

**Valutazione d'impatto ambientale D.Lgs. 152/2006 e
ss.mm.ii.**

AMISTADE

**Progetto di un Parco Eolico nei territori dei
comuni di Esterzili e di Escalaplano (SU).**



PROGETTO DEFINITIVO OPERE CIVILI
CALCOLI PRELIMINARI DIMENSIONAMENTO
FONDAZIONI AEROGENERATORI

0	10/03/23	Emissione per procedura di VIA	Fad system	Sartec	Sartec
<i>Rev.</i>	<i>Data</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Red.</i>	<i>Contr.</i>	<i>Appr.</i>



**Valutazione d'impatto ambientale D.Lgs. 152/2006 e
ss.mm.ii.**

AMISTADE

**Progetto di un Parco Eolico nei territori dei
comuni di Esterzili e di Escalaplano (SU).**

PROGETTO DEFINITIVO OPERE CIVILI

COORDINAMENTO GENERALE:

Ing. Manolo Mulana – SARTEC – Saras Ricerche e Tecnologie

PROGETTAZIONE:

Ing. Ivano Distinto (Direttore tecnico) – Fad System S.r.l.

Ing. Carlo Foddìs (Direttore tecnico) – Fad System S.r.l.

Ing. Giovanni Saraceno (Direttore tecnico) 3E Ingegneria Srl

Gruppo di lavoro:

Ing. Francesco Schirru

Mariano Agus

Dott. Geol. Chiara D'Andrea

Ing. Gianni Serpi

Geom. Roberto Accalai

Ing. Francesco Samaritani

Collaborazioni specialistiche:

Verifiche strutturali: Ing. Luca Corsini

Aspetti archeologici: Dott. Luca Sanna

Aspetti geologici e geotecnici: Dott. Geol. Andrea Bavestrelli

Aspetti floristico-vegetazionali: Dott. Nat. Francesco Lecis

Aspetti pedologici ed uso del suolo: Dott. Geol. Andrea Bavestrelli

Aspetti impatto Acustico: Ing. Claudio Fiaschi – Geom. Nicola Ambrosini

Interferenze e telecomunicazioni: Respect S.r.l. – Prof. Ing. Giuseppe Mazzarella – Ing. Emilio Ghiani

Terre e Rocce da Scavo: Dott. Geol. Cosima Atzori

Verifiche strutturali: Ing. Luca Bissoli

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	QUADRO INFORMATIVO ESISTENTE	5
3	PREMESSA.....	6
4	MATERIALI UTILIZZATI	9
5	NORMATIVA	10
6	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	11
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	12
8	ANALISI DEI CARICHI.....	14
8.1	CARICHI PERMANENTI.....	15
9	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	16
9.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	16
9.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	17
9.3	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DELLE PRESSIONI IN ESERCIZIO SUL TERRENO	18

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico denominato **“AMISTADE”** dislocato nel territorio comunale di Esterzili e di Escalaplano - Provincia del Sud Sardegna (SU), è stato redatto il presente **Piano Preliminare di Utilizzo delle Terre e Rocce da scavo escluse dalla disciplina dei rifiuti**, in conformità ed ai sensi dell'art. 24 comma 3 del Decreto del Presidente della Repubblica 13 giugno 2017, n. 120 “Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo”, che recepisce l'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164, esplicitando nel caso specifico gli aspetti attuativi ed operativi che la norma disciplina in termini di principi generali.

Ai fini dell'esclusione dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti, le terre e rocce da scavo devono essere conformi ai requisiti di cui all'art.185, comma 1, lettera c) del Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n.152 ed in particolare essere utilizzate nel sito di produzione.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Quadro informativo esistente

La presente relazione è stata redatta utilizzando come supporto i documenti costituenti il Progetto del Parco Eolico e le indagini geognostiche eseguite nel corso della campagna di indagini geognostiche eseguita in data in data 28/01/2022 a supporto della progettazione.

