



# REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

PROVINCE DI NUORO E SASSARI



COMUNE DI BITTI



COMUNE DI BUDDUSO



## PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO "BITTI - TERENCESSA"

Potenza complessiva 56 MW

### PROGETTO DEFINITIVO

DELL'IMPIANTO, DELLE OPERE CONNESSE E DELLE  
INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI

**PA-R.10**

### *RELAZIONE TECNICA* *Calcoli preliminari di dimensionamento* *delle strutture di fondazione*

COMMITTENTE

**GREEN  
ENERGY  
SARDEGNA 2  
S.r.L.**

**Piazza del Grano 3  
39100 Bolzano, Italia**

### GRUPPO DI LAVORO

Ing. Giorgio Floris: Coordinatore e progettista opere civili, elettriche e sottostazione

Ing. Matteo Floris: Collaborazione progettazione parte civile, elettrica e sottostazione

Geom. Francesco Troncia: rilievi, elaborazioni grafiche e progettazione

Dott. Geol. Fausto Pani: relazione paesaggistica - Sia - studio geologico  
simulazioni fotografiche

Dott. Maurizio Medda: relazione faunistica e piano di monitoraggio faunistico

Dott. Agr. Paolo Callioni - Dott. For. Carlo Poddi:  
relazione pedo agronomica e vegetazionale

Dott. For. Carlo Poddi: relazione impatto acustico ante operam e bassa frequenza

Dott.ssa Archeo. Giuseppina Manca di Mores: relazione archeologica

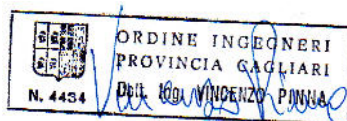
Ing. Vincenzo Pinna: calcoli strutturali

Ing. Michele Losito, consulente scientifico Prof. Gianluca Gatto:  
relazione sui principali ponti radio nell'area del parco

Ce.Pi.Sar.: piano monitoraggio chiroterteri

SCALA:

FIRME



Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data
00	Prima emissione	Pinna			Luglio 2020



## **REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA**

**Comuni di Bitti (Nuoro) e Buddusò (Sassari)**

### **GREENENERGYSARDEGNA2**

**Green Energy Sardegna 2 Srl**

Piazza del Grano 3, Bolzano, P.IVA e Cod. Fisc. 02993950217

## **PROGETTO DEL PARCO EOLICO “BITTI-TERENASS”, DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI**

### **RELAZIONE TECNICA CALCOLI PRELIMINARI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE**



## INDICE

1	PREMESSA	3
2	ASPETTI GENERALI	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
3.2	METODO DI CALCOLO E VERIFICHE	4
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	5
4.1	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	5
4.2	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	7
5	CARICHI DI PROGETTO	8
5.1	CARICHI AGENTI DICHIARATI DAL COSTRUTTORE SG	8
5.2	CARICHI DOVUTO AL VENTO LOCALE	9
5.2.1	Pressione cinetica di picco	9
5.2.2	Velocità di base	9
5.2.3	Coefficiente di esposizione	10
5.2.4	Velocità media del vento alle diverse altezze (asse rotore e baricentri tronchi palo)	10
5.2.5	Calcolo pressione cinetica alle varie altezze	11
5.2.6	Pressioni tangenziali	12
5.2.7	Carichi sulle pale e sulla navicella	12
5.2.8	Azioni aerodinamiche d'insieme (strutture tubolari snelle rif. Par. G10 CNR)	12
5.2.9	Carichi agenti sul fusto della torre	14
5.2.10	Momenti flettenti alla base del palo per azione del vento	14
5.2.11	Azioni totali agenti alla base della torre	14
5.3	CARICHI PER SISMA	15
5.4	CARICHI PERMANENTI	16
6	VERIFICHE EQUILIBRIO DA CORPO RIGIDO (EQU)	17
6.1	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	17
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	17
6.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE	18
7	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE (STR)	20
7.1	STATO TENSIONALE PIASTRA	20
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI	23
8	VERIFICHE DEFORMAZIONE/CEDIMENTI (SLE)	23

La presente Relazione ed i suoi allegati sono riproducibili interamente o parzialmente con qualsiasi mezzo anche indiretto solo previa autorizzazione di almeno uno degli autori in calce



## 1 PREMESSA

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto Parco Eolico "Bitti-Terenass" ricadente nel comune di Bitti, in provincia di Nuoro, salvo l'area della sottostazione ricadente in comune di Buddusò (SS), ritenuti significativi ai fini del conseguimento delle autorizzazioni VIA (Valutazione di Impatto Ambientale) e AU (Autorizzazione Unica del progetto).

Per le finalità di calcolo, si è fatto riferimento ai dati caratteristici delle terre contenuti nella relazione geologico-tecnica allegata al progetto (Elaborato G-R.1). Si riportano nel seguito i calcoli di verifica per il plinto tipo di fondazione per la torre a sostegno dell'**aerogeneratore di progetto** avente diametro massimo del rotore pari a 170 m e altezza massima al mozzo pari a 115 m.

Le azioni di progetto sono state desunte dal documento "D2370721-004 SGRE ON SG 6.0-170 Foundation loads T115-50A" fornito dalla società Siemens-Gamesa costruttore del modello SG 6.0-170 da 6MW e altezza 115m.

Oltre i suddetti carichi, forniti dal costruttore della torre, lo scrivente, a vantaggio di sicurezza, ha determinato i carichi dovuto all'azione del vento locale secondo le indicazioni delle NTC2018 nonché secondo le indicazioni riportate nelle "Istruzioni CNR DT207-2008". Si precisa che i risultati ottenuti sono da ritenersi di prima approssimazione e suscettibili di revisione in fase di progettazione esecutiva; tuttavia si è ritenuto corretto considerarli in quanto i dati forniti dal costruttore non tenevano conto del vento locale ma solo del vento di progetto previsto dalle norme IEC. Le sollecitazioni indotte dal vento "locale" sono risultate più alte delle sollecitazioni fornite da Siemens-Gamesa di circa il 30%.

## 2 ASPETTI GENERALI

Il progetto del parco eolico di "TERENASS", prevede la nuova installazione di n.11 aerogeneratori aventi altezza massima al mozzo pari a 115,00 m e diametro massimo del rotore pari a 170 m.

Il basamento di fondazione tipico è del tipo a plinto superficiale, da realizzare in opera in calcestruzzo armato, a pianta circolare di diametro pari a circa 30 metri.

L'area di intervento è notevolmente estesa, ma la natura dei terreni di sedime è generalmente rocciosa e dunque idonea per la realizzazione di fondazioni dirette, salvo le indispensabili verifiche puntuali da condursi su ogni nuovo sito di installazione in sede di progettazione esecutiva delle strutture.

Il basamento oggetto di verifica è sostanzialmente una piastra circolare a spessore variabile da un minimo di 100 cm al bordo a un massimo di 260 cm in corrispondenza dell'interfaccia con il cilindro centrale (colletto) di diametro 600 cm; quest'ultimo presenta un'altezza costante di 320 cm rispetto al fondo della piastra circolare di base, più un ringrosso sottostante il piano di posa di spessore 28 cm (necessari per l'ancoraggio dei tirafondi di collegamento del primo anello della torre metallica).

Il colletto risulta affiorante rispetto al piano campagna di circa 27,5 cm. La parte sommitale del colletto sarà realizzato con calcestruzzo tipo C50/60; il restante corpo del plinto sarà realizzato con miscela tipo C35/45 e sarà ricoperto con uno strato di rilevato misto arido (oppure, se ritenuto idoneo, dallo stesso terreno di scavo), che oltre la funzione di ripristino dello scavo funge anche da carico stabilizzante (a vantaggio di sicurezza).

Si conducono nel seguito i calcoli e le verifiche dando prima breve cenno ai riferimenti della normativa vigente ed alle azioni ed ai carichi di progetto.

Sono state condotte le verifiche di stabilità globale del manufatto considerato come corpo rigido, le verifiche di resistenza del manufatto in calcestruzzo, le verifiche di resistenza del terreno nonché il calcolo dei cedimenti attesi, applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica in corso di validità (DM 17/01/2018).

Le notevoli azioni orizzontali e flettenti, dovute alla particolare altezza delle torri di sostegno delle turbine, indirizzano il dimensionamento della fondazione ad un manufatto massivo tale da garantire anzitutto la stabilità globale oltre che a distribuire i carichi sul piano di posa.

Le pressioni di contatto calcolate risultano sempre inferiori al valore di resistenza del terreno, i cedimenti previsti sono generalmente trascurabili.



Si precisa che i calcoli sono stati eseguiti in condizioni drenate in assenza di falda. Per mantenere valide le condizioni di calcolo SI PRESCRIVE la realizzazione di appositi sistemi di drenaggio per prevenire eventuali formazioni di battenti d'acqua all'interno della "vasca" di scavo.

**Il dimensionamento eseguito ha carattere di verifica preliminare, la geometria del basamento potrà essere modificata in sede di verifica esecutiva, con riferimento alle caratteristiche geotecniche specifiche di ogni singola postazione di nuova installazione.**

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 05/11/1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- D.M. 17/01/2018 – NTC 2018

Norme Tecniche per le Costruzioni.

- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21/01/2019

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

#### 3.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Tipo di costruzione: 2 (opere ordinarie)

Vita nominale: VN  $\geq$  50 anni

Classe d'uso: IV

Periodo di riferimento:  $V_R = 100$  anni

#### 3.2 METODO DI CALCOLO E VERIFICHE

E' stato utilizzato il metodo degli Stati Limite applicandolo così come previsto dalle NTC 2018.

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti utilizzando il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti MASTERSAP della AMV.

Per le verifiche è stato adottato l'approccio 2 delle NTC 2018 (A1+M1+R3).

