

Regione Autonoma
della Sardegna



Comune di
San Gavino Monreale



Committente:

MONREALE Wind Srl

Monreale Wind Srl
Via Chiaravalle, 7/9
20122 Milano
P.IVA/C.F. 15802641009

Titolo del Progetto:

**Parco Eolico MONREALE sito nel Comune di San Gavino
Monreale (SU)**

Documento:

Progetto definitivo

N° Documento:

IT-PltMo-CLP-SPE-TR-05

Responsabile dello SIA:

Ing. Giuseppe Frongia



I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l. Unipersonale

Sede Legale: Via Giua s.n.c. - Z.I. CACIP - 09122

Cagliari (I)

C.C.I.A.A. Cagliari n. 221254 - P.I.

02748010929

Tel. /Fax +39.070.658297

Email: info@iatprogetti.it

PEC iat@pec.it

Web: www.iatprogetti.it

Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
0	29/02/2024	Emissione	IAT	GF	GF

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE A CURA DI:

I.A.T. Consulenza e Progetti S.r.l.

Ing. Giuseppe Frongia (Direttore Tecnico)

GRUPPO DI LAVORO:

Ing. Giuseppe Frongia (Coordinatore e responsabile)

Ing. Marianna Barbarino

Ing. Enrica Batzella

Dott. Pian. Andrea Cappai

Ing. Paolo Desogus

Pian. Terr. Veronica Fais

Ing. Gianluca Melis

Ing. Andrea Onnis

Pian. Terr. Eleonora Re

Ing. Elisa Roych

COLLABORAZIONI SPECIALISTICHE:

Aspetti geologici e geotecnici: Dott. Geol. Maria Francesca Lobina

Aspetti faunistici: Dott. Nat. Maurizio Medda

Caratterizzazione pedologica: Dott. Agronomo Federico Corona

Acustica: Ing. Antonio Dedoni

Aspetti floristico-vegetazionali: Agr. Dott. Nat. Fabio Schirru

Aspetti archeologici: Dott.ssa Alice Nozza e Dott. Matteo Tatti (Archeologi)

Sommario

1	PREMESSA	4
2	Aspetti generali.....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	8
4.1	Modello geotecnico di riferimento.....	8
4.2	Stratigrafia di progetto	9
5	CARICHI DI PROGETTO.....	10
6	VERIFICA STABILITA' GLOBALE (EQU)	12
7	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE (STR)	18
8	Conclusioni	23

1 PREMESSA

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico denominato "Monreale", proposto dalla società Monreale Wind S.r.l., da installare nel comune di San Gavino Monreale, Provincia del Sud Sardegna; in particolare saranno condotte le verifiche strutturali ritenute significative ai fini del conseguimento dell'Autorizzazione Unica del progetto ai sensi del D.Lgs. 387/2003 Art. 12.

Il documento è redatto dalla I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l. con il contributo specialistico dell'Ing. Gianfranco Corda.

Per le finalità di calcolo, si è fatto riferimento ai dati di caratterizzazione delle terre contenuti nella relazione geologica e geotecnica allegata al progetto dell'impianto.

L'impianto sarà composto da n. 15 aerogeneratori riferibili indicativamente al modello:

Vestas EnVentus V162 - 6.0, con potenza nominale di 6.0 MW, altezza al mozzo pari a 125 m e altezza complessiva di 206 m.

Le verifiche strutturali per il plinto di fondazione sono basate sulle azioni di progetto indicate dal costruttore Vestas per il modello EV162 - 6.0, altezza al mozzo pari a 125 m; le azioni di progetto sono state desunte dallo specifico fascicolo sui carichi in fondazione fornito dal costruttore, documento "Foundation Load 0096 – 8470 VER 03".

2 Aspetti generali

Il progetto proposto prevede l'installazione di n. 15 turbine di grande taglia, riferibili indicativamente al modello VESTAS EnVentus V162-6.0 MW, posizionate su torri di sostegno dell'altezza indicativa pari a 125 m, nonché l'approntamento delle opere accessorie indispensabili per un ottimale funzionamento e gestione degli aerogeneratori (viabilità e piazzole di servizio, distribuzione elettrica di impianto, stazione di trasformazione MT/AT e opere per la successiva immissione dell'energia prodotta alla Rete di Trasmissione Nazionale).

Gli aerogeneratori in progetto saranno dislocati tra quote altimetriche indicativamente comprese nell'intervallo dei $50 \div 150$ m s.l.m.

Ai fini delle presenti verifiche strutturali sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore nel documento " Foundation Load 0096 – 8470 VER 03 ".

Ferme restando le caratteristiche dimensionali dell'aerogeneratore, non può escludersi peraltro che la scelta definitiva possa ricadere su un modello simile con migliori prestazioni di esercizio, qualora disponibile sul mercato prima dell'ottenimento della Autorizzazione Unica di cui all'art. 12 del D.Lgs. 387/2003.

Le aree di intervento sono caratterizzate dalla presenza di una coltre detritica di natura eluvio-colluviale, di spessore inferiore al metro, che copre un'alternanza irregolare di depositi alluvionali a granulometria variabile da ghiaioso-sabbiosa a sabbioso-limosa, fino a limo-argillosa.

A quota inferiore, ma a profondità non determinate, sono presenti depositi alluvionali di ghiaie grossolane molto addensate con buone caratteristiche fisico-meccaniche.

