione sismica applicata lungo X. Nella tabella sottostante vengono riassunte le forze sismiche risultanti:

eccentricità 0.05*D 1.25 m

	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	7037.68	239.28	71.78	18189.2	5456.8	299.1

7 MATERIALI

7.1 Calcestruzzo armato

7.1.1 Magrone

Il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di posa dei plinti è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

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

$$v = 0.20;$$

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

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

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

7.1.2 Pali

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione dei pali di fondazione è di classe di resistenza C25/30 che 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

7.1.3 Basamento

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione del basamento di fondazione è di classe di resistenza C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

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

$$v = 0.20;$$

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

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

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

Classe di esposizione: XC4 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

7.1.4 Colletto di innesto

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione del colletto del plinto di fondazione è di classe di resistenza C45/55 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

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

$$\nu = 0.20;$$

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

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 25.5 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

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

Classe di esposizione: XC4 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

7.1.5 Acciaio di armatura

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

$$E = 200000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.30;$$

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

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3;$$

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

$$f_{uk} = 540 \text{ Mpa}.$$

8 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.

8.1 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 cartesiale 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.

8.2 Elementi beam

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilatri, 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, è definita da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

8.3 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.

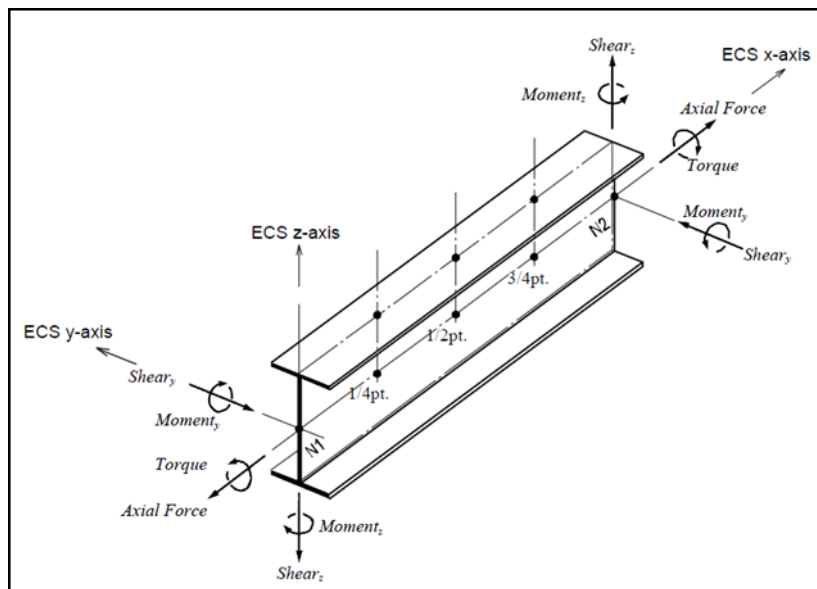


Figura 4: Definizione degli elementi beam e rispettivi ECS

8.4 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.

8.5 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. 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.

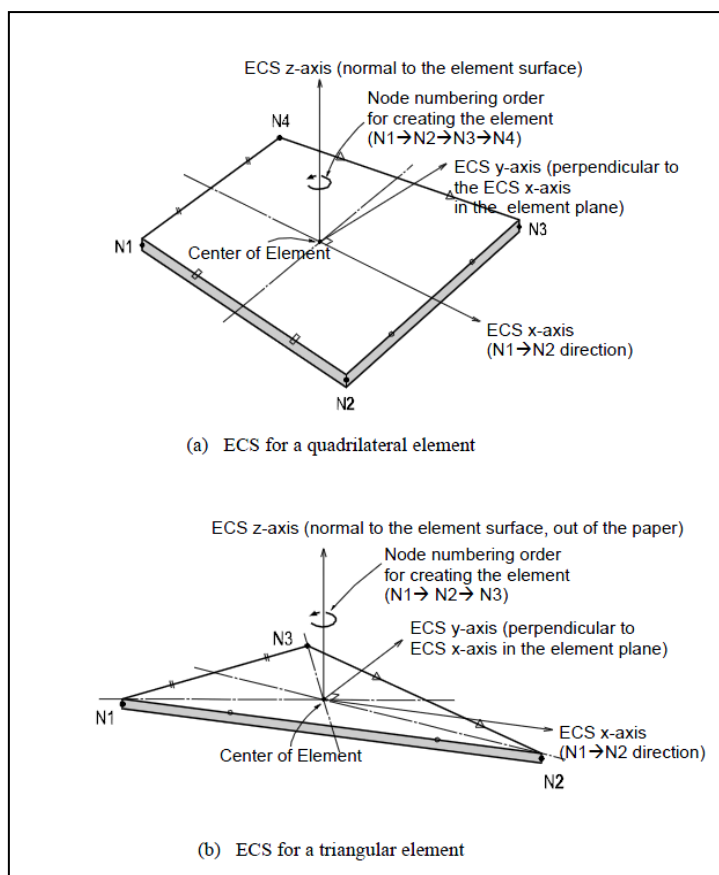


Figura 5: Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

8.6 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.

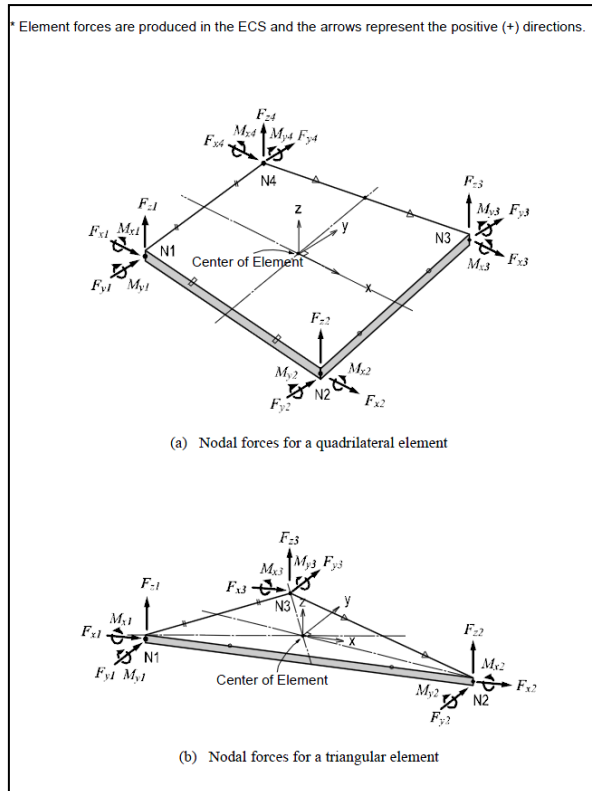


Figura 6: Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

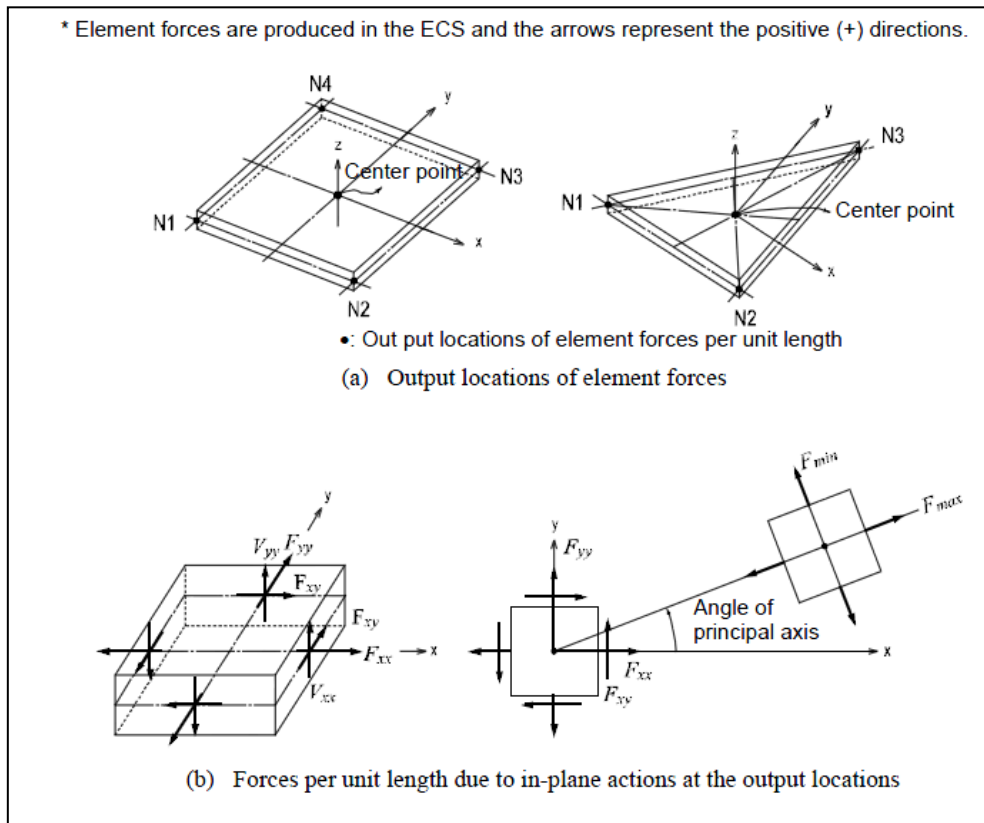


Figura 7: Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza

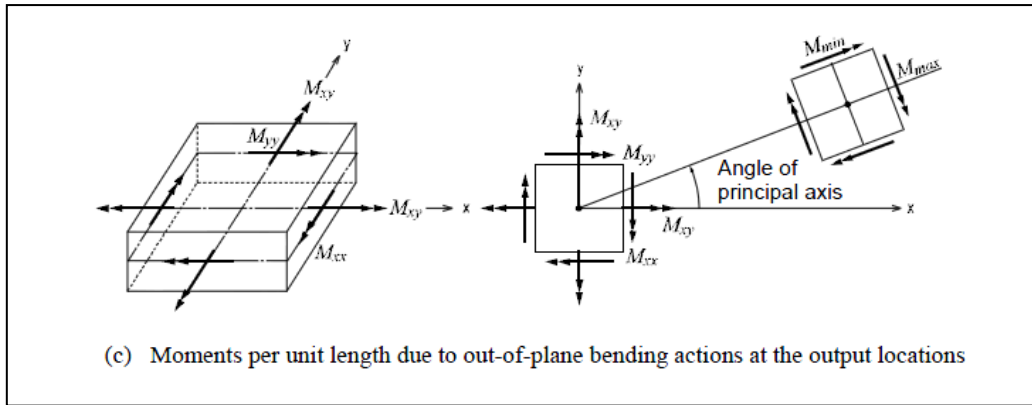


Figura 8: Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano

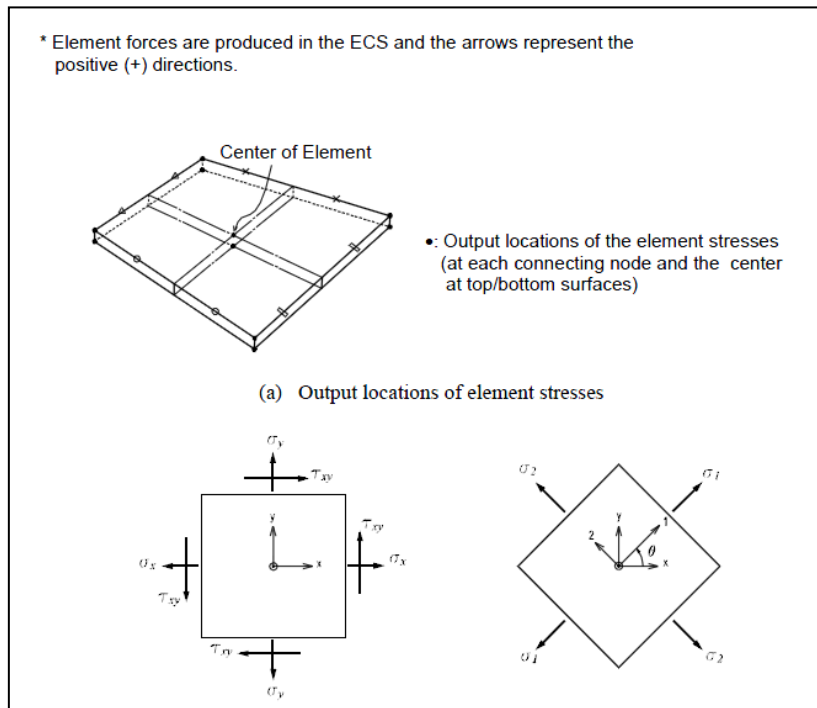


Figura 9: Convenzione dei segni per le tensioni agenti

σ_x : Axial stress in the ECS x - direction
 σ_y : Axial stress in the ECS y - direction
 τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

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

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

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

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1
 σ_{eff} : von - Mises Stress = $\sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figura 10: Determinazione delle principali componenti di tensione

9 ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

9.1 Analisi strutturale tramite modello FEM

L'analisi strutturale è stata effettuata utilizzando il software MidasGen 2021 v3.1, 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 il 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.

9.1.1 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 6.2.1
- azioni sismiche, come definite in 6.3

Il nodo è stato posizionato a una quota di 4.25 m superiore rispetto alla quota di testa dei pali, per poter tener conto degli effetti di eccentricità dei carichi verticali rispetto alla platea.

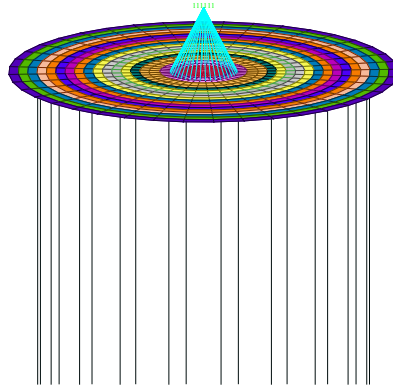


Figura 11: Nodo master per applicazione dei carichi provenienti dalla torre

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

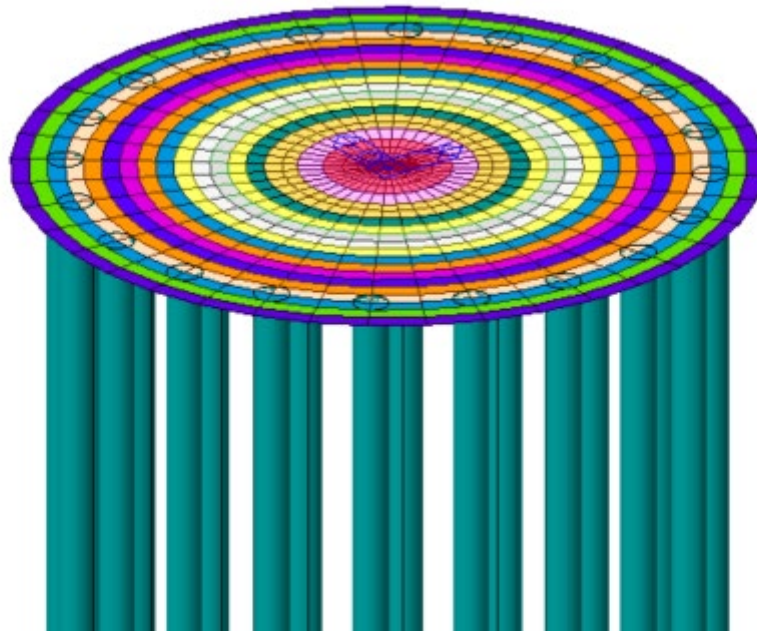


Figura 12: Modello FEM, vista prospettica

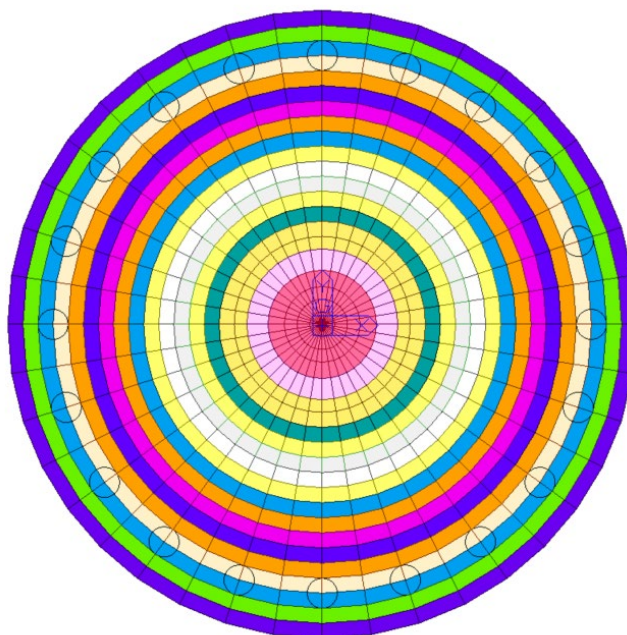


Figura 13: Modello FEM, vista dall'alto

9.1.2 Vincoli

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

La rigidità della molla si calcola a partire da una stima della portata del singolo palo e del relativo cedimento. Maggiori informazioni al successivo paragrafo 9.2.2.

9.1.3 Casi di di carico

Si riportano le condizioni di carico applicate al modello di calcolo:

Il carico G_2 rappresentante i pesi permanenti non strutturali viene diviso tra peso del terreno sovrastante il basamento ($G_{2_terreno}$) e peso proprio della turbina e relative componenti (G_{2_WGT}). Quest'ultimo viene applicato per tenere in considerazione l'effetto del peso sul basamento solamente nelle combinazioni dove non è presente l'azione del vento nella quale invece è già compreso nei carichi forniti dalle specifiche del produttore.