Le verifiche si articolano in

- 1) SLU di tipo geotecnico (GEO) articolate in :
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno ;
  - Ribaltamento
  - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - Stabilità globale (si tralascia in quanto il piano di posa sarà orizzontale e in generale non soggetto a instabilità trattandosi sostanzialmente di banchi rocciosi, salvo più approfondite verifiche in sede di progettazione esecutiva).
- 2) SLU di tipo strutturale (STR):
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali di fondazione
- 3) SLE:
  - Controllo deformativo (spostamenti, distorsioni), compatibile con struttura in elevazione

Si riportano i coefficienti di amplificazione/riduzione dei carichi, dei parametri geotecnici nonché i coefficienti di sicurezza per le fondazioni superficiali, previsti dalle NTC 2018.



Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G2}$

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 4.1 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali delle fondazioni fanno riferimento, come già accennato, ai dati contenuti nella relazione geologico-tecnica allegata al progetto definitivo (Elaborato G-R.1).

Nella suddetta relazione viene messo in evidenza che il territorio interessato dal progetto è costituito da un'area "peneplanata" ovvero un altopiano formatosi in seguito all'erosione di un precedente rilievo; l'area è posta a quote superiori ai 750 metri s.l.m.m.. Il sito è stabile e non sono presenti elementi morfologici o tettonici che ne facciano presupporre una evoluzione nel medio termine. Il settore di progetto insiste prevalentemente sugli Ortogneiss di Lodè – Mamone e secondariamente sulla fascia a micascisti prevalenti inclusi trali affioramenti degli Ortogneiss.

Solo un generatore insiste sull'Unità delle Filladi di Lula.

La roccia non è quasi mai realmente sana entro la profondità di 1, 1.5 metri. Il suo stato deriva da fenomeni di weathering e azioni idrotermali che la hanno alterata, in modo disomogeneo, talvolta arrivando a generare ammassi terrosi a struttura granulare composti in gran parte dagli stessi elementi che formano la compagine mineralogica originaria sia degli ortogneiss che dei micascisti (quarzo e feldspati, essenzialmente), di cui però i processi di alterazione hanno modificato sia la composizione chimica che la forza di legame intergranulare (che non raggiunge mai, in posto, valore nullo), mentre sollecitazioni tettoniche, ripetute nel tempo, hanno lasciato la loro impronta in forma di un reticolo di giunti di discontinuità, in genere molto inclinati e variamente intersecantisi fra



loro. La roccia derivata dall'insieme dei processi sopra accennati non ha però più i caratteri di una roccia lapidea né, d'altra parte, quelli di una terra tipica. Ai fini geotecnici si può considerare una terra granulare dotata di attrito notevole e coesione non trascurabile nella quale, però, la presenza di giunti ereditati (in genere piani di taglio con coesione residua localmente debole) condiziona la stabilità di un ammasso roccioso secondo meccanismi diversi da quelli che competono a una terra. Nonostante l'alterazione, il grado di addensamento è sempre molto elevato e il terreno si deve considerare sempre molto sovraconsolidato.

Trattandosi di terreni rocciosi, l'indagine è costituita da un rilevamento geologico strutturale diretto dell'area e del suo intorno geologico. Lo studio geologico è poi correlato a verifiche dirette a mezzo sondaggi geognostici a carotaggio continuo, prove di carico su piastra e prove penetrometriche dinamiche.

Pur gravando, i generatori, su sedimenti differenti, LUL, mi e ONE, il modello è uniforme, ed è caratterizzato dalla costante presenza del litotipo A (metamorfiti) al quale si appoggia uno strato di spessore variabile di roccia alterata (regolite) che sfuma nel suolo soprastante.

### Modello geologico di sito 1

- 0,15m – 0,50m di spessore LITOTIPO A – suolo più o meno evoluto, con frammenti vegetali, di colore bruno
- 0,30m – 1.30m di spessore LITOTIPO B – alterazione della roccia sottostante metamorfica, in genere sciolta, asciutta, di colore beige costituita da clasti a spigoli vivi in matrice limoso sabbiosa.
- da profondità variabile da 0,45m a 1,70m da p.c. – LITOTIPO C – roccia metamorfica in posto, da mediamente a molto fratturata con fratture da aperte libere a serrate e riempite di materiale argilloso-limoso.

I litotipo C è costituito localmente, da:

- KB1\_002 ,mi ,Micascisti prevalenti. ?PRECAMBRIANO-?PALEOZOICO
- KB1\_006 ,LUL ,FILLADI DI LULA. Filladi, filladi carboniose, quarziti con subordinate metarenarie quarzoso-micacee. ?CAMBRIANO-?CARBONIFERO
- KB2\_004 ,ONE ,ORTOGNEISS DI LODE'-MAMONE. Ortogneiss granodioritici grigi, a grana media, tessitura granoblastica gneissica fortemente foliata e lineata; frequenti inclusi melanocrati gabbro-dioritici isorientati con la foliazione principale.
- KB2\_005 ,ONEa ,Litofacies negli ORTOGNEISS DI LODE'-MAMONE. Differenziati leucocratici. Meta-aplopegmatiti quarzoso-feldspatiche, a tessitura gneissica fortemente foliata, in bande (originari filoni e ammassi) negli ortogneiss granodioritici. ORDOVICIANO MEDIO

LITOTIPO C	E	Res. Comp.	Coes.	Ang. Att	
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	°	
filladi di Lula - LUL	84.93	282.67	0.23	30.00	medie
	80.00	250.00	0.20	28.00	valori rappresentativi
Ortogneissdi Lodè-Mamone ONE	99.50	321.12	0.27	22.83	medie
	100.00	250.00	0.25	22.00	valori rappresentativi
Micascisti - mi	129.60	187.57	0.37	30.45	medie
	120.00	150.00	0.20	30.00	valori rappresentativi

Il peso specifico oscilla tra 2 e 2.2 g/cm<sup>2</sup>

I parametri in oggetto sono desunti da un complesso di dati provenienti da indagini svolte nell'area, non nel sito esatto delle posizioni delle WTG.

Per tale motivo non sono sempre sufficientemente rappresentativi delle condizioni fisico-meccaniche puntuali e pertanto si suggerisce, in fase esecutiva, la realizzazione di una campagna di indagini mirata alla conferma/definizione dei parametri suddetti alla scala del singolo aerogeneratore.



## 4.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

La stratigrafia considerata nel calcolo preliminare delle opere di fondazione è basata sui dati forniti dal geologo e sopra riportati sinteticamente.

Si considera nel seguito la rimozione dello strato superficiale di copertura detritica e la formazione del piano di posa del plinto a quota mai inferiore ai 3,0 m dal piano di campagna. A tale profondità si riscontrano l'ammasso roccioso con buone caratteristiche, seppure fratturato. Tuttavia, poiché alcuni plinti possono ricadere in strati di terreno alterato (roccia alterata e disgregata), cautelativamente si considera per il plinto tipo quest'ultima tipologia di terreno.

I parametri geotecnici adottati per i calcoli sono di seguito riassunti:

$\gamma = 16,00 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico
$\phi = 26^\circ$	Angolo attrito interno
$E = 250 \text{ kg/cm}^2$	Modulo di deformazione
$W = 10 \text{ kg/cm}^3$	Coeff. di Winkler (valore desunto da dati di letteratura in funzione della tipologia di materiale costituente lo strato di fondazione)

Nel caso di substrato roccioso il parametro di Winkler non è molto significativo; infatti esso rappresenta il legame tra carico e cedimento per unità di superficie ma nella roccia il cedimento è praticamente nullo per cui il suddetto coefficiente dovrebbe tendere a un valore elevatissimo.

Di fatto se le caratteristiche geotecniche del terreno di sedime verranno confermate dalle indagini geologiche più approfondite non si avranno cedimenti salvo quelli elastici delle strutture che, essendo massicce, saranno comunque trascurabili.





## 5 CARICHI DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni di progetto, al piede della torre, si è fatto riferimento ai dati contenuti nelle specifiche tecniche Siemens Gamesa, di cui al documento: *SG 6.0-170 Foundation Loads T115-50A – D2370721/004*

Di seguito si riporta una tabella con i carichi estremi (amplificati dei coefficienti di sicurezza), una tabella con i carichi caratteristici (non amplificati) e una tabella con i carichi quasi permanenti.

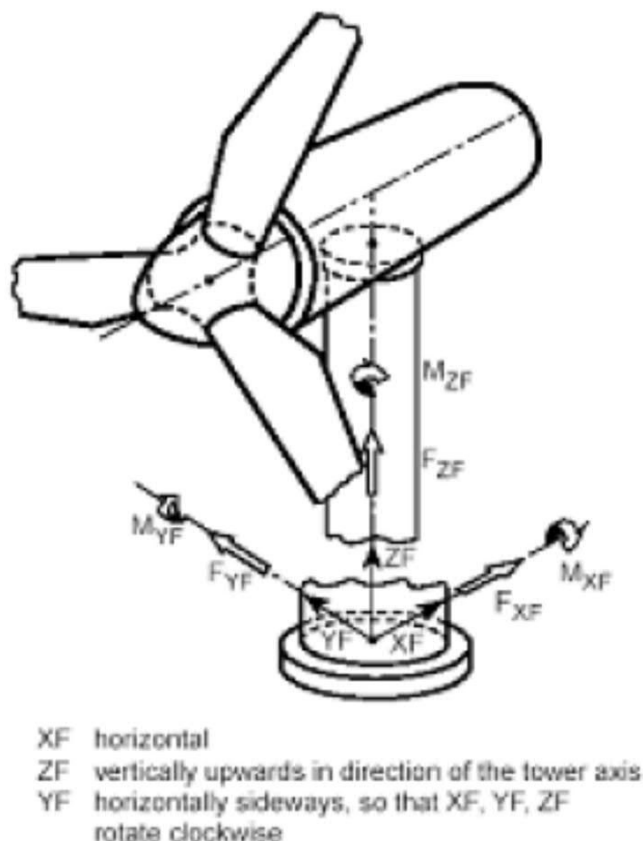


Figura 1 - Sistema di coordinate (SG 6.0-170 Foundation Loads T115-50A)

### 5.1 CARICHI AGENTI DICHIARATI DAL COSTRUTTORE SG

Load case	Load factor	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$F_{xy}$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)	$M_{xy}$ (kNm)
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	<b>196237,91</b>
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	<b>178398,1</b>

Tabella 1 – Carichi estremi agenti alla base dell'aerogeneratore

Load case	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$F_{xy}$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)	$M_{xy}$ (kNm)
Dlc62_V42.5_060_s9	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	<b>178398,1</b>

Tabella 2 – Carichi caratteristici agenti alla base dell'aerogeneratore



pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	Fx (KN)	Fy (KN)	Fxy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mxy (KNm)	Mz (KNm)
0	1002,0 7	123,15	1002,4 8	-6629,52	18223,36	119459,4 9	119805,99	4928,71

Tabella 3 – Carichi quasi permanenti agenti alla base dell'aerogeneratore

Tra i carichi sopra riportati consideriamo quelli caratteristici (non amplificati) e li amplifichiamo dei coefficienti di sicurezza previsti dalle NTC2018 (DM 17/01/2018), peraltro più cautelativi di quelli indicati dal costruttore.