Nei siti di installazione nei quali il piano di posa del basamento risulta inserito nelle ghiaie addensate (Unità C) è prevista in progetto una fondazione diretta a pianta circolare.

Nei siti di installazione nei quali il piano di posa del basamento risulta inserito nei depositi alluvionali in matrice ghiaioso-sabbiosa (Unità B1) o sabbioso-limosa (Unità B2) od infine limo-argillosa (Unità B3) è prevista in progetto una fondazione profonda su pali.

In progetto sono dunque previste due differenti tipologie di fondazione caratterizzate da un basamento a pianta circolare che in un caso sarà realizzato direttamente a contatto con il substrato ghiaioso, nel secondo caso sarà realizzato in testa ad una palificata di profondità opportuna.

Il basamento di fondazione previsto in progetto è del tipo a plinto superficiale, da realizzare in opera in calcestruzzo armato, a pianta circolare di diametro pari a 25 metri.

La fondazione oggetto di verifica è sostanzialmente una piastra circolare a sezione variabile con spessore massimo al centro, pari a circa 350 cm, e spessore minimo al bordo, pari a 50 cm.

La porzione centrale, denominata "colletto", presenta altezza costante di 3.50 m per un diametro pari a circa 6.00 m.

Il colletto è il nucleo del basamento in cui verranno posizionati i tirafondi di ancoraggio del primo anello della torre metallica, il restante settore circolare sarà ricoperto con uno strato orizzontale di rilevato misto arido, con funzione stabilizzante e di mascheramento.

I pali di fondazione previsti nel dimensionamento preliminare sono 36 pali del tipo di grande diametro, pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza massima pari a 21 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

In questa fase si riporta il dimensionamento preliminare dei pali per la verifica di stabilità globale, si rimanda alle successive fasi di progettazione in cui sarà possibile la verifica dei pali con riferimento alle specifiche stratigrafie delle singole piazzole di installazione.

I calcoli e le verifiche di seguito illustrati saranno preceduti da un breve cenno ai riferimenti della normativa vigente nonché alle azioni ed ai carichi di progetto.

Nello specifico sono stati condotti i seguenti accertamenti: verifica di stabilità globale del manufatto, considerato come corpo rigido, verifiche di resistenza del manufatto in calcestruzzo, 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 significative azioni orizzontali e flettenti, dovute alla particolare altezza delle torri in progetto, 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.

Il dimensionamento eseguito ha carattere di verifica preliminare, la geometria e le dimensioni del plinto indicate in precedenza sono da ritenersi orientative e potrebbero variare a seguito delle risultanze del dimensionamento esecutivo delle opere nonché sulla base di eventuali indicazioni specifiche fornite dal costruttore dell'aerogeneratore, in funzione della scelta definitiva del modello di turbina che sarà operata nell'ambito della fase di Autorizzazione Unica del progetto.

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 23/02/2019

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

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento:

Tipo di costruzione: 2 (opere ordinarie)

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: IV

Periodo di riferimento: $V_R = 100$ anni

Metodo di calcolo e verifica:

È stato utilizzato il metodo degli Stati Limite applicandolo così come previsto dalle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018).

Le verifiche di stabilità sono state condotte per via diretta dallo scrivente, i calcoli e le verifiche di resistenza sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo strutturale CDSWIN della STS, programma di calcolo automatico agli elementi finiti, e il programma di calcolo geotecnico LoadCap della GEOSTRU.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

4.1 Modello geotecnico di riferimento

I calcoli strutturali delle fondazioni fanno riferimento ai dati contenuti nella relazione geologica e geotecnica preliminare redatta dalla Geologa Maria Francesca Lobina.

L'area di intervento è caratterizzata dalla presenza di una coltre detritica di natura eluvio-colluviale, di spessore inferiore al metro, che copre un'alternanza irregolare di depositi alluvionali a granulometria variabile da ghiaioso-sabbiosa a sabbioso-limosa, fino a limo-argillosa.

A quota inferiore, ma a profondità non determinate, sono presenti depositi alluvionali di ghiaie grossolane molto addensate con buone caratteristiche fisico-meccaniche.

Si riportano nel seguito i parametri geotecnici "indicativi" degli strati prevedibilmente interferenti con le fondazioni degli aerogeneratori sulla base di dati estrapolati da prove eseguite su terreni simili per altre iniziative edilizie, a partire dall'alto:

- **A** Copertura detritica eluvio-colluviale – spessore 0.10 ÷ 0.50 m
- **B** Depositi alluvionali – spessore decametrico
- **C** Ghiaie alluvionali – spessore decametrico

Salvo gli opportuni ed obbligatori accertamenti nella fase più avanzata della progettazione, sono state individuate cinque distinte tipologie di terreni direttamente interagenti con le strutture di fondazione e per le quali si riportano le caratteristiche meccaniche.

