

Badia Tedalda Eolico Srl

| Via Francesco Tamagno, 7 | 20124 Milano (MI) | P.IVA 12334000960 | PEC badiatedaldaeolicosrl@pec.it |

Parco Eolico Poggio Tre Vescovi

Formato: A4

Scala: ---

Aprile 2023

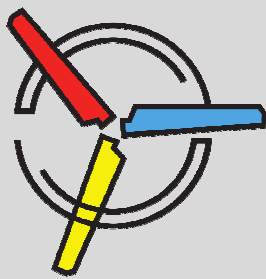
Progettazione specialistica
Soc. Sinergia s.r.l.s
Geol. Luca Gardone
- Ord.Geol.RT n.649

PD.GEO.R.01.a

Relazione Geologica

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA SULLE INDAGINI

Rev.	Data	Oggetto
a	11/04/2023	Prima emissione



Parco eolico Poggio Tre Vescovi

Proponente



Badia Tedalda Eolico Srl
Via Francesco Tamagno, 7 - 20124 Milano (MI)

Referente di progetto

Dott. Roberto Schirru

Coordinamento tecnico



ENVIarea stp snc
Ing. Cristina Rabozzi
Dott. Agr. Elena Lanzi
Dott. Agr. Andrea Vatteroni

Progettazione opere civili e cantierizzazione



INGEGNERIA

Progettazione opere di utenza e di rete per la connessione CP "Badia Tedalda"

Ing. Michele Pigliaru

Geologia e geotecnica



Aspetti trasportistici

ENKI srl
Ing. Andrea Mazzetti

Sinergia srls
Dott. Geol. Luca Gardone



Siemens Gamesa S.A.
Ing. Alessandro Noro

Topografia



Anemometria



3D Metrica – Ing. Paolo Corradeghini

Skywind GmbH
Ing. Sasha Claes

Studio di impatto ambientale, studio di incidenza ambientale, aspetti socio-economici e antropici



ENVIarea stp snc
Ing. Cristina Rabozzi
Dott. Agr. Elena Lanzi
Dott. Agr. Andrea Vatteroni

Paesaggio



INLAND Landscape Architecture – Arch. Andrea Meli

Biodiversità, ecosistemi e reti ecologiche



Dott. For. Ilaria Scatarzi
Dott. Biol. Marco Lucchesi
Dott. Dino Scaravelli

Consorzio Futuro in Ricerca
Dott. Lisa Brancaleoni
(aspetti floristico-vegetazionali)
(aspetti forestali, ecosistemi e reti ecologiche)
(avifauna)
(chiroterofauna)

Archeologia



Cooperativa archeologia s.c.
Dott. Andrea Biondi

Acustica



Tecnocreo srl
Ing. Matteo Bertoneri

CEM e vibrazioni

Ing. Michele Pigliaru



1.	PREMESSA	4
2.	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE.....	6
2.1	Descrizione e caratteristiche del modello di turbina di progetto	7
3.	QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO	10
3.1	Interazioni del progetto con le norme dell’Autorità di Bacino Interregionale Marecchia-Conca	10
3.2	Zonazione di pericolosità da Strumenti Urbanistici comunali	13
3.2.1	Piano Strutturale – Badia Tedalda	13
3.2.2	Piano Strutturale Comunale – Casteldelci	14
3.3	Interazioni del progetto con le normative vigenti in tema di vincolo idrogeologico.....	16
4.	QUADRO CONOSCITIVO – MODELLO CONCETTUALE	17
4.1	Inquadramento territoriale	17
4.1.1	Assetto geologico	17
4.1.2	Assetto geologico locale.....	18
4.2	Assetto idrogeologico	19
4.3	Assetto geomorfologico	20
4.4	Sondaggi a carotaggio continuo (Campagna indagine 2010-2011)	22
4.5	Prove penetrometriche in foro S.P.T. (Campagna indagine 2010-2011).....	23
4.6	Analisi di laboratorio (Campagna indagine 2010-2011).....	24
4.7	Prove penetrometriche dinamiche D.P.S.H. (Campagna indagine 2010-2011).....	26
4.8	Prospezioni sismiche (Campagna indagine 2010-2016).....	26
4.8.1	MASW (Campagna indagine 2010-2016)	26
4.8.2	Sismica in foro Down Hole(Campagna indagine 2010-2011)	27
4.8.3	Tromografie (Campagna indagine 2010-2016)	28
4.9	Saggi con escavatore (Campagna indagine 2016).....	29
4.10	Monitoraggio inclinometrico.....	33
5.	CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA E GEOMECCANICA.....	41
5.1	Modello litostratigrafico generale	41
5.1.1	Correlazioni utilizzate a supporto del modello geotecnico	42
5.1.2	Approcci statistici normativi.....	44
5.2	Modello litotecnico e geomeccanico	45
6.	CONSIDERAZIONI SULLA SISMICITÀ DELLA ZONA.....	48
6.1	Categoria di Sottosuolo.....	48
6.2	Classificazione Sismica	49
6.3	Pericolosità Sismica di Base.....	50
6.3.1	Coefficienti sismici: stabilità di pendii e fondazioni.....	51
6.4	Liquefazione dei terreni	53
7.	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	54



7.1	Verifiche ai fronti di scavo.....	54
7.2	Verifiche di stabilità versanti e pendii – Stato attuale e di progetto.....	56
7.2.1	Risultati delle verifiche di stabilità. Stato attuale in condizioni statiche e sismiche	56
7.2.2	Risultati delle verifiche di stabilità. Stato di progetto in condizioni statiche e sismiche.....	58
8.	OPERE ACCESSORIE.....	63
8.1	Opere di viabilità.....	63
8.1.1	Viabilità principale esterna al Parco Eolico. Strade di accesso e aree di cantiere	63
8.1.2	Viabilità principale interna al Parco Eolico e di accesso alle piazzole	64
8.1.3	Fasi realizzative delle piste di accesso	64
8.2	Cavidotto.....	65
9.	TERRE E ROCCE DA SCAVO	67
9.1	Gestione terre e rocce da scavo	69
9.2	Riutilizzo terre ex art. 185 comma 1 punto C del D.Lgs. 152/06.....	70

* * *

ALLEGATI: Cartografia tematica

PD.GEO.T.01.a: Corografia

PD.GEO.T.02.a: Carta Piano Stralcio Autorità di Bacino

PD.GEO.T.03.a: Carta Vincolo Idrogeologico

PD.GEO.T.04.a: Carta Geologica

PD.GEO.T.05.a: Carta del reticolo idrografico con ubicazione pozzi, sorgenti e piezometri

PD.GEO.T.06.a: Carta Geomorfologica

PD.GEO.T.07.a: Ubicazione indagini con tracce di sezione

PD.GEO.T.08.a: Sezioni litostratigrafiche interpretative

ALLEGATI: Certificati e documenti specialistici

PD.GEO.S.01.a: Certificati prove penetrometriche

PD.GEO.S.02.a: Logs stratigrafici sondaggi geognostici

PD.GEO.S.03.a: Certificati analisi di laboratorio geotecnico

PD.GEO.S.04.a: Logs stratigrafici trincee esplorative

PD.GEO.S.05.a: Certificati prospezioni sismiche

PD.GEO.S.06.a: Spettri di risposta sismica locale

PD.GEO.S.07.a: Fascicolo verifiche di stabilità stato attuale-stato di progetto



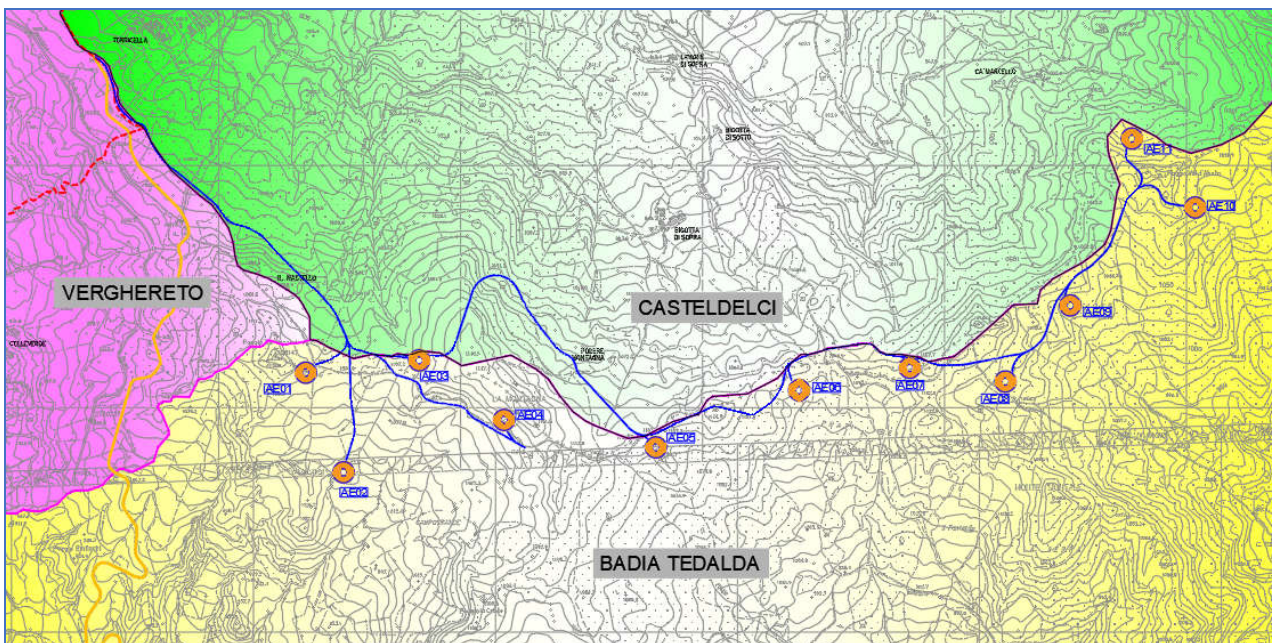


1. PREMESSA

Su incarico della società Badia Tedalda Eolico Srl, è stato condotto un esteso ed approfondito studio geologico corredato di indagini geognostiche, rilievi e monitoraggi in campo, al fine di supportare il progetto di un parco eolico, costituito da 11 aerogeneratori con potenza unitaria di taglia elevata, prevedibilmente di 6.6MW, per una potenza totale di 72.6 MW.

Il progetto di Parco Eolico si sviluppa in corrispondenza dell'areale compreso fra i comuni di Badia Tedalda (AR), Casteldelci (RN) e Verghereto (FC), e la distribuzione degli aerogeneratori deriva da un'attenta fase di studio che ha considerato una moltitudine di aspetti relativi soprattutto alle caratteristiche geologiche ed ambientali.

Figura 1. Inquadramento area di intervento



Gli aerogeneratori sono distribuiti in gran parte lungo allineamenti che permettono il miglior sfruttamento della risorsa eolica, compatibilmente con gli aspetti orografici e paesaggistici. Le pale occupano una fascia di territorio di lunghezza complessiva di circa 3.6 km e sono distribuiti in modo piuttosto omogeneo ad una distanza variabile tra i 350 m e i 480 metri lineari (PD.GEO.T.01.a).

Il quadro conoscitivo è il frutto di reiterate fasi di indagine, partite inizialmente nel 2011 al momento della presentazione del primo progetto di parco eolico che, all'epoca, era caratterizzato dalla presenza di 36 aerogeneratori. Un secondo step di approfondimento anche di carattere geognostico, fu fatto nel 2017 in occasione del revamping del progetto con una sostanziale rivisitazione del layout.

Sulla scorta, pertanto, delle precedenti esperienze l'attualizzazione della proposta progettuale si concretizza oggi con un layout a 11 aerogeneratori ubicati in prossimità della linea di crinale che divide bacini idrografici e delimita confini amministrativi regionali, provinciali e comunali.



Quest'ultima versione rappresenta pertanto l'ottimizzazione della proposta progettuale a valle di un percorso che ha consentito di selezionare la migliore soluzione che consente di minimizzare le interferenze e ripercussioni sulle matrici ambientali.

Lo studio è stato effettuato secondo quanto previsto dal seguente quadro normativo:

- **Decreto Ministeriale 17.01.2018** - Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- **DPGRT 19/01/2022 n° 1/R** -Regolamento di attuazione dell'articolo 181, della legge regionale 10 Novembre 2014, n. 65 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico
- **D.P.G.R.16.03.2010, n. 32/R.** - Modifiche al regolamento emanato con decreto del Presidente della Giunta regionale 8 agosto 2003, n. 48/R (Regolamento forestale della Toscana"
- **D.P.G.R.08.08.2003, n. 48/R.** - Regolamento forestale della Toscana;
- **D.P.G.R. 05 febbraio 2020 n. 5/R** – Regolamento di attuazione dell'art. 104 della L.R. 10 novembre 2014 n.65 in materia di indagini geologiche.



2. QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE

Il Progetto in oggetto trae spunto e trova giustificazione in una serie di elementi che sono di seguito riassunti per punti:

- Potenziamento dell'offerta energetica regionale, prima che nazionale, in termini di incremento della produzione di energia eolica, come quota parte di energie rinnovabili, nell'ottica della riduzione sia degli impatti ambientali locali (compromissione della qualità dell'aria nelle aree limitrofe agli impianti di conversione con fonti energetiche convenzionali) che degli impatti ambientali di larga scala (piogge acide, effetto serra);
- vocazione dell'area individuata, per lo sfruttamento dei venti di intensità significativa, al fine della produzione di energia.

Il progetto si basa sulla installazione di aerogeneratori di potenza elevata e dalle performance ottimizzate in maniera sito specifica, per il massimo sfruttamento delle potenzialità del sito in termini di intensità del vento, nelle more delle condizioni di limitazione all'utilizzo di tutti o parte degli aerogeneratori, rispetto a condizioni specifiche che determinassero impatti non sopportabili.

La soluzione progettuale prevede l'installazione complessiva di n. 11 Aerogeneratori:

- AE01
- AE02
- AE03
- AE04
- AE05
- AE06
- AE07
- AE08
- AE09
- AE10
- AE11

Per la realizzazione del Parco si prevede la realizzazione di opere in Regione Toscana ed Emilia-Romagna, evidenziando di seguito le opere da realizzare:

- Piazzole aerogeneratori;
- Viabilità interna al parco eolico e di collegamento alla viabilità esterna;
- Cavidotto di collegamento alla cabina primaria Enel presso Badia Tedalda.GEO Italia S.r.l.

Nel complesso, l'individuazione degli aerogeneratori oggetto di eliminazione ha tenuto in considerazione i seguenti criteri:

- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle interferenze con aree boscate;
- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle interferenze con aree classificate di accertato o potenziale dissesto idrogeologico;
- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle interferenze con potenziali rotte seguite dagli uccelli migratori;
- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle interferenze con potenziale areali con diffusa frequentazione di specie avifaunistiche nidificanti;
- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione della necessità di realizzazione di tratti di nuova viabilità interna al parco;



- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle trasformazioni morfologiche e dei movimenti terra;
- Perseguimento dell'obiettivo di minimizzazione delle interferenze di carattere percettivo da coni di visuale privilegiata.

Gli 11 Aerogeneratori sono ad asse orizzontale, ed ognuno degli aerogeneratori è costituito da un rotore tripala e da una gondola o navicella con carlinga in vetro resina, contenente:

- l'albero principale;
- il moltiplicatore di giri;
- il generatore elettrico;
- i sistemi ausiliari;
- torre tubolare in acciaio che sostiene la gondola o navicella.

L'energia cinetica del vento, raccolta dalle pale rotoriche, è utilizzata per mantenere in rotazione l'albero principale, su cui il rotore è calettato.

Attraverso il riduttore di giri, l'energia cinetica dell'albero principale è trasferita al generatore e trasformata in energia elettrica.

Gli aerogeneratori utilizzati generano energia elettrica in bassa tensione e sono collegati, tramite cavi di potenza, a trasformatori BT/MT. Tali trasformatori verranno inseriti all'interno delle torri stesse degli aerogeneratori.

L'interconnessione tra i diversi aerogeneratori e la cabina elettrica di impianto è assicurata da cavi interrati.

2.1 Descrizione e caratteristiche del modello di turbina di progetto

Il progetto prevede l'utilizzo di aerogeneratori di taglia elevata, prevedibilmente con potenza nominale di 6.6MW, in quanto rappresentano attualmente i modelli con le maggiori performance di rendimento energetico.

Lo sviluppo delle turbine di taglia elevata ha infatti puntato all'ottenimento della massima efficienza del sistema, migliorando soprattutto alcuni aspetti strutturali delle pale, quali la composizione del materiale e la struttura.

Di seguito si riporta quindi una descrizione delle caratteristiche medie di un aerogeneratore di "progetto", ottenuto analizzando e definendo un involucro dei parametri di funzionamento e resa energetica, in funzione delle diverse caratteristiche, di molteplici modelli di turbine di taglia elevata presente nel mercato.

Si riportano quindi i parametri tecnologici e di funzionamento, descrittivi di una categoria commerciale di aerogeneratori di taglia elevata, comune a numerose marche presenti nel mercato.

Schematicamente si evidenzia che ogni aerogeneratore è dotato di un sistema di controllo in grado di assicurare il migliore allineamento della navicella alla direzione del vento, nonché di sistemi di sicurezza in grado di garantire il fermo macchina per manutenzione normale, per emergenza o per motivi di sicurezza; in particolare è previsto il fermo dell'aerogeneratore ogniqualvolta la velocità del vento superi i 27 m/s.

Con riferimento all'aerogeneratore "di progetto", si considera un diametro del rotore di 155 metri, ed un'altezza al mozzo della torre di sostegno di 102,5 metri.

I valori sopra indicati verranno utilizzati per le verifiche ed analisi degli impatti, considerando caso per caso i valori in grado di massimizzare l'impatto atteso e garantendo quindi un approccio cautelativo e a favore di sicurezza.

L'altezza totale del generatore, alla punta estrema della pala, sarà pari a 180 metri, comprensiva di altezza della torre e della lunghezza della pala.



Dal punto di vista della fornitura e posa in opera dell'effettivo aerogeneratore, si evidenzia che il modello sarà scelto in base ai requisiti individuati in fase di progetto esecutivo, nonché in base a criteri commerciali e alle migliori tecnologie presenti sul mercato al momento della realizzazione del Parco Eolico.

Si riporta una tabella riepilogativa dei principali parametri caratteristici di un aerogeneratore di "progetto" con taglia media da 6.6MW, di cui si evidenzia che con riferimento ai valori di altezza totale, sono riportati i differenti valori di altezza in funzione delle diverse misure delle torri, ma che per le verifiche progettuali e di impatto ambientale, in forma cautelativa, è sempre stata assunta l'altezza totale massima, pari a 180 m (corpo torre più pala).

Tabella 1. Principali parametri caratteristici aerogeneratore di "progetto"

	Unità di misura	
Numero di generatori	num	11
Potenza media dei generatori	MW	6.6
Potenza totale dell'impianto	MW	72.6
Velocità di cut/in	m/s	3
Velocità di cut/off	m/s	27
Numero di pale	num	3
Velocità di rotazione	RPM	8.6 – 18.4
Altezza mozzo navicella	m	102.5
Diametro del rotore	m	155
Altezza totale aerogeneratore – torre + pala	m	180
Diametro di base della torre	m	4.2
Suolo occupato dalla torre	m ²	14
Suolo occupato complessivo base torri	m ²	14 *11 = 154
Area spazzata	m ²	18869
Area spazzata tot. Impianto	m ²	18869*11 = 207559
Rotore	Rotore sopravento con regolazione attiva delle pale	
Pale	Fibra di vetro (resina epossidica) e sistema parafulmini integrato	
Sistema di regolazione delle pale	Sistema di regolazione delle pale con regolazione indipendente per ogni pala con alimentazione di emergenza	
Sistemi frenanti	3 sistemi di regolazione delle pale indipendenti con alimentazione di emergenza, freno di tenuta rotore e blocco rotore	
Inseguimento vento	attivo con azionatore e ammortizzazione dipendente dal carico	
Controllo a distanza	Controllo da remoto con tecnologia SCADA	

Per la realizzazione delle pale di questi aerogeneratori sono stati utilizzati per la prima volta dei nuovi materiali ultraleggeri, come la fibra di carbonio utilizzata per le travi interne delle pale che devono reggere il carico, e che hanno permesso di ottenere pale con superfici maggiori ma di peso estremamente contenuto. Il funzionamento degli aerogeneratori è compreso per velocità del vento tra i 3 ed i 27 m/s (misurati al mozzo della navicella) mentre la velocità di rotazione delle pale è compresa tra 11,3 e 17,5 giri/minuto.



I materiali di costituzione delle pale sono fibre di vetro, fibre di carbonio, materiali polimerici ed epossidici. Ciò, oltre che ad un minor peso e quindi ad un maggiore rendimento in termini di produzione di energia, ha come conseguenza una sensibile diminuzione delle emissioni di rumore e l'annullamento di possibili interferenze elettromagnetiche (inconvenienti registrati con gli aerogeneratori di vecchia concezione tecnologica). A questo proposito, poiché tutte le apparecchiature elettriche degli aerogeneratori operano a bassa tensione, non vi sono interferenze/effetti di tipo elettromagnetico.

La torre di sostegno, posta su plinto di fondazione in cemento armato tramite un pezzo speciale di giunzione, è realizzata in acciaio, e al suo interno sono ubicate tutte le parti elettriche e meccaniche (es. cavi elettrici dalla turbina e trasformatori). Il design della navicella garantisce le migliori performance energetiche in quanto particolari soluzioni tecniche come l'integrazione della frangia di attacco del mozzo direttamente al moltiplicatore di giri, eliminando l'albero lento e riducendo quindi la lunghezza della navicella, permettono di generare maggiore corrente senza apprezzabili incrementi di dimensioni, peso o carico sulla torre.



3. QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO

3.1 Interazioni del progetto con le norme dell'Autorità di Bacino Interregionale Marecchia-Conca

Il "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico" ha come ambito territoriale di riferimento il bacino interregionale del Marecchia-Conca. All'interno di questo ambito territoriale sono individuate le aree a pericolosità idraulica e di pericolosità per instabilità dei versanti (aree in dissesto o suscettibili di dissesto), le aree con elementi in situazioni di rischio idraulico o per instabilità dei versanti (agglomerati urbani, edifici residenziali, insediamenti produttivi, infrastrutture) e le aree destinate agli interventi per la riduzione del rischio idraulico o del rischio per instabilità dei versanti. Attraverso l'individuazione delle suddette aree e la relativa regolamentazione, viene definita nelle proprie linee generali l'ossatura dell'assetto idrogeologico del bacino, come prima fase delle successive articolazioni del Piano di Bacino. In rapporto ai due distinti ambiti territoriali della rete idrografica e relative fasce di esondazione e delle aree di pericolosità per instabilità dei versanti, il Piano stralcio è articolato in Piano stralcio delle fasce fluviali e Piano stralcio delle aree di versante in condizioni di dissesto.

Dal 17 febbraio 2017, con la pubblicazione nella GURI n.27 del 2 febbraio 2017, entra in vigore il D.M. 25 ottobre 2016 il quale sopprime le Autorità di bacino nazionali, interregionali e regionali. Il suddetto Decreto disciplina, al contempo, l'attribuzione ed il trasferimento delle competenze alle Autorità di bacino distrettuali. L'Autorità di Bacino interregionale del Marecchia-Conca è confluita pertanto all'interno della giurisdizione amministrativa dell'Autorità di Bacino distrettuale del Fiume Po.

Il progetto proposto si snoda lungo una fascia di crinale, con parziale interessamento di alcune pendici tutto ricompreso tra le quote 1020 e 1112 s.l.m. circa. Per tale ragione sussistono delle relazioni tra l'ubicazione dei principali interventi soprattutto riferibili alle opere civili, con le perimetrazioni di pericolosità geomorfologica che caratterizzano la parte del Piano di Bacino riferita alla stabilità dei versanti. Nessuna relazione o interferenza con aspetti legati alla pericolosità idraulica.

Il progetto proposto non interferisce, se non marginalmente per la viabilità di cantiere e per il tracciato del cavidotto (Tabella 2), con alcuna delle aree classificate in pericolosità geomorfologica da sottoporre a verifica. Questo grazie all'esito dei precedenti progetti presentati che sono stati caratterizzati da importanti indagini geognostiche e rilievi in campo, condotti tra il 2010 ed il 2017 dallo scrivente, le cui conclusioni sono migrate nel presente studio e, soprattutto, hanno orientato la scelta del nuovo layout che non interessa aree in dissesto attivo o quiescente. (PD.GEO.T.02.a).

Tabella 2. Interferenza tra le opere di progetto e le perimetrazioni di pericolosità.

