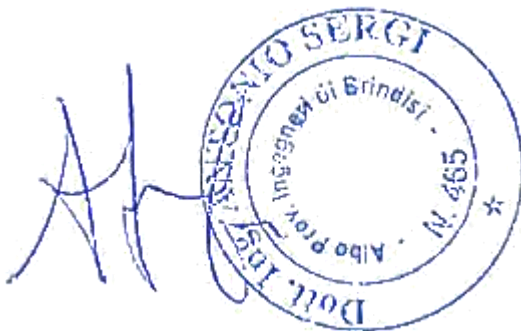


TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

“IMPIANTO EOLICO SERRACAPRIOLA”

RELAZIONE GEOTECNICA



REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
02	07/05/2021	REVISIONE FINALE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
01	12/03/2021	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
00	22/02/2021	EMISSIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)

GRE VALIDATION

F.TAMMA	CIRILLO	F.TAMMA
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO SERRACAPRIOLA	GRE-CODE																			
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION										
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	2	2	8	0	0	0	2	0	0	2

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

INDEX

1. PREMESSA	3
2. NORME DI RIFERIMENTO	4
3. CRITERI DI CALCOLO	5
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
5. CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	9
5.1. CARATTERI GEOLOGICI LOCALI E SUCCESSIONE STRATIGRAFICA	10
6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	15
7. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	18
8. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	19
9. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	24
10. CRITERI DI VERIFICA.....	26
10.1. MODELLAZIONE	26
10.2. VERIFICHE ESEGUITE	26
10.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	26
10.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA.....	28
11. SOLUZIONE 1: FONDAZIONE DIRETTA	31
11.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	32
11.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	32
11.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	32
11.4. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	33
11.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	33
11.4.2. CARICO LIMITE	33
11.4.3. SLITTAMENTO	34
11.4.4. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	35
11.4.5. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	35
11.4.6. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	36
12. SOLUZIONE 2: FONDAZIONE SU PALI	38
12.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	40
12.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	40
12.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	40
12.4. azioni risultati all'intradosso della fondazione	41
12.5. analisi scarichi sui pali	41
12.6. VERIFICHE di portanza assiale dei pali	43
13. CONCLUSIONI.....	45

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, comprendente n. 8 aerogeneratori (nel seguito WTG) e, ricade nell'ambito del territorio amministrato del Comune di Serracapriola in Provincia di Foggia.

Gli aerogeneratori che verranno installati nel nuovo impianto di Serracapriola 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. Gli aerogeneratori, sono localizzati nel Catasto Terreni dei Comuni di Serracapriola come riportato in Tabella 1.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
1	510904	4627367	SERRACAPRIOLA	22	56/251
2	510662	4628319	SERRACAPRIOLA	22	35
3	510693	4628832	SERRACAPRIOLA	22	32/322
4	510934	4629296	SERRACAPRIOLA	14	26
5	511310	4629677	SERRACAPRIOLA	15	84
6	510982	4631344	SERRACAPRIOLA	15	48
7	511515	4630298	SERRACAPRIOLA	15	17
8	511179	4631868	SERRACAPRIOLA	15	120

Tabella 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



GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15228.00.020.02

PAGE

5 di/of 45

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 10.1. Le verifiche condotte sono quelle previste dalla normativa citata.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Le aree proposte per la realizzazione del parco eolico in progetto sono ubicate nel territorio comunale di Serracapriola, in provincia di Foggia, Regione Puglia. L'area, dal punto di vista orografico è tipo collinare ed situata a circa 12 km dalla costa adriatica e a circa 50 km a nord-ovest del capoluogo regionale Foggia.



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

Per quanto concerne le quote topografiche, variano da un massimo di circa 180 m s.l.m. (zona WTG1 ad un minimo di circa 120 m s.l.m. (zona WTG08). In generale le quote topografiche tendono a degradare da Sud verso Nord.

Cartograficamente l'area è ricompresa all'interno delle tavolette I.G.M. alla scala 1:50.000 denominate "CAMPOMARINO" Foglio 382 e "TORREMAGGIORE" Foglio 395. Alla scala 1:25.000 il sito di interesse ricade nelle tavolette I.G.M. 155 - IV SE (CHIEUTI), 155 - III NE (SERRACAPRIOLA) e 155 - NO (URURI).

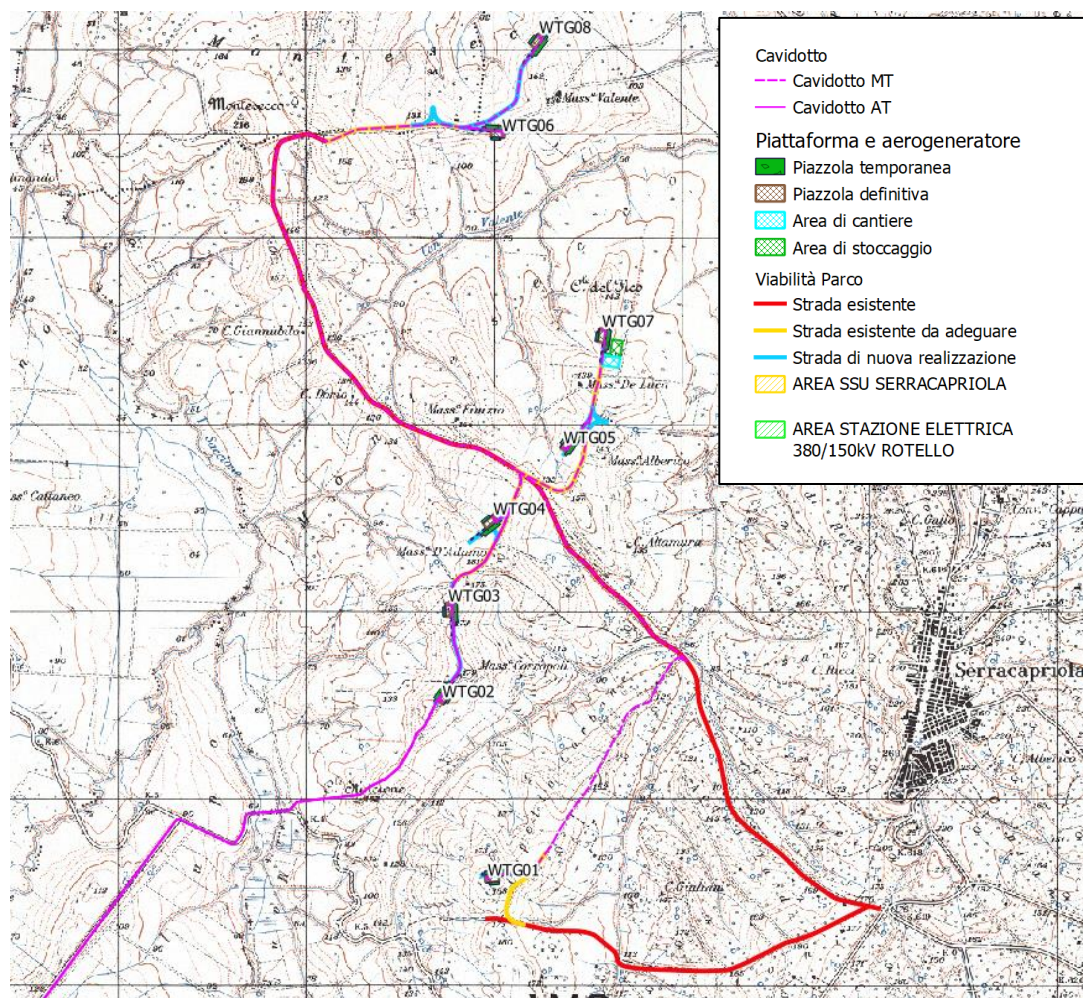


Figura 2 - Individuazione su stralcio IGM (figura sopra: area parco eolico; figura sotto: opere di connessione).