Unità A – Copertura detritica

Peso specifico = 19,00 ÷ 20,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 24° ÷ 26°

Modulo elastico E = 50 ÷ 70 daN/cm²

Coesione c = 0.05 ÷ 0.10 daN/cm²

Unità B1 – Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi recenti

Peso specifico = 20,00 ÷ 21,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 32° ÷ 33°

Modulo elastico E = 250 ÷ 300 daN/cm²

Coesione c = 0.00 ÷ 0.10 daN/cm²

Unità B2 – Depositi alluvionali sabbioso-limosi recenti

Peso specifico = 19,00 ÷ 20,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 28° ÷ 30°

Modulo elastico E = 150 ÷ 200 daN/cm²

Coesione c = 0.10 ÷ 0.20 daN/cm²

Unità B3 – Depositi alluvionali limo-argillosi recenti

Peso specifico = 19,00 ÷ 20,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 18° ÷ 20°

Modulo elastico E = 30 ÷ 40 daN/cm²

Coesione c = 0.10 ÷ 0.20 daN/cm²

Unità C – Depositi alluvionali antichi - ghiaie grossolane con grado di addensamento elevato e con buone caratteristiche fisico-meccaniche

Peso specifico = $20 \div 21 \text{ kN/m}^3$

Angolo attrito interno $\phi = 33^\circ \div 35^\circ$

Modulo elastico $E = 350 \div 400 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 0.10 \div 0.20 \text{ daN/cm}^2$

I Geologi riferiscono che trattandosi di un complesso sedimentario che alterna diversi episodi di deposizione, la presenza dei flussi idrici è condizionata dalla distribuzione dei litotipi.

Sulla base delle informazioni reperite, la falda idrica dovrebbe soggiacere stabilmente a profondità variabile tra 2,50 e 3,50 m dal p.c., con sensibili escursioni stagionali.

4.2 Stratigrafia di progetto

Nei siti di installazione nei quali il piano di posa risulta inserito nelle Ghiaie grossolane con grado di addensamento elevato (Unità C) è prevista in progetto una fondazione diretta a pianta circolare, diametro di 25 m e spessore massimo pari a circa 3.50 metri.

La stratigrafia considerata nel calcolo preliminare della fondazione superficiale è la seguente:

Peso specifico 20.00 kN/m^3

Angolo attrito interno $\phi = 33^\circ$

Coesione $c = 0 \text{ daN/cm}^2$

Modulo elastico $E = 400 \text{ daN/cm}^2$

Nei siti di installazione nei quali ricorre la presenza di Depositi alluvionali in matrice ghiaioso-sabbiosa (Unità B1) o sabbioso-limoso (Unità B2) od infine limo-argilloso (Unità B3) è prevista in progetto una fondazione profonda su pali, il basamento in testa alla palificata avrà le stesse dimensioni della fondazione diretta (diametro 25 m e spessore 3.50 metri).

La stratigrafia considerata nel calcolo preliminare della fondazione su pali è la seguente:

Peso specifico 20.00 kN/m^3

Angolo attrito interno $\phi = 18^\circ$

Coesione $c = 0 \text{ daN/cm}^2$

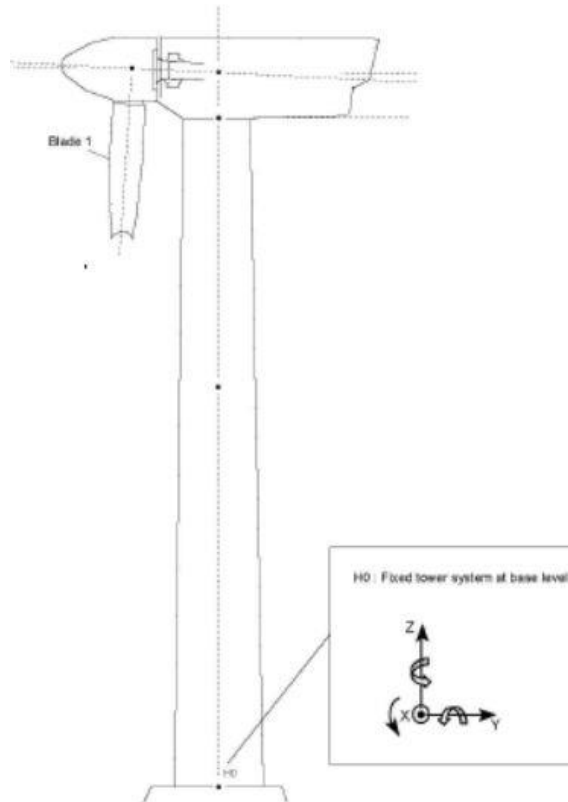
Modulo elastico $E = 30 \div 40 \text{ daN/cm}^2$

Si considera cautelativamente la presenza di una falda idrica a profondità di 3,00 m dal piano di campagna.

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 VESTAS, di cui al documento:

Foundation Load 0096 – 8470 VER 03



Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt	14Ecdvraa00(fam89)	1.35	Abs	147900	3222	1142	-6853
Mzt	23NTMSCHWO100(fam216)	1.35	Abs	43280	-16550	475.0	-6595
FndFr	1314etm00(fam81)	1.35	Abs	127100	-2004	1252	-6863
Fzt	12IceUHWO100(fam70)	1.35	Abs	67050	-2263	502.1	-7071

Nella tabella precedente sono definite le azioni massime al piede della torre, tali valori verranno utilizzati per le verifiche allo stato limite ultimo con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa italiana, il DM 17/01/2018. In assenza di specifiche indicazioni in questa fase si considerano i carichi precedenti (*extreme loads*) calcolati per le condizioni climatiche riportate nella tabella seguente.