Opera	Interferenza	Lunghezza (m)
Viabilità Interna al Parco	Aree in dissesto quiescente	335
	Aree in dissesto attivo	432
Cavidotto	Aree in dissesto quiescente	953
Viabilità Interna al Parco	Aree in dissesto quiescente	335

In ragione di ciò, risulta opportuno richiamare, il solo articolo delle Norme di Piano che risulta avere una relazione con gli interventi indicati nella tabella.

Art.17 – Aree in dissesto da assoggettare a verifica



Definizioni

Vengono definite come aree in dissesto da assoggettare a verifica le aree nelle quali sono presenti fenomeni di dissesto e di instabilità, attivi o quiescenti, individuate nelle tavole del Piano Stralcio (tavv.4.1...4.6), da assoggettare a specifica ricognizione e verifica in relazione alla valutazione della pericolosità dei fenomeni di dissesto.

Gestione

Ai fini della tutela ambientale, della conservazione del suolo e della difesa dalla pericolosità, la gestione delle aree in dissesto da assoggettare a verifica, fino al momento della avvenuta ricognizione e verifica si attua attraverso gli interventi previsti al comma 2 del precedente art.14 per le aree con fenomeni di dissesto attivi, e attraverso gli interventi previsti al comma 2 del precedente art.16 per le aree con fenomeni di dissesto quiescenti.

Prescrizioni

- a) Gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica comunali e le loro varianti che vengono adottati dopo l'entrata in vigore del Piano Stralcio effettuano la ricognizione delle aree in dissesto da assoggettare a verifica con la seguente procedura:
 - Redazione di uno studio geologico-geomorfologico dettagliato riguardante l'intera area in dissesto da assoggettare a verifica con approfondimenti geognostici e geotecnici (sondaggi, prove di laboratorio, verifiche di stabilità, ecc.), completi di eventuali esiti di monitoraggi sull'area interessata dalle previsioni di trasformazioni edilizia e/o urbanistica opportunamente estesa anche alle aree limitrofe;
 - Trasmissione dell'AdB della proposta conseguente allo studio effettuato, di eventuale perimetrazione e classificazione del dissesto secondo le definizioni degli artt.14,15,16;
 - Espressione del parere vincolante dell'AdB...
 - Recepimento della perimetrazione del Piano Stralcio secondo quanto disposto al comma 2 del precedente art.6.

Le zone così perimetrate sono assoggettate alle prescrizioni dei precedenti artt.14,15 e 16, fermo restando che per le aree per le quali vengono riscontrati livelli di pericolosità moderata o media gli strumenti urbanistici e territoriali devono rispettare le disposizioni del DM 11 marzo 1988. Per le parti di territorio interessate da fenomeni di dissesto da assoggettare a verifica, destinate alle S.U. in formazione ad usi agricoli...

- a) Nel caso di strumenti urbanistici generali o attuativi vigenti o adottati alla data di adozione del Progetto...
- b) In assenza di ricognizioni prescritte alle precedenti lett. a) e b), dalla data di entrata in vigore del Piano Stralcio, i titoli abilitativi, le approvazioni di opere pubbliche di cui alla legislazione vigente, gli strumenti urbanistici generali e le loro varianti, possono consentire solo gli interventi di cui al comma 3 lett. a) del precedente art. 14 nelle aree con fenomeni di dissesto attivi, e gli interventi di cui al comma 3 lett. a) del precedente art. 16 nelle aree con fenomeni di dissesto quiescenti. Sono



fatti salvi gli interventi per la stabilizzazione dei dissesti e gli interventi relativi a infrastrutture tecnologiche e a infrastrutture viarie esistenti; la realizzazione degli interventi relativi...

A valle, tuttavia, delle approfondite ricognizioni in campo anche e soprattutto di tipo geognostico, in ragione dell'aggiornato e dettagliato quadro conoscitivo risultante, dato atto che la quasi totalità degli interventi risultano esterni alle perimetrazioni di pericolosità, non emergono situazioni di particolare severità se non estese aree di disordine idrogeologico dove la mancanza di una corretta gestione del deflusso superficiale, stante la morfologia dei luoghi ed i litotipi affioranti, favorisce l'instaurarsi tuttalpiù di fenomeni soliflussivi. Non si ritiene sussistano, per le residue aree coinvolte negli interventi in progetto, peraltro riconducibili come accennato a piccoli tratti di viabilità di cantiere e del cavidotto, dinamiche gravitative attive o quiescenti suscettibili di riattivazione.

Per tale ragione non necessita, a parere degli scriventi, procedere con ulteriori verifiche, ritenendo quelle condotte, esaustive rispetto a quanto formulato e prescritto dal citato art.17 delle vigenti NTA.



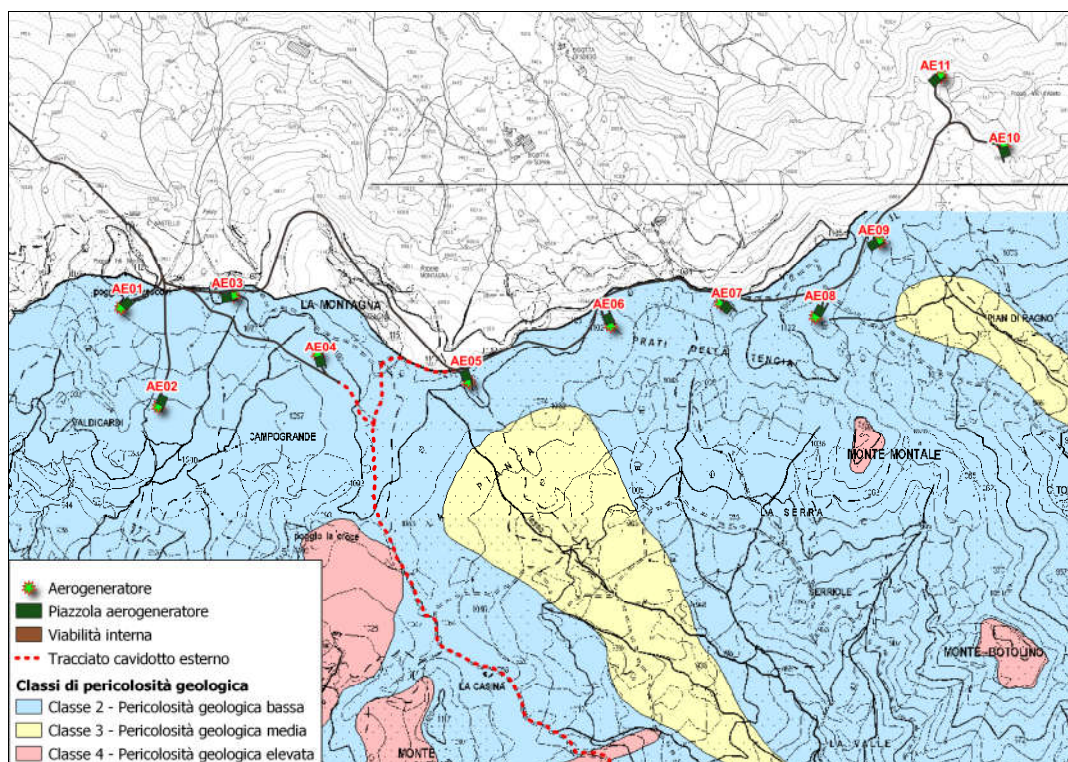
3.2 Zonazione di pericolosità da Strumenti Urbanistici comunali

Nei seguenti capitoli si riportano gli strumenti urbanistici dei comuni direttamente interessati dalle opere in progetto. Per quanto non specificato si rimanda alla consultazione dello Studio di Impatto ambientale.

3.2.1 Piano Strutturale – Badia Tedalda

Il Piano Strutturale vigente risulta approvato con delibera di Consiglio Comunale n. 44 del 14/09/2000. Nel corso degli anni sono intervenute alcune varianti di modeste entità che hanno modificato il primo assetto del PS e del RU.

Figura 2 – Estratto Carta della pericolosità geologica, Comune di Badia Tedalda



Per ciò che attiene l'assetto idrogeologico, il quadro conoscitivo del Piano Strutturale comunale comprende elaborati cartografici (Figura 2) che perimetrano il crinale ed i versanti in superfici più o meno interessate da dinamiche gravitativa attive o quiescenti. Le trasformazioni in queste zone sono subordinate al rispetto delle norme tecniche, sulla base delle criticità eventualmente presenti. Il grado di severità di quest'ultime viene sinteticamente rappresentato e definito da classi di pericolosità geologica, modulate secondo i fattori o le dinamiche evolutive riconosciute nell'ambito degli studi di supporto al quadro conoscitivo.

In ragione di ciò le norme tecniche riconoscono le seguenti classi di pericolosità:

- classe 2 – pericolosità bassa. Corrisponde a situazioni geologico-tecniche apparentemente stabili sulle quali permangono dubbi che comunque potranno essere chiariti a livello di indagine geognostica di supporto alla progettazione edilizia.
- classe 3 – pericolosità media. Non sono presenti fenomeni attivi, tuttavia le condizioni geologico-tecniche e morfologiche del sito sono tali da far ritenere che esso si trovi al limite dell'equilibrio e/o



può essere interessato da fenomeni di amplificazione della sollecitazione sismica o di liquefazione. In queste zone ogni intervento edilizio è fortemente limitato e le indagini di approfondimento dovranno essere condotte a livello di area nel suo complesso, sono inoltre da prevedersi interventi di bonifica e miglioramento dei terreni e/o l'adozione di tecniche fondazionali di un certo impegno.

- classe 4 – pericolosità elevata. In questa classe ricadono le aree interessate da fenomeni di dissesto attivi o fenomeni di elevata amplificazione della sollecitazione sismica e liquefazione dei terreni.

Come riportato in Figura 1, gli aerogeneratori ed i tratti di viabilità che ricadono all'interno del territorio comunale in questione, sono caratterizzati da classi di pericolosità di grado 2 ascrivibile quindi a "pericolosità geologica bassa".

3.2.2 Piano Strutturale Comunale – Casteldelci

Il piano regolatore generale di Casteldelci non è mai stato approvato (data di adozione con delibera di C.C. n. 30 in data 23/12/2004), pertanto le previsioni vigenti sono quelle oggetto del programma di fabbricazione del 1971.

In attuazione dell'accordo territoriale del 29/12/2010, tra Regione Emilia-Romagna ed ex Comunità montana alta Valmarecchia (oggi Unione di Comuni Valmarecchia, subentrata a titolo universale), che disponeva la redazione del **P.S.C. e del R.U.E. in forma associata**, i correlati piani sono stati adottati con le deliberazioni dei Consigli Comunali: n. 42 del 22.11.2017 del Comune di Casteldelci; n. 34 del 27.11.2017 del Comune di Maiolo; n. 46 del 23.11.2017 del Comune di Novafeltria; n. 58 del 25.11.2017 del Comune di Pennabilli; n. 42 del 24.11.2017 del Comune di San Leo; n. 69 del 23.11.2017 del Comune di Sant'Agata Feltria; n. 46 del 24.11.2017 del Comune di Talamello.



Figura 3 – Protezione delle acque sotterranee e divieto di smaltimento e recupero rifiuti con evidenziata l'area di intervento – Quadro Conoscitivo Comune di Casteldelci. Fonte: SIA – elaborazione su dati Comune di Casteldelci.

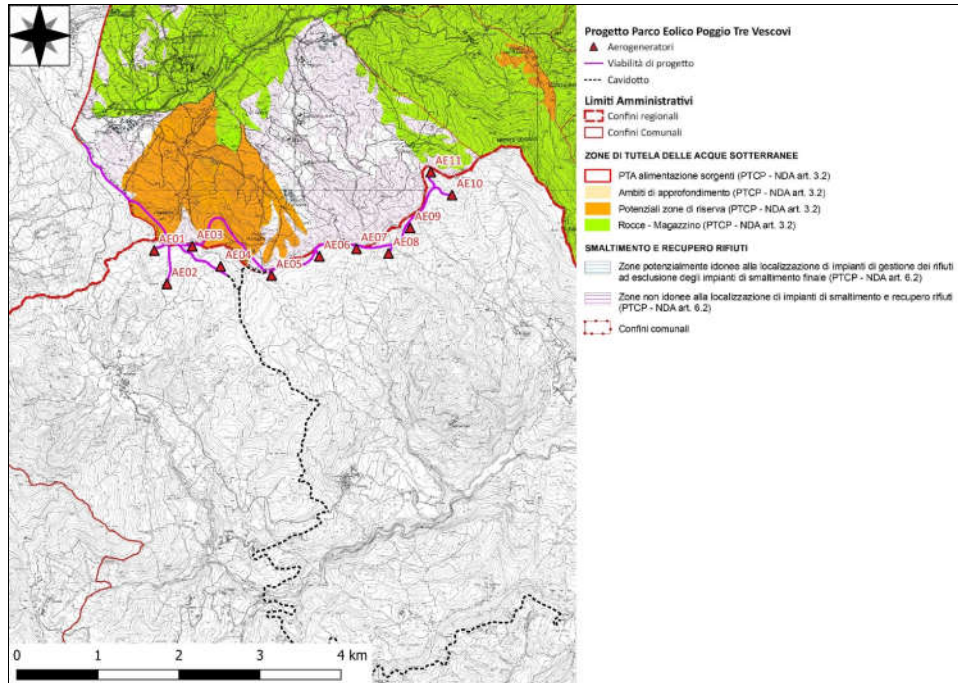
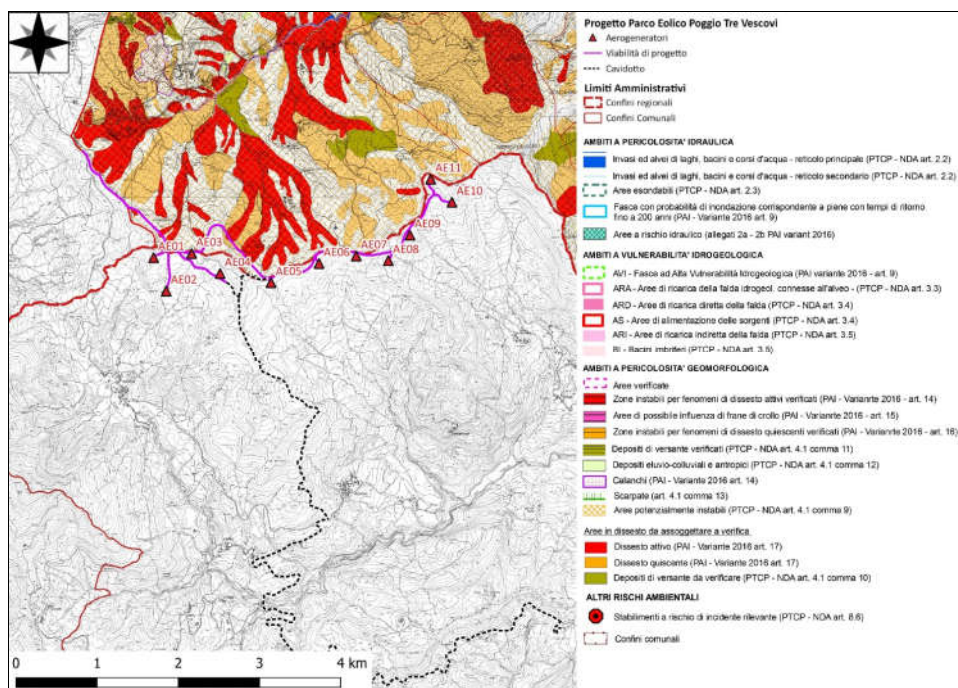


Figura 4 – Pericolosità idraulica, geomorfologica e vulnerabilità idrogeologica con evidenziata l'area di intervento – Quadro Conoscitivo Comune di Casteldelci. Fonte: SIA – elaborazione su dati Comune di Casteldelci.





Con riferimento alla protezione delle risorse idriche si rileva che il Quadro conoscitivo del PSC del Comune di Casteldelci colloca la porzione di progetto ricadente nel territorio comunale (nuova viabilità di collegamento tra gli aerogeneratori AE03 e AE05) in una zona di tutela delle acque sotterranee classificata “potenziali zone di riserva” (Figura 3). Tali aree sono normate dal seguente articolo:

Art. 3.2 Prestazioni ambientali dei nuovi ambiti insediativi e dei PUA Le norme d’attuazione del Piano prevedono

Il PSC persegue la sostenibilità ambientale dei nuovi insediamenti e di quelli già esistenti il cui sviluppo e trasformazione deve avvenire in coerenza con le VALSAT d’ambito e di località, con le disposizioni delle schede dei vincoli, con le norme del PTCP e con quelle di settore.

Per quanto riguarda il regime normativo di queste aree, la tavola del quadro conoscitivo rimanda all’art.3.2 delle Norme d’Attuazione del PTCP della Provincia di Rimini.

Infine, con riferimento alla pericolosità idraulica, geomorfologia e vulnerabilità idrogeologica si rileva che il Quadro conoscitivo del PSC del Comune di Casteldelci colloca la porzione di progetto ricadente nel territorio comunale (nuova viabilità di collegamento tra gli aerogeneratori AE03 e AE05) in aree potenzialmente instabili e per alcuni tratti di viabilità in aree in dissesto da assoggettare a verifica (Figura 4). Tali aree sono normate dal seguente articolo:

Articolo 3.1 Sicurezza idrogeologica e riduzione del rischio sismico

Al comma 1 si riportano gli obiettivi, ovvero *“Il PSC persegue la sicurezza idrogeologica la riduzione del rischio sismico dei nuovi insediamenti e di quelli già esistenti il cui sviluppo e trasformazione deve avvenire in coerenza con le VALSAT d’ambito e di località, con le disposizioni delle schede dei vincoli, con le norme del PTCP e con quelle di settore.”*

Mentre al comma 2 viene espresso come il Piano determini che al fine del comma 1 *“[...] ciascun intervento deve rispettare le condizioni e limitazioni d’uso in materia di pericolosità idraulica, geomorfologica e vulnerabilità idrogeologica così come normate dal PAI e dal PTCP di Rimini le cui disposizioni sono riportate nella tavola dei vincoli e nella relativa scheda.”* Per la consultazione di tali norme ed il confronto con le aree di localizzazione degli interventi di progetto, si rimanda ai paragrafi relativi al PTCP di Rimini (Art. 4.1 comma 9) per le aree potenzialmente instabili e al PAI Marecchia- Conca Variante 2016 (Art. 17).

3.3 Interazioni del progetto con le normative vigenti in tema di vincolo idrogeologico

In merito alle perimetrazioni di vincolo idrogeologico, la Legge Regionale 39/00 Legge forestale della Toscana unificata coordina la normativa regionale in materia forestale nel rispetto dei principi fondamentali dettati dalle leggi dello Stato in materia di boschi, territori montani, vincolo idrogeologico, difesa del suolo e tutela delle zone di particolare interesse ambientale. In accordo con quanto disciplinato dalla Legge 97/1994, i piani pluriennali forestali pongono come aspetto prioritario il “riassetto idrogeologico”, la sistemazione idraulico-forestale, l’uso delle risorse idriche, la conservazione del patrimonio monumentale dell’edilizia rurale, dei centri storici e del paesaggio rurale e montano. Il quadro normativo, oltre che con le successive modifiche, si è completato con il Regolamento Forestale della Toscana (DPGR 48/R dell’08/08/2023).

Nello specifico, l’intero areale interessato dalle opere in progetto, siano essi gli aerogeneratori e tutte le varie opere accessorie, si trova ricompreso all’interno del perimetro di vincolo idrogeologico ed interessato da aree boscate (PD.GEO.T.03.a). Così come disciplinato dalle vigenti normative in materia, i contenuti e le risultanze della presente relazione geologico tecnica, soddisfano i requisiti necessari per sostanziare il giudizio di compatibilità idrogeologica di quanto proposto.



4. QUADRO CONOSCITIVO – MODELLO CONCETTUALE

4.1 Inquadramento territoriale

4.1.1 *Assetto geologico*

L'area interessata dalla realizzazione del parco eolico si inserisce nel contesto strutturale evolutivo della catena appenninica, nella sua porzione centrale. L'evoluzione della catena appenninica si divide in due fasi distinte: la prima fase, denominata "oceanica", ed una seconda fase denominata "intracontinentale".

La fase oceanica ha inizio tra il Cretaceo inferiore ed il Cretaceo superiore e termina, nell'Eocene medio, in seguito alla completa chiusura dell'Oceano Ligure-Piemontese. Durante questa fase avviene un sottoscorrimento verso ovest delle coperture oceaniche, comprendente una parte del loro basamento (Unità Liguri), le quali vanno a costituire un primo prima di accrezione. Successivamente, nell'Eocene medio-superiore, la collisione tra margine continentale europeo (Sardo-Corso) ed il margine adriatico dà inizio alla così detta fase intercontinentale dell'orogenesi appenninica; quest'ultima fase si è sostanzialmente sviluppata a discapito del margine continentale adriatico occidentale. Nella fase intercontinentale si ha l'instaurarsi di una tettonica thrust e falde, con sottoscorrimento verso ovest delle Unità Toscane seguite dalle Unità Umbro-Marchigiane. In questa fase, il fronte compressivo che migra verso est, a partire dal Miocene medio, è seguito da un fronte distensivo legato principalmente alla distensione crostale che ha portato all'apertura del Bacino Tirrenico.

Dal punto di vista litologico la dorsale appenninica è costituita prevalentemente da sedimenti dolomitici, calcarei, calcareo-marnosi e marnoso-argillosi con età compresa fra il Trias superiore ed il Miocene inferiore. Si distinguono tre diversi ambienti, a cui corrispondono altrettante successioni con caratteri litostratigrafici uniformi e con assetti strutturali tipici:

- Dominio di piattaforma carbonatica: caratterizzato da successioni di calcari e calcari dolomitici;
- Dominio di transizione: caratterizzata da una successione di sedimenti aventi caratteristiche intermedie tra il dominio carbonatico ed il pelagico;
- Dominio pelagico: caratterizzato da una successione di rocce calcareo-silicomarnose.

La morfologia di questi ambienti è caratterizzata dalla presenza di superfici ad acclività ridotta in alta quota, e versanti con energia di rilievo elevata, che possono raggiungere dislivelli di parecchie centinaia di metri. Le rocce carbonatiche costituiscono, laddove affiorano, delle aree dove prevalgono i processi di infiltrazione delle acque meteoriche rispetto a quelli di ruscellamento. Le fasi tettoniche compressive dell'orogenesi appenninica hanno interessato queste aree tra la fine del Mesozoico ed il Miocene, producendo delle deformazioni prevalentemente fragili nel dominio di piattaforma. Le fasi traslative, con marcata vergenza orientale e nord-orientale, hanno prodotto l'accavallamento delle dorsali carbonatiche, a formare l'attuale edificio a falde sovrapposte che costituisce la catena. Alla tettonica distensiva plio-pleistocenica, ed al sollevamento rapido della catena avvenuto nel Pleistocene medio, è legata la formazione delle estese depressioni interne alla catena appenninica che sono divenute altrettanti bacini di sedimentazione continentale, così come il vulcanismo del margine tirrenico.



4.1.2 *Assetto geologico locale*

Nell'area di interesse affiorano principalmente terreni appartenenti al Dominio Ligure, al Dominio Epiligure ed al Dominio Toscano (PD.GEO.T.04.a). Di seguito si riportano le principali formazioni rinvenute:

Dominio Ligure:

- Formazione di Monte Morello: caratterizzata da un'alternanza di marne giallo-brune con frattura a saponetta, calcari marnosi bianco-giallastri a grana finissima e frattura concoide, argilliti ed argilliti marnose grigie, arenarie calcifere micacee avana e rare calcareniti biancastre; lo spessore degli strati varia da pochi centimetri ad alcuni metri. Verso la base è talora presente una litofacies prevalentemente marnosa con rare intercalazioni di marne argillose brune;
- Formazione di Villa Radda: costituita da argilliti rosse e verdi a frattura aciculare spesso alternate a rari strati di arenarie con cemento carbonatico; raramente sono presenti piccoli strati di calciscisti e calcareniti grigio scure. Localmente le argilliti risultano profondamente alterate e caoticizzate ed al loro interno sono compresi blocchi di arenarie ofiolitiche e livelli "budinati" di calcari marnosi;
- Formazione di Sillano: caratterizzata da argilliti brune, verde e meno frequentemente rosse, calcisiltiti e calcareniti verdastre, marne biancastre ed arenarie calcarifere variamente alternate. Talora le arenarie o le argilliti possono divenire molto abbondanti.

Dominio Toscano:

- Marne di Vicchio: costituita da marnosiltiti grigie con sottili livelli (5-15 cm) di arenarie, frequentemente glauconiche, a granulometria media, con una frazione di cemento carbonatico. Raramente sono presenti livelli di calcareniti a grana anche grossolana. Nella parte basale prevale la facies pelitico arenacea, in cui è presente un orizzonte di arenarie fini, marnosiltiti e selci nere. Al di sopra si trova una facies marnosa con abbondanti granuli di glauconia, con arenarie finissime e calcareniti in strati molto sottili. Verso il tetto si torna ad una facies pelitico arenacea con strati molto sottili. Presenti slump intraformazionali.

