

PARCO EOLICO "ALIENTU"

COMUNE DI SEUI

PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA (SU)



STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Elaborato:

ELABORAZIONI SIA

Relazione geotecnica

Codice elaborato:

SE_SIA_A015

Data: Febbraio 2024

Il committente: Sardeolica s.r.l.

Coordinamento: FAD SYSTEM SRL - Società di ingegneria

Dott. Ing. Ivano Distinto

Dott. Ing. Carlo Foddis

Elaborazione SIA:

BIA s.r.l.

Società di ingegneria

Elaborato a cura di:

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori

rev.	data	descrizione revisione	rev.	data	descrizione revisione
00	07/02/2024	Emesso per procedura di VIA			

SOMMARIO

SOMMARIO.....	2
1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO	6
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE.....	6
5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA.....	14
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	18
6.1. Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento	18
7. ANALISI DELLE CONDIZIONI GEOSTRUTTURALI GENERALI.....	22
8. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO	22
9. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI	24
9.1. Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.....	30
9.2. Caratteristiche e dinamiche delle acque sotterranee	30
9.3. Analisi della Vulnerabilità degli acquiferi.....	34
10. INDAGINI GEOGNOSTICHE	35
10.1. Generalità sul metodo sismico a rifrazione.....	36
10.1.1. Caratteristiche delle stese sismiche	37
10.1.2. Caratteristiche della Strumentazione impiegata	37
10.1.3. Elaborazione dei dati	37
10.2. Indagini sismiche: MASW	38
10.2.1. Specifiche delle indagini svolte.....	39
10.2.2. Caratteristiche della strumentazione impiegata	40
10.2.1. Elaborazione dei dati	40
10.2.2. Categorie di sottosuolo - D,M, 19,01,2018 (NTC 2018)	40
10.3. Risultati delle indagini del sito SM01-TURBINA SE_05.....	42
10.3.1. SE_SM01-SE_05: MASW M1	42
10.3.2. R1-SM01-SE_02: Sismica a rifrazione in onde P	44

10.4.	RISULTATI DELLE INDAGINI SITO SM02-TURBINA SE_09	45
10.4.1.	R2-SM02-SE_09: Sismica a rifrazione in onde P	45
10.5.	RISULTATI DELLE INDAGINI DEL SITO SM03-TURBINA SE_02	46
10.5.1.	M3-SMT03-IS04: Sismica a rifrazione in onde P e tomografia elettrica	46
10.6.	Risultati delle indagini del sito SM04-TURBINA SE_07	48
10.6.1.	SM04-SE_02: MASW M2	48
10.6.2.	R4-SM04-SE_03: Sismica a rifrazione in onde P	50
10.7.	Indicazioni per la determinazioni dei parametri geomeccanici	51
11.	MODELLAZIONE GEOLOGICA	55
11.1.	Modello Geologico di sito	55
11.1.1.	Modello Geologico 01	55
11.1.2.	Modello Geologico 02	56
12.	DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI	58
13.	AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	58
14.	VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)	60
14.1.	Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1)	60
14.2.	Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2)	62
15.	CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI	62
16.	MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE	63
17.	FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)	67

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	Localizzazione del progetto	7
Figura 2	Panoramica dell'area di studio: pressi a) SE_02; b) SE_05; c) SE_08	8
Figura 3	Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto	9
Figura 4	Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000	10
Figura 5	Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000, settore Est - impianto	11
Figura 6	Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000, settore ovest - tracciato del cavidotto	12

Figura 7 Inquadramento topografico su C,T,R, RAS scala 1:10000, settore sud-ovest – tracciato del cavidotto e sottostazione	13
Figura 8 Aerogeneratore tipo Vestas V162 da 6,8MW	15
Figura 9 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia, 1: 100,000 – Foglio 518 "Isili", Nel riquadro l'area di progetto.....	20
Figura 10 – Schema Tettonico stratigrafico dell'area di studio (tratto da Fg,218 "Isili", 1976	20
Figura 11 Evoluzione tettonica del basamento ercinico della zona a falde, (da CONTI et alii, 1999 modificato)	22
Figura 12 Tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione	23
Figura 13 Tipologia di frana: 1. Crollo; 2. Ribaltamento; 3. Scivolamento	23
Figura 14 Esempio di disposizione a franapoggio nelle filladi, sono evidenti i piani che identificano le famiglie di giunti.....	24
Figura 15 - Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia	25
Figura 16 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso	26
Figura 17 Valori della costante mi per diversi tipi di roccia	26
Figura 18 Correlazione fra valori di mi, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.	28
Figura 19 Valori di Coesione e angolo di attrito interno ottenuti per la formazione delle filladi del Gennargentu	29
Figura 20 Reticolo idrico superficiale (Fonte RAS)	33
Figura 21 Schema esemplificativo, non in scala, dei processi di infiltrazione e deflusso sotterraneo	33
Figura 22 Stendimento di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni, interdistanza di 3,0 m, lunghezza complessiva 69,0 m	37
Figura 23 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche	43
Figura 24 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche	49
Figura 25 Caratteristiche geometriche della fondazione	58

1. PREMESSA

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico dislocato nel territorio comunale di **Seui** – sub-regione della Barbagia di Seulo, Provincia del Sud Sardegna (SU), al fine di avere un quadro completo del contesto geologico e geotecnico è stata redatta la presente **Relazione Geotecnica**, la cui stesura ottempera quanto previsto dal D.M. del 17/01/2018 recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito NTC), con l'obiettivo di evidenziare, le caratteristiche geologico-morfologiche e il comportamento fisico-meccanico dei terreni interessati dalle opere in progetto attraverso:

- La caratterizzazione geotecnica preliminare del modello geologico di sito;
- L'analisi dell'interazione opera-terreno nel volume significativo in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di imposta, in relazione alla generica tipologia di fondazioni previste e le potenziali interazioni con le dinamiche di circolazione sotterranea eventualmente esistenti.
- La valutazione preliminare della portanza dei terreni e l'indicazione delle indagini da realizzarsi in fase esecutiva necessarie alla determinazione dei parametri geotecnici specifici per ogni sito.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente è redatta in osservanza a quanto stabilito dalla vigente normativa in materia, con particolare riferimento a:

- D.M LL.PP. 11.03.1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii attuali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.
- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali)
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21.01.2019 n°7 – Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17.01.2018.
- D.L. 3 aprile 2006, n. 152 e successive modificazioni - "Norme in materia ambientale".

3. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO

Le informazioni topografiche e geologiche dell'area oggetto della presente sono state ricavate dalle pubblicazioni ufficiali e cartografia tematica esistente. Si elencano di seguito:

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:50.000 (CARG).
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25.000
- RAS - Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008
- I.S.P.R.A. - Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- RAS – Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico
- RAS – Autorità di Bacino - Piano di Tutela delle Acque
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- Foto aeree, Regione Sardegna

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti dai sopralluoghi effettuati dalla scrivente in sito e dagli esiti della campagna di indagini geognostiche eseguita in data **10-11/10/2023** nella zona di interesse.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

Seui è il più importante centro della Barbagia di Seulo e fino al 2005 faceva parte della provincia di Nuoro, in seguito all'istituzione della Provincia dell'Ogliastra, Seui venne annessa a quest'ultima, Nel 2016 a seguito della riforma delle province sarde il paese è stato aggregato alla nuova provincia del Sud Sardegna, Si trova ad una quota di circa 820m abbarbicato sul versante sud-ovest del monte Pizzu Longu e si affaccia sulla valle del Rio s' Arriossu.

Intorno alla metà del XVII secolo nel centro storico del paese fu costruito un carcere spagnolo per l'amministrazione della giustizia in tutta la Barbagia di Seulo che venne utilizzato fino al 1975.

Nei pressi del centro abitato è situato un importante complesso minerario in località "Fundu 'e Corongiu" sorto nel 1850 e successivamente chiuso nel 1960, dedito allo sfruttamento di un giacimento di antracite, La scoperta del giacimento carbonifero è da attribuirsi ad Alberto La Marmora nel 1827; il sito minerario è rimasto attivo dal 1870 sino al 1958.

A sud del centro abitato, nella zona denominata Pirastu 'e Pranu, lungo i crinali di Genna Argiola (812,31m), Bruncu 'e Murtas (795,49m) e Genna Argiola Jossu (772,67m) si sviluppa l'impianto in progetto.

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I,G,M scala 1:25 000, Serie 25 -Fogli: **541 sez, IV** "Genna su Ludu";
- Carta Tecnica Regionale scala 1:10 000 - Foglio: **541010** "Nuraghe Salei",

