



# IMPIANTO AGRO-VOLTAICO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE DENOMINATO "GADAU" DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI SASSARI (SS)

**OPERA DI PUBBLICA UTILITA'**

**VALUTAZIONE IMPATTO AMBIENTALE ai sensi del D.Lgs 3 aprile 2006, n.152 ALL. II**

CUSTOMER  
Committente

## FIMENERGIA

ADDRESS  
Indirizzo

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

DESIGNERS TEAM

Gruppo di progettazione

SUPERVISION  
Coordinamento

## FAVERO ENGINEERING

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

Ing. FRANCESCO FAVERO

CONSULTANTS  
Consulenti

**AMBIENTALE:** Dott.ssa MARZIA FIORONI

Via C.Battisti, 44 23100 Sondrio (SO) - +39 0342 050347 - mfioroni@alp-en.it

**GEOLOGIA, GEOTECNICA E IDRAULICA:** Dott.ssa Geol. COSIMA ATZORI

Via Bologna, 30 09033 Decimomannu (CA) - +39 070 7346008 - cosima.atzori@gaiiconsulting.eu

**AGRONOMIA:** Dott. Agr. NICOLA GARIPPA

Via Beltrame di Bagnacavallo, 4 08015 Macomer (NU) - +39 328 2633596 - nicolagarippa@gmail.com

**ARCHEOLOGIA:** Dott.ssa GIUSEPPINA MARRAS

Via Frau, 22 07100 Sassari (SS) - + 39 340 5316848 - giuseppina.marras@arubapec.it

**ACUSTICA:** Ing. CARLO FODDIS

Viale Europa, 54 09045 Quartu San'Elena (CA) - + 39 070 2348760 - cf@fadsystem.net

**FAUNA:** Dott. Nat. MAURIZIO MEDDA

Via Lunigiana, 17 09122 Cagliari (CA) - +39 393 8236806 - meddamaurizio@libero.it

**FLORA:** Dott. Agr. FABIO SCHIRRU

Via Solomardi, 34 09040 San Basilio (SU) - +39 347 4998552 - fabio.schirru@pecagrotecnici.it

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	CHECKED	APPROVED
00	Settembre 2023	PRIMA EMISSIONE	Dott.Ssa Geol. C. Atzori	Dott.Ssa Geol. C. Atzori	Dott.Ssa Geol. C. Atzori
01					
02					
03					
04					

DRAWING - Elaborato

TITLE  
Titolo

## RELAZIONE GEOTECNICA

DRAWING DETAILS - Dettagli di disegno

GENERAL SCALE  
Scala generale

-

DETAIL SCALE  
Scala particolari

-

ARCHIVE - Archivio

FILE

DTG\_072

PLOT STYLE

FAVERO ENGINEERING.ctb

CODING - Codifica

PROJECT LEVEL  
Fase progettuale

# DEFINITIVO

CATEGORY  
Categoria

# DTG

PROGRESSIVE  
Progressivo

# 0

# 7

# 2

REVISION  
Revisione

# 00

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
1.1. Quadro normativo .....	3
<b>2. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA .....</b>	<b>9</b>
<b>5. CARATTERI GEOLOGICI E GEOSTRUTTURALI, GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DELLE     SUPERFICI DI DISCONTINUITÀ .....</b>	<b>12</b>
<b>6. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....</b>	<b>13</b>
6.1. M.A.S.W. – Tecnica e parametri utilizzati .....	14
6.2. M.A.S.W. – Elaborazione risultati .....	16
6.2.1. Base sismica M1 .....	16
<b>7. ANALISI E SISMICITA' STORICA .....</b>	<b>18</b>
7.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....	18
<b>8. MODELLO GEOLOGICO E GEOLOGICO-TECNICO .....</b>	<b>22</b>
<b>9. CARICHI AGENTI.....</b>	<b>26</b>
9.1. Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	26
9.2. Azione neve.....	26
9.3. Azione del vento .....	27
9.3.1. Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento.....	27
<b>10. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO .....</b>	<b>29</b>
10.1. Resistenza laterale al fusto del palo .....	30
10.1.1. Resistenza laterale.....	30
<b>11. CONCLUSIONI .....</b>	<b>36</b>



### 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
Figura 5 schema di funzionamento del sistema ad inseguimento .....	9

Figura 6 Vista laterale delle strutture di sostegno dei pannelli .....	10
Figura 7 Alcune sezioni tipo della trincea per la posa dei cavidotti.....	11
Figura 8 Sezioni tipo della posa dei cavidotti mediante T.O.C. ....	11
Figura 9 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza L = 46,0 m .....	14
Figura 10 Localizzazione stendimento nell'area vasta .....	15
Figura 11 Particolare dell'ubicazione dello stendimento M1.....	16
Figura 12 Sismostratigrafia e calcolo della Vs equivalente.....	20
Figura 13 Parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito .....	21
Figura 14 Modello geologico del sito (6.2.1 NTC 2018).....	22
Figura 15 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati mediante misure sismiche .....	23
Figura 16 Curva di compattazione da prove di laboratorio in terreni incoerenti.....	24
Figura 17 Curva di compattazione in terreni coerenti.....	24
Figura 18 mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano .....	27
Figura 19 NTC 2018: Valori dei parametri $v_{b,0}$ , $a_0$ , $k_s$ .....	28
Figura 20 NTC 2018: Classi di rugosità del terreno.....	29

CS&D

## 1. PREMESSA

Il proponente FIMENERGIA S.r.l. intende realizzare un impianto agrovoltaico in località "Seligheddu" e "Bruncadeddu" nel territorio comunale di Sassari e denominato "GADAU", per il cui progetto è stato conferito, 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 attuali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni pe 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 di indagini geofisiche realizzata in data 12.07.2023 oltre che da lavori analoghi nei pressi della zona di interesse.

## 3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

L'area di progetto ricade nell'agro del territorio comunale di Sassari, a nord-ovest del capoluogo sassarese e a sud del piccolo comune di Stintino, in località "Seligheddu" e "Bruncadeddu". Il territorio è subpianeggiante debolmente collinare, ad una quota media di circa 40-45m slmm.