Dal punto di vista tettonico, l'area su cui insiste il parco eolico in progetto, risulta essere interessata da uno stile gravitativo instauratosi in seguito al sovrascorrimento di una potente coltre sedimentaria (Colata Gravitativa del Montefeltro) sul substrato autoctono, mobilitata dai fenomeni orogenetici di sollevamento e migrazione verso N.E. della catena appenninica.

Tale colata gravitativa è caratterizzata da uno spiccato assortimento di depositi formazionali che realizzano contatti fra terreni di età alquanto differenziata, retaggio del forte rimaneggiamento cui sono state oggetto le formazioni per effetto del prolungato trasporto, nonché degli episodi avvenuti sulla coltre durante la sua progredazione in senso adriatico e sia nelle fasi di arresto avvenute all'incirca nel Pliocene inferiore. I depositi formazionali più antichi, drasticamente dislocati dal bacino sedimentario di origine, risultano spiccatamente alloctoni e talora per il forte rimaneggiamento subito, si risolvono in ammassi indifferenziati.

In generale l'intensa azione tettonica che si è esercitata nel contesto territoriale in esame ha indotto la stratificazione ad assumere assetti molto assortiti e variegati.



4.2 Assetto idrogeologico

Il reticolo idrografico che caratterizza, sia l'area del parco eolico in progetto sia i territori contermini, è riferibile sostanzialmente al bacino idrografico che afferisce al Fiume Marecchia. In generale il reticolo idrografico si presenta di tipo dendritico e scarsamente gerarchizzato in cui, l'asta principale alla quale fanno riferimento i vari affluenti e tributari minori, è rappresentata dal Fiume Marecchia impostata sulla direttrice principale SW-NE; tale direttrice primaria risulta potenzialmente riconducibile all'assetto geostrutturale che ha determinato ed influenzato l'impostazione nonché l'evoluzione delle principali direttrici di deflusso. Il bacino del Marecchia-Conca è delimitato dal bacino del Fiume Tevere proprio dal crinale Poggio Tre Vescovi - Monte Montale il quale ha la funzione di spartiacque.

Dalla zona di crinale nasce il Torrente Sennatello presente sul versante settentrionale, tributario del Fiume Marecchia, particolarmente significativo da un punto di vista idraulico. In esso conferiscono localmente in destra orografica, da ovest verso est, i seguenti tributari: Fosso della Caparra, Fosso del Faggettino, Fosso della Rupina, Fosso della Bigotta.

Dalla quota assoluta di circa 920 m verso valle, i corsi d'acqua dimostrano di incrementare percettibilmente la loro azione erosiva con locali effetti di sensibile scalzamento. Questa condizione, oltre che dal preminente affiorare di depositi argillosi degradabili, è prodotta dal sensibile contingentamento dei flussi idrici incanalati alle quote medio-basse dei versanti, dove gli impluvi assumono maggiore definizione e l'apporto idrico aumenta in ragione della più ampia superficie sottesa dai bacini imbriferi.

L'assetto idrogeologico è strettamente connesso alla struttura geologica territoriale, rappresentata da lembi calcareo-marnosi molto intensamente fratturati sovrapposti a terreni argillosi sostanzialmente impermeabili. La sensibile disarticolazione tettonica e frammentazione intervenute nel deposito formazionale carbonatico-marnoso, gli hanno conferito permeabilità secondaria. Questa caratteristica, unita alle anomalie morfologiche dei versanti (costellati da locali attenuazioni di pendenza e/o depressioni dove il drenaggio superficiale è drasticamente rallentato), incentivano un'abbondante infiltrazione di acque nel sottosuolo. La conseguente circolazione idrica sotterranea, si instaura a diverse profondità nell'ambito dell'ammasso calcareo-marnoso fratturato emergendo a varie quote, soprattutto lungo il versante romagnolo, con una serie di sorgenti condizionate dall'assortito scenario di rapporti che intercorrono fra caratteri lito-stratigrafici, struttura geologica e morfologica.

Nel 2010, nell'area di intervento, sono stati realizzati dei sondaggi attrezzati a piezometro a tubo aperto (PD.GEO.T.05.a) per monitorare la possibile circolazione idrica sotterranea.

Nella seguente tabella se ne delineano i primi riscontri:

Sondaggio	Profondità (m)	Finestratura Piezometro Ø 88.9 mm	Quota piezometrica (m) relativa
S03	25	3-22 m	3.50
S27	27	3-24 m	17.60
S29	30	3-27 m	4.29
S34	25	3-22 m	2.25

La campagna geognostica condotta ha consentito di appurare la presenza di una debole circolazione idrica sub superficiale, residente nella coltre di alterazione, la cui potenzialità è da considerarsi effimera e correlata soprattutto al disordine idrogeologico dei versanti caratterizzati da una scarsa efficienza del drenaggio superficiale che facilita l'infiltrazione delle acque di deflusso superficiale. I saggi geognostici condotti nel



2016 hanno confermato la presenza di circolazione idrica a varie profondità, comprese mediamente tra 2.5-4.5 metri dal locale piano di campagna confermando livelli piezometri commisurati alle quote dei livelli saturi precedentemente identificati nella campagna condotta tra il 2010 ed il 2011.

4.3 Assetto geomorfologico

Per quanto riguarda l'assetto geomorfologico, la porzione montano-collinare del contesto areale in cui si inserisce il parco eolico in progetto, è contraddistinta dalla presenza di formazioni che, presentando caratteristiche litotecniche ed evoluzione tettonica molto diverse, hanno determinato una grande varietà di forme di paesaggio, principalmente caratterizzato da contropendenze ed irregolarità del profilo topografico. Si passa dai pendii dolci e ricoperti da distese prative in corrispondenza degli affioramenti marnoso-argillitici a versanti ripidi e boscosi in corrispondenza dei calcari appartenenti alla formazione di Monte Morello o di San Marino o addirittura brulli e calanchivi delle zone di affioramento nelle Argille Variocolori.

La presenza di alti gradienti di pendio e la sovrapposizione di ammassi rocciosi rigidi e fortemente fratturati su litotipi argillosi, facilita l'insorgere di fenomeni franosi. Sono infatti noti da tempo i numerosi fenomeni gravitativi caratterizzati sia da crolli e ribaltamenti delle pareti rocciose, sia dalla mobilitazione della coltre argillosa a seguito di periodi di piogge persistenti. La sintetica descrizione geo-tettonica, pocanzi esposta nel precedente capitolo, mostra come le cause predisponenti che rendono il territorio più o meno sensibili all'insorgere dei fenomeni franosi siano arealmente molto diffuse. Tra le varie cause si cita la presenza di accumuli di frane preesistenti, i depositi superficiali sciolti, le formazioni prevalentemente argillose, le rocce poco cementate e/o intensamente fratturate e/o alternate a livelli plastici ed i disequilibri del reticolo idrografico. In generale, la concomitanza dei fattori citati, fa sì che la configurazione morfologica di area vasta esprima l'intercalare di ondulazioni talora in rapida successione, che realizzano a luoghi superfici depressionarie apprezzabilmente accentuate.

A quest'ultimo aspetto si correlano direttamente le disomogeneità morfologiche prima citate, prodotte da episodi di destabilizzazione in massa del terreno antiche e recenti. Il territorio oggetto di studio esprime tendenze di evoluzione geomorfologia selettiva, direttamente connessa con le caratteristiche di stabilità e di resistenza all'erosione dei terreni. L'intercalare di aree occupate da depositi formazionali calcareo-marnosi affioranti, da coperture detritiche eterogenee e da formazioni geologiche a composizione prevalentemente argillosa, rappresenta la principale discriminante ai fini della stabilità. Il primo fattore che ha predisposto la successiva tendenza di evoluzione geomorfologia territoriale è rappresentato dalla tettonica, la quale quando interviene intensamente nella roccia produce, oltre alla disgregazione meccanica, permeabilità secondaria attivando infiltrazione e circolazione idrica nel sottosuolo.

Talora, il sensibile addensamento delle fratture determinato dalla tettonica, si risolve nella produzione di ammassi detritici che possono acquisire rilevante estensione e potenza. L'attività idrogeologica che si instaura nei depositi formazionali permeabili esercita effetti destabilizzanti sia nell'ambito delle coperture detritiche, in genere decompresse, sia al contatto con i depositi argillosi frequentemente instaurati alla base. La mobilitazione spesso reiterata delle coltri detritiche produce ondulazioni morfologiche talvolta in rapida successione, mentre il franamento delle argille formazionali provoca scalzamenti e repentini incrementi di acclività, introducendo condizioni di precarietà statica anche nell'ambito dei soprastanti depositi calcareo-marnosi fratturati. Completano infine il modellamento della superficie topografica, tutti quei processi collaterali e interattivi di erosione idrica, scollamento e movimento lento per creeping dei primi orizzonti del terreno.



La Tavola PD.GEO.T.06.a integra i contributi dei differenti bacini di pertinenza, con una lettura originale dell'assetto geomorfologico, mettendo in evidenza le interazioni tra il parco eolico in progetto e le forme del rilievo identificate nell'intero areale.

Indagini geognostiche e rilievi in campo

Il modello concettuale sitospecifico mutua dalle reiterate campagne geognostiche che si sono susseguite all'interno dell'areale a partire dal 2011 e che hanno contraddistinto il primo progetto proposto nel 2011 ed il secondo nel 2017, investigando parti consistenti di territorio, ricorrendo a varie metodologie di indagine che hanno consentito di sviluppare una progettazione, soprattutto delle opere civili, a livello di definitivo (PD.GEO.T.07.a).

La campagna geognostica condotta nel 2010 è stata caratterizzata dalle seguenti indagini:

- N.15 sondaggi a carotaggio continuo spinti a profondità variabili tra i 25 ed i 30 metri dal locale p.c., con esecuzione di SPT in foro, prelievo campioni indisturbati e rimaneggiati, installazione piezometri, inclinometri e rivestimenti per prospezioni sismiche in foro (Down-Hole);
- N.15 prove penetrometriche dinamiche spinte fino ad una profondità massima di 13 metri dal p.c.;
- N.2 prospezioni sismiche in foro (Down-Hole);
- N.26 prospezioni sismiche attive (tomografie e MASW);
- N.12 prospezioni sismiche passive (HVSr Tromino Engy Plus);
- N.7 verticali di prospezione attrezzate per monitoraggio inclinometrico;
- N.4 verticali di prospezione attrezzate per monitoraggio piezometrico.

Le suddette indagini sono state realizzate soprattutto in corrispondenza delle piazzole di imposta degli aerogeneratori, ovvero nelle aree in cui si concentravano gli interventi di maggior impatto e su cui era necessario condurre opportune verifiche geotecniche di supporto alla progettazione degli impianti di fondazione delle pale eoliche. La tipologia e l'ubicazione delle indagini sono state definite anche in funzione dell'estensione e della complessità geologica nonché geomorfologica dell'area, con l'obiettivo di definire le caratteristiche litotecniche della copertura e del substrato alterato/allentato, potenzialmente interessato dalle dinamiche gravitative oggetto di verifica.

La campagna geognostica condotta nel 2017 è stata caratterizzata dalle ulteriori nuove indagini:

- N.71 trincee con escavatore meccanico, esecuzione di pocket e ricostruzione litostratigrafica di dettaglio e verifica di circolazione idrica;
- N.15 prospezioni sismiche attive (tomografie);
- N.6 prove penetrometriche dinamiche;
- N.35 verifiche di stabilità.

Le indagini sono state concentrate in aree non interessate da approfondimenti geognostici durante lo studio condotto nel 2010 ed hanno permesso di ampliare il quadro conoscitivo, verificare la geometria e le caratteristiche dei terreni di copertura, la presenza o meno di falda e la profondità del substrato roccioso.

Di quanto descritto nei successivi capitoli, verrà data opportuna ed approfondita descrizione.



4.4 Sondaggi a carotaggio continuo (Campagna indagine 2010-2011)

I sondaggi a carotaggio continuo sono stati eseguiti con due sonde del tipo “Massenza Prim 30” montata su autocarro Magirus, e Massenza, montata su cingoli, usando un tubo carotiere da 101 mm e seguendo modalità ed accorgimenti atti a garantire la massima rappresentatività dei terreni indagati. I sondaggi sono stati spinti fino ad una profondità compresa fra i 25 ed i 30 metri dal locale piano campagna, opportunamente verificata e stabilita in corso d’opera in modo da intercettare il substrato argillitico o calcareo marnoso tipici di questo areale.

In prima analisi sono state fatte considerazioni riguardo la consistenza degli orizzonti litostratigrafici coesivi mediante prove direttamente sulle carote estratte, utilizzando un Pocket Penetrometer. Sulla base delle prime indicazioni emerse, sono stati quindi prelevati, a profondità definite, campioni indisturbati di terreno, parte dei quali sono stati sottoposti ad analisi di laboratorio al fine di ricavare i principali parametri geomeccanici. Per il prelievo sono stati adottati campionatori tipo Shelby a pareti sottili. Le fustelle utilizzate (\varnothing int. = 88.9 mm), in acciaio, sono state accuratamente sigillate su ambedue i lati con paraffina e tappi a pressione.

Per la completa visione delle stratigrafie nonché per la visione dei report fotografici prodotti si rimanda alla visione dell’allegato PD.GEO.S.02.a.

Di seguito si riporta sinteticamente le principali informazioni relative ai sondaggi realizzati; si ricorda come nelle verticali realizzate, come riportato nello specifico capitolo precedentemente trattato, siano state realizzate in totale n.35 prove penetrometriche dinamiche in avanzamento (S.P.T.).

Sondaggio	Prof. (m)	Piezometro \varnothing 88.9 mm	Inclinometro	S.P.T.	Down-Hole	Campioni Ind.	Campioni Rim.
S01	25	-	-	2	-	1	-
S02	27	-	1	2	-	-	-
S03	25	1	-	2	-	1	-
S04	25	-	1	4	-	-	-
S08	25	-	1	-	-	-	-
S09	25	-	1	3	-	-	1
S10	25	-	-	2	-	-	1
S13	30	-	-	1	1	-	2
S15	25	-	1	2	-	-	2
S17	30	-	1	1	-	-	1
S26	30	-	-	3	1	-	1
S27	27	1	-	3	-	1	1
S29	30	1	-	3	-	-	-
S34	25	1	-	2	-	2	1
S35	25	-	1	4	-	-	-
Totali	399	4	7	34	2	5	10

In corrispondenza delle aree classificate in pericolosità geomorfologica e con evidenze di dinamiche gravitative sia a livello bibliografico sia riscontrate in seguito ai sopralluoghi eseguiti nell’area, si è ritenuto



opportuno attrezzare i fori di sondaggio con tubi inclinometrici in acciaio a sezione circolare. In totale, sulle aree selezionate, sono stati installati n.7 tubi inclinometrici.

D'altra parte, in corrispondenza di evidenti e significative manifestazioni idriche, si è deciso di attrezzare i fori di sondaggio con tubi piezometrici per monitoraggi idrogeologici; nel complesso sono stati installati n.4 presidi di monitoraggio piezometrico, con tubi in PVC finestrati da 88.9 mm costituiti da vari spezzoni di lunghezza massima 300 cm saldati assieme mediante giunzioni filettate "maschio/femmina". Il disegno del complemento del tubo piezometrico è stato deciso in corso d'opera in base alla stratigrafia rinvenuta: in linea generale gli spezzoni ciechi del tubo piezometrico sono stati installati sia nel tratto finale del foro di sondaggio, in corrispondenza degli orizzonti argillosi ritenuti essere impermeabili, sia nel tratto iniziale in modo da isolare correttamente la porzione superficiale di terreno.

In corrispondenza del tratto filtrante finestrato, l'intercapedine tra il tubo stesso e la parete del foro è stata riempita, con del materiale drenante costituito da ghiaietto uniforme di circa 2-3 mm di diametro. Successivamente, in corrispondenza del tratto cieco tra il piano campagna ed il primo tratto finestrato, l'intercapedine tra il suddetto tratto e la parete del foro, è stata riempita con un mix di pellets bentonitici (spessore di circa 1 metro) e boiaccia cementizia miscelata con un 2% di bentonite in polvere, iniettata dal basso verso l'alto. La miscela garantisce il corretto isolamento del tratto finestrato rispetto agli orizzonti di terreno superficiale, impedendo quindi fenomeni di infiltrazione.

Infine, due sondaggi sono stati completati per l'esecuzione di prove sismiche in foro di tipo Down-Hole. L'integrazione geofisica si è resa necessaria al fine di procedere ad una taratura e ad un confronto con le precedenti campagne sismiche, nel tentativo di validare poi un modello sito specifico sulle caratteristiche sismiche degli areali investigati.

4.5 Prove penetrometriche in foro S.P.T. (Campagna indagine 2010-2011)

Le prove penetrometriche S.P.T. (Standard Penetration Test) sono state eseguite sugli orizzonti più granulari riscontrati durante la realizzazione dei sondaggi a carotaggio continuo, con l'obiettivo di indagarne le caratteristiche meccaniche mediante la determinazione della resistenza che il terreno ha offerto alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso, a partire dal fondo del foro sondaggio. La prova consiste nel fare cadere un maglio, del peso di 63.5 kgm da un'altezza di 76 cm, su di una testa di battuta fissata alla sommità di batterie di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore con punta conica, per l'analisi dei terreni incoerenti, di dimensioni standardizzate.

Nel corso della prova viene registrato il numero di colpi necessari per l'affondamento del campionatore per tre tratti consecutivi di 15 cm cadauno: il valore definitivo N_{spt} è definito dalla somma dei due valori registrati per l'infissione degli ultimi 30 cm. Di seguito si riporta la tabella riepilogativa dei risultati ottenuti.

Sondaggio	S01	S02	S03	S04	S09	S10	S13
Profondità (m)	6.60 - 16.00	4.60 - 18.20	7.50 - 18.20	4.00 - 8.00 - 12.00 - 18.00	8.00 - 12.00 - 18.00	8.15 - 12.00	17.00
Ncolpi	11/14/14 Rif.	Rif. 9/14/22	8/14/20 9/14/22	13/43/13 17/25/26 24/29/32 Rif.	20/18/19 Rif. 20/30/37	Rif. 10/20/26	Rif.
Nspt	27.9	-	33.8	26.9	36.8	-	-



	-	35.9	35.9	50.0 60.8 -	- 66.8	45.8	
--	---	------	------	-------------------	-----------	------	--

Sondaggio	S15	S17	S26	S27	S29	S34	S35
Profondità (m)	4.70 - 8.00	5.70	8.40 - 13.00 - 18.00	8.00 - 12.00 - 18.00	4.00 - 8.00 - 12.00 - 18.00	4.65	4.00 - 8.00 - 12.00 - 18.00
Ncolpi	Rif. Rif.	12/17/27	Rif. Rif. Rif.	9/6/20 12/18/25 Rif.	18/16/13 18/20/24 Rif. Rif.	4/7/10	Rif. 27/35/40 Rif. Rif.
Nspt	- -	43.8	- - -	25.9 42.8 -	28.9 43.8 - -	16.9	- 74.7 - -

4.6 Analisi di laboratorio (Campagna indagine 2010-2011)

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo, sono stati prelevati n.5 campioni indisturbati e n.10 campioni rimaneggiati, entro orizzonti ritenuti essere più significativi, al fine di una dettagliata valutazione sulla natura e sulle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti nel sito. Per la presenza pervasiva di materiali lapidei, il prelievo di campioni indisturbati in fustella è stato spesso condizionato e talvolta limitato. La frequente impossibilità di prelevare correttamente campioni di terreno indisturbato ha spinto verso l'acquisizione di campioni rimaneggiati, con la consapevolezza che la qualità delle analisi di laboratorio sarebbe stata altresì condizionata in modo negativo. Si precisa come per un paio di campioni rimaneggiati non è stato possibile eseguire alcun tipo di determinazione significativa, non rientrano pertanto nel novero di quelli sottoposti a procedure analitiche.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa dei campioni prelevati.

Sondaggio	Campioni	Profondità (m. da p.c.)
S01	C1 (indisturbato)	3.60 – 4.00
S03	C1 (indisturbato)	3.60 – 4.00
S09	C1 (rimaneggiato)	5.60 – 6.00
S10	C1 (rimaneggiato)	4.70 – 5.00
S13	C1 (rimaneggiato) C2 (rimaneggiato)	4.00 – 4.50 8.00 – 8.50
S15	C2 (rimaneggiato)	6.20 – 6.70
S17	C2 (rimaneggiato)	9.50 – 9.95
S26	C1 (rimaneggiato)	3.00 – 3.40
S27	C1 (indisturbato)	4.00 – 4.50



	C2 (rimaneggiato)	8.40 – 8.70
S34	C1 (indisturbato)	2.60 – 3.20
	C3 (indisturbato)	7.10 – 7.60

Sulla base delle esigenze progettuali, è stato definito il programma di accertamenti analitici da condurre sui campioni prelevati in sito. Di seguito sono riassunte schematicamente le varie tipologie di prove effettuate.

Tipologia di analisi	Campioni											
	S1 C1	S3 C1	S9 C1	S10 C1	S13 C2	S15 C2	S17 C2	S26 C1	S27 C1	S27 C2	S34 C1	S34 C3
Granulometrie	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Limiti di Atterberg	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Contenuto d'acqua	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Peso di volume	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Prova di taglio CD		X					X	X			X	X
Prova di taglio Residuale						X	X	X				
Prova EE.LL		X				X						
Triax UU	X							X	X			X
Prova edometrica		X										X

Per quanto concerne le caratteristiche fisiche, su tutti i campioni sono state determinate granulometria, limiti di consistenza oltre al contenuto d'acqua e peso di volume. Per quanto riguarda invece le caratteristiche meccaniche, nei campioni prelevati in corrispondenza degli areali caratterizzati dalla presenza di una copertura di spessore significativo per interventi in progetto e dove le prove penetrometriche hanno fornito informazioni parziali o meritevoli di approfondimenti ed implementazioni, è stato deciso di eseguire prove di espansione libera laterale, prove triassiali non drenate, prove di taglio diretto e residuale in modo da determinare, oltre ai parametri di resistenza di picco in condizioni di breve e lungo termine, anche i parametri residuali rappresentanti i valori di resistenza minimi garantiti dai terreni indagati. Con i medesimi criteri si è deciso di eseguire prove edometriche per accertare le caratteristiche di compressibilità di orizzonti apparsi particolarmente plastici.

Occorre tuttavia evidenziare che le analisi di laboratorio si sono rivelate alquanto difficoltose, vista la complessa natura dei materiali, che a luoghi assumono caratteristiche di roccia tenera. La presenza, inoltre, di clasti eterometrici ha talora imposto l'esecuzione di prove su campioni ricostruiti, con conseguente parametrizzazione della sola frazione fine. Per questo si è ritenuto opportuno tarare i dati derivanti dalle prove di laboratorio con le risultanze delle prospezioni in sito, riferibili in particolare alle prove penetrometriche dinamiche condotte sia in foro (S.P.T.) che con metodologia D.P.S.H. La definizione delle principali caratteristiche geotecniche dei terreni investigati è stata supportata anche dalle correlazioni disponibili in letteratura.

Per una visione completa delle risultanze si rimanda al contributo specialistico in allegato, PD.GEO.S.03.a.



4.7 Prove penetrometriche dinamiche D.P.S.H. (Campagna indagine 2010-2011)

La prova penetrometrica dinamica super pesante D.P.S.H. (Dynamic Probing Super Heavy) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. L'attrezzatura è composta da una batteria di aste lunghe 1 metro ed un diametro di 32 mm alla cui estremità inferiore è collegata una punta conica avente angolo di apertura di 60° e da un maglio battente di 63.5 kg che viene fatto cadere da un'altezza di 75 cm. I risultati vengono riportati su dei grafici, nei quali compaiono sulle ascisse il numero di colpi necessari per avere un avanzamento della punta di 20 cm e sulle ordinate la profondità: in base al numero dei colpi necessari per avere un avanzamento della punta di 20 cm è possibile ricavare la resistenza del terreno e, servendosi di correlazioni empiriche bibliografiche, dei valori indicativi sui principali parametri geotecnici del terreno stesso. Le prove sono state condotte fino ad arrivare al rifiuto della prova stessa, raggiungendo profondità comprese tra 1.0 e 13.0 metri dal locale piano di campagna.

Per la completa visione degli esiti delle prove condotte si rimanda alla visione dei certificati allegati al presente documento (PD.GEO.S.01.a).

4.8 Prospezioni sismiche (Campagna indagine 2010-2016)

Nel 2010, per la caratterizzazione microsismica locale, sono stati eseguiti n. 26 stendimenti sismici (MASW e Tomografie sismiche), n. 2 prove sismiche in foro di tipo Down-Hole e n. 12 stazioni di misura dei microtremiti.

