



# IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE EOLICA DENOMINATO "TRUNCU REALE" DA REALIZZARSI IN LOCALITA' TRUNCU REALE (SS)

**OPERA DI PUBBLICA UTILITA'**  
**VALUTAZIONE IMPATTO AMBIENTALE ai sensi del D.Lgs 3 aprile 2006, n.152 ALL. II**

COMMITTENTE

# FIMENERGIA

INDIRIZZO

VIA L. BUZZI, 6, 15033 CASALE MONFERRATO (AL)  
T. +390292875126 (ufficio operativo)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DEL PROGETTO

## FAVERO ENGINEERING

VIA GIOVANNI BATTISTA PIRELLI, 27  
20124 MILANO (MI)  
+390292875126

Ing. FRANCESCO FAVERO  
Ing. ALESSANDRO LUNARDI  
Ing. STEFANO PAVESI  
Ing. SIMONE SCORRANO  
Ing. GIOVANNI LANIA  
Paes. RICCARDO GORETTI  
Paes. RICCARDO BIGLIARDI  
Dott. ANGELO GIGLIOTTI

CONSULENZA TECNICO-AMBIENTALE



PIAZZA DELL'ANNUNZIATA 7  
09123 CAGLIARI (CA)  
+39 347 596 5654 - energhabia@pec.it

Ing. BRUNO MANCA  
Ing. ALESSANDRA SCALAS  
Ing. ILARIA GIOVAGNORIO  
Ing. SILVIA EXANA  
Dott. GIOVANNI LOVIGU  
Dott. GIULIO CASU  
Dott. GIORGIO LAI  
FEDERICA ZACCHEDDU

CONSULENTI

**ACUSTICA:** Ing. CARLO FODDIS - Ing. IVANO DISTINTO  
Viale Europa 54, 09045, Quartu San'Elena (CA) - + 39 070 2348760 - cf@fadsystem.net  
**AGRO - PEDOLOGIA:** Dott. Nat. NICOLA MANIS  
Via Picasso 26, 09036, Guspini (SU) - +39 347805917 - nicolamanis@pecagrotecnici.it  
**ARCHEOLOGIA:** Archeologo dott. FABRIZIO DELUSSU  
Via Depretis 7, 08022, Dorgali (NU) - + 39 3475012131 - archeologofabriziodelussu@gmail.com  
**CHIROTTEROFAUNA:** Dott. Nat. Ermanno Pidinchedda  
Via G. Leopardi 1, 07100, Sassari (SS) - + 39 328 1612483 - ermanno.pldinchedda@gmail.com  
**FAUNISTICA:** Dott. Nat. MAURIZIO MEDDA  
Via Lunigiana 17, 09122, Cagliari (CA) - +39 393 8236806 - meddamaurizio@libero.it  
**FLORISTICA:** Dott. Agr. Nat. FABIO SCHIRRU  
Via Solomardi 34, 09040, San Basilio (SU) - +39 347 4998552 - fabio.schirru@pecagrotecnici.it  
**GEOLOGIA, GEOTECNICA E IDRAULICA:** Dott. Geol. COSIMA ATZORI  
Via Bologna, 30 09033 Declomannu (CA) - +39 070 7346008 - cosima.atzori@galaconsulting.eu

REV.	DATA	DESCRIZIONE	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	GIUGNO 2023	PRIMA EMISSIONE	-	-	Ing. F. Favero
01					
02					
03					
04					

ELABORATO

TITOLO

## RELAZIONE GEOTECNICA

DETTAGLI DEL DISEGNO

SCALA GENERALE

SCALA PARTICOLARE

ARCHIVIO

FILE

DTG\_084

STILE DI STAMPA

FAVERO ENGINEERING.ctb

CODIFICA

FASE PROGETTUALE

# DEFINITIVO

CATEGORIA

# DTG

PROGRESSIVO

# 0 8 4 00

REVISIONE

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE.....</b>	<b>5</b>
<b>5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA.....</b>	<b>11</b>
<b>6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>13</b>
6.1. <i>Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento.....</i>	<i>13</i>
6.2. <i>Litologie del substrato.....</i>	<i>18</i>
6.3. <i>Depositi Quaternari dell'area continentale .....</i>	<i>19</i>
<b>7. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITA' DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....</b>	<b>22</b>
<b>8. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>23</b>
8.1. <i>Indagini dirette in sito .....</i>	<i>24</i>
8.2. <i>Indagini indirette in sito .....</i>	<i>24</i>
8.3. <i>Sondaggi geognostici .....</i>	<i>26</i>
8.4. <i>Stratigrafia dei sondaggi.....</i>	<i>28</i>
8.5. <i>Attrezzature utilizzate .....</i>	<i>29</i>
8.6. <i>Prova penetrometrica dinamica S.P.T.....</i>	<i>30</i>
8.7. <i>Prospezione geofisica.....</i>	<i>32</i>
8.8. <i>Prove Lugeon.....</i>	<i>46</i>
8.9. <i>Analisi di laboratorio: Prove di Rottura Point Load .....</i>	<i>50</i>
8.10. <i>Prove di Laboratorio: taglio diretto (ASTM D 3080-98) .....</i>	<i>54</i>
8.11. <i>Prova di compressione monoassiale.....</i>	<i>55</i>
8.12. <i>Determinazione della massa volumica apparente (UNI CEN ISO/TS 17892-2 metodo b) .....</i>	<i>58</i>
8.1. <i>Caratterizzazione geostrutturale degli ammassi rocciosi dell'area di interesse .....</i>	<i>58</i>
<b>9. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DI SITO .....</b>	<b>66</b>
<b>10. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DELL'AEROGENERATORE .....</b>	<b>69</b>
<b>11. AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....</b>	<b>70</b>
<b>12. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2) .....</b>	<b>71</b>
<i>Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1).....</i>	<i>71</i>
<i>Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2) .....</i>	<i>72</i>
<b>13. CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI .....</b>	<b>73</b>
<b>14. INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>73</b>
14.1. <i>Azione sismica.....</i>	<i>75</i>
14.2. <i>Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....</i>	<i>75</i>
14.3. <i>5.3 Amplificazione stratigrafica e topografica .....</i>	<i>76</i>

## 15. MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE .....78



### Indice delle figure

Figura 1 Ubicazione dell'area di studio.....	6
Figura 2 Panoramica nei pressi della WTG 02 .....	6
Figura 3 Ubicazione dell'area di studio.....	7
Figura 4 Inquadramento CTR dell'area di studio (area di impianto) .....	8
Figura 5 Inquadramento CTR dell'area di studio (cavidotto e sottostazione) .....	9
Figura 6 Inquadramento IGM dell'area di studio .....	10
Figura 7 Dimensioni dell'aerogeneratore .....	12
Figura 8 Sezione tipologica della fondazione .....	13
Figura 9 Schema tettonico-strutturale della Sardegna.....	14
Figura 10 Schema Tettonico dell'area vasta di studio (tratto da Hydrogeology of the Nurra Region, Sardinia (Italy): Basement-cover influences on groundwater occurrence and hydrogeochemistry, Ghiglieri et al 2006; 2009a) – in rosso l'area di interessa al progetto .....	16
Figura 11 Sezione geologica rappresentativa dell'area vasta (tratto da Hydrogeology of the Nurra Region, Sardinia (Italy): Basement-cover influences on groundwater occurrence and hydrogeochemistry, Ghiglieri et al 2006; 2009a) – in rosso l'area di interessa al progetto .....	17
Figura 12 Coltri eluvio-colluviali .....	20
Figura 13 Stralcio della Carta Geologica dell'area di interesse.....	21
Figura 14 tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione.....	22
Figura 15 Planimetria delle aree di indagine .....	26
Figura 16 Sonda idraulica EGT VD710.....	30
Figura 17 localizzazione stendimento R1/M1 e T1.....	33
Figura 18 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza L = 69,0 m .....	34
Figura 19 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche.....	36
Figura 20 Stendimento (L=69m) di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni e interdistanza di 3,0 m .....	37
Figura 21 Schema generale di un'indagine tomografica .....	38
Figura 22 Sismostrati individuati nella sezione R1. ....	41
Figura 23 Schema della prova Lugeon .....	48

Figura 24 Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia .....	59
Figura 25 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso .....	60
Figura 26 Valori della costante $m_i$ per diversi tipi di roccia.....	61
Figura 27 Correlazione fra valori di $m_i$ , $s$ , indice RMR, ed il tipo di roccia.....	62
Figura 28 Classificazione dell'ammasso roccioso nei litotipi A, A' e B mediante Hoek-Brown.....	65
Figura 29 Modello Geologico del sito .....	67
Figura 30 Pianta e sezione della fondazione .....	69
Figura 31 Carta della pericolosità sismica del territorio nazionale.....	74
Figura 32 Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni.....	75
Figura 33 Classi d'uso e Valori di coefficiente d'uso CU .....	76
Figura 34 Categorie topografiche (NTC 2018 3.2 - Tab. 3.2.II) .....	77
Figura 35 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST (NTC 2018 3.2 - Tab. 3.2.V).....	77
Figura 36 Caratteristiche del magrone di bonifica .....	78
Figura 37 Modello geotecnico utilizzato per il calcolo della struttura .....	79





## 1. PREMESSA

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico denominato "TRUNCU REALE" dislocato nel territorio comunale di **Sassari, Provincia del Sassari (SS)**, 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:

- Analisi dell'assetto geologico e geomorfologico e definizione del modello geologico di sito;
- 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.

### 3. STUDI E 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 per la realizzazione di un aerogeneratore nella zona di interesse, le cui indagini in sito sono state realizzate in data 06-07 e 10 Maggio 2021 dalla Ditta Dr. Antonello Angius con sede in Cagliari (CA) e in data 20 Aprile 2021 dalla ditta GEOSERVICE con sede in Villa San Pietro (CA). Le analisi di tipo geotecnico sono state effettuate presso il Laboratorio Geotecnico Certificato GEOSYSTEM con sede in Quartu Sant'Elena (CA).

Le operazioni si sono svolte sotto la Direzione Lavori della scrivente.

### 4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

Truncu Reale è una frazione del comune di Sassari, nella Sardegna nord occidentale, ad una altitudine di 82 m s.l.m. Qui si trova la nuova zona industriale del comune di Sassari, in aggiunta a quella storica di Predda Niedda.

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M. Serie 25 foglio 459 IV "La Crucca"

- Carta Tecnica Regionale della Sardegna – scala 1:10.000 – sezz. 459010 "Campanedda", "459020 "Ottava", 459050 "Monte Nurra", 459060 "La Landrigga".

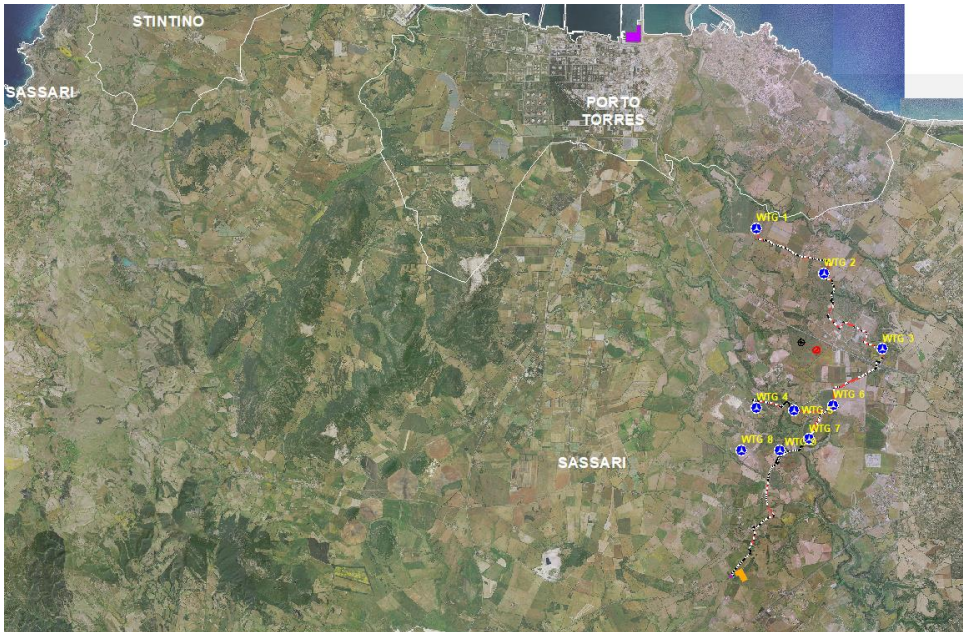


Figura 1 Ubicazione dell'area di studio



Figura 2 Panoramica nei pressi della WTG 02



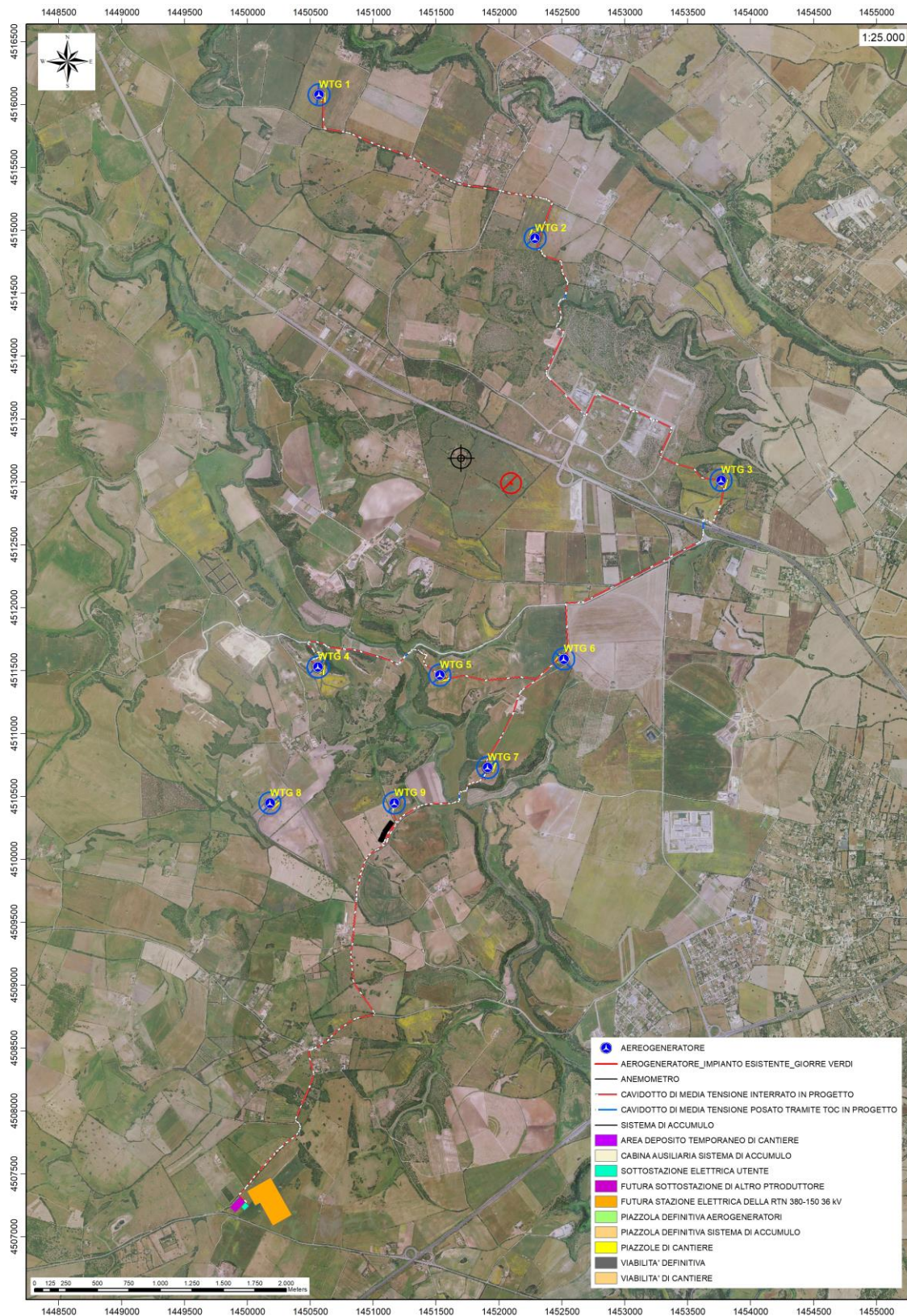


Figura 3 Ubicazione dell'area di studio



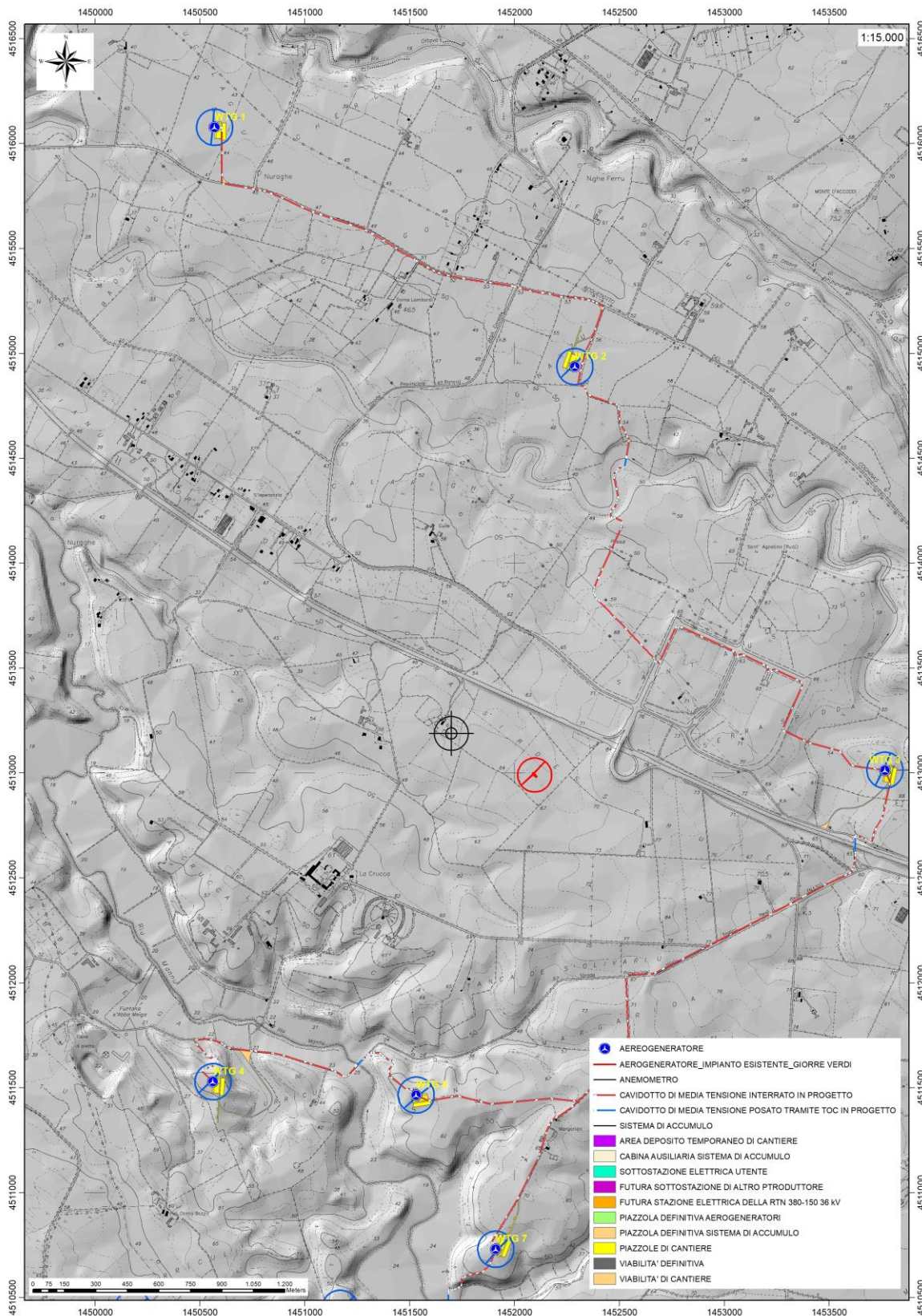


Figura 4 Inquadramento CTR dell'area di studio (area di impianto)



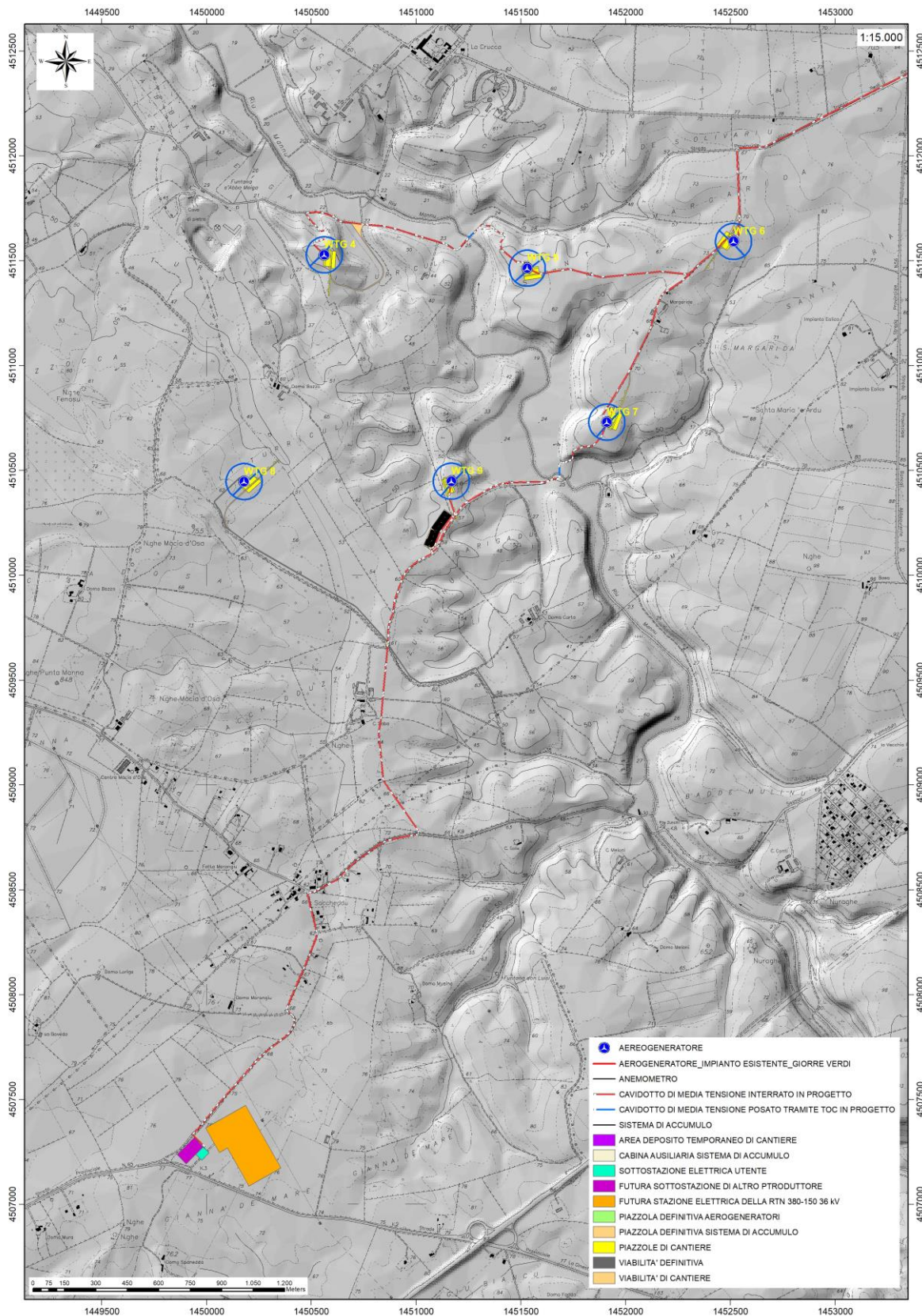


Figura 5 Inquadramento CTR dell'area di studio (cavidotto e sottostazione)



