

NARBONIS Wind Srl

[Maggio 2022]

Parco Eolico NARBONIS sito nel Comune di San Gavino Monreale

Calcoli preliminari di dimensionamento delle strutture



Regione Autonoma
della Sardegna



Comune di
San Gavino Monreale



Committente:

NARBONIS Wind Srl

NARBONIS Wind Srl
Via Sardegna, 40
00187 Roma
P.IVA/C.F. 16181131000

Titolo del Progetto:

**Parco Eolico NARBONIS sito nel Comune di
San Gavino Monreale**

Documento:

**CALCOLI PRELIMINARI DI
DIMENSIONAMENTO DELLE
STRUTTURE**

N° Documento:

IT-VesNa-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0

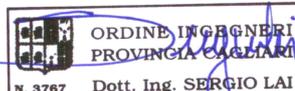


Studio di Ingegneria

Viale Trieste, 58
09037 San Gavino Monreale (SU)
Tel. +39 070 2352042
Mob. +39 347 1327339
e-mail: studio@sergiolai.com

Progettista:

Ing. Sergio Lai



Progettazione strutturale:



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

Ing. Giuseppe Frongia



Contributo specialistico:

Ing. Gianfranco Corda

Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	31.05.2022	Prima emissione			

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. VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO (GEO)	22
9. CONCLUSIONI	25

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 4 di 25
--------------------------------------	---	-------	-------------------

1. PREMESSA

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico denominato "NARBONIS", dalla società Narbonis Wind Srl, società a responsabilità limitata di proprietà di Wind Power Development A/S, controllata da Vestas Wind Systems A/S. 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.

Il parco eolico sarà composto da n. 8 aerogeneratori riferibili 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, desunte dallo specifico fascicolo sui carichi in fondazione fornito dal costruttore.

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 5 di 25
--------------------------------------	---	-------	-------------------

2. ASPETTI GENERALI

Il progetto prevede l'installazione di n. 8 turbine di grande taglia, riferibili al modello Vestas EnVentus V162-6.0 MW, posizionate su torri di sostegno dell'altezza di 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, sottostazione utente di trasformazione 30/150 kV, stazione elettrica di condivisione in comune di Guspini, 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 50÷70 m s.l.m.

Ai fini delle presenti verifiche strutturali sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore Vestas. 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.

La natura dei terreni di sedime è caratterizzata dalla presenza di una potente sequenza detritica di origine alluvionale, rappresentata da detriti di ambiente continentale, costituita da ripetute alternanze di ghiaie, sabbie limose e argille sabbiose; oltre la profondità di -7.40 m sono stati rinvenuti materiali molto consistenti.

La tipologia dei terreni è dunque idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato (Strato C) e le argille si trovino a profondità non superiori.

Nelle piazzole di installazione in cui la giacitura delle argille sabbiose (Strato D) fosse superiore rispetto ai dati preliminari disponibili in questa sede, in progetto è prevista una fondazione di tipo profonda.

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 o sabbioso, 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 in progetto sono del tipo di grande diametro, pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza massima pari ad 20 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

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 6 di 25
--------------------------------------	---	-------	-------------------

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.

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 7 di 25
--------------------------------------	---	-------	-------------------

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 stati eseguiti 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 Dott.ssa Geologo Maria Francesca Lobina e dal dott. Mauro Pompei.

L'area di sedime che ospiterà l'intervento vede la presenza di una potente sequenza detritica di origine alluvionale, rappresentata da detriti di ambiente continentale costituita da ripetute alternanze di ghiaie, sabbie limose e argille sabbiose.

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

Dal sondaggio è risultata l'esistenza di una falda idrica con livello piezometrico stabilizzato a profondità di circa 4,60 m dal p.c., trattandosi di una falda superficiale, sono plausibili oscillazioni stagionali (positive e negative), anche di diversi decimetri.

Unità A – Suolo spessore medio pari a 0,40 m

Unità B – Ghiaie – profondità: -0,40 / -2.20 m (successivamente -9.40/ -10.60 m)

Peso specifico = 21,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 33-35°

Modulo elastico E = 350 / 400 daN/cm²

Modulo edometrico E_d = 325 / 350 daN/cm²

Coesione c = 0.05 / 0.10 daN/cm²

Unità C – Sabbie Limose – profondità: -2.20/ -7.20 m

Peso specifico = 19,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 30-31°

Modulo elastico E = 100 / 120 daN/cm²

Modulo edometrico E_d = 130 / 140 daN/cm²

Coesione c = 0.05 / 0.10 daN/cm²

Unità D – Argille Limose – profondità: -7.20/ -9.40 m

Peso specifico = 20,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 18-21°

Modulo elastico E = 110 daN/cm²

Modulo edometrico E_d = 130 daN/cm²

Coesione c = 1.0 / 1.50 daN/cm²

A quota - 9,40 m è stato rilevato un marcato aumento del numero dei colpi, riconducibile ad un livello ghiaioso che a quota -10,60 m ha determinato il raggiungimento di condizioni di rifiuto strumentale.