Nel 2016, ad integrazione della precedente campagna geognostica, sono realizzate ulteriori n. 15 stese sismiche tomografiche ad onde P; si rimanda all'allegato PD.GEO.S.05.a per la completa visione dei risultati emersi.

La scelta di tale metodologia, non invasiva, è dovuta oltre alle difficoltà operative che impedivano di fatto per alcuni siti l'adozione di altri sistemi di prospezione, anche di tipo diretto, al fatto che tale metodologia consente di ottenere, in simili contesti litostratigrafici, una sorta di radiografia del sottosuolo sino a profondità compatibili alle necessità investigative emerse: l'interpretazione dei dati, infatti, è tanto più attendibile quanto maggiori sono le informazioni e i dati derivanti da analisi di campo.

Nello specifico dell'area oggetto di intervento, la buona conoscenza della geologia dell'area, ottenuta attraverso una dettagliata e capillare campagna geognostica, ha offerto all'interpretazione dell'indagine sismica un modello di riferimento e di taratura efficace per comprendere soprattutto lo spessore e la geometria della coltre di alterazione e detritica superficiale. Si è pertanto deciso di eseguire un'indagine sismica a rifrazione di tipo convenzionale ad onde compressionali (Onde P), la più adatta per affrontare problemi di questo tipo. La presenza, infatti, di un substrato roccioso implica l'esistenza di contrasti di velocità delle onde compressionali ben rilevabili.

La tipologia e la disposizione delle indagini è stata inoltre stabilita per ottenere un'adeguata densità di investigazione con lo scopo anche di supportare le prospezioni geognostiche dirette per l'elaborazione di modelli litotecnici, geomeccanici e sismici sitespecifici.

4.8.1 MASW (Campagna indagine 2010-2016)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di prospezione sismica che, attraverso la registrazione della propagazione delle onde di superficie (Rayleigh), permette di risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio S nel sottosuolo, portando quindi a determinare anche il parametro $V_{s,eq}$ (velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio).



Per l'acquisizione dei dati sismici è stato impiegato un amplificatore sismico DMT COMPACT a 24 canali con 24 bit di precisione nella conversione A/D equipaggiato con geofoni a frequenza naturale di 8 Hz, utilizzando come sorgente di energia una mazza da 10 Kg con piastra di ferro. I dati sono stati elaborati mediante il software "SWAN ver. 1.4" prodotto dalla GeoStudi Astier di Livorno.

Ai fini di una completa caratterizzazione sismica dell'area indagata è stato elaborato:

- Tomografia sismica, con restituzione di profilo tomografico 2D delle onde di compressione V_p ;
- MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), le quali si basano sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie per la costruzione di un modello monodimensionale verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .
- In base ai risultati ottenuti dall'interpretazione dei profili di velocità con tecnica MASW si evidenzia il valore numerico delle V_{s30} relativo alle diverse stese sismiche con il fit migliore di cui:

Stendimento Sigla	V_{s30} (m/s)	Categoria di sottosuolo	Stendimento Sigla	V_{s30} (m/s)	Categoria di sottosuolo
S01	588	B	S15	535	B
S02	578	B	S18	619	B
S03	425	B	S20	605	B
S04	653	B	S22	637	B
S08	623	B	S23	700	B
S09_1	518	B	S27	615	B
S10	523	B	S28	612	B
S11	643	B	S29	710	B
S12	592	B	S34	278	C
S14	475	B	S35	584	B

Si ribadisce come la tabella pocanzi presentata, come anticipato in premessa, fa riferimento alla campagna geognostica condotta nel 2010. La nuova configurazione progettuale, ridimensionata in termini degli aerogeneratori installati, si articola all'interno di areali già sufficientemente investigati dal punto di vista geofisico sia dalla campagna condotta nel 2010 sia nella successiva integrazione del 2016/17. Per tali ragioni, al fine di risultare coerenti con quanto stabilito dalle nuove NTC18 per quanto riguarda la definizione delle V_{seq} , si è provveduto ad una ricognizione spaziale tra la nuova configurazione progettuale e le precedenti con lo scopo di identificare "zone omogenee" dal punto di vista del comportamento sismico. La definizione di tali zone ha necessariamente tenuto conto anche delle condizioni geologiche al contorno e dei rapporti geometrici tra i vari orizzonti litostratigrafici identificati.

Lo studio ha permesso quindi di definire dei valori di V_{seq} "di riferimento" per ciascun areale interessante i nuovi aerogeneratori in progetto. La definizione di tali valori, propedeutici per la definizione della categoria di sottosuolo, è riportata nel capitolo 6.1 del presente documento.

4.8.2 Sismica in foro Down Hole(Campagna indagine 2010-2011)

Lo scopo del carotaggio sismico down-hole consiste nel determinare la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde SH), calcolando il tempo ad esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota



dal foro). Si suppone che il volume di terreno, interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno d'ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo ed isotropo.

I fori dei sondaggi meccanici sono stati appositamente attrezzati, per realizzare al loro interno una prova down-hole, con un rivestimento in PVC per tutta la loro lunghezza (30 m).

Le tubazioni di rivestimento sono state rese solidali con il terreno attraverso l'iniezione di una miscela cementizia lungo tutte le pareti esterne a contatto con il terreno.

La prova in generale consiste nel produrre in superficie sollecitazioni verticali per la generazione di onde di compressione P, ed orizzontali per la generazione di onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH e nel registrare l'istante di primo arrivo del treno d'onde ad un sistema composto da una terna di geofoni, ancorati a profondità nota nel foro di sondaggio

Conosciuta la distanza tra la sorgente ed i ricevitori e determinato il tempo di propagazione, è possibile stimare in maniera accurata la distribuzione delle velocità sismiche (P e SH) in corrispondenza della verticale di misura.

I tempi d'arrivo delle onde di compressione e di taglio sono stati corretti, rispetto alla verticale, e riportati su un diagramma profondità – tempi sui quali sono stati individuati i tratti a pendenza circa costante. Dalla pendenza dei tratti sono state determinate le velocità intervallari delle onde P ed SH nel terreno. Tale operazione è stata eseguita tenendo conto anche della stratigrafia redatta in fase di realizzazione del sondaggio fornitaci direttamente dalla committenza. La definizione delle velocità sismiche ha permesso di definire la categoria di sottosuolo ai fini sismici come previsto da normativa.

SONDAGGIO	Vs30 (m/s)	Cat. Sottosuolo
S26	621	B
S13	590	B

In base all'aggiornamento delle NTC18, la seguente tabella definisce i corrispettivi valori di V_{seq} per le prove sismiche Down-Hole precedentemente riportate.

SONDAGGIO	Vseq (m/s)	Cat. Sottosuolo
S26	621*	B
S13	457	B

*La prova non ha visto il raggiungimento del substrato sismico entro i 30 metri di profondità dal locale piano campagna e pertanto V_{S30} equivale a V_{seq}

4.8.3 Tromografie (Campagna indagine 2010-2016)

La campagna di indagini ha inoltre previsto la realizzazione di n. 12 misure dei valori di microtremori, mediante l'utilizzo di un tromometro digitale modello "Tromino Engy Plus". Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro definiti con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz, avente lo scopo di registrare il rumore sismico ambientale generato dai fenomeni atmosferici e dall'attività dinamica terrestre oltre che dall'attività antropica.

L'interpretazione consente di correlare il valore di un eventuale picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato roccioso compatto e di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche ed i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo.

L'interpolazione di tali misure consente quindi di estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo e nel contenuto di essere propedeutica alla valutazione delle V_{seq} .



La seguente tabella riassume la totalità di indagini tromografiche effettuate, in cui si evidenzia in verde quelle che hanno interessato aree di crinale.

Sigla tromografia	
Ae03	Ae24
Ae05	Ae25
Ae16	Ae26
Ae17	Ae30
Ae19	Ae33
Ae21	Ae36

Per la completa visione dei risultati ottenuti dall'analisi, si rimanda allo specifico allegato PD.GEO.S.05.a.

4.9 Saggi con escavatore (Campagna indagine 2016)

Vista l'estensione dell'areale da investigare, caratterizzato peraltro da una diffusa coltre di terreno di copertura, sono stati eseguiti dei saggi con escavatore meccanico al fine di verificare gli spessori e la consistenza dei terreni potenzialmente interessati dai dissesti rilevati nella fase di analisi fotoaerea. Come tipo di mezzo è stato utilizzato un escavatore dotato di braccio lungo 5 metri in modo da raggiungere profondità significative, permettendo di investigare oltre la copertura terrigena anche la parte sommitale del substrato roccioso sottostante ed in alcuni casi attestarsi direttamente sul substrato roccioso maggiormente intatto e compatto.

Per ogni saggio è stata redatta una colonna stratigrafica di dettaglio, permettendo quindi di definire le litologie e gli spessori della copertura, nonché valutare la consistenza dei terreni mediante prove in sito servendosi del Pocket Penetrometer e verificare infine l'eventuale presenza di circolazione idrica sotterranea.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con riportate le aree di indagine, le profondità raggiunte ed il contesto geomorfologico interessato. Si tiene a precisare che la nomenclatura e la posizione delle stesse prove tiene conto della vecchia, ed ormai superata, configurazione progettuale. Per la visione corretta dell'ubicazione di tutte le prove eseguite nell'area, rispetto alla nuova configurazione progettuale ad 11 aerogeneratori, si rimanda all'allegato PD.GEO.T.07.a.

Zona di esecuzione	Trincea n.	Profondità m.	Contesto geomorfologico	Relazioni con nuova configurazione progettuale
Versante a N di AE01 lungo la sez. n. 1	1	3.90	Frana quiescente	Distante circa 1.2km a nord ovest dell'AE01. Lungo la viabilità interna al parco
Versante a N di AE01 lungo la sez. n. 1	2	4.10	Frana quiescente	Distante circa 1.3km a nord ovest dell'AE01. Lungo la viabilità interna al parco
Versante a N di AE04 lungo la sez. n. 2	3	4.70	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la	4	2.50	In prossimità dello	Distante circa 600 m a nord ovest dell'AE01.



sezione n. 3			spartiacque	Lungo la viabilità interna al parco
AE05	5	2,50	In prossimità dello spartiacque	Distante circa 400 m a nord ovest dell'AE01. Lungo la viabilità interna al parco
AE05	6	4,50	In prossimità dello spartiacque	Distante circa 400 m a nord ovest dell'AE01. Nei pressi della viabilità interna al parco
Viabilità lungo la sezione n. 5	7	4,80	Frana quiescente	Distante circa 280 m a nord ovest dell'AE01. Lungo la viabilità interna al parco
Versante a N di AE01 lungo la sez. n. 1_1	8	4,00	Frana quiescente/attive	-
Viabilità lungo la sezione n. 6	9	4,50	Frana quiescente	Distante circa 220 m a nord dell'AE01. Lungo la viabilità interna al parco
Versante a NE di AE07 lungo le sez. n. 7-8	12	4,80	Frana quiescente	-
Versante lungo la sez. n. 7	13	2,70	Frana quiescente	Distante circa 300 m a nord est dell'AE03. Lungo la viabilità interna al parco
Versante a NW di AE08 lungo la sez. n. 9	14	4,30	Area priva di dissesti	-
Versante a NW di AE08 lungo la sez. n. 9	14b	4,80	Frana quiescente	-
AE16	15	4,40	In prossimità dello spartiacque	Distante circa 400 m ad est dell'AE03. Nei pressi dell'area interessata dal progetto di bypass relativo alla viabilità del parco per interferenza con aree naturali
Versante lungo la sez. n. 11	16	4,70	Area priva di dissesti	In corrispondenza sia della cabina di elevazione interna che nei pressi dell'aerogeneratore AE05
Versante lungo la sez. n. 11	17	4,70	Frana quiescente	Distante circa 300 m a nord dell'AE05
Versante a N di AE10 lungo la sez. n. 12	18	4,00	Area priva di dissesti	Distante circa 280 m a nord est dell'AE05. Nei pressi della viabilità interna al parco
Versante a N di AE10 lungo la sez. n. 12	18b	5,0	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la sez. n. 13	19	3,50	In prossimità dello spartiacque	Nei pressi dell'aerogeneratore AE06, in corrispondenza della viabilità interna al parco
Versante Nord lungo la sez. n. 13	20	3,50	Frana quiescente	-
Viabilità lungo le sez. n. 14-21	21	3,20	In prossimità dello spartiacque	Distante circa 290 m a nord ovest dell'AE07. Lungo la viabilità interna al parco
Versante lungo la sez. n. 14	22	3,30	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la	23	2,60	In prossimità dello	Distante circa 200 m a nord ovest dell'AE07.



sez. n. 15			spartiacque	Lungo la viabilità interna al parco
Versante lungo la sez. n. 15	24	4,10	Frana quiescente	-
Versante Sud-Est lungo la sez. n. 16	27	4,20	Frana quiescente	Distante circa 170 m a sud est dell'AE09
Versante Sud-Est lungo la sez. n. 17	28	3,80	Frana quiescente	-
Versante a S di AE09 lungo la sez. n. 20	32	2,40	Frana quiescente	Distante circa 140 m a sud ovest dell'AE07
Versante lungo la sez. n. 21	33	4,10	Frana quiescente	Distante circa 250 metri ad ovest dall'AE07
Versante a SE di AE27 lungo la sez. n. 22	34	3,40	Area priva di dissesti	Distante circa 190 metri a sud dall'AE06
Viabilità lungo la sez. n. 23	35	3,40	Frana quiescente	Distante circa 230 metri a sud ovest dall'AE06
Versante lungo la sez. n. 23	36	4,30	In prossimità dello spartiacque	-
Versante a S di AE26 lungo la sez. n. 24	37	4,10	Frana stabilizzata	-
Viabilità lungo la sez. n. 25	38	3,30	Frana stabilizzata	-
Viabilità lungo la sez. n. 25	39	5,00	Frana stabilizzata	-
Viabilità lungo la sez. n. 26	40	2,55	Frana quiescente	-
Versante lungo la sez. n. 26	41	3,50	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la sez. n. 27	42	5,00	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la sez. n. 27	43	3,20	Frana quiescente	-
AE28	44	2,80	Frana quiescente	-
Versante a SE di AE28 lungo la sez. n. 28	45	2,30	Frana quiescente	-
Versante a S di AE35 lungo la sez. n. 29	46	4,60	Frana quiescente	-
AE24	47	3,60	Area priva di dissesti	-
Versante a SE di AE24 lungo la sez. n. 30	48	4,10	Frana quiescente	-
Versante a NW	49	4,60	Frana quiescente	-



di AE34 lungo la sez. n. 31				
Versante a W di AE13 lungo la sez. n. 32	50	2,50	Frana stabilizzata	Distante circa 150 metri a sud ovest dall'AE01
Versante a SE di AE13 lungo la sez. n. 33	51	4,00	Frana quiescente	Distante circa 210 metri a sud est dall'AE01
Versante a S di AE15 lungo la sez. n. 34	52	4,90	Frana quiescente	Distante circa 280 metri ad ovest dall'AE04
Versante a W di AE17 lungo la sez. n. 35	53	4,00	Frana quiescente	Distante circa 290 metri a sud dall'AE04
AE18	56	4,20	Area priva di dissesti	-
Viabilità lungo la sez. n. 37	57	4,40	Frana quiescente	-
Versante a SW di AE20 lungo la sez. n. 39	60	5,00	Area priva di dissesti	-
Viabilità lungo la sez. n. 40	61	2,70	Area priva di dissesti	Lungo il tracciato del cavidotto
Versante lungo la sez. n. 40	62	2,70	Frana quiescente	-
Versante a E di AE22 lungo la sez. n. 41	63	3,90	Frana quiescente	-
Viabilità lungo la sez. n. 42	64	4,30	Frana quiescente	Lungo il tracciato del cavidotto
Versante lungo la sez. n. 42	65	3,90	Frana quiescente	Distante circa 160 m dal tracciato del cavidotto e circa 140 m dal saggio Sg66
Viabilità lungo la sez. n. 43	66	3,10	Frana quiescente	Lungo il tracciato del cavidotto
Versante lungo la sez. n. 43	67	2,80	Frana quiescente	Distante circa 120 m dal tracciato del cavidotto e circa 200 m dal saggio Sg66
AE25	68	2,10	Area priva di dissesti	Lungo il tracciato del cavidotto
AE23	69	1,20	Area priva di dissesti	-
AE11	70	2,50	Area priva di dissesti	-
Versante a E di AE11 lungo la sez. n. 46	71	3,50	In prossimità dello spartiacque	-
Versante a N di AE01 lungo la sez. n. 1	72	4,70	Frana attiva	-
Versante a N di	73	4,50	Frana quiescente	-



AE04 lungo la sez. n. 2				
Versante a NE di AE28	79	3,20	Frana quiescente	-
Viabilità e versante lungo la sez. n. 47	80	4,75	Frana quiescente	Distante circa 115 metri a nord est dall'AE04
Versante lungo la sez. n. 47	81	4,10	Frana quiescente	Nei pressi dell'AE04
Versante SW lungo sezione 27_1	82	4,90	Frana attiva	Distante circa 300 metri a sud ovest dall'AE04
Versante SW lungo sezione 26_1	83	4,50	Frana attiva	-
Viabilità tra la sez. n. 26-27	84	4,40	Frana attiva	-
Viabilità di crinale sez.28 e sez.29	85	4,1	Area priva di dissesti	Distante circa 170 metri ad ovest dall'AE03. Lungo la viabilità interna al parco

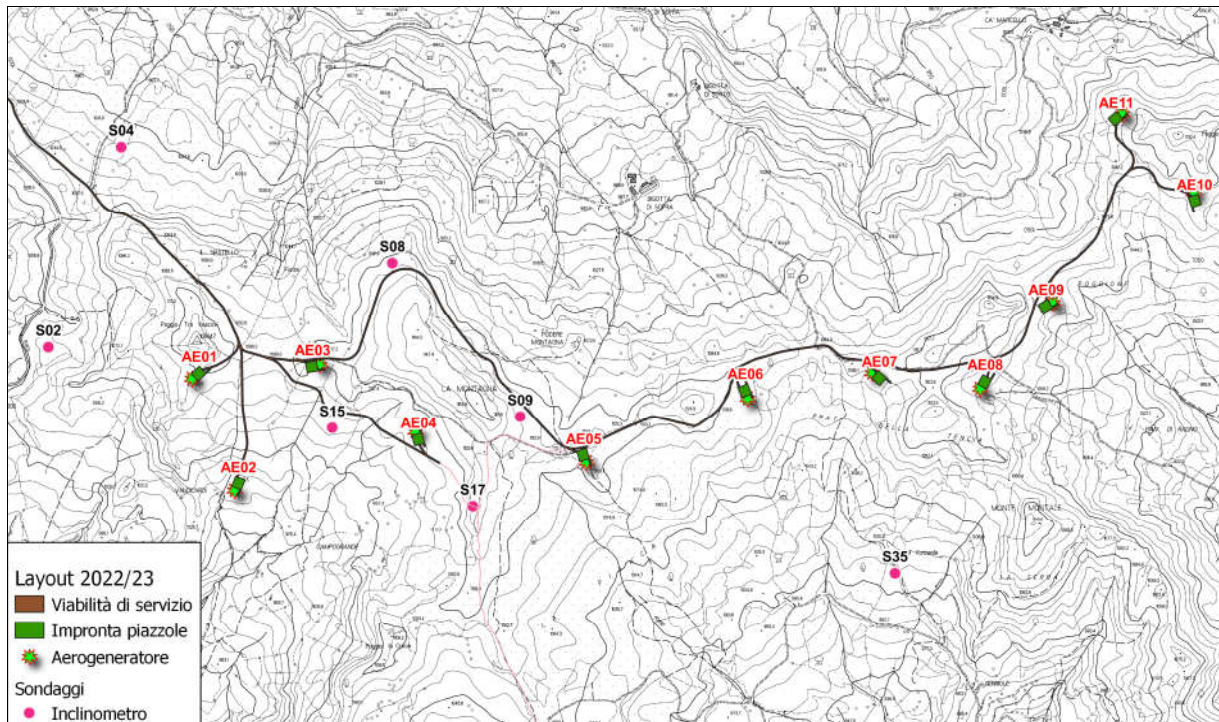
Per la visione integrale delle stratigrafie desunte, per i valori di consistenza estrapolati dall'analisi con Pocket Penetrometer nonché per le evidenze idrogeologiche emerse, si rimanda alla visione dell'allegato PD.GEO.S.04.a.

4.10 Monitoraggio inclinometrico

La campagna geognostica condotta tra il 2010 ed il 2011 ha visto l'esecuzione di n.7 sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità massima di 30 metri dal locale piano campagna e successivamente attrezzati con tubo inclinometrico. Tali sondaggi, la cui ubicazione è visibile in Figura 5, furono posizionati in prossimità di aree potenzialmente interessate da dinamiche gravitative, secondo l'allora vigente configurazione progettuale.



Figura 5 – Ubicazione sondaggi attrezzati ad inclinometro rispetto all’odierna configurazione progettuale



La seguente tabella riassume le specifiche dei 7 punti di controllo.

Sondaggio	Prof. (m)	Letture "0"	Letture 1	Risultante (mm)	Prof. (m da p.c.)	Dir.
S02	27	7/09/2010	10/12/2010	2,00	2.0	E-NE
S04	25	7/09/2010	10/12/2010	5.00	3.2	N
S08	25	7/09/2010	10/12/2010	0.00	-	-
S09	25	7/09/2010	10/12/2010	4.00	14.0	NE
S15	25	7/09/2010	10/12/2010	0.00	-	-
S17	30	7/09/2010	10/12/2010	5.00	4.00	NO
S35	25	7/09/2010	10/12/2010	5.00	2.00	S-SE

La lettura "0", che rappresenta l’origine rispetto alla quale vengono riferiti i dati dei rilevamenti successivi per individuare e valutare eventuali deformazioni o spostamenti dell’inclinometro, è stata effettuata nel mese di settembre 2010. Le prime letture, condotta nel dicembre 2010, seppur nei limiti dell’analisi di un’unica misura, mostrano già alcuni spostamenti profondi registrati nell’inclinometro S09 con un movimento che si rileva a circa 14 metri di profondità dal locale piano campagna. Per quanto riguarda gli inclinometri S17, S04 e S02 si rilevano alcuni spostamenti di tipo superficiale, compresi tra 2 e 4 metri di profondità dal locale piano campagna. Per quanto riguarda le altre verticali di monitoraggio, seppur nei limiti dell’unica misura, non hanno rilevato alcun segnale di alterazione.



Ciò premesso si tiene a precisare come l'ubicazione dei 7 punti di monitoraggio inclinometrico era di supporto ad una vecchia configurazione progettuale, definita sulla base delle campagne di indagine condotte a cavallo tra il 2010 ed il 2011.

Nel maggio 2016, previa lettura di taratura, la nuova campagna di monitoraggio ha visto l'esecuzione di un'ulteriore lettura ad eccezione del sondaggio S17 il quale si presentava in condizioni non idonee all'esecuzione della prova. Di seguito si riportano i grafici del movimento sommatorio e per punti di ciascuna verticale.

