

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 72 MW WIND + 35 MW BESS COMUNE DI GUAGNANO (LE)

CALCOLI PRELIMINARI FONDAZIONI AEROGENERATORI

04	27/06/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
03	28/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
02	23/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
01	21/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
00	21/01/2021	EMISSIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

		CHINNICI	TAMMA
COLLABORATORS	VERIFIED BY		VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO GUAGNANO	GRE-CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	6	1	1	7	0	0	0	7	8	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	14
6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	19
7. CRITERI DI VERIFICA	21
7.1. MODELLAZIONE	21
7.2. VERIFICHE ESEGUITE	21
7.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	22
7.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	23
8. SOLUZIONE: FONDAZIONE DIRETTA	26
8.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	27
8.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	27
8.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	27
8.4. VERIFICHE GEOTECNICHE	28
8.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	28
8.4.2. GAPPING	28
8.4.3. RIBALTAMENTO	29
8.4.4. CARICO LIMITE	29
8.4.5. SLITTAMENTO	30
8.4.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	32
8.4.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	32
8.4.8. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	33
9. SOLUZIONE ALTERNATIVA: FONDAZIONE SU PALI	35
10. CONCLUSIONI	36

1. PREMESSA

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

L'area di progetto oggetto di indagine, comprendente n. 12 aerogeneratori (nel seguito WTG) e ricade nell'ambito del territorio del Comune di Guagnano, in Provincia di Lecce.

Gli aerogeneratori che verranno installati nel nuovo impianto di Guagnano 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.

Le aree proposte per la realizzazione degli aerogeneratori impegnano la zona nell'intorno della SS7-ter. Gli aerogeneratori, sono localizzati nel Catasto Terreni del Comune di Guagnano (LE), come riportato in Tabella 1.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
GU - 01	742472.01	4476275.05	GUAGNANO	16	55
GU - 02	743061.03	4476436.05	GUAGNANO	16	162
GU - 03	747356.31	4478792.75	GUAGNANO	7	467
GU - 04	747860.00	4479025.00	GUAGNANO	8	193
GU - 05	748478.63	4479194.09	GUAGNANO	9	2
GU - 06	749100.95	4479220.21	GUAGNANO	10	167
GU - 07	749666.03	4478920.16	GUAGNANO	10	25
GU - 08	748476.00	4477536.00	GUAGNANO	22	230
GU - 09	747803.81	4476500.43	GUAGNANO	23	195
GU - 10	747206.98	4476571.98	GUAGNANO	23	513
GU - 11	746577.99	4476045.02	GUAGNANO	29	148
GU - 12	746055.64	4476167.93	GUAGNANO	29	86

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

L'intervento, nella sua totalità, ricade in agro di Guagnano (LE), per quanto concerne gli aerogeneratori, mentre l'area della SSU e della futura stazione elettrica "Cellino", ricadono in agro di Cellino San Marco (BR). Tutti gli interventi progettuali ricadono in zone agricole.

Per quanto concerne le quote topografiche, variano da un massimo di circa 60 m s.l.m. ad un minimo di circa 40 m s.l.m.. In generale l'area si presenta pianeggiante; non si rilevano salti ed accidenti morfologici degni di nota.

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 "SAN DONACI" 203 II-NE, "GUAGNANO" 203 II-SE, "SQUINZANO" 204 III-NO e "NOVOLI" III-SO

L'area interessata dal progetto è raggiungibile grazie ad una fitta rete di strade di vario ordine presenti in zona; tra queste l'arteria di collegamento principale è rappresentata dalla SS7ter.