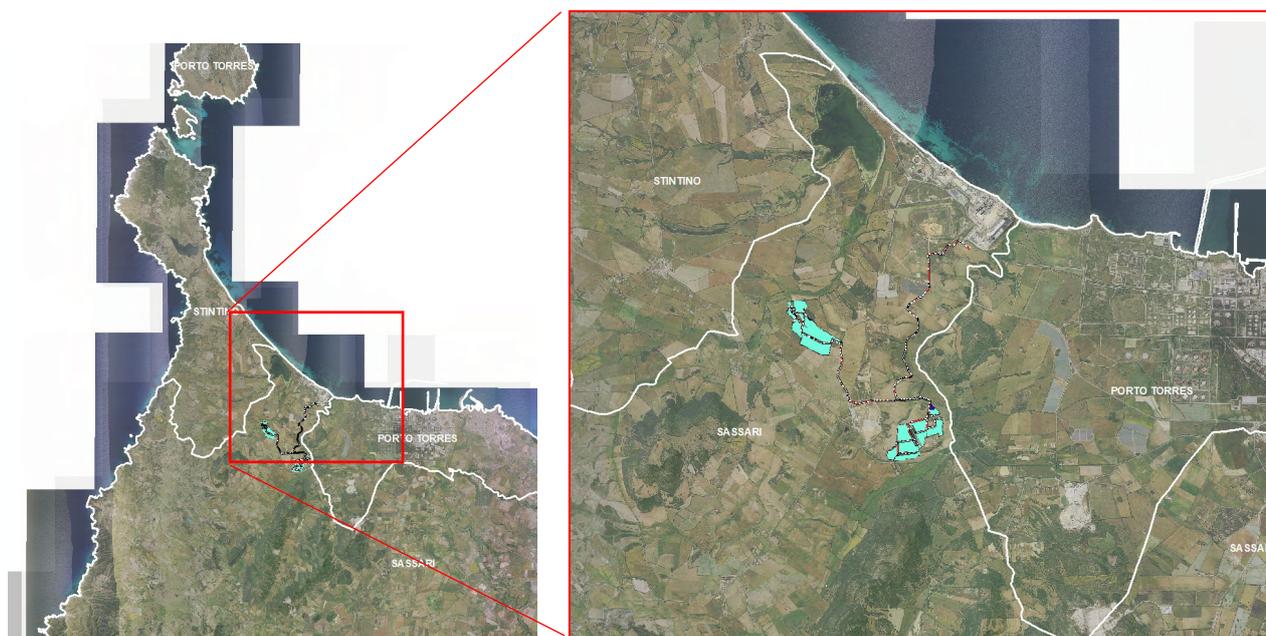


Figura 1 Inquadramento geografico dell'area di progetto

Le coordinate geografiche del centroide ipotetico di riferimento della porzione di impianto in

località "Seligheddu" sono: **1 438 708 E – 4 519 942 N**

località "Bruncadeddu" sono: **1 440 487 E – 4 518 176 N**

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M. Serie 25 foglio **440 II "Pozzo San Nicola"**
- Carta Tecnica Regionale della Sardegna – scala 1:10000 – sez. **440160 "Santa Giusta"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:50000 – foglio **459 "Sassari"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:100000 – foglio **179 "Porto Torres"**