Figura 6 – Sondaggio S02. Movimento per Punti e movimento per Sommatoria

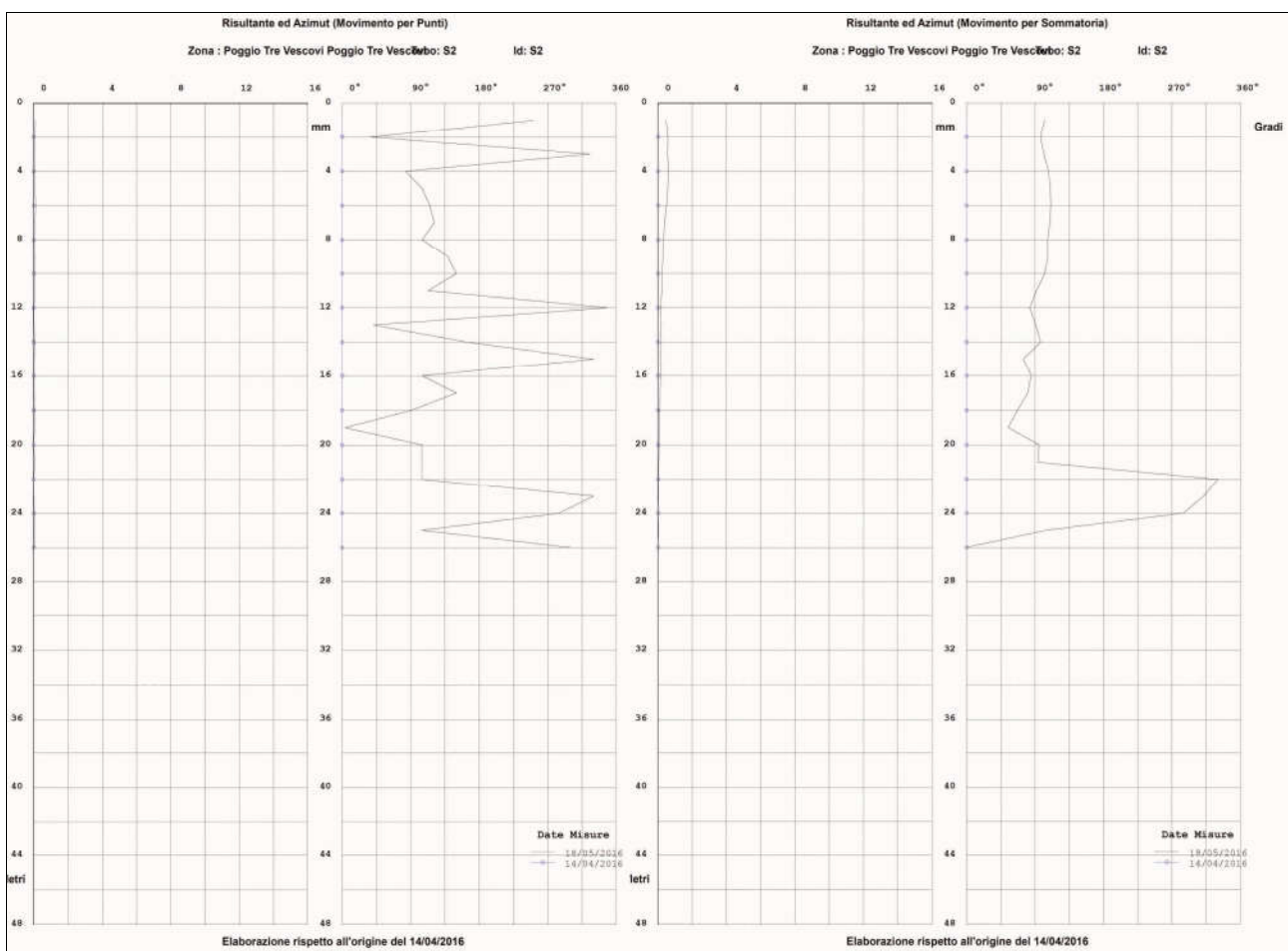




Figura 7 – Sondaggio S04. Movimento per Punti e movimento per Sommatoria

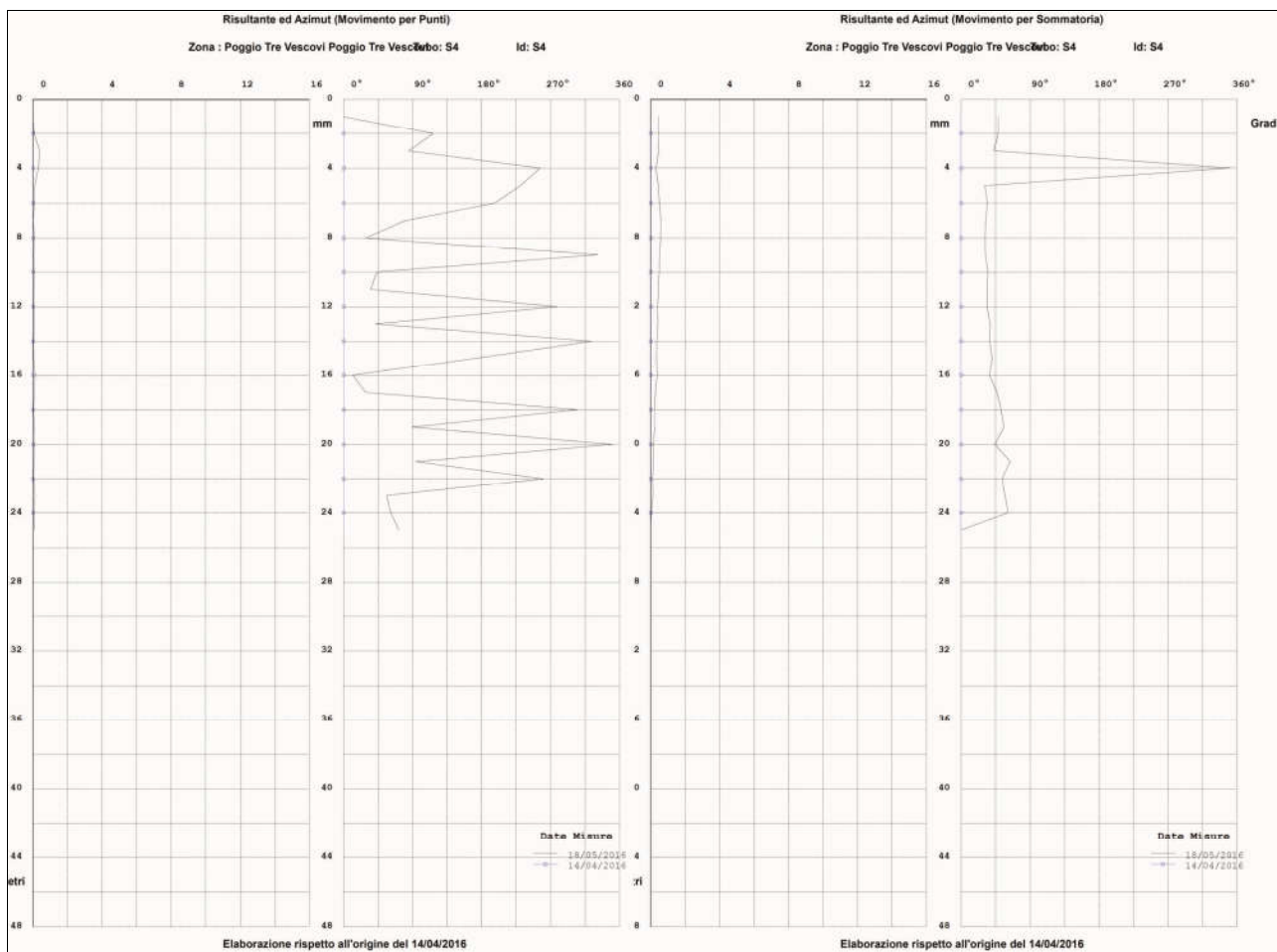




Figura 8 – Sondaggio S08 Movimento per Punti e movimento per Sommatoria

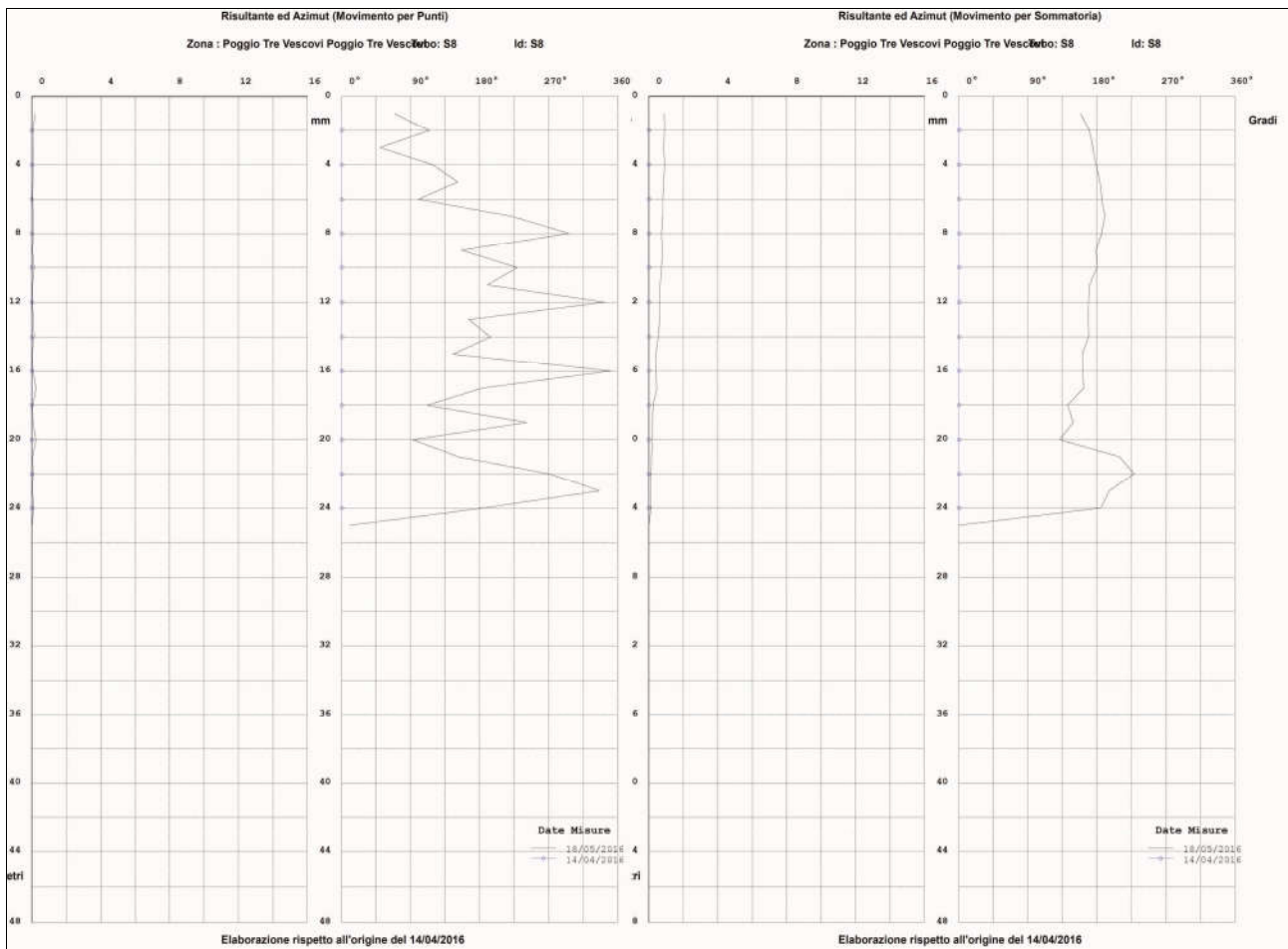




Figura 9 – Sondaggio S09 Movimento per Punti e movimento per Sommatoria

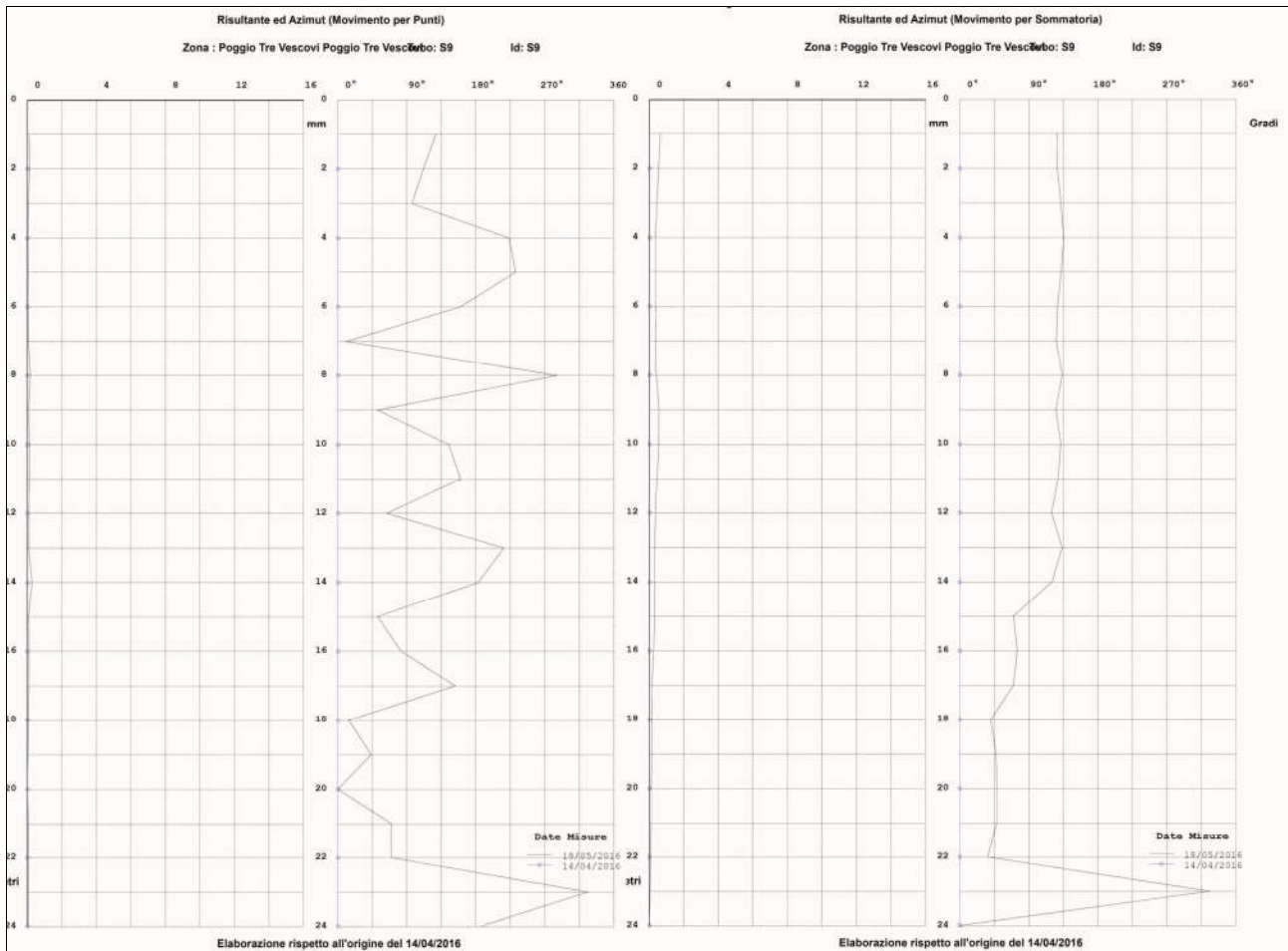




Figura 10 – Sondaggio S15 Movimento per Punti e movimento per Sommatoria

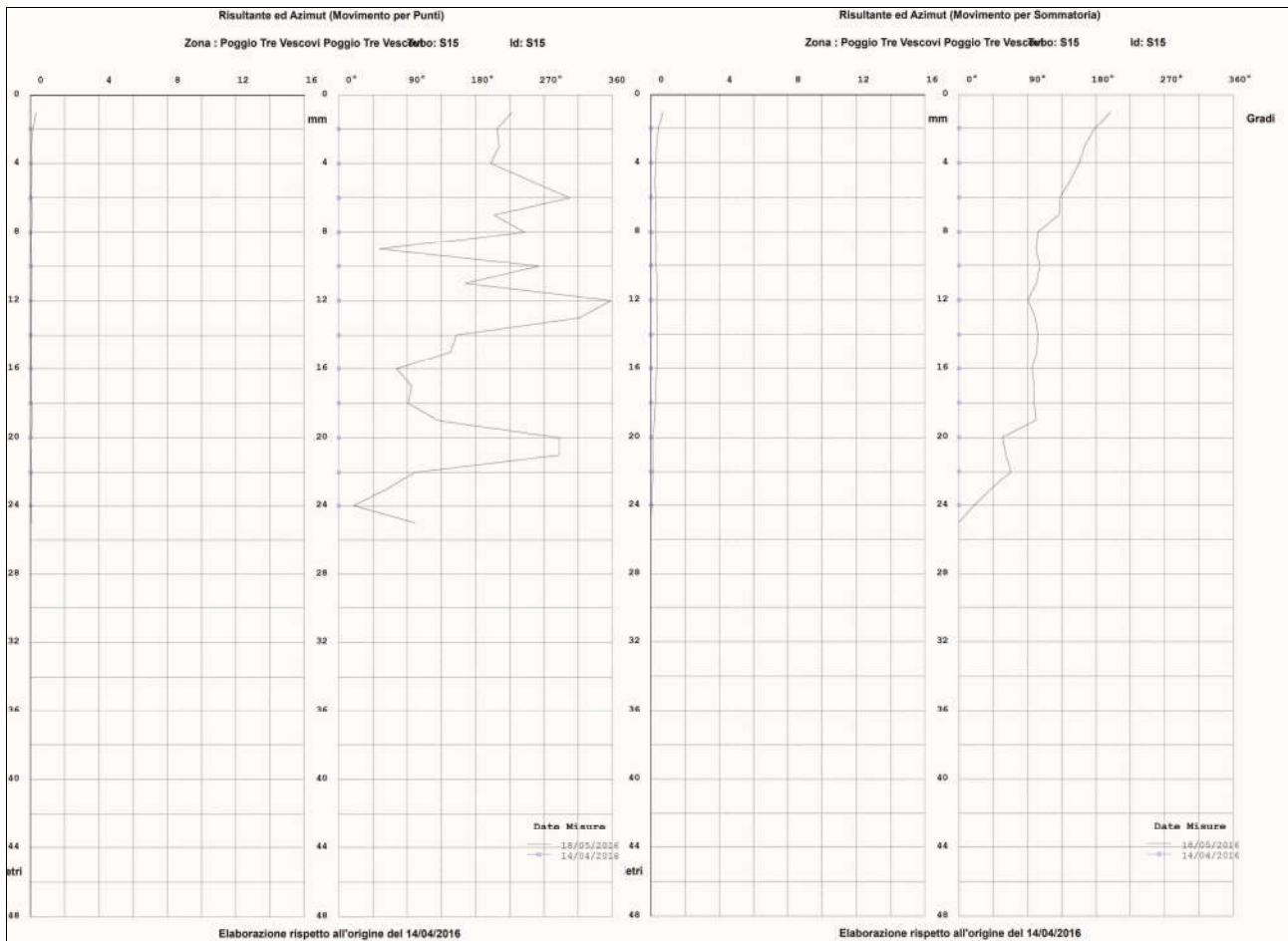
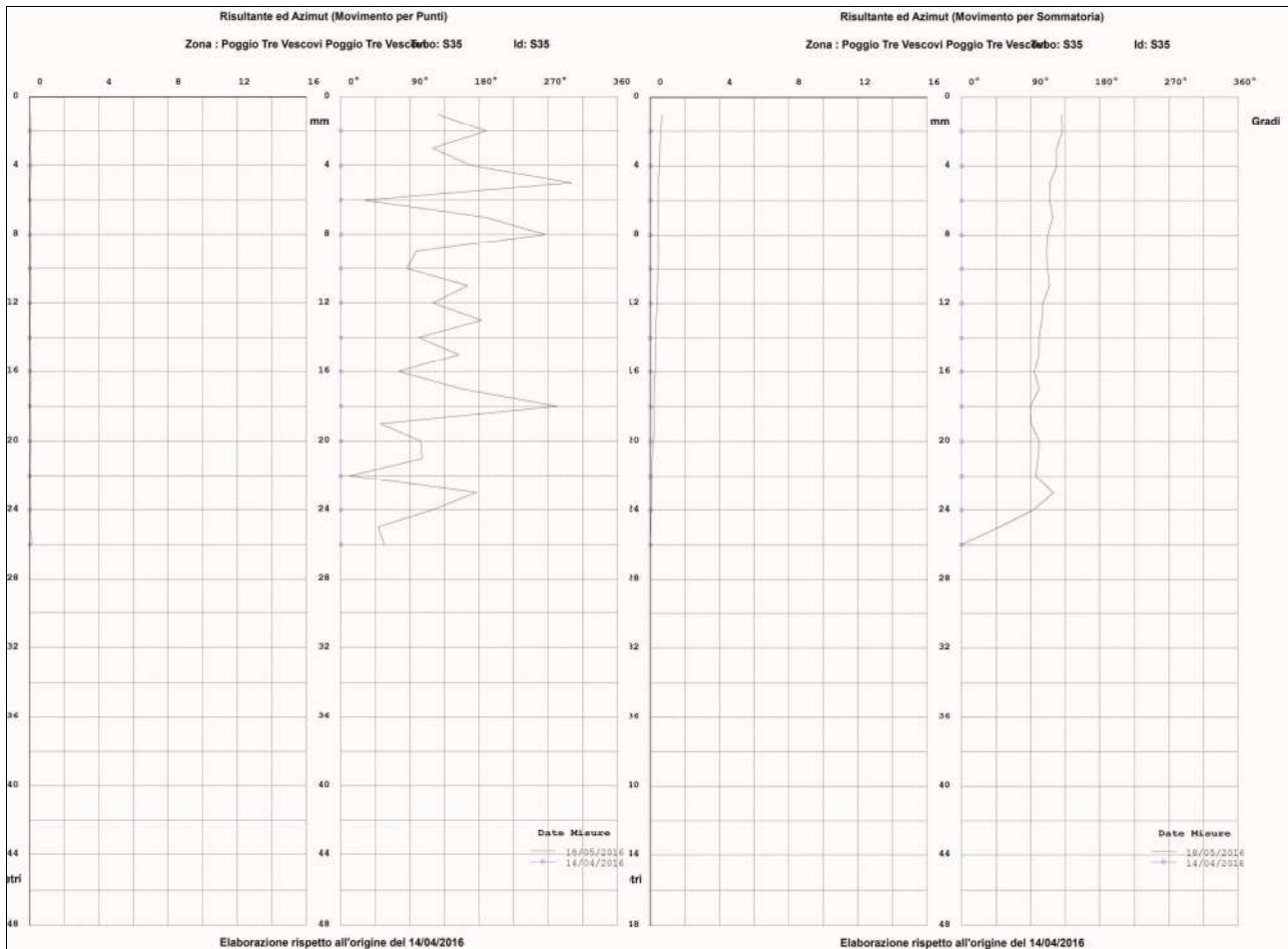




Figura 11 – Sondaggio S35 Movimento per Punti e movimento per Sommatoria



La nuova configurazione progettuale, comprensiva di 11 aerogeneratori, esclude le verticali S02-S04-S17-S35 in quanto non più ricomprese all'interno del perimetro di intervento del nuovo parco eolico. Discorso diverso per quanto riguarda le verticali S08-S09-S15 le quali risultano ancora all'interno del perimetro di intervento, in prossimità di aerogeneratori e/o infrastrutture di viabilità a servizio del parco stesso.



5. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA E GEOMECCANICA

Il presente capitolo esamina ed interpreta i risultati delle campagne geognostiche che si sono susseguite a partire dall'anno 2010 e successivamente approfondite ed integrate nel 2016-2017. Le risultanze hanno permesso di definire un quadro geologico e geotecnico dell'areale investigato, evidenziandone le principali criticità e problematiche.

5.1 Modello litostratigrafico generale

Il modello litostratigrafico qui proposto è stato ottenuto utilizzando i dati ricavati durante l'esecuzione delle due campagne di indagini geognostiche, opportunamente calibrati e rielaborati sulla base dei riscontri geologici e geostrutturali di campagna.

Rimandando alla caratterizzazione sito specifica ed alle singole schede monografiche che dettagliano i lineamenti litotecnici, idrogeologici e sismici attribuibili alle aree di imposta degli aerogeneratori e della relativa viabilità interna, si propone nel presente capitolo, una descrizione generale e necessariamente semplificata, sul modello litostratigrafico, che può ragionevolmente essere riferito ai due domini principali riscontrati, correlati alle litologie in affioramento; ovviamente tale netta suddivisione non esclude, come si vedrà nella trattazione sito specifica, contesti di transizione dove tale distinzione risulta meno marcata.

DOMINIO FACIES ARGILLITICA (DFA)

Si tratta per lo più di zone dove è presente un substrato argillitico generalmente afferente alla Formazione di Sillano, obliterato dalla presenza di una coltre terrigena dotata di spessori più o meno accentuati, generata prevalentemente da processi evolutivi e di alterazione, costituita da argille limose prevalenti con passaggi francamente limoso sabbiosi (ArL, LS).

Negli orizzonti superficiali di copertura si ritrovano, interclusi, clasti o frammenti lapidei eterometrici di natura calcarenitica o marnosa. Da un punto di vista meccanico, i terreni di copertura possono essere generalmente considerati da mediamente a poco consistenti, di media plasticità, tendenzialmente inattivi. Lo spessore varia generalmente da 3-4 metri fino a raggiungere gli 8-10 metri in zone dove l'alterazione ed il trasporto hanno consentito maggiori accumuli. Spesso si è rilevata in tali depositi una debole circolazione idrica ipodermica che ne condiziona localmente il comportamento meccanico e le dinamiche evolutive.

Il substrato è stato posto sempre in corrispondenza dell'orizzonte argillitico consistente anch'esso pervasivamente interessato dalla presenza di inclusi calcarenitici e marnosi. Ad un'osservazione più attenta si riscontrano nella trama, sfogliature in lamine sottili, talora disorientate. La presenza d'acqua in tale livello è tendenzialmente assente fatto salvo in alcune situazioni dove gli inclusi calcareo marnosi rappresentano, per continuità ed estensione areale, una via preferenziale di deflusso idrico sotterraneo.