Description	Unit	Value	Value
Design code	-	IEC-61400-1 Ed3	IEC-61400-1 Ed3
IEC Class	-	3A	3B
Design life time according to IEC	years	20	25
Annual average wind speed at hub height, V_{ave}	m/s	7.5	7.5
Extreme wind speed at hub height (10-min with 50 years return period), V_{ref}	m/s	37.5	37.5
Mean turbulence intensity at 15 m/s, I_{ref}	-	0.16	0.14
Average air density, ρ	kg/m ³	1.225	1.225

Table 1 Design code information and climatic conditions

Le predette condizioni climatiche utilizzate dal Costruttore per il calcolo dei carichi estremi al piede della torre sono da considerare quale condizione limite per poter installare questo modello di torre nel sito in progetto.

È dunque necessario verificare la compatibilità tra le condizioni climatiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per S.G. Monreale e quelle limite specificate dal Costruttore.

In particolare, è necessario verificare che la velocità massima del vento prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto sia inferiore a quella prevista nella tabella precedente:

Art. 3.3 D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) - Azioni del Vento

Sito installazione: Provincia Sud Sardegna - Comune di San Gavino Monreale

$a_s = 150$ m s.l.m.m. $a_{s,max} = a_s + 125 + 81$ (altezza al mozzo + raggio) = 356 m

Zona Climatica di riferimento = 6

$v_{b,0} = 28$ m/s

$a_0 = 500$ m

$k_s = 0.36$

$c_a = 1 + k_s (a_{s,max} / a_0 - 1)$

$c_a = 1$

per $a_s < a_0$

$v_b = v_{b,0} \times C_r$

$c_r = 0.75 \times (1 - 0.2 \times \ln(-\ln(1 - 1 / T_r)))^{1/2}$

$c_r = 1.04$

Velocità massima di riferimento indicata dalle NTC 2018 (10 min, $T_r = 100$ anni):

$v_b = 29.12$ m/s

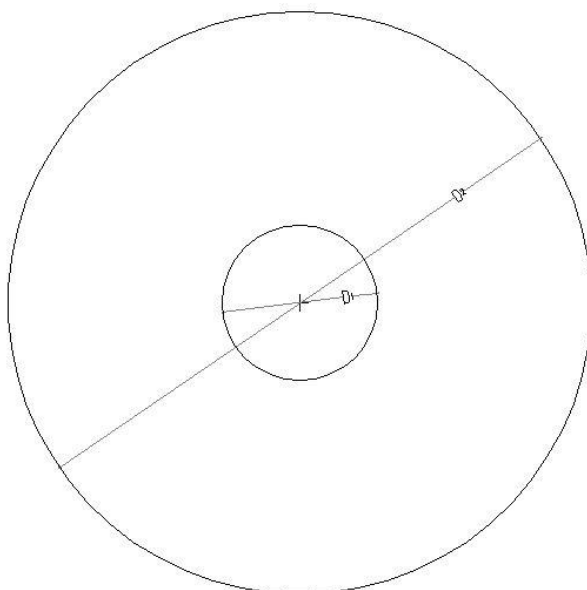
Velocità massima indicata dal produttore (10 min, $T_r = 50$ anni):

$V_{ref} = 37.50$ m/s

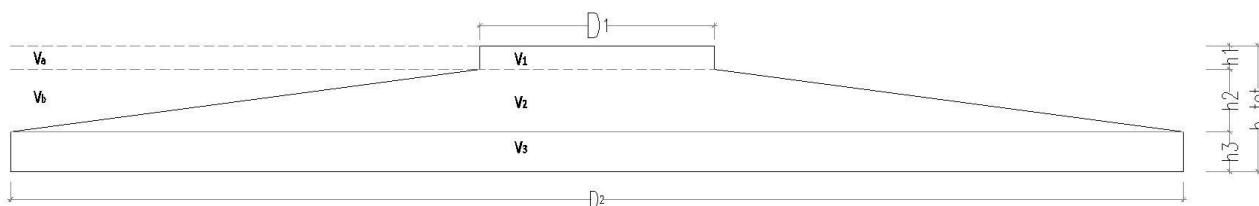
La velocità massima indicata dal Costruttore è superiore a quella prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto, la verifica di compatibilità è dunque soddisfatta.

6 VERIFICA STABILITA' GLOBALE (EQU)

Si conducono nel seguito le verifiche di stabilità globale del basamento di fondazione, con riferimento alle azioni di progetto precedentemente indicate.



Schema in pianta basamento di fondazione



Schema in sezione basamento di fondazione

DATI GEOMETRICI FONDAZIONE:

diametro colletto =	$d_1 = 6.00 \text{ m}$
diametro esterno =	$d_2 = 25.00 \text{ m}$
altezza colletto =	$h_1 = 0.50 \text{ m}$
altezza intermedia =	$h_2 = 2.50 \text{ m}$
altezza alla base =	$h_3 = 0.50 \text{ m}$
altezza totale =	$h_{\text{tot}} = 3.50 \text{ m}$

A - VERIFICA AL RIBALTAMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

$\gamma_{G1} = 0.90$	$\gamma_{G2} = 0.80$	$\gamma_q = 1.50$
----------------------	----------------------	-------------------