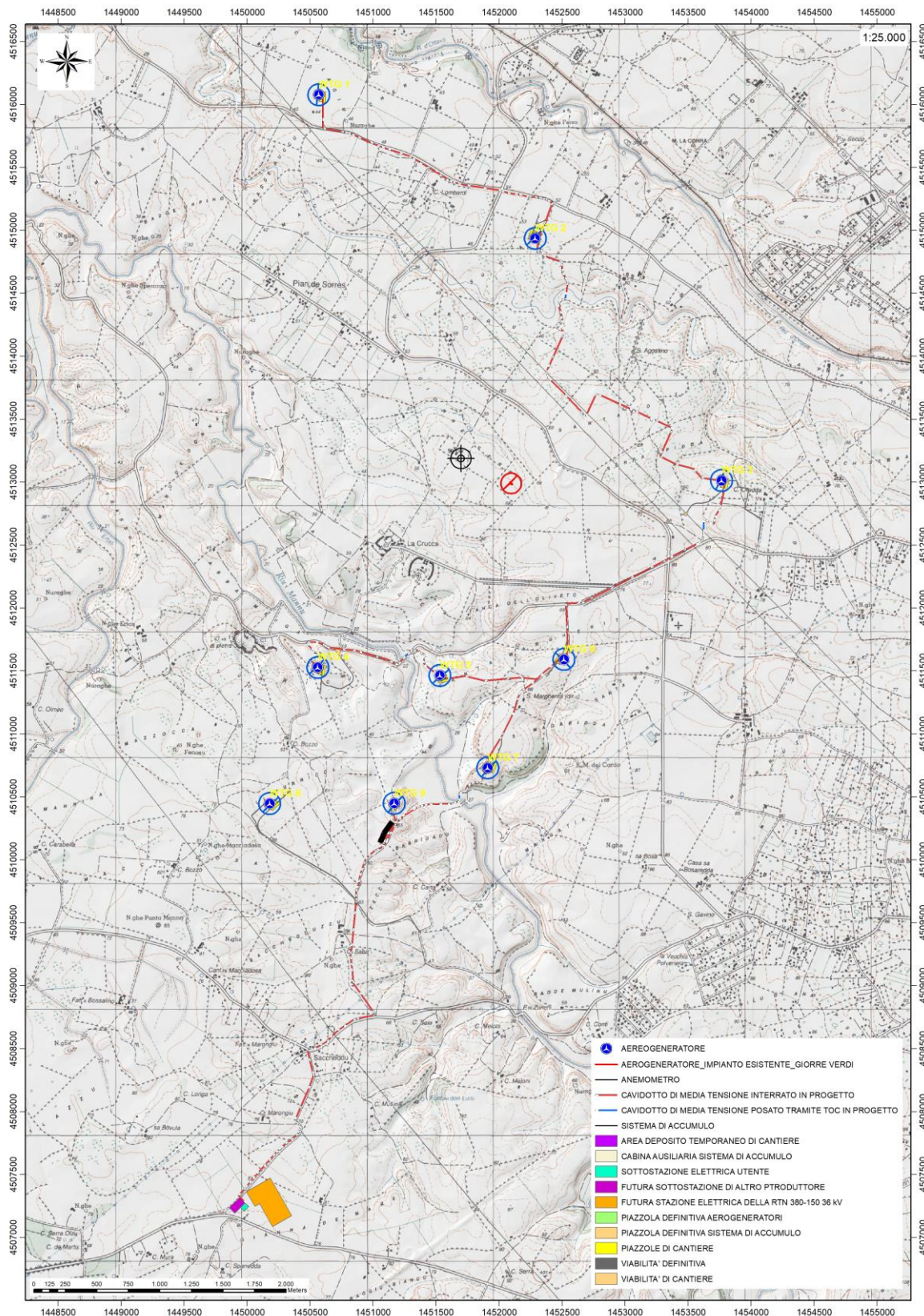


Figura 6 Inquadramento IGM dell'area di studio

## 5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA

L'impianto di potenza complessiva pari a 64 MW è costituito dai 9 aerogeneratori Vestas V172, di potenza nominale 7,2 MW (limitati in fase di esercizio a 7,1 MW), integrato con un sistema di accumulo elettrochimico a batterie, con capacità pari a 201 MWh e potenza nominale di 36 MW, da realizzarsi nel Comune di Sassari, nei terreni ad ovest della città, tra le frazioni di "Truncu Reale" e di "Saccheddu".

Per la connessione dell'impianto alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN), si fa riferimento al preventivo di connessione proposto da TERNA S.p.A., accettato dalla società FIMENERGIA S.r.l., con codice di rintracciabilità 202201984. Tale documento specifica che l'impianto sarà collegato in antenna a uno stallo a 150 kV della futura Stazione Elettrica della RTN 380/150/36 kV denominata "Olmedo", che il gestore prevede di costruire nel comune di Sassari, in prossimità della frazione "Saccheddu".

L'impianto può essere localizzato alle seguenti coordinate geografiche:

	COORDINATE GEOGRAFICHE MONTE MARIO - 1		COORDINATE GEOGRAFICHE WGS84 - UTM 32 N		QUOTA
	N-LAT	E-LONG	N-LAT	E-LONG	m s.l.m.
WTG 1	4516078.4038	1450569.7341	4516068.011	450545.097	44
WTG 2	4514937.6610	1452287.6667	4514927.300	452263.040	55
WTG 3	4513013.9148	1453766.2421	4513003.578	453741.583	68
WTG 4	4511529.1454	1450562.0796	4511518.806	450537.487	52
WTG 5	4511465.2821	1451530.7181	4511454.956	451506.061	59
WTG 6	4511535.1062	1452541.3865	4511527.023	452512.156	66.5
WTG 7	4510730.7971	1451910.5316	4510720.476	451885.864	64
WTG 8	4510447.6022	1450179.4580	4510437.325	450154.903	58
WTG 9	4510449.4921	1451168.1463	4510439.205	451143.531	57
SDA	4510222.7374	1451100.4907	4510207.580	451072.593	57
SSE	4507242.5456	1449981.9167	4507425.498	449836.804	77

La struttura tipo dell'aerogeneratore consiste in:

- Torre a struttura metallica tubolare di forma circolare, suddivisa in tronchi da assemblarsi in cantiere. La base della torre viene ancorata alla fondazione mediante una serie di barre pre-tese (anchor cages);

- Navicella, costituita da una struttura portante in acciaio e rivestita in lamiera metallica, vincolata alla testa della torre tramite un cuscinetto a strisciamento che le consente di ruotare sul suo asse di imbardata contenente l'albero lento, unito direttamente al mozzo, che trasmette la potenza captata dalle pale al generatore attraverso un moltiplicatore di giri;



- Un mozzo a cui sono collegate 3 pale, in materiale composito, formato da fibre di vetro e carbonio in matrice epossidica, costituite da due gusci collegati ad una trave portante e con inserti di acciaio che uniscono la pala al cuscinetto e quindi al mozzo. Di seguito si presentano le dimensioni e le caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore tipo Vestas V172, che si intende utilizzare:

- P nominale aerogeneratore = 7,2 MW
- H al mozzo = 114 m
- D rotore = 172 m
- H totale (hub+raggio) = 200 m

La potenza sarà limitata in fase di esercizio a 7,1 MW, per una potenza totale dell'impianto di 64 MW.

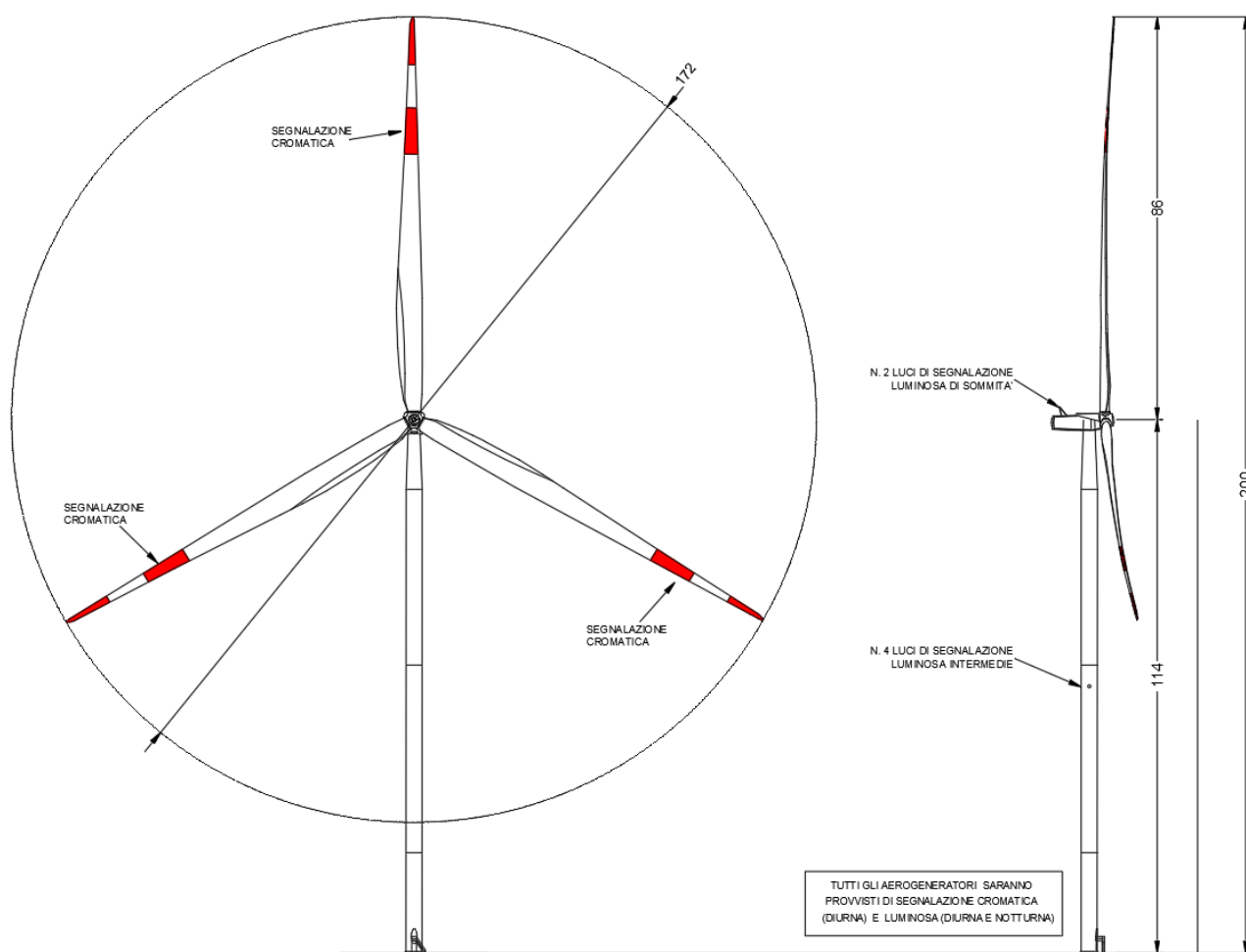


Figura 7 Dimensioni dell'aerogeneratore

La fondazione dell'aerogeneratore sarà di forma circolare con un diametro di circa 26,80 m e altezza di circa 2,7 m; sarà realizzata con calcestruzzo gettato in opera e con ferri di armatura disposti in direzione radiale e circonferenziale. La progettazione verrà eseguita in accordo alla Normativa vigente in Italia.

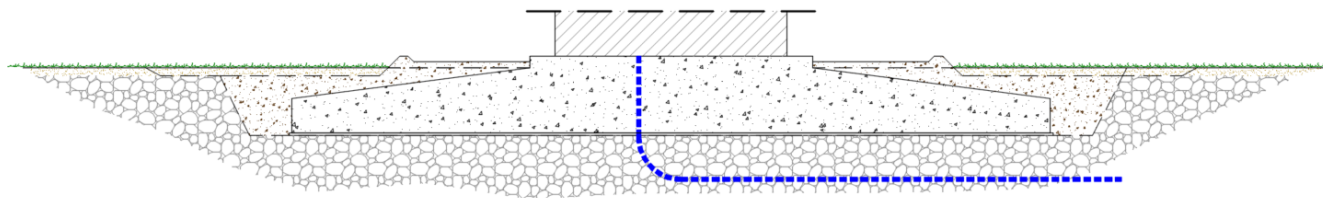


Figura 8 Sezione tipologica della fondazione

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 l'aerogeneratore e quella geomorfologicamente significativa, con particolare riferimento alle condizioni del substrato di fondazione, 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., avviene la messa in posto dei batoliti granitici tardo ercinici, questa ha prodotto metamorfismo termico e di alta pressione delle rocce esistenti.

L'area di studio ricade parzialmente nella zona a Falde Interne del basamento varisico sardo; ma comprende soprattutto rocce delle coperture mesozoiche, che in quest'area dell'Isola sono costituite da sedimenti alluvionali del Buntsandstein (Trias medio), su cui poggiano in trasgressione i sedimenti carbonatici di ambiente neritico (Muschelkalk) e poi quelli evaporitici (Keuper). Seguono le rocce della successione vulcano-sedimentaria Miocenica, e i depositi quaternari. Le Unità Tettoniche affioranti nel settore occidentale dell'area vasta sono costituite da originarie successioni sedimentarie e vulcaniche di età compresa tra il Cambriano e il Carbonifero inferiore, note come Unità di Canaglia, Li Trumbetti e Argentiera.

Il settore di interesse all'installazione delle quattordici torri eoliche si trova nella zona cosiddetta a Falde interne, caratterizzata da fenomeni di medio e basso metamorfismo, localizzata nell'area geografica della Nurra.

L'area vasta è costituita principalmente da unità di età paleozoica e mesozoica di origine sedimentaria, da rocce magmatiche a carattere effusivo, e da depositi recenti rappresentati dai prodotti di disfacimento della roccia madre e dei suoi derivati che vanno a colmare le vallecole e/o i piccoli impluvi presenti.

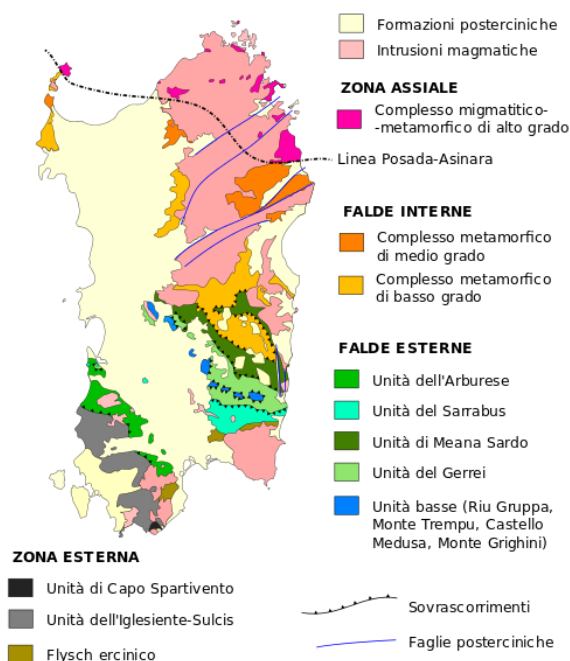


Figura 9 Schema tettonico-strutturale della Sardegna



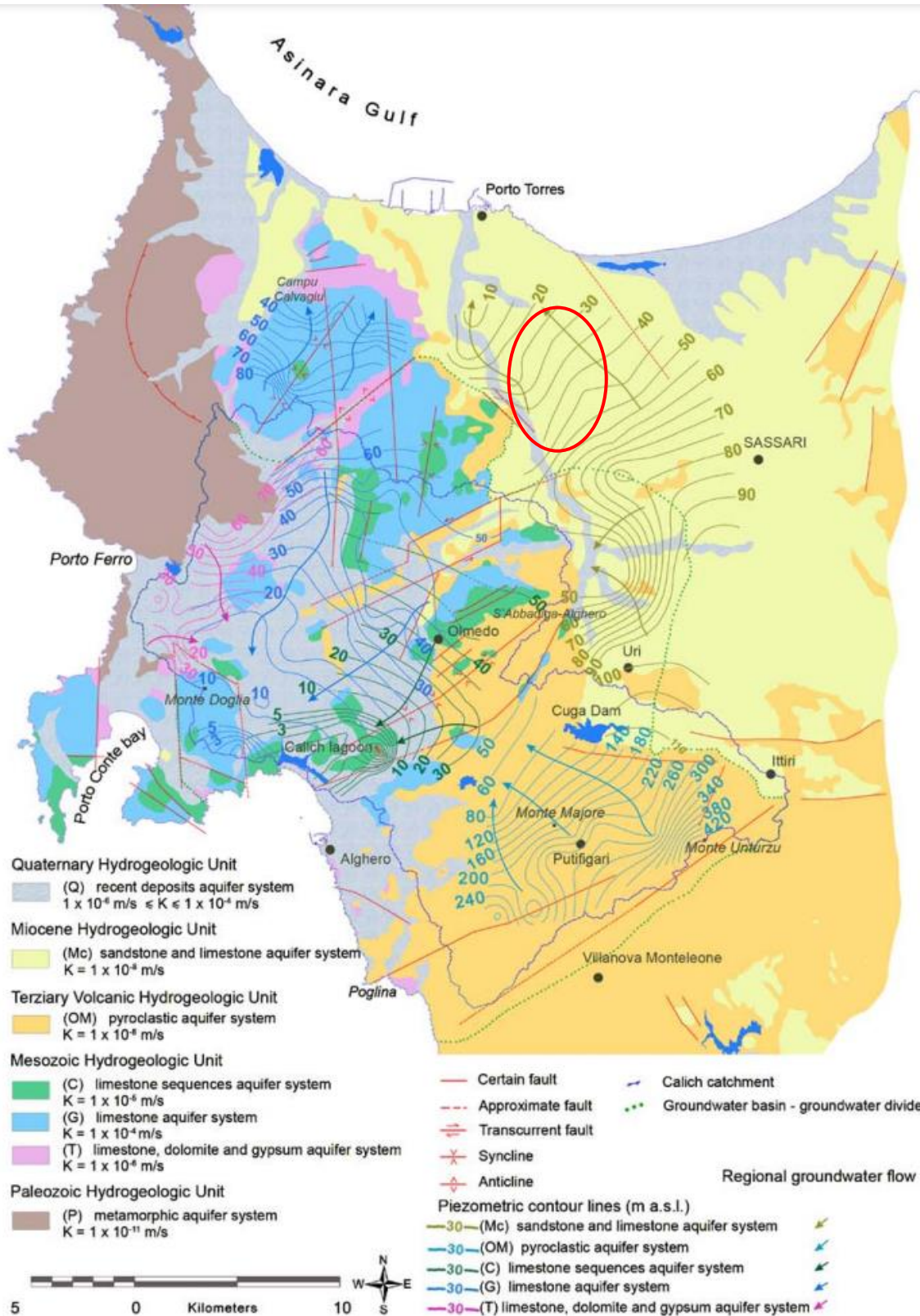


Figura 10 Schema Tettonico dell'area vasta di studio (tratto da Hydrogeology of the Nurra Region, Sardinia (Italy): Basement-cover influences on groundwater occurrence and hydrogeochemistry, Ghiglieri et al 2006; 2009a) – in rosso l'area di interessa al progetto



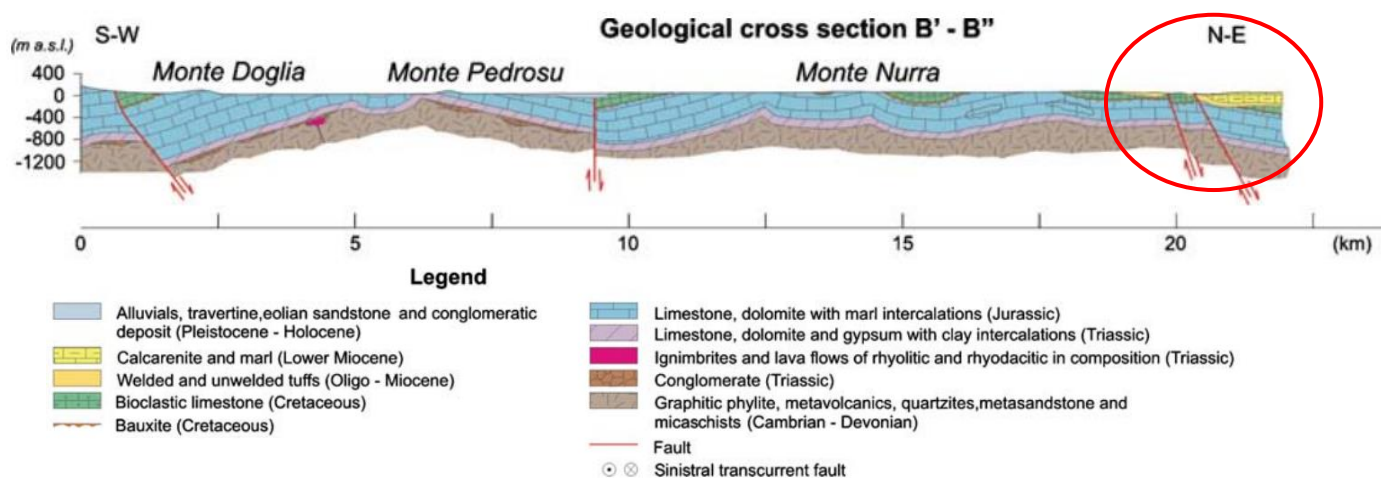


Figura 11 Sezione geologica rappresentativa dell'area vasta (tratto da Hydrogeology of the Nurra Region, Sardinia (Italy): Basement-cover influences on groundwater occurrence and hydrogeochemistry, Ghiglieri et al 2006; 2009a) – in rosso l'area di interesse al progetto

Per quanto riguarda l'assetto strutturale dell'area vasta quest'ultima riflette essenzialmente eventi deformativi di età cenozoica ed in minor misura mesozoica. La tettonica varisica, che è polifasica ed è responsabile della strutturazione del basamento, ha rilevanza solo nel settore della Nurra occidentale.