Riguardo i carichi quasi permanenti, essi verranno utilizzati esclusivamente per verificare che la fondazione non risulti parzializzata, ovvero il terreno sia tutto compreso.

## 5.2 CARICHI DOVUTO AL VENTO LOCALE

La valutazione dei carichi agenti sulla torre dovuti al vento locale segue le indicazioni riportate nelle "Istruzioni CNR DT207-2008", coerenti peraltro con le NTC2018.

Si precisa che il calcolo di seguito riportato è da considerare di prima approssimazione in quanto non si conoscono gli esatti coefficienti di forma dei vari componenti la torre eolica nonché il comportamento globale della torre sottoposta a venti estremi; per i valori esatti si rimanda a calcoli più precisi in sede di redazione del progetto esecutivo.

A titolo di raffronto si ricorda che le norme IEC 61400-1 (cui fanno riferimento i costruttori di sistemi eolici) considerano i valori del vento massimo cui possono essere assoggettati gli aerogeneratori nonché il valore di vento estremo dovuto all'effetto raffica; i valori sono:

- Velocità massima del vento (Turbina di classe III secondo IEC 61400-1)  $V_{ref} = 37,5$  m/s
- Velocità del vento estremo (Survival wind speed)  $V_{sur} = V_{ref} \times 1,4 = 52,5$  m/s

Nei calcoli si adotta una schematizzazione che consiste nel considerare separatamente le diverse componenti quali pale, navicella e torre:

- la navicella si considera come corpo parallelepipedo avente superficie di esposizione al vento sia frontale che laterale;
- le pale si considerano, in prima approssimazione, come lamine trapezoidali;
- la torre si considera come un cilindro suddiviso in diversi tronchi di diametro decrescente dal basso verso l'alto.

### 5.2.1 Pressione cinetica di picco

Per il calcolo si utilizza la formula

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho \times v_p(z)^2 \times c_e(z)$$

in cui

- $q_p$  la pressione cinetica di picco del vento
- $v_p$  velocità del vento di progetto
- $\rho$  densità media di massa dell'aria = 1,25 kg/mc
- $c_e(z)$  coefficiente di esposizione

### 5.2.2 Velocità di base

Il sito in questione ha le seguenti caratteristiche (secondo NTC2018):

#### zona 5



$v_{b,0} = 28$ m/s	Velocità base a 10 m d'altezza sul suolo per T = 50 anni
$a_0 = 750$ m	Altezza di riferimento
$k_s = 0,40$	Parametro di zona
$a_s = 900$ m	Altezza del sito (posizione maggiore altezza)
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$	Coefficiente di altitudine
$V_b = v_{b,0} \times c_a$	Velocità di base
$c_a = 1 + 0,40 (900/750 - 1) = 1,08$	

$v_b = 28 \times 1,08 = 30,24$  m/s Velocità di base calcolata

### 5.2.3 Coefficiente di esposizione

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione  $c_e$

classe di rugosità D

categoria di esposizione III

$k_r = 0,20$

$z_0 = 0,10$  m

$z_{min} = 5,00$  m

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad (\text{per } z > z_{min}.)$$

Il coefficiente di esposizione varia, secondo la legge sopra riportata, in funzione dell'altezza. Calcolando l'altezza baricentrica per ogni singolo tronco sino alla sommità, e sostituendo nella formula sopra si ha:

$c_e(115,00) = 3,96$  in asse al rotore (115,00m dal suolo)

$c_e(97,43) = 3,82$  quota intermedia

$c_e(69,00) = 3,54$  quota intermedia

$c_e(43,66) = 3,18$  quota intermedia

$c_e(22,66) = 2,69$  quota intermedia

$c_e(6,78) = 1,89$  quota intermedia

### 5.2.4 Velocità media del vento alle diverse altezze (asse rotore e baricentri tronchi palo)

Volendo determinare il valore medio della velocità del vento alle varie quote cui è stata divisa la torre eolica, si procede mediante la relazione riportata nel documento CNR-DT207-2008:

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z)$$

$v_r$  è la velocità di riferimento (velocità di base)

$c_m$  è il coefficiente di profilo medio del vento dato dalla relazione seguente

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{min}$$

$c_m(115) = 1,41 \Rightarrow v_m(115) = 42,62$  m/s (valore > di  $V_{ref}$  IEC 61400-1)

$c_m(97,43) = 1,38 \Rightarrow v_m(97,43) = 41,62$  m/s

$c_m(69) = 1,31 \Rightarrow v_m(69) = 39,53$  m/s

$c_m(43,66) = 1,22 \Rightarrow v_m(43,66) = 36,77$  m/s

$c_m(22,66) = 1,08 \Rightarrow v_m(22,66) = 32,80$  m/s

$c_m(6,78) = 0,84 \Rightarrow v_m(6,78) = 25,50$  m/s

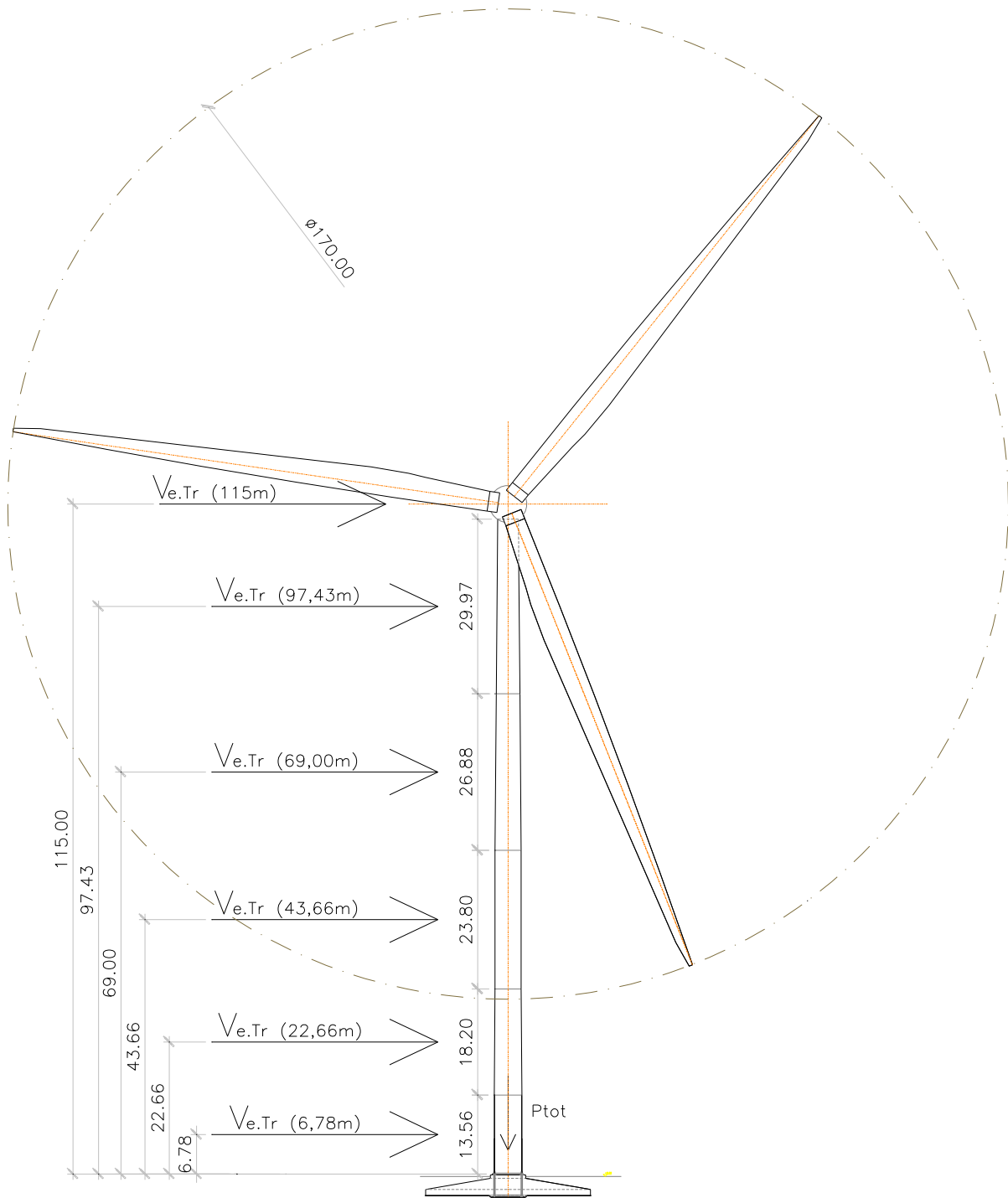


Figura 2 - Schema suddivisione torre eolica

### 5.2.5 Calcolo pressione cinetica alle varie altezze

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho \times v_p(z)^2 \times c_e(z)$$

$$\begin{aligned} q_p(115) &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 3,96 = 2263,29 \text{ N/mq} \\ q_p(97,43) &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 3,82 = 2183,96 \text{ N/mq} \\ q_p(69) &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 3,54 = 2022,90 \text{ N/mq} \\ q_p(43,66) &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 3,18 = 1817,66 \text{ N/mq} \\ q_p(22,66) &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 2,62 = 1540,25 \text{ N/mq} \end{aligned}$$



$$q_p(6,78) = \frac{1}{2} \times 1,25 \times (30,24)^2 \times 1,89 = 1081,24 \text{ N/mq}$$

