

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 60 MW WIND + 30 MW BESS COMUNI DI MESAGNE E TORRE SANTA SUSANNA (BR)

CALCOLI PRELIMINARI FONDAZIONI AEROGENERATORI

00	29/11/2021	EMISSIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

		M.BASTIANELLI
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO TORRE SANTA SUSANNA	GRE-CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	3	5	7	9	6	0	0	0	3	4	0

CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE
-----------------------	--------------------------

INDEX

1. PREMESSA	3
2. NORME DI RIFERIMENTO	4
3. CRITERI DI CALCOLO	5
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	9
6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	13
7. CRITERI DI VERIFICA	16
7.1. MODELLAZIONE	16
7.2. VERIFICHE ESEGUITE	16
7.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	17
7.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	19
8. SOLUZIONE: FONDAZIONE DIRETTA	22
8.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	23
8.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	23
8.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	23
8.4. VERIFICHE GEOTECNICHE	24
8.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	24
8.4.2. GAPPING	24
8.4.3. RIBALTAMENTO	25
8.4.4. CARICO LIMITE	26
8.4.5. SLITTAMENTO	26
8.4.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	28
8.4.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	28
8.4.8. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	29
9. SOLUZIONE ALTERNATIVA: FONDAZIONE SU PALI	30
10. CONCLUSIONI	32

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo preliminare delle opere di fondazione degli aerogeneratori del proposto parco eolico denominato "Torre Santa Susanna".

L'area di progetto oggetto di indagine, comprendente n. 10 aerogeneratori (nel seguito WTG) e ricade nell'ambito del territorio del Comune di Torre Santa Susanna, Latiano e Mesagne, in Provincia di Brindisi.

Gli aerogeneratori che verranno installati nel nuovo impianto di Torre Santa Susanna saranno selezionati sulla base delle più innovative tecnologie disponibili sul mercato. La potenza nominale delle turbine previste sarà pari a massimo 6,0 MW. Il tipo e la taglia esatta dell'aerogeneratore saranno comunque individuati in fase di acquisto della macchina e verranno descritti in dettaglio in fase di progettazione esecutiva.

Ai soli fini della valutazione della gittata massima, è stato considerato un aerogeneratore tipo Siemens Gamesa SG 6.0 - 170.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
01	734516,00	4492082,00	MESAGNE	51	213
02	734107,00	4491451,00	MESAGNE	62	180
03	735021,00	4490798,00	MESAGNE	86	2
04	734234,71	4489777,93	MESAGNE	85	144
05	734482,20	4488021,03	TORRE SANTA SUSANNA	13	77
06	736013,06	4487032,25	MESAGNE	112	210
07	736756,73	4487108,53	MESAGNE	113	370
08	736129,64	4485788,02	MESAGNE	123	109
09	735619,21	4485421,88	MESAGNE	123	108
10	734982,30	4485302,63	TORRE SANTA SUSANNA	30	131

Tabella 1: Elenco degli aerogeneratori

2. NORME DI RIFERIMENTO

- [1] DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- [2] Circ. 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.
- [3] Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo.1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [4] Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica. Parte 1 - Regole generali"
- [5] CEI EN 61400-1

3. CRITERI DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte per mezzo di un software che permette la modellazione sia del terreno che della fondazione, di cui al paragrafo 7.1. Le verifiche condotte sono quelle previste dalla normativa citata.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Le aree proposte per la realizzazione del parco eolico in progetto sono ubicate nel territorio comunale di Torre Santa Susanna e Mesagne, in provincia di Brindisi, Regione Puglia. L'area, dal punto di vista orografico è pianeggiante ed è situata a circa 20 km dalla costa adriatica, a circa 20 km a sud-ovest di Brindisi.



Figura 1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale.

Per quanto concerne le quote topografiche, variano da un massimo di circa 92 m s.l.m. (zona TS04 ad un minimo di circa 63-65 m s.l.m. (zona TS8-TS10). In generale le quote topografiche tendono a degradare da sia verso sud che verso nord, in direzione rispettivamente di Torre Santa Susanna e della "Piana Brindisina".

Cartograficamente l'area ricade all'interno della tavoletta I.G.M. alla scala 1:50.000 "Mesagne" Foglio 495. Alla scala 1:25.000 il sito di interesse ricade all'interno della Tavolette "MESAGNE" 203 I-SO, "TORRE S. SUSANNA" 203 II-NO e "S. VITO DEI NORMANNI" 203 I-NO.

