

VENTO SOLARE SRL
 VIA DELLA CHIMICA 103 - 85100
 POTENZA
 P.IVA 01981860768
ventosolareshrl@pec.it



CODE
SCS.DES.R.CIV.ITA.W.6411.004.00

PAGE
 1 di/of 30

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO SERRACAPRIOLA COMUNE DI SERRACAPRIOLA (FG)

RELAZIONE GEOTECNICA E INDICAZIONI PRELIMINARI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

File name: SCS.DES.R.CIV.ITA.W.6411.004.00_Relazione geotecnica e indicazioni preliminari sulle strutture di fondazione.docx

00	21/11/2023	EMISSIONE	SCS INGEGNERIA	SCS INGEGNERIA	SCS INGEGNERIA
			A. Calò	F. de Castro	A.Sergi
REV	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
IMPIANTO / Plant		CODE			
IMPIANTO EOLICO SERRACAPRIOLA		GROUP	FUNCTION	TYPE	DISCIPLINE
		SCS	DES	R	C I V I T A W
					6 4 1 1 0 0 4 0 0
CLASSIFICATION:		UTILIZATION SCOPE : PROGETTO DEFINITIVO			

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORME DI RIFERIMENTO	6
3	CRITERI DI CALCOLO	6
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
5	CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	8
5.1	CARATTERI GEOLOGICI e SUCCESSIONE STRATIGRAFICA	9
6	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	12
7	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	14
8	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	17
9	CRITERI DI VERIFICA	18
9.1	MODELLAZIONE	18
9.2	VERIFICHE ESEGUITE	18
9.3	APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	19
9.4	ANALISI DEI CARICHI.....	20
9.4.1	AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	20
10	FONDAZIONE DIRETTA	23
10.1	PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	23
10.2	PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO.....	23
10.3	RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	24
10.4	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	24
10.4.1	COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	24
10.4.2	GAPPING	24
10.4.3	RIBALTAMENTO	25
10.4.4	CARICO LIMITE	26
10.4.5	SLITTAMENTO	26
10.4.6	VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	28
10.4.7	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	29
10.4.8	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	30

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 4.1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale</i>	<i>7</i>
<i>Figura 4.2: Localizzazione dell'impianto a livello regionale</i>	<i>7</i>
<i>Figura 4.3: Individuazione su ortofoto dell'impianto in progetto</i>	<i>8</i>
<i>Figura 5.1: Carta geologica schematica dell'area di interesse progettuale – Area Parco.</i>	<i>10</i>
<i>Figura 5.2: Carta geologica schematica dell'area di interesse progettuale. – Area connessione e BESS.</i>	<i>11</i>
<i>Figura 6.1: Modello 3D dell'area oggetto di studio.</i>	<i>13</i>
<i>Figura 7.1: Ubicazione indagini geofisiche eseguite</i>	<i>15</i>
<i>Figura 9.1: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori</i>	<i>21</i>
<i>Figura 9.2: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche</i>	<i>22</i>
<i>Figura 10.1: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore.....</i>	<i>23</i>

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1-1: Coordinate aerogeneratori e relativa ubicazione catastale	5
Tabella 9-1.....	19
Tabella 9-2.....	19
Tabella 9-3: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto	20
Tabella 9-4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto	20
Tabella 9-5: Scarichi in fondazione secondo [5] - Extreme factored loads.....	21
Tabella 9-6: Scarichi in fondazione secondo [5] - Extreme unfactored loads.....	21
Tabella 9-7: Scarichi in fondazione secondo [5] - Normal loads (N).....	21
Tabella 9-8: Scarichi in fondazione secondo [5] - Abnormal loads (A).....	21
Tabella 9-9: Scarichi in fondazione secondo [5] - Quasi-permanent loads	21
Tabella 9-10: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica [5].....	22
Tabella 10-1: Geometria del plinto	23
Tabella 10-2: Carico del riempimento	23
Tabella 10-3: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 9.1	24
Tabella 10-4: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)	24
Tabella 10-5: Analisi scarichi in fondazione ad estradosso e intradosso plinto	25
Tabella 10-6: Coefficienti parziali e verifica di Gapping	25
Tabella 10-7: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento	25
Tabella 10-8: Verifica a ribaltamento	25
Tabella 10-9: Analisi scarichi in fondazione	26
Tabella 10-10: Verifica a carico limite in condizioni drenate - Per tutte le combinazioni	26
Tabella 10-11: Verifica a carico limite in condizioni non drenate - Per tutte le combinazioni	26
Tabella 10-12: Analisi scarichi in fondazione.....	26
Tabella 10-13: Verifica a slittamento - Combinazione Normal SLU2.....	27
Tabella 10-14: Verifica a slittamento - Combinazione Abnormal SLU2	27
Tabella 10-15: Valutazione della costante di Winkler	28
Tabella 10-16: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara	29

1 PREMESSA

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

L'area di progetto, oggetto di indagine, comprende n. 7 aerogeneratori (nel seguito WTG) e ricade nell'ambito del territorio comunale di Serracapriola (FG).

Gli aerogeneratori verranno opportunamente disposti nell'area di interesse e installati su torri tubolari di altezza al mozzo pari a 138 m. In aggiunta, la potenza nominale delle turbine previste nel nuovo impianto di Serracapriola sarà pari a massimo 6 MW.

Ai soli fini della determinazione della geometria delle opere di fondazione, è stato considerato un aerogeneratore tipo Nordex TS138-00 Delta 4000 - N163/6.X. 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.

Gli aerogeneratori sono localizzati nel Catasto Terreni del Comune di Serracapriola, come riportato nella tabella che segue:

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
Posizioni Aerogeneratori					
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
WTG 1	509825,14	4626986,16	SERRACAPRIOLA	31	102
WTG 2	509858,56	4626142,62	SERRACAPRIOLA	42	69
WTG 3	509662,00	4625446,02	SERRACAPRIOLA	42	22
WTG 4	509019,20	4625763,85	SERRACAPRIOLA	42	146
WTG 5	508644,91	4625399,56	SERRACAPRIOLA	42	29
WTG 6	508493,88	4624513,80	SERRACAPRIOLA	52	22
WTG 7	508501,91	4623783,32	SERRACAPRIOLA	52	13

Tabella 1-1: Coordinate aerogeneratori e relativa ubicazione catastale

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 foglio di calcolo e sono quelle previste dalla normativa citata.

4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento, nella sua totalità, si localizza nel territorio comunale di Serracapriola, per quanto concerne gli aerogeneratori, mentre le relative opere di connessione ricadono nei territori comunali di Serracapriola e Torremaggiore, entrambi appartenenti alla Provincia di Foggia.

La zona interessata dall'impianto si sviluppa in un'area collinare della Puglia sita a circa 16 km dalla costa Adriatica e 50 km a Nord-Est di Foggia, al confine con la Regione Molise.

Di seguito è riportato l'inquadramento territoriale dell'area di progetto a livello nazionale, regionale e, di dettaglio su ortofoto.

In particolare, le aree proposte per la realizzazione degli aerogeneratori impegnano la zona agricola nell'intorno delle strade provinciali SP480 ed SP376, che consentono, rispettivamente, il raggiungimento delle strade di accesso al gruppo di aerogeneratori WTG 01/02 e WTG 03/04/05/06/07.

