

# COMUNI DI BELCASTRO E CUTRO

Provincia di Catanzaro e Crotone



## Progetto parco eolico "Cantorato"

<b>Elaborato:</b> CA_R11.1	<b>CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE</b>
<b>Scala:</b> Documento	
<b>Data:</b> 10.02.2024	

Committente:

*Energia Levante S.r.l.*

Il Progettista

Ferraro architetto Francesco



Società del gruppo:

N°REVISIONE	Data revisione	Elaborato	Controllato	Approvato	Note
1			F.F.	G.M.	

E' vietata la copia anche parziale del presente elaborato

*ENERGIA LEVANTE S.r.l.*

Via Luca Gaurico n°9/11 - Regus Eur 4° piano - Cap. 00143 ROMA (Italia)

P.IVA 10240591007- REA RM1219825 - PEC: [energialevantesrl@legalmail.it](mailto:energialevantesrl@legalmail.it)

Indirizzo email: [www.sserenewables.com](http://www.sserenewables.com) - Telefono (+39) 0654832107

## INDICE

PAGINA

1.	RELAZIONE	2
2.	NORMATIVA	2
3.	MATERIALI CALCESTRUZZO FONDAZIONE	3
4.	CALCESTRUZZO PER I PALI TRIVELLATI	4
5.	ACCIAIO ARMATURE	4
6.	ANALISI DEI CARICHI DELL'AEROGENERATORE	4
7.	PESO PLINTO	3
8.	PESO TERRENO	3
9.	COMBINAZIONE DI CARICO	4
10.	MODELLO DI CALCOLO	4
11.	GENERALITA'	4
12.	MODELLO DI FONDAZIONI SISTEMA DI RIFERIMENTO	6
13.	MODELLO PLATEA	6
14.	MODELLO PALI	6
15.	CARICHI	7
16.	VERIFICA DELLA PLATEA	8
17.	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE	8
18.	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO	14
19.	VERIFICA A PUNZONAMENTO DEL PALO	16
20.	VERIFICHE DEI PALI	17
21.	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO	17
22.	CALCOLO COMPLETO PER UN SINGOLO PALO DI FONDAZIONE	21
23.	PROGETTO	21
24.	VERIFICA PORTATA	27
25.	VERIFICA DEI CEDIMENTI	27
26.	CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE	28

## **1. RELAZIONE**

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni dell'aerogeneratore del campo eolico "Cantorato", situato nei Comuni di Cutro(kr) e Belcastro (CZ) , in particolare il calcolo e la verifica del plinto e dei pali.

Ai fini del calcolo, nella presente relazione e calcolo si farà riferimento a titolo puramente esemplificativo ad aerogeneratori del tipo Siemens Gamesa SG170 e Vestas V172, di pari caratteristiche pesi e materiali.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe II. Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 24.00 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gona aerogeneratore) a 3.15 metri (esterno plinto), i pali sono 20 diametro 1200 mm e di lunghezza 28 metri. Riferendosi la presente relazione ad un progetto di carattere definitivo, avente scopo primario il dimensionamento di cassero e armatura di platea e pali con intento possibilmente conservativo, alcune verifiche di maggiore specificità e che dovranno essere considerate in fase esecutiva non sono state inserite; in particolare ci si riferisce a quelle connesse ai fenomeni di fatica, sulla base dei carichi forniti dal produttore, ed a quella sulla rigidità rotazionale statica. Le suddette verifiche presuppongono infatti una maggiore conoscenza dei dati geotecnici, da riferire singolarmente a ciascun aerogeneratore, rispetto a quelli complessivi attualmente reperiti, per lo più estrapolati dalla letteratura sulla base delle risultanze geologiche della zona definita dal dr. Eliseo Scerbo geologo e dai laboratori Geomat KR, e utilizzati nella presente relazione.

## **2. NORMATIVA**

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni. Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'«*Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" EUROCODICE 2 -2005- ENV 1992: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".*

DOCUMENTI DI RIFERIMENTO • Relazione geologica • "tipico della Design guidelines for foundation of WTG" • Doc. SIEMENS-GAMESA "SG6.2-170 Foundation loads T115-50A" – VESTAS da 6.2MW a 7.2MW.

## **3. MATERIALI CALCESTRUZZO FONDAZIONE**

Per la fondazione si definiscono le seguenti caratteristiche del calcestruzzo:

- Classe di esposizione: XC4
- Classe di consistenza: S4
- Classe di resistenza alla compressione: C32/40 Per il colletto superiore si prevede una classe di calcestruzzo maggiore con le seguenti caratteristiche:
  - Classe di esposizione: XC4
  - Classe di consistenza: S4

- Classe di resistenza alla compressione: C35/45.

#### **4. CALCESTRUZZO PER I PALI TRIVELLATI**

Per i pali trivellati vengono definite le caratteristiche del calcestruzzo:

- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza: S5
- Classe di resistenza alla compressione: C25/30.

#### **5. ACCIAIO ARMATURE**

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

#### **6. ANALISI DEI CARICHI DELL'AEROGENERATORE**

L'aerogeneratore preso a riferimento esemplificativo ma non esaustivo è del tipo SG6.2 170 T115-50A (6.2MW, h=115 m) Vestas – V172 da MW6.2 a 7.2. Dalle relazioni fornite da dalle ditte produttrici degli aerogeneratori, sono state definite le sollecitazioni indotte dal vento assunto come carico massimo. I carichi sono stati desunti dai tipici resi disponibili dai costruttori in aderenza al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: sono stati utilizzati ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana. Si rimarca altresì che i carichi forniti dal produttore rappresentano i carichi massimi da non combinare con alcun altro tipo di carico, essi includono gli effetti dinamici della struttura e corrispondono alla più sfavorevole tra le combinazioni con carico da vento sulla turbina. I carichi di vento forniti ad una quota di +20 cm rispetto all'estradosso della fondazione, sono qui di seguito riassunti:

- $F_x = 1535.05$  kN
  - $F_y = 50.50$  kN
  - $F_z = -6826.10$  kN
  - $M_x = 4163.87$  kNm
  - $M_y = 178349.50$  kNm
  - $M_z = 374.90$  kNm
- I carichi sopra riportati sono indicati per il vento spirante in direzione X; analogamente i carichi nel caso di vento in direzione Y si ottengono alternando i pedici alle forze orizzontali e ai momenti agenti attorno agli assi orizzontali.

#### **7. PESO PLINTO**

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

#### **8. PESO TERRENO**

Il peso del terreno di ricoprimento sopra la fondazione dell'aerogeneratore è pari a:  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. Il carico è applicato come pressione sugli elementi tipo platee interessati da questo carico, quindi quelli esterni al concio circolare. Per l'applicazione del carico, essendo il concio circolare esterno diviso in quattro altezze è stata calcolata la pressione agente sulle quattro parti dove quindi l'altezza di ricoprimento della fondazione è variabile. Si riportano di seguito i carichi inseriti, procedendo dalla corona più esterna a quella più interna:

interna:

- 4° Corona 20.5 kN/m<sup>2</sup>;
- 3° Corona = 18.5 kN/m<sup>2</sup>;
- 2° Corona = 15.5 kN/m<sup>2</sup>;
- 1° Corona = 12.5 kN/m<sup>2</sup>.

## 9. COMBINAZIONI DI CARICO

La struttura è calcolata con vita utile 50 anni.

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

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

dove:

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

## 10. MODELLO DI CALCOLO

### 11. GENERALITA'

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

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

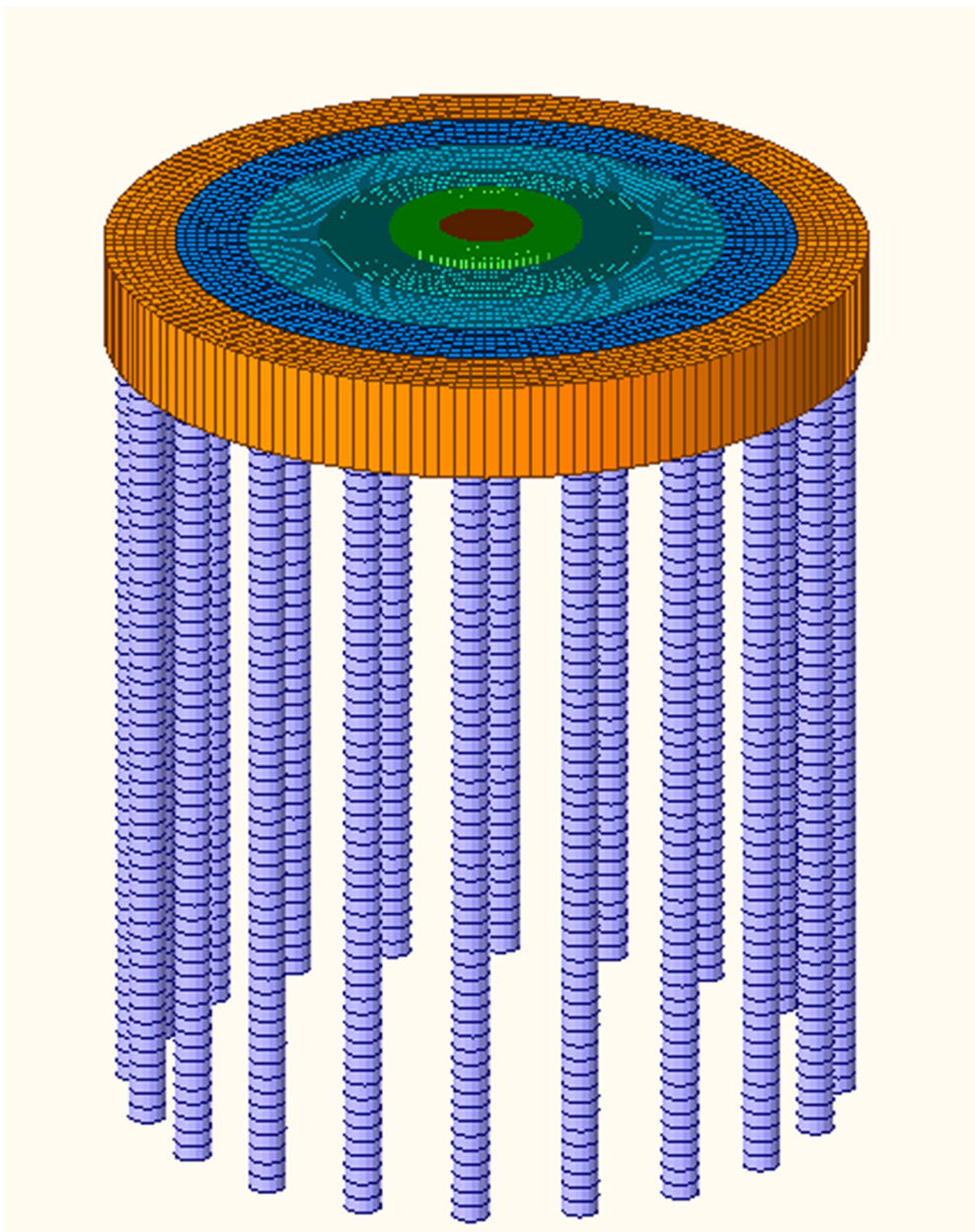
Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura. Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