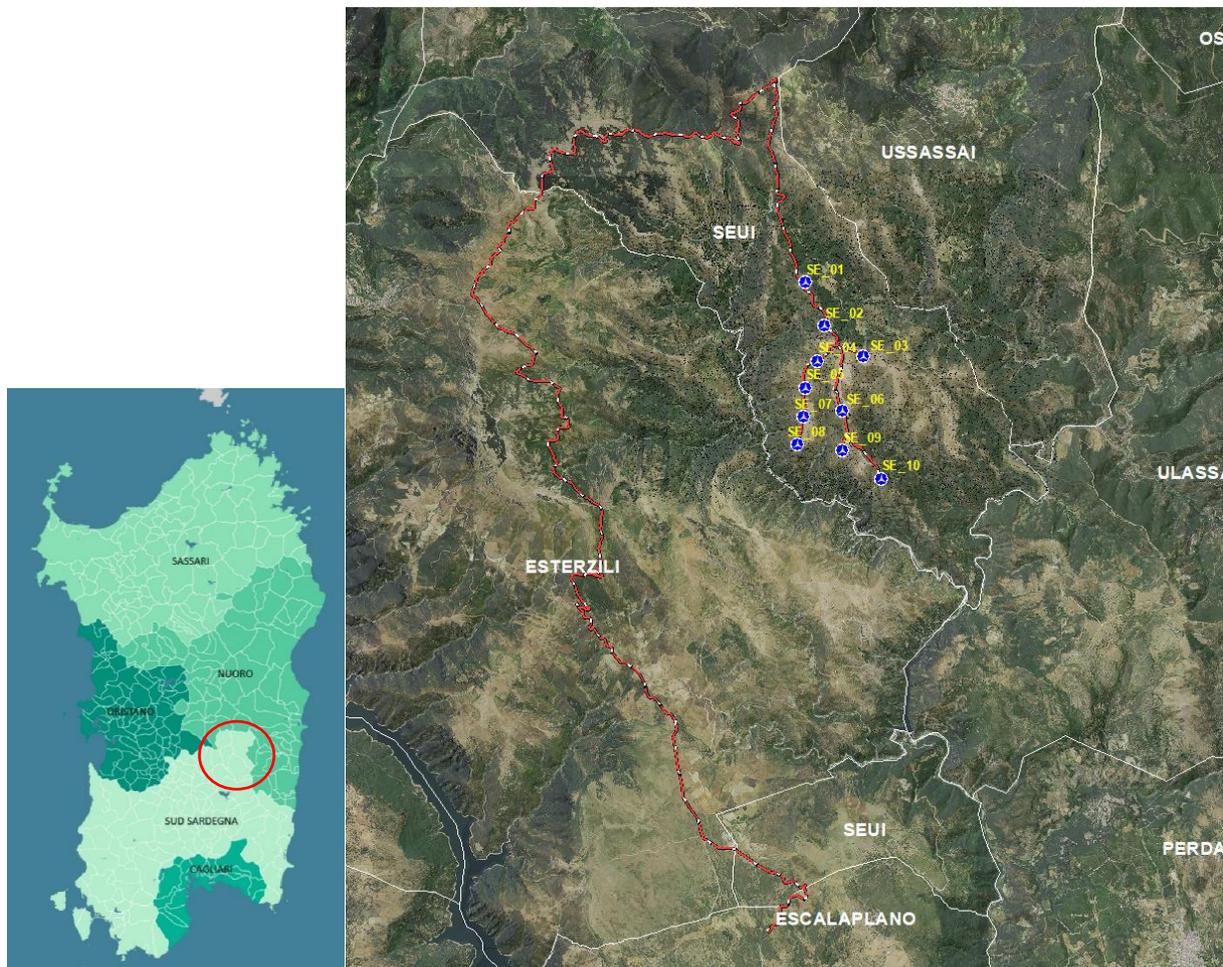


Figura 1 Localizzazione del progetto



Figura 2 Panoramica dell'area di studio: pressi a) SE_02; b) SE_05; c) SE_08

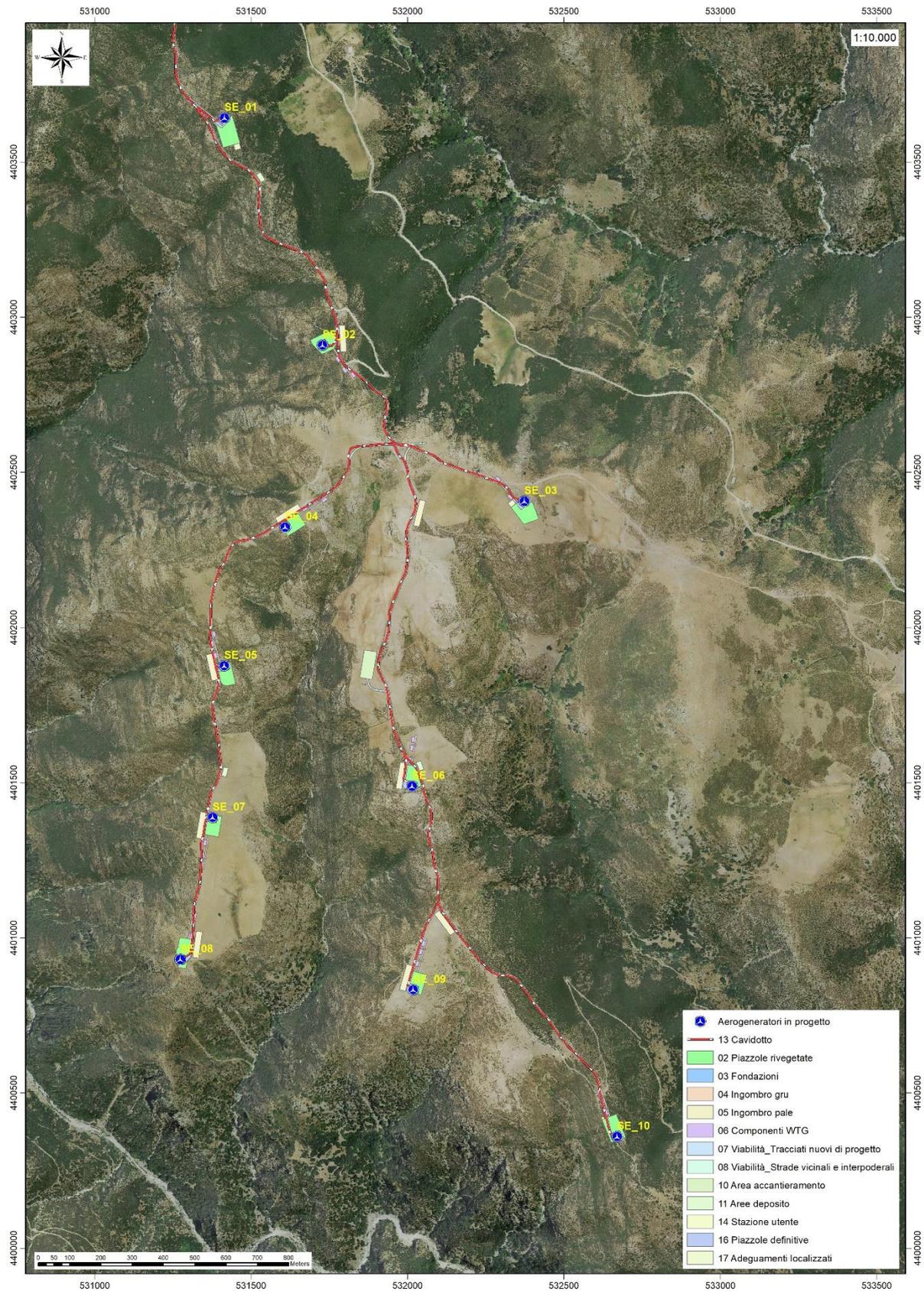


Figura 3 Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto

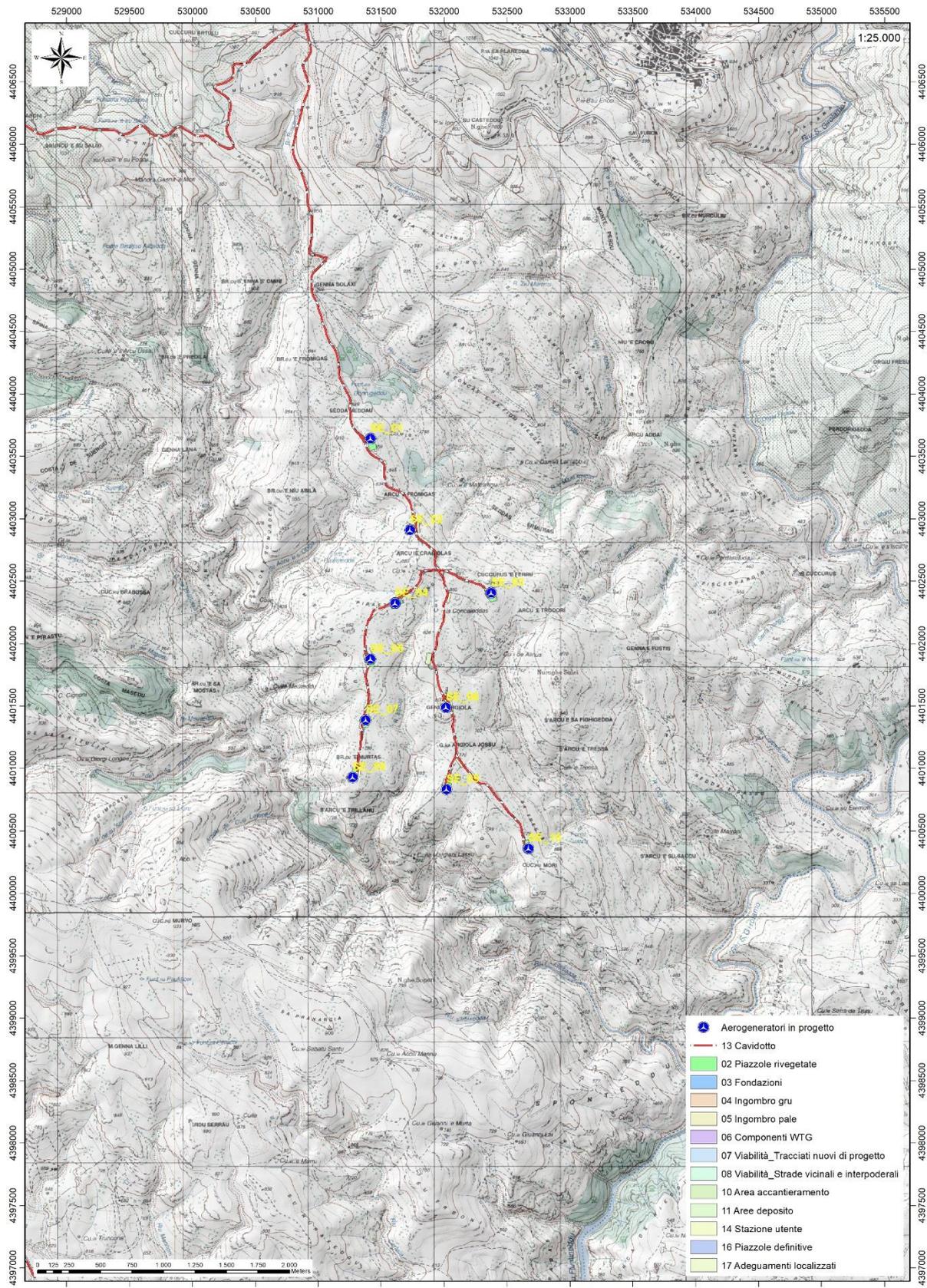


Figura 4 Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000

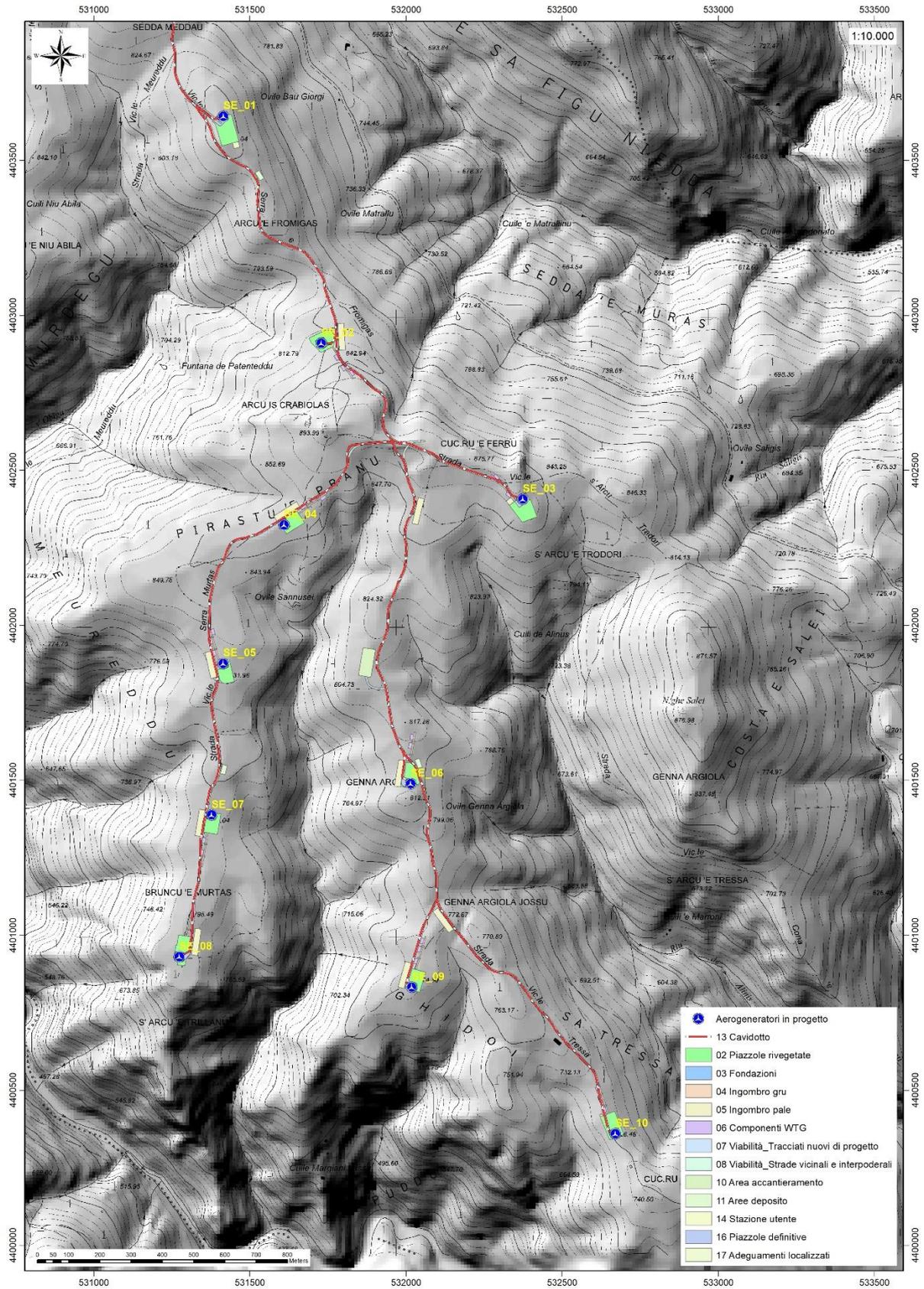


Figura 5 Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000, settore Est - impianto

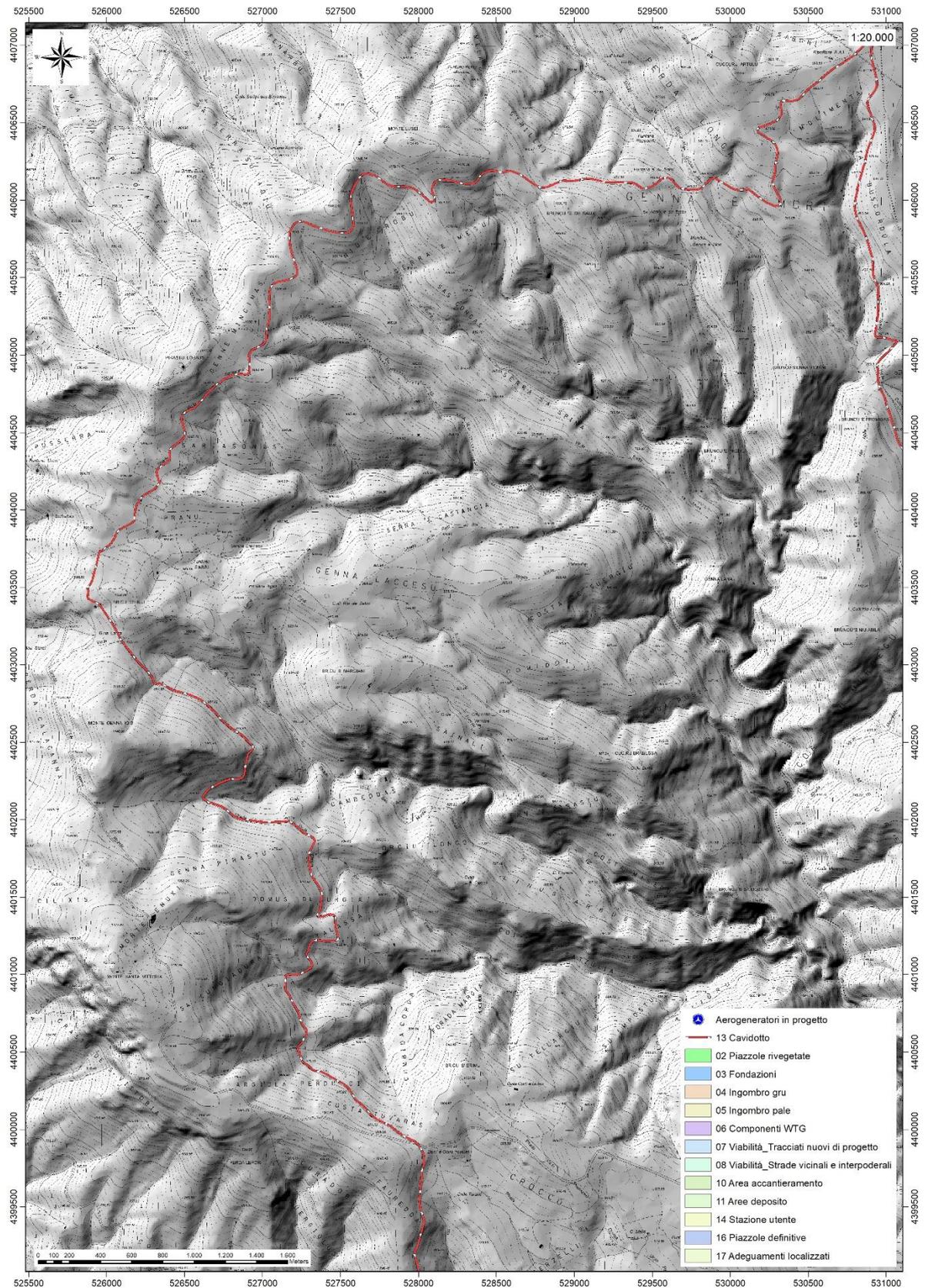


Figura 6 Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000, settore ovest - tracciato del cavidotto

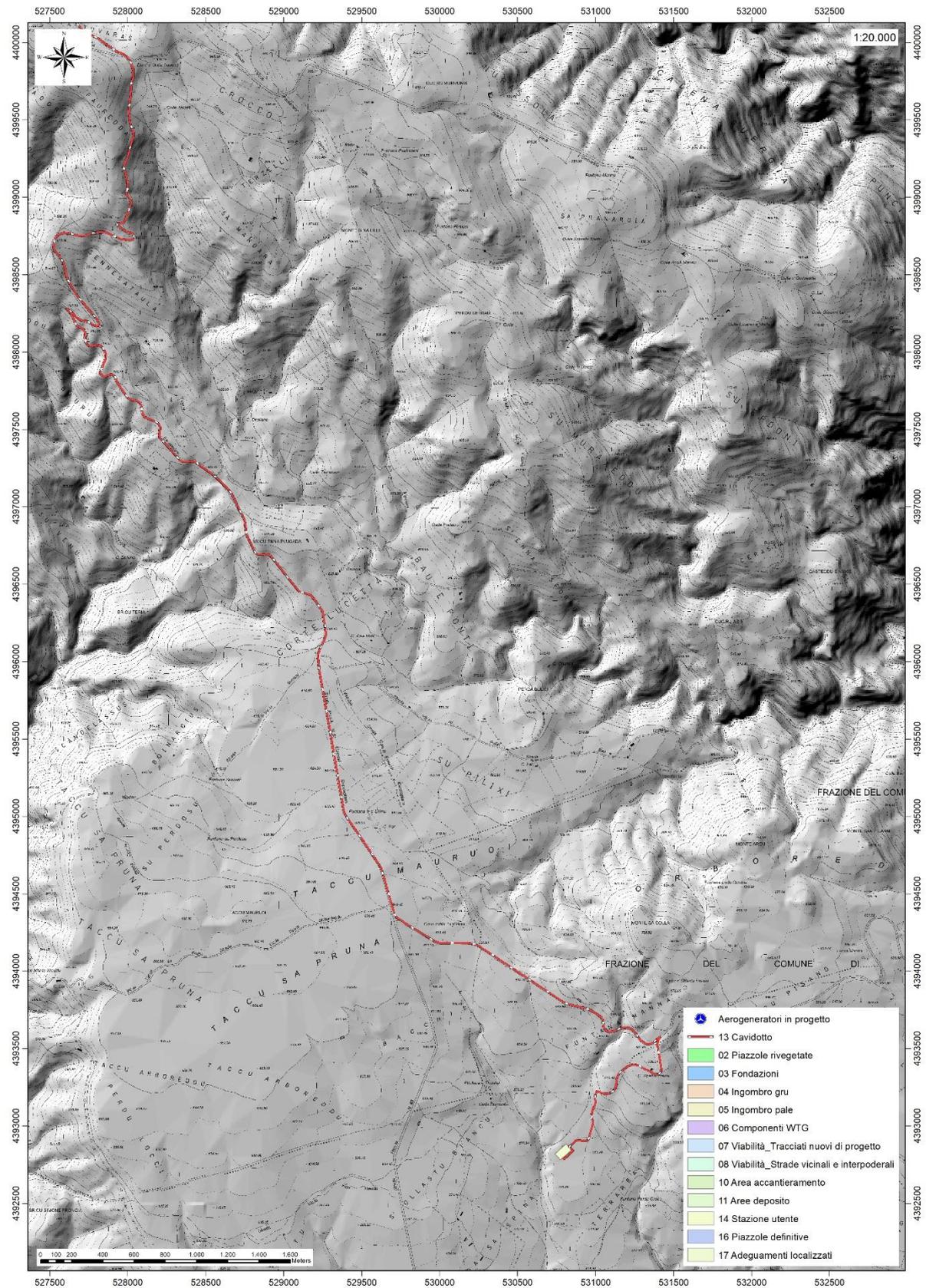


Figura 7 Inquadramento topografico su C,T,R, RAS scala 1:10000, settore sud-ovest – tracciato del cavidotto e sottostazione

5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA

L'impianto sarà costituito dai 10 aerogeneratori da 6,8 MW ciascuno, L'energia elettrica prodotta dagli aerogeneratori verrà convogliata, attraverso una rete a 30 kV realizzata con cavo interrato sino alla sottostazione 30/150 kW sita nel territorio comunale di Escalaplano e poi immessa sulla rete a 150 kV del Gestore della Rete mediante la stazione elettrica di nuova installazione illustrata nel progetto delle opere di rete del progetto eolico "Amistade".

Il Parco eolico "Alientu" si sviluppa su un paesaggio di tipo collinare e i settori di ubicazione degli aerogeneratori presentano valori di pendenza ricadenti in classe 0-15%, il contesto è caratterizzato dalla presenza di appezzamenti di terreno di grandi dimensioni adibiti prevalentemente a pascolo. L'energia prodotta dalla centrale eolica verrà fornita alla rete elettrica nazionale mediante immessa sulla rete a 150 kV del Gestore della Rete mediante la stazione elettrica di nuova installazione illustrata nel progetto delle opere di rete del progetto eolico "Amistade".

La sottostazione utente è collocata nel comune di Escalaplano raggiungibile dalla SP53 attraverso la viabilità principale locale, Il collegamento avverrà attraverso la costruzione di un raccordo di lunghezza pari a circa 36000 m in cavo MT interrato. Il collegamento elettrico tra gli aerogeneratori e la Sottostazione utente avverrà mediante un elettrodotto interrato che seguirà in gran parte il tracciato delle strade esistenti e in piccola parte di quello delle strade di nuova realizzazione necessarie per l'accesso ad alcune piazzole. Tale collegamento sarà realizzato attraverso la costruzione di un raccordo di lunghezza pari a circa 36000 m in cavo MT interrato. Il trasporto degli aerogeneratori dal porto di sbarco al sito di installazione seguirà le viabilità statale, provinciale e comunale asfaltata, all'interno del sito produttivo per il raggiungimento delle piazzole verranno utilizzate strade comunali e vicinali sterrate esistenti che saranno preventivamente adeguate, in alcuni tratti verranno realizzati nuovi brevi tratti di pista per l'accesso alle piazzole di montaggio. Le coordinate relative ai punti di installazione degli aerogeneratori sono riportate nella tabella di seguito:

WTG	Italy GAUSS-BOAGA		Geografiche WGS84		QUOTA base torre m s.l.m.	ALTEZZA HUB torre m
	EST	NORD	EST	NORD		
SE_01	1531446,8843	4403649,6585	9°22'0,98"	39°46'55,70"	855,80	119
SE_02	1531760,1164	4402917,2809	9°22'14,02"	39°46'31,91"	835,00	119
SE_03	1532404,957	4402414,0743	9°22'41,04"	39°46'15,50"	864,00	119
SE_04	1531640,4897	4402330,9761	9°22'8,89"	39°46'12,91"	856,00	119
SE_05	1531445,8862	4401883,7954	9°22'0,64"	39°45'58,43"	832,00	119
SE_06	1532045,764	4401496,2774	9°22'25,78"	39°45'45,78"	807,00	119
SE_07	1531408,1381	4401395,0591	9°21'58,97"	39°45'42,58"	794,50	119
SE_08	1531305,0632	4400937,569	9°21'54,55"	39°45'27,76"	795,00	119
SE_09	1532049,0444	4400839,4208	9°22'25,80"	39°45'24,47"	773,50	119
SE_10	1532701,7622	4400366,3425	9°22'53,15"	39°45'9,04"	725,20	119

Gli aerogeneratori individuati per la realizzazione del parco eolico hanno potenza nominale di 6800 kW (Potenza massima di esercizio in progetto 6,600 kW) e sono posti in cima a torri tronco coniche in acciaio con un'altezza massima fuori terra, misurata al mozzo, di 119 m; il generatore è azionato da elica tripala con diametro di 162 m (vedi tav. SE_PC_T009).

L'aerogeneratore è essenzialmente costituito da:

- rotore a tre pale che capta l'energia del vento, avente il mozzo collegato ad una navicella in cui avviene il processo di trasformazione dell'energia cinetica del vento in energia elettrica;
- torre o sostegno che ha il compito di sostenere l'apparato di produzione (navicella+rotore) alla quota individuata come ideale attraverso le simulazioni di produttività.

L'aerogeneratore ipotizzato per le valutazioni progettuali è stato scelto tra quelli maggiormente efficienti e sofisticati presenti attualmente sul mercato, tuttavia in fase di installazione si potranno avere vere variazioni tipologiche con macchine simili per caratteristiche dimensionali e tecnico-produttive, ferme restando le caratteristiche dimensionali massime dell'aerogeneratore.

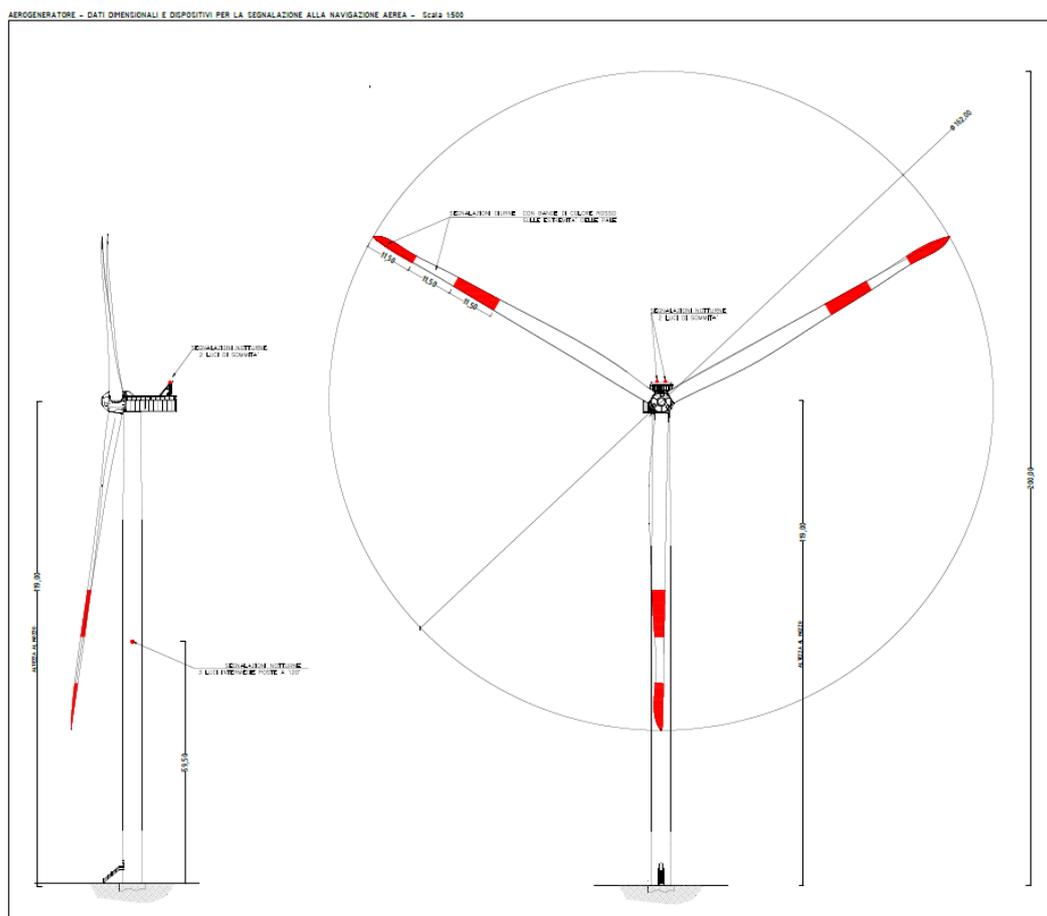


Figura 8 Aerogeneratore tipo Vestas V162 da 6,8MW

DATI TIPOLOGICI E DIMENSIONALI AEROGENERATORI	
NUMERO TOTALE AEROGENERATORI IN PROGETTO	10
POTENZA NOMINALE AEROGENERATORE	6800 KW
POTENZA MASSIMA DI ESERCIZIO IN PROGETTO DELL' AEROGENERATORE	6600 KW
ALTEZZA MASSIMA HUB	119 m
DIAMETRO ROTORE	162 m
ALTEZZA MASSIMA RAGGIUNGIBILE	200 m
AREA SPAZZATA DAL ROTORE	20612 mq
NUMERO PALE	3
LUNGHEZZA PALE	79,35 m

