

REGIONE SARDEGNA

COMUNE DI PLOAGHE (SS)

ATLAS SOLAR 3 s.r.l.

Rovereto (TN)
Piazza Manifattura n.1, CAP 38068
C.F. e P.IVA 03051580300
Pec: atlarsolar3@legalmail.it

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO, PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE ABBINATA AD ATTIVITA' ZOOTECNICA E AD UN IMPIANTO DI ACCUMULO INTEGRATO (STORAGE), SITO NEL COMUNE DI PLOAGHE (SS) PER UNA POTENZA NOMINALE IN A.C. DI 51520 KW ALLA TENSIONE RETE DI 36 KV, E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE RICADENTI ANCHE NEL COMUNE DI CODRONGIANOS (SS).

**PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE
COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE**

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

DATA: 30/12/2022

SCALA :

aggiornamento :

PROGETTISTI

Ing. Nicola ROSELLI

Ing. Rocco SALOME

CONSULENZE E COLLABORAZIONI

Arch. Gianluca DI DONATO
Sea Tuscia s.r.l.- Dott.Agr.Alessandro Delogu
Ing. Elvio MURETTA
Archeol. Gerardo Fratini
Geol. Vito PLESCIA
Per. Ind. Alessandro CORTI
Prof. Giampaolo Pennacchioni



Udine (UD) Via Andreuzzi n°12, CAP 33100
Partita IVA 02943070306
www.atlas-re.eu

revisione	descrizione	data	DOC RS4
A	RELAZIONE GEOTECNICA	30/12/2022	
B			
C			

Sono vietati l'uso e la riproduzione non autorizzati del presente elaborato

INDICE

PREMESSA.....	pag 1
NORMATIVA NAZIONALE.....	pag 2
1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	// 5
2. PROGETTO PAI.....	// 11
3. GEOLOGIA.....	// 21
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	// 26
4.1 INDAGINE GEOFISICA-SISMICA A RIFRAZIONE.....	// 36
4.2 SISMICA PASSIVA RE.MI.....	// 37
4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE	// 38
4.4 RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE A RIFRAZIONE.....	// 39
4.5 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE.MI. AREA 1 PLOAGHE.....	// 42
4.6 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE.MI. AREA STORAGE.....	// 44
4.7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-1.....	// 46
4.8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2.....	// 47
4.9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-3.....	// 48
4.91 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-4.....	// 49
4.92 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-5.....	// 50
4.93 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-6.....	// 51
4.94 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-7.....	// 52
4.95 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-8.....	// 53
RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA.....	// 54
VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	// 55
5. SISMICA.....	// 56
5.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA ALLO STUDIO.....	// 56

5.2 CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018..	// 58
6. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	// 59
Bibliografia.....	// 72

PLANIMETRIA SATELLITARE

PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA GEOMORFOLOGICA IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA PAI DELRISCHIO IDRAULICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA PAI DELRISCHIO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA PAI DELLA PERICOLO IDRAULICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA PAI DELLA PERICOLO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 10.000/5.000

CARTA GEOLOGICA IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 10.000/5.000

PLANIMETRIA SATELLITARE UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

DOCUNENTAZIONE FOTOGRAFICA

CARTA SISMICA DELL'ITALIA PER LA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

TABELLE E GRAFICI CALCOLO PORTANZA DEL TERRENO

ALLEGATI

INDAGINE GEOFISICA TABELLE E GRAFICI SISMICA A RIFRAZIONE . SISMICA PASSIVA

TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

TAVOLE ALLEGATE FORMATO A0

TAV.1 PLANIMETRIA SATELLITARE IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 5.000

TAV.2 PLANIMETRIA UBICAZIONE AREE ALLO STUDIO Scala 1 : 5.000

TAV.3 CARTA GEOMORFOLOGICA IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 5.000

TAV.4 CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO Scala 1 : 5.000

TAV.5 CARTA PAI DELRISCHIO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 5.000

TAV.6 CARTA PAI DEL PERICOLO IDRAULICO Scala 1 : 5.000

TAV.7 CARTA PAI DEL PERICOLO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 5.000

TAV.8 CARTA DELLA PERMEABILITA' Scala 1 : 5.000

TAV.9 CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 5.000

TAV.10 CARTA LITOLOGICA Scala 1 : 5.000

PREMESSA

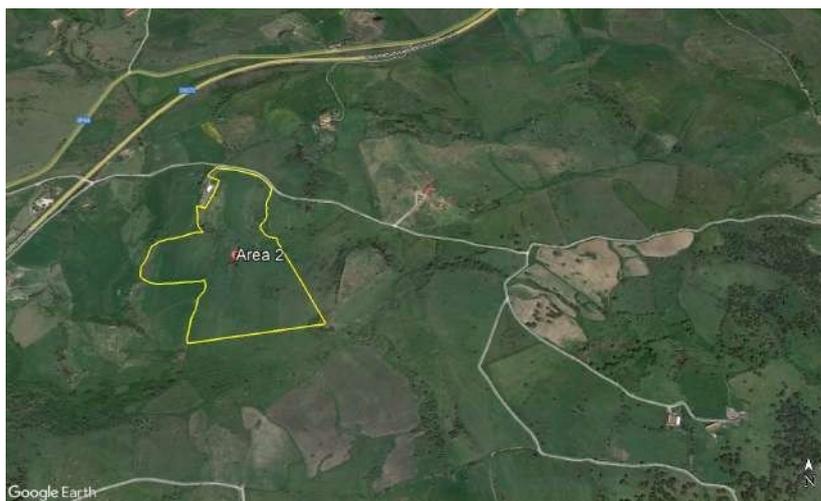
Per conto della Società ATLAS SOLAR 6 S.R.L., con sede in Piazza Manifattura n.1 Trento, il sottoscritto Geologo Plescia Vito Francesco, iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine dei Geologi della Regione Molise al n° 039 sez. A "Geologi Specialisti", ha eseguito uno studio geotecnico, a corredo del progetto definitivo autorizzazione unica ai sensi del DLGS n.37, per la costruzione ed esercizio di un impianto agrivoltaico, per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile abbinata ad attività zootecnica e ad un impianto di accumulo integrato (Storage), sito nel Comune di Ploaghe (SS) per una potenza nominale in A.C. di 51520 KW alla tensione rete di 36 KV, e delle relative opere di connessione ricadenti anche nel Comune di Codrongianos (SS). L'impianto totale occupa tre aree distinte 1, 2 e 3 ed un'area a parte che funge da Storage. Dette aree sono collocate in senso territoriale a Nord-Est del Comune di Ploaghe (SS) in località Monte Sa Pala. Mentre l'area Storage è posizionata a Sud-Ovest di Ploaghe (SS) in località Domo Pireddu.

Nell'aree destinate ai campi agrivoltaici e nell'area Storage, per la ricostruzione della serie litostratigrafica locale e per conoscere i parametri geotecnici dei terreni sono state effettuate otto prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, sette prove di sismica a rifrazione e due prove di sismica passiva RE.MI ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019. L'indagine è stata realizzata dalla Società dalla Società TERGAM S.r.l. con sede in Via G. Verdi, 7 Quartu S. Elena (CA). Mentre per la redazione delle carte tematiche è stato utilizzato il programma QGIS 3.6 e sono stati utilizzati i dati cartografici in shape file della Regione Sardegna, i dati dell'autorità di bacino (PAI). Di seguito si espongono le risultanze di che trattasi e le considerazioni emerse dallo studio effettuato.

NORMATIVA TECNICA NAZIONALE

- 1) Circolare Min. LL.PP. 31/10/1986 - "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche".
 - 2) D.M. 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
 - 3) Circ. LL.PP. n. 30483 (Pres. Cons. Sup. - Servizio Tecnico Centrale) 24/09/88 " Legge 2/2/64 n. 64 art. 1 - D.M. 11/03/88 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione".
 - 4) O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni ed integrazioni.
 - 5) D.M. 14/01/2008 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
 - 6) A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana - 1977 - "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
 - 7) A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana - 1994 - "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio".
 - 8) Nuove norme tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa 2019
 - 9) D. M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" NTC2018), pubblicato nella G.U. del 20.02.2008 n.42 e s.m.i.
 - 10) Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018".
- Normativa Regionale
- 11) Piano Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna aggiornato con Delibera G.R. n. 54/33 del 30/12/04.

VISIONE SATELLITARE DELLE AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO



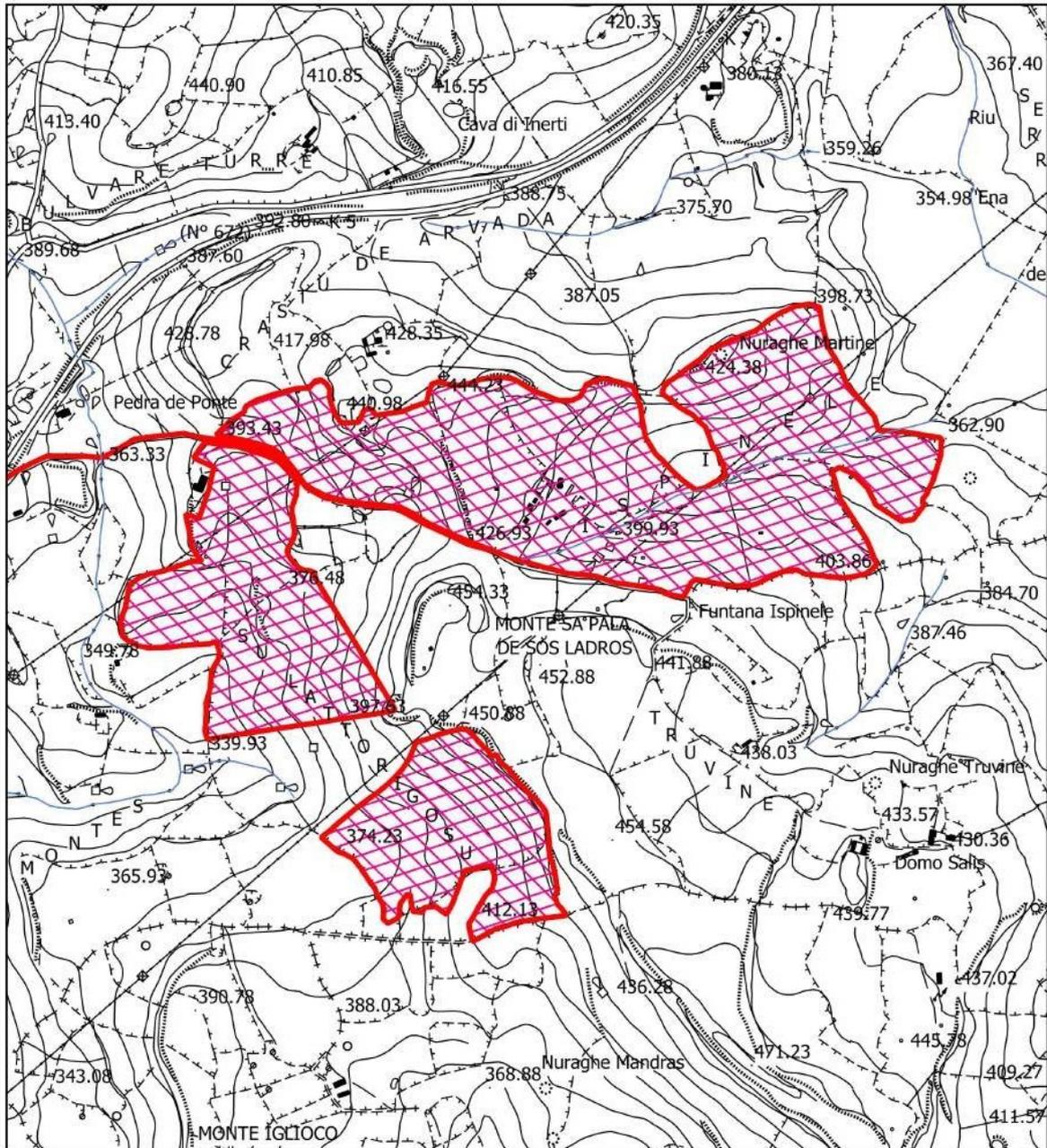


1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELLE AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO

Il territorio interessato dal presente studio è topograficamente individuabile, nei Fogli n° 193 Bonovra e 180 Sassari al 100.000, e nelle Carte Tecniche Regionali elementi 460090, 460100, alla scala 1 : 10.000. In particolare l'area interessate dai pannelli fotovoltaici sono poste a Nord-Est del Comune di Ploaghe (SS). Territorialmente l'area deputate sono delimitate a Nord dalla Strada Sratale 672, ad Est dalla Contrada Serra Maniales a Sud da Monte Iglioco ed infine ad Ovest dalla Contrada Ottila. Mentre l'area Storage si trova nei pressi di Domo Piredu a Sud-Est di Ploaghe (SS). L'assetto geomorfologico di un territorio è determinato dall'interazione tra le caratteristiche geologico-strutturali dei terreni presenti in affioramento e gli agenti morfogenetici predominanti in quella particolare area. Partendo dalla tettonica, che deforma i corpi litologici di un'area dando luogo a forme cosiddette "strutturali", la risposta dei terreni varia a seconda che siano presenti in affioramento rocce coerenti, pseudocoerenti o incoerenti, infatti, queste grandi categorie di terreni hanno una risposta profondamente diversa all'azione degli agenti esogeni. Le litologie di tipo pseudocoerente si conformano secondo rilievi dall'andamento spesso mammellonare, regolari, interrotti localmente da forme geomorfologiche legate ad attività erosiva intensa; mentre le litologie coerenti e/o cementate danno luogo a forme più acclivi e dall'andamento più accidentato ed irregolari. Questa marcata differenziazione di origine "strutturale" viene ulteriormente accentuata dalla cosiddetta "erosione selettiva", ossia dalla differente risposta dei terreni agli agenti morfogenetici che, nel sistema morfoclimatico attuale, sono dati essenzialmente dalle acque di precipitazione meteorica. Le litologie coerenti vengono erose in misura più ridotta e tendono quindi a risaltare nei confronti delle circostanti litologie pseudocoerenti. La morfologia derivata in quest'ambito è di media-alta collina e l'area deputate all'impianto altimetricamente presentano quote minime di mt 374.00, massime di mt.444 s.l.m. Per quanto riguarda il progetto PAI dalla verifica effettuata in loco risulta che un piccolo lembo di terra nell'area tre presenta una pericolosità geomorfologica media HG2 ed un rischio geomorfologico medio RG2. Tuttavia questo piccolo lembo di terra non è interessato dall'impianto agrivoltaico. Dalla lettura delle carte Iffi si evince che le aree non risultano interessate da fenomeni franosi in quanto le aree presentano una bassissima pendenza che non permette l'instaurarsi di fenomeni franosi. Pertanto

nelle aree allo studio ed in quelle vicinorie non si riscontrano fenomeni franosi in atto o potenziali, fenomeni quiescenti, fenomeni franosi stabilizzati zone di erosione o di ruscellamento accelerato.

Tutto ciò è visibile, nella carta geomorfologica e nelle carte del rischio e pericolosità geomorfologica nelle carte del rischio e pericolosità idraulica redatta dall'autorità di bacino ed allegata al Piano di Assetto Idrogeologico (Ved. Tavole 2,3,4,5,6,7).