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

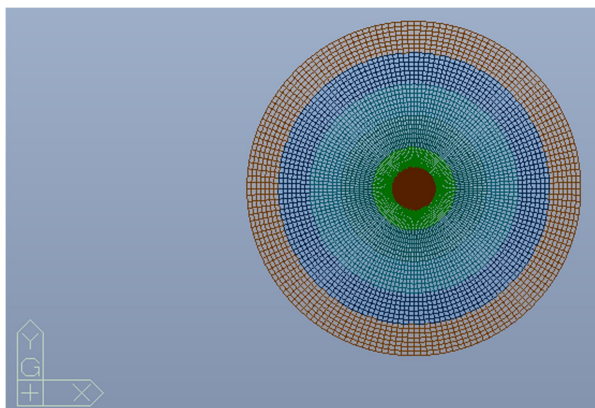
I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati.

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

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



**Modello di fondazione**



## 12. Modello di fondazione -sistema di riferimento

### 13. MODELLO PLATEA

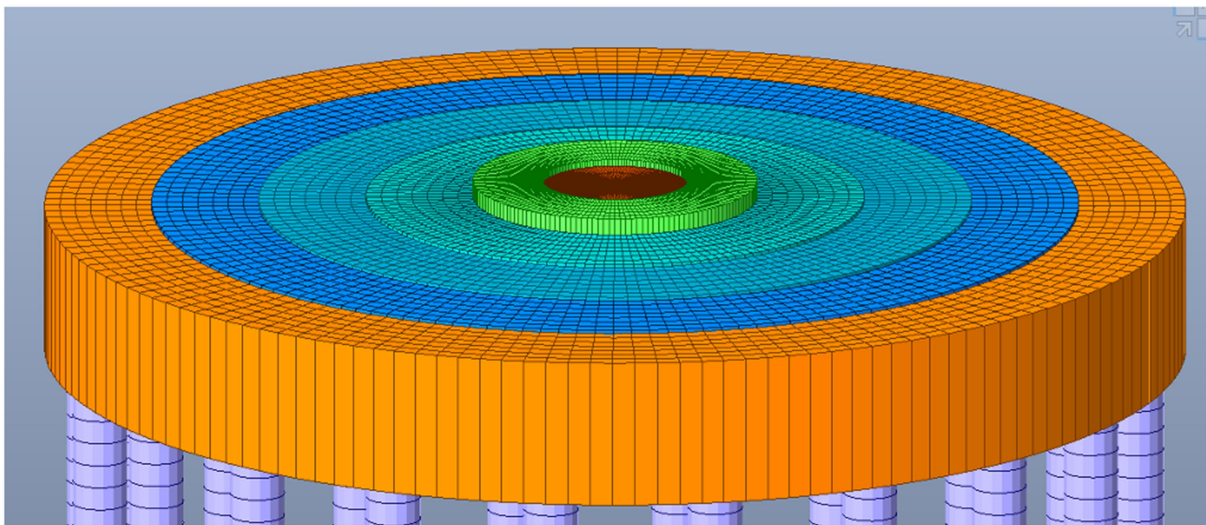
La platea è circolare di diametro 24.92 metri e altezza variabile da 4,40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 3.15 metri (esterno plinto).

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

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

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

Si riporta un'immagine indicante le differenti altezze.



Modello geometrico della platea di base

### 14. MODELLO PALI

La platea è supportata da 20 pali di diametro 120 cm e lunghezza 28 metri. Nella modellazione essi sono stati considerati come elementi beam e suddivisi in conci di lunghezza pari a 0.5m. Le interazioni tra i pali ed il terreno circostante sono espresse dai seguenti parametri geotecnici ricavati dalla relazione geologica, che descrive per i primi 6 metri di profondità una condizione di “limi argillosi compatti” (LAS) e successivamente di “argille siltitiche” (AS). Queste comportano, utilizzando dati basati sulla letteratura, i seguenti i seguenti valori di costanti elastiche alla Winkler: Per i limi argillosi compatti (LAS): K verticale: 8 kg/cm<sup>3</sup> = 80000 kN/m<sup>3</sup> K orizzontale: 4 kg/cm<sup>3</sup> = 40000 kN/m<sup>3</sup> Per le argille siltitiche (AS): K verticale: 10 kg/cm<sup>3</sup> = 100000 kN/m<sup>3</sup> K orizzontale: 6 kg/cm<sup>3</sup> = 60000 kN/m<sup>3</sup> Appare comunque evidente che in fase di realizzazione ci si dovrà riferire a prove più specifiche e distribuite per ciascun aerogeneratore.

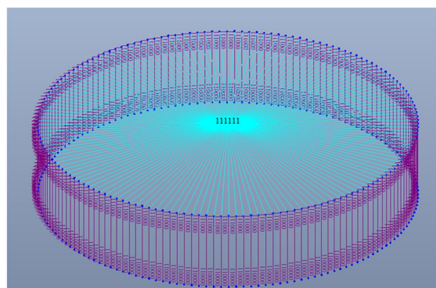
- $K_v = 113000$  kN/m costante verticale di compressione e trazione applicata sul nodo inferiore dei pali, ottenuta moltiplicando la costante verticale per argille siltitiche per l'area del palo.
- $K_s$  = applicata ad ogni nodo del palo. Il valore inserito è calcolato moltiplicando le costanti orizzontali per il diametro del palo (1.2m) e per l'altezza dei singoli conci (0.5m). Per i primi 6m si è quindi applicato il valore pari a 24000 kN/m e per i restanti metri il valore pari a 36000 kN/m.

## 15. CARICHI

I carichi sono stati applicati secondo le due direzioni principali (X e Y) al fine di trovare le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali. Le forze nel piano orizzontale e i momenti di rotazione attorno ai due assi del piano orizzontale saranno composti vettorialmente ed applicati secondo la stessa direzione di composizione andando così a vantaggio di sicurezza. Le forze finali riportate a livello dell'estradosso fondazioni sono quindi le seguenti:

- $F_x = 1535.05$  kN
- $F_y = 50.50$  kN;
- $F_z = -6826.10$  kN;
- $M_x = 4163.87$  kNm;
- $M_y = 178349.50$  kNm;
- $M_z = 374.90$  kNm.

L'aerogeneratore si poggia sulla corona superiore costituita da 160 nodi, le sollecitazioni dell'aerogeneratore vengono applicate tramite l'utilizzo del "rigid body", un nodo master (il nodo centrale della fondazione) collegato in dx, dy, dx, rx, ry e rz ai 160 nodi precedenti. Siccome tra i 160 nodi sui quali deve arrivare il carico e il nodo master sono presenti altri elementi plate si realizza un'estrusione dei 160 nodi verso l'alto pari a 1m e a questi elementi vengono assegnate le proprietà di un "rigid" ( $E=3.0e10$  kN/m<sup>2</sup> e Area=1000m<sup>2</sup>). I rigid sono bielle. Il nodo master viene bloccato in dx, dy e rx. Il carico dell'aerogeneratore viene inserito seguendo le direzioni dei carichi; quindi ad esempio  $F_x$  è inserito in direzione X e così via. Data la forma della fondazione qualsiasi direzione di inserimento sarebbe stata corretta: simmetricamente in direzione Y, i carichi dell'aerogeneratore andrebbero inseriti con gli stessi valori ma invertendo la X e la Y; ad esempio l' $F_x$  (1535.05 kN) andrebbe inserito in direzione Y e così via.