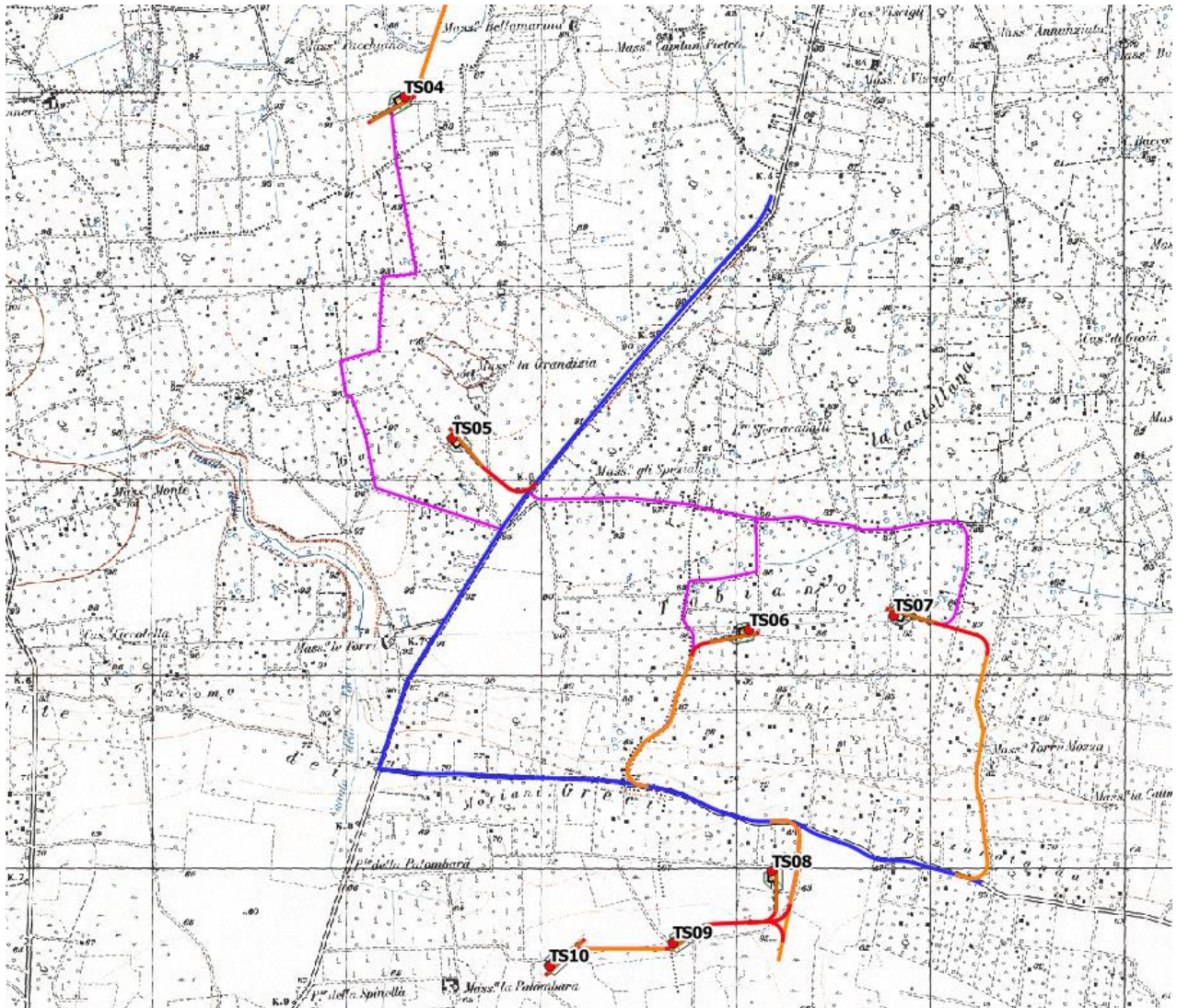
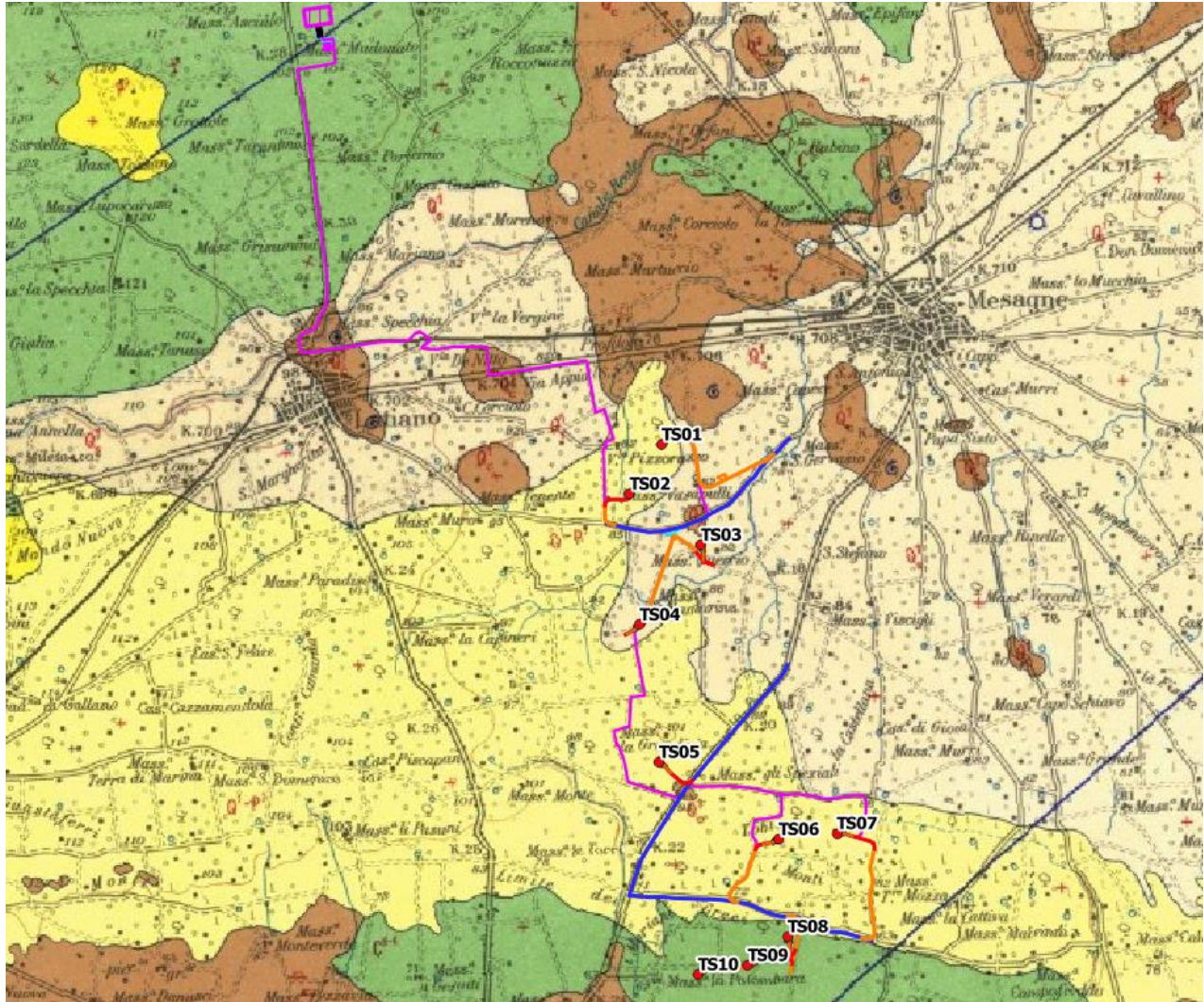


Figura 2 - Individuazione su stralcio IGM (figura sopra: area parco eolico; figura sotto: opere di connessione).

Sulla cartografia geologica ufficiale, l'area ricade all'interno del Foglio 155 – "SAN SEVERO" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000.



Q¹
 Sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche cm. Di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrastre (Q¹₂); spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei calcarenitici ben cementati (Q¹₂). Nelle sabbie più elevate si notano talora *Cassidulina laevigata* D'ORB., *Carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.), *Ammonia perluca* (HER. ALL. EARL.) (PLEISTOCENE). Nelle sabbie argillose ed argille sottostanti, accanto a *Arctica islandica* (LIN.), *Chlamys septemradita* MULL. Ed altri molluschi, sono frequenti: *Hyalina balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB., *Carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Bolivina catanesis* SEG. (CALABRIANO). FORMAZIONE DI GALLIPOLI.

Q¹-P³
 (Q¹ - P³) Sabbie calcaree poco cementate, con intercalati banchi di panchina; sabbie argillose grigio-azzurre. Verso l'alto associazione calabriana: *Hyalina balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.) (CALABRIANO-PLIOCENE SUP.?) in trasgressione sulle formazioni più antiche.

(P³) Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Macrofauna a Coralli, Cirripedi, Molluschi, Echinidi, Grostacei tra cui *Cancer simondai* MEY. Var. *antiatina* MAX. Microfauna ad Ostracodi e Foraminiferi: *Bulimina marginata* D'ORB., *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Discordis orbicularis* (TERQ.), *Cibicides ungerianus* (D'ORB.) *G. sacculiter* (BRADY), *Orbulina universa* D'ORB., *Hastigerina aequilateralis* (BRADY) (PLIOCENE SUP.-MEDIO?). In trasgressione sulle forme più antiche.

Q²
 Calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigio-chiari. Microfossili non molto frequenti: *Thaumatoporella* (REICH.), *Praeglobotruncana stephani stephani* (GRAND.), *P. stephani turbinata* (REICH.), *Rotalipora appenninica* (RENZ), *R. cf. reicheli* (MORN.), *Nummuluculina* sp. (CENOMANIANO SUP. e forse TURONIANO). DOLOMIE DI GALATINA con passaggio graduale al CALCARE DI ALTAMURA (verso Nord e verso Ovest).

Figura 3: Inquadramento su cartografia geologica – Foglio 203 (Brindisi) della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

La campagna di indagini geognostiche, pianificata per il presente progetto ha indagato aree in cui l'accesso era consentito, cercando di investigare le litologie caratteristiche del sedime di fondazione degli aerogeneratori. Le indagini eseguite, rappresentano una prima caratterizzazione di massima dei litotipi affioranti all'interno dell'area di progetto, che dovranno necessariamente essere integrate in fase di progettazione esecutiva, andando ad investigare puntualmente ogni postazione in cui è prevista l'ubicazione degli aerogeneratori, nonché di ogni struttura interagente con il sottosuolo.