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 9 di 25
--------------------------------------	---	-------	-------------------

4.2. Stratigrafia di progetto

Le scarse caratteristiche geotecniche dei terreni argillosi (Strato D) pongono limitazioni nella scelta della tipologia fondale.

La tipologia dei terreni è idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato (Strato C) e le argille si trovino a profondità non superiori.

Nelle piazzole di installazione in cui la giacitura delle argille sabbiose (Strato D) fosse superiore rispetto ai dati preliminari disponibili in questa sede, allora la scelta dovrà ricadere su fondazioni profonde.

I parametri geotecnici considerati nel calcolo preliminare sia della fondazione diretta che della fondazione su pali per la portanza alla punta sono quelli riportati precedentemente, considerando la presenza di ghiaie oltre la quota – 9.40 m.

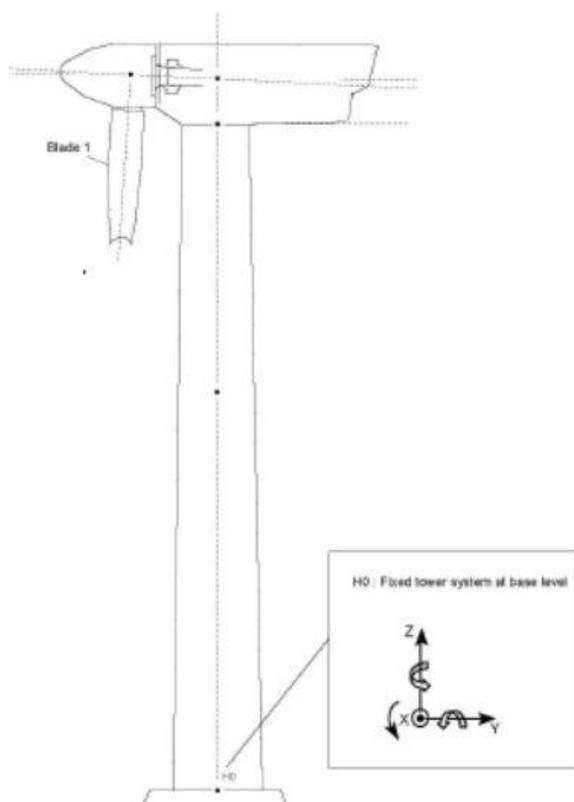
Per i terreni indagati i Geologi hanno definito l'appartenenza alla Categoria di sottosuolo del tipo "C" ovvero " depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati ".

Si assume cautelativamente la quota del livello della falda idrica superficiale pari a – 4.00 m.

5. CARICHI DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni di progetto al piede della torre sono state assunte come riferimento le azioni agenti sulla fondazione di una torre eolica di caratteristiche assimilabili all'aerogeneratore previsto in progetto.

Per le verifiche preliminari sulle strutture di fondazione sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore.



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 caratteristiche dei carichi massimi 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 sono da considerare quale condizione limite per poter installare questo la Torre in progetto nel sito in progetto.

È dunque necessario verificare la compatibilità tra le condizioni climatiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per il sito di installazione e quelle limite specificate nella tabella.

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

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

Sito installazione: Regione Sardegna - Provincia Medio Campidano - S. Gavino M.

$a_s = 100$ m s.l.m.m. $a_{s, max} = a_s + 240$ (diametro rotore) = 340 m

Zona Climatica di riferimento = 6

$a_0 = 500$ m $v_{b,0} = 28$ m/s

per $a_s < a_0$ $v_b = v_{b,0} \times C_a$

Velocità massima di riferimento indicata dalle NTC 2018 (10 min, 50 anni T_r):

