



COMUNE DI
VILLACIDRO



COMUNE DI
SAN GAVINO MONREALE



PROVINCIA DEL
MEDIO CAMPIDANO



MINISTERO DELLA
TRANSIZIONE ECOLOGICA



REGIONE AUTONOMA
DELLA SARDEGNA



COMUNE DI
SANLURI



COMUNE DI
SERRAMANNA

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELL'IMPIANTO AGRIVOLTAICO "VILLACIDRO 3" E OPERE CONNESSE

COMUNI DI VILLACIDRO E SAN GAVINO MONREALE (VS)

POTENZA MASSIMA DI IMMISSIONE IN RETE 50.000 kW
POTENZA MASSIMA INSTALLATA PANNELLI 51.300 kWp

A

IMPIANTO AGRIVOLTAICO

DATA
25/02/2022

REVISIONE
1

SCALA

CODICE

A.GEO.2

TITOLO

RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROPONENTE

GREEN ENERGY SARDEGNA 2 S.r.l.
Piazza del Grano, 3
39100 Bolzano (BZ)

IL PROGETTISTA

Dott. Geol. Marco PILIA
Via A. Catalani, 7 – 09125 Cagliari
Mob +39 393 3197536 email piliamarco@hotmail.it

GREENENERGYSARDEGNA2

GREEN ENERGY SARDEGNA 2 S.r.l. Piazza del Grano, 3 39100 Bolzano (BZ)



GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.2

A.GEO.2 - RELAZIONE GEOTECNICA

1	PREMESSA	3
2	DATI GENERALI DEL PROPONENTE	3
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E CARTOGRAFICO	4
4.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMMINISTRATIVO	4
4.2	INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO.....	7
5	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	8
5.1	MODELLO GEOLOGICO E STRATIGRAFICO	8
5.1.1	<i>Depositi olocenici dell'area continentale</i>	<i>8</i>
5.1.2	<i>Inquadramento idrogeologico locale.....</i>	<i>10</i>
5.2	MODELLO GEOTECNICO.....	14
5.2.1	<i>Parametri geotecnici.....</i>	<i>14</i>
6	OPERE IN PROGETTO	15
6.1	STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI MODULI FV	15
6.2	CABINE	17
7	RELAZIONE SISMICA.....	18
7.1	ANALISI E DESCRIZIONE DELLA SISMICITÀ STORICA	18
7.2	MODELLAZIONE SISMICA	19
7.3	DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI DEFINITE DAL D.M. 14.1.08.....	20
7.3.1	<i>Parametri VN e CU.....</i>	<i>21</i>
7.3.2	<i>Stati limite.....</i>	<i>23</i>
7.3.3	<i>Parametri spettrali.....</i>	<i>23</i>
7.4	PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	23
7.4.1	<i>Calcolo della VS30 per la definizione della categoria del suolo di fondazione.....</i>	<i>23</i>
7.4.2	<i>Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	<i>24</i>
7.4.3	<i>Accelerazione massima attesa in superficie</i>	<i>25</i>
7.4.4	<i>Parametri degli spettri orizzontali e verticali.....</i>	<i>26</i>
7.4.5	<i>Accelerazione massima attesa in superficie</i>	<i>27</i>
7.5	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	28
8	CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONI DIRETTE (RESISTENZA RD).....	29
8.1	CEDIMENTI	30
8.1.1	<i>Bulbo delle pressioni</i>	<i>30</i>
9	SCAVABILITÀ DEI SEDIMENTI.....	31
10	CONCLUSIONI	31

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.3

1 PREMESSA

Il progetto di cui la presente relazione è parte integrante, ha come scopo la realizzazione di un impianto per la produzione di Energia Elettrica da fonte Solare Fotovoltaica e delle relative opere di connessione alla Rete Nazionale (cavidotto MT a 30 kV, Sottostazione Elettrica Utente, sistema di sbarre a 150 kV per condivisione in "condominio" dello stallo Terna S.p.A. con altri produttori). L'Impianto sarà denominato "Villacidro 3" ed avrà una potenza in immissione ed una potenza disponibile (PnD) pari a 50 MW.

L'impianto sarà connesso alla RTN (Rete di Trasmissione Nazionale) tramite la esistente Cabina Primaria "Serramanna" e prevede la totale cessione dell'energia prodotta alla Società TERNA S.p.A.

La società Proponente il progetto è la Green Energy Sardegna 2 S.r.l.

Le modalità descritte sono conformi a quanto previsto dal DPR n.120 del 13/06/2017 (pubblicato sulla G.U. del 7 agosto 2017).

2 DATI GENERALI DEL PROPONENTE

La Società Proponente il presente progetto, è la Green Energy Sardegna 2 S.r.l. con sede in piazza del Grano, 3 – 39100 Bolzano (BZ) – pec. greenenergy2@legalmail.it – P.IVA 2993950217

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il presente studio è stato redatto in conformità alle disposizioni delle seguenti norme:

- **Decreto 17 gennaio 2018.** Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- **Circolare C.S. LL.PP. n. 617** del 02.02.2009 «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Normative tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008»;
- **D.M. n. 14.01.2008** «Norme Tecniche per le Costruzioni»;
- **D.M. Infrastrutture del 06.05.2008** «Integrazioni al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni emesse ai sensi delle leggi n. 1086 del 05.11.1971 e n. 64 –
- **Ordinanza P.C.M. n. 3519** del **28.04.2006** «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»;
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316** del **02.10.2003** «Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri»;

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.4

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274 del 20.03.2003** «*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*»;
- **Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996** «*Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica*»;
- **D.M. LL.PP. 16.01.1996** «*Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*»;
- **Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988** obbligo di sottoporre tutte le opere edili *pubbliche* e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono

4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E CARTOGRAFICO

4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E AMMINISTRATIVO

Dal punto di vista geografico le aree interessate dal progetto ricadono nel settore occidentale della regione del Medio Campidano – Sardegna meridionale.

L’Impianto in progetto si sviluppa su un’area di 59 ha a cavallo dei comuni di San Gavino (9,30 ha) Monreale e Villacidro (40,70 ha), risultando distante da essi rispettivamente circa 3,5 e 5 km **Figura 1**.

Il sito è facilmente raggiungibile dall’abitato di Villacidro percorrendo la SP 61 per circa 4,5 km in direzione di San Gavino. All’altezza della seconda rotatoria, percorrendo in direzione est la strada locale, si raggiungono le aree di Impianto.

Impianto si completa con un cavidotto interrato della lunghezza di 10,3 km che collega l’impianto FV con la centrale Enel di Serramanna. Il cavidotto si estende nei comini di Villacidro, Sanluri e Serramanna.

