



PROVINCIA DI
SASSARI



COMUNE DI
PLOAGHE



REGIONE
SARDEGNA

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
AGRIVOLTAICO DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI
PLOAGHE (SS) CON POTENZA MASSIMA DI PICCO 32,78
MWp E POTENZA MASSIMA DI IMMISSIONE 30,67 MW**

ELABORATI PROGETTUALI

<p>CODICE ELABORATO</p>	<p>TITOLO ELABORATO</p>		
<p>AF.GEO.R02</p>	<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>		
<p>COMMITTENTE</p>  <p>INE PLOAGHE 1 S.r.l. Piazza di Sant' Anastasia, 7 - 00186 Roma (RM) P.IVA 16965321009 pec: ineploaghe1srl@legalmail.it</p>	<p>PROGETTAZIONE</p>  <p>GreenShare S.r.l. Open Campus Coworking S.S. 195 Km 2.300 09123 Cagliari (CA) info@green-share.it</p>  <p>GEOLOGO COSIMA ATZORI Iscritta all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n.656</p> <p>GEOLOGO CLAUDIA PUDDU (COLLABORATORE)</p>		
<p>ENTI</p>			
<p>DATA: OTTOBRE 2023</p>	<p>REVISIONE: 00</p>	<p>FORMATO: A4</p>	<p>SCALA: -</p>

**INDICE**

1. PREMESSA	3
1.1. Quadro normativo.....	3
2. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE.....	5
4. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL’OPERA.....	9
5. CARATTERI GEOLOGICI E GEOSTRUTTURALI, GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI DI DISCONTINUITÀ.....	12
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE	14
6.1. M.A.S.W. – Tecnica e parametri utilizzati.....	15
6.2. M.A.S.W. – Elaborazione risultati	17
6.2.1. Base sismica M1	17
6.2.1. Base sismica M2	19
7. ANALISI E SISMICITA’ STORICA.....	21
7.1. Vita nominale, classi d’uso e periodo di riferimento.....	22
12 MODELLO GEOLOGICO E GEOLOGICO-TECNICO	25
8. CARICHI AGENTI.....	28
8.1. Carichi permanenti strutturali e non strutturali	28
8.2. Azione neve	29
8.3. Azione del vento	29
8.3.1. Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento.....	30
9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO	32
9.1. Resistenza laterale al fusto del palo	33
9.1.1. Resistenza laterale.....	33
10. CONCLUSIONI	39

**Indice delle figure**

Figura 1 Inquadramento geografico dell'area di progetto	5
Figura 2 Inquadramento topografico CTR 1:10.000	6
Figura 3 Inquadramento topografico IGM Serie 25.....	7
Figura 4 Localizzazione area di progetto (Fonte RAS)	8



GreenShare

GreenShare S.r.l.
Open Campus Coworking
SD.S 195 Km 2.300
09123 Cagliari (CA)
info@green-share.it

IMPIANTO AGRIVOLTAICO "INE Ploaghe 1"

Loc. Monte Mura - Comune di Ploaghe (SS)

AF.GEO.R02

Relazione Geotecnica

Pag.2 di 40

Figura 5 Vista laterale e frontale delle strutture di sostegno e dei pannelli	10
Figura 6 Sezioni tipo della trincea per la posa dei cavidotti	11
Figura 7 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza L = 46,0 m	15
Figura 8 Localizzazione stendimento nell'area vasta	16
Figura 9 Particolare dell'ubicazione degli stendimenti M1 e M2	17
Figura 10 Curva di compattazione da prove di laboratorio in terreni incoerenti	26
Figura 11 Curva di compattazione in terreni coerenti	27
Figura 12 mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano	30
Figura 13 NTC 2018: Valori dei parametri $v_b,0$, a_0 , k_s	31
Figura 14 NTC 2018: Classi di rugosità del terreno	32

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
posta-certificata@pec.gaiac consulting.eu



1. PREMESSA

Il proponente **INE PLOAGHE 1 S.r.l.** intende realizzare un impianto agrivoltaico in località "**Monte Mura**" nel **Comune di Ploaghe** e denominato "**INE Ploaghe 1**", per il cui progetto è stato conferito da **GreenShare S.r.l.**, alla scrivente Geol. Cosima Atzori, regolarmente iscritta all'Albo Professionale dei Geologi della Sardegna al n°656, con studio in Sestu (CA) – C.D. Pittarello - Loc. Scala Sa Perda 87, C.F. TZRCSM72H41B354F e P.I.V.A. 03191600927, l'incarico professionale per la redazione della **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 NTC2018), con l'obiettivo di evidenziare, in via preliminare, il comportamento fisico-meccanico dei terreni interessati dalle opere in progetto.

1.1. QUADRO NORMATIVO

La presente è redatta in ottemperanza 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 naturali 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)
- D.lgs. n. 152/2006 Norme in materia ambientale
- DPR 59/2013 Regolamento recante la disciplina dell'autorizzazione unica ambientale e la semplificazione di adempimenti amministrativi in materia ambientale gravanti sulle piccole e medie imprese e sugli impianti non soggetti ad autorizzazione integrata ambientale
- Dgls 50/2016 Codice dei contratti pubblici
 - Deliberazione n. 6/16 del 14 febbraio 2014- Direttive in materia di autorizzazione unica ambientale. Raccordo tra la L.R. n. 3/2008, art.1, commi 16-32 e il D.P.R. n. 59/2013.



2. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO

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

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000
- RAS - Modello digitale del Terreno con passo 1m
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000.
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25000
- 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 – ARPA – Dati meteorologici 1971-2000 e 2014
- 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
- Analisi orto-fotogrammetrica

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti dai sopralluoghi effettuati dalla scrivente in sito e dagli esiti della campagna delle indagini geofisiche eseguite dalla scrivente in località vicine alla zona di interesse. È stata altresì realizzata una campagna di indagini geofisiche nel sito in studio.



3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

Ploaghe è un comune di 4.292 abitanti, in provincia di Sassari, situato nella parte Nord Occidentale dell'isola e confinante, partendo da nord in senso orario, coi comuni di Nulvi, Chiaramonti, Ardara, Siligo, Codrongianos e Osilo.

Il terreno sul quale verrà realizzato il progetto ricade ad est dell'abitato di Ploaghe, in particolare nella località "**Monte Mura**".

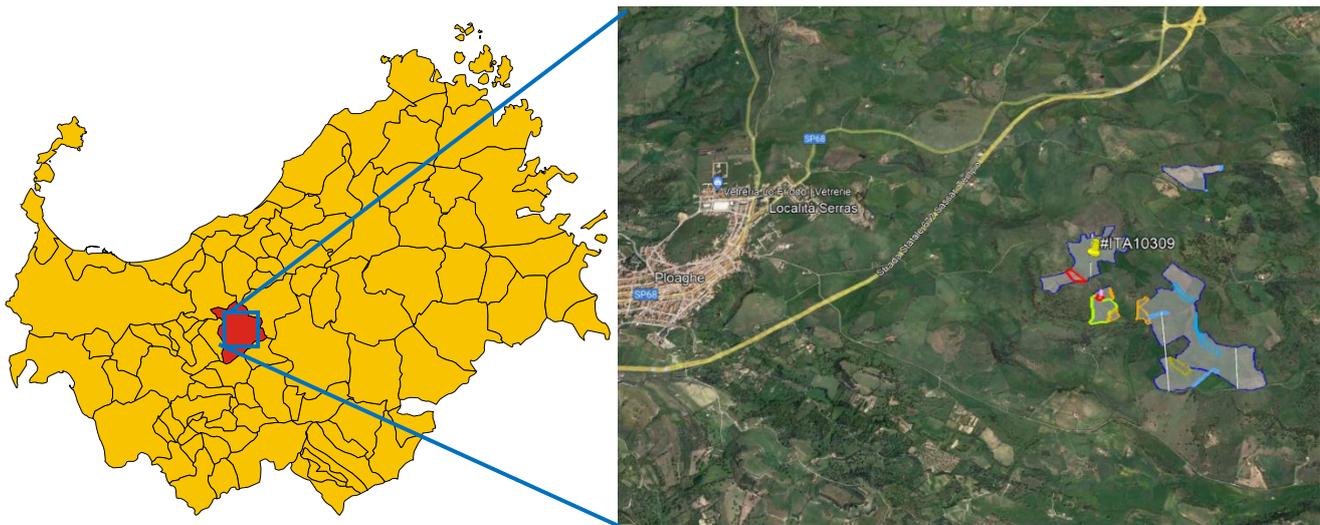


Figura 1 Inquadramento geografico dell'area di progetto

Le coordinate geografiche Gauss Boaga del centroide ipotetico di riferimento della porzione di impianto in località "**Monte Mura**" sono: **1.481.436E - 4.501.729N**

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M. Serie 25 foglio **460 III "Ploaghe"**
- Carta Tecnica Regionale della Sardegna – scala 1:10000 – sez. **460100 "Ploaghe"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:50000 – foglio **460 "Ploaghe"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:100000 – fogli **180 "Sassari"-193 "Bonorva"**