Nell'ambito dello Studio di Impatto Ambientale (SIA) del progetto Parco Eolico "AMISTADE", il presente documento costituisce il "**Piano Preliminare di Utilizzo delle terre e rocce da scavo**" che saranno movimentate per la realizzazione delle opere.

A valle del recepimento degli esiti della caratterizzazione delle terre e rocce da scavo (nel seguito TRS), verrà predisposto il documento "Piano di Utilizzo delle terre e rocce da scavo".

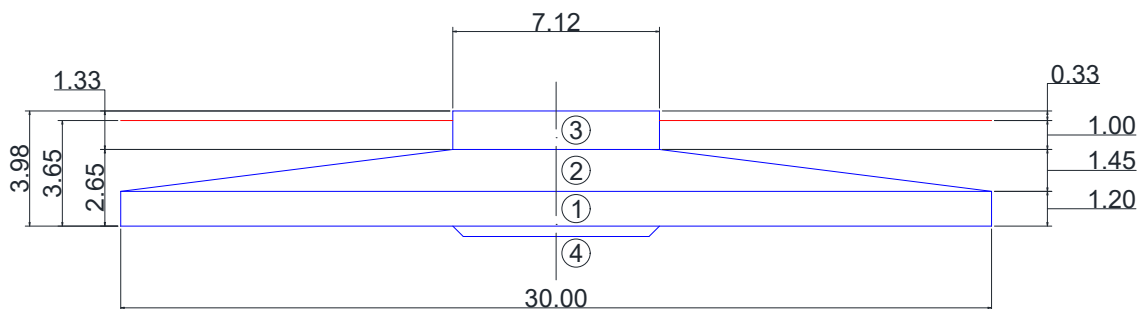
3 PREMESSA

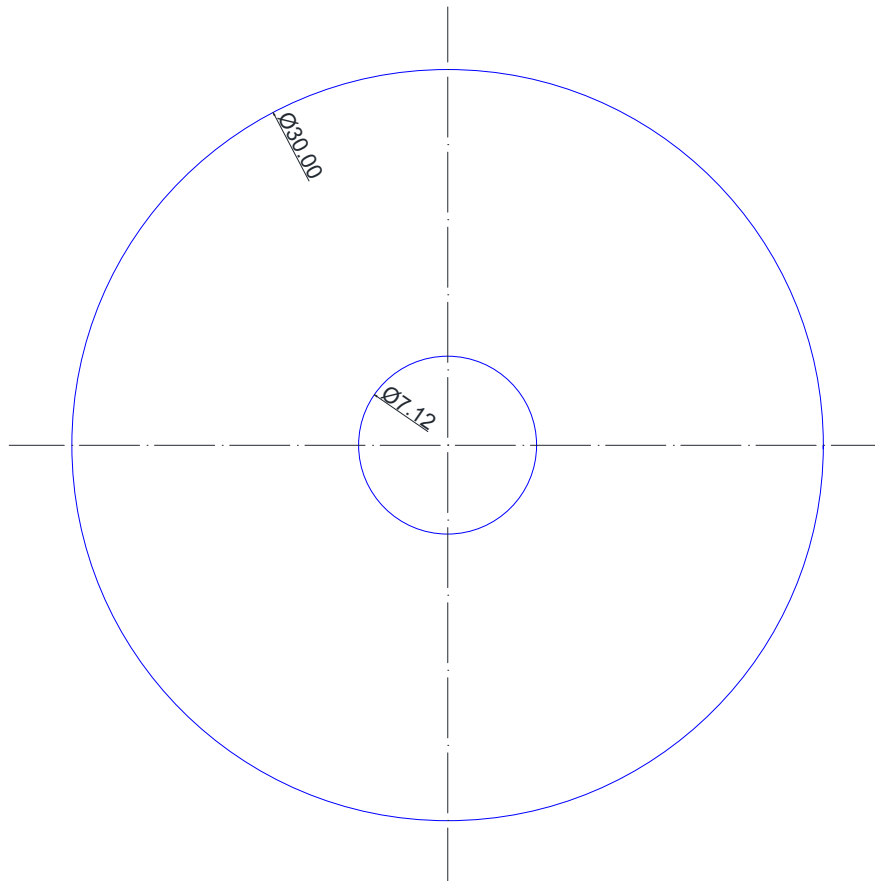
Il progetto del Parco Eolico si inquadra nell'ambito della ricerca di fonti energetiche alternative da utilizzare per la produzione d'energia elettrica.

