

rev.	data	Descrizione
1	SETTEMBRE 2020	CONSEGNA DEFINITIVA
0	SETTEMBRE 2020	PRIMA EMISSIONE

Identificazione file:

DOS6c_A009.pdf

COMUNE DI ONANI'

**REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO
"ONANIE"
PROGETTO DEFINITIVO OPERE CIVILI**

Elaborato:

**CALCOLI PRELIMINARE DIMENSIONALI
FONDAZIONI AEROGENERATORI**

Allegato

**DOS6c
A009**

Il committente:



Il progettista:

FAD System S.r.l.

Data

SETTEMBRE 2020

PARCO EOLICO ONANIE

Realizzazione del Parco Eolico Onanie nel comune di Onanì (NU)
N° 06 WTG da 5,6 MW

CALCOLI PRELIMINARI
DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI AEROGENERATORI

COLLABORAZIONI SPECIALISTICHE:

Verifiche strutturali Ing. Giovanni Giacomo Cau

Aspetti geologici geotecnici Dott. Geol. Michele Ena

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO
"ONANIE"
OPERE CIVILI: CALCOLI PRELIMINARI DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI AEROGENERATORE**

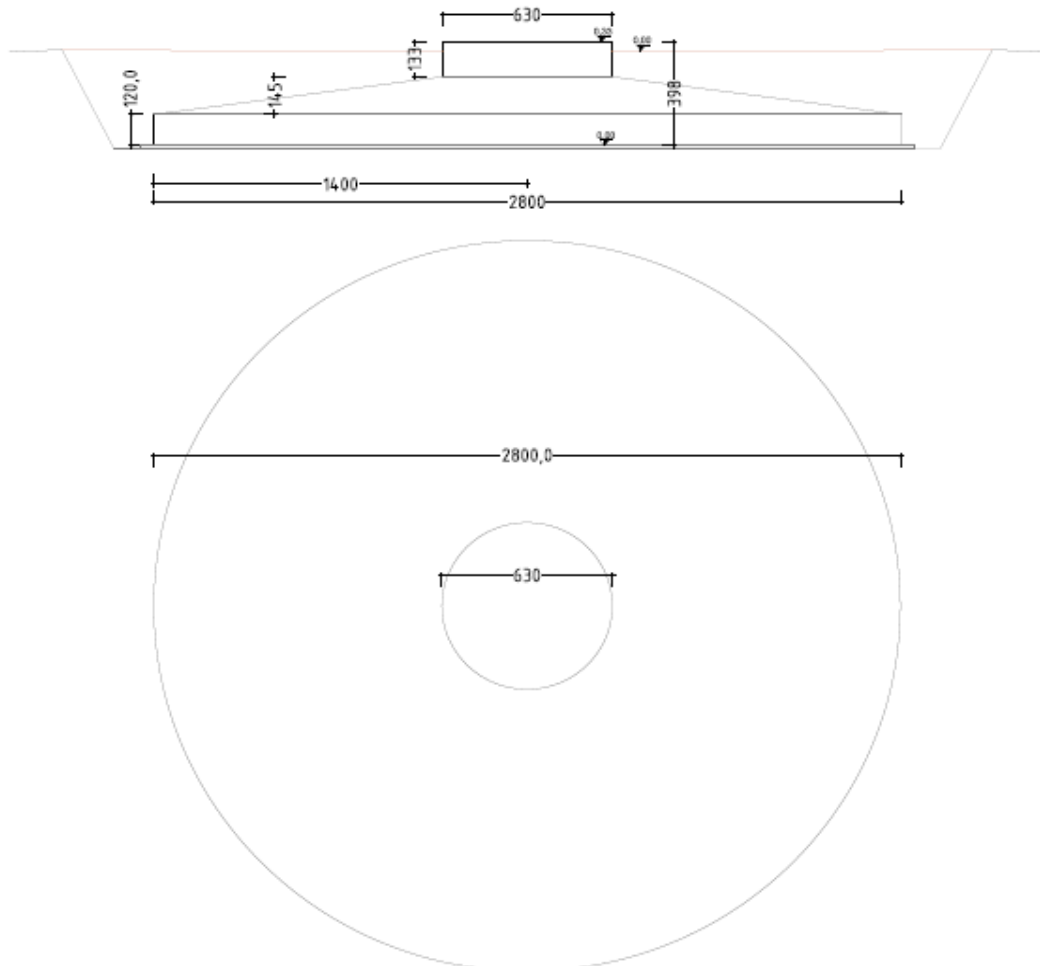
INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	MATERIALI UTILIZZATI	5
3	NORMATIVA	5
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	5
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	CARICHI PERMANENTI	9
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	11
7.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	11
7.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	12
7.3	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO E DEI CEDIMENTI.....	12