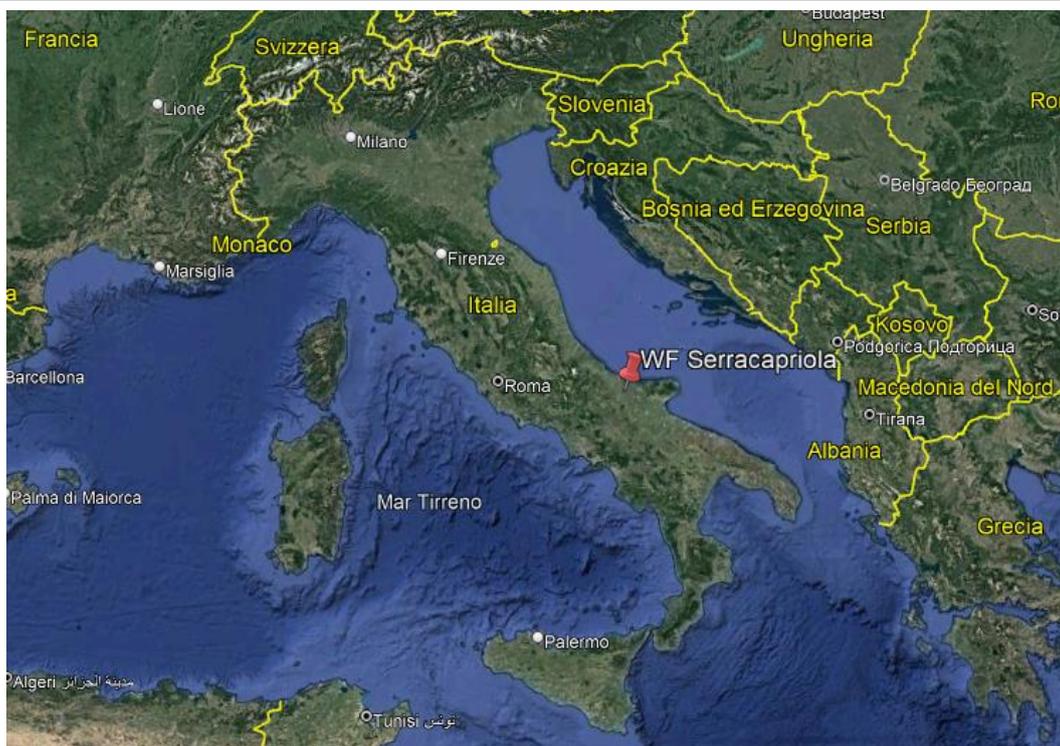


Figura 4.1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale

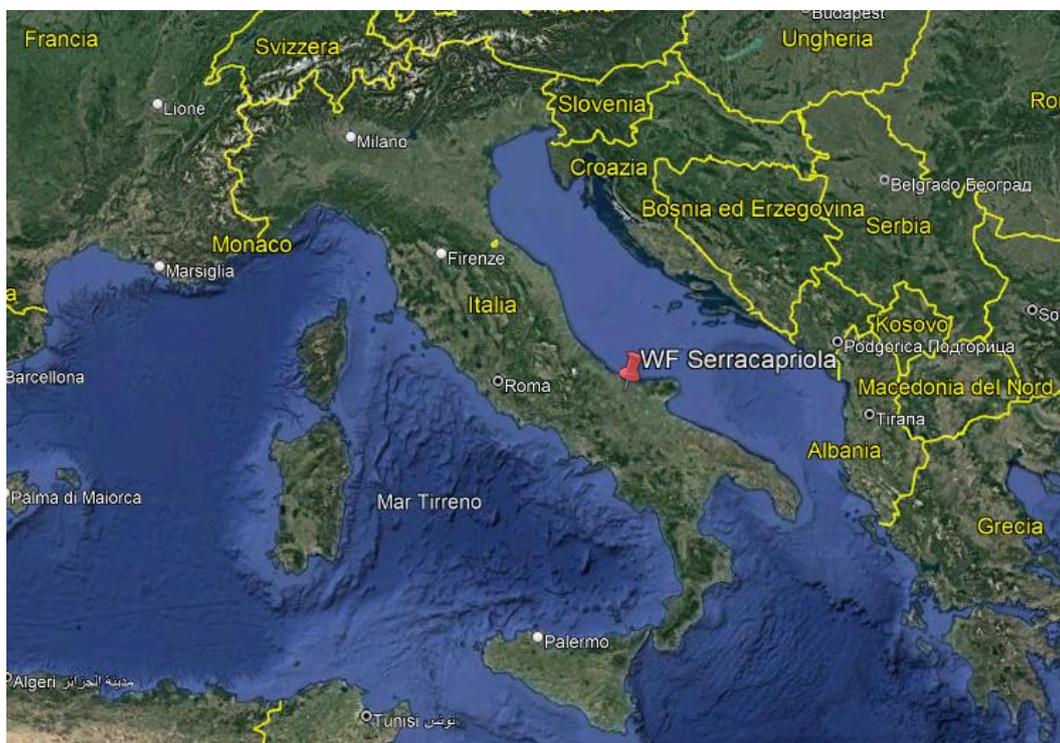


Figura 4.2: Localizzazione dell'impianto a livello regionale

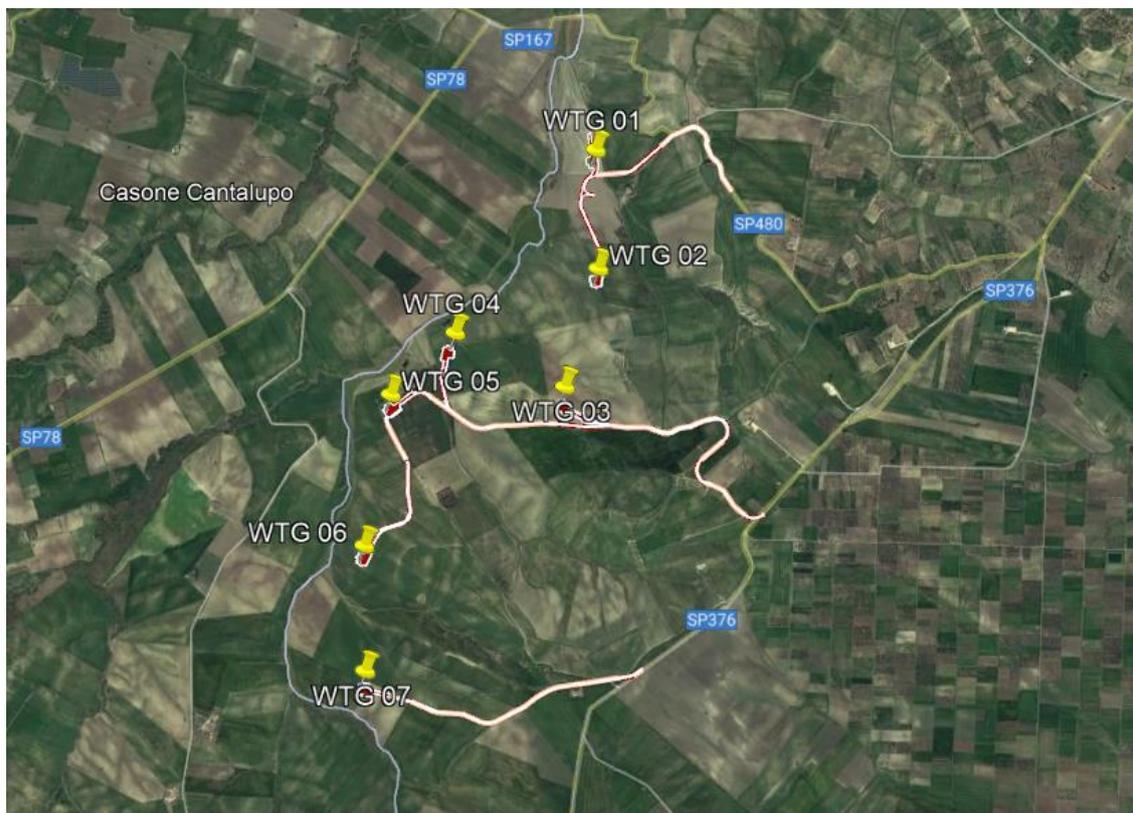


Figura 4.3: Individuazione su ortofoto dell'impianto in progetto

5 CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

L'area di interesse progettuale rientra nel distretto morfologico e geologico dell'estrema porzione settentrionale del 'Tavoliere di Puglia', che corrisponde come unità geologico-strutturale all'Avanfossa Adriatica racchiusa tra la Catena Appenninica (corrispondente ai Monti della Daunia) e l'Avampaese Apulo (rappresentato dal Promontorio del Gargano e l'Altopiano delle Murge).