DOMINIO FACIES CALCAREO-MARNOSA (DFC)

Si tratta per lo più di zone dove è presente un substrato calcareo marnoso afferente alla Formazione di Monte Morello, anch'esso obliterato una coltre generata prevalentemente da processi evolutivi e di alterazione, costituita da limi sabbiosi con passaggi debolmente argillosi (LS, S, LAr). Spesso negli orizzonti superficiali di copertura si ritrovano clasti o frammenti lapidei eterometrici di natura calcarenitica prevalente.

Il substrato, per le profondità investigate non rivela mai un ammasso integro bensì assai disarticolato decompresso in cui la componente litoide, calcareo marnosa, spesso risulta sostenuta da una matrice sabbiosa (Ca-S). In subordine, alternati a tali livelli, argilliti marnose anch'esse fratturate e disarticolate (Arg).



Le semplificazioni che verranno introdotte nel successivo capitolo, peraltro già accennate nelle righe precedenti, obbligano a considerare i materiali presenti nell'area di intervento alla stregua di terreni sciolti e dunque da trattarsi secondo la meccanica dei terreni. I sopralluoghi effettuati nel corso degli anni suggeriscono che, in alcuni casi il cui confinamento areale risulta particolarmente difficile, sarebbe stato più opportuno riferirsi alla meccanica delle rocce in quanto, dal punto di vista litotecnico, i livelli riscontrati potrebbero essere equiparati a rocce tenere: di fatto si può ritenere che non esista un confine netto ed inequivocabile che separi i due campi. Alcune rocce tenere, come ad esempio le marne argillose o le argilliti stesse, possono risultare facilmente deteriorabili in presenza di acqua; altre, a causa dell'elevata percentuale di minerali argillosi contenuti, possono essere soggette a fenomeni di rigonfiamento ed indurre marcate e rapide degradazioni in funzione delle variazioni climatiche di tipo ciclico. Detto ciò, in via cautelativa, avendo constatato quale sia entro l'areale di intervento l'incidenza della circolazione idrica subsuperficiale od ipodermica, si è ritenuto opportuno, in merito all'attribuzione dei parametri geomeccanici di riferimento, riferirsi alla meccanica dei terreni e dunque considerare tali sedimenti alla stregua di limi ed argille sovraconsolidate, non considerando peraltro il contributo della componente litoide costituita da clasti marnosi o arenacei ritrovati spesso in abbondanza.

5.1.1 *Correlazioni utilizzate a supporto del modello geotecnico*

La parametrizzazione geotecnica proposta nel successivo capitolo rappresenta il risultato di una delicata e complessa operazione di interpretazione, correlazione e rappresentazione delle molteplici e differenti informazioni desunte dalla campagna geognostica condotta.

A supporto della corposa mole di dati strumentali a disposizione, per la stima di alcuni parametri, si sono utilizzate alcune delle principali correlazioni disponibili in letteratura.

Di seguito si riportano alcune delle principali correlazioni utilizzate.

Resistenza al taglio drenata

Laddove assenti parametri derivanti da prove di laboratorio su campioni prelevati in sito, per la stima della resistenza al taglio in condizioni drenate si è fatto impiego della correlazione di Shioi e Fukuni [1982], che prevede l'impiego dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche in foro:

$$\varphi' = 15 + \sqrt{15 \times N'_{SPT}}$$

attraverso questa correlazione è possibile stimare la resistenza al taglio drenata per i terreni incoerenti, normal consolidati e non cementati conoscendo i valori dell'indice N_{SPT} . Avendo a disposizione risultati di prove DPSH, si è provveduto dapprima a trasformare questi ultimi in indici N'_{SPT} impiegando la relazione proposta da Burland e Burbidge. Successivamente, attraverso la correlazione (I) si sono ottenuti i valori dell'angolo di resistenza al taglio.

La stima di tale parametro è stata condotta anche elaborando le letture fatte con il penetrometro tascabile, il quale permette di definire la resistenza dei terreni in base ai valori di carico rilevati, che variano da 0.0 a 10.0 kg (0.0-6.0 kg/cmq). Per i terreni limo-sabbiosi indagati si è provveduto ad utilizzare il puntale da 20 mm; in base alle correlazioni previste da bibliografia è possibile ricavare i valori di angolo d'attrito del terreno secondo il seguente schema:



Kg. Q	"φ" puntale Ø 25 mm.	"φ" puntale Ø 20 mm.	Kg. Q	"φ" puntale Ø 25 mm.	"φ" puntale Ø 20 mm.
0,25	35°	37°	5,00	48°	49°
0,50	38°	42°	6,00	48°20'	49°20'
0,75	41°	44°	7,00	48°40'	49°40'
1,00	42°	45°	8,00	49°	50°
1,25	43°	45°30'	9,00	49°10'	50°10'
1,50	44°	46°	10,00	49°20'	50°20'
2,00	45°30'	46°30'			
2,50	46°	47°			
3,00	46°30'	47°30'			
3,50	47°	48°			
4,00	47°30'	48°30'			

Resistenza al taglio non drenata

Per la stima della resistenza al taglio non drenata si è fatto impiego della relazione proposta da SANGLERAT; questa correlazione è valida per le argille di bassa e media plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi N_{SPT} ed è espressa in kg/cm^2 .

- Per le argille a media plasticità $\Rightarrow c_u = 0.125 * N_{SPT}$
- Per le argille limose $\Rightarrow c_u = 0.100 * N_{SPT}$
- Per le argille limo-sabbiose $\Rightarrow c_u = 0.067 * N_{SPT}$

Anche la stima di tale parametro è stata determinata elaborando le letture fatte con il penetrometro tascabile. Per i terreni argilloso-limosi indagati si è provveduto ad utilizzare il puntale da 10 mm; le correlazioni previste da bibliografia permettono di ricavare i valori di coesione del terreno secondo il seguente schema:

Q Kg.	«C» Kg/Cm ² p. Ø 15 mm.	«C» Kg/Cm ² p. Ø 10 mm.	Q Kg.	«C» Kg/Cm ² p. Ø 15 mm.	«C» Kg/Cm ² p. Ø 10 mm.
0,50	0,04	0,08	6,50	0,50	1,12
1,00	0,08	0,17	7,00	0,53	1,20
1,50	0,12	0,26	7,50	0,57	1,29
2,00	0,15	0,34	8,00	0,61	1,37
2,50	0,19	0,43	8,50	0,65	1,46
3,00	0,23	0,52	9,00	0,69	1,54
3,50	0,27	0,60	9,50	0,72	1,63
4,00	0,30	0,69	10,00	0,76	1,72
4,50	0,35	0,77			
5,00	0,38	0,86			
5,50	0,42	0,95			
6,00	0,46	1,03			

Modulo di elasticità in condizioni drenate (Modulo di Young)

Anche per la stima indicativa di alcuni parametri di deformabilità dei terreni, laddove non siano presenti determinazioni dirette, possono essere utilizzate correlazioni di natura empirica, impiegando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche. Tuttavia, è opportuno precisare che, essendo i parametri di deformabilità molto sensibili alle modificazioni prodotte dalle condizioni al contorno, causate per esempio dalle operazioni di perforazione o dalle operazioni di infissione dinamica dell'attrezzo di prova, i valori desunti dalle correlazioni impiegate sono da intendersi a carattere puramente qualitativo.

Nella fattispecie, si è proceduto alla stima del modulo elastico drenato per mezzo della correlazione proposta da BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di N_{spt} :

- Per $N_{spt} = 4 \Rightarrow E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$ [MPa]
- Per $N_{spt} = 10 \Rightarrow E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$ [MPa]



- Per $N_{spt} = 30 \Rightarrow E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$ [MPa]
- Per $N_{spt} = 60 \Rightarrow E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$ [MPa]

Per quanto concerne le risultanze delle prove di laboratorio, sulla base di un primo esame delle caratteristiche fisico meccaniche, si può affermare che:

a) l'indice di consistenza, che rappresenta il grado di compattezza raggiunto dal terreno in rapporto al contenuto d'acqua naturale, definito come $I_c = W_l - W_n / I_p$, mostra dei valori che generalmente si mantengono in un intervallo compreso tra 1 e 2,5, il che permette di considerare in generale il terreno presente nella maggior parte dei campioni analizzati, come semisolido – solido e comunque classificabile da mediamente a molto consistente; fanno eccezione S34C3 e S10C1 che assumono caratteristiche di minore consistenza e, rientrando con I_c compreso tra 0,75 e 1,0, il loro stato può essere definito come solido-plastico

b) l'indice di attività delle argille, definito come il rapporto tra l'indice di plasticità e la percentuale di minerali argillosi presenti, nei campioni in esame presenta dei valori che permettono di classificare la maggior parte delle argille campionate (10 campioni su 13) come inattive ($I_a < 0,75$) e quindi non in grado di assumere un comportamento plastico in relazione ad un'ampia gamma di variazioni del contenuto d'acqua: negli altri tre campioni, S1C1, S27C2 e S34C1, sono presenti argille normalmente attive ($0,75 < I_a < 1,25$). Nessun campione, tuttavia, ha manifestato tendenza al rigonfiamento.

c) la resistenza al taglio dei terreni di fondazione è stata valutata attraverso prove di taglio consolidato drenato (CD), non consolidato non drenato (UU) e EE.LL. Riguardo le prove di taglio drenate, in alcuni casi sono stati utilizzati provini ricostruiti in laboratorio. I valori della coesione e dell'angolo d'attrito di picco sono generalmente in accordo con la composizione granulometrica dei litotipi analizzati ed indicano che nel lungo termine, ovvero in condizioni drenate, la resistenza al taglio è sostenuta dall'angolo di attrito efficace. Il contributo della coesione si esplica nel breve e nel medio termine in condizioni non drenate: in questo caso i valori che emergono suggeriscono di considerare la coesione per il contributo alla resistenza al taglio in termini di tensioni totali.

Si sono determinati infine anche parametri residui di resistenza al taglio, per completare un panorama informativo che necessariamente, deve rappresentare scenari e sviluppare simulazioni anche nelle condizioni più gravose e cautelative.

In particolare, laddove sono stati riconosciuti corpi di frana attivi si è provveduto ad assumere i parametri residui, mentre in corrispondenza dei corpi di frana di tipo quiescenti si è assunto i parametri intermedi tra i residui e quelli di picco.

5.1.2 *Approcci statistici normativi*

Considerando la sostanziale omogeneità della successione litostratigrafica rilevata all'interno dei due domini sopradescritti, si ritiene utile provvedere ad un esame di tutte le risultanze delle indagini condotte sino ad oggi con l'obiettivo di fornire un unico modello geomeccanico che ben contraddistingue l'intero areale. Così facendo, in ragione del vasto areale investigato si è proceduto alla determinazione dei valori caratteristici; di seguito si ricorda sinteticamente le principali caratteristiche dei due approcci metodologici e di calcolo per i valori caratteristici.

Eurocodice 7

Per valore caratteristico si intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento del 5% (frattile 5%) di questi valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove. Tale valore può essere determinato tramite un'analisi statistica, secondo i seguenti algoritmi:



$$(1)\phi'k = \phi'm (1+X.V\phi)$$

$$(2)c'k = c'm (1+X.Vc)$$

dove:

$\phi'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$c'k$ = valore caratteristico della coesione;

$\phi'm$ = valore medio dell'angolo di attrito;

$c'm$ = valore medio della coesione;

$V\phi$ = coefficiente di variazione (COV) di ϕ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ' ;

Vc = coefficiente di variazione (COV) di c' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c' ;

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'approccio analitico risulta giustificato e consigliato, nel caso in cui sia presente un elevato numero di dati tale da risultare significativa la trattazione statistica.

NTC18

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e di misure in sito.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

5.2 Modello litotecnico e geomeccanico

Le campagne geognostiche che si sono susseguite nel corso degli anni hanno previsto un consistente e significativo numero di indagini sia di tipo diretto che indiretto, le quali però, in ragione dell'elevata



estensione dell'area, pari a circa 4.5 km², non possono fisiologicamente avere una concentrazione e diffusione omogenea e capillare sull'intero territorio aperto oggetto di studio, elemento che preclude peraltro l'utilizzo dell'approccio di tipo statistico per la caratterizzazione geomeccanica.

Le indagini sono state quindi concentrate soprattutto nelle aree interessate dagli interventi in progetto e nelle aree riconosciute potenzialmente instabili nella prima fase di analisi fotointerpretativa, nonché di possibile interferenza con le aree di intervento.

Sulla base di queste evidenze, tenendo conto che la fase di studio e le opere in progetto interessano elevati volumi di terreno, in coerenza con quanto previsto dalla normativa, si provvede a fornire una parametrizzazione caratteristica dei terreni riferendosi ai valori medi, ed in particolar modo ai valori medio-bassi, determinati dalle analisi geotecniche condotte.

In base quindi alle risultanze delle indagini di laboratorio, basate sullo storico delle campagne geognostiche condotte, ed alle correlazioni utilizzate per le indagini indirette sopra riportate, viene proposta la seguente parametrizzazione caratteristica.

DOMINIO FACIES ARGILLITICA (DFA)

Simbologia	Descrizione	Spessori medi (m)	γ (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	C' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	Eed (kg/cm ²)	Ey (kg/cm ²)	Nspt
ArL e L	Argille limose	1.0-5.0	1.9	0.6	0.15	21	25	30	5
Arg 1	Argilliti alterate	3-6.0	2.0	0.8	0.17	23	-	50	8
Arg 2	Argilliti	-	2.2	2.0-4.0	0.22	32	-	190	30

DOMINIO FACIES CALCAREO MARNOSA (DFC)

Simbologia	Descrizione	Profondità (m)	γ (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	C' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	Eed (kg/cm ²)	Ey (kg/cm ²)	Nspt
LAs	Limi argillosi deb sabbiosi	2.0-4.0	1.9	0.6	0.10	27	45	70	10
Arg1-Ca	Calcari e Argilliti alterate	3.0-10.0	2.0	0.8	0.11	26	30	90	12
CaS	Calcareniti con sabbie e limi	-	2.3	-	0.05	35	-	150	20

Per quanto concerne i corpi di frana attiva (Fa) riconosciuti nella fase di fotointerpretazione si provvede ad assegnare i parametri residuali determinati dalle prove di laboratorio, mentre per i corpi di frana quiescente (Fq) si applicano parametri intermedi tra i residuali e quelli di picco, di seguito riportati:



Simbologia	Descrizione	γ (t/m ³)	C_u (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	ϕ (°)
Fa	Frana attiva	1.8	0.2	0.00	16
Fq	Frana quiescente	1.8	0.4	0.07	19

Il parco eolico in progetto, nella propria configurazione ad 11 aerogeneratori, risulta tuttavia essere interessato per la propria interezza da litologie argillitiche e calcilutitiche appartenenti alla Formazione del Sillano (PD.GEO.T.04.a). **Per tali ragioni si è ritenuto di adottare esclusivamente la parametrizzazione geotecnica formulata per la facies argillitica (DFA) quale dominio rappresentativo delle aree interessate dalle opere di progetto.**

Nel modello adottato, propedeutico alla verifica delle condizioni di stabilità dei versanti interessati dalle opere in progetto, si applica una semplificazione dei rapporti litostratigrafici in ragione dei fattori di scala analizzati. La semplificazione adottata esclude la copertura terrigena areata a favore di uno spessore maggior dello strato eluvio-colluviale; tale orizzonte, spesso sovrastimato nei propri spessori, rende il modello maggiormente cautelativo in ragione di un set di parametri geotecnici tendenzialmente più scadenti rispetto alle litologie rinvenute a maggiori profondità (PD.GEO.T.08.a).

Per una stima più precisa e puntuale si rimanda alla tabella riepilogativa delle verifiche di stabilità, dove per ogni sezione e verifica di stabilità sono riportati i rapporti geometrici dei litotipi presenti e relativa parametrizzazione geomeccanica (PD.GEO.T.08.a Sezioni litostratigrafiche interpretative – PD.GEO.S.07.a Fascicolo verifiche di stabilità stato attuale – stato di progetto).



6. CONSIDERAZIONI SULLA SISMICITÀ DELLA ZONA

6.1 Categoria di Sottosuolo

I valori del parametro V_s calcolati permettono la definizione della classificazione del sottosuolo, come previsto dalla vigente normativa (DM 17/01/18 NTC) ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. Il parametro $V_{s,eq}$ rappresenta la media della velocità delle onde di taglio ed è dato dalla:

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

dove h_i e $V_{s,i}$ indicano rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio strato i -esimo e H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s; per depositi con profondità $H > 30$ m la $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H = 30$ m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è possibile pertanto valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento secondo quanto riportato nella seguente tabella:

Tabella 3. Tabella estratta dalle NTC 2018 (tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo)

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

Si tiene a precisare come per la zona sismica in esame dovranno essere stimate le problematiche connesse alle caratteristiche geologico-tecniche e geomorfologiche in condizioni dinamiche. È noto, infatti, che gli effetti locali di un terremoto sono in stretto rapporto con la litologia, gli spessori dei riempimenti, gli elementi strutturali e la morfologia. Questi fattori possono costituire in alcuni casi elementi di amplificazione locale del sisma che devono essere tenuti in debita considerazione per un'esatta classificazione del sito rispetto alle future previsioni urbanistiche. Nel caso in questione dovranno essere formulate alcune considerazioni sugli effetti che un sisma potrebbe avere in tale zona; essendo infatti il sito in studio caratterizzato da una morfologia montuosa, caratterizzata talvolta da cambiamenti di acclività, si ritiene che debba essere valutata la possibilità che si verifichino fenomeni di instabilità dinamica per amplificazione dovuta sia ad effetti morfologici che litologici.



Sulla base dell'indagine eseguite nell'intero areale oggetto di intervento, con particolare riferimento alle campagne geognostiche del 2011 e del 2017, partendo dai valori di Vs30 definiti dalle citate campagne d'indagine sono stati calcolati i corrispettivi valori di Vseq così come definito dalle NTC 2018. L'analisi, contestualizzata per l'areale di pertinenza di ciascun aerogeneratore, ha permesso di definire le seguenti caratteristiche geotecniche dinamiche:

Aree di interesse	Vseq [m/s]	di riferimento	Categoria di sottosuolo
AE 1	457		B
AE 2	475		B
AE 3	294		C
AE 4	488		B
AE 5	364		B
AE 6	400		B
AE 7	227		E
AE 8	285		E
AE 9	342		C
AE 10	370		B
AE 11	364		B

Le categorie di suolo identificate negli areali di interesse, secondo quanto contenuto dalle NTC18, sono definite come:

B. Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

C. Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

E. Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

6.2 Classificazione Sismica

Con Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018 sono state approvate le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n°42 del 20.02.2018), le quali sono in vigore a partire dal 22 marzo 2018. La nuova NTC, identifica quattro tipologie di suoli in relazione alla possibile amplificazione sismica per effetti litologici, da utilizzare per la definizione delle azioni sismiche di progetto, i quali vengono definiti sulla base della caratterizzazione geofisica e della sequenza stratigrafica.

L'aggiornamento della classificazione sismica della Toscana, a quattro anni di distanza dall'entrata in vigore della precedente classificazione, è stata approvata con Del. GRT n° 421 del 26.05.2014 (pubblicata su BURT Parte Seconda n. 22 del 04.06.2014). La nuova classificazione sismica è entrata in vigore 60 giorni dopo la pubblicazione sul BURT.

Tale aggiornamento dell'elenco di classificazione sismica è divenuto necessario a seguito della fusione di 14 comuni toscani, con conseguente istituzione dal 1° Gennaio 2014 di 7 nuove amministrazioni comunali. Si fa



presente che i sette nuovi Comuni (Fabbriche di Vergemoli in provincia di Lucca, Crespina Lorenzana e Casciana Terme Lari in provincia di Pisa, Figline e Incisa Valdarno e Scarperia e San Piero in provincia di Firenze, Castelfranco Piandiscò e Pratovecchio Stia in provincia di Arezzo) si sono originati da fusione di comuni omogenei sotto il profilo della pericolosità sismica di base e della classificazione sismica, per cui l'aggiornamento ha previsto semplicemente la conferma della classificazione sismica dei comuni originari.

Il nuovo elenco e relativa mappa di classificazione sismica sono consultabili dal sito della Regione Toscana <http://www.regione.toscana.it/-/classificazione-sismica-della-toscana>.

Il Comune di Badia Tedalda (Cod. Istat 09051003) rientra, secondo la recente riclassificazione in Zona 2.

6.3 Pericolosità Sismica di Base

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali, che sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Nell'Allegato B delle NTC sono riportati i valori di a_g , F_0 , T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento.

Per tutti i punti che non ricadono precisamente su uno di tali punti i valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame; p_i è il valore del parametro di interesse nell' i esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame; d è la distanza del punto in esame dall' i esimo punto della maglia suddetta.

In accordo con quanto contenuto all'interno delle NTC18, ogni aerogeneratore è stato definito tramite una propria maglia elementare di indagine. Sulla base delle categorie di suolo proposto per ogni aerogeneratore (cat. B-C-E), con categoria topografica T1 ed ai vari stati limite per opere con presenza normale (Cat.II), assumendo un valore di vita nominale V_n pari a 50 anni ed un coefficiente d'uso ($C_u=1$), sono stati definiti i coefficienti di azione sismica con relativi spettri per la cui visione si rimanda allo specifico allegato PD.GEO.S.06.a.



6.3.1 Coefficienti sismici: stabilità di pendii e fondazioni

AE 1

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,070	0,084
kv	0,008	0,010	0,035	0,042
amax [m/s ²]	0,783	0,992	2,445	2,948
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 2

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,070	0,085
kv	0,008	0,010	0,035	0,042
amax [m/s ²]	0,783	0,993	2,454	2,962
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 3

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,020	0,025	0,081	0,097
kv	0,010	0,013	0,041	0,048
amax [m/s ²]	0,978	1,240	2,850	3,385
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 4

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,070	0,084
kv	0,008	0,010	0,035	0,042
amax [m/s ²]	0,782	0,991	2,447	2,953
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 5

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,070	0,084
kv	0,008	0,010	0,035	0,042
amax [m/s ²]	0,782	0,990	2,446	2,953
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,070	0,084
kv	0,008	0,010	0,035	0,042
amax [m/s ²]	0,780	0,989	2,438	2,943
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 7

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,021	0,027	0,085	0,095
kv	0,011	0,013	0,042	0,047
amax [m/s ²]	1,039	1,316	2,961	3,325
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280



AE 8

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,021	0,027	0,085	0,095
kv	0,011	0,013	0,042	0,047
amax [m/s ²]	1,039	1,315	2,959	3,324
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 9

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,020	0,025	0,081	0,096
kv	0,010	0,013	0,040	0,048
amax [m/s ²]	0,973	1,231	2,830	3,365
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 10

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,069	0,083
kv	0,008	0,010	0,034	0,042
amax [m/s ²]	0,777	0,983	2,415	2,915
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

AE 11

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,069	0,083
kv	0,008	0,010	0,034	0,042
amax [m/s ²]	0,777	0,983	2,412	2,911
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

La seguente tabella riassume i coefficienti “kh” utilizzati per le verifiche di stabilità, per quanto riguarda lo stato limite ultimo (SLV), suddivisi per categoria di sottosuolo.

Categoria sottosuolo	di	Areale	kh
B		AE 1 AE 2 AE 4 AE 5 AE 6	0,070
		AE 10	0,069
		AE 11	0,069
C		AE 3 AE 9	0,081
	E	AE 7	0,085
AE 8		0,085	

Per quanto riguarda gli aerogeneratori AE 10 ed AE 11, seppur caratterizzati dalla medesima categoria di sottosuolo, presentano un coefficiente sismico “kh” lievemente più basso rispetto ai corrispettivi in ragione di condizioni geografiche al contorno leggermente diverse.



6.4 Liquefazione dei terreni

Per quanto concerne l'insorgere di fenomeni di liquefazione in seguito a tensioni cicliche indotte, si ritiene che, in ragione della natura prevalentemente coesiva dei terreni rilevati, tale possibilità sia trascurabile. Il fenomeno della liquefazione, infatti, si verifica generalmente quando sono presenti condizioni di falda superficiale con terreni prevalentemente granulari fini, saturi non consolidati, con granulometria uniforme e con densità da media a bassa.

Tenuto conto della tipologia dei terreni presenti nei primi metri di profondità, i procedimenti empirici di valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei depositi indicano che non esistono condizioni che possano determinare fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione. Si configura pertanto una condizione per la quale la verifica alla liquefazione, può essere omessa, in ragione della scarsa probabilità che il fenomeno possa manifestarsi.