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

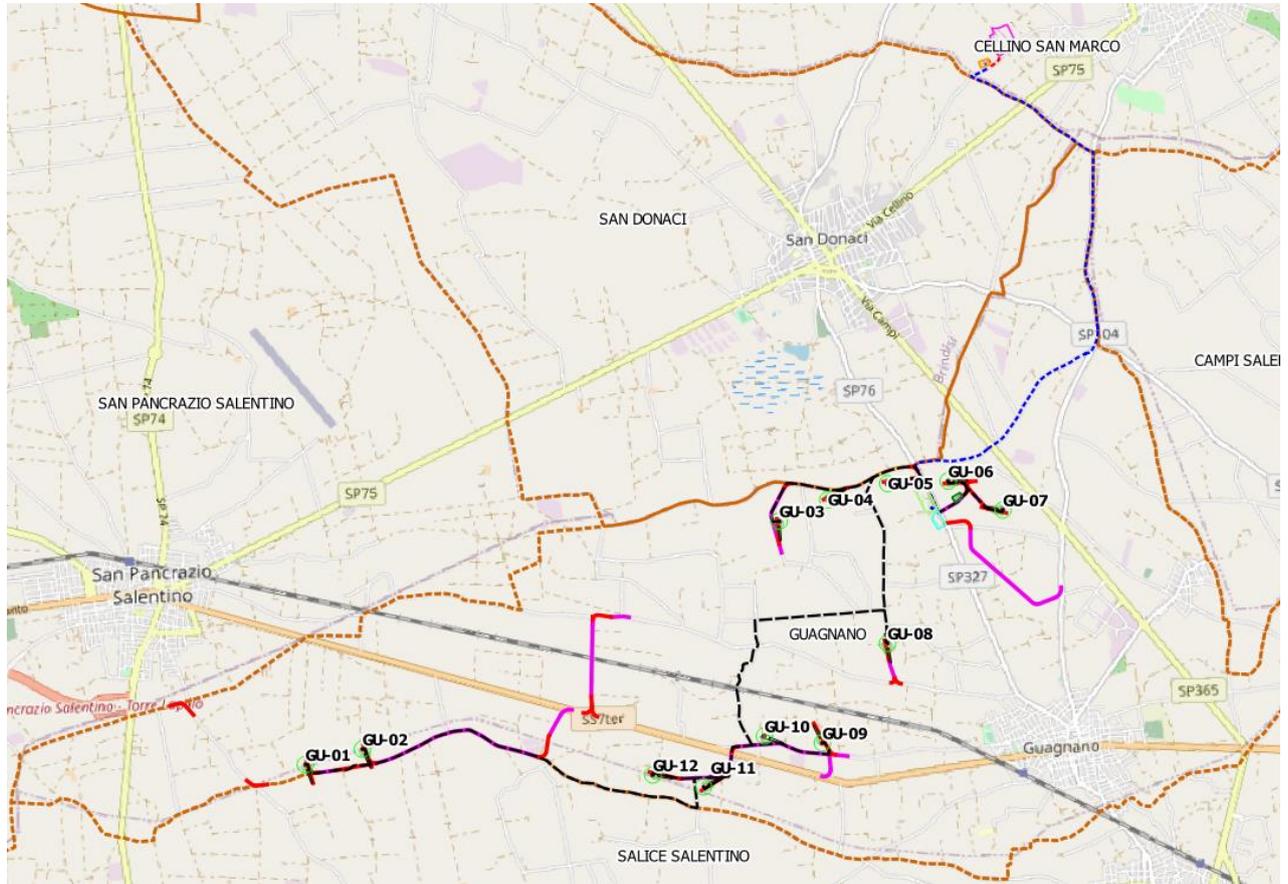
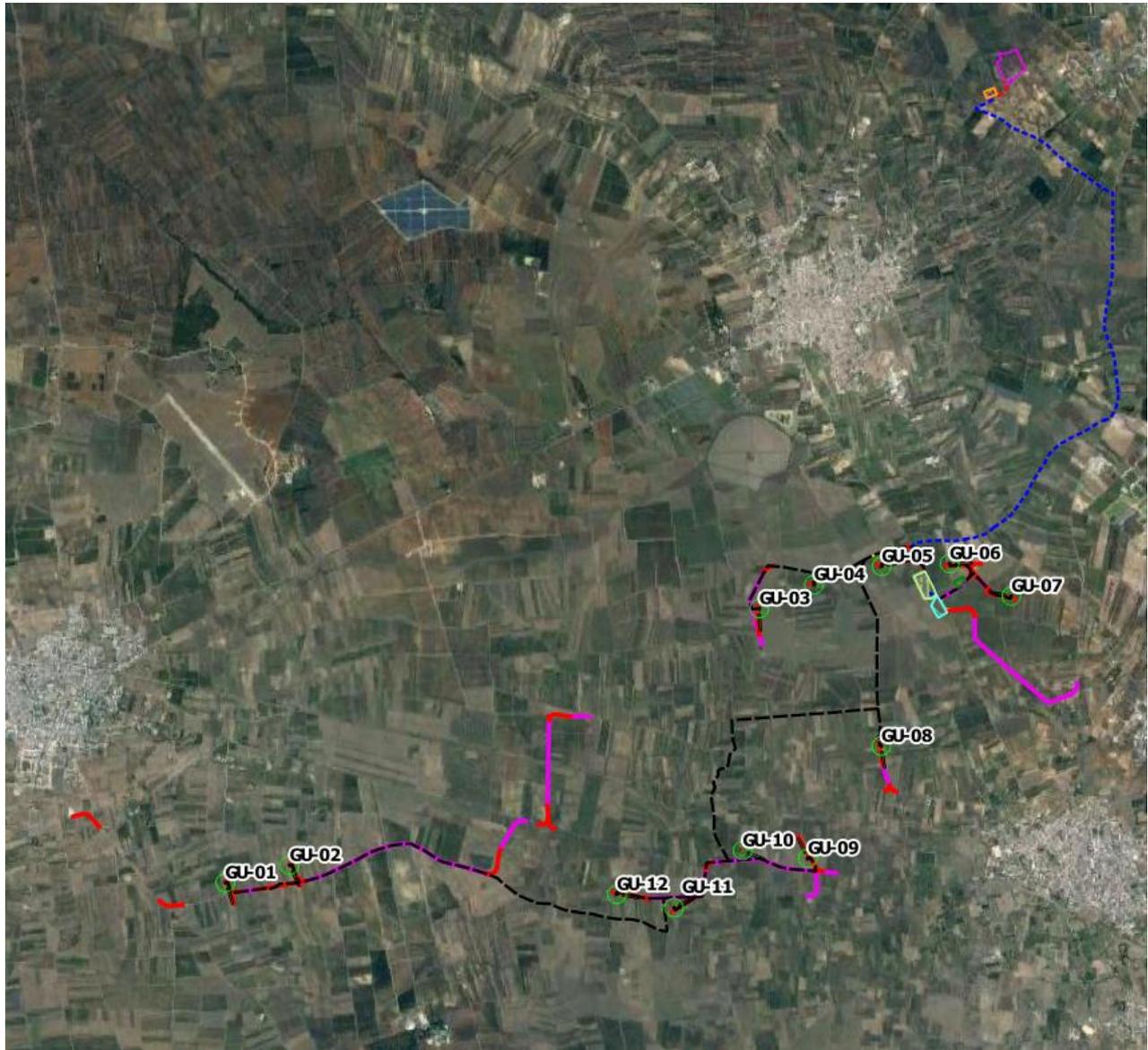