Come emerso da più studi e pubblicazioni, la successione temporale della paleogeografia regionale può essere così sintetizzata:

- Formazione della Piattaforma Carbonatica Apula mesozoica-paleogenica;
- Successivamente al Miocene, frammentazione della Piattaforma e successiva individuazione dell'Avanfossa;
- Nel Pliocene-Pleistocene: fase di riempimento del bacino subsidente di Avanfossa;
- Nel tardo Pleistocene - Olocene: sollevamento tettonico regionale contemporaneo all'oscillazione glacio-eustatiche del livello marino con conseguente fase di terrazzamento e riempimento ad opera dei corsi d'acqua e/o bacini lacustri.

Il Basamento pre-pliocenico del Tavoliere è composto da un potente banco di rocce carbonatiche mesozoiche di facies di piattaforma che localmente possono presentarsi trasgressive coi depositi paleogenici delle 'Calcareniti di Peschici'. Dal Miocene, durante l'intensa fase di tettonogenesi appenninica, la piattaforma assume il ruolo di avampaese con la frammentazione delle sue parti estreme in direzione NO-SE: così si è formato l'esteso semigraben del Tavoliere (costituente l'Avanfossa) e l'horst del Gargano (l'Avampaese).

Di seguito, a partire dal Pliocene, si assiste al riempimento dell'Avanfossa con sedimenti

prevalentemente pelitici e sabbiosi di facies bacinale o distale di flussi torbidity provenienti dalla catena posta a NO; tale fase è accompagnata da una tettonica prevalentemente compressiva e da una tendenza alla subsidenza dell'Avanfossa, favorita dal peso del crescente pacco sedimentario.

Nel Pliocene superiore si assiste allo smembramento dell'Avanfossa in più bacini di sedimentazione ed il completamento del riempimento sedimentario: in affioramento si rilevano quasi esclusivamente terreni ascrivibili alla fase regressiva marina del Plio-Pleistocene.

Infine, a partire dal Quaternario, si assiste ad un innalzamento tettonico, i cui effetti sono da considerare e combinare con la concomitante variazione glacio-eustatica del livello medio marino: si riconoscono terrazzi marini posti oggi anche a 400 m s.l.m. e si sono registrate successive fasi di regressione marina che hanno comportato sedimentazione continentale di facies fluvio-lacustre, spesso disposta fino a quattro ordini di terrazzi, rispetto al fondovalle attuale dei corsi d'acqua.

5.1 CARATTERI GEOLOGICI E SUCCESSIONE STRATIGRAFICA

Nell'area di studio affiorano prevalentemente terreni di età Pliocenica e Pleistocenica che presentano la seguente successione stratigrafica dal basso verso l'alto (quindi dal più antico al più recente):

- **Argille marnose e siltoso-sabbiose**, riccamente fossilifere (Argille di Montesecco), ascrivibili al Pliocene Superiore - Pleistocene Inferiore;
- Coperture Fluvio-Lacustri dei Pianalti e del **I° Ordine di Terrazzi** (Pleistocene Medio);
- Coperture Fluviali del **II° Ordine di Terrazzi** (Pleistocene Medio - Olocene);
- Alluvioni prevalentemente limoso-argillose del **IV° Ordine di Terrazzi** (Pleistocene Medio - Olocene).

Tale sequenza è inquadrabile nel contesto regionale che prevede una fase di progressiva regressione marina accompagnata da innalzamento tettonico; in questo substrato, una volta che è iniziata la facies continentale con la regressione marina, si incomincia a sviluppare la rete idrica superficiale con larghi affioramenti di depositi fluviali e lacustri, non sempre ben distinguibili tra loro. In particolare, i sedimenti fluviali si presentano in genere disposti fino a quattro ordini di terrazzi.

Vengono nel seguito dettagliate le caratteristiche delle formazioni rilevate all'interno dell'area di interesse.

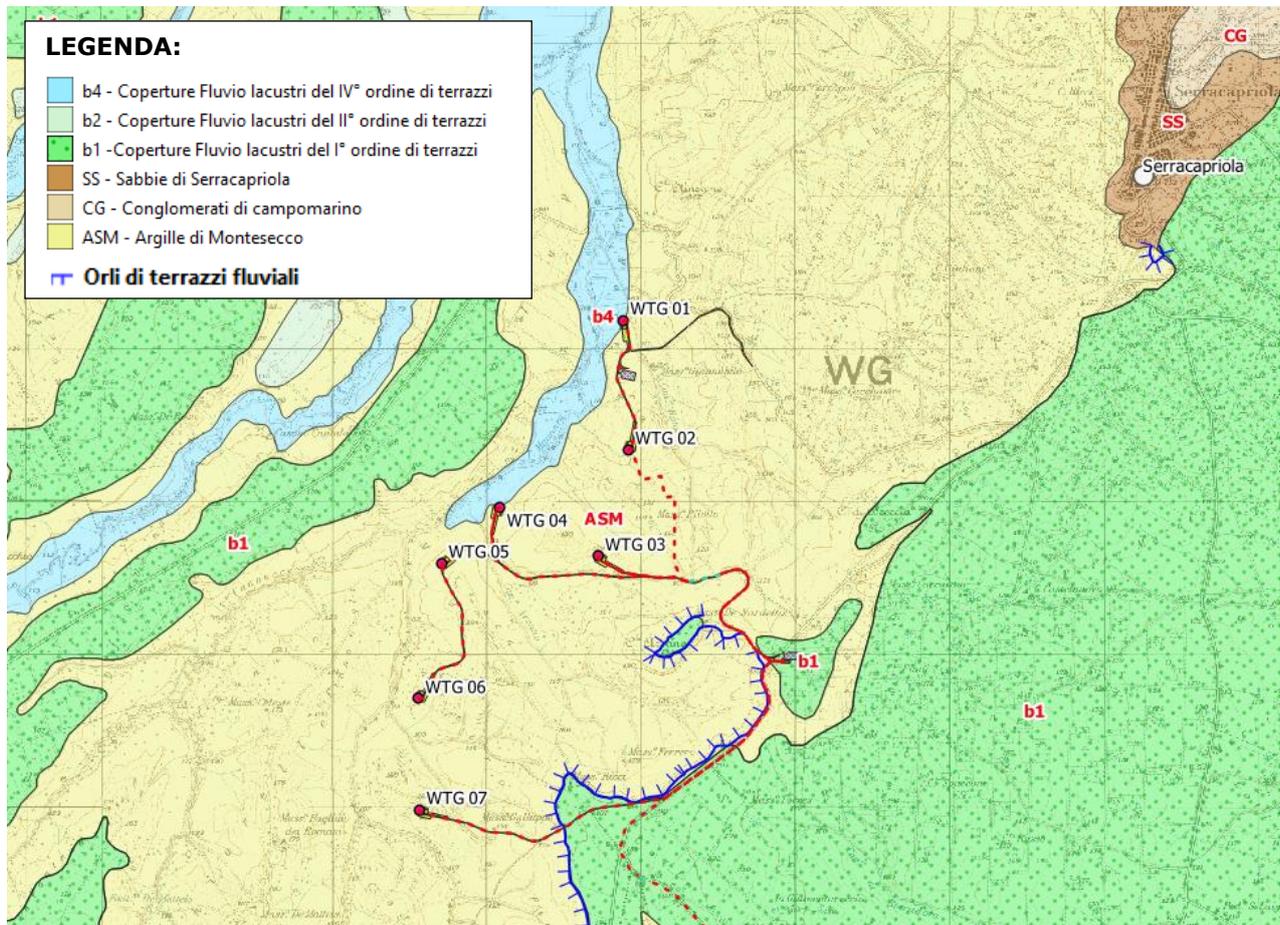


Figura 5.1: Carta geologica schematica dell'area di interesse progettuale – Area Parco.