Carico aerogeneratore

Le combinazioni di carico individuate per le direzioni x e y sono 10 ciascuna e sono le seguenti:



COMBINAZIONI			
	PP	PERM	AEROGENERATORE
gLGB1 SLU	1.3	1.3	1.5
gLGB1 EQU	0.9	0.9	1.5
gLGB1 SLE	1	1	1

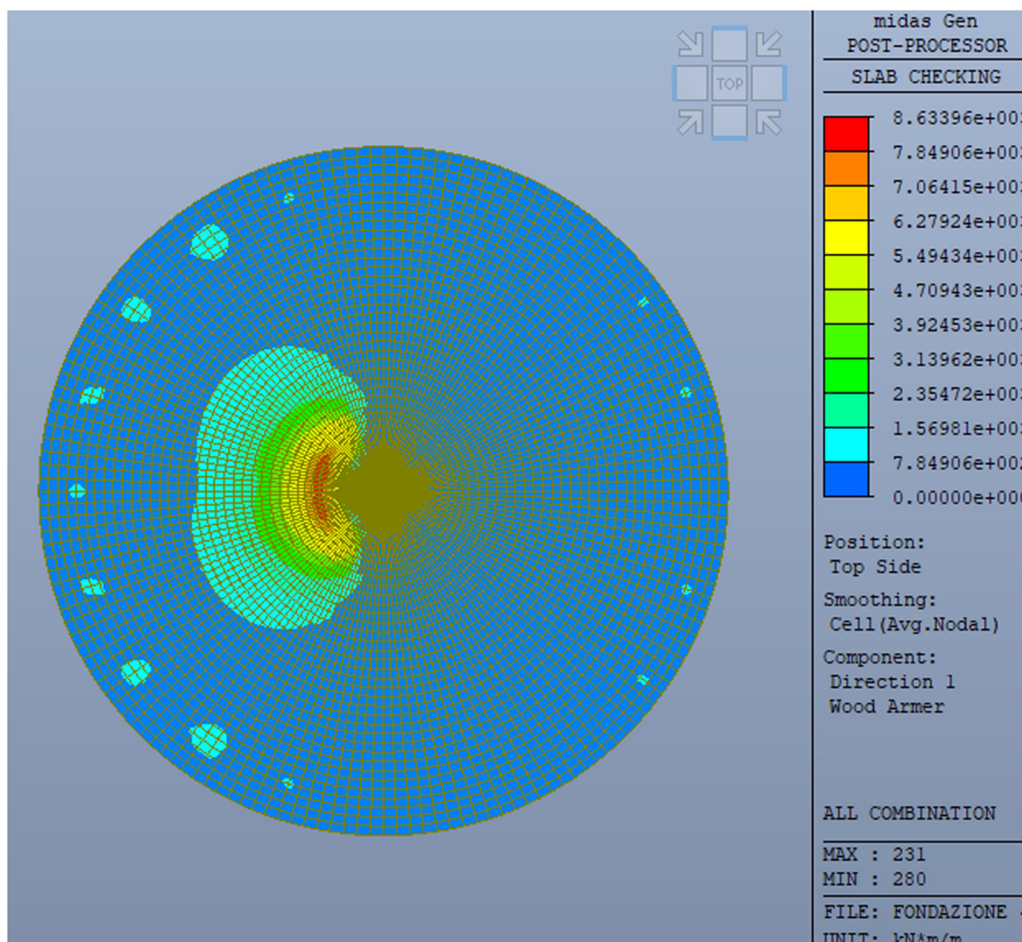
**16. VERIFICHE DELLA PLATEA**

**17. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE**

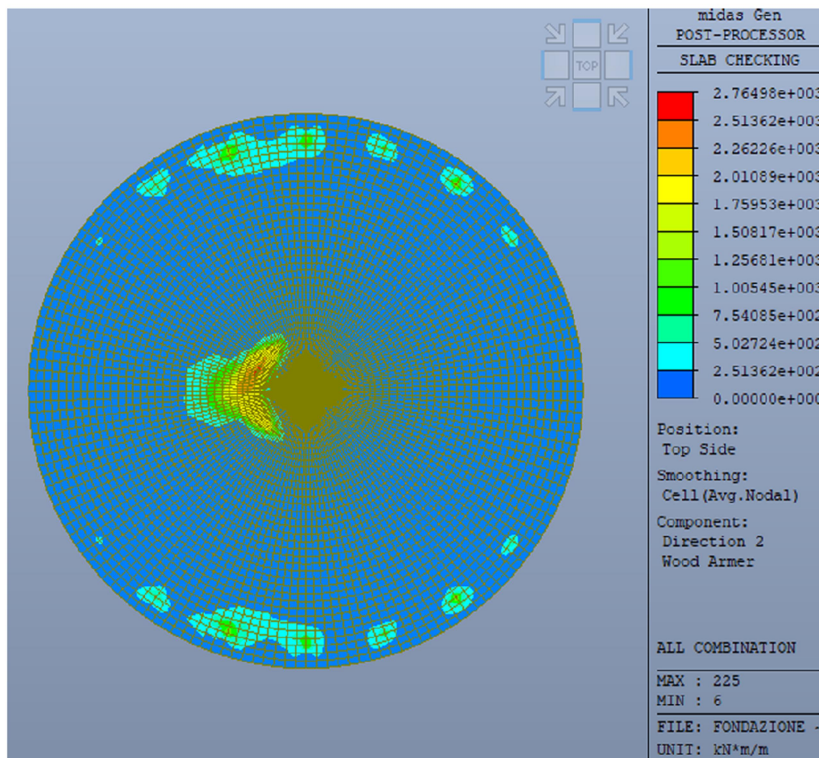
La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico.

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

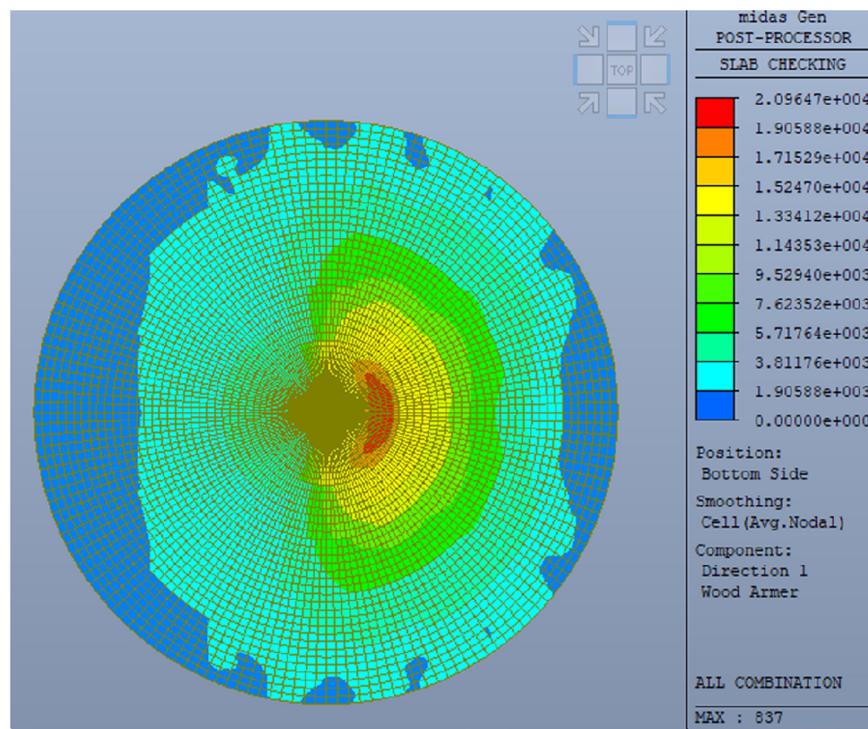
Nota bene: avendo inserito il carico dell’aerogeneratore solo in direzione X, le sollecitazioni massime sono in quella direzione; tutte le altre direzioni sono analoghe (anche se il valore di sollecitazione è basso o simmetrico).