### 5.2.6 Pressioni tangenziali

Le pressioni tangenziali si valutano tramite la seguente espressione

$$w_f(z) = q_p(\bar{z}) \cdot c_f$$

Dove:

$q_p$  = la pressione cinetica di picco del vento  
 $c_f = 0,01$  è il coefficiente di attrito per superfici lisce

$$w_f(115\text{m}) = 2263,29 \times 0,01 = 22,63 \text{ N/mq}$$

### 5.2.7 Carichi sulle pale e sulla navicella

La parte frontale della navicella è coperta dall'HUB ovvero dalla testata semisferica su cui si innestano le tre pale, a sua volta collegato con l'asse del generatore elettrico. Approssimativamente si stima una superficie pari alle dimensioni frontali della navicella ovvero circa 17mq. La forza statica dovuta all'azione del vento incidente risulta:

$$F_{Nf}(115\text{m}) = q_p \times S_{hub} = 2263,29 \times 17 = 38476 \text{ N} = 38,48 \text{ KN}$$

Stimando la superficie laterale della navicella in 243 mq, la forza statica equivalente agente tangenzialmente vale

$$F_{Nt}(115\text{m}) = w_f \times S_{nav} = 22,63 \times 243 = 5499 \text{ N} = 5,50 \text{ KN}$$

Per il calcolo della pressione agente sulle pale, la superficie esposta varia in funzione dell'imbardata (si stima che nella condizione di parcheggio la superficie minima esposta al vento sia pari approssimativamente a 1/3 della superficie massima calcolata frontalmente). A vantaggio di sicurezza si considera la condizione peggiore in cui, a causa di un guasto, le pale sono in posizione di massima esposizione al vento.

$$F_{pale}(115\text{m}) = 2263,29 \times [\frac{1}{2} (1,209+4,50) \times (83,5-17,5) + \frac{1}{2} (4,50+3,428) \times 17,5] \times 3 = 17502000 \text{ N} = 1750,20 \text{ KN}$$

A rigore occorrerebbe tener conto della portanza delle pale tramite opportuni coefficienti (in genere inferiori all'unità). Da notare che oltre una certa velocità del vento le pale entrano in "stallo", in seguito al distacco della vena fluida, con conseguente azzeramento della spinta. Tuttavia, trattandosi di un predimensionamento, a vantaggio di sicurezza si trascura l'effetto portanza. Sommando i tre contributi precedentemente calcolati, in corrispondenza del mozzo dell'aerogeneratore la spinta totale assume il seguente valore

$$F_{Ntot}(115\text{m}) = 38,48 + 5,50 + 1750,20 = 1794,18 \text{ KN}$$

### 5.2.8 Azioni aerodinamiche d'insieme (strutture tubolari snelle rif. Par. G10 CNR)

Si usa la formula

$$c_{fx} = c_{fx0} \cdot \Psi_\lambda$$

Dove:

$c_{fx0}$  coefficiente di forza per unità di lunghezza (funzione del n. di Reynolds)

$\Psi_\lambda$  coefficiente di snellezza



Il numero di Reynolds, alle varie quote, si determina tramite la relazione seguente:

$$Re(z) = \frac{l \cdot v_m(z)}{\nu}$$

- l larghezza caratteristica in m  
 $v_m$  velocità media in m/s  
 $\nu$  viscosità cinematica dell'aria ( $\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{sec}$ )

#### Larghezza caratteristica

La torre di sostegno è divisa in 5 tronconi di cui il primo di forma cilindrica (diametro costante) e gli altri 4 troncoconici (diametro variabile in diminuzione dal basso verso l'alto). La larghezza caratteristica corrisponde alla larghezza media della torre, pertanto si riportano di seguito i diametri medi misurati nella mezzeria del tronco e le altezze dei singoli tronchi:

$D_{m\text{-tronco}5} = (4,021:3,503) = 3,762 \text{ m}$	$h_i = 29,97 \text{ m}$
$D_{m\text{-tronco}4} = (4,427:4,021) = 4,224 \text{ m}$	$h_i = 26,88 \text{ m}$
$D_{m\text{-tronco}3} = (4,436:4,427) = 4,432 \text{ m}$	$h_i = 23,80 \text{ m}$
$D_{m\text{-tronco}2} = (4,70:4,436) = 4,568 \text{ m}$	$h_i = 18,20 \text{ m}$
$D_{m\text{-tronco}1} = 4,70 \text{ m}$	$h_i = 13,56 \text{ m}$

#### Velocità media del vento

si considera la velocità del vento già calcolata nei punti precedenti, funzione della massima velocità di progetto:

$v_m(97,43) = 41,62 \text{ m/s}$
$v_m(69) = 39,53 \text{ m/s}$
$v_m(43,66) = 36,77 \text{ m/s}$
$v_m(22,66) = 32,80 \text{ m/s}$
$v_m(6,78) = 25,50 \text{ m/s}$

#### Numeri di Reynolds

$Re(97,43) = 3,762 \times 41,62 / 15 \times 10^{-6} = 10438456$
$Re(69,00) = 4,224 \times 39,53 / 15 \times 10^{-6} = 11132749$
$Re(43,66) = 4,432 \times 36,77 / 15 \times 10^{-6} = 10861871$
$Re(22,66) = 4,568 \times 32,80 / 15 \times 10^{-6} = 9988521$
$Re(6,78) = 4,70 \times 25,50 / 15 \times 10^{-6} = 7990554$

#### Coefficiente di forza in direzione X

$$c_{fx0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5})$$

Dove:

$k = 0,2 \times 10^{-3} \text{ m}$	scabrezza acciaio
$b \equiv D_m$	larghezza caratteristica

$c_{fx0}(97,43) = 0,781$
$c_{fx0}(69,00) = 0,778$
$c_{fx0}(43,66) = 0,774$
$c_{fx0}(22,66) = 0,768$
$c_{fx0}(6,78) = 0,754$
$(c_{fy0} = c_{mz0} = 0, \text{ per la simmetria polare della sezione})$

#### Coefficiente di snellezza

$\lambda = 0,7 L/l = 115,00 / 4,102 = 28,04$	Snellezza complessiva del fusto della torre
$\Psi_\lambda = 0,45 + 0,25 \log_{10} \lambda = 0,81$	



### Coefficienti di forza globali nella direzione del vento

$$C_{fx0}(97,43) = 0,633$$

$$C_{fx0}(69,00) = 0,630$$

$$C_{fx0}(43,66) = 0,627$$

$$C_{fx0}(22,66) = 0,622$$

$$C_{fx0}(6,78) = 0,611$$

#### **5.2.9 Carichi agenti sul fusto della torre**

$$F_x(z) = q_p(z) \times D_m \times c_{fx}(z) \times h_i \quad \text{Forza aerodinamica di picco}$$

$$F_x(97,43) = 2183,96 \times 3,762 \times 0,633 \times 29,97 = 155,82 \text{ KN}$$

$$F_x(69,00) = 2022,90 \times 4,224 \times 0,630 \times 26,88 = 144,77 \text{ KN}$$

$$F_x(43,66) = 1817,66 \times 4,432 \times 0,627 \times 23,80 = 120,22 \text{ KN}$$

$$F_x(22,66) = 1540,25 \times 4,568 \times 0,622 \times 18,20 = 79,67 \text{ KN}$$

$$F_x(6,78) = 1081,24 \times 4,70 \times 0,611 \times 13,56 = 42,10 \text{ KN}$$

#### **5.2.10 Momenti flettenti alla base del palo per azione del vento**

Si calcola il contributo delle varie forze precedentemente determinate:

$$M_f(115) = 1794,18 \times 115,00 = 206330 \text{ KN}$$

$$M_f(97,43) = 155,82 \times 97,43 = 15181 \text{ KN}$$

$$M_f(69,00) = 144,77 \times 69,00 = 9989 \text{ KN}$$

$$M_f(43,66) = 120,22 \times 43,66 = 5249 \text{ KN}$$

$$M_f(22,66) = 79,67 \times 22,66 = 1805 \text{ KN}$$

$$M_f(6,78) = 42,10 \times 6,78 = 285 \text{ KN}$$

#### **5.2.11 Azioni totali agenti alla base della torre**

Condizione di guasto, rotore fermo e pale in posizione di portanza massima (avaria)

$$T_{base} = F_{Ntot}(115) + \Sigma F_{xi} = 2337 \text{ kN}$$

$$M_{base} = \Sigma M_{fi} = 238841 \text{ kNm}$$

$$N_{base} = P_{tot} = 6358 \text{ kN} \quad (\text{Torre} + \text{Navicella} + \text{Pale dati desunti da documenti produttore})$$



### 5.3 CARICHI PER SISMA

I dati caratteristici dell'opera sono i seguenti:

Vita utile	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	IV (costruzioni con funzioni strategiche)
Vita nominale	$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 2 = 100$ anni

Si considera l'analisi statica lineare a struttura non dissipativa (fattore di struttura  $q=1$  per tutti gli SL) attraverso il sistema di forze:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / (\sum z_j W_j)$$

Dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

$$\lambda = 1$$

$g$  è l'accelerazione di gravità.