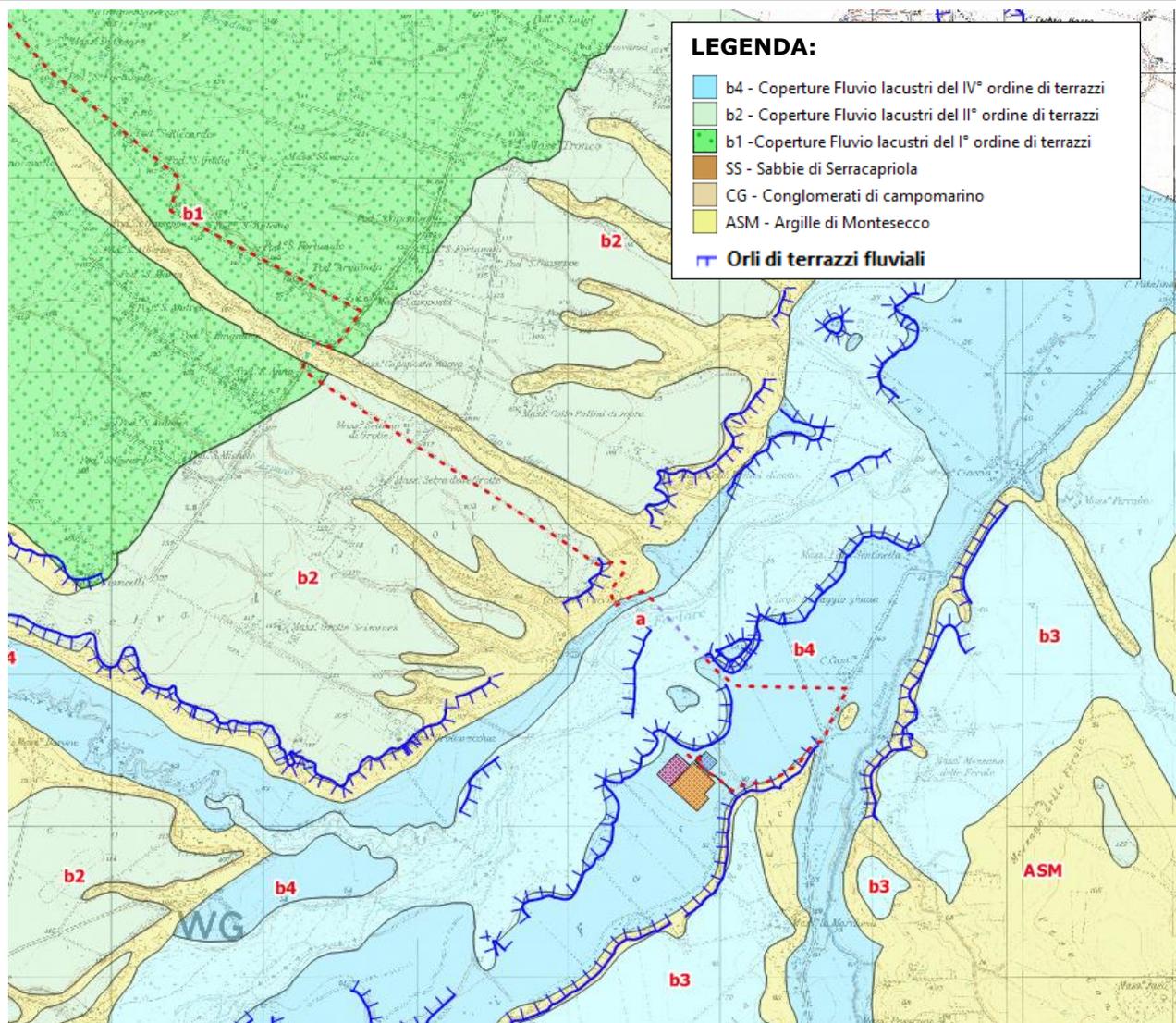


Figura 5.2: Carta geologica schematica dell'area di interesse progettuale. – Area connessione e BESS.

SUBSTRATO PLIOCENICO DI GENESI MARINA

Argille di Montesecco (Pliocene Sup.-Pleistocene Inf.)

Alla base della locale successione stratigrafica affiorante, si rileva tale formazione di genesi marina e composta di argille marnose e silto-sabbiose di colore grigio-azzurro, con sottili intercalazioni sabbiose (1-3 cm), più frequenti verso il tetto della formazione. Si presentano generalmente stratificate con strati di spessore variabile tra 10 cm e 30 cm. In alcuni casi si presentano con aspetto massivo; non si riconoscono strutture sedimentarie, ad eccezione di alcuni casi dove è presente laminazione piano parallela. Buon grado di bioturbazione con contenuto fossilifero ricco e rappresentato da molluschi bivalvi e gasteropodi.

Superficialmente possono presentarsi di colore giallastro per alterazione meteorica, con patine siltose e rare intercalazioni sabbiose che diventano più frequenti nel top della formazione, passando gradualmente alle sovrastanti Sabbie di Serracapriola.

Lo spessore complessivo di tale formazione è difficilmente valutabile in quanto il letto non è affiorante e per la rara presenza di un tetto netto: comunque da dati di perforazione profonda è possibile stimare la

potenza complessiva dell'ordine di 500 m nell'area tra Serracapriola e San Paolo di Civitate. Nell'agro di Serracapriola affiora diffusamente nel settore Nord ed Ovest (dove è presente il Monte Secco che dà il nome alla formazione) ed in corrispondenza di alcuni corsi d'acqua affluenti del Fiume Fortore.

Tale formazione costituisce il sedime di fondazione dell'intero parco eolico.

Coperture Fluvio-Lacustri dei Pianalti e del I° Ordine di Terrazzi (Pleistocene Medio)

Sono i depositi più antichi di genesi prettamente continentale, composti da ghiaie più o meno cementate, livelli lentiformi travertinosi con impronte di piante e gasteropodi, argille sabbiose, sabbie, calcari pulverulenti bianchi ricoperti in genere da 'terre nere' ad alto tenore humico. Tale formazione è composta quindi da depositi di genesi fluviale e/o lacustre formati quando la conformazione idrologica locale era ben diversa da quella attuale e molto dinamica, con alternanza di facies fluviale, deltizia e lacustre. Questo ordine di terrazzi affiora diffusamente nel settore orientale dell'agro di Serracapriola, parallelamente al tracciato del Fiume Fortore e alla quota indicativa di 100 m s.l.m..

Coperture Fluviali del II° Ordine di Terrazzi (Pleistocene Medio - Olocene)

Sono composti da ghiaie più o meno cementate, sabbie, argille sabbiose spesso ricoperte da 'terre nere', litologicamente molto simili al I° ordine ma posti a quota inferiore, in genere al di sotto di 100 m s.l.m. Affiorano sempre nel settore orientale con fascia allungata parallela al corso del F. Fortore (orientato SO-NE).

Alluvioni ghiaioso-sabbioso-argillose del III° Ordine di Terrazzi (Pleistocene Medio - Olocene)

Comprendono depositi più fini con prevalenza di sabbie e argille con rari livelli ghiaiosi. Lo spessore di tale formazione è dell'ordine di alcuni metri. Affiorano, sempre nel settore orientale dell'agro comunale, in una fascia allungata parallela al corso del F. Fortore (orientato SO-NE).

Alluvioni prevalentemente limoso-argillose del IV° Ordine di Terrazzi (Pleistocene Medio - Olocene)

Si tratta prevalentemente di limi, argille e sabbie provenienti dall'erosione dei sedimenti plio-pleistocenici degli ordini inferiori e presenta una potenza di oltre 10 metri e sono posti da una quota di 10 m s.l.m. gradualmente degradante verso la linea di costa. Localmente l'erosione operata da alcuni affluenti del Fiume Fortore ha fatto affiorare i terreni sottostanti ascrivibili alle Sabbie di Serracapriola ed Argille di Montesecco. Affiorano lungo il corso attuale e recente del fondovalle del F. Fortore.