$v_b = 28$ m/s

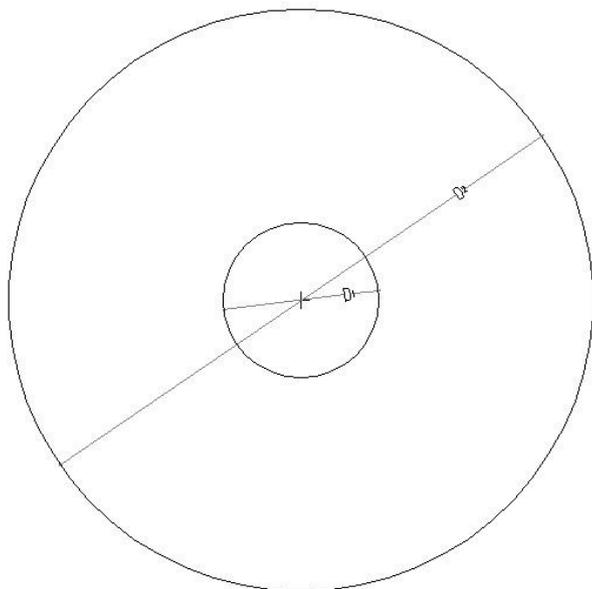
Velocità massima indicata dal produttore (10 min, 50 anni T_r):

$V_{ref} = 37.5$ m/s

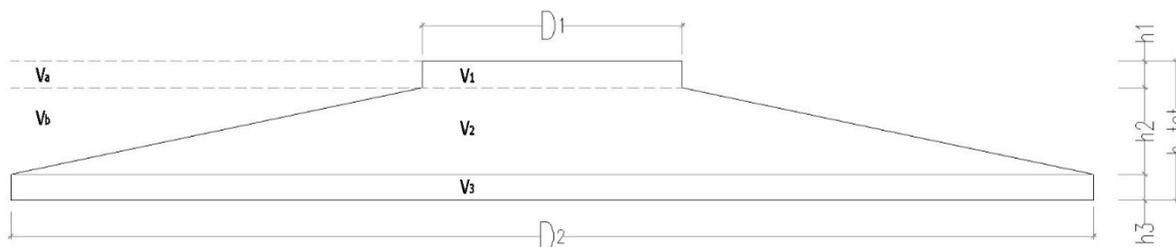
La velocità massima per la Classe IEC 3 è superiore a quella prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto, la verifica di compatibilità è dunque soddisfatta.

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

I pali di fondazione previsti in progetto sono del tipo di grande diametro, pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza pari a 20 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

E' 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 nelle ghiaie pari ad almeno 10 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.

PALO TIPO 1

$l = 20$ 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

$h_1 = 2.00$ m (<i>ghiaie</i>)	$\gamma_1^l = 2100$ kg/m ³	$q_{L1} = 4200$ kg/m ²
$h_2 = 2.00$ m (<i>sabbie</i>)	$\gamma_2^l = 2000$ kg/m ³	$q_{L2} = 4000$ kg/m ²
$h_{2.1} = 3.00$ m (<i>sabbie immerse</i>)	$\gamma_{2.1}^l = 1000$ kg/m ³	$q_{L2.1} = 3000$ kg/m ²
$h_3 = 2.00$ m (<i>argille immerse</i>)	$\gamma_3^l = 1000$ kg/m ³	$q_{L3} = 2000$ kg/m ²
$h_4 = 11.00$ m (<i>ghiaie immerse</i>)	$\gamma_4^l = 1000$ kg/m ³	$q_{L4} = 11000$ kg/m ²

$$q_L = 24200 \text{ kg/m}^2$$

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 $\phi = 30^\circ$:

$$\text{Vesic} \quad N_q = 30$$

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 16 di 25
---	---	-------	--------------------

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:

$$Q_{lim} = 24200 \times 0.5024 \times 50 / 2.5 = 243'161 \text{ kg}$$

si assume:

$$Q_{lim} = 243 \text{ tonnellate}$$

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

$$N_p = 2430 \text{ kN}$$

$$d_1 = 1.46 \text{ m} \quad n_1 = 2$$

$$d_2 = 2.83 \text{ m} \quad n_2 = 2$$

$$d_3 = 4.20 \text{ m} \quad n_3 = 5$$

$$d_4 = 6.20 \text{ m} \quad n_4 = 2$$

$$d_5 = 7.50 \text{ m} \quad n_5 = 4$$

$$d_6 = 10 \text{ m} \quad n_6 = 2$$

$$d_7 = 10 \text{ m} \quad n_7 = 1$$

$$M_{STA} = 250241 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.09$$

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)