7. VERIFICHE DI STABILITÀ

7.1 Verifiche ai fronti di scavo

In considerazione dell'estensione totale del parco eolico in progetto, tenuto conto di tutte le tipologie di fronti di scavo da realizzarsi, al fine di verificare le altezze di sicurezza, si è ritenuto opportuno considerare in via cautelativa un tipologico di fronte di scavo avente le seguenti caratteristiche:

- Pendenza del fronte: $\sim 70^\circ$
- Altezza del fronte: ~ 5.50 metri

Per tali aspetti le verifiche da condurre devono accertare le condizioni di stabilità dei futuri fronti di scavo, che coinvolgano terreni coesivi, durante le fasi di cantiere; le tempistiche previste sono infatti compatibili con l'assunzione di parametri non drenati relativamente ai terreni coinvolti nelle operazioni in progetto; difatti tale previsione costituisce l'ipotesi più cautelativa considerando che, come accennato, le condizioni critiche per la stabilità delle pareti si verificheranno appunto nel corso delle operazioni di sbancamento. La stabilità a breve termine viene pertanto assicurata dal valore di resistenza al taglio assoluto dalla coesione non drenata per cui, l'altezza critica di scavo può essere valutata mediante l'algoritmo di Taylor:

$$H_c = N_s C_u / \gamma$$

Dove:

H_c = Altezza Critica (m)

N_s = Fattore di Stabilità

C_u = Coesione non drenata (kPa)

γ = Peso di volume del terreno (kN/m^3)

Nel caso specifico al fine di valutare le condizioni di scavo peggiori, ovvero quelle in cui si interferisca con corpi di frana quiescenti, così come riportati nella tavola PD.GEO.T.06.a, si è ritenuto opportuno assumere come parametri caratteristici quelli relativi all'orizzonte "Fq – frane quiescenti".

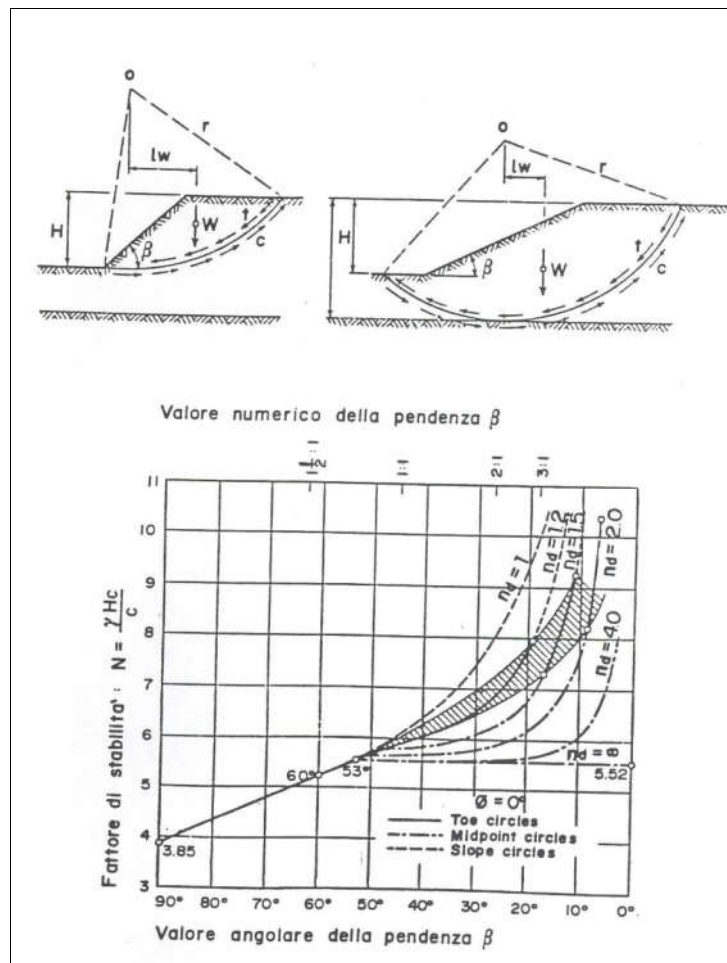
E quindi:

$$\gamma = 1.8 \text{ kN}/\text{m}^3$$

$$C_u = 40 \text{ kPa}$$



Figura 12 – Numeri di stabilità di Taylor



Se consideriamo lo scavo tipologico precedentemente menzionato, avente un'altezza pari a 5.50 metri con un angolo di scarpata pari a 70°, considerando un Fattore di stabilità pari a 4.8 (Figura 12), ne deriva un'Altezza Critica pari a circa 10.56 metri.

Tenuto conto dell'Altezza Critica di un fronte di scavo avente le caratteristiche tipologiche prese ad esempio, risulta pertanto necessario calcolare l'Altezza di Sicurezza ovvero l'altezza del fronte tale per cui viene rispettato un dato FS. Nel caso specifico, in via cautelativa, consideriamo il mantenimento di un FS a 2.5.

$$FS = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$

Applicando la formula esposta, in cui assumiamo un FS pari a 2.5, risulta un'Altezza di Sicurezza H pari a circa 5.30 metri.

Il valore ricavato empiricamente fornisce delle garanzie di sicurezza sino alla profondità di sbancamento prevista, operando in condizioni non drenate con pareti verticali.

Un ulteriore elemento di potenziale debolezza dei fronti di scavo potrebbe risiedere nella presenza di localizzati episodi di saturazione in corrispondenza di eventuali orizzonti più permeabili. Si suggerisce



pertanto, al fine di garantire la stabilità dei fronti di scavo, l'adozione di alcuni accorgimenti tecnici che prevedano la conduzione degli scavi di sbancamento per setti e, soprattutto gradonando le scarpate; in alternativa dotando i fronti di scavo di angoli di scarpa sensibilmente inferiori, od in ultima analisi, di prevedere l'utilizzo di opere provvisorie di contenimento.

7.2 Verifiche di stabilità versanti e pendii – Stato attuale e di progetto

Come definito all'interno delle vigenti NTC18 sono state sviluppate ed elaborate 38 verifiche di stabilità, sia nello stato attuale che di progetto, ed inoltre sia in condizioni sismiche che statiche. Le indagini geognostiche di cui sopra si fa menzione hanno riscontrato la presenza di una modesta e circoscritta circolazione idrica, ipodermica e subsuperficiale, confinata tutt'al più entro i primi metri di profondità dal locale piano campagna. Per tale motivo, in via del tutto cautelativa a favore della sicurezza del sistema, il modello litologico adottato per le verifiche di stabilità nello stato attuale, ha tenuto conto della presenza di una falda entro i primi due orizzonti litologici. Dal punto di vista computazionale gli orizzonti "ArL e L" (Argille limose), "Arg 1" (Argilliti alterate) ed "Fq" (corpi di frana quiescente) sono stati considerati come saturi.

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo SSAP 2010 sviluppato dal Dott. Geol. Lorenzo Borselli.

7.2.1 Risultati delle verifiche di stabilità. Stato attuale in condizioni statiche e sismiche

Per ogni aerogeneratore, lungo la direzione di maggior pendenza o comunque lungo la direzione ritenuta essere maggiormente critica, sono state condotte due verifiche di stabilità: la prima a lungo termine mediante l'utilizzo dei parametri efficaci in condizioni statiche ed una in condizioni sismiche, ricorrendo ai parametri non drenati. Le tavole PD.GEO.T.07.a e PD.GEO.T.08.a riportano la corretta ubicazione delle sezioni verificate per ciascun aerogeneratore.

I parametri geotecnici adottati, derivano dall'analisi critica della mole di indagini effettuate in tutta l'area di interesse a partire dal 2011 e successivamente integrate a più riprese. Come precedentemente esposto nell'ambito della definizione del modello litostratigrafico di riferimento, sulla base delle evidenze geologiche nonché dell'effettiva estensione del layout progettuale in questione, si fa riferimento per ogni aerogeneratore alla parametrizzazione geotecnica fornita per il "Dominio facies argillitica (DFA)". In entrambe le verifiche la presenza della falda, in via del tutto cautelativa, è stata limitata ai livelli "ArL e L" (Argille limose) e "Arg 1" (Argilliti alterate) fino ad una profondità massima di circa 7-8 metri dal locale piano campagna.

Per i contesti dove, nello stato futuro, è prevista l'installazione di aerogeneratori i quali, seppur esterni alle aree caratterizzate da fenomeni quiescenti, potrebbero avere, nel corso degli interventi di cantierizzazione, qualche relazione con gli ambiti di potenziale influenza di tali fenomeni, si è ritenuto opportuno estendere le verifiche di stabilità lungo sezioni maggiormente rappresentative ovvero tali da ricomprendere, i suddetti contesti morfologici; tali posizioni si riferiscono a: AE02-AE04-AE07-AE08.

Pertanto, oltre che dal punto di vista geometrico e litostratigrafico, le sezioni di verifica sono state adeguate a ciò che attiene la parametrizzazione geotecnica. La porzione appartenente al corpo di frana quiescente, infatti, è stata parametrizzata secondo il modello proposto denominato livello "Fq", precedentemente descritto nel capitolo 5.2. Inoltre, in via cautelativa, in egual modo a quanto fatto per i livelli "ArL e L" e "Arg 1" si è deciso di considerare tale livello completamente saturo.

Di seguito si riportano i parametri che sono stati utilizzati per verifiche in traccia circoscritta:



Tabella 4. Parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità dello stato attuale in condizioni statiche

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	15.00	-	21.00	19.00	19.50	ArL e L
2	17.00	-	23.00	20.00	20.50	Arg 1
3	22.00	-	32.00	22.00	22.50	Arg 2

Tabella 5. Parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità dello stato attuale in condizioni sismiche

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	-	60.00	-	19.00	19.50	ArL e L
2	-	80.00	-	20.00	20.50	Arg 1
3	-	300.00	-	22.00	22.50	Arg 2

Di seguito si riportano i parametri che sono stati utilizzati per verifiche in traccia estesa all'ambito di potenziale influenza:

Tabella 6. Parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità dello stato attuale in condizioni statiche

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	15.00	-	21.00	19.00	19.50	ArL e L
2	7.00	-	19.00	18.00	18.50	Fq
3	17.00	-	23.00	20.00	20.50	Arg 1
4	22.00	-	32.00	22.00	22.50	Arg 2

Tabella 7. Parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità dello stato attuale in condizioni sismiche

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	-	60.00	-	19.00	19.50	ArL e L
2	-	40.00	-	18.00	18.50	Fq
3	-	80.00	-	20.00	20.50	Arg 1
4	-	300.00	-	22.00	22.50	Arg 2

In linea generale le verifiche di stabilità condotte, sia in condizioni statiche che dinamiche, considerando in via del tutto cautelativa la presenza di una falda a piano campagna con conseguente saturazione dei primi due orizzonti fino ad una profondità massima di circa 7-8 metri dal locale piano campagna, evidenziano



condizioni di sostanziale stabilità ovvero con fattori di sicurezza compatibili con i minimi previsti ed indicati nella normativa vigente per pendii naturali.

La seguente tabella riassume brevemente gli esiti delle verifiche condotte fornendo i Fattori di Sicurezza calcolati sia in condizioni statiche che sismiche.

Aerogeneratore	Sezione	Fs condizioni statiche con falda	Fs condizioni sismiche con falda
AE 1	2-2'	2.82	3.83
AE 2	4-4'	5.36	6.48
AE 2 Traccia Lunga		1.18	1.73
AE 3	2-2'	3.06	5.60
AE 4	2-2'	1.90	3.35
AE 4 Traccia Lunga		2.08	2.26
AE 5	4-4'	3.53	5.58
AE 6	3-3'	2.66	3.20
AE 7	2-2'	3.13	3.25
AE 7 Traccia Lunga		2.40	2.44
AE 8	2-2'	2.13	3.53
AE 8 Traccia Lunga		2.59	2.58
AE 9	2-2'	1.69	2.79
AE 10	3-3'	2.74	3.71
AE 11	4-4'	2.84	3.42

I risultati delle singole verifiche condotte, sia statiche che dinamiche per lo stato attuale dei luoghi, con i relativi computi e superfici critiche, sono allegati al presente documento (PD.GEO.S.07.a).

7.2.2 Risultati delle verifiche di stabilità. Stato di progetto in condizioni statiche e sismiche

In merito alla verifica delle condizioni di stabilità relativamente allo stato futuro, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, sono stati assunti quattro ambiti come tipologici di riferimento poiché contraddistinti da peculiarità rappresentative di altrettanti contesti, morfologici, idraulici, geotecnici; tali ambiti ricomprendono gli aerogeneratori 4-6-9-10 nelle rispettive tracce di sezione, caratterizzanti il ristretto ambito di intervento, come riportate negli elaborati PD.GEO.T.07.a e PD.GEO.T.08.a.

Di seguito si riportano le sezioni litostratigrafiche interpretative per i 4 tipologici selezionati.



Figura 13. Aerogeneratore AE04, sezione 2-2'. Stato di Progetto

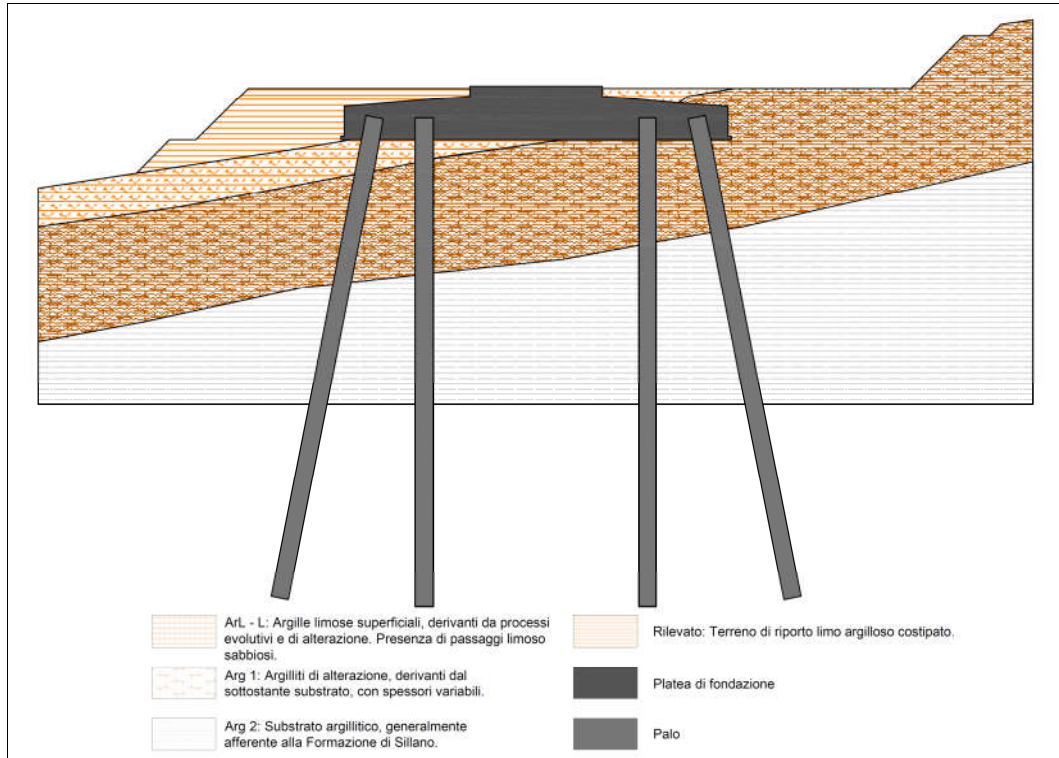


Figura 14. Aerogeneratore AE06, sezione 3-3'. Stato di Progetto

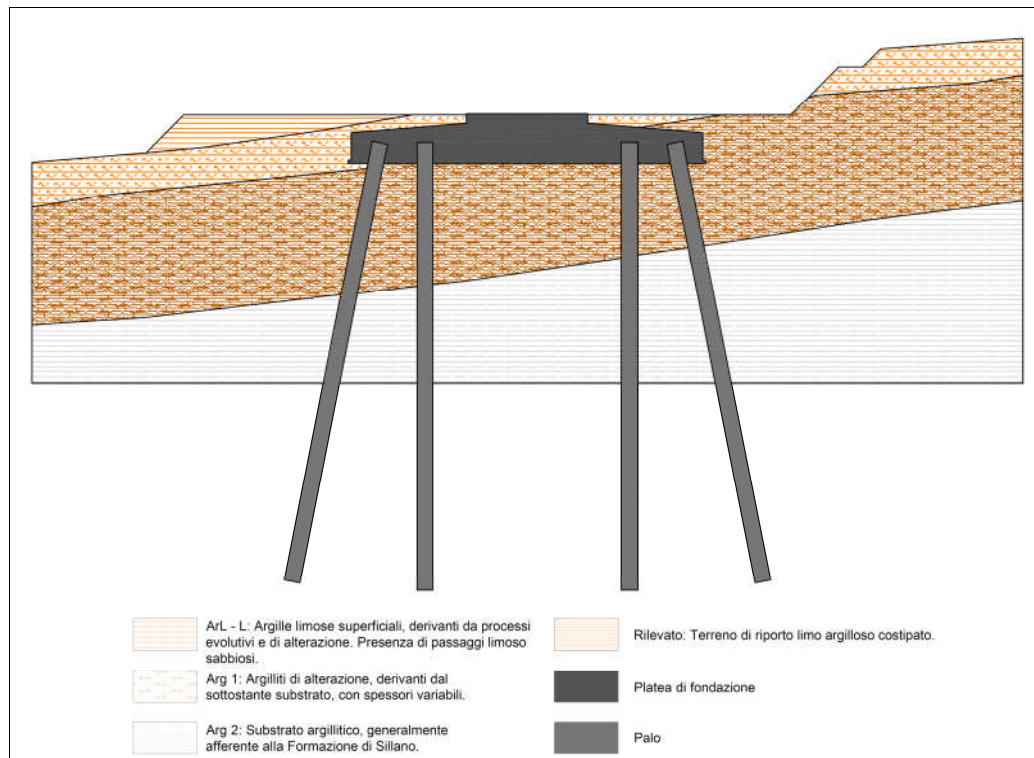




Figura 15. Aerogeneratore AE09, sezione 2-2'. Stato di Progetto

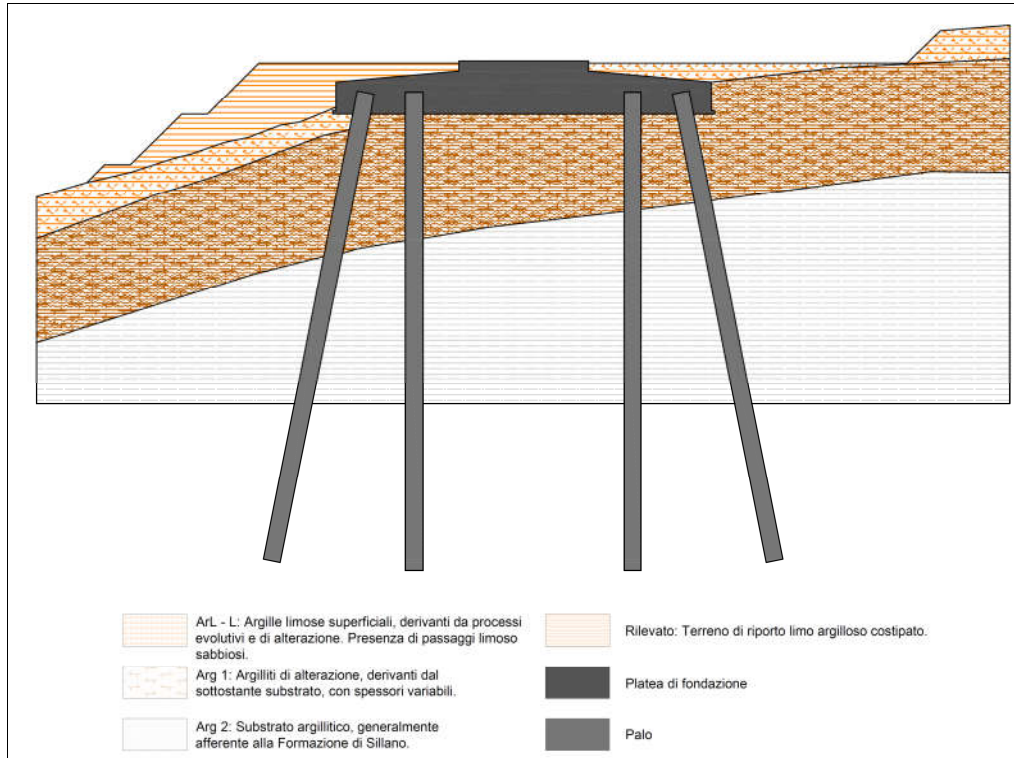
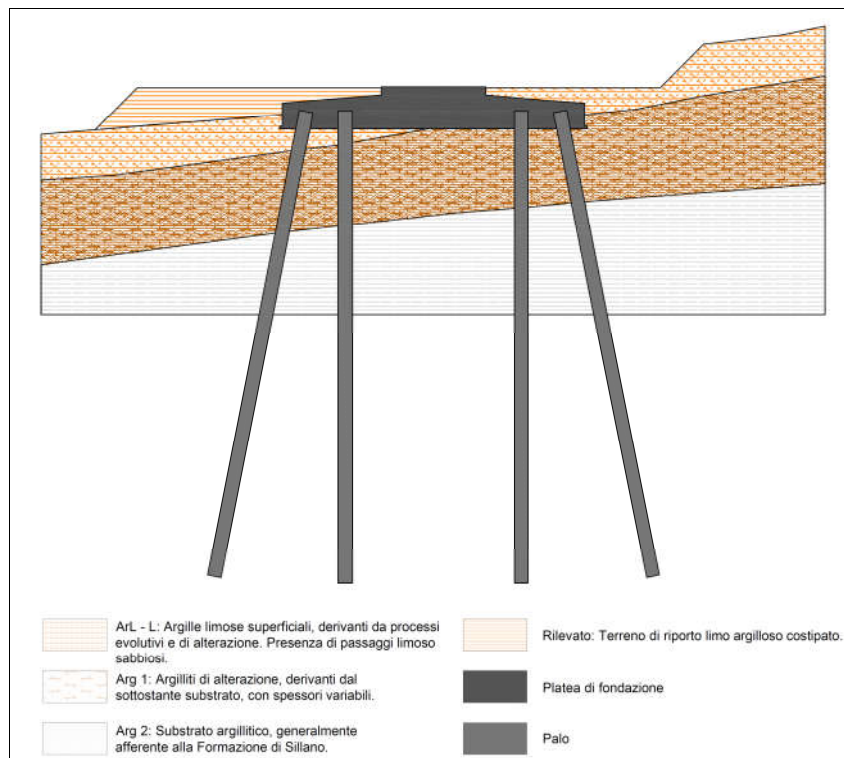


Figura 16. Aerogeneratore AE10, sezione 3-3'. Stato di Progetto





Le condizioni di verifica risultano coerenti con quanto stabilito da NTC'18 in materia di scavi-riporti e pendii con opere, i parametri relativi alle condizioni statiche sono stati opportunamente ridotti utilizzando l'approccio A2+M2+R2. D'altra parte, per quanto riguarda le condizioni dinamiche sismiche, coerentemente con quanto stabilito delle NTC'18, non sono stati applicati fattori riduttivi (approccio A1+M1+RS).

Nella schematizzazione grafica non appare l'aerogeneratore che, tuttavia è stato considerato per quanto attiene i carichi e gli sforzi agenti su tutta l'impronta della platea di fondazione, **stabilite dai progettisti**, pari a 50 kPa. Il valore comprende sia il contributo del peso specifico dell'aerogeneratore sia il contributo generato dall'azione del vento.

Di seguito si riportano i parametri che sono stati utilizzati per le seguenti verifiche:

Tabella 8. Parametri geotecnici utilizzati per le verifiche di stabilità dello stato di progetto in condizioni statiche con i parametri ridotti ai sensi delle NTC 2018

Litologia	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)
ArL e L	12.00	-	17.00	19.00	19.50
Arg 1	14.00	-	18.00	20.00	20.50
Arg 2	18.00	-	26.00	22.00	22.50

Tabella 9. Parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità dello stato di progetto in condizioni dinamiche sismiche

Litologia	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)
ArL e L	-	60.00	21.00	19.00	19.50
Arg 1	-	80.00	23.00	20.00	20.50
Arg 2	-	300.00	32.00	22.00	22.50

Per quanto riguarda le opere in progetto di cui platea di fondazione e palificate, sono state modellate all'interno del programma di calcolo come formazioni lenticolari a cui si è attribuito parametri di peso di volume e coesione non drenata. Tali parametri, legati alla tipologia di calcestruzzo valutato essere idonee per le opere in progetto, sono stati forniti direttamente dal progettista.

In merito alle opere in rilevato, si è ritenuto opportuno fornire una parametrizzazione geotecnica prestazionale basata sulle caratteristiche dei litotipi presenti nell'area.