Ghiaie, sabbie e argille dei fondivalle attuali (Olocene)

Si tratta prevalentemente ghiaie, sabbie e argille costituenti i sedimenti degli alvei in modellamento attivo e delle aree golenali degli stessi. Affiorano lungo il corso attuale del fondovalle del F. Fortore.

6 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio in studio, dal punto di vista geomorfologico, in un'ampia visione è caratterizzato da una conformazione di bassa collina dolcemente degradante, a partire dall'alto morfologico costituito dal

rilievo del Centro Storico di Serracapriola che raggiunge la quota di 269 m s.l.m., verso il Mare Adriatico posto a Nord e verso il fondovalle del F. Fortore e del T. Saccione posti rispettivamente a Est, Sud ed Ovest.

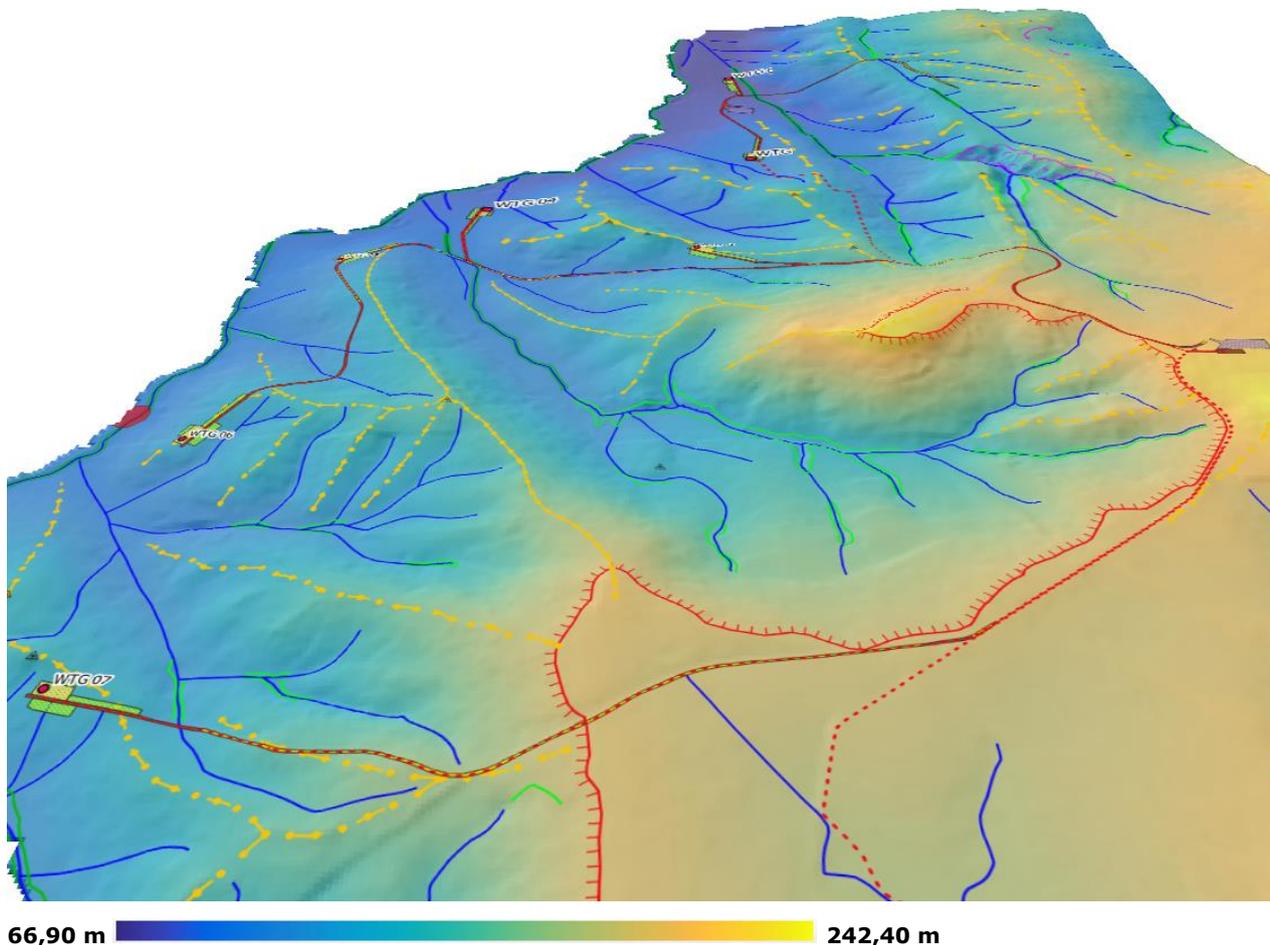


Figura 6.1: Modello 3D dell'area oggetto di studio.

Come noto, la conformazione del paesaggio è fortemente influenzato dalla litologia dei terreni affioranti: lì dove il substrato è composto da terreni pelitici-argillosi prevalgono le forme addolcite e basso pendenti, rispetto a terreni sabbio-conglomeratici che possono pure presentare salti di pendenza. Forme eversive di versante sono state rilevate di modesta entità e vastità soprattutto sui versanti occidentali impostati sulle Argille di Montesecco.

Il territorio è inciso, come detto, da due assi fluviali principali ad andamento SW-NE e sub-parallelo tra loro: il Saccione a Ovest ed il Fortore a Est, l'abitato di Serracapriola sorge proprio sullo spartiacque tra questi due bacini imbriferi.

I loro affluenti sono di carattere tipicamente stagionale con portate che si riducono molto nella stagione secca fino ad annullarsi quasi completamente. Il pattern è di tipo dendritico per i terreni argillosi mentre assume forme di parallelo per i settori sabbio-conglomeratici ed infine una conformazione a meandri nel fondovalle soprattutto del Fortore.

Tra i sedimenti argillosi e le coperture sabbio-conglomeratiche c'è una differenza di erodibilità: ciò

spiega le falesie e salti di pendenza che caratterizzano gli affioramenti delle sabbie e conglomerati (come quelli che circondano il nucleo abitato) e pendenze meno ripide per i terreni argillosi che possono affiorare con le tipiche forme calanchive, segni eloquenti di un elevato tasso di erosione, soprattutto lungo le sponde dei fiumi.

L'assetto idrogeologico del territorio in cui si inserisce l'area di interesse è condizionato in modo determinante dalle diverse caratteristiche litologiche e di permeabilità dei terreni localmente affioranti; la densità di drenaggio è generalmente bassa, a testimonianza della permeabilità d'insieme dei litotipi affioranti, alta in corrispondenza dei litotipi sabbiosi.

Nel territorio sono assenti cavità e grotte sotterranee.

I fenomeni di terrazzamento dei depositi alluvionali sono molto pronunciati ed evidenti per i ripiani più recenti e bassi: i terrazzi dei primi ordini più antichi sono ormai smussati, erosi e raccordati con falde di detrito basso-pendenti con i settori sottostanti ed appaiono asimmetrici rispetto l'asse vallivo attuale.

Nel complesso, il territorio è abbastanza uniforme dal punto di vista geomorfologico e non presenta particolari criticità con pochi salti di pendenza e con movimenti gravitativi limitati agli affioramenti argillosi, che di norma interessano in maniera diffusa le coltri superficiali (**Figura 6.1**).

7 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

La campagna di indagini geofisiche, 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. 3 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P;
- ✓ esecuzione di n. 3 indagini sismiche MASW, al fine di definire la $V_{s,eq}$ e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).

L'ubicazione, le metodologie di indagine e i report dettagliati sono riportati all'elaborato *SCS.DES.R.GEO.ITA.W.6411.003.00 - Indagini Geofisiche Preliminari*.