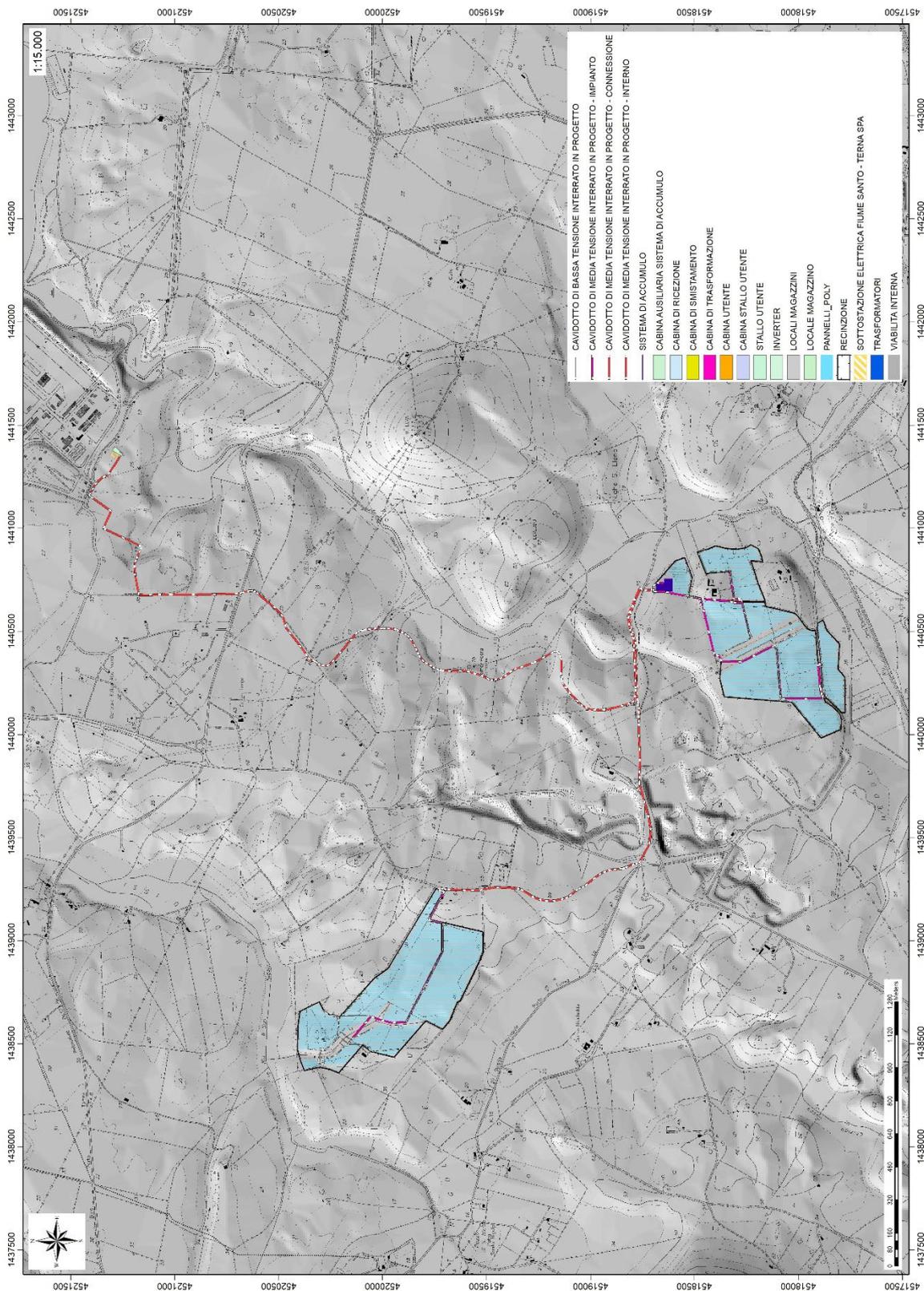


Figura 2 Inquadramento topografico, CTR 1:10.000

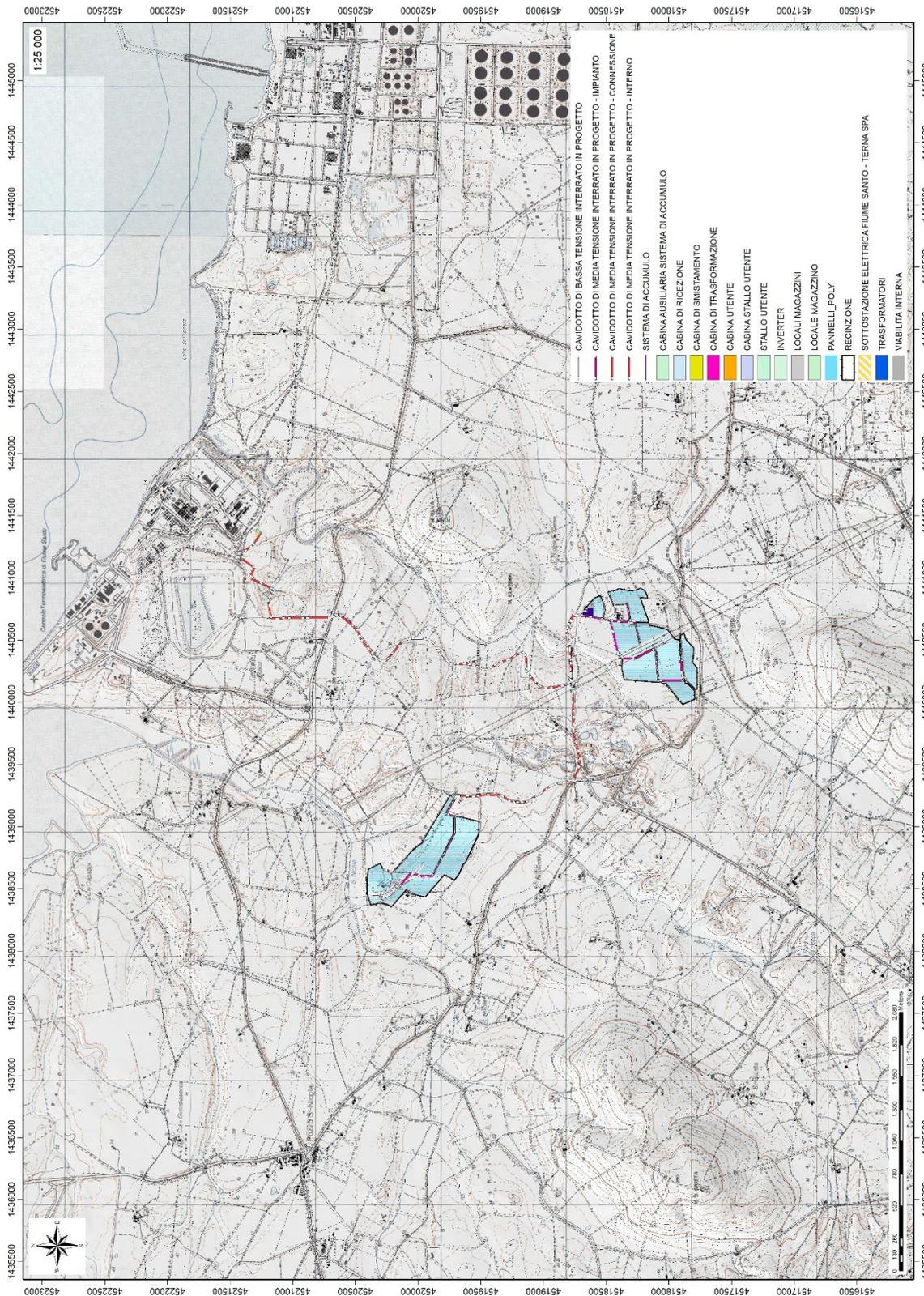


Figura 3 Inquadramento topografico IGM Serie 25

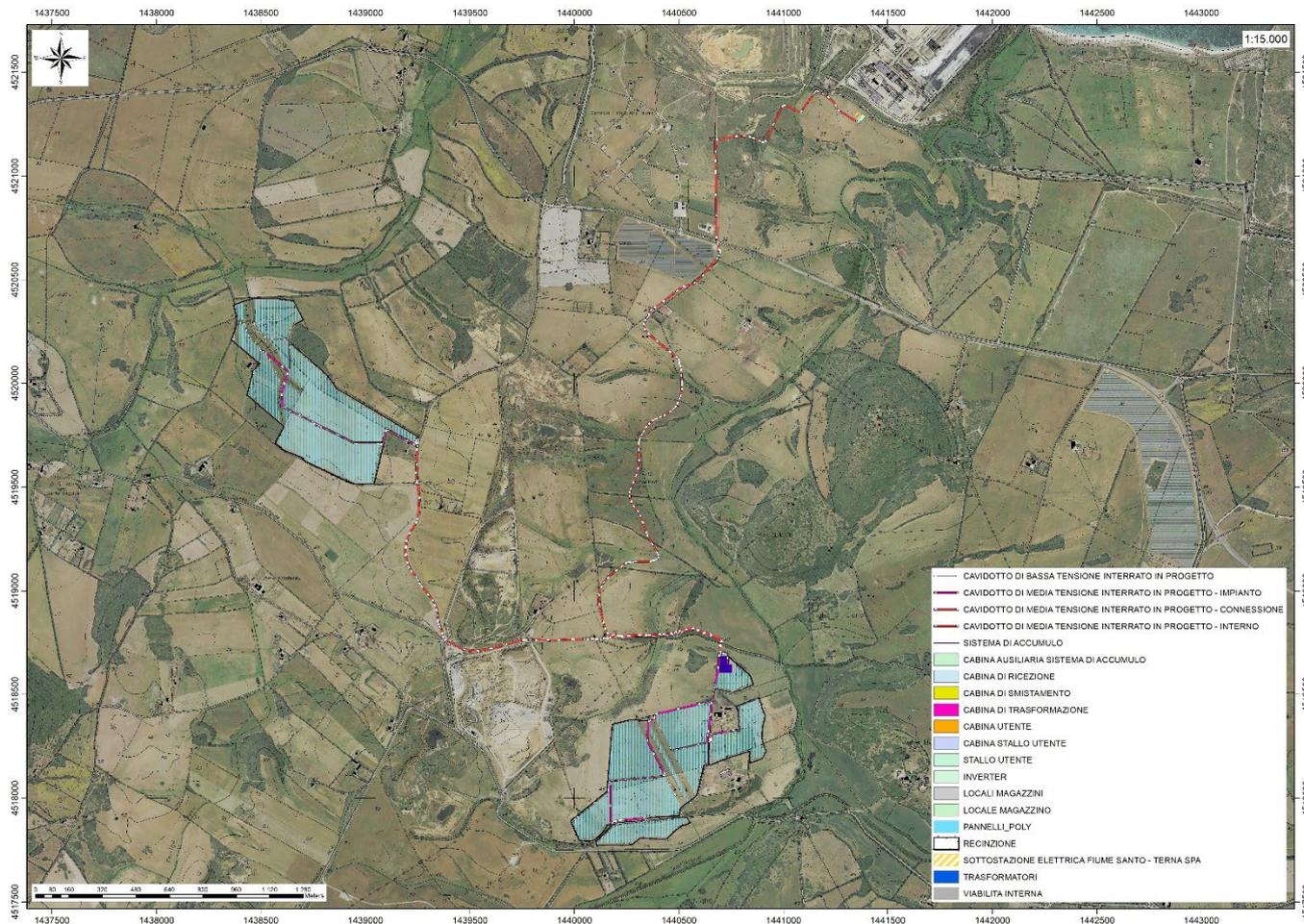


Figura 4 Localizzazione area di progetto (Fonte RAS)

## 4. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto agro-voltaico per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile solare denominata "GADAU" con una potenza di picco di 45,9 MW kWp su una superficie di circa 70 ettari.

I tracker, disposti secondo un allineamento Nord-Sud, consentono la rotazione dei moduli fotovoltaici da Est a Ovest, per un angolo complessivo di circa 110°.