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

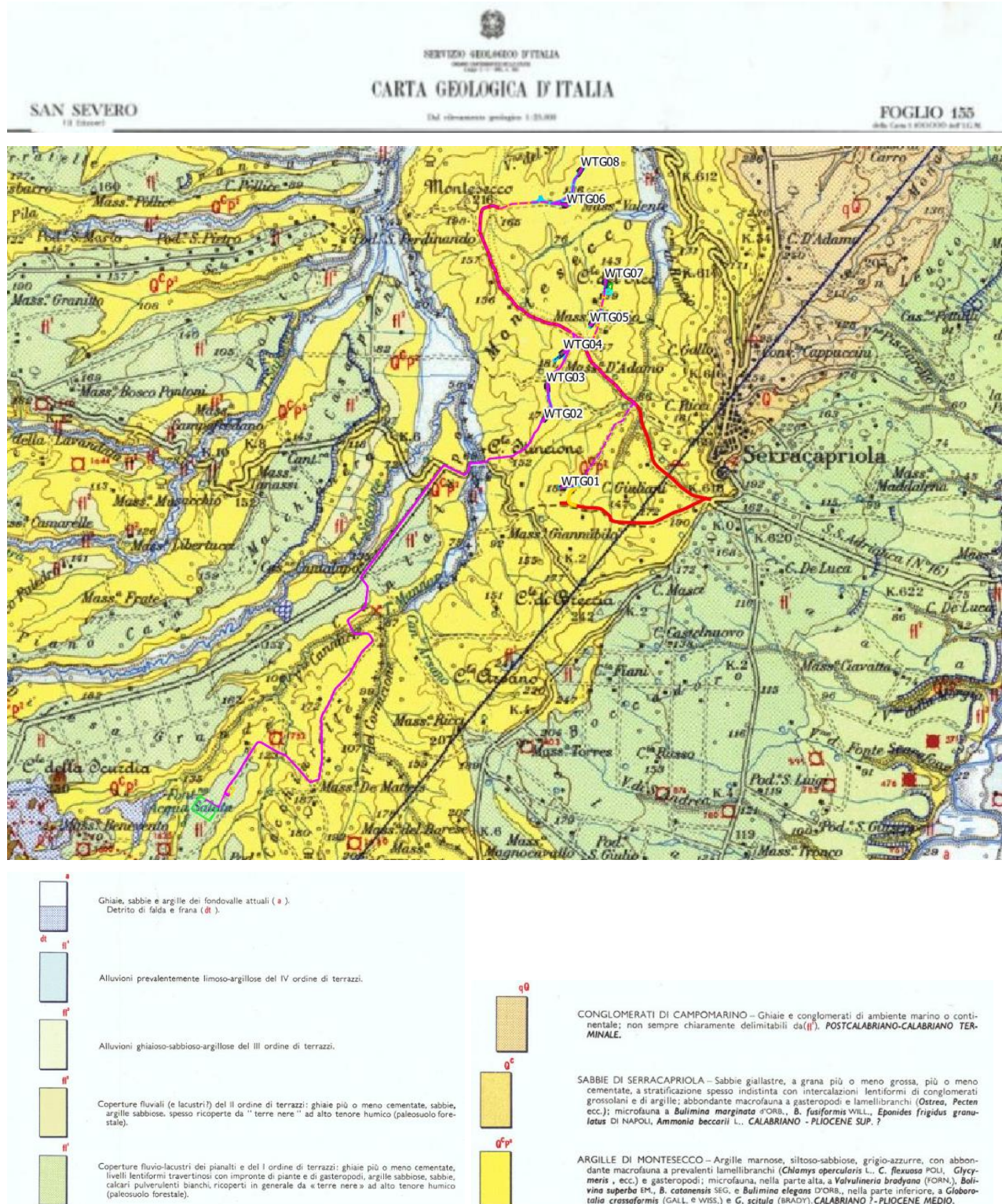


Figura 3: Inquadramento su cartografia geologica – Foglio 155 (San Severo) della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

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 'Calcareni 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 LOCALI 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;
- Sabbie (Sabbie di Serracapriola) più o meno cementate, con lenti di conglomerati ed argille, datate al Pliocene Superiore – Pleistocene Inferiore;
- Ghiaie e conglomerati (Conglomerati di Campomarino) di facies marina al letto della formazione per diventare di ambiente continentale verso il top ed ascrivibili al Pleistocene Medio.



Figura 4: Contatto stratigrafico fra le Argille di Montesecco (ASM) e le sabbie di Serracapriola (SS).

Tale sequenza è inquadrabile nel contesto regionale che prevede una fase di progressiva regressione marina accompagnata da innalzamento tettonico: ad esempio i Conglomerati di Campomarino, che chiudono la sequenza stratigrafica, si rinvengono solo in alcuni alti topografici lasciando supporre una loro erosione o mancata deposizione in aree a quota inferiore.

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.