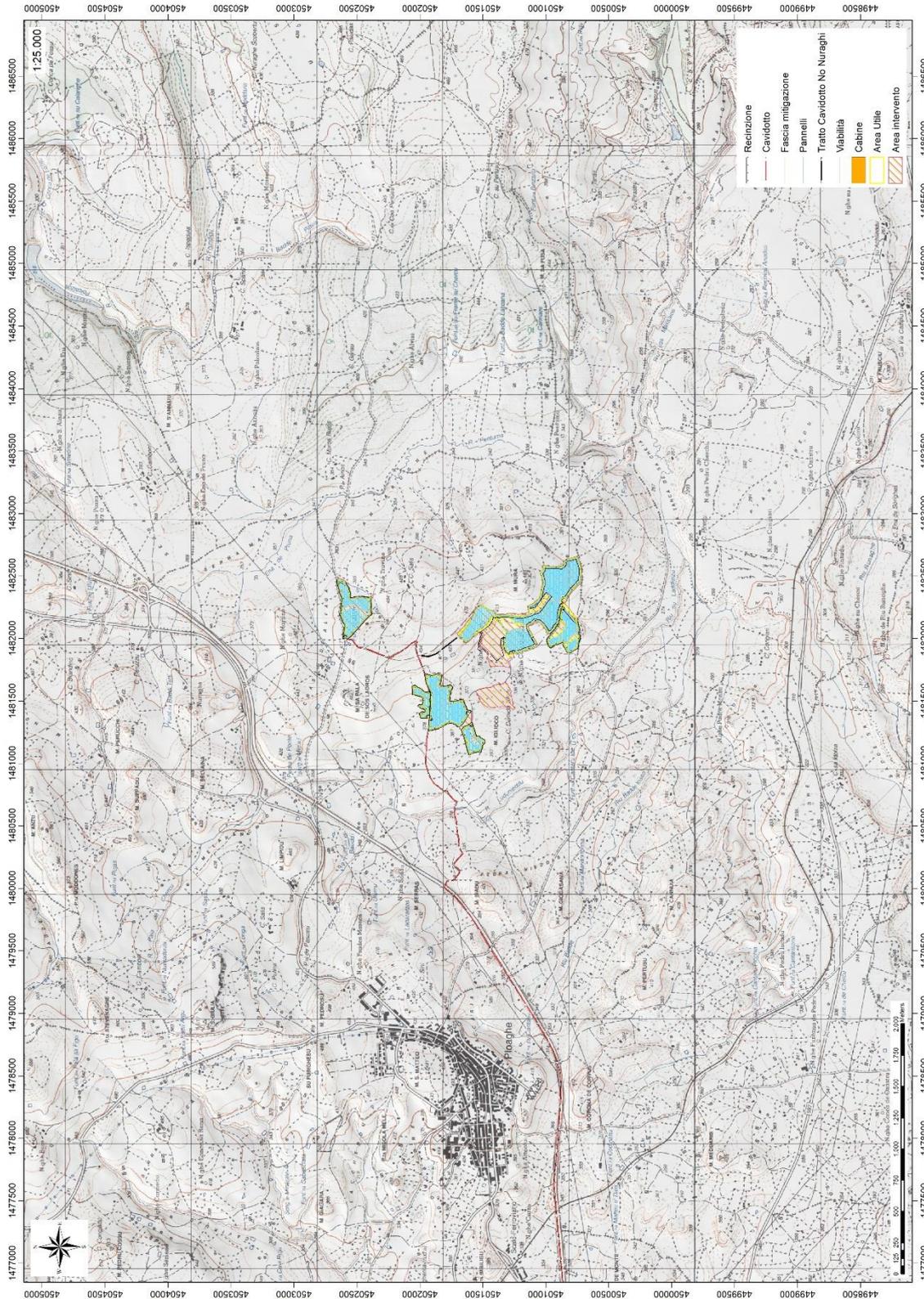


Figura 3 Inquadramento topografico IGM Serie 25



GreenShare

GreenShare S.r.l.
Open Campus Coworking
SD.S 195 Km 2.300
09123 Cagliari (CA)
info@green-share.it

IMPIANTO AGRIVOLTAICO "INE Ploaghe 1"

Loc. Monte Mura - Comune di Ploaghe (SS)

AF.GEO.R02

Relazione Geotecnica

Pag.8 di 40

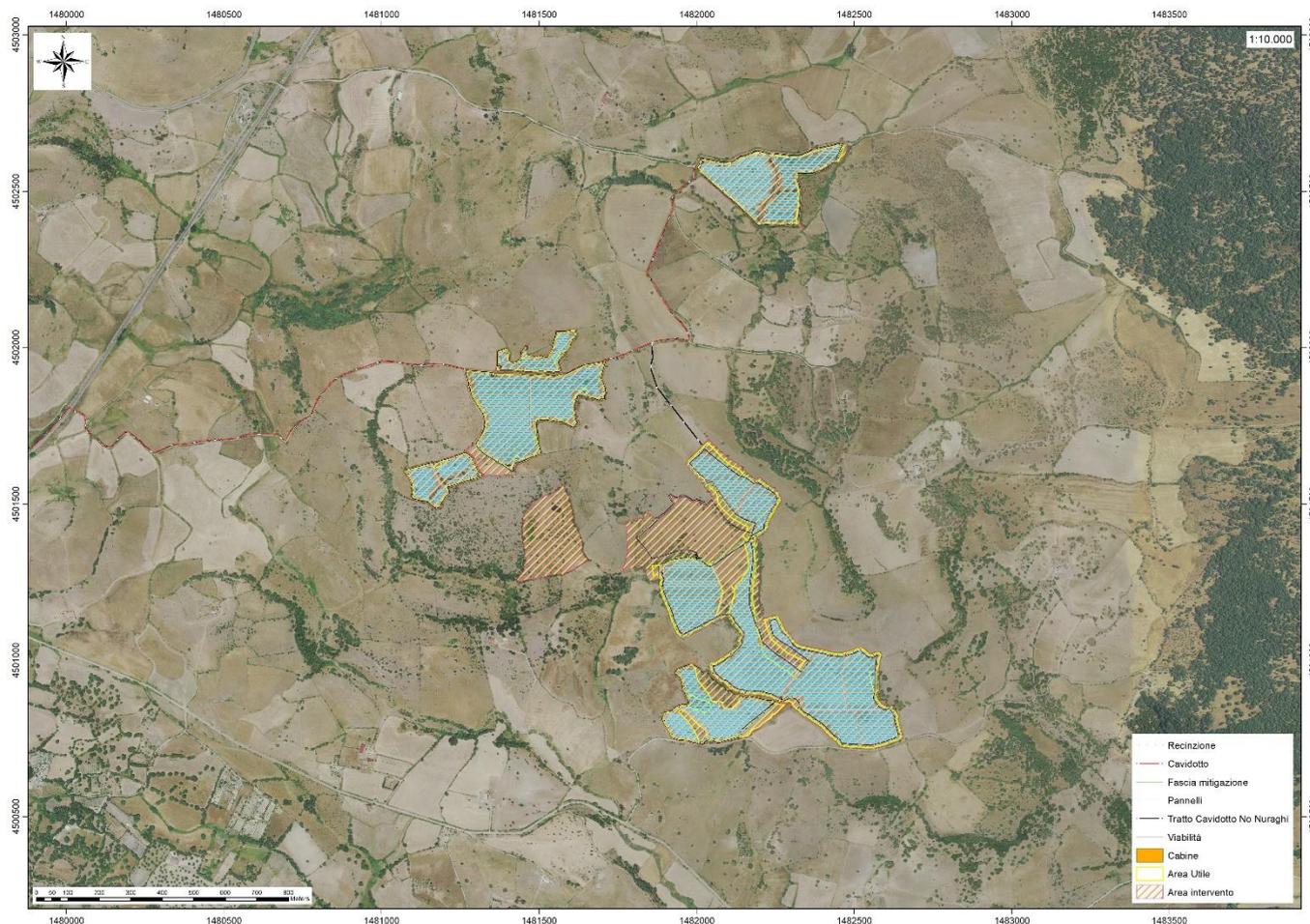


Figura 4 Localizzazione area di progetto (Fonte RAS)

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
posta-certificata@pec.gaiac consulting.eu



4. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto fotovoltaico, denominato "INE Ploaghe 1", della potenza di 32,779 MWp da costruire ad Est rispetto al centro abitato del Comune di Ploaghe (SS) su terreni agricoli. Il cavidotto, che sarà completamente interrato, sarà posizionato lungo strade pubbliche, senza andare ad intaccare l'ambiente circostante. Solo nel caso dei cavidotti di collegamento dei sotto-campi esso attraverserà terreni agricoli di proprietà privata, ma anche in questo caso varrà il principio della minimizzazione dell'impatto sull'ambiente circostante.

I terreni interessati all'impianto fotovoltaico si trovano a circa 2 km ad Est rispetto al centro abitato di Ploaghe (SS).

I moduli fotovoltaici saranno montati su strutture metalliche fisse con azimut 0°. L'impianto sarà connesso alla Rete Nazionale e prevede la totale cessione dell'energia prodotta alla Società Terna S.p.A.

L'impianto agrivoltaico in oggetto avrà le seguenti caratteristiche:

- potenza installata lato DC: 32,78 MWp;
- potenza dei singoli moduli: 670 Wp;
- n. 11 cabine di conversione e trasformazione dell'energia elettrica;
- n. 3 cabina di raccolta e controllo AT
- n. 4 cabina magazzino;

sarà inoltre costituito inoltre da:

- rete elettrica interna a bassa tensione e corrente continua;
- rete elettrica interna a 36 kV per il collegamento sia in entra-esce che ad anello delle cabine di trasformazione fino alla cabina di raccolta e tra quest'ultima e il
- punto di consegna alla RTN;
- rete telematica interna di monitoraggio per il controllo dell'impianto agrivoltaico.