La Nurra è costituita da un alto strutturale immergente verso est, che si è sviluppato nel Terziario, che confina ad E coi depositi del Miocene inferiore del semi-graben del bacino di Porto Torres.

Nella sua parte occidentale della Nurra affiora il basamento paleozoico in diverse unità strutturali impilate tettonicamente per via di alcuni sovrascorrimenti ercinici orientati circa NW-SE e E-W, che dalla più profonda alla più superficiale si distinguono in Unità di Argentiera, Li Trumbetti e Canaglia. In quest'area, il basamento paleozoico è coperto in maniera discontinua dalla successione vulcano-sedimentaria del Permiano.

Le rocce mesozoiche della Nurra poggiano generalmente sui depositi continentali permo-triassici o direttamente sul basamento, e sono rappresentate da depositi di piattaforma carbonatica sottoposta ad oscillazioni eustatiche e a fasi tettoniche distensive, che hanno favorito l'ingresso dei mari epicontinentali alternati a fasi subaeree. Il controllo tettonico, attivo in vari intervalli cronostratigrafici, insieme al controllo eustatico, ha condizionato l'evoluzione sedimentaria della piattaforma. Infatti, la successione mesozoica presenta un tipico aspetto a "duomi e bacini" dovuto alla sovrapposizione di due sistemi di pieghe che hanno interessato la piattaforma carbonatica mesozoica prima durante il Cretaceo medio (pieghe e sovrascorrimenti orientati NW-SE), e poi nel Cretaceo superiore (piegamenti orientati NE-SW).

La successione mesozoica è rappresentata da una sequenza di calcari, dolomiti e marne e depositi evaporitici il cui spessore può superare i 700 m.

In particolare, nell'area vasta affiorano le seguenti litologie, di seguito riportate con la nomenclatura adottata dalla RAS nella stesura della cartografia geologica in scala 1:25000.

## 6.2. LITOLOGIE DEL SUBSTRATO

L'area di studio è interessata dalla successione sedimentaria miocenica, questa è caratterizzata dalla presenza di sequenze deposizionali delimitate da discordanze: la prima sequenza è costituita da depositi continentali fluviali e di piana alluvionale, deltizi marini e di piattaforma, mentre la seconda sequenza è costituita da depositi fluvio-marini e carbonatici di piattaforma.

**RESa** – Litofacies nella Formazione di Mores: Calcareniti e calciruditi algali sovente clinostratificati, con echinidi e bivalvi, subordinati calcari biohermali a coralli, spessore variabile fino a 40-50m. (BURDIGALIANO SUP.).

**RESb** – Litofacies nella Formazione di Mores: Conglomerati ad elementi arrotondati di quarzo, vulcaniti terziarie e rocce del basamento paleozoico, e da arenarie a cemento carbonatico, fossiliferi e bioturbati. Intercalazioni di depositi sabbioso-arenacei quarzoso-feldspatici a grana medio-grossa, localmente ricchi in ossidi di ferro (Ardara-Mores). Per via della fauna ad echinodermi, e per via della posizione stratigrafica, tali depositi sono riferiti al Miocene inferiore (BURDIGALIANO SUP.).

**PRJ** - UNITÀ DI PUNTA RUJA. Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbratica, pomiceo-cineritici, da mediamente a fortemente saldati, di colore da rosato a nerastro, con pomice nerastre. BURDIGALIANO

**CZS** - UNITÀ DI CANDELAZZOS. Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbratica, pomiceo-cineritici, prevalentemente non saldati, di colore grigio-violaceo. BURDIGALIANO

**GXL** - FORMAZIONE DI GRAXIOLEDDU. Orizzonte bauxitico, con bauxite ed argille residuali in tasche carsiche. CENOMANIANO

**POC** - FORMAZIONE DI CAPO CACCIA. Calcari a rudiste. CONIACIANO

**OPN** - FORMAZIONE DI OPPIA NUOVA. Sabbie quarzoso-feldspatiche e conglomerati eterometrici, ad elementi di basamento paleozoico, vulcaniti oligomioceniche e calcari mesozoici (Nurra). Ambiente da conoide alluvionale a fluvio-deltizio. BURDIGALIANO ?MEDIO-SUP.

**MUC** - Formazione di Monte Uccari (cfr. Formazione Punta Cristallo IST). E' costituita da calcari micritici e bioclastici grigio biancastri ben stratificati; dolomie grigiastre e lenti di calcare oolitico con ciottoli a carofite. La successione, di potenza di un centinaio di metri, viene riferita al Giurassico superiore (MALM) per via della ricca associazione di alghe dasycladacee. GIURASSICO SUPERIORE (MALM).

### 6.3. DEPOSITI QUATERNARI DELL'AREA CONTINENTALE

I depositi quaternari cartografati nell'area di studio sono generalmente poco rilevanti; sono rappresentati principalmente da depositi di versante, coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali. Vengono descritti dal più antico al più recente.

**PVM2a** - Litofacies nel Subsistema di Portoscuso (SINTEMA DI PORTOVESME). Ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane, con subordinate sabbie, e elementi subangolosi e subarrotondati di vulcaniti terziarie, calcari mesozoici, quarzo e metamorfiti paleozoiche. Poggiano sul substrato pre-Quaternario costituito dai calcari e dolomie mesozoici, formando talora dei terrazzi alluvionali sospesi di qualche metro di altezza. Alla base affiorano ghiaie medio-fini con stratificazione incrociata concava che riempiono canali poco profondi, alternate a limi argillosi pedogenizzati, cui seguono ghiaie a stratificazione concava, e sabbie eoliche. L'età dei depositi, che presentano circa 5m di spessore, è attribuita al PLEISTOCENE SUP.

**(b2)** Coltri eluvio-colluviali: Si tratta di materiali derivati dal disfacimento in situ delle rocce in seguito mobilizzate da processi di versante, costituiti da depositi con percentuali variabili di sedimenti fini (sabbia e silt) più o meno pedogenizzati e arricchiti in frazione organica, con clasti eterometrici di varia litologia. Lo spessore di questi depositi solitamente è abbastanza esiguo (nell'ordine massimo di qualche metro in prossimità dei compluvi). OLOCENE

**(ba)** Depositi alluvionali. Ghiaie da grossolane a medie. OLOCENE

**(bb)** Depositi alluvionali: si tratta di sedimenti fini, costituiti da sabbie con rare ghiaie. OLOCENE

**(b)** Depositi alluvionali: si tratta di depositi di spessore modesto (compreso tra qualche metro e 15m lungo il Riu Mannu), costituiti da materiale sabbiosi, limosi o ghiaiosi depositati lungo i corsi d'acqua. OLOCENE





Figura 12 Coltri eluvio-colluviali



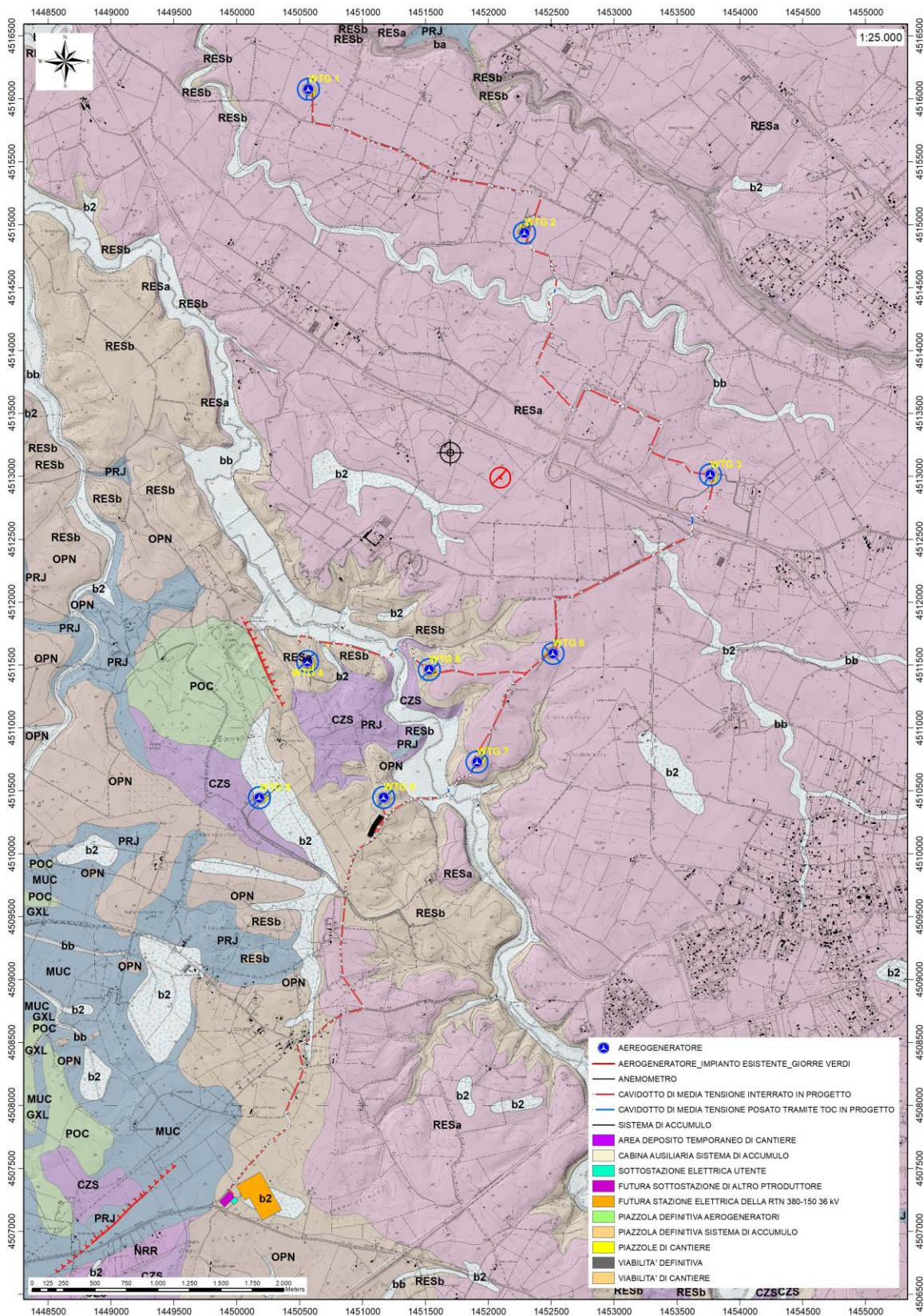


Figura 13 Stralcio della Carta Geologica dell'area di interesse

## 7. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITA' DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'intensa fratturazione e i fenomeni di dissoluzione legati al carsismo, 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 geostrutturali lo permettono (piani a franapoggio o intersezione di piani con direttrice a franapoggio).

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 scivolamento, ma si tratta di caratteri locali la cui eteropia laterale risulta sempre molto marcata.

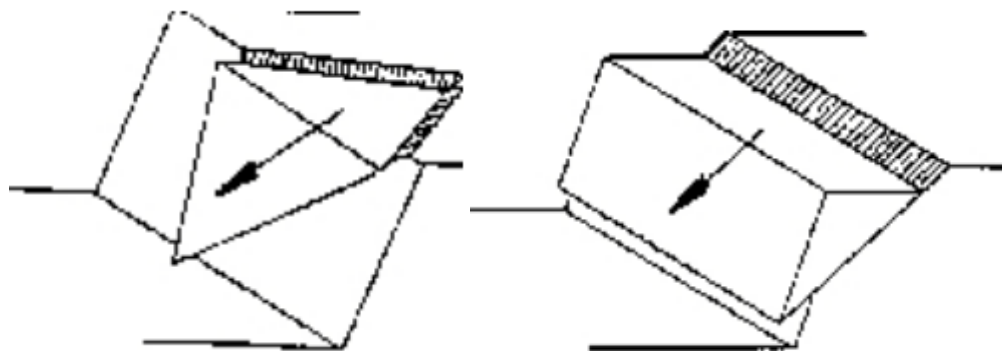


Figura 14 tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

In generale si può affermare che versanti come questi sono oggetto di fenomeni di scivolamento legati al dominio di famiglie di giunti.

Negli ammassi rocciosi studiati, la presenza di famiglie di giunti con maggiori spaziature e con assetto geometrico più regolare determina la formazione di blocchi più grandi, nell'ordine del metro cubo e più.

A scala media difatti, le spaziature sono maggiori, anche di qualche metro ed interessano blocchi più grandi ma che rispondono alle medesime dinamiche di quelli pocanzi analizzati.



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.

Le fondazioni degli aerogeneratori poggeranno sulla Formazione di Mores nelle due facies calcarenitica della (RESa) e arenaceo-conglomeratica della (RESb),

Dagli studi effettuati per la realizzazione dell'aerogeneratore nei pressi dell'anemometro la roccia si presenta con resistenza molto bassa, può essere frantumata con pochi colpi di martello o può essere scalfita con la lama di un coltello, in base al grado di cementazione della matrice e al grado di alterazione; quest'ultimo è condizionato a sua volta dalle condizioni dell'ammasso nel complesso.

Nel caso specifico e rappresentativo per le turbine WTG 01, WTG 02, WTG 03, WTG 05, WTG 06 e WTG 07 l'ammasso roccioso si presenta intensamente fratturato dai -1m a -6m circa da p.c., fratturato dai -6m ai -24m circa, e da fratturato a sano al di sotto dei 24m da piano campagna. La formazione si presenta sia massiva che stratificata, la giacitura delle discontinuità primarie è estremamente variabile, poiché sono state rilevate strutture a stratificazione incrociata e di tipo slumping. L'intersezione tra discontinuità primarie e discontinuità da fratturazione secondaria può determinare la formazione di blocchi che possono andare dal metro cubo al decimetro cubo.

## 8. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico in possesso e derivanti da studi pregressi e dalla letteratura di settore, ha reso necessario in particolare su questo contesto, predisporre un piano di indagini geognostiche di dettaglio, propedeutiche alla definizione del **modello geologico e geotecnico di sito** così come richiamato nelle Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018, e finalizzate alla progettazione esecutiva dell'opera.

L'indagine ha avuto come obiettivi principali:

- Definire in dettaglio la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
- Definire le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati;
- Individuare la presenza di circolazione d'acqua sotterranea alle profondità di interesse in relazione ai volumi significativi delle opere (fondazioni)

Il piano di indagine ha previsto l'utilizzo di due tipologie di indagini:

1. Diretta – mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo con il prelievo di campioni da caratterizzare in laboratorio geotecnico.
2. Indiretta – mediante prospezioni geofisiche realizzate impiegando la metodologia geoelettrica e sismica con le tecniche MASW e sismica a rifrazione in onde P.

Le indagini in sito sono state realizzate in data **06-07 e 10 Maggio 2021** dalla Ditta Dr. Antonello Angius con sede in Cagliari (CA) e in data **20 Aprile 2021** dalla ditta GEOSERVICE con sede in Villa San Pietro (CA). Le analisi di tipo geotecnico sono state effettuate presso il Laboratorio Geotecnico Certificato GEOSYSTEM con sede in Quartu Sant'Elena (CA). Le operazioni si sono svolte sotto la Direzione Lavori della scrivente.

Le sedi di indagine sono state scelte in modo da essere rappresentative dei diversi assetti geologico-strutturali che interesseranno le opere di progetto.

Nello specifico il piano delle indagini è stato eseguito come segue:

## 8.1. INDAGINI DIRETTE IN SITO

Sono stati eseguiti, in accordo con quanto previsto nelle specifiche tecniche *PM-CE-SP004-Specifications for soil investigations in rock Rev003a*, **n.3 sondaggi a carotaggio continuo** della profondità massima raggiunta di **15,00 mt** con l'esecuzione complessiva di prove **n°1 SPT** nel sondaggio TR\_03; **prelievo di campioni di carota** a quote definite e successiva **caratterizzazione geotecnica dei terreni con analisi in laboratorio** (peso di volume e grado di umidità, prove Point Load, taglio diretto e compressione monoassiale su spezzoni di carota).

## 8.2. INDAGINI INDIRETTE IN SITO

In accordo con quanto riportato nelle specifiche tecniche *D02108181\_3.1\_en\_Technical description\_Measurement of Soil Resistivity* sono stati eseguiti di n° 1 stendimento di sismica con tecnica Rifrazione/MASW e nr.1 stendimento di tomografia Elettrica (R1/M1 e T1). Le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle Rifrazioni in onde P.

Si riportano di seguito in sintesi le caratteristiche delle tre metodologie impiegate:

L'indagine sismica con tecnica MASW (Multichannel Analysis of SurfaceWaves) è una tecnica di indagine non invasiva, che attraverso la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, è in grado di ricostruire una sismo-stratigrafia atta a permettere la definizione della categoria di suolo ai sensi del DM 17/01/2018.

- L'indagine sismica a rifrazione con acquisizione ed elaborazione tomografica in onde longitudinali (P) permette di ricostruire l'andamento stratigrafico, nel senso di spessori elastomogenei, andando a stimare lo stato di addensamento e/o fratturazione del terreno investigato. E' molto utile anche

per classificare la cosiddetta "rippabilità" degli ammassi rocciosi e per ottenere per via indiretta una classificazione dell'ammasso roccioso.

- La tomografia elettrica è una tecnica geofisica che restituisce, del sottosuolo investigato, l'immagine 2D della distribuzione della resistività elettrica. Trova le sue migliori applicazioni in situazioni complesse, dove può manifestare tutto il suo elevato potere risolutivo, sia laterale che verticale.

A supporto della progettazione geotecnica e strutturale, tramite le MASW sono stati determinati sulla base di correlazioni bibliografiche i parametri elastici dinamici derivati dalle indagini sismiche e il modulo statico di deformazione.

È stato eseguito un 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.

Infine i dati acquisiti sono stati elaborati tramite mediante l'applicazione di diversi algoritmi di interpretazione, filtraggio del segnale e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego del software specialistici.

Nella tabella 1 è riportato il quadro riassuntivo delle indagini svolte, con le sigle identificative, la direzione di esecuzione (da elettrodo/geofono iniziale a quello finale), e la loro lunghezza complessiva, mentre nella Fig.4 sono rappresentati i punti dove sono state effettuate le indagini.

Stendimento	Orientamento	Lunghezza (m)
<b>R1/M1</b>	NNW-SSE	69,0
<b>T1</b>	NNW-SSE	93,0

Tabella 1 Quadro riassuntivo indagine geofisica

Di seguito si riportano le specifiche di rilievo e gli esiti dell'elaborazione dei profili sismici acquisiti.

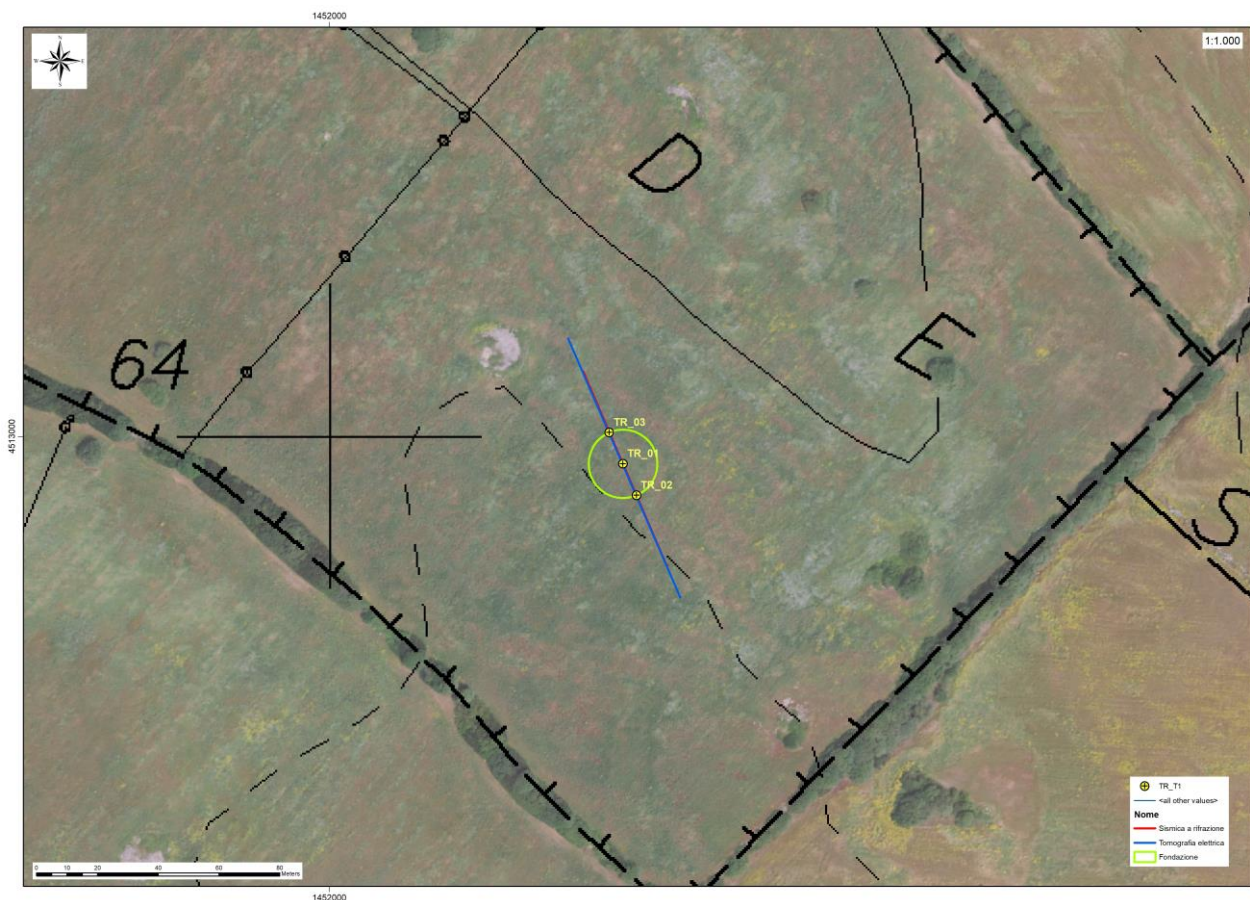


Figura 15 Planimetria delle aree di indagine

### 8.3. SONDAGGI GEOGNOSTICI

I sondaggi geognostici consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare i campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire le prove meccaniche e idrauliche in foro, durante la perforazione.

Poiché lo scopo delle indagini è quello di definire le caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione sono state definite in base alla forma e all'estensione del volume significativo, ed al grado di dettaglio richiesto in relazione alla categoria geotecnica delle opere da realizzare.