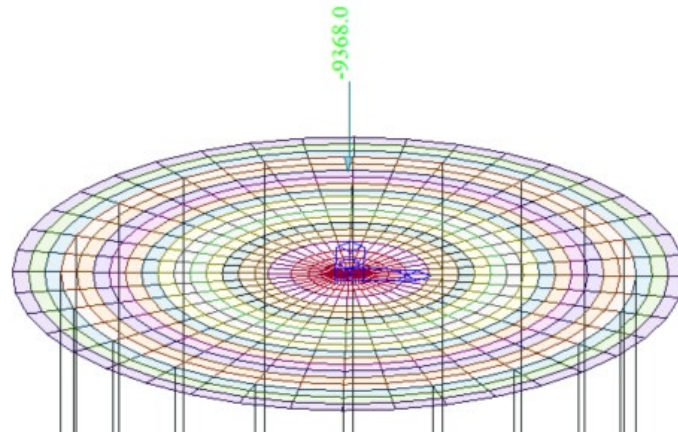


Figura 14: Caso di carico G2_terreno

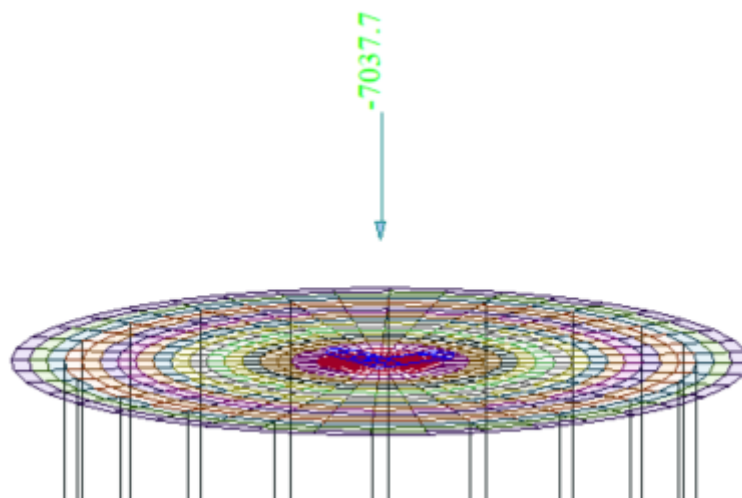


Figura 15: Caso di carico G2_WGT

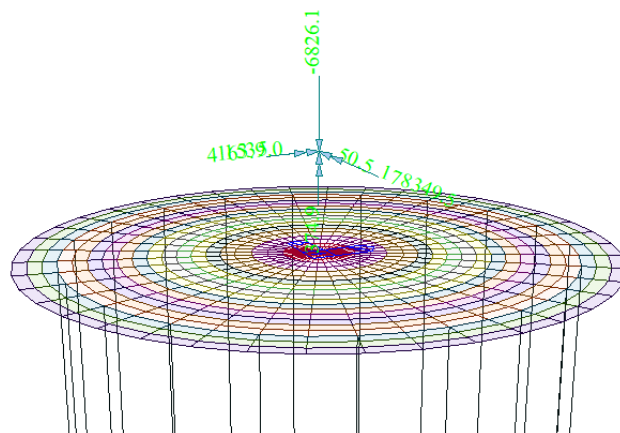


Figura 16: Caso di carico W_Characteristic

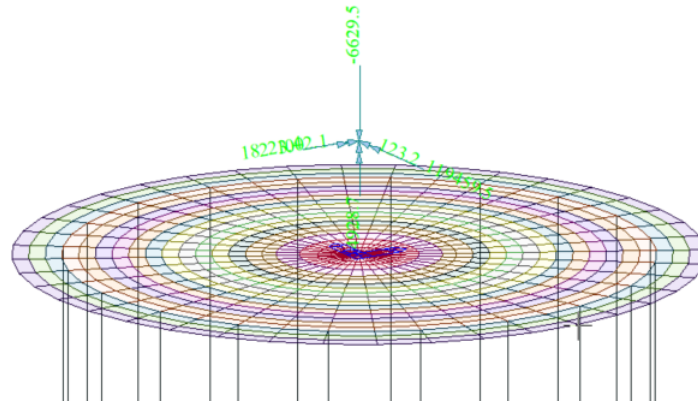


Figura 17: Caso di carico W_Quasi-Permanent

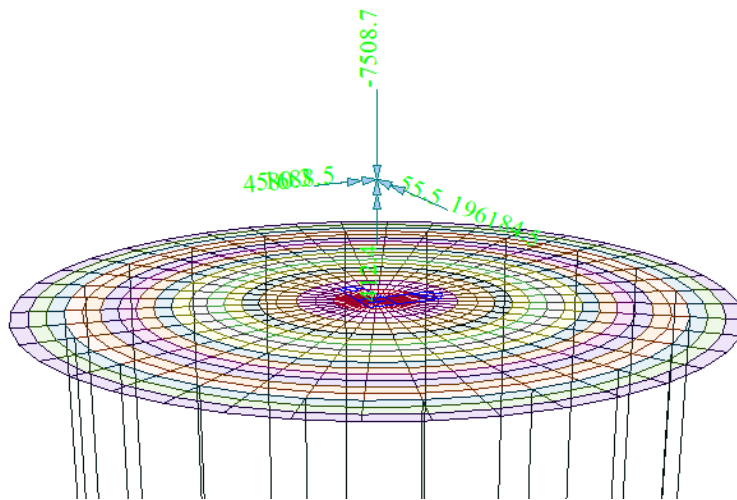


Figura 18: Caso di carico W_Extreme

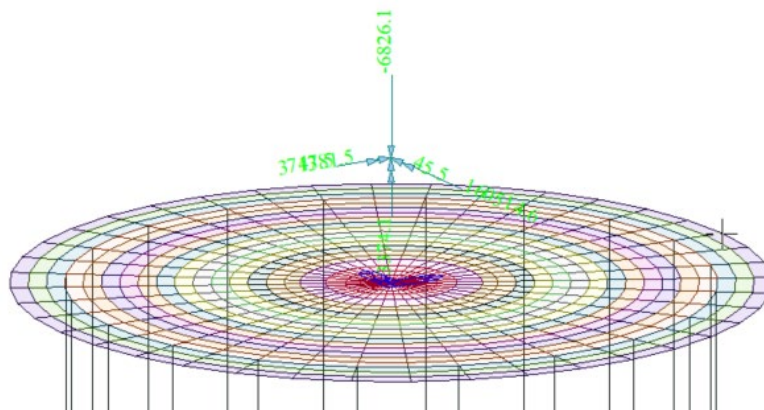


Figura 19: Caso di carico W_frequent

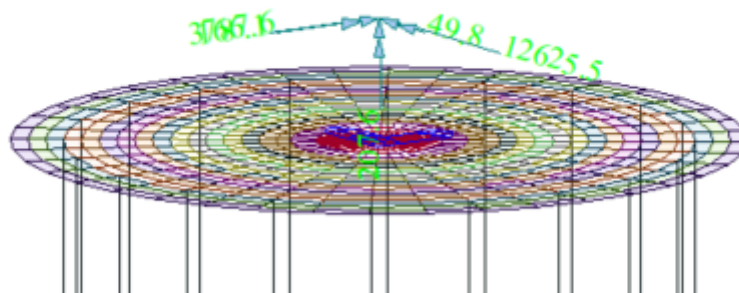


Figura 20: Caso di carico E

9.1.4 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
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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.

Di seguito vengono elencati i carichi oggetto delle successive combinazioni, i valori sono indicati nelle rispettive tabelle al precedente paragrafo 6.

Casi di carico	
Cat.	
G1	pesi permanenti strutturali
G2_terreno	pesi permanenti non strutturali
G2_wtg	pesi permanenti non strutturali
W_Characteristic	carichi da vento caratteristici
W_QP	carichi da vento in condizione quasi permanente
W_Extreme	carichi da vento in condizione extreme (load factor 1.1)
W_Frequent	carichi $0.9 \cdot W_Characteristic$ eccetto $F_z = F_z$ di $W_Characteristic$
E	sisma

La seguente tabella contiene le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

COMBO	TYPE		G1	G2 Iereno	G2 wlg	W_Characteristic	W_QP	W_Extreme	W_Frequent	E
SLU1	Strength/Stress	Add		1.30	1.50	1.50				
SLU2	Strength/Stress	Add		1.30	1.50			1.35		
SLU3	Strength/Stress	Add		1.00	0.80			1.35		
SLUext	Strength/Stress	Add		1.00	1.00				1.00	
SLV1	Strength/Stress(Elastic)	Add		1.00	1.00	1.00				1.00
SLV2	Strength/Stress(Elastic)	Add		1.00	1.00			1.00		1.00
SLEr	Serviceability	Add		1.00	1.00		1.00			
SLEf	Serviceability	Add		1.00	1.00					1.00
SLEqp	Serviceability	Add		1.00	1.00			1.00		

Le combinazioni "SLU2" e "SLU3" si riferiscono alla combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo. Viene attribuito il coefficiente amplificativo 1.35 in quanto si fa riferimento alla condizione "Normal", ovvero le normali condizioni di esercizio della turbina, come riportato nella sottostante tabella estratta da [9] IEC 61400-1: Wind turbines - Part:1 Design requirements. Tale documento viene considerato come "di comprovata validità" rispetto alle NTC2018. I carichi da utilizzare nella condizione "Normal", sono quelli riportati nella tabella dei carichi quasi-permanenti (W_QP), come precisato nella documentazione fornita dal produttore.

La combinazione "SLUext" si riferisce alla combinazione allo Stato Limite Ultimo per azioni di tipo eccezionale. In questa combinazione i carichi da vento utilizzati sono gli "Extreme loads" (W_Extreme) in condizione "Abnormal", quindi quelli riportati nella relativa tabella in corrispondenza del load factor 1.1, proprio della condizione "Abnormal".

La combinazione "SLV1" rappresenta la combinazione allo Stato Limite Ultimo per sisma.

La combinazione "SLV2" rappresenta la combinazione allo Stato Limite Ultimo per sisma combinata con l'azione del vento nelle normali condizioni di esercizio della turbina (W_QP).

La combinazione "SLEr" contiene i carichi da vento caratteristici (W_Characteristic).

La combinazione "SLEf" contiene i carichi da vento caratteristici (W_Characteristic) moltiplicati per il fattore riduttivo 0.9, ad eccezione del carico Fz, che rimane pari a quello caratteristico.

La combinazione "SLEqp" contiene i carichi da vento in condizione quasi-permanente (W_QP).

Unfavourable loads			Favourable ⁹ loads
Type of design situation (see Table 2)			All design situations
Normal (N)	Abnormal (A)	Transport and erection (T)	
1,35*	1,1	1,5	0,9

* For design load case DLC 1.1, given that loads are determined using statistical load extrapolation at prescribed wind speeds between V_{in} and V_{out} , the partial load factor for normal design situations shall be $\gamma_f = 1,25$.

If for normal design situations the characteristic value of the load response $F_{gravity}$ due to gravity can be calculated for the design situation in question, and gravity is an unfavourable load, the partial load factor for combined loading from gravity and other sources may have the value

$$\gamma_f = 1,1 + \varphi \zeta^2$$

$$\varphi = \begin{cases} 0,15 & \text{for DLC 1.1} \\ 0,25 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\zeta = \begin{cases} 1 - \frac{F_{gravity}}{R_k} & |F_{gravity}| \leq |R_k| \\ 1 & |F_{gravity}| > |R_k| \end{cases}$$

Oltre ai casi di carico sopra elencati sono state introdotte anche delle combinazioni di involucro delle combinazioni di stato limite ultimo ("SLUenv").

9.1.5 Giudizio motivato accettabilità dei risultati

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

- Modello di calcolo FEM;
- 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".

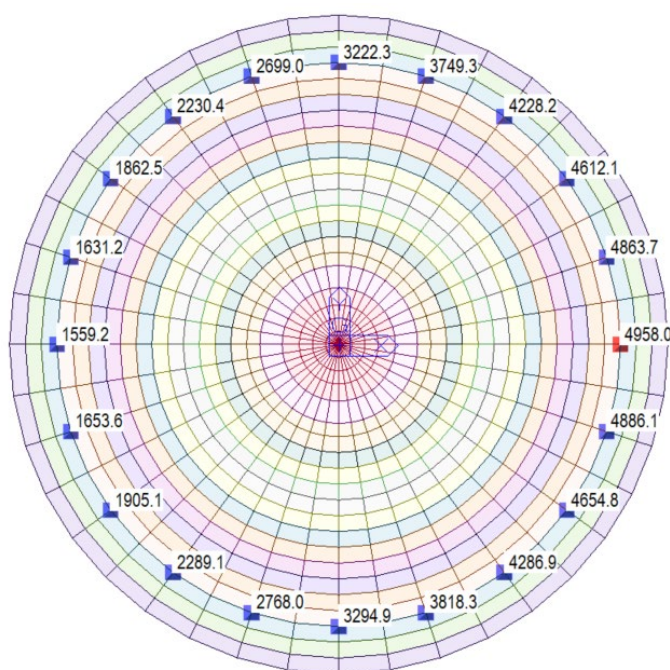


Figura 21: Reazioni verticali su modello FEM

Di seguito, elaborazione con foglio di calcolo Excel e relative reazioni sui pali ottenute:

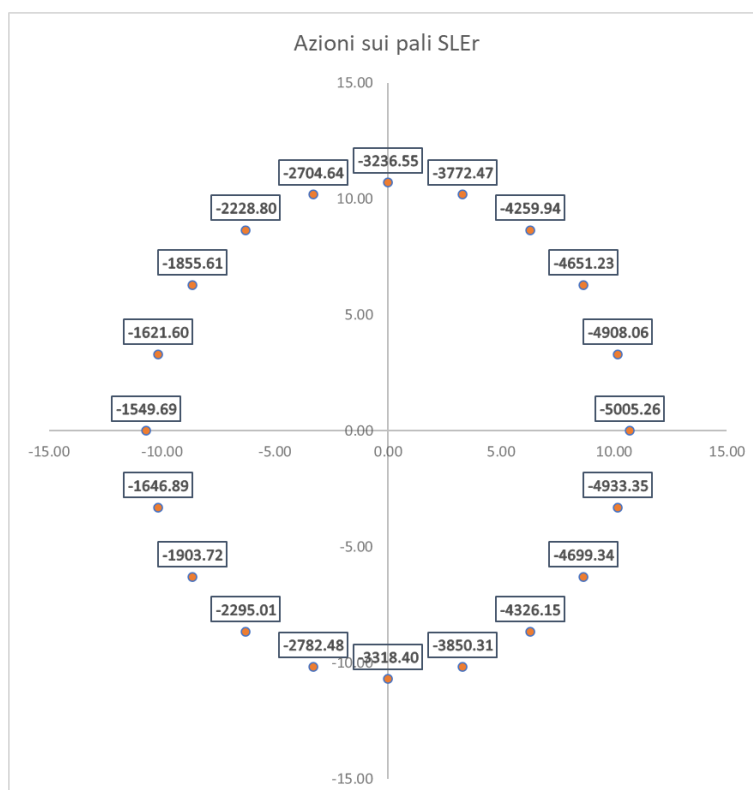


Figura 22: Reazioni verticali foglio di calcolo Excel

Lo scarto tra i risultati forniti dai due modelli è trascurabile; il modello FEM risponde in maniera efficace agli input dati.

9.2 Risultati del modello FEM

9.2.1 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).

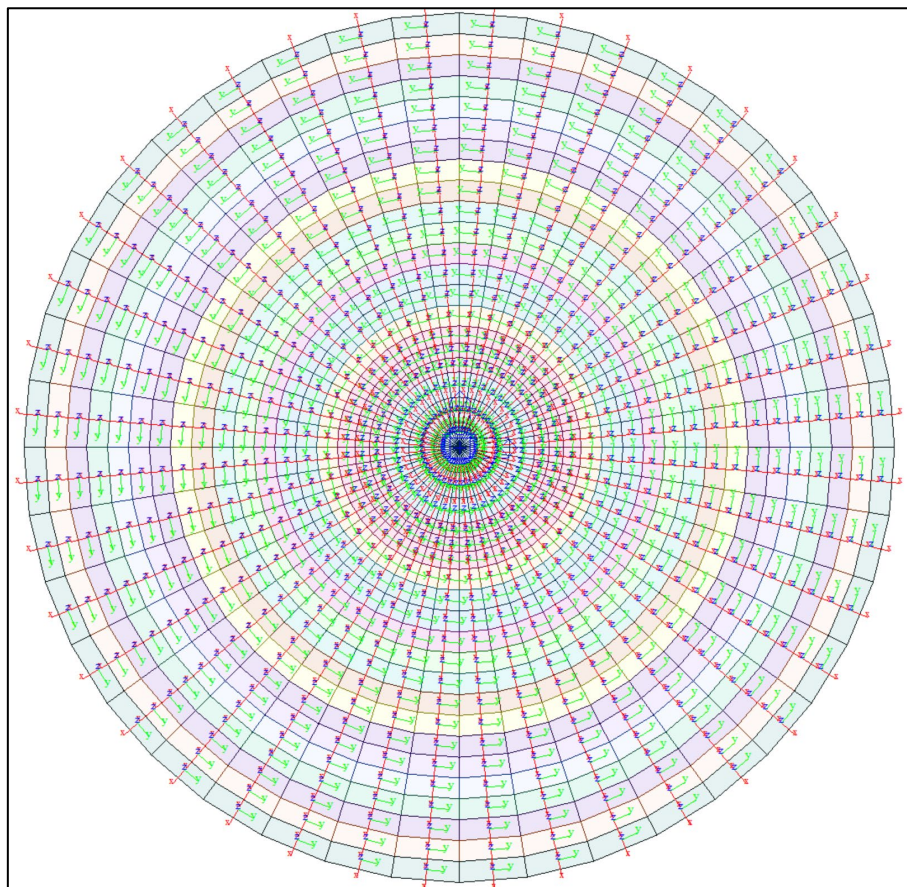


Figura 23: Assi di riferimento locali su elementi plate

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.