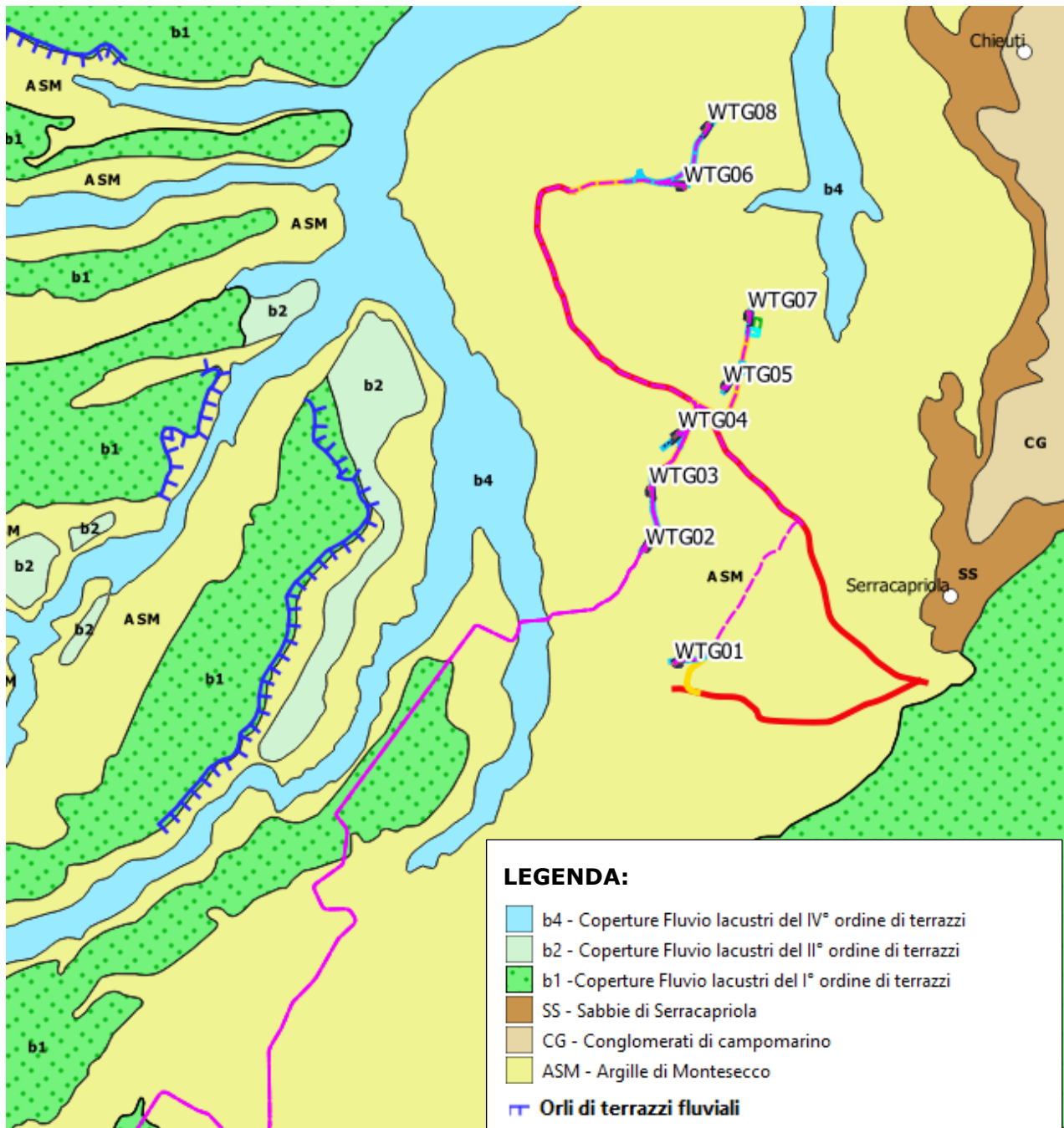


Figura 5: carta geologica schematica dell'area di interesse progettuale.

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.



Figura 6: Tipico versante impostato sulle Argille di Montesecco, caratterizzato dalle tipiche forme dolci collinari. Vista all'interno dell'area di installazione del parco eolico.

Sabbie di Serracapriola (Pleistocene Inf.)

Dalle Argille di Montesecco, si rileva un passaggio graduale ed in successione a tale formazione

composta a prevalenza di sabbie giallastre, a grana più o meno grossolana, più o meno cementate, spesso con intercalazioni anche importanti lentiformi di conglomerati grossolani e di argille con abbondante macrofauna, a gasteropodi e lamellibranchi, e/o microfauna.

Le sabbie sono in genere giallastre quarzose in grossi banchi e a luoghi sono presenti intercalazioni di arenarie in genere ben cementate e/o di argille biancastre o verdognole e/o livelli lentiformi di conglomerati con elementi arenacei e calcareo-marnosi.

Poggiano in concordanza e senza contatti tettonici sulle Argille di Montesecco (Figura 15): tra le argille e le sabbie il limite stratigrafico appare spesso graduale e non perfettamente identificabile ma che convenzionalmente si pone in corrispondenza della base dei banchi sabbiosi più potenti e con intercalazioni arenacee. Questa formazione, il cui spessore è valutato dell'ordine dei 30 metri, affiora diffusamente in corrispondenza del Centro Storico di Serracapriola.

Tale formazione non si rileva in affioramento all'interno delle aree di interesse progettuale.



Figura 7: Affioramento delle Sabbie di Serracapriola immediatamente alla base del lato Sud dell'abitato.

Conglomerati di Campomarino (Pleistocene Medio)

Si tratta della Formazione che chiude la successione del substrato geologico di facies marina. Trattasi di ghiaie e conglomerati di ambiente di deposizione dal marino al continentale; si compongono di lenti e letti di ghiaie, più o meno cementate, talvolta con livelli di conglomerati compatti. A luoghi sono presenti sabbie a stratificazione incrociata ed intercalazioni di argille verdastre. Gli elementi conglomeratici è di litologia molto varia essendo eterogenee le rocce di origine ed in genere si presentano arrotondati ed appiattiti.

Il passaggio con le sottostanti Sabbie di Serracapriola è tipicamente concordante e graduale, con cenno di discordanza solo nelle aree più pendenti interne. Lo spessore raggiunge i 20 metri in prossimità della linea di costa, dove sono evidenti vecchie scarpate di abrasione marina.

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 formatisi 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..

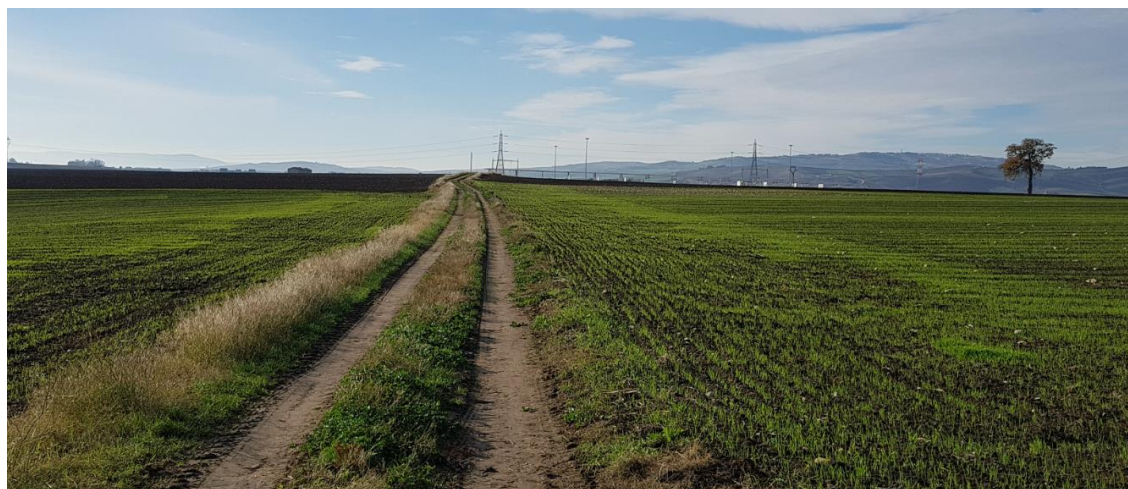


Figura 8: Affioramento dei depositi terrazzati del I Ordine lungo il percorso del cavidotto MT.