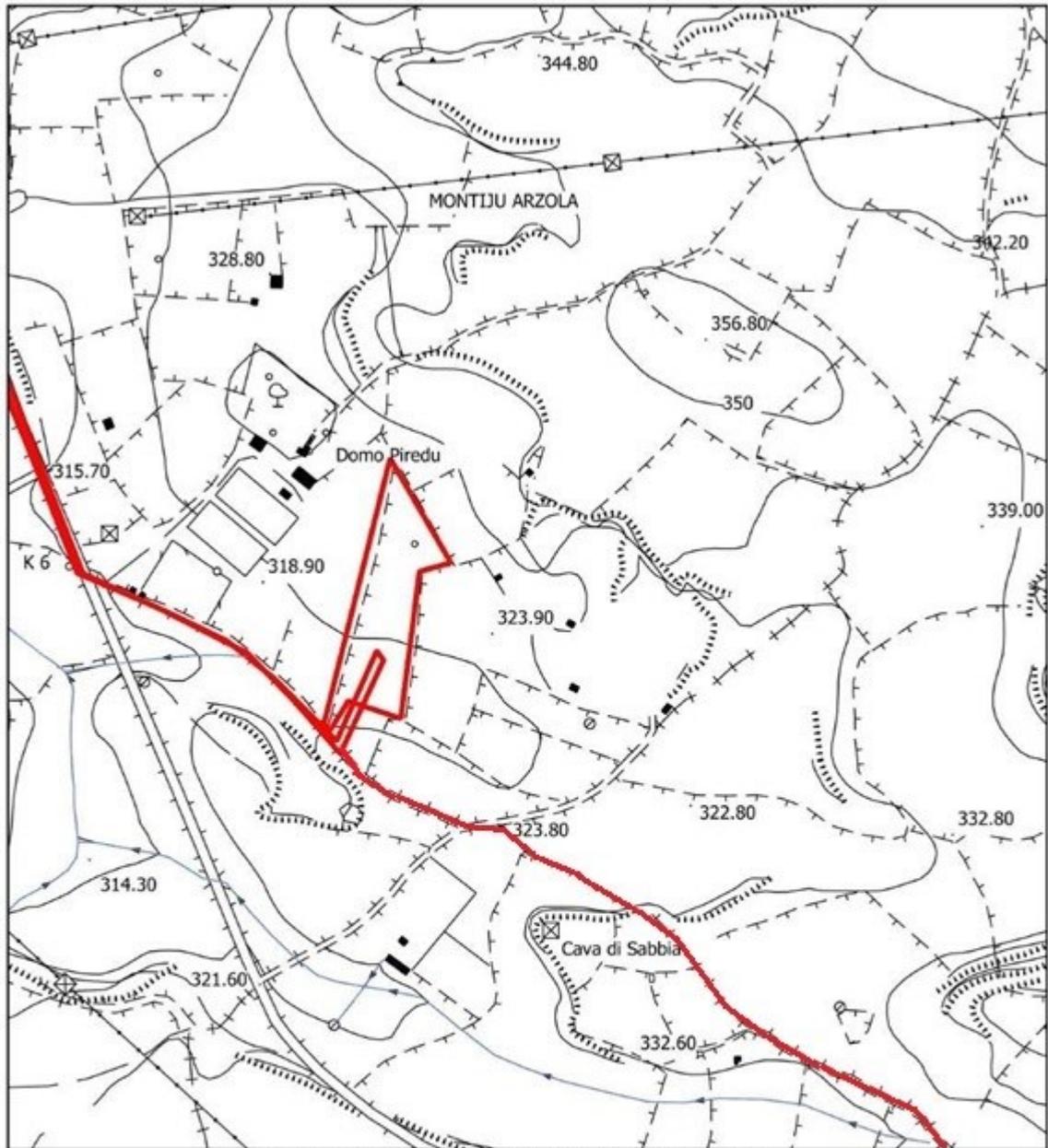


PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

Scala 1 : 10.000

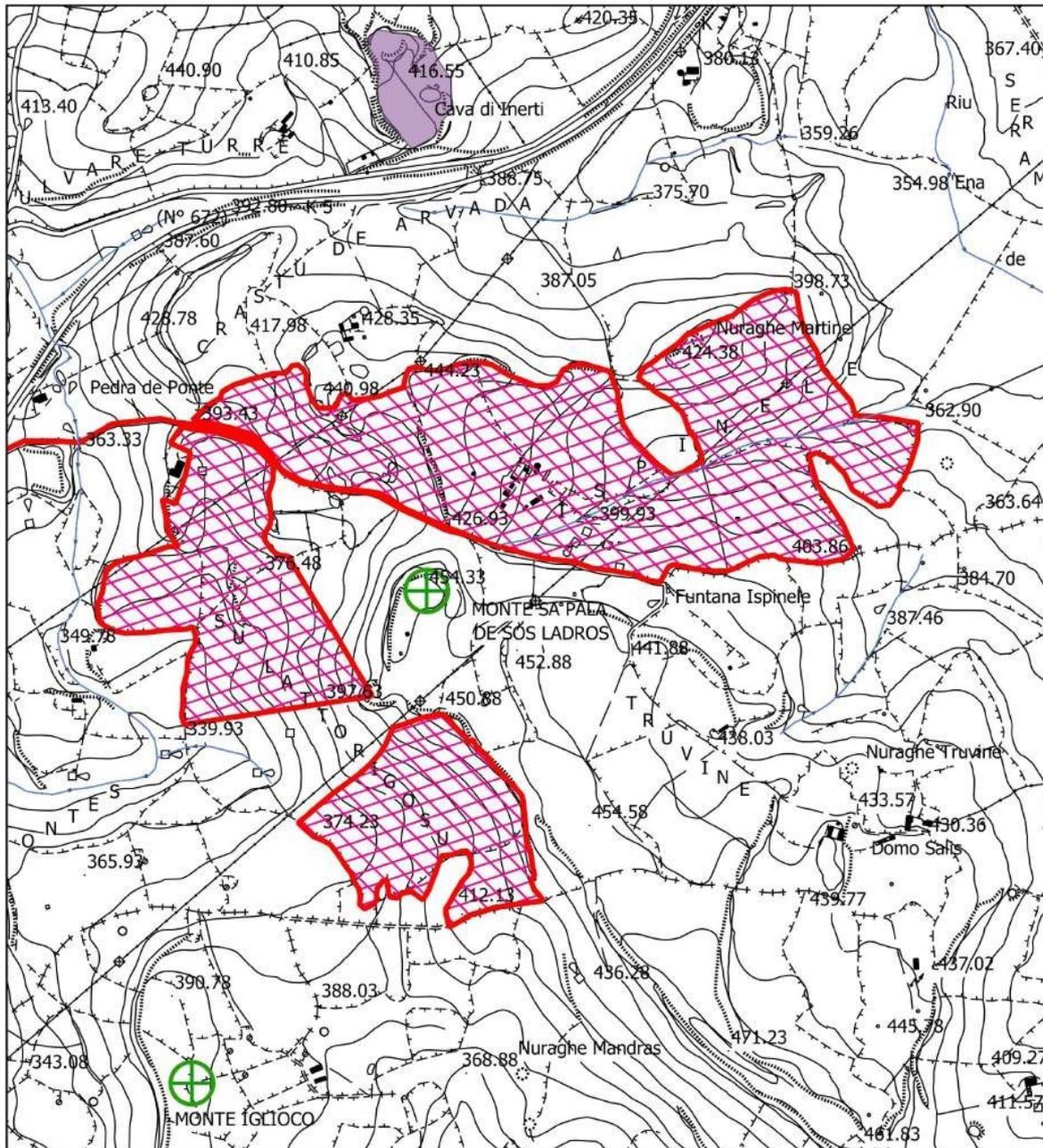


PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- ⊗ Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
- Area Storage
- Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

Scala 1 : 5.000



CARTA GEOMORFOLOGICA

Scala 1 : 10.000

Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploaghe+accumulo
- GEOMORFOLOGIA**
-  Punto sommitale
-  Cava

GEOMORFOLOGIA

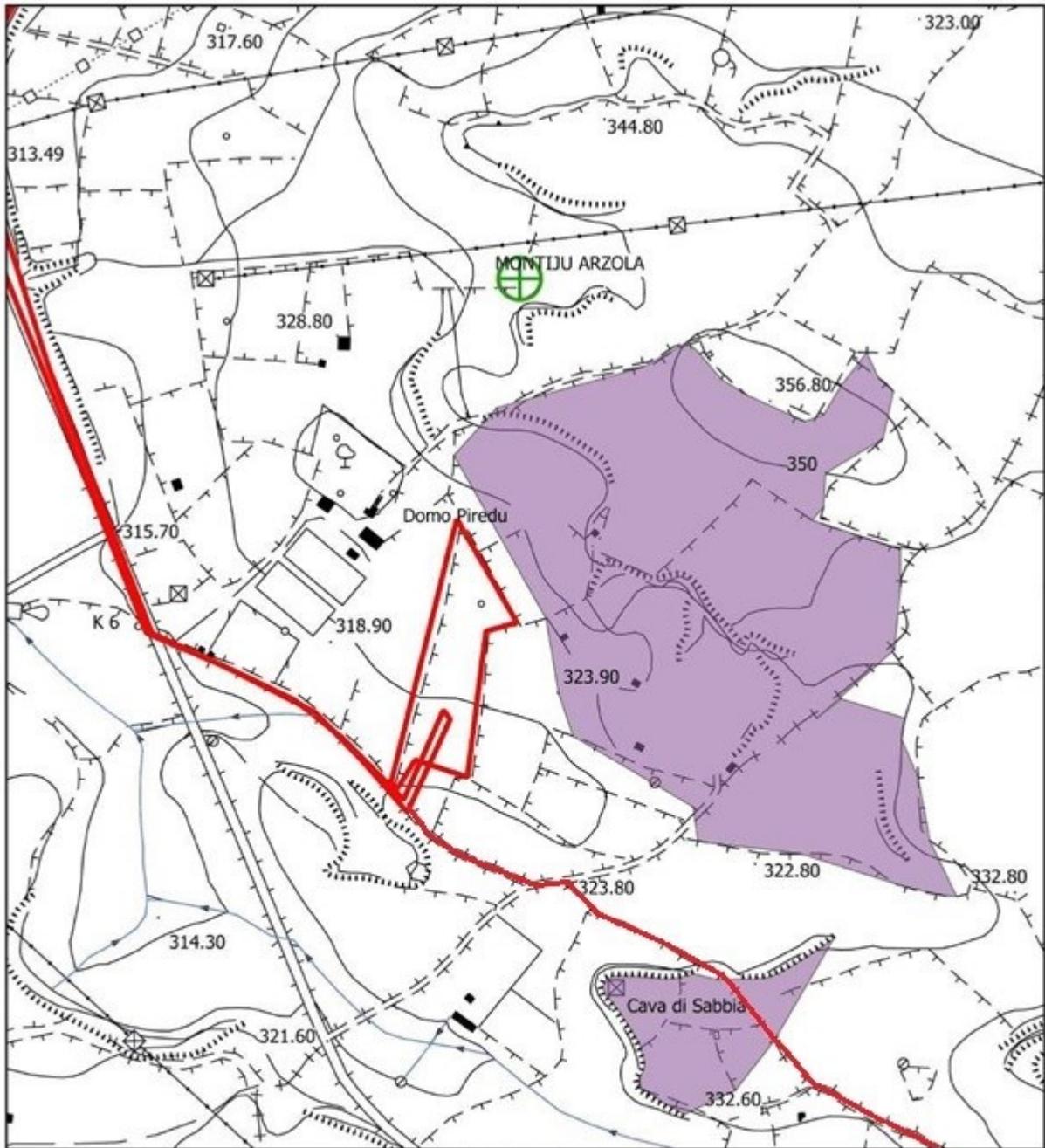
Catalogo frane - Frane poligonali

-  Crollo/ribaltamento
-  Scivolamento rotazionale,
-  Espansione
-  Colamento lento
-  Colamento rapido
-  Sprofondamento
-  Complesso
-  n.d.

GEOMORFOLOGIA

Catalogo frane - Aree soggette a franosità diffusa

-  Aree soggette a crolli/ribaltam
-  Aree soggette a sprofondame
-  Aree soggette a frane superfir



CARTA GEOMORFOLOGICA

Scala 1 : 5.000

Legenda

— 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

Aree preposte per l'impianto agrivoltaico

Area Storage

Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

GEOMORFOLOGIA

Punto sommitale

Cava

GEOMORFOLOGIA

Catalogo frane - Frane poligonali

- Crollo/ribaltamento
- Scivolamento rotazionale
- Espansione
- Colamento lento
- Colamento rapido
- Sprofondamento
- Complesso
- n.d.

GEOMORFOLOGIA

Catalogo frane - Aree soggette a franosità diffuse

- Aree soggette a crolli/ribaltam
- Aree soggette a sprofondame
- Aree soggette a frane superfic

2. PROGETTO PAI SARDEGNA

Il Progetto PAI è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologica, individua e norma per l'intero ambito del bacino le aree a pericolosità e rischio idraulico e le aree a pericolosità e rischio geomorfologico.