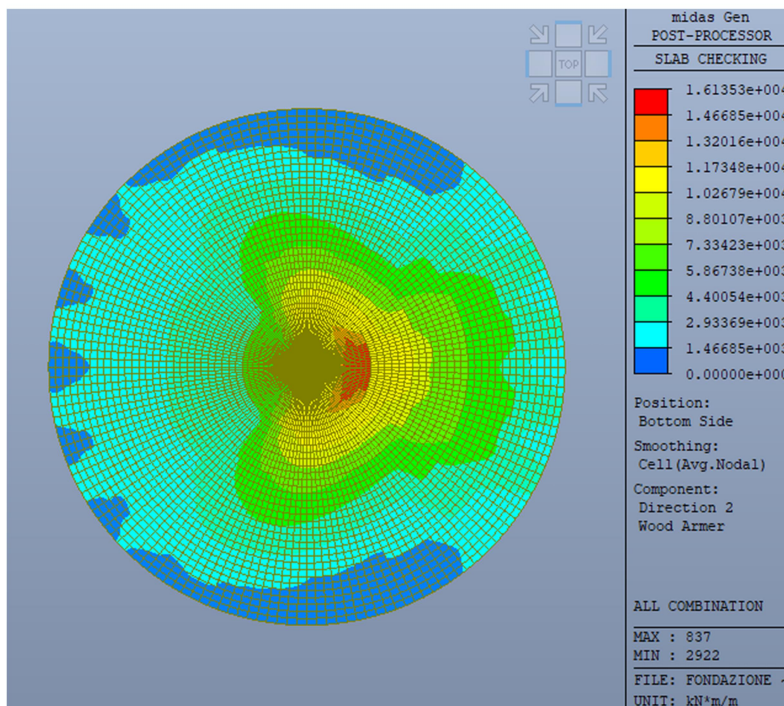
Top direzione x



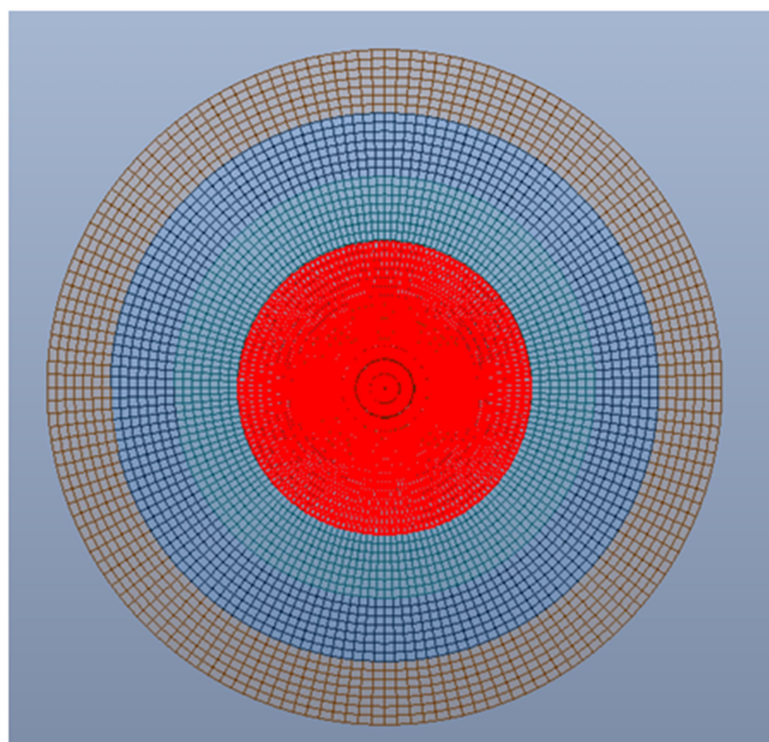
Top direzione y



Bottom direzione x



Bottom direzione y

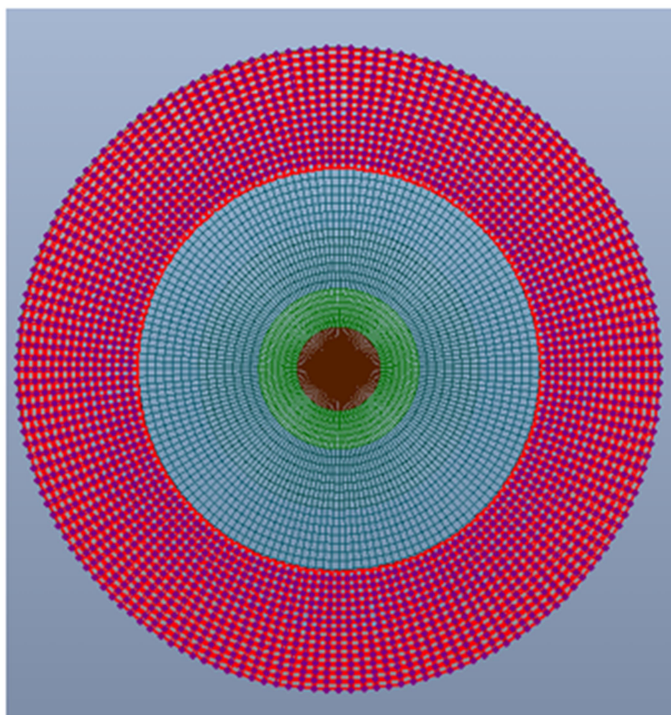


Zona rinforzata

Superiormente la platea è armata con ferri radiali  $\varnothing 30$  che presentano un passo nella zona di maggiore sollecitazione (corona circolare dove si appoggio l'aerogeneratore) pari a 0.07m.

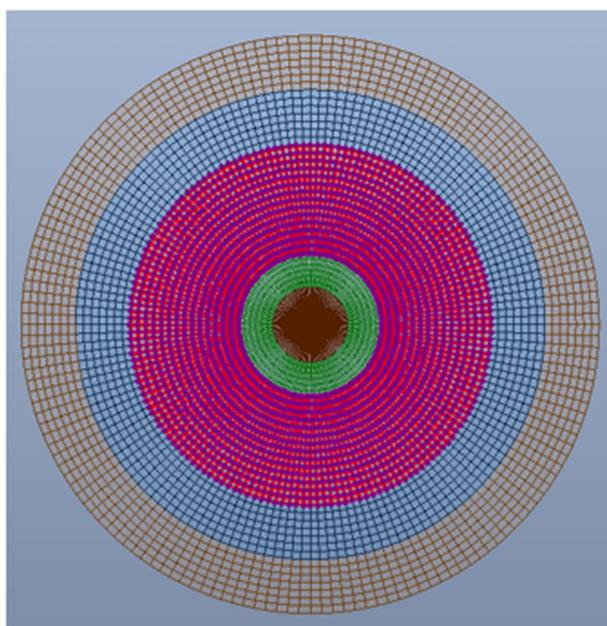
Nella parte più esterna si raggiunge una distanza di 0.37m.

Nell'altra direzione si prevedono ferri  $\varnothing 30$  circolari. Il passo è variabile. Si prevedono  $\varnothing 30/200$  nelle seguenti corone.



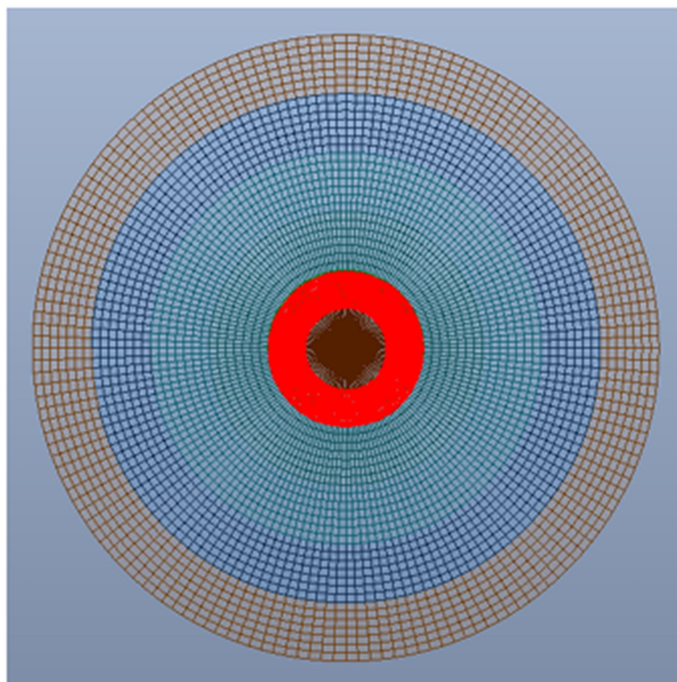
Corone -1

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



Corone -2

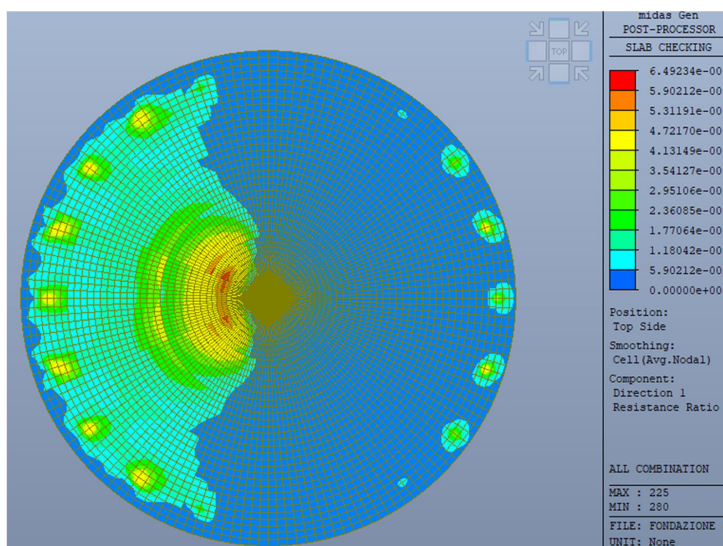
Si prevedono  $\phi 30/100$  nella corona circolare più alta.



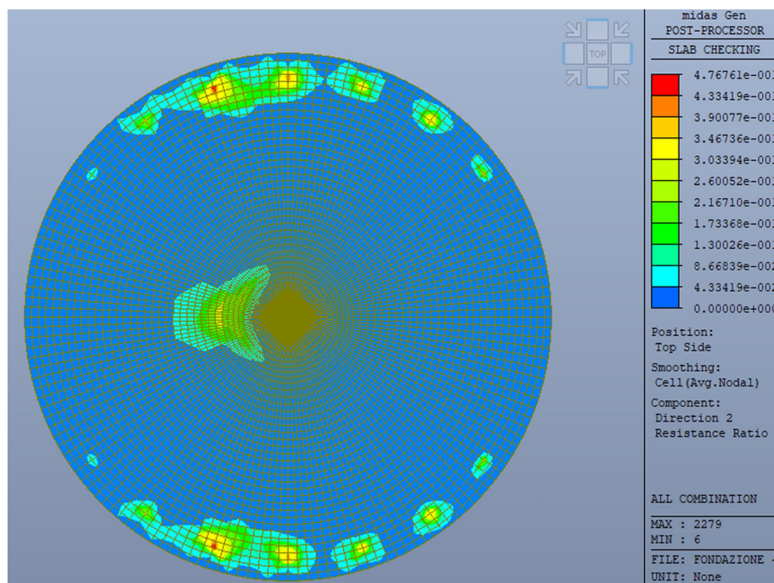
Corone -3

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

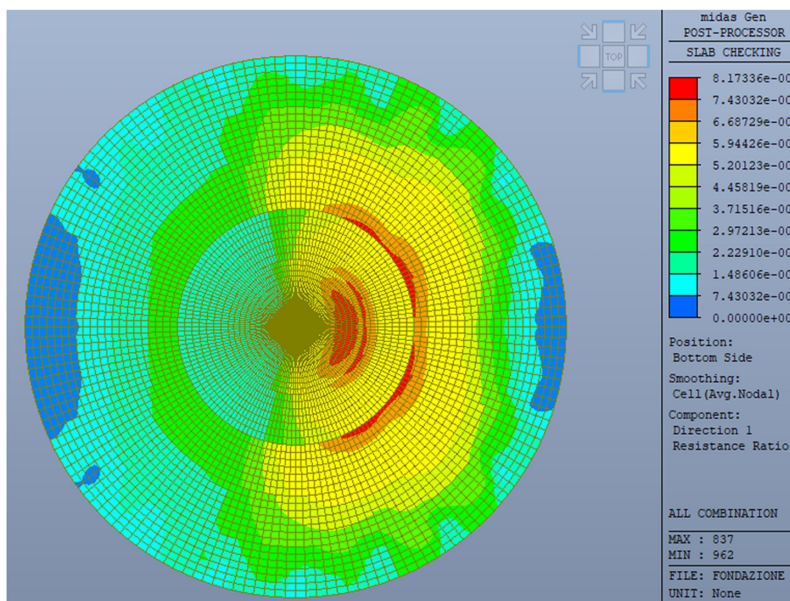
Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.