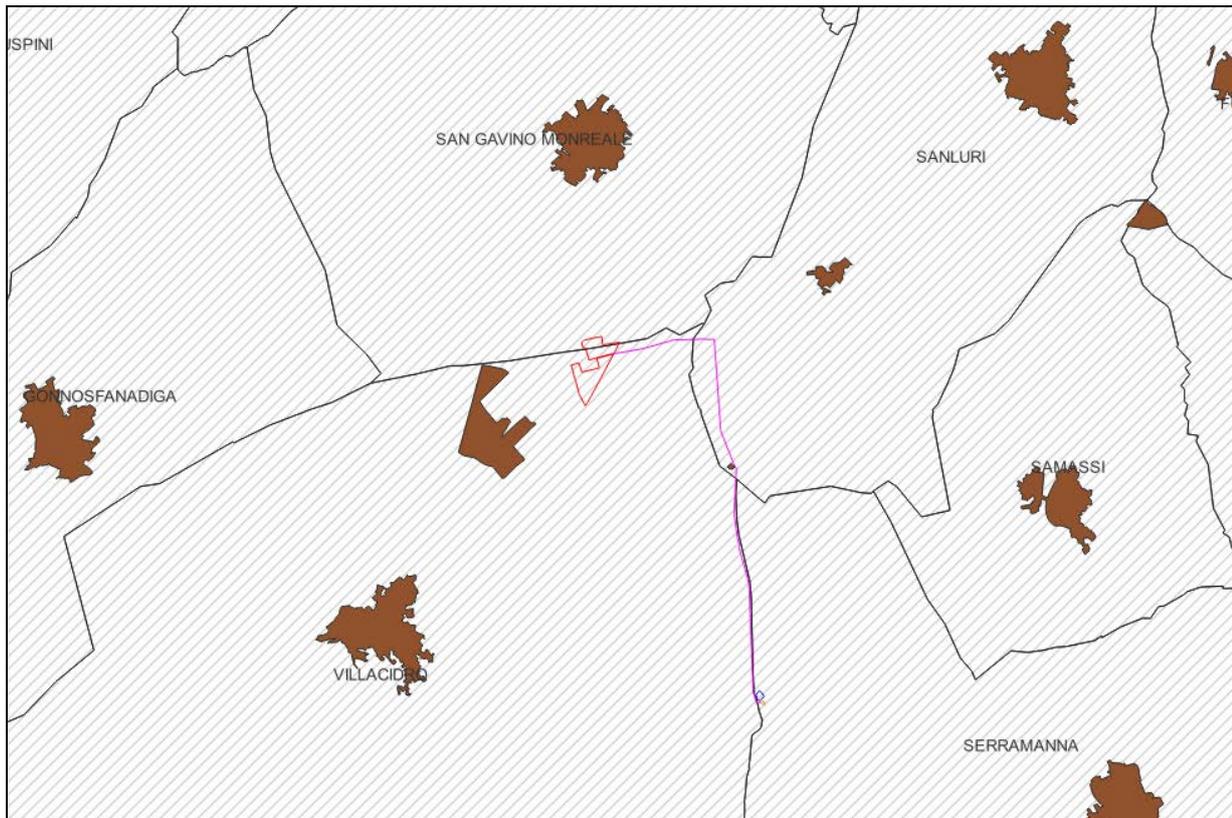


Figura 1: inquadramento amministrativo dell'impianto e relativo cavidotto

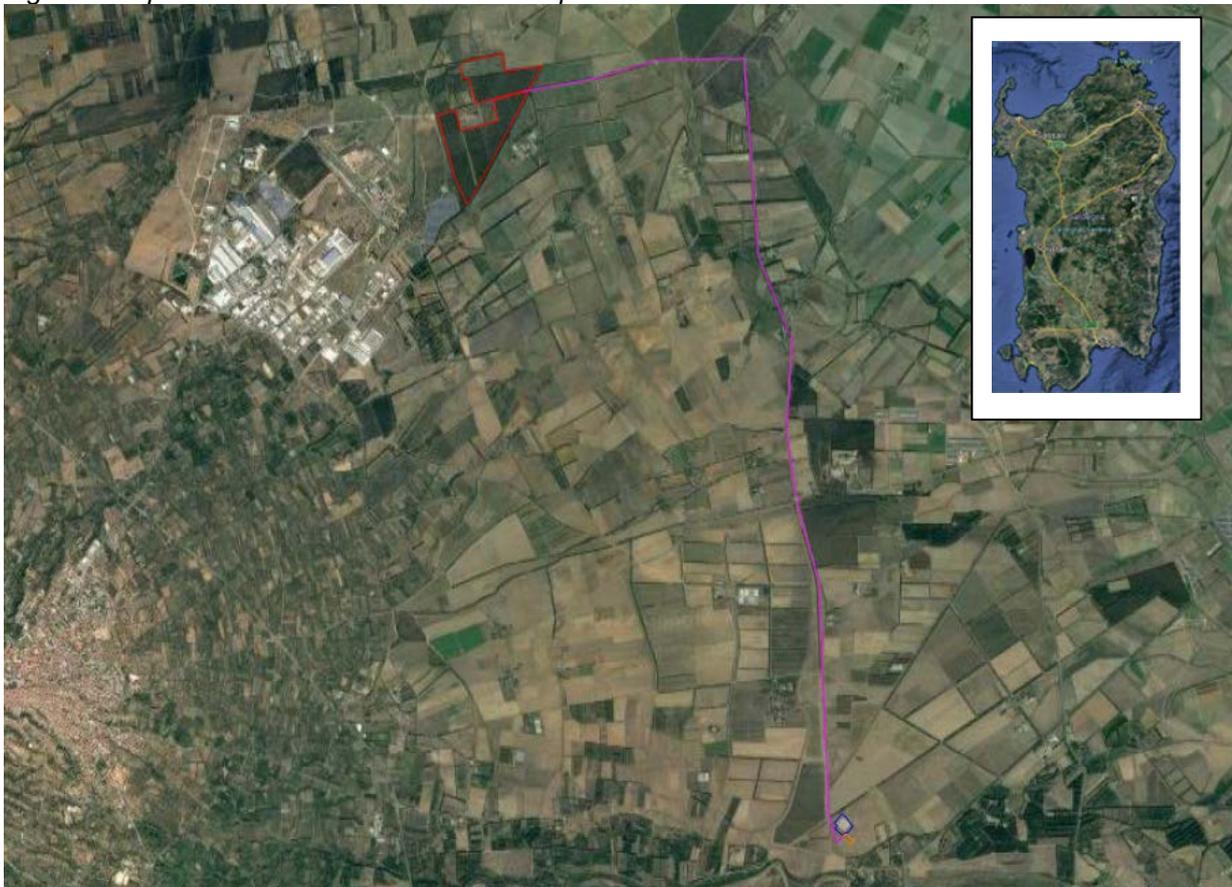


Figura 2: inquadramento aereo dell'impianto e relativo cavidotto.