L'impianto agrivoltaico, avrà una potenza di picco di 32,779 MWp e in immissione di 32,67 MWac e sarà connesso alla RTN per mezzo di una sottostazione elettrica AT a 150 kV. Le sue componenti principali saranno:

- 1) Il Generatore Fotovoltaico;
- 2) Le strutture di supporto dei moduli;
- 3) Le Cabine Elettriche di Campo;
- 4) Il Gruppo Conversione / Trasformazione;
- 5) I cavidotti BT e AT;



Da un punto di vista elettrico, i moduli fotovoltaici (48.924), saranno collegati tra loro in serie a formare le stringhe. Per "stringa fotovoltaica" s'intende un insieme di moduli collegati tra loro in serie: la tensione resa disponibile dalla singola stringa è data dalla somma delle tensioni fornite dai singoli moduli che compongono la stringa. Un certo numero di stringhe afferrirà dapprima ad un Quadro di Campo (string-box) (lato DC) e poi ad un Inverter centralizzato alloggiato all'interno di apposito locale tecnico. A sua volta un certo numero di inverter formerà un sottocampo elettrico. Per "sotto-campo fotovoltaico" o "area" si intende un insieme di inverter che collegati tra loro (configurazione a stella o ad anello) afferiscono ad una Cabina di Raccolta (lato AC). L'energia totale afferente alla Cabina di Raccolta, e quindi l'energia totale erogata dall'Impianto agrivoltaico, sarà data dalla somma dell'energia raccolta da ciascun Inverter. I sottocampi elettrici, sono elettricamente indipendenti tra loro, Sul lato in corrente continua (DC) di ciascun inverter verrà collegato in parallelo un certo numero di stringhe; le uscite in corrente alternata (AC) di tali inverter, a loro volta, verranno poste in parallelo tra loro all'interno di un quadro principale in corrente alternata (QP) situato anch'esso all'interno di dedicati locali tecnici di campo (cabine di campo AT/BT); all'interno di tali quadri QP saranno alloggiati interruttori quadripolari magnetotermici differenziali al fine di proteggere le linee relative ai sotto campi da sovracorrenti, cortocircuiti e/o perdite di isolamento.

La struttura completa proposta è rappresentata nella figura seguente.

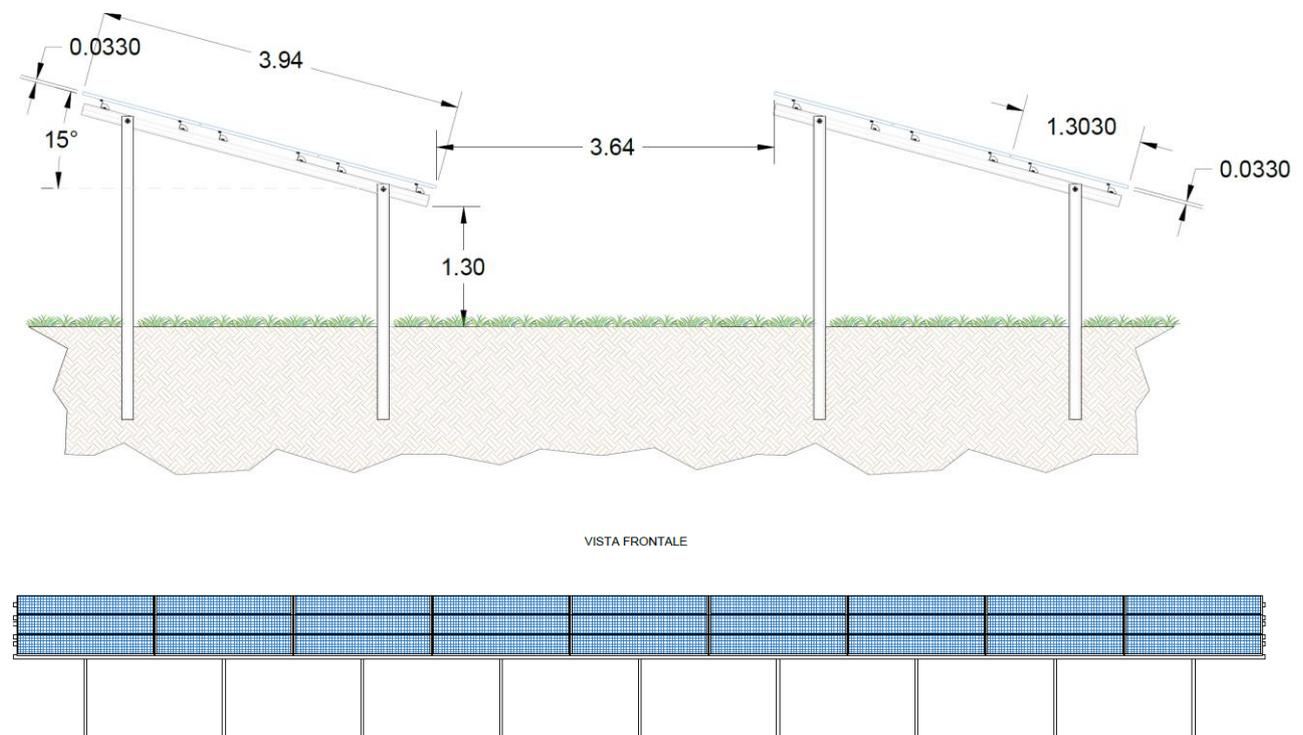
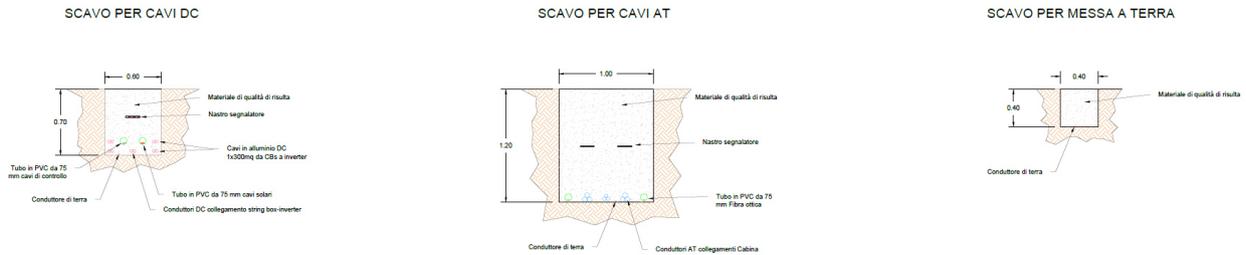


Figura 5 Vista laterale e frontale delle strutture di sostegno e dei pannelli



TIPOLOGICI DEGLI SCAVI INTERNI ALL'IMPIANTO - CAVI DC, AT E MESSA TERRA



TIPOLOGICI DEGLI SCAVI PER CAVIDOTTO ESTERNO

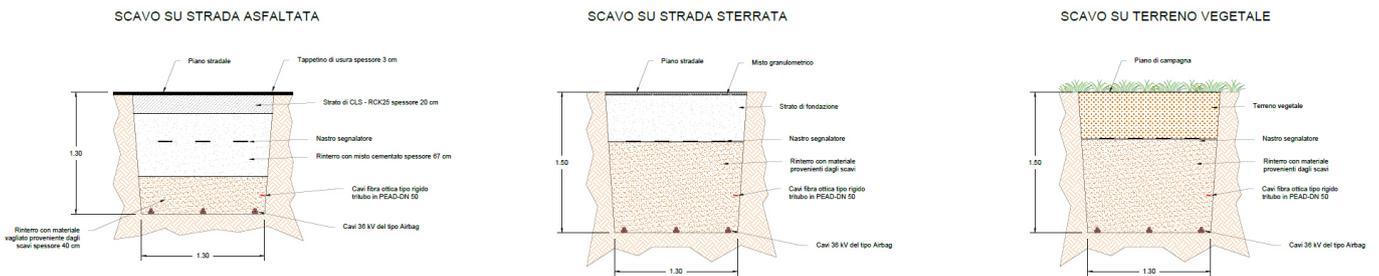


Figura 6 Sezioni tipo della trincea per la posa dei cavidotti

Per ulteriori specifiche si rimanda agli elaborati tecnici di progetto.



5. CARATTERI GEOLOGICI E GEOSTRUTTURALI, GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI DI DISCONTINUITÀ

L'area di studio ricade nelle formazioni post-erciniche e in particolare comprende soprattutto dalle coperture terziarie, che in quest'area dell'Isola sono costituite da rocce del Complesso vulcanico oligo-miocenico e da quelle della successione sedimentaria oligo-miocenica. L'area vasta è costituita principalmente da rocce magmatiche a carattere effusivo legate al Ciclo vulcanico oligo-miocenico e dai depositi della successiva sedimentazione miocenica, oltre che 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.

Per quanto riguarda l'assetto strutturale dell'area vasta, quest'ultima riflette essenzialmente eventi deformativi di età cenozoica. In particolare, l'area oggetto di studio ricade all'interno del Bacino del Logudoro, un semi-graben orientato NNW-SSE che si estende dall'altopiano di Campeda a S fino a Ploaghe a N. Tale bacino è caratterizzato da un margine occidentale a faglie dirette, mentre quello orientale presenta la trasgressione miocenica sul substrato costituito dalle vulcaniti aquitaniane-burdigaliane.

I principali lineamenti strutturali, nell'area vasta, derivano dall'evoluzione stratigrafica e tettonica oligo-miocenica, responsabile dello sviluppo del bacino del Logudoro e dell'intenso vulcanismo calcalcalino.

L'area di studio è caratterizzata dall'affioramento delle coperture sedimentarie (Fm. Mores) che poggiano su quelle vulcaniche oligo-mioceniche (Fm. M.te Mura, Unità Logulentu, S. Leonardo e S.ta Giulia). Nell'area vasta sono presenti alcune importanti discontinuità, tra cui una faglia che si estende a S dell'area oggetto di studio lungo la direzione WNW-ESE, localizzata ad S di Monte Iglioco.

L'area interessata dal progetto è posizionata nelle coperture oligo-mioceniche: in particolare nella formazione di Monte Mura (URA) e nell'unità di Logulentu (LGU).

Le rocce della Formazione di Mores presentano stratificazione (S0), che rappresenta la struttura principale sia alla scala dell'affioramento che alla mesoscala, mentre la fratturazione è visibile soprattutto alla scala dell'affioramento. Le rocce dell'Unità di Logulentu presentano una fratturazione ben sviluppata, evidente alla scala dell'affioramento.