$F_i$  è la forza da applicare al piano  $i$ -esimo

$W_i$  sono i pesi delle masse  $i$ -esime (navicella e torre)

$z_i$  sono le relative altezze

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

$T_1 = 16,83$  sec Periodo proprio (calcolato in via approssimata in base alle masse di torre e navicella)

$$S_d(T_1) = 0,006$$

Poiché il valore calcolato è inferiore al minimo imposto dalla norma, si considera il valore di norma  $S_d(T) \geq 0,2ag$  (con  $ag = 0,071g$  per il sito di riferimento Bitti con terreno tipo A e topografia T1, come da Relazione Geologica, Geotecnica e Sismica) da cui:

$$S_d(T) = 0,139$$

	Peso $p$ (kN)	quota $z$ (m)	$z_i \times W_i$ (kNm)
Torre	3895	57,50	223963
Navicella+rotore	2643	115,00	303945

$$\text{Peso complessivo } W = 6538 \text{ kN} \qquad \Sigma z_j W_j = 527908 \text{ kNm}$$

Si ha allora

$$F_h = 0,139 \times 6538 \times 1 / g = 909 \text{ kN}$$

$$F_1 = 909 \times 223963 / 527908 = 386 \text{ kN}$$

$$F_2 = 909 \times 303945 / 527908 = 523 \text{ kN}$$

Complessivamente

$$T_{\text{sisma}} = F_h = 909 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sisma}} = 386 \times 57,5 + 523 \times 115 = 82340 \text{ kNm}$$

Tenuto conto dei valori sopra calcolati - di un ordine di grandezza inferiori rispetto agli effetti del vento - e della non contemporaneità degli eventi dinamici (sisma e vento limite), ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione saranno prese in considerazione le sole azioni massime causate dal vento, combinate con i carichi permanenti.





## 5.4 CARICHI PERMANENTI

Peso proprio plinto di fondazione e riempimento superiore.

Il plinto di riferimento ha le seguenti dimensioni, come riscontrabile dallo schema grafico seguente:

$d_1 = 6000$ mm	diametro colletto
$h_1 = 600$ mm	altezza colletto
$h_{1^*} = 325$ mm	altezza colletto interrato
$d_2 = 30000$ mm	diametro esterno
$h_2 = 1600$ mm	altezza tronco
$h_3 = 1000$ mm	altezza cilindro base
$h_{tot} = 3200$ mm	altezza totale plinto

Peso del basamento

$\gamma_{cls} = 24,00$  kN/m<sup>3</sup> (peso specifico minimo del calcestruzzo ai fini della stabilità)

$$P_{plinto} = \gamma_{cls} \times \pi \times [(d_1^2 \times h_1 + d_2^2 \times h_3) / 4 + (d_1^2 / 4 + d_2^2 / 4 + d_1 / 2 \times d_2 / 2) \times h_2 / 3] = \mathbf{28591 \text{ KN}}$$

Peso del rilevato

$\gamma_{riemp} = 18$  kN/m<sup>3</sup> (peso specifico pietrame riempimento)

$$P_{riemp} = \gamma_{riemp} \times \pi \times [(d_2^2 \times h_2 / 4 - (d_1^2 / 4 + d_2^2 / 4 + d_1 / 2 \times d_2 / 2) \times h_2 / 3 + (d_2^2 / 4 - d_1^2 / 4) \times h_{1^*}] = \mathbf{15913 \text{ kN}}$$

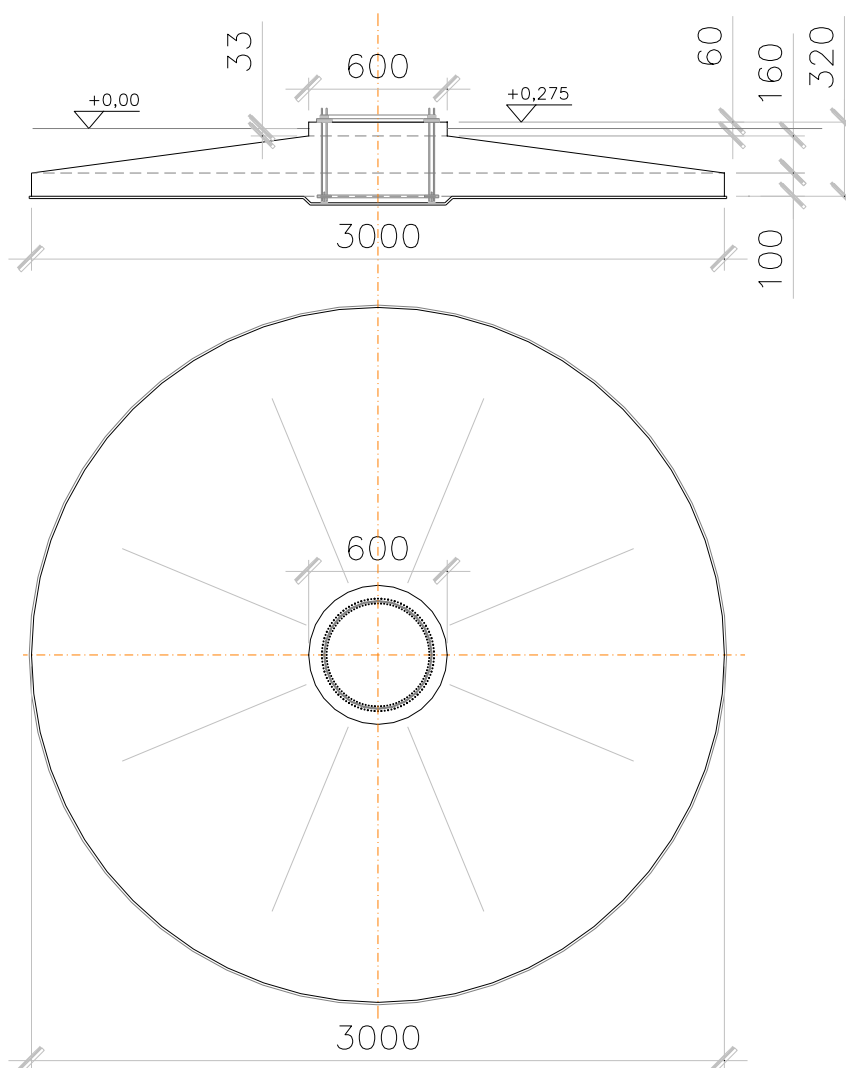


Figura 3 – Caratteristiche geometriche della fondazione dell'aerogeneratore



## 6 VERIFICHE EQUILIBRIO DA CORPO RIGIDO (EQU)

Si conducono nel seguito le verifiche di equilibrio, considerando il basamento di fondazione come un corpo rigido, con riferimento alle azioni di progetto di cui ai punti precedenti (carichi alla base forniti dal produttore Siemens-Gamesa per la torre SG 6.0-170 palo 115m; carichi calcolati dallo scrivente secondo NTC2018; carichi permanenti calcolati dallo scrivente in funzione delle dimensioni della fondazione), e considerando la fondazione a pianta circolare nelle dimensioni sopra riportate. Poiché i carichi accidentali di cui al punto 5.2 sono maggiori di quelli dichiarati dal costruttore (riportati al punto 5.1), le verifiche di equilibrio verranno effettuate considerando solamente questi carichi.

### 6.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).

Nella verifica a ribaltamento adottiamo i coefficienti della tab.6.2.1 (delle NTC 2018) considerando il peso proprio del plinto come "carico favorevole" [ $\gamma_{G1} = 0,90$ ], mentre i carichi estremi li consideriamo come carichi accidentali [ $\gamma_Q = 1,50$ ]. Trascuriamo a vantaggio di sicurezza il riempimento stabilizzante in pietrame di [ $\gamma_{G2} = 0,00$ ].

#### momento stabilizzante

$$M_{STA} = (\gamma_{G1} \times P_{plinto} + \gamma_{G1} \times N_{base} + \gamma_{G2} \times P_{riemp}) \times d_2/2 = \\ = (0,9 \times 28591 + 0,9 \times 6538 + 0 \times 15913) \times 30,00/2 = 474242 \text{ kNm}$$

#### momento ribaltante

$$M_{RIB} = \gamma_Q \times (M_{base} + T_{base} \times h_{tot}) = 1,5 \times (238841 + 2337 \times 3,20) = 369479 \text{ kNm}$$

Confrontando il momento stabilizzante e quello ribaltante si ha:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1,28 > 1$$

(La verifica è soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato che comunque è presente a maggior garanzia di stabilità)

### 6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Lo stato limite di scorrimento prevede l'attivazione di meccanismi di interazione tra la superficie del plinto e il terreno sempre come corpo rigido (EQU).

Nella verifica a scorrimento adottiamo i coefficienti della tab.6.2.1 (delle NTC 2018) considerando il peso proprio del plinto come "carico favorevole" [ $\gamma_{G1} = 0,90$ ], mentre i carichi estremi li consideriamo come carichi accidentali [ $\gamma_Q = 1,50$ ]. Trascuriamo, sempre a vantaggio di sicurezza, il riempimento stabilizzante in pietrame di [ $\gamma_{G2} = 0,00$ ].

Risultante delle forze che attivano lo scorrimento:

$$F_{SCOR} = \gamma_Q \times T_{base} = 1,5 \times 2337 = 3506 \text{ kN}$$

Risultante delle forze che si oppongono allo scorrimento:

$$\delta = 0,6 \times \phi = 0,6 \times 26^\circ = 15,6^\circ \quad \text{angolo di attrito terreno/fondazione}$$

$$f = \tan(\delta) = \tan(15,6^\circ) = 0,279 \quad \text{coefficiente di attrito terreno calcestruzzo}$$

$$F_{STA} = f \times (\gamma_{G1} \times P_{plinto} + \gamma_{G1} \times N_{base} + \gamma_{G2} \times P_{riemp}) = 0,279 \times (0,9 \times 28591 + 0,9 \times 6538) = 8821 \text{ kN}$$

Confrontando le forze orizzontali di traslazione con le forze resistenti si ha:

$$F_{STA} / F_{SCOR} = 2,52 > 1,1$$

(La verifica è soddisfatta senza considerare, a vantaggio di sicurezza, il peso stabilizzante del rilevato che è comunque presente)



### 6.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

Nella verifica per carico limite del complesso terreno-fondazione, occorre determinare il valore del carico limite agente in funzione delle caratteristiche del terreno, della forma del plinto di fondazione e dell'area di impronta derivante dalla presenza di carichi eccentrici.