L'intervento proposto dalla società Sardeolica srl prevede l'installazione di 21 aerogeneratori per la produzione di energia elettrica da fonte eolica, del tipo tripala ad asse orizzontale con altezza al mozzo 125 m, diametro rotore 162 m, della potenza nominale di 6.200 kW ciascuna, per una potenza nominale complessiva del parco di 130.200 kW.

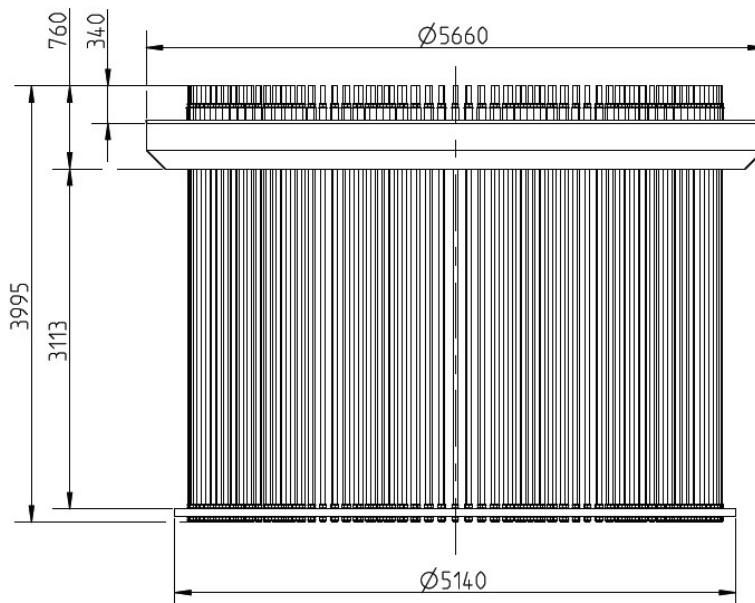
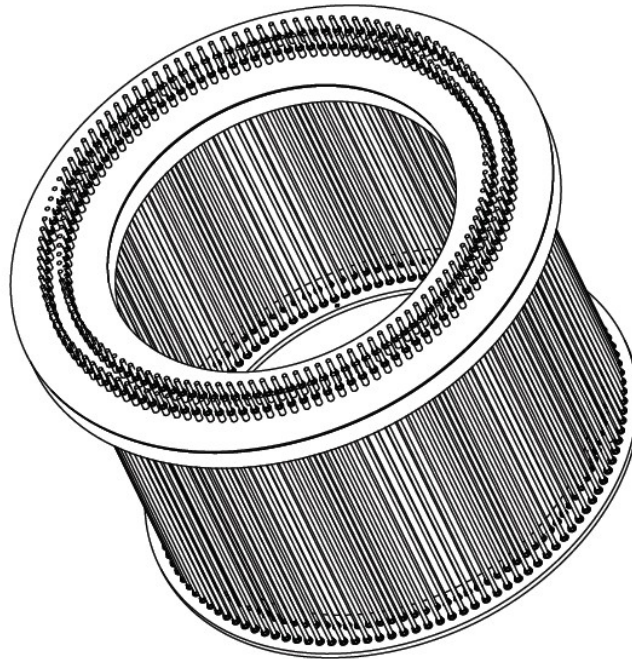
La seguente relazione riguarda il predimensionamento e la verifica geotecnica preliminare del plinto di fondazione.