Nello specifico la campagna di indagini è consistita in:

- ✓ esecuzione di n. 5 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P ed S;
- ✓ Esecuzione di n. 5 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la V_s , eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- ✓ Esecuzione di n. 5 misure HVSR con impiego di sismografo monocanale tridimensionale.

L'ubicazione, le metodologie di indagine ed i report dettagliati sono riportati nell'Allegato 1 – REPORT SULLE INDAGINI IN SITO.

Le indagini sono state commissionate dal soggetto proponente, Enel Green Power SRL ed eseguite dalla ditta CoStag.

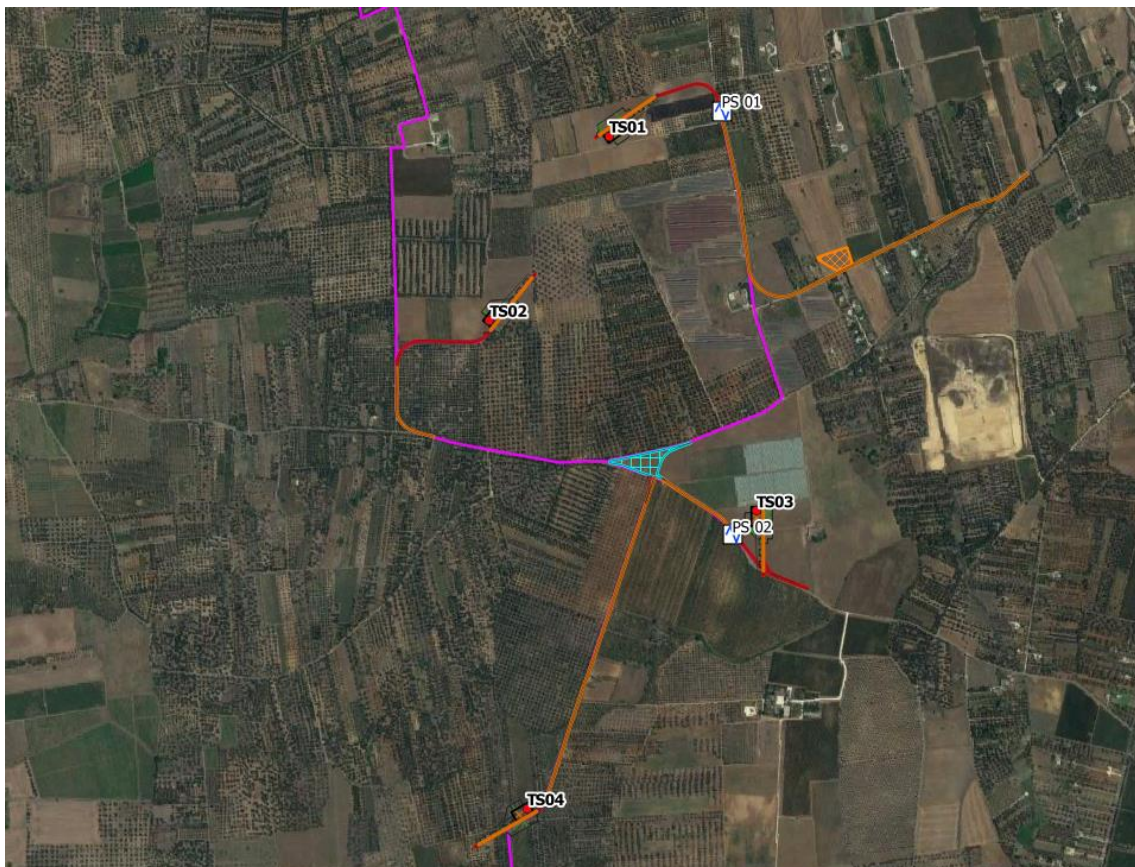


Figura 4: Ubicazione indagini geofisiche.

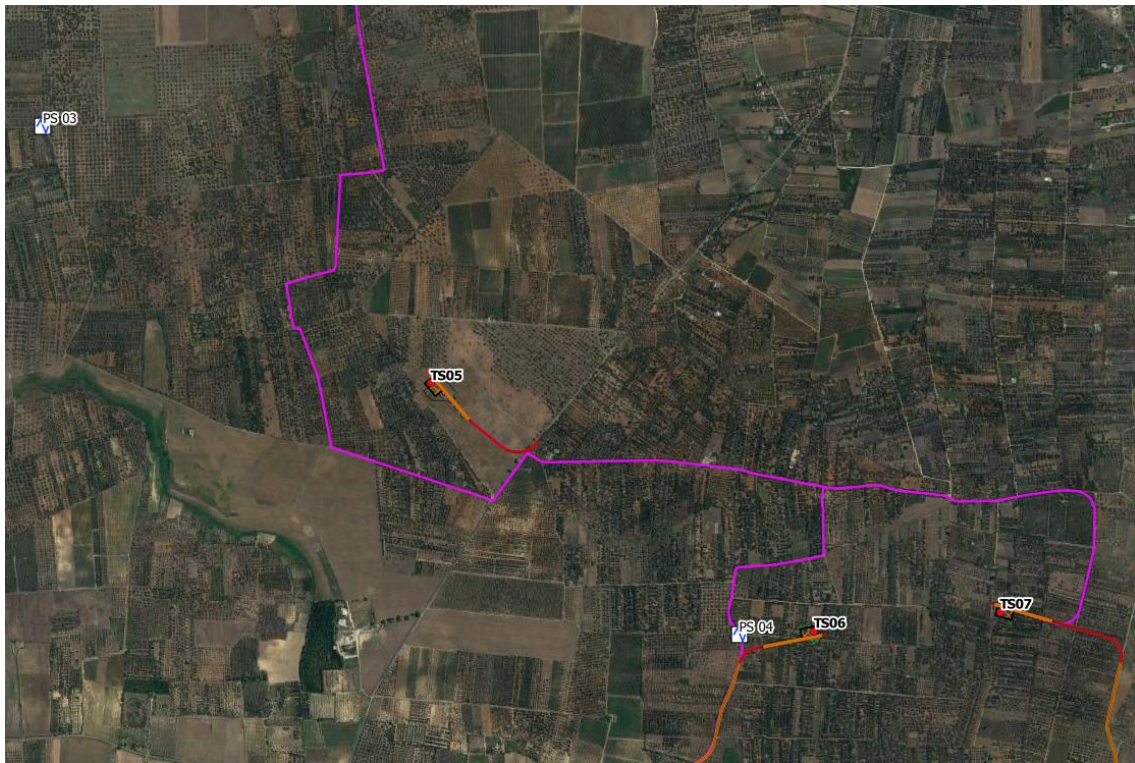


Figura 5: Ubicazione indagini geofisiche.