CARICHI VERTICALI

Peso del basamento

$$G_1 = 25 \times \pi \times [d_1^2 \times h_1 + 1/3 \times (d_1^2 + d_1 \times d_2 + d_2^2) \times h_2 + d_2^2 \times h_3] / 4$$

$$G_1 = 19'750 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 16 \times \pi \times [(d_2^2 - d_1^2) \times (h_1 - 0.10) + (d_2^2 \times h_2) - 1/3 \times (d_1^2 + d_2 \times d_1 + d_2^2) \times h_2] / 4$$

$$G_2 = 14'100 \text{ kN}$$

Peso della torre

$$V = 7'071 \text{ kN}$$

AZIONI PER LA CONDIZIONE DI CARICO EQU

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 19'750 \text{ kN}$	$G_2 = 14'100 \text{ kN}$
---------------------------	---------------------------

(momento flettente + azione orizzontale al piede della torre + peso permanente torre – senza coefficienti parziali)

$M = 147'900 \text{ kNm}$	$H = 1'252 \text{ kN}$	$V = 7'071 \text{ kN}$
---------------------------	------------------------	------------------------

MOMENTO STABILIZZANTE

$$M_{STA} = (0.9 \times G_1 + 0.8 \times G_2 + 0.9 \times V) \times d_2 / 2$$

$$M_{STA} = (0.9 \times 19'750 + 0.8 \times 0 + 0.9 \times 7'071) \times 12.50 = 301'700 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE

$$M_{RIB} = \gamma_q \times (M + H \times h_{tot})$$

$$M_{RIB} = 1.5 \times (147'900 + 1'252 \times 3.5) = 228'423 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.32$$

Verifica soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato.

B – VERIFICA SCORRIMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

$\gamma_{G1} = 0.90$	$\gamma_{G2} = 0.80$	$\gamma_q = 1.50$
----------------------	----------------------	-------------------

Risultante forze che attivano lo scorrimento:

$$H = 1'252 \text{ kN}$$

$$F_{scr} = \gamma_q \times H = 1'878 \text{ kN}$$

Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:

Peso della torre

$$V = 7'071 \text{ kN}$$

Peso del basamento

$$G_1 = 19'750 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 14'100 \text{ kN}$$

Angolo di attrito terreno/fondazione

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi' = 0.5 \phi$$

$$F_{sta} = \tan\phi' \times (\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times V) = 6'468 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$F_{sta} / F_{scr} = 3.44$$

Verifica soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato.

C – DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

In progetto sono previsti 36 pali di fondazione di diametro pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza pari a 21 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

È stata scelta questa tipologia di pali in funzione delle caratteristiche del terreno attraversato (vedi relazione geologica-geotecnica allegata).

Le ipotesi progettuali seguite sono quelle relative a pali con portanza per attrito laterale e portanza di punta, con una profondità di infissione nei depositi alluvionali limo-argillosi pari ad almeno 21 metri.

Si riporta di seguito la valutazione effettuata in base alle prescrizioni dell'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana), tralasciando il contributo offerto dall'attrito laterale in considerazione dell'incertezza in questa fase sugli spessori degli strati attraversati.

PALO TIPO 1

$l = 21$ metri

$\Phi = 800$ mm

$$Q_{lim} = q_p \times A_p / \gamma \quad \text{dove:}$$

Q_{lim} = portanza limite del palo in esercizio

q_p = resistenza unitaria alla punta

A_p = area della punta del palo ($\Phi = 800$ mm $A = \text{cost.} = 5024 \text{ cm}^2$),

γ = coefficiente di sicurezza = 2.5 (valutazione teorica)

$$q_p = N_q \times q_L \quad \text{dove:}$$

q_L = tensione geostatica sul piano orizzontale passante per la punta del palo

N_q = fattore adimensionale

$$q_L = \sum_i h_i \times \gamma_i^l \quad \text{dove:}$$

h_i = profondità dei vari strati attraversati

γ_i^l = peso specifico del terreno immerso dei vari strati

Si considera la presenza di una falda idrica a profondità di 3,00 m dal piano di campagna.

$$\gamma_1^l = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_2^l = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$h_1 = 3.00 \text{ m (argille o limi asciutti)}$$

$$\gamma_1^l = 2.000 \text{ kg/m}^3$$

$$q_{L1} = 6.000 \text{ kg/m}^2$$

$$h_2 = 18.00 \text{ m (argille o limi immersi)}$$

$$\gamma_2^l = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$q_{L2} = 18.000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 24.000 \text{ kg/m}^2$$

Il valore di N_q è stato valutato sulla base degli elementi forniti dall'A.G.I. secondo vari Autori per pali trivellati di medio diametro in terreni incoerenti, con $\phi = 30^\circ$:

Vesic	$N_q = 30$
Berezantzev	$N_q = 36$
Meyerhof	$N_q = 85$
Skempton	$N_q = 70$
Brinch - Hansen	$N_q = 50$

Si è ritenuto opportuno estrapolare un valore medio, ovvero quello fornito dalla teoria del Brinch - Hansen, e utilizzare un coefficiente $N_q = 50$, onde per cui:

$$Q_{lim} = 24.000 \times 0.5024 \times 50 / 2.5 = 241.152 \text{ kg}$$

si assume:

$$Q_{lim} = 241 \text{ tonnellate}$$

D - VERIFICA AL RIBALTAMENTO FONDAZIONE SU PALI
AZIONI PER LA CONDIZIONE DI CARICO EQU

(momento flettente + azione orizzontale al piede della torre + peso permanente torre – senza coefficienti parziali)

M = 147'900 kNm	H = 1'252 kN	V = 7'071 kN
-----------------	--------------	--------------