Le aree a pericolosità idraulica individuate dal PAI sono suddivise, in funzione dei differenti gradi di rischio in:

AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA

- 1) Aree a pericolosità idraulica moderata – (Hi1);
- 2) Aree a pericolosità idraulica media – (Hi2);
- 3) Aree a pericolosità idraulica elevata – (Hi3);
- 4) Aree a pericolosità idraulica molto elevata – (Hi4);

AREE A PERICOLOSITA' DA FRANA

- 5) Aree a pericolosità nulla – (Hg0);
- 6) Aree a pericolosità moderata da frana – (Hg1);
- 7) Aree a pericolosità media da frana – (Hg2);
- 8) Aree a pericolosità elevata da frana – (Hg3);
- 9) Aree a pericolosità molto elevata da frana – (Hg4);

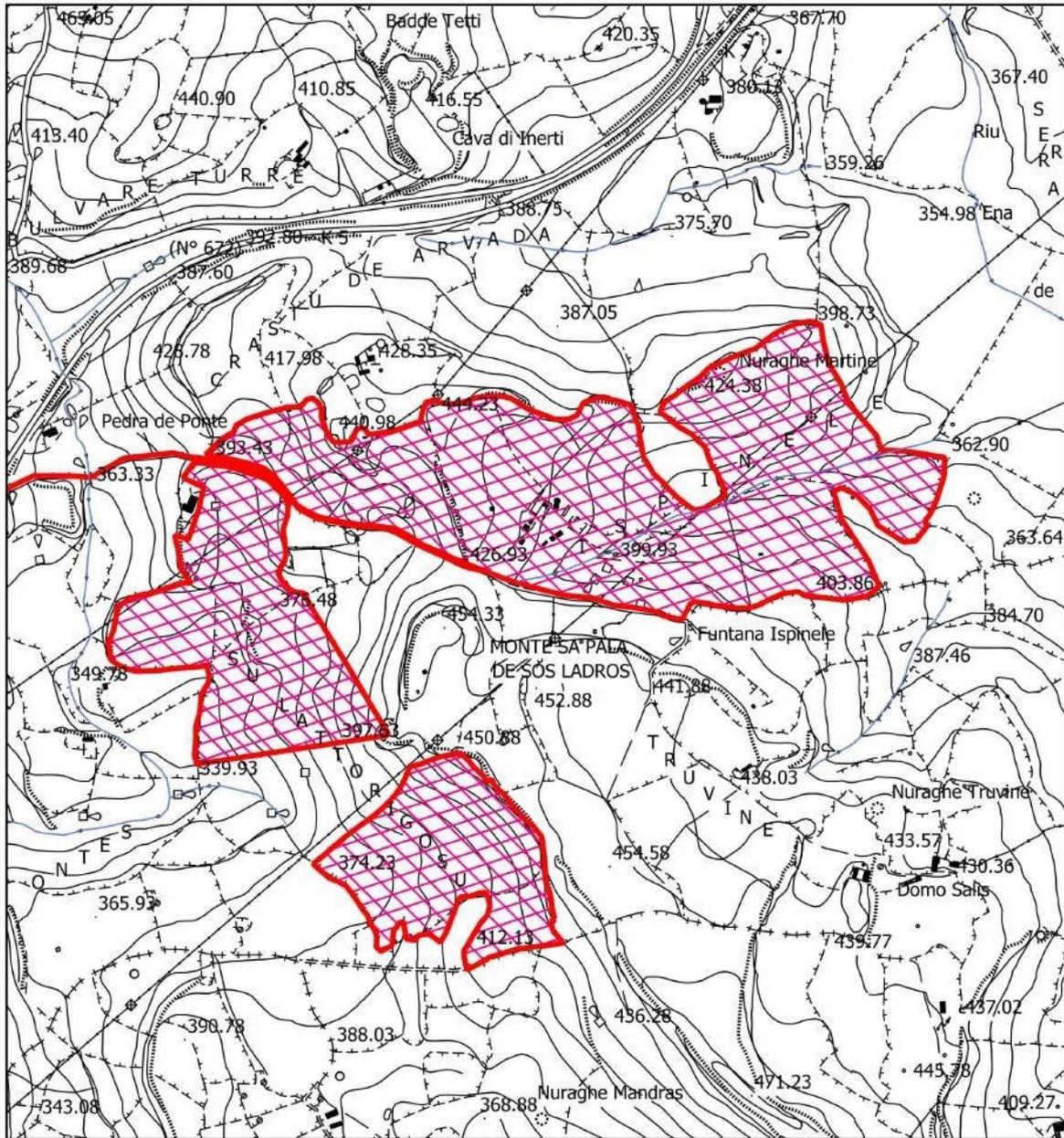
AREE A RISCHIO IDRAULICO

- 1) Aree a rischio idraulico moderato – Ri1;
- 2) Aree a rischio idraulico medio – Ri2;
- 3) Aree a rischio idraulico elevato – Ri3;
- 4) Aree a rischio idraulico molto elevato – Ri4;

AREE A RISCHIO FRANA

- 1) Aree a rischio nullo – Rg0;
- 2) Aree a rischio frana moderato – Rg1;
- 3) Aree a rischio frana medio – Rg2;
- 4) Aree a rischio frana elevato – Rg3;
- 5) Aree a rischio frana molto elevato – Rg4;

Nell' aree allo studio (Ved. Tav. 3,4,5,6,7) dalle verifiche effettuate non sono presenti pericolosità idraulica e rischio idraulico. Mentre risulta che un piccolo lembo nell'area tre, presenta una pericolosità geomorfologica media HG2 ed un rischio geomorfologico medio RG2. Tuttavia questo piccolo lembo di terra non è interessato dall'impianto agrivoltaico.

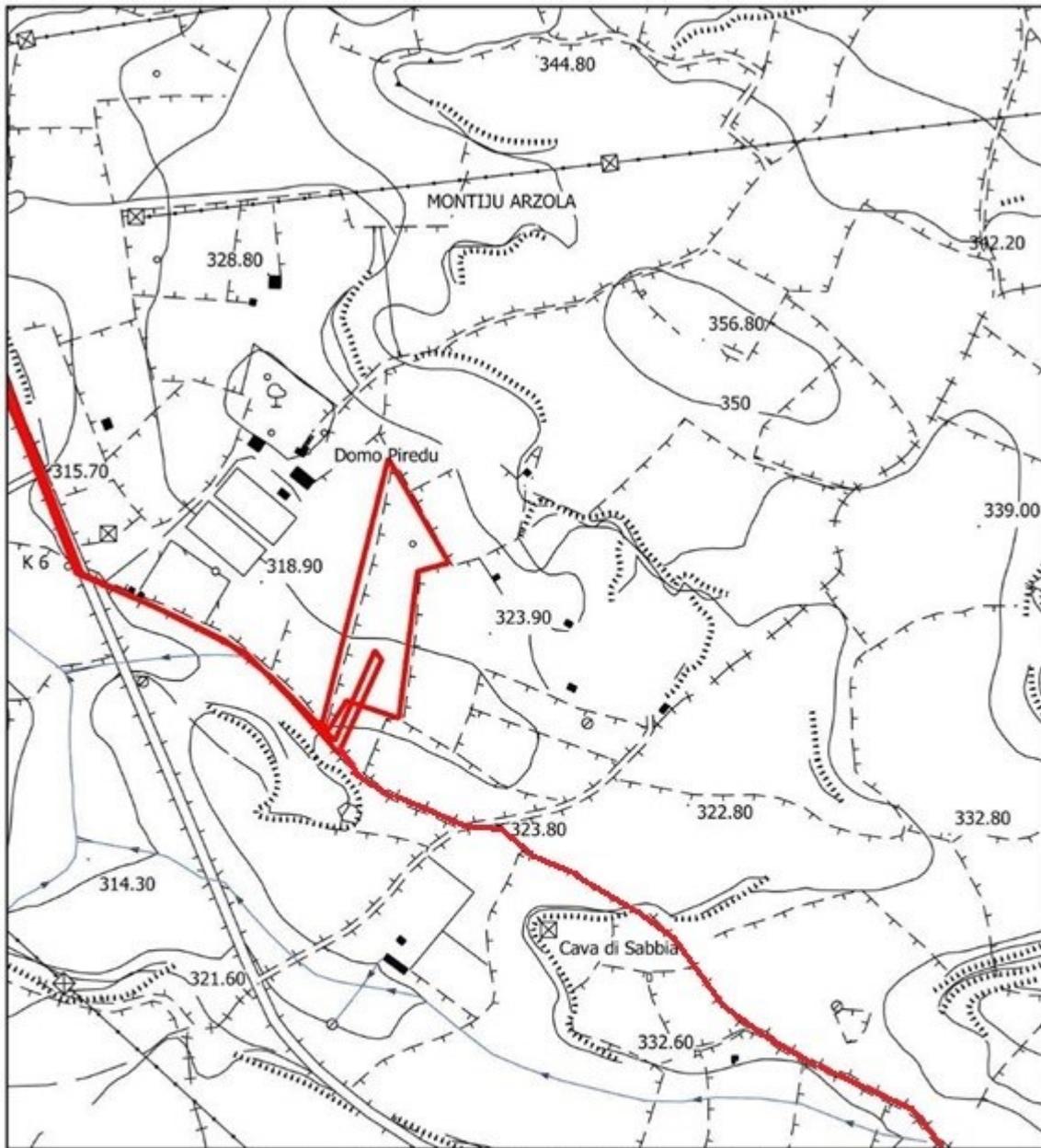


CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

Legenda

- | | |
|---|--|
|  04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler |  PAI_PERICOLOIDRAULICO_REV41Polygon |
|  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico |  Hi1 |
|  Area Storage |  Hi2 |
|  Percorso Connessione Plogaghe+accumulo |  Hi3 |
| |  Hi4 |

Scala 1 : 10.000



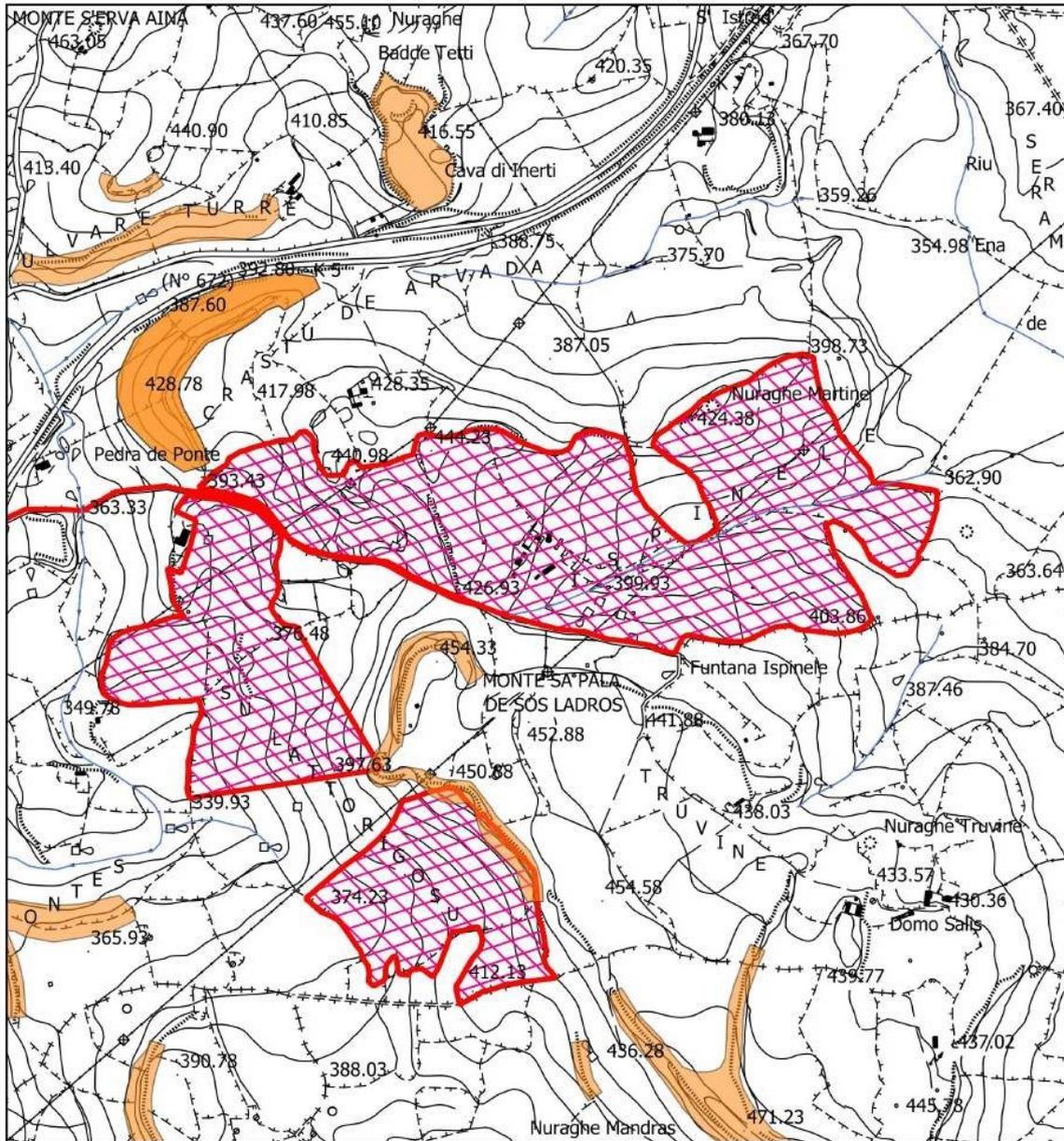
PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

Legenda

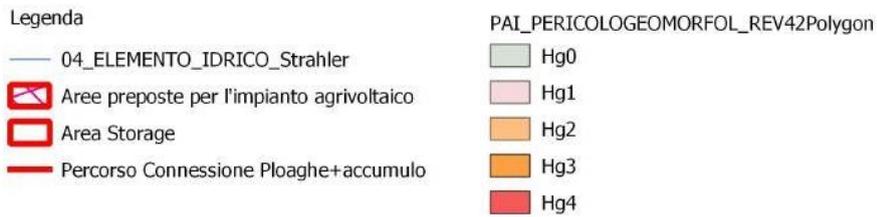
- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