Ogni tracker sarà mosso da un motore elettrico comandato da un sistema di controllo che regolerà la posizione più corretta al variare dell'orario e del periodo dell'anno, seguendo il calendario astronomico solare.

L'intera struttura rotante del tracker sarà sostenuta da pali infissi nel terreno, costituenti l'unica impronta a terra della struttura. Non è prevista pertanto la realizzazione di fondazioni o basamenti in calcestruzzo, fatte salve diverse indicazioni che dovessero scaturire dalle indagini geologico - geotecniche da eseguirsi in sede di progettazione esecutiva.

La distanza prevista tra gli assi dei tracker, al fine di ridurre convenientemente le perdite energetiche per ombreggiamento, sarà di circa 5,6 m.

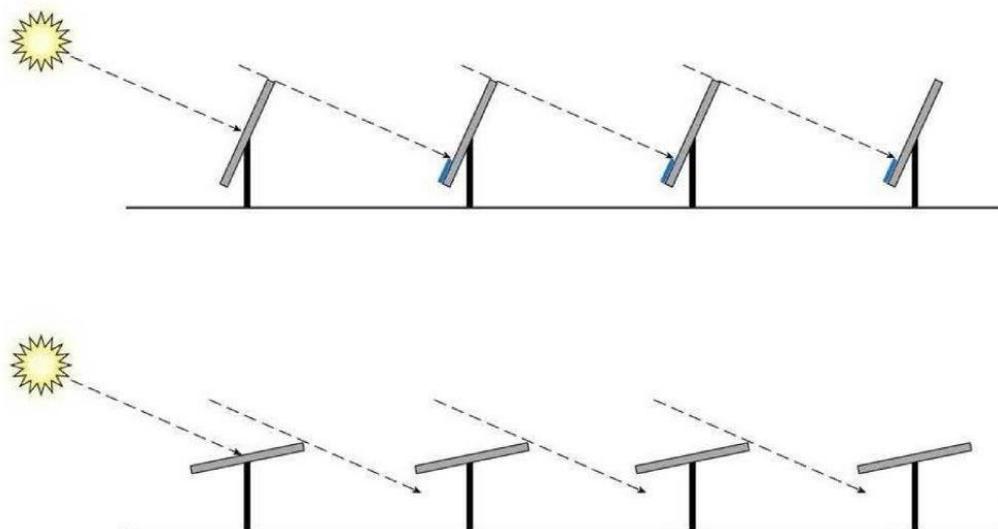


Figura 5 schema di funzionamento del sistema ad inseguimento

L'altezza delle strutture, misurata al mozzo di rotazione, sarà di circa 2,30 m dal suolo. La profondità di infissione dei profilati in acciaio di sostegno è stimabile in circa 1,50 metri.

L'impianto fotovoltaico sarà composto dall'insieme dei moduli ad alta efficienza contenenti celle al silicio, in grado di trasformare la radiazione solare in corrente elettrica continua, dagli inverter e dai trasformatori elevatori di tensione, che saranno collegati tra di loro e, per ultimo, alla rete mediante dispositivi di misura e protezione.

I pannelli avranno dimensioni indicative 2.384 x 1.303 mm e saranno incapsulati in una cornice di alluminio anodizzato dello spessore di circa 35 mm, per un peso totale di circa 38,2 kg ciascuno.

La potenza complessiva nominale dell'impianto, considerando n. 74.256 moduli da 655 Wp, sarà pertanto di 48.638 kWc mentre la potenza in AC sarà pari a 45.900 kVA, con un rapporto DC/AC di circa 1,059.

I pali di sostegno non richiedono generalmente fondazione in calcestruzzo. Il palo è tipicamente rappresentato da un profilato in acciaio per massimizzare la superficie di contatto con il terreno; la profondità dipende dal tipo di terreno interessato. Una flangia, ordinariamente da 5 cm, viene utilizzata per guidare il palo con un infissore al fine di mantenere la direzione di inserimento entro tolleranze minime.

Nel caso specifico, si prevedono le seguenti fasi lavorative:

- infissione del profilo tramite macchina battipalo,
- Eventuale esecuzione di collare in boiaccia come rifinitura.

La struttura completa proposta è rappresentata nella figura seguente.