Il plinto di fondazione ha pianta circolare con raggio di 15,00 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 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 (120+120) tipo M42 CL 10.9 ad alta resistenza collegati inferiormente con una flangia circolare in acciaio S355J2 annegata nel calcestruzzo della fondazione. I tirafondi nella parte superiore del plinto sono collegati alla flangia del primo concio della torre.



4 MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo:

magrone	C 16/20 N/mm ²
getto di prima fase	C 50/60 N/mm ²
getto di seconda fase	C 50/60 N/mm ²

salvo differenze in fase di progettazione esecutiva.

Acciaio:

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

5 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:

- Doc. Num. 0096 - 8470 VER04 "Combine Foundation loads – TA27D00 EV150 – 5.4/5.6/6.0 MW & EV162 - 5.4/5.6/6.0/6.2 MW EnVentus, IECS, 125 m".

6 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

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il Geologo Dott. Andrea Bavestrelli ha redatto la Relazione Geologica preliminare sulla base dei dati acquisiti e dei sopralluoghi svolti.

Il piano di indagine ha visto l'esecuzione delle seguenti attività:

- rilievi strutturali degli ammassi rocciosi presenti (Litologia C2.2 e Litologia B1.1);
- MASW per tutti i litotipi affioranti (Litologia C2.2, Litologia B1.1 e Litologia C1.2);
- rilievo geoelettrico di approfondimento per verificare la geometria dei depositi e la eventuale presenza di acqua nei depositi (Litologia C1.2).

I rilievi strutturali eseguiti hanno permesso di identificare i parametri geotecnici delle rocce/litotipi presenti nell'area di progetto. Sulla base dell'indice RMR sono stati determinati i parametri di coesione e resistenza a taglio attraverso le seguenti formule analitiche:

$$C = RMR * 0,005$$

$$\Phi = 5 + 0,5 * RMR$$

Dall'elaborazione dei dati sono stati ricavati i valori di coesione e di angolo d'attrito interno che hanno portato all'individuazione dei seguenti modelli geologici:

Parametri	Str. 1	Str. 2	Str.3	Str.4
RMR	47	40	52	55
C (KPa)	230	200	260	270
Φ (°)	28,5	25	31	32,5

Dalle indagini svolte risulta che le aree di interesse non sono soggette ad una circolazione idrica sotterranea che dia luogo nei primi metri a falde di potenza rilevante che possano interferire con le opere di progetto.

Per le verifiche delle fondazioni riportate successivamente, in via cautelativa, si farà riferimento ai valori di coesione e di angolo d'attrito interno più sfavorevoli:

$$c = 200 \text{ KPa}$$

$$\Phi = 25^\circ$$

Inoltre, per il calcolo della capacità portante, verranno ipotizzati i seguenti parametri relativi al peso di volume del terreno sotto la fondazione e dell'inclinazione dei pendii:

$$\gamma' = 25.0 \text{ kN/m}^3 \quad \omega = 25^\circ$$

I parametri utilizzati sono da considerarsi compatibili con le caratteristiche riscontrate in fase preliminare ma richiederanno i dovuti approfondimenti nelle successive fasi di progettazione.

Tuttavia, i risultati successivi, mostreranno come la verifica della capacità portante sia ampiamente soddisfatta.

8 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dal documento "0096 - 8470 VER04" della Società Vestas Wind allegato in appendice. I carichi riportati nel documento sono considerati agenti 20 cm sopra al livello del terreno.