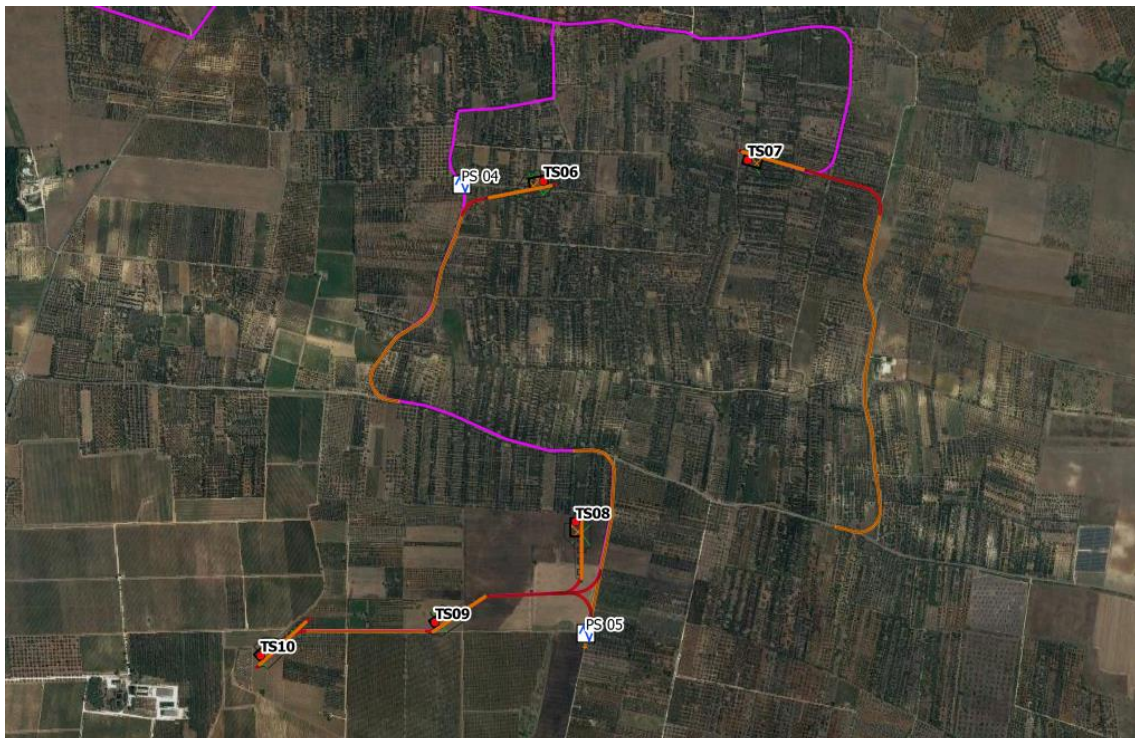


Figura 6: Ubicazione indagini geofisiche.

Con l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17.1.2018), per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano

di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec.

La V_{Seq} , è data dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i = spessore dello stato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera.

Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione (Figura 45).

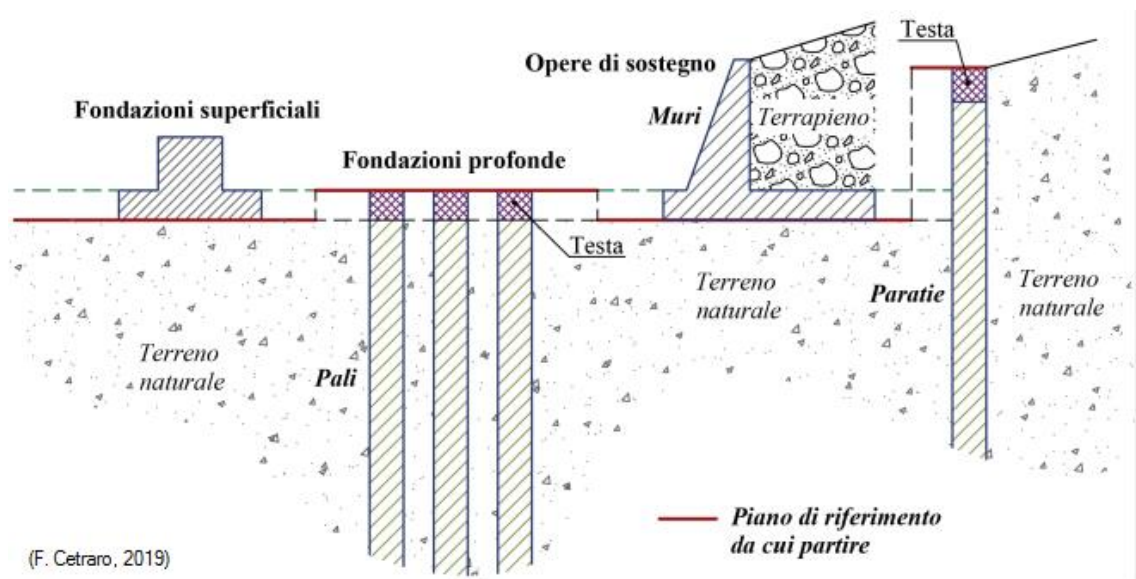


Figura 7: Definizione della profondità del substrato.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$), ottenuto dal

Modello Medio dell'elaborazione dei dati acquisiti attraverso le basi sismiche, è stato calcolato in riferimento al piano piano di posa delle fondazioni, supposte superficiali ad una profondità di 4,0 m dal p.c..

Come si evince dai profili di velocità mostrati in precedenza, in alcuni casi si nota una inversione delle velocità Vs. La norma definisce che nel caso vi sia una inversione di velocità, si deve fare riferimento, come del resto prescritto in generale dalle NTC2018, alla RSL mediante analisi numerica.

Perché si verifichi una inversione di velocità, devono venirsi a creare situazioni litostratigrafiche dove si verificano contemporaneamente 4 condizioni: un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto Vs rig/ Vs sof superiore a 1.5; la differenza tra le Vs dei due terreni è maggiore di 200 m/s; lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m; la Vs dello strato più rigido è maggiore o uguale a 500 m/s.

Nel nostro caso tali condizioni non si verificano mai contemporaneamente e pertanto è possibile fare riferimento all'utilizzo dell'approccio semplificato, le cui categorie sono definite in Tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 8: Tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018 – Categorie Suolo di Fondazione.

Linea	Vs eq	Categoria di Sottosuolo (D.M. 17.01.2018)
MASW 1	500.48	B
MASW 2	560.26	B
MASW 3	364.61	B
MASW 4	408.65	B
MASW 5	1246.15	A

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.35796.00.014.00 - Relazione geologica sismica".

6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla scorta degli studi delle risultanze delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile elaborare per l'area di progetto un modello geologico di riferimento, il quale tiene conto di tutte le informazioni acquisite durante il presente studio, che viene nel seguito sintetizzato:

UNITA' GEOTECNICA 1 – TERRENO VEGETALE

Terreno vegetale prevalentemente argilloso-limoso.

UNITA' GEOTECNICA 2 – : Depositi sabbioso-ghiaioso-arenitici [TS01, TS02, TS03, TS04, TS05, TS06, TS07]

Formazione geologica: Depositi Marini Terrazzati

Descrizione litologica: alternanza di sabbie, sabbie con limo, e strati arenitici da mediamente a ben cementati.

Soggiacenza della falda: Assente.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente medio-bassa nei livelli superficiali, che tende ad aumentare con la profondità.

Comportamento Strato: Granulare sciolto

Stato di addensamento: da mediamente addensato a semicoerente.

UNITA' GEOTECNICA 3 – Depositi sabbioso-limo-argillosi e argillosi

Formazione geologica: Argille Subappennine

Descrizione litologica: Sabbie fini con limo e argilla passanti ad argille propriamente dette

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, a comportamento coesivo.