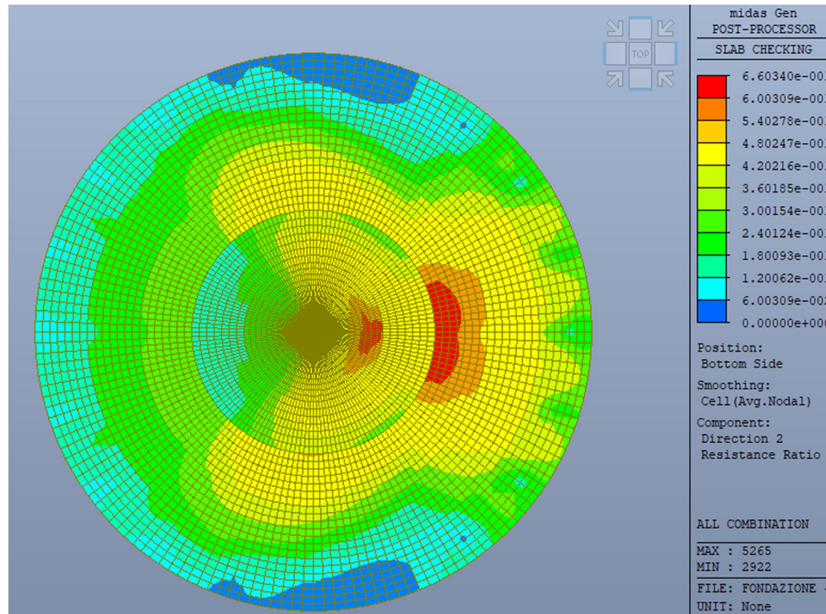
Coefficiente di sfruttamento- top direzione x



Coefficiente di sfruttamento- top direzione y



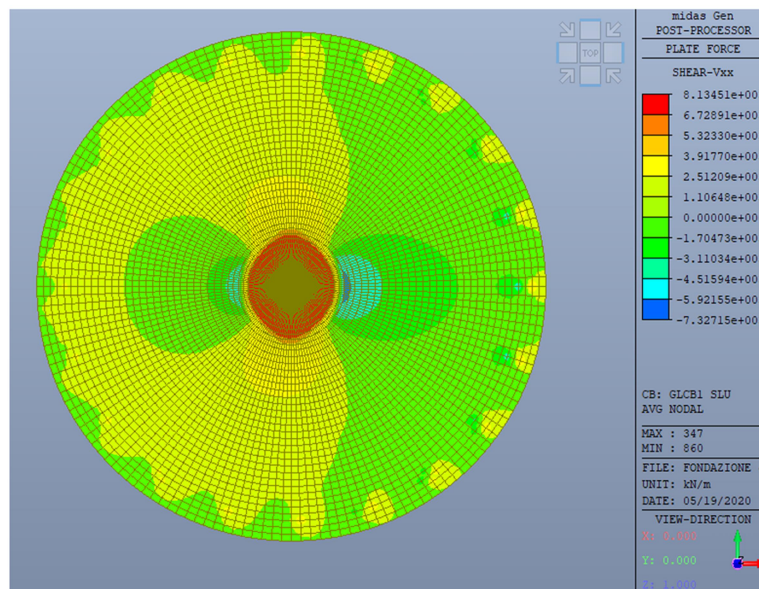
Coefficiente di sfruttamento- botton direzione x



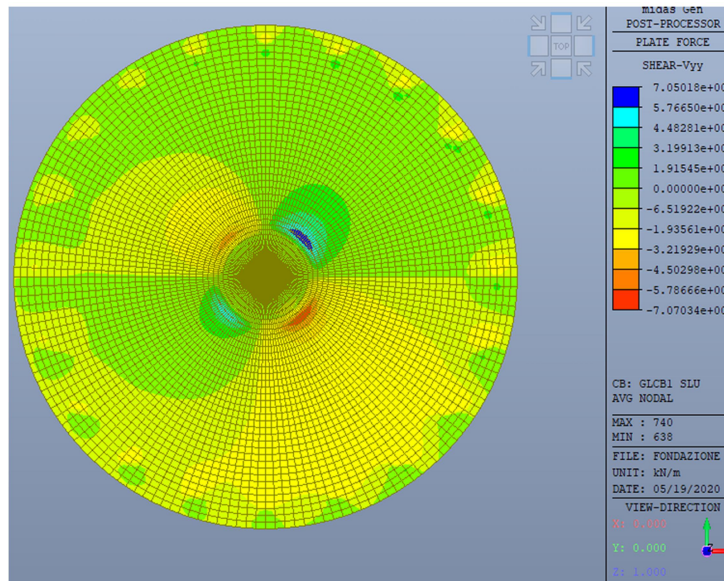
Coefficiente di sfruttamento- botton direzione y

### 18. VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Si riportano l'andamenti dei tagli  $V_{xx}$  e  $V_{yy}$  nella combinazione all'involuppo allo SLU.



Taglio  $V_{xx}$



Taglio Vyy

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

Inizialmente si verifica che sia necessaria armatura a taglio; nel caso lo fosse, si procede alla verifica con armatura a taglio. Le verifiche vengono eseguite secondo le formule presenti all’interno delle NTC 2018. Con queste premesse si prevede la seguente armatura:

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

Per esempio si riportano i calcoli effettuati per una corona della parte esterna della platea e per la corona circolare più alta. Per le corone esterne, ricavata la sollecitazione di taglio in direzione radiale e lungo la circonferenza, la medesima viene sommata e sulla base di questa sollecitazione si verifica l’armatura a taglio.

I significati delle sigle mostrate nelle tabelle seguenti sono:

B (m) larghezza sezione

H (m) altezza sezione

D (m) altezza utile

$$K \ 1+(200/d)^{12} = o < 2$$

fck Resistenza caratteristica cilindrica

$$V_{min} \ 0,035k^{3/2} \ fck^{1/2}$$

Vrd resistenza a taglio senza armatura a taglio Ved sollecitazione di taglio



cs Coefficiente di sfruttamento

Asw area armatura a taglio

s passo armatura a taglio  $\alpha$  inclinazione staffe

$\theta$  inclinazione puntoni Vrsd Resistenza di calcolo taglio-trazione

Vrcd resistenza di calcolo taglio-compressione

Vrd Resistenza a taglio  $\min(Vrsd; Vrcd)$

cs Coefficiente di sfruttamento

#### Sollecitazione al taglio

Norme	load	Length (m)	Fy (kN)
4° corona	glCB1 SLU	1	896.1322

#### Verifica al taglio

B	H	D	K	fck	Vmin	Vrd	Ved	cs
1	3.15	2.99	1.25863	33.2	0.288764	851.4429	896.1322	1.052486

	Asw	s	$\alpha$	$\theta$	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
4° corona	10.466667	0.3	90	21.8	9185.053	8728.287	8728.287	0.10267

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

#### Sollecitazione al taglio

Norme	load	Length (m)	Fy (kN)
Corona alta circonferenza	glCB1 SLU	1	8501.091

#### Verifica al taglio- no armatura

B	H	D	K	fck	Vmin	Asl	p	Vrd	Ved	cs
1	4.4	4.15	1.219529	37.4	0.288072	0	0	1195.499	8501.091	7.110912


#### Verifica al taglio- si armatura

	Asw	s	$\alpha$	$\theta$	Vrsd	Vrcd	Vrd	cs
corona alta circonferenza	70.7	0.27	90	45	38269.79	19762.82	19762.82	0.430156

### 19. VERIFICA A PUNZONAMENTO DEL PALO

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

Si ricava dal modello di calcolo la massima compressione in sommità al palo pari a 6122 kN. Di seguito si riporta la verifica effettuata.

$u_0 =$	377	cm	(perimetro pilastro)		
$u_1 =$	1921	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro)		
$d =$	305	cm	altezza utile soletta		
$a_1 =$	610	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica $u_1$		
$u =$	1498.18576	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)		
$k =$	1.25607376				
$v_{min} =$	0.28	MPa			
$\sigma_{op} =$	0	MPa	(compressione media nelle due direzioni dovuta a sforzo assiale)		
$\rho_{lx} =$	0.00289754				
$\rho_{ly} =$	0.00289754				
$\rho_{lz} =$	0.00289754				
<b><u>Azione di punzonamento</u></b>					
$V_{ed(a,2d)} =$	6122	kN		$V_{ed(a,d)} =$	749.54 kN
<b><u>Verifica senza armature resistenti al taglio</u></b>					
$\beta =$	1.5				
-Verifica a filo pilastro					
$V_{Ed} =$	0.80	MPa			
$V_{Rd,max} =$	4.89	MPa	(massimo taglio resistente)		OK
-Verifica al perimetro di verifica di base ( $u_1$ )					
$V_{Ed} =$	0.1567	MPa			
$V_{Rd,c} =$	0.32	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)	min 0.28	OK
		cs	0.4889207		

Verifica- non è necessaria l'armatura a punzonamento.