Sono stati effettuati **nr.3 sondaggi a carotaggio continuo** della profondità massima di **15,00m** scelti in ordine a quanto previsto dalle NTC2018 - §Cap.6.2.2, facendo riferimento al volume significativo delle opere di fondazioni ipotizzando una profondità presunta del piano di posa delle fondazioni a circa 5m da piano campagna e una estensione presunta della fondazione (diretta a pianta circolare troncoconica) di circa 22-25m di diametro.

E' stato possibile realizzare **nr.1 prova SPT** (standard penetration test) nel sondaggio TR\_03 e sono stati prelevati complessivamente nei 3 sondaggi **nr.(11) spezzoni di carota** da sottoporre a test di laboratorio.

Sondaggio	Località	Coordinate Nord	Coordinate Est	Profondità (m) da p.c.
TR_01	Truncu Reale	40°45'59".10 N	8°25'55".56	15,00
TR_02	Truncu Reale	40°45'58".76 N	8°25'55".64	15,00
TR_03	Truncu Reale	40°45'59".44 N	8°25'55".16	11,00

Tabella 2 Ubicazione dei sondaggi geognostici

Nome campione	Profondità Campione da p.c.	Prova di Laboratorio
TR_01_C1	5,60-5,80m	Point-Load
TR_01_C2	6,40-6,50m	Peso di Volume
TR_01_C3	7,40-7,60m	Prova di compressione monoassiale con rilevazione della curva sforzi/deformazioni
TR_01_C4	10,55-10,70m	Peso di Volume
TR_01_C5	10,70-10,85m	Point-Load
TR_02_C1	8,15-8,40m	Prova di compressione monoassiale con rilevazione della curva sforzi/deformazioni
TR_02_C2	10,30-10,45m	Point-Load
TR_02_C3	10,45-10,55m	Peso di Volume
TR_02_C4	12,70-12,80m	Peso di Volume
TR_02_C5	12,80-13,00m	Point-Load
TR_03_C1	9,30-9,40m	Prova di taglio

Tabella 3 Destinazione campioni dei sondaggi Truncu Reale

Nome prova	Profondità da p.c.	Kg/cm2
TR_03_PP1	4,35m	5,8
		5,8
		5,5
TR_03_PP2	6,40m	2,2
		2,2
		4,4

Tabella 4 Elenco test diretti su carota prelevate mediante Pocket Penetrometer



#### 8.4. STRATIGRAFIA DEI SONDAGGI

Viene di seguito riportata la stratigrafia dei sondaggi. La stessa completa di immagini è presente in allegato alla presente.

Profondità da P.C.	Descrizione stratigrafica TR_01
0,0-0,1	Suolo, colore bruno.
0,1-1,8	Calcarenite bianca, mediamente fratturata, poco cementata, si frattura facilmente al colpo di martello; presenta frazione terrigena data da argilla e possibile sabbia fine in Quarzo. Presenza di pori con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.
1,8-3,0	Calcere giallo molto fratturato e poco cementato, si riga con l'unghia, lo spezzone di carota può essere spezzato con la forza delle mani, presenta un raro contenuto fossilifero. Presenza di pori con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.
3,0-3,5	Calcarenite bianca, mediamente fratturata, poco cementata, si frattura facilmente al colpo di martello; presenta frazione terrigena data da argilla e possibile sabbia fine in quarzo. Presenza di pori con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.
3,5-6,0	Calcere giallo molto fratturato ricco in fossili a gasteropodi e brachiopodi. E' difficilmente rigabile con l'unghia e si frantuma facilmente con un colpo di martello. Presenza di pori con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.
6,0-8,0	Calcarenite grossolana bianca, mediamente cementata, si frattura facilmente al colpo di martello; va da mediamente a estremamente fratturata. Presenza di fitta porosità con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.
8,0-15,0	Calcarenite grossolana gialla, poco cementata, si frattura facilmente al colpo di martello; va da mediamente a estremamente fratturata. Presenza di fitta porosità con diametro da sub millimetrico a plurimillimetrico.

Profondità da P.C.	Descrizione stratigrafica TR_02
0,0-0,15	Suolo, colore bruno.
0,15-0,7	Calcere bianco alterato, si disfa con una leggera pressione delle dita.
0,7-1,8	Calcere bianco mediamente fratturato e mediamente cementato, si riga con l'unghia, presenza di frazione terrigena in argilla e granuli di sabbia molto fine grigio-scuro, presenta luccichio dovuto alla probabile presenza di miche nella frazione terrigena.
1,8-4,5	Calcere bianco mediamente fratturato e poco cementato, si distingue dal livello soprastante per una maggiore quantità in argilla. E' facilmente scavabile con l'unghia e si spezza con la forza delle dita. Presenta cavità subdecimetriche riempite da terre rosse prodotto residuale da dissoluzione carbonatica.
4,5-7,0	Calcere giallo mediamente fratturato ricco in fossili a gasteropodi e brachiopodi. E' difficilmente rigabile con l'unghia e passa gradualmente a mediamente cementato verso i 7,00m.
7,0-12,4	Calcere bianco mediamente cementato, difficilmente rigabile con l'unghia. Si spezza con un colpo di martello, è presente una frazione argillosa.
12,4-15,0	Calcere bianco mediamente cementato molto fratturato.

Profondità da P.C.	Descrizione stratigrafica TR_03
0,0-0,3	Suolo, colore bruno.
0,3-1,6	Argilla rossa dura e compatta, omogenea.
1,6-2,5	Sabbia medio-grossolana con argilla, colore rosso ocra, omogenea.
2,5-4,2	Argilla rossa compatta con rari clasti in calcare bianco (4-5cm).
4,2-4,7	Sabbia media con argilla rossa, molto compatta e omogenea.
4,7-6,7	Sabbia a grana media color nocciola con presenza di ciottoli dalla grandezza superiore al centimetro.
6,7-10,5	Calcare molto fratturato e alterato, si disfa facilmente con una leggera pressione delle dita.
10,5-11,0	Calcare bianco molto fratturato e mediamente cementato.

Di seguito le percentuali di RQD registrate nei sondaggi

Profondità da p.c.	TR_01	TR_02	TR_03
0-1m	30%	20%	0%
1-2m	90%	90%	0%
2-3m	30%	40%	0%
3-4m	40%	85%	0%
4-5m	0%	85%	0%
5-6m	15%	10%	0%
6-7m	25%	25%	0%
7-8m	65%	37%	0%
8-9m	50%	30%	0%
9-10m	15%	22%	0%
10-11m	30%	60%	0%
11-12m	0%	0%	-
12-13m	21%	57%	-
13-14m	11%	0%	-
14-15m	10%	0%	-

Tabella 5 RQD nei sondaggi (%)

## 8.5. ATTREZZATURE UTILIZZATE

I sondaggi sono stati eseguiti mediante le seguenti attrezzature:

**SONDA EGT VD710**

CASA COSTRUTTRICE: EGTECHNOLOGY SRL

MODELLO: VD 710\_4P

MOTORE 130 HP

MATRICOLA: 1005/2006 CERTIFICAZIONE CE N.98/37/CE

PESO KG 8300

Sonda idraulica su carro cingolato completa di pompa triplex 170 lt/min a 40 bar, argano 1750 kg, doppia morsa con svitatore 45-220 mm, controslitta 1000 mm, argano wire line, corsa testa da 3400 mm, TIRO 120KN , SPINTA 6000 KN, MOTORE VM INSONORIZZATO

n. giri testa di rotazione (4 marce) 50-600

coppia max 9750 Nm



Figura 16 Sonda idraulica EGT VD710

## 8.6. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.P.T.

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test), ideata negli Stati Uniti nel 1927, è la prova in sito più diffusa ed utilizzata in tutto il mondo, sia per la semplicità operativa e il basso costo, sia per la vasta letteratura tecnica esistente sull'interpretazione dei risultati.

La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio o di un foro appositamente eseguito con diametro compreso tra 60 e 200 mm, e subordinatamente di prelevare piccoli campioni disturbati del terreno stesso (utilizzati ad esempio per prove di classificazione)

La prova S.P.T. consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63,5 kgf, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standardizzate, registrando durante la penetrazione:

- il numero di colpi di maglio N1 necessario a produrre l'infissione per i primi 15cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità,
- il numero di colpi di maglio N2 necessario a produrre l'infissione per altri 15cm,
- il numero di colpi di maglio N3 necessario a produrre l'infissione per ulteriori 15cm.

Complessivamente, durante la prova, il campionatore sarà infisso di 15+15+15 = 45 cm.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$NSPT = (N2 + N3)/2$$

### Caratteristiche Dispositivo prova SPT (Standard Penetration Test)

- Tubo campionatore apribile longitudinalmente: \* est= 50.8 mm; \* int= 35 mm; Lminima (escluso tagliente principale)>457 mm; L utile = 630 mm; L scarpa tagliente terminale (con rastremazione negli ultimi 19 mm) = 76 mm; il campionatore è munito di valvola a sfera alla sommità e aperture di scarico e sfiato;
- Punta Conica: apertura della punta conica 60° e diametro esterno 50.8 mm;
- Massa battente: di peso 63,4 kg che cada da 75 cm di altezza con dispositivo di sgancio automatico;
- Aste collegate al campionatore: aventi peso per metro lineare 6.5 kg (\*0.5 kg/ml). Aste diritte ed avvitate in corrispondenza dei giunti e con flessione totale della batteria pronta per la prova < 1°/°.

Nome prova	Profondità da p.c.	N1	N2	N3	Nspt
TR_03_SPT1	2,40m	7	7	13	10

Tabella 6 Elenco prove SPT

## 8.7. PROSPEZIONE GEOFISICA



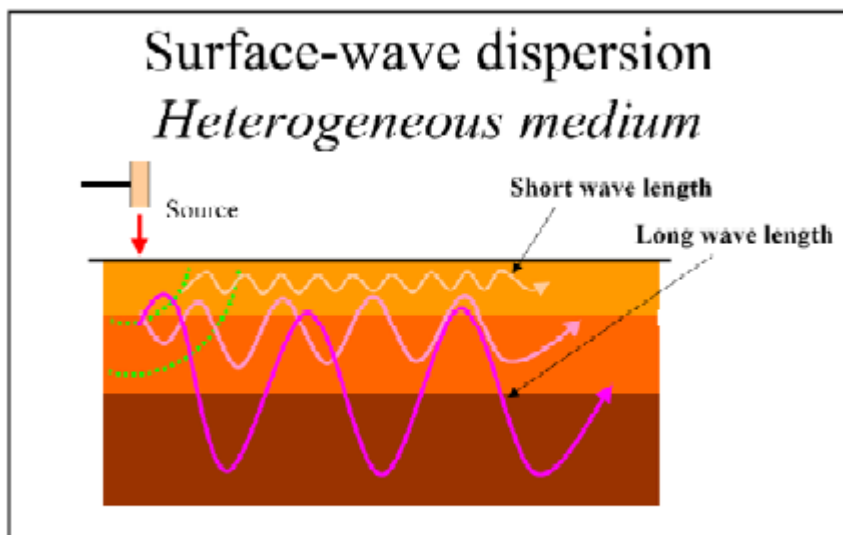


Figura 17 localizzazione stendimento R1/M1 e T1

### M.A.S.W. - Tecnica e parametri utilizzati

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo." (da Caratterizzazione sismica dei suoli con il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves – V. Roma 2006). L'indagine svolta ha visto l'applicazione di tecnica M.A.S.W. di tipo attivo, ossia misura del comportamento dei terreni a seguito di un'energizzazione.



da SAGEEP2003

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 3,0 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.

Il metodo risulta efficace se la base sismica è ubicata su piano a pendenza costante e per una stratificazione piano parallela al piano topografico. Al fine di svolgere al meglio la campagna geofisica M.A.S.W., è utile che lo sviluppo lineare della base sismica sia limitata in lunghezza secondo i siti.

La maggior profondità di caratterizzazione raggiunta è legata alla minor frequenza registrata. Come già indicato nella figura, una frequenza alta caratterizza gli strati superficiali. La registrazione delle frequenze minori è destinata ai geofoni più lontani dalla sorgente.

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.

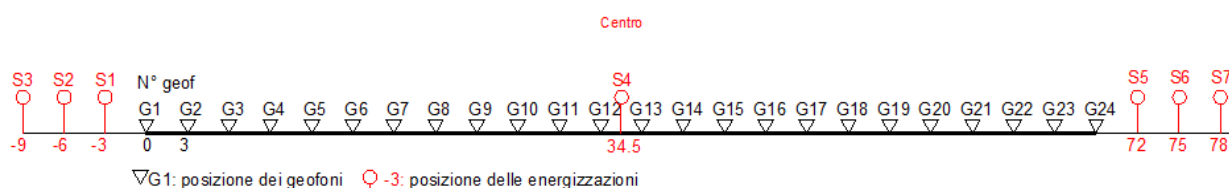


Figura 18 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza L = 69,0 m

## MASW - Strumentazione utilizzata

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, ci siamo avvalsi di 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 ci siamo avvalsi di mazza battente da 10 kg impattante su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

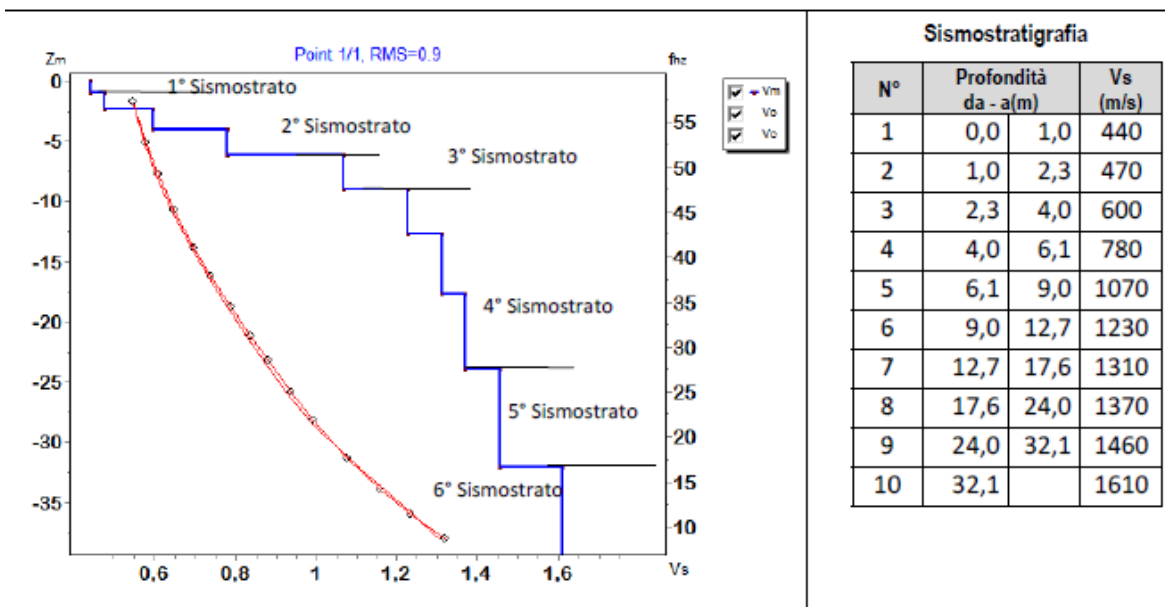
## MASW – Elaborazioni e risultati

### Base sismica M1

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs della sezione 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 – 1,0	1° sismostrato con Vs di 440 m/s, Terre molto addensate
1,0– 6,1	2° sismostrato con Vs tra 470 e 780 m/s, Roccia intensamente fratturata
6,1 – 9,0	3° sismostrato con Vs di 1070 m/s, Substrato roccioso intensamente fratturato
9,0 – 24,0	4° sismostrato con Vs tra 1230 e 1370 m/s, Substrato roccioso fratturato
24,0– 32,1	5° sismostrato con Vs di 1460 m/s, Substrato roccioso da fratturato a sano
>32,1	6° sismostrato con Vs di 1610 m/s, Substrato roccioso sano

MASW M1 - 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, 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 pone come profondità del substrato 6,1 m (Vs>800 m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 6,1 m di profondità dal p.c. è pari a: **Vs eq = 6,1/0,010418= 585 m/s** che dà luogo ad una categoria B, ossia:

**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



Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 3,1 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la Vs diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

Sismostrato	Prof/zona	CT <sup>a</sup>	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-1,0	10%	1.900	880	440	0,33	981	98	373	981
2	1,0-6,1	15%	2.000	1.250	625	0,33	2.079	312	785	2.079
3	6,1-9,0	20%	2.100	2.140	1.070	0,33	6.414	1.283	2.403	6.414
4	9,0-24,0	30%	2.200	2.600	1.300	0,33	9.915	2.974	3.717	9.915
5	24,0-32,1	40%	2.300	2.920	1.460	0,33	13.072	5.229	4.903	13.072
6	>32,1	40%	2.300	3.220	1.610	0,33	15.897	6.359	5.963	15.897

Figura 19 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche

Nella **tabella 3-5** 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.

### Indicazioni per la determinazione di N<sub>spt</sub> e parametri geotecnici

Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra Vs e N<sub>spt</sub>, 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.

$$N_{spt} = (V_s/80,6)^3 \cdot 3,021 \quad \text{valida per i terreni prevalentemente sabbiosi - Imai (1977)}$$

### Sismica a rifrazione

In ambito d'indagini indirette l'esplorazione geofisica la sismica a rifrazione risulta tra le metodologie più affermate e meglio sperimentate. Il metodo si basa sugli effetti di rifrazione del segnale sismico in corrispondenza dell'interfaccia tra un mezzo soprastante a velocità sismica minore rispetto ad uno strato sottostante al primo con velocità sismica maggiore.

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto di energizzazione/sparo), in corrispondenza di una molteplicità di ricevitori (geofoni) disposti allineati sulla superficie topografica.

Varie metodologie di interpretazione si sono susseguite nel tempo, passando dalle valutazioni di spessori e velocità in funzione del tempo all'intercetta fino a giungere alle più classiche interpretazioni mediante il General Reciprocal Method di Palmer '72.

Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni e il grado di addensamento e/o la compattezza dei materiali da queste attraversati.

Le profondità raggiunte sono al massimo la metà della distanza compresa tra lo shot esterno e l'ultimo geofono della stesa sismica sviluppata. È comunque generalmente considerato che la profondità esplorata non superi 1/3 dello sviluppo geometrico sopradescritto.

La capacità risolutiva in termini di spessore degli strati sismici viene ad essere valutato in circa il 25/30% della distanza geofonica.

Nel caso in esame, in funzione della lunghezza degli stendimenti sono state eseguite 9 energizzazioni-shot al fine di meglio descrivere la geometria degli orizzonti rifrattori lungo l'intera base sismica come meglio specificato nello schema di seguito rappresentato.

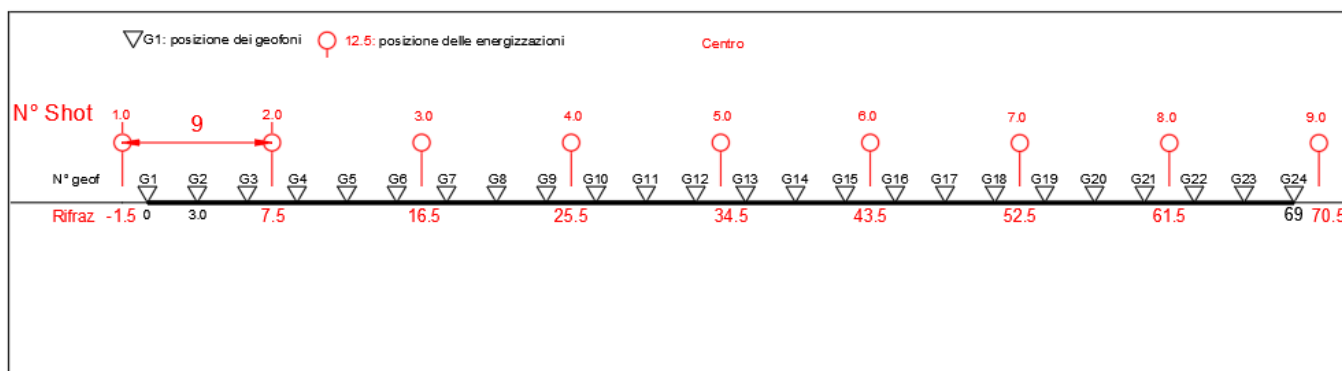


Figura 20 Stendimento (L=69m) di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni e interdistanza di 3,0 m

## Sismica a Rifrazione - Strumentazione utilizzata

Per l'indagine eseguita è stata impiegata una strumentazione di acquisizione modello DoReMi a 24 bit, prodotto dalla SARA Electronics Instruments, con frequenza di campionamento 5000 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali e orizzontali della SARA electronics con frequenza propria di 10 Hz. Il numero di canali è risultato pari a n° 24 per tutti gli stendimenti. Per l'energizzazione delle onde P ci siamo avvalsi di una mazza battente da 10 kg impattante verticalmente su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg. La quota relativa di ciascun geofono-shot è stata

rilevata tramite GPS differenziale STONEX S70G in modo da poter ricostruire la morfologia del terreno e utilizzarla in fase di elaborazione dei dati acquisiti.

## Tomografia elettrica - Tecnica e parametri utilizzati

La scopo dei metodi geofisici è quello di ottenere informazioni sulla natura e struttura del sottosuolo attraverso una serie di misure opportunamente effettuate in superficie. Il metodo utilizzato in questa indagine ricade fra i metodi geoelettrici "attivi", cioè quelli che utilizzano correnti elettriche artificialmente immesse nel terreno, con l'intento di misurare la resistività apparente degli strati attraversati dalla corrente elettrica. La tecnica tomografica si compone di uno stendimento costituito nel caso specifico da un massimo di 32 elettrodi posti ad un'interdistanza costante l'uno dall'altro, che vengono gestiti automaticamente dallo strumento di misura e commutati alternativamente come elettrodi di corrente e di misura di differenza di potenziale (d.d.p.).

La metodologia permette l'acquisizione di una considerevole quantità di dati sulla resistività "apparente", rappresentativi sia delle variazioni laterali, che verticali lungo il profilo così da generare una Tomografia Elettrica lungo una linea sul terreno.