Comportamento Strato: Coesivo

Stato di Consistenza: da mediamente consistente a duro.

UNITA' GEOTECNICA 4: Depositi calcarenitici

Formazione geologica: Calcareniti di Gravina

Descrizione litologica: Calcareniti bioclastiche a grana grossolana di colore bianco giallastro da mediamente a scarsamente cementate

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, con comportamento assibilabile ad un ammasso roccioso dalle discrete qualità.

Comportamento Strato: Roccioso

Stato di addensamento: Da mediamente a ben cementato

UNITA' GEOTECNICA 5: Depositi calcarei [TS08, TS09, TS10]

Formazione geologica: Calcari di Altamura

Descrizione litologica: Calcari micritici biancastri da fratturati ed alterati a compatti.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico in genere buono, con comportamento assibilabile ad un ammasso roccioso dalle buone qualità. La qualità dell'ammasso e le

caratteristiche geotecniche tendono ad aumentare al diminuire del grado di alterazione e fratturazione dell'ammasso. Per tale motivo l'unità geotecnica viene distinta in due sottounità: quella più superficiale, costituita dai calcari alterati e fratturati e quella più profonda costituita dai calcari da poco fratturati a compatti.

Sulla base del modello geologico di riferimento è possibile inoltre considerare i seguenti aspetti:

Categoria di sottosuolo	A-B
Categoria Topografica	T1
Falda superficiale	Assente
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Stabile
Pericolosità geo-sismica del sito	Molto Bassa

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione di tutte le prove eseguite oltre che da dati bibliografici in possesso dello scrivente riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono state parametrizzate le Unità geotecniche 2, 3, 4 e 5 (a e b); l'Unità 1, costituita da terreno vegetale, date le scadenti caratteristiche meccaniche non viene prese in considerazione, e dovrà necessariamente essere asportato.

Di seguito, viene esplicitata la parametrizzazione geotecnica di massima delle singole Unità precedentemente individuate, con l'indicazione degli aerogeneratori di cui ne costituiscono il sedime di fondazione.

UNITA' GEOTECNICA 2 [U.G.2] – Depositi sabbioso-ghiaioso-arenitici [TS01, TS02, TS03, TS04, TS05, TS06, TS07]

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
30.00	4.00	---	20.00	20.50

UNITA' GEOTECNICA 3 [U.G.3] – Depositi sabbioso-limo-argillosi e argillosi [UG sottostante la UG2 per TS01, TS02, TS03, TS04, TS05, TS06, TS07]

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
25.60	8.00	90.00	19.30	19.40

UNITA' GEOTECNICA 4 [U.G.4] – Depositi calcarenitici [UG sottostante la UG3 per TS01, TS02, TS03, TS04, TS05, TS06, TS07]

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
32.00	5.00	---	21.00	21.00

UNITA' GEOTECNICA 5 [U.G.5] – Depositi calcarei [TS08, TS09, TS10]

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
35.00	140.00	---	22.50	23.00

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1. MODELLAZIONE

La fondazione è stata analizzata considerando i carichi dovuti alle seguenti azioni:

- 1) il peso proprio
- 2) il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente non compiutamente definito)
- 3) carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) e applicati a 20 cm dal piedistallo

Nell'ambito della valutazione geotecnica della fondazione si è proceduto alla determinazione della rigidità equivalente verticale alla **Winkler** del terreno di fondazione, adottata nell'ambito della modellazione strutturale: tale parametro è riportato al § 8.4.6.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESSORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
11 m	U.G. 2	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 20,00 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 30,0 c' (kPa) Coesione efficace: 4,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 40(*) η Coefficiente di Poisson: 0,40
12 m	U.G. 3	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 19,3 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 23,0 c' (kPa) Coesione efficace: 7,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 25(**) η Coefficiente di Poisson: 0,50

(*)Valore medio assunto da bibliografia. Il modulo elastico medio per un terreno sabbioso a diverso grado di cementazione può variare da un minimo 10MPa ad un massimo di 80MPa. Si assume 40 MPa, data la presenza di banchi arenacei all'interno del deposito.

(**) Valore medio assunto da bibliografia. Il modulo elastico medio per un terreno argilloso può variare da un minimo 15MPa ad un massimo di 250MPa.

Cautelativamente è stata parametrizzata la stratigrafia peggiore tra le due tipologie presenti in sito.

7.2. VERIFICHE ESEGUITE

Le verifiche riguardanti la sicurezza globale e geotecnica sono state eseguite in accordo con il metodo degli stati limite di cui al cap. 2, 4 e 6 di [1], tenendo conto delle ulteriori richieste prestazionali previste nella normativa di settore [5]. In particolare sono state eseguite le:

- 1) verifiche globali di ribaltamento
- 2) verifiche globali di gapping (parzializzazione delle pressioni sul piano di appoggio)
- 3) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 4) valutazione della costante di Winkler
- 5) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali
- 6) valutazione della rigidità rotazionale dinamica

Le verifiche esposte nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte

in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§7.4).

7.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 2, in accordo con la combinazione A1+M1+R3 e le tabelle seguenti:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 7.1

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

Tabella 7.2

Nella logica del metodo degli Stati Limite ogni azione è stata classificata in base alla "sorgente" (cioè alla norma di riferimento, [1] e [5]) e al tipo di carico. Ciò anche nell'ottica di operare una corretta applicazione della norma [5], specifica per gli aerogeneratori, assieme con i criteri di progettazione previsti dalla norma [1] valida per tutte le costruzioni civili ed industriali. La tabella seguente riassume, pertanto, i coefficienti parziali da applicare, che differiscono in caso di azione "Abnormal" o "Normal" in accordo con le precedenti tabelle (8.1 e 8.2) estratte da [1] e la tabella 3 di [5].

AZIONE	TIPO DI CARICO	NORMA DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F	
			GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore	Permanente aerogener.	[1] [5]	0,90 / 1,10 1,50	0,90 / 1,00
Vento aerogen.	Variabile aerogeneratore	[1] [5]	/ 1,10 1,50	1,00 / 1,10 1,50

Tabella 7.3: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto

Nella tabella a seguire si riporta l'elenco completo delle combinazioni di carico adottate nelle verifiche della fondazione dell'aerogeneratore in oggetto, esplicitate al successivo §7.4; i coefficienti adottati sono in accordo con quanto riportato nella tabella precedente.

Tipo di combinazione				CdC N.	Coefficienti parziali delle azioni γ_F				
					Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
GEO (abnormal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	1	1,00	1,00	0,80	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2	1,30	1,30	1,50	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	3	1,00	1,00	0,80	1,10	1,10
GEO (normal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4	1,00	1,00	0,80	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	1,00	0,80	1,50	1,50
EQU	IEC	normal case	Normal EQU	7	0,90	0,90	0,80	1,50	1,50
	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	8	0,90	0,90	0,80	1,10	1,10
	IEC	normal case	Normal	9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC	abnormal case	Abnormal	10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC		Operational	11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabella 7.4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

L'azione della neve, che presenta un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0$ in accordo con [1], non è stata mai assunta come azione variabile dominante e, pertanto, non compare in tabella. Le combinazioni 7 è assunta come Caratteristica (Rare) e, pertanto ad essa sono state riferite le valutazioni delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura (si veda la relazione di calcolo strutturale delle fondazioni), oltre che per la valutazione dei cedimenti di fondazione. La combinazione 9 è utilizzata per le verifiche relative alla superficie di contatto (area d'impronta) terreno - plinto di fondazione (assieme alle combinazioni 7 e 8). Le combinazioni 10 e 11 fanno riferimento agli stati limite di esercizio strutturali (tensioni, fessurazione) e, pertanto, non sono prese in considerazione nell'ambito di questa relazione, ma saranno oggetto di successive fasi di progetto.