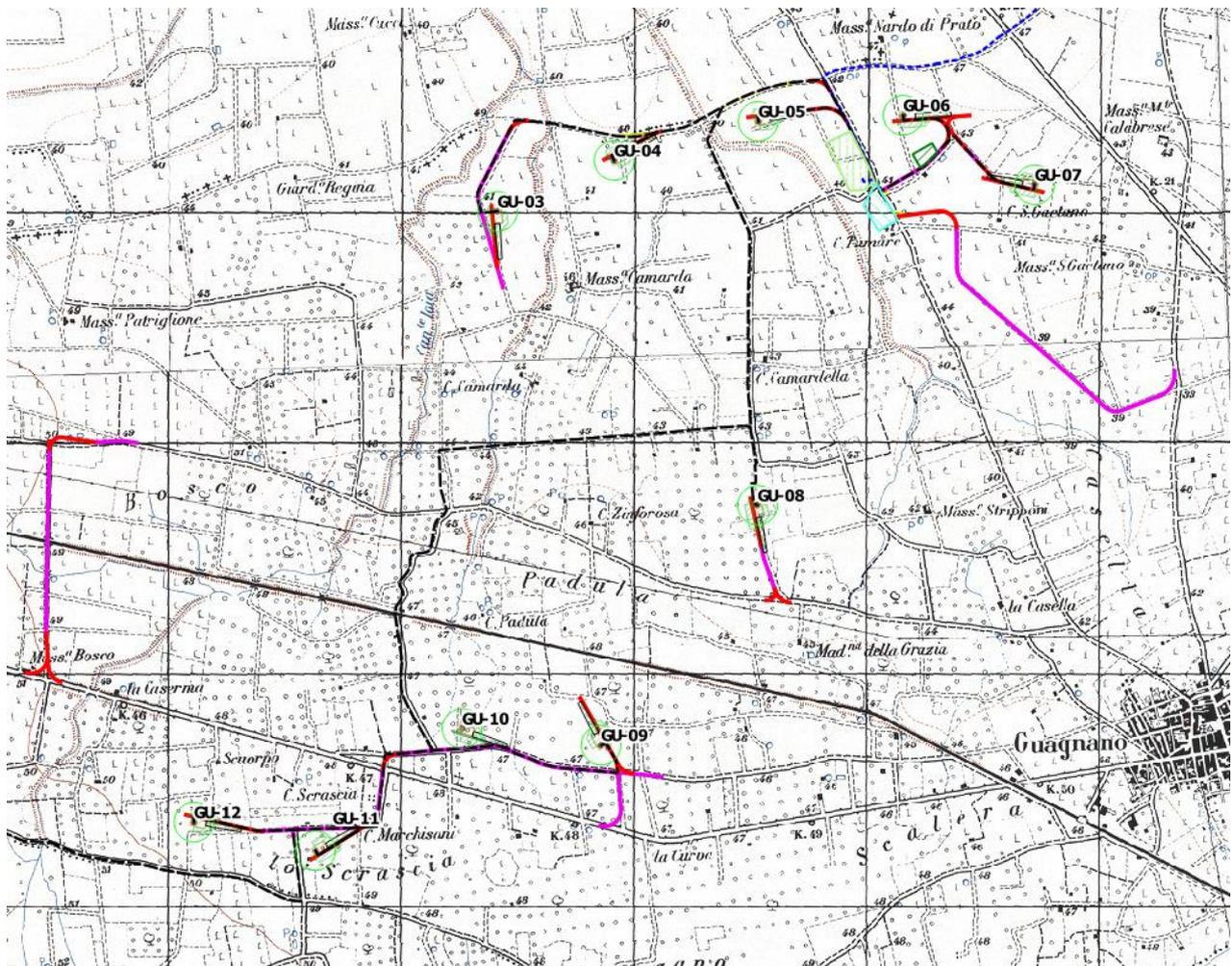
Figura 2: Ubicazione geografica dell'intervento.



LEGENDA

-  PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

Figura 3: Ubicazione del progetto su ortofoto.



LEGENDA

-  PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

Figura 5: Ubicazione del progetto su stralcio IGM (area parco eolico zona est).