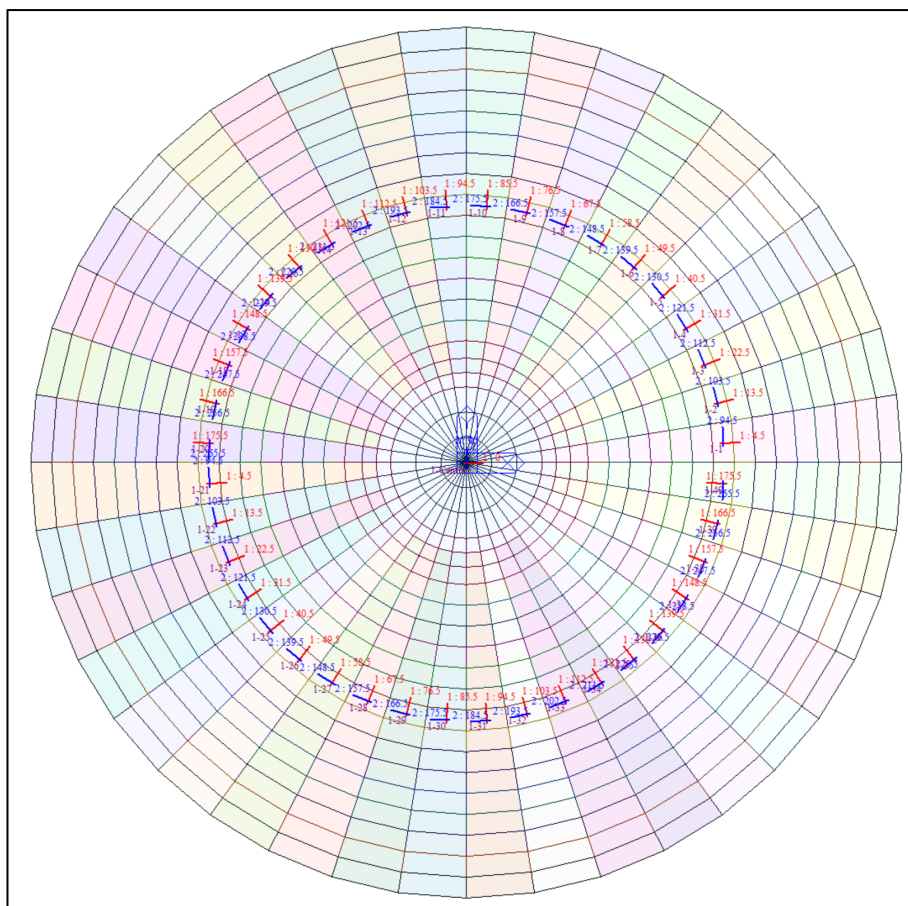


Figura 24: Assi di riferimento delle armature

9.2.2 Azioni assiali sui pali

Si è provveduto a stimare la portata verticale limite mediante metodi statici. Si è fatto riferimento a condizioni di lungo termine, considerando i parametri del terreno associati a condizioni drenate. In questa sede si ipotizzano le medesime proprietà dello strato più profondo anche oltre gli 8 m. Di seguito i risultati ottenuti:

CALCOLO PORTATA PALI TRIVELLATI

DATI DI INPUT

D	diametro del palo	1.20	[m]	FS	Coefficiente parziale resistenza alla base	γ_b	1.35	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	33.00	[m]		Coefficiente parziale resistenza laterale	γ_l	1.15	[-]
z_w	profondità della falda dal p.c.	50.00	[m]		Fattori di correlazione ξ	ξ	1.70	[-]
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	14.17	[Mpa]					

n° strato	tipo terreno	DH _f [m]	H _f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
1	M. Copert.	1.50	1.50	17.00	17.00		22.00	0.50		0.00	0.00
2	Flysh	31.50	33.00	18.50	18.50		23.00	0.50		0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00
					0.00					0.00	0.00

LEGENDA	
DH _f	spessore dello strato
H _f	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N _{SPT}	Numero colpi al piede (solo granuli)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_v/σ_h
c _u	coesione non drenata (solo coesivi)
c _a	$c_a = \alpha \cdot c_u$ adesione (solo coesivi)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	DH _f [m]	H _f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
2		31.50	33.00	18.50	18.50	0.00	23.00	0.50	0.00	0.00	0.00

A _b	Area della base del palo	1.13	[m²]	ϕ	26°	30°	34°	37°	40°
S _{rl}	Pressione geostatica di base	608.25	[kPa]	B _k	20.00	33.00	63.00	104.00	186.00
N _q = ν B _k	Coeff. di pressione geostatica	9.80		H/D	26°	30°	34°	37°	40°
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]	5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
N _c	Coeff. di coesione	9.00		10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
Q _{b,lim}	Portata limite di base	3965.63	[kN]	15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
Q _{b,amm}	Portata amm. di base	2937.50	[kN]	20	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75

Tabella per il calcolo di B_k

Tabella per il calcolo di ν

H/D 27.5

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$	c _a	σ
$\sigma_{h,1}$	0.00	25.50	12.75	6.38	0.00	2.58
$\sigma_{h,2}$	0.00	608.25	316.88	158.44	0.00	67.25
$\sigma_{h,3}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,4}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,5}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,6}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,7}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,8}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,9}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$\sigma = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$$

Q _{l,lim}	Portata limite laterale	8000.98	[kN]	Peso proprio palo	933.05	[kN]	<input checked="" type="checkbox"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
Q _{l,amm}	Portata amm. laterale	4092.57	[kN]				<input type="checkbox"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA PALO

PORTATA TOTALE LIMITE 6097.02 [kN]

I calcoli dimostrano l'impiego di pali diametro 1.2 m e lunghezza 33 m.

A partire dalla della portata, dalla tipologia e geometria del palo è possibile ricavare una stima del cedimento, tramite la seguente relazione, e della rigidezza del terreno:

$$W_{\text{sin golo}} = \frac{Q \cdot d}{\lambda \cdot Q_{\text{lim}}}$$

Si ottiene un valore di rigidezza k = 863744 kN/m.

Questi sono i valori di rigidezza del vincolo a molla applicato alla base dei pali di cui al paragrafo 9.1.2.

Nell'immagine sottostante si riportano le reazioni massime misurate alla base dei pali per l'involuppo delle combinazioni SLU e SLV. Le forze sono indicate in kN ed il software indica con il segno (+) azioni assiali di compressione.

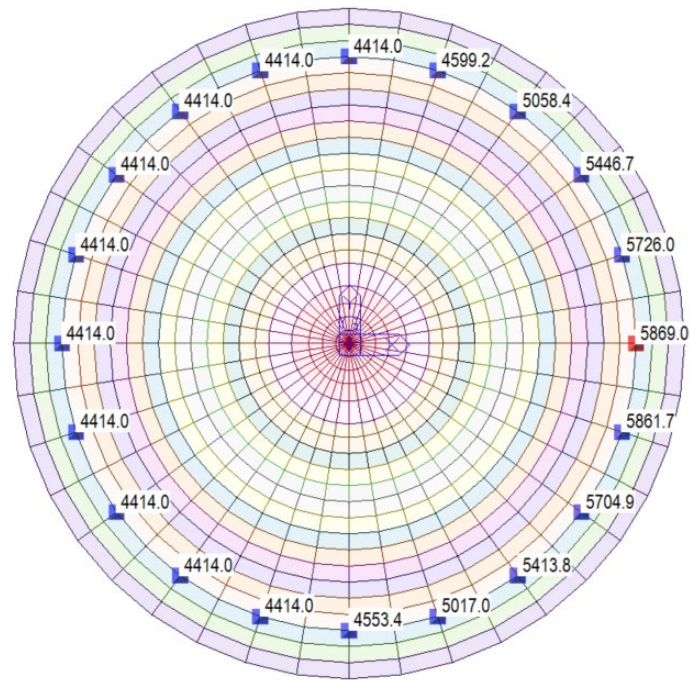


Figura 25: Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo

Il massimo valore di azione assiale è compatibile con il valore di portata limite stimata.

9.2.3 Azioni sul basamento

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti sul basamento, calcolate secondo la teoria Wood Armer, in direzione radiale e circonferenziale per le diverse combinazioni indicate.

Inviluppo delle combinazioni SLU: "SLUenv"