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.



Figura 9: Depositi alluvionali del IV Ordine di Terrazzo all'interno dell'alveo del Saccione. (ASM: Argille di Montesecco; b4: Depositi alluvionali del IV ordine dei terrazzi).

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 i fondovalli del F. Fortore e T. Saccione posti rispettivamente a Est, Sud ed Ovest.

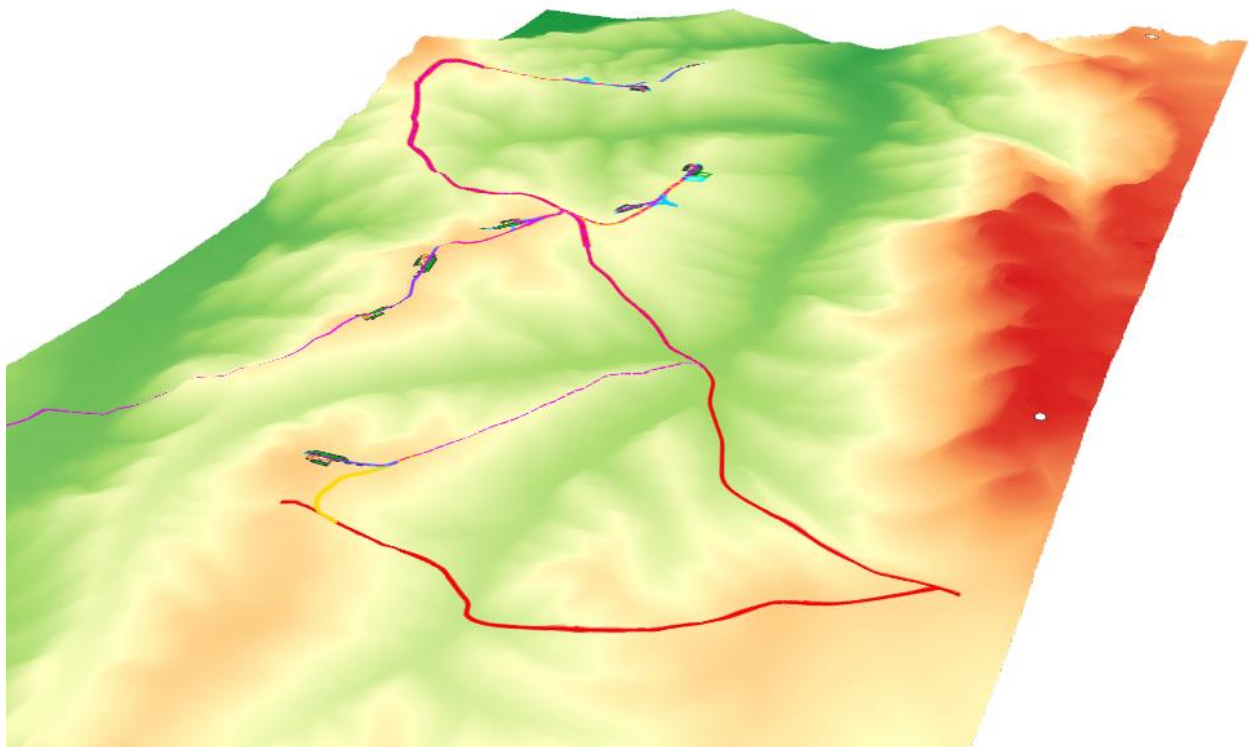


Figura 10: Modello 3D dell'area oggetto di studio.

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 loco: 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.



Figura 11: Fenomeni di dissesto impostati sulla formazione delle Argille di Montesecco.

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 è molto pronunciato ed evidente 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.

7. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'idrologia e idrogeologia dell'area è influenzata, come da attendersi, dalla locale litologia dei terreni affioranti: in genere si tratta di litotipi dalla media permeabilità per le sabbie-conglomerati e medio-bassa sino ad impermeabile per le argille. Giova ricordare che lì dove prevale la litologia drenante e permeabile è favorito il processo di infiltrazione delle acque nel sottosuolo a discapito del ruscellamento superficiale; inverso per le litologie tendenzialmente impermeabili o poco permeabili.

Ciò influenza la densità di drenaggio: media in corrispondenza degli affioramenti maggiormente permeabili e alta dove affiorano le argille.

A parte i corsi d'acqua principali dei F. Fortore e Saccione, le aste drenanti secondarie affluenti sono tipicamente a portata stagionale: nella stagione secca si possono completamente prosciugare per avere delle portate idriche e solide anche consistenti nella stagione piovosa, soprattutto negli ultimi decenni di cambiamento climatico che vede il riversarsi di copiose precipitazioni concentrate nel tempo e di forte intensità.

Numericamente, è attribuibile speditamente un Coefficiente di Permeabilità 'K' medio compreso tra 10^{-4} cm/s e 1 cm/s per i terreni delle Sabbie di Serracapriola, Conglomerati di Campomarino, Alluvioni Terrazzati, Depositi Costieri; mentre le restanti Argille di Montesecco, sono valutabili come poco permeabili con 10^{-6} cm/s $< K < 10^{-4}$ cm/s.

In ogni caso lo sviluppo della rete idrografica superficiale è strettamente connesso, oltre che ai caratteri di permeabilità dei terreni, anche alla tettonica recente che, essendo quasi del tutto assente, ha poco influenzato l'idrografia superficiale.

Il livello piezometrico si attesta in genere sopra al tetto delle Argille di Montesecco, profondo da pochi metri fino ad anche 20-30 metri e oltre dal piano campagna.

Possibili emergenze idriche, sono possibili allorquando i terreni drenanti sabbio-conglomeratici (roccia serbatoio) sono tamponati inferiormente dalla formazione argillosa impermeabile.

Tipicamente, tali fuoriuscite d'acqua sono esigue e di carattere stagionale non perenne, riducendosi o annullandosi nella stagione secca estiva.

8. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

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

Nello specifico la campagna di indagini è consistita in:

- ✚ esecuzione di n. 5 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P;
- ✚ Esecuzione di n. 5 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la V_s , eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).

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 Italia SRL ed eseguite dalla RTI CoSTAG-S.In.Ge.A nel mese di gennaio 2021,



Figura 12: Ubicazione indagini geofisiche eseguite.



Figura 13: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 14: Ubicazione indagini geofisiche.