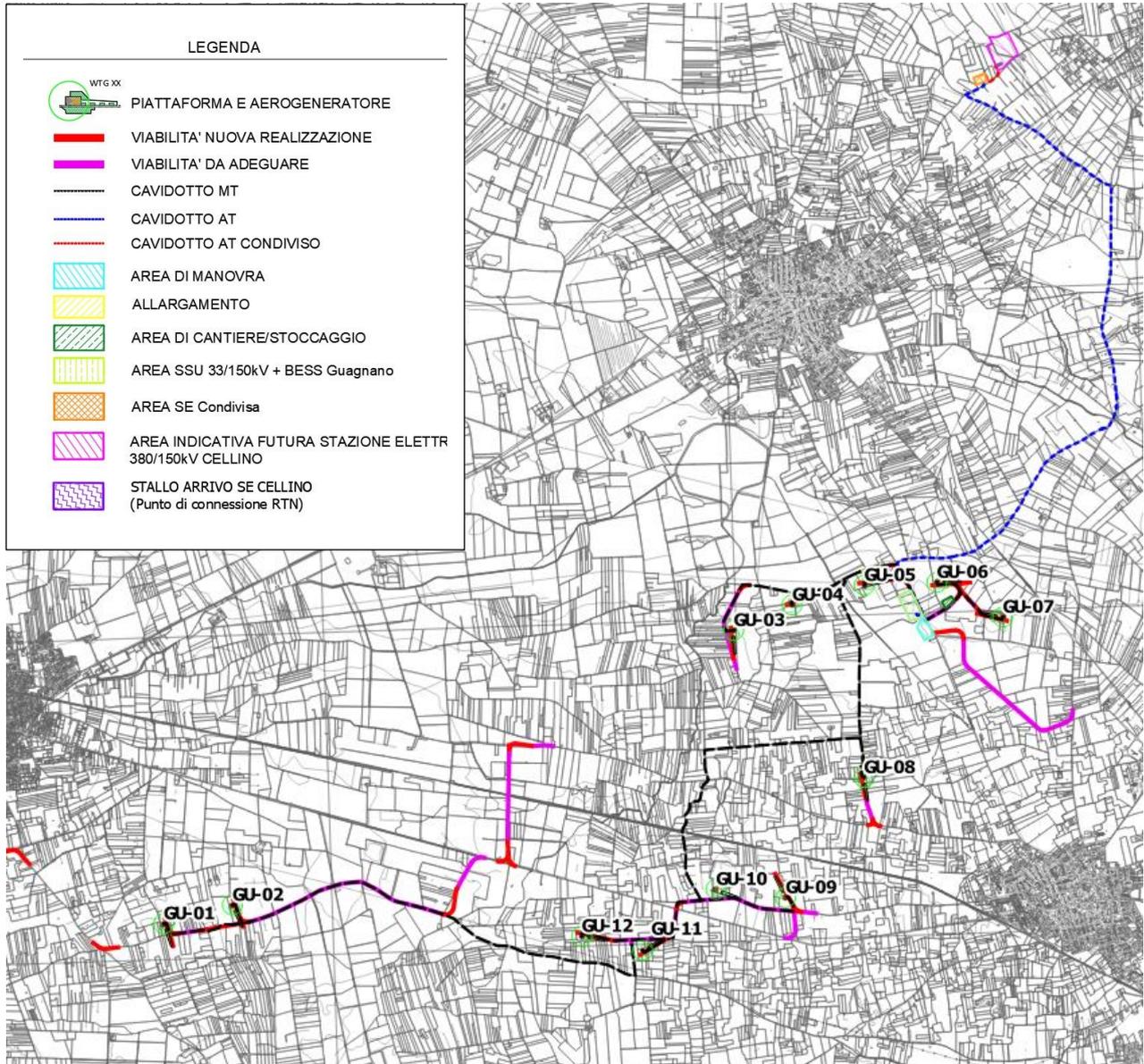


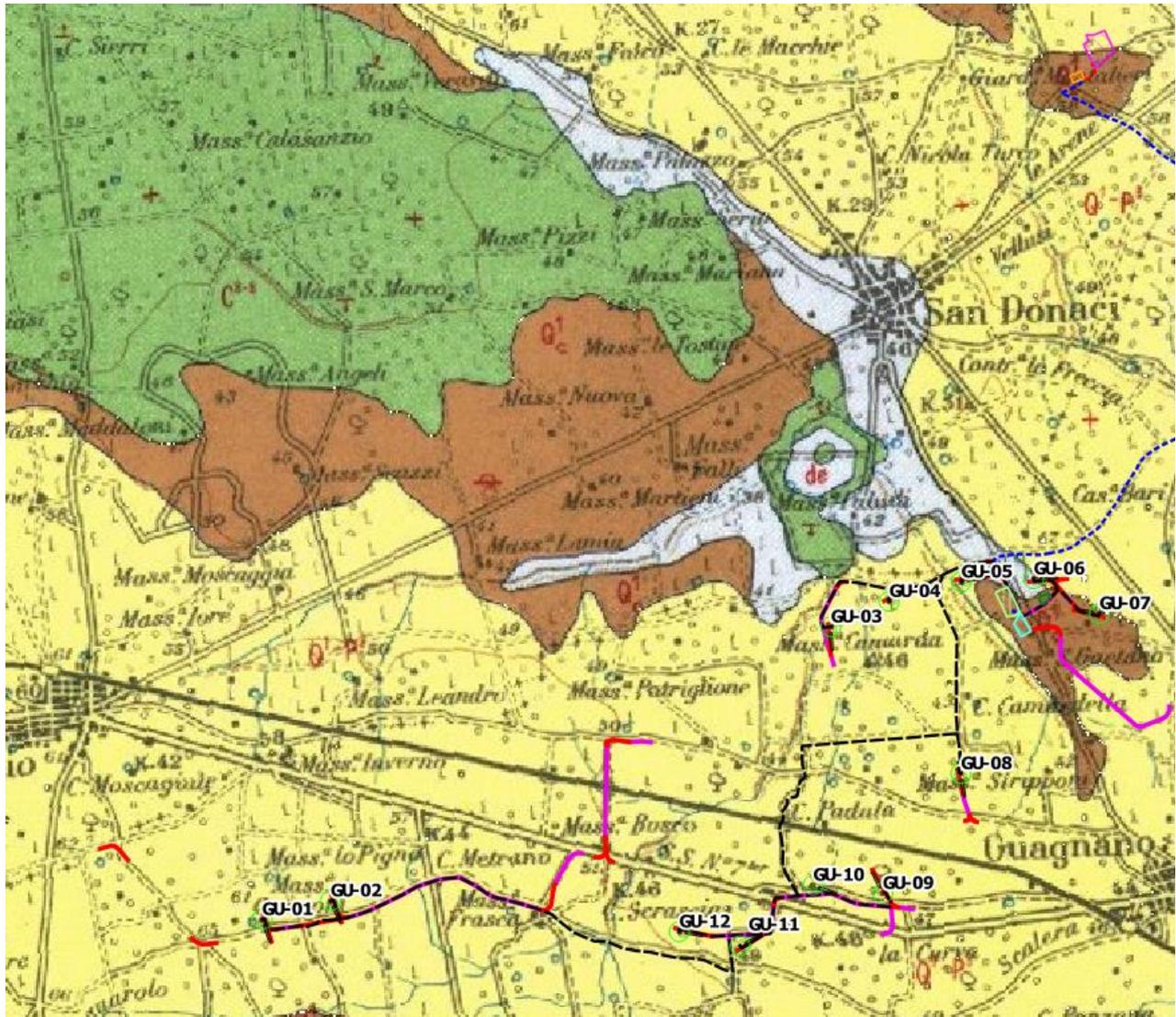
Figura 7: Ubicazione del progetto su stralcio CTR.