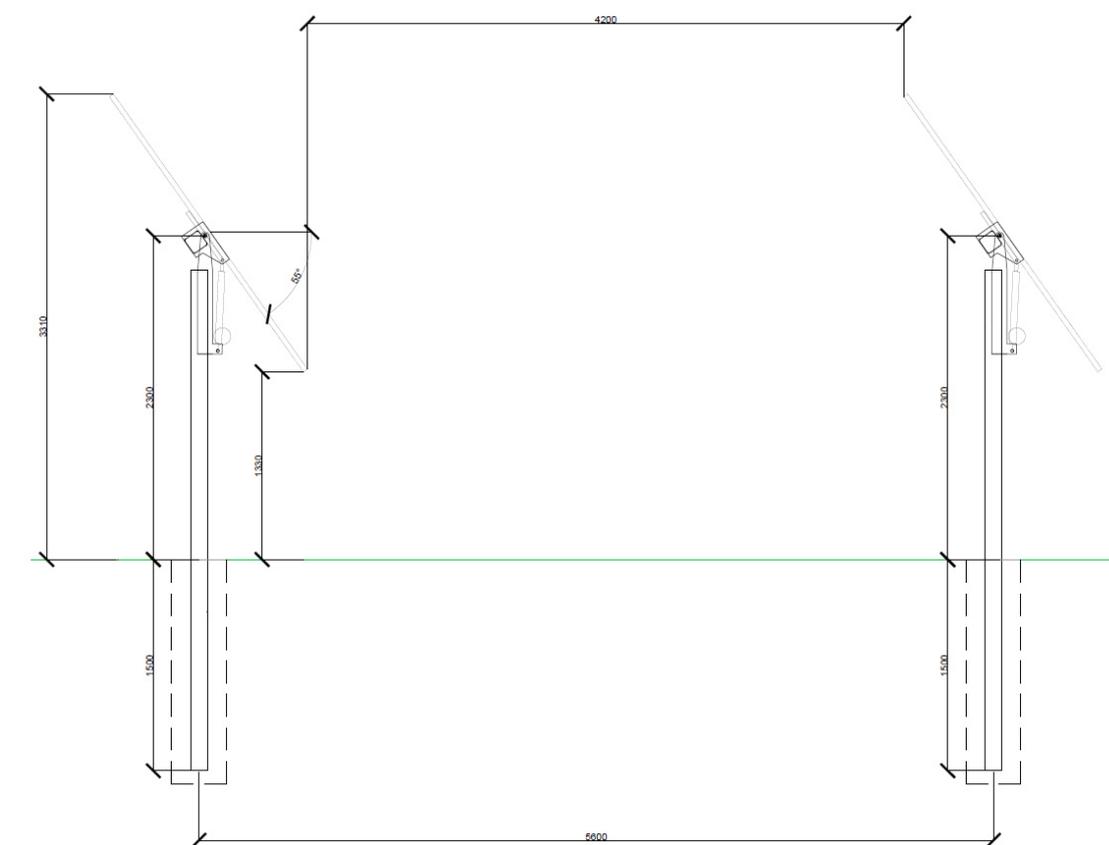


Figura 6 Vista laterale delle strutture di sostegno dei pannelli



Figura 7 Alcune sezioni tipo della trincea per la posa dei cavidotti

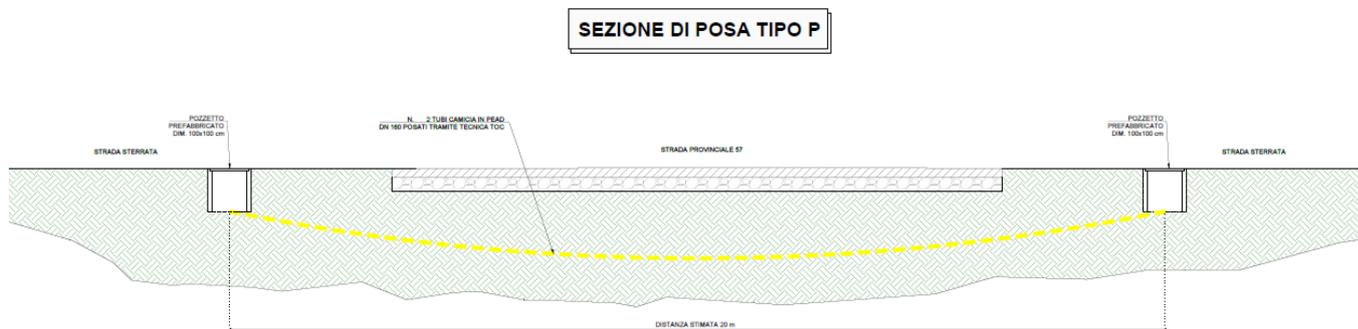


Figura 8 Sezioni tipo della posa dei cavidotti mediante T.O.C.

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 parzialmente nella zona a Falde Interne del basamento varisico sardo; ma comprende soprattutto rocce delle coperture mesozoiche, che in quest'area dell'Isola sono costituite da sedimenti alluvionali del Buntsandstein (Trias medio), su cui poggiano in trasgressione i sedimenti carbonatici di ambiente neritico (Muschelkalk) e poi quelli evaporitici (Keuper). Seguono le rocce della successione vulcano-sedimentaria Miocenica, e i depositi quaternari. Le Unità Tettoniche affioranti nel settore occidentale dell'area vasta sono costituite da originarie successioni sedimentarie e vulcaniche di età compresa tra il Cambriano e il Carbonifero inferiore, note come Unità di Canaglia, Li Trumbetti e Argentiera. Il settore di interesse all'installazione dell'impianto fotovoltaico si trova nella zona cosiddetta a Falde interne, caratterizzata da fenomeni di medio e basso metamorfismo, localizzata nell'area geografica della Nurra. L'area vasta è costituita principalmente da unità di età paleozoica e mesozoica di origine sedimentaria, da rocce magmatiche a carattere effusivo, e da depositi recenti rappresentati dai prodotti di disfacimento della roccia madre e dei suoi derivati che vanno a colmare le vallecole e/o i piccoli impluvi presenti.

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

I principali lineamenti strutturali, nell'area vasta, derivano dall'evoluzione stratigrafica e tettonica oligo-miocenica, responsabile dello sviluppo dei bacini del Logudoro e di Porto Torres e dell'intenso vulcanismo calcalalino.

L'area di studio è caratterizzata dall'affioramento delle coperture terziarie oligo-mioceniche, costituite da **argille arrossate con livelli e lenti di conglomerati a ciottoli di basamento paleozoico, vulcaniti e calcari mesozoici di ambiente fluviale e da ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane**, con subordinate sabbie. I depositi quaternari sono principalmente costituiti da coltri eluvio-colluviali di spessore molto modesto e depositi di versante.

Non sono evidenti tracce di lineazioni tettoniche evidentemente obliterate dalle coperture recenti.

## 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 12/07/2023 è stata realizzata la prospezione geofisica integrativa ad opera della ditta Geoservice S.R.L., articolata in:

Esecuzione di n° 1 stendimenti di sismica con tecnica MASW (M1).

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	SE-NO	2,0	46



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.