Dati tecnici:

- Potenza nominale: 6800 kW e tensione nominale di 800 volt;
- Potenza massima di esercizio in progetto 6,600 kW
- Potenza unitaria generatore: fino a 7600 kW;
- Frequenza: 0 – 126 Hz;
- Numero pale: 3;
- Lunghezza pale: 79,35 m;
- Raggio del rotore: 81 m;
- Area spazzata: 20612 m²;
- Tipo di sostegno: tubolare metallico;
- Altezza da terra del rotore: max 119 m;
- Fondazioni: piastra in C,A, dimensioni di circa 26 m di diametro; completamente interrata ad una profondità massima di 4,11 m;
- Piazzola di servizio: circa 3300 m² (variabile da 3185 a 5727 m²);
- Superficie impronta fondazione 530,93 m²;
- Ingombro scavo fondazione: circa 849,09 m²,

L'energia elettrica prodotta dagli aerogeneratori verrà convogliata, attraverso una rete a 30 kV, realizzata con cavo interrato, in uno stallo disponibile nella Sottostazione Utente del parco eolico Amistade attualmente in fase di procedura di Valutazione di Impatto Ambientale Ministeriale Codice identificazione ID 9693, e da qui alla futura Stazione Elettrica (SE) a 150 kV RTN da inserire in entra –

esce alla linea RTN 150 kV "Goni – Ulassai", mediante un collegamento in antenna. La soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) P2023 0027905-10,03,2023 Codice Pratica: 202000436 elaborata da Terna per la connessione alla Rete Nazionale prevede oltre alla realizzazione della nuova stazione Terna su menzionata, anche la realizzazione di due nuovi elettrodotti RTN a 150 kV, con una nuova SE di trasformazione RTN a 380/150 kV da inserire in entra – esce alla linea RTN 380 kV "Ittiri – Selargius", All'interno della sottostazione "Amistade" già progettata verrà allestito un nuovo stallo di trasformazione a servizio del presente progetto eolico denominato "Alientu" costituito dalle seguenti apparecchiature di trasformazione:

- a) n, 1 Sezionatori orizzontali tripolari con lame di terra;
- b) n, 3 Trasformatori di tensione capacitivi unipolari;
- c) n, 1 Interruttore uni-tripolare in SF6;
- d) n, 3 Trasformatori di corrente unipolari;
- f) n, 3 Scaricatori di tensione unipolari;
- h) n, 1 Trasformatore AT/MT ;
- i) n, 2 Portali sbarra

Per il collegamento di tutti i 10 aerogeneratori e per la connessione alla sottostazione sarà necessario realizzare circa 36 km di elettrodotti interrati, I cavi per tutto il tracciato seguiranno la viabilità esistente e di progetto.

Per ulteriori specifiche si rimanda agli elaborati tecnici di progetto,

6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'obiettivo dell'analisi dell'assetto geologico è quella di caratterizzare geologicamente e geotecnicamente l'area ove verrà installato il parco eolico e quella geomorfologicamente significativa, con particolare riferimento alle condizioni del substrato roccioso, agli scavi ed ai riporti necessari per la realizzazione del sistema di fondazione e delle sue potenziali interazioni con le condizioni al contorno (dinamica geomorfologica, circolazione idrica superficiale e sotterranea, rapporti fra le componenti litologiche interessate) attraverso:

- Definizione dell'assetto geologico-strutturale e idrogeologico di area vasta e dell'area geomorfologicamente significativa;
- Definizione dell'assetto stratigrafico dell'area di sedime delle opere;
- Definizione del modello geologico di sito;

6.1. DESCRIZIONE DEL CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA VASTA OGGETTO DI INTERVENTO

A partire dal Paleozoico si sono susseguiti una serie di eventi geologici sviluppatasi nell'arco di circa mezzo miliardo di anni, che hanno reso la Sardegna una delle regioni geografiche più antiche del Mediterraneo centrale e, morfologicamente e cronologicamente eterogenea.

L'isola riflette pertanto una storia geologica molto articolata, che testimonia, in maniera più o meno completa, alcuni dei grandi eventi geodinamici degli ultimi 400 milioni di anni.

L'orogenesi Caledoniana, la più antica, le cui tracce si rinvengono principalmente nel nord della Gran Bretagna e nella Scandinavia occidentale, fu causata dalla progressiva chiusura dell'oceano Giapeto, a seguito della collisione dei continenti Laurentia, Baltica e Avalonia, dando così origine al super continente Laurussia.

La successiva fase dell'orogenesi Ercinica (o Varisica) ha avuto corso a partire dal Carbonifero, circa 350 Ma fa e si è protratta fino al Permiano determinando un'estesa catena montuosa ubicata tra il Nord America e l'Europa.

Quest'orogenesi ha prodotto in Sardegna tre zone metamorfiche principali. Procedendo dal nucleo orogenetico verso l'avanfossa si trovano le zone dette: Assiale (Sardegna NE) – a Falde interne (Sardegna centrale) - a Falde esterne (Sardegna SW).

Successivamente, tra il Carbonifero Sup. e il Permiano Inf., il basamento paleozoico è soggetto a magmatismo, intrusioni di differente composizione, che danno luogo a un batolite granitico composito, la cui ossatura fondamentale affiora in continuità nella Sardegna Settentrionale e nella Corsica Occidentale.

Nel resto dell'Isola affiorano plutoni isolati, anch'essi compositi, di minori dimensioni, quali quelli dell'Iglesiente e del Sarrabus.

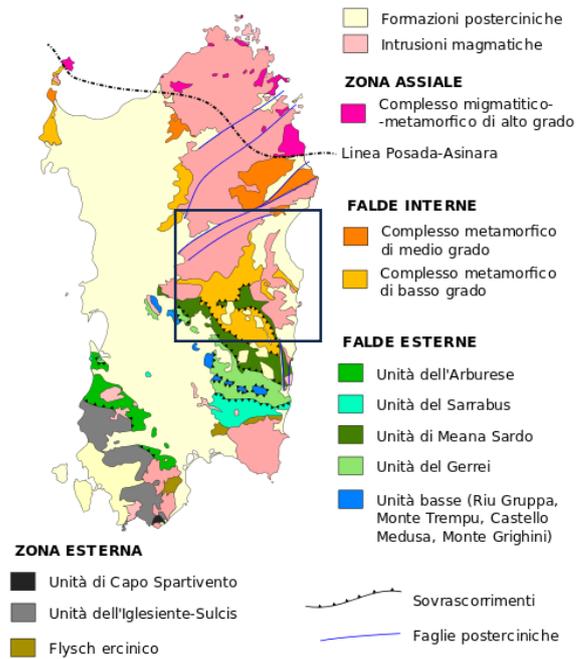
L'area di studio ricade nella zona a Falde interne del basamento varisico sardo; A N dell'Unità di Meana Sardo fino al Complesso metamorfico ercinico prevalentemente in facies anfibolitica della Sardegna nord-orientale, affiorano metamorfiti di basso e medio grado che costituiscono il complesso delle Falde interne. Il metamorfismo più intenso, la rarità dei livelli guida, come il complesso vulcanico dell'Ordoviciano medio, e la estrema rarità di reperti fossiliferi, rendono spesso incerta l'attribuzione litostratigrafica dei protoliti delle rocce di questo complesso.

Nell'alto Sarcidano e Barbagia, tettonicamente sovrapposto al di sopra delle formazioni silurianodevoniane dell'Unità di Meana Sardo, affiora un potente complesso epimetamorfico costituito prevalentemente da una successione terrigena (VAI & COZZA, 1974), noto in letteratura come "Postgotlandiano",

Tale complesso costituisce il nucleo della Sinforme della Barbagia e, più a N, buona parte dei monti del Gennargentu, Recentemente è stata correlata con questo complesso l'Unità di Fiorentini, affiorante nel Goceano (OGGIANO, 1994)¹.

Le unità tettoniche sono interessate da una serie di fasi plicative compressive, tardo compressive e distensive che generano sistemi di pieghe e una foliazione pervasiva di piano assiale, Tra le strutture plicative maggiori che interessano il settore di studio vi è l'Antiforme del Flumendosa al cui nucleo affiora l'unità tettonica di Riu Gruppa.

Il basamento varisico è stato interessato da più fasi di emersione a partire dal Permiano; nel Cretaceo si ha nuovamente emersione, che sembra aver interessato tutta l'isola, che ha generato una lacuna che comprende quasi tutto il Paleocene, ricoperta dai depositi trasgressivi dell'Eocene inferiore e del Miocene, dai prodotti dell'attività vulcanica Pliocenica, e dalle coperture dei depositi quaternari costituiti da depositi di versante coltri eluvio colluviali e depositi alluvionali.



¹ Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, 2001

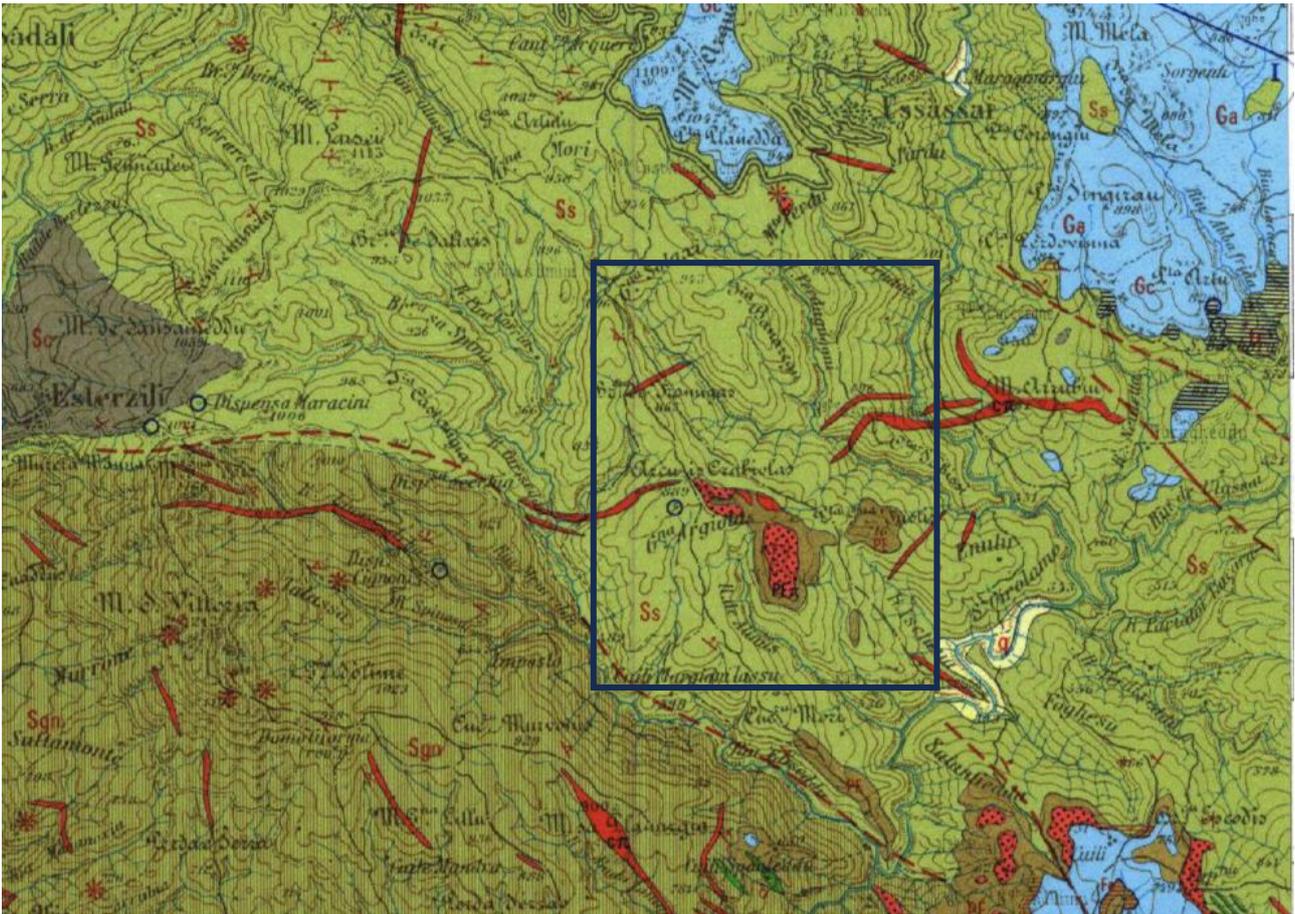


Figura 9 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia, 1: 100,000 – Foglio 518 "Isili", Nel riquadro l'area di progetto

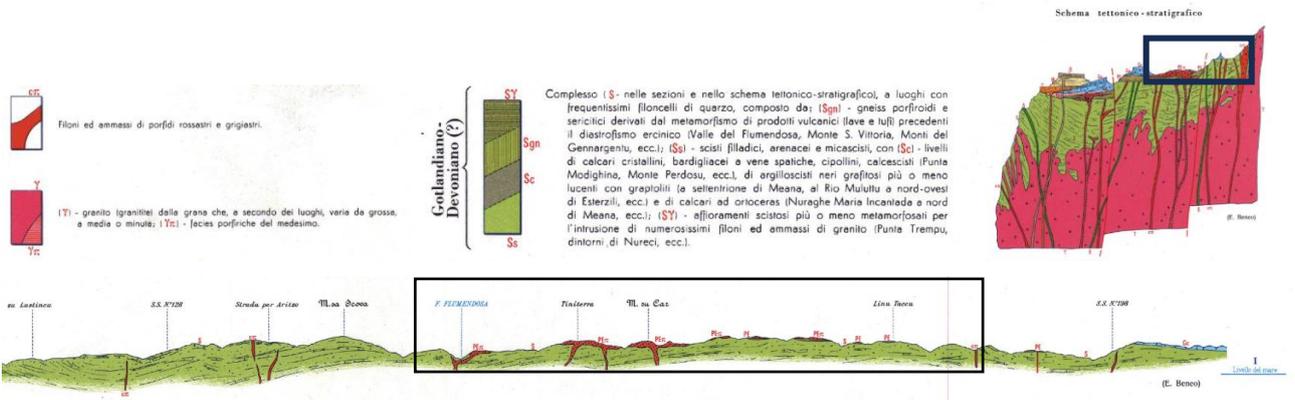


Figura 10 – Schema Tettonico stratigrafico dell'area di studio (tratto da Fg.218 "Isili", 1976

L'ossatura geologica del territorio di Seui è quindi rappresentata dalle litologie metamorfiche paleozoiche che affiorano sia nel settore Nord che sud del territorio.

Nello specifico, la successione litologica riscontrata nel territorio è uniformata con la nomenclatura ufficiale, può essere così riassunta come segue, dal più recente al più antico:

Depositi quaternari dell'area continentale

- **b2**, Coltri pluvio colluviali, Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti arricchiti in frazione organica, Olocene

Successione vulcano-sedimentaria tardo-paleozoica della sardegna centro-orientale

- **pa**, "Porfidi quarziferi" Auct, Lave in colata ed ammassi subvulcanici di composizione da riolitica a dacitica, a grana da minuta a media, a struttura porfirica frequente, talvolta con evidenti strutture di flusso, rari livelli di brecce vulcaniche e tufi riolitici ("Porfidi quarziferi" Auct.), PERMIANO

- **LUDa** Litofacies nella FORMAZIONE DI RIO SU LUDA, Alla base, conglomerati e microconglomerati in matrice arenacea fortemente arrossata, PERMIANO INF, (AUTUNIANO)

- **LUDc** Litofacies nella FORMAZIONE DI RIO SU LUDA, Siltiti e argilliti laminari nere, con abbondanti resti di piante, sporomorfi e pollini; rari livelli di arenarie e conglomerati, PERMIANO INF, (AUTUNIANO)

Basamento metamorfico paleozoico

Complesso metamorfico della sardegna centro-meridionale

- **GEN**, FORMAZIONE DELLE FILLADI GRIGIE DEL GENNARGENTU, Irregolare alternanza di livelli da decimetrici a metrici di metarenarie quarzose e micacee, quarziti, filladi quarzose e filladi ("Postgotlandiano" Auct.), ?CAMBRIANO MEDIO - ?ORDOVICIANO INF.

- **SGA**, SCISTI A GRAPTOLITI AUCT, Metapeliti carboniose e metasiltiti con graptoliti; intercalati livelli di diaspri neri (liditi), SILURIANO - DEVONIANO MEDIO

- **SGAa**, Litofacies negli SCISTI A GRAPTOLITI AUCT, Metacalcari, Metacalcari scuri e metacalcari nodulari fossiliferi, SILURIANO - DEVONIANO MEDIO

- **ORR**, FORMAZIONE DI ORROELEDU, Alternanze irregolari di metarenarie, metarenarie quarzose talora grossolane, filladi e metasiltiti talora fossilifere, con intercalazioni di metaconglomerati minuti in strati decimetrici, ORDOVICIANO SUP.

- **MSV**, FORMAZIONE DI MONTE SANTA VITTORIA, Metavulcaniti a chimismo da acido a basico, metaepiclastiti, metarenarie feldspatiche e metaconglomerati a componente vulcanica, ORDOVICIANO ?MEDIO

- **MSVb**, Litofacies nella FORMAZIONE DI MONTE SANTA VITTORIA, Metagrovacche vulcaniche e metavulcaniti; probabili originarie piroclastiti a chimismo intermedio-basico ("formazione di Serra Tonnai" Auct.), ORDOVICIANO ?MEDIO

7. ANALISI DELLE CONDIZIONI GEOSTRUTTURALI GENERALI

L'area di studio è caratterizzata dall'affioramento di due Unità tettoniche sovrascorse l'una sull'altra facenti parte del sistema di "Falde Interne" del segmento sardo della catena ercinica sud-europea. L'evoluzione tettonica si articola in una prima fase di raccorciamento D1 connessa con la collisione continentale, ed una fase post-collisionale D2. La fase di raccorciamento è quella che ha indotto nella successione cambro-carbonifera la deformazione più importante, pervasiva a tutte le scale, con metamorfismo sin-cinematico e formazione di sovrascorrimenti che hanno sovrapposto le diverse unità tettoniche, e al loro interno pieghe isoclinali coricate con ampiezze a volte chilometriche ed una marcata scistosità di piano assiale,

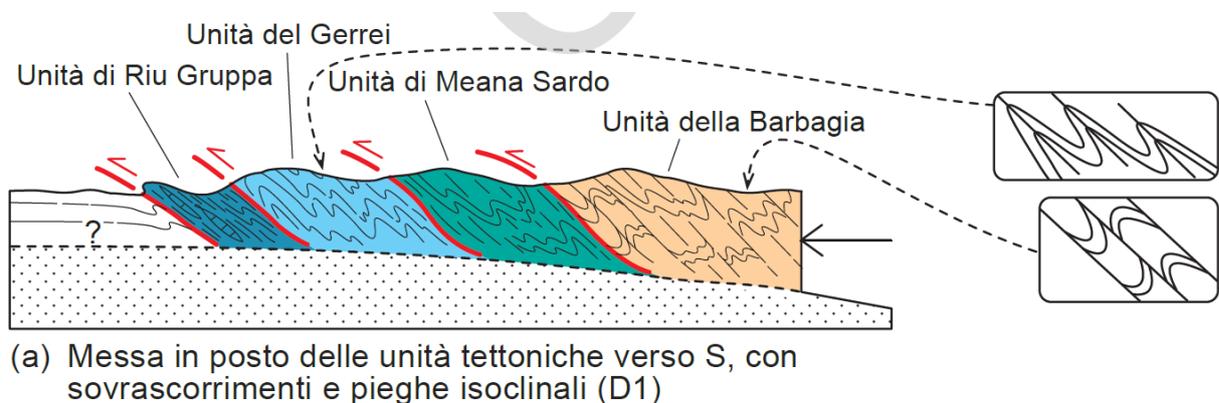


Figura 11 Evoluzione tettonica del basamento ercinico della zona a falde, (da CONTI et alii, 1999 modificato)

La Formazione delle filladi del Gennargentu è la litologia predominante sulla quale si sviluppa il parco eolico. L'area vasta è caratterizzata da faglie con direzione principale WNW – ESE, talora normali, e da sovrascorrimenti, e piegamenti sovrapposti (a direzione NNW-SSE e E-W) nella zona di interesse. Di queste strutture tettoniche presenti, le faglie determinano il controllo tettonico delle principali valli incise. La giacitura dei piani è variabile. Nei diversi siti di installazione la dinamica metamorfica e geostrutturale ha creato piani di scistosità e fratturazione a diversa scala, I movimenti tettonici hanno ripiegato i materiali più coesivi (metapeliti e metargilliti) e fratturato quelli più coerenti (metasiltiti, metarenarie, metaconglomerati, metaconglomerati).

8. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La fratturazione e il grado di alterazione producono sulla roccia una geometria estremamente variabile in termini di direzione e immersione, nelle tre direzioni principali dello spazio. Ciò che varia in relazione alla composizione granulometrica dei singoli strati originari è la spaziatura tra i giunti e il

grado di fissilità. Pertanto, è estremamente difficile se non impossibile definire l'assetto a piccola scala per quanto appena descritto.

Si può definire un range di spaziatura alla mesoscala, tale da individuare una potenziale compagine di blocchi in grado di staccarsi dall'ammasso se le condizioni geostrukturali lo permettono (piani a franapoggio o intersezione di piani con direttrice a franapoggio):

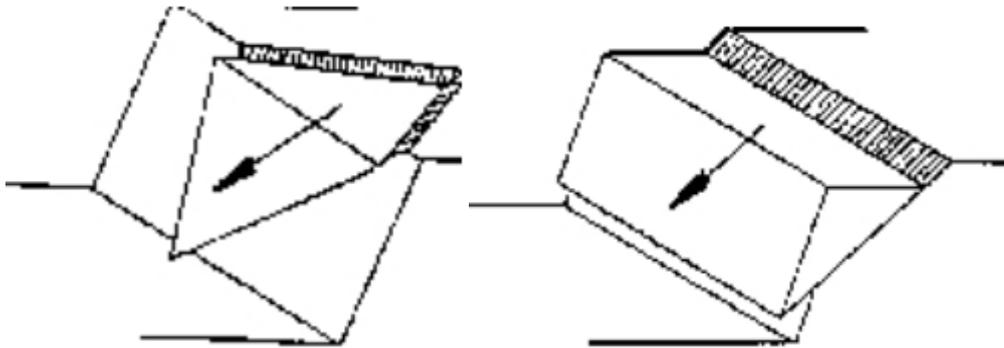


Figura 12 Tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

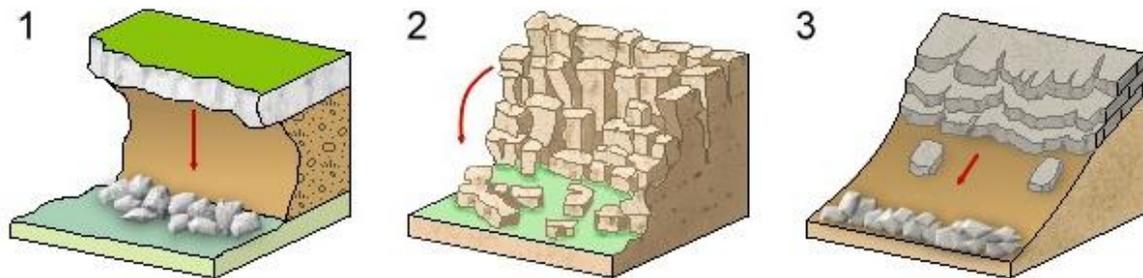


Figura 13 Tipologia di frana: 1. Crollo; 2. Ribaltamento; 3. Scivolamento

Tali dimensioni possono essere individuate tra il decimo di metro cubo a qualche metro cubo, La variabilità direzionale delle famiglie di giunti che individuano i blocchi è piuttosto marcata e diversificata in funzione, come detto, della competenza degli strati soggetti agli sforzi.

Ne deriva di fatto, una difficile previsione delle potenziali propensioni a fenomeni di crollo e/o ribaltamento, ma si tratta di caratteri locali la cui eteropia laterale risulta sempre molto marcata.

In generale si può affermare che versanti come questi sono oggetto di due fenomeni di crollo distinti in relazione al dominio di famiglie di giunti.

Di fatto quindi, non potendo generalizzare alla piccola scala è sempre d'obbligo un rilievo puntuale sugli affioramenti ove possibile, Il materiale distaccato si raccoglie ai piedi del pendio, in accumuli più o meno estesi in funzione della pendenza.



Figura 14 Esempio di disposizione a franapoggio nelle filladi, sono evidenti i piani che identificano le famiglie di giunti

9. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso al quale la fondazione delle turbine si appoggia, è stato adoperato il criterio di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di Hoek-Brown generalizzato (1995), supportato dai dati geostrutturali rilevati in sito in pareti esposte, laddove disponibili, dai dati derivanti dai sondaggi geognostici.

Sulla base di tale classificazione, il cui criterio di rottura è definito dalla relazione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (mb (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

mb = costante d'ammasso

s ed a = costanti d'ammasso

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

è stato possibile risalire ai parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb. Tale metodologia si basa su caratteristiche proprie dell'ammasso, valutabili tramite osservazioni in sito o con l'ausilio di tabelle sviluppate sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura, attraverso cui è possibile stimare con una certa precisione i parametri di coesione e angolo di attrito interno necessari alle verifiche di stabilità, valutando i seguenti parametri:

1. Resistenza a compressione monoassiale (Intact Uniaxial Compressive Strength – IUCS) stimata su base empirica (Fig.60) e su valori di Point Load.

2. Stima dell'indice GSI (Geological Strength Index) in base alle caratteristiche geologiche dell'ammasso: tale indice, introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), può essere definito sulla base delle caratteristiche dell'ammasso (Fig. 61) o sulla base di un controllo diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniawski.
3. Determinazione della costante m_i (Funzione del tipo di roccia): i valori delle costanti caratteristiche della roccia (σ_c e m_i) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio, ma in assenza delle suddette, è possibile fare riferimento alla tabella di Fig.62, che riassume i valori della costante m_i per diversi tipi di roccia.

Sulla base di queste caratteristiche si ottengono i seguenti valori di m_b , s , a :

$$m_b = m_i [(GSI-100)/28]$$

$$s = e [(GSI-100)/(9-3D)]$$

$$a = 0,5 \text{ (per } GSI > 25)$$

tramite i quali si stimano coesione e angolo di attrito interno secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_1 = (2c' \cos \varphi' / (1 - \sin \varphi') + (1 + \sin \varphi' / (1 - \sin \varphi')) \sigma'_3$$

I valori coesione e di angolo di attrito interno ottenuti attraverso l'applicazione di tale classificazione sono in generale rispondenti alla tipologia litologica interessata.

È utile sottolineare che esistono delle correlazioni dirette fra i valori di GSI e il valore RMR del sistema di classificazione di Bieniawski

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	> 250	> 10	Un campione può essere scheggiato solamente con un martello geologico	Basalto intatto, silice, selce, diabase, gneiss granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria basalto, gabbro, gneiss, granodiorite calcare, marna riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fillite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo mediante un martello geologico	Argillite, carbone, calcestruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcare bianco, salgemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate o alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[*] In accordo a Brown E.T. Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods, pp. 171-183. Oxford, Pergamon (1981).
 [] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 MPa fornisce risultati poco attendibili.

Figura 15 - Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

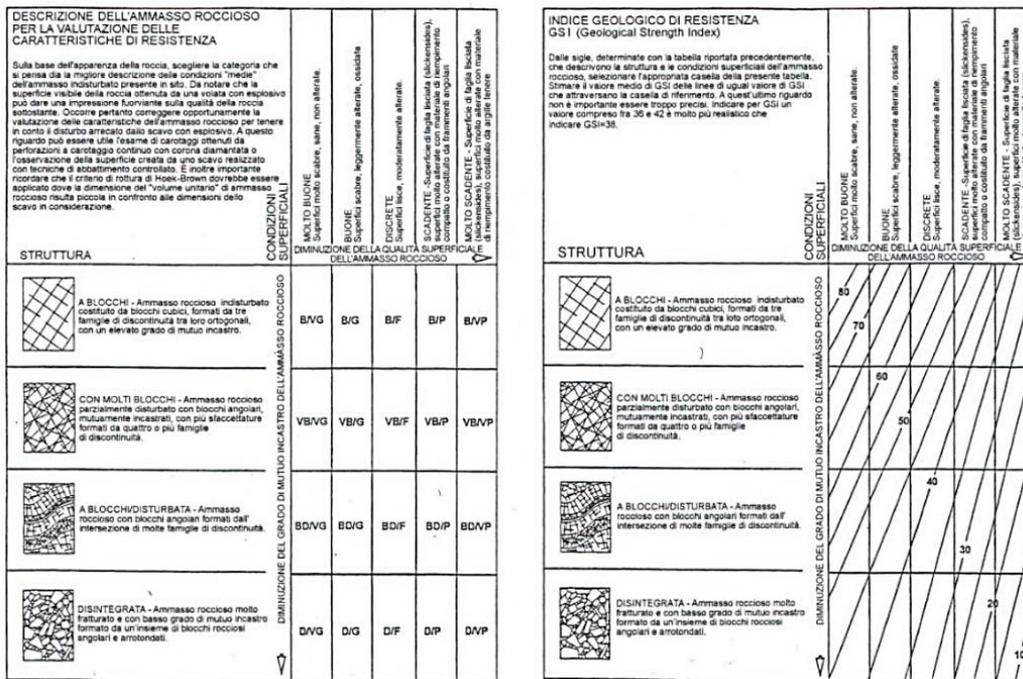


Figura 16 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell' ammasso

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
		Organogene		Grovacche (18)		
	Non clastiche	Carbonatiche	Breccia(20)	Calcare Sparitico (10)	Calcare Micritico 8	
		Chimiche		Gesso 16	Anidride 13	
METAMORFICHE	Non foliate		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Leggermente foliate		Migmatite (30)	Anfibolite 25-31	Miloniti (6)	
	Foliate*		Gneiss 33	Scisti 4-8	Filliti (10)	Scisti argillosi 9
IGNEE	Chiare		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
	Scure		Norite 22			
	Effusive piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)	

Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m, sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

Figura 17 Valori della costante mi per diversi tipi di roccia

L'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato

roccioso ha portato alla classificazione delle principali litologie che caratterizzano le formazioni presenti.

Per il calcolo degli indici e della relativa trasformazione in parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb è stato utilizzato il software RocData vers.3.0 della Rocscience Inc.

Di seguito si riportano gli schemi di analisi degli ammassi rocciosi e i relativi diagrammi di Mohr – Coulomb, in base alle osservazioni su campo e unitamente ai dati ottenuti dalle prospezioni geofisiche, si è ipotizzata una variazione del grado di fratturazione del substrato al variare della profondità per unità omogenee in relazione anche ai dati geofisici, che vanno dalle "terre debolmente addensate" al "substrato roccioso sano".

Si tratta di valori stimati in base a indagini indirette e a osservazioni su campo, pertanto da confermare puntualmente in fase di progettazione esecutiva.

<p>Criterio di rottura empirico</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{mK_{u(r)}\sigma_3 + 8\sigma_{u(r)}^2}$ <p>σ_1 = tensione efficace principale massima σ_3 = tensione efficace principale minima $\sigma_{u(r)}$ = resistenza a compressione monoassiale m ed s: costanti empiriche</p>	COSTANTI DEL MATERIALE: m, s	<p>ROCCIE CARBONATICHE CON CLIVAGGIO CRISTALLINO BEN SVILUPPATO</p> <p>Dolomite, calcare e marmo.</p>	<p>ROCCIE ARGILLOSE LITIFICATE</p> <p>Argillite, siltite, scisti argillosi con clivaggio ben marcato.</p>	<p>ROCCIE ARENACEE CON ELEVATA CRISTALLIZZAZIONE E LIMITATO SVILUPPO DI CLIVAGGIO PER CRISTALLIZZAZIONE</p> <p>Arenarie e quarzite</p>	<p>ROCCIE CRISTALLINE IGNEE E GRANA FINE</p> <p>Andesite, diabasi, diorite e riolite</p>	<p>ROCCIE IGNEE A GRANA GROSSOLANA E ROCCIE CRISTALLINE METAMORFICHE</p> <p>Amfibolite, gabbro, gneiss, norite, quarzo-diorite</p>
<p>CAMPIONI DI ROCCIA INTATTA</p> <p>Campioni di laboratorio senza discontinuità (matrice rocciosa)</p> <p>Indice CSIR: RMR = 100</p> <p>Indice NGI: Q = 500</p>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI OTTIMA QUALITÀ</p> <p>Ammasso roccioso indisturbato con giunti non alterati di spaziatura compresa fra 1 e 3 m</p> <p>Indice CSIR: RMR = 85</p> <p>Indice NGI: Q = 100</p>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI BUONA QUALITÀ</p> <p>Roccia sana o leggermente alterata, leggermente disturbato con giunti di spaziatura compresa fra 1 e 3 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 65</p> <p>Indice NGI: Q = 10</p>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI DISCRETA QUALITÀ</p> <p>Numerose famiglie di giunti moderatamente alterati, con spaziature comprese fra 0.3 e 1 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 44</p> <p>Indice NGI: Q = 1</p>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti alterati con spaziatura compresa fra 30 e 500 mm, alcuni con riempimento. Detrito di roccia pulita compattata.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 23</p> <p>Indice NGI: Q = 0.1</p>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ MOLTO SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti molto alterati con spaziatura inferiore a 50 mm e con riempimento. Detrito di roccia con materiale fine.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 3</p> <p>Indice NGI: Q = 0.01</p>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001

CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) Organizzazione Scientifica ed Industriale di Ricerca (Bieniawski 1974)
NGI Norway Geotechnical Institute (Barton 1974)

Figura 18 Correlazione fra valori di m, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.

(GEN) Formazione delle filladi del Gennargentu

Standard ISRM = R5 Un campione richiede molti colpi di martello geologico per essere fratturato

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo, per crollo

Ammasso roccioso= da fratturato a molto fratturato

Struttura= massiva

Alterazione= da poco a debolmente alterata

Pareti – poco alterate

Riempimento – sciolto

Roccia – da asciutta a umida

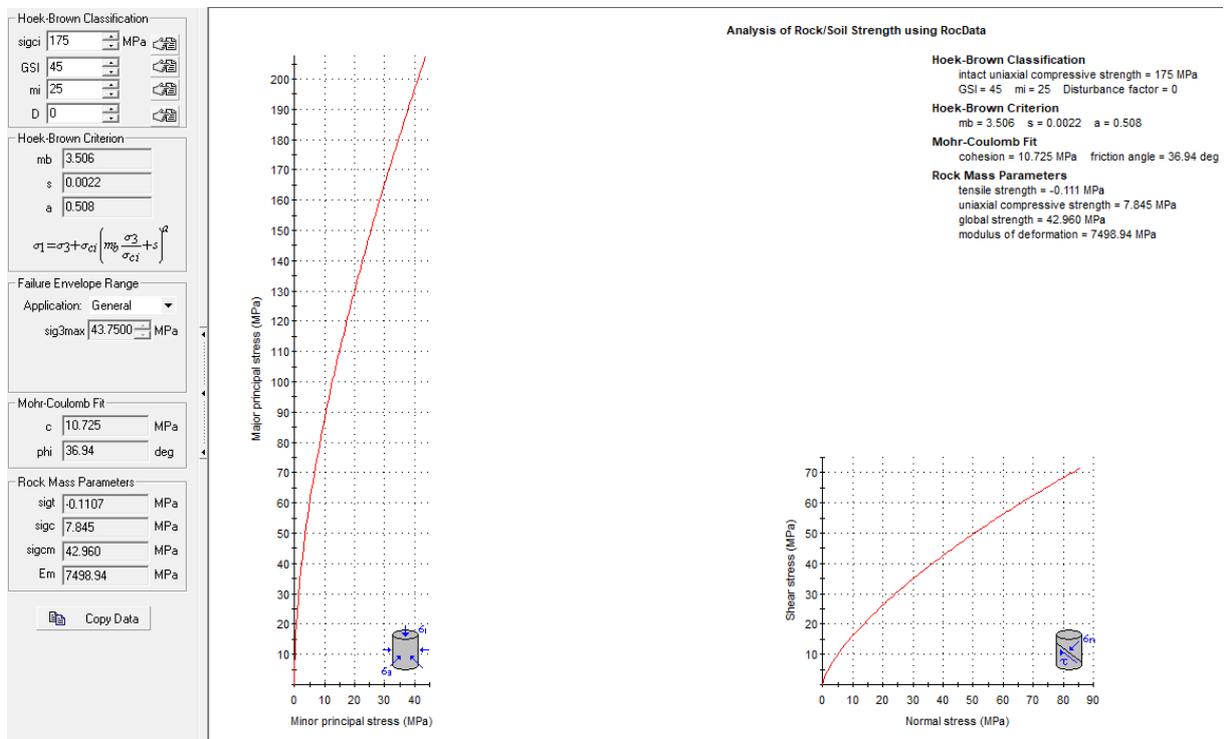


Figura 19 Valori di Coesione e angolo di attrito interno ottenuti per la formazione delle filladi del Gennargentu

9.1. SCHEMA DELLA CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA

Il reticolo idrografico sulle litologie affioranti è impostato su un sistema di valli e compluvi spesso delimitati da scarpate rocciose originatesi a seguito di processi di dilavamento e scalzamento al piede non più attivi nelle condizioni attuali ed è caratterizzato da una ramificazione ben sviluppata in tutta l'area vasta in relazione al basso grado di permeabilità.

I principali corsi d'acqua in prossimità dell'impianto partendo da Ovest sono il **Riu de Brabussa** che riceve le acque dal versante ovest di B.cu 'e Murtas sede delle turbine SE_04, SE_05, SE_07 e SE_08 mentre il versante est riversa dele sue acque nel **Riu Ebbas**, che diviene più a valle **Riu Gilisedda**, scorre in direzione N-S e separa i due rami principali dell'impianto. Il versante est del crinale di Genna Argiola e Genna Argiola Josso riversa le sue acque di deflusso nel **Rio de Alinus**. Le acque fin qui raccolte di tutte queste aste fluviali si immettono nel **Riu San Girolamo** in località Sponteddu.

Nel ramo settentrionale dell'impianto, a ovest il crinale che ospita le turbine SE_01 e SE_02 le acque di deflusso si organizzano in rii che vanno a definire il percorso di **Su Accu 'e s'Obiga** che confluirà nel rio sa Brabussa in località Sa Coa e Su Murdegu. Ad est del crinale, infine, le acque confluiscono nel Rio 'e Mara Spigas a sua volta affluente del Rio San Girolamo.