- PAI_PERICOLOIDRAULICO_REV41Polygon
-  HI1
-  HI2
-  HI3
-  HI4

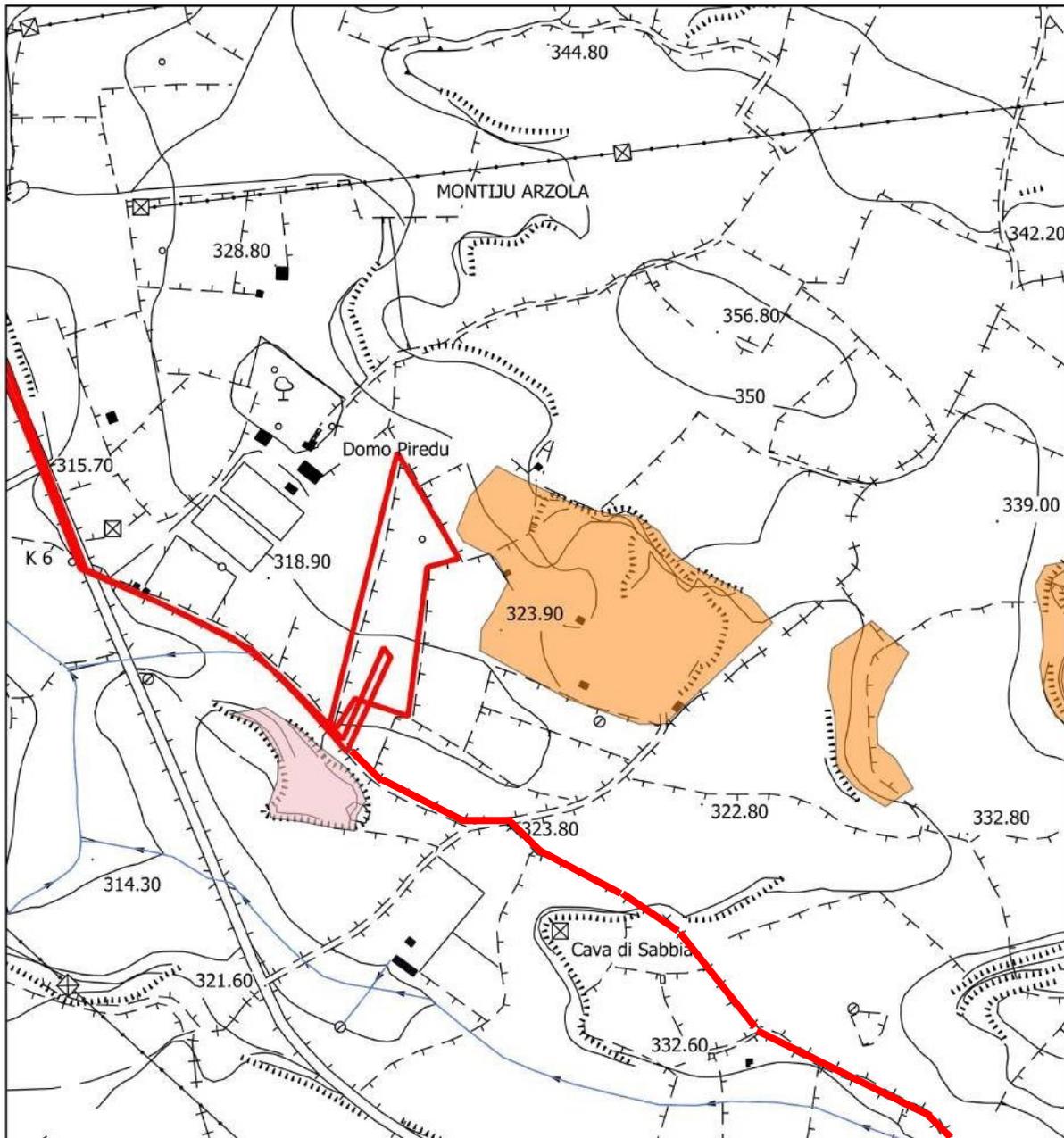
Scala 1 : 5.000



CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA



Scala 1 : 10.000



CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

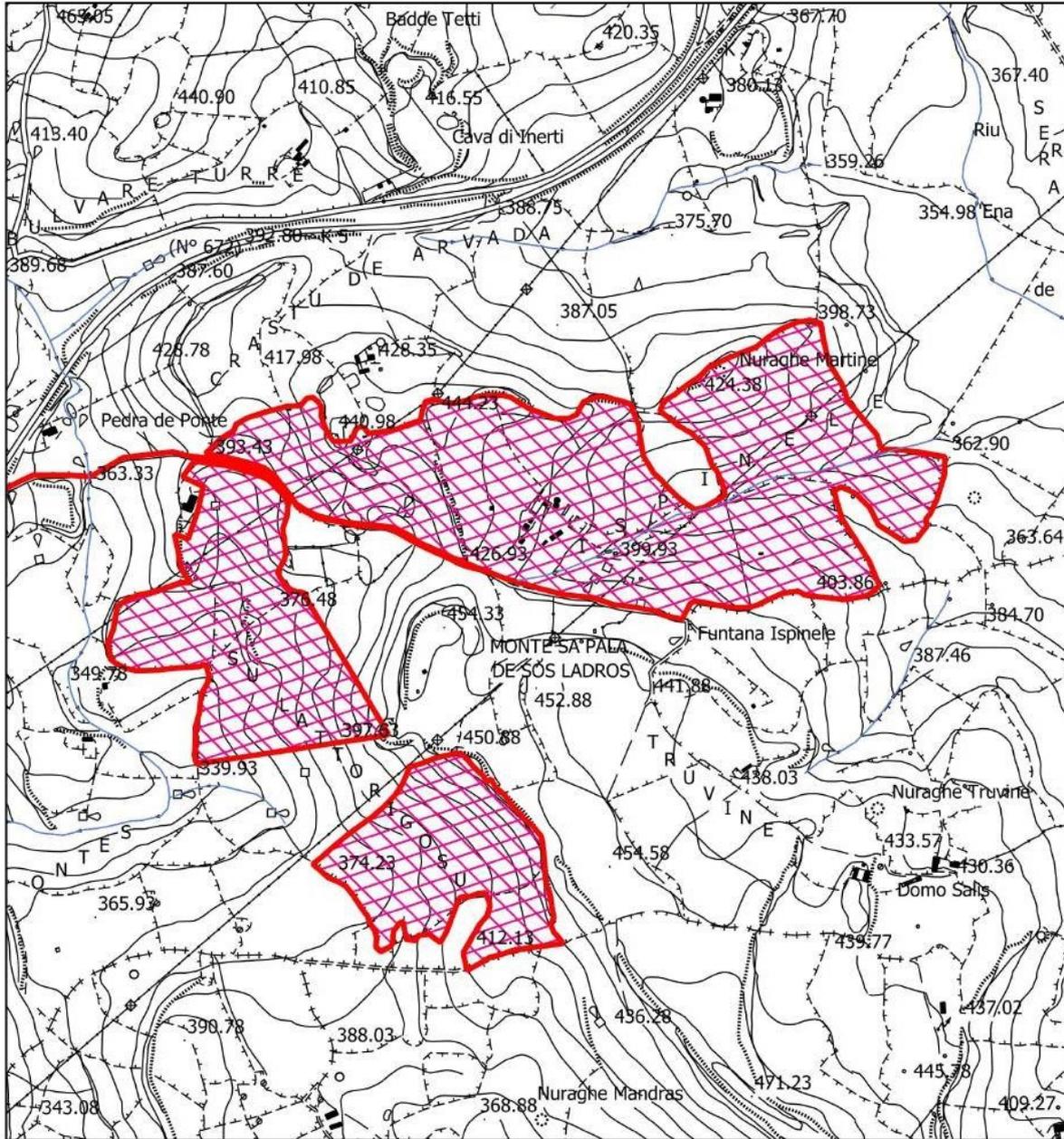
Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- ⊠ Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
- Area Storage
- Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

PAI_PERICOLOGEOMORFOL_REV42Polygon

- Hg0
- Hg1
- Hg2
- Hg3
- Hg4

Scala 1 : 5.000



CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO

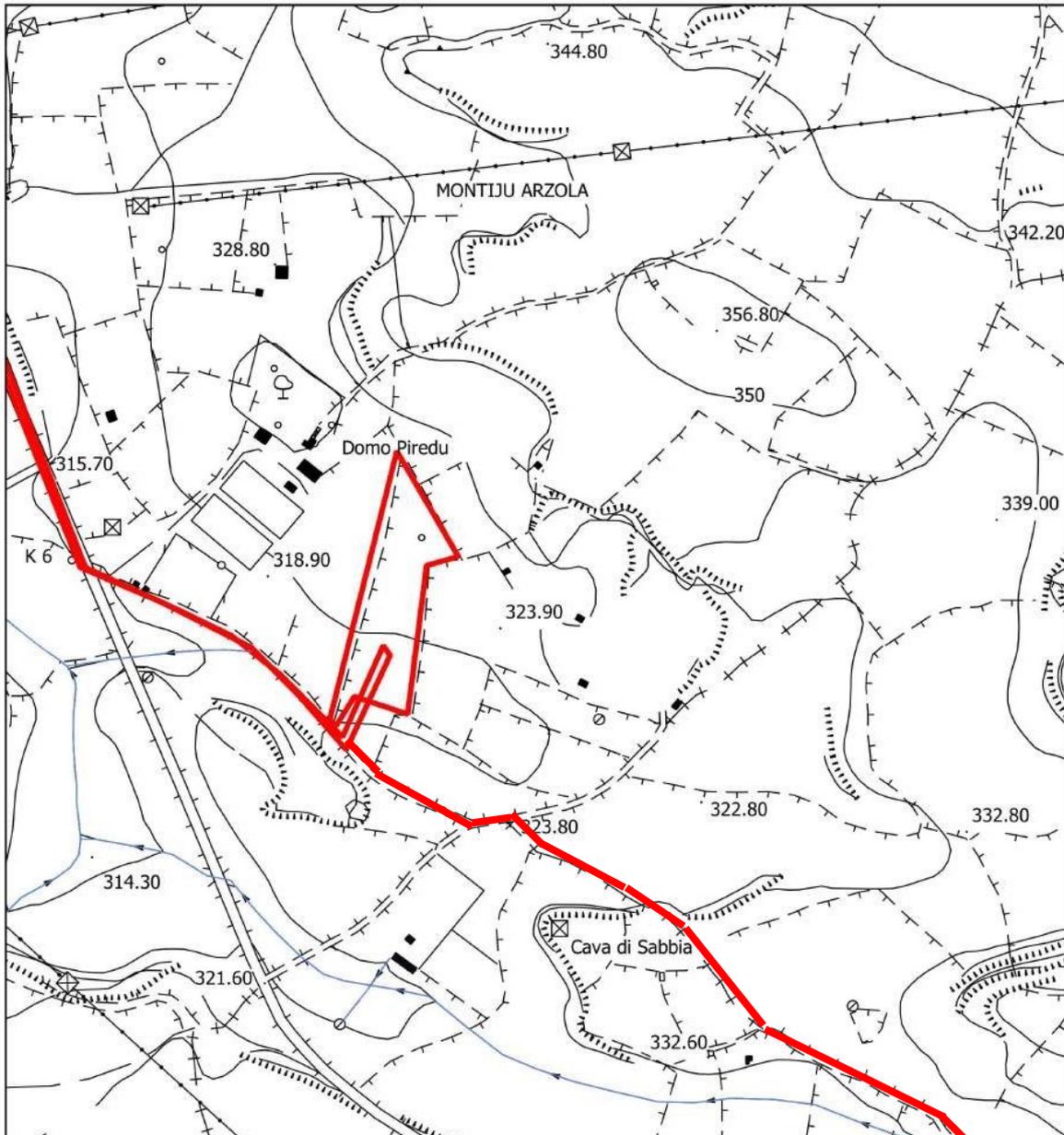
Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- ▨ Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
- ▭ Area Storage
- Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

Legenda

- PAI_RISCHIOIDRAULICO_REV41Polygon
- Ri1
- Ri2
- Ri3
- Ri4

Scala 1 : 10.000



CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO

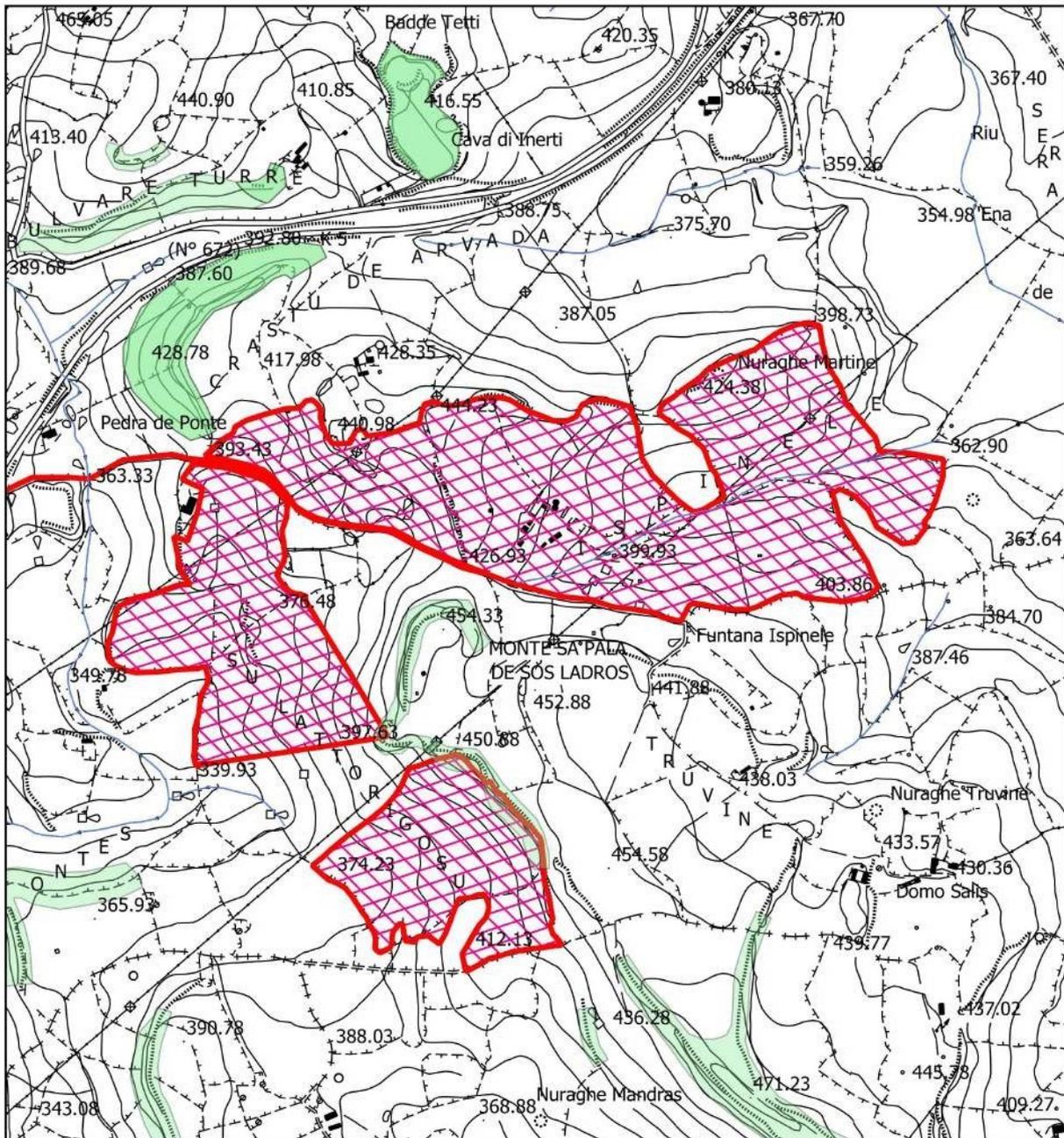
Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

PAI_RISCHIOIDRAULICO_REV41Polygon

-  Ri1
-  Ri2
-  Ri3
-  Ri4

Scala 1 : 5.000



CARTA PAI DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO

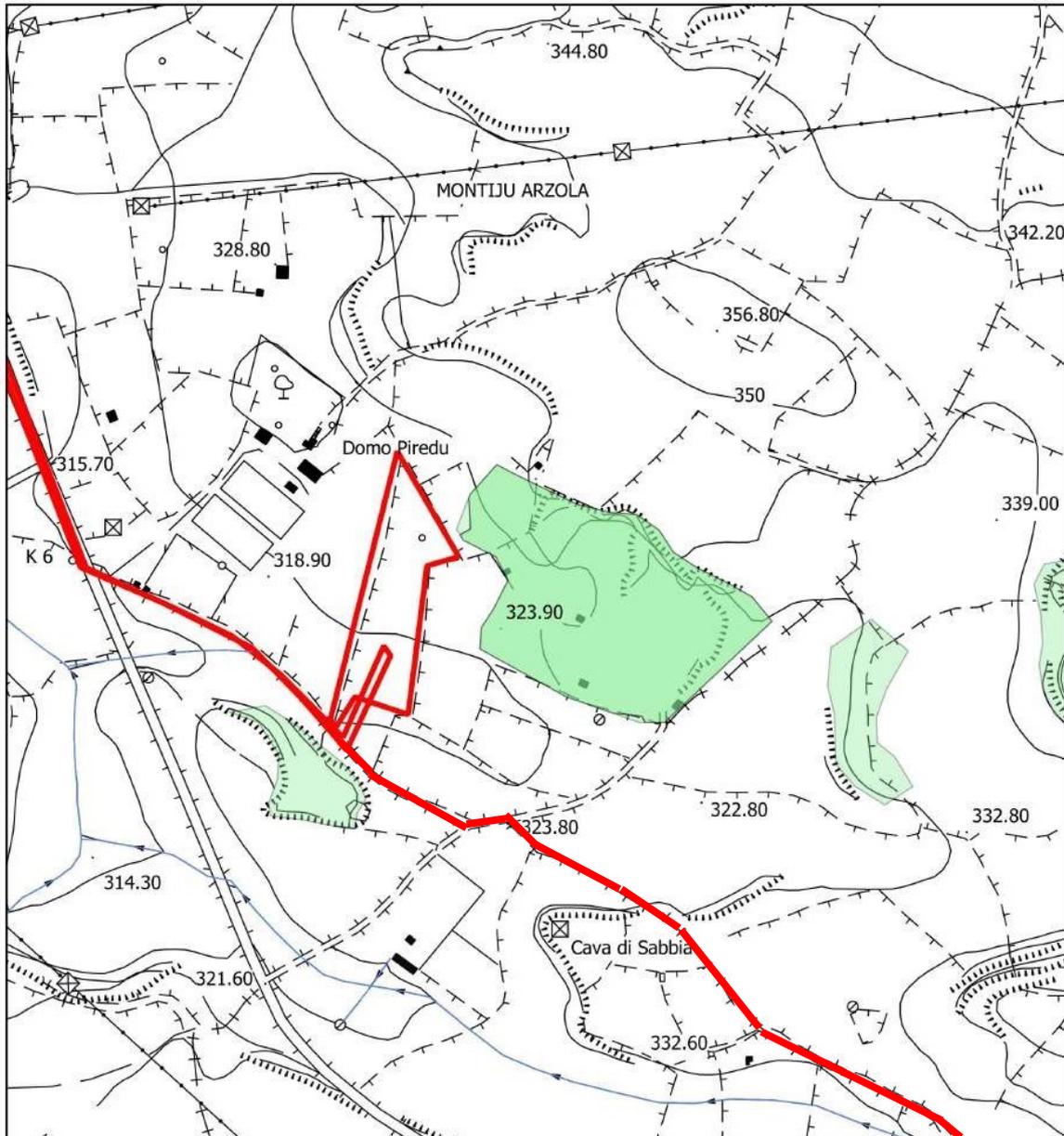
Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