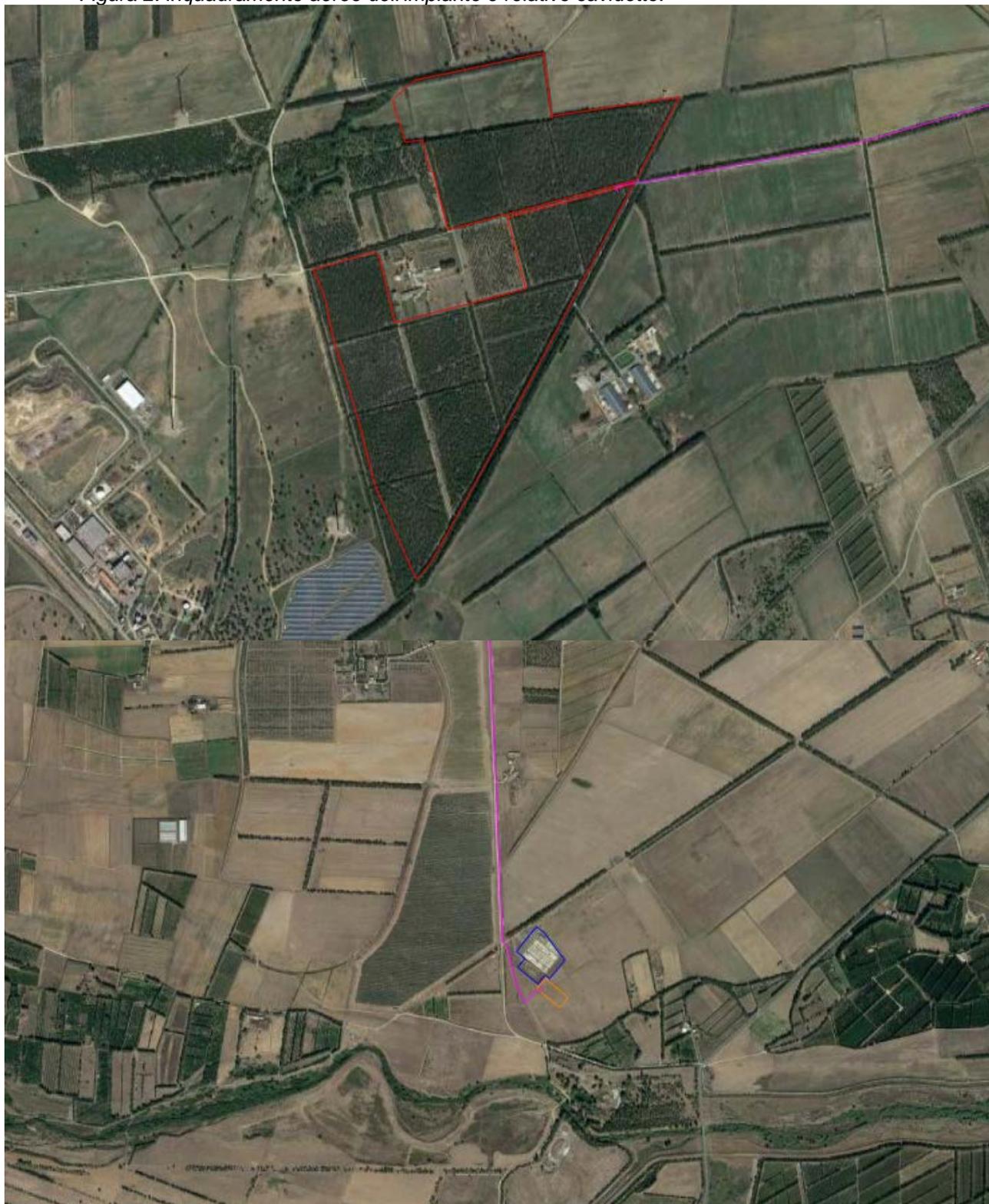


Figura 3: vista aerea dell'impianto della Centrale Terna di Serramanna

4.2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO

Nella cartografia ufficiale il sito oggetto di intervento è interamente contenuto:

- nel Foglio N°547 "Villacidro" della carta dell'I.G.M. in scala 1:50.000;
- nel Foglio N°547 sez. III "Villacidro", IV "S. Gavino Monreale" della carta dell'I.G.M. in scala 1:25.000, **Figura 4**;
- nel Foglio 547 n° 060 "S. Gavino Monreale" della Carta Tecnica Regionale della Sardegna in scala 1:10.000,

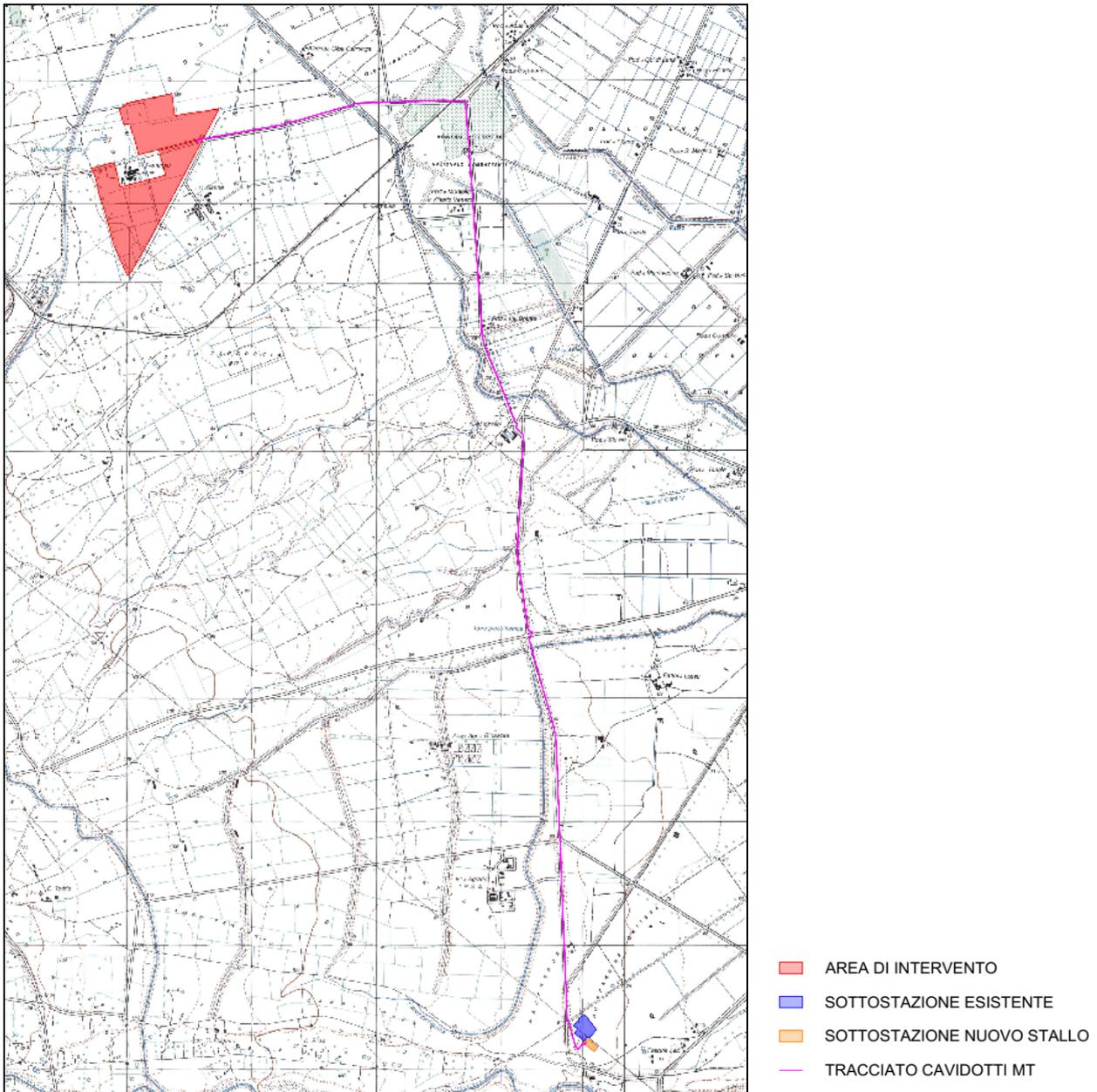


Figura 4: stralcio del foglio 547 sez. III "Villacidro", sez. IV "S. Gavino Monreale" della carta dell'IGM in scala 1:25000

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag. 8

5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1 MODELLO GEOLOGICO E STRATIGRAFICO

Dalla cartografia geologica (Allegato A.GEO.4 Carta Geologica 1:10000”) si evince che il settore di interesse è caratterizzata prevalentemente da depositi alluvionali terrazzati e non e solo subordinatamente da depositi lacustro -palustri, entrambi riconducibili al neozoico (Quaternario) ed in particolare all'olocene.

Sulla base delle caratteristiche delle opere in progetto, Impianto FV e Cavidotto, di seguito si riporta la descrizione dei terreni interessati.

5.1.1 Depositi olocenici dell'area continentale

Tali depositi sono rappresentati da due grandi unità deposizionali, la prima costituita dai depositi messisi in posto durante l'Olocene, l'altra è rappresentata da depositi alluvionali terrazzati, depositi detritici di versante e di conoide alluvionale. I materiali che costituiscono questi depositi sono granulari, non litificati, eterometrici ed eterogenei. I differenti tipi litologici non hanno giacitura regolare, spesso è lenticolare, tipica di ambiente deposizionale fluviale, possono presentare spessori ed estensioni variabili e trovarsi in contatto eteropico tra loro.

L'Olocene è rappresentato soprattutto dai depositi ghiaioso-sabbiosi di fondovalle e delle piane alluvionali, da depositi limoso-argillosi, da accumuli detritici spigolosi e più o meno grossolani situati al piede dei versanti più acclivi nei rilievi paleozoici.

Depositi alluvionali (b)

Sono depositi legati alle dinamiche fluviali attuali, derivano dalla sedimentazione attuale e recente dei materiali trasportati in carico dai corsi d'acqua e affiorano in prossimità di questi. In genere sono rappresentati da depositi grossolani a cui si intercalano livelli di sabbia. La granulometria delle alluvioni varia dai ciottoli alle sabbie la cui provenienza è, il più delle volte, strettamente connessa con l'erosione e la rimobilizzazione di sedimenti alluvionali più antichi, i clasti mostrano un grado di arrotondamento elevato; Lo spessore dei depositi è in funzione della portata e della capacità del corso d'acqua da cui hanno origine potendo ritenersi spessori variabili tra 1m e diversi metri; generalmente sono terreni incoerenti o poco coesivi.