Sulla base dei dati geotecnici estrapolati dalla relazione geologica, si determina il carico limite del terreno tramite la formula di Terzaghi in funzione delle dimensioni della fondazione:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 h + N_c c + 1/2 N_\gamma \gamma_2 B$$

valida nel caso di fondazione allungata (trave infinitamente lunga) e per carichi prevalentemente verticali; nel caso specifico di fondazione circolare si adottano dei coefficienti correttivi introdotti da Vesic; inoltre, a vantaggio di sicurezza, si trascura il contributo della coesione per cui la formula precedente si semplifica:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 h \zeta_q + 1/2 N_\gamma \gamma_2 B \zeta_\gamma$$

dove:

$$\zeta_q = 1 + \tan(\phi) = 1 + \tan(26) = 1,49; \quad \zeta_\gamma = 0,60;$$

$$\text{per } \phi = 26^\circ \Rightarrow N_q = 11,85; N_\gamma = 12,54;$$

inoltre consideriamo

$$\gamma_1 = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1600 \text{ daN/m}^3$$

A causa dell'elevato valore del momento flettente in condizioni di carico estremo, la componente verticale agente in fondazione risulta eccentrica. Il valore calcolato, tenendo conto dei coefficienti allo SLU è pari a:

$$e_{C2} = M/N = \gamma_Q (M_{base} + T_{base} \times h_{tot}) / (\gamma_{G1} \times P_{plinto} + \gamma_{G1} \times N_{base} + \gamma_{G2} \times P_{riemp}) = \\ = 1,5 \times (238841 + 2337 \times 3,20) / [0,9 \times (28591 + 6538 + 15913)] = 8,04 \text{ m}$$

Ai soli fini del calcolo della capacità portante si considera quale impronta della fondazione l'area del cerchio avente centro in corrispondenza del punto di applicazione del carico eccentrico e tangente al cerchio di base originario. Nello specifico, essendo l'eccentricità  $e=8,04$  il raggio del cerchio fittizio assume il valore:

$$r^* = d_2/2 - e = 30/2 - e = 30/2 - 8,04 = 6,96 \text{ m}$$

l'area di impronta è pertanto:

$$A_{r^*} = r^{*2} \times \pi = 152,05 \text{ m}^2$$

Considerando la profondità del piano di posa pari a

$$h = (3,20 - 0,275) = 2,925 \text{ m (il cilindro superiore è affiorante di 27,5 cm sul p.c.)}$$

il carico limite, e il conseguente "carico resistente", assumono i seguenti valori:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 h \zeta_q + 1/2 N_\gamma \gamma_2 B \zeta_\gamma = 11,85 \times 1800 \times 2,925 \times 1,49 + 1/2 \times 12,54 \times 1600 \times (6,96 \times 2) \times 0,60 =$$

$$q_{lim} = 176712 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{Rd} = q_{lim} / \gamma_R = q_{lim} / 2,3 = 176712 / 2,3 = 76831 \text{ daN/m}^2 = \mathbf{7,68 \text{ daN/cm}^2}$$

Considerando la risultante dei carichi verticali (eccentrica) agente al centro del cerchio fittizio sopra individuato si ha:

$$F = (\gamma_{G1} \times P_{plinto} + \gamma_Q \times N_{base} + \gamma_{G2} \times P_{riemp}) = 0,9 \times 28951 + 0,9 \times 6538 + 0,9 \times 15913 = 45938 \text{ KN}$$

$$\sigma_{Ed} = F / A_{r^*} = 45938 / 152,05 = 3,02 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{Rd} > \sigma_{Ed} \Rightarrow 7,68 > 3,02 \text{ daN/cm}^2$$

Modellando la struttura del plinto agli elementi finiti e associando i carichi agenti si può valutare con una certa precisione l'andamento delle pressioni sul terreno, in particolare in condizioni di carico estremo ovvero eccentrico.

Ai fini del presente calcolo sono state simulate 4 differenti combinazioni di carico:

- 1) Solo carichi permanenti (SLU);
- 2) Carichi permanenti + carichi estremi (vento NTC2018)



- 3) Carichi permanenti + carichi estremi (carichi produttore SG)
- 4) Carichi permanenti in condizioni di esercizio (SLE Quasi permanenti) + carichi produttore (carico proposto da SG per verifica impronta di base interamente reagente);

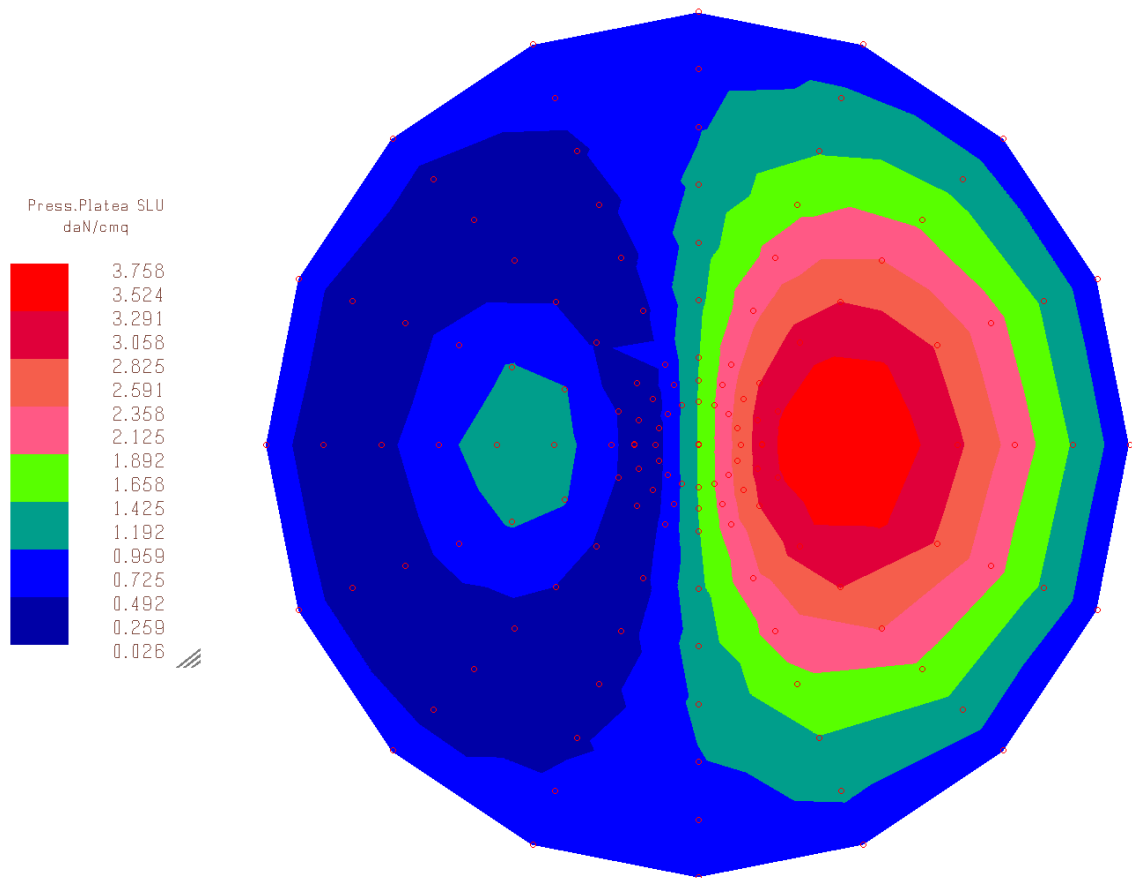


Figura 4 - Distribuzione delle pressioni sul terreno in combinazione di carico 2

Dal modello di calcolo si può riscontrare che i valori di pressione esercitati dall'insieme fondazione+torre eolica, in condizioni di carico estremo (C2), sono dello stesso ordine di grandezza del valore approssimato precedentemente calcolato ( $\sigma_{Ed}$ ) e pertanto ampiamente compatibili con il carico "resistente" del terreno.

$$\sigma_{Rd} > \sigma_{sd} \Rightarrow 7,68 > 3,76 \text{ daN/cm}^2$$



## 7 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE (STR)

Si riportano nel seguito i risultati di calcolo del modello strutturale, realizzato discretizzando il basamento in elementi finiti di sezione variabile, e verificando le sezioni in c.a. ipotizzando una distribuzione di armatura principale disposta radiale e circonferenziale.

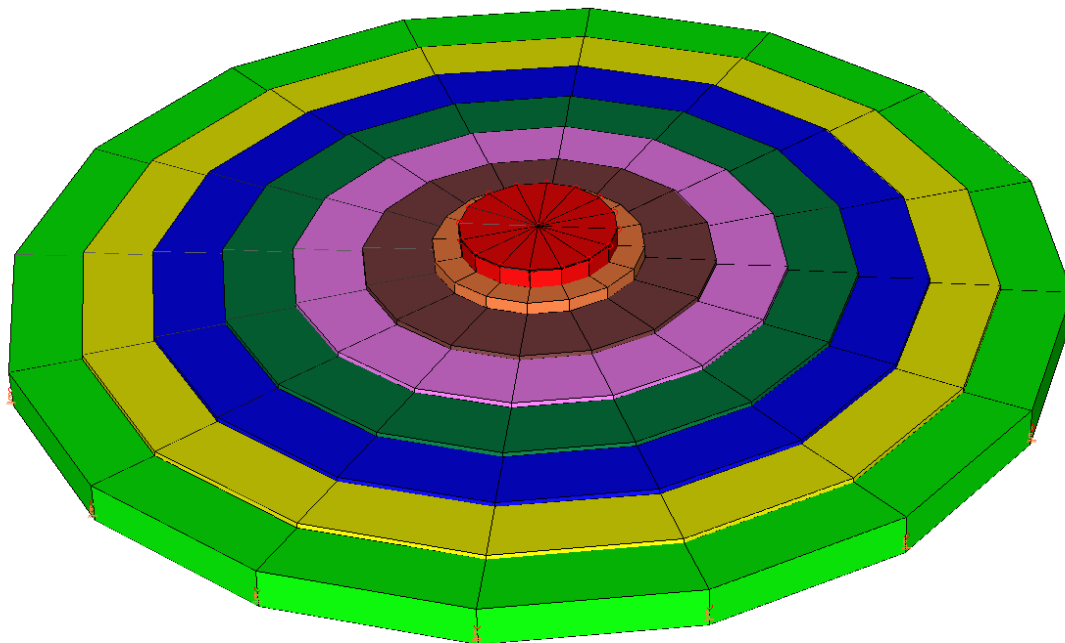


Figura 5 - Modello tridimensionale

### Materiali utilizzati

Calcestruzzo colpetto : classe C50/60  
Calcestruzzo basamento: classe C35/45  
Acciaio in barre per C.A.: B450 C

### carichi agenti

I carichi da "condizioni estreme" sono stati caricati considerando l'azione orizzontale agente secondo l'asse X e il momento flettente agente attorno all'asse Y. Essendo il plinto circolare, la condizione di carico è rappresentativa di qualunque direzione di carico.