Sulla cartografia geologica ufficiale, l'area ricade all'interno del Foglio 203 - "Brindisi" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000.

BRINDISI
10 Ediz. 1971

SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA
CARTA GEOLOGICA D'ITALIA
Dal rilevamento geologico 1:25.000

FOGLIO 203
446 Carta 1:50.000 del I.C.M.



Q² Sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche cm. Di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrate (Q²); spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei calcareniti ben cementati (Q²). 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: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB., *Carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Bolivina catanesis* SEG. (CALABRIANO). FORMAZIONE DI GALLIPOLI.



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

(P³) Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Macrofauna a Coralli, Cirripedi, Molluschi, Echinidi, Crostacei 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 oequilateralis* (BRADY) (PLIOCENE SUP.-MEDIO?). In transgressione sulle forme più antiche.



C⁴⁴ Calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigio-chiari. Microfossili non molto frequenti: *Thaumatoporella* sp., *Proeglobotunicana 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 8: 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 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. 6 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P ed S;
- ✓ Esecuzione di n. 6 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la V_s , e_q e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- ✓ Esecuzione di n. 6 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.

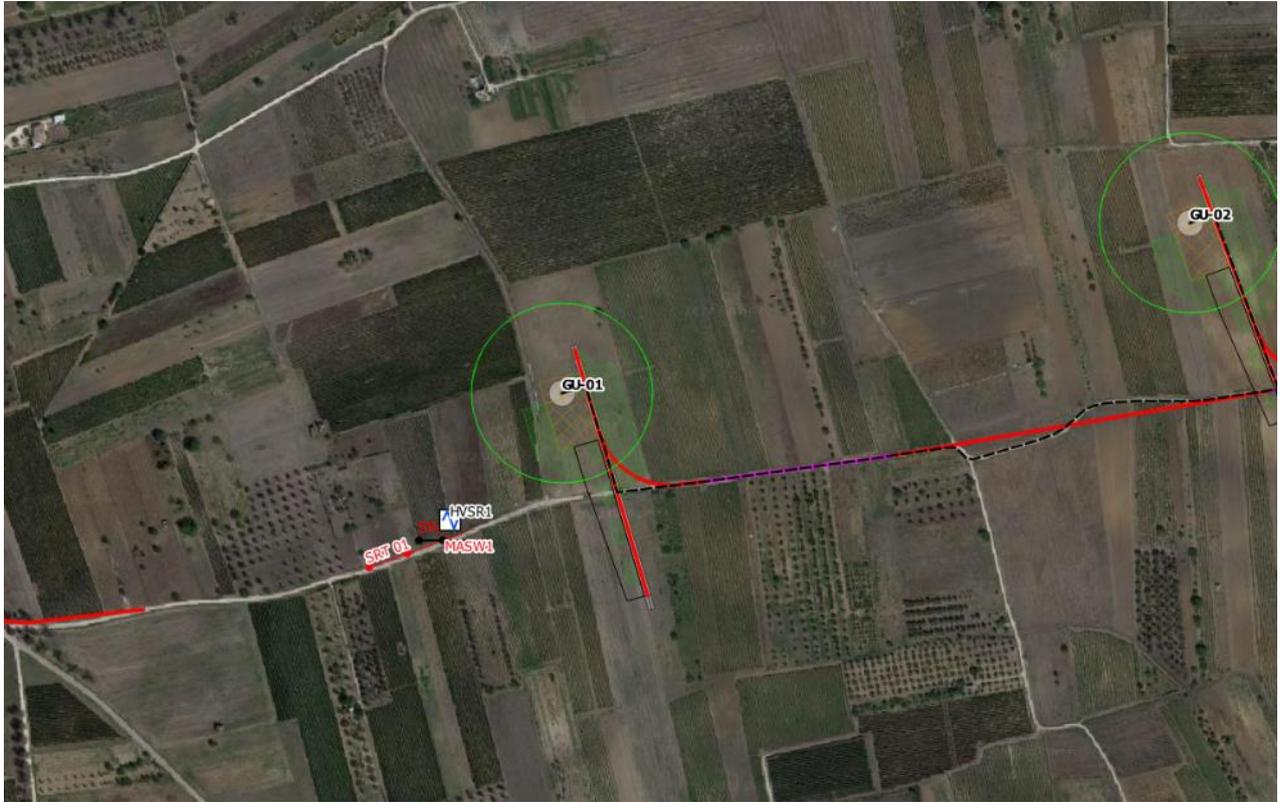


Figura 9: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 10: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 11: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 12: 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;