I pannelli fotovoltaici verranno posizionati lungo i versanti sud-occidentali del Monte Mura (480,88m) e del Monte Iglioco (391,93m), a quote dai 300m ai 450m slm, in località *Monte Mura*.

L'area vasta del settore in studio presenta delle morfologie collinari con forme rotondeggianti che vanno fino a sub-pianeggianti, spesso con piani di inclinazione orientati, variamente fratturati ed erosi.

Il territorio indagato è costituito sostanzialmente da una zona collinare, con rilievi arrotondati e dislivelli dell'ordine di 200 m circa tra monte e valle.



La forma prevalentemente rotondeggiante dei rilievi dell'area vasta di **Monte Mura** è il risultato della graduale demolizione del rilievo ad opera degli agenti erosivi sulle rocce di natura sedimentaria e vulcano-sedimentaria.

I prodotti di erosione sia della prima fase che della seconda e attuale vengono trasportati dall'acqua e dal vento e si depositano in relazione alla loro dimensione e all'energia di trasporto delle acque lungo le pendici dei versanti e nelle valli andando a costituire le coperture sedimentarie.

Le morfologie osservabili in quest'area sono strettamente connesse alle caratteristiche di messa in posto delle litologie e dalle caratteristiche fisico-chimiche delle litologie presenti e dalla tipologia ed intensità degli agenti modellanti predominanti, tra cui il dilavamento e la lisciviazione, l'erosione dovuta all'azione del vento, e il carsismo per le rocce a componente carbonatica (Fm. Mores).

Nell'area di interesse sono presenti rocce di diversa natura, anche se principalmente sono da riferire al Cenozoico. Le coperture terziarie su cui verranno installati i pannelli fotovoltaici in progetto, per via della loro composizione, non sono particolarmente favorevoli all'assorbimento delle acque, eccetto per le componenti carbonatiche della Formazione di Mores. Al contatto tra le coperture carbonatiche, più permeabili, e quelle vulcaniche alla base, meno permeabili, si possono sviluppare delle risorgive che hanno carattere prettamente stagionale legato all'andamento pluviometrico generale. Di seguito viene illustrato in uno schema il processo di infiltrazione accumulo e circolazione legato al regime delle piogge.

Gli afflussi che arrivano sul terreno sotto forma per lo più di piogge, più raramente e poco tempo di neve, in parte scorrono lungo la superficie in genere a lamina d'acqua per poi organizzarsi in deboli rivoli che si concentrano lungo gli impluvi fino a raggiungere le valli, mentre la frazione di acqua che non scorre in superficie in parte evapora e in parte si infiltra nel terreno e nella roccia sottostante scorrendo lungo le fratturazioni in maniera più o meno efficace in funzione del grado di apertura delle stesse. Maggiore è la presenza di fratture e la porosità del mezzo, maggiore è la possibilità che l'acqua prosegua il suo percorso in profondità. Da un punto di vista idrogeologico le formazioni dell'area di studio possono essere divise in due gruppi principali:

- Coperture vulcaniche oligo-mioceniche (Fm. Monte Mura, Unità vulcaniche di Logulentu, San Leonardo e Santa Giulia). Affiorano nella quasi totalità dell'area di interesse, e sono costituite da depositi caratterizzati da porosità medio bassa per porosità (MF) o medio bassa per fratturazione (MBF).

- Coperture sedimentarie oligo-mioceniche (Fm. Mores). Affiorano nella porzione meridionale dell'area di interesse, a S della faglia, e sono costituite da depositi caratterizzati da porosità medio alta per porosità (MAP).

Le litologie che interessano l'area di progetto presentano una **permeabilità medio bassa per fratturazione (MBF)**, **permeabilità media per fratturazione (MF)**, e **permeabilità medio alta per porosità (MAP)**, come è possibile vedere dalla Carta delle permeabilità resa disponibile Geoportale della Regione Autonoma della Sardegna.



6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico derivanti da studi pregressi, dalla letteratura di settore e dai rilievi geologici e geostrutturali in sito, ha reso necessario predisporre un piano di indagini geognostiche propedeutiche alla definizione del modello geologico di riferimento di sito funzionale alle opere previste in progetto così come richiamato dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018 - §Cap. 6.2.1).

L'obiettivo delle indagini realizzate è stato:

- Definire la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
- Definire le caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi coinvolti nelle opere in progetto;

L'indagine geognostica è stata realizzata essenzialmente mediante prospezione geofisica e rilievo geostrutturale in sito.

Le prospezioni geofisiche sono state realizzate impiegando la metodologia sismica con la tecnica MASW.

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.

In data 28/09/2023 è stata realizzata la prospezione geofisica integrativa ad opera della ditta Geoservice S.R.L., articolata in:

- Esecuzione di n° 2 stendimenti di sismica con tecnica MASW (M1 e M2).
- Elaborazione dei dati tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna, applicazione filtri, e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego del software specialistici.

Lo stendimento è stato posizionato in modo da esser rappresentativo delle condizioni litostratigrafiche e geostrutturali, in accordo con quanto rilevato dai rilievi di superficie.

Nella Tabella seguente è riportato il quadro riassuntivo delle indagini svolte, con le sigle identificative, la direzione di esecuzione (da geofono iniziale a quello finale), e la loro lunghezza complessiva, mentre nella figura seguente è rappresentato il punto dove sono state effettuate le indagini.

N° progr.	Tipologia di indagine	Sigla Stendimento	Direzione	Intervallo Geofoni [m]	Lunghezza [m]
1	MASW	M1	O-E	2,0	46
2	MASW	M2	SO-NE	2,0	46



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

6.1. 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 Vs, 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 rigidezza 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.



Figura 7 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza L = 46,0 m

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



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. 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.

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, è stata utilizzata una strumentazione di acquisizione DoReMi, prodotto dalla SARA electronic instruments, 24 bit con frequenza di campionamento 5000 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.