Le indagini sono state commissionate dal soggetto proponente, ed eseguite dalla ENGINEERING GEOLOGY SRL nel mese di ottobre 2023.

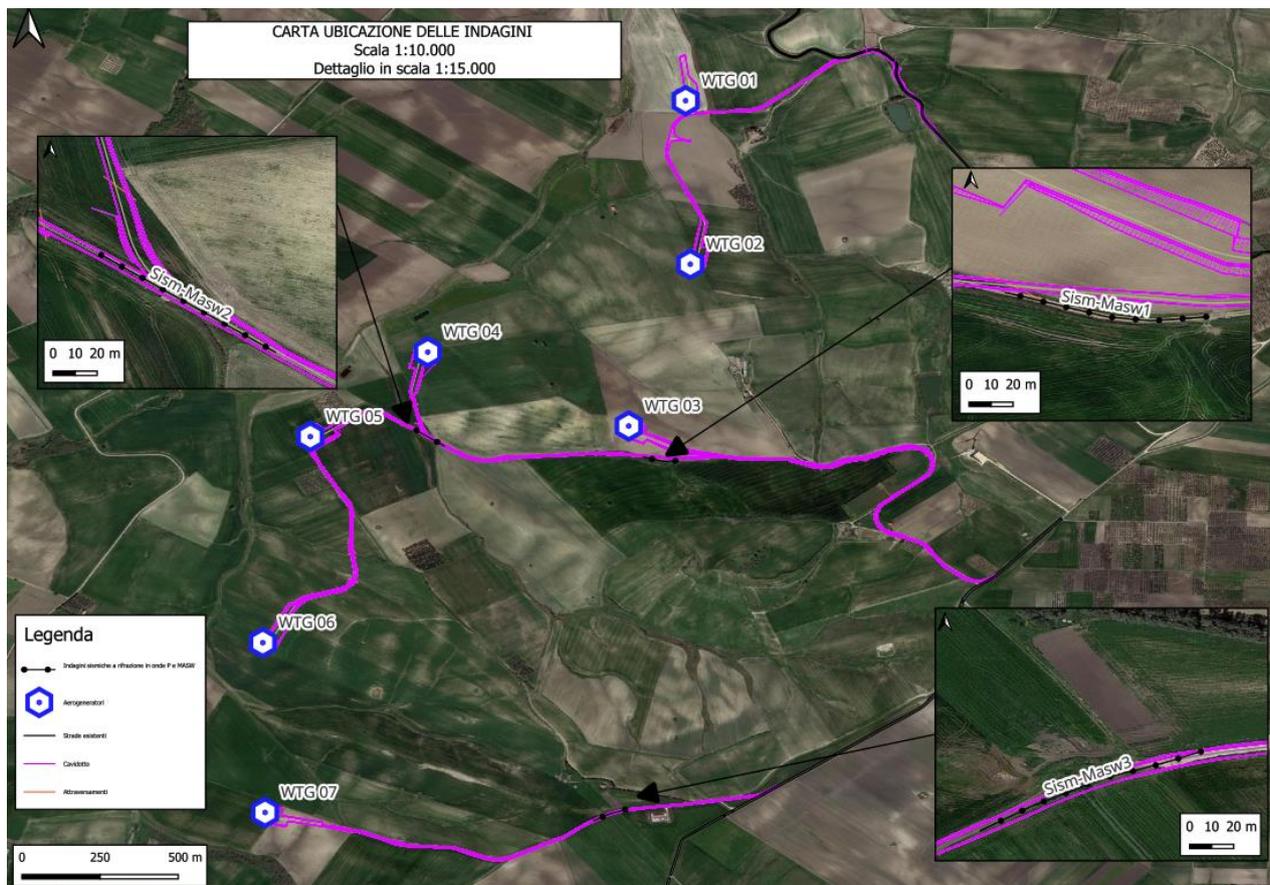


Figura 7.1: Ubicazione indagini geofisiche eseguite

Con l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17.01.2018), per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della $V_{s,eq}$, 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 e 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 classificazione del sottosuolo viene fatta sulla base delle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (espressa 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 -sesimo;

$V_{s,i}$ = 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. 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 la base sismica, è risultato essere in riferimento al piano campagna:

MASW 1

Spessore (m)	V_s (m/s) e deviazioni standard
3.0	158± 5
6.9	202± 8
20.0	401± 3

$$V_{s,eq} = (0.00 - 30.00) = 290,2 \text{ m/s}$$

MASW 2

Spessore (m)	V_s (m/s) e deviazioni standard
5.7	196± 3
21.0	366± 15
3.3	635± 56

$$V_{s,eq} = (0.00 - 30.00) = 327,3 \text{ m/s}$$

MASW 3

Spessore (m)	V_s (m/s) e deviazioni standard
4.8	186± 2
12	343± 16
13	651± 37

$$V_{s,eq} = (0.00 - 30.00) = 369 \text{ m/s}$$

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "SCS.DES.R.GEO.ITA.W.6411.002.00 - Relazione Geologica, Geomorfologica e sismica".

8 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:

Orizzonte 1 – TERRENO VEGETALE

Terreno vegetale prevalentemente argilloso-limoso

Orizzonte 3 – ORIZZONTE ARGILLOSO

Argille di Montesecco: argille marnose grigio azzurre.

Argille marnose e silto-sabbiose di colore grigio-azzurro, con sottili intercalazioni sabbiose (1-3 cm), più frequenti verso il tetto della formazione. Si presentano generalmente stratificate con strati di spessore variabile tra 10 cm e 30 cm. In alcuni casi si presentano con aspetto massivo; non si riconoscono strutture sedimentarie, ad eccezione di alcuni casi dove è presente laminazione piano parallela. Superficialmente possono presentarsi di colore giallastro per alterazione meteorica, con patine siltose e rare intercalazioni sabbiose. Costituiscono il sedime di fondazione di tutte le turbine eoliche in progetto.

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

Categoria di sottosuolo	C-B
Categoria Topografica	T1
Falda	Assente
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Globale Stabile Possibile Instabilità strato superficiale di copertura

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio, il quale è formato dai seguenti livelli geotecnici:

- ✚ UNITA' GEOTECNICA 0 [U.G.0] – TERRENO VEGETALE
- ✚ UNITA' GEOTECNICA 1 [U.G.1] – ARGILLE

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione di numerose prove (prove penetrometriche in foro di sondaggio, prove di laboratorio geotecnico) consultate e riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio e

del tutto comparabili in termini geotecnici.

In fase esecutiva dovranno essere comunque svolte specifiche indagini in sito volte alla definizione corretta dei parametri geotecnici sito-specifici.

In particolare è stata parametrizzata l'unità Geotecnica U.G. 1; l'unità geotecnica U.G. 0 costituita da terreno vegetale non è stato in questa fase oggetto di parametrizzazione, e comunque se ne sconsiglia l'utilizzo ai fini fondali, date le caratteristiche geotecniche estremamente scadenti.

UNITA' GEOTECNICA 1 [U.G.1] – ARGILLE [Fondazioni WTG]

ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
22.00-25.00	4.00-15.00	150-200	19.80-20.70	19.80-27.00

9 CRITERI DI VERIFICA

9.1 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 §10.4.6.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESSORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
40 m	U.G. 1	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 20,2 γ_{sat} (kN/m ³) Peso specifico: 23,4 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 23 c' (kPa) Coesione efficace: 7,0 C_u (kPa) Coesione non drenata: 150 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 25 η Coefficiente di Poisson: 0,40

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

9.2 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) valutazione dei cedimenti massimi assoluti e differenziali;
- 6) valutazione della rigidezza 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 (§9.4).