7.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Ai soli fini della valutazione dei carichi, è stato considerato un aerogeneratore tipo Siemens Gamesa SG 6.0 – 170. Il documento « D2370721-004 SGRE ON SG 6.0-170 Foundation loads T115-50A.pdf» - preparato dal costruttore delle WTG - riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norma [5]. I valori dei carichi, non fattorizzati, sono riportati nelle successive tabelle e, pertanto ad essi sono da applicare i "Partial Load Factor" in accordo con quanto riportato nella tabella 3 al § 7.6.2.1 della norma [5].

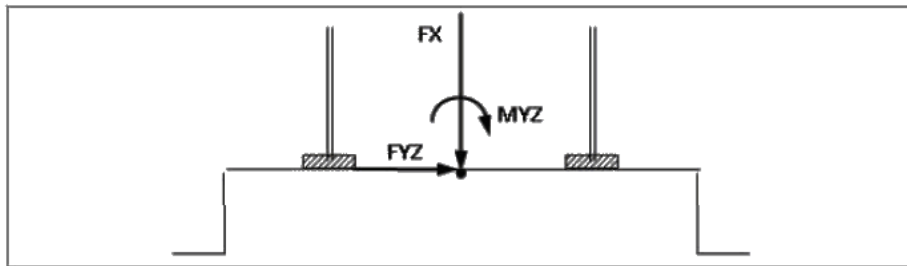


Figura 9: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A foundations are shown in Table 3.

Load case	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

The loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" in this section are the maximum static loads for the specific wind turbine calculated according to IEC 61400 or DIBt standard for each site class. These loads must not be combined with any other type of load. They include the dynamic behaviour of the structure and correspond to the most unfavourable case at the base of the wind turbine among the different load cases, according to IEC 61400 or DIBt. Therefore, the loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" are directly the foundation design loads. They shall not be divided or combined with any other load.

Characteristic load

Characteristic loads (maximum M_{xy} bending moment load combination of groups N, E and T according to GL2012 Sec. 5.4.3.1.3, or equivalent groups N-T according to IEC 61400-1 2006) have been estimated as shown in Table 4:

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc62_V42.5_060_s9	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 4 SG 6.0-170 HH115m Characteristics Loads at the base of the tower

Quasi-permanent load

Loads according to GL2010, considering DLC 1.1 and 6.4 with a probability of exceedance of $pf = 10^{-2}$ (equivalent to 1750 h in 20 years) with $\gamma_F = 1.0$ have been estimated as shown in Table 5:

Section Height from bottom (m)	Tower loads at section							
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _{xy} (KN)	F _z (KN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)	M _{xy} (KNm)	M _z (KNm)
0	1002,07	123,15	1002,48	-6629,52	18223,36	119459,49	119805,99	4928,71

Table 5 SG 6.0-170 HH115m Quasi Permanent Loads at tower bottom

Tabella 7.5: Scarichi in fondazione forniti sa Siemens Gamesa secondo [5]

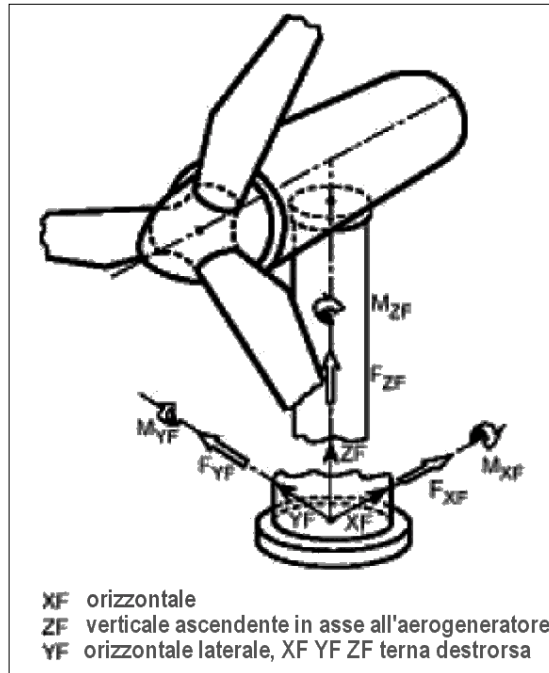


Figura 10: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di fondazione e dal peso del terreno di riempimento.

8. SOLUZIONE: FONDAZIONE DIRETTA

La fondazione sarà in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24,50$ m, spessore variabile da un minimo di 0,90 m sul bordo esterno, ad un massimo di 3,55 m in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

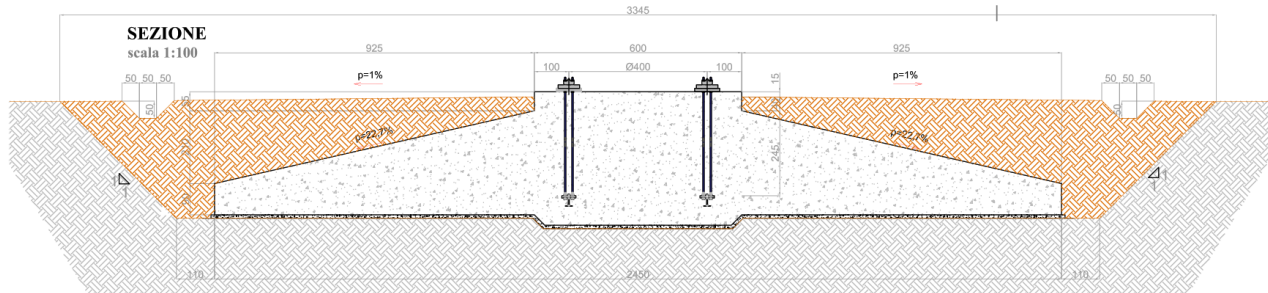


Figura 11: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE	
Diametro esterno fondazione	24,50 m
Diametro esterno piedistallo	6,00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	0,90 m
Spessore massimo della suola di fondaz.	3,00 m
Scalino esterno del piedistallo	0,55 m
Ringrosso inferiore plinto (zona centrale)	0,30 m
Diametro zona di ringrosso inferiore plinto	6,00 m
Altezza massima piedistallo	3,55 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0,40 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1,00%
Pendenza estradosso fondazione	22,70%

Tabella 6: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 15 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento).

8.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 21.489,75 kN.

8.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

E' previsto un ritombamento al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenante di buone caratteristiche meccaniche. Si assume un peso di volume pari a 18 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale secondo quanto riportato nella figura seguente.

Raggio Interno	Raggio Esterno	Area Corona	Peso ricoprimento su singolo anello	q ricoprimento
[m]	[m]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]
3,00	4,85	45,60	506,30	11,10
4,85	6,70	67,09	1223,97	18,24
6,70	8,55	88,59	2252,46	25,43
8,55	10,40	110,08	3591,78	32,63
10,40	12,25	131,57	5241,91	39,84

Figura 8.12: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 12.522,09 kN.