MOMENTO RIBALTANTE

$$M_{RIB} = \gamma_q \times (M + H \times h_{tot})$$

$$M_{RIB} = 1.5 \times (147'900 + 1'252 \times 3.5) = 228'423 \text{ kNm}$$

MOMENTO STABILIZZANTE

Con riferimento allo schema di posizionamento in pianta dei pali di fondazione, si verifica nel seguito la stabilità globale calcolando il solo contributo di resistenza a compressione dei pali disposti su un settore circolare pari alla metà della circonferenza.

$$M_{STA} = \sum_i N_p \times n_i \times d_i \quad \text{dove:}$$

 N_p = carico limite del singolo palo

 d_i = braccio delle forze palo – asse fondazione

 n_i = numero pali nella fila i-esima

$$N_p = 2410 \text{ kN}$$

$$d_1 = 1.50 \text{ m} \quad n_1 = 2$$

$$d_2 = 3.25 \text{ m} \quad n_2 = 2$$

$$d_3 = 4.50 \text{ m} \quad n_3 = 3$$

$$d_4 = 5.70 \text{ m} \quad n_4 = 2$$

$$d_5 = 7.90 \text{ m} \quad n_5 = 4$$

$$d_6 = 10.45 \text{ m} \quad n_6 = 2$$

$$d_7 = 11.30 \text{ m} \quad n_7 = 1$$

$$\sum_i N_p \times n_i = 98.20$$

$$M_{STA} = 2410 \times 98.20 = 236.660 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.03$$

Verifica soddisfatta senza considerare il contributo del basamento.

7 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE (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.

La fondazione è stata verificata con riferimento alla stratigrafia di progetto, considerando la Categoria di sottosuolo C ed una costante di winkler pari a 4 kg/cm^3 .

COMBINAZIONE DI CARICO 1 – (SLE)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 19'750 \text{ kN}$	$G_2 = 14'100 \text{ kN}$
---------------------------	---------------------------

COMBINAZIONE DI CARICO 2 – (SLE)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento + azioni dalla Torre - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 19'750 \text{ kN}$	$G_2 = 14'100 \text{ kN}$	$V = 7'071 \text{ kN}$
$M = 147'900 \text{ kNm}$	$H = 1'252 \text{ kN}$	$M_T = 3'222 \text{ kNm}$

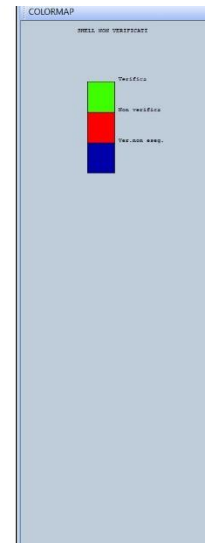
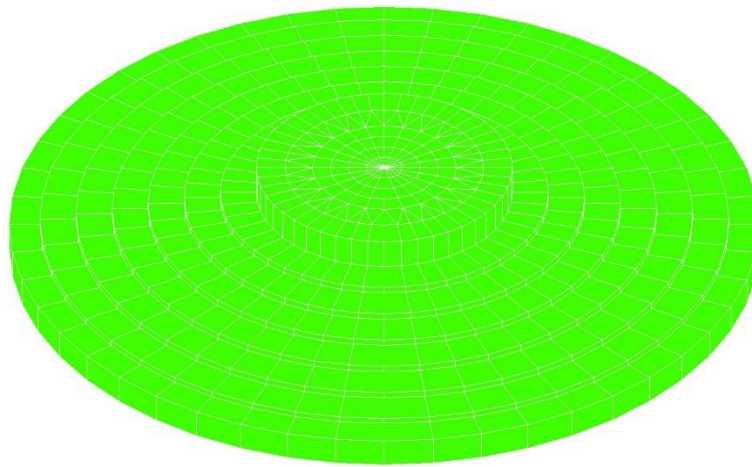
COMBINAZIONE DI CARICO 3 – (SLU)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento + azioni dalla Torre - con i coefficienti parziali)

$G_1 = \gamma_{G1} \times 19'750 \text{ kN}$	$G_2 = \gamma_{G2} \times 14'100 \text{ kN}$	$V = \gamma_{G2} \times 7'071 \text{ kN}$
$M = \gamma_q \times 147'900 \text{ kNm}$	$H = \gamma_q \times 1'252 \text{ kN}$	$M_T = \gamma_q \times 3'222 \text{ kNm}$

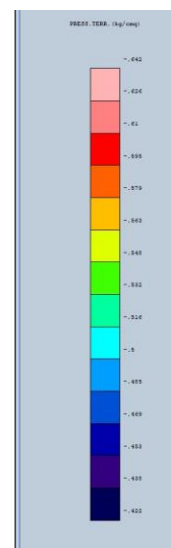
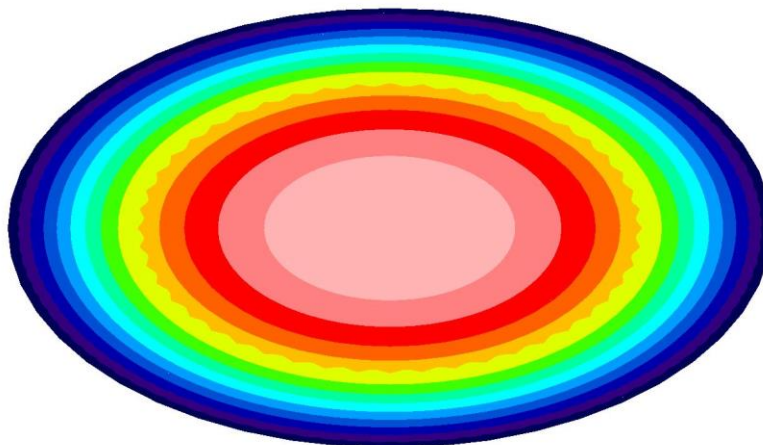
$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_q = 1.50$
---------------------	---------------------	-------------------