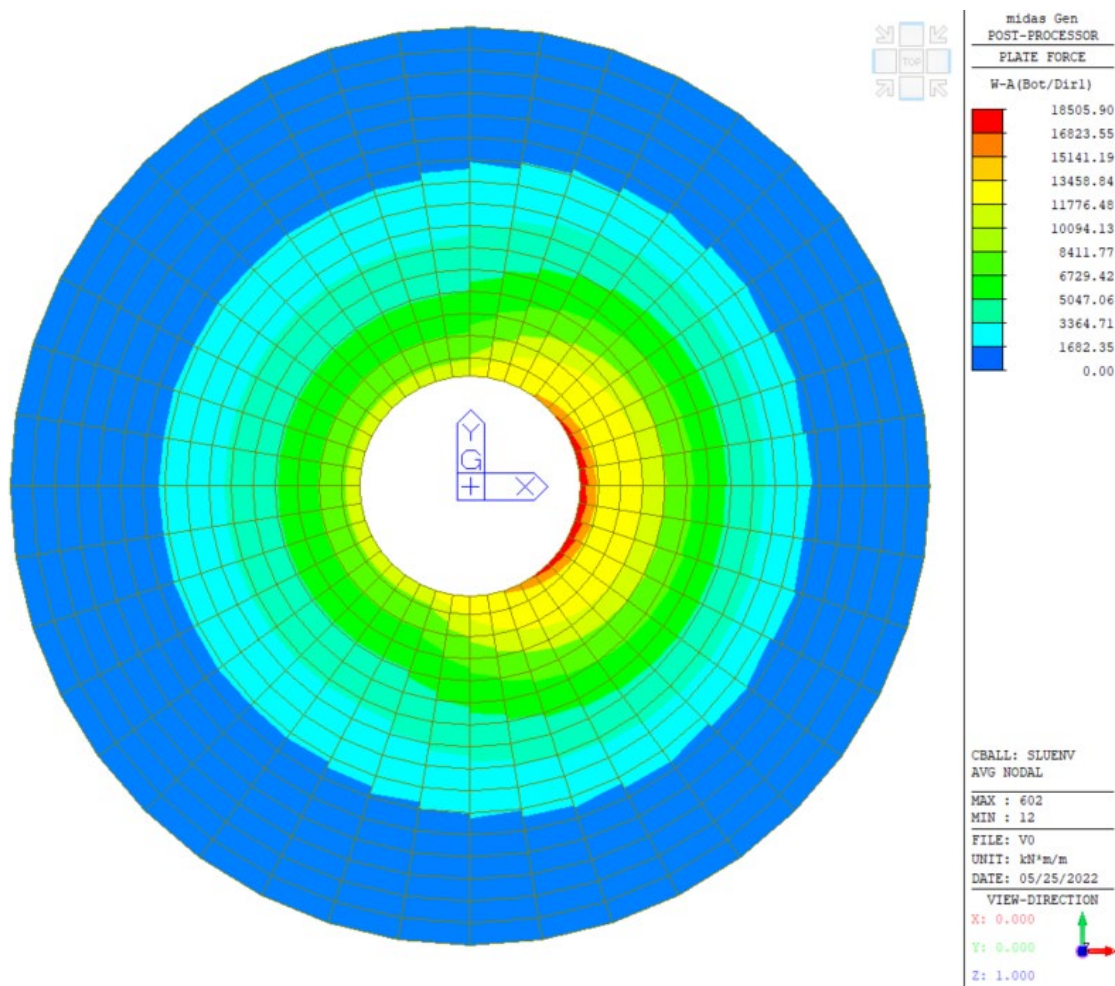


Figura 26: SLUenv: Momento direzione radiale, Bottom

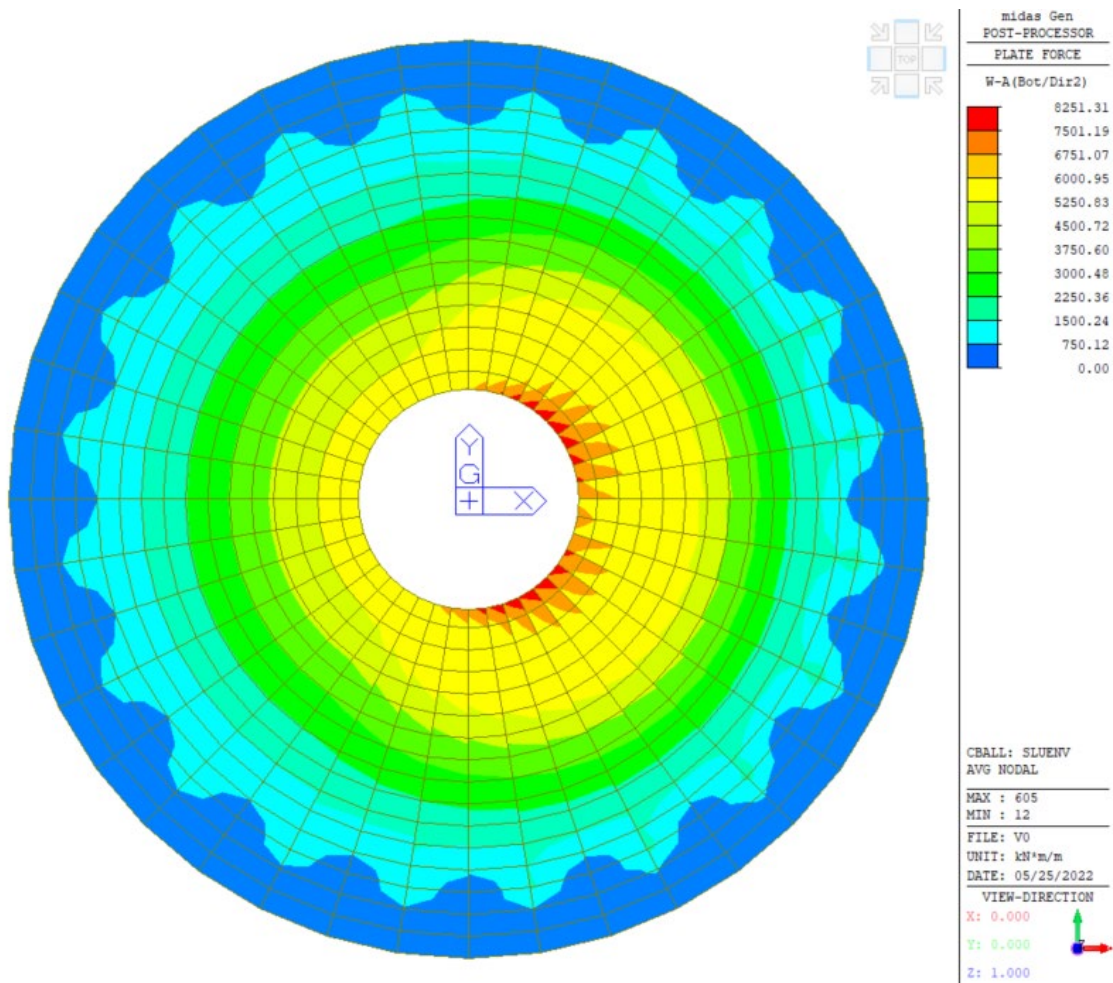


Figura 27: SLUenv: Momento direzione circonferenziale, Bottom

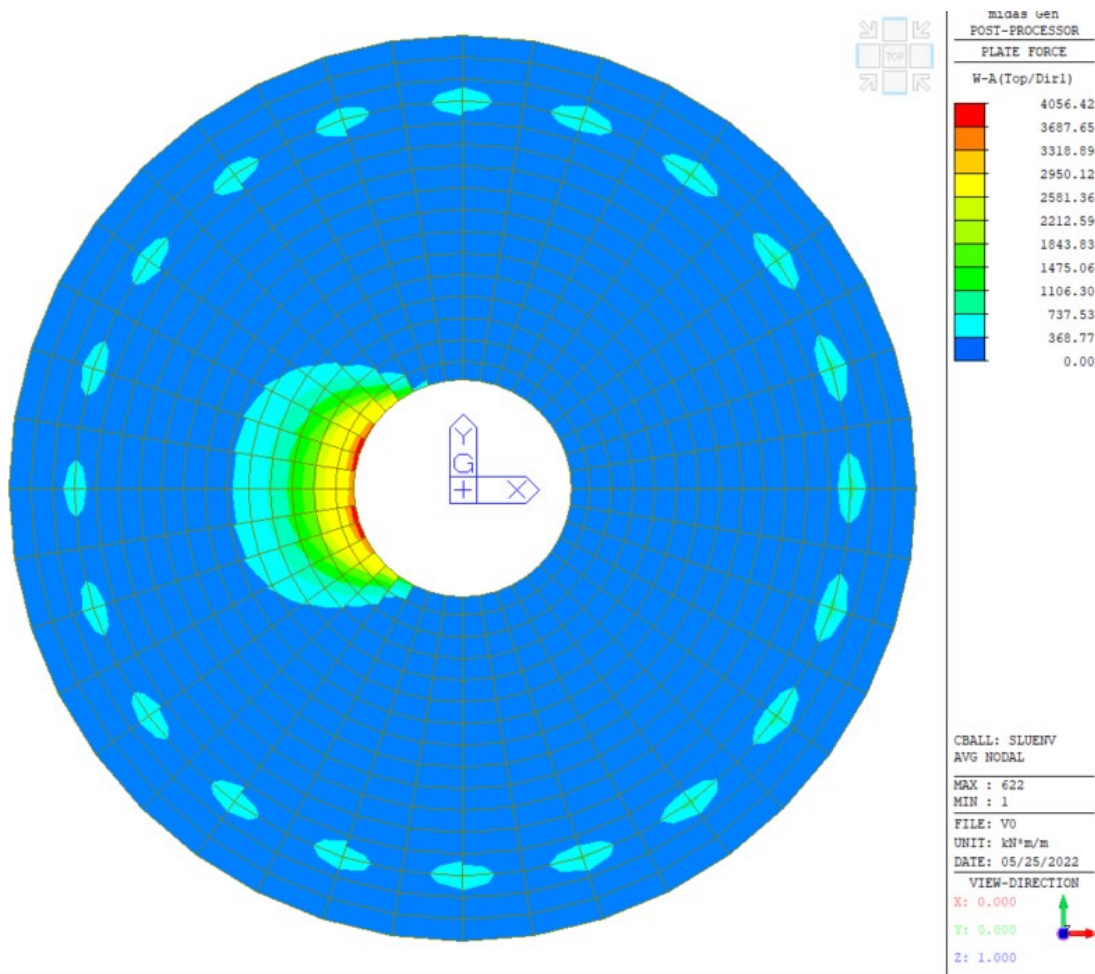


Figura 28: SLUenv: Momento direzione radiale, Top

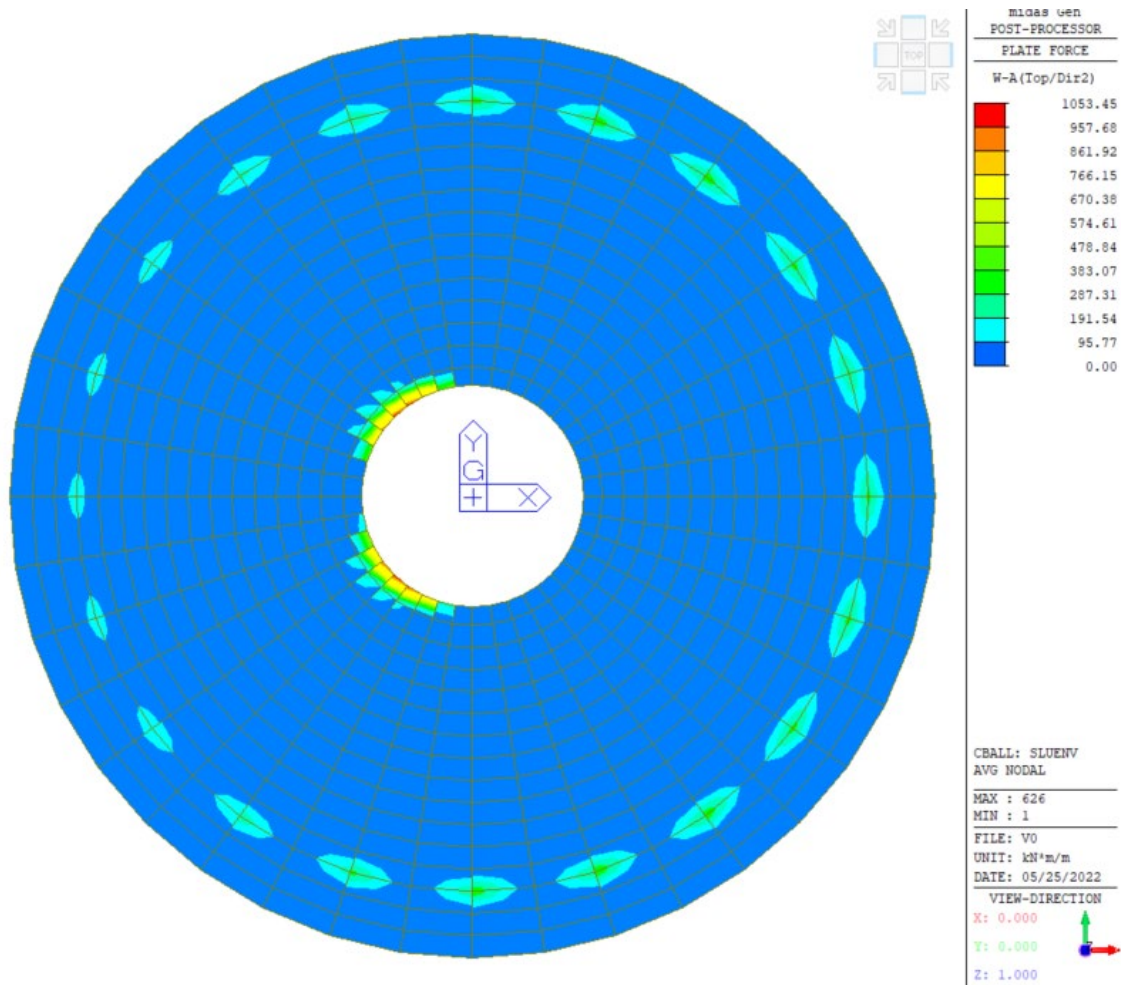


Figura 29: SLUenv: Momento direzione Circonferenziale, Top

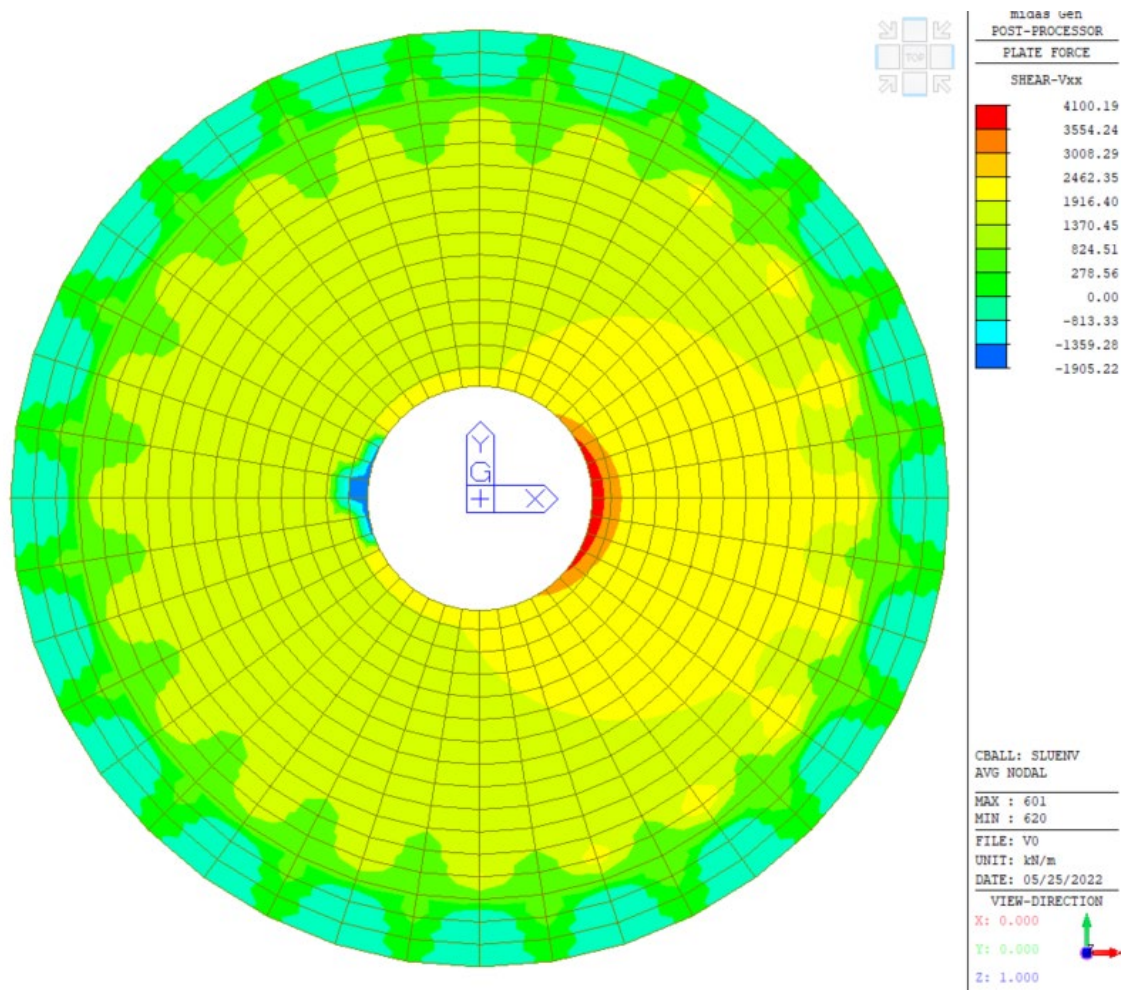


Figura 30: SLUenv: Taglio Vxx

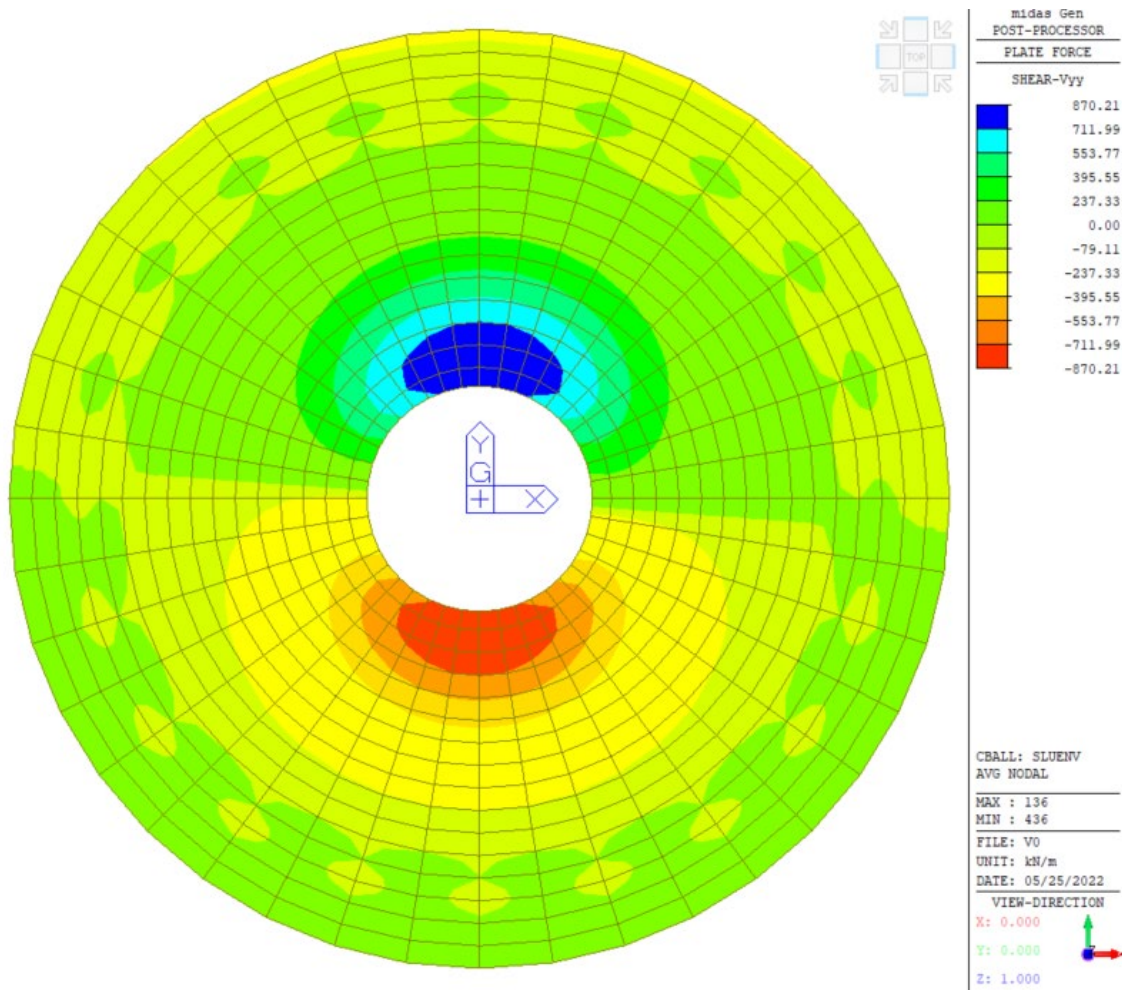


Figura 31: SLUenv: Taglio Vyy

Combinazione "SLV2":