8.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO

SCARICHI IN CONDIZIONI ESTREME (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal[Fc=1,35]	2.072,32	68,18	-9.215,24	5.621,22	240.771,83	506,12
Abnormal[Fc=1,1]	1.688,56	55,55	-7.508,71	4.580,26	196.184,45	412,39

SCARICHI IN CONDIZIONI NORMAL (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal	1.535,05	50,50	-6.826,10	4.163,87	178.349,50	374,90
Abnormal	1.535,05	50,50	-6.826,10	4.163,87	178.349,50	374,90

SCARICHI COND. OPERAZIONALI (IEC 64100)	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	
Operational		1.002,48	-6.629,52	119.805,99	4.928,71

Tabella 8.7: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 9

8.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

Nella tabelle a seguire si riporta un riepilogo dei fattori parziali, dei coefficienti e fattori di sicurezza.

Verifica		CdC N.	Tipo di combinazione			Fattore di Sicurezza
GEO (abnormal)	Carico limite	1	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	6,46
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	6,68
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	12,09
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	3,53
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	4,89
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	8,71

Verifica		CdC N.	Tipo di combinazione			Fattore di Sicurezza
GEO (abnormal)	Carico limite	1	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	6,46
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	6,68
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	12,09
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	3,53
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	4,89
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	8,71
EQU	Ribaltamento	7	IEC	normal case	Normal EQU	1,62
		8	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	2,21
	Sollevamento	9	IEC	normal case	Normal	1,65
		10	IEC	abnormal case	Abnormal	1,65
		11	IEC		Operational	1,04

Tabella 8.8: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

8.4.2. GAPPING

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 11 si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % dell'area di sedime del plinto. Per le combinazioni 9 e 10 si assume, invece, che l'impronta possa ridursi fino al 50% dell'area. Per garantire il 100% di sezione reagente occorre che la risultante abbia un'eccentricità massima non superiore a 0,125 De - essendo De pari al diametro del plinto - mentre per garantire che la porzione compressa sia non inferiore al 50% dell'area di base del plinto occorre limitare l'eccentricità a 0,294 De. Di seguito si riportano le verifiche di GAPPING rispetto alla combinazione 11 - GAP, 9 - Normal e 10 - Abnormal, tutte non fattorizzate ⁽¹⁾.

(1) Così come richiesto dalle linee guida [6]

SCARICHI AEROGENERATORE - NON FATTORIZZATI			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	6.629,52	6.826,10	6.826,10
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	119.805,99	178.398,10	178.398,10
AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	41.922,78	42.119,36	42.119,26
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	123.683,58	184.338,86	184.338,89

Tabella 8.9: Analisi scarichi in fondazione ad estradosso e intradosso plinto

COEFFICIENTI PARZIALI

CdC	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Operational	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Abnormal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

VERIFICA DI PARZIALIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE

Eccentricity	Operational	Normal	Abnormal
e [m]	2,95	4,38	4,38
(e / D)	0,120	0,179	0,179
(e / D) max	0,125	0,294	0,294
Checks			
FS	1,038	1,646	1,646

Tabella 8.10: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

8.4.3. RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

CdC	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0,90	0,90	0,80	1,50	1,50
Abnor. EQU	0,90	0,90	0,80	1,10	1,10

Tabella 8.11: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnor. EQU
Mo (overturning) [kNm]	276.508,33	202.772,77
Ms (stabilizing) [kNm]	448.049,21	448.049,21
FS = Ms / Mo	1,620	2,210

Tabella 8.12: Verifica a ribaltamento

8.4.4. CARICO LIMITE

Le verifiche a carico limite sono dettagliate nelle successive tabelle. Si è adottato il metodo di verifica di cui all'appendice D di [4] (Eurocodice 7).

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,50
Normal SLU1	1,30	1,30	0,00	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,10
Abnormal 1	1,30	1,30	0,00	1,50	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal 2	Abnormal 1	
Fz	38.772,79	58.784,34	38.772,79	56.053,90	
Fxy	2.303,82	2.303,82	1.689,47	1.689,47	
Mxy	276.508,33	276.508,33	202.772,77	202.772,77	

Tabella 8.13: Analisi scarichi in fondazione

Si effettuano le verifiche per le sole condizioni drenate, in considerazione del fatto che all'interno dello strato UG2 sono le uniche verificabili, in virtù della natura esclusivamente granulare.

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	1.166	238	4,89	> 1 OK
Normal SLU2	959	271	3,53	> 1 OK
Abnormal SLU1	1.261	189	6,67	> 1 OK
Abnormal SLU2	1.122	174	6,46	> 1 OK

Tabella 8.14: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Per tutte le combinazioni

8.4.5. SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglia la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,50
Abnormal 2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal 2		
Fz	38.772,79		38.772,79		
Fxy	2.303,82		1.689,47		
Mxy	276.508,33		202.772,77		

Tabella 8.15: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Normal SLU2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M_{xy}			276.508 kNm
Design torque moment	M_z			759,17 kNm
Design vertical load	F_z			38.773 kN
Design tangential load	H			2.304 kN
Radius	R			12,25 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		7,13 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		10,24 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		19,92 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		142,88 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		16,67 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		8,57 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$		2.396,68 kN
Friction angle	ϕ'			30,0°
Struct.-ground friction	δ'		30° =	30,0°
Adhesion	c_a			4 kPa
Resistance factor	γ_R			1,100
Design sliding resist.	R_d	$(F_z \tan(\delta) + A_{eff} c_a) / \gamma_R =$		20.870 kN
Sliding check	FS	$20870 / 2397 =$		8,708 > 1 OK

Tabella 8.16: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Abnormal 2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M_{xy}			202.773 kNm
Design torque moment	M_z			556,73 kNm
Design vertical load	F_z			38.773 kN
Design tangential load	H			1.689 kN
Radius	R			12,25 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5,23 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		14,04 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		22,16 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		223,19 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18,77 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		11,89 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$		1.749,84 kN
Friction angle	ϕ'			30,0°
Struct.-ground friction	δ'		30° =	30,0°
Adhesion	c_a			4 kPa
Resistance factor	γ_R			1,100
Design sliding resist.	R_d	$(F_z \tan(\delta) + A_{eff} c_a) / \gamma_R =$		21.162 kN
Sliding check	FS	$21162 / 1750 =$		12,094 > 1 OK

Tabella 8.17: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2

8.4.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

- on stratum over bedrock
- on stratum over half-space
- embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		14,29 N/mm ²
Static Young modulus	E		40,00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0,40 -
Foundation radius	R		12,25 m
Thickness of layer	H		11,00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K_w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	6.002,30 kN/m ³

Tabella 8.18: Valutazione della costante di Winkler

8.4.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

I cedimenti medio e differenziale in combinazione SLE Rara (Normal) sono valutati attraverso il metodo semplificato.

Si assume che il cedimento medio sia pari al rapporto tra la pressione media e la costante di Winkler di cui al punto precedente. La pressione media, sulla base dell'analisi di carichi esposta ai punti precedenti, vale:

$$Q_{MEDIA,SLE R} = 58.784,34 / (3,1415 * 12,25^2) = 124,70 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto il cedimento medio atteso, se si escludono gli effetti legate alle pressioni efficaci litostatiche (dovute, in sostanza, al peso del terreno di scavo rimosso), vale:

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 124,70 / 6.002,30 \approx 2,08 \text{ cm.}$$

Questa valutazione si basa, oltre che sul modello di terreno alla Winkler, sull'ipotesi di fondazione deformabile (rispetto al terreno), dunque in grado di trasmettere un campo di pressioni di contatto con andamento quasi lineare.