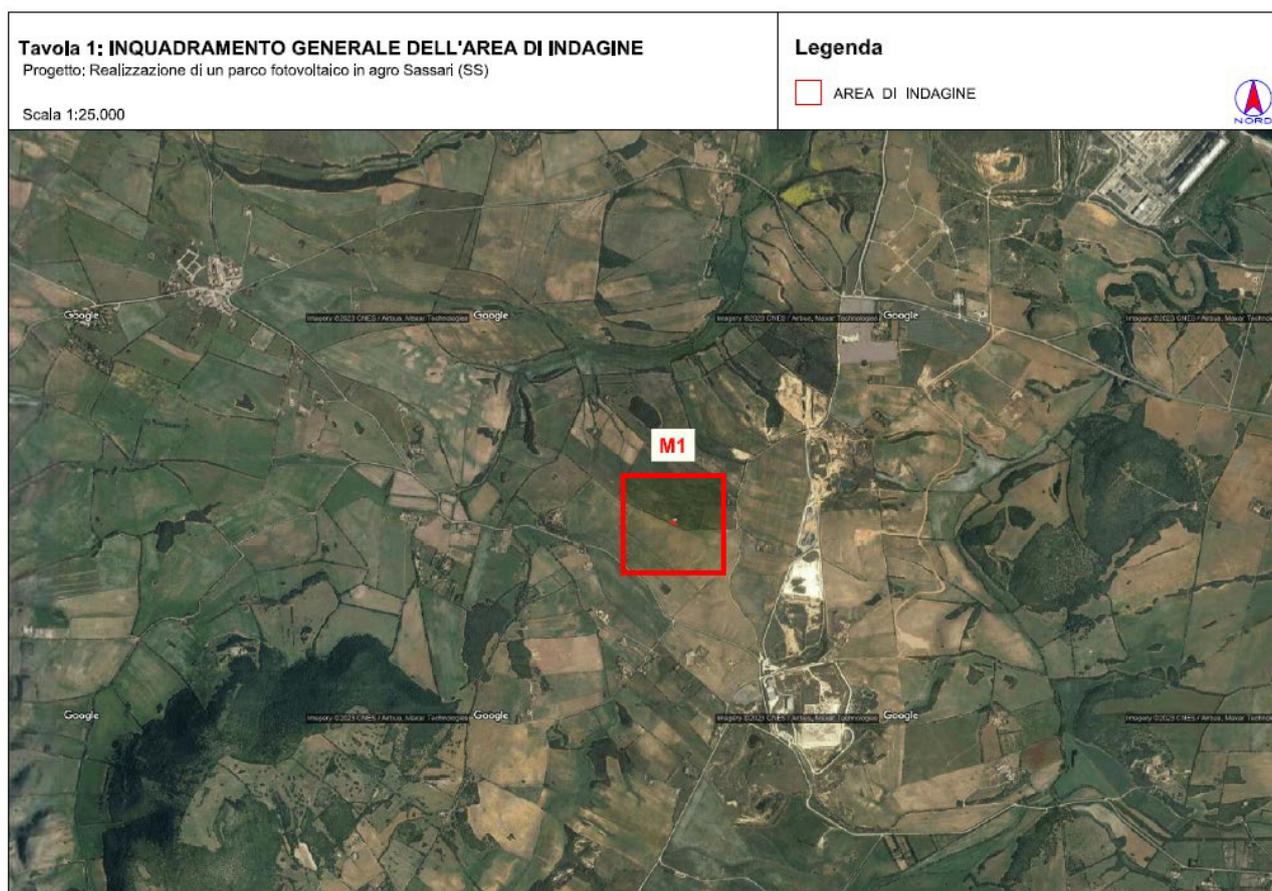


Figura 10 Localizzazione stendimento nell'area vasta

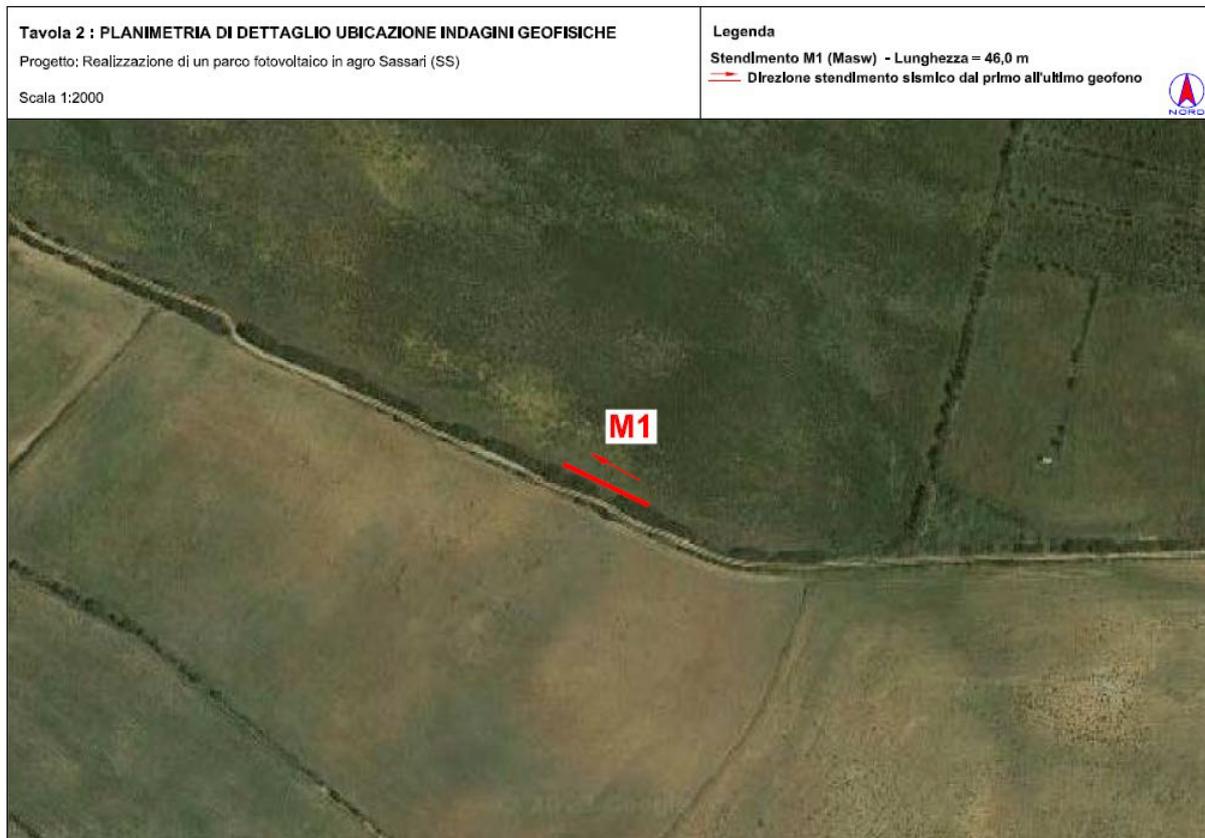


Figura 11 Particolare dell'ubicazione dello stendimento M1

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

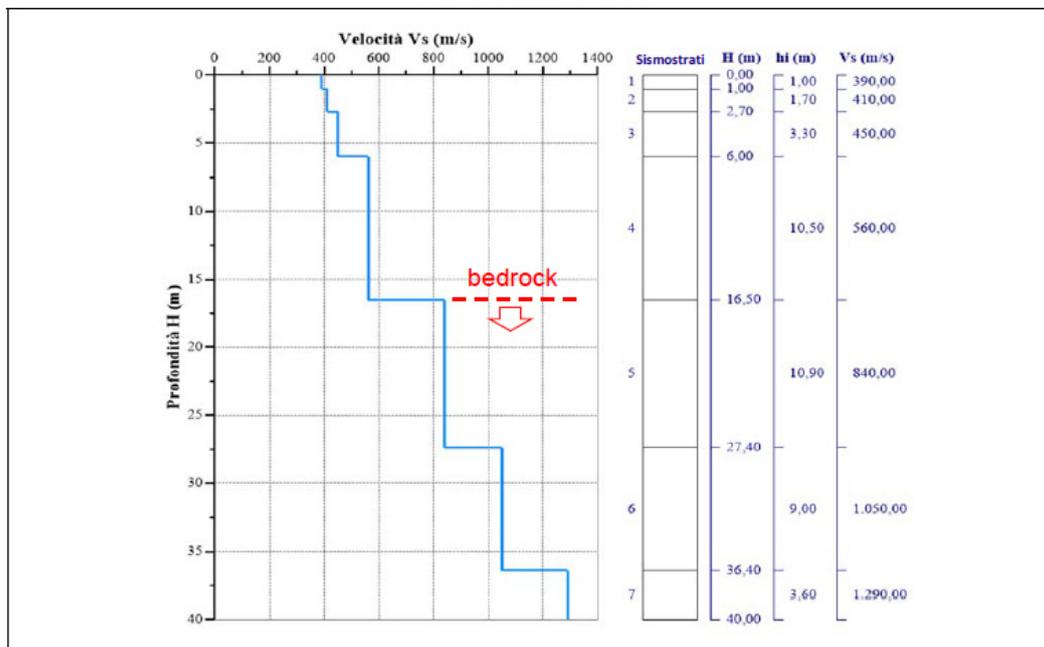
L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$  della sezione M1, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio  $V_s$ .

### 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 Vs di <b>390 m/s</b> Terre poco addensate
1,0 – 2,7	2° sismostrato con Vs di <b>410 m/s</b> Terre mediamente addensate
2,7 – 6,0	3° sismostrato con Vs di <b>450 m/s</b> Terre addensate
6,0 – 16,5	4° sismostrato con Vs di <b>560 m/s</b> Terre molto addensate
16,5 – 27,4	5° sismostrato con Vs di <b>840 m/s</b> Substrato roccioso intensamente fratturato
27,4 – 36,4	6° sismostrato con Vs di <b>1050 m/s</b> Substrato roccioso da fratturato a sano
36,4 – 40,0	7° sismostrato con Vs di <b>1290 m/s</b> Substrato roccioso sano

MASW M1-PROFILO Vs



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

## 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  $V_R$ , 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  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$A_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

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

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

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

### 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  $\geq 50$  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 <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

*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  $15^\circ$  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 di una prospezione geofisica MASW di seguito descritta in dettaglio.