9.3 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 γ_F	EQU	A1	A2
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 9-1

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

Tabella 9-2

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 (9.1 e 9.2) 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 1,35	0,90 / 1,00
Vento aerogen.	Variabile aerogeneratore	[1] [5]	/ 1,10 1,50	1,00 / 1,10 1,50

Tabella 9-3: 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 §9.4; i coefficienti adottati sono in accordo con quanto riportato nella tabella precedente.

Tipo di combinazione				CdC N.	Coefficienti parziali delle azioni γ_r				
					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	1,35	1,35
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,50	1,35	1,35	1,35
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	0,80	0,90	1,35	1,35
EQU	IEC	normal case	Normal EQU	7	0,90	0,80	0,90	1,35	1,35
	IEC	abnormal case	Abnormal 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 9-4: 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.

La combinazione 7 è assunta come Caratteristica (Rare) e, pertanto a 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.

9.4 ANALISI DEI CARICHI

9.4.1 AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Il documento « 2018675EN_1_EC05_EN_Foundation-Delta4000-N163_6_X-TS138-00» - 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 e fattorizzati in accordo con quanto riportato nella tabella 3 al § 7.6.2.1 della norma [5] (sotto riprodotta come Tabella 9-10) sono di seguito riportati.

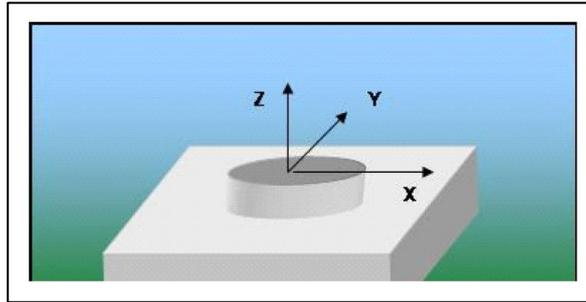


Figura 9.1: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme factored loads — Partial safety factor APPLIED

section: 0.00 m / Result ID: 4837712

Load	DLC	LC name	γ_f [-]	Mxy [kNm]	Δ Mxy [kNm]	MxyTotal [kNm]	Mz [kNm]	Fxy [kN]	Fz [kN]	
Mxy	absmax	1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000_B_05_12p0_6of6	1.35	206958	9093	216051	-3542	1650	-10347
Mz	absmax	2.2	IEC_Ed3_NCV_60_02020000_B_01_12p5_15of30	1.10	21578	9093	30671	12036	113	-8461
Fxy	absmax	1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000_B_05_12p0_6of6	1.35	190106	9093	199200	185	1860	-10310

Tabella 9-5: Scarichi in fondazione secondo [5] - Extreme factored loads

Extreme unfactored loads — Partial safety factor NOT applied

section: 0.00 m / Result ID: 4837712

Load	DLC	LC name	γ_f [-]	Mxy [kNm]	Δ Mxy [kNm]	MxyTotal [kNm]	Mz [kNm]	Fxy [kN]	Fz [kN]	
Mxy	absmax	2.3	IEC_Ed3_NCV_60_02030000_C_02_04_12p5_4of4	1.00	160799	9093	169892	647	1184	-7681
Mz	absmax	2.2	IEC_Ed3_NCV_60_02020000_B_01_12p5_15of30	1.00	19616	9093	28710	10942	103	-7692
Fxy	absmax	1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000_B_05_12p0_6of6	1.00	140820	9093	149913	137	1378	-7637

Tabella 9-6: Scarichi in fondazione secondo [5] - Extreme unfactored loads

Normal loads — Partial safety factor NOT applied

section: 0.00 m / Result ID: 4636169

Load	DLC	LC name	γ_f [-]	Mxy [kNm]	Δ Mxy [kNm]	MxyTotal [kNm]	Mz [kNm]	Fxy [kN]	Fz [kN]	
Mxy	absmax	1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000_B_05_12p0_6of6	1.00	153302	9093	162396	-2624	1222	-7664
Mz	absmax	1.4	IEC_Ed3_NCV_60_01040000_A_02_02_04_12p5_4of4	1.00	108860	9093	117953	8453	756	-7629
Fxy	absmax	1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000_B_05_12p0_6of6	1.00	140820	9093	149913	137	1378	-7637

Tabella 9-7: Scarichi in fondazione secondo [5] - Normal loads (N)

Abnormal loads — Partial safety factor NOT applied

section: 0.00 m / Result ID: 4636168

Load	DLC	LC name	γ_f [-]	Mxy [kNm]	Δ Mxy [kNm]	MxyTotal [kNm]	Mz [kNm]	Fxy [kN]	Fz [kN]	
Mxy	absmax	2.3	IEC_Ed3_NCV_60_02030000_C_02_04_12p5_4of4	1.00	160799	9093	169892	647	1184	-7681
Mz	absmax	2.2	IEC_Ed3_NCV_60_02020000_B_01_12p5_15of30	1.00	40829	9093	49922	10942	219	-7672
Fxy	absmax	2.3	IEC_Ed3_NCV_60_02030000_C_02_04_12p5_4of4	1.00	159141	9093	168234	758	1250	-7517

Tabella 9-8: Scarichi in fondazione secondo [5] - Abnormal loads (A)

Quasi-Permanent Loads

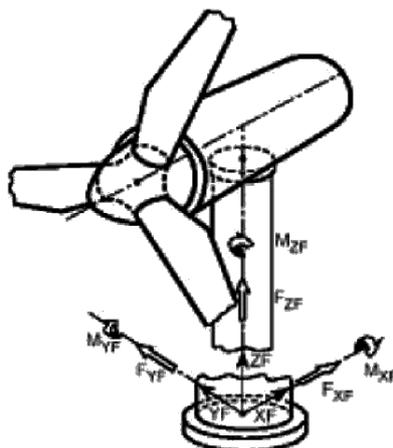
Result ID: 4626468

γ_f [-]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	Fxy [kN]	Fz [kN]
1.0	130380.5	-3081.1	1001.3	-7771.0

Tabella 9-9: Scarichi in fondazione secondo [5] - Quasi-permanent loads

Unfavourable loads			Favourable ⁹ loads
Type of design situation (see Table 2)			All design situations
Normal (N)	Abnormal (A)	Transport and erection (T)	
1,35*	1,1	1,5	0,9

Tabella 9-10: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica [5]



XF orizzontale
 ZF verticale ascendente in asse all'aerogeneratore
 YF orizzontale laterale, XF YF ZF terna destrorsa

Figura 9.2: 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.

10 FONDAZIONE DIRETTA

La fondazione tipica dell'aerogeneratore sarà in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 25,00$ m, spessore variabile da un minimo (sul bordo esterno) a un massimo in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte di elevazione della torre.

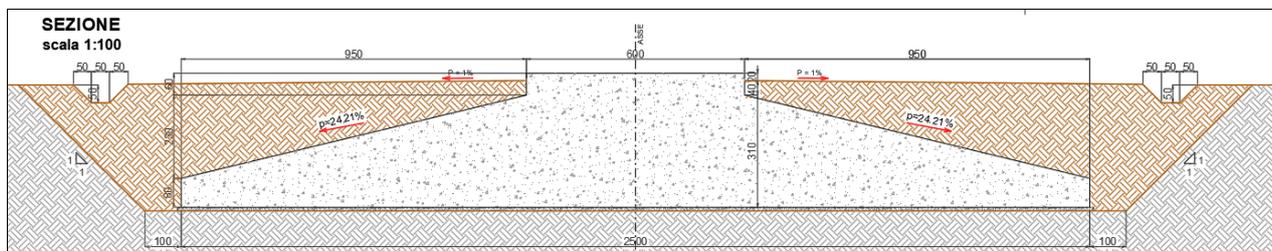


Figura 10.1: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA	
Diametro esterno fondazione	25.00 m
Diametro esterno piedistallo	6.00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	0.80 m
Spessore massimo della suola di fondazione	3.10 m
Scalino esterno del piedistallo	0.60 m
Altezza massima piedistallo	3.70 m
Spessore minimo di ricoprimento fondazione	0.40 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1.00 %
Pendenza estradosso fondazione	24.21 %

Tabella 10-1: 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). Lo spessore minimo del plinto, sul perimetro, è di 80 cm.