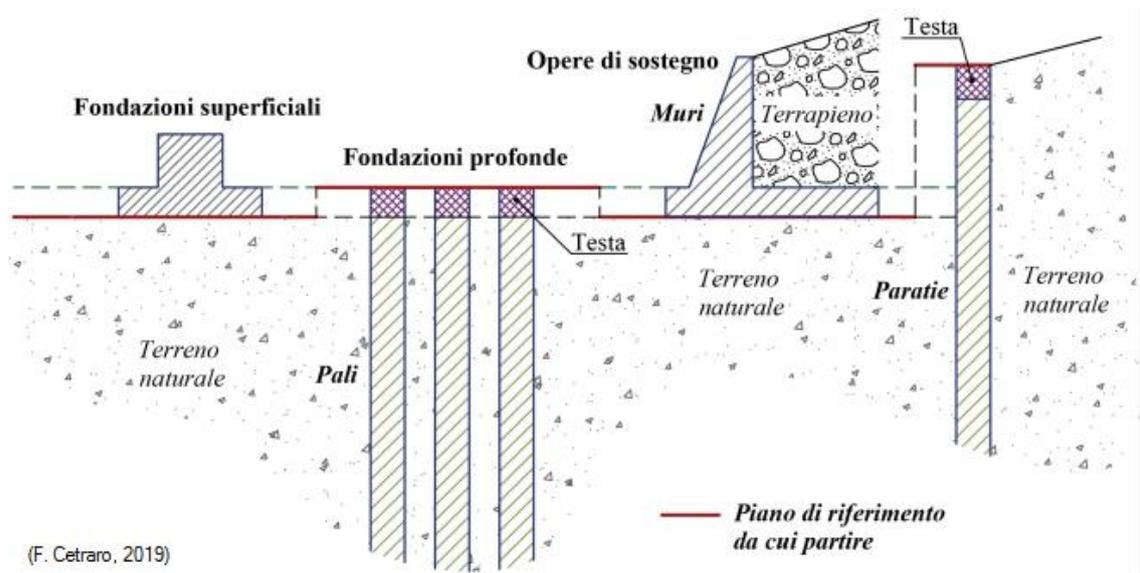
N = numero di strati;

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 13).



(F. Cetraro, 2019)

Figura 13: 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 V_s . 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 V_s rig/ V_s sof superiore a 1.5; la differenza tra le V_s dei due terreni è maggiore di 200 m/s; lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m; la V_s 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>Ammassi 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 14: Tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018 – Categorie Suolo di Fondazione.

Linea	V_s eq	Categoria di Sottosuolo (D.M. 17.01.2018)
MASW 1	297	E
MASW 2	218	C
MASW 3	281	C
MASW 4	286	C
MASW 5	1010	A
MASW 6	474	B

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.16117.00.010.00 - Relazione geologica sismica".

6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla base dei modelli geologico di riferimento è possibile considerare i seguenti aspetti, valevoli per tutta l'area progettuale:

Categoria di sottosuolo	Variabile (A-B-C-E)
Categoria Topografica	T1
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Stabile
Pericolosità geo-sismica del sito	Molto Bassa

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate unitamente ai dati bibliografici in possesso dello scrivente, è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio, il quale è formato dalle seguenti unità geotecniche (graficamente i modelli geotecnici sono mostrati in dettaglio all'interno della Tavola 6):

Unità Geotecnica	Descrizione
U.G. 1)	TERRENO VEGETALE
U.G. 2a)	LIMI SABBIOSI
U.G. 2b)	SABBIE CALCARENITICHE GHIAIOSE A LUOGHI BEN CEMENTATE
U.G. 3)	SABBIE FINI LIMOSE E ARGILLE
U.G. 4)	CALCARENITI BIOCLASTICHE
U.G. 5)	CALCARI MICRITICI

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 del tecnico geologo, riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono state parametrizzate le Unità geotecniche 2 (2a e 2b), 3, 4 e 5; 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.

UNITA' GEOTECNICA 2 [U.G.2b] – Facies sabbioso-ghiaiosa-arenitica

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ_s (kN/m ³)	E (MPa)	ν
29.00	4.00	---	24.00	30.00	0.35

UNITA' GEOTECNICA 3 [U.G.3] – Depositi sabbioso-limo-argillosi e argillosi

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
25.00	8.00	90.00	26.10	40,00	0.40

UNITA' GEOTECNICA 4 [U.G.4] – Depositi calcarenitici

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
-------------	------------	-------------	-------------------------------	---------	-------

32.00	5.00	---	22.00	70	0.40
-------	------	-----	-------	----	------

UNITA' GEOTECNICA 4 [U.G.4] – Depositi calcarei

Φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
38.00	160.00	---	24.00	300	0.32

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 § 0.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESSORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
10 m	U.G. 2b	z_w (m) Profondità falda superficiale: 5,0 m γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 24,00 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 29,0 c' (kPa) Coesione efficace: 4,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 30 ^(*) η Coefficiente di Poisson: 0,35
30 m	U.G. 3	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 26,1 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 25,0 c' (kPa) Coesione efficace: 8,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 40 ^(**) η Coefficiente di Poisson: 0,40

(*)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 30 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.

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 espone 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_Q	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 (7.1 e 7.2) 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	0,80	0,90	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	3	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
GEO (normal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
EQU	IEC	normal case	Normal EQU	7	0,90	0,80	0,90	1,50	1,50
	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	8	0,90	0,80	0,90	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 combinazione 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 della 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].