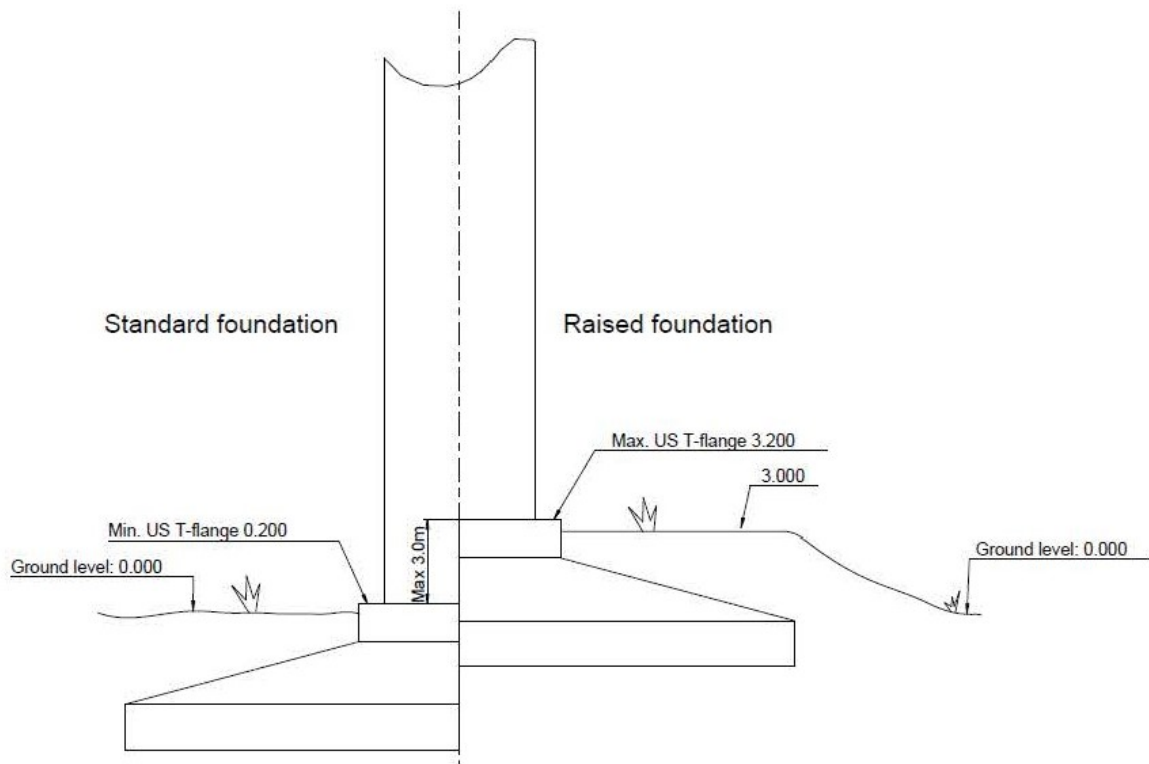


Figure 1-1 Tower and Foundation interface

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	14Ecdvraa00(fam89)	1.35	Abs	147900	3222	1142	-6853	[6]
Mzt	23NTMSCHWO100(fam216)	1.35	Abs	43278	-16546	475	-6595	[4]
FndFr	23NTMHCvra00(fam219)	1.35	Abs	112800	3548	1317	-6850	[7]
Fzt	12lceUHWO100(fam70)	1.35	Abs	69281	-1636	509	-7079	[7]