### combinazioni di carico

Si fa riferimento alle stesse combinazioni di cui al punto 6.3:

- 1) Solo carichi permanenti (SLU);
- 2) Carichi permanenti + carichi estremi (vento NTC2018)
- 3) Carichi permanenti + carichi estremi (carichi produttore SG)
- 4) Carichi permanenti in condizioni di esercizio (SLE Quasi permanenti) + carichi produttore (carico proposto da SG per verifica impronta di base interamente reagente);

### 7.1 STATO TENSIONALE PIASTRA

L'esecuzione del calcolo strutturale del modello tridimensionale di plinto sollecitato secondo i carichi imposti (peso proprio e carichi estremi) nelle diverse combinazioni, genera i seguenti diagrammi rappresentativi dello stato tensionale della struttura in esame:

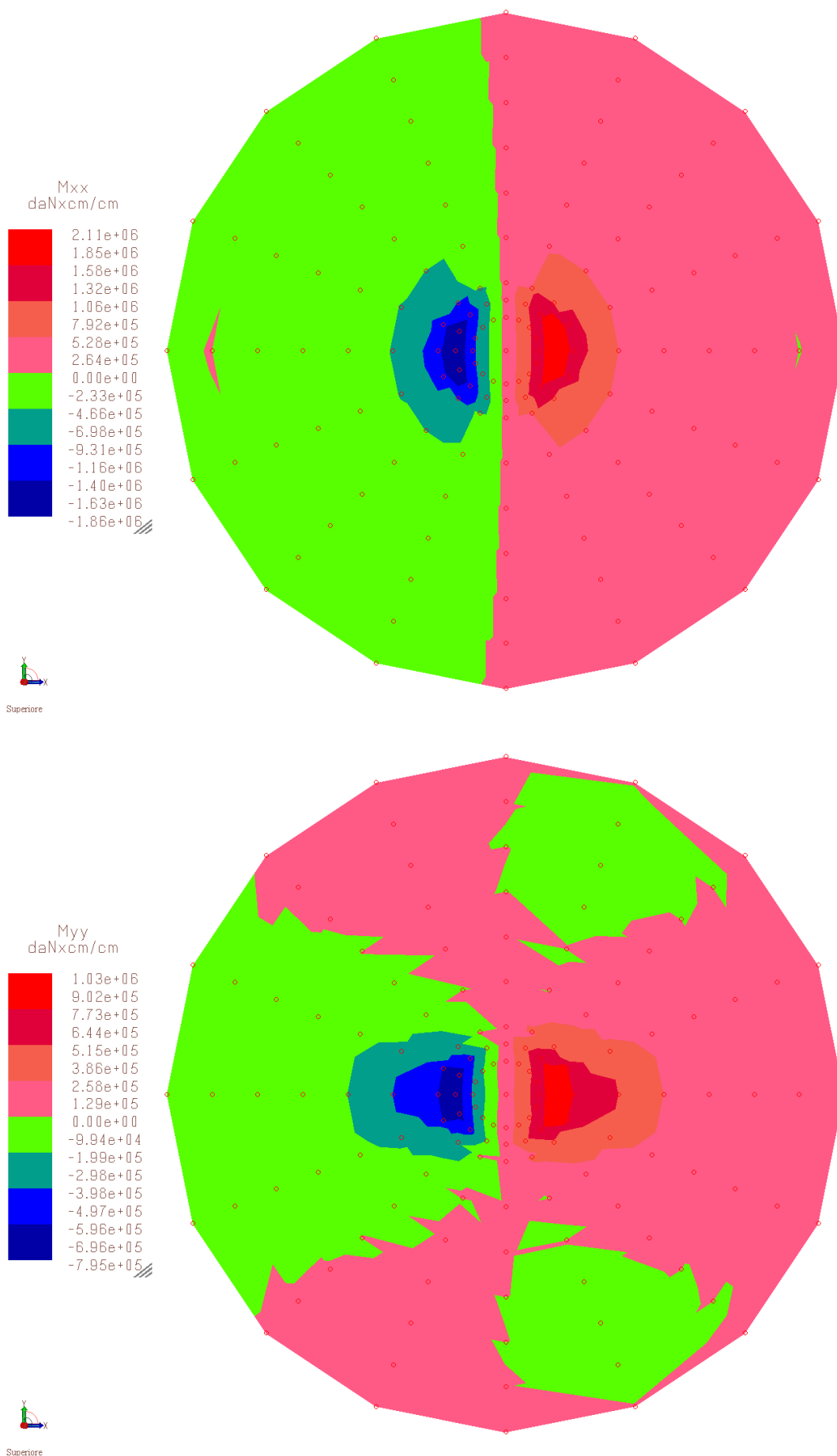
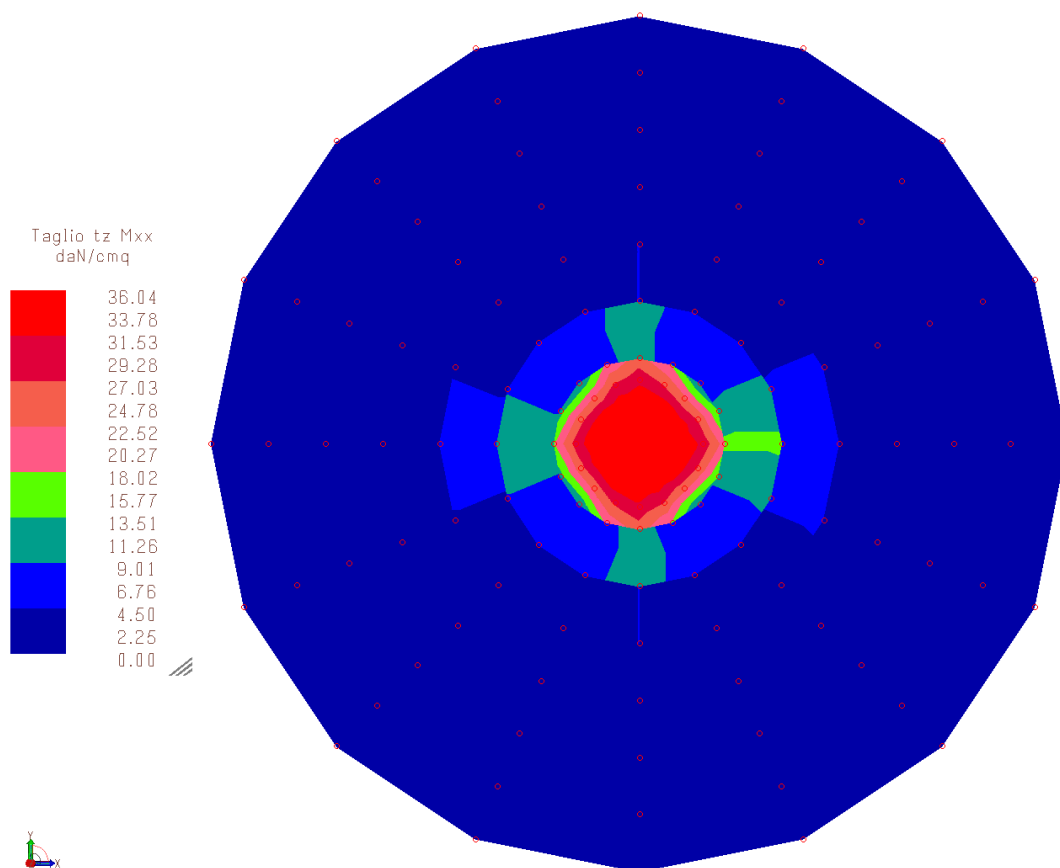
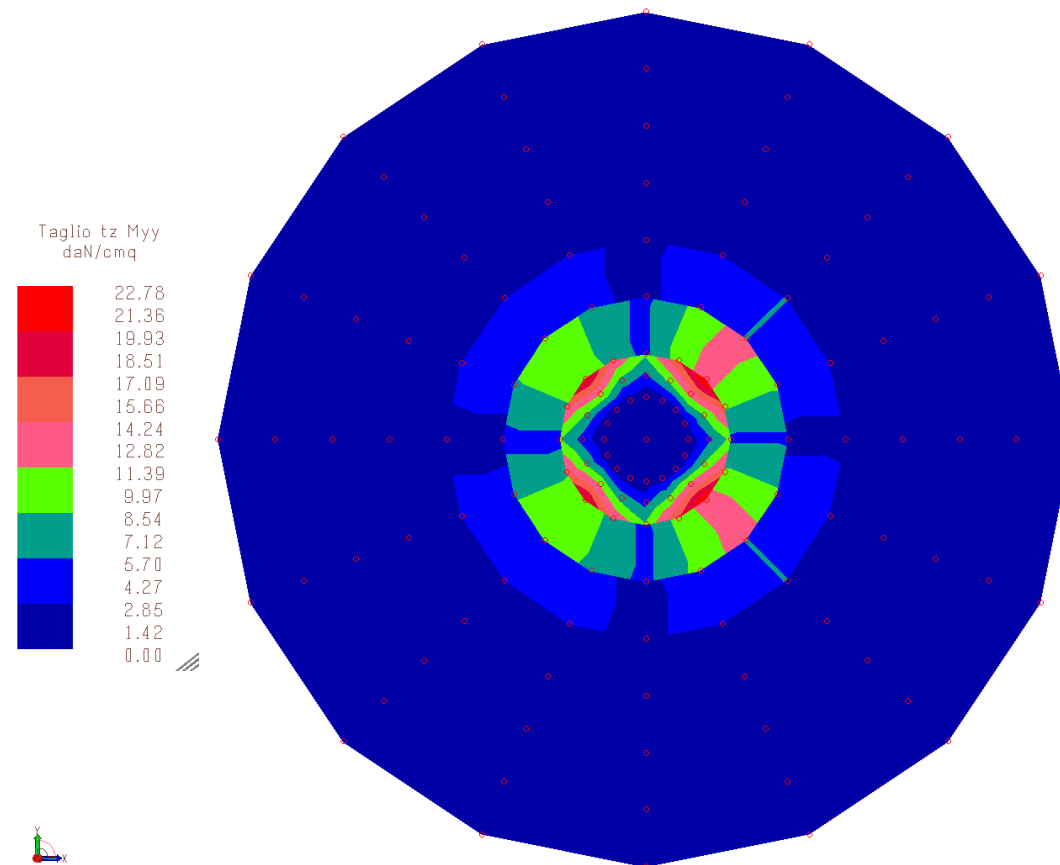