Questi depositi possono essere distinti in facies diverse se è possibile individuare una componente predominante:

- depositi alluvionali. Ghiaie da grossolane a medie **(ba)**
- depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille **(bb)**

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag. 9

Depositi alluvionali terrazzati (Bn)

Si tratta di depositi alluvionali grossolani con lenti e livelli di sabbie e ghiaie fini. Questi depositi si trovano ai lati dei letti attuali o su depositi terrazzati, in genere non sono interessati dalle attuali dinamiche. Gli spessori di queste formazioni sono difficilmente valutabili.

Questi depositi possono essere costituiti da ghiaie con subordinate sabbie e presentano uno spessore da 5 a 6 m (**bn**), oppure da sabbie con subordinati limi ed argille (**bnb**), oppure da limi ed argille. (**bnc**)

Depositi lacustro - Palustri (e)

I depositi d'ambiente lacustre o palustre nel campidano sono caratteristici delle aree depresse.

Nell'area cartografata si rinvencono:

- Depositi lacustri, palustri. Argille molto plastiche, localmente ricche di materia organica, talvolta con sottili intercalazioni di sabbie contenenti gusci di bivalvi (*Cerastoderma edule*), di gasteropodi polmonati (*Hydrobia ventrosa*) e ostracodi (*Cyprideis*) **ea**.
- Depositi lacustri, palustri. Cordoni sabbiosi di antiche linee di riva **eb**.

Depositi antropici (h)

Si tratta di depositi antropici di varia natura come discariche di RSU (**h1u**) e discariche Industriali (**h1i**).

Nello specifico l'impianto FV insiste in parte su depositi terrazzati sabbiosi con subordinatamente limi e argille e in parte su depositi terrazzati ciottoloso - ghiaiosi con subordinate sabbie.

Il cavidotto che si estende per 10 km circa attraversa depositi di varia natura. In tal senso in Tabella 1 si riportano i litotipi attraversati dal cavidotto.

Da (m) (Impianto)	A (m) (centrale)	Delta (m)	Litotipo
0	857	857	bn
857	1598	741	bnb
1598	3042	1444	bn
3042	3373	331	bnc
3373	3878	505	bn

3878	4235	357	bnb
4235	4326	91	bna
4326	4823	497	bnb
4823	5861	1038	bna
5861	6132	271	bnb
6132	10355	4223	bna

5.1.2 Inquadramento idrogeologico locale

In **Allegato A.GEO.6** si riporta la carta delle permeabilità in scala 1:10000 dell'area cartografata. Dalla carta si evince che l'impianto FV insiste su terreni caratterizzati in parte a permeabilità medio – alta e in parte medio - bassa per porosità Figura 5.

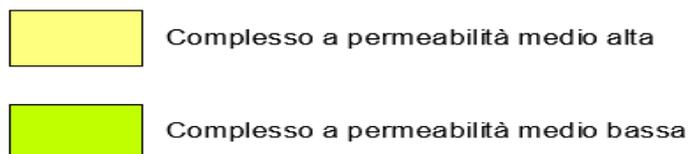
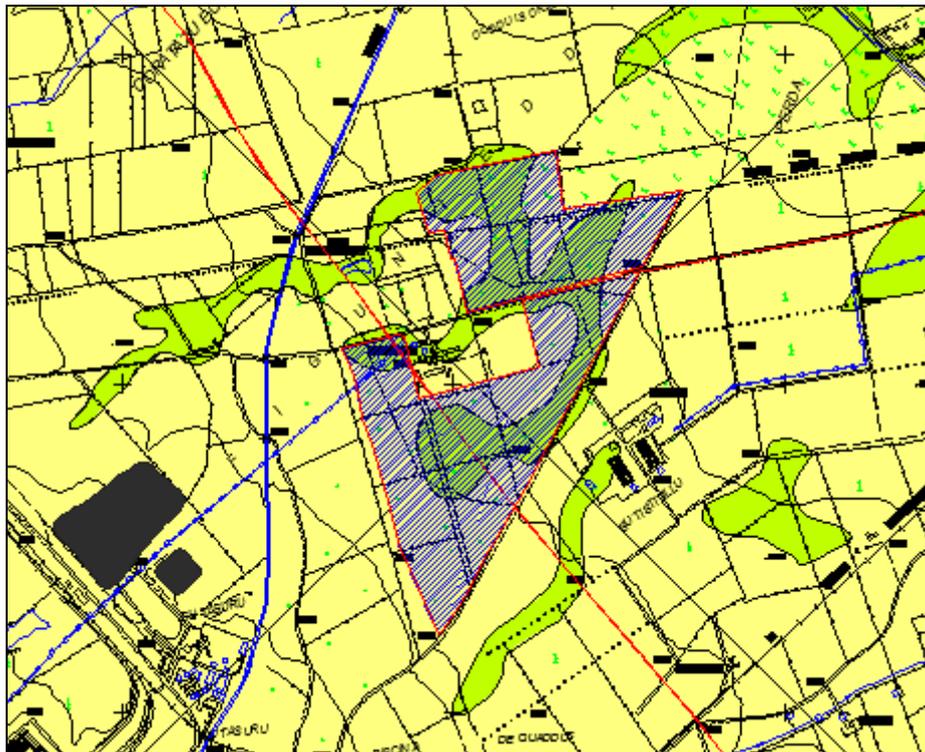


Figura 5: stralcio della carta delle permeabilità area impianti

Il cavidotto che si estende per 10 km circa attraversa depositi di varia natura. In tal senso in Tabella 11 si riportano i litotipi attraversati dal cavidotto.

Nella Tabella 2 si riporta la permeabilità dei terreni interessati dal cavidotto

<i>Tabella 2: litotipi attraversati dal cavidotto</i>			
Da (m) (Impianto)	A (m) (centrale)	Delta (m)	Permeabilità
0	857	857	Medio - Alta
857	1604	747	Medio - Bassa
1604	3048	1444	Medio - Alta
3048	3379	331	Medio - Bassa
3379	3884	505	Medio - Alta
3884	4033	149	Medio - Bassa
4033	4124	91	Medio - Alta
4620	4620	496	Medio - Bassa
5658	5658	1038	Medio - Alta
29292	5929	271	Medio - Bassa
5929	6107	178	Medio - Alta
6103	6163	56	Medio - Bassa
6103	10151	3988	Medio - Alta

A completamento del quadro idrogeologico è stata eseguita una ricerca nella banca dati del servizio geologico italiano SGI al fine di individuare la presenza di pozzi nelle aree di interesse, acquisire i dati di soggiacenza e di valutare potenziali interferenze. L'ubicazione dei pozzi presenti è riportata nelle **Figure 6 e 7**.



Figura 6: Pozzi per acqua presenti nel settore di interesse



Figura 7: Pozzi per acqua presenti nel settore di interesse

Dalle figure si evince che le opere in progetto non interferiscono con i pozzi presenti.

Per quanto riguarda le soggiacenze i dati disponibili indicano la presenza di un sistema multifalda caratterizzato da soggiacenze variabili tra 10 e 30 m per la falda più superficiale. Tali valori consentono di escludere interferenze scavi-falda.

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.14

5.2 MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione del sito, la definizione dell'assetto litologico e la modellazione geotecnica, sono alla base progettuale dell'opera. Tali valutazioni, basate sui risultati delle indagini effettuate, sono state ritenute adeguate alla dimensione e alla scala del problema, all'importanza ed all'estensione dell'opera, e conseguentemente alle finalità progettuali.

5.2.1 Parametri geotecnici

Al fine di evidenziare, in via preliminare, le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalle opere in progetto è stata redatta una carta litotecnica (A.GEO.9). Per la suddivisione si è tenuto conto delle caratteristiche tessiturali (granulometria) e del loro grado di addensamento (litotipi granulari) e grado di coesione.

Complessivamente si individuano 5 unità litotecniche di seguito elencate:

- **Unità 1:** Materiale coesivo poco consolidato o molle;
- **Unità 2:** Materiale granulare addensato a grana medio fine;
- **Unità 3:** Materiale granulare molto addensato a grana grossa;
- **Unità 4:** Materiale granulare scarsamente addensato prevalentemente sabbioso;
- **Unità 5:** Materiale scarsamente addensato a prevalenza grossolana.