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

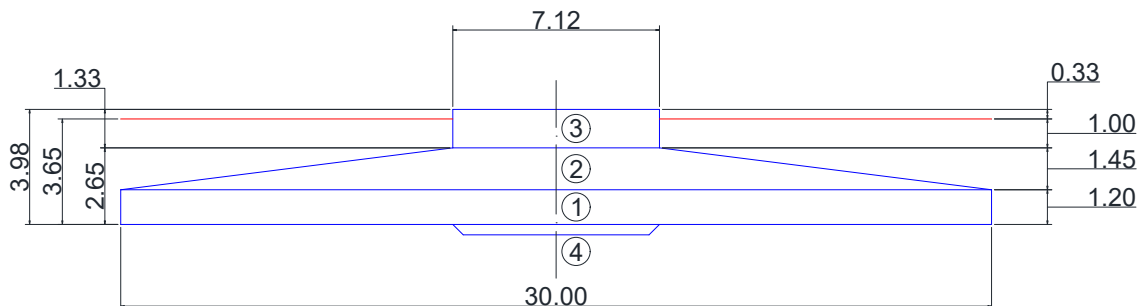
8.1 Carichi Permanenti

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

Calcolo del peso della fondazione

- 1) Volume cilindro = $30^2 \pi 1.2 / 4 = 848.23 \text{ m}^3$
- 2) Volume cono superiore = $(\pi/3) 1.45 (15^2 + 3.56^2 + 15 \cdot 3.56) = 441.98 \text{ m}^3$
- 3) Volume cilindro superiore = $7.12^2 \pi 1.33 / 4 = 52.95 \text{ m}^3$
- 4) Volume cono inferiore = $(\pi/3) 0.36 (3.2^2 + 3.56^2 + 3.2 \cdot 3.56) = 12.93 \text{ m}^3$

Volume totale fondazione = 1356.09 m³



Considerando un peso specifico del calcestruzzo armato di 25.00 kN/m³ il peso della fondazione risulta:

$$\text{P.P. fondazione} = 1356.09 \cdot 25 = 33902.35 \text{ kN}$$

Calcolo del peso del terreno di rinterro

$$\text{Volume fondazione interrata} = 1356.09 - 7.12^2 \pi 0.33 / 4 - 12.93 = 1330.02 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume terreno di rinterro} = 30^2 \pi 3.65 / 4 - 1330.02 = 1250.01 \text{ m}^3$$

Considerando un peso di volume del terreno di ricoprimento di 18.00 kN/m³ il peso del rinterro risulta:

$$\text{P.P. rinterro} = 1250.01 \cdot 18 = 22500.23 \text{ kN}$$

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 Verifica a Ribaltamento

La stabilità viene verificata controllando che la struttura sia in grado di garantire l'equilibrio sotto le azioni di carico previste, la verifica si effettua allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).

I carichi alla sommità della fondazione sono i seguenti (dal doc vestas "0096 - 8470 VER04"):

$$M_{\text{torre}} = 147900 \text{ kN m}$$

$$V_{\text{torre}} = 1317 \text{ kN}$$

$$N_{\text{torre}} = 7079 \text{ kN}$$

I carichi alla base della fondazione con cui svolgere la verifica al ribaltamento sono i seguenti:

$$M_{\text{base}} = M_{\text{torre}} + V_{\text{torre}} \cdot H_{\text{fondazione}} = 147900 + 1317 \cdot 3.98 = 153141.66 \text{ kN m}$$

$$N_{\text{base}} = N_{\text{torre}} + N_{\text{fondazione}} = 7079 + 33902.35 + 22500.23 = 63481.58 \text{ kN}$$

I coefficienti parziali per le azioni da utilizzare sono i seguenti:

$$\gamma_{G1} = 0.9$$

$$\gamma_{G2} = 0$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

Il carico verticale e il relativo momento stabilizzante alla base della fondazione risultano:

$$N_d = \gamma_{G1} N_{\text{base}} = 0.9 \cdot 63481.58 = 57133.42 \text{ kN}$$

$$M_s = N_d \cdot D/2 = 57133.42 \cdot 30/2 = 857001.33 \text{ kN m}$$

Momento ribaltante alla base della fondazione risulta:

$$M_r = \gamma_Q M_{\text{base}} = 1.5 \cdot 153141.66 = 229712.49 \text{ kN m}$$

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento risulta:

$$SF = M_s / M_r = 857001.33 / 229712.49 = 3.73 > 1.0 \text{ verifica positiva}$$

9.2 Verifica a Scorrimento

La verifica di scorrimento viene eseguita controllando che non si verifichi lo scivolamento della fondazione sul piano di posa e quindi che la forza d'attrito tra terreno e fondazione sia maggiore del taglio sollecitante. Nel calcolo non è stato necessario considerare che la base della fondazione sia incassata di circa 3,65 m rispetto al piano di campagna.