PAI_RISCHIOGEOMORFOL_REV42Polygon

-  Rg0
-  Rg1
-  Rg2
-  Rg3
-  Rg4

Scala 1 : 10.000



CARTA PAI DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO

Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Stahler
-  Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
-  Area Storage
-  Percorso Connessione Ploghe+accumulo

PAI_RISCHIOGEOMORFOL_REV42Polygon

-  Rg0
-  Rg1
-  Rg2
-  Rg3
-  Rg4

Scala 1 : 5.000

3. GEOLOGIA

La geologia del territorio interessato dall'intervento (Ved. Tav.9), ospita formazioni geologiche sedimentarie continentali, formazioni sedimentarie appartenenti al bacino del Logudoro e unità di rocce magmatiche effusive, del distretto vulcanico di Osilo-Castelsardo.

DEPOSITI OLOCENICI CONTINENTALI

Coltri Eluvio –Colluviali. Trattasi di detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti arricchiti in frazione organica. Detta formazione è presente a Nord-Est e a Sud-Est del foglio rilevato. L'età dalla letteratura è ascrivibile all' Olocene.

Sedimenti Alluvionali. Formatati da depositi alluvionali presenti nel foglio allo studio nella zona Sud nell'alveo del Riu Caneris. L'età è ascrivibile all'Olocene-attuale.

ROCCE SEDIMENTARIE DEL BACINO DEL LOGUDORO

Il bacino di Logudoro è posizionato nella Sardegna centro settentrionale, è un semi-graben orientato a larga scala NNW-SSE. La strutturazione del bacino stesso, avviene tramite una serie di faglie dirette che ne identificano il margine occidentale, mentre quello orientale è caratterizzato dalla trasgressione miocenica su un substrato costituito prevalentemente dalle vulcaniti Aquitaniane-Burdigaliane e da sedimenti mesozoici. I sedimenti miocenici, procedendo da E verso W, mostrano un'evoluzione di ambienti prossimali e distali. La sequenza più antica ha un'età che va dal Burdigaliano superiore al Langhiano. Essa poggia con rapporti di onlap sulle sottostanti vulcaniti Oligo-Aquitane ed è interrotta superiormente da una superficie erosiva. E' caratterizzata da una successione sedimentaria costituita alla base da sedimenti clastici grossolani tipici di ambiente fulvio-deltizio che passano a calcari litorali e sabbie seguiti da siltiti e marne arenacee tipiche di ambiente marino profondo. Su questi ultimi giace la seconda sequenza deposizionale che arriva fino al Tortoniano – Messiniano, costituita da sabbie fluvio-marine alla base, cui seguono calcari di piattaforma interna ricchi in alghe ed episodi termali. Movimenti tettonici responsabili di sollevamenti differenziali di settori di piattaforma sono evidenziati sia da strutture deposizionali sintettoniche che dall'erosione di parte della prima sequenza.

Formazione del Borutta. Questa formazione è costituita da Marne, marne arenacee bioturbate e calcari marnosi, localmente in alternanza ritmiche. Occupa aree a Sud-Ovest dell'area allo studio L'età dalla letteratura è ascrivibile al Langhiano - Miocene

Formazione di Mores. Questa formazione è rappresentata da due Litofacies. La prima costituita da arenarie e conglomerati a cemento carbonatico, fossiliferi e bioturbati con intercalazioni di depositi sabbioso-arenacei quarzoso feldspatici a grana medio grossa, localmente ricchi di ossidi di ferro. La seconda costituita da calcareniti calcari bioclastici fossiliferi. Calcari nodulari a componente terrigena, variabile con fauna a gasteropodi, ostreidi ed echinidi. Questa formazione occupa aree poste a Sud del territorio che ospiterà l'impianto agrivoltaico e l'area Storage . L'età dalla letteratura è ascrivibile al Burdigaliano Miocene.

DISTRETTO VULCANICO DI OSILO-CASTELSARDO

Premesso che il vulcanismo Oligo-Miocenico Sardo rappresenta uno degli eventi geologici terziari più importanti del Mediterraneo occidentale, l'importanza di questo ciclo vulcanico è testimoniata dalla grande estensione degli affioramenti e dai cospicui spessori delle successioni vulcaniche che raggiungono parecchie centinaia di metri. Si tratta di un'associazione di prodotti con affinità calcalcalina e subordinatamente tholeiitica e calcalcalina alta in potassio, rappresentata da serie vulcaniche da basaltico-andesitiche a dacitiche (principalmente in colate laviche e cupole di ristagno) e da serie da dacitiche a riolitiche, principalmente in espandimenti ignimbrici.

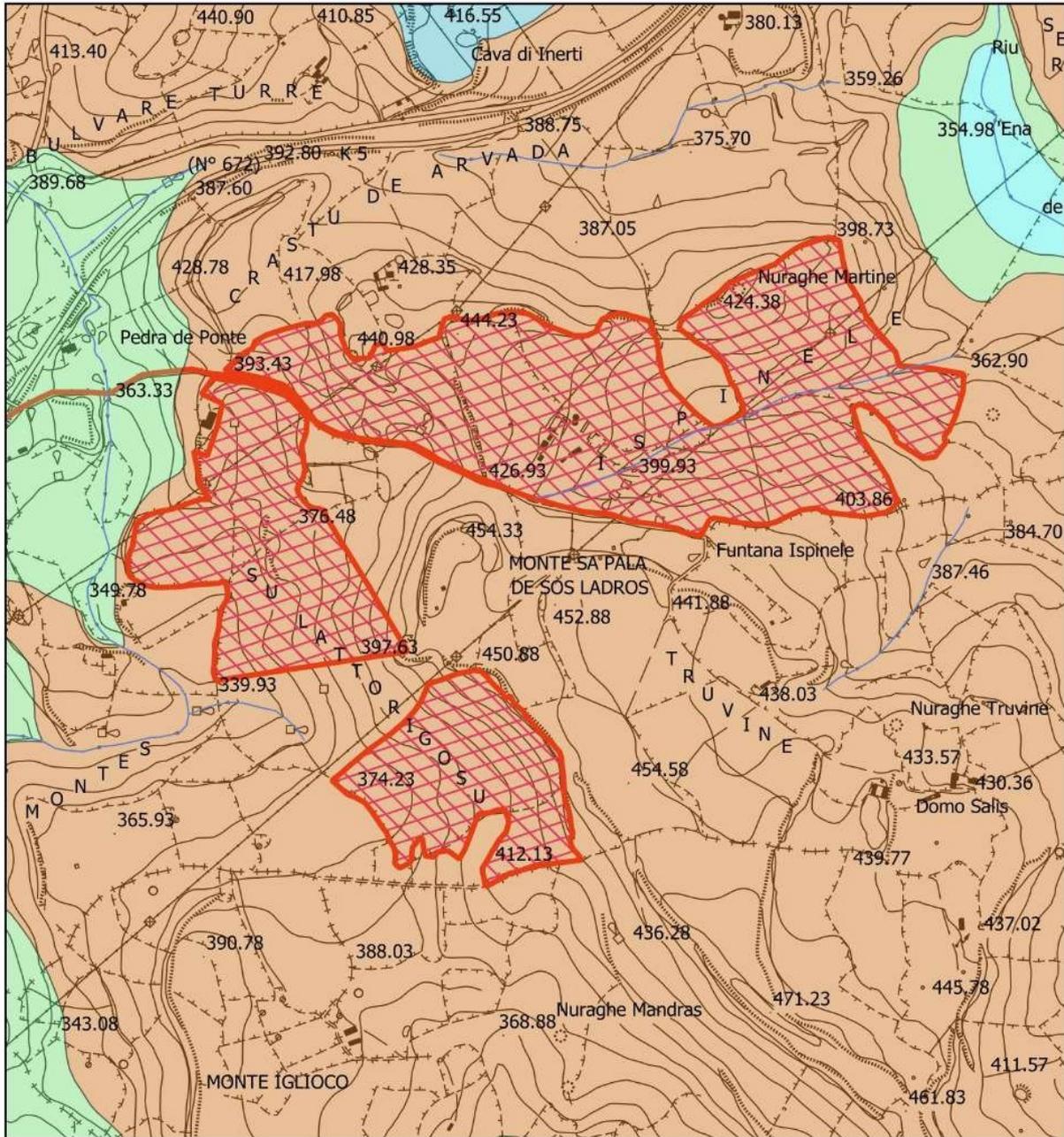
Unità di Logulentu. Trattasi di depositi di flusso piroclastico in facies ignimbricitica, pomiceo-cineritici, saldati, di colore rossastro con tessiture macroeutaxitica. Affiora ad est, ad ovest e a sud dell'aree allo studio. L'età è ascrivibile Burdigaliano.

Unità di Santa Giulia. Trattasi di andesiti basaltiche e basalti andesitici, porfirici per fenocristalli di Ol, Px, Pl, in potenti colate talora ialoclastiche Sills e Necks intercalati entro la sequenza lacustre. Affiora ad ovest del foglio rilevato e l'età è ascrivibile Burdigaliano.

Unità di Monte Murra. Trattasi di depositi di flusso piroclastico in facies ignimbricitica, a chimismo riolitico, saldati con cristalli liberi di Pi, Sa, Am a tessitura eutaxitica con fiamme vitro clastiche decimetriche e porzione basale vetrosa. Occupa gran parte del foglio rilevato. L'aree allo studio ospitano questa formazione. L'età è ascrivibile all'Aquitaniiano-Burdigaliano.

Unità di San Leonardo. Trattasi di depositi di flusso piroclastico in facies ignimbricitica, da saldati a debolmente saldati, a chimismo da dacitico a riolitico, con cristalli di Pl Sa, Cpx, Bt, Mag, con strutture da eutassitiche a vitro clastiche. Affiora in una piccolissima parte a Sud-Est della tavola allegata. L'età è ascrivibile all'Aquitaniiano-Burdigaliano

Inoltre è da mettere in evidenza come la diversa composizione litologica dei litotipi presenti sul territorio, si riflette spesso sulle forme morfologiche derivanti dalla evoluzione geomorfologica dei versanti. Queste considerazioni emergono dalla visione geologica generale estesa in tutto il territorio posto nei fogli 193 Bonovra e 180 Sassari. Si è ritenuto opportuno estendere la visione geologica come descritto in quanto tutto ciò permette di avere una visione completa e globale della morfologia e della geologia del territorio su cui si andrà ad intervenire.



CARTA GEOLOGICA

Scala 1 :10.000

Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- Aree preposte per l'impianto agrivoltatico
- Area Storage
- Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

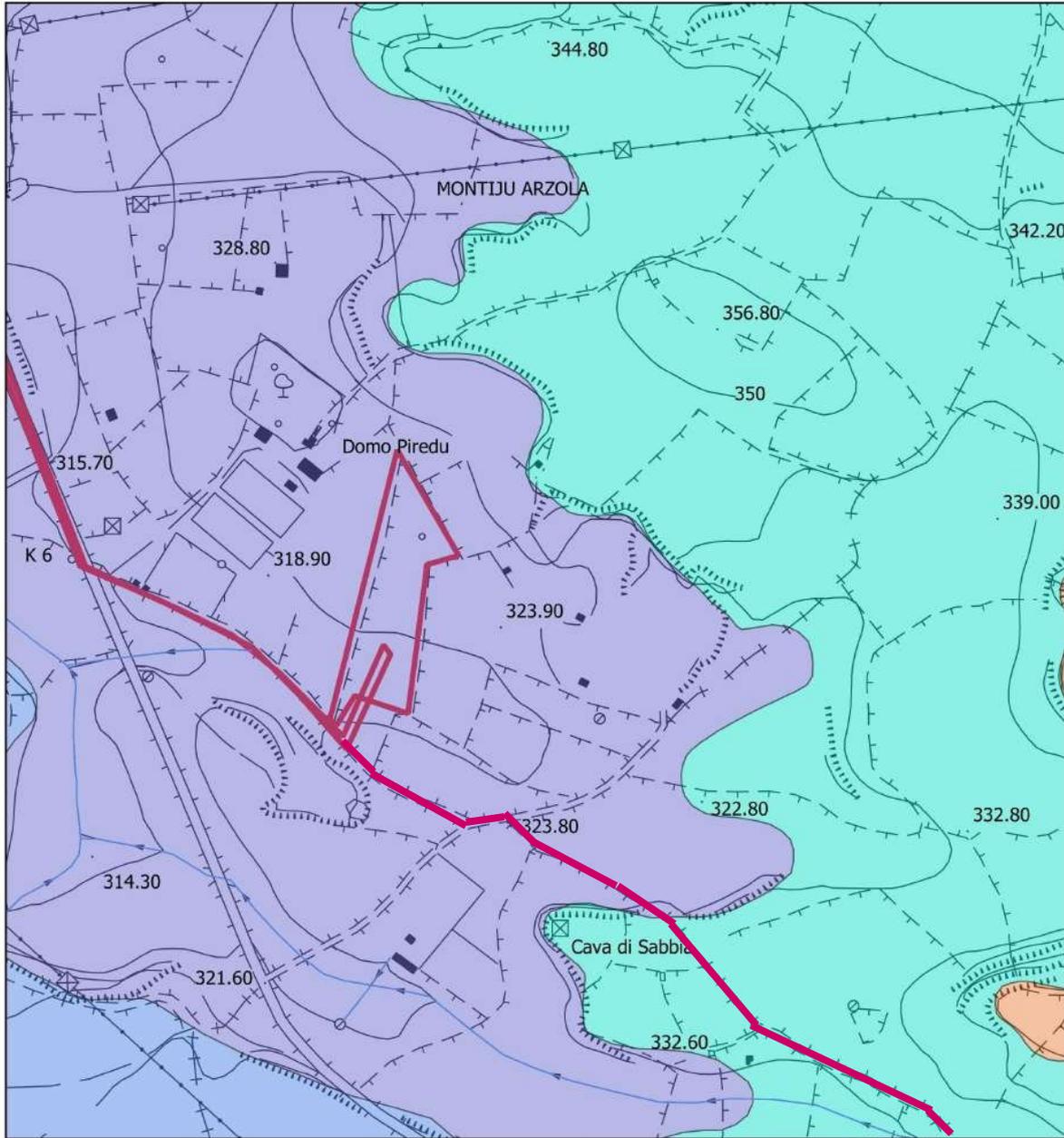
GEOLOGIA

- Sedimenti alluvionali
- Coltri eluvio-colluviali
- Formazione del Borutta

Legenda

GEOLOGIA

- Litofacies della formazione di Mores -arenarie
- Litofacies della formazione di Mores calcareniti
- Unità di Lagulentu
- Unità di Santa Giulia
- Unità di Monte Murra
- Unità di San Leonardo
- geologiaLineari