COLORMAP VERIFICHE ELEMENTI SHELL



a – **PRESSIONI DI CONTATTO**

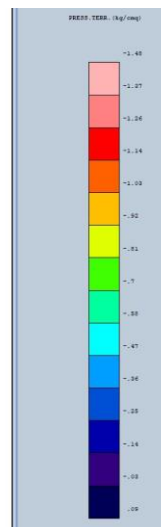
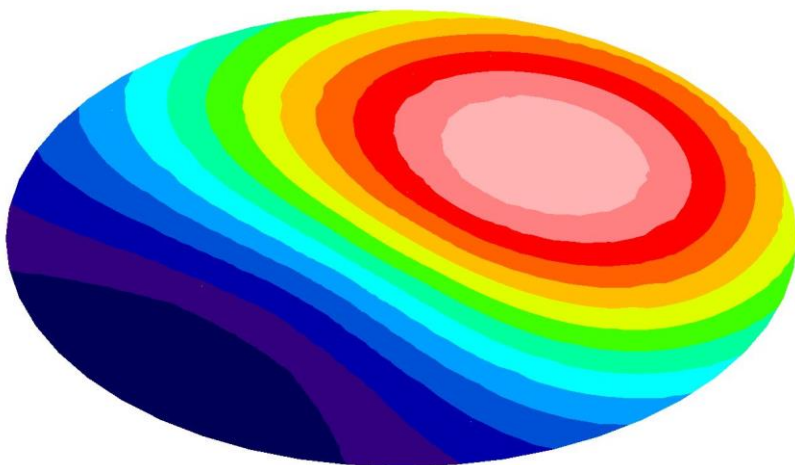
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Pressione di contatto SLE:

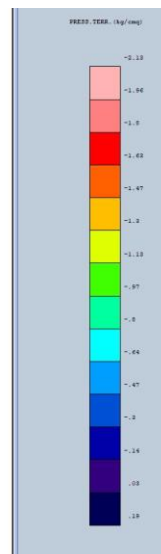
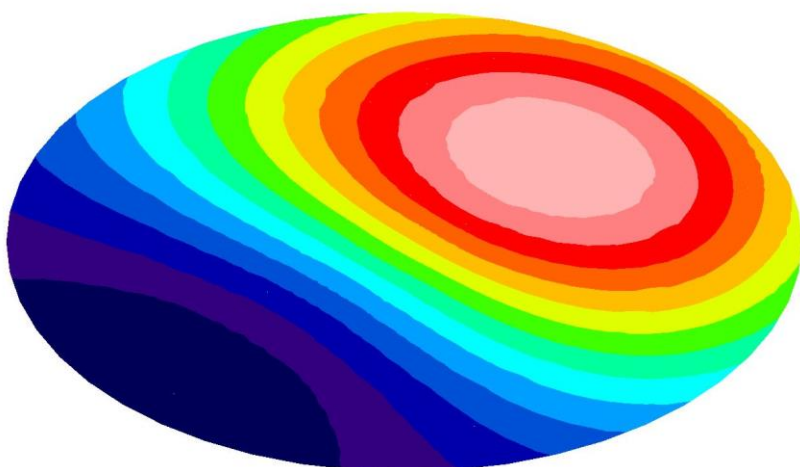
$$\sigma_{pp} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Pressione di contatto SLE: $\sigma_{es} = 1.48 \text{ kg/cm}^2$

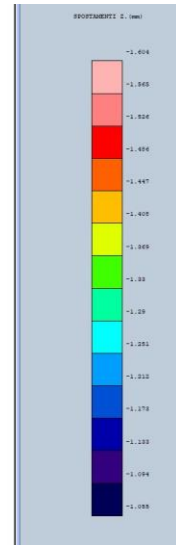
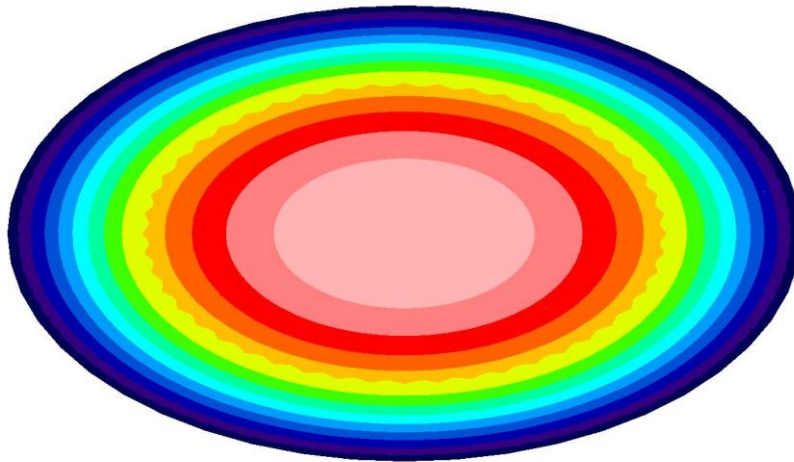
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 3 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Pressione di contatto SLU: $\sigma_{max} = 2.13 \text{ kg/cm}^2$