L'azione che attiva lo scorrimento è il taglio alla base della torre:

$$V_d = \gamma Q T \text{ torre} = 1.5 \cdot 1317 = 1975.5 \text{ kN}$$

L'azione che si oppone allo scorrimento è la forza d'attrito che si sviluppa fra il terreno e la fondazione. L'angolo d'attrito minimo del terreno riscontrato è 25°

$$V_{\text{attrito}} = N_{\text{base}} \cdot \text{tg}(2/3 \cdot \phi') = 63481.58 \cdot \text{tg}(2/3 \cdot 25^\circ) = 19005.14 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risulta:

$$SF = V_{\text{attrito}} / V_d = 19005.14 / 1975.5 = 9.62 > \gamma R = 1.1 \quad \text{verifica positiva}$$

9.3 Verifica della Capacità Portante e delle Pressioni in esercizio sul Terreno

Il calcolo della capacità portante della fondazione viene eseguito considerando la seguente espressione:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

in cui: N_c, N_q, N_γ , sono i fattori di carico limite;

s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;

g_c, g_q, g_γ , sono i fattori d'inclinazione del pendio.

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri:

Fondazione circolare:	$\varnothing = 30 \text{ m}$
Profondità piano di posa:	$D = 3.65 \text{ m}$
Peso di volume (sotto la fondazione):	$\gamma' = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (ipotizzato)
Peso di volume (laterale):	$\gamma' = 18.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito:	$\varnothing' = 25^\circ$
Coesione:	$c' = 200 \text{ kN/m}^2$
Pressione geostatica sul piano di posa:	$q = 65.7 \text{ kN/m}^2$
Inclinazione del piano di posa:	$\alpha = 0^\circ$
Inclinazione del pendio:	$\omega = 25^\circ$ (ipotizzato)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici sono stati utilizzati i valori minimi ottenuti dalle indagini.

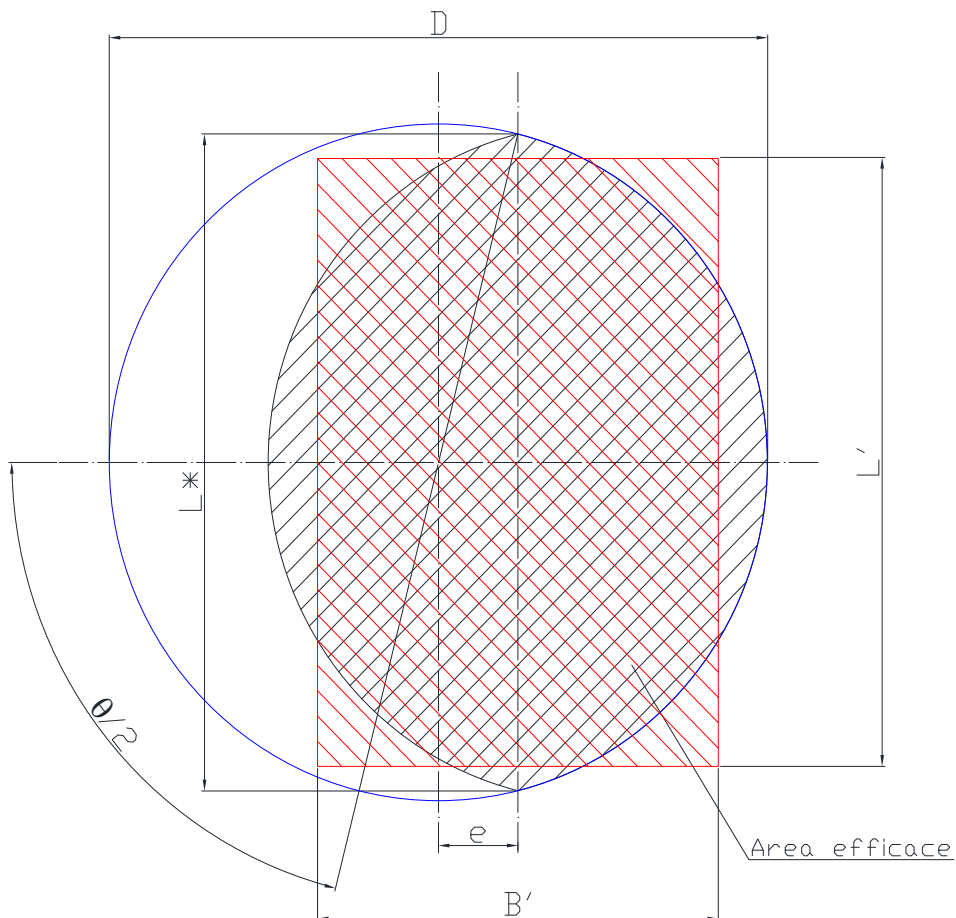
Avendo il piano di posa orizzontale la formula della capacità portante si semplifica come segue:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma$$