1 PREMESSA

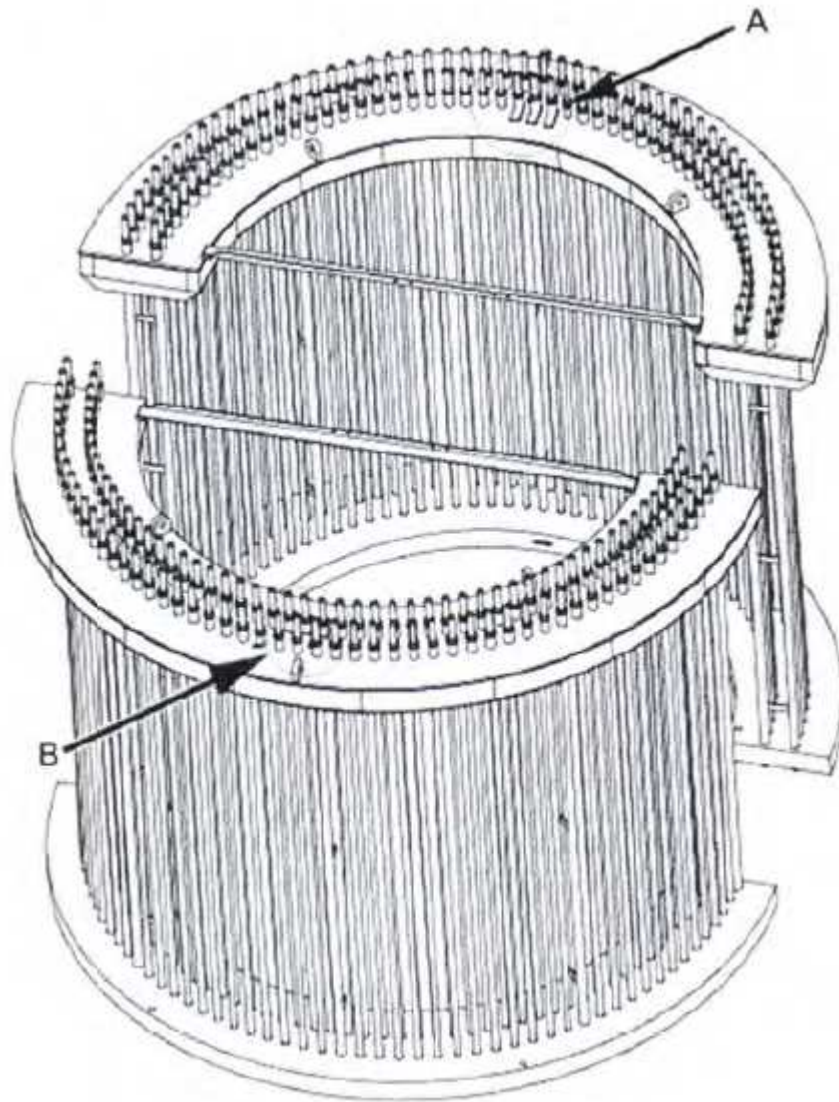
Nel territorio del comune di Onanì, in provincia di Nuoro, è prevista la realizzazione di un parco eolico composto da 6 aerogeneratori (tipo Vestas V162 o equivalenti) aventi il sostegno di altezza 125 m ed il rotore del diametro di 162 m per una potenza nominale di 5,6 MW. La seguente relazione riguarda il predimensionamento e la verifica geotecnica preliminare del plinto di fondazione.

Il plinto di fondazione ha la pianta circolare con raggio di 14,00 m; è composto da una parte inferiore cilindrica ($h = 1,20$ m), una intermedia troncoconica ($h = 1,45$ m), ed una superiore cilindrica di altezza 1,33 m che sporge dal piano di campagna di circa 30 cm. La fondazione ha un'altezza complessiva di 3,98 m.



Il collegamento della torre alla fondazione è ottenuto attraverso un doppio anello di tirafondi ad alta resistenza collegati inferiormente con una flangia circolare annegate

nel calcestruzzo della fondazione e superiormente collegati alla flangia del primo concio della torre.