Tabella 10. Parametri geotecnici utilizzati per le opere accessorie per lo stato di progetto in condizioni sismiche e statiche

Litologia	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)
Rilevato	10.00*	20.00	26.00*	18.00	18.50
Palo	-	490.00	-	24.00	24.00
Platea	-	490.00	-	24.00	24.00

* Parametri utilizzati per la verifica in condizioni statiche

Diversamente da quanto computato per lo stato attuale dei luoghi, sulla base dell'esecuzione di opere accessorie di regimazione e drenaggio delle acque così come indicato dalle specifiche relazioni progettuali, si è ritenuto opportuno non inserire il contributo di saturazione di una falda a piano campagna.

La seguente tabella riassume brevemente gli esiti delle verifiche condotte fornendo i Fattori di Sicurezza calcolati sia in condizioni statiche che dinamiche.

Aerogeneratore	Sezione	Fs minimo condizioni statiche	Fs minimo condizioni sismiche
AE 4	2-2'	1.24	1.59
AE 6	3-3'	1.87	2.62
AE 9	2-2'	1.39	1.24
AE 10	3-3'	1.78	2.03

I risultati delle singole verifiche condotte, sia statiche che dinamiche per lo stato di progetto, con i relativi computi e superfici critiche, sono allegati al presente documento (PD.GEO.S.07.a).

Sulla base di quanto contenuto all'interno delle NTC'18, i Fattori di Sicurezza minimi calcolati sia in condizioni statiche che dinamiche, per la configurazione di progetto, mostrano valori coerenti e cautelativi rispetto alle soglie di sicurezza previste. La verifica condotta in corrispondenza dell'aerogeneratore AE09, lungo la sezione 2-2', seppur abbia restituito un Fs minimo in condizioni dinamiche, prossimo alla soglia minima di 1.2 e dunque, teoricamente abbia soddisfatto i requisiti minimi indicati, si ritiene opportuno riaggiornare tale verifica alla luce di indagini sitospecifiche che consentano di determinare, localmente, l'assetto litostratigrafico e, soprattutto il profilo geomeccanico dei terreni presenti. Questo ad ogni buon conto vale come indirizzo ed orientamento per le poche aree dove non sono stati realizzate indagini in sito e dove il modello litostratigrafico e geomeccanico è stato accomunato alla restante parte del contesto investigato poiché caratterizzato dal medesimo distretto geologico.



8. OPERE ACCESSORIE

8.1 Opere di viabilità

8.1.1 *Viabilità principale esterna al Parco Eolico. Strade di accesso e aree di cantiere*

Come specificato in dettaglio nella relazione di progetto, alla quale si rimanda, al paragrafo sulla modalità di trasporto delle componenti degli aerogeneratori, particolare cura è stata riposta nell'individuazione delle migliori modalità e tecnologie di trasporto in modo da rendere nulli e/o minimi gli interventi di adeguamento della viabilità pubblica esistente.

In particolare, si prevede di realizzare una serie di opere e/o interventi di minima entità e rilevanza, come evidenziato i risultati dei sopralluoghi e delle verifiche di fattibilità, che sono schematicamente riassunte di seguito:

- Allargamento della carreggiata esistente rendendo praticabili banchine attualmente non transitabili;
- Temporanea rimozione, con successivo rifacimento ed adeguamento, di guard-rail per permettere il passaggio, in carreggiata interna od esterna dei carrelli di trasporto;
- Temporanea rimozione di segnaletica verticale a bordo carreggiata per permettere il passaggio, in carreggiata interna od esterna dei carrelli di trasporto;
- Temporanea rimozione e/o abbassamento, con successivo rifacimento ed adeguamento, di muri od opere di sostegno a bordo carreggiata per aumentare le dimensioni delle corsie e il raggio di curvatura;
- Puntuali interventi di allargamento della carreggiata, con riprofilatura contro monte o valle del versante, per aumentare le dimensioni delle corsie e il raggio di curvatura;
- Puntuali azioni sulla carreggiata, con riprofilatura contro monte o valle del versante, per estendere le dimensioni delle corsie e il raggio di curvatura, con impiego delle banchine;
- Puntuali interventi di adeguamento/allargamento della carreggiata in corrispondenza di opere d'arte quali ponti o attraversamenti di corsi d'acqua, con successivo rifacimento/adeguamento delle opere d'arte.



Gli interventi previsti non presentano problematiche relativamente alla fattibilità, salvo recepire in fase di Autorizzazione Unica le indicazioni degli Enti competenti con riferimento agli aspetti paesaggistici, di inserimento ambientale, e di adeguamento funzionale della viabilità esistente in conformità alla normativa vigente. Non risultando interferenti con l'attuale assetto geomorfologico degli areali interessati, non si ravvisa la necessità di formulare particolari prescrizioni subordinate magari anche a verifiche di dettaglio. Le soluzioni progettuali, infatti, non introducendo fattori di alterazione delle condizioni di stabilità rilevate lungo il tracciato, si limiteranno a locali interventi di adeguamento. In quest'ottica il ricorso ad opere di ingegneria naturalistica comporterà indubbi benefici e miglioramenti nei riguardi dell'assetto idrogeologico locale.

8.1.2 Viabilità principale interna al Parco Eolico e di accesso alle piazzole

La logistica del parco eolico necessita della realizzazione di tratti stradali per il collegamento diretto di tutti gli aerogeneratori, per cui si prevedono degli interventi di realizzazione di nuova viabilità.

In particolare, si prevede che le piste della viabilità principale primaria che secondaria saranno realizzate riutilizzando i tracciati sterrati esistenti, ricorrendo, dove scavi e sbancamenti risultano rilevanti, a terre armate per stabilizzare fronti di scavo e rilevati, come meglio riportato negli elaborati grafici di progetto.

Per consentire il corretto passaggio degli speciali mezzi di trasporto, verranno progettate nel rispetto delle seguenti caratteristiche geometriche:

- Larghezza carreggiata di 4.00 m, oltre a banchine laterali di 0.5 m da ogni lato, per totale ingombro piattaforma stradale di 5.0m;
- Raggio di curvatura minimo interno 12.50 m;
- Pendenza longitudinale ordinaria massima 10%;
- Pendenza longitudinale straordinaria per brevi tratti 20%;
- Pendenza trasversale massima 5%
- Raggio di curvatura verticale minimo 400 m.

8.1.3 Fasi realizzative delle piste di accesso

La realizzazione delle piste di accesso avverrà in fasi successive per ottenere una buona compattezza dei diversi strati e per garantire la portanza necessaria per il transito dei mezzi di trasporto dei diversi componenti gli aerogeneratori. Le fasi di realizzazione delle piste saranno:

- Rimozione dello strato di terreno vegetale;
- Realizzazione dei tratti di rilevato e di scavo necessari al rispetto delle pendenze minime;
- Realizzazione dei fossi di guardia e predisposizione dei canali di attraversamento per il drenaggio della strada e del versante;
- Realizzazione delle opere di sostegno di monte e di valle, nel caso terre armate e terre armate più tiranti, con posa in opera contestuale dei presidi di mitigazione e ripristino ambientali, quali geostuoie inerbite e piantumazioni di arbusti;
- Predisposizione delle trincee e delle tubazioni necessarie al passaggio dei cavi a MT, dei cavi per la protezione di terra e delle fibre ottiche per il controllo degli aerogeneratori;
- Riempimento delle trincee;
- Realizzazione dello strato di fondazione;
- Realizzazione dello strato di finitura;
- Realizzazione delle cunette in terra e fossi di scolo per la dispersione delle acque di superficie lungo il naturale;



- Realizzazione delle opere d'arte dove si rendessero necessarie.

Tutte le operazioni di rimodellamento e ridefinizione della viabilità principale e secondaria interna saranno eseguite limitando il più possibile la realizzazione di opere d'arte e movimenti di terra utilizzando inserendo il pacchetto portante in materiale inerte.

Dal punto di vista geomorfologico, la viabilità interna al parco si svilupperà lungo il crinale in zone non direttamente interessate da dissesti ancorché quiescenti eccetto modesti tratti di collegamento con l'AE04 ed il tratto di raccordo tra AE03 ed AE05. Con particolare riferimento a questo specifico tratto, secondo quanto riportato nella cartografia tematica prodotta dall'Autorità di Bacino Marecchia Conca, il tracciato stradale interseca, per un breve tratto, un'area interessate da fenomeni gravitativi sia attivi che quiescenti (Art.17 NTA – Aree da assoggettare a verifica).

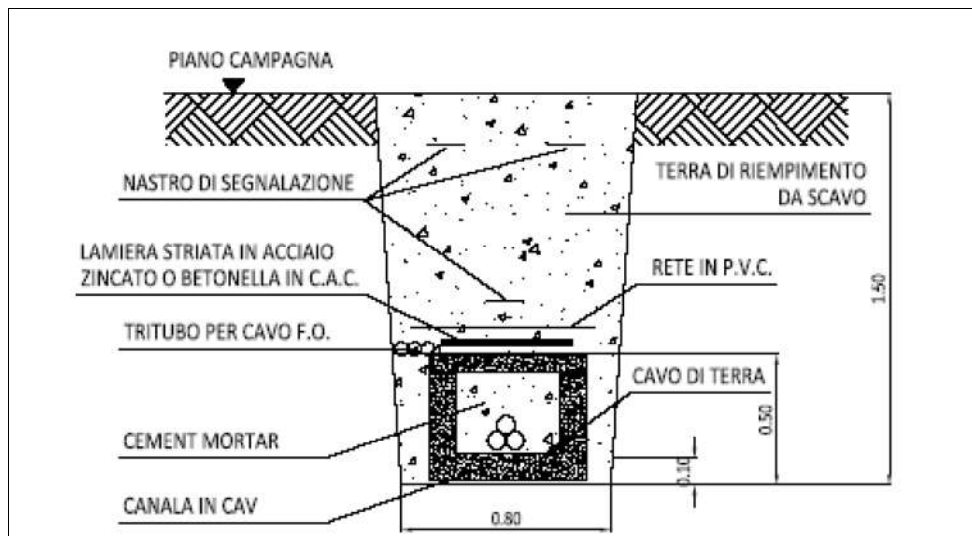
A valle, tuttavia, delle approfondite ricognizioni in campo anche e soprattutto di tipo geognostico, in ragione dell'aggiornato e dettagliato quadro conoscitivo risultante, dato atto che la quasi totalità degli interventi risultano esterni alle perimetrazioni di pericolosità, non emergono situazioni di particolare severità se non estese aree di disordine idrogeologico dove la mancanza di una corretta gestione del deflusso superficiale, stante la morfologia dei luoghi ed i litotipi affioranti, favorisce l'instaurarsi tuttalpiù di fenomeni soliflussivi. Non si ritiene sussistano, per le residue aree coinvolte negli interventi in progetto, peraltro riconducibili come accennato a piccoli tratti di viabilità di cantiere e del cavidotto, dinamiche gravitative attive o quiescenti suscettibili di riattivazione.

Per tale ragione non necessita, a parere degli scriventi, procedere con ulteriori verifiche, ritenendo quelle condotte, esaustive rispetto a quanto formulato e prescritto dal citato art.17 delle vigenti NTA.

A tal proposito, nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte nella previsione di progetto, sono state definite le altezze massime relative ai fronti di scavo soprattutto in quei limitati contesti dove gli sbancamenti sono particolarmente rilevanti. Nell'ambito di tali verifiche sono state altresì formulate specifiche prescrizioni per incrementare i fattori di sicurezza mediante accorgimenti progettuali che consentiranno di eliminare i residui fattori destabilizzanti (riduzione acclività scarpate, ricorso interventi di stabilizzazione mediante opere di ingegneria naturalistica, trincee drenanti e sistemi di regimazione idraulica superficiale ed ipodermica...)

8.2 Cavidotto

Il progetto prevede la realizzazione di un cavidotto interrato di collegamento con la rete elettrica, il cui tracciato, evidenziato nell'elaborato PD.GEO.T.01.a, si sviluppa per buona parte lungo la viabilità provinciale (SP258). Tale intervento richiede la realizzazione di una trincea per l'alloggiamento delle condotte elettriche, dotata di una larghezza di circa 0.80 metri ed una profondità massima di circa 1.6 metri. Di seguito si riporta lo schema progettuale tipo.



Dal punto di vista della compatibilità dell'intervento, in relazione alle interferenze del progetto con aree interessate da fenomeni gravitativi, come riportato nell'elaborato PD.GEO.T.02.a, il tracciato risulta interessato per modeste porzioni da aree disciplinate dall'Art.17 delle Norme di Piano dell'Autorità di Bacino del Marecchia Conca. Di queste si riscontra interferenza esclusivamente con aree il cui stato di attivazione è stato valutato in "quiescente".

Si tiene tuttavia a precisare che, da un punto di vista progettuale e realizzativo, il cavidotto di una lunghezza complessiva pari a circa 14.041 metri, si sviluppa per il primo tratto pari a circa 4.853 metri lungo un tratto attualmente utilizzato dai proprietari terrieri per il passaggio dei mezzi da lavoro e fuoristrada; i rimanenti 9.188 circa si snodano lungo la SP 258.

In ragione di ciò è possibile sostenere, tenuto conto della natura dell'intervento nonché della dimensione degli scavi propedeutici all'alloggio del cavo stesso, che quanto proposto sia del tutto compatibile con il contesto territoriale e vincolistico attraversato, e che tale infrastrutturazione non possa alterare o modificare gli equilibri idrogeologici e geomorfologici preesistenti, stante la modesta entità degli scavi per l'alloggiamento del cavidotto e per il fatto che tale scavo avverrà lungo strade e viabilità esistenti.



9. TERRE E ROCCE DA SCAVO

La realizzazione delle piazzole, con area principale di dimensioni di 32mx40m, pari ad un'area di circa 1280m², avverrà essenzialmente mediante operazioni di sterro e riporto. La quota di imposta e realizzazione di ogni singola piazzola è stata individuata in modo da minimizzare i volumi di materiale da escavare, privilegiando lavorazioni di compensazione tra sterri e riporti. Le generali buone caratteristiche geomeccaniche dei terreni permetteranno un'elevata aliquota di reimpiego diretto in cantiere dei materiali escavati.

Particolare attenzione verrà prestata nel massimizzare le percentuali di reimpiego dei materiali all'interno delle aree di cantiere, in particolare si prevede di riutilizzare integralmente il coticco superficiale movimentato per interventi di inerbimento e piantagione. Eventuale materiale non idoneo ad essere utilizzato per ripristini del coticco superficiale o per i riporti delle aree di piazzola o della viabilità verrà smaltito presso idonea discarica di inerti.

Si riportano di seguito le stime delle volumetrie totali per le ulteriori attività, di cui:

- Viabilità
- Bonifica area rilevato
- Stoccaggio, campo base ed ingresso
- Cavidotto e cabine
- Regimentazione preventiva
- Regimazione a regime
- Sistemazione a verde
- Pali e plinti fondazione
- Recupero trovanti

Oltre alla determinazione dei volumi di terre si riportano anche la determinazione delle aree impegnate per la realizzazione/adequamento della viabilità.



Tabella 11. Tabella dettaglio movimenti terra per realizzazione piazzole.

	FONDAZIONE		PIAZZOLA		PISTA MONTAGGIO PALA		RIPROFILATURA		TOTALE MOVIMENTI		MOVIMENTI NETTI
	STERRI	RIPORTI	STERRI	RIPORTI	STERRI	RIPORTI	STERRI	RIPORTI	STERRI	RIPORTI	STERRI - RIPORTI
	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[mc]
AE01	1881	1331	888	403	0	447	0	363	2769	2544	225
AE02	1257	1058	454	353	50	332	0	68	1761	1811	-50
AE03	1782	1188	1802	411	0	798	0	267	3584	2664	920
AE04	1397	1089	359	2104	561	0	0	656	2317	3849	-1532
AE05	246	1035	910	770	203	233	0	275	1359	2313	-953
AE06	2987	1100	478	968	0	644	0	269	3465	2981	483
AE07	1513	1056	316	1088	623	0	0	431	2452	2575	-123
AE08	1504	902	824	365	0	470	0	307	2328	2044	284
AE09	1144	1078	1490	499	0	775	0	391	2634	2743	-109
AE10	1883	1067	1002	404	0	385	0	359	2885	2215	670
AE11	3025	1100	556	2280	368	176	0	168	3949	3724	225
TOTALE	18618	12004	9079	9645	1805	4260	0	3554	29502	29463	39

Tabella 12. Tabella dettaglio movimenti terra per realizzazione piazzole, interventi di riprofilatura e aree di ingombro piazzole e viabilità di accesso.

	AREE				TERRE ARMATE / GRATA VIVA STERRO	TERRE ARMATE / GRATA VIVA RILEVATO
	PIAZZOLA	PISTA MONTAGGIO PALA	INGOMBRO RIPROFILATURA	TOTALI		
	[mq]	[mq]	[mq]	[mq]		
AE01	1280	325	436	2041	73	145
AE02	1280	325	570	2175	14	27
AE03	1280	325	655	2260	53	107
AE04	1280	325	530	2135	131	262
AE05	1280	325	360	1965	55	110
AE06	1280	325	680	2285	54	108
AE07	1280	325	596	2201	86	172
AE08	1280	325	430	2035	61	123
AE09	1280	325	692	2297	78	156
AE10	1280	325	437	2042	72	144
AE11	1280	325	909	2514	34	67
TOTALE	14080	3575	6295	23950	711	1421



Tabella 13. Tabella dettaglio ingombro aree per la realizzazione piazzole, interventi di riprofilatura e viabilità di accesso.

Perdita di superficie [mq]								
Descrizione sintetica	Area piazzola	Pista montaggio pala	Area ingombro opere presidio piazzola	Aree recuperabili a fine cantiere		Aree totali realizzazione della viabilità di accesso alle piazzole	Aree potenzialmente recuperabili a fine cantiere	Perdita di superficie
AE01	1280	325	436	1238,20	61%	0,000	0,000	0,000
AE02	1280	325	570	1372,50	63%	0,000	0,000	0,000
AE03	1280	325	655	1457,50	64%	0,000	0,000	0,000
AE04	1280	325	530	1332,50	62%	0,000	0,000	0,000
AE05	1280	325	360	1162,50	59%	0,000	0,000	0,000
AE06	1280	325	680	1482,50	65%	560,000	130,000	430,000
AE07	1280	325	596	1398,50	64%	0,000	0,000	0,000
AE08	1280	325	430	1232,50	61%	750,000	220,000	530,000
AE09	1280	325	692	1494,50	65%	470,000	90,000	380,000
AE10	1280	325	437	1239,50	61%	0,000	0,000	0,000
AE11	1280	325	909	1711,50	68%	0,000	0,000	0,000
Totale	14080,00	3575,00	6294,70	15122,20		1780,00	440,00	1340,00

9.1 Gestione terre e rocce da scavo

I materiali derivanti dalle operazioni di scavo possono essere classificati sostanzialmente in due tipologie. La prima è rappresentata dal terreno di scotico, costituito dallo strato superficiale di terreno, classificato come terreno vegetale secondo la Norma UNI 10006/2002 e descritto come la parte superiore del terreno contenente sostanze organiche ed interessata dalle radici delle colture.

Il terreno vegetale escavato sarà reimpiegato totalmente per la riprofilatura e gli interventi di mitigazione ambientale delle aree di cantiere.

La seconda tipologia è rappresentata dagli strati meno superficiali del terreno di scavo. Il terreno è classificato dalla medesima Norma UNI come la roccia, sia essa sciolta o lapidea, considerata nel suo ambiente naturale. Il terreno proveniente dagli scavi di sterro sarà anch'esso reimpiegato quale terreno di riporto nell'ambito degli interventi di realizzazione delle piazzole e della viabilità interna di cantiere.

La possibilità di utilizzo del materiale sterrato come riporto è stata valutata e indicata come fattibile in base alle risultanze della relazione geologica tecnica allegata.



Tabella 14. Tabella riepilogativa movimenti terra.

CONSUNTIVO			
OPERA	B - RIPORTO PROGETTO (mc)	G - STERRO PROGETTO (mc)	L - ESUBERO STERRI PROGETTO (mc)
VIABILITA'	23627	41041	17414
PIAZZOLE	13905	10884	-3021
CAVIDOTTO ESTERNO + CABINE	3711	14520	10809
CAVIDOTTO INTERNO	3904	4184	280
CABINA RACCOLTA	95	518	423
REGIMAZIONE PREVENTIVA	1405	5605	4200
REGIMAZIONE A REGIME	2718	6253	3535
SISTEMAZIONE A VERDE	10166	0	-10166
FONDAZIONI	18618	12004	-6614
SOMMANO TOTALE	78148	95009	16861

Dal computo dei volumi si evince che, se le buone caratteristiche geomeccaniche dei materiali escavati saranno confermate durante l'esecuzione dei lavori, vi sarà una pressochè totale compensazione fra le aliquote di materiale sterrato e il materiale da reimpiegare per riporti, per il rifacimento del cassonetto della viabilità e per le opere di sostegno.

Con riferimento alla tabella di consuntivo totale dei movimenti terra si evidenzia infatti che, l'esubero calcolato al netto di cassonetto, rappresenta l'aliquota lorda numerica di terreno in esubero. Come verificato nell'ambito della caratterizzazione geomeccanica dei terreni interessati dalle opere di progetto, le ipotizzate buone qualità dei materiali da escavare possono invece far prevedere che gli stessi potranno essere integralmente riutilizzati per gli interventi di rifacimento del sottofondo stradale e per la realizzazione delle opere di sostegno.

In base ai riferimenti normativi vigenti, le opere di escavazione saranno programmate e gestite prevedendo lo stoccaggio temporaneo in situ dei volumi movimentati.

Lo stoccaggio avverrà direttamente presso le aree di escavazione, in particolare sia presso le aree delle piazzole in realizzazione che ricorrendo a tratti di viabilità interna completata, che verranno utilizzati come aree di stoccaggio dei materiali escavati dai tratti di viabilità secondaria e dalle piazzole.

9.2 Riutilizzo terre ex art. 185 comma 1 punto C del D.Lgs. 152/06

Con riferimento alle previsioni ex art. 185 comma 1 punto C del D.Lgs. 152/06 si prevede il riutilizzo integrale in situ allo stato naturale.

In particolare, con riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, si definisce l'area di cantiere così come perimetrata nell'elaborato grafico "Prime indicazioni sulla fase di cantierizzazione" al quale si rimanda per la visione integrale del documento, dove viene individuato e perimetrato il sito dei lavori e suddiviso in tre principali macro aree. Il materiale sarà inoltre trattato con operazioni di riduzione volumetrica così come definito dall'art. 185 comma 1 punto C del D.Lgs. 152/06. Come già indicato particolare attenzione verrà prestata nel massimizzare le percentuali di reimpiego dei materiali all'interno delle aree di cantiere, in particolare si prevede di riutilizzare integralmente il cotico superficiale movimentato per interventi di inerbimento e piantagione, eventuale materiale non idoneo ad essere utilizzato per ripristini del cotico superficiale o per i riporti delle aree di piazzola o della viabilità verrà utilizzato per gli interventi minuti di rimodellazione e riprofilatura morfologica.

Dal computo dei volumi movimentati si evince che, se le buone caratteristiche geomeccaniche dei materiali escavati saranno confermate durante l'esecuzione dei lavori, vi potrà essere un pressoché totale reimpiego delle aliquote di materiale sterrato da reimpiegare per riporti, rinterri, per il rifacimento del cassonetto della viabilità e per le opere di sostegno, con l'eventuale necessità di reperire ulteriore materiale da cave di



prestito della zona. Con riferimento alla tabella di consuntivo totale dei movimenti terra, si evidenzia infatti che il potenziale esubero calcolato al netto di cassonetto, rappresenta una stima numerica, per cui ipotizzando una oculata gestione durante le attività di cantiere si potrà pervenire ad un recupero delle aliquote necessarie.

Nell'area di cantiere è previsto l'utilizzo di un impianto mobile di frantumazione/vagliatura al fine di recuperare i trovanti lapidei rinvenuti durante gli scavi per il loro reimpiego all'interno del cantiere, secondo quanto previsto dall'art. 185 comma 1 punto c del D.Lgs. 152/06. L'adozione di un impianto di frantumazione mobile risulta più vantaggioso di quella di un impianto fisso sia per le ridotte dimensioni e sia per la maggiore precisione in merito alle volumetrie di lapidei riutilizzabili. Inoltre, risulta essere più efficace dal punto di vista logistico oltre che economico.

In generale, il vantaggio della presenza di tale lavorazione in cantiere fa sì che parte del materiale proveniente dagli scavi, non valicando mai il confine di cantiere, non diventi mai di fatto un rifiuto, ma venga direttamente trasformato in materia prima.

Firenze, Aprile 2023

Il tecnico incaricato

Luca Gardone Geologo