Di seguito si riportano, per le diverse unità litotecniche i corrispondenti litotipi.

- **Unità 1: eb - bnc**
- **Unità 2; bnb**
- **Unità 3: bna**
- **Unità 4: bb**
- **Unità 5: ba - ea**

Sulla base dei dati geotecnici di letteratura è stato possibile attribuire a ogni unità litotecnica i valori dei parametri geotecnici. Nella Tabella 3 sono sintetizzati tali valori per ogni singola unità.

Tabella 3: valori dei parametri geotecnici							
	Peso di volume	Peso di volume saturo	Coesione	Coesione non drenata	Angolo di attrito interno	Modulo elastico	Modulo edometrico
Unità litotecnica	γ	γ_s	c	cu	phi	E	Me
	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	(°)	kPa	kPa
Unità 1	20	20	-	40	-	-	4000
Unità 2	18	20	20	-	32	10000	-
Unità 3	19	21	-	-	38	70000	-
Unità 4	18	20	-	-	30	20000	-
Unità 5	18,5	20,5	-	-	35	50000	-

Le caratteristiche geometriche delle unità litotecniche descritte sono assai varie. Dall'analisi della cartografia allegata si evince che l'unità dominante arealmente è rappresentata dall'unità 3 e subordinatamente dall'unità 2. La loro potenza varia pochi metri a un massimo di 10.

6 OPERE IN PROGETTO

Le uniche strutture presenti nell'impianto sono: le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, le cabine prefabbricate di campo e di parallelo, nonché i sostegni per la recinzione e i plinti per telecamere e antintrusione, tralasciando le ultime rientranti nelle opere minori, analizziamo le strutture di montaggio e le cabine prefabbricate, per le quali si farà ricorso a forniture da assemblare in loco o preassemblate. Come detto le strutture di sostegno dei pannelli sono ad inseguimento, ovvero tracker monoassiali, ad infissione diretta nel terreno con macchina operatrice battipalo, e sono realizzate per allocare 2x26 moduli (2 stringhe) oppure 2x52 moduli (4 stringhe) in verticale su una fila.

6.1 STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI MODULI FV

Nella struttura ad inseguitore solare i moduli fotovoltaici sono fissati ad un telaio in acciaio, che ne forma il piano d'appoggio, a sua volta opportunamente incernierato ad un palo, anch'esso in acciaio, da infiggere direttamente nel terreno **Figura 8**. L'infissione sarà eseguita a mezzo di

battipalo.

La profondità standard di infissione è di 2 m. Tuttavia, in fase esecutiva in base alle caratteristiche del terreno ed ai calcoli strutturali tale valore potrebbe subire modifiche che tuttavia si prevede siano non eccessive (come l'utilizzo di pali più profondi o cemento su alcuni pali). Questa tipologia di struttura faciliterà enormemente sia la costruzione che la dismissione dell'impianto a fine vita, riducendo drasticamente le modifiche subite dal suolo. È importante evidenziare che le altezze minime e massime della struttura di supporto dei moduli fotovoltaici potranno essere rispettivamente 400 mm e 5.500 mm (con variazioni di 100 mm a seconda della caratteristica del terreno).

Per la fondazione si utilizzano profili di infissione zincati a caldo in diverse classi dimensionali. La forma di palificazione appositamente sviluppata garantisce un'infissione ottimale nel terreno con simultanea rigidità a flessione massimale. In questo modo si ottiene che le forze di infissione possono anche essere trasmesse fino al punto di collegamento superiore conferendo all'impianto la stabilità ottimale nei confronti dei carichi di vento e di neve.

L'infissione dei profili di palificazione nel terreno viene eseguito con battipali idraulici con riguardo al terreno. Questo procedimento di palificazione è particolarmente indicato soprattutto in caso di impianti di grandi dimensioni; con una macchina si può realizzare, a seconda del terreno, una potenza di circa 250 pali al giorno. Sono possibili anche forme di terreno più difficili (pietre ecc.); in caso di sottosuoli in roccia, la macchina può essere attrezzata aggiuntivamente con un gruppo di foratura.

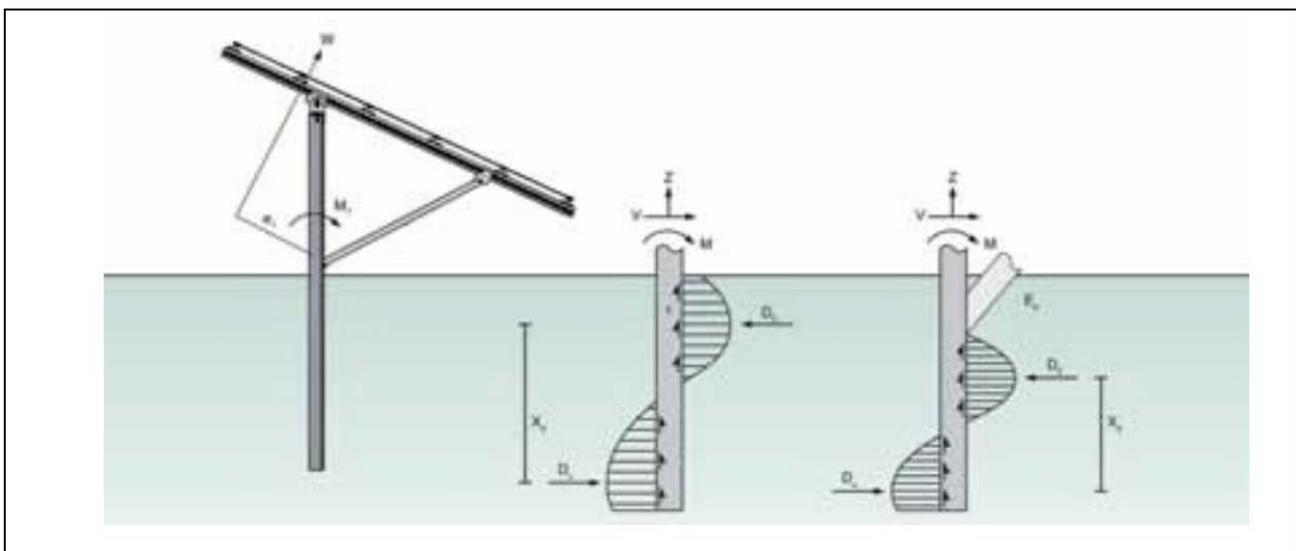


Figura 8: particolare dei pali di supporto

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.17

6.2 CABINE

Le cabine di campo saranno in container metallici, o in c.a.v. **Figura 9** mentre quelle di smistamento parallelo saranno realizzate come monoblocco prefabbricato in c.a.v. a struttura monolitica autoportante senza giunti di unione tra le pareti e tra queste ed il fondo, le dimensioni di ciascuna cabina di campo sono pari a 20 x 4 x 4,5 m (LXPXH).

Le cabine prefabbricate sono certificate dal costruttore per l'alloggio il trasporto e la movimentazione completa di inverter, trasformatore, interruttore MT e accessori.

Le cabine possono essere prefabbricate e trasportate in sito per il collegamento plug and play. Nella figura si riporta una cabina tipo con le dimensioni e le caratteristiche delle cabine.