2 MATERIALI UTILIZZATI

calcestruzzo:

magrone	C 16/20 N/mm ²
getto di prima fase	C 30/37 oppure C 35/45 N/mm ²
getto di seconda fase	C 45/55 N/mm ²

salvo differenze in fase di progettazione esecutiva.

acciaio:

acciaio in barre aderenza migliorata	B 450C
--------------------------------------	--------

3 NORMATIVA

- Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018) D. Min. Infrastrutture e Trasporti del 17.01.2018

- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

La relazione è stata inoltre redatta secondo le specifiche fornite dalla soc. VESTAS, in particolare: - Document T05 0084 - 2363 VER00 "Preliminary Foundation Loads V162 - 5,60 MW Vidar, IEC, 125 m" redatto in lingua inglese, che riporta i carichi in condizioni estreme alla base della torre.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Tipo di costruzione: 2 (Opere ordinarie)

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: III

Periodo di riferimento: $V_R = 75$ anni

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il Geologo Dott. Michele Ena ha redatto la Relazione Geologica preliminare (del 30.07.2020), dalle quali sono state dedotte le seguenti descrizioni dei terreni di sedime delle fondazioni.

Nell'area degli aerogeneratori 1, 2 e 3 sono stati realizzati 5 pozzetti geognostici, nei punti indicati nella foto aerea sottostante.



Legenda

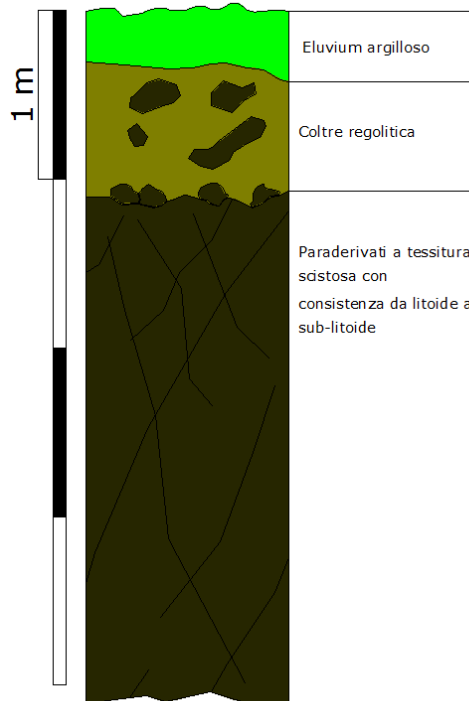
- ▲ POZZETTO GEOGNOSTICO PZ1
- ▲ POZZETTO GEOGNOSTICO PZ2
- ▲ POZZETTO GEOGNOSTICO PZ3
- ▲ POZZETTO GEOGNOSTICO PZ4
- ▲ POZZETTO GEOGNOSTICO PZ4 A

NOME	COORD X	COORD Y	ZONA INTERVENTO	CAMPIONE
PZ1	1537081	4484799	Zona A	PZ1-C1
PZ2	1536801	4485348	Zona A	PZ2-C1
PZ3	1537089	4485410	Zona A	PZ3-C1
PZ4	1537413	4485546	Zona A	-
PZ4A	1531043	4480537	Zona A	-

Durante l'esecuzione della campagna di indagini geognostiche (febbraio 2014) non è stata riscontrata la presenza di falda acquifera superficiale impostata nella coltre regolitica poggiate sul substrato scistoso litoide disturbato tettonicamente.

Di seguito si riportano alcuni estratti dalla relazione geologica.

Le informazioni e i dati litostratigrafici raccolti in fase di rilevamento di superficie e la esecuzione delle suddette indagini geognostiche e geomeccaniche, hanno condotto alla definizione del modello geologico del sottosuolo per la Zona A. In particolare il modello geotecnico è stato ricostruito attraverso la definizione di una sequenza litostratigrafica-tipo...



Sezione lito-stratigrafica A

Ubicazione: **superficie altoplanare Zona A.**

È costituita dall'alto verso il basso dai seguenti termini:

a) *Eluvium argilloso con immersi frammenti litici mediamente millimetrici, più raramente centimetrici, di composizione esclusivamente metarenacea.*

POTENZA (m) MIN - MED - MAX: 0.10 - 0.30 - 0.50.

b) *Livello regolitico, costituito da frammenti litici di composizione esclusivamente scistosa metarenacea con dimensioni da centimetriche a oltre decimetriche immersi in matrice argillosa dallo spessore variabile.*

POTENZA (m) MIN - MED - MAX: 0.00 - 0.50 - 1.20.