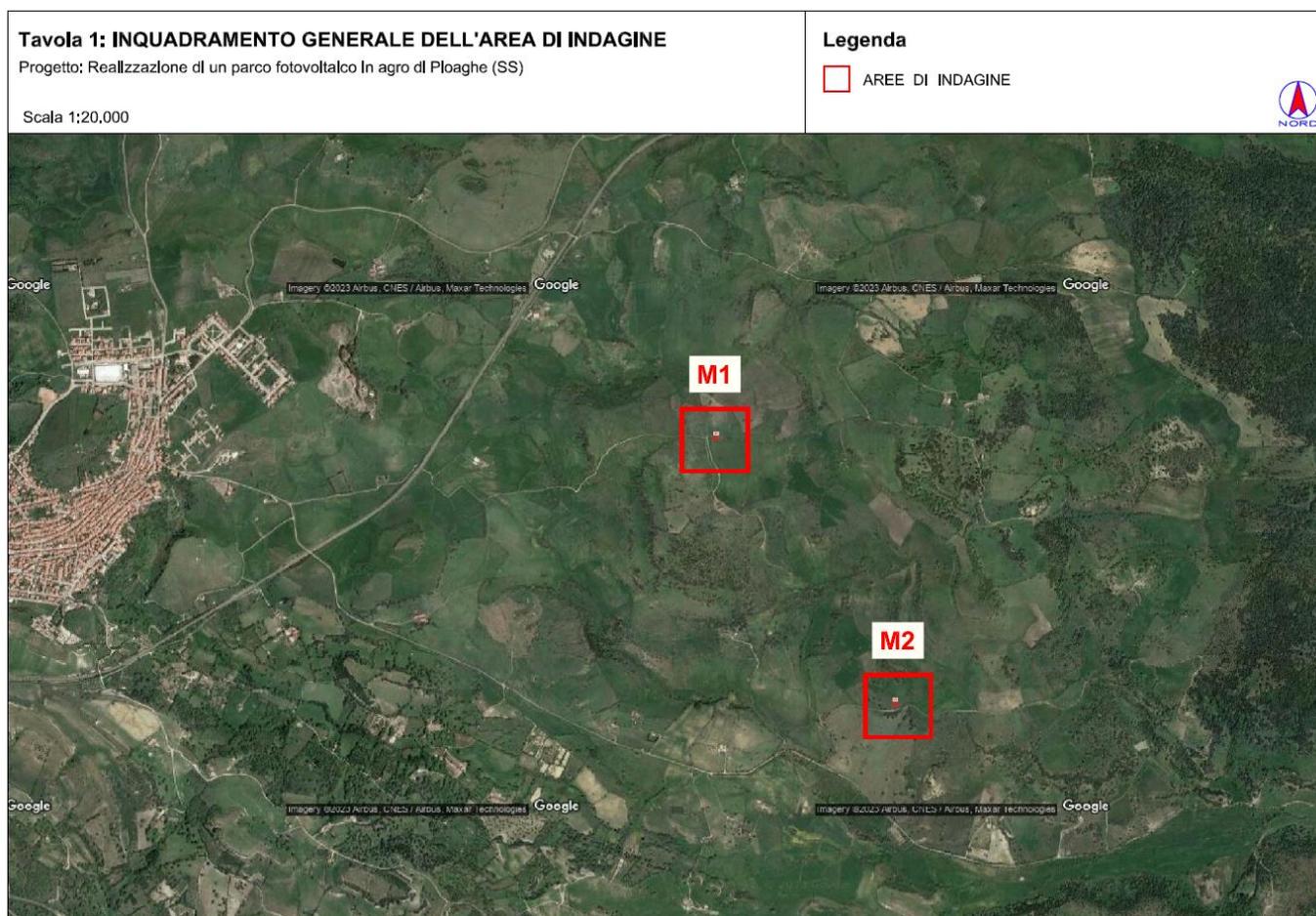


Figura 8 Localizzazione stendimento nell'area vasta

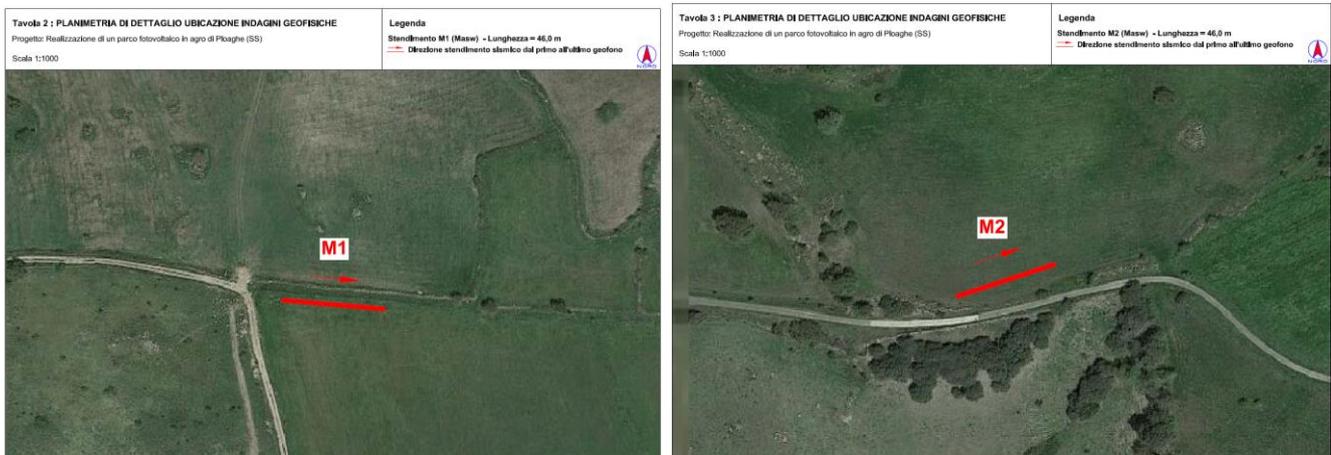


Figura 9 Particolare dell'ubicazione degli stendimenti M1 e M2

6.2. M.A.S.W. – ELABORAZIONE RISULTATI

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali V_s 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 V_s .

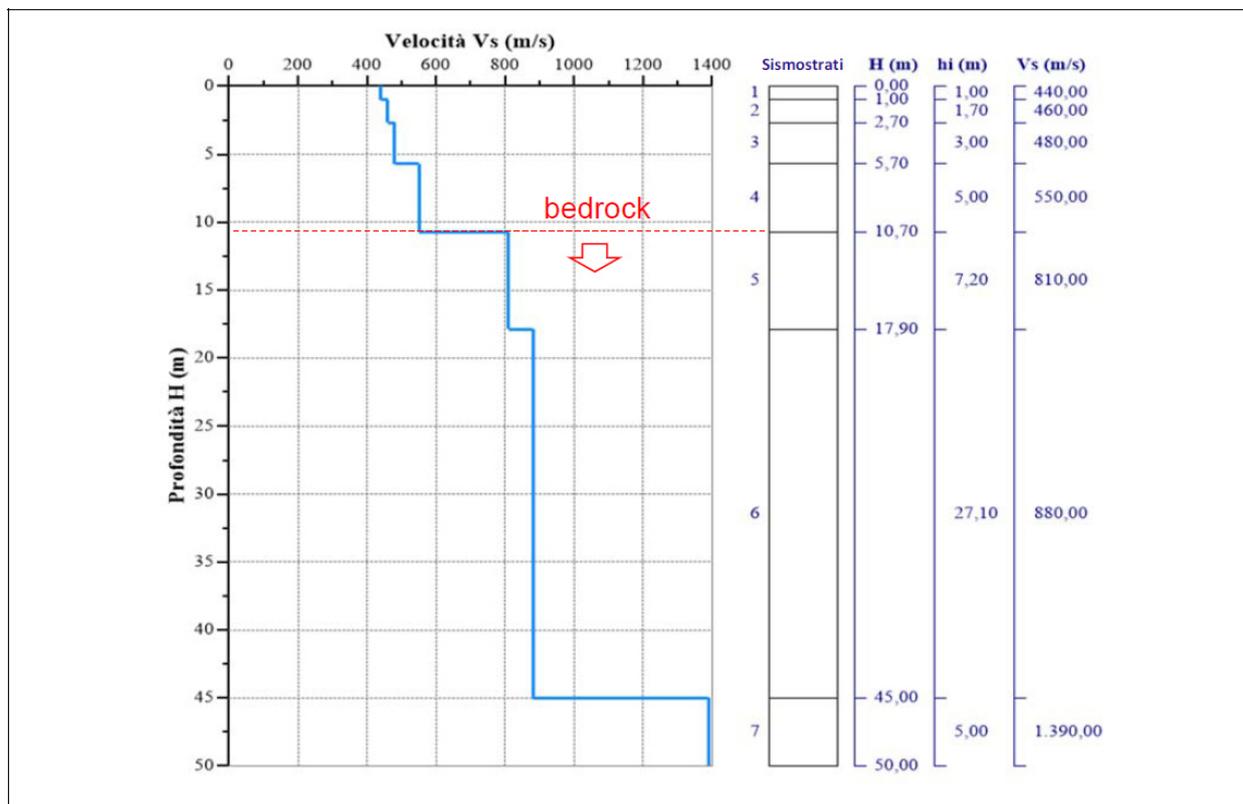
6.2.1. BASE SISMICA M1

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali V_s 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 V_s .

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 – 1,0	1° sismostrato con V_s di 440 m/s Terre da addensate a molto addensate
1,0 – 2,7	2° sismostrato con V_s di 460 m/s Terre da addensate a molto addensate
2,7 – 5,7	3° sismostrato con V_s di 480 m/s Terre da addensate a molto addensate
5,7 – 10,7	4° sismostrato con V_s di 550 m/s Terre molto addensate
10,7 – 17,9	5° sismostrato con V_s di 810 m/s Substrato roccioso intensamente fratturato
17,9 – 45,0	6° sismostrato con V_s di 880 m/s Substrato roccioso fratturato
45,0 – 50,0	7° sismostrato con V_s di 1390 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano



MASW M1-PROFILO Vs



Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	440,00	1,00	1,00	0,00227
2	2,70	1,70	460,00	2,70	1,70	0,00370
3	5,70	3,00	480,00	5,70	3,00	0,00625
4	10,70	5,00	550,00	10,70	5,00	0,00909
5	17,90	7,20	810,00	17,90	7,20	
6	45,00	27,10	880,00	30,00	12,10	
7	50,00	5,00	1390,00	0,00	0,00	

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



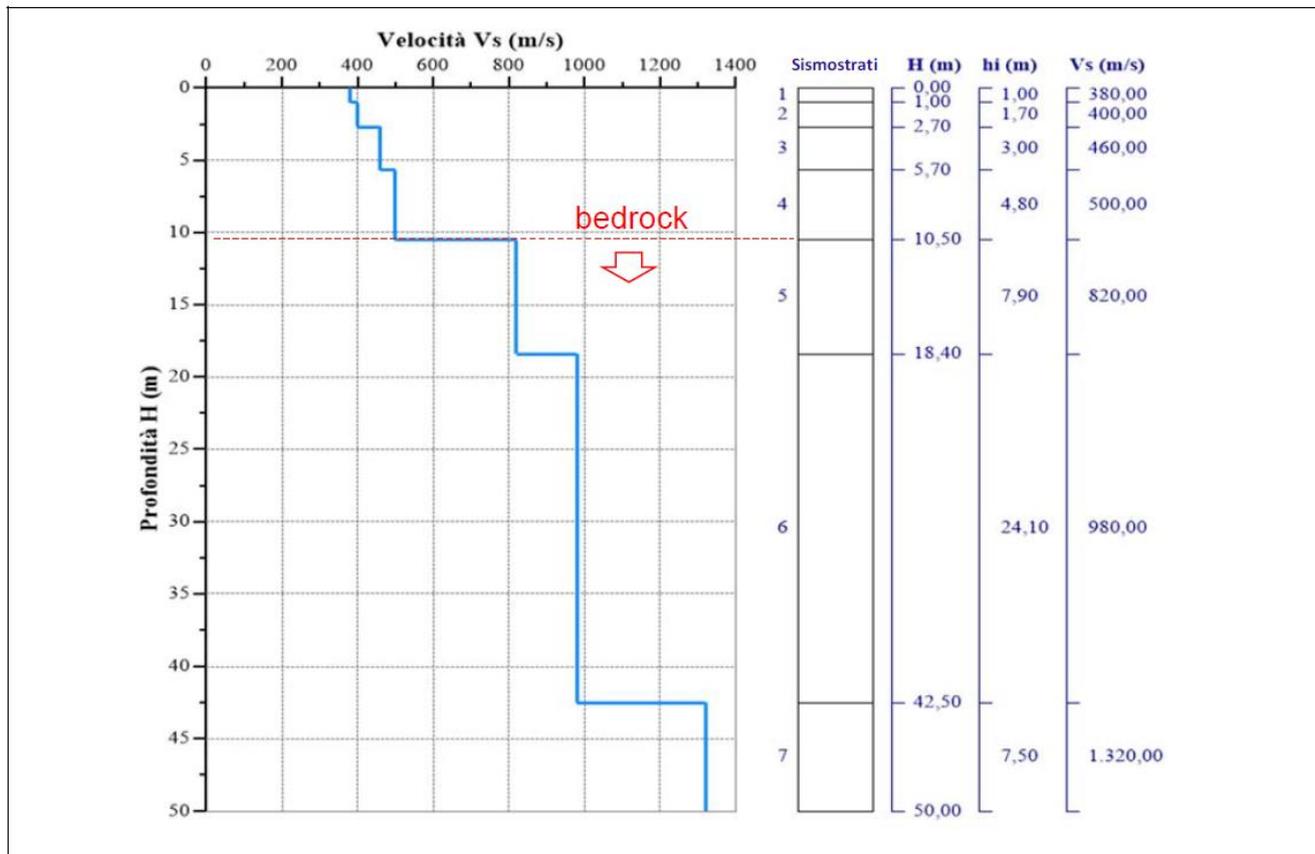
Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 – 1,0	terre	1.800	880	440	0,33	932	112	353	932
2	1,0 – 2,7	terre	2.000	920	460	0,33	1.128	136	422	1.128
3	2,7 – 5,7	terre	2.100	960	480	0,33	1.294	156	481	1.294
4	5,7 – 10,7	terre	2.200	1.100	550	0,33	1.775	214	667	1.775
5	10,7 – 17,9	15%	2.350	1.620	810	0,33	4.109	616	1.540	4.109
6	17,9 – 45,0	22%	2.400	1.760	880	0,33	4.952	1.090	1.863	4.952
7	45,0 – 50,0	25%	2.450	2.780	1390	0,33	12.621	3.155	4.737	12.621