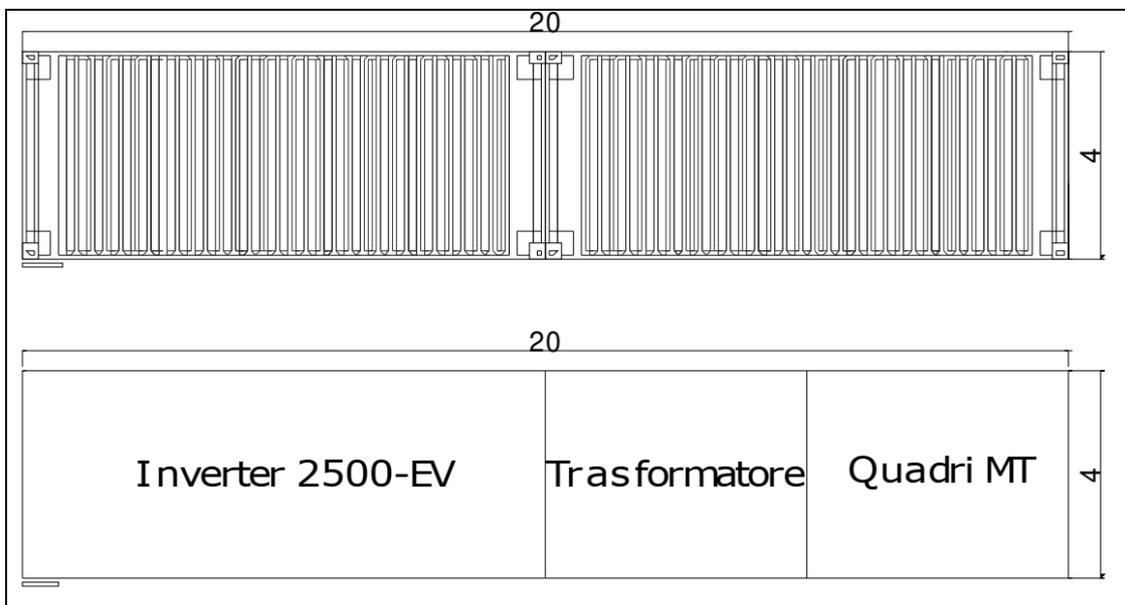


Figura 9: particolare delle cabine

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.18

7 RELAZIONE SISMICA

7.1 ANALISI E DESCRIZIONE DELLA SISMICITÀ STORICA

Per evidenziare il risentimento dei terremoti passati avvenuti nell'area di studio, è stata ricostruita la storia sismica dei comuni interessati dall'opera in progetto. I dati sono stati tratti dal database disponibile sul web "DBMI04", un database di osservazioni macrosismiche di terremoti di area italiana (a cura di Stucchi M. ET al., 2007), che contiene i dati macrosismici provenienti da studi INGV e di altri enti, che sono stati utilizzati per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04.

Sulla base del database "DBMI04" non sono emersi eventi sismici significativi in Sardegna.

Che la sismicità della Regione Sardegna sia bassa, anzi bassissima, ce lo dicono molti indicatori: l'evoluzione cinematica del Mediterraneo centrale, secondo qualsiasi ricostruzione, ci dice che l'intero blocco sardo-corso è rimasto stabile negli ultimi 7 milioni di anni.

Il catalogo storico dei terremoti riporta, infatti, solo 2 eventi nel Nord della Sardegna, entrambi di magnitudo inferiore a 5 (nel 1924 e nel 1948); il catalogo strumentale (sismicità degli ultimi 25 anni registrata dalla rete nazionale) riporta solo alcuni eventi nel Tirreno e pochissimi eventi a Sud della Sardegna (come gli ultimi eventi del marzo 2006), tutti eventi di magnitudo inferiore a 5.

Si tratta, insomma, di eventi di bassa energia, rari, che possono avvenire un po' ovunque; in particolare i terremoti localizzati in mare nel Tirreno Orientale, risultano piuttosto superficiali (profondità inferiori a 20 km). Dal punto di vista della pericolosità sismica, vale a dire della probabilità di occorrenza di questi eventi, il livello è così basso che non si riesce a valutare in maniera adeguata e affidabile. Per questi motivi si propone un valore di "default" per tutta la Sardegna di accelerazione massima pari a 0,050 g, cioè un valore di pericolosità prefissato, basso, di cautela per l'intera isola.

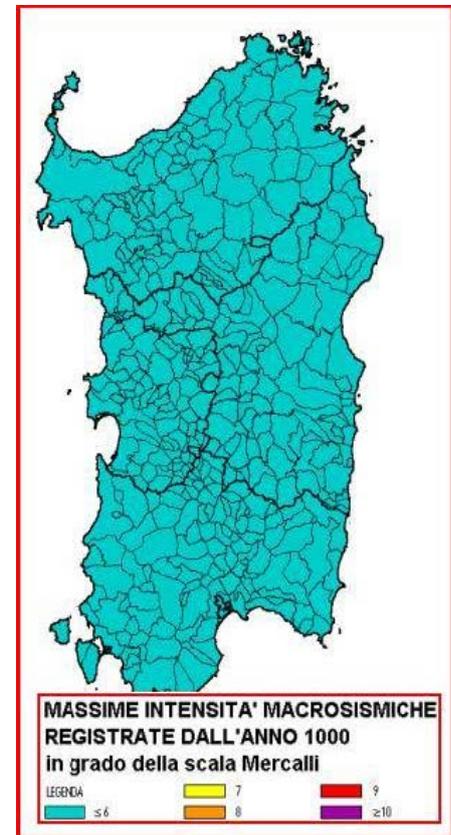


Figura 1: intensità macrosismiche registrate dall'anno 1000 d.c. nel territorio della Regione Sardegna

L'evento sismico più forte in Sardegna è stato registrato nel 1948 nella zona tra Castelsardo e Tempio Pausania; fu un terremoto che provocò solo qualche lieve danno. Nel 2006 alcune scosse avvennero nel Golfo di Cagliari; spaventarono la popolazione ma non fecero danni.

La **Figura 10** riassume le massime intensità macrosismiche registrate nella Regione Sardegna. Consultando la carta di Zonazione Sismogenetica ZS4 (1996) e la successiva Zonazione Sismogenetica denominata ZS9 **Figura 11**, elaborata dal gruppo di lavoro facente capo all'INGV (2004), si può evidenziare che le aree interessate dalle opere in progetto non ricadono all'interno di nessuna area sorgente.

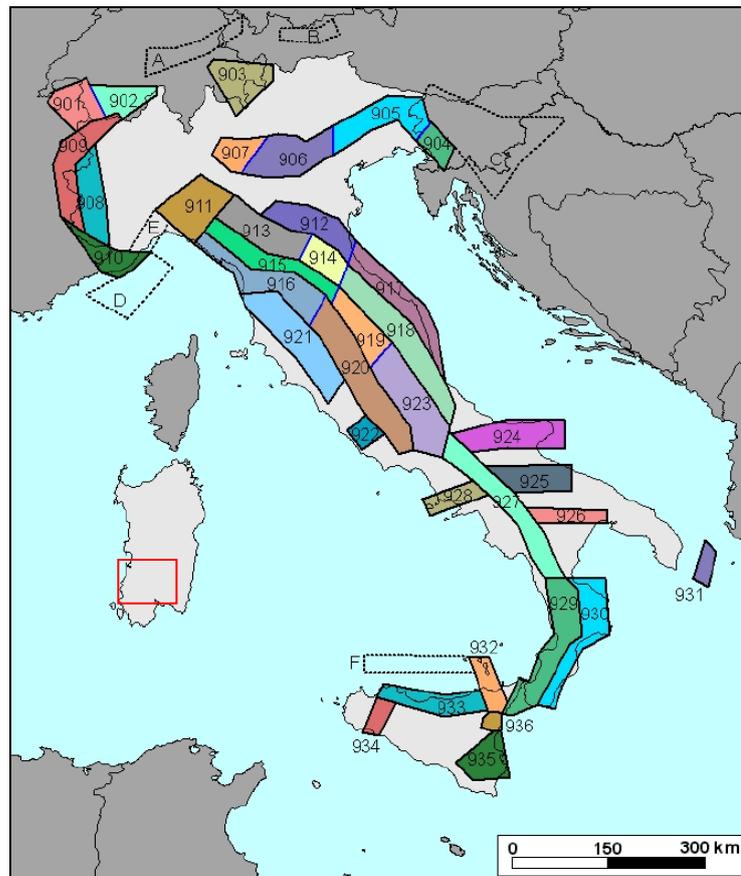


Figura 11: Zonazione sismogenetica ZS9 dell'Italia (Gruppo di lavoro INGV, 2004).

Per quanto riguarda la Sardegna, data la bassa sismicità dell'isola, non è stata ricostruita alcuna zona sismogenetica affidabile (Stucchi ET al., 2007).