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.

Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	$V_s$ (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	Hi/ $V_s$ (s)
1	1,00	1,00	390,00	1,00	1,00	0,00256
2	2,70	1,70	410,00	2,70	1,70	0,00415
3	6,00	3,30	450,00	6,00	3,30	0,00733
4	16,50	10,50	560,00	16,50	10,50	0,01875
5	27,40	10,90	840,00	27,40	10,90	
6	36,40	9,00	1050,00	30,00	2,60	
7	40,00	3,60	1290,00	0,00	0,00	

Figura 12 Sismostratigrafia e calcolo della  $V_s$  equivalente

Esaminato il profilo delle  $V_s$  per lo stendimento M1 si pone l'eventuale presenza del substrato a profondità **16,50 m** ( $V_s > 800$  m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a profondità 10,6m di profondità dal p.c. è pari a:

$$V_{s,eq} = 16,5 / 0,0327 = 503,07 \text{ m/s}$$

Ciò consente di classificare il terreno come **Categoria B: 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	<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</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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>Depositati 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</i> , 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 quindi sono calcolati i parametri sismici relativi alle verifiche SLO, SLD, SLV e SLC:

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]	Dove:
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273	Stati limite di esercizio Stati limite ultimi
Danno (SLD)	35	0.020	2.628	0.280	<b>Stato Limite di Operatività (SLO)</b>
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.045	2.855	0.332	<b>Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):</b>
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.055	2.930	0.356	<b>Stato Limite di Danno (SLD)</b> <b>Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):</b>
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35				<b><math>a_g</math></b> accelerazione orizzontale massima al sito; <b><math>F_0</math></b> valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. <b><math>T^*C</math></b> periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Figura 13 Parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito

## 8. MODELLO GEOLOGICO E GEOLOGICO-TECNICO

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e da indagini eseguite in sito o, 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 – 6,00m – **Litotipo 0** Suolo/coltri colluviali-eluviali da poco addensati a molto addensati

da 6,00 in poi – **Litotipo A** FORMAZIONE DI FIUME SANTO. Argille arrossate con livelli e lenti di conglomerati a ciottoli di basamento paleozoico, vulcaniti e calcari mesozoici. Ambiente fluviale. TORTONIANO-MESSINIANO

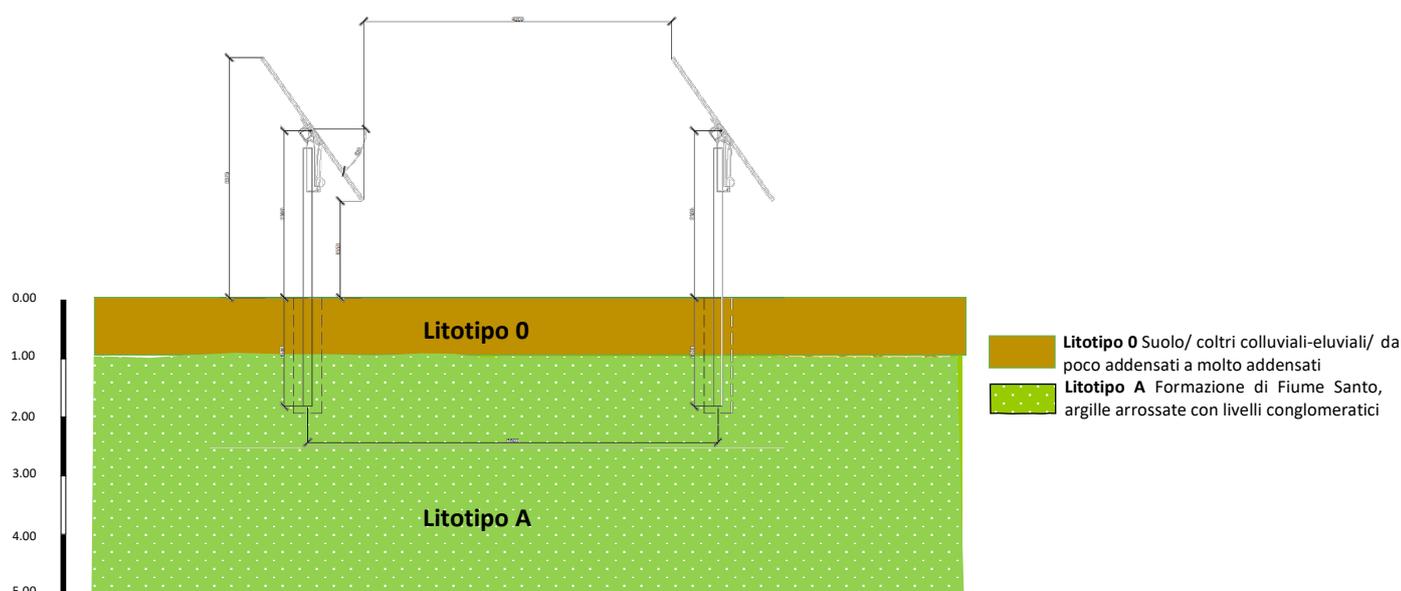


Figura 14 Modello geologico del sito (6.2.1 NTC 2018)

Di seguito si riportano i parametri di deformazione dinamici e statici calcolati sulla base delle velocità sismiche rilevate. 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)

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	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 <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]	[adim]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0 – 1,0	terre	1.800	780	390	0,33	726	87	275	726
2	1,0 – 2,7	terre	2.000	820	410	0,33	892	108	333	892
3	2,7 – 6,0	terre	2.100	900	450	0,33	1.138	137	422	1.138
4	6,0 – 16,5	12%	2.200	1.120	560	0,33	1.844	221	686	1.844
5	16,5 – 27,4	15%	2.350	1.680	840	0,33	4.423	663	1.657	4.423
6	27,4 – 36,4	22%	2.400	2.100	1050	0,33	7.061	1.553	2.648	7.061
7	36,4 – 40,0	25%	2.450	2.580	1290	0,33	10.876	2.719	4.080	10.876

\*CT: coefficiente di trasformazione (per la roccia)

Figura 15 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati mediante misure sismiche

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, nei primi quattro metri circa, da **coltri eluvio-colluviali e da marne argillose compatte e/o argille conglomeratiche**. È sempre presente un'importante aliquota di materiale argilloso, il tutto prevalentemente sciolto o debolmente consolidato, mentre al di sotto dei **6,00 metri** di profondità e caratterizzata dalla presenza di **terre molto addensate e successivamente, dai 16,50m substrato più compatto**.

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.

La forma della curva mostra come effettivamente si possa ottenere il massimo addensamento anche in condizioni di umidità naturale del volume da compattare (fig. 16)

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. 17)

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche dei materiali interessati dalle basi fondanti, i parametri che si possono considerare cautelativi in base agli esiti delle indagini preliminari eseguiti sulla formazione interessata. In fase di progettazione esecutiva gli stessi dovranno essere confermati con ulteriori indagini dirette.