Il cedimento differenziale massimo atteso, sempre in combinazione rara, è valutato secondo Bowles:

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	40,00 N/mm ²
		(Layer 2)	25,00 N/mm ²
		(mean value)	40,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t1	(Layer 1)	11,00 m
Bending moment	M	(Rare)	184.338,89 kNm
Influence factor	I θ	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	1,58 mm/m

Tabella 8.19: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto il cedimento medio vale 20,8 mm mentre la rotazione vale 1,58 mm/m (38,72 mm per D=24,5m).

Con riferimento alla trattazione di Sowers (1962), si può assumere per strutture assimilabili a WTG (ciminiere e silos), un valore ammissibile del cedimento tra 75 e 130 mm, mentre come cedimento rotazionale, un valore di 0,004D (nel caso in esame 98mm). L'analisi ha perciò evidenziato che nel caso in esame i valori dei cedimenti sono assolutamente compatibili con la funzionalità delle strutture in elevazione.

8.4.8. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA

Si riporta a seguire la valutazione della rigidezza rotazionale dinamica e la relativa verifica rispetto al valore minimo richiesto dal fabbricante della torre. La rigidezza rotazionale dinamica è assunta pari a:

$$K_r = 8 \text{ Gdyn } R^3 / [3 (1-\nu)]$$

- Gdyn = modulo a taglio dinamico di progetto
- R = raggio del plinto
- ν = coefficiente di Poisson

Per il calcolo del modulo a taglio dinamico si fa riferimento alla velocità delle onde di taglio (V_s) del sottosuolo, mediata sulla profondità significativa in funzione delle pressioni indotte dai carichi.

Si adotta la formula $G_{dyn} = 0.35 \rho \langle V_s \rangle^2$ in cui $\langle V_s \rangle$ il valore medio ponderato della velocità delle onde di taglio e ρ la densità media del sottosuolo. Nel caso in esame la $\langle V_s \rangle$ è stata assunta conservativamente pari al valore minimo della velocità equivalente delle onde a taglio valutate nell'ambito delle indagini geofisiche esecutive MASW di cui alla relazione geologica.

Soil density	$\rho =$	2,00 kg/dm ³
Shear wave velocity (design value)	$\langle V_s \rangle =$	267,00 m/s
Poisson ratio	$\nu =$	0,40
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2 * 267^2 / 1000 =$ 49,90 N/mm ²
Foundation radius	R =	12,25 m
Rotational stiffness	Kr =	$8 * 49,9 * 12,25^3 / 3 / (1-0,4) =$ 407.705,26 MNm/rad
Min required Kr (from manufacturer)	Kr,min =	150.000,00 MNm/rad
CHECK		OK

9. SOLUZIONE ALTERNATIVA: FONDAZIONE SU PALI

Sulla base dei dati provenienti dalle prove eseguite in sito, ed in considerazione delle informazioni bibliografiche, la soluzione con fondazione diretta risulta essere la più compatibile con le caratteristiche del sito.

Tuttavia, il dimensionamento di dettaglio in fase di progettazione esecutiva sarà eseguito a valle di indagini sulle singole posizioni, non eseguibili in questa fase per la non disponibilità delle aree di sedime proposte per le WTG. A solo titolo esemplificativo, si presenta perciò una soluzione di fondazione che prevede l'utilizzo di plinto su pali trivellati e gettati in opera, di opportuno diametro e lunghezza, adeguatamente armati.

La fondazione potrà avere pianta di forma circolare di diametro $De = 21,00$ m, spessore variabile da un minimo di 1,30 m sul bordo esterno, ad un massimo di 3,55 m in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

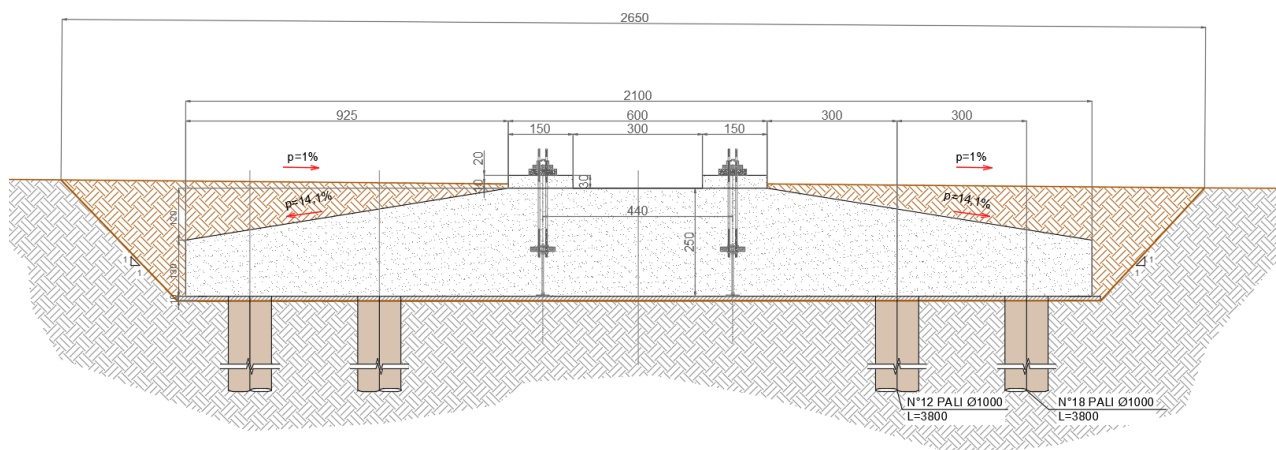


Figura 13: Geometria della fondazione su pali dell'aereogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE	
Diametro esterno fondazione	21,00 m
Diametro esterno piedistallo	6,00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	1,30 m
Spessore massimo della suola di fondaz.	3,00 m
Scalino esterno del piedistallo	0,55 m
Ringrosso inferiore plinto (zona centrale)	0,30 m
Diametro zona di ringrosso inferiore plinto	6,00 m
Altezza massima piedistallo	3,55 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0,40 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1,00%
Pendenza estradosso fondazione	22,70%
Numero Pali	30
Raggio Corona interna	6
Numero Pali corona interna	12
Raggio Corona esterna	9
Numero Pali corona esterna	18

Tabella 20: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 15 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento). Per questioni legate prescrizioni normative di interdistanza tra i pali, si prevedono cautelativamente due corone di pali, la più interna, con raggio 6 m, con 12 pali, la più esterna, con raggio 9 m, con 18 pali. Sono previsti pali con diametro 1 m e lunghezza 38m.

10. CONCLUSIONI

Le verifiche incluse nel presente elaborato, tengono in considerazione i carichi relativi ad un aerogeneratore tipo e delle assunzioni relative ai modelli geotecnici.

Le caratteristiche geometriche delle due tipologie di fondazione descritte nel presente elaborato dovranno confermarsi mediante dimensionamento di dettaglio in fase di progettazione esecutiva, con i carichi di dettaglio sitospecifici forniti dal produttore delle turbine eoliche e a valle di indagini di dettaglio da eseguire sulle singole posizioni. Per questo motivo, la soluzione di fondazione potrà prevedere, in relazione ai carichi ed al terreno, l'utilizzo di una fondazione diretta o su pali trivellati.