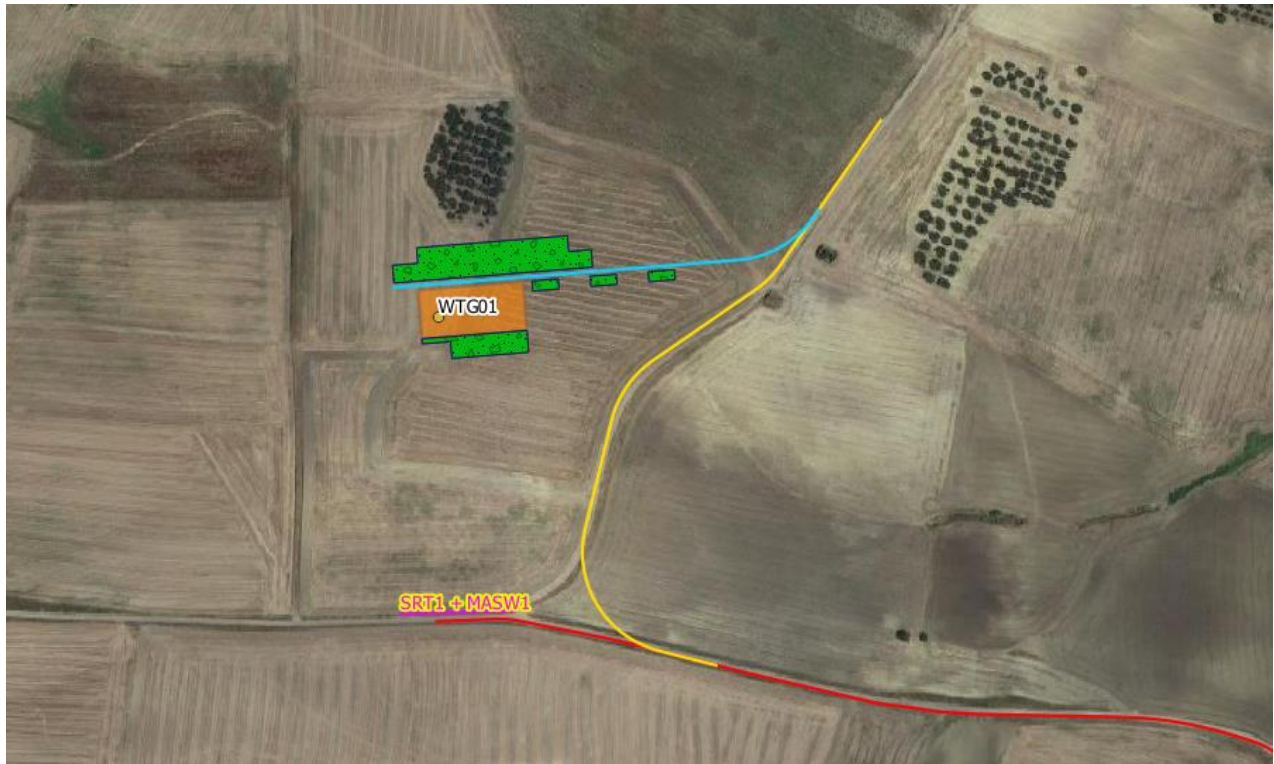


Figura 15: Ubicazione indagini geofisiche.



Sismica STR 1 EMASW 1



Sismica STR 2 EMASW 2



Sismica STR 3 EMASW 3



Sismica STR 4 EMASW 4



Sismica STR 5 EMASW 5

Figura 16: Report fotografico delle fasi di esecuzione delle indagini sismiche.

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 V_{Seq} , 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:

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

con

h_i = spessore dello stato i -esimo;

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

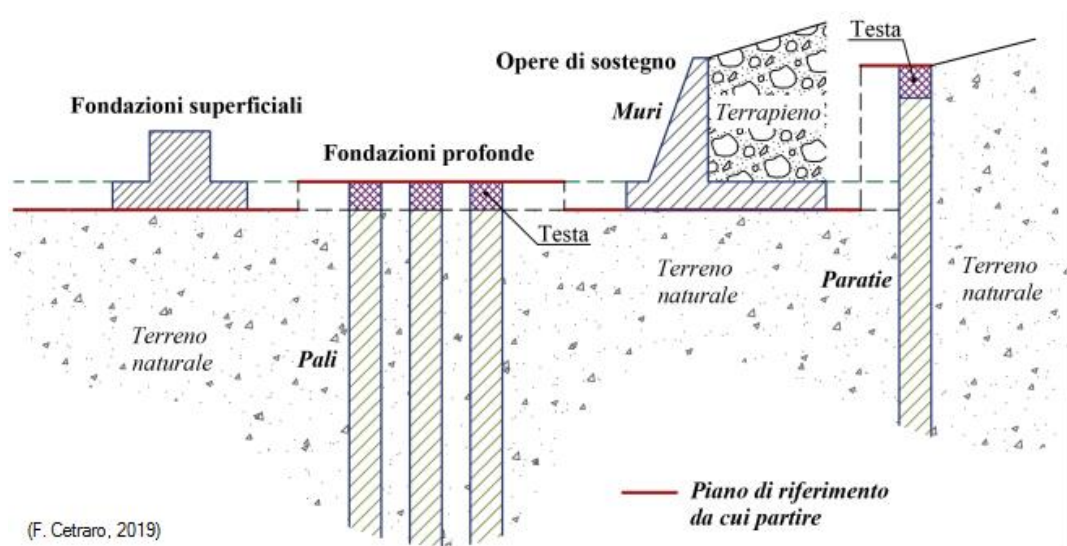
N = numero di strati;

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 34).



(F. Cetraro, 2019)

Figura 17: 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.

I profili di velocità ricavati dalle indagini eseguite, mostrano piccole inversioni di velocità lungo il profilo. Secondo quanto novellato all'interno degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica - Parti I e II" al par. 2.5.2.1, la presenza di una inversione di velocità nel profilo delle V_s di una successione litostratigrafica si intende realizzata quando un terreno rigido sovrasta stratigraficamente un terreno meno rigido (soffice) con un rapporto $V_s \text{ rig}/V_s \text{ sof} > 2$, con la V_s dello strato più rigido maggiore di 500 m/s. Dall'analisi dei risultati delle MASW eseguite, si evince che le inversioni riscontrate non possono essere annoverate fra le inversioni di velocità per le quali viene richiesto un livello di approfondimento maggiore tramite specifiche analisi di risposta sismica locale.

Pertanto per lo studio in oggetto è possibile avvalersi dell'approccio semplificato e definire quindi la categoria del suolo di fondazione desunto dall'applicazione della formula 1.

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 risultato essere in riferimento al piano piano campagna, il seguente:

Linea	$V_{s \text{ eq}}$	Categoria di Sottosuolo (D.M. 17.01.2018)
MASW 1	247	C
MASW 2	298	C
MASW 3	256	C
MASW 4	289	C
MASW 5	241	C

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.73.IT.W.15228.00.018.00 - Relazione geologica sismica".

9. 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 2 – ORIZZONTE GHIAIOSO

Coperture fluvio-lacustri del I ordine dei terrazzi: ciottoli eterometrici ed eterogenei misti a ghiaia medio- grossolana, in matrice argilloso-sabbiosa e limoso-sabbiosa, di colore marrone. Localmente si rinvencono, intercalazioni di livelli costituiti da argilla sabbiosa di colore marrone; il passaggio alla sottostante litozona avviene di norma gradualmente, attraverso variazioni verticali di facies, con una matrice argilloso-limosa che diventa prevalente sui termini ciottolosi, ghiaiosi e sabbiosi. Tale termine costituisce il sedime di fondazione dell'area di futura realizzazione della SSU, mentre non si rileva all'interno dell'area del parco eolico.