Lo sviluppo del reticolo idrografico è strettamente connesso alle caratteristiche chimico-fisiche delle rocce costituenti il substrato, e al controllo tettonico che si manifesta molto evidente su alcune linee di deflusso, Gli impluvi costituiscono essenzialmente le aste tributarie di primo e secondo ordine dei torrenti che scorrono più a valle: essi presentano carattere essenzialmente torrentizio con deflussi stagionali legati strettamente alle precipitazioni, Lungo i versanti a maggiore pendenza i corsi d'acqua assumono un elevato potere erosivo, mentre solamente a valle, in corrispondenza di aste di ordine intermedio sono evidenti fenomeni di deposizione di coltri alluvionali di spessore molto modesto, Il progetto prevede l'installazione delle torri eoliche sugli alti topografici, e i corsi d'acqua presenti scorrono allontanandosi da queste aree, Ne consegue che, le aree in studio si collocano in concomitanza con gli spartiacque dei bacini idrografici dei fiumi che interessano la zona,

9.2. CARATTERISTICHE E DINAMICHE DELLE ACQUE SOTTERRANEE

Uno studio idrogeologico ha lo scopo di identificare lo schema di circolazione idrica sotterranea relativo ad una determinata area per poter ricavare informazioni circa i rapporti tra litotipi presenti, la presenza di acqua e le possibili conseguenze derivanti dalla realizzazione di un'opera,

Le rocce si presentano raramente compatte, La proprietà di contenere spazi vuoti tra gli elementi solidi che le compongono, detta porosità, esprime l'attitudine che ha la roccia ad immagazzinare ed a liberare acqua sotterranea,

Il basamento paleozoico è costituito principalmente da litologie impermeabili e di conseguenza nel complesso sfavorevoli alla ritenzione delle acque meteoriche, A causa dell'acclività dei versanti, i

suoli mancano quasi del tutto su molti rilievi, questo è particolarmente evidente in corrispondenza del basamento paleozoico, L'impermeabilità del bacino, l'acclività dei versanti con la concentrazione stagionale delle precipitazioni, possono determinare deflussi unitari fra i maggiori di tutti i corsi d'acqua della Sardegna soprattutto in corrispondenza degli eventi alluvionali, che interessano con una certa cadenza, gran parte della Sardegna orientale,

Le litologie che interessano l'area di progetto presentano una permeabilità secondaria o anche detta per fessurazione, acquisita dalla roccia a seguito della sua formazione o per successivi episodi geodinamici.

Tale proprietà può esser limitata dalla presenza di riempimento delle fratture costituito da materiali derivanti dall'alterazione della roccia madre ad alta componente argillosa, Ne consegue che seppur presente una buona rete di fratture anche con importanti spaziature, la presenza di tali riempimenti limita fortemente il passaggio delle acque,

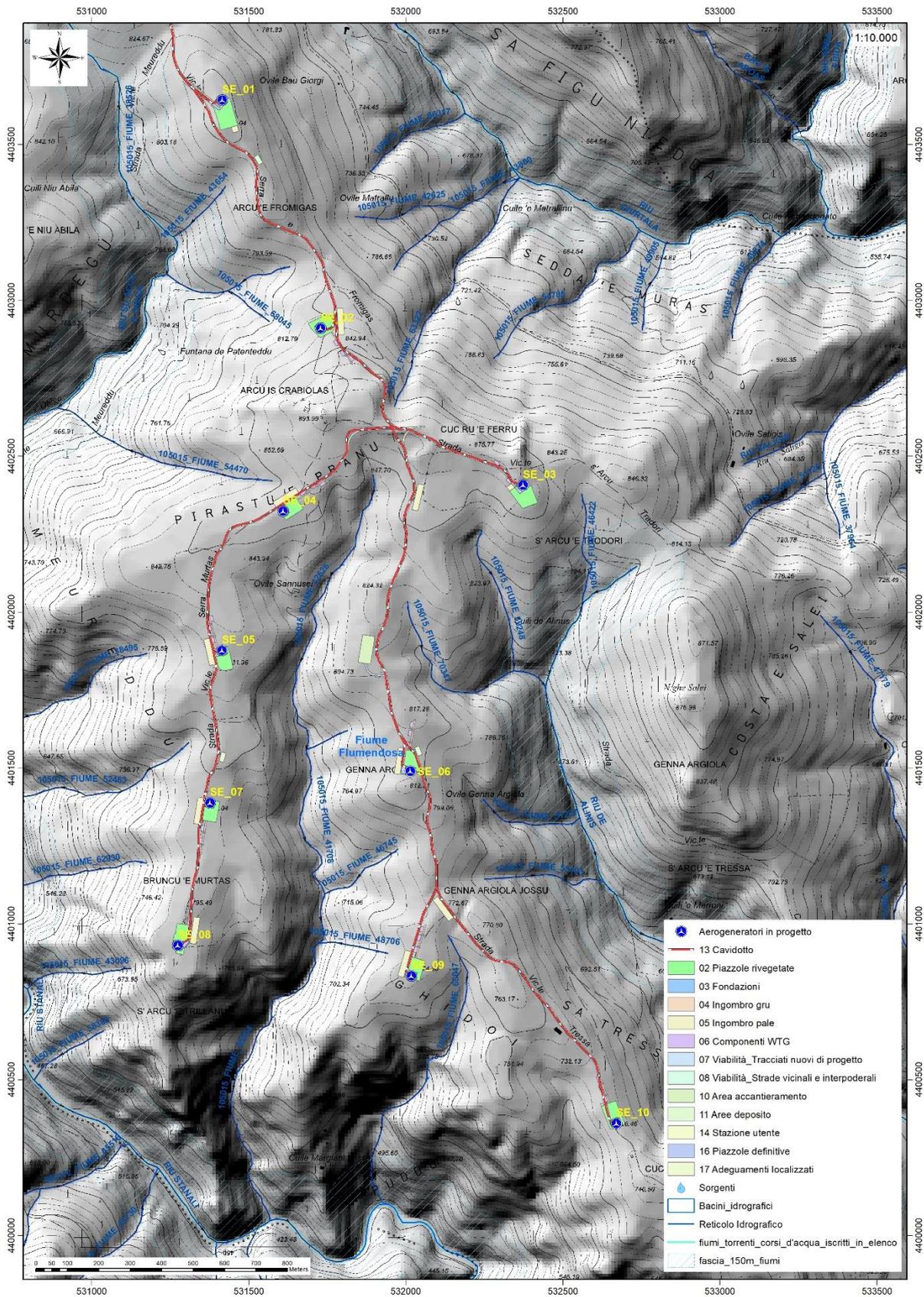


Figura 20 Reticolo idrico superficiale (Fonte RAS)

La parte superficiale dell'ammasso roccioso è generalmente più fratturata e pertanto con permeabilità più elevata rispetto alla parte più profonda meno interessata dalla fratturazione, al contatto tra le due si possono sviluppare delle risorgive che hanno carattere prettamente stagionale legato all'andamento pluviometrico generale.

Di seguito viene illustrato in uno schema il processo di infiltrazione accumulo e circolazione legato al regime delle piogge e caratterizzante in analoga misura sia le litologie metamorfiche che quelle intrusive nella porzione sommitale e di interesse alle opere del parco eolico.

Gli afflussi che arrivano sul terreno sotto forma per lo più di piogge, più raramente e poco tempo di neve, in parte scorrono lungo la superficie in genere a lamina d'acqua per poi organizzarsi in deboli rivoli che si concentrano lungo gli impluvi fino a raggiungere il bordo dell'altopiano oltre il quale si riversano lungo valli strette a V ancora in evoluzione geomorfologica.

La frazione di acqua che non scorre in superficie in parte evapora e in parte si infiltra nel terreno e nella roccia sottostante scorrendo lungo le fratturazioni in maniera più o meno efficace in funzione del grado di apertura delle stesse.

Maggiore è la presenza di fratture, maggiore è la possibilità che l'acqua prosegua il suo percorso in profondità. Le falde acquifere e le conseguenti sorgenti che si hanno lungo i versanti e nei tagli erosivi sono per l'appunto legate principalmente alla presenza dei sistemi di frattura a diversa scala e dal materiale derivante dall'alterazione superficiale degli ammassi rocciosi.

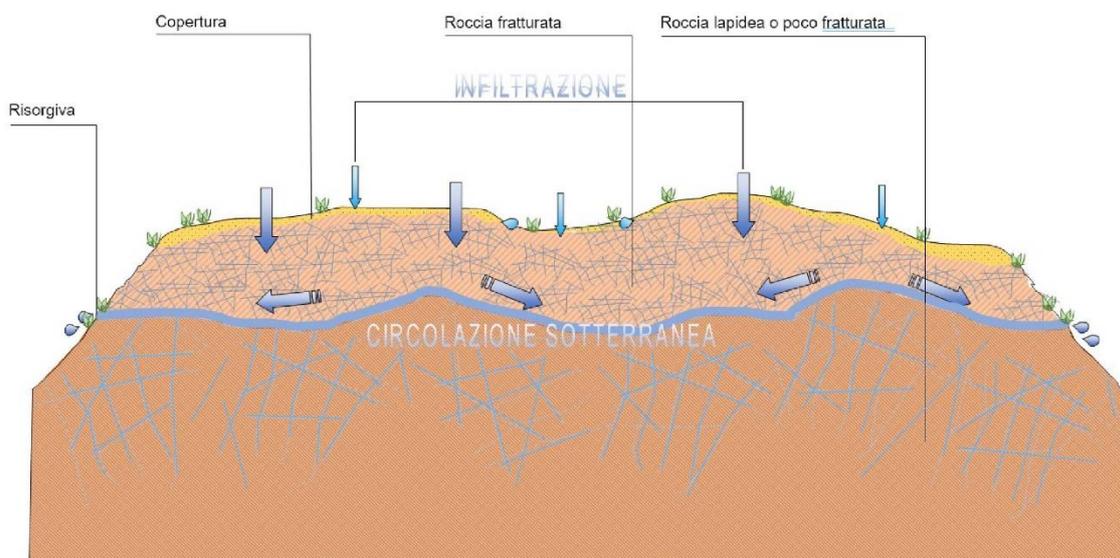


Figura 21 Schema esemplificativo, non in scala, dei processi di infiltrazione e deflusso sotterraneo

Dalla carta della permeabilità dei suoli, resa disponibile Geoportale della Regione Autonoma della Sardegna, si evince che l'area di studio presenta, nel complesso, una **permeabilità bassa per**

fratturazione (BF) e medio bassa per fratturazione per i terreni paleozoici, eccetto che per le aree in cui si accumulano depositi di frana alle pendici di gennaargiola (pa) che localmente presentano **permeabilità medio-alta per porosità**.

Nelle aree che interessano direttamente le fondazioni delle turbine il substrato presenta una permeabilità bassa per fratturazione.

Nell'area di interesse sono state individuate alcune risorgive la cui genesi è stata descritta poc' anzi per lo più con portate sotto il litro al secondo (Funtana de Patentedu sulle filladi a ovest della SE_02) e alcune risorgive al contatto dei porfidi con le filladi.

9.3. ANALISI DELLA VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI

Ai fini della tutela della risorsa idrica si è operata una valutazione qualitativa della vulnerabilità degli acquiferi presenti in relazione alle opere da realizzare e in relazione alle varie attività di cantiere.

Non sono presenti sorgenti nei pressi delle turbine e alle quote di realizzazione delle opere che prevedono gli scavi più profondi (fondazioni degli aerogeneratori, piazzole e aree di deposito temporaneo). Dalle informazioni geologiche la profondità dell'acquifero è tale che quest'ultimo non venga influenzato dalle opere in progetto e con il normale deflusso delle acque sotterranee. Sarà comunque opportuno in fase di progettazione esecutiva approfondire con un monitoraggio accurato le portate di tali sorgenti al fine di minimizzare eventuali interferenze attualmente non individuabili.

Altresì le opere in progetto non determinano per loro natura produzione di agenti inquinanti che possono riversarsi nella circolazione idrica sotterranea se non per accidentale guasto meccanico che andrà trattato con le opportune misure di salvaguardia dettate dal T.U. sull'Ambiente.

10. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico derivanti da studi pregressi, dalla letteratura di settore e dai rilievi geologici e geostrutturali in sito, ha reso necessario predisporre un piano di indagini geognostiche propedeutiche alla definizione del modello geologico di riferimento di sito funzionale alle opere previste in progetto così come richiamato dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018 - §Cap, 6,2,1).

L'obiettivo delle indagini realizzate è stato:

- Definire la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
- Definire le caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi coinvolti nelle opere in progetto;
- Individuare la presenza di circolazione d'acqua sotterranea alle profondità di interesse in relazione ai volumi significativi delle opere (fondazioni, piazzole, trincee e rilevati stradali, stabilità dei pendii).

La metodica utilizzata è quella indiretta in sito, ovvero l'indagine geofisica, questa costituisce parte integrante delle indagini geognostiche dirette e indirette legate alla caratterizzazione dei terreni di fondazione. In particolare, si pone come obiettivo la ricostruzione dell'assetto sismo-stratigrafico dei terreni sede di posa delle opere di fondazione nonché la classificazione del suolo di fondazione per le categorie semplificate indicate nel Decreto 17 gennaio 2018 - NTC 2018 aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

Sono stati eseguiti di n°2 **stendimenti di sismica** con tecnica **MASW** e n°4 **stendimenti di sismica a rifrazione in onde P**. Tutte le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle rifrazioni. È stato inoltre eseguito il Rilievo topografico tramite GPS differenziale STONEX S70G (geofoni, punti di shot, elettrodi /picchetti) e restituzione dei profili altimetrici da impiegare nelle sezioni di tomografia elettrica e sismica. Sono stati infine elaborati i dati ottenuti tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna, applicazione filtri, e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego di software specialistici.

Stendimento	Metodologie	Orientamento	Geofoni	Interdistanza (m)	Lunghezza (m)
R1 (SE_SM01)	Rifrazione	NNO-SSE	24	3,0	72,0
R2 (SE_SM02)	Rifrazione	SO-NE	24	3,0	72,0
R3 (SE_SM03)	Rifrazione	NO-SE	24	3,0	72,0
R4 (SE_SM04)	Rifrazione	ONO-ESE	24	3,0	72,0
M1 (SE_SM01)	MASW	NNO-SSE	24	3,0	69,0
M4 (SE_SM04)	MASW	ONO-ESE	24	3,0	69,0

Tabella 1 Ubicazione degli stendimenti

10.1. GENERALITÀ SUL METODO SISMICO A RIFRAZIONE

Il metodo sismico a rifrazione studia la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo quando il terreno è sottoposto a sollecitazioni artificiali. La determinazione delle velocità si ottiene misurando i tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in diversi punti sulla superficie topografica. Operativamente i profili sismici si eseguono disponendo sul terreno una serie di sensori (geofoni), posti ad un intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili. Nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (trigger). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori. L'interpretazione dei segnali e la ricostruzione del profilo di velocità delle onde P consiste di almeno due fasi ben distinte, e cioè l'interpretazione dei sismogrammi e l'interpretazione dei diagrammi tempi-istanze (dromocrone).

Nella prima fase i tempi di primo arrivo dei segnali sismici vengono letti direttamente sui sismogrammi di campagna visualizzati a monitor. I tempi letti in corrispondenza di ciascun canale (geofono), vengono memorizzati in appositi files che costituiscono i dati in input del software utilizzato. Per ciascun tiro, quindi, si ricostruisce un diagramma dei tempi di arrivo in funzione della distanza dal punto di tiro stesso.

L'interpretazione delle dromocrone consiste, quindi, nel suddividere la funzione tempi/distanze in segmenti a pendenza differente, indicativi della presenza di variazioni di velocità nel sottosuolo. Questa operazione viene eseguita ad un terminale videografico dove è possibile eseguire modifiche ed aggiustamenti continui dell'interpretazione.

Il numero di segmenti per ciascuna funzione equivale al numero di strati che costituiranno il modello interpretativo finale; modello che consiste in una stratigrafia del terreno basata sulle variazioni di velocità delle onde compressionali.

Nella maggior parte dei casi, comunque, si riscontrano variazioni stratigrafiche che non corrispondono a variazioni di tipo litologico in senso stretto, ma alla naturale variazione di compattezza dello stesso materiale che, per alterazione superficiale o per semplice decompressione, si presenta più allentato in prossimità della superficie rispetto alle zone più profonde.

In questi casi per la modellizzazione del sottosuolo, risulta più adatta un'altra tecnica di elaborazione: la tecnica di elaborazione tomografica.

Con questa tecnica il sottosuolo viene suddiviso in elementi finiti di forma quadrata e di dimensioni estremamente piccole (dell'ordine di grandezza di decimetri) un software specifico, (nel nostro caso si è utilizzato il software RAYFRACT vers 4,01), che stima le velocità sismiche compatibili con ogni

singolo elemento affinché i tempi di percorso dei vari fronti d'onda, generati nei punti di tiro disposti lungo il profilo, risultino il più possibile simili ai tempi misurati e letti sui sismogrammi. Il risultato che si ottiene è una griglia di valori di velocità dalla superficie fino alle massime profondità di indagine che caratterizzano i vari elementi in cui è stato suddiviso il sottosuolo.

Questa griglia di valori può essere, quindi utilizzata per rappresentare l'andamento nel sottosuolo delle varie litologie presenti mediante variazioni cromatiche associate alle variazioni di velocità o mediante linee di isovelocità.

10.1.1. CARATTERISTICHE DELLE STESE SISMICHE

Per tutte le basi sismiche sono state eseguite 9 energizzazioni intervallate ogni 3 geofoni secondo lo schema di acquisizione definito dalle specifiche tecniche.

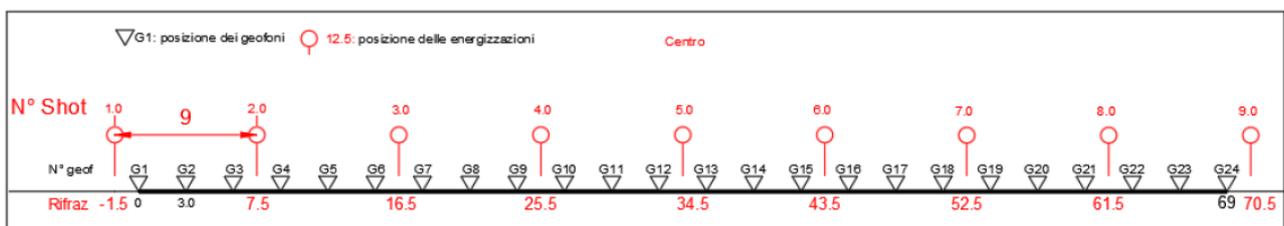


Figura 22 Stendimento di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni, interdistanza di 3,0 m, lunghezza complessiva 69,0 m

10.1.2. CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse è stata utilizzata una strumentazione di acquisizione DoReMi, prodotto dalla SARA Electronic instruments, 24bit con frequenza di campionamento 1000 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali SARA electronics con frequenza propria di 4,5 Hz. Per l'energizzazione è stata usata una mazza battente da 10 kg impattante su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

10.1.3. ELABORAZIONE DEI DATI

I dati delle prospezioni sono costituiti dalla geometria d'acquisizione (posizioni e quote relative dei punti scoppio e dei geofoni) e dai tempi di primo arrivo delle onde elastiche di compressione (onde P), determinati manualmente sulle registrazioni riprodotte a schermo (picking dei primi arrivi). La qualità dei dati è risultata nel complesso buona e il picking è stato realizzato facilmente per tutte le basi sismiche. Nelle figure che seguono si riportano alcune schermate delle operazioni eseguite.

L'inversione dei dati è stata eseguita secondo i criteri della tomografia sismica, mediante apposito software specialistico basato su tecniche di ottimizzazione non lineare. La sovrapposizione tra dromocrone sperimentali e calcolate ha portato a valori ottimi con valori dell'RMS <5%.

In particolare, l'elaborazione dei dati di sismica a rifrazione è stata eseguita secondo il metodo tomografico impiegando il software Rayfract 4,01, che parte da un modello iniziale generato con la tecnica Deltat-V. Successivamente viene effettuata l'inversione iterativa del modello con la tecnica WET (WavepathEikonalTraveltime tomography processing) che analizza la propagazione dei vari fronti d'onda generati nei punti di tiro fino ad ogni geofono.