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

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

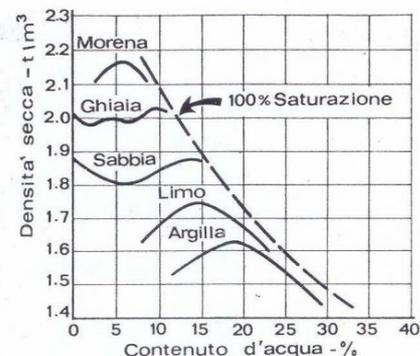


Figura 16 Curva di compattazione da prove di laboratorio in terreni incoerenti

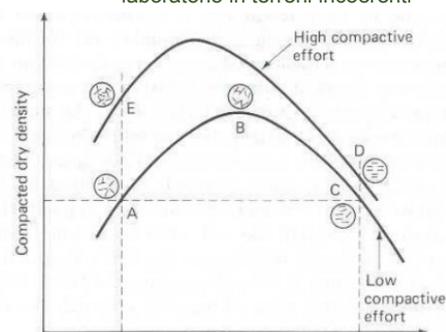
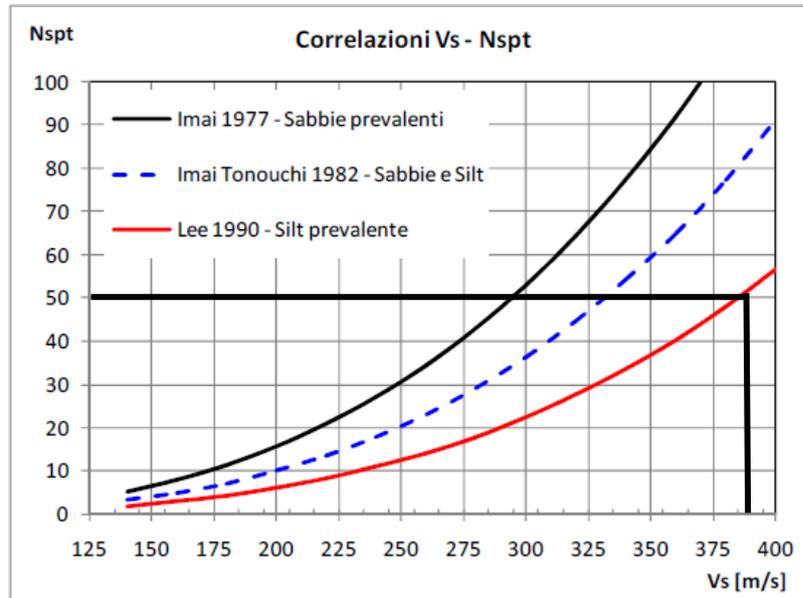


Figura 17 Curva di compattazione in terreni coerenti



Da 0.0m a 2,70m:

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

Da 2.70m -4,00m:

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

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

## 9. 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
- Azione neve
- Azione del vento

### 9.1. 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 calcolo dei carichi permanenti agenti su singolo palo

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)				<b>2,76</b>

### 9.2. 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/m<sup>2</sup>];
- $\mu_i$  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  $a_s < 200$  m):

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

L'azione variabile della neve risulta:

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

### 9.3. 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.

#### 9.3.1. 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:

- $\rho$  è la densità dell'aria (1,25 kg/m<sup>3</sup>);
- $v_r$  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 18 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 19 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 20 NTC 2018: Classi di rugosità del terreno

## 10.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).

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

<sup>1</sup> 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.

## 10.1. RESISTENZA LATERALE AL FUSTO DEL PALO

### 10.1.1. RESISTENZA LATERALE

Detta  $\sigma_h$  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

$\sigma'_{vz}$  pari all'effettiva tensione litostatica verticale alla profondità  $z$

mentre,

$k$  e  $\mu$  corrispondono ai valori riportati in tabella:

Tipo di palo	Valori di $k$ per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	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	$\text{tg}\phi$
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  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

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

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

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

$\gamma t$  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)

$\sigma'$  pressione verticale efficace del terreno

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

$\gamma p$  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 GADAU (SS) Verifica strutture fondazione
Zona sismica	ZONA 4
Tipologia	Infisso
Lunghezza (m)	1,50
Diametro punta (m)	0.036
Tronco conicità (%)	0
Peso Specifico palo (kN/m <sup>3</sup> )	76,98
Mod. Elastico palo (kPa)	210000
Fatt. sicurezza punta	2.5
Fatt. sicurezza laterale	2.5

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

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

Risultati:	
N <sub>q</sub> , N <sub>c</sub> (Berezantev)	N <sub>q</sub> =62.75 N <sub>c</sub> =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:

$s_c, s_q, s_g$  fattori di forma

$d_c, d_q, d_g$  fattori di profondità

$l_c, l_q, l_g$  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  $k \cdot \gamma$  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)).

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

dove:

$q_0$  Intensità della pressione di contatto

$B'$  Minima dimensione dell'area reagente,

$E_s$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

li Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), il coefficiente di influenza IF 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

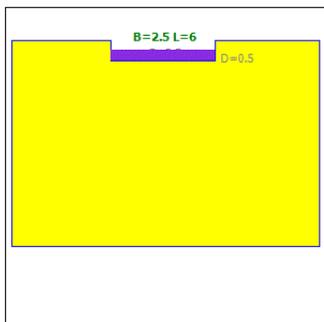
Descrizione	AGRIVOLTAICO GADAU - platee cabine	
Zona sismica	ZONA 4	
Base	B	<input type="text" value="2.5"/> m
Lunghezza	L	<input type="text" value="6"/> m
Profondita' piano di posa	D	<input type="text" value="0.5"/> m
Inclinazione piano posa	$\eta$	<input type="text" value="0"/> °
Carico fondazione	q	<input type="text" value="150"/> kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	H	<input type="text" value="4"/> m

## DATI GEOTECNICI

Peso unita' di volume	$\gamma$	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi$	<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	$\nu$	<input type="text" value="0.33"/>

## RISULTATI

Metodo di calcolo	Hansen	
Fattori di capacita' portante	Nq=23.18 Nc=35.49 Ng=20	
Carico limite	q <sub>lim</sub>	<input type="text" value="4500.11"/> kPa
Carico limite	q <sub>lim</sub>	<input type="text" value="45.89"/> kg/cm <sup>2</sup>
<b>Cedimenti</b>		
Bordo		<input type="text" value="0"/> mm
Centro		<input type="text" value="0"/> mm



## 11.CONCLUSIONI

Il modello geologico derivato dalla relazione geologica prevede per quest'area nei primi quattro metri circa, da **coltri eluvio-colluviali e da marne argillose compatte e/o argille conglomeratiche**. È sempre presente un'importante aliquota di materiale argilloso, il tutto prevalentemente sciolto o debolmente consolidato, mentre al di sotto dei **6,00 metri** di profondità e caratterizzata dalla presenza di **terre molto addensate e successivamente, dai 16,50m 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.