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

6.2.1. BASE SISMICA M2

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

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0,0 – 1,0	1° sismostrato con Vs di 380 m/s Terre da addensate a molto addensate
1,0 – 2,7	2° sismostrato con Vs di 400 m/s Terre da addensate a molto addensate
2,7 – 5,7	3° sismostrato con Vs di 460 m/s Terre da addensate a molto addensate
5,7 – 10,5	4° sismostrato con Vs di 500 m/s Terre molto addensate
10,5 – 18,4	5° sismostrato con Vs di 820 m/s Substrato roccioso estremamente fratturato
18,4 – 42,5	6° sismostrato con Vs di 980 m/s Substrato roccioso fratturato
42,5 – 50,0	7° sismostrato con Vs di 1320 m/s Substrato roccioso da fratturato a sano



Sismostratigrafia e calcolo Vs eq

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/Vs (s)
1	1,00	1,00	380,00	1,00	1,00	0,00263
2	2,70	1,70	400,00	2,70	1,70	0,00425
3	5,70	3,00	460,00	5,70	3,00	0,00652
4	10,50	4,80	500,00	10,50	4,80	0,00960
5	18,40	7,90	820,00	18,40	7,90	
6	42,50	24,10	980,00	30,00	11,60	
7	50,00	7,50	1320,00	0,00	0,00	

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



Sismo strato	Prof/ zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 – 1,0	terre	1.800	760	380	0,33	696	84	265	696
2	1,0 – 2,7	terre	2.000	800	400	0,33	853	103	324	853
3	2,7 – 5,7	terre	2.100	920	460	0,33	1.187	143	441	1.187
4	5,7 – 10,5	terre	2.200	1.000	500	0,33	1.471	178	549	1.471
5	10,5 – 18,4	12%	2.350	1.640	820	0,33	4.217	506	1.579	4.217
6	18,4 – 42,5	22%	2.400	1.960	980	0,33	6.149	1.353	2.305	6.149
7	42,5 – 50,0	25%	2.450	2.640	1320	0,33	11.386	2.846	4.266	11.386

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

7. ANALISI E SISMICITA' STORICA

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, purchè 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_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.1

Per i valori di A_g , F_0 e TC^* 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.



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

La tipologia di costruzioni previste in progetto (NTC2018 - par.2.4) ha **vita nominale ≥ 50 anni** (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni...) appartiene alla **classe d'uso II**.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 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

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.

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. Nel Caso specifico **$C_U = 1$** .

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il valore del periodo di riferimento è **$V_r = 50$**

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

La **categoria topografica è la T1** a cui corrisponde un valore del fattore di amplificazione pari a 1.0.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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 $i > 30^\circ$



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 (Figura 5.4) la determinazione del parametro delle onde di taglio VS30 è stato stimato mediante misura delle velocità sismiche attraverso l'esecuzione delle prospezioni geofisiche MASW nell'area di studio.

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

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

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

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

N numero di strati;

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

Esaminato il profilo delle V_s si pone come profondità del substrato **10,70 m** ($V_s > 800$ m/s) per **M1** e **10,50 m per M2**. La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 10,70 m di profondità dal p.c. è pari a: $V_{seq} = 10,7/0,02131 = 502$ m/s (M1) e $V_{seq} = 10,5/0,0230 = 457$ m/s (M2) che danno 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.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	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).
C	Depositati 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	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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	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).



In base ai dati di localizzazione, tipologia dell'opera e classe d'uso si sono calcolati i parametri sismici relativi alle verifiche SLO, SLD, SLV e SLC. (SW AZTEC Sisma 10.0 e GEOSTRU PS):

Figura 36 Parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	35	0.020	2.628	0.280
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.045	2.855	0.332
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.055	2.930	0.356
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Dove:

Stato Limite di Operatività (SLO)**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):****Stato Limite di Danno (SLD)****Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):****ag** accelerazione orizzontale massima al sito;**Fo** 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



12 MODELLO GEOLOGICO E GEOLOGICO-TECNICO

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e dalle indagini in sito, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione delle opere e nelle varie fasi di realizzazione. L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti.

Nello specifico:

- Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta e/o stagnazione di acque di pioggia –vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle opere fondanti con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali delle coltri di alterazione dei depositi alluvionali.
- Presenza di sacche argillose non attualmente identificabili che possono cambiare il grado di portanza dei terreni – sarà opportuno in fase di progettazione definitivo/esecutiva eseguire dei saggi sul terreno per confermarne o meno la presenza.

Dalle informazioni ricavate dal seguente studio è stato costruito il modello geologico preliminare del sito che sintetizza e descrive i caratteri litologici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici trattati nei capitoli precedenti:

0,00m – 1,00m **Litotipo 0** Suolo/substrato alterato

1,00m – 5,70m **Litotipo 1** Terre addensate a molto addensate

5,70m – 10,50m **Litotipo 2** Terre molto addensate

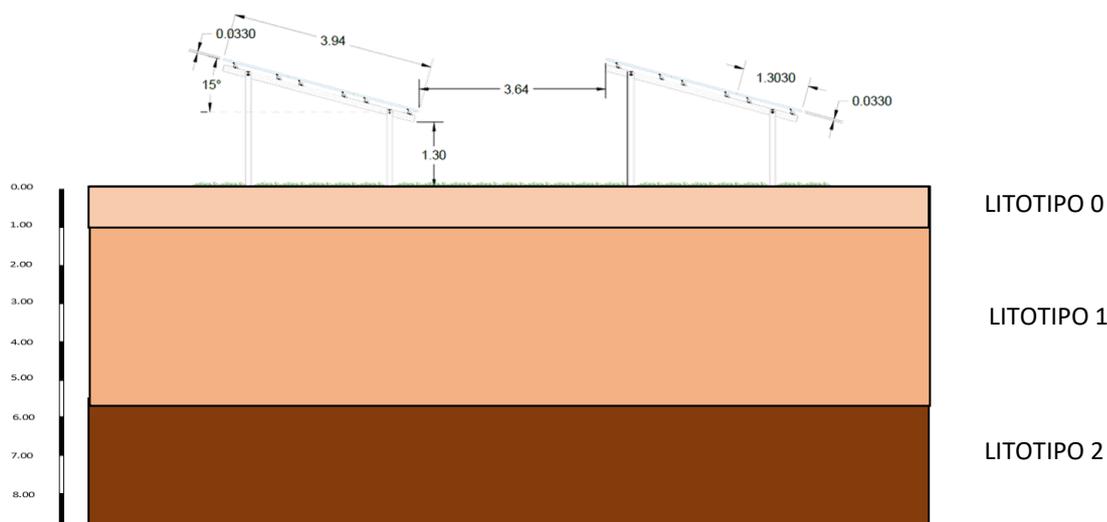


Figura 45 - Modello Geologico



Di seguito si riportano i parametri di deformazione dinamici e statici calcolati sulla base delle velocità sismiche rilevate e scegliendo i due stendimenti realizzati quello con velocità minori (M2) e conseguentemente parametri del terreno più scarsi è perciò maggiormente cautelativi. È consigliabile in fase esecutiva confermare questi valori mediante indagini dirette (penetrometrie dinamiche o analisi di laboratorio su campioni di carota derivanti da pozzetti o sondaggi)

Sismo strato	Prof/ zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico o Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 – 1,0	terre	1.800	760	380	0,33	696	84	265	696
2	1,0 – 2,7	terre	2.000	800	400	0,33	853	103	324	853
3	2,7 – 5,7	terre	2.100	920	460	0,33	1.187	143	441	1.187
4	5,7 – 10,5	terre	2.200	1.000	500	0,33	1.471	178	549	1.471
5	10,5 – 18,4	12%	2.350	1.640	820	0,33	4.217	506	1.579	4.217
6	18,4 – 42,5	22%	2.400	1.960	980	0,33	6.149	1.353	2.305	6.149
7	42,5 – 50,0	25%	2.450	2.640	1320	0,33	11.386	2.846	4.266	11.386

*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Analizzate le specifiche dell'impianto e, a seguito delle analisi geologico strutturali affrontate nei capitoli precedenti, vengono rese note una serie di indicazioni che possono essere utili al fine di una corretta installazione dell'impianto e delle sue componenti fondanti in relazione alle caratteristiche geologiche della superficie interessata dal progetto.

L'area è caratterizzata, nel primo metro circa, da **suolo/substrato alterato**, seguono poi, dai 1m ai 5,7m circa, **terre addensate/substrato roccioso alterato** e dai 4m ai 6m **substrato roccioso sano**.

Durante l'installazione delle aste nel terreno la presenza di materiale ciottoloso potrebbe ostacolare l'infissione e creare resistenza tanto da dover ricorrere ad eventuali fori o trivelle per un corretto fissaggio delle aste.