Caratterizzazione Geotecnica della matrice:

Campione PZ1-C1_Pozzetto PZ1_Profondità prelievo: -0,50 m.

Coesione 0.15 Kg/cm^q

Angolo d'attrito interno 32.35 °

Peso di volume naturale 1,806 gr/cm^c

Peso di volume secco 1,654 gr/cm^c

c) *Filladi di Lula. Paraderivati a tessitura scistosa con consistenza da litoide a sub-litoide. All'esame macroscopico la roccia metamorfica mostra struttura e tessitura scistosa, con piani distanziati di qualche*

centimetro. La facies di alterazione della roccia madre varia a seconda delle sue caratteristiche, molto variabili di punto in punto per la sua natura di "roccia mista". In generale nelle filladi la tipica facies di alterazione è rappresentata da roccia in disfacimento con componente argillosa medio-elevata concentrata nei piani di scistosità.

Point load test:

Campione PZ2-C1_Pozzetto PZ2

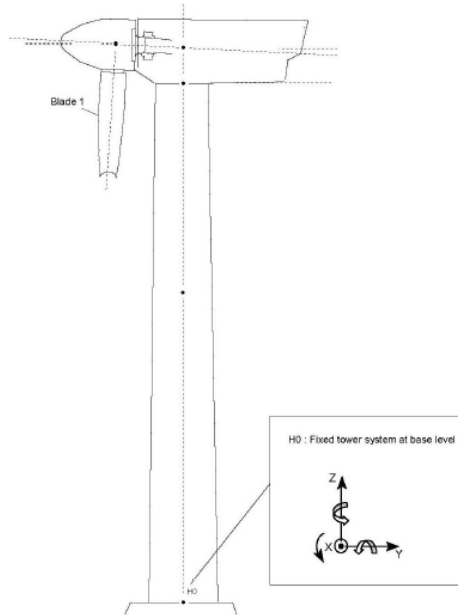
Resistenza a compressione 6.166 MPa

Campione PZ3-C1_Pozzetto PZ3

Resistenza a compressione 4.463 MPa

6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dal seguente documento della Società Vestas Wind allegato in appendice. I carichi riportati nel documento sono considerati agenti 20 cm sopra la sommità della fondazione.



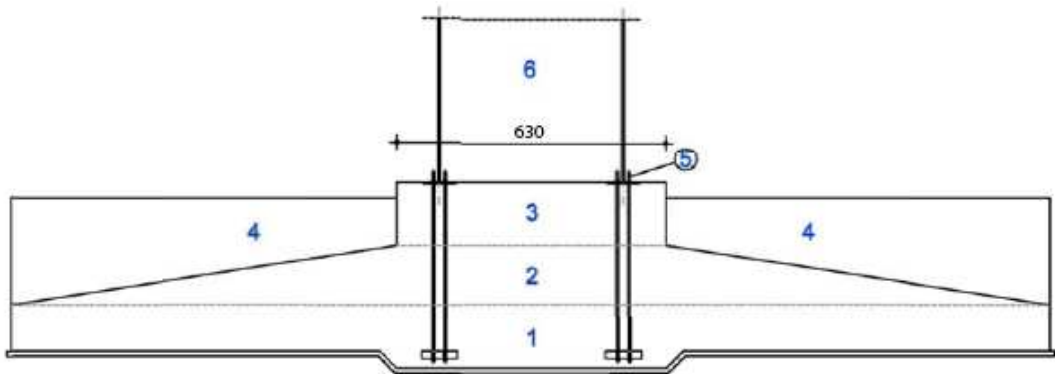
Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt1	Mzt1	FndFr	Fzt1
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt1	14EcdVrma00(fam43)	1.35	Abs	164300	1429	1292	-7447
Mzt1	23NTMHW0100(fam166)	1.49	Abs	29490	-15630	261.9	-7198
FndFr	23NTMvrp00(fam164)	1.49	Abs	135200	-841.6	1308	-7458
Fzt1	23NTMHW0100(fam166)	1.49	Abs	68500	-998.0	554.0	-7557

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

6.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono dati dal peso proprio del terreno di ricoprimento, della gabbia di tirafondi e del plinto di fondazione.