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

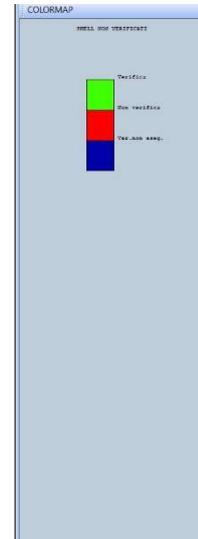
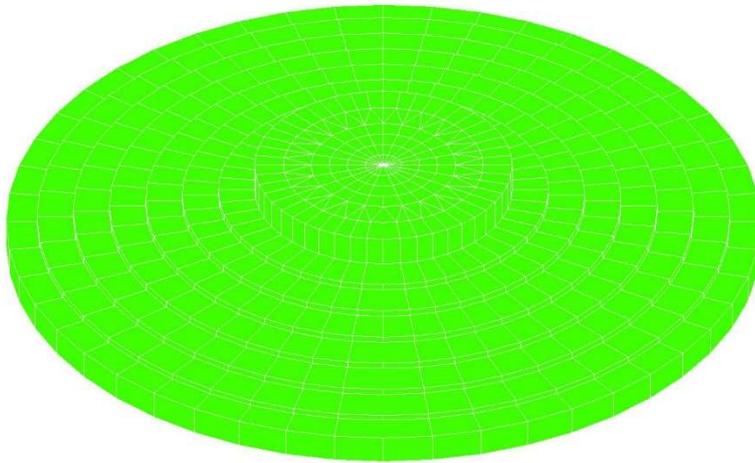
COMBINAZIONE DI CARICO 3 – (SLU)

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

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

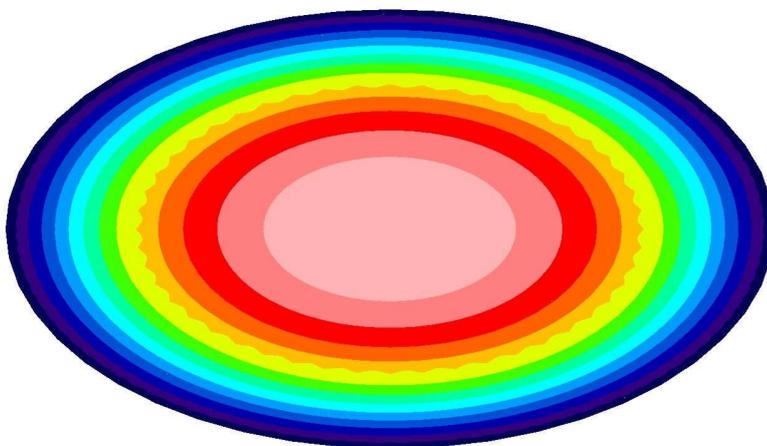
$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_q = 1.50$
---------------------	---------------------	-------------------

COLORMAP VERIFICHE ELEMENTI SHELL



a – **PRESSIONI DI CONTATTO**

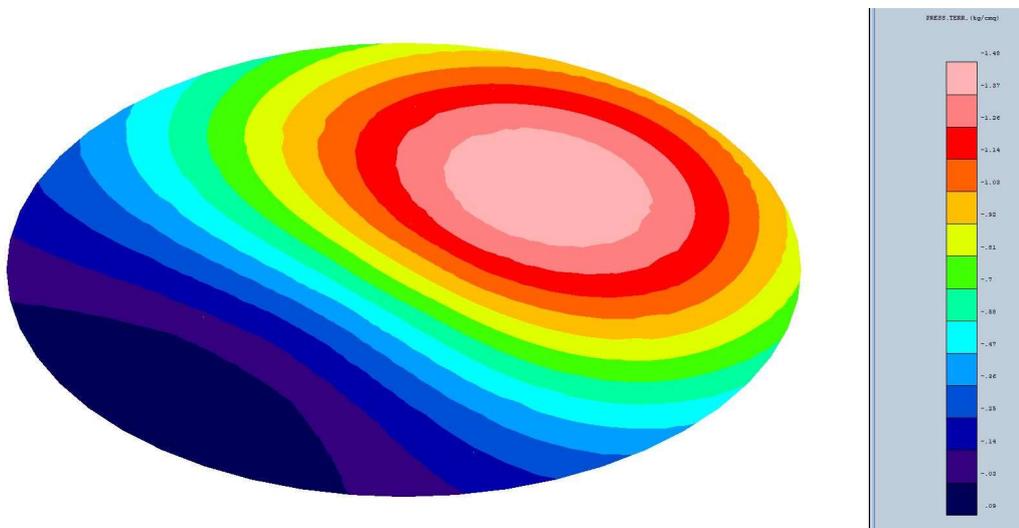
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Pressione di contatto SLE:

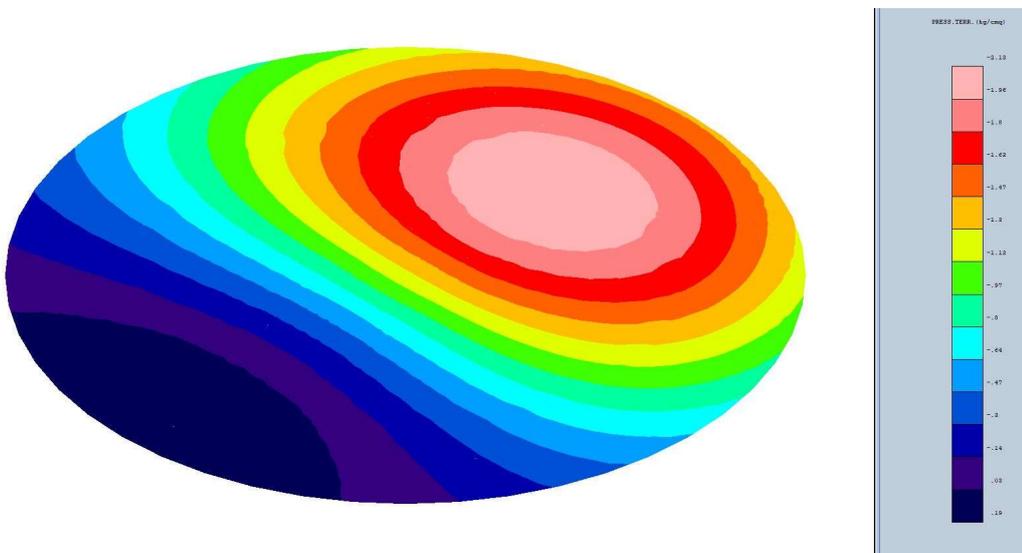
$$\sigma_{pp} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

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



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

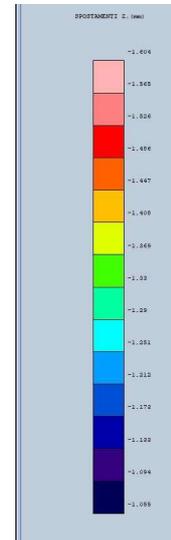
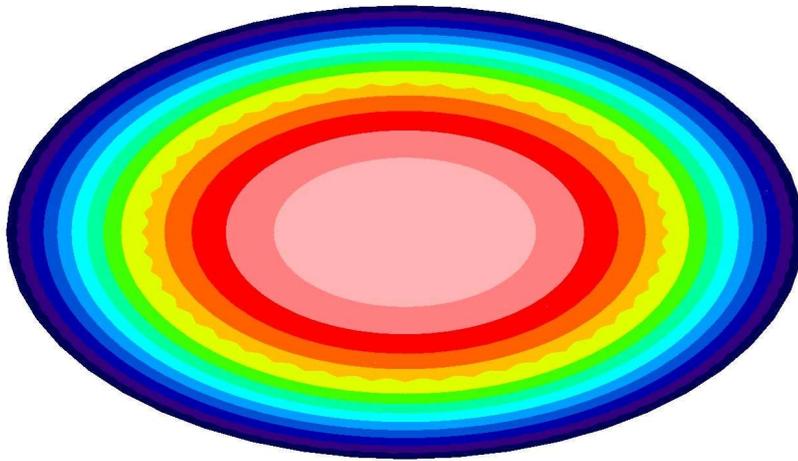
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 3 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