Figura 6 – Tensioni Mxx e Myy



Superiore



Superiore

Figura 7 – Tensioni Tz (Mxx) e Tz (Myy)



## 7.2 VERIFICHE STRUTTURALI

In base alle tensioni calcolate, le sezioni di calcolo risultano soddisfare le verifiche agli SLU strutturali con la tipologia di armatura scelta che prevede la disposizione di una doppia maglia di armatura, una sul lembo inferiore e una sul lembo superiore, composta da barre radiali di diametro  $\phi$  32mm e barre circolari di diametro  $\phi$  26mm; l'interasse delle barre radiali non è mai superiore ai 20 cm; in prossimità del colletto l'armatura radiale viene raddoppiata disponendo un secondo strato sempre a interasse massimo 20 cm. L'interasse delle barre circolari è variabile da circa 10 cm in prossimità del colletto a circa 25 cm nelle zone periferiche.

Le armature a taglio sono costituite da barre verticali, adeguatamente ancorate e diffuse, di diametro variabile da 16mm a 26mm.

## 8 VERIFICHE DEFORMAZIONE/CEDIMENTI (SLE)

La verifica a deformazione si riduce alla valutazione della compatibilità dei cedimenti calcolati con la struttura stessa. Dalla modellazione tridimensionale agli elementi finiti per la combinazione di carico 4 agli SLE si riscontrano i cedimenti riportati nella figura seguente:

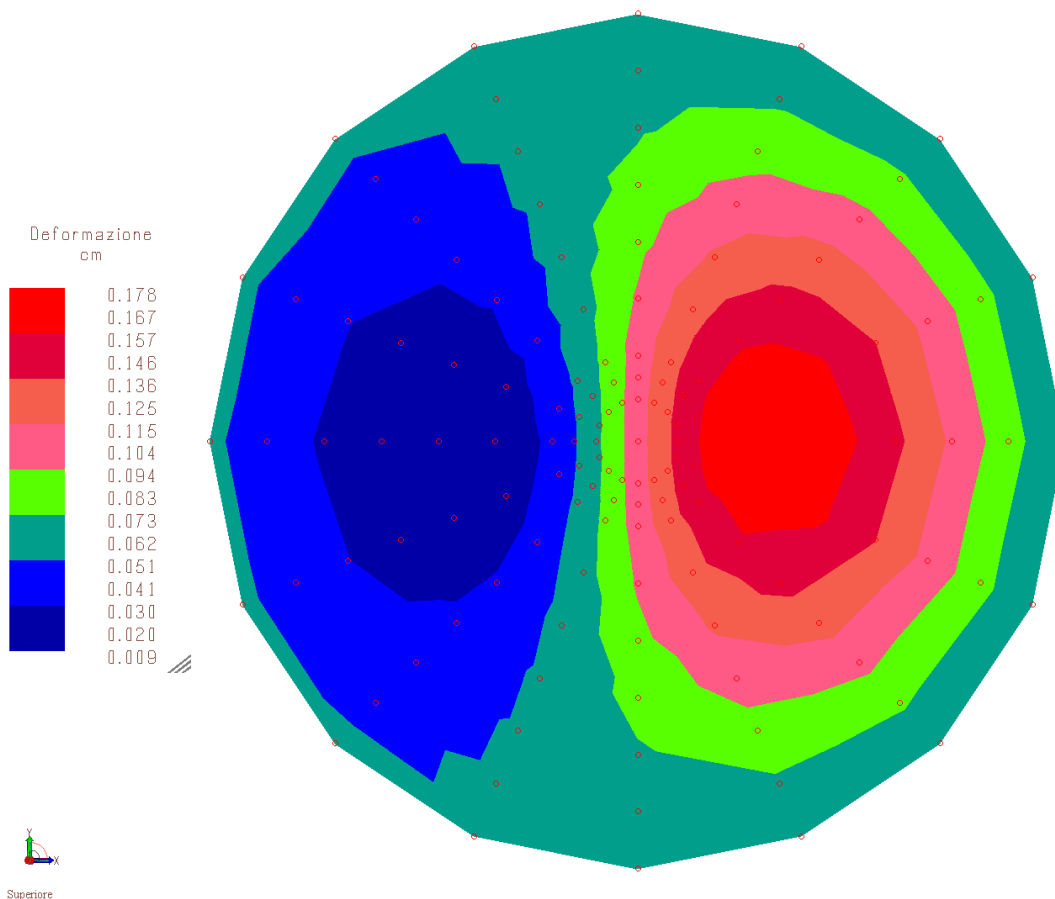


Figura 8 – Distribuzione delle deformazioni sul terreno in combinazione di carico 4 (SLE)

I cedimenti calcolati sono ampiamente compatibili con le strutture in progetto. Maggiori approfondimenti potranno essere svolti una volta note le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia "profonda" del terreno nelle singole posizioni di ubicazione delle torri eoliche.





Le massime deformazioni in condizioni di carico estremo sono rappresentate nell'immagine seguente:

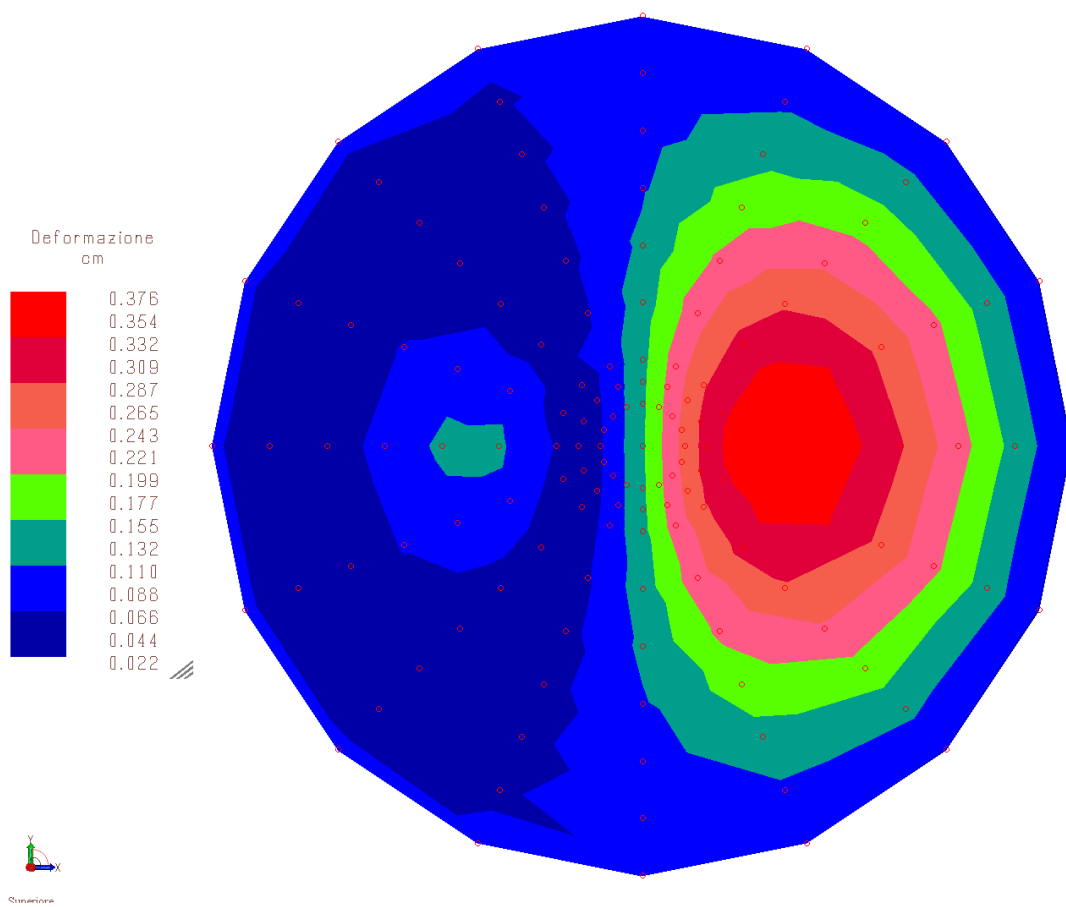


Figura 9 – Distribuzione delle deformazioni sul terreno in combinazione di carico 2

Le deformate in condizioni di carico estremo sono dell'ordine dei 3-4 millimetri, ampiamente compatibili con la tipologia di struttura.