Legenda

- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- Aree preposte per l'impianto agrivoltaico
- Area Storage
- Percorso Connessione Ploaghe+accumulo

GEOLOGIA

- Sedimenti alluvionali
- Coltri eluvio-colluviali
- Formazione del Borutta

Legenda

GEOLOGIA

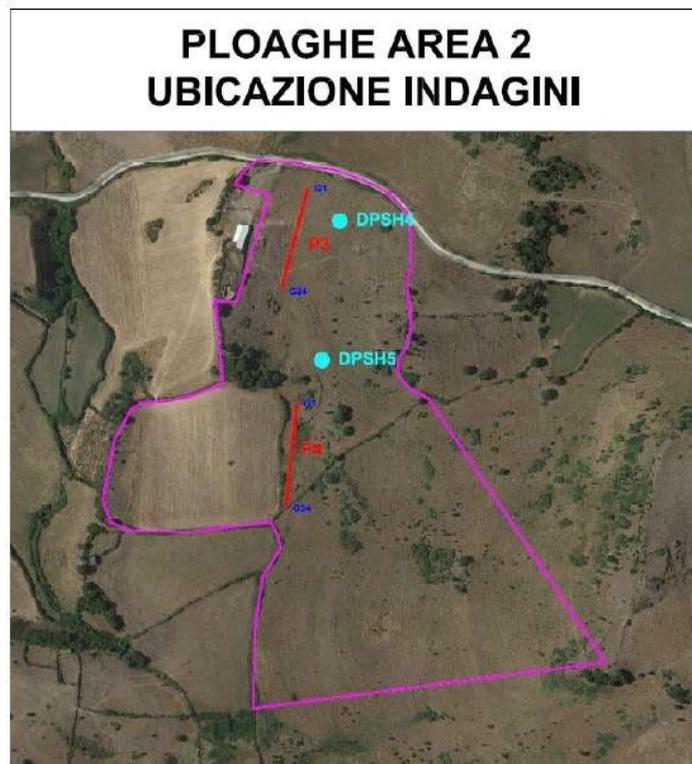
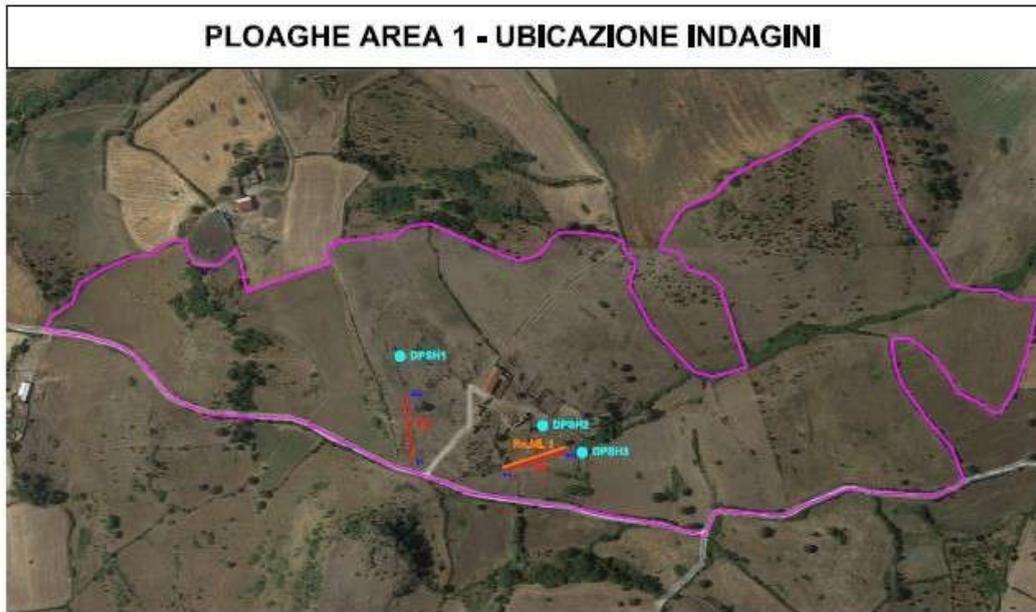
- Litofacies della formazione di Mores -arenarie
- Litofacies della formazione di Mores calcareniti
- Unità di Lagulentu
- Unità di Santa Giulia
- Unità di Monte Murra
- Unità di San Leonardo
- geologiaLineari

CARTA GEOLOGICA

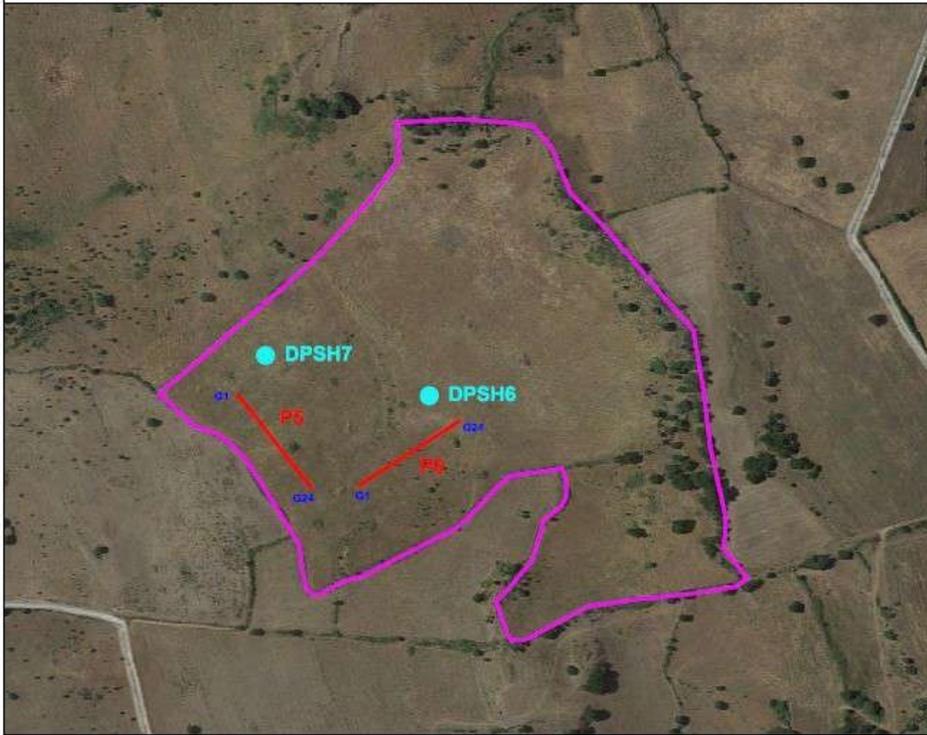
Scala 1 : 5.000

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nelle aree in esame come già descritto è stata effettuata una campagna indagini geognostiche dalla Società TERGAM S.r.l. con sede in Via G.Verdi, 7 Quartu S.Elena (CA). Detta campagna è composta da prove penetrometriche del tipo dinamica pesante DPSH spinte fino alle profondità significative, prove di sismica a rifrazione e prove di sismica passiva RE.MI.



PLOAGHE AREA 3 UBICAZIONE INDAGINI



PLOAGHE AREA STORAGE UBICAZIONE INDAGINI



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -1



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -2



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -1



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -4



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -1



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -6



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -1



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -8



Sismica a rifrazione P1 e RE.MI.



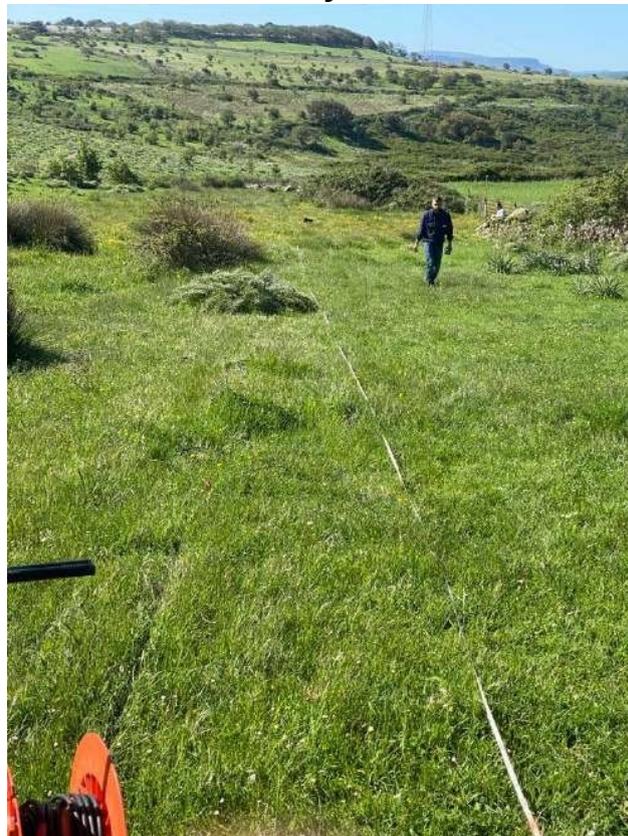
Sismica a rifrazione P2



Sismica a rifrazione P3



Sismica a rifrazione P4



Sismica a rifrazione P3



Sismica a rifrazione P6



Sismica a rifrazione P7 e RE.MI.



4.1 INDAGINE GEOFISICA-SISMICA A RIFRAZIONE

Le indagini geofisiche rappresentano una moderna metodologia d'indagine geofisica non invasiva e per l'acquisizione dei dati sismici è stato impiegato un apparato del tipo *RAS-24* della *ABEM Instruments* a 24 canali, con risoluzione dei tempi di 0.125 ms. I profili sismici sono stati materializzati con l'utilizzo di n. 24 geofoni/profilo con distanza intergeofonica pari a 4 metri e lunghezza totale del profilo pari a 92 metri. Al fine di consentire la costruzione di un adeguato numero di dromocrone (curve spazio-tempo), in corrispondenza di tutti i profili sono state effettuate 9 registrazioni che corrispondono ad altrettante energizzazioni eseguite, in corrispondenza dei geofoni G1, G4, G7, G10, G13, G16, G19, G22 e G24. Come sorgente di energia è stata utilizzata una massa battente di 8 kg impattante su una piastra opportunamente collegata al sistema di *trigger*, assolutamente appropriata per le profondità d'indagine richieste.

La qualità del segnale è risultata nel complesso buona; in ogni caso l'utilizzo della tecnica di accumulo del segnale ha consentito di ottenere un buon rapporto segnale/disturbo; alla buona qualità dei dati acquisiti hanno anche contribuito importanti requisiti dell'apparato di registrazione quali il sistema di amplificazione dei segnali di ogni singolo geofono e la dotazione di filtri. La procedura di elaborazione dei dati acquisiti consiste nell'analisi dei singoli sismogrammi ottenuti per ciascuna registrazione dai quali si individuano, manualmente, per ogni singola traccia registrata, i tempi di primo arrivo delle onde generate. Successivamente il *processing* dei dati è stato condotto mediante il software *SeisOptPro V5.0*. Il *SeisOptPro* usa esclusivamente i tempi di primo arrivo e la geometria d'acquisizione per ricavare la distribuzione delle velocità nel sottosuolo. In particolare, esso impiega una tecnica di ottimizzazione non lineare e lavora in termini di modellizzazione. In sintesi, viene creato un modello di velocità iniziale al quale sono associate delle dromocrone sintetiche; queste ultime vengono quindi confrontate con i dati sperimentali ed i modelli di velocità vengono progressivamente modificati sino al raggiungimento della miglior convergenza con i dati sperimentali. Non si tratta quindi di uno dei metodi classici più comunemente impiegati nella sismica a rifrazione (tempi intercetti, metodo reciproco, metodo reciproco generalizzato, ecc), bensì di un *processing* sofisticato che, in luogo della tipica e non sempre realistica rappresentazione per strati omogenei, fornisce una sezione in cui le variazioni di velocità sono rappresentate con elevata risoluzione, secondo modalità tipiche della tomografia sismica.

4.2 SISMICA PASSIVA RE.MI.

Per la stima della V_{seq} , è stato adottato il metodo Re.Mi. (*Refraction Microtremor*), che consiste essenzialmente nei seguenti passi:

- 1) si esegue una registrazione sismica multicanale del disturbo naturale e/o indotto dalle attività antropiche, senza ricorrere ad energizzazioni di tipo impulsivo come quelle normalmente impiegate nella sismica di prospezione (rifrazione, riflessione, tomografia cross-hole etc.); la registrazione deve avere lunghezza temporale adeguata (p.e. alcune decine di secondi); la geometria dello stendimento sismico deve essere stabilita in funzione delle caratteristiche e dell'obiettivo con l'ausilio di n. 24 geofoni con bassa frequenza naturale (8 Hz);
- 2) per uno stesso stendimento sismico vengono eseguite diverse registrazioni (da alcune a qualche decina);
- 3) dopo le fasi di preparazione (*pre-processing*) i dati, acquisiti nel dominio spazio-tempo ($s-t$), vengono trasformati nel dominio lentezza-frequenza ($p-f$), essendo la lentezza p il reciproco della velocità; questa operazione produce per ciascuna registrazione uno spettro di lentezza che, rappresentato graficamente, di norma secondo una scala cromatica, mostra la localizzazione nel piano $p-f$ degli eventi dotati di maggiore energia; al fine di migliorare il rapporto segnale/disturbo, è possibile selezionare solo gli spettri migliori, i quali vengono sommati tra loro in modo da ottenere un solo spettro da interpretare;
- 4) una volta ottenuto lo spettro $p-f$ si devono riconoscere, in esso, gli eventi sicuramente associati alle onde superficiali (onde di *Rayleigh* e/o onde di *Love*); dato che le onde superficiali hanno la caratteristica di essere dispersive, il loro riconoscimento può non essere difficile se i dati sono di buona qualità ed elaborati in modo corretto;
- 5) si esegue quindi il “*picking*” della curva di dispersione, ottenendo un file numerico contenente le coppie $p-f$ riconosciute come appartenenti alle onde superficiali;
- 6) l'inversione della curva di dispersione delle onde superficiali fornisce i valori della velocità di propagazione delle stesse in funzione della profondità, e, poiché la velocità di propagazione delle onde superficiali è in rapporto noto con quella delle onde di taglio (p.e. $V_{Rayleigh} \approx 0.9 V_s$), quest'ultima risulta stimata.