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

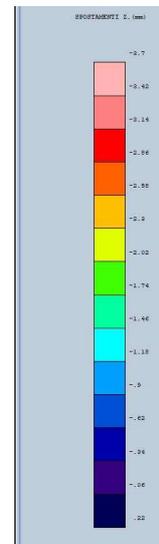
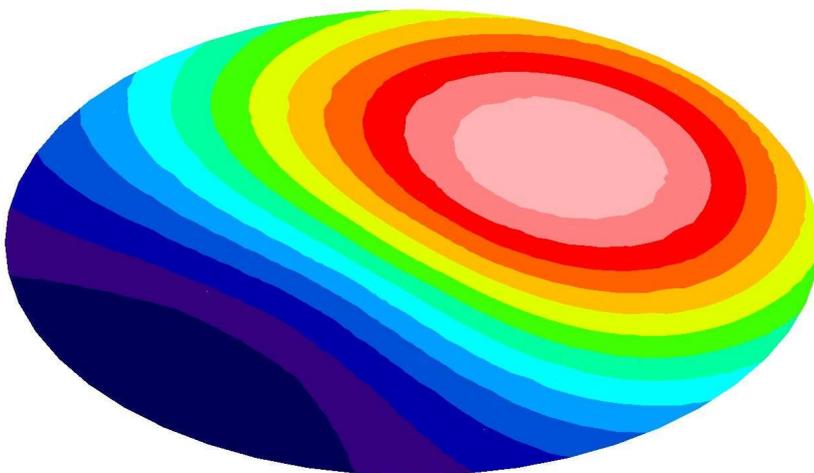
b – CEDIMENTI ATTESI

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



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

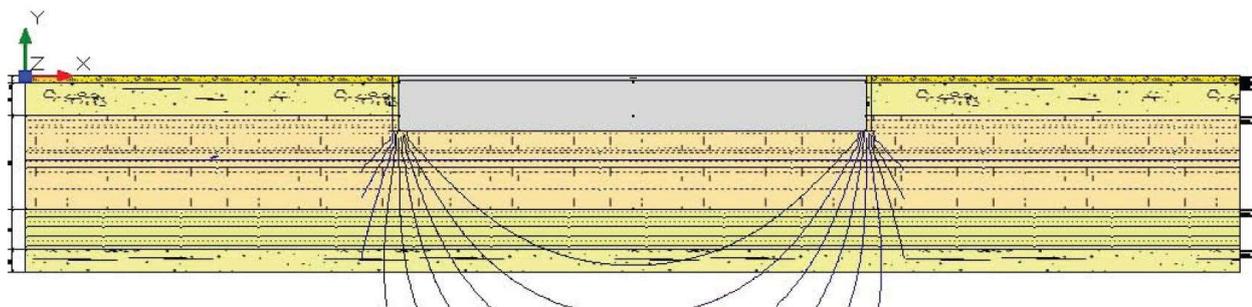
COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



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

8. VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO (GEO)

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



DATI GENERALI

Diametro della fondazione	25.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	2.5 m
Profondità falda	4.6

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.05
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.01

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]
0.4	1890.0	2050.0	28.0	0.05	120.0	110.0
1.8	2100.0	2200.0	34.0	0.1	380.0	340.0
5.0	1780.0	1988.0	31.0	0.1	110.0	140.0
2.2	2050.0	2050.0	20.0	1.0	110.0	130.0
1.2	2100.0	2200.0	34.0	0.1	380.0	350.0

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(1)+R(3))

Adesione terreno fondazione	0.1 Kg/cm ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	421363.33 Kg
Sollecitazione di progetto	191502 Kg
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1.95 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.29 m
Angolo	14.59 °
Cedimento totale	6.655 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	5.1	0.93	1.349	Edometrico	4.048	--	4.048
4	8.3	1.253	1.291	Edometrico	2.1855	--	2.1855
5	10	1.441	1.229	Edometrico	0.4213	--	0.4213

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.33 Kg/cm ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	110.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.4

Coefficiente di influenza I1	0.03
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.05

Cedimento al centro della fondazione 13.66 mm

Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	2.8 mm

NARBONIS Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-Vestas-CLP-CW-CD-TR-016-Rev.0	Rev 0	Pagina 25 di 25
--------------------------------------	---	-------	--------------------

9. CONCLUSIONI

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico Narbonis, proposto dalla società Narbonis Wind Srl (società a responsabilità limitata di proprietà di Wind Power Development A/S, controllata da Vestas Wind Systems A/S), da installare nel comune di San Gavino Monreale (Provincia del Medio Campidano).

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:

- la tipologia dei terreni è idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato delle ghiaie e delle sabbie (Strato B e Strato C) e comunque dove non si trovino argille.
- nei siti di installazione degli aerogeneratori in cui si verificano le predette condizioni in progetto è stata verificata una fondazione diretta a pianta circolare, avente diametro di 25 m e spessore massimo pari a 3.50 metri;
- nei siti di installazione in cui le argille si presentino con spessori superiori ed a giaciture superiori in progetto è stato verificato un basamento a pianta circolare, fondato su pali di diametro pari a 800 mm, di profondità pari a 20 m, da realizzare in opera mediante carotaggio continuo.

Nelle fasi più avanzate della progettazione, pertanto, sarà 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.