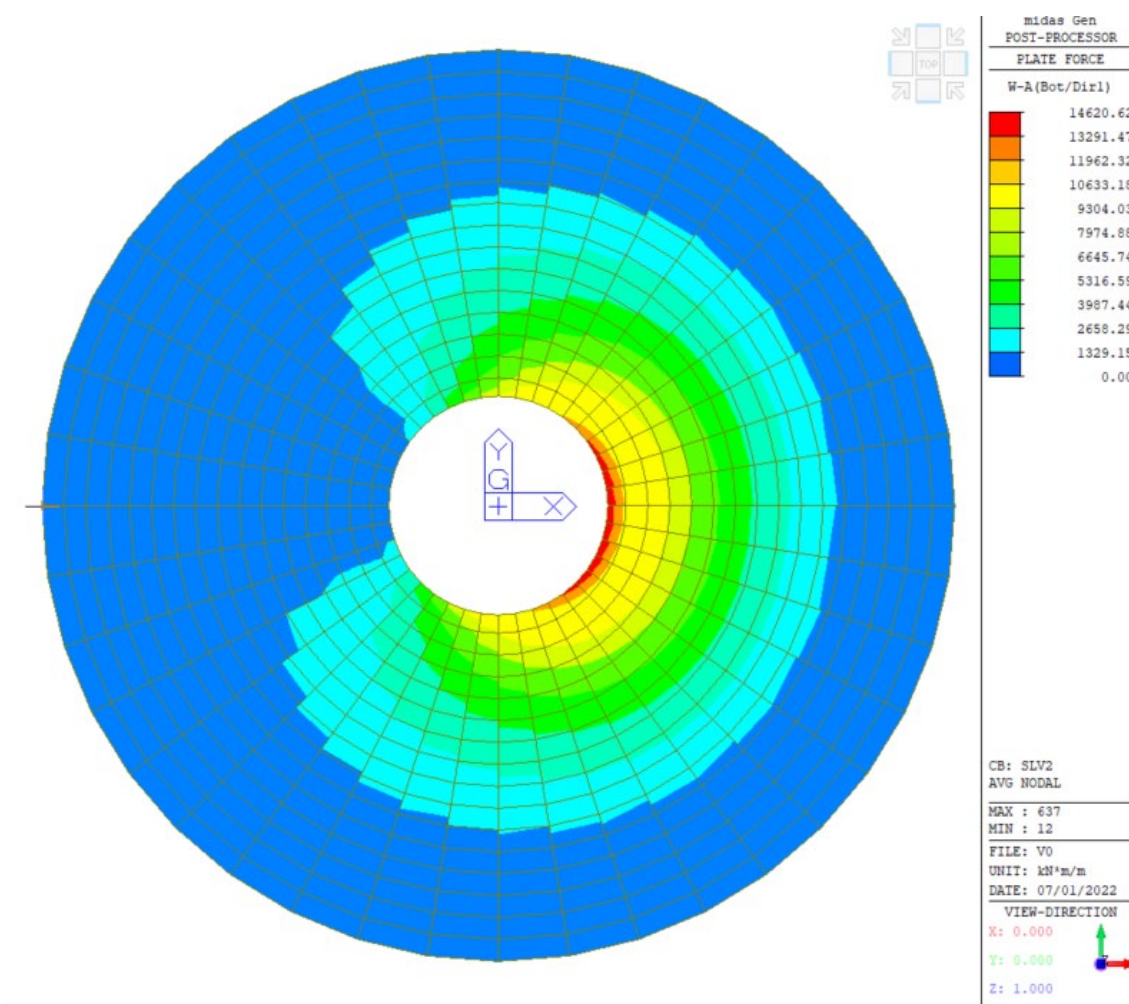


Figura 32: SLV2: Momento direzione radiale, Bottom

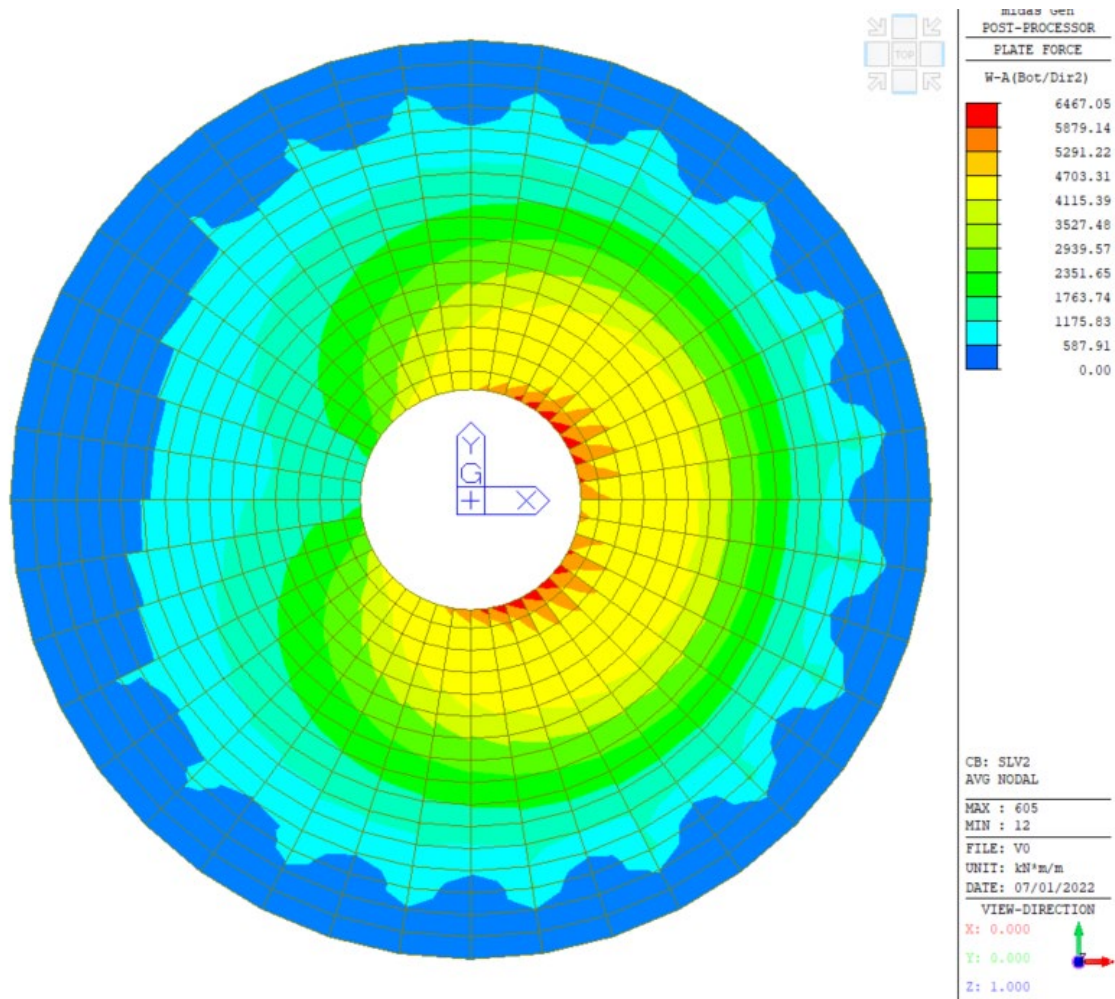


Figura 33: SLV2: Momento direzione circonferenziale, Bottom

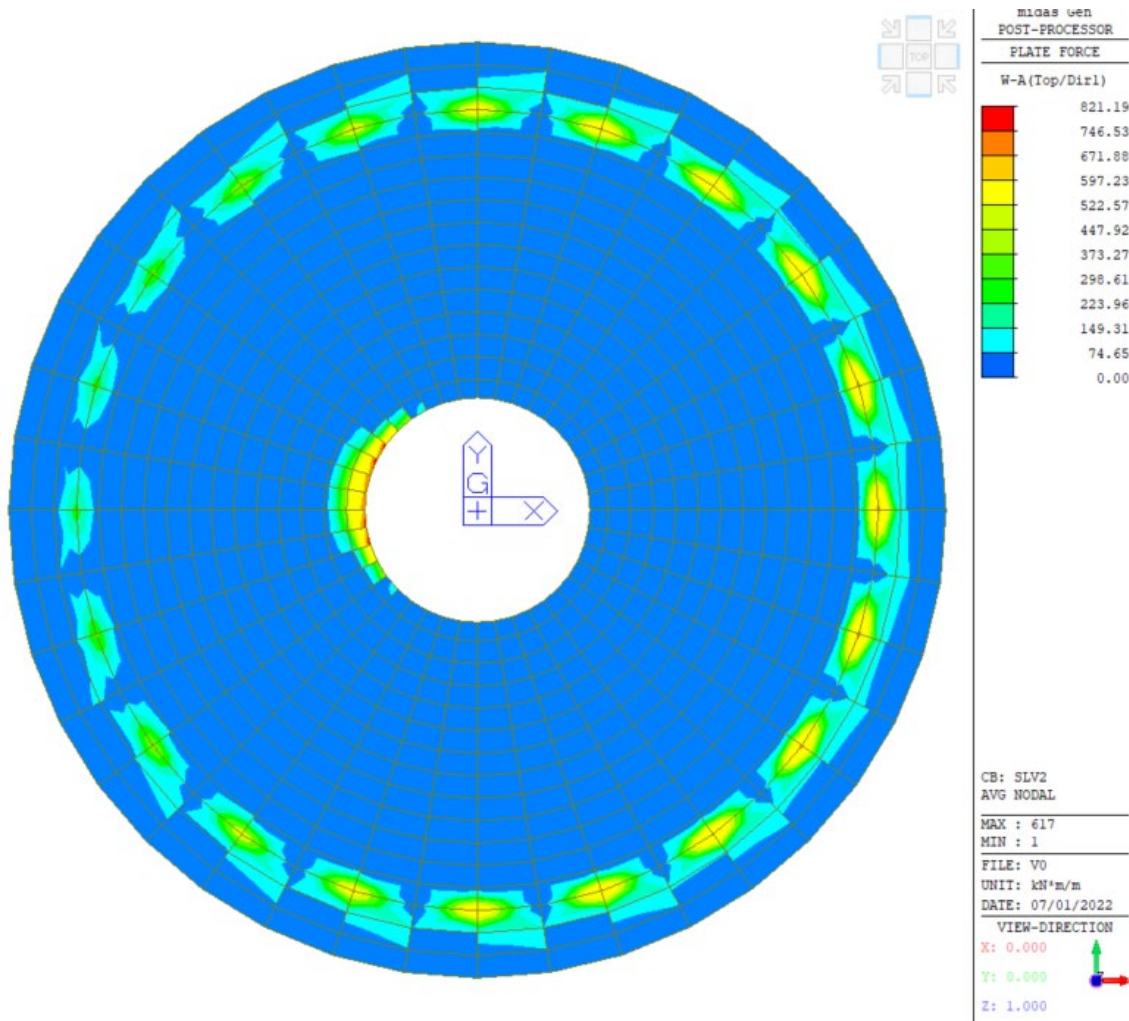


Figura 34: SLV2: Momento direzione radiale, Top

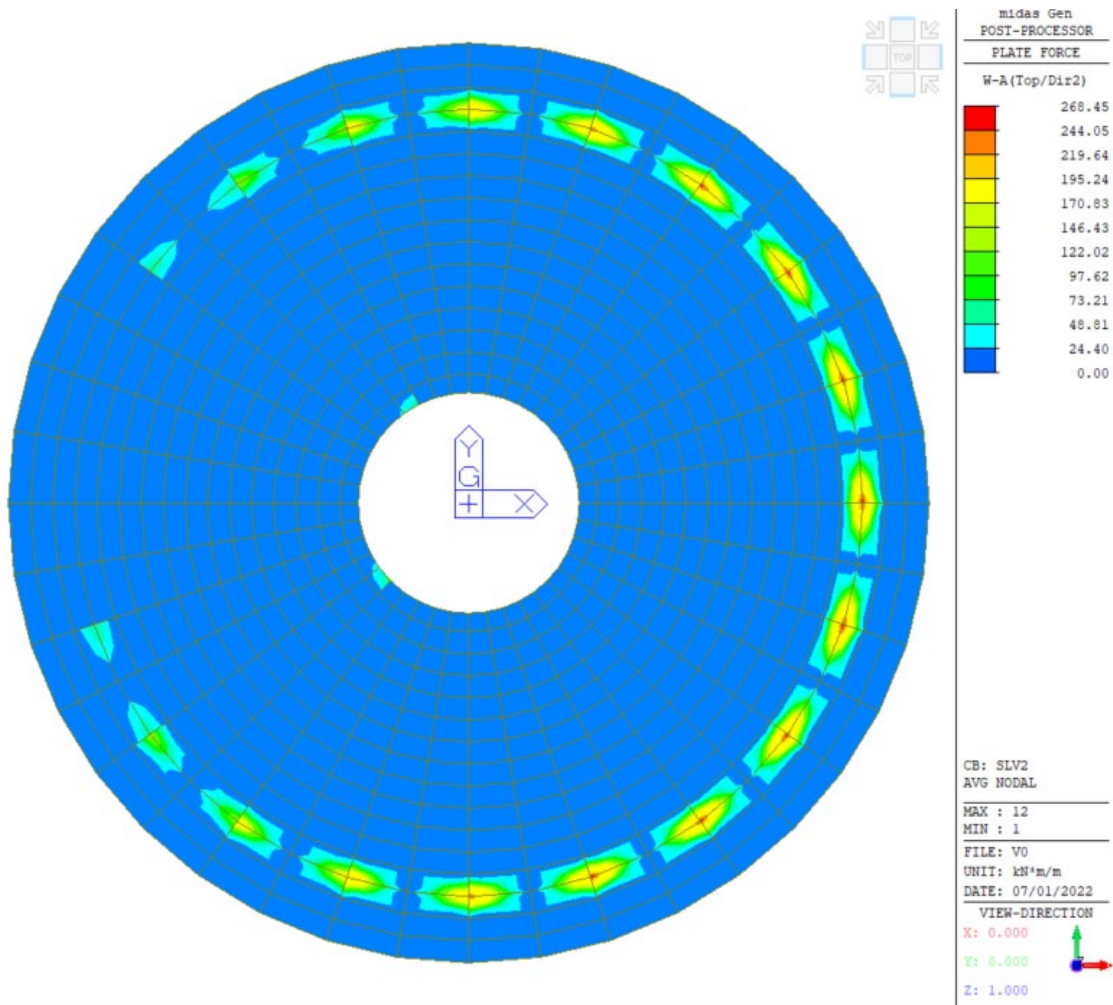


Figura 35: SLV2: Momento direzione circonferenziale, Top

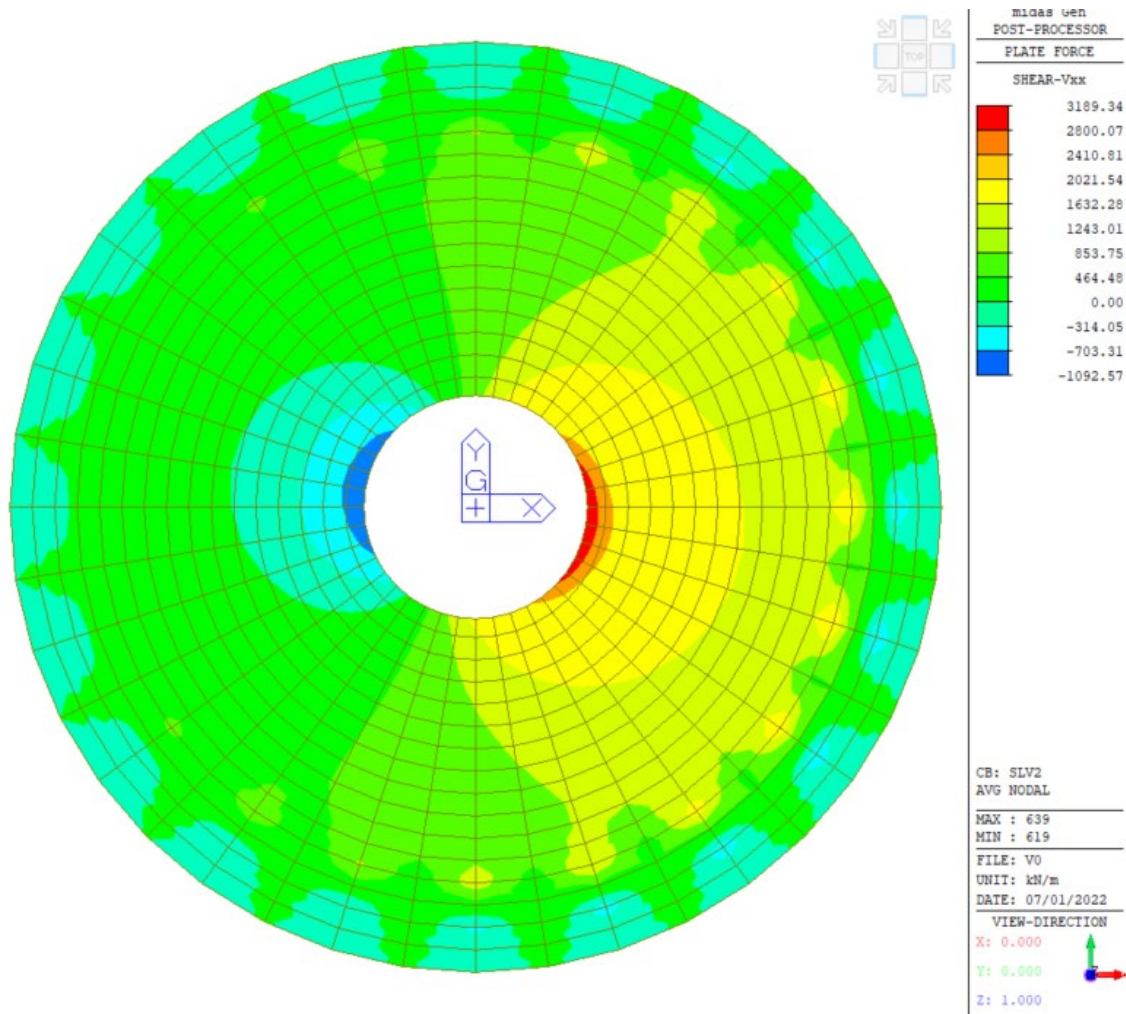


Figura 36: SLV2: Taglio Vxx

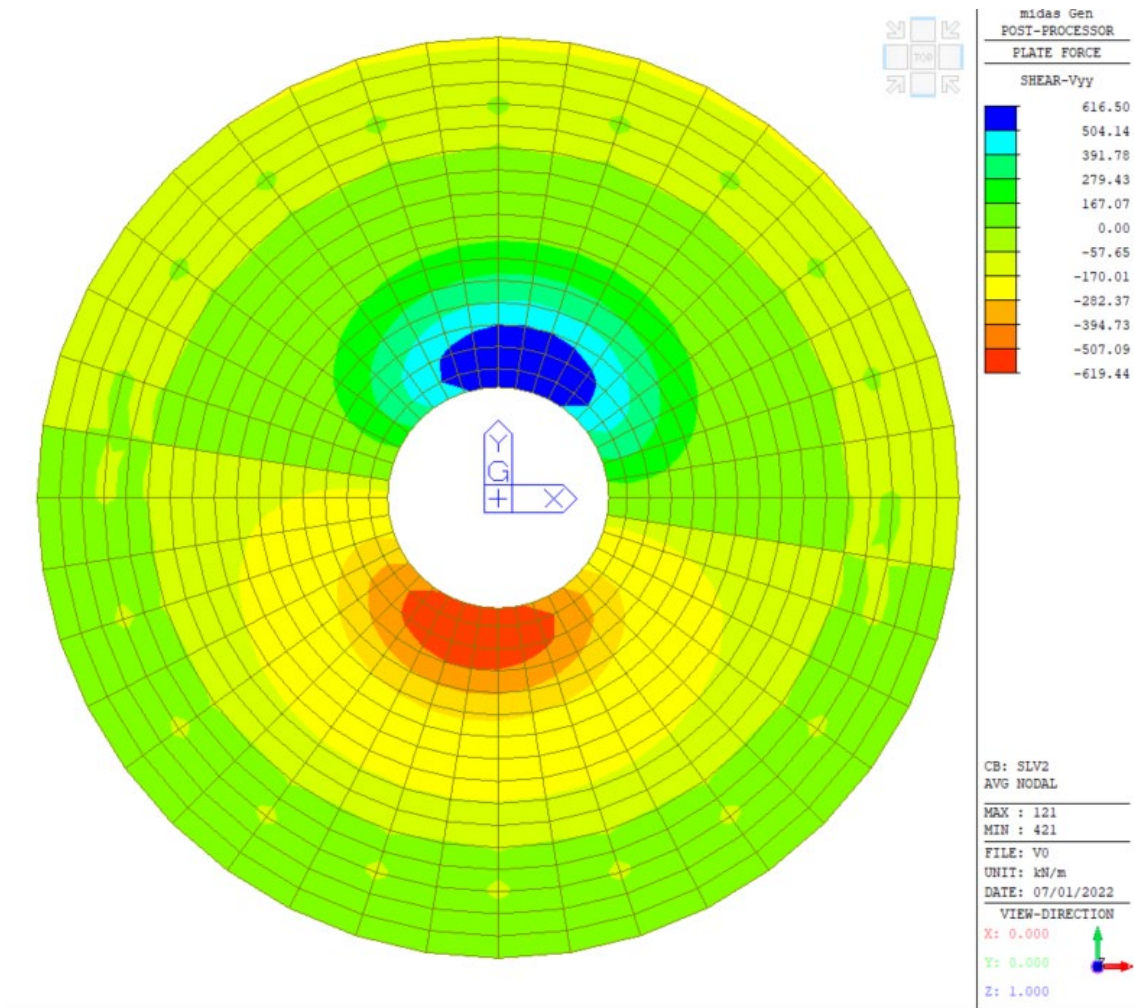


Figura 37: SLV2: Taglio Vyy

Combinazione "SLEr":