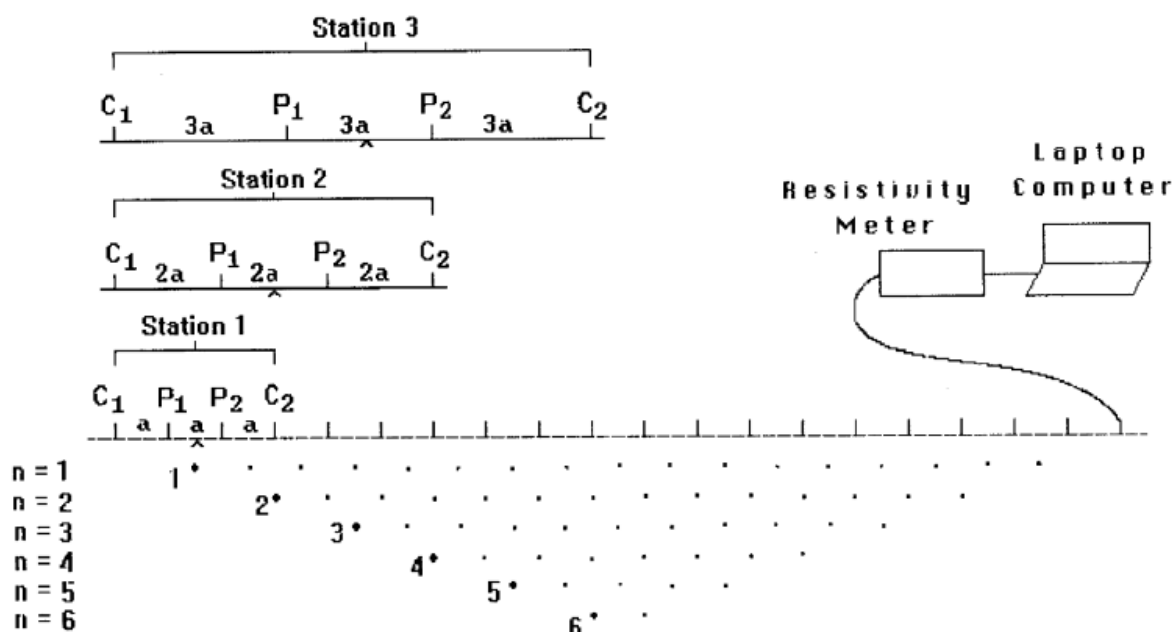


Figura 21 Schema generale di un'indagine tomografica

L'utilizzo appropriato dei programmi d'inversione consente l'elaborazione delle sezioni di resistività in grado di riprodurre accuratamente le variazioni del parametro fisico. La resistività rappresenta una proprietà fisica molto importante, poiché dipende da vari fattori quali, la natura dei terreni e delle rocce,



la saturazione dell'acqua, la porosità della roccia, e tutte le anomalie locali generate da strutture localizzate come cavità, corpi di discarica, tracce di dispersione d'inquinanti, etc.

La profondità d'esplorazione è variabile secondo il dispositivo e della risoluzione richiesta; mediamente è pari a circa 1/5 della lunghezza dello stendimento.

## Tomografia elettrica- metodologia impiegata, strumentazione e software

### Geometria delle acquisizioni

Per ciascun stendimento sono state impiegate tre geometrie di acquisizione, come di seguito specificato:

- Quadripolo di Wenner
- Quadripolo di Wenner Schlumberger
- Quadripolo Dipolo-Dipolo

Ogni metodo utilizzato ha delle caratteristiche proprie e come tale tende meglio a rappresentare specifiche strutture presenti nel sottosuolo. In particolare:

Il quadripolo di Wenner (di seguito W) presenta caratteristiche per il quale risulta maggiormente idoneo nell'investigazione di strutture orizzontali (quali quelle sedimentarie o laviche).

Il quadripolo di Wenner-Schlumberger (di seguito WS) risulta essere un buon compromesso per l'investigazione sia di strutture orizzontali che verticali (faglie, dicchi, cavità), il quadripolo Dipolo-Dipolo (di seguito DD) è prevalentemente idoneo nell'investigazione di strutture verticali (faglie, dicchi, cavità), mentre risulta essere poco adatto in presenza di strutture orizzontali, quali quelle sedimentarie.

Il W e il WS si distinguono anche per un minore "rumore" delle acquisizioni, ossia una miglior rapporto tra segnale acquisito e disturbo della misura, nonché per una maggiore capacità di investigazione in profondità.

### Strumentazione e attrezzatura utilizzata

La strumentazione utilizzata per lo studio è composta dai seguenti dispositivi:

- sistema di misurazione ed acquisizione formato da un georesistivimetro completo di unità di energizzazione ed un computer per la gestione automatica delle acquisizioni (apparecchiatura per tomografia elettrica Mod. Polares della PASI) che fornisce la corrente da immettere nel sottosuolo con una tensione in uscita di picco di  $\pm 700V$  ed una corrente variabile fra 5 e 2.000 mA.;

- n° 2MUX per la gestione automatica delle acquisizioni in cui gli elettrodi collegati all'unità di acquisizione ed energizzazione sono in grado di funzionare alternativamente come elettrodi di corrente e di potenziale;

- N° 2 cavi per 16 elettrodi cable A-B-M-N con connettore per MUX

- 32 elettrodi in acciaio inox



## Elaborazione dei dati e software

L'elaborazione tomografica consiste, nella suddivisione dello spazio bidimensionale della sezione in celle secondo uno schema definito con riferimento alla distribuzione e alla dispersione dei dati. Per ognuna delle celle è calcolata la resistività apparente che soddisfi il complesso delle misure eseguite, su questo schema è applicato il metodo d'ottimizzazione dei minimi quadrati modificando il modello di partenza, in maniera iterativa in modo che si riduca la differenza tra i valori di resistività apparente calcolati e quelli effettivamente misurati.

Il grafico che ne deriva è una sezione bidimensionale in cui le zone ad uguale resistività sono raffigurate da aree caratterizzate dal medesimo colore. Le tinte blu rappresentano resistività basse, poi si passa a colori che vanno dal verde al giallo e infine al rosso che rappresenta litologie a resistività via via sempre più alte.

Le misure sperimentali sono state elaborate mediante uno specifico programma di interpretazione tomografica denominato "ZONDRES2D". Il programma d'interpretazione tomografica ZONDRES2D

elabora un modello bidimensionale di resistività del sottosuolo che soddisfa i valori sperimentali acquisiti con le varie interdistanze dello stendimento.

Nell' area oggetto d'indagine, in data 20 Aprile 2021 è stato realizzato n° 1 stendimento di tomografia elettrica. L'ubicazione dello stendimento è indicata nella planimetria della figura 6, mentre nella tabella 7 si riportano le principali caratteristiche geometriche.

N° stendimento	N° picchetti/elettrodi	Interdistanza elettrodoica [m]	Lunghezza totale [m]	Massima Profondità di indagine [m pc]
T1	32	3,0	93,0	20,0

Tabella 7 caratteristiche geometriche degli stendimenti di tomografia elettrica

## Risultati della sismica a rifrazione e tomografia elettrica

Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni di sismica a rifrazione e delle tomografie elettriche. I dati sono rappresentati secondo il seguente schema: le sezioni di tomografia elettrica con le 3 geometrie di acquisizione (Wenner, Wenner-Schulmberger, Dipolo-Dipolo) e la sezione di sismica a rifrazione. Su ciascuna sezione si riportano gli elettrostrati e i sismostrati caratterizzati da velocità crescenti nonché le eventuali anomalie legate alla possibile presenza di zone maggiormente fratturate e/o cavità.

### Rifrazione R1 e Tomografia elettrica T1

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

Stendimento R1	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura e rocce intensamente fratturate(facilmente rippabili)	Da 0,0 a 6,0/12,0	300-1500
B: Unità delle rocce fratturate(rippabili)	Da 6,0/12,0 a 16,0/21,0	1500-2200
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	Da 16,0/21,0 a 22,0	2200-2500

Figura 22 Sismostrati individuati nella sezione R1.

Dall'esame della sezione si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 300 m/s ai 2500 m/s. Il **sismostrato A** (materiali facilmente rippabili) presenta spessori variabili lungo la sezione e si osserva fino a profondità comprese tra 6,0 e 12,0 m dal piano campagna. Il **sismostrato B** (limite dei materiali rippabili) si rileva fino a profondità comprese tra 16,0 e 21,0 m dal p.c. Il **sismostrato C** (materiali non rippabili) si osserva invece fino alla profondità di circa 22,0 m di profondità dal p.c e rappresenta un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità delle Vp oltre i 2200.



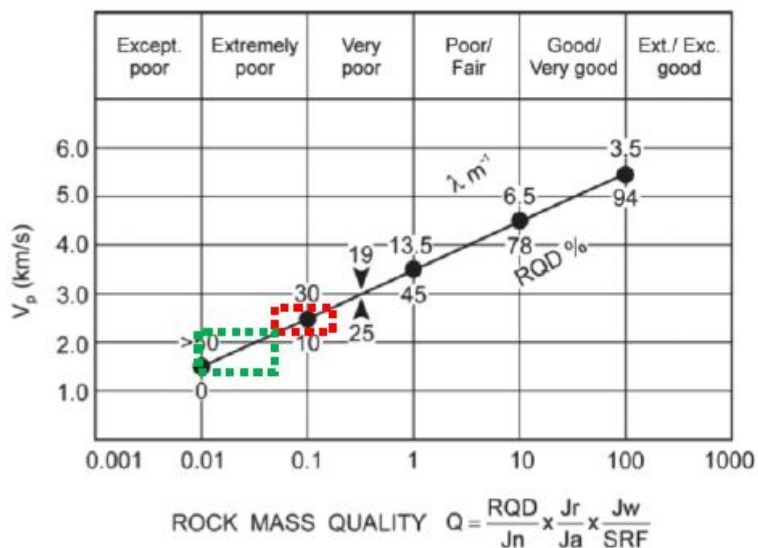
In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 16,0 e 21,0 m dal p.c i terreni risultano non rippabili. Si ricorda che per il grado di rippabilità delle rocce viene utilizzata la correlazione edita dalla Caterpillar valida per la macchina operatrice D8 Ripper. Dal confronto tra la sezione sismica e i 3 sondaggi eseguiti lungo lo stendimento si può riscontrare un'ottima correlazione per quanto riguarda la definizione del grado di rippabilità delle rocce e le loro caratteristiche geomeccaniche.

Le sezioni di tomografia elettrica T1 mettono in luce la presenza di uno strato caratterizzato da bassi valori di resistività fino a profondità di circa 5,0/6,0 m dal piano campagna riconducibile alle rocce calcaree intensamente fratturate di cui ai sondaggi S1 e S2; entro tale livello è poi possibile distinguere i materiali fini limo-argillosi di alterazione dei calcari (terre rosse) riscontrati nei primi 5,0 m nel sondaggio S3 che danno luogo ai valori più bassi di resistività. A partire dalla profondità di 5,0/6,0 m dal piano campagna si osserva invece un aumento dei valori resistività dovuto alla minore presenza di alterazione argillosa e contestuale miglioramento graduale delle condizioni fisico meccaniche delle rocce presenti.

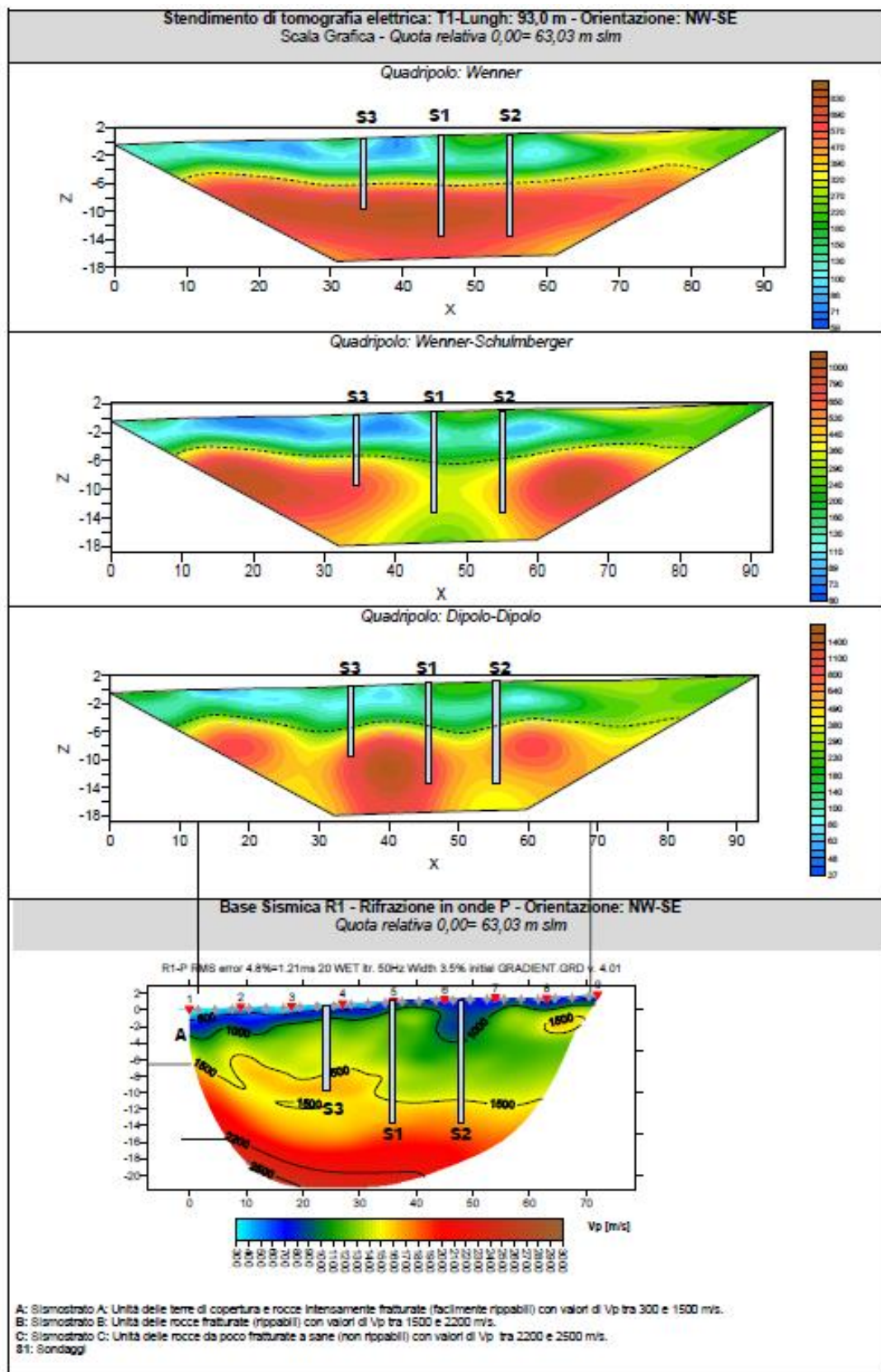
In generale non si osservano particolari anomalie né di resistività né di velocità ma un graduale aumento di esse con l'aumentare della profondità dal piano campagna, per cui si ritiene che la presenza di vuoti o cavità nel sottosuolo sia da escludere.

### Indicazioni per la determinazione di 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  $V_p$  con RQD e  $\lambda$  (fratture per metro) e il relativo indice di qualità dell'ammasso roccioso di Barton (Q).



Sulla base dei litotipi individuati dai sondaggi si può applicare la correlazione ai sismostrati B e C. Il rettangolo verde indica il settore del sismostrato B, con un RQD compreso tra 0 e 7, un numero di fratture per metro che varia tra 50 e 35 e un indice di qualità Q tra 0,01 e 0,07 (ammasso roccioso estremamente scadente); il rettangolo rosso rappresenta il sismostrato C che ha valori di RQD compresi tra 7 e 17, un numero di fratture per metro compreso tra 35 e 25 e un valore dell'indice Q tra 0,07 e 0,3 (ammasso roccioso da estremamente scadente a veramente scadente).



Da quanto sopra le 2 unità sismostratigrafiche possono essere classificate come segue:

Sismostrati	Vp (m/s)	RQD (%)	$\lambda$ (1/m)	Q
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	1500-2200	0-7	50-35	0.01-0.07
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	2200-2500	7-17	35-25	0.07-0.2

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 lito-stratigrafico dell'area in esame e dedurre le caratteristiche sismiche. Lungo la verticale indagata si evince la presenza di sismostrati con velocità Vp e Vs crescente con la profondità con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi. Per quanto riguarda le MASW, lungo lo stendimento si evince la presenza di sismostrati con velocità Vs 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 il sito di indagine, è riportata nel seguente schema riassuntivo:

Sigla Stendimento	Profondità substrato [m]	Vs <sub>eq</sub> [m/s]	Categoria sottosuolo (NTC2018)
M1	6,1	585	B

I 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 e di tomografia elettrica ha permesso di ricostruire l'assetto sismostratigrafico dei terreni. Nei precedenti paragrafi si illustrano i differenti sismostrati individuati dai quali è possibile distinguere i materiali rippabili da quelli non rippabili. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 16,0 e 21,0 m dal p.c. i terreni risultano non rippabili.

L'impiego congiunto della tecnica della tomografia elettrica lungo il medesimo allineamento della sismica a rifrazione ha permesso di correlare meglio anche i risultati dei sondaggi eseguiti lungo lo stendimento, infatti come è stato descritto in precedenza si osserva uno strato con bassi valori di resistività fino alla profondità di 5,0/6,0 m dal piano campagna, riconducibile ai materiali argillosi rinvenuti nei primi metri di S3 e alle rocce calcaree intensamente fratturate dei sondaggi S1 e S2, seguito a sua volta da un innalzamento dei valori di resistività riconducibili al progressivo miglioramento delle caratteristiche fisico meccaniche delle rocce presenti.



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.

In generale non si osservano particolari anomalie né di resistività né di velocità ma un graduale aumento di esse con l'aumentare della profondità dal piano campagna, per cui si ritiene che la presenza di vuoti o cavità nel sottosuolo sia da escludere.

### 8.8. PROVE LUGEON

In fase di avanzamento delle perforazioni sono state eseguite n. 2 prove di permeabilità Lugeon. La prova di permeabilità Lugeon misura l'attitudine di un ammasso roccioso ad essere interessato da circolazione idrica, permettendo di determinarne la permeabilità o la fratturazione. Tali prove vengono effettuate immettendo acqua in pressione entro un tratto isolato di foro di sondaggio, perforato in terreni lapidei o litoidi, misurando i volumi assorbiti a diverse pressioni, per valutare la permeabilità di ammassi rocciosi in termini di assorbimento di acqua nell'unità di tempo, in funzione della pressione di prova e della lunghezza del tratto di foro interessato.

Il tratto di foro isolato viene realizzato mediante tubo adduttore munito di otturatore ad espansione (packer) singolo o doppio. La prova può essere effettuata in fase avanzamento della perforazione, utilizzando un solo packer, oppure a foro completo per mezzo di una coppia di packer. Il packer viene espanso mediante azoto o aria, isolando la camera di prova. Per l'esecuzione della prova il foro deve essere privo di rivestimento e il fluido di perforazione sarà costituito da sola acqua priva di additivi.

La tabella seguente (**Tab.8**) riporta l'identificativo della prova, il sondaggio nella quale è stata eseguita e la profondità della camera di prova.

ID prova	ID sondaggio	Profondità camera di prova	Profondità della falda
Prova 1	TR_01	8.40 – 11.40	Falda assente
Prova 2	TR_02	5.00 – 7.00	Falda assente

Tabella 8 Profondità di prova

### Attrezzatura impiegata

L'esecuzione della prova richiede l'attrezzatura elencata di seguito:

- otturatore singolo (packer) GEOPACK della Italswiss,  $\varnothing 74$  e lunghezza 1.00 m; il tubo di collegamento dei due pistoncini espandibili avrà una superficie forata  $A_f \geq 2 A_t$ , essendo  $A_t$  la superficie della sezione cava del tubo;

- pompa Bellin mod. NG530 L/P accoppiata a motore idraulico, in grado di raggiungere pressioni di iniezione di 24 Bar e portata di 9 m<sup>3</sup>/h = 150 l/min;
- contaltri per la misura delle portate immesse, inserito nel circuito di mandata, con sensibilità di 0,1 litri;
- manometro per la misura della pressione di iniezione, con sensibilità di 0,5 atm e certificato di taratura non anteriore a 3 mesi;
- tubi di adduzione di tipo idraulico.

### Modalità esecutive: Prova in avanzamento con packer singolo

L'esecuzione di queste prove è stata effettuata durante l'avanzamento della perforazione, utilizzando un solo packer che viene calato nel foro dopo avere misurato il livello piezometrico nel sondaggio.

Il packer sarà espanso fino ad isolare il tratto finale del foro per una lunghezza massima di 5 metri. Allo scopo di una buona tenuta del packer è sufficiente che la pressione di gonfiaggio sia superiore di 2.0-3.0 Bar a quella di iniezione dell'acqua. La lunghezza della membrana del packer che aderisce alla parete del foro per sigillarla deve essere sufficiente a garantire che non si abbiano perdite attraverso le fratture passanti.

Dopo aver monitorato gli assorbimenti dovuti al solo carico idraulico dovuto alla falda, si procede ad iniettare acqua nel tratto di prova, eseguendo 3 (o più) diversi gradini di pressione in salita e ripetendo alcuni gradini in discesa, misurando per ciascun gradino le portate assorbite ogni 2 minuti per intervalli complessivi di 10 min/gradino.

La scelta del valore dei gradini di pressione dipende dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso, dagli specifici obiettivi progettuali delle prove e dalle condizioni di assorbimento registrate durante la prova. Non si supereranno comunque valori massimi di 10 Bar, e solo nei casi di elevata resistenza meccanica della matrice rocciosa. In condizioni diverse è preferibile non superare pressioni di 3 Bar in rocce poco resistenti e di 5 Bar in rocce mediamente resistenti. La tabella 9 propone alcuni riferimenti in merito.

Condizioni di prova	Gradini di pressione (Bar)
Rocce semilitoidi, litoidi o litiche a scarsa resistenza, a profondità inferiore a 5 m dal p.c.	0.5 – 1.5 – 2.5 – 1.5 – 0.5
Rocce a scarsa resistenza	1.0 – 2.0 – 3.0 – 2.0 – 1.0
Rocce a media resistenza	1.0 – 3.0 – 5.0 – 3.0 – 1.0
Rocce ad alta resistenza	2.0 – 4.0 – 8.0 – 4.0 – 2.0

Tabella 9 Gradini di pressione in funzione delle condizioni di prova

Durante l'esecuzione della prova si devono registrare per ogni gradino di pressione:

- il tempo e gli assorbimenti per arrivare a regime;

- il tempo e gli assorbimenti con portata a regime per letture effettuate ogni 2 minuti.

La **Figura 13** mostra lo schema illustrativo della prova Lugeon.