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
Categoria Topografica	T1
Falda	Assente
Rischio liquefazione dei terreni	Nullo
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] – GHIAIE
- ✚ UNITA' GEOTECNICA 2 [U.G.2] – 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 sono stati parametrizzati le unità Geotecniche U.G. 1 e U.G.2; 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] – GHIAIE [area SSU]

f' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	g (kN/m ³)	g_{sat} (kN/m ³)
28.0-35.0	0.00-2.00	---	18.50-19.00	19.00-19.80

UNITA' GEOTECNICA 2 [U.G.2] – ARGILLE [Fondazioni WTG]

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

10. CRITERI DI VERIFICA

10.1. 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 § 11.4.4.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

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

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

10.2. 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 geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 3) valutazione della costante di Winkler
- 4) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali
- 5) valutazione della rigidità rotazionale dinamica

Le verifiche esposte nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§10.4).

10.3. 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 10.1

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

Tabella 10.2

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

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

Tabella 10.3: 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 §10.4; 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	1,00	0,80	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2	1,30	1,30	1,50	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	3	1,00	1,00	0,80	1,10	1,10
GEO (normal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4	1,00	1,00	0,80	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	1,00	0,80	1,50	1,50

Tabella 10.4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

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

10.4. 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].

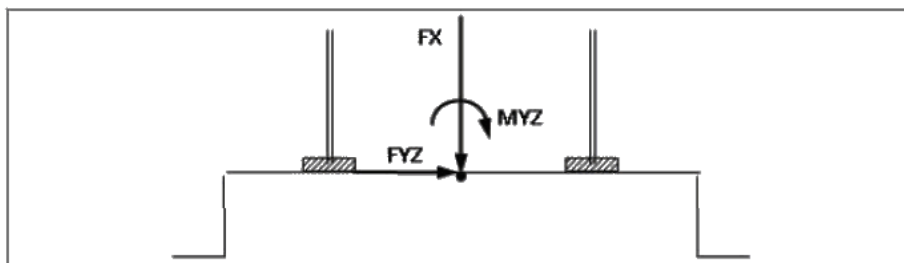


Figura 18: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme load

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

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

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

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

Characteristic load

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

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

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

Quasi-permanent load

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

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _{xy} (KN)	F _z (KN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)	M _{xy} (KNm)	M _z (KNm)
0	1002,07	123,15	1002,48	-6629,52	18223,36	119459,49	119805,99	4928,71

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

Tabella 10.5: Scarichi in fondazione forniti sa Siemens Gamesa secondo [5]

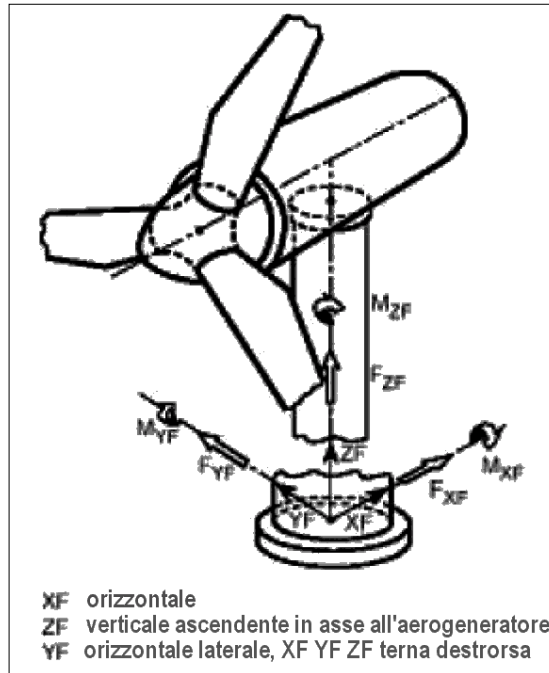


Figura 19: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

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

11. SOLUZIONE 1: FONDAZIONE DIRETTA

La fondazione di tipo 1 è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24,50$ m, spessore variabile da un minimo (sul bordo esterno) ad un massimo in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

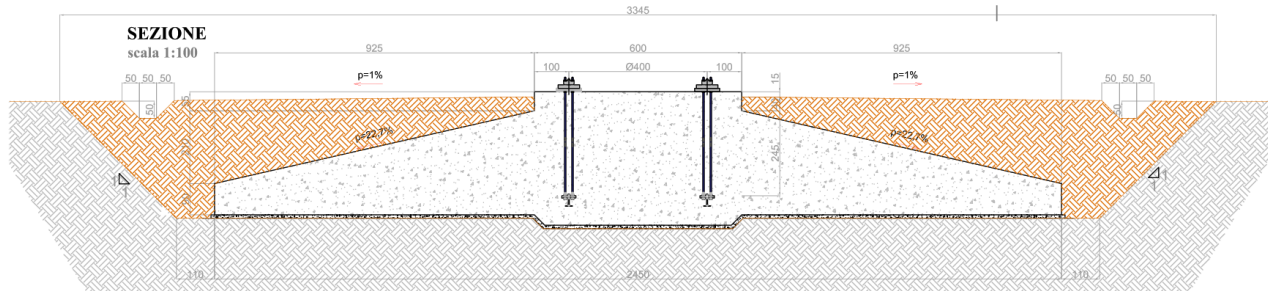


Figura 20: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

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

Tabella 6: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 15 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento). Lo spessore minimo del plinto, sul perimetro, è di 90 cm.

11.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

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

11.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

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

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

Figura 11.21: Carico del riempimento

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

11.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO

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

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

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

Tabella 11.7: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 18

11.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

11.4.1. 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	1,85
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	1,75
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	8,98
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1,17
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1,35
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	7,00

Tabella 11.8: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

11.4.2. CARICO LIMITE

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

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,50
Normal SLU1	1,30	1,30	0,00	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,10
Abnormal 1	1,30	1,30	0,00	1,50	1,10

FOUNDATION BOTTOM				
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal 2	Abnormal 1
Fz	39.956,45	55.083,39	39.956,45	55.083,39
Fxy	2.303,82	2.303,82	1.689,47	1.689,47
Mxy	276.577,44	276.577,44	202.823,46	202.823,46
Fz undrained	39.956,45	55.083,39	39.956,45	55.083,39

Tabella 11.9: Analisi scarichi in fondazione

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	441	237	1,862	> 1 OK
Normal SLU2	382	264	1,448	> 1 OK
Abnormal SLU1	451	174	2,537	> 1 OK
Abnormal SLU2	441	188	2,579	> 1 OK

Tabella 11.10: Verifica a carico limite in condizioni drenate - Per tutte le combinazioni

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	320	237	1,350	> 1 OK
Normal SLU2	310	264	1,175	> 1 OK

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Abnormal SLU1	322	174	1,851	> 1 OK
Abnormal SLU2	327	188	1,745	> 1 OK