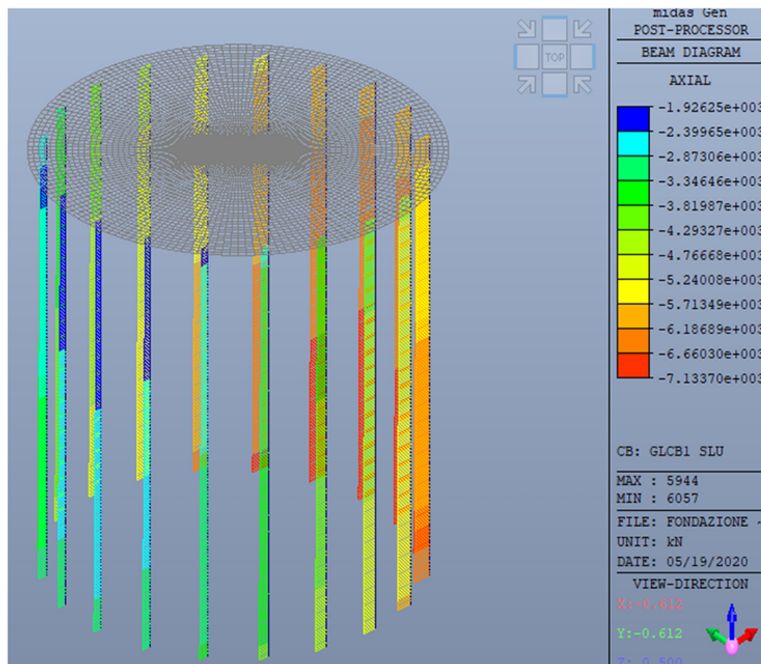
## 20. VERIFICHE DEI PALI

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

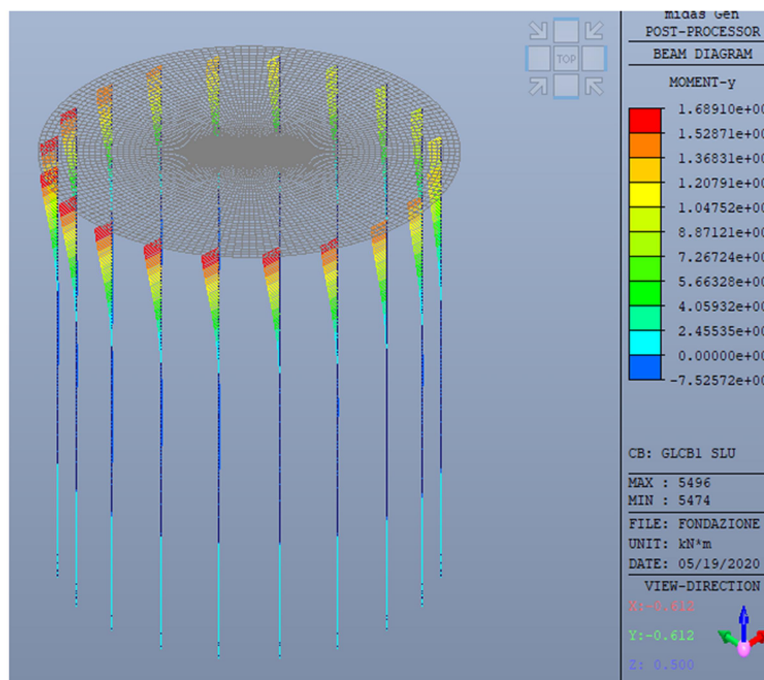
## 21. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO

I pali sono armati con 30 $\phi$ 30 verticali e staffe a spirale  $\phi$ 10/200.

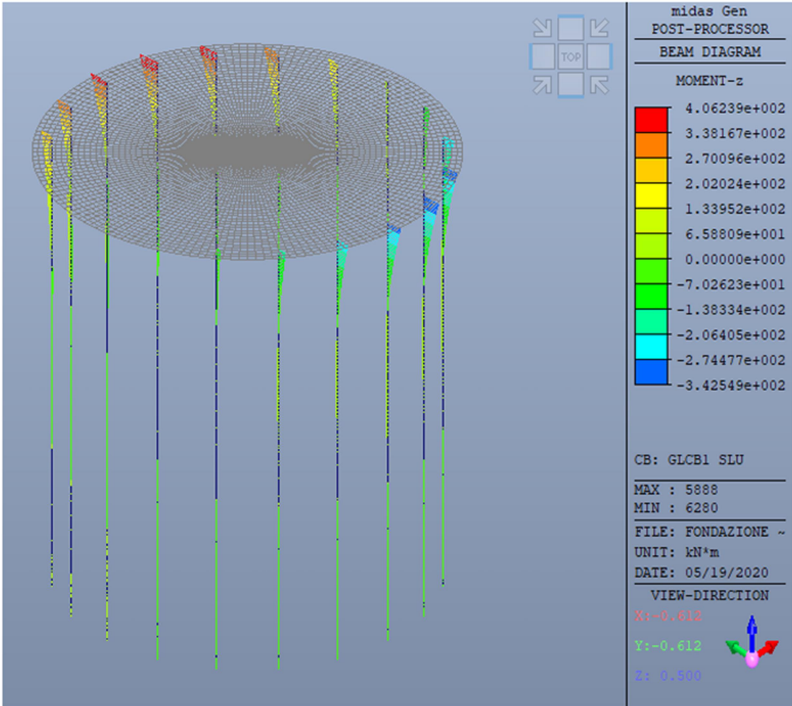
Diagrammi delle sollecitazioni secondo l'involuppo agli SLU.



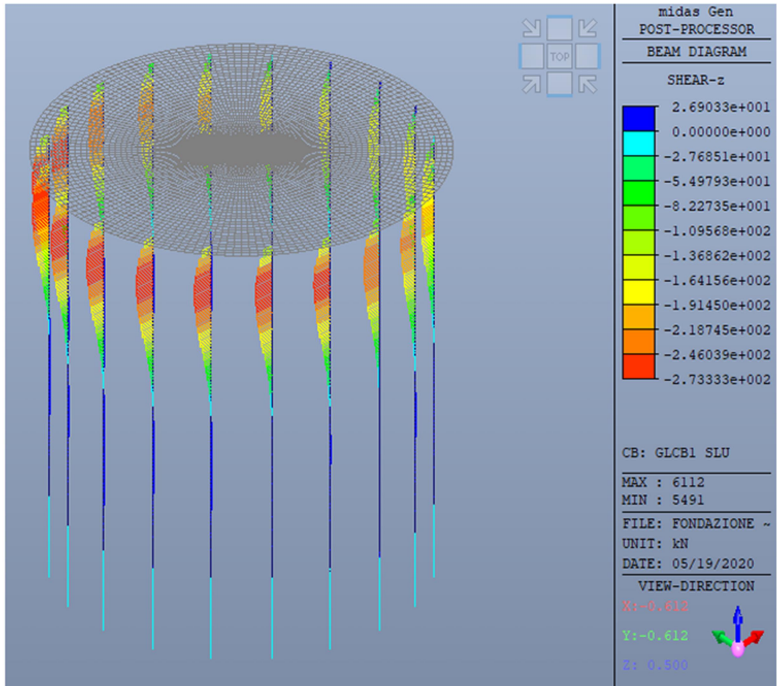
Azione assiale - pali



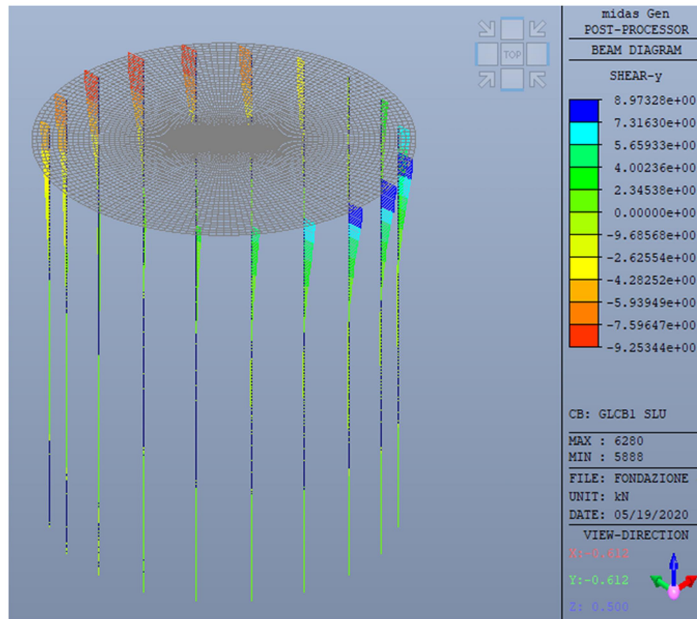
My – pali



Mz – pali



Fz – pali



Fy-pali

MEMB	SE	Section	fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdma	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT	L	Bc Hc	Height	fyw		B		x	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	B	V_Ed.mid	Rat-V.mid
5441	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3072.76	2062.47	1060.82	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.497	0.499	0.497	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5497	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3383.09	2165.59	1205.62	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.534	0.532	0.531	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5553	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3856.07	2313.70	1413.04	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.581	0.580	0.581	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5609	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4445.38	2483.24	1662.57	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.640	0.639	0.639	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5665	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	7016.38	3020.09	2509.82	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.858	0.842	0.843	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5721	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	6706.04	2969.37	2478.95	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.834	0.829	0.830	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5777	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	6233.07	2884.96	2361.95	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.801	0.798	0.798	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5833	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5843.76	2766.06	2170.47	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.752	0.752	0.751	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5889	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	2955.43	2021.87	1030.24	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.478	0.488	0.486	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
5945	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3042.61	2050.77	1092.64	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.492	0.500	0.499	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6001	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4995.79	2617.13	1928.75	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.706	0.695	0.695	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6057	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	7133.70	3039.59	2456.67	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.837	0.841	0.842	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6113	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5093.34	2650.44	1924.30	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.693	0.699	0.699	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6169	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	7046.52	3028.97	2478.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.827	0.842	0.843	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6225	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	5736.53	2796.32	2163.93	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.765	0.756	0.755	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6281	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	6311.99	2909.61	2349.48	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.812	0.800	0.800	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6337	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	6763.38	2986.66	2457.63	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.841	0.829	0.830	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6393	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3777.15	2284.47	1425.51	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.569	0.576	0.577	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6449	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	3325.75	2143.73	1226.95	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.524	0.530	0.530	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****
6505	□	palo e1.2	25000.0	450000	OK	1	30-3-P30	24946.0	4352.60	2450.16	1669.11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.00000	*****
2	□	0.000 1.200	28.000	450000					0.627	0.634	0.634	*****	*****	*****	*****	2	0.00000	*****

Risultati

(Gli asterischi hanno come significato che non è necessaria armatura a taglio).