10.2. INDAGINI SISMICHE: MASW

Metodologia

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado,

Onde di Rayleigh – "R"

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano

con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro,

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno, I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

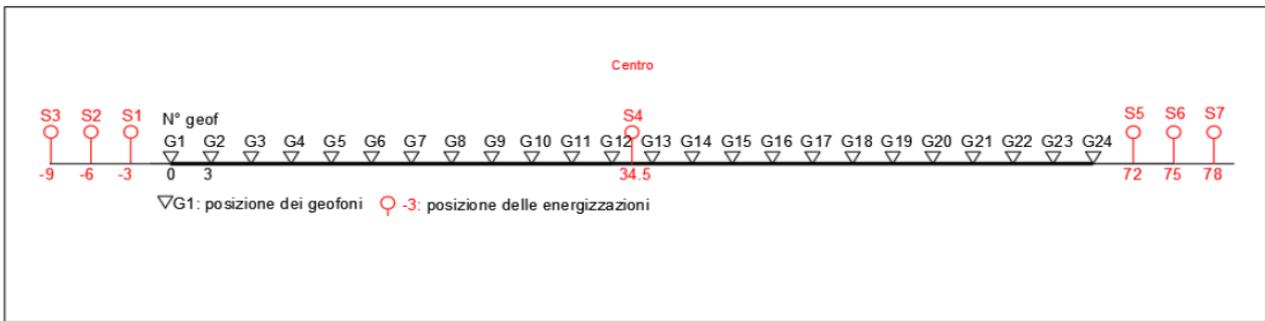
Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda, Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

10.2.1. SPECIFICHE DELLE INDAGINI SVOLTE

L'indagine si sviluppa mediante la materializzazione sul terreno di una linea retta mediante la posa di una fettuccia metrica. A seguire vengono posizionati i geofoni intervallati ad una distanza pari a 2,0 m in funzione anche della disponibilità di spazio. Esternamente alla stesa geofonica, da ora base sismica, a distanza di interesse che può essere pari ad un multiplo della distanza intergeofonica ma anche variabile (in funzione delle disponibilità di cantiere), sia in andata (ovvero in prossimità del geofono 1) che al ritorno (ovvero all'ultimo geofono posizionato sulla base sismica), vengono svolte delle energizzazioni mediante massa battente pari a Kg 10,0. Nel caso in esame, sono state svolte le energizzazioni in "andata" e in "ritorno" con distanza dal geofono 1 e dal geofono 24 crescente e pari a multipli della distanza intergeofonica (v, schema), oltre che una battuta al centro della base sismica.

Il numero di geofoni utile all'esecuzione ottimale di un'indagine M,A,S,W, è risultato, per il cantiere svolto, di 24 geofoni dei quali sono state utilizzate tutte le tracce. Il tempo dell'acquisizione è stato definito tra 1,00 e 2,00 secondi.



10.2.2. CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, ci siamo avvalsi di una strumentazione di acquisizione DoReMi, prodotto dalla SARA electronicinstruments, 24bit con frequenza di campionamento 1000 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali SARA electronics con frequenza propria di 4,5 Hz. Per l'energizzazione è stata usata una mazza battente da 10 kg impattante su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

10.2.1. ELABORAZIONE DEI DATI

Il metodo interpretativo della M,A,S,W, si compone dei seguenti passaggi di analisi dei segnali acquisiti:

- individuazione della variazione del segnale acquisito nel tempo
- analisi di Fourier con definizione dei contenuti spettrali acquisiti nei segnali
- stacking dello spostamento di fase con definizione delle velocità di rotazione retrograda compatibile con il campo di frequenza definita.

A posteriori dell'analisi matematica del segnale acquisito, definito un modello stratigrafico compatibile con la geologia locale, si provvede all'inversione della curva di dispersione ottenendo la sismo-stratigrafia.

L'elaborazione dei dati che ha prodotto il profilo di velocità è stata realizzata grazie all'impiego del software ZondST2D.

10.2.2. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO - D,M, 19/01,2018 (NTC 2018)

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" – Decreto del 19/01/2018 definiscono le regole per progettare l'opera sia in zona sismica che in zona non sismica. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

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

N numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato H è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali, Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera, Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II, Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Tabella 3.2.II. Categorie di sottosuolo (Fonte NTC 2018)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

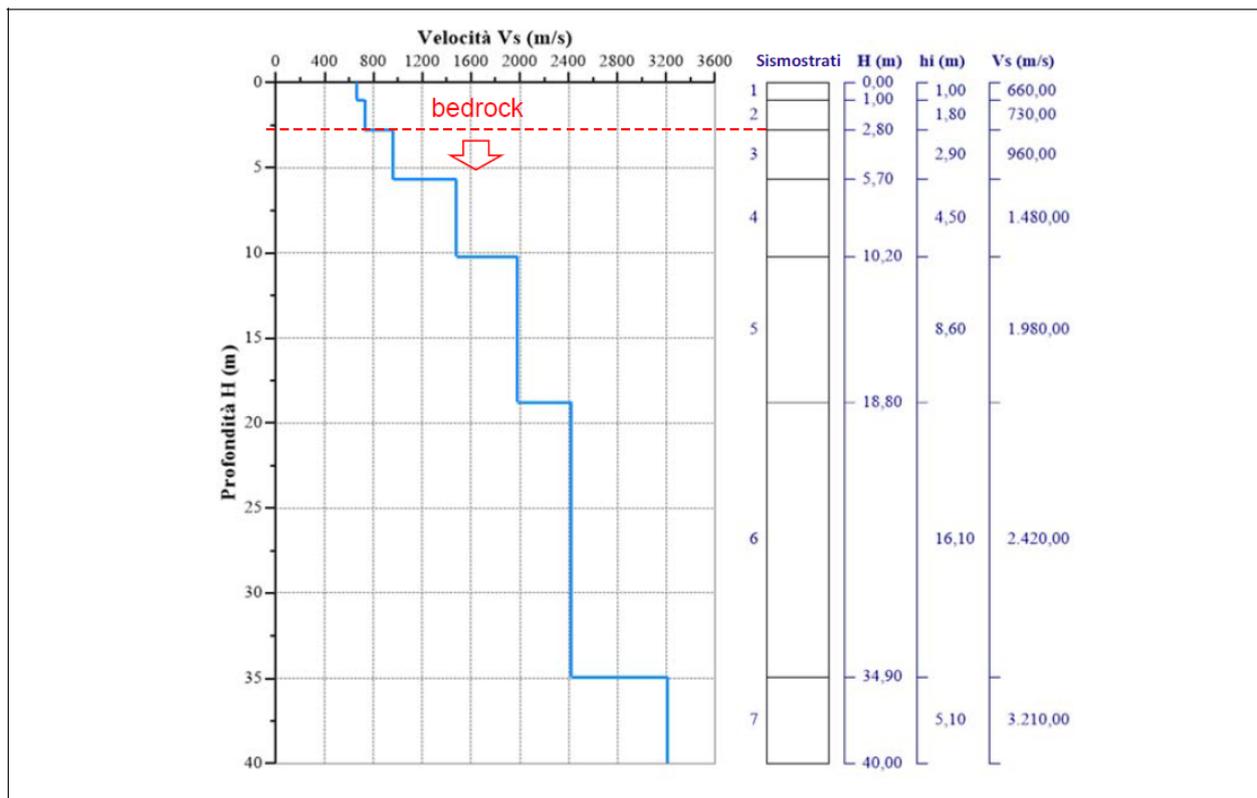
10.3. RISULTATI DELLE INDAGINI DEL SITO SM01-TURBINA SE_05

10.3.1. SE_SM01-SE_05: MASW M1

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento M1, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati, Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs,

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 - 1,0	1° sismostrato con Vs di 660 m/s Terre estremamente addensate
1,0 - 2,8	2° sismostrato con Vs di 730 m/s Terre estremamente addensate
2,8 - 5,7	3° sismostrato con Vs di 960 m/s Substrato roccioso fratturato
5,7 - 10,2	4° sismostrato con Vs di 1480 m/s Substrato roccioso fratturato
10,2 - 18,8	5° sismostrato con Vs di 1980 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
18,8 - 34,9	6° sismostrato con Vs di 2420 m/s Substrato roccioso sano
34,9 - 40,0	7° sismostrato con Vs di 3210 m/s Substrato roccioso sano

MASW M1-PROFILO Vs



Nella **tabella seguente** si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input Vs, e Vp e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 - 1,0	terre	1.800	1.320	660	0,33	2.089	252	785	2.089
2	1,0 - 2,8	terre	2.000	1.460	730	0,33	2.844	342	1.069	2.844
3	2,8 - 5,7	12%	2.100	1.920	960	0,33	5.158	619	1.932	5.158
4	5,7 - 10,2	12%	2.200	2.960	1480	0,33	12.847	1.542	4.815	12.847
5	10,2 - 18,8	15%	2.350	3.960	1980	0,33	24.566	3.685	9.209	24.566
6	18,8 - 34,9	22%	2.400	4.840	2420	0,33	37.482	8.246	14.053	37.482
7	34,9 - 40,0	25%	2.450	6.420	3210	0,33	67.324	16.831	25.243	67.324

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Figura 23 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra Vs e N_{SPT}, i parametri di resistenza al taglio e di deformazione. Nel caso in esame trattandosi di materiali a granulometria grossolana si consiglia di impiegare la correlazione di Imai (1977) di seguito indicata.

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{80,6} \right)^{3,021} \text{ valida per i terreni prevalentemente sabbiosi - Imai (1977)}$$

Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	660,00	1,00	1,00	0,00152
2	2,80	1,80	730,00	2,80	1,80	0,00247
3	5,70	2,90	960,00	5,70	2,90	
4	10,20	4,50	1480,00	10,20	4,50	
5	18,80	8,60	1980,00	18,80	8,60	
6	34,90	16,10	2420,00	30,00	11,20	
7	40,00	5,10	3210,00	0,00	0,00	

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, Vs,eq (in m/s), definita dall'espressione

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

con:

hi spessore dell'i-esimo strato;

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

N numero di strati;

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

Esaminato il profilo delle Vs si evince come profondità del substrato **2,80 m** (Vs>800 m/s); la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 2,80 m di profondità dal p.c. è pari a V_{seq}>800 m/s che dà luogo ad una categoria A, ossia:

Categoria A: 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.

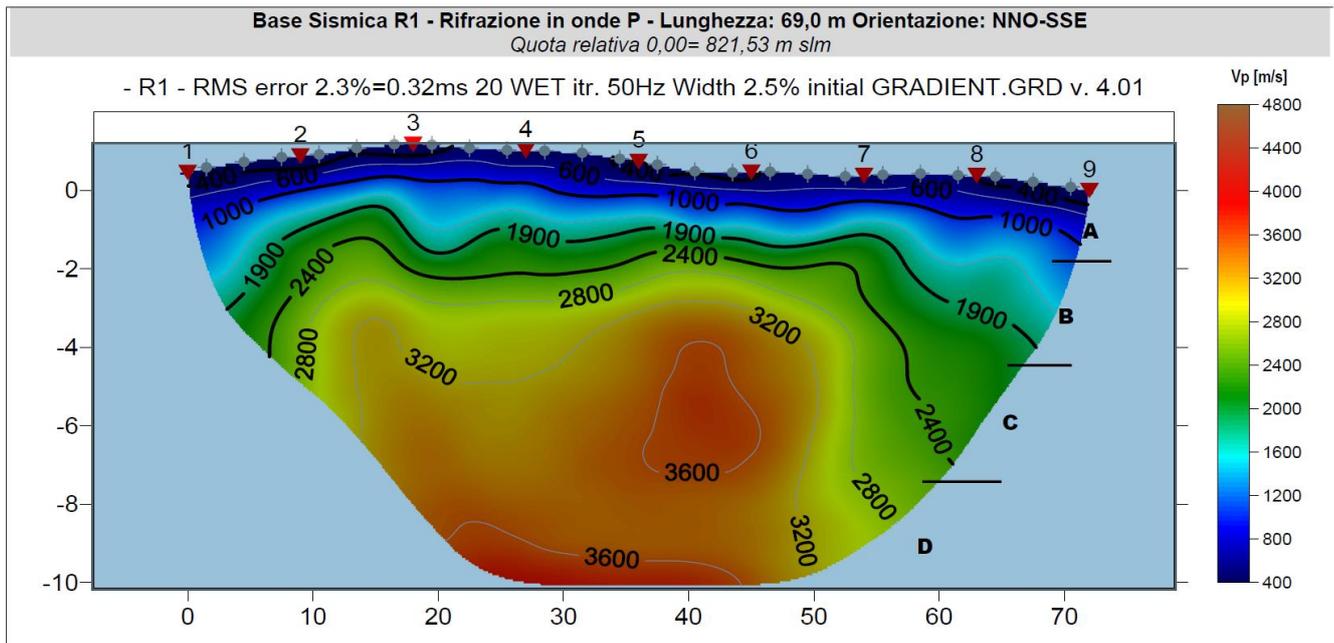
10.3.2. R1-SM01-SE_02: SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P

Nella sezione di sismica a rifrazione **R1-SM01-SE_05** è possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R1	ONDE P	
	Sismostrati	Profondità da pc (m)
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 0,8/1,2	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 0,8/1,2 a 1,5/4,0	1000-1900
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 1,5/4,0 a 2,2/7,0	1900-2400
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 2,2/7,0 a 10,1-11,0	2400-3600

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 3600 m/s. Il **sismostrato A** caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 0,8 e 1,2 metri da p,c e un andamento analogo al piano campagna. Il **sismostrato B** caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta un andamento irregolare rispetto al sismostrato precedente e si rileva fino a profondità comprese tra 1,5 e 4,0 m dal p,c. Il **sismostrato C** costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 2,2 e 7,0 m di profondità dal p,c. Il **sismostrato D** rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità Vp medie e si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese tra 10,0/11,0 m dal p,c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso,

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 1,5 e 4,4 m dal p,c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 2,2 e 7,0 m dal p,c, si riscontra la presenza di materiale non rippabile.



10.4. RISULTATI DELLE INDAGINI SITO SM02-TURBINA SE_09

10.4.1. R2-SM02-SE_09: SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P

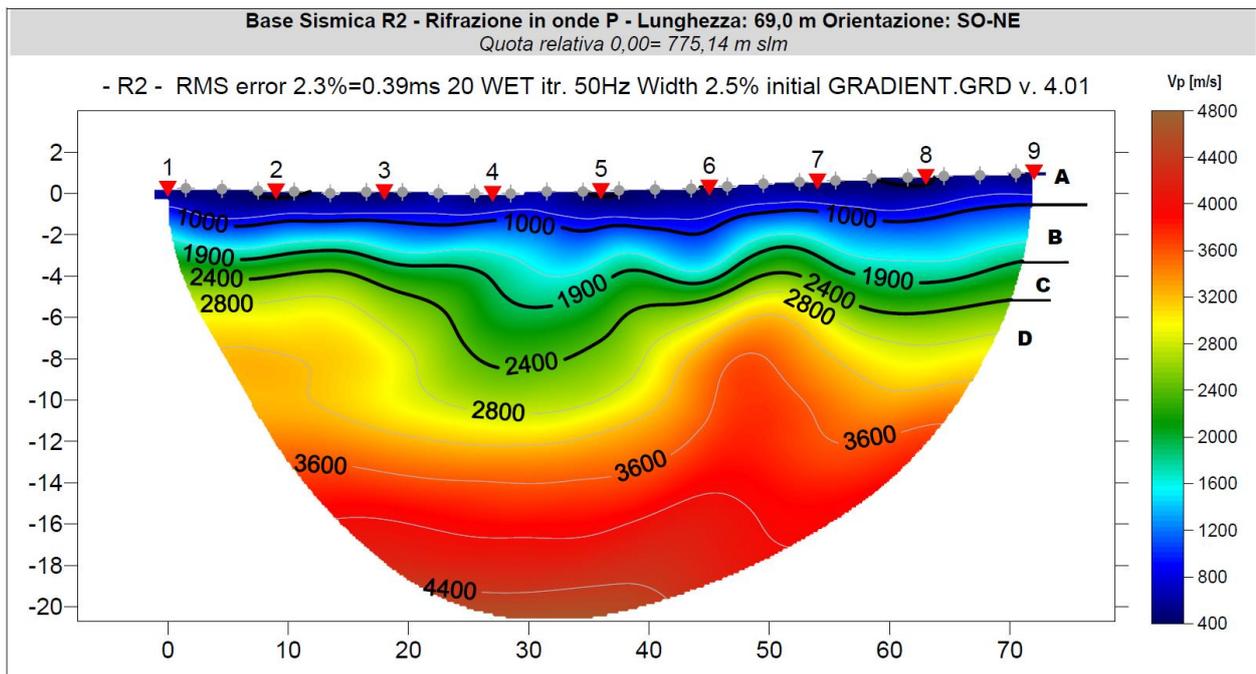
Nella sezione di sismica a rifrazione **R2-SM02-SE_09** è possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R2	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,0/2,1	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 1,0/2,1 a 3,0/5,4	1000-1900
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 3,0/5,4 a 4,0/8,2	1900-2400
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 4,0/8,2 a 20,5-23,5	2400-4400

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 4400 m/s. Il **sismostrato A** caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 1,0 e 2,1 metri da p,c e un andamento simile al piano campagna. Il **sismostrato B** caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta leggere variazioni di spessore e si rileva fino a profondità comprese tra 3,0 e 5,4 m dal p,c. Il **sismostrato C** costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 4,0 e 8,2 m di profondità dal p,c. Il **sismostrato D** rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità alte e si riscontra fino alle massime

profondità di indagine comprese tra 20,5/23,5 m dal p.c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso: nello specifico è possibile distinguere una fascia compresa tra le progressive 20 e 40 m caratterizzata da un maggiore grado di fratturazione che determina una minore velocità a parità di profondità.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 3,0 e 5,4 m dal p.c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 4,0 e 8,2 m dal p.c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.