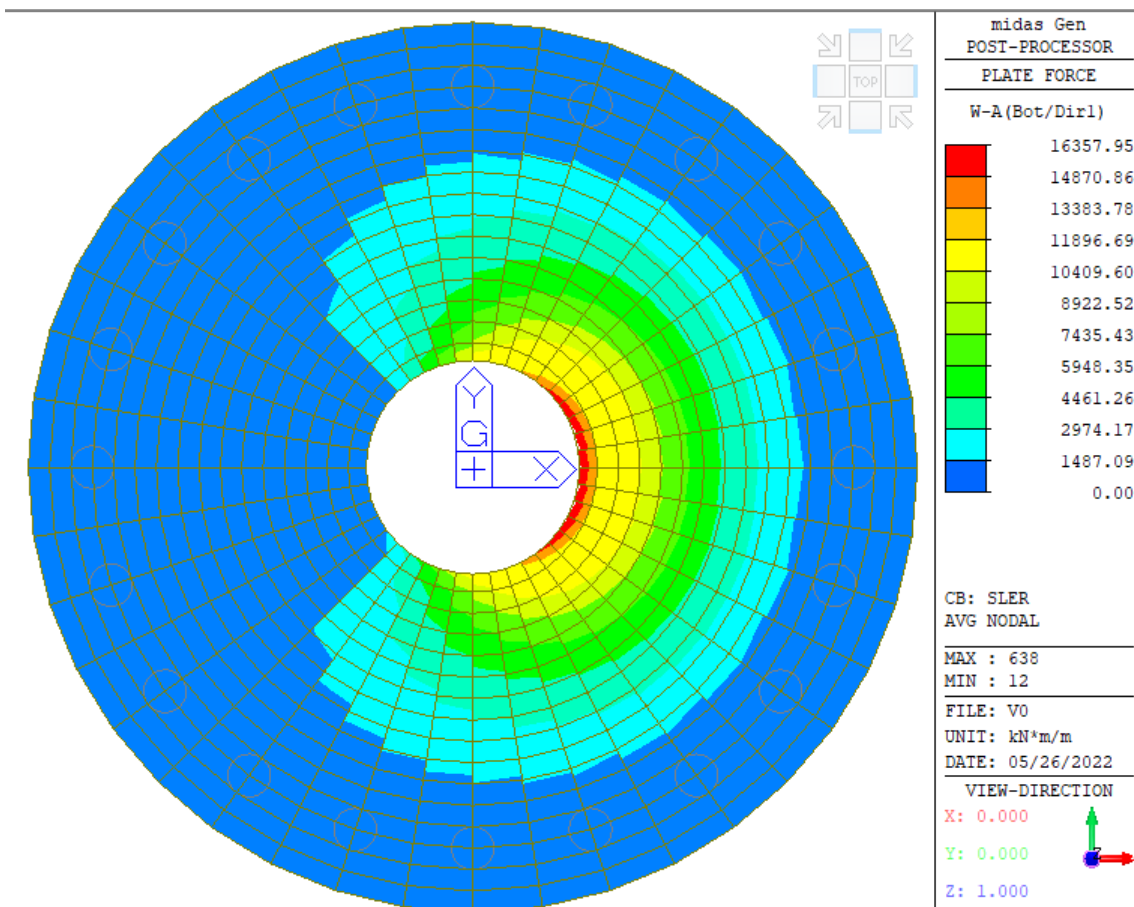


Figura 38: SLER: Momento direzione radiale, Bottom

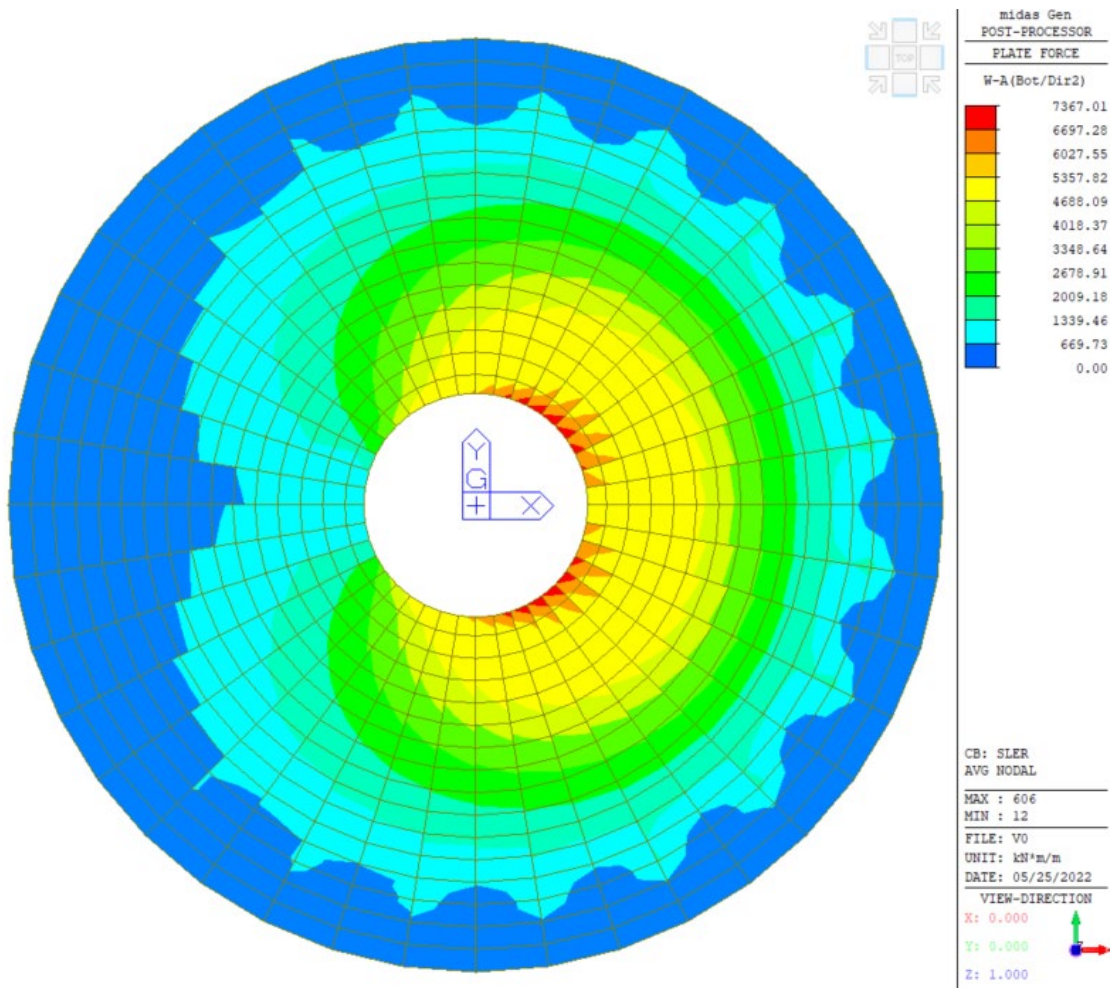


Figura 39: SLER: Momento direzione circonferenziale, Bottom

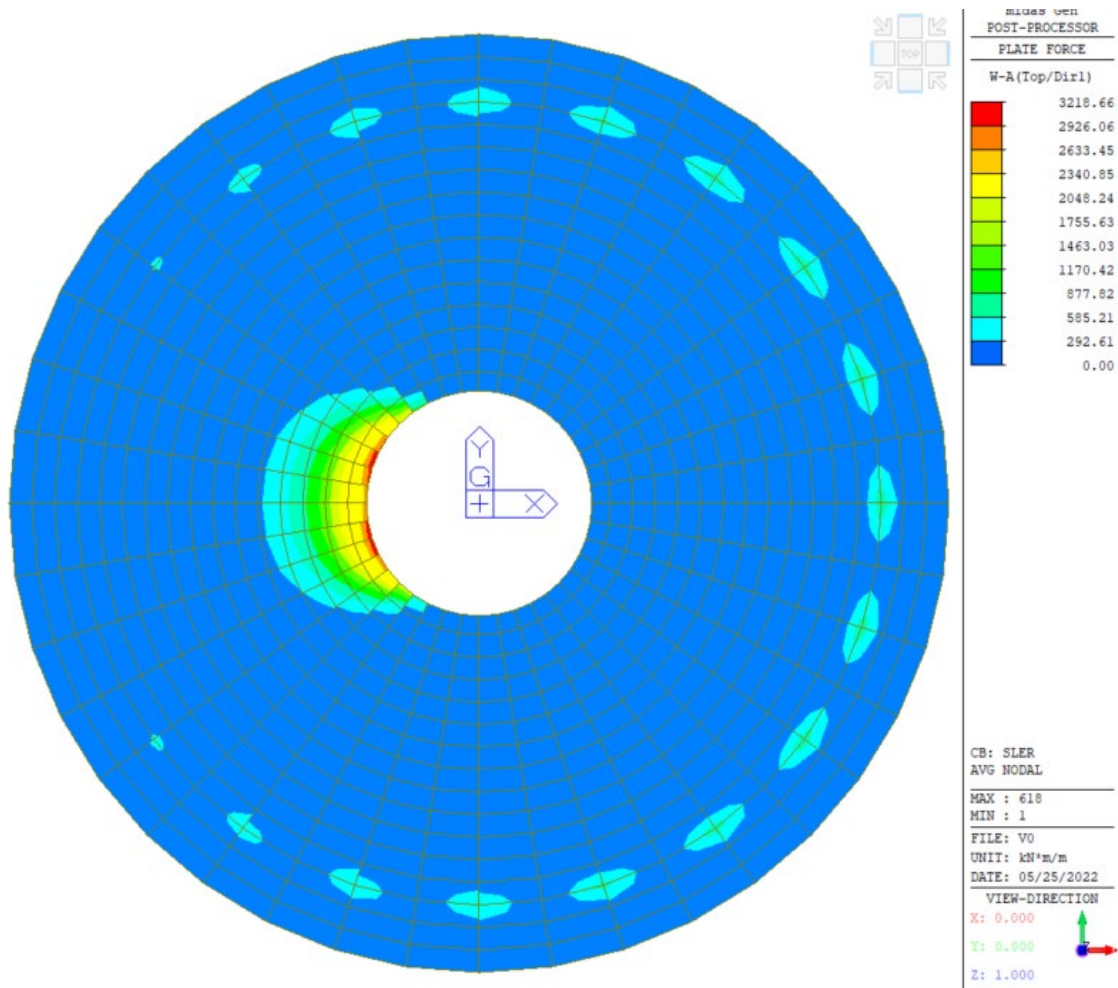


Figura 40: SLEr: Momento direzione radiale, Top

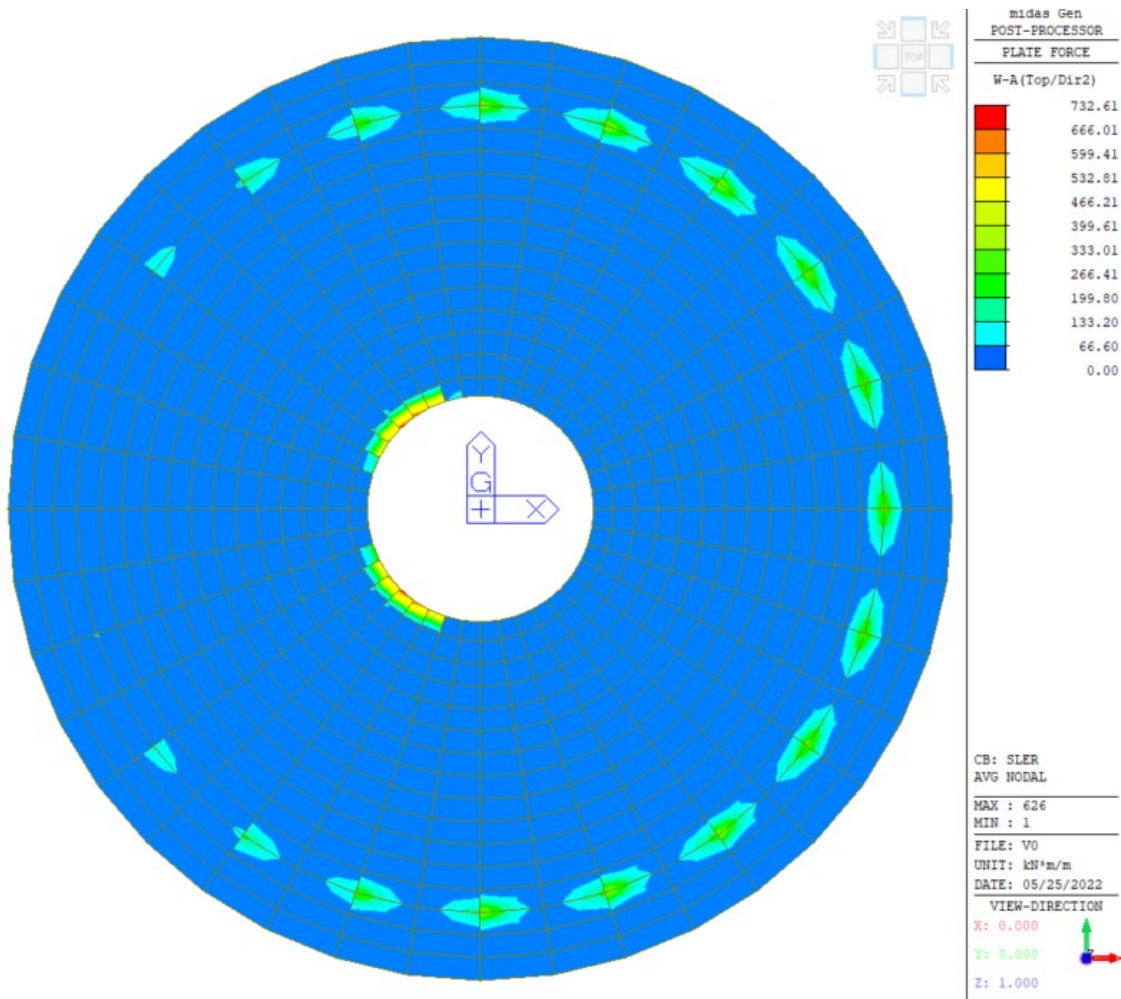


Figura 41: SLER: Momento direzione circonferenziale, Top

Combinazione "SLEqp":