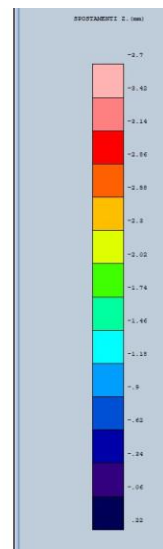
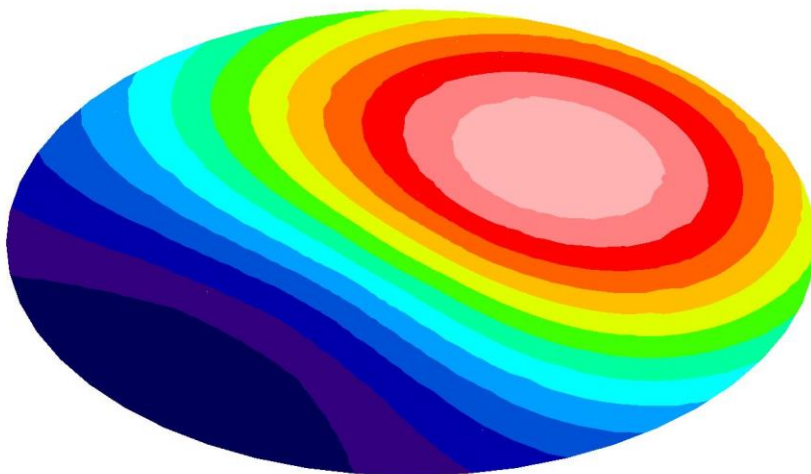
b – CEDIMENTI ATTESI

COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Spostamento massimo SLE: $w_1 = 1.61 \text{ mm}$

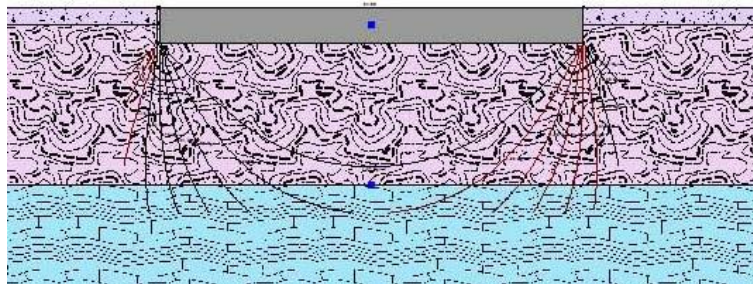
COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Spostamento massimo SLE: $w_{es} = 3.70 \text{ mm}$

VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO (GEO)

Le verifiche geotecniche sono state condotte anche con l'ausilio del software LoadCap 2020, programma di verifiche geotecniche per fondazioni superficiali.



DATI GENERALI

=====	
Diametro della fondazione	30.0 m
Profondità piano di posa	3.50 m
Altezza di incastro	1.0 m
Pressione massima sul terreno	2.12 kg/cm ²
Cedimento massimo atteso	3.70 mm
=====	

La presenza delle ghiaie grossolane addensate (Unità C) nei siti in cui è prevista la realizzazione della fondazione superficiale diretta offre una resistenza di progetto elevata, i cedimenti massimi sono trascurabili.

8 Conclusioni

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico Monreale, proposto dalla società Monreale Wind S.r.l., da installare nel comune di San Gavino Monreale (Provincia del Sud Sardegna).

Con riferimento ai carichi di progetto, alla caratterizzazione geotecnica preliminare nonché ai risultati delle verifiche di stabilità, resistenza delle strutture e del terreno di fondazione, si può riassumere quanto segue:

- è stata riscontrata la presenza di una coltre detritica di natura eluvio-colluviale che copre un'alternanza irregolare di depositi alluvionali a granulometria variabile da ghiaioso-sabbiosa a sabbioso-limosa, fino a limo-argillosa;
- a quota inferiore, ma a profondità non determinata, sono presenti depositi alluvionali di ghiaie grossolane molto addensate con buone caratteristiche meccaniche;
- nei siti di installazione nei quali il piano di posa del basamento risulta inserito nelle ghiaie grossolane addensate (Unità C), è prevista in progetto una fondazione diretta a pianta circolare avente diametro di 25 m e spessore massimo pari a 3.50 metri;
- nei siti in cui invece ricorre la presenza dei depositi alluvionali in matrice ghiaioso-sabbiosa (Unità B1) o sabbioso-limosa (Unità B2) od infine limo-argillosa (Unità B3) è prevista in progetto una fondazione profonda su 36 pali di diametro pari a 800 mm, di profondità pari a 21 m, da realizzare in opera mediante carotaggio continuo, il basamento in testa alla palificata avrà le stesse dimensioni della fondazione diretta (diametro 25 m e spessore 3.50 metri).

Nelle fasi più avanzate della progettazione sarà pertanto indispensabile disporre di dati geotecnici specifici per ogni singola postazione eolica al fine di confermare o, se necessario, variare le previsioni ed i calcoli qui riportati in via preliminare.