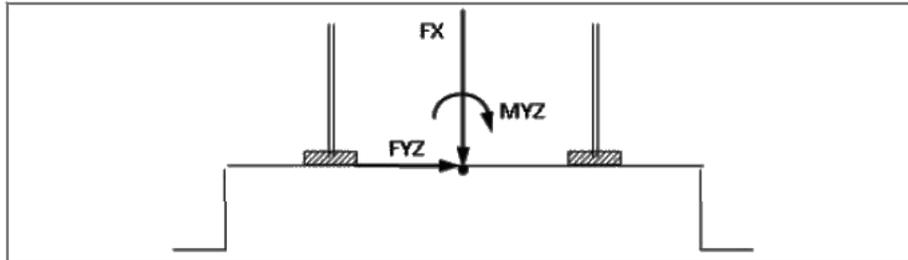


Figura 15: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T135-50A 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_p_s8	1,1	1899,37	-30,2	-8518,03	1899,61	10542,98	248324,9	848,69	248548,63

Table 3 SG 6.0-170 HH135m 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

Characteristics 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)
Dlc14_v90.0_p_000	1316,18	54,14	-7707,99	1317,29	2463,44	186812,5	294,48	186828,7

Table 4 SG 6.0-170 HH135m 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	1006,5	113,9	1007,01	-7544,75	20249,99	139551,8	139856,37	4991,2

Table 5 SG 6.0-170 HH135m Quasi Permanent Loads at tower bottom

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

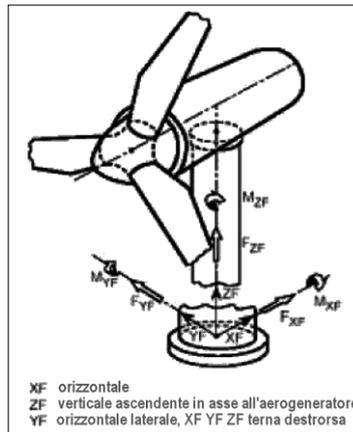


Figura 16: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

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 $D_e = 25,50$ m, spessore variabile da un minimo di 0,90 m sul bordo esterno, ad un massimo di 3,55 m.

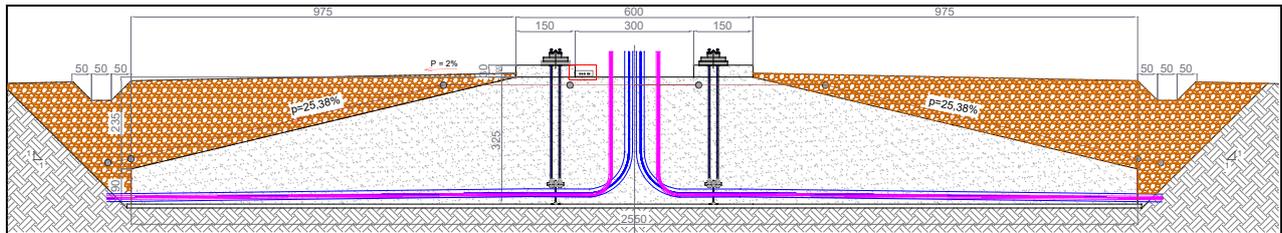


Figura 17: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA	
Diametro esterno fondazione	25.50 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
Altezza massima piedistallo	3.55 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0.50 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1.00%
Pendenza estradosso fondazione	21.54%

Tabella 6: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 20 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento).

8.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 23'626,74 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	4,95	48,70	613,99	12,90
4,95	6,90	72,59	1'419,79	20,01
6,90	8,85	96,49	2'562,26	27,17
8,85	10,80	120,38	4'041,39	34,35
10,80	12,75	144,27	5'857,20	41,54

Figura 8.18: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 14'494,63 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]	1.776,84	73,09	-10.405,79	3.325,64	252.196,88	397,55
Abnormal[Fc=1,1]	1.899,37	-30,20	-8.518,03	10.542,97	248.324,90	848,68

SCARICHI IN CONDIZIONI NORMAL (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal	1.316,18	54,14	-7.707,99	2.463,44	186.812,50	294,48
Abnormal	1.726,70	-27,45	-7.743,66	9.584,52	225.749,91	771,53

SCARICHI COND. OPERAZIONALI (IEC 64100)	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	
Operational		1.007,01	-7.544,75	139.856,37	4.991,20

Tabella 8.7: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 15

8.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

Nella tabella 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	6,36
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	7,16
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	11,32
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	5,07
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	6,39
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	10,72
EQU	Ribaltamento	7	IEC	normal case	Normal EQU	1,76
		8	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	1,98
	Sollevamento	9	IEC	normal case	Normal	1,79
		10	IEC	abnormal case	Abnormal	1,48
		11	IEC		Operational	1,01

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⁾.

SCARICHI AEROGENERATORE - NON FATTORIZZATI			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	7.544,75	7.707,99	7.743,66
Fxy	1.007,01	1.317,29	1.726,92
Mxy	139.856,37	186.828,74	225.953,28
AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	45.666,12	45.829,36	45.865,03
Fxy	1.007,01	1.317,29	1.726,92
Mxy	143.751,48	191.924,03	232.633,00

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

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

Tabella 8.10: Coefficienti di combinazione per la verifica di parzializzazione

VERIFICA DI PARZIALIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE			
Eccentricity	Operational	Normal	Abnormal
e [m]	3,148	4,188	5,072
(e / D)	0,123	0,164	0,199
(e / D) max	0,125	0,294	0,294
Checks			
FS	1,013	1,790	1,478

Tabella 8.11: 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 8.12: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnor. EQU
Mo (overturning) [kNm]	287.886,05	255.896,30
Ms (stabilizing) [kNm]	507.411,30	507.820,61
FS = Ms / Mo	1,763	1,984

Tabella 8.13: 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	0,80	0,90	1,50	1,50
Normal SLU1	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
Abnormal 1	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal 2	Abnormal 1	
Fz	42.159,64	64.018,70	42.191,74	60.974,74	

Fxy	1.975,94	1.975,94	1.899,61	1.899,61
Mxy	287.886,05	287.886,05	255.896,30	255.896,30

Tabella 8.14: Analisi scarichi in fondazione

Si effettuano le verifiche per le sole condizioni drenate, in considerazione del fatto che all'interno dello strato UG2b sono le uniche verificabili, in virtù della natura granulare del terreno.