Tabella 11.11: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Per tutte le combinazioni

11.4.3. SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglio la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,50
Abnormal 2	1,00	1,00	1,50	0,80	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal 2		
Fz	39.956,45		39.956,45		
Fxy	2.303,82		1.689,47		
Mxy	276.577,44		202.823,46		

Tabella 11.12: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO			
	Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK	undrained	STR.-01 - Layer 1	Normal SLU2
Undrained cohesion	C _u		123 kPa
Design bending moment	M _{xy}		276.577 kNm
Design torque moment	M _z		843,53 kNm
Design vertical load	F _z		39.956 kN
Design tangential load	H		2.304 kN
Radius	R		12,25 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z	6,92 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)	10,66 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}	20,21 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]	151,29 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}	16,94 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e	8,93 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}	2.405,56 kN
Friction angle	φ'		23,3°
Struct.-ground friction	δ'		23,3°
Undrained adhesion	C _a		123 kPa
Resistance factor	γ _R		1,100
Design sliding resist.	R _d	A _{eff} C _a / γ _R =	16.848 kN
Sliding check	FS	16848,19 / 2405,56 =	7,004 > 1 OK

Tabella 11.13: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	STR.-01 - Layer 1	Abnormal SLU
Cohesion	c'			7 kPa
Design bending moment	M _{xy}			202.823 kNm
Design torque moment	M _z			453,63 kNm
Design vertical load	F _z			39.956 kN
Design tangential load	H			1.689 kN
Radius	R			12,25 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		5,08 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		14,35 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		22,30 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		230,02 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,91 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		12,17 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		1.738,14 kN
Friction angle	φ'			23,3°
Struct.-ground friction	δ'			23,3°
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 =		15.606 kN
Sliding check	FS	15606,04 / 1738,14 =		8,979 > 1 OK

Tabella 11.14: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2

11.4.4. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)			
n. stratigraphy		<input checked="" type="radio"/> on stratum over bedrock <input type="radio"/> on stratum over half-space <input type="radio"/> embedded in stratum over bedrock	
Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		8,33 N/mm ²
Static Young modulus	E		25,00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0,50 -
Foundation radius	R		12,25 m
Thickness of layer	H		40,00 m
	α _r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	2.411,36 kN/m ³

Tabella 11.15: Valutazione della costante di Winkler

11.4.5. 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:

$$Q_{MEDIA,SLE R} = 55.083,39 / (3,1415 * 12,25^2) = 116,90 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 119,04 / 2.411,36 \approx 4,85 \text{ cm.}$$

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

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

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	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)	184.384,96 kNm
Influence factor	I_{θ}	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	$\tan(\theta)$	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	2,52 mm/m

Tabella 11.16: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto il cedimento medio vale 49,3 mm mentre la rotazione vale 2,52 mm/m (61,74 mm per D=24,5m).

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

11.4.6. 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)	$\langle V_s \rangle =$		217,02 m/s
Poisson ratio	$\nu =$		0,50
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2,02 * 217,02^2 / 1000 =$	33,30 N/mm ²
Foundation radius	$R =$		12,25 m
Rotational stiffness	$K_r =$	$8 * 33,3 * 12,25^3 / 3 / (1-0,5) =$	326.467,83 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$		150.000,00 MNm/rad
CHECK			OK

12. SOLUZIONE 2: FONDAZIONE SU PALI

La fondazione di tipo 2 è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 21,00$ m, spessore variabile da un minimo (sul bordo esterno) ad un massimo in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

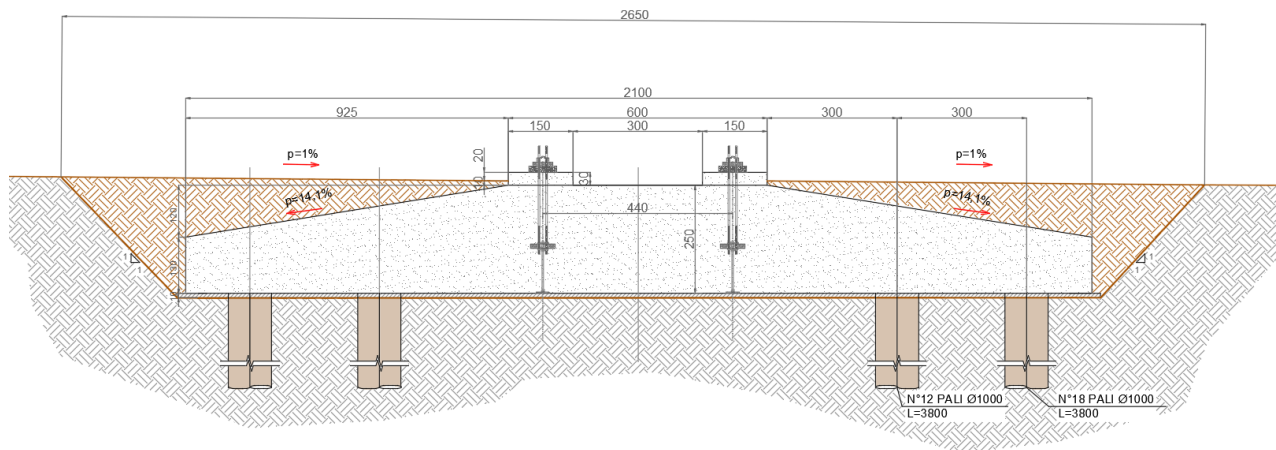


Figura 22: Geometria della fondazione su pali dell'aereogeneratore

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

Tabella 17: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 15 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento). Lo spessore minimo del plinto, sul perimetro, è di 1,30 cm. Sono previste due corone di pali, la più interna,



GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15228.00.020.02

PAGE

39 di/of 45

con raggio 6 m, prevede 12 pali, la più esterna, con raggio 9 m, prevede 18 pali. I pali previsti hanno diametro 1 m e lunghezza 38m.

12.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 18.566,81 kN.

12.2. 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	4,50	35,36	365	10,32
4,50	6,00	49,47	797	16,11
6,00	7,5	63,61	1.395	21,93
7,5	9,00	77,77	2.159	27,76
9,00	10,5	91,90	3.088	33,60

Figura 12.23: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 7.628,8 kN.