Una volta ottenuto un modello stratificato del terreno in cui sono stimati gli spessori e le relative V_s , si stima la V_{seq} mediante l'equazione:

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

con

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{s,i}$ = 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/sec.

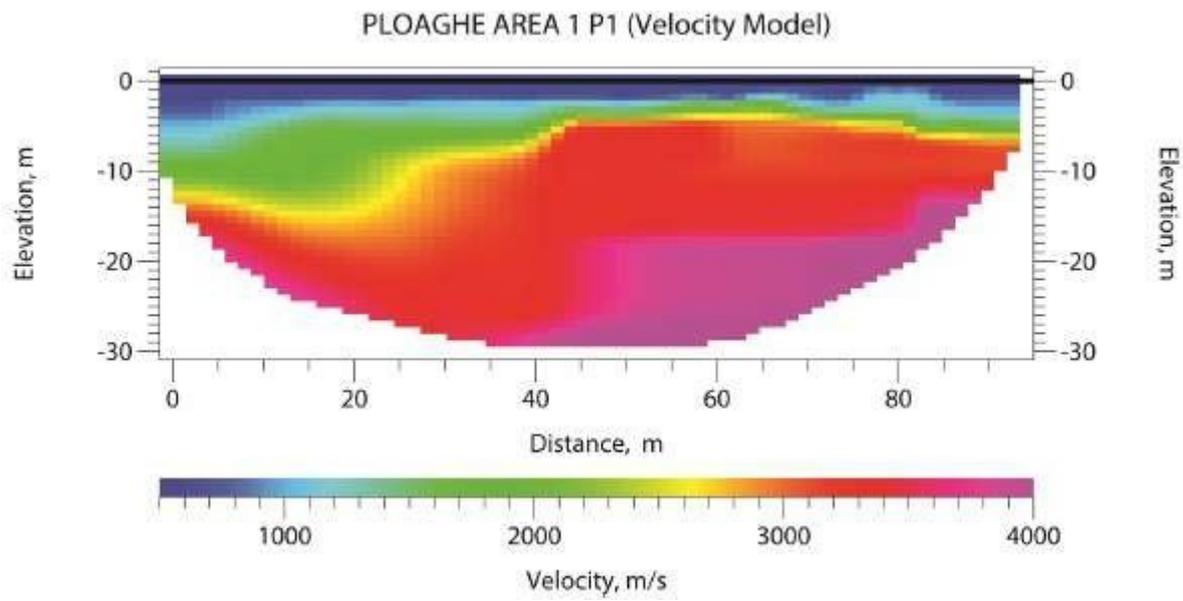
4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nel determinare il numero di colpi necessari ad infiggere una punta conica nel terreno per successive profondità costanti, utilizzando metodologie ed attrezzature standardizzate. È noto, infatti, come un oggetto conico infisso mediante battute successive incontri, durante la penetrazione, una resistenza che è direttamente proporzionale a quella del mezzo attraversato. Se il mezzo attraversato è il terreno, questa resistenza dipende dalle caratteristiche fisico-meccaniche nel quale esso si trova allo stato naturale e pertanto, per terreni incoerenti dipende prevalentemente dallo stato d'addensamento dei granuli, mentre per terreni coesivi dal contenuto in umidità naturale. Le prove sono state eseguite secondo le modalità ISSMFE, mediante infissione nel terreno di una punta conica posta all'estremità di un'asta d'acciaio; la penetrazione avviene per mezzo di un meccanismo di battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso.

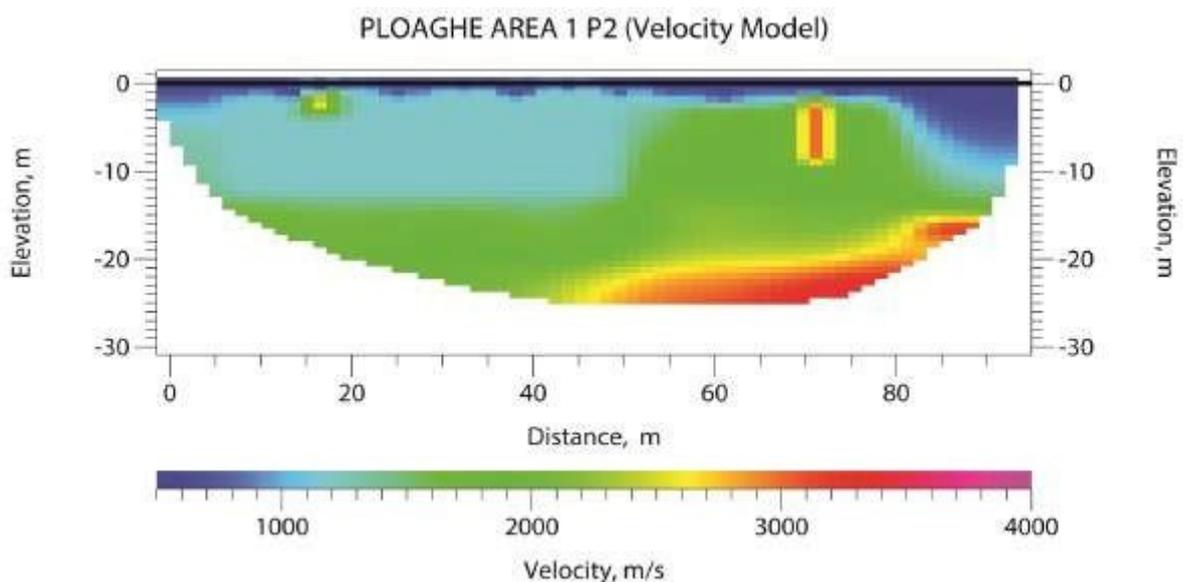
Il conteggio dei colpi necessari all'avanzamento di un tratto di asta di lunghezza 30 cm, permette di utilizzare le relazioni empiriche che forniscono la resistenza del terreno all'infissione (R_d), consente di correlare NDPSH a NSPT. Inoltre la prova, con l'estrazione delle aste, mette in evidenza la presenza e la profondità di rinvenimento della falda freatica.

4.4. RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE A RIFRAZIONE PLOAGHE (SS)

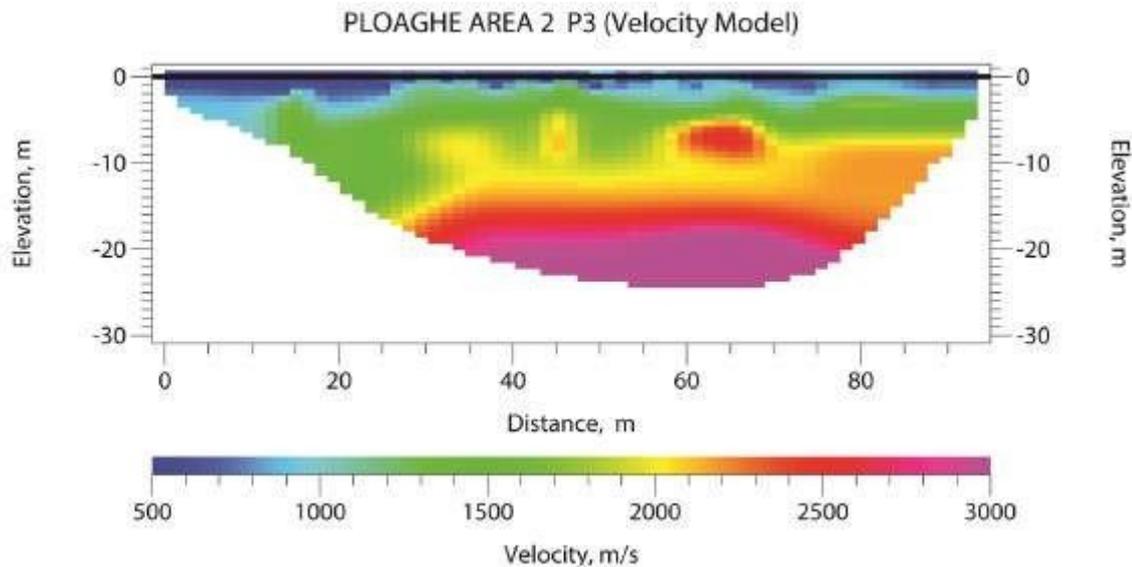
In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P1, vediamo che lo strato incoerente interessa una profondità di circa 2-3 mt. dal p.c, (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



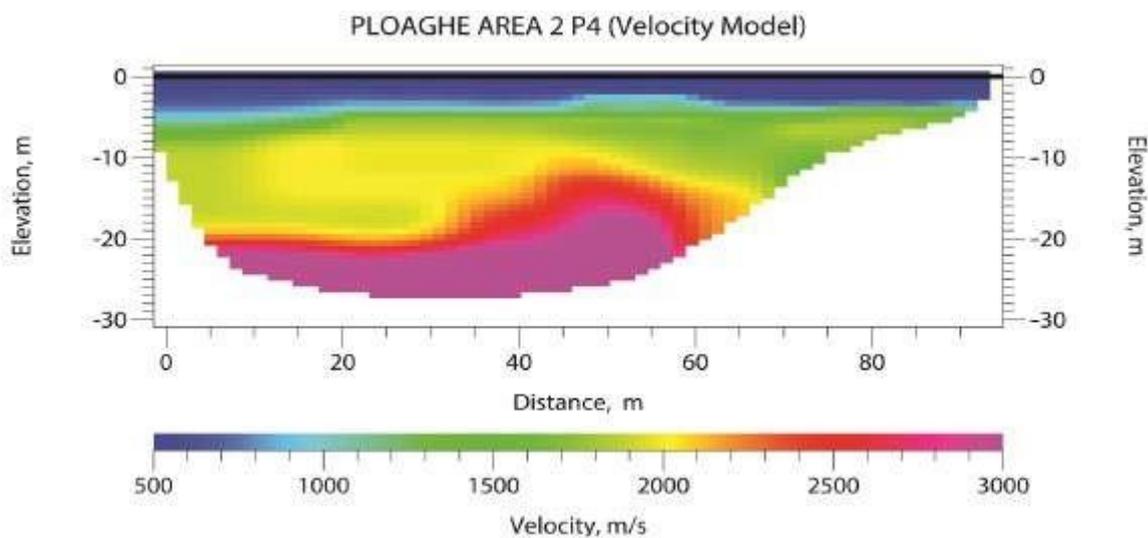
In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P2, vediamo che lo strato incoerente interessa una profondità di circa 1.50-2.00 mt. dal p.c, (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



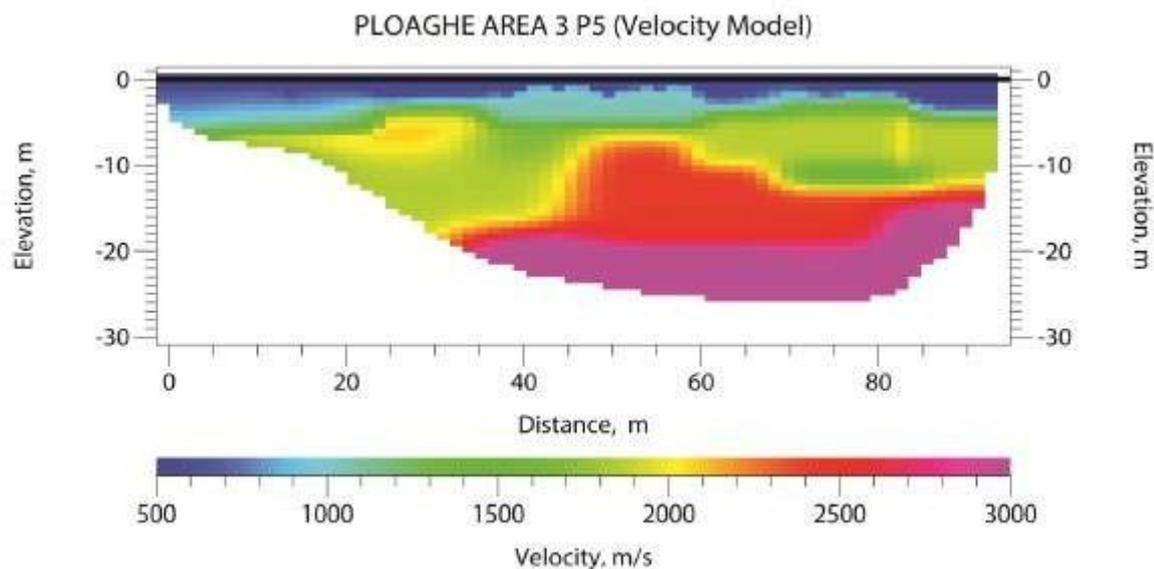
In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P3, vediamo che lo strato incoerente interessa una profondità di circa 2.00 mt. dal p.c, (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



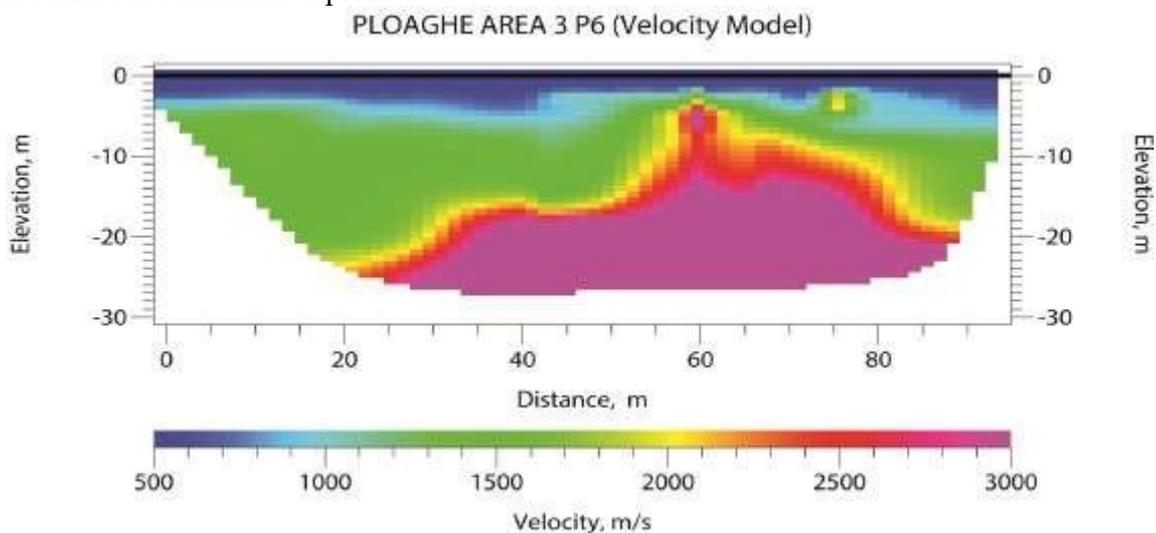
In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P4, vediamo che lo strato incoerente varia da una profondità minima di circa 3.00-4.00 mt. ad un massimo di 4.00-5.00 dal p.c, nei primi 20 metri (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