L'infissione dell'asta comporta un addensamento del terreno adiacente all'asta, con un incremento dello stato tensionale e delle caratteristiche meccaniche. Al contrario, l'installazione dell'asta a seguito dell'utilizzo di una trivella, la quale richiede la rimozione di un uguale volume di terreno, comporta una riduzione dello stato tensionale iniziale, il quale deve essere ripristinato attraverso compattazione superficiale.

Nei terreni incoerenti l'addensamento avviene con riduzione dei vuoti e con l'espulsione dell'acqua interstiziale e si possono ottenere massimi addensamenti sia con saturazione completa sia in condizioni di assenza di acqua.

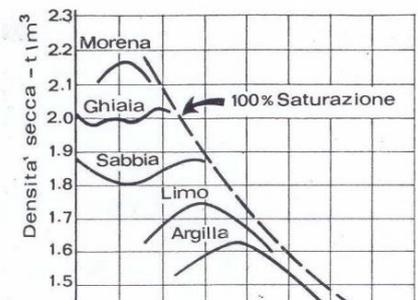


Figura 10 Curva di compattazione da prove di laboratorio in terreni incoerenti



La forma della curva mostra come effettivamente si possa ottenere il massimo addensamento anche in condizioni di umidità naturale del volume da compattare (fig. 43)

Occorre considerare sempre e comunque che è sufficiente una percentuale del 10-15% di materiali fini per rendere il terreno incoerente assimilabile, ai terreni coesivi e, quindi a dovere compattare il volume di terreno al valore ottimo dell'umidità per ottenere il massimo addensamento, poiché, in un terreno relativamente secco la compattazione deve vincere l'adesione dovuta alle tensioni superficiali al confine tra aria e acqua dovute al fenomeno della capillarità.

Pertanto, quest'operazione di costipamento del terreno è consigliabile eseguirla con un contenuto d'acqua tale che le particelle siano lubrificate al punto giusto affinché si assestino con la compattazione ed il conseguentemente aumento della densità.

L'eccessiva quantità d'acqua porterebbe l'effetto contrario, aumenterebbe l'indice dei vuoti con riduzione della densità (fig. 44).

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche dei materiali interessati dalle opere fondanti, in base agli esiti dell'indagine geofisica MASW eseguita, i parametri che si possono considerare cautelativi sono di seguiti riassunti. In fase di progettazione esecutiva gli stessi dovranno essere confermati con indagini dirette distribuite in maniera omogenea su tutto l'areale interessato dal progetto.

Considerando la stratigrafia con valenza ai fini strutturali da 0,00m a 2,00m si assume quanto segue facendo riferimento a velocità **Vs di 390m/sec alle quali corrisponde un Nspt = 50** secondo lo schema riportato in figura, si è utilizzata l'espressione di Lee per il calcolo della Nspt

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{114,43} \right)^{3,226} \text{ valida per terreni prevalentemente fini/siltosi - Lee (1990)}$$

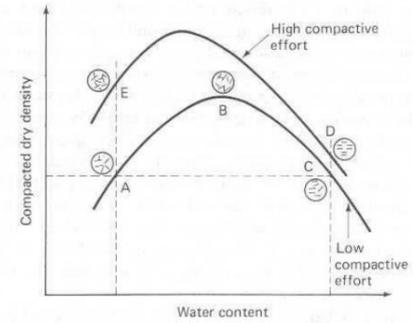
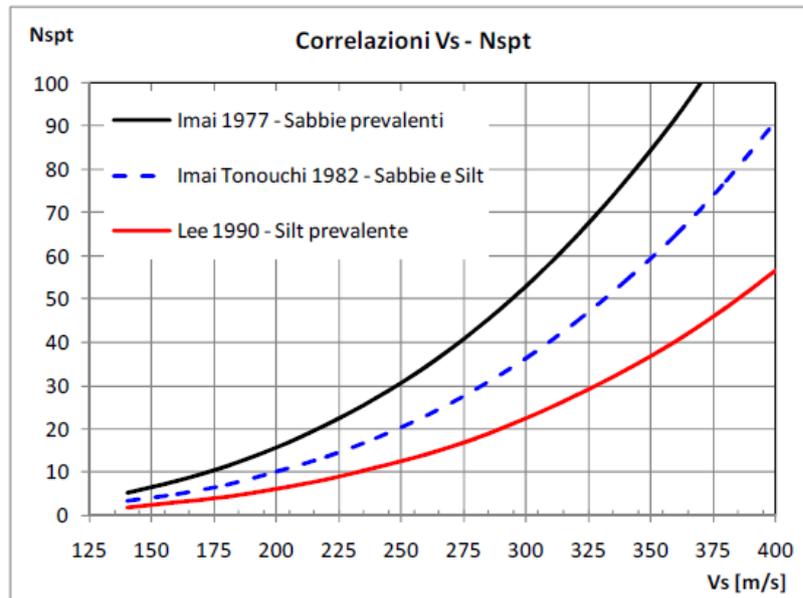


Figura 11 Curva di compattazione in terreni coerenti



Da 0.0m a 2,00m:

$\gamma_d = 1800 \text{ kg/mc}$; $Y_{sat} = 2000 \text{ kg/mc}$; $c_u = 326\text{KPa}$ (Sanglerat), $\phi = 32,84^\circ$ (Malcev - sabbia e ghiaia)

Da 2.00m -5,70m:

$\gamma_d = 2000 \text{ kg/mc}$; $Y_{sat} = 2100 \text{ kg/mc}$; $c_u = 399\text{KPa}$ (Sanglerat), $\phi = 33,14^\circ$ (Malcev - sabbia e ghiaia)

La presenza di livelli a granulometria variabile con infiltrazioni umide suggerisce di effettuare le verifiche geotecniche in condizioni non drenate e saturate per maggiore sicurezza.

8. CARICHI AGENTI

L'analisi dei carichi è stata condotta in accordo al cap.3 del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), al cap. C3 della Circolare 21 gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP, mentre le combinazioni di carico sono eseguite in accordo al § 2.5.3 NTC 2018.

Le azioni sollecitanti che si sono considerate sulle strutture in elevazione sono:

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali su tipologie di pannelli simili a quelli di progetto
- Azione neve
- Azione del vento

8.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.



Si riporta di seguito la sintesi di ipotetico calcolo dei carichi permanenti agenti su singolo palo in base a strutture simili

PESO PROPRIO TRACKER 28 MODULI	n°	[kg]	[kg]	[kN]
PANNELLI	28	38,2	1069,6	10,49
TRACKER COMPRESI PALO E STRUTTURA			900	8,83
SOMMATORIA PESO PROPRIO			1969,6	19,32
PESO SU SINGOLO PALO (CONSIDERATI 7 PALI)				2,76

8.2. AZIONE NEVE

Il carico provocato dalla neve (agente esclusivamente sulla pensilina) viene valutato mediante la seguente espressione, così come specificato al §3.4 del D.M. 17/01/2018:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- q_s è il carico della neve;
- q_{sk} è il valore caratteristico del carico della neve al suolo [kN/m²];
- μ_i è il coefficiente di forma (0,8);
- C_e è il coefficiente di esposizione (1,0);
- C_t è il coefficiente termico (1,0).

Il valore del carico della neve al suolo q_{sk} è pari a (per Zona III as<200 m):

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

L'azione variabile della neve risulta:

$$q_s = 5,3 \cdot 2,4 \cdot 0,48 \cdot 0,60 = 6,11 \text{ kN}$$

8.3. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene calcolata in accordo a quanto stabilito al §3.3 del D.M. 17/01/2018 e al § C3.3 della Circ. esplicativa nello specifico per il calcolo del coefficiente di forma si è fatto riferimento al paragrafo C.3.3.8.2 Tettoie.

La pressione del vento è data da:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p il coefficiente di forma;
- c_d è il coefficiente dinamico.



8.3.1. VALUTAZIONE DELLA VELOCITÀ E DELLA PRESSIONE CINETICA DEL VENTO

La pressione cinetica di riferimento è data da:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$
$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Dove:

- ρ è la densità dell'aria (1,25 kg/m³);
- v_r è la velocità di riferimento del vento;
- v_b è la velocità base di riferimento;
- c_r è il coefficiente di ritorno (per $T_r = 50$ anni è pari a 1).



Figura 12 mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano



Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 13 NTC 2018: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Il sito considerato ricade in zona 6 ad un'altitudine $a_s = 45$ m.s.l.m., per cui $v_r = v_b = 28$ m/s. Si ha quindi:

$$q_r = 490 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione dipende dalla categoria di esposizione del sito.

Considerando una classe di rugosità del terreno D ed una distanza dalla costa inferiore a 10 km si ha una categoria di esposizione II ($k_r = 0,17$; $z_0 = 0,01$ m; $z_{min} = 2$ m).

Ponendo il coefficiente di topografia $c_t = 1$, il coefficiente di esposizione è pari a:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)\right] = \text{per } z < z_{min}$$

per un'altezza massima dal suolo $Z = 2,30$ m $C_e = 1,95$ calcolata in mezzaria pannello.

La pressione del vento calcolata in mezzaria pannello è pari a $p = 2088,09 \text{ N/m}^2$



Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 14 NTC 2018: Classi di rugosità del terreno

9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

Per quanto concerne un'indicazione di massima sulle caratteristiche geotecniche dei materiali, interessati dalle basi fondanti, si è fatto riferimento a parametri che si possono considerare cautelativi in base a studi presenti in letteratura sulla formazione interessata e ai dati ricavati dalla prospezione geofisica eseguita in sito prossimo a quello di intervento per le profondità presunte di infissione delle fondazioni.