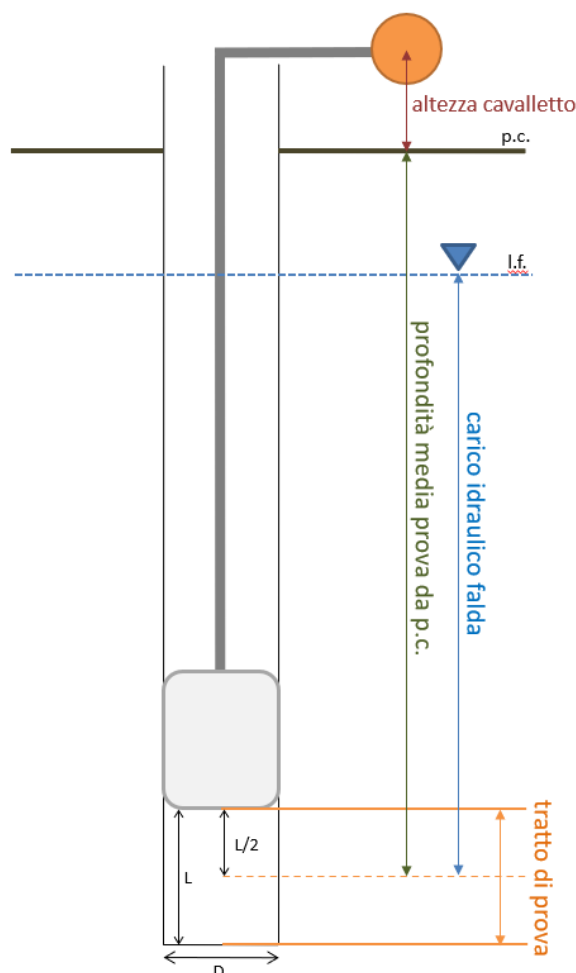


Figura 23 Schema della prova Lugeon

## Elaborazione dei dati

Per l'elaborazione dei dati acquisiti durante la prova è stato utilizzato il software Aquifer Test della Waterloo Hydrogeologic. L'elaborazione ed interpretazione è eseguita attraverso il metodo di Houlby (1976): per ogni gradino di pressione è calcolato il relativo valore di Unità Lugeon secondo la formula:

$$Unità\ Lugeon = \frac{\text{assorbimento in } \frac{l}{min}}{\text{pressione utilizzata durante la prova in } \frac{kg}{cm^2}} * 10 \frac{kg}{cm^2}$$

I valori di Unità Lugeon ottenuti sono quindi esaminati e confrontati e conseguentemente viene scelto il valore che si ritiene rappresentativo dell'intera prova. La **tabella 10** mostra i criteri in base ai quali viene scelto il valore di Unità Lugeon rappresentativo della prova.

Sulla base dei valori di permeabilità, in Unità Lugeon, misurati per i cinque gradini di pressione, si possono avere 5 differenti condizioni di moto idraulico: flusso laminare, flusso turbolento, dilatazione, dilavamento e riempimento.

Pressioni adottate per ogni prova	Valori di permeabilità in unità Lugeon calcolati per ogni gradino di pressione	Definizione del tipo di flusso in funzione dei valori di permeabilità	Sceita del valore di permeabilità rappresentativo del tratto di ammasso roccioso sottoposto a prova di permeabilità
<b>GRUPPO A - FLUSSO LAMINARE</b>			
1° Durata di 10 minuti	[Bar chart showing increasing permeability with pressure]	I valori di permeabilità espressi in unità Lugeon per tutti i gradini di pressione sono uguali conseguentemente il flusso è laminare	Si utilizza il valore medio delle cinque prove Lugeon
2°			
3°			
4°			
5°			
<b>GRUPPO B - FLUSSO TURBOLENTO</b>			
1° Durata di 10 minuti	[Bar chart showing decreasing permeability with pressure]	Il valore più basso di permeabilità si ha per il gradino di pressione più elevata, conseguentemente il flusso è turbolento	Il valore rappresentativo è quello relativo alla permeabilità della prova eseguita con il valore di pressione più elevato
2°			
3°			
4°			
5°			
<b>GRUPPO C - DILATAZIONE</b>			
1° Durata di 10 minuti	[Bar chart showing increasing permeability with pressure]	Il valore più alto della permeabilità si ha per il gradino di pressione più elevata, conseguentemente si ha il fenomeno della dilatazione	Il valore rappresentativo è quello relativo alla permeabilità della prova eseguita con il valore di pressione più basso o intermedio
2°			
3°			
4°			
5°			
<b>GRUPPO D - DILAVAMENTO</b>			
1° Durata di 10 minuti	[Bar chart showing increasing permeability with pressure]	I valori di permeabilità aumentano all'aumentare della pressione di ciascuna prova, conseguentemente si ha il fenomeno del dilavamento	Il valore rappresentativo è quello relativo al valore di permeabilità più elevato
2°			
3°			
4°			
5°			
<b>GRUPPO E - RIEMPIMENTO</b>			
1° Durata di 10 minuti	[Bar chart showing decreasing permeability with pressure]	I valori di permeabilità diminuiscono all'aumentare della pressione di ciascuna prova, conseguentemente si ha il fenomeno del riempimento	Il valore rappresentativo è quello relativo alla permeabilità ricavata dall'ultima prova eseguita
2°			
3°			
4°			
5°			

Tabella 10 Interpretazione delle prove Lugeon (Houlsby, 1977)

Dalle prove Lugeon può essere ricavato il valore del coefficiente di permeabilità K mediante la seguente formula (AGI, 1975):

$$K = \frac{Q}{P_{eff.}} * \frac{\gamma_w}{c}$$



dove:

$$c = 2 * \pi * D * \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln\left[\left(\frac{L}{D}\right) + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}\right]}$$

$P_{eff}$ . = pressione effettiva nella cavità, tenendo conto cioè delle pressioni lette al manometro, dell'altezza della colonna d'acqua, delle perdite di carico nelle tubazioni e della eventuale presenza della falda;

$D$  = diametro della perforazione;

$L$  = lunghezza del tratto di prova;

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$Q$  = portata assorbita.

La tabella seguente (**Tab.11**) riporta i valori medi di permeabilità e Unità Lugeon ottenuti per ciascuna delle prove eseguite.

ID prova	Permeabilità $K$ (m/s)	Unità Lugeon
Prova 1	$1.88 * 10^{-6}$	17.6
Prova 2	$2.39 * 10^{-5}$	249.1

Tabella 11 Valori di permeabilità registrati.

## 8.9. ANALISI DI LABORATORIO: PROVE DI ROTTURA POINT LOAD

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati vari spezzoni di roccia lapidea. I blocchi utilizzati rispondono al requisito geometrico

$$0,3W < D < W \quad \text{e} \quad L/D = 0,30 \pm 1$$

essendo:

$D$  = distanza dei punzoni a contatto

$W$  = larghezza del campione perpendicolarmente alla direzione di carico

$L$  = distanza tra i punti di contatto e la più vicina estremità libera

È stata utilizzata la seguente apparecchiatura: Pressa Point Load digitale CONTROLS mod. 45-D0550/D matr.06053686, applicando le Norme di riferimento: ASTM D5731, Raccomandazioni ISRM (si riporta il certificato di taratura).



Tabella 12 Esecuzione delle prova Point Load

CONTROLS		VERIFICA MACCHINA DI COMPRESIONE COMPRESSION TESTING MACHINE				CERT.Nr. 1396/19
Cliente Impresa Dott. Antonello Angius		Indirizzo Site address				
Costruttore CONTROLS		Modello D0550/D		Matricola 06053686		
Carico misurato con-Load measured by Indicat. Manometrica - Manometer indicator		Scala-Ranges 0-50 kN		Carico max 50 kN		
Display dig. - Digital dis.		Risol.-Resol. 0,001		Carico min.ver.-Lower limit 5 kN		
Altri - Others		Mat. - Serial no. 06053686				
Verificata con-Verified with Dinamometri electr. - Force transducer		Scala-Ranges 0-50000 N		Certificato n°-Certificate no. 147817F		
Centralina digitale-Digital electronic tester		Valid. - Validity 07/2019		Mat. - Serial no. 414606		
Manometri-Monometers		147817F		10096		
Anelli di prova-Proving rings						
Verificata secondo Conform to		L.Q.P1 rev.2		Carico ver. da 5 kN		
Forza Load		Uscite centralina (divisioni) Output digital electronic tester (division)		Temperatura 20 °C		
kN	Ciclo-Cycles 1	Ciclo-Cycles 2	Ciclo-Cycles 3	°C		
0	0,0	0,0	0,0	Memo		
5	5,030	4,998	5,042	Calcolo forze misurate/Calculation of measured forces		
10	10,030	9,990	10,016	$F_i = C+D*(U_i-U_0)+E*(U_i-U_0)^2+F*(U_i-U_0)^3$		
20	20,091	20,020	20,078	Accuratezza/Accuracy		
30	30,010	30,038	30,048	$A = F_i \cdot M_i \cdot 100$		
40	40,092	40,074	40,058	Ripetibilità/Repeatability		
50	50,114	50,108	50,064	$R_i = F_{max} \cdot F_{min} \cdot 100$		
				M <sub>i</sub>		
				Media/Media		
				$M_i = F_1 + F_2 + F_3$		
F <sub>0</sub>	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	Max		
Zero	0	0	0	0		
ELABORAZIONE DATI - DATA ELABORATION						
Coefficienti dell'equazione del dinamometro - Index of strain gauge equation						
C = 0,00000E+00		D = 1,00027E+00		E = -1,95047E-10		F = -1,12997E-13
Forza Load	Forze Misurate Load measured			Media Media	Err. Accurat. Accuracy err.	Err. Ripetibilità Repeatab. err.
kN	Ciclo-Cycles 1	Ciclo-Cycles 2	Ciclo-Cycles 3	kN	%	%
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
5	5,031	4,969	5,043	5,025	-0,49	0,88
10	10,033	9,963	10,019	10,015	-0,15	0,40
20	20,066	20,025	20,083	20,068	-0,34	0,35
30	30,018	30,048	30,056	30,040	-0,13	0,13
40	40,103	40,085	40,069	40,085	-0,21	0,08
50	50,128	50,122	50,078	50,109	0,00	0,00
F <sub>0</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	M	A	R
LIMITI DI CLASSE - FORCE SCALE TOLERANCES						
Classe-Class	Err. accurat. Accuracy err.	Err. ripetibilità Repeatab. err.	Ritorno a 0 Zero error	Risoluzione Resolution		
	%	%	% F.S.	%		
1	1	1	0,2	0,5		
2	2	2	0,4	1		
Campo di misura - Range		Da - From 5 kN		a - to 50 kN		
Campo di misura - Range		Da - From		a - to		Classe assegnata 1
Data - Date 05-giu-19		Firma collaudatore - Operator signature			Verificata da - Verified by	
01						

Tabella 13 Certificato taratura pressa Point load

La resistenza al punzonamento (Point Load Strength Index) è data dalla seguente espressione:

$$IS = (P \times 1000)/DE^2$$

**IS** (MPa) = Point Load Strength Index

**P** (kN) = Resistenza massima a rottura

**DE** (mm) = Equivalent Core Diameter

$$DE^2 = 4 * (A/\pi)$$

dove **A = W\*D** rappresenta la minima superficie del fascio di piani passante attraverso i punti di contatto delle punte

Il valore IS deve essere corretto per rapportarlo a provini con  $\varnothing$  50 mm, come segue:

$$IS_{50} = F \times IS \quad F = (DE/50)^{0,45}$$

Per ottenere una stima della resistenza a compressione monoassiale  $S_u$  si dovrà moltiplicare il valore  $IS_{50}$  per un coefficiente di correlazione  $K$ , variabile in funzione del litotipo testato, come dalla seguente formula:

$$S_u = IS_{50} \times K$$

La tabella seguente riporta i valori di  $K$  per i vari litotipi.

LITOTIPO	K
Rocce effusive	22
Rocce intrusive	18
Rocce sedimentarie a grana grossa	18
Rocce sedimentarie a grana fine	8
Rocce metamorfiche a basso metamorfismo	18-24
Rocce metamorfiche a medio metamorfismo	16-19
Rocce metamorfiche ad alto metamorfismo	14

Tabella 14 Valori del coeff. di correlazione K (Bruschi, 2004)

Esaminate le litologie dei campioni in esame, per ogni campione sono stati utilizzati coefficienti di correlazione  $K$  adeguati al litotipo più rappresentativo, come indicato nella Tab.14, che riporta i risultati delle prove eseguite.

In accordo a Brown E.T., Rock Characterization, Testing and Monitoring-ISRM suggest methods, per ogni campione è stata definita la classe di resistenza, con riferimento alla tabella alla pagina seguente.

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 solamente scheggiato con un martello geologico	Basalto intatto, 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 colpo di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fallite, 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 di 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
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

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

La tabella seguente riporta i risultati delle prove eseguite.

ID sondaggio	Profondità	Tipo di rottura	P	Is	Is(50)	K	Su	Litologia	Classe
	<i>m</i>		<i>kN</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>		<i>MPa</i>		
S1	5,60-5,80	Diametrico	1.60	0.22	0.28	15.00	4.22	Calcarenite	<b>R1</b>
S1	10,70-10,85	Diametrico	1.73	0.24	0.30	15.00	4.56	Calcarenite	<b>R1</b>
S2	10,30-10,45	Diametrico	1.31	0.18	0.23	15.00	3.45	Calcarenite	<b>R1</b>
S2	12,80-13,00	Diametrico	1.40	0.19	0.25	15.00	3.69	Calcarenite	<b>R1</b>

Tabella 15 Esiti Prove Point Load.

Il campione intatto, in accordo a Brown E.T., Rock Characterization, Testing and Monitoring-ISRM suggest methods, ha dunque **resistenza molto bassa**.



## 8.10. PROVE DI LABORATORIO: TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080-98)

In data 20/05/2021 è stata effettuata dalla Laboratorio Geotecnico Certificato GEOSYSTEM la prova di taglio diretto sul provino TR\_03\_C1.

La documentazione certificata di laboratorio, consultabile tra gli allegati, riporta quanto segue

### CARATTERISTICHE INIZIALI

Provini	N.	1	2	3
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidità naturale	%	14,35	14,35	14,35
Umidità di prova	%	14,35	14,35	14,35
Massa campione secco	gr	131,97	124,26	131,57
Densità naturale	kN/m <sup>3</sup>	20,39	19,20	20,33
Densità secca	kN/m <sup>3</sup>	17,83	16,79	17,78

### FASE DI CONSOLIDAZIONE

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza dopo consolidazione	mm	19,84	19,40	18,91

### FASE DI ROTTURA

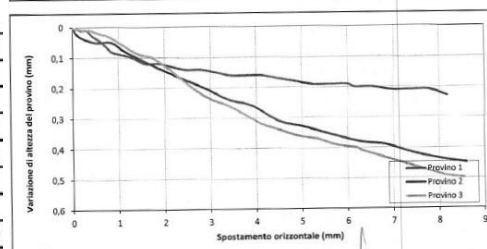
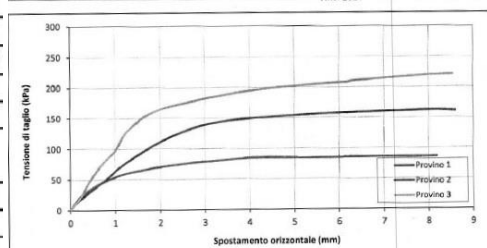
Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza finale provino	mm	19,61	18,96	18,41
Umidità di prova finale	%	13,97	13,97	13,97
Densità umida finale	kN/m <sup>3</sup>	21,25	20,69	22,56
Densità secca finale	kN/m <sup>3</sup>	18,64	18,15	19,80

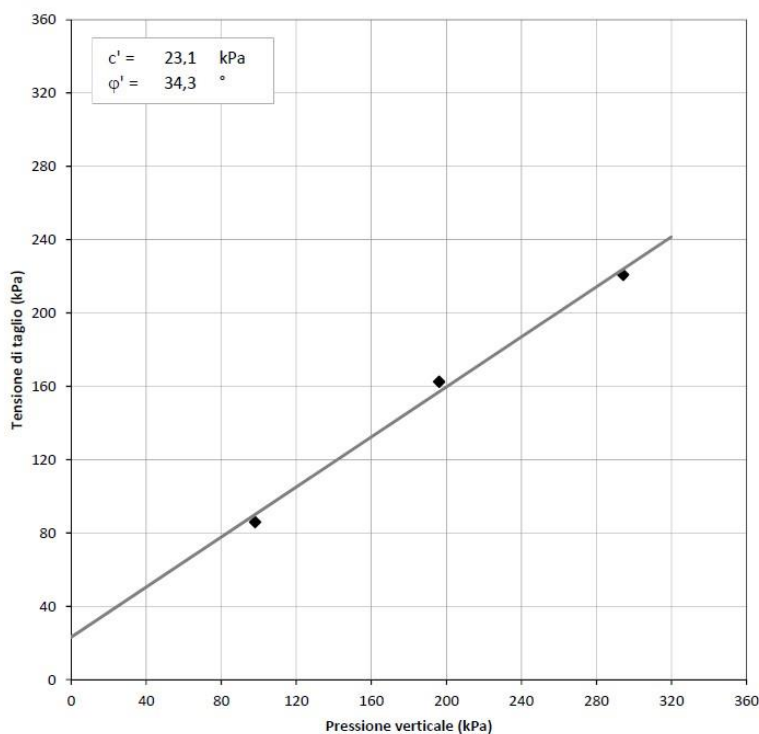
Scorrimento orizzontale  
 Sforzo al taglio (massimo) t

Scorrimento orizzontale	mm	8,18	78,15	8,54
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	86,00	163,00	221,00

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO  
 ASTM D 3080-98  
 CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n. 5697-7 DEL 19/05/2021  
 Committente Ditto Dott. Angius CERTIFICATO N. 042343  
 Cantiere Truncu reale  
 Campione TR 03 C1 (9,30-9,40)m DEL 26 MAG 2021





### 8.11. PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE

In data 26/05/2021 è stata effettuata dal Laboratorio Geotecnico Certificato GEOSYSTEM la prova di compressione monoassiale con rilevazione della curva sforzi/deformazioni e determinazione dei moduli elastici sui provini TR\_01\_C3 e TR\_02\_C1.

Entrambi vengono descritti come roccia calcarea friabile, disgregati con velocità di deformazione di 05N/mm quadro al secondo in seguito alla prova.

La documentazione certificata di laboratorio, consultabile tra gli allegati, riporta quanto segue

DESCRIZIONE LITOLOGICA:

Roccia calcarea friabile

CONDIZIONE DEL PROVINO DOPO IL TEST:

Disgregato

VELOCITA' DI DEFORMAZIONE:

0,5 N/mm<sup>2</sup> al secondo

Temperatura di prova	(°C)	20	Resistenza a rottura	(N/mm <sup>2</sup> )	3,30
Diametro provino	(mm)	7,80	Modulo Young Assiale "E1"(50)	(N/mm <sup>2</sup> )	6654,99
Altezza iniziale	(mm)	14,60	Modulo Young Diametrale	(N/mm <sup>2</sup> )	-19964,27
Umidità del provino	(%)	1	Rapporto di Poisson "n" (50)		0,33
Peso di volume naturale	(g/cm <sup>3</sup> )	1525,196			
Deformazione a rottura	me	486			

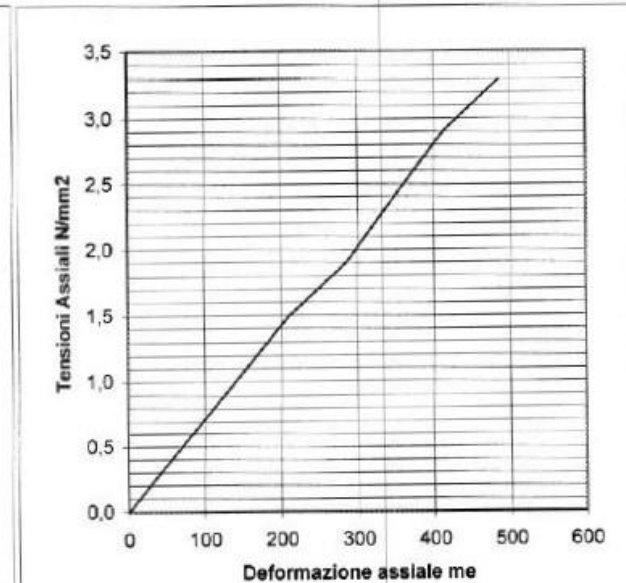
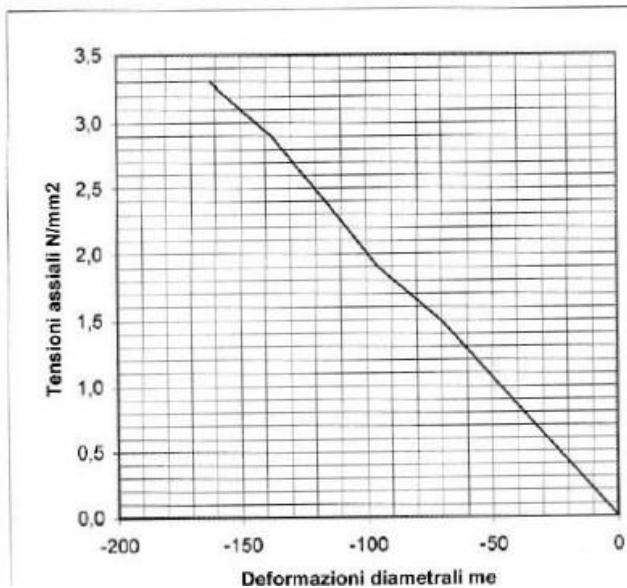


Tabella 16 Risultati campione TR\_01\_C3 (7,40-m-7,60m)

(Raccomandazioni ISRM)

DESCRIZIONE LITOLOGICA:			Roccia calcarea friabile		
CONDIZIONE DEL PROVINO DOPO IL TEST:			Disgregato		
VELOCITA' DI DEFORMAZIONE:			0,5 N/mm <sup>2</sup> al secondo		
Temperatura di prova	(°C)	20	Resistenza a rottura	(N/mm <sup>2</sup> )	2,60
Diametro provino	(mm)	7,80	Modulo Young Assiale "E1"(50)	(N/mm <sup>2</sup> )	3431,37
Altezza iniziale	(mm)	14,50	Modulo Young Diametrale	(N/mm <sup>2</sup> )	-16867,47
Umidità del provino	(%)	\	Rapporto di Poisson "n" (50)		0,20
Peso di volume naturale	(g/cm <sup>3</sup> )	1449,796			
Deformazione a rottura	me	973			

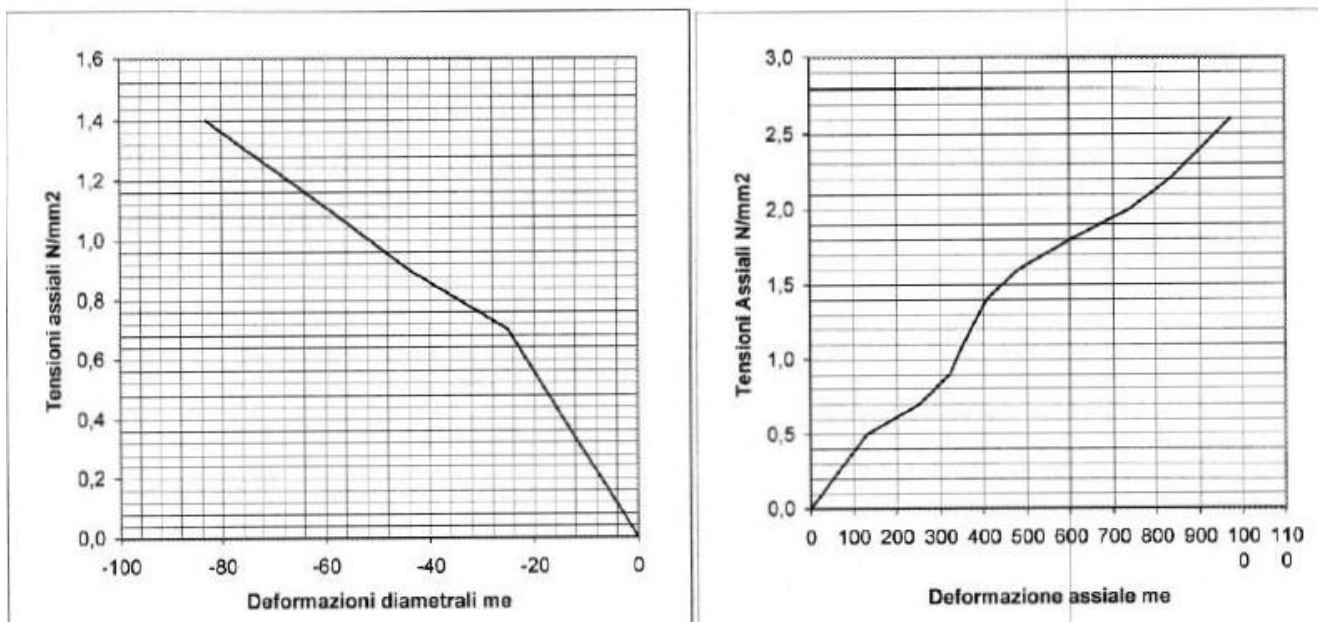


Tabella 17 Risultati campione TR\_02\_C1



**8.12. DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE (UNI CEN ISO/TS 17892-2 METODO B)**

E' stata determinata la massa volumica apparente di n.1 campioni mediante pesata in acqua a temperatura ambiente dopo aver provveduto ad impermeabilizzare il provino con paraffina.