## 22. Calcolo completo per un singolo palo di fondazione.

### 23. PROGETTO:

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

Section Type : Circular with Spirals (CS)  
 Section Height (HTc) = 28.000 m.  
 Section Depth (Hc) = 1.200 m.  
 Section Width (Bc) = 0.000 m.  
 Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.065 m.  
 Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.  
 Modulus of Elasticity (Ec) = 31475806.210 KPa.  
 Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.  
 Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.  
 Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

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

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

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

- ( ). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.  
 \*.Load combination ID = 1

Load Case	N_Ed	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	4504.84	0.00	245.66	0.00	-79.82
LL	-1432.09	0.00	1443.44	0.00	60.14
DL+LL	3072.76	0.00	1689.10	0.00	-19.68
Others	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL+Others	3072.76	0.00	1689.10	0.00	-19.68

- ( ). Check slenderness ratios of frame.

- Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (Ac \cdot f_{cd}) = 0.1630$$

$$\Phi_{ef} = 2.140$$

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

$$B = 1.1000$$

My01 = the numerically smaller value both Myi and Myj.

My02 = the numerically larger value both Myi and Myj.

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

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

$$SR_y = 64.868$$

Mz01 = the numerically smaller value both Mzi and Mzj.

Mz02 = the numerically larger value both Mzi and Mzj.

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

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

$$SR_z = 64.868$$

- Radii of gyration.

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

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

- Unbraced lengths.

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

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

- Effective length factors.

$$K_y = 1.000$$

$$K_z = 1.000$$

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

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

( ), Design forces/moments of column(brace).  
 -. Axial Force (Compression)  $N_{Ed} = 3072.76$  kN.  
 -. Combined Bending Moment  $M_{Ed} = 2319.30$  kN-m.  
 -. Bending Moment about Local-y  $M_{Edy} = 2062.47$  kN-m.  
 -. Bending Moment about Local-z  $M_{Edz} = 1060.82$  kN-m.  
 -. Combined Shear Force  $V_{Ed} = 120.85$  kN.

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

- Nominal second order moment.  
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.440$   
 $\nu = 1 + \omega = 1.440$   
 $n_{bal} = 0.4$   
 $k_r = \text{MIN}[(\nu - n) / (\nu - n_{bal}), 1.0] = 1.000$   
 $\text{Beta} = 0.35 + f_c / 200 - \text{SLEN} / 150 = -0.147$   
 $\text{Phi}_{ef} = 2.140$

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

Compute design parameters. -.  $A_g = 1.1310$  m<sup>2</sup>.

- $A_{st} = 0.0212$  m<sup>2</sup>.
- $\text{Rhot} = A_{st} / A_g = 0.018754$
- $\lambda = 0.8000$  (  $f_{ck} \leq 50$  MPa.)
- $\eta = 0.9000$  (  $f_{ck} \leq 50$  MPa.)
- $\text{Gamma}_c = 1.50$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $\text{Alpha}_{cc} = 1.00$  (Default or User Defined).
- $f_{cd} = \text{Alpha}_{cc} \cdot f_{ck} / \text{Gamma}_c = 16666.667$  KPa.
- $\text{Gamma}_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{yd} = f_{yk} / \text{Gamma}_s = 391304.348$  KPa.
- ( ). Check the ratio of reinforcement.
  - $\text{Rho}_{min} = 0.003000$
  - $\text{Rho}_{max} = 0.040000$
  - $\text{Rhot} = 0.018754$
  - $\text{Rho}_{min} < \text{Rhot} < \text{Rho}_{max} \rightarrow \text{O.K. !}$

( ). Compute eccentricities of biaxially loaded column.

- $\text{Ecny} = \text{ABS}(M_{Edz} / N_{Ed}) = 0.3452$  m.
- $\text{Ecnz} = \text{ABS}(M_{Edy} / N_{Ed}) = 0.6712$  m.
- $\text{Eccn} = \text{ABS}(M_{Ed} / N_{Ed}) = 0.7548$  m.
- $\text{Rota} = \text{ATAN}(\text{Ecny} / \text{Ecnz}) = 27.2187$  deg.
- Rotation of neutral axis =  $27.2187$  deg.

( ). Compute concentric axial load capacity.

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

-----  
 \*. Analysis of balanced condition.  
 -----

( ). Compute capacity of concrete stress block.

- $\text{ecu} = 0.00350$
- $c = \text{ecu} / (\text{ecu} + \text{es}) \cdot d = 0.728$  m.



- . a = lambda \* X = 0.582 m.
- . Acom = 0.544 m<sup>2</sup>.
- . DCcy = 0.121 m.
- . DCcz = 0.235 m.
- . Cc = eta\*fcd\*Acom = 8160.13 kN.
- . M\_RdCy = Cc\*DCcz = 1918.25 kN-m.
- . M\_RdCz = Cc\*DCcy = 986.64 kN-m.

( ). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dyl	M_RdNzi
1	0.845	-0.000563	-112634.59	7.070e-004	-79.63	0.000	-0.00	-0.535	42.60
2	0.740	-0.000062	-12329.91	7.070e-004	-8.72	0.111	-0.97	-0.523	4.56
3	0.630	0.000469	93879.66	7.070e-004	66.37	0.218	14.44	-0.489	-32.44
4	0.518	0.001007	201352.25	7.070e-004	142.36	0.314	44.77	-0.433	-61.62
5	0.410	0.001527	305390.78	7.070e-004	215.91	0.398	85.84	-0.358	-77.29
6	0.310	0.002007	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	-0.268	-74.00
7	0.223	0.002427	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	-0.165	-45.74
8	0.152	0.002767	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	-0.056	-15.47
9	0.101	0.003013	391304.35	7.070e-004	276.65	0.532	147.20	0.056	15.47
10	0.072	0.003154	391304.35	7.070e-004	276.65	0.509	140.76	0.165	45.74
11	0.066	0.003184	391304.35	7.070e-004	276.65	0.463	128.18	0.267	74.00
12	0.083	0.003102	391304.35	7.070e-004	276.65	0.398	109.99	0.358	99.04
13	0.122	0.002911	391304.35	7.070e-004	276.65	0.314	87.00	0.433	119.74
14	0.183	0.002620	391304.35	7.070e-004	276.65	0.218	60.20	0.489	135.21
15	0.262	0.002241	391304.35	7.070e-004	276.65	0.111	30.77	0.523	144.77
16	0.355	0.001791	358191.64	7.070e-004	253.24	0.000	0.00	0.535	135.48
17	0.938	-0.001013	-202650.58	7.070e-004	-143.27	-0.111	15.94	-0.523	74.98
18	1.017	-0.001392	-278443.77	7.070e-004	-196.86	-0.218	42.84	-0.489	96.21
19	1.078	-0.001684	-336701.61	7.070e-004	-238.05	-0.314	74.86	-0.433	103.03
20	1.117	-0.001874	-374877.97	7.070e-004	-265.04	-0.398	105.37	-0.358	94.88
21	1.134	-0.001957	-391304.35	7.070e-004	-276.65	-0.463	128.18	-0.268	74.00
22	1.128	-0.001926	-385262.84	7.070e-004	-272.38	-0.509	138.59	-0.165	45.03
23	1.099	-0.001785	-357017.49	7.070e-004	-252.41	-0.532	134.30	-0.056	14.12
24	1.048	-0.001539	-307802.74	7.070e-004	-217.62	-0.532	115.79	0.056	-12.17
25	0.977	-0.001199	-239769.53	7.070e-004	-169.52	-0.509	86.25	0.165	-28.03
26	0.890	-0.000779	-155891.23	7.070e-004	-110.22	-0.463	51.07	0.267	-29.48
27	0.790	-0.000299	-59833.73	7.070e-004	-42.30	-0.398	16.82	0.358	-15.14
28	0.682	0.000221	44204.81	7.070e-004	31.25	-0.314	-9.83	0.433	13.53
28	0.682	-0.000518	-103689.12	7.070e-004	-73.31	-0.314	23.05	0.433	-31.73
29	0.570	0.000140	28020.52	7.070e-004	19.81	-0.218	-4.31	0.489	9.68
30	0.460	0.000791	158182.31	7.070e-004	111.83	-0.111	-12.44	0.523	58.52

-Where,

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

esi = Strain in the i-th reinforcement

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

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement ( m<sup>2</sup>.)  
 Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement ( kN.)  
 dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis ( m.)  
 dyi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis ( m.)  
 M\_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement ( kN-m.)  
 M\_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement ( kN-m.)

---

- . Ns = SUM [ Fsi ] = -62.74 kN.  
 - . M\_RdNy = SUM [ M\_RdNyi ] = 2339.57 kN-m.  
 - . M\_RdNz = SUM [ M\_RdNzi ] = 1209.40 kN-m.

( ). Compute nominal capacity(N\_Rd,M\_Rd) of given neutral axis.

- . N\_Rd = Cc + Ns = 6185.62 kN.  
 - . M\_Rdy = M\_RdCy + M\_RdNy = 4136.66 kN-m.  
 - . M\_Rdz = M\_RdCz + M\_RdNz = 2133.72 kN-m.  
 - . M\_Rd = SQRT(M\_Rdy<sup>2</sup>+M\_Rdz<sup>2</sup>) = 4654.54 kN-m.

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

- . Rat\_N = N\_Ed / N\_Rd = 0.497 < 1.000 ---> O.K.  
 - . Rat\_M = M\_Ed / M\_Rd = 0.498 < 1.000 ---> O.K.

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

( ). Compute design parameters.

- . Gamma\_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).  
 - . Alpha\_cc= 1.00 (Default or User Defined).  
 - . fcd = Alpha\_cc \* fck / Gamma\_c = 16666.667 KPa.  
 - . Gamma\_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).  
 - . fyd = fyk / Gamma\_s = 391304.348 KPa.  
 - . Gamma\_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).  
 - . fywd = fyw / Gamma\_s = 391304.348 KPa.  
 - . Gamma\_rd= 1.00

( ). Compute concrete capacity of shear.