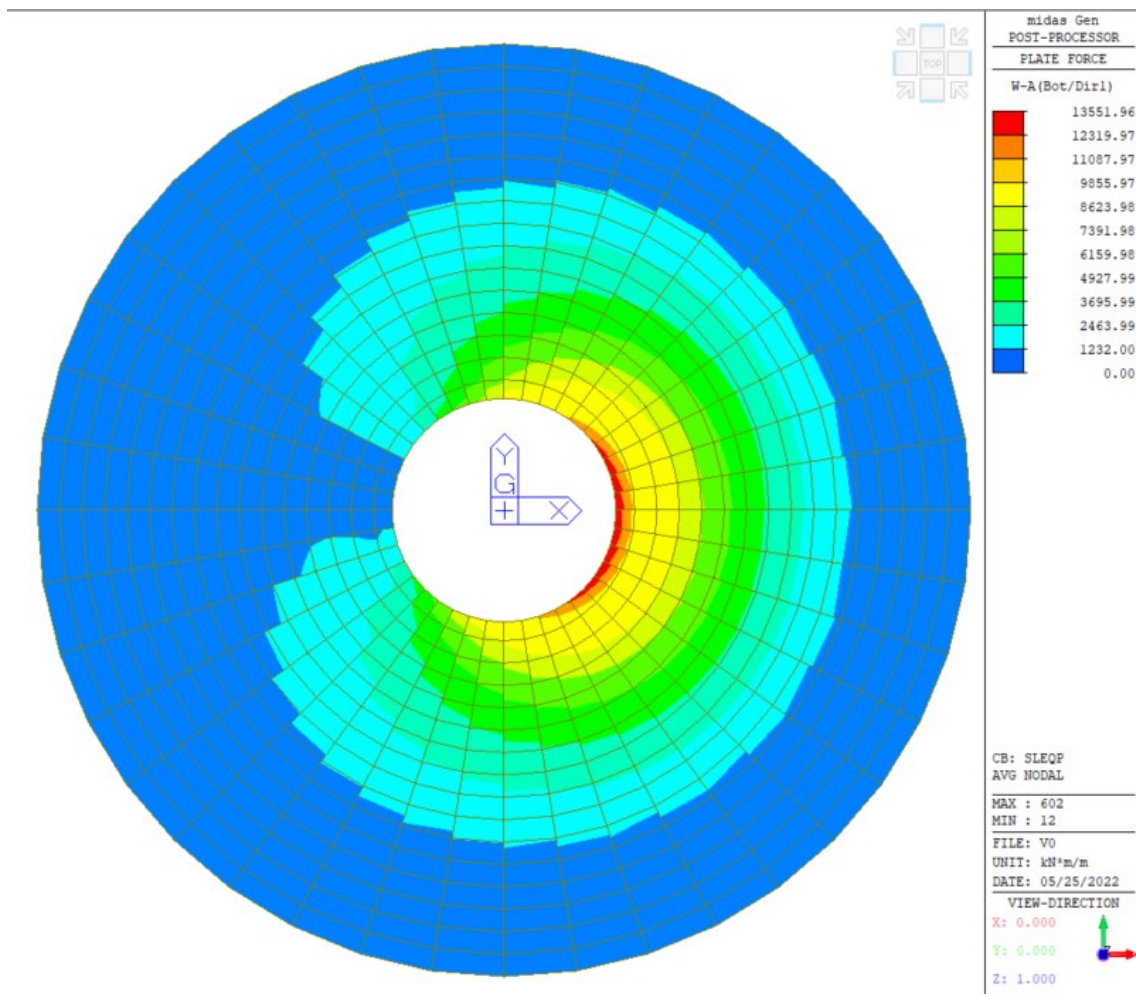


Figura 42: SLEqp: Momento direzione radiale, Bottom

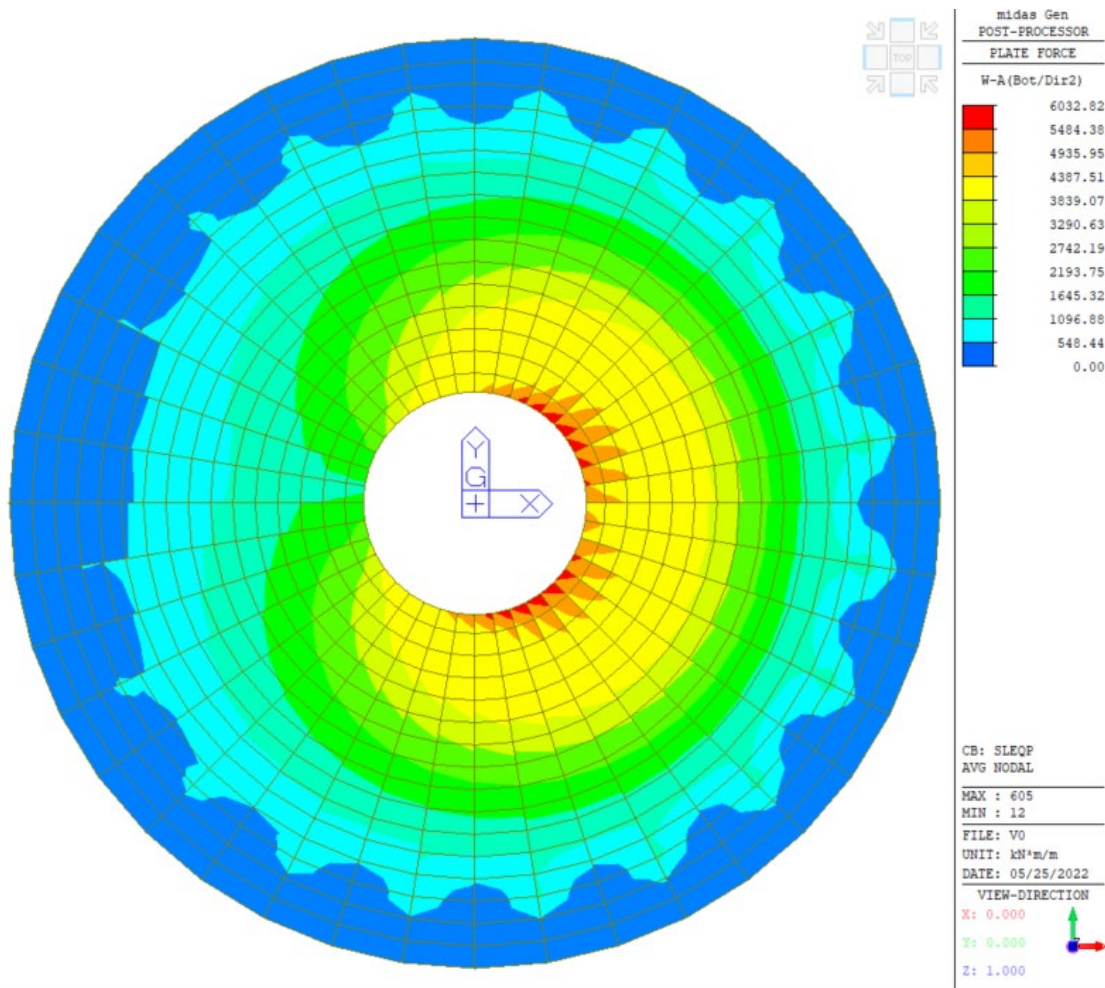


Figura 43: SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Bottom

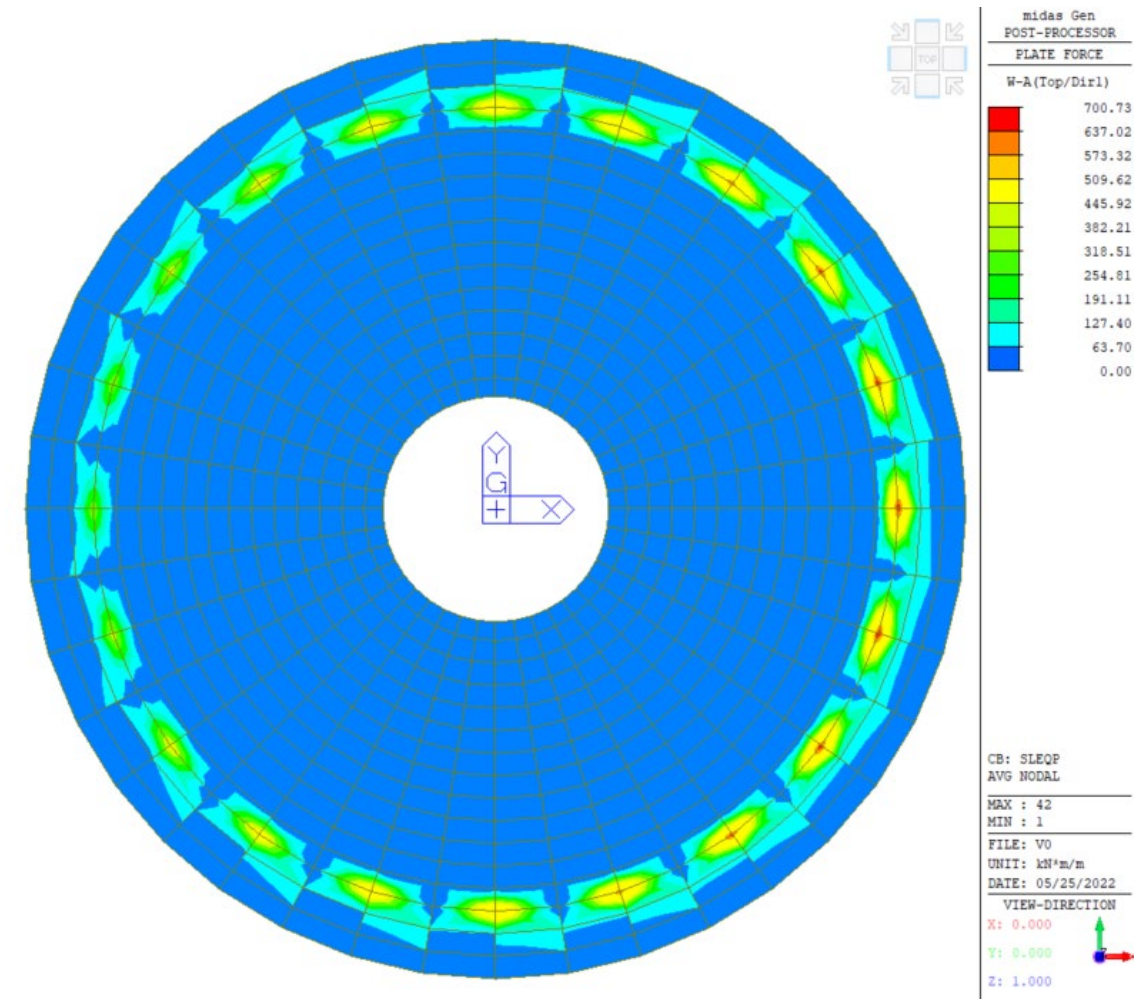


Figura 44: SLEqp: Momento direzione radiale, Top

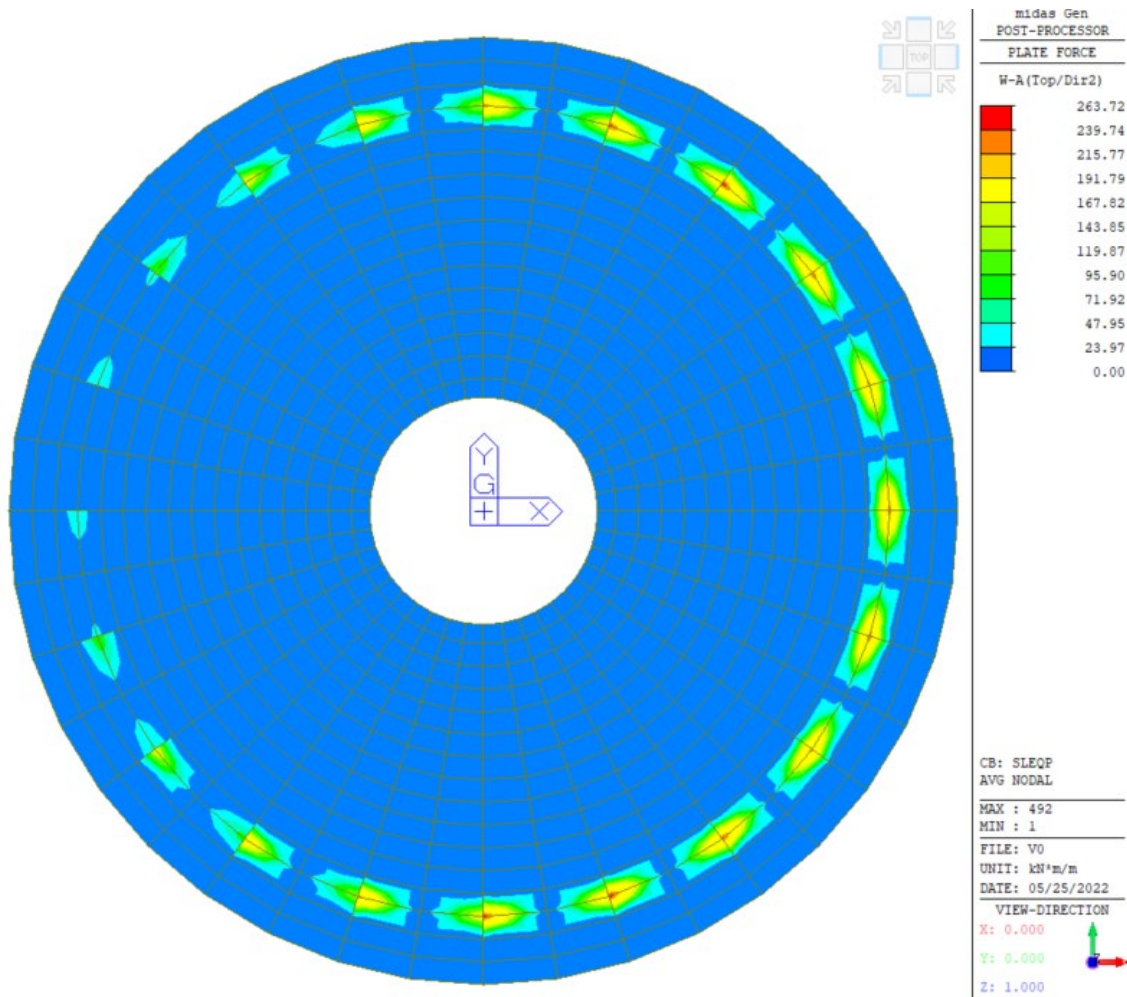


Figura 45: SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Top

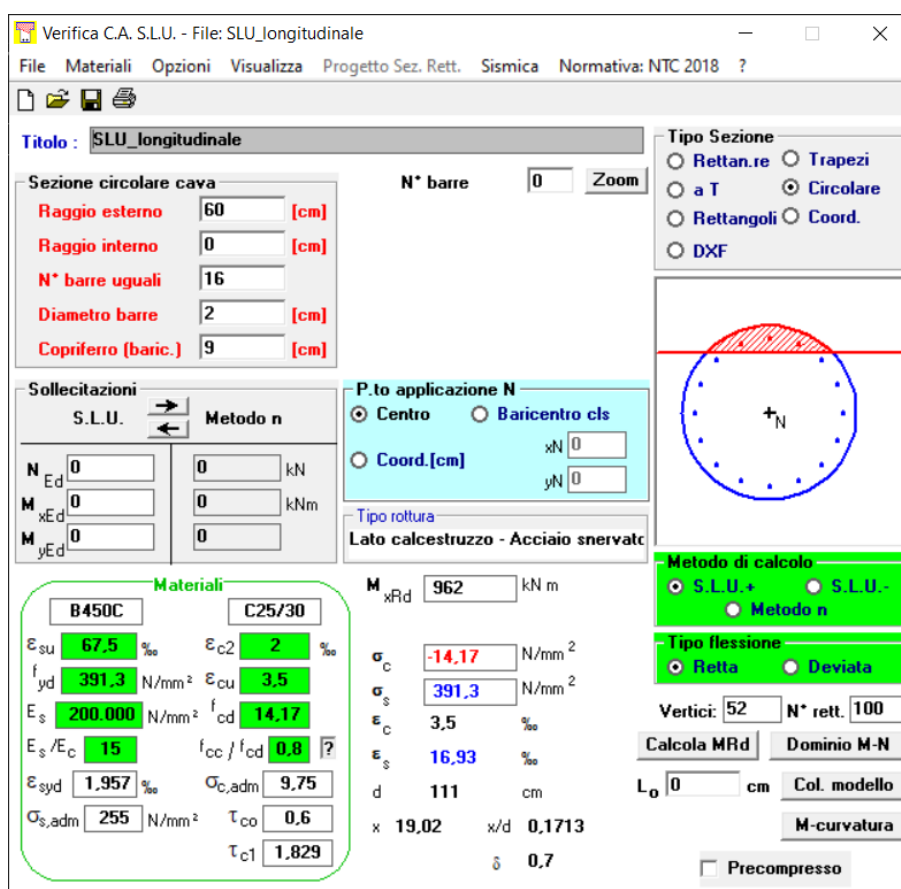
9.2.4 Verifica degli elementi strutturali

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 (rara): verifica tensionale sulla massima tensione delle fibre d'acciaio $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$ e sulla massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$
- SLE quasi permanente: verifica sulla massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$

9.2.5 Verifica strutturale del palo

Sul palo sono state disposti 16Ø20 longitudinali e un'armatura a spirale Ø10/25 su tutta la sua lunghezza per garantire adeguato confinamento. Tale armatura è maggiore del minimo indicato al paragrafo 7.7.2.5 delle NTC2018.



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : SLU_longitudinale

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 16

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 9 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 0 [] 0 [] kN

M xEd 0 [] 0 [] kNm

M yEd 0 [] 0 []

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 [] yN 0 []

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd 962 [] kNm

sigma_c -14.17 [] N/mm²

sigma_s 391.3 [] N/mm²

epsilon_c 3.5 [] %

epsilon_s 16.93 [] %

d 111 [] cm

x 19.02 [] x/d 0.1713

delta 0.7

Materiali

B450C C25/30

epsilon_su 67.5 [] % epsilon_c2 2 [] %

f_yd 391.3 [] N/mm² epsilon_cu 3.5 [] %

E_s 200.000 [] N/mm² f_cd 14.17 []

E_s/E_c 15 [] f_cc/f_cd 0.8 []

epsilon_syd 1.957 [] % sigma_c,adm 9.75 []

sigma_s,adm 255 [] N/mm² tau_co 0.6 []

tau_c1 1.829 []

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 [] cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

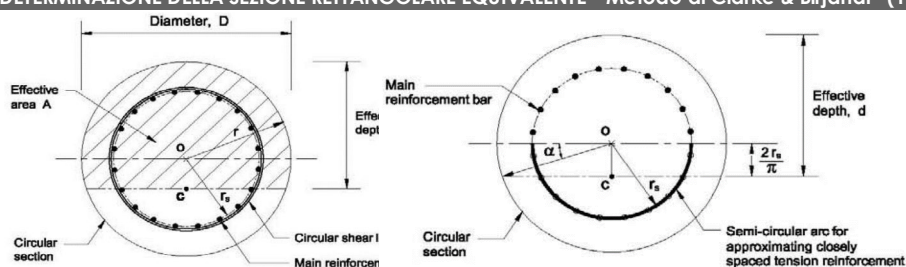
Le sollecitazioni di taglio vengono estratte dalle reazioni orizzontali globali e ripartite sui 20 pali presenti.

Load	F _X (kN)	F _Y (kN)	F _Z (kN)	V _{TOT} (kN)	V _{PALO} (kN)
SLU1	0	0	88280.87	0.00	0.00
SLU2	-1352.79	-166.253	86674.17	1362.97	68.15
SLU3	-1352.79	-166.253	65422.96	1362.97	68.15
SLUext	-1688.55	-55.55	65855.42	1689.46	84.47
SLV1	-239.28	-71.78	65384.41	249.81	12.49
SLV2	-1241.35	-194.93	64976.23	1256.56	62.83

Si considera il valore di azione sollecitante tagliante derivante dalla combinazione "SLUext", più gravosa.

La resistenza a taglio viene calcolata su una sezione rettangolare equivalente attraverso il Metodo di Clarke & Birjandi.

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



r	cm	60	raggio della sezione circolare
rs	cm	50.5	distanza del baricentro dall'asse delle barre longitudinali
sen α	$2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$	0.536	
α	rad	0.57	
	°	32.40	
A	cm ²	11309.73	area di calcestruzzo della sezione
A _{equiv}	$r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	cm ² 9319.276	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
d _{equiv}	$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	cm 90.63	altezza utile della sezione equivalente
b _w	$b_w = A_w/d_{equiv}$	cm 102.82	larghezza della sezione equivalente
h _w	$b_w = A_w/b_{equiv}$	cm 109.99	altezza della sezione equivalente

Figura 46: Sezione rettangolare equivalente

Si procede alla verifica a taglio:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
f_{ck}		MPa	25		
α_{cc}			0.85		
γ_c			1.5		
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14.17		$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
γ_s			1.15		
$f_{y,wd}$		MPa	391.30		f_{yd} / g_s
Caratteristiche della sezione resistente					
V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	85		
b_w	larghezza della sezione	cm	102.82		
h	altezza totale della sezione	cm	109.99		
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9.5		
d	altezza utile della sezione	cm	100.49		$h - c$
d^*		cm	90.441		$0.9 d$
k			1.446		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	40.82		
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0036		
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	1.571		
s	spaziatura staffe	cm	25		
Controllo necessità di armatura a taglio					
V_{Rdc1}		kN	373.29		$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	314.45		$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	373.29		$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
V_{Ed} / V_{Rdc}	non 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		
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1		
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi	90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	3293.45		$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(45) + \tan(45) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio				
			0.026		
Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio					
ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.02		$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.185	= 10.58°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 5.35$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	555.98		$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	2271.34		$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	555.98		
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.153		

Si ottiene che non è necessario prevedere armatura a taglio, la resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento.

Utilizzando la teoria di Broms, si deduce che i valori di resistenza geotecnica e strutturale del palo sono sufficienti a garantirne la stabilità, la resistenza del palo a forze orizzontali risulta pari a 388.66 kN, maggiore della massima sollecitazione tagliante sul palo (84.47 kN). Si riporta il calcolo:

INPUTS

Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	1.20 m
Lunghezza palo	L =	33.00 m
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_v =$	962.00 kN m

Parametri geotecnici

Peso specifico terreno	$\gamma =$	18.50 kN/m ²	
Angolo di resistenza al taglio terreno	$\phi =$	23.00 °	= 0.40 rad

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_T =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.70	

CALCOLO PER PALI IN CD

Coefficiente di spinta passiva	$K_p = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$	$K_p =$	2.28
Pressione in testa	$p = 3 * K_p * \gamma * D * z$	$p(z=0) =$	0.00 kN/m ²
Pressione in punta	$p = 3 * K_p * \gamma * D * z$	$p(z=L) =$	5,016.75 kN/m ²

Meccanismo di palo corto

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_C = f(K_p, d, L)$	$H_C =$	82,776.36 kN
Momento massimo	$M_{max} = 2/3 H L$	$M_{max} =$	1,821,079.81 kN m

Meccanismo di palo intermedio

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_M = f(C_u, d, L, M_y)$	$H_M =$	27,621.27 kN
---	---------------------------	---------	--------------

Meccanismo di palo lungo

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	858.94 kN
---	------------------------	---------	-----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo lungo	
		$H_D =$	388.66 kN

9.2.6 Verifica a flessione platea

Preliminarmente è stato calcolato il quantitativo di armatura disposto in termini di sezione trasversale per metro. Se ne riportano i risultati nelle tabelle sottostanti.

ARMATURA RADIALE BOTTOM						
r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
300	105	2	19.05	30	134.6	
350	122	2	16.39	30	115.8	
470	164	2	12.20	30	86.2	
890	310	2	6.45	30	45.6	
1070	373	2	5.36	30	37.9	
775	270	2	7.41	30	52.3	Mezzeria Basamento

ARMATURA CIRCONFERENZIALE BOTTOM						
r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
175	100	2	20.00	20	62.8	
890	100	2	20.00	20	62.8	
890	100	1	10.00	20	31.4	
1200	100	1	10.00	20	31.4	
1200	200	1	5.00	20	15.7	
1250	200	1	5.00	20	15.7	
775	100	2	20.00	20	62.8	Mezzeria Basamento

ARMATURA RADIALE TOP						
r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
300	105	1	9.52	30	67.3	
470	164	1	6.10	30	43.1	
775	270	1	3.70	30	26.2	Mezzeria Basamento

ARMATURA CIRCONFERENZIALE TOP						
r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
215	150	2	13.33	20	41.9	
470	150	2	13.33	20	41.9	
470	100	1	10.00	20	31.4	
1200	100	1	10.00	20	31.4	
1200	200	1	5.00	20	15.7	
1250	200	1	5.00	20	15.7	
775	100	1	10.00	20	31.4	Mezzeria Basamento
1070	100	1	10.00	20	31.4	Centro palo

La verifica a flessione della platea è stata eseguita in tre sezioni significative, in entrambe le direzioni radiale e circonferenziale, confrontando il momento resistente con quello sollecitante Wood Armer riportato al paragrafo 9.2.3. Sono state svolte le verifiche considerando l'involuppo

delle combinazioni stato limite ultimo "SLUenv" e la combinazione "SLV2", con differenti parametri dei materiali per soddisfare le condizioni al paragrafo 9.2.4.