VDA N.	CAMPIONE	Massa Vol. naturale Mg/m3
5697-1	TR_01_C2	1,821
5697-3	TR_01_C4	1,933
5697-5	TR_02_C3	1,649
5697-6	TR_02_C4	1,631

Tabella 18 Risultati determinazione massa volumica apparente

**8.1. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI DELL'AREA DI INTERESSE**

Per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso al quale la fondazione della turbina si appoggia, in aggiunta e ad integrazione ai parametri ottenuti dalle indagini, è stato adoperato il criterio di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di Hoek-Brown generalizzato (1995), supportato dai dati geostrutturali rilevati in sito 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:

$\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

$mb$  = costante d'ammasso

$s$  ed  $a$  = costanti d'ammasso

$\sigma_{ci}$  = 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:

- Resistenza a compressione monoassiale (Intact Uniaxial Compressive Strength – IUCS) stimata su base empirica (Fig.56) e su valori di Point Load.
- Stima dell'indice GSI (Geological Strength Index) in base alle caratteristiche geologiche dell'ammasso: tale indice, introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), può esser definito sulla base delle

caratteristiche dell'ammasso (Fig. 57) o sulla base di un controllo diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniawski.

- Determinazione della costante  $m_i$  (Funzione del tipo di roccia): i valori delle costanti caratteristiche della roccia ( $\sigma_{ci}$  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.58, che riassume i valori della costante  $m_i$  per diversi tipi di roccia.

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 24 Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

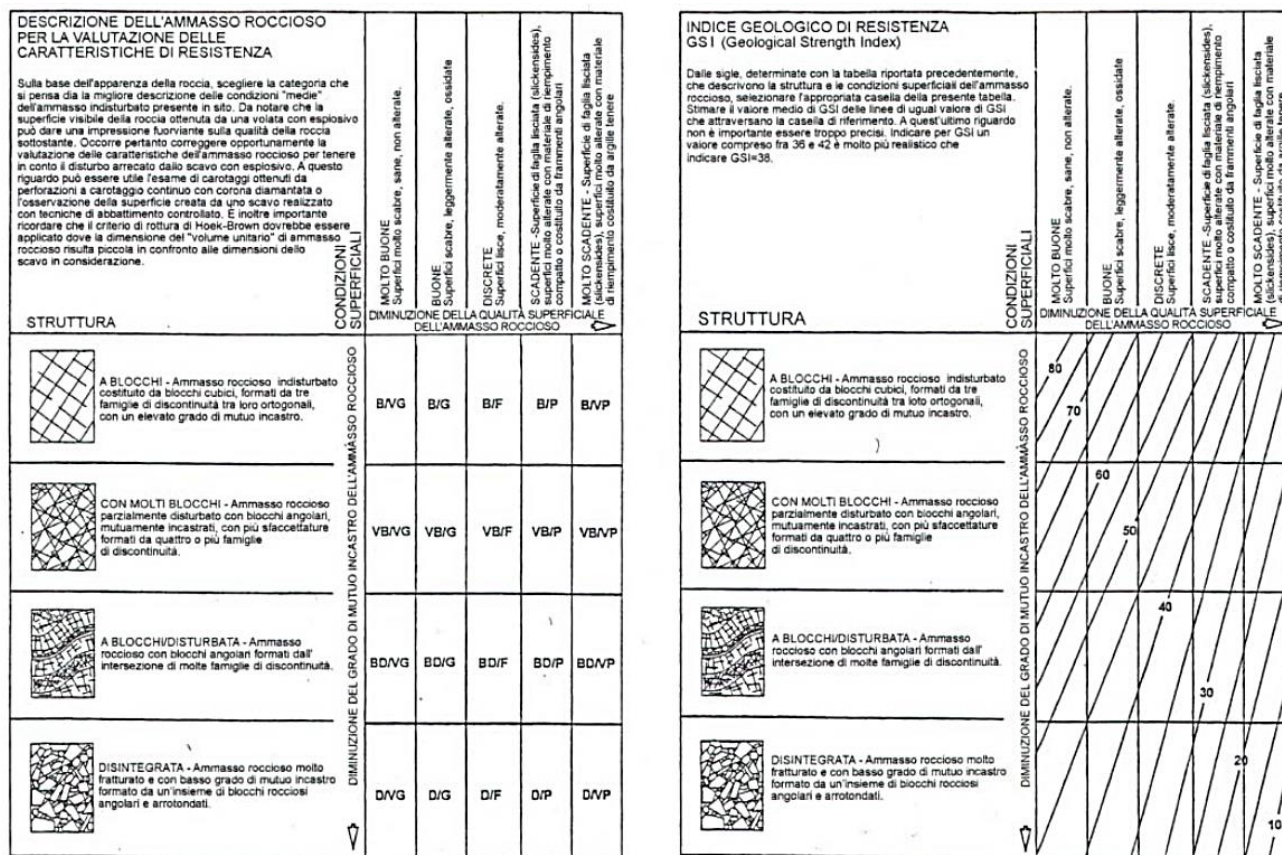


Figura 25 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

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:

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

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

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19 Grovacche (18)	Siltite 9	Argillite 4
		Organogene		Calcare bianco (7) Carbone (8-21)		
	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	
	Scure		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
		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  $m_i$  sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

Figura 26 Valori della costante  $m_i$  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 di nr.4 tipologie tra le litologie che caratterizzano le formazioni presenti ovvero Pala Manna Fm., Formazione degli Scisti a Graptoliti, Formazione del Monte Santa Vittoria e Formazione del Muschelkalk.

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.5.0 della Rocscience Inc.



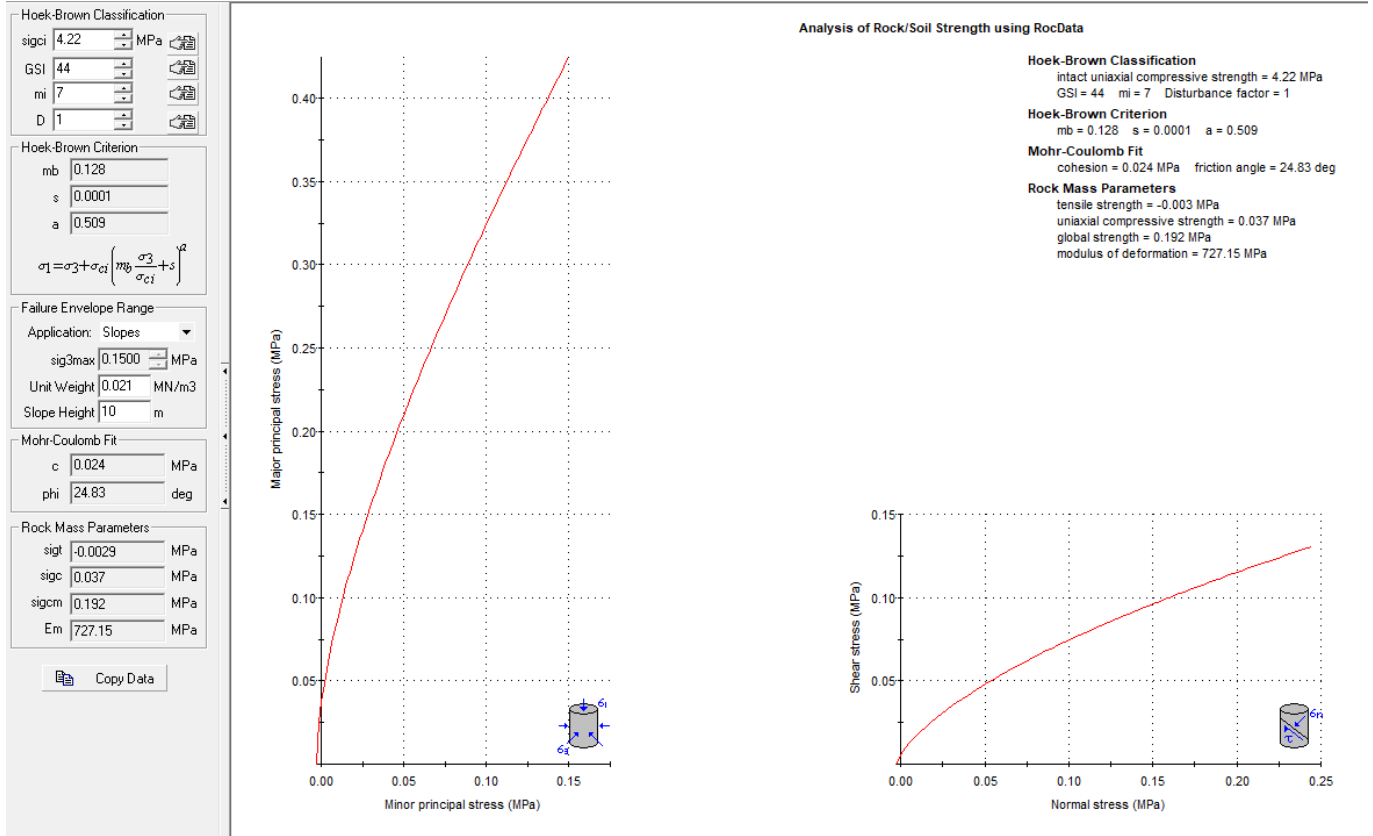
Criterio di rottura empirico $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_{u(r)} \sigma_3 + s \sigma_{u(r)}^2}$ $\sigma_1 = \text{tensione efficace principale massima}$ $\sigma_3 = \text{tensione efficace principale minima}$ $\sigma_{u(r)} = \text{resistenza a compressione monoassiale}$ m ed s: costanti empiriche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

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

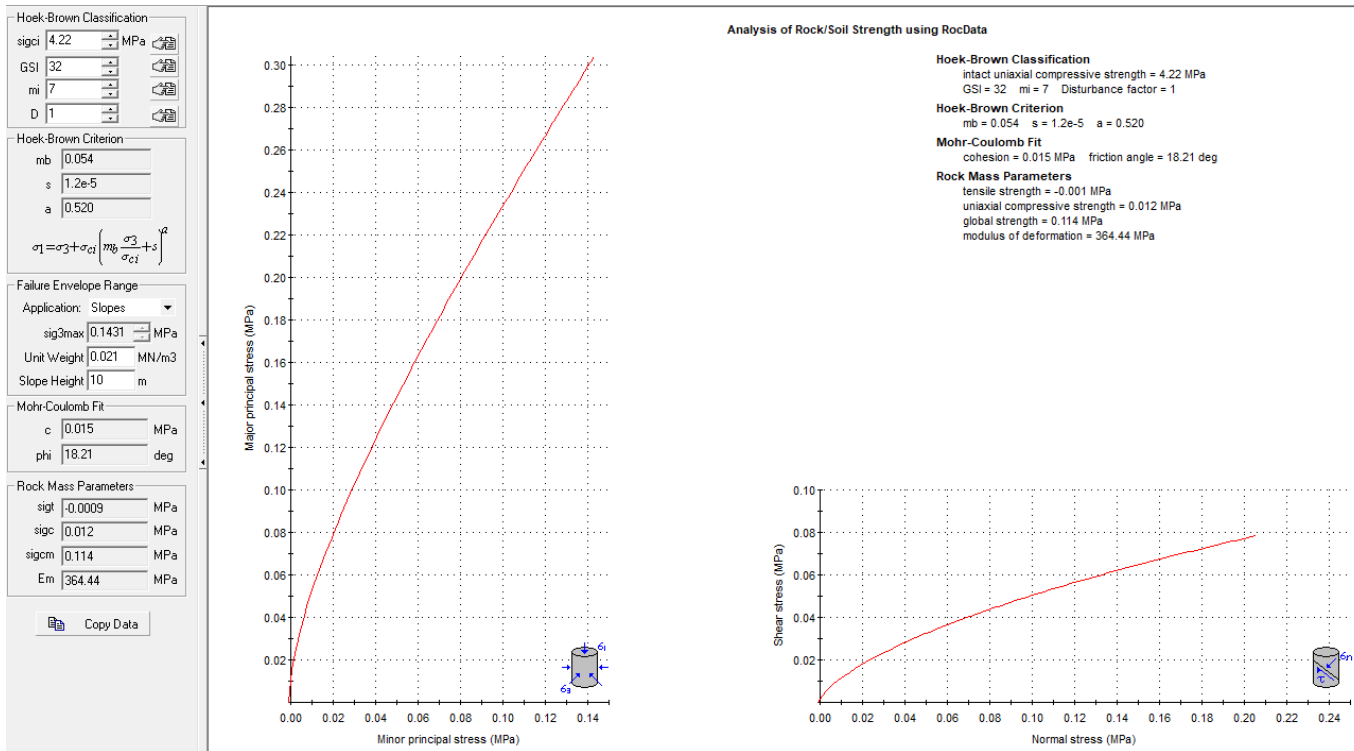
Figura 27 Correlazione fra valori di mi, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.

Si riportano di seguito i diagrammi sforzi-deformazioni relativi a tali elaborazioni dai quali sono stati estrapolati i valori di coesione ed angolo d'attrito interno riassunto poi nel modello geotecnico di sito.

## Litotipo A



## Litotipo A'



Litotipo B

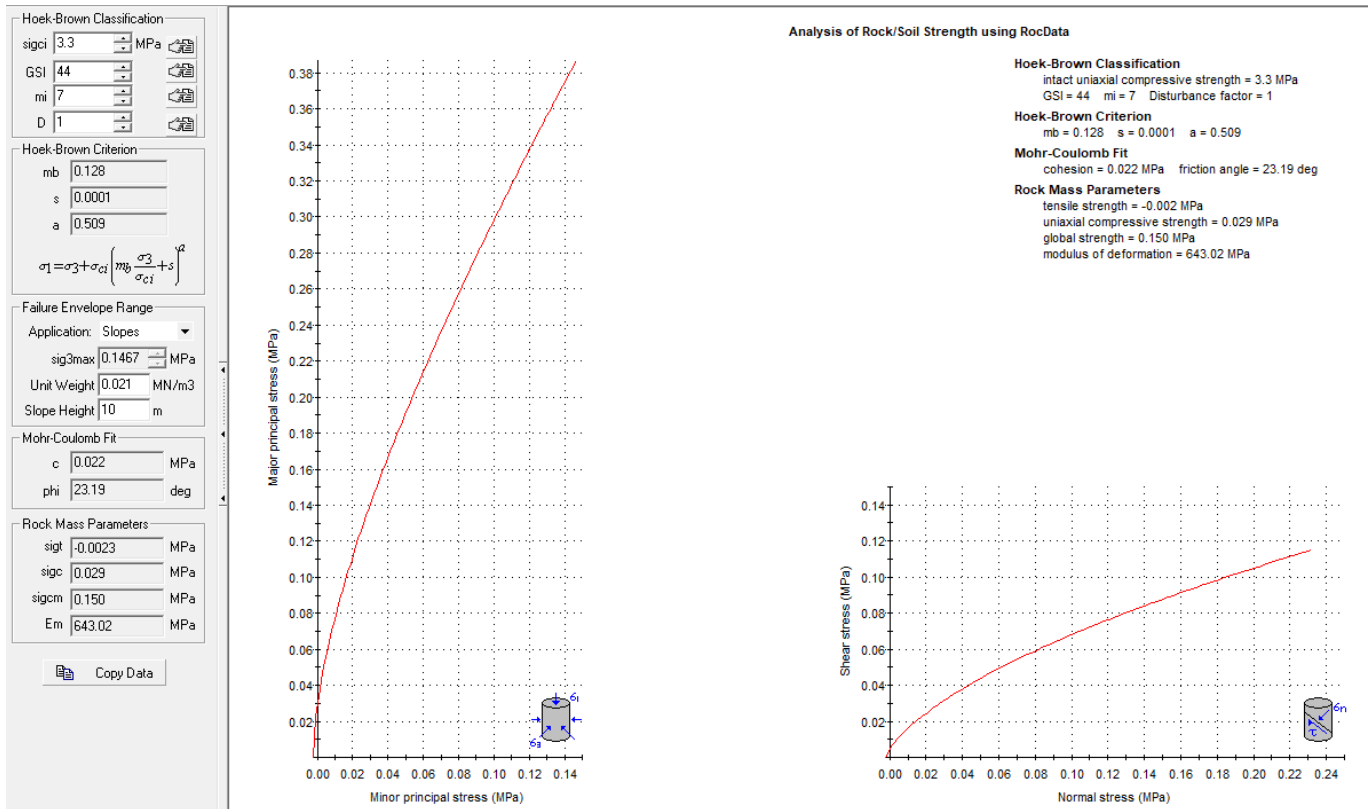


Figura 28 Classificazione dell'ammasso roccioso nei litotipi A, A' e B mediante Hoek-Brown



## 9. MODELLAZIONE GEOLOGICA e GEOTECNICA 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 delle quali si è tenuto conto nella modellazione geotecnica del sito propedeutica alla progettazione esecutiva dell'opera e alle varie fasi di realizzazione.

L'analisi di tali fattori, funzionale alla progettazione, 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 alla maggiore componente fine presente sia alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare componenti a franapoggio. L'alterazione presente nei litotipi indagati, indebolendo la roccia può localmente creare le condizioni favorevoli all'insorgere di fenomeni di smottamento pertanto si ritiene importante in fase di realizzazione degli scavi di fondazione provvedere al controllo del comportamento delle pareti ed eventualmente anche localmente all'uso di opere provvisorie di contenimento dei fronti di scavo per il tempo di posa e ricoprimento dell'opera di fondazione.

- **Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta** – 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 di realizzazione, 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 e geotecnico di sito in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sintetizzato di seguito.

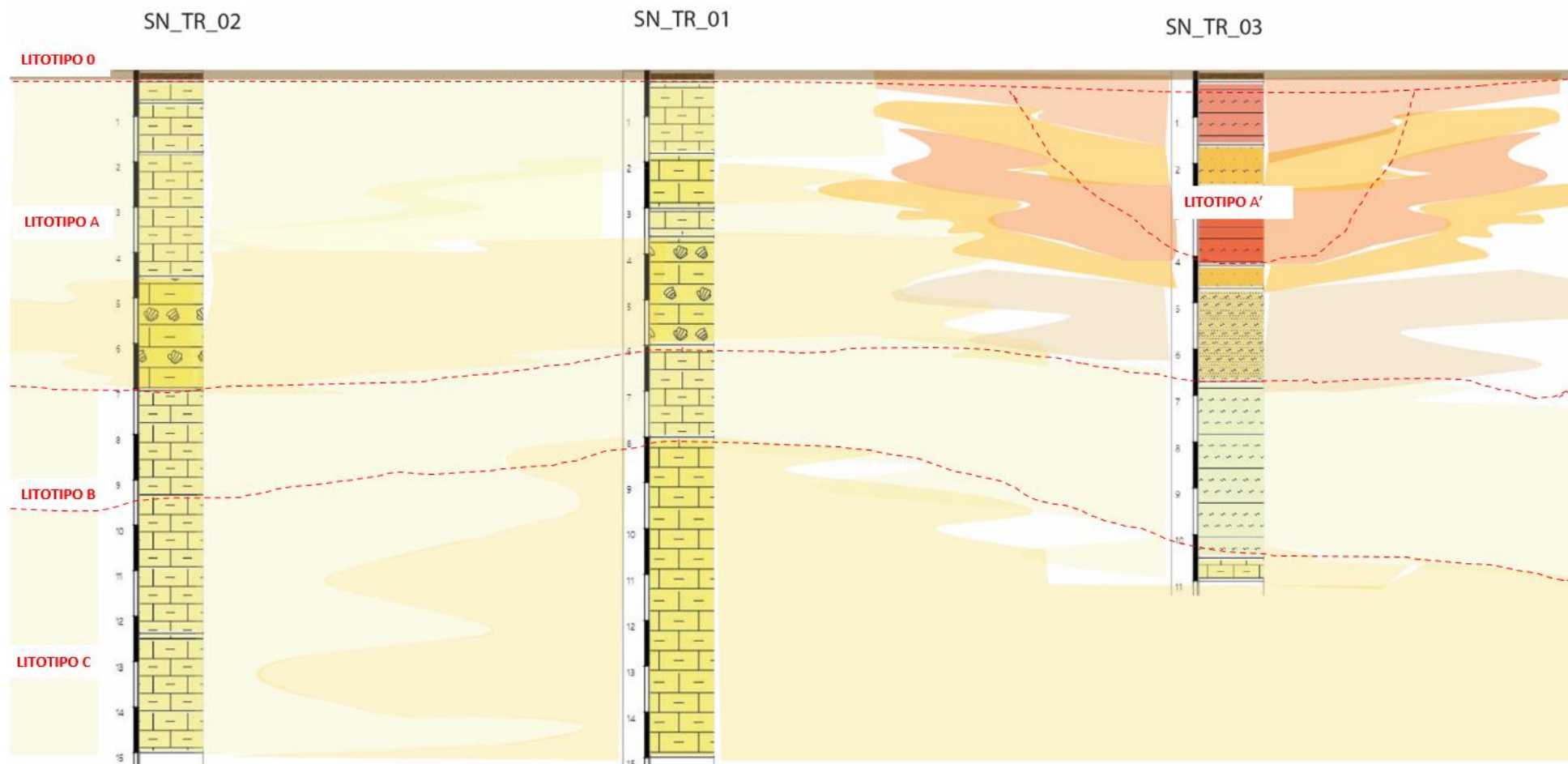


Figura 29 Modello Geologico del sito

Vengono di seguito definiti, come sintesi dei risultati delle indagini i parametri geotecnici che caratterizzano il modello geotecnico del sito.

	prof. da - a	Descrizione	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\phi$	$V_p$	$V_s$	Nspt	Poisson	Ed – mod. Young din	Ed – mod. Young stat.	Modulo taglio $G_0$	Mod.Comprim.Bulk	Point LOAD	Uniax compress (Mod.Y.AX)
	m		Kg/m3	Kg/m3	kPa	°	m/s	m/s			MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	N/mm2
<b>LITOTIPO 0</b>	0,00 – 0,30	suolo	<b>1900</b>	<b>2000</b>	<b>0</b>	<b>20</b>	880	440	-	<b>0.33</b>	<b>981</b>	<b>98</b>	373	981		
<b>LITOTIPO A</b>	0,30 – 6,00	Calcarenite bianca molto fratturata	<b>2000</b>	<b>2100</b>	<b>24*</b>	<b>24,83*</b>	1250	625	10	<b>0.33</b>	<b>2079</b>	<b>312</b>	785	2079	4,22	
<b>LITOTIPO A'</b>	0,30 – 4,00	Argilla rossa dura e compatta con alternanze di livelli sabbioso-argillosi	<b>2100</b>	<b>2200</b>	<b>15*</b>	<b>18,21*</b>	1250	625	-	<b>0.33</b>	<b>2079</b>	<b>312</b>	785	2079		
<b>LITOTIPO B</b>	6,00 – 9,00	Calcarenite grossolana bianca, mediamente cementata, da  mediamente estremamente fratturata	<b>2100</b>	<b>2200</b>	<b>22*</b>	<b>23,19*</b>	2140	1070	-	<b>0.33</b>	<b>6414</b>	<b>1283</b>	2403	6414		3,30 (6655)  2.60 (3431)
<b>LITOTIPO C</b>	9,00 – 15,00	Calcare giallo mediamente cementato molto fratturato	<b>2200</b>	<b>2300</b>	<b>23,1</b>	<b>34,3</b>	2600	1300	-	<b>0.33</b>	<b>9915</b>	<b>2974</b>	3717	9915	4,56 3,45 3,69	

Tabella 19 Modello geotecnico e parametri caratteristici dei litotipi 0, A, A' e B

## 10. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DELL'AEROGENERATORE

L'opera di fondazione è del tipo diretto costituita da un plinto con forma tronco-conica, con pianta circolare avente raggio di 13,45 m; è composto da una parte inferiore cilindrica (h = 1,20 m), una intermedia troncoconica (h = 1,10 m), ed una superiore cilindrica di altezza 0,40 m.