10.5. RISULTATI DELLE INDAGINI DEL SITO SM03-TURBINA SE_02

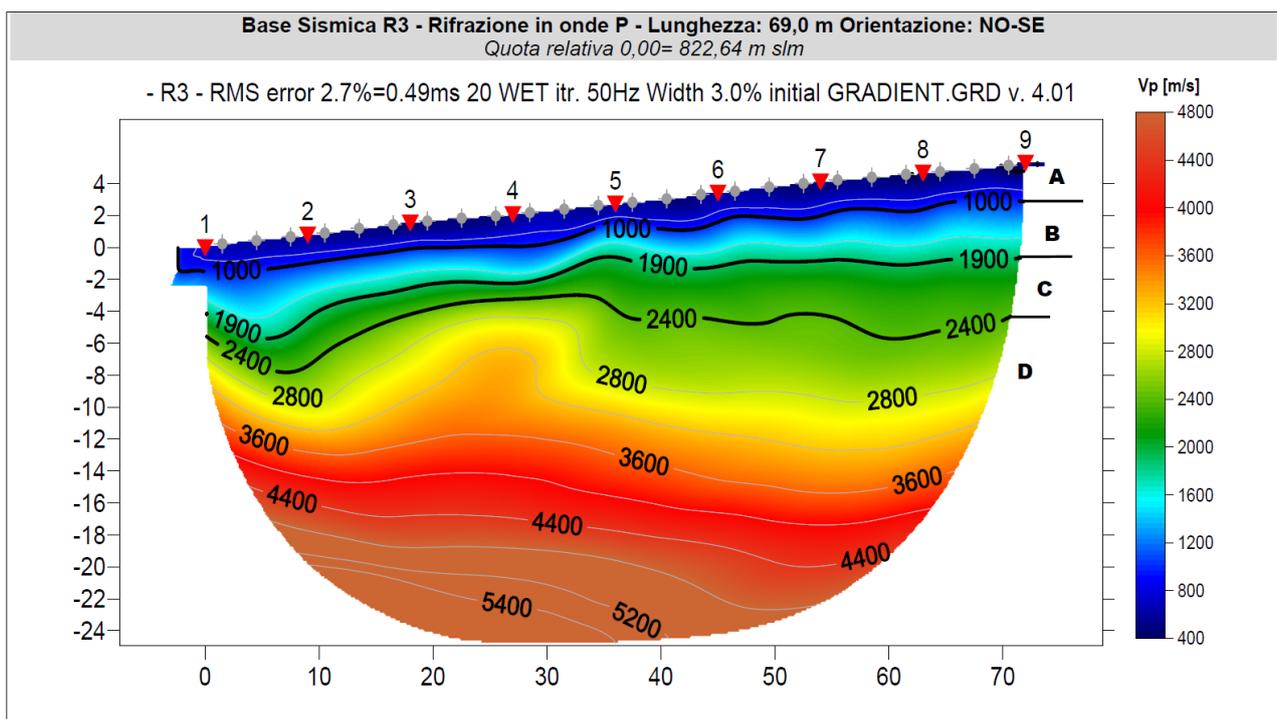
10.5.1. M3-SMT03-IS04: SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P E TOMOGRAFIA ELETTRICA

Nella sezione di sismica a rifrazione **R3-SM03-SE_02** è possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R3	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,2/2,0	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 1,2/2,0 a 3,0/6,0	1000-1900
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 3,0/6,0 a 5,2/10,0	1900-2400
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 5,2/10,0 a 24,5-30,0	2400-5400

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s

ai 5400 m/s. Il **sismostrato A** caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 1,2 e 2,0 metri da p,c e un andamento simile al piano campagna. Il **sismostrato B** caratterizzato terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta leggere variazioni di spessore e si rileva fino a profondità comprese tra 3,0 e 6,0 m dal p,c. Il **sismostrato C** composto da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 5,2 e 10,0 m di profondità dal p,c. Il **sismostrato D** rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità medioalte e si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese tra 24,5/30,0 m dal p,c. Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 3,0 e 6,0 m dal p,c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 5,2 e 10,5 m dal p,c si riscontra la presenza di materiale non rippabile.



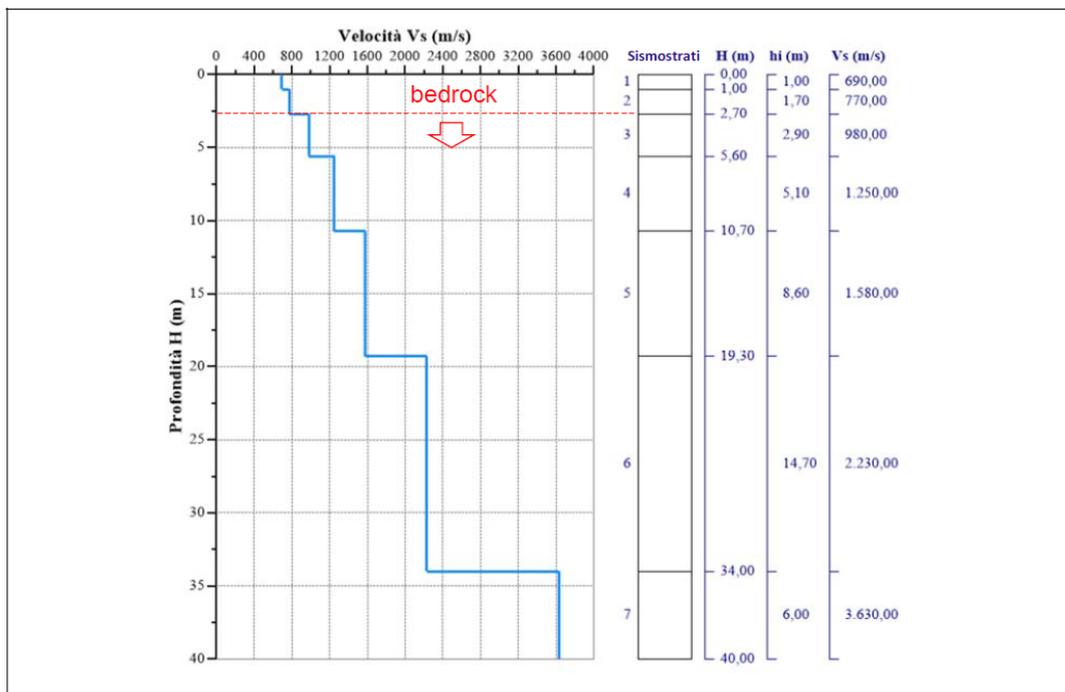
10.6. RISULTATI DELLE INDAGINI DEL SITO SM04-TURBINA SE_07

10.6.1. SM04-SE_02: MASW M2

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento M2, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati, Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 - 1,0	1° sismostrato con Vs di 690 m/s Terre estremamente addensate
1,0 - 2,7	2° sismostrato con Vs di 770 m/s Terre estremamente addensate
2,7 - 5,6	3° sismostrato con Vs di 980 m/s Substrato roccioso fratturato
5,6 - 10,7	4° sismostrato con Vs di 1250 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
10,7 - 19,3	5° sismostrato con Vs di 1580 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano
19,3 - 34,0	6° sismostrato con Vs di 2230 m/s Substrato roccioso sano
34,0 - 40,0	7° sismostrato con Vs di 3630 m/s Substrato roccioso sano

MASW M2-PROFILO Vs



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

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

N numero di strati;

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

Esaminato il profilo delle V_s si pone come profondità del substrato **10,8 m** ($V_s > 800$ m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **10,8 m** di profondità dal p.c. è pari a: **$V_{s,eq} = 10,8/0,01501 = 719,63$ m/s** che dà luogo ad una categoria B, ovvero:

Categoria B: 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.

Nella **tabella seguente** si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input V_s , e V_p e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	V_p	V_s	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico E_d	Modulo di Young statico E_d	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 - 1,0	terre	1.800	1.380	690	0,33	2.285	276	853	2.285
2	1,0 - 2,7	terre	2.000	1.540	770	0,33	3.158	381	1.187	3.158
3	2,7 - 5,6	12%	2.100	1.960	980	0,33	5.374	645	2.020	5.374
4	5,6 - 10,7	12%	2.200	2.500	1250	0,33	9.169	1.100	3.442	9.169
5	10,7 - 19,3	15%	2.350	3.160	1580	0,33	15.642	2.346	5.864	15.642
6	19,3 - 34,0	22%	2.400	4.460	2230	0,33	31.823	7.001	11.935	31.823
7	34,0 - 40,0	25%	2.450	7.260	3630	0,33	86.094	21.523	32.284	86.094

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Figura 24 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra V_s e N_{spt} , i parametri di resistenza al taglio e di deformazione. Nel caso in esame trattandosi di materiali a granulometria grossolana si consiglia di impiegare la correlazione di Imai (1977) di seguito indicata.

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{80,6} \right)^{3,021} \text{ valida per i terreni prevalentemente sabbiosi - Imai (1977)}$$

Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	690,00	1,00	1,00	0,00145
2	2,70	1,70	770,00	2,70	1,70	0,00221
3	5,60	2,90	980,00	5,60	2,90	
4	10,70	5,10	1250,00	10,70	5,10	
5	19,30	8,60	1580,00	19,30	8,60	
6	34,00	14,70	2230,00	30,00	10,70	
7	40,00	6,00	3630,00	0,00	0,00	

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, Vs,eq (in m/s), definita dall'espressione

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

con:

hi spessore dell'i-esimo strato;

Vs,i velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

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

Esaminato il profilo delle Vs si evince come profondità del substrato **2,70 m** (Vs>800 m/s); la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 2,70 m di profondità dal p.c. è pari a Vseq>800 m/s che dà luogo ad una categoria A, ossia:

Categoria A: 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.

10.6.2. R4-SM04-SE_03: SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P

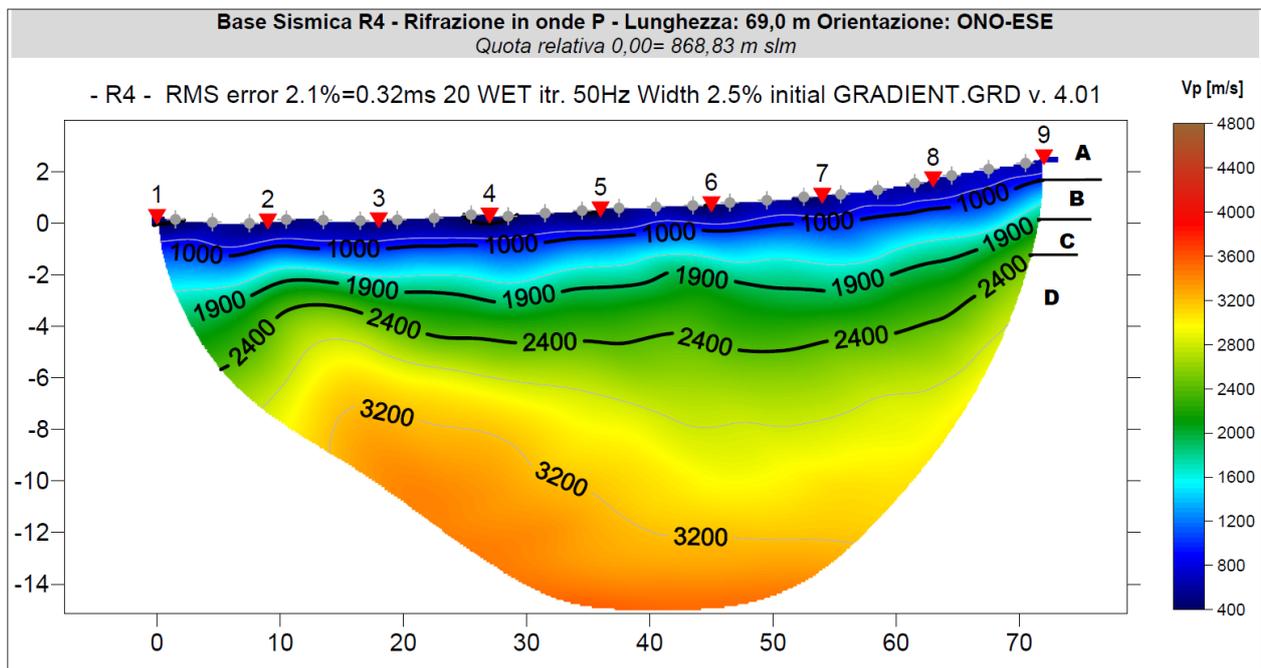
Nella sezione di sismica a rifrazione **R4-SM04-SE_03** è possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R4	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 0,8/1,2	400-1000
B: Unità delle terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	Da 0,8/1,2 a 2,2/3,8	1000-1900
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	Da 2,2/3,8 a 3,0/5,5	1900-2400
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	Da 3,0/5,5 a 15,0-17,5	2400-3200

Dall'esame della sezione si riconoscono 4 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 3200 m/s. Il **sismostrato A** caratterizzato dalle terre di copertura (facilmente rippabile) presenta spessori compresi tra 0,8 e 1,2 metri da p,c e un andamento analogo al piano campagna. Il **sismostrato B** caratterizzato da terre molto addensate e/o rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili) presenta un andamento leggermente irregolare rispetto al precedente, con leggere variazioni rispetto ai sismostrati adiacenti, riscontrabile fino a profondità comprese tra 2,2 e 3,8 m dal

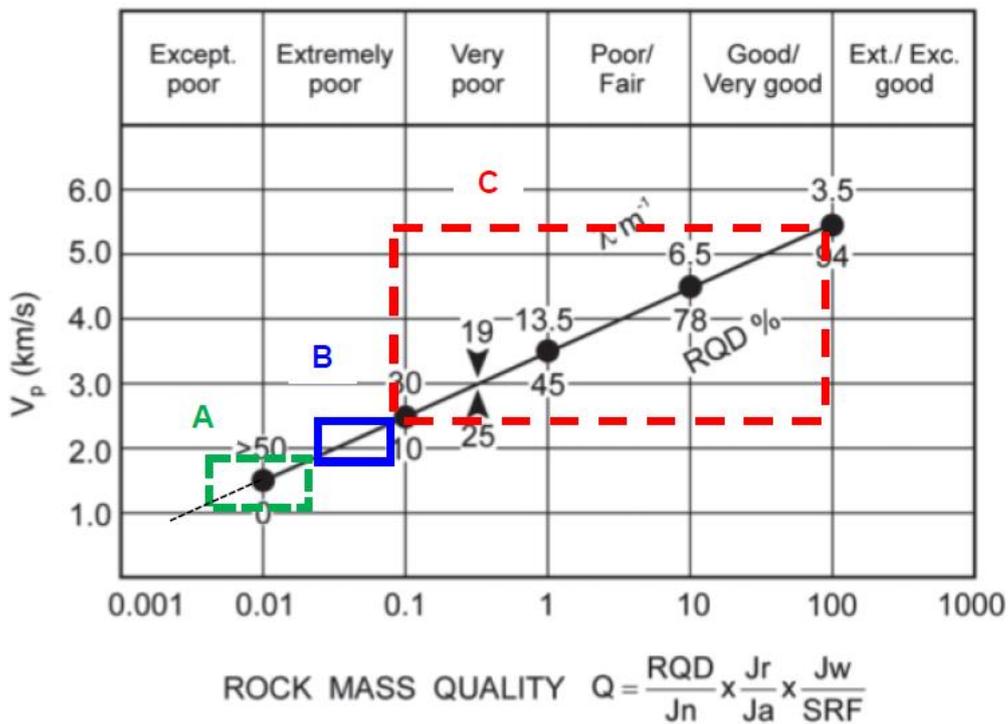
p,c. Il **sismostrato C** costituito da rocce poco fratturate e sane (rippabili con difficoltà) si osserva invece fino a profondità comprese tra 3,0 e 5,5 m di profondità dal p,c. Il **sismostrato D** rappresenta invece un substrato lapideo non rippabile, si riscontra fino alle massime profondità di indagine comprese tra 15,0/17,5 m dal p,c, Dall'osservazione della sezione sismica si può notare un aumento graduale delle Vp con leggere variazioni di equidistanza generate dalla maggiore o minore densità del materiale roccioso,

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 2,2 e 3,8 m dal p,c i terreni risultano già difficilmente rippabili, mentre a partire dalle profondità comprese tra 3,0 e 5,5 m dal p,c, si riscontra la presenza di materiale non rippabile.



10.7. INDICAZIONI PER LA DETERMINAZIONI DEI PARAMETRI GEOMECCANICI

Le prospezioni geofisiche possono essere utilizzate in situazioni molto complesse quali gli ammassi metamorfici molto fratturati o in assenza di indagini dirette (v, sondaggi geognostici) per la definizione spaziale di alcuni elementi degli ammassi rocciosi (fratture, RQD, etc), Tra questi quello che potrebbe essere impiegato nel contesto in esame, è quello di N, Barton (2002) – che ha cercato di correlare, attraverso relazioni empiriche, le velocità delle onde P con la qualità della roccia Q e quest'ultima con una serie di parametri meccanici, Il grafico mostra la correlazione tra Vp con RQD e λ (fratture per metro) e il relativo indici di qualità dell'ammasso roccioso di Barton (Q),



Sulla base dei litotipi individuati dalla sismica in via preliminare e previa successiva conferma tramite esecuzione di sondaggi geognostici si può applicare la correlazione ai sismostrati B, C e D. Il rettangolo verde indica il settore del sismostrato B, con un RQD compreso tra 0 e 3, un numero di fratture per metro che varia tra 60 e 45 e un indice di qualità Q medio di 0,015 (ammasso roccioso eccezionalmente scadente); il rettangolo blu rappresenta il sismostrato C che ha valori di RQD compresi tra 3 e 8, un numero di fratture per metro compreso tra 45 e 30 e un valore dell'indice Q medio di 0,07 (ammasso roccioso estremamente scadente); infine il rettangolo rosso rappresenta il sismostrato D che ha valori di RQD compresi tra 8 e 95, un numero di fratture per metro compreso tra 30 e 3,5 e un valore dell'indice Q tra min 0,09 e max 100. Da quanto sopra le 3 unità sismostratigrafiche possono essere classificate come segue:

Sismostrati	Vp (m/s)	RQD (%)	λ (1/m)	Q*
B: Unità delle rocce tenere e/o intensamente fratturate (rippabili)	1000-1900	0-3	60-45	0.008-0.04
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (rippabili con difficoltà)	1900-2400	3-8	45-30	0.04-0.09
D: Unità delle rocce sane (non rippabili)	2400-5400	8-95	30-3,5	0.09-100

*L'indice Q può essere correlato all'indice RMR della classificazione di Bieniawski con la relazione: $RMR = 9 \ln Q + 44$;

La prospezione geofisica attraverso l'impiego delle tecniche MASW, sismica a rifrazione in onde P e tomografia elettrica ha permesso di ricostruire con un buon grado di precisione l'assetto litotratigrafico dell'area in esame e dedurne le caratteristiche sismiche ed elettriche. Lungo la

verticale indagata si evince la presenza di sismostrati con velocità V_p e V_s in genere crescente con la profondità con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi, mentre tutti i terreni e rocce incontrati sono caratterizzati da valori di resistività da medio bassa a bassa.

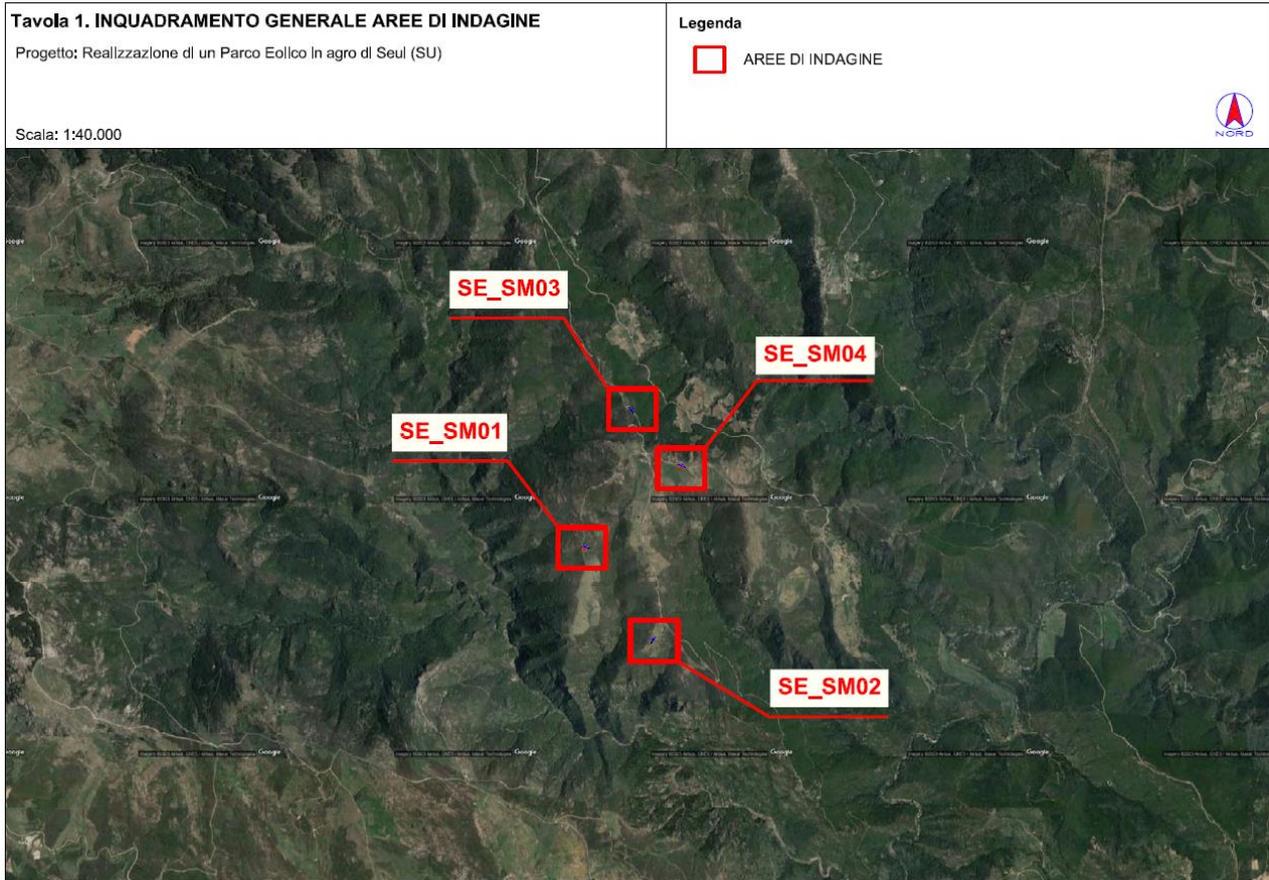
Per quanto riguarda le MASW, lungo gli stendimenti si evince la presenza di sismostrati con velocità V_s crescente con la profondità sino ad incontrare il bed rock con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi. La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per i differenti siti di indagine, che si ricorda sarà anche funzione del piano di posa delle fondazioni è riportata nel seguente schema:

Sigla Stendimento	Profondità substrato [m]	V_{seq} [m/s]	Categoria sottosuolo (NTC2018)
M1 (SE_SM01)	2,80	>800	A
M4 (SE_SM02)	2,70	>800	A

dati derivati dalla MASW messi in correlazione con le bibliografiche indicate nei precedenti paragrafi hanno permesso di determinare i parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni e per correlazione ottenere una preliminare definizione dei parametri di resistenza al taglio.