Calcolo del peso della fondazione



			Diametro esterno	Diametro interno	Altezza	Volume	
Parte 01			6,30	0,00	0,36	11,22	m ³
			28,00	0,00	1,20	738,90	m ³
Parte 02			28,00	6,30	1,45	378,33	m ³
Parte 03			6,30	0,00	1,33	41,46	m ³
						1.169,92	m³

Considerando un peso specifico del calcestruzzo armato di 2.500 daN/m³

Otteniamo un peso di **28.631 kN**

Calcolo del peso del terreno di rinterro

Volume lordo (parti 2,3,4)	28,00	0,00	2,45	1.505,514	m ³
a dedurre (parte 2)				-378,334	m ³
a dedurre (parte 3)				-41,4594	m ³
Volume del terreno di ricoprimento				1.085,721	m³

Considerando un peso specifico del terreno di ricopertura 2.000 daN/m³

Otteniamo un peso di **21.142 kN**

Peso della gabbia di tirafondi

In mancanza di un documento ufficiale VESTAS riguardante le caratteristiche della gabbia dei tirafondi da utilizzare per questo modello di aerogeneratore il peso della gabbia di tirafondi si assume pari a **2.660 KN** (rif. disegno Vestas n° 0060-5055 del 20-12-2016)

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

controllo per il caso di vento estremo

La verifica si effettua allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).

I carichi alla sommità della fondazione sono i seguenti:

- $M_{torre_s} = 164.300 \text{ kNm}$
- $T_{torre_s} = 1.308 \text{ kN}$
- $N_{torre_s} = 7.557 \text{ kN}$

I carichi alla base della fondazione sono i seguenti:

- $M_{torre_b} = 169.560 \text{ kNm}$
- $T_{torre_b} = 1.308 \text{ kN}$
- $MT_{torre_b} = 5.232 \text{ kN}$
- $N_{torre_b} = 7.557 \text{ kN}$

I coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

$$Y_{G1} = 0.9$$

$$Y_{G2} = 0$$

$$Y_Q = 1.5$$

Carico verticale stabilizzante alla base della fondazione:

- $Ed = Y_{G1} \times N_{tot} = 0.9 \times (N_{torre_s} + P_{fond} + P_{rint} + P_{pied}) = 0.9 \times (7.557 + 28.631 + 21.142 + 2.660)$
- $Ed = 0.9 \times 59.990 = 53.991 \text{ kN}$

Momento ribaltante alla base della fondazione (H fondazione 4,00 m)

$$Mr = Y_Q \times (M_{torre_b} + M_{ttorre_b}) = 1.5 \times (169.560 + 5.232) = 262.188 \text{ kNm}$$

Momento stabilizzante:

$$M_s = E_d \times D/2 = 53.991 \times 14 = 755.874 \text{ kNm}$$

$$\eta = M_s / M_r > 1 \text{ verifica positiva}$$

7.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Controllo per il caso di vento estremo

Azioni che attivano lo scorrimento:

$$E_d = Y_Q \times T_{\text{torre}} = 1.5 \times 1.308 = 1.962 \text{ kN} (Y_Q = 1.5)$$

Azioni che si oppongono allo scorrimento:

Angolo di attrito terreno/fondazione: $\phi = 32^\circ$

$$R_d = Y_{G1} \times N_{\text{tot}} \times (\text{tg } \phi)' = 1 \times 59.990 \times (\text{tg } 32^\circ) = 37.485 \text{ kN}$$

Deve risultare $R_d / E_d \gg 1,1$ verifica soddisfatta

Si è completamente trascurato il fatto che la base delle fondazioni siano incassate di circa 3,00 m rispetto al piano di campagna.

7.3 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO E DEI CEDIMENTI

I calcoli sono stati eseguiti mediante l'utilizzo del software "CARL 10.0" della "ATZEC Informatica®" dal geologo Michele Ena (All. DOS6c_009.1).

I dati dei carichi in input sono i seguenti:

Peso WTG	770 595	kg		7 557	kN
Peso Plinto	2 919 535	kg		28 631	kN
Peso terreno ricoprimento	2 155 873	kg		21 142	kN
Momento flettente	16 753 852	kgm		164 300	kNm
Taglio	133 378	kg		1 308	kN

Per il calcolo della capacità portante è stato utilizzato l'approccio 2, mentre per il calcolo dei cedimenti, data la natura dello strato di posa della fondazione, si è usato il metodo elastico.

Si allega la relazione di output del software (All. DOS6c_009.1).