7.2 MODELLAZIONE SISMICA

La valutazione del terremoto di progetto, cioè dell'evento sismico di riferimento rispetto al quale effettuare il dimensionamento dell'opera, può essere eseguita con metodologie diverse.

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag. 20

7.3 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI DEFINITE DAL D.M. 14.1.08

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.) D.M. 17 gennaio 2018 introducono il concetto di pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni e alle strutture connesse con il funzionamento di opere come i metanodotti.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, <http://esse1.mi.ingv.it/>).

Le N. T. C. introducono il concetto di nodo di riferimento di un reticolo composto da 10751 punti in cui è stato suddiviso l’intero territorio italiano. Le stesse N.T.C. forniscono, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_r considerati dalla pericolosità sismica, tre parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno (espressa in g/10);

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Da un punto di vista normativo, pertanto, la pericolosità sismica di un sito non è sintetizzata più dall’unico parametro (a_g), ma dipende dalla posizione rispetto ai nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame (Tabella A1 delle N.T.C.), dalla Vita Nominale e dalla Classe d’Uso dell’opera. I punti del reticolo di riferimento riportati nella Tabella A1 delle N.T.C. hanno un passo di circa 10 km e sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine.

La rappresentazione grafica dello studio di pericolosità sismica di base dell’INGV, da cui è stata tratta la Tabella A1 delle N.T.C., è caratterizzata da una mappa di pericolosità Sismica del Territorio Nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo rigido (in g) in funzione della probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento considerato.

Per tutte le isole, con l’esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_0 , T^*c uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola. I valori di tali dati sono riportati nella in **Tabella 4** (Tabella A2 delle N.T.C).

Tabella 4: Parametri spettrali della Sardegna per i diversi tempi di ritorno

ag	Fo	TC *
TR=30		
0,186	2,61	0,273
TR=50		
0,235	2,67	0,296
TR=72		
0,274	2,70	0,303
TR=101		
0,314	2,73	0,307
TR=140		
0,351	2,78	0,313
TR=201		
0,393	2,82	0,322
TR=475		
0,500	2,88	0,340
TR=975		
0,603	2,98	0,372
TR=2475		
0,747	3,09	0,401

7.3.1 Parametri VN e CU

Le azioni sismiche sulle opere vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava puntualmente moltiplicando la Vita Nominale VN per il Coefficiente d'Uso CU.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tabella 5**.

Tabella 56: Vita nominale delle opere (Tabella 2.4.1 delle NTC)

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

L'opera in progetto appartiene alle opere ordinarie e quindi con **VN ≥ 50**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite, **Tabella 6**.

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.22

<i>Tabella 6: classi d'uso</i>	
Classe	Descrizione
Classe I	Costruzione 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 sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III 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 D.M. 5 novembre 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.

Secondo la **Tabella 7** l'opera ricade in **classe II "Opere ordinarie"**

Applicando la seguente formula:

$$T_R = (1 - P_{VR}) = -C_U V_N \ln(1 - P_{VR})$$

si ottiene il periodo di riferimento. In **Tabella 18** sulla base delle classi d'uso, e della vita nominale e dei relativi valori di V_N e C_U , si riportano i valori di riferimento.

<i>Tabella 7: Classi d'uso e tempi di riferimento</i>			
Vita nominale	Classe d'Uso dell'opera	Periodo di riferimento per l'azione sismica	Rif. legislativo
Opere ordinarie di importanza normale $V_N \geq 50$ anni	Classe II $C_U = 1,0$	$V_R \geq 50$	N.T.C. Tab. 2.4.I/ Istruzioni N.T.C./Decreto dal capo dipartimento della Protezione Civile nr. 3685 del 21/10/2003.

In relazione ai diversi stati limite si ottengono i tempi di ritorno T_R di **Tabella 8**

<i>Tabella 8: nuovi valori di TR per i diversi stati limite calcolati per $V_R \geq 50$</i>		
Stati limite d'esercizio SLE	SLO	$T_R = 30$ anni
	SLD	$T_R = 50$ anni
Stati limite ultimi SLU	SLV	$T_R = 475$ anni
	SLC	$T_R = 975$ anni

7.3.2 Stati limite

Le N.T.C. definiscono gli stati limite con cui verificare le strutture in progetto.

Lo Stato Limite di Danno (SLD) è ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanea nelle condizioni post-sismiche.

Lo Stato Limite di immediata Operatività (SLO) è particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

Lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo.

In accordo alle N.T.C., par. 7.1, le verifiche sismiche sulle strutture del metanodotto e sulle opere accessorie verranno effettuate allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita): le strutture conservano un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per casi specifici, le opere potranno essere verificate allo stato limite di esercizio corrispondente allo SLD (Stato Limite di Danno).

7.3.3 Parametri spettrali

Nella **Tabella 9**, per i vari stati limite, sono indicati i valori dei parametri a_g , F_0 e T^*c , per la Sardegna estrapolati dalla Tabella A2 delle N.T.C.

<i>Tabella 9 : Parametri spettrali : VN = 50 anni - Classe d'Uso II</i>					
Stati limite		Tr	a_g/g	Fo	TC *
SLE	SLO	30	0.0186	2,61	0,273
	SLD	50	0.0235	2.67	0,296
SLU	SLV	475	0.0500	2,88	0,340
	SLC	975	0,0603	2,98	0,372

7.4 PARAMETRI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

7.4.1 Calcolo della VS30 per la definizione della categoria del suolo di fondazione

Per l'identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} , definita mediante l'equazione 3.2.1) delle NTC. La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag. 24

onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.

7.4.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza della valutazione dell'effetto della risposta sismica locale sulla base di analisi specifiche è possibile fare riferimento ad una metodologia semplificata basata sulle categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 3.2.II NTC 2018) e sulle categorie topografiche (Tabella 3.2.IV del NTC 2018).

- **Categoria di sottosuolo di riferimento**

In **Tabella 10**, si riportano le varie categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 10: Categorie di sottosuolo (Tabella 3.2.II delle NTC)	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

- **Condizioni topografiche**

In **Tabella 11** è possibile osservare la classificazione dei terreni di sedime sulla base delle caratteristiche della superficie topografica.

<i>Tabella 11: Categorie topografiche (Tabella 3.2.IV delle NTC)</i>	
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 $i > 30^\circ$

7.4.3 Accelerazione massima attesa in superficie

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale è possibile valutare l'accelerazione massima attesa al sito mediante la relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

S_S = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica

a_g = accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria E.

<i>Tabella 12: Espressioni di S_S (Tabella 3.2.V NTC 2018)</i>	
Categoria sottosuolo	S_S
A	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_g / g \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_g / g \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_g / g \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_g / g \leq 1.60$

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.26

Tabella 13: Espressioni di S_t (Tabella 3.2.VI NTC 2018)

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Nel caso in esame, cautelativamente, potrà essere assunto:

$$S_s = 1.20 \quad (\text{Categoria sottosuolo B})$$

$$S_T = 1.00 \quad (\text{Categoria topografica T1})$$

Sulla base dei dati sopra riportati in **Tabella 14** i valori di a_g per i diversi tempi di ritorno.

Tabella 14: valori a_{max} per i diversi tempi di ritorno

Stati limite		Tr	a_{max}
SLE	SLO	30	0,02232
	SLD	50	0,02820
SLU	SLV	475	0,06000
	SLC	975	0,07236

7.4.4 Parametri degli spettri orizzontali e verticali

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori degli spettri orizzontali e verticali rispettivamente per torre di raffreddamento e impianto jumbo.