10.1 PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 22.449,95 kN.

10.2 PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

È previsto un ritombamento al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenato di buone caratteristiche meccaniche. Si assume un peso di volume pari a 18 kN/m^3 , 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	4,90	47,16	541,81	11,49
4,90	6,80	69,84	1349,39	19,32
6,80	8,70	92,52	2517,21	27,21
8,70	10,60	115,20	4045,12	35,11
10,6	12,50	137,88	5933,15	43,03

Tabella 10-2: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 14.071,8 kN.

10.3 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]	1.649,70	0,00	-10.346,40	0,00	219.234,60	-3.542,40
Abnormal [Fc=1,1]	1.302,40	0,00	-8.449,10	0,00	186.881,20	711,70

SCARICHI IN CONDIZIONI NORMAL (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal	1.222,00	0,00	-7.664,00	0,00	162.396,00	-2.624,00
Abnormal	1.184,00	0,00	-7.681,00	0,00	169.892,00	647,00

SCARICHI COND. OPERAZIONALI (IEC 64100)	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Operational	1.001,30	-7.771,00	130.380,50	-3.081,10

Tabella 10-3: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 9.1

10.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.4.1 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	2,61
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2,33
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	11,39
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	2,20
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	2,09
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	7,59
EQU	Ribaltamento	7	IEC	Normal case	Normal EQU	2,13
		8	IEC	Abnormal case	Abnorm. EQU	2,50
	Sollevamento	9	IEC	Normal case	Normal	1,95
		10	IEC	Abnormal case	Abnormal	1,86
		11	IEC		Operational	1,03

Tabella 10-4: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

10.4.2 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 e non superiore a $0,1255 D_e$ - essendo D_e 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	7.771,00	7.664,00	7.681,00
Fxy	1.001,30	1.222,00	1.184,00
Mxy	130.380,50	162.396,00	169.892,00
AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	44.292,78	44.185,78	44.202,78
Fxy	1.001,30	1.222,00	1.184,00
Mxy	134.087,31	166.919,84	174.275,17

Tabella 10-5: 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]	3,03	3,78	3,94
(e/D)	0,121	0,151	0,158
(e/D) _{max}	0,125	0,294	0,294
Checks			
FS	1,032	1,946	1,864

Tabella 10-6: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

10.4.3 RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

CdC	Peso Proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0,90	0,80	0,90	1,35	1,35
Abnormal EQU	0,90	0,80	0,90	1,10	1,10

Tabella 10-7: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnormal EQU
Mo (overturning) [kNm]	225.341,79	191.702,68
Ms (stabilizing) [kNm]	479.500,26	479.691,51
FS = Ms / Mo	2,128	2,502

Tabella 10-8: Verifica a ribaltamento

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

10.4.4 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	1,35	1,35
Normal SLU1	1,30	1,50	1,35	1,35	1,35
Abnormal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
Abnormal SLU1	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal SLU2	Abnormal SLU1	
Fz	40.605,02	60.639,08	40.620,32	58.741,78	
Fxy	1.649,70	1.649,70	1.302,40	1.302,40	
Mxy	225.341,79	225.341,79	191.702,68	191.702,68	

Tabella 10-9: Analisi scarichi in fondazione

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	702	197	3,563	> 1 OK
Normal SLU2	610	182	3,345	> 1 OK
Abnormal SLU1	733	178	4,115	> 1 OK
Abnormal SLU2	664	156	4,257	> 1 OK

Tabella 10-10: Verifica a carico limite in condizioni drenate - Per tutte le combinazioni

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	411	197	2,086	> 1 OK
Normal SLU2	402	182	2,203	> 1 OK
Abnormal SLU1	414	178	2,325	> 1 OK
Abnormal SLU2	408	156	2,615	> 1 OK

Tabella 10-11: Verifica a carico limite in condizioni non drenate - Per tutte le combinazioni

10.4.5 SLITTAMENTO

Di seguito si 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	1,35	1,35
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal SLU2		
Fz	40.605,02		40.620,32		
Fxy	1.649,70		1.302,40		
Mxy	225.341,79		191.702,68		

Tabella 10-12: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO

		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	WTG - Layer 1	Normal SLU2
Cohesion	c'			7 kPa
Design bending moment	M _{xy}			225.342 kNm
Design torque moment	M _z			3.542,40 kNm
Design vertical load	F _z			40.605 kN
Design tangential load	H			1.650 kN
Radius	R			12,50 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		5,55 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		13,90 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		22,40 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		222,80 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,95 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		11,76 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		2.065,44 kN
Friction angle	φ'			23,0°
Struct.-ground friction	δ'			23,0°
Adhesion	c _a			0 kPa
Resistance factor	γ _R			1,100
Design sliding resist.	R _d	[F _z tan(δ) + A _{eff} c _a] / γ _R =		15.669 kN
Sliding check	FS	15668,92 / 2065,44 =		7,586 > 1 OK

Tabella 10-13: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU2

		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	WTG - Layer 1	Abnormal SLU
Cohesion	c'			7 kPa
Design bending moment	M _{xy}			191.703 kNm
Design torque moment	M _z			711,70 kNm
Design vertical load	F _z			40.620 kN
Design tangential load	H			1.302 kN
Radius	R			12,50 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		4,72 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		15,56 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		23,15 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		260,64 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		19,69 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		13,24 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		1.376,69 kN
Friction angle	φ'			23,0°
Struct.-ground friction	δ'			23,0°
Adhesion	c _a			0 kPa
Resistance factor	γ _R			1,100
Design sliding resist.	R _d	[F _z tan(δ) + A _{eff} c _a] / γ _R =		15.675 kN
Sliding check	FS	15674,82 / 1376,69 =		11,386 > 1 OK

Tabella 10-14: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU2

10.4.6 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		8,93 N/mm ²
Static Young modulus	E		25,00 N/mm ²
Poisson ratio	v		0,40 -
Foundation radius	R		12,50 m
Thickness of layer	H		40,00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K_w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	2.122,07 kN/m ³

2122

Survey WTG

$K_w =$

2.122,00 kN/m³

Tabella 10-15: Valutazione della costante di Winkler

10.4.7 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:

$$Q_{MEDIA, SLE R} = 44.292,78 / (3,1416 * 12,50^2) = 91 \text{ kN/m}^2$$

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:

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 91 / 2.122,00 \approx 4,29 \text{ cm.}$$

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:

VALUTAZIONE DEL CEDIMENTO DIFFERENZIALE (ROTAZIONE)

n. stratigraphy 1

Parameter	Survey	WTG	Value
Poisson ratio	v		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	25,00 N/mm ²
		(Layer 2)	0,00 N/mm ²
		(mean value)	25,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t1	(Layer 1)	40,00 m
Bending moment	M	(Rare)	166.919,84 kNm
Influence factor	I _θ	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2) M}{E B^2 L} I_{\theta}$	2,15 mm/m

Tabella 10-16: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto, il cedimento medio vale 42,9 mm mentre la rotazione vale 2,15 mm/m (53,75 mm per D=25,00 m).

Con riferimento alla trattazione di Sowers (1962), si può assumere per strutture assimilabili a WTG (ciminiera 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 100 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.

10.4.8 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:

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

- G_{dyn} = 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	$\rho =$		2,02 kg/dm ³
Shear wave velocity (design value)	$\langle V_s \rangle =$		196,59 m/s
Poisson ratio	$\nu =$		0,40
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2,02 * 196,59^2 / 1000 =$	27,32 N/mm ²
Foundation radius	$R =$		12,50 m
Rotational stiffness	$K_r =$	$8 * 27,32 * 12,5^3 / 3 / (1-0,4) =$	237.176,12 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$		140.000,00 MNm/rad
CHECK			OK