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	1.430	224	6,394	> 1 OK
Normal SLU2	1.189	234	5,073	> 1 OK
Abnormal SLU1	1.453	203	7,163	> 1 OK
Abnormal SLU2	1.257	198	6,359	> 1 OK

Tabella 8.15: 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	0,80	0,90	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal 2		
Fz	42.159,64		42.191,74		
Fxy	1.975,94		1.899,61		
Mxy	287.886,05		255.896,30		

Tabella 8.11: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO

		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Normal SLU2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M _{xy}			287.886 kNm
Design torque moment	M _z			596,32 kNm
Design vertical load	F _z			42.160 kN
Design tangential load	H			1.976 kN
Radius	R			12,75 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		6,83 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		11,84 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		21,53 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		179,90 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,09 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		9,95 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		2.042,98 kN
Friction angle	φ'			29,0°
Struct.-ground friction	δ'		29° =	29,0°
Adhesion	c _a			4 kPa
Resistance factor	γ _R			1,100
Design sliding resist.	R _d	(F _z tan(δ) + A _{eff} c _a) / γ _R =		21.899 kN
Sliding check	FS	21899 / 2043 =		10,719 > 1 OK

Tabella 8.12: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Abnormal 2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M _{xy}			255.896 kNm
Design torque moment	M _z			437,30 kNm
Design vertical load	F _z			42.192 kN
Design tangential load	H			1.900 kN
Radius	R			12,75 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		6,07 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		13,37 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		22,43 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		213,48 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,92 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		11,28 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		1.946,39 kN
Friction angle	φ'			29,0°
Struct.-ground friction	δ'		29° =	29,0°
Adhesion	c _a			4 kPa
Resistance factor	γ _R			1,100
Design sliding resist.	R _d	(F _z tan(δ) + A _{eff} c _a) / γ _R =		22.037 kN
Sliding check	FS	22037 / 1946 =		11,322 > 1 OK

Tabella 8.13: 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		11,11 N/mm ²
Static Young modulus	E		30,00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0,35 -
Foundation radius	R		12,75 m
Thickness of layer	H		10,00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K_w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	4.492,93 kN/m ³

Tabella 8.19: 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:

$$Q_{MEDIA,SLE R} = 45'829,36 / (3,1416 * 12,75^2) = 89,74 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 89,74 / 4.492,93 \approx 2,00 \text{ cm.}$$

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, in combinazione rara, è valutato secondo Bowles:

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	30,00 N/mm ² 40,00 N/mm ² 30,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t1	(Layer 1)	10,00 m
Bending moment	M	(Rare)	191'924,03 kNm
Influence factor	I θ	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	1,94 mm/m

Tabella 8.20: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto il cedimento medio vale 20 mm mentre la rotazione vale 1,94 mm/m (49,47 mm per D=25,5m).

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 102 mm). 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 $G_{\text{dyn}} = 0.35 \rho \langle V_s \rangle^2$ 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	$\rho =$		2,40 kg/dm ³
Shear wave velocity (design value)	$\langle V_s \rangle =$		156,00 m/s
Poisson ratio	$\nu =$		0,35
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2,4 * 156^2 / 1000 =$	20,44 N/mm ²
Foundation radius	$R =$		12,75 m
Rotational stiffness	$K_r =$	$8 * 20,44 * 12,75^3 / 3 / (1-0,35) =$	173.825,87 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$		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.

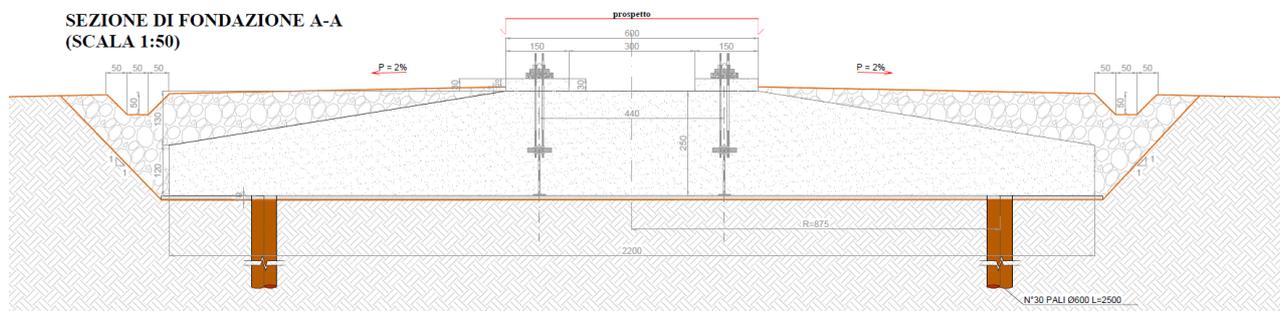


Figura 19: Geometria della fondazione su pali dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE SU PALI	
Diametro esterno fondazione	22,00 m
Diametro esterno piedistallo	6,00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	1,20 m
Spessore massimo della suola di fondaz.	3,50 m
Scalino esterno del piedistallo	0,30 m
Altezza massima piedistallo	3,80 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0,10 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	2,00%

Tabella 21 - Geometria del plinto su pali

Al di sotto del plinto è prevista l'esecuzione di uno strato di calcestruzzo magro di pulizia avente spessore variabile e comunque mai inferiore ai 10 cm.

In fase di progetto esecutivo dovrà verificarsi la necessità/opportunità di eseguire opere di drenaggio sul paramento dell'opera di fondazione in calcestruzzo degli aerogeneratori, per la captazione e l'evacuazione delle acque provenienti dai terreni.

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 sito specifici 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.