La verifica lato Top è stata eseguita solamente sulla sezione del colletto, più sollecitata.

Verifiche allo Stato Limite Ultimo: involuppo combinazioni SLU

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

$M_{Ed} = 18505 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 18927 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.978$
------------------------------	------------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 8251 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 8624 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.957$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Top

$M_{Ed} = 4056 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9497 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.427$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h375_radiale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sezione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	375	1	67.3	8.5
			2	134.6	367.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su} = 67.5 \%$ $\epsilon_{c2} = 2 \%$
 $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu} = 3.5$
 $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 18.13$
 $E_s/E_c = 15$ $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$
 $\epsilon_{syd} = 1.957 \%$ $\sigma_{c,adm} = 12.25$
 $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{co} = 0.7333$
 $\tau_{c1} = 2.114$

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

$M_{xRd} = -9.497 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -18.11 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 1.94 \%$
 $\epsilon_s = 67.5 \%$
 $d = 366.5 \text{ cm}$
 $x = 10.24$ $x/d = 0.02794$
 $\delta = 0.7$

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Top

$M_{Ed} = 1053 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5718 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.184$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h375_circonferenziale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU h375 circonf

N° Vertici 4 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62.83	50	7.5
2	0	375	2	41.9	50	353.65
3	100	351.3				
4	100	0				

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su} = 67.5 \%$ $\epsilon_{c2} = 2 \%$
 $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu} = 3.5$
 $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 18.13$
 $E_s/E_c = 15$ $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$
 $\epsilon_{syd} = 1.957 \%$ $\sigma_{c,adm} = 12.25$
 $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{co} = 0.7333$
 $\tau_{c1} = 2.114$

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

$M_{xRd} = -5.718 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -18.06 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 1.874 \%$
 $\epsilon_s = 67.5 \%$
 $d = 353.7 \text{ cm}$
 $x = 9.555$ $x/d = 0.02702$
 $\delta = 0.7$

Sezione in mezzeria del basamento: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 3902 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5117 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.763$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria_radiale)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_H263_Radiale

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	263	1	26.2	8.5
			2	52.3	255.5

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -18.13 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18.13	ϵ_c 3.139 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_s 67.5 ‰
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	d 255.5 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333	x 11.35 x/d 0.04443
	τ_{c1} 2.114	δ 0.7

Solette: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.117 kNm

Sezione in mezzeria del basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 3234 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 6227 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.519$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria_circonferenziale)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_h263_circonferenziale

N° Vertici 4 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62.8	50	5
2	0	274	2	31.42	50	256
3	100	251				
4	100	0				

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -18.13 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18.13	ϵ_c 3.5 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_s 32.85 ‰
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	d 269 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333	x 25.9 x/d 0.09628
	τ_{c1} 2.114	δ 0.7

Solette: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 6.227 kNm

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 697 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2681 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.260$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_radiale

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	20.2	7.5
			2	37.9	185

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls

Materiali: B450C, C32/40

M_{xRd}: 2.681 kNm

σ_c: -18.13 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

ε_c: 3.363 ‰

ε_s: 67.5 ‰

d: 185 cm

x/d: 8.78 | x/d: 0.04746

δ: 0.7

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 1047 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2300 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.455$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_circonferenziale

Titolo: SLU_Sez palo_circonferenziale

N° Vertici: 4 | N° barre: 2

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	31.42	50	5
2	0	204	2	31.42	50	188
3	100	181				
4	100	0				

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls

Materiali: B450C, C32/40

M_{xRd}: 2.300 kNm

σ_c: -18.13 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

ε_c: 3.5 ‰

ε_s: 33.97 ‰

d: 199 cm

x/d: 18.59 | x/d: 0.09341

δ: 0.7

Verifica Stato Limite di Vita: combinazione SLV2

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

$M_{Ed} = 14620 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 17916 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.816$
------------------------------	------------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLV_h375_radiale

Titolo: Sezione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	375	1	67,3	8,5
			2	134,6	367,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 1,957 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 17.916 kNm
 σ_c -9,552 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,6243 ‰
 ϵ_s 1,957 ‰
d 367,5 cm
x 88,88 x/d 0,2419
 δ 0,7423

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 6467 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 8283 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.781$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h375_circonferenziale

Titolo: SLU h375 circonf

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62,83	50	7,5
2	0	375	2	41,9	50	353,65
3	100	351,3				
4	100	0				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali: B450C C32/40

M_{xRd} 8.283 kNm
 σ_c -7,793 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,4898 ‰
 ϵ_s 1,957 ‰
d 367,5 cm
x 73,57 x/d 0,2002
 δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Top

$M_{Ed} = 821 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9240 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.089$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Top

$M_{Ed} = 268 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5558 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.048$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione mezzera basamento: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 3822 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 4907 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.779$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzera)_radiale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_H263_Radiale

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	263	1	26.2	8.5
			2	52.3	255.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 4.907 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 1.957 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -7.335 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.4567 ‰
 ϵ_s 1.957 ‰
d 255.5 cm
x 48.34 x/d 0.1892
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Sezione mezzera basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 2963 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5945 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.498$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzera)_circonferenziale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_h263_circonferenziale

N° Vertici 4 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62.8	50	5
2	0	274	2	31.42	50	256
3	100	251				
4	100	0				

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.945 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 1.957 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -9.326 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.6063 ‰
 ϵ_s 1.957 ‰
d 269 cm
x 63.63 x/d 0.2365
 δ 0.7357

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 553 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2573 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.215$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_radiale

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	20.2	7.5
			2	37.9	185

Materiali: B450C, C32/40

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

Metodo di flessione: Retta

Calcola MRd | Dominio M-N

M_{Rd} = 2.573 kNm

σ_c = -7.332 N/mm²

σ_s = 391.3 N/mm²

ε_c = 0.4565 ‰

ε_s = 1.957 ‰

d = 185 cm

x = 34.99 x/d = 0.1892

δ = 0.7

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 793 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2208 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.359$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_circonferenziale

Titolo: SLU_Sez palo_circonferenziale

N° Vertici: 4 | N° barre: 2

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	31.42	50	5
2	0	204	2	31.42	50	188
3	100	181				
4	100	0				

Materiali: B450C, C32/40

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

Metodo di flessione: Retta

Calcola MRd | Dominio M-N

M_{Rd} = 2.208 kNm

σ_c = -8.249 N/mm²

σ_s = 391.3 N/mm²

ε_c = 0.5235 ‰

ε_s = 1.957 ‰

d = 199 cm

x = 42 x/d = 0.2111

δ = 0.7038

9.2.7 Verifica a taglio platea

Si considerano i valori di taglio massimo V_{xx} in combinazione "SLUenv", come riportati al paragrafo 9.2.3, essendo in questa direzione le azioni più gravose.

Sezione Colletto:

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^2 di armatura ($2\emptyset 20$) per metro, come mostrato nella verifica sottostante.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
f_{ck}		MPa	32		
α_{cc}			0.85		
γ_c			1.5		
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13		$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
γ_s			1.15		
$f_{y,wd}$		MPa	391.30		f_{yd} / γ_s
Caratteristiche della sezione resistente					
V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	4100		
b_w	larghezza della sezione	cm	100		
h	altezza totale della sezione	cm	375		
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5		
d	altezza utile della sezione	cm	366.5		$h - c$
d^*		cm	329.85		$0.9 d$
k			1.234		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm^2	134.6		
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0036		
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm^2	6.28		
s	spaziatura staffe	cm	25		
Controllo necessità di armatura a taglio					
V_{Rdc1}		kN	1224.10		$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	994.21		$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	1224.10		$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
V_{Ed} / V_{Rdc}	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$				
Controllo capacità massima della sezione a taglio					
ν	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0.5		
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1		
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi	90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	14953		$1.0 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \{\cot(45) + \tan(45)\} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio				
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$			0.274		
Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio					
ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.05		$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.336	= 19.22°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 2.87$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	8106		$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	10313		$b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	8106		
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.506		

Nelle altre zone si è verificato che è sufficiente una spaziatura inferiore.

Nel tratto centrale del basamento è possibile aumentare il passo a 50 cm, come mostrato nella verifica sottostante, nella sezione posta a 470 cm dal centro del basamento.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
f_{ck}		MPa	32		
α_{cc}			0.85		
γ_c			1.5		
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13		$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
γ_s			1.15		
$f_{y,wd}$		MPa	391.30		f_{yd} / g_s
Caratteristiche della sezione resistente					
V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	2326		
b_w	larghezza della sezione	cm	100		
h	altezza totale della sezione	cm	335		
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5		
d	altezza utile della sezione	cm	326.5		$h - c$
d^*		cm	293.85		$0.9 d$
k			1.247		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sI}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	86.2		
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0026		
A_{sW}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	6.28		
s	spaziatura staffe	cm	50		
Controllo necessità di armatura a taglio					
V_{Rdc1}		kN	986.98		$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	900.71		$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	986.98		$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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		
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1		
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi	90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	13321		$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio				
			0.175		
Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio					
ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.03		$(A_{sW} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.235	= 13.46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4.18$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	3611		$A_{sW} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	9187		$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	3611		
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio				
			0.644		

Nella zona più periferica è possibile aumentare il passo fino a 1 m come evidenziato nella verifica sottostante, per una sezione a 1130 cm dal centro del basamento.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
f_{ck}		MPa	32		
α_{cc}			0.85		
γ_c			1.5		
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13		$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
γ_s			1.15		
$f_{y,wd}$		MPa	391.30		f_{yd} / g_s
Caratteristiche della sezione resistente					
V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	750		
b_w	larghezza della sezione	cm	100		
h	altezza totale della sezione	cm	175		
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5		
d	altezza utile della sezione	cm	166.5		$h - c$
d^*		cm	149.85		$0.9 d$
k			1.347		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{s,l}$	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	35.9		
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0021		
$A_{s,w}$	area di armatura a taglio disposta	cm ²	6.28		
s	spaziatura staffe	cm	100		
Controllo necessità di armatura a taglio					
V_{Rdc1}		kN	503.77		$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	515.12		$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	515.12		$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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		
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1		
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi	90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	6793		$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio				
			0.110		
Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio					
ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.01		$(A_{s,w} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.165	= 9.47°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 5.99$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	921		$A_{s,w} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	4685		$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	921		
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.815		

9.2.8 Verifica a punzonamento platea

La verifica di punzonamento viene eseguita considerando la reazione massima (combinazione "SLUenv") misurata alla base del palo meno il peso proprio del palo, sulla base delle indicazioni dell'EC2. Cautelativamente il coefficiente β viene adottato pari a 1.5, come per il caso di elementi posti all'angolo di piastre.

$$V_{Ed} = 5869.0 - 932.58 = 4936.42 \text{ kN}$$

Elemento:		Basamento pala eolica		
$V_{Ed,g}$	daN	493,642	Forza globale di taglio-punzonamento di progetto	
ΔV_{Ed}	daN	0	Forza contraria a $V_{Ed,g}$ (eventuale, nel caso di fondazioni)	
β	n.o puro	1.50	coefficiente amplificativo della forza, in caso di eccentricità di carico	
H	cm	177.00	Altezza totale della piastra	
d_y	cm	168.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali	
d_z	cm	165.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali	
r_{ly}	%	0.21%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione	
r_{lz}	%	0.09%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "z" rispetto area sezione	
R_{ck}	daN/cm ²	400.0	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo della lastra	
Pilastro	Sezione	b) Circolare	C	simbolo
Pilastro	Posizione	d) di Bordo con sporto	BS	simbolo
Fori	Vicinanza	a) No	N	simbolo
ϕ	cm	120.00	diametro pilastro circolare	

Dati dedotti dai materiali e dai dati di input

f_{ck}	daN/cm ²	332.0	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
f_{cd}	daN/cm ²	188.1	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f = f_{ck}^{1/2} / f_{vk}$	cm/daN ^{1/2}	0.004049	Parte dipendente dai materiali nella formula (9.11)
$d = d_{eff}$	cm	166.50	Altezza utile della sezione
$r_{lyz} = \text{RADQ}(\rho_{ly} \times \rho_{lz})$	n.o puro	0.00140	Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$r_l = \min(0.02; \rho_{lyz})$	n.o puro	0.00140	Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque ≤ 0.02
$d_{u1} = 2 \times d$	cm	333.00	Distanza di u_1 dal filo pilastro
$d_{est} = k_{out} \times d$	cm	249.75	Distanza da u_{out} dell'armatura più lontana dal filo pilastro
$d_{min} = 0.3 \times d$	cm	49.95	Distanza dal filo pilastro dell'armatura più vicina (cuciture verticali)
$d_{rad,max} = 0.75 \times d$	cm	124.88	Distanza radiale massima fra cuciture
$d_{cir,max,i} = 1.5 \times d$	cm	249.75	Distanza circonferenziale massima per cuciture interne a u_{out}
$d_{cir,max,e} = 2.0 \times d$	cm	333.00	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	740,463	Forza effettiva di taglio-punzonamento di progetto
$\tau_{Rd,max} = v_v \times v \times f_{cd}$	daN/cm ²	37.63	Tensione di taglio-punzonamento massima assoluta
$k = \min(2; 1 + (20/d)^{1/2})$	n.o puro	1.347	Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque ≤ 2.00
$\tau_a = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}$	daN/cm ²	2.698	Tensione massima ammessa senza armatura da confrontare con τ_{min}
$\tau_{min} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura: valore minimo comunque
$\tau_{Rd,c} = \max(\tau_a; \tau_{min})$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura (max fra τ_{min} e $\tau_{Rd,c}$)
$u_{out} = V_{Ed} / (\tau_{Rd,c} \times d)$	cm	1,411.0	Perimetro di verifica oltre il quale non serve armatura
Perimetro di filo pilastro: u_0	cm	377.0	Perimetro di verifica di filo pilastro
Perimetro di verifica di base: u_1	cm	1,554.6	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 ²	11.80	Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro	3.190	materiali e geometria idonei

Verifica al perimetro di base; controllo della necessità di armatura

$\tau_{Ed,1} = V_{Ed} / (u_1 \times d)$	daN/cm ²	2.861	Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro	1.102	non è necessaria l'armatura

9.2.9 Verifiche tensionali in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni sulla sezione del colletto, più sollecitata, e si verifica che siano compatibili con i seguenti limiti imposti dalle NTC2018.

Sono stati ottenuti i seguenti risultati, che verificano le sezioni analizzate.

Combinazione	Normativa	Valore limite	Valore progetto	
			Direzione radiale	Direzione circonferenziale
			Bottom	
SLEr	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	358.2 MPa	350.3 MPa
	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	8.4 MPa	5.6 MPa
			Top	
	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	136.4 MPa	51.7 MPa
	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	1.9 MPa	0.6 MPa
			Bottom	
SLEqp	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	7.0 MPa	4.6 MPa
			Top	
	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	0.4 MPa	0.2 MPa

9.3 Calcolo rigidezza alla rotazione

Si riporta la verifica di compatibilità della minima rigidezza rotazionale della fondazione allo Stato Limite di Esercizio. Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i nodi agli estremi della fondazione (16 e 336) indicati nell'immagine seguente e distanti 2500 cm.

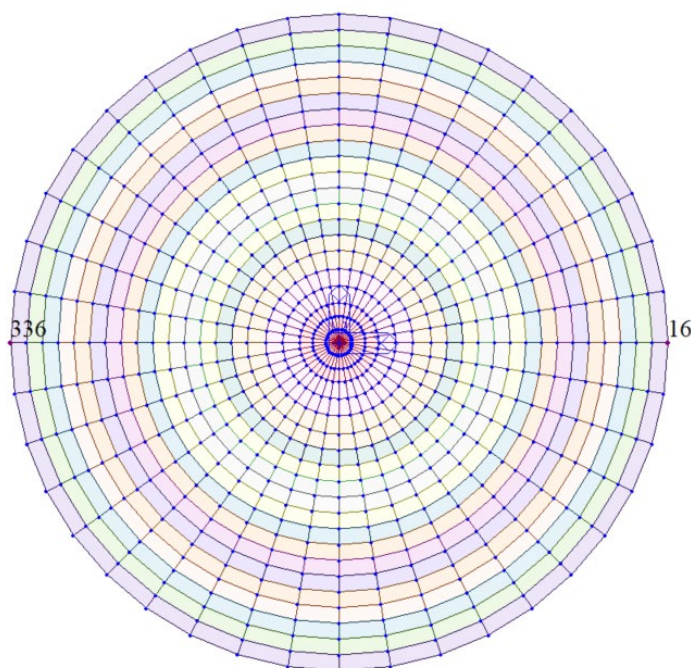


Figura 47: Identificazione nodi

Si considerano quindi gli spostamenti dei nodi precedentemente indicati, nelle combinazioni "SLEr" e "SLEqp".

La seguente tabella riassume i dati di input ed i risultati relativi al calcolo della rigidità rotazionale del basamento:

	Combinazione SLER	Combinazione SLEq
Spostamento massimo (Nodo 16)	1.818 cm	1.581 cm
Spostamento minimo (Nodo 336)	0.404 cm	0.634 cm
Differenza	1.414 cm	0.947 cm
Angolo	0.0005656 rad	0.0003788 rad
Momento flettente applicato	178349500 Nm	119805990 Nm
Rigidità rotazionale	3.15328E+11 Nm/rad	3.16278E+11 Nm/rad

La rigidità alla rotazione, calcolata come (M/σ) è superiore, per entrambe le combinazioni di calcolo, al valore minimo indicato nella specifica fornita dal produttore della turbina (1.5E+11 Nm/rad) e riportata nell'immagine sottostante.

The value for SG 6.0-170 T115-50A is shown in Table 2:

WTG	SG 6.0-170 T115-50A
Minimum rotational stiffness of the foundation	1.5E+11 Nm/rad

Table 2 SG 6.0-170 T115-50A Minimum rotational stiffness