L'elaborazione dei dati di sismica a rifrazione ha permesso di ricostruire l'assetto sismostratigrafico dei terreni. Nei precedenti paragrafi si illustrano i differenti sismostrati individuati dai quali è possibile distinguere i terreni delle coperture dal substrato roccioso. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che nelle sezioni i terreni risultano rippabili sino a pochi metri di profondità rispetto al piano campagna, specificamente profondità medie comprese tra 2,4 e 4,8 m da piano campagna.

Le prospezioni geofisiche in rifrazione sono state utilizzate anche per la definizione spaziale di alcuni elementi degli ammassi rocciosi (fratture, RQD, etc) e per la definizione per l'indice di qualità di Barton Q: si tratta chiaramente di correlazioni da impiegare con le dovute approssimazioni ma comunque utili in determinate situazioni nelle quali dai sondaggi è difficile ottenere dei parametri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso.



11. MODELLAZIONE GEOLOGICA

11.1. MODELLO GEOLOGICO DI SITO

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e dalle indagini in sito, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione esecutiva dell'opera e nelle varie fasi di realizzazione.

L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti, Nello specifico:

- Azioni sulle pareti e stabilità dei fronti, Lo scavo stesso, in quanto genera depressione, può innescare locali smottamenti in corrispondenza degli orizzonti meno competenti a causa di fenomeni di detensionamento determinati dall'asportazione del materiale durante l'escavazione, sia in relazione ai livelli meno competenti sia alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare componenti a franapoggio. La profonda deformazione che le metamorfiti hanno subito genera variazioni di giacitura anche nell'ordine del metro, pertanto, si ritiene importante in fase di realizzazione degli scavi di fondazione eseguire un dettagliato rilievo geostrutturale finalizzato all'esclusione di ogni possibile rischio di crollo e/o slittamento di porzioni di parete.
- Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta e/o stagnazione di acque di pioggia – pur se non è stata rilevata in fase di indagine, vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi, con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali, In tal caso, in fase esecutiva, sarà opportuno provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

L'analisi ha permesso di fatto di definire il modello geologico del sito ed in particolare, in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sono stati individuati **2 modelli geologici rappresentativi** descritti di seguito per gruppi di turbine.

11.1.1. MODELLO GEOLOGICO 01

Turbine SE_01 – SE_02 – SE_04, SE_05, SE_06, SE_07, SE_08, SE_09, SE_10:

da 0,00 a 1,00m – depositi colluviali/eluviali/suoli

da 1,00m a 2,8m – filladi fortemente fratturate

da 2,80m a 10,2m – filladi fratturate

da 2,8m a 20,00m – filladi da debolmente fratturate a sane

FALDA: non riscontrata

11.1.2. MODELLO GEOLOGICO 02

Turbina SE_03:

da 0,00 a 1,00m – depositi colluviali/eluviali/suoli ben addensati -

da 1,00m a 2,7mm – porfidi da intensamente fratturate a fratturate

da 2,70m a 10,7m – porfidi fratturate

da 10,7m a 20,00m – filladi da debolmente fratturate a sane

FALDA: non riscontrata

Per quanto concerne la parametrizzazione, stante le risultanze, si ritiene di adottare come modello geologico del sito quello maggiormente cautelativo e perciò a caratteristiche geotecniche peggiori e condizioni di falda presente.

Pertanto, la stratigrafia di riferimento è la seguente:

da 0,00 a 1,00m – depositi colluviali/eluviali/suoli ben addensati -

da 1,00m a 2,7mm – porfidi da intensamente fratturate a fratturate

da 2,70m a 10,7m – porfidi fratturate

da 10,7m a 20,00m – filladi da debolmente fratturate a sane

FALDA: a partire dalla quota di 4m da p.c.

Per la caratterizzazione geotecnica sono stati utilizzati i dati dello stendimento geofisico SE_SM04.

Si suggerisce in fase di progettazione esecutiva di eseguire delle indagini geognostiche e geofisiche di maggiore dettaglio (in es, sondaggi a carotaggio e geofisica eseguita con stendimenti ubicati a raggiera rispetto al centro della torre eolica).

Per il calcolo di c e phi è stato utilizzato il software RocData, nel quale i valori dei parametri inseriti sono stati ricavati in parte da prove geofisiche e in parte dall'osservazione in campo.

Di seguito i parametri geotecnici:

MODELLO GEOLOGICO						
Dati Parametri Resistenza						
Tipo di Terreno		S1	S2	S3	S4	
Descrizione		Depositi eluvio-colluviali/	Substrato roccioso intensamente fratturato	Substrato roccioso fratturato	Substrato roccioso da poco fratturato a sano	
Peso di volume**	[kg/mc]	1,800	2,000	2,100	2,350	
Peso di volume saturo**	[kg/mc]	1,900	2,100	2,100	2,350	
Angolo di attrito* interno	[°]	26,12	32,50	35,15	38,25	
Coesione*	[Mpa]	0,5	0,00	0,288	3,54	
Dati Parametri Deformabilità						
Modulo elastico **	[Mpa]	28	252	619	3685	
Coefficiente di Poisson**	[]	0,33	0,33	0,33	0,33	
Modulo di taglio (G)**	[Mpa]	88	785	1932	9209	
Velocità onde di taglio Vs**	[m/sec]	210	660	960	1980	

*Valori ricavati da interpolazioni su ROCDATA da confermare con indagini dirette e puntuali

** Valori ricavati da dati derivati dalle indagini geofisiche da confermare con indagini dirette e puntuali

12. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI

Il dimensionamento preliminare, in attesa della scelta progettuale del committente, tiene conto del modello tipologico di aerogeneratore descritto in premessa.

Il plinto di fondazione ha pianta circolare con raggio di 13,00 m; è composto da una parte inferiore cilindrica ($h = 1,00$ m), una intermedia troncoconica ($h = 1,65$ m), ed una superiore cilindrica di altezza 1,33 m che sporge dal piano campagna di circa 30 cm. La fondazione ha un'altezza complessiva di 3,98 m.

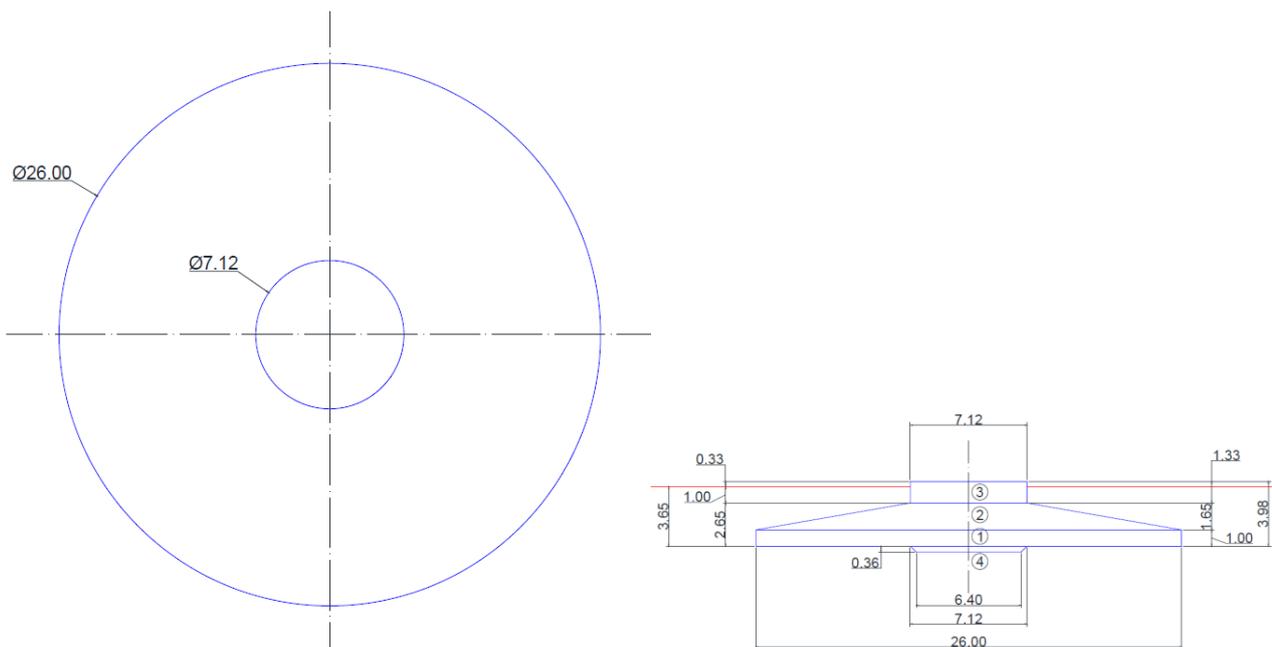


Figura 25 Caratteristiche geometriche della fondazione

13. AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La nuova normativa sulle costruzioni prevede i coefficienti parziali γF relativi alle azioni indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel tab.2.5.1 delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [§6.4.2 NTC 2018] "si considerano azioni sull'opera di fondazione quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

Per quanto concerne i sovraccarichi si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

La normativa NTC 2018 specifica come il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinata:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ e R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Nello specifico, la normativa evidenzia anche che [§6.2.5 NTC 2018] nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

1. devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
2. si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
3. devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
4. deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

14. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)

14.1. VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)(§C6.4.2.1)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO)
2. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
3. collasso per scorrimento sul piano di posa
4. stabilità globale
5. SLU di tipo strutturale (STR)
6. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1 NTC2018) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame le verifiche dovranno essere condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

14.2. VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE) (§C6.4.2.2)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7 NTC2018).

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad [6.2.7]$$

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei già menzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi. Si fa notare come la scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi" in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

15. CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Nella fase di predimensionamento si utilizzano i carichi sulle fondazioni calcolati in accordo alla norma IEC 61400-1 Ed.4 e definiti per un aerogeneratore di riferimento; in questo caso verranno adottati i carichi di progetto dichiarati per il modello EnVentus EV162-7,2 MW-H119 prodotto dalla società Vestas Wind Systems A/S. Si riportano qui di seguito i valori contenuti nel documento ufficiale [0121-6940] VER01 della Società Vestas Wind; si rimanda alla fase di progettazione esecutiva il dimensionamento sui dati relativi al fornitore scelto.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	14Ecdvraa00(fam97)	1.35	Abs	138700	-1670	1148	-6852	[2]
Mzt	23NTMHWO100(fam224)	1.35	Abs	39600	-15950	311.0	-6656	[3]
FndFr	23NTMvraa00(fam221)	1.35	Abs	123100	-852.4	1322	-6878	[3]
Fzt	12lceUHWO100(fam76)	1.35	Abs	74190	1811	654.5	-7044	[3]

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

I carichi forniti da Vestas come "Extreme loads" sono i carichi statici massimi per la specifica turbina eolica calcolati per qualsiasi condizione.

Includono il comportamento dinamico della struttura e corrispondono al caso più sfavorevole alla base dell'aerogeneratore tra i diversi casi di carico, secondo la norma IEC 61400-1.

Pertanto, i carichi forniti da Vestas come "Extreme loads" sono i carichi di progetto della fondazione e non devono essere divisi o combinati con altri carichi.

16. MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE

Le verifiche sono state eseguite sul modello geotecnico maggiormente cautelativo e rappresentativo. Il **piano di appoggio del basamento** di fondazione è stato ipotizzato sullo **Strato n. 02, porfidi (S2)**, a quota pari a circa **3,65 m** da piano campagna, considerando che gli strati superficiali saranno rimossi dalle attività di scavo; si rimanda alle successive fasi della progettazione la valutazione dei dati geotecnici puntuali per ogni singola piazzola di installazione.

MODELLO GEOLOGICO UNICO PER TUTTE LE TURBINE

da 0,00m a 1,00m – depositi colluviali/eluviali/suoli ben addensati
da 1,00m a 2,70m – porfidi da intensamente fratturate a fratturate
da 2,70m a 10,70m – porfidi fratturate
da 10,70m a 20,00m – filladi da debolmente fratturate a sane

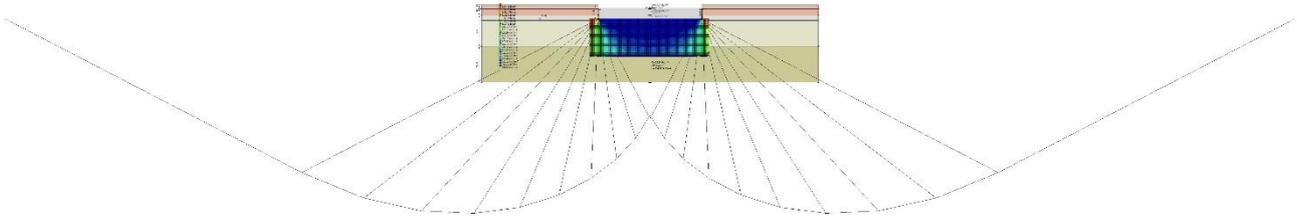
FALDA: a partire dalla quota di 4m da p.c.

È stato utilizzato il software Loadcap 2023 della GEOSTRU. La fondazione è stata schematizzata come una piastra circolare dello spessore pari all'altezza delle due fondazioni proposte, in quanto il programma non permette l'inserimento di plinto circolare a sezione tronco-conica, con un leggero surplus di carico dovuto al differente peso tra c.a. e terreno di riporto.

La fondazione proposta risulta verificata.

Si riporta di seguito la sintesi delle analisi effettuate e si rimanda all'Allegato 1 - Relazione di calcolo allegata alla presente per le specifiche di ogni caso analizzato.

La scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi", in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore, potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. È quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.



DATI GENERALI

=====
 Normativa NTC_2018
 Zona SEUI
 Lat./ Long. [WGS84] 39.8419723510742/9.31701755523682
 Diametro della fondazione 26.0 m
 Profondità piano di posa 3.65 m
 Profondità falda 4.0
 Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m
 Correzione parametri
 =====

SISMA

=====
 Accelerazione massima (amax/g) 0.031
 Effetto sismico secondo NTC 2018
 =====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe III
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	75.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	712.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1462.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1.0	17.65	18.63	26.12	50.0	0.0	28000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S1
1.7	19.61	20.59	32.5	0.0	0.0	250000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S2
8.0	20.59	20.59	35.15	28.0	0.0	619000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S3
9.3	23.5	23.5	38.25	354.0	0.0	368500.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S4

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+R2	100.00	24768.00	138700.00	15950.00	-7044.00	1322.00	Progetto
2	Sisma	100.00	24768.00	138700.00	15950.00	-7044.00	1322.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	24768.00	138700.00	15950.00	-7044.00	1322.00	Servizio
4	A(1)+M(2)+R(2)	100.00	24768.00	138700.00	15950.00	-7044.00	1322.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 20.59 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 22.4 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.06

Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.18
 Fattore correzione sismico inerziale [za] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 196.27 kN/m²
 Resistenza di progetto 109.04 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4877.43 kN/m³

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

Adesione terreno fondazione 19.9 kN/m²
 Angolo di attrito terreno fondazione 0 °
 Frazione spinta passiva 0 %
 Resistenza di progetto 9934.66 kN
 Sollecitazione di progetto 7166.98 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 92.0 kN/m²
 Cedimento dopo T anni 7.0
 Distanza 7.63 m
 Angolo 253.51 °
 Cedimento totale 0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4.8	0	0	Schmertman n	0	--	0
3	8.05	0	0	Schmertman n	0	--	0
4	20	0	0	Schmertman n	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto 92.0 kN/m²
 Spessore strato 6.0 m
 Profondità substrato roccioso 10.0 m
 Modulo Elastico 203500.0 kN/m²
 Coefficiente di Poisson 0.3

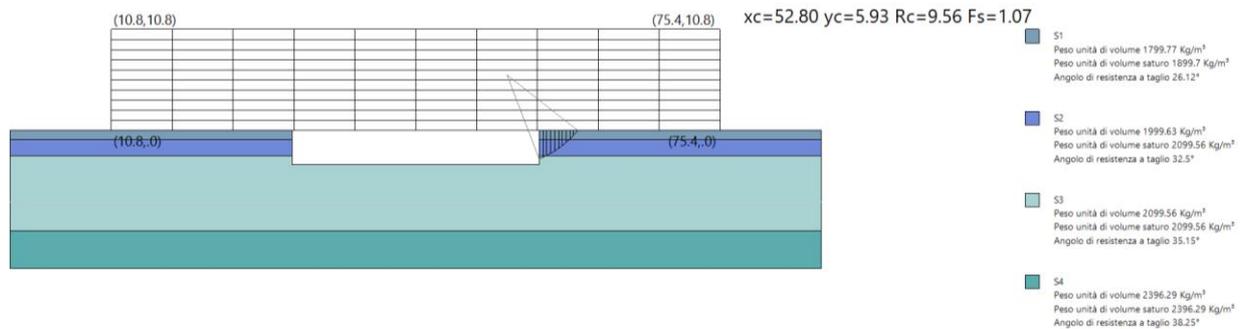
Coefficiente di influenza I1 0.04
 Coefficiente di influenza I2 0.07
 Coefficiente di influenza Is 0.09

Cedimento al centro della fondazione 0.46 mm

Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.05
Coefficiente di influenza Is	0.04
Cedimento al bordo	0.1 mm

17.FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)

È stata eseguita una verifica di stabilità dei fronti di scavo della fondazione in ordine all'altezza di scavo prevista e alla tipologia di materiale attraversato considerando il modello geotecnico 01 e annullando la coesione e simulando in questo modo gli effetti dello scavo ipotizzando altresì il terreno totalmente saturo.



In generale si hanno da localmente buone proprietà di autosostegno. Dato il grado di fratturazione presenti alle profondità investigate non si escludono fenomeni di detensionamento in fase di scavo con il possibile innesco di fenomeni gravitativi localizzati.

In fase esecutiva sarà opportuno verificare con indagini dirette le caratteristiche proprie dei terreni e valutare quindi l'opportunità di realizzare pareti di scavo inclinate e/o gradonate.