La fondazione ha un'altezza complessiva di 2,70 m.

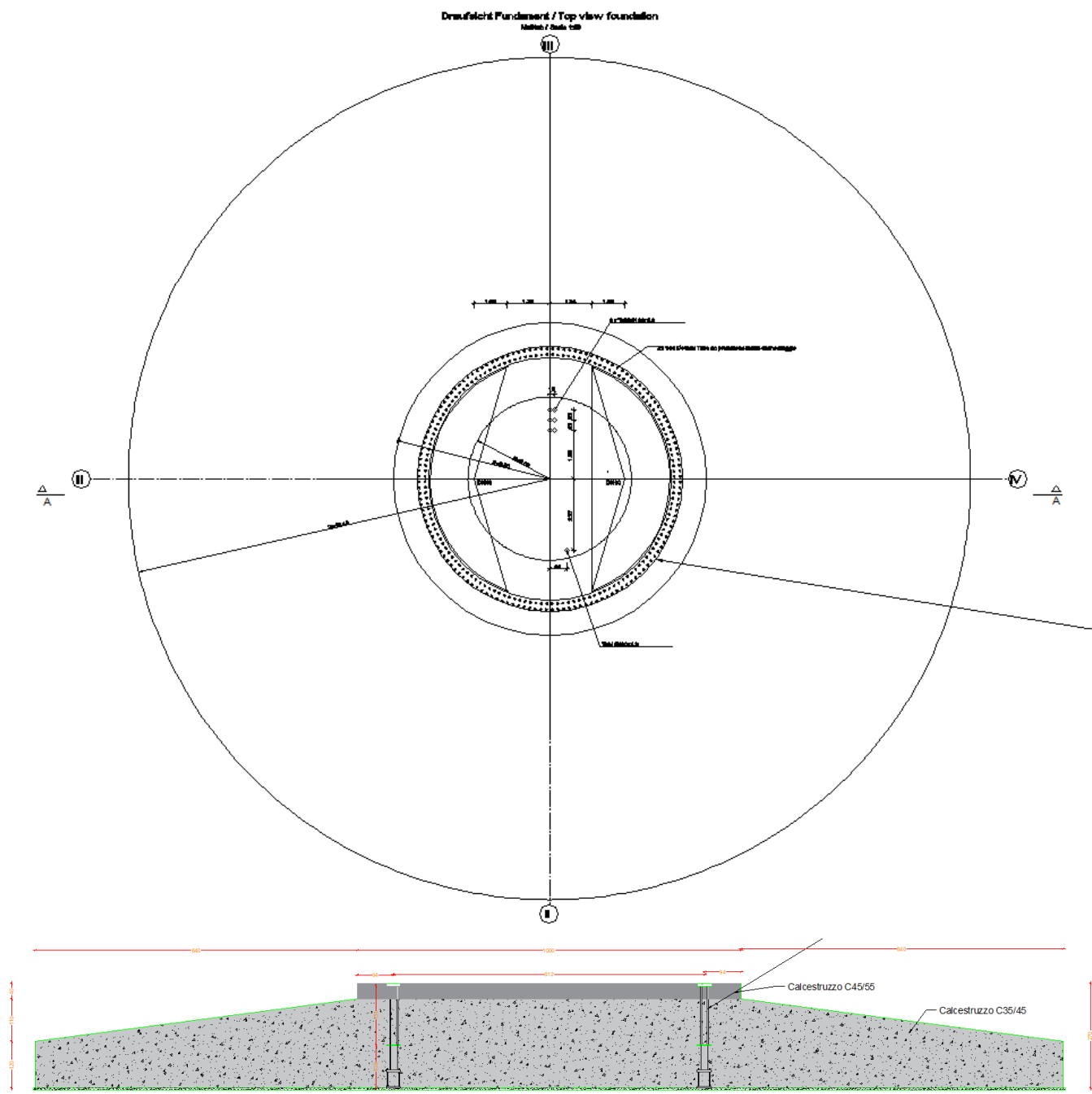


Figura 30 Pianta e sezione della fondazione



## 11.AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La nuova normativa sulle costruzioni prevede i coefficienti parziali  $\gamma_F$  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  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [6.4.2] "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.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale  $q_u$  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 ...[6.2.4] 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:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- 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.

## 12. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)

### 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:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
  - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,  
accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### 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).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

## 13.CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

### Dati generali sul plinto

Numero pilastri	1
Numero pali	0
Spessore del plinto in altezza [cm]	Var. 120-270
Profondità intradosso plinto [cm]	270
Tipo di calcestruzzo del plinto	C35/45 Rck450
Tipo di ferro del plinto	B450C

### Azioni globali sul plinto per condizioni

jc	Nome	Fx	Fy	Fz	Cx	Cy	Cz
1	Permanente	0	0	-3818680	0	0	0
11	Vento	172600	172600	0	18357100	345200	-1809100

## 14.INQUADRAMENTO SISMICO

La sismicità indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti, ed è una caratteristica fisica del territorio. Sulla base delle conoscenze relative alla frequenza e all'energia associate ai terremoti che caratterizzano un territorio, si attribuisce un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una data magnitudo in un certo intervallo di tempo, possiamo definirne la pericolosità sismica. La pericolosità sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità di intervallo di tempo considerato.

Le conseguenze di un terremoto dipendono anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze.

Infine, la maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire un danno economico, ai beni culturali, la perdita di vite umane, è definita esposizione.

Il rischio sismico, determinato dalla combinazione della pericolosità, dalla vulnerabilità e dall'esposizione, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).

Per quanto concerne la sismicità, ai sensi della normativa di settore citata in precedenza, il territorio comunale di **Truncu Reale (SS)** ricade in **Zona 4 a bassa pericolosità**, vengono indicati i parametri sismici da utilizzare nelle verifiche secondo quanto previsto dalle NTC 2018.



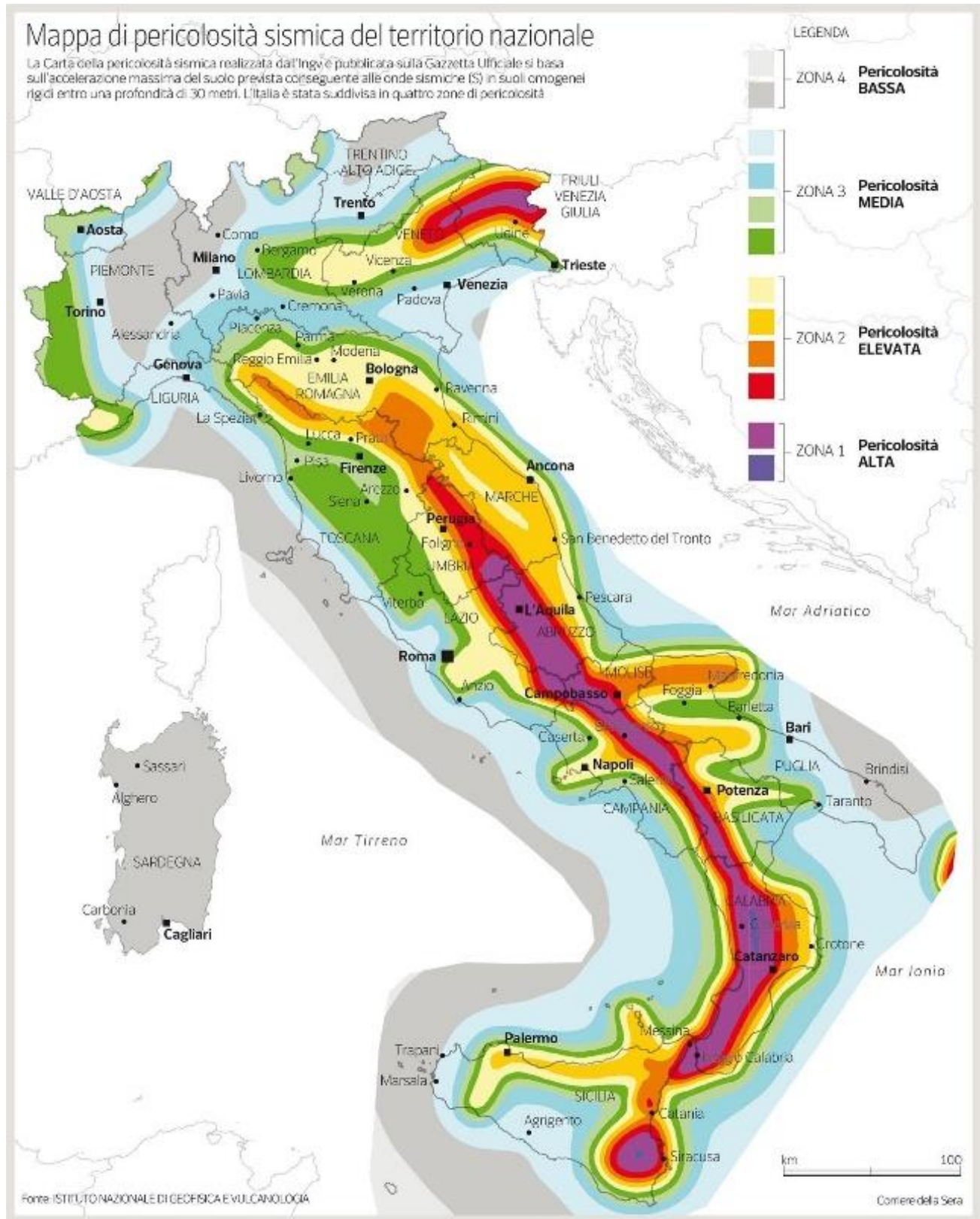


Figura 31 Carta della pericolosità sismica del territorio nazionale.

### 14.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Dalla normativa vigente NTC2018 si evince che la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. inoltre, in alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.<sup>1</sup>

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

### 14.2. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La tipologia di costruzioni previste in progetto (NTC2018 - par.2.4) ha vita nominale  $\geq 50$  anni e appartiene alla classe d'uso II.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 32 Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

<sup>1</sup> Per i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE C<sub>U</sub></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 33 Classi d'uso e Valori di coefficiente d'uso CU

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.11 (Fig.23). Nel Caso specifico **Cu = 1**.

Il valore del periodo di riferimento è **Vr= 50**

### 14.3. 5.3 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica

Per le aree di installazione delle turbine **la categoria topografica è la T1** a cui corrisponde un valore del fattore di amplificazione pari a 1.0.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 34 Categorie topografiche (NTC 2018 3.2 - Tab. 3.2.II)

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

Figura 35 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (NTC 2018 3.2 - Tab. 3.2.V)

Al fine di definire l'azione sismica di progetto, basata sull'identificazione della categoria del sottosuolo di riferimento, si è voluto definire il parametro fondamentale per la "classificazione sismica dei terreni", e quindi per la determinazione della categoria, **corrispondente alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio VS30**, valutata entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna ma nel caso specifico relativa alla quota di imposta delle fondazioni.

Per tale scopo, in accordo agli approcci semplificati proposti dal D.M. 17/01/2018 - Tab. 3.2.II la determinazione del parametro delle onde di taglio VS30 è stato stimato mediante misura delle velocità sismiche attraverso l'esecuzione di una prospezione geofisica MASW già descritta in dettaglio e per la quale il substrato in esame risulta appartenente alla **categoria B**.

**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



## 15. MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE

Le verifiche sono state eseguite sul modello geotecnico utilizzati per il dimensionamento della fondazione. È stato utilizzato il software Loadcap 2022 della GEOSTRU. La fondazione è stata schematizzata come una piastra circolare dello spessore pari all'altezza della fondazione proposta e come un plinto quadrato avente dimensioni come quelle della fondazione, 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 presenza di una saccatura argillosa ha portato alla scelta di operare una bonifica di tale porzione di terreno onde evitare il manifestarsi eventuale di cedimenti differenziali nel lungo termine anche in relazione alla direzione predominante dei venti.

Dalla relazione di calcolo si riporta quanto segue:

*"In fase di indagine geognostica, si è provveduto all'esecuzione di tre sondaggi in corrispondenza della posizione del centro del plinto (TR\_01) e ad una distanza di 12m a destra ed a sinistra dello stesso (TR\_02 e TR\_03) in corrispondenza dei bordi del plinto. Il sondaggio TR\_03, come evidenziato nello schema stratigrafico su riportato, ha evidenziato la presenza di una saccatura argillosa, contrassegnata come Litotipo A', che potrebbe indurre fenomeni di cedimenti differenziali sulla fondazione, anche a seguito dell'esame della relazione anemologica dalla quale si evince che le direzioni prevalenti del vento sono NNE e SSW, esattamente coincidenti con la linea di indagine seguita.*

*A seguito di attenta analisi mirata all'individuazione di possibili soluzioni che potessero evitare cedimenti differenziali in fondazione a seguito della non omogeneità degli strati presenti, si è optato per la bonifica della saccatura argillosa. In fase esecutiva, per ovviare alle diverse caratteristiche geotecniche ed idrauliche del materiale presente in corrispondenza del TR3, si scaverà fino alla quota di contatto con la calcarenite (dal TR\_03 risulta a -4,00 m dal piano di campagna) e riportare il piano alla quota di posa della fondazione mediante la stesa di magrone di calcestruzzo per lo spessore e la stesa necessari.*

*Le caratteristiche del magrone sono riportate nella tabella che segue:*

ter	descrizione	ps	pw	c	fi	ca	de	Es	Vs
1	Suolo	1900	2000	0,00	20,0	0,00	32,0	980	0,33
2	Magrone	2200	2300	0,24	24,0	0,50	30,0	100000	0,30
3	Calcarenite bianca	2000	2100	0,24	24,8	0,50	30,0	3120	0,33
4	Calcarenite grossolana	2100	2200	0,22	23,2	0,50	30,0	12830	0,33
5	Calcicare giallo	2200	2300	0,23	34,3	0,50	30,0	29740	0,33
6	Ghiaie	1900	2000	0,00	36,0	0,00	27,0	240	0,30

Figura 36 Caratteristiche del magrone di bonifica

*Di seguito si riporta la nuova stratigrafia del terreno utilizzata per l'esecuzione del calcolo, a seguito dell'esecuzione della bonifica della saccatura argillosa.*

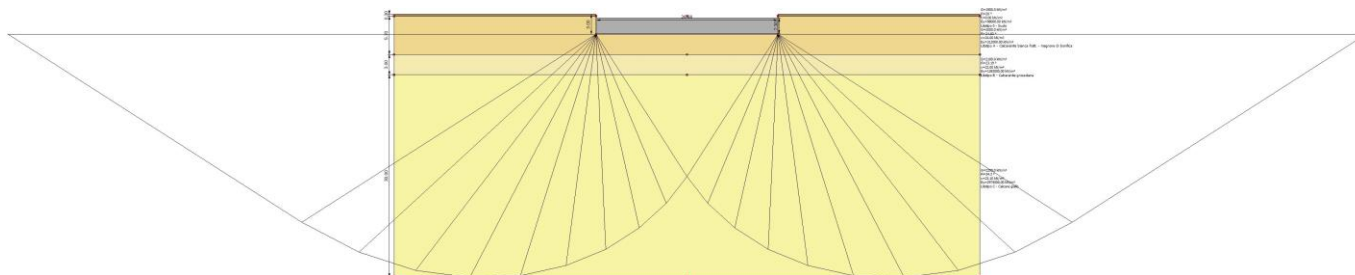
## Stratigrafia del terreno dopo bonifica

str	descrizione	tipo terreno	zs	qlo	kwo	iq	ik
1	Litotipo 0	Suolo	0,00	0,00	0,00	26,46	10,41
2	Litotipo A'	Magrone	0,30	7,93	3,12	2,87	1,13
3	Litotipo A	Calcarenite bianca	4,00	18,56	7,30	3,30	1,29
4	Litotipo B	Calcarenite grossolana	6,00	15,41	6,06	19,22	7,56
5	Litotipo C	Calcere giallo	9,00	73,08	28,77	5,13	2,02

Figura 37 Modello geotecnico utilizzato per il calcolo della struttura

In tutte le casistiche analizzate la fondazione 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.

### 1) Fondazione a base circolare



#### DATI GENERALI

Diametro della fondazione	26.8 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

#### SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.022
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0045

#### 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. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.3	1900.0	2000.0	20.0	0.0	0.0	98000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	Litotipo 0 - Suolo
5.7	2000.0	2100.0	24.83	24.0	24.0	312000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	Litotipo A - Calcarenite

											e bianca fratt. - magrone di bonifica
3.0	2100.0	2200.0	23.19	22.0	22.0	1283000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	Litotipo B - Calcarenit e grossolan a
30.0	2200.0	2300.0	34.3	23.1	23.1	2974000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Litotipo C - Calcare giallo

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	1000.00	37448.46	-180021.70	-3385.26	-1692.63	-1692.63	Progetto
2	A2+M2+R2	1000.00	37448.46	-180021.70	-3385.26	-1692.63	-1692.63	Progetto
3	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
6	A(1)+M(1)+R(3)	1000.00	37448.46	-180021.70	-3385.26	-1692.63	-1692.63	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	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capa cità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1
6	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1

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

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	5790.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	3217.04 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	1000.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5.79
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 231627.1 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Dott.ssa Geol.  
**COSIMA ATZORI**

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA  
 Sezione A n°656



Studio Tecnico di Geologia  
 Applicata all'Ingegneria e all'Ambiente

[info@gaiac consulting.eu](mailto:info@gaiac consulting.eu)  
[posta-certificata@pec.gaiac consulting.eu](mailto:posta-certificata@pec.gaiac consulting.eu)

Peso unità di volume	2000.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	2100.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	24.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	6368.52 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3538.07 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	14507.1 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

#### A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2000.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	2100.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	17.1429 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.1
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	6338.52 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3521.4 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



## VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	9420.2 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

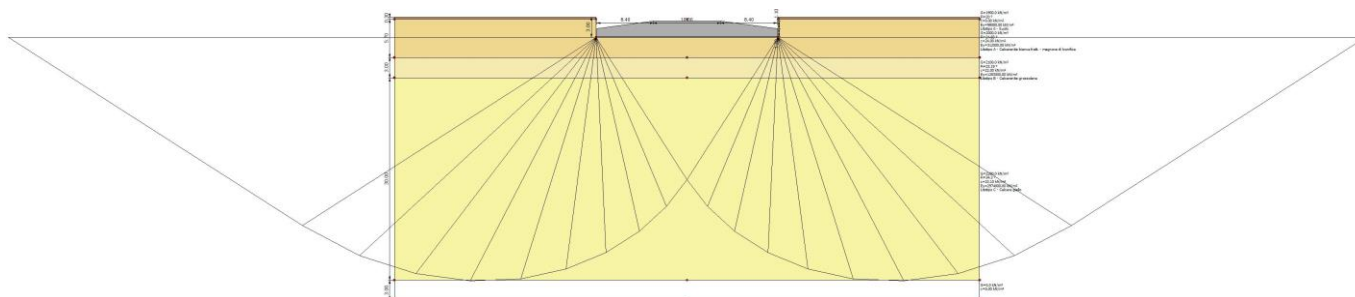
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

## VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(1)+R(3))

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	13188.27 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

## 2) Fondazione a base quadrata



### DATI GENERALI

Larghezza fondazione	26.8 m
Lunghezza fondazione	26.8 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

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

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	5789.74 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	3216.52 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	1000.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5.79
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 231589.6 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2000.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	2100.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	24.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	6368.4 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3538.0 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

## VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	14507.1 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

## A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2000.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	2100.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	17.1429 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.2
Fattore profondità [Dc]	0.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	6338.89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3521.61 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

**VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)**

=====

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	9420.2 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

**VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(1)+R(3))**

=====

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	13188.27 kN
Sollecitazione di progetto	2393.74 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