L'area efficace della fondazione (vedi figura successiva) viene calcolata in base all'eccentricità delle azioni applicate:

$$e = M/N = 229712.49 / 63481.58 = 3.62 \text{ m}$$

$$A = (30/2)^2 \cdot (152.08^\circ/180^\circ \cdot \pi - \sin(152.08^\circ)) = 491.8 \text{ m}^2$$



L'area efficace di 491.8 m^2 viene assimilata a quella di una fondazione rettangolare di lati B' e L' . Dovendo essere soddisfatta la seguente condizione:

$$L^* = 29.114 \text{ m} > L' > 0.85 L^* = 24.747 \text{ m}$$

si pone $L' = 26.93 \text{ m}$ da cui si ricava $B' = 18.26 \text{ m}$.

I fattori calcolati sono i seguenti:

$N_c = 20.721$	$N_q = 10.662$	$N_\gamma = 6.758$
$s_c = 1.349$	$s_q = 1.316$	$s_\gamma = 0.729$
$d_c = 1.035$	$d_q = 1.027$	$d_\gamma = 1.000$
$i_c = 0.980$	$i_q = 0.982$	$i_\gamma = 0.975$
$g_c = 0.830$	$g_q = 0.265$	$g_\gamma = 0.265$

Pertanto il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 200 \cdot 23.532 + 65.7 \cdot 3.750 + 0.5 \cdot 18.26 \cdot 25 \cdot 1.273 = 5243.4 \text{ kN/m}^2$$

Il carico ultimo della fondazione si ottiene moltiplicando la capacità portante, q_u , per l'area della fondazione equivalente:

$$Q_u = 5243.4 \cdot 491.8 = 2578704.6 \text{ kN}$$

$$SF = 2578704.6 / 63481.58 = 40.62 > \gamma R = 2.3 \quad \text{verifica positiva}$$

Amistade - Progetto di un Parco Eolico nei territori dei comuni di Esterzili e di Escalaplano (SU). - Marzo 2023

Si verifica inoltre che durante le fasi operative non vi sia distacco tra l'intradosso della fondazione e il terreno.

La verifica viene eseguita utilizzando i valori caratteristici delle azioni all'intradosso già definite in precedenza:

$$N_{\text{base}} = 63481.58 \text{ kN}$$

$$M_{\text{base}} = 153141.66 \text{ kN m}$$

$$e = M_{\text{base}} / N_{\text{base}} = 153141.66 / 63481.58 = 2.41 \text{ m}$$

$$\varnothing/8 = 30/8 = 3.75 \text{ m} \quad e < \varnothing/8$$

$$SF = 2.41/3.75 = 0.643 < 1.0 \quad \text{verifica positiva}$$

La sezione risulta interamente reagente, la pressione massima sul terreno risulta:

$$\sigma_t = N_{\text{base}} / A + M_{\text{base}} / W = 1.48 \text{ kg / cm}^2$$