12.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO

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

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

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

Tabella 12.18: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 18

12.4. AZIONI RISULTATI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE NON FATTORIZZATE	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]
Operational	1.002,48	32.825,10	123.713,66
Normal	1.535,88	33.021,68	184.384,96
Abnormal	1.535,88	33.021,68	184.384,96

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE FATTORIZZATE	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]
Normal SLU2	2.303,82	31.656,46	276.577,44
Normal SLU1	2.303,82	44.293,41	276.577,44
Abnormal SLU2	1.689,47	31.656,46	202.823,46
Abnormal SLU1	1.689,47	44.293,41	202.823,46

Tabella 12.19: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 18

12.5. ANALISI SCARICHI SUI PALI

AZIONI SUI PALI (N>0 COMPRESSIONE)	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]
SOLLECITAZIONI	2.303,82	44.293,41	276.577,44

Tabella 12.20: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 18

POSIZIONE PALI		dx	dy	d	Wx	Wy	Ni [kN]	Ti [kN]
X	Y							
9,000	0,000	9,000	0,000	9,00		105,00	1'476,4	76,8
8,457	3,078	8,457	3,078	9,00	307,00	111,74	2'377,3	76,8
6,894	5,785	6,894	5,785	9,00	163,35	137,07	3'169,7	76,8
4,500	7,794	4,500	7,794	9,00	121,24	209,99	3'757,7	76,8
1,563	8,863	1,563	8,863	9,00	106,62	604,58	4'070,6	76,8
-1,563	8,863	-1,563	8,863	9,00	106,62	-604,58	4'070,6	76,8
-4,500	7,794	-4,500	7,794	9,00	121,24	-209,99	3'757,7	76,8
-6,894	5,785	-6,894	5,785	9,00	163,35	-137,07	3'169,7	76,8
-8,457	3,078	-8,457	3,078	9,00	307,00	-111,74	2'377,3	76,8
-9,000	0,000	-9,000	0,000	9,00		-105,00	1'476,4	76,8
-8,457	-3,078	-8,457	-3,078	9,00	-307,00	-111,74	575,5	76,8
-6,894	-5,785	-6,894	-5,785	9,00	-163,35	-137,07	-216,8	76,8
-4,500	-7,794	-4,500	-7,794	9,00	-121,24	-209,99	-804,8	76,8

POSIZIONE PALI		dx	dy	d	Wx	Wy	Ni [kN]	Ti [kN]
X	Y							
-1,563	-8,863	-1,563	-8,863	9,00	-106,62	-604,58	-1'117,7	76,8
1,563	-8,863	1,563	-8,863	9,00	-106,62	604,58	-1'117,7	76,8
4,500	-7,794	4,500	-7,794	9,00	-121,24	209,99	-804,8	76,8
6,894	-5,785	6,894	-5,785	9,00	-163,35	137,07	-216,8	76,8
8,457	-3,078	8,457	-3,078	9,00	-307,00	111,74	575,5	76,8
-6,000	0,000	-6,000	0,000	6,00		-157,49	1'476,4	76,8
-5,196	-3,000	-5,196	-3,000	6,00	-314,98	-181,86	598,4	76,8
-3,000	-5,196	-3,000	-5,196	6,00	-181,86	-314,99	-44,4	76,8
0,000	-6,000	0,000	-6,000	6,00	-157,49	-	-279,7	76,8
3,000	-5,196	3,000	-5,196	6,00	-181,86	314,99	-44,4	76,8
5,196	-3,000	5,196	-3,000	6,00	-314,98	181,86	598,4	76,8
6,000	0,000	6,000	0,000	6,00		157,49	1'476,4	76,8
5,196	3,000	5,196	3,000	6,00	314,98	181,86	2'354,5	76,8
3,000	5,196	3,000	5,196	6,00	181,86	314,99	2'997,3	76,8
0,000	6,000	0,000	6,000	6,00	157,49	-	3'232,6	76,8
-3,000	5,196	-3,000	5,196	6,00	181,86	-314,99	2'997,3	76,8
-5,196	3,000	-5,196	3,000	6,00	314,98	-181,86	2'354,5	76,8

Tabella 12.21: Riepilogo delle condizioni di carico sui singoli pali

SCARICHI SUI PALI (N>0 COMPRESSIONE)	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	T [kN]
SCARICHI	4.070,6	-1.117,7	76,8

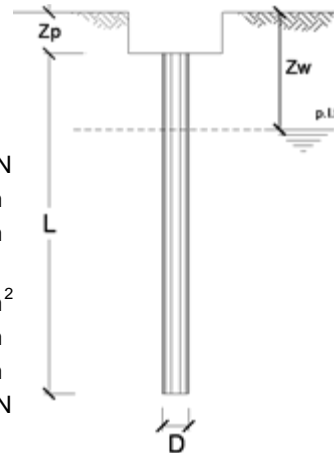
Tabella 12.22: Riepilogo scarichi sui pali

12.6. VERIFICHE DI PORTANZA ASSIALE DEI PALI

CONSTRUCTION PORTANZA DRENATA

INPUT DATA

Load applied on pile top $N_d = 4071.00$ kN
 Pile diameter $D = 1.00$ m
 Deepth of pile from ground level $z_p = 3.00$ m
 Number of soil layers 1
 Pile cross-section area: $A_p = 0.785$ m²
 Water table from ground level $z_w = 100.00$ m
 Pile length $L = 38.00$ m
 Pile weight $W = 746$ kN
 Adhesion coefficient $\alpha(a) = 0.60$



Layer n.	Thickness of layer [m]	Name of layer	Soil parameters			Soil design parameters	
			γ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' (°)	c' [kN/m ²]	ϕ' (°)
1	100.00	1	20.20	10.0	23.0	10.0	23.0

Standard

Italian Std

Eurocodes

Type of execution

Driven piles steel sections

Driven piles precast r.c.

Driven piles cast in situ

Bored piles

Continuous flight auger piles

Layer n.	Soil stresses		Effective thickness of layer [m]	Shaft resistance			
	z^* (m)	σ_{vm}' (kN/m ²)		K	δ (°)	f_s (kN/m ²)	F_s (kN)
1	13.00	262.60	38.00	0.61	23.0	73.91	8823.82

Base resistance assessment

Driven Bored (Berezantev) Bored (Vesic)
 Bored (Berez. - Viggiani) Bored (A.G.I. 1984)

Partial factors γ_r

$A1+M1+R1$
 $A2+M1+R2$
 $A1+M1+R3$
 Base resistance γ_t **1.35**
 Shaft resistance γ_s **1.15**
 Correlation factor ξ_3 **1.70**
 Transverse resistance γ_T **1.30**

$\phi' = 20.00^\circ$ $N_q = 2.61$
 $c' = 10.00$ kN/m² $N_c = 4.42$
 $q_b' = 828.20$ kN/m² critical depth for shaft frict.
 $Dr =$

$q_p' = N_c * c' + N_q * q_b' = 2205.78$ kN/m²
 $Q_p' = 1732.41$ kN (base resistance)
 $Z_w = \dots\dots\dots 0.00$ m (hydraulic pressure at the base)

Axial load design value

$\gamma_G = \dots\dots\dots 1.35$
 $E_d = N_d + \gamma_G W = \dots\dots\dots 4071 + 1.35 * 746.13 = 5078 \text{ kN (vertical load)}$

Verification of axial bearing capacity

$$R_d = \left[\frac{A_P q'_P}{\gamma_b} + \frac{\sum_i F_{S_i}}{\gamma_S} \right] \frac{1}{\xi_3} = \frac{1732.41}{1.35 * 1.70} + \frac{8823.82}{1.15 * 1.70} = 754.86 + 4513.46 = 5'268 \text{ kN}$$

$R_d / E_d = 1.04$

13. CONCLUSIONI

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

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