( LCB = 2, POS = J )  
 - . Applied axial force : N\_Ed = 974.138 kN.  
 - . Applied moment : M\_Edmax = 1613.521 kN-m.  
 - . Applied shear force : V\_Ed = 120.852 kN.  
 - . bw = 1.052 m.  
 - . d = 1.052 m.

( ). Compute maximum spacing of ties/spirals.

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

( ). Calculate shear strength of concrete.

- . k = MIN[ 1.0+SQRT(200/d), 2.0 ] = 1.4360 (by d unit is mm).  
 - . Acv = 1.10717 m<sup>2</sup>.  
 - . Asl = Ast / 2 = 0.01061 m<sup>2</sup>.  
 - . Rhol = Asl / Acv = 0.00958

- .  $C_{Rdc} = 0.18 / \Gamma_c = 0.1200$
- .  $Str_{cp} = \text{MIN}[ N_{Ed} / A_c, 0.2 * f_{cd} ] = 861.3269 \text{ KPa.}$
- .  $V_{Rdc1} = [ C_{Rdc} * k * (100 * \rho_{ol} * f_{ck})^{1/3} + 0.15 * Str_{cp} ] * A_{cv} = 692.949 \text{ kN.}$
- .  $V_{Rdc2} = [ 0.035 * k^{3/2} * \text{SQRT}(f_{ck}) + 0.15 * Str_{cp} ] * A_{cv} = 476.449 \text{ kN.}$
- .  $V_{Rdc} = \text{MAX}[ V_{Rdc1}, V_{Rdc2} ] = 692.949 \text{ kN.}$
- .  $V_{wd} = 0.0 \text{ kN. (} V_{Rdc} > V_{Ed} \text{)} \rightarrow \text{Shear reinforcement is not required.}$

( ). Calculate required shear reinforcement. (  $A_{sw1} = 0.00000 \text{ m}^2. \text{ )}$

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

( ). Check ratio of shear capacity.

- .  $V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.174$
- .  $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.029$
- .  $Rat_V = 0.174$

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

( ). Compute design parameters.

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

( ). Compute concrete capacity of shear.

- (  $LCB = 2, POS = 1/2$  )
- . Applied axial force :  $N_{Ed} = 1330.394 \text{ kN.}$
- . Applied moment :  $M_{Edmax} = 50.582 \text{ kN-m.}$
- . Applied shear force :  $V_{Ed} = 140.485 \text{ kN.}$
- .  $b_w = 1.052 \text{ m.}$
- .  $d = 1.052 \text{ m.}$

( ). Comp - .  $S_{max} = \text{MIN}[ 12 * D_{bar}, H_c, 250 \text{ mm} ] = 0.250 \text{ m.}$

( ). Calculate shear strength of concrete.

- .  $k = \text{MIN}[ 1.0 + \text{SQRT}(200/d), 2.0 ] = 1.4360$  (by d unit is mm).
- .  $A_{cv} = 1.10717 \text{ m}^2.$
- .  $A_{sl} = A_{st} / 2 = 0.01061 \text{ m}^2.$
- .  $\rho_{ol} = A_{sl} / A_{cv} = 0.00958$
- .  $C_{Rdc} = 0.18 / \Gamma_c = 0.1200$
- .  $Str_{cp} = \text{MIN}[ N_{Ed} / A_c, 0.2 * f_{cd} ] = 1176.3269 \text{ KPa.}$

- $V_{Rdc1} = [C_{Rdc} * k * (100 * \rho_{ol} * f_{ck})^{(1/3)} + 0.15 * Str_{cp}] * A_{cv} = 745.262 \text{ kN.}$
- $V_{Rdc2} = [0.035 * k^{(3/2)} * \sqrt{f_{ck}} + 0.15 * Str_{cp}] * A_{cv} = 528.763 \text{ kN.}$
- $V_{Rdc} = \text{MAX}[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}] = 745.262 \text{ kN.}$
- $V_{wd} = 0.0 \text{ kN. (} V_{Rdc} > V_{Ed} \text{) } \rightarrow \text{ Shear reinforcement is not required.}$

( ). Calculate required shear reinforcement. (  $Asw1 = 0.00000 \text{ m}^2.$  )

- $Asw/s1 = V_{wd} / \{ \cot(\Theta) * (0.9 * f_{ywd} * d) \} = 0.00000 \text{ m}^2/\text{m.}$
- Calculate spacing  $s1 = \text{Not Required.}$
- $\rho_{ow} = 0.00089$  (by concrete and steel classes).
- $S_{max1} = Asw / (b_w * \rho_{ow}) = 0.00000 \text{ m.}$
- Required spacing  $s_{req} = \text{MIN}[S_{max}, S_{max1}] = 0.00000 \text{ m.}$
- $N_{leg} = 2$
- $Asw / s_{req} = N_{leg} * Asw1 / s_{req} = 0.00000 \text{ m}^2/\text{m.}$
- Applied spacing  $s_{app} = 0.20000 \text{ m.}$

( ). Check ratio of shear capacity.

- $V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.189$
- $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.034$
- $Rat_V = 0.189$  ute maximum spacing of ties/spirals.

#### 24. VERIFICA PORTATA

La portata di base è pari a 7133 kN.

La portata laterale si ricava realizzando un altro modello di calcolo (non riportato) nel quale le molle verticali vengono applicate su tutti i conci dei pali e non solo all'estremità degli stessi

La portata laterale è quindi pari a: 5909 kN.

La somma delle due portate è pari a 13042 kN.

Tali valori sono compatibili con quanto emerso dalle considerazioni di tipo geotecnico rese possibili in questa fase.

#### 25. VERIFICA DEI CEDIMENTI

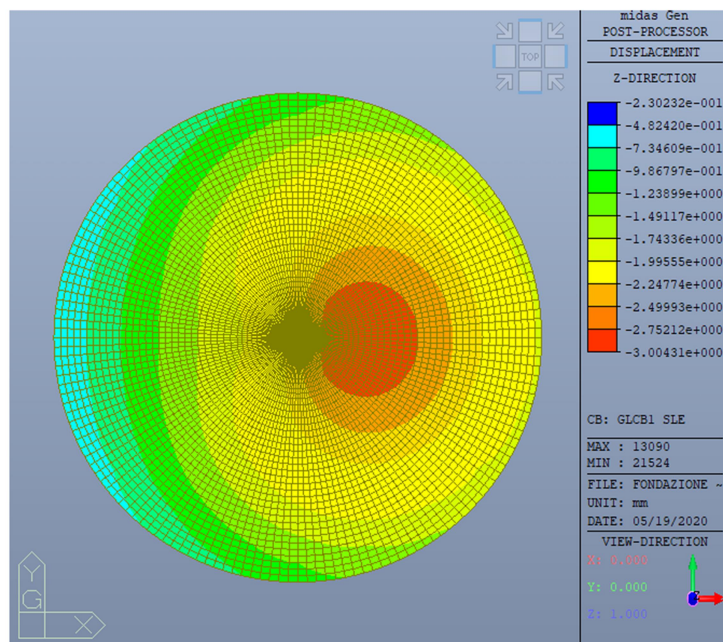
La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti con il già citato (§ 4.6.2) modello di calcolo che presenta le molle verticali distribuite su tutti i conci dei pali di fondazione, al fine di tenere in conto l'apporto determinante, per tale verifica, dell'attrito laterale.

Il cedimento massimo è pari a 2.62mm. Il valore è sempre negativo quindi non vi sono innalzamenti della fondazione.

Nella combinazione SLE i pali presentano solo forse di compressione, non sono presenti forse di trazione.

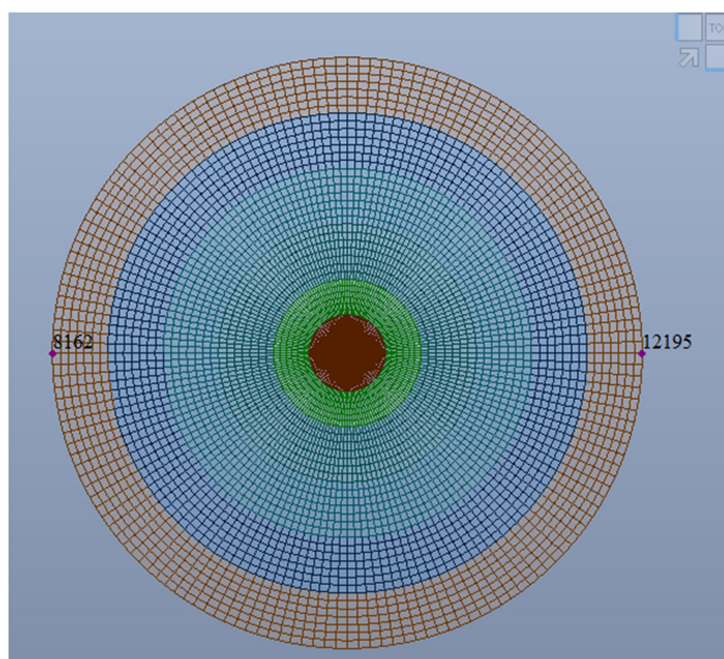
È anche evidente come tale valore sia da considerare assolutamente conservativo, se non altro per avere sempre trascurato la reazione del terreno sotto la platea.



**Cedimenti Dz**

## 26. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE

Ai fini del calcolo della rigidità alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 12195 e 8162) indicati nell'immagine seguente.



**Punti fondazione per calcolo rigidità alla rotazione**

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

NODO	DZ (cm)
12195	6.983
8162	2.623

La differenza di spostamento verticale è pari a:

$\Delta$	4.36	cm
----------	------	----

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

$\sigma$	0.001749599	rad
----------	-------------	-----

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

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

La rigidezza alla rotazione, calcolata come (M/  $\sigma$ ) è pari a:

$k\sigma$	1.53E+11	Nm/rad	>	1.5E+11	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	---------	--------

Catanzaro 10.02.2024

Il progettista  
 Ferraro architetto Francesco