Tabella 15: spettri orizzontali e F_v

	S	TB	TC	TD	F_v	C_c	S_s
SLO	1.200	0.130	0.389	1.674	0.481	1.426	1.200
SLD	1.200	0.138	0.415	1.694	0.553	1.403	1.200
SLV	1.200	0.155	0.464	1.800	0.869	1.365	1.200
SLC	1.200	0.166	0.499	1.841	0.988	1.341	1.200

Tabella 16: spettri verticali

S _s	T _B	T _C	T _D
1.000	0.050	0.150	1.000

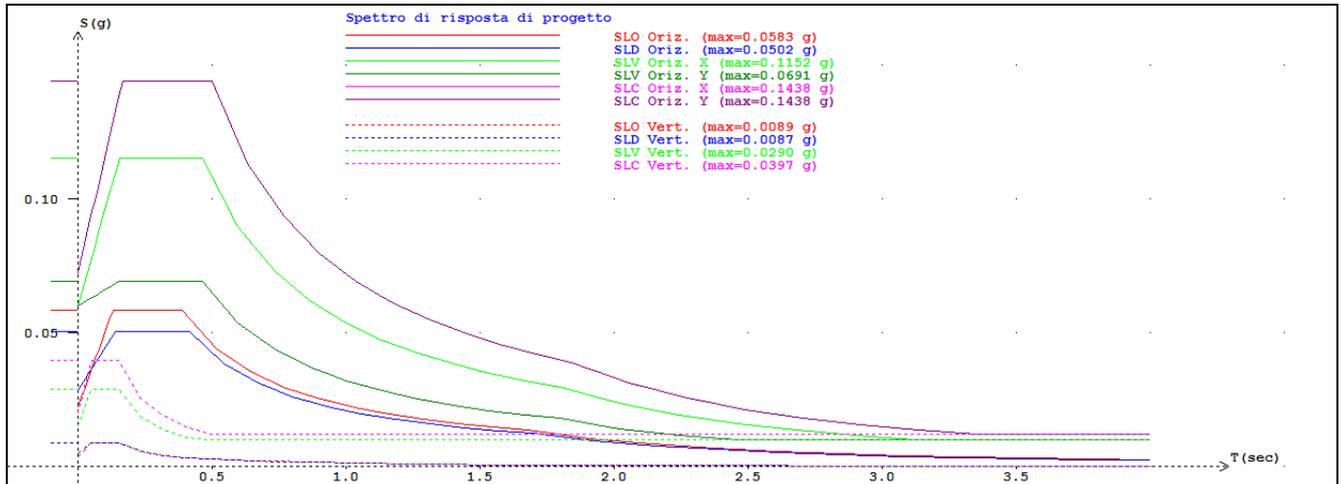


Figura 41: spettro di progetto torre

7.4.5 Accelerazione massima attesa in superficie

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale è possibile valutare l'accelerazione massima attesa al sito mediante la relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

S_s = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica

a_g = accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,20 \times 1,00 \times 0,050 = 0,060 \text{ g}$$

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.28

7.5 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Col termine di liquefazione si intende generalmente la perdita di resistenza dei terreni saturi, sotto sollecitazioni di taglio cicliche o monotoniche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di un liquido viscoso. Ciò avviene quando la pressione dell'acqua nei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento e quindi allorché gli sforzi efficaci, da cui dipende la resistenza al taglio, si riducono a zero.

Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 17/01/2018, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche. I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalla oscillazione della falda stessa. Al paragrafo 7.11.3.4 del DM 17.01.2018 è ribadito che tali analisi possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$

Poichè nel nostro caso è verificata la n.1, ($a_{max} < 0,1 \text{ g}$) l'analisi della liquefazione può essere omessa.

8 CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONI DIRETTE (RESISTENZA RD)

In accordo con le N.T.C 2018, di seguito sono esposti i risultati ottenuti per i valori della resistenza R nei riguardi degli stati limite di resistenza con il “metodo dei coefficienti parziali”.

A tal fine si utilizzano il “modello geotecnico” ed i “parametri caratteristici” riassunti nelle precedenti tabelle ed i “coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno”

Verifiche allo Stato Limite Ultimo [Condizioni SLU (M1 e M2)];

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio [Condizioni SLE coincidente con la condizione SLU (M1)].

I valori caratteristici dei parametri geotecnici caratteristici del terreno sono stati divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella **Tabella 17**.

Tabella 17: Coefficienti parziali			
Parametro al quale applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale γ_M	
		(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'k$	$\gamma_{\phi'} = 1.0$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
Coesione efficace (kg/cm2)	$c'k$	$\gamma_{c'} = 1.0$	$\gamma_{c'} = 1.25$
Resistenza non drenata (kN/m2)	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.0$	$\gamma_{cu} = 1.4$
Peso di volume (t/m3)	γ_d	$\gamma_d = 1.0$	$\gamma_d = 1.0$
Peso di volume saturo (t/m3)	γ_s	$\gamma_s = 1.0$	$\gamma_{ds} = 1.0$

Il carico limite, R, per le fondazioni dirette è stato calcolato, mediante apposito foglio di calcolo basato sulla formula di Brinch-Hansen (1970).

$$R = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + \sigma_{vo} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Dove, in funzione delle dimensioni minime (B) dell'impronta di fondazione, sotto le due ipotesi di calcolo, si ha:

- carico esterno perfettamente centrato, essendo necessario tenere conto dell'eccentricità dei carichi con il valore massimo esposto nel successivo paragrafo;
- fondazioni rigida.

In particolare (cfr. par. 6.2.3.1 N.T.C.) nelle verifiche agli Stati Limite, per le resistenze, il relativo valore di progetto dovrà essere calcolato come:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$

dove γ_R è pari a 1,8

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.30

8.1 CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti di fondazioni dirette è stata effettuata mediante il programma di calcolo "QSB2", basato sul metodo che prevede la valutazione dell'incremento delle tensioni verticali efficaci secondo la teoria di Boussinesq (1883), e dei cedimenti per ogni verticale in esame secondo l'espressione semplificata:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma'_{zi}}{M_{0i}} h_i$$

dove: $\Delta\sigma$ = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

M_0 =modulo di deformazione dello strato

8.1.1 Bulbo delle pressioni

Sulla base dei valori del carico di esercizio delle singole travi rovesce si è proceduto al calcolo del bulbo delle pressioni secondo il metodo di Newmark con le equazioni di Boussinesq.

I valori dei cedimenti attesi per le previste tipologie di fondazione e per i probabili carichi di esercizio, sono riassunti, per impronta di carico infinitamente rigida, i basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di Boussinesq. In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$(91) p_z = [Q/(4 \times \pi i)] \times (m_1 + m_2);$$

$$\text{in cui: } m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V + 1)] / [(V + V_1) \times V];$$

$$m_2 = \text{atang}[(2 \times M \times N \times \sqrt{V}) / (V_1 - V)];$$

$$\text{dove } M = B/z;$$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1;$$

$$V_1 = (M \times N)^2;$$

$$\pi = \pi \text{ greco.}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, occorre dividere l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale,

GREENENERGYSARDEGNA2	RELAZIONE GEOTECNICA	Codifica A.GEO.2	
		Rev. 01 del 25/02/2022	Pag.31

calcolare e quindi sommare i contributi delle singole aree. Il metodo di Newmark basato sulle equazioni di Boussinesq è ampiamente utilizzato e fornisce generalmente risultati a favore della sicurezza. In alcuni casi però, in particolare in terreni stratificati incoerenti o con alternanze di strati coesivi e incoerenti, dove cioè ci si allontana notevolmente da un comportamento perfettamente elastico del terreno, i valori ottenibili con Boussinesq risultano eccessivamente cautelativi. In questi casi si consiglia di utilizzare il metodo di Westergaard.

9 SCAVABILITÀ DEI SEDIMENTI

Per le caratteristiche granulari da addensate a scarsamente addensate gli scavi potranno essere eseguiti con mezzo meccanico quale escavatore a cucchiaia rovescia.

10 CONCLUSIONI

L'area su cui insisterà l'impianto FV in progetto ricade dal punto di vista amministrativo nei comuni di Villacidro e San Gavino Monreale e Serramanna.

Dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dall'impianto sono rappresentati da depositi alluvionali granulari da scarsamente addensati ad addensati, caratterizzati da valori dei parametri geotecnici di Tabella 3

Per le caratteristiche delle opere di fondazione e i modesti carichi previsti questi terreni sono da ritenersi idonei dal punto di vista geotecnico.