In fase di progettazione esecutiva gli stessi dovranno essere confermati con indagini dirette (prove penetrometriche dinamiche).

$$\gamma_d = 1800 \text{ kg/mc}; Y_{\text{sat}} = 2000 \text{ kg/mc}; c_u = 100 \text{ KPa}^1 \phi = 33^\circ$$

¹ Si è scelto di abbattere a circa 1/3 il valore di coesione derivato dalle Vs a favor di sicurezza. Il valore reale dovrà essere calcolato da indagini dirette di tipo penetrometrico in fase di progettazione esecutiva



La presenza di livelli a granulometria variabile con infiltrazioni umide suggerisce di effettuare le verifiche in condizioni non drenate e sature per maggiore sicurezza.

9.1. RESISTENZA LATERALE AL FUSTO DEL PALO

9.1.1. RESISTENZA LATERALE

Detta σ_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z , si pone:

$$\text{Resistenza Laterale } s = a + \sigma_h \mu$$

Dove:

a è un termine coesivo

$$\sigma_h = K \mu \sigma'_{vz}$$

con

σ'_{vz} pari all'effettiva tensione litostatica verticale alla profondità z

mentre,

k e μ corrispondono ai valori riportati in tabella:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

Tabella estratto dal libro Fondazioni di Carlo Viggiani

Segue il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione per un palo o un micropalo gravato da una qualsiasi distribuzione di carichi (momento, sforzo normale e taglio) e del cedimento sfruttando il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito. GEOSTRU – Pali e Micropali

Il carico limite verticale viene calcolato attraverso la formula di Berezantzev in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. Poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

Per pali infissi

$$\phi_{\text{corr}} = \phi + 3$$

$$\tan\delta = \tan(0.66 \cdot \phi_{\text{corr}})$$



Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Ql = (\alpha \cdot C + \gamma_t \cdot L \cdot K \cdot \tan \delta) \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot fw$$

$$W_{palo} = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot L \cdot \gamma_p$$

$$Q_{Limite} = (Q_p + Q_s - W_{palo})$$

γ_t peso unità di volume del terreno

L lunghezza del palo

fw fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo

c valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate)

σ' pressione verticale efficace del terreno

K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento

γ_p peso unità di volume del materiale con cui è realizzato il palo

La verifica è stata condotta assimilando un palo a sezione equivalente circolare. Si precisa come tale verifica sia da considerarsi adatta per il solo predimensionamento dell'opere mentre in fase esecutiva sarà necessario rivalutare la portanza del palo attraverso un approfondimento della conoscenza dei terreni presenti in sito, affiancando a tali indagini verifiche penetrometriche.



Dati generali:	
Descrizione	AGRIVOLTAICO PLOAGHE (SS) – verifica strutture di fondazione
Zona sismica	ZONA 4
Tipologia	Infisso
Lunghezza (m)	1,50
Diametro punta (m)	0.036
Tronco conicità (%)	0
Peso Specifico palo (kN/m ³)	76,98
Mod. Elastico palo (kPa)	210000
Fatt. sicurezza punta	2.5
Fatt. sicurezza laterale	2.5

Carichi:	
Carichi sul palo	
Carico verticale (kN)	2,79
Carico orizzontale (kN)	0
Momento (kNm)	0
Carichi sul piano campagna	
Sovraccarico (kPa)	0

Geotecniche:	
Peso unità volume (kN/m ³)	18
Angolo Res. a taglio (°)	33
Coesione (kPa)	100
Fattore di adesione laterale (α)	1
Parametri elastici	
Modulo elastico E _y (kPa)	87000
Coef. di Poisson	0.33

Risultati:	
N _q , N _c (Berezantev)	N _q =62.75 N _c =84.99
Carico limite punta (kN)	10.38
Carico limite laterale (kN)	17.44
Peso palo (kN)	0.12
Carico limite (kN)	27.7
Carico ammissibile (kN)	11.0090
Cedimento (m)	0.0003



Calcolo del carico limite e cedimenti di fondazioni superficiali – platee cabinati

I metodi implementati per il calcolo del carico limite sono quelli di HANSEN, MEYERHOF, TERZAGHI mentre per il calcolo dei cedimenti il metodo sfrutta la teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)).

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Le espressioni utilizzate per il calcolo del carico limite si riportano di seguito.

HANSEN

Per $\phi > 0$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$$

$$N_q = \text{Exp}(\pi \cdot \tan \phi \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2))^2$$

$$N_g = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$Q_{\text{limite}} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g$$

Per $\phi = 0$

$$N_c = 5.14$$

$$Q_{\text{limite}} = 5.14 \cdot C_u \cdot (1 + s_{cp} + d_{cp} - i_{cp} - b_{cp} - g_{cp}) + \gamma \cdot D$$

dove:

s_c, s_q, s_g fattori di forma;

d_c, d_q, d_g fattori di profondità;

i_c, i_q, i_g fattori di inclinazione del carico.

g_c, g_q, g_g fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio)

b_c, b_q, b_g fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

MEYERHOF

$$N_q = \text{Exp}(\pi \cdot \tan \phi) \cdot (\tan(\pi/4 + \phi/2))^2$$

Per $\phi > 0$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$$

Per $\phi = 0$

$$N_c = 5.14$$

$$N_g = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi)$$

TETA=0 (assenza inclinazione del carico)

$$Q_{\text{limite}} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g$$



TETA<>0 (presenza di inclinazione del carico)

$$Q_{\text{limite}} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot l_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot l_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_g \cdot l_g \cdot d_g$$

dove:

sc, sq, sg fattori di forma

dc, dq, dg fattori di profondità

lc, lq, lg fattori di inclinazione del carico.

TERZAGHI

$$a = \text{Exp}(((0.75 \cdot \pi) - \phi/2)) \cdot \tan \phi$$

$$N_q = a^2 / (2 \cdot \cos(\pi/4) + \phi/2)^2$$

Per $\phi > 0$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$$

Per $\phi = 0$

$$N_c = 5.7$$

$$N_g = \tan \phi / 2 \cdot (k \cdot \gamma / (\cos^2 \phi - 1))$$

Dove k γ è un coefficiente elaborato da Terzaghi, fornito in forma tabellare.

$$Q_{\text{limite}} = c' \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_g \cdot s_g$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B·L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)).

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot (1 - \mu^2) / E_s \cdot (I_1 + (1 - 2\mu) \cdot I_2 / (1 - \mu)) \cdot I_F$$

dove:

q₀ Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E_s e μ Parametri elastici del terreno.

I coefficienti di influenza dipendono da: L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti I₁ e I₂ si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948).

Ai fini del calcolo si è considerata una platea di dimensioni 24,70m x 7,60m con una profondità di piano di posa di 0,50m e un carico di 0,22kg/cmq. Si riportano di seguito le verifiche.



DATI GENERALI

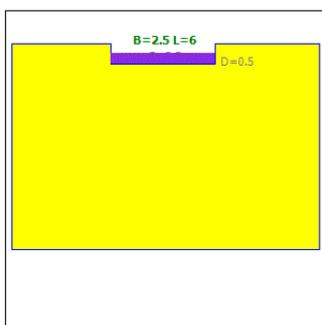
Descrizione	AGRIVOLTAICO PLOAGHE (SS) – platee cabine	
Zona sismica	ZONA 4	
Base	B	<input type="text" value="2.5"/> m
Lunghezza	L	<input type="text" value="6"/> m
Profondita' piano di posa	D	<input type="text" value="0.5"/> m
Inclinazione piano posa	η	<input type="text" value="0"/> °
Carico fondazione	q	<input type="text" value="150"/> kN/m ²
Spessore strato	H	<input type="text" value="4"/> m

DATI GEOTECNICI

Peso unita' di volume	γ	<input type="text" value="18"/> kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	φ	<input type="text" value="32"/> °
Coesione	c	<input type="text" value="100"/> kPa
Modulo elastico	E_y	<input type="text" value="87000"/> kPa
Coefficiente di Poisson	ν	<input type="text" value="0.33"/>

RISULTATI

Metodo di calcolo	Hansen
Fattori di capacita' portante	$N_q=23.18$ $N_c=35.49$ $N_g=20$
Carico limite	q_{lim} <input type="text" value="4500.11"/> kPa
Carico limite	q_{lim} <input type="text" value="45.89"/> kg/cm ²
Cedimenti	
Bordo	<input type="text" value="0"/> mm
Centro	<input type="text" value="0"/> mm





10. CONCLUSIONI

Il modello geologico derivato dalla relazione geologica prevede per quest'area **depositi piroclastici a diverso grado di alterazione/fratturazione che diminuisce con la profondità**. Fino a circa **2,70 metri** di profondità è caratterizzata dalla presenza di **terre molto addensate e successivamente, dai 5,70 substrato più compatto**.

I parametri geotecnici associati a tale modello derivano da indagini geognostiche effettuate dalla scrivente in luogo prossimo a quello di progetto e da dati di letteratura e sintetizzati come segue:

Da **0.0m a 2,70m**:

$\gamma_d = 1800 \text{ kg/mc}$; $Y_{sat} = 2000 \text{ kg/mc}$; $c_u = 326 \text{ KPa}$ (Sanglerat), $\phi = 32,84^\circ$ (Malcev - sabbia e ghiaia)

Da **2.70m -4,00m**:

$\gamma_d = 2000 \text{ kg/mc}$; $Y_{sat} = 2100 \text{ kg/mc}$; $c_u = 399 \text{ KPa}$ (Sanglerat), $\phi = 33,14^\circ$ (Malcev - sabbia e ghiaia)

Le verifiche geotecniche hanno riguardato gli stati ultimi GEO relativamente alle opere di fondazione dei tracker e alle platee di fondazione delle cabine.

In entrambi i casi le verifiche hanno riportato esito positivo.

Si precisa come tale verifica sia da considerarsi adatta per il solo predimensionamento dell'opere mentre in fase esecutiva sarà necessario rivalutare la portanza del palo attraverso un approfondimento della conoscenza dei terreni presenti in sito, affiancando a tali indagini verifiche penetrometriche.