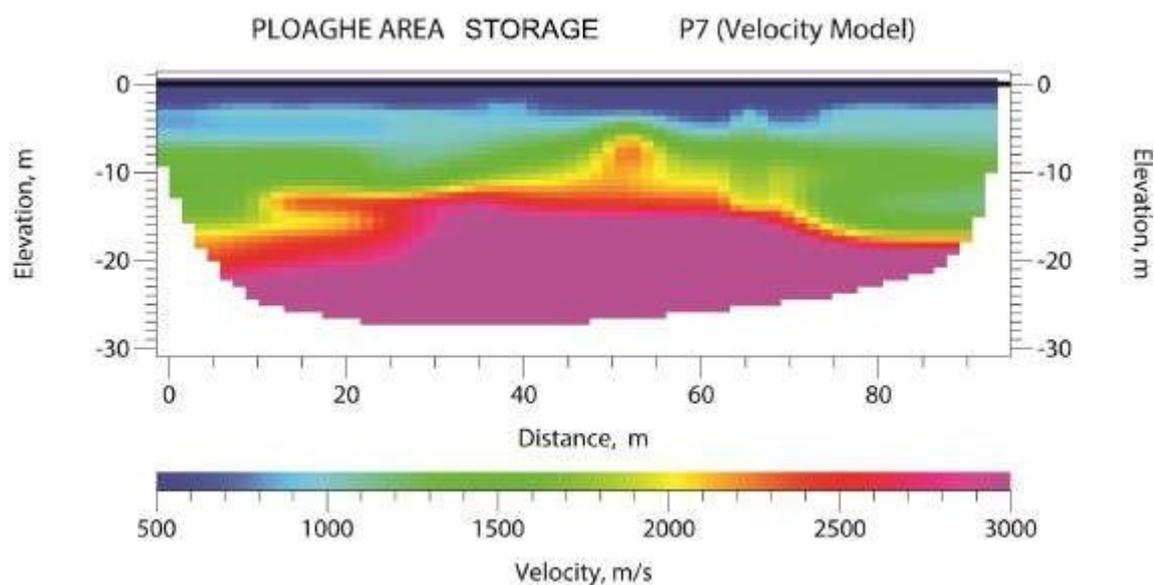
In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P5, vediamo che lo strato incoerente interessa una profondità di circa 4.00-5.00 mt. dal p.c, (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P6, vediamo che lo strato incoerente varia da una profondità minima di circa 3.00-4.00 mt. ad un massimo di 4.00-5.00 dal p.c, tra le progressive 75.00-90.00 metri (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



In base all'elaborazione della prova sismica a rifrazione P7, vediamo che lo strato incoerente interessa una profondità di circa 6.00-7.00 mt. dal p.c, (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.



4.5 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE.MI. AREA 1 PLOAGHE (SS)

Per quanto riguarda la prova sismica passiva RE.MI. effettuata nell'area Storage, abbiamo cinque sismostrati ed una velocità V_{s30} -equ pari a 181.20 m/sec, che classifica questo materiale di tipo E (Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.).

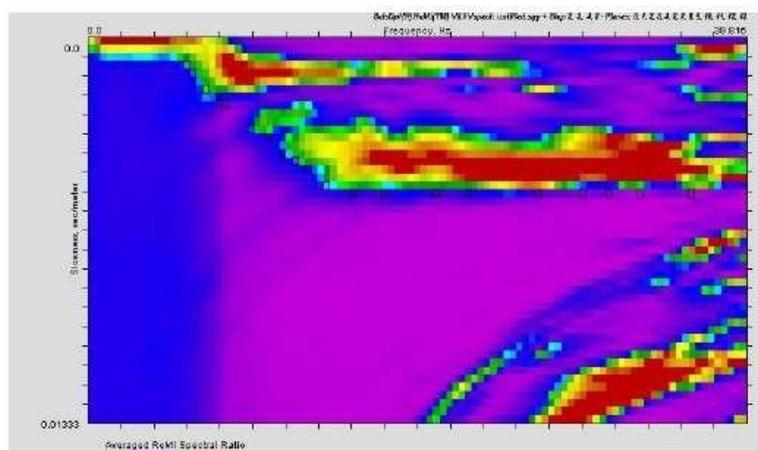


Fig. 12 - Spettro p-f Area 1.

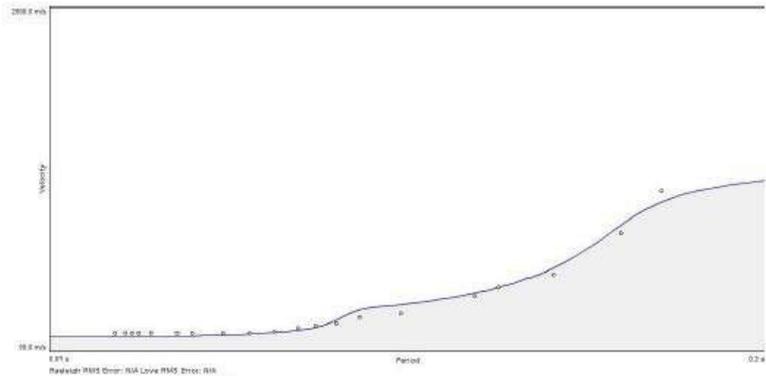


Fig. 13 - Curva di dispersione Area 1.



Fig. 14 - Modello di interpretazione Area 1.

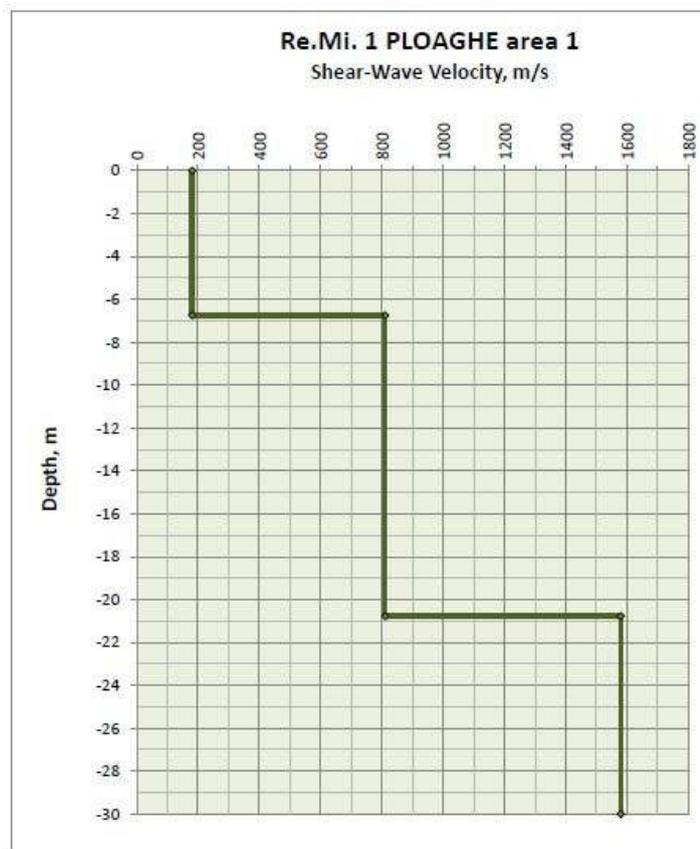


Fig. 15 - Velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità Area 1.

N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm ³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 – 6.75	1.90	181.20	313.48
2	6.75– 20.78	2.14	810.44	1402.06
3	20.78 – 30.00	2.39	1578.91	2731.51

Tabella B: sintesi dei risultati dell'inversione della curva di dispersione Area I.

4.6 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE.MI. AREA STORAGE

Per quanto riguarda la prova sismica passiva RE.MI. effettuata nell'area Storage, abbiamo cinque sismostrati ed una velocità V_{s30} -equ pari a 286.00 m/sec, che classifica questo materiale di tipo E (Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.).

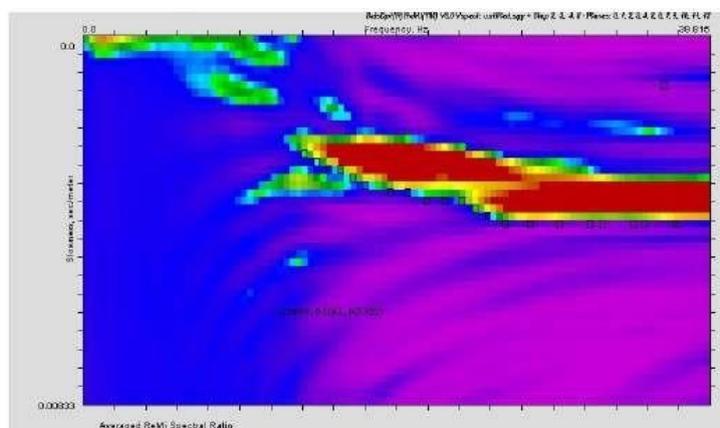


Fig. 8 - Spettro p - f Re.Mi.1

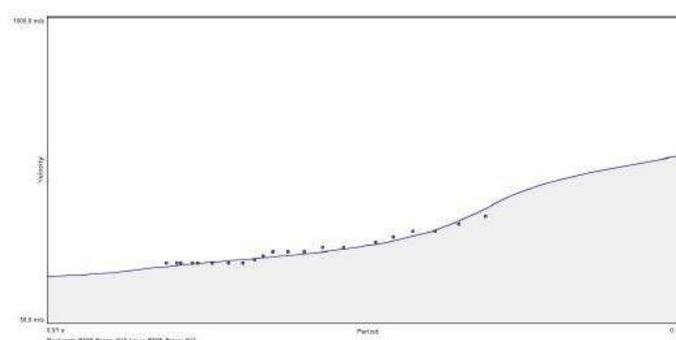


Fig. 9 - Curva di dispersione Re.Mi.1.



Fig. 10 - Modello di interpretazione Re.Mi. 1.

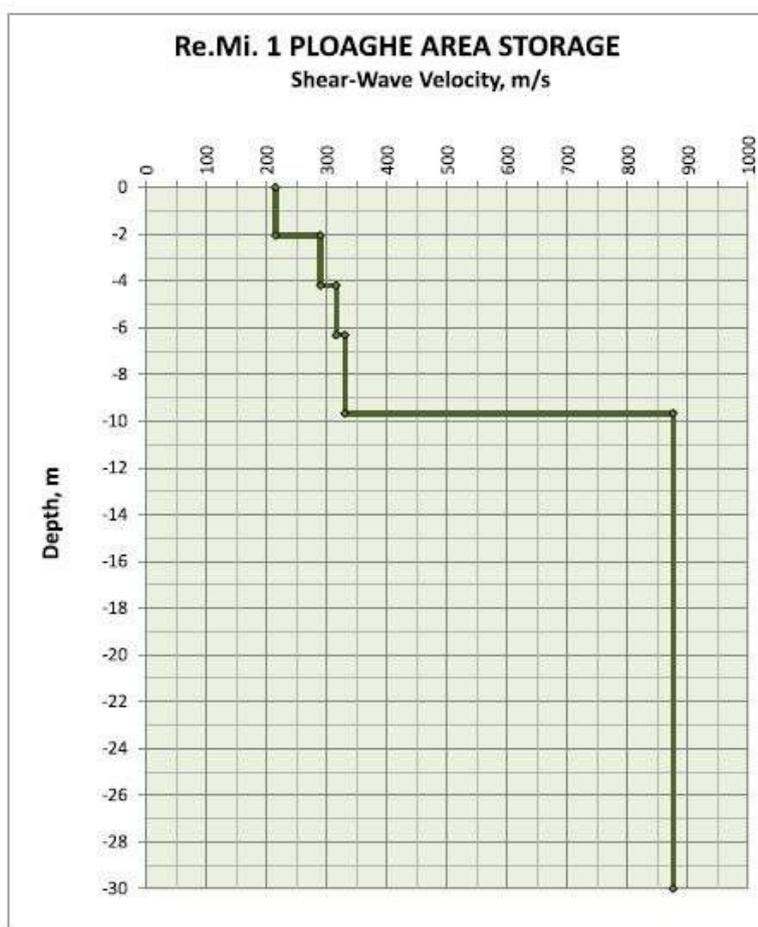


Fig. 11 - Velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità - Re.Mi. 1.

N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm ³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 - 2.06	1.61	215.08	372.09
2	2.06 - 4.20	1.49	289.84	501.42
3	4.20 - 6.32	1.77	315.79	546.32
4	6.32 - 9.67	1.83	330.33	571.47
5	9.67 - 30.00	1.89	875.41	1514.46

Tabella A: sintesi dei risultati dell'inversione della curva di dispersione Area trasformatore.

4.8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2 PLOAGHE (SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 2

- committente :	ATLAS RE S.r.l.	- data prova :	26/04/2022
- lavoro :	Parco fotovoltaico	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	Ploaghe (SS)	- prof. falda :	Falda non rilevata
- aiuto sperim. :			
- note :	Area 1		

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	76	1.15	87

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 2

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia		
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed			Ysat	W
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	2.70	15	118	98	42	31.5	180	1.96	1.54	0.94	90	1.96	28.6	0.773	---
3	2.70	3.30	87	183	360	98	44.9	1044	2.23	1.98	5.44	522	2.83	-2.7	-0.072	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30—2.70	15	42	31.5	180	Mediamente addensato	1.96	1.96	112
3	2.70-3.30	87	98	44.9	1044	Fortemente Addensato	2.23	2.83	372

Assenza di falda

4.9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-3 PLOAGHE (SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.
Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 3 ELABORAZIONE STATISTICA

- committente : ATLAS RE S.r.l. - data prova : 26/04/2022
- lavoro : Parco fotovoltaico - quota inizio : Piano campagna
- località : Ploaghe (SS) - prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note : Area 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	68	1.15	78

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta^t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI DIN 3

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE						NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat			W
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	3.00	5	100	43	18	28.0	60	1.88	1.41	0.31	30	1.83	39.3	1.061	---
3	3.00	3.90	31	157	168	66	36.3	372	2.06	1.70	1.94	186	2.15	17.6	0.474	---
4	3.90	4.50	78	192	332	95	44.4	936	2.21	1.94	4.88	468	2.72	-0.5	-0.013	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30								
2	0.30—3.00	5	18	28.0	60	Mediamente addensato	1.83	1.88	43
3	3.00-3.90	31	66	36.3	372	Addensato	2.06	2.15	168
4	3.90-4.50	78	95	44.4	936	Molto addensato	2.21	2.72	332

Assenza di falda

4.91 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-4 PLOAGHE

(SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA****DIN 4**

- committente :	ATLAS RE S.r.l.	- data prova :	26/04/2022
- lavoro :	Parco fotovoltaico	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	Ploaghe (SS)	- prof. falda :	Falda non rilevata
- aiuto sperim. :			
- note :	Area 2		

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
0	0.00 0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	64	1.15	74

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**DIN 4**

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed			Ysat
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	2.40	5	96	43	18	28.0	60	1.88	1.41	0.31	30	1.83	39.3	1.061
3	2.40	3.00	24	144	139	56	34.2	288	2.01	1.63	1.50	144	2.07	21.9	0.591
4	3.00	3.60	74	181	319	94	44.2	888	2.20	1.93	4.63	444	2.67	0.6	0.015

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
 Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30								
2	0.30—2.40	5	18	28.0	60	Mediamente addensato	1.83	1.88	43
3	2.40-3.00	24	56	34.2	288	Addensato	2.01	2.07	168
4	3.00-3.60	74	94	44.2	888	Molto addensato	2.20	2.67	332

Assenza di falda

4.92 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-5 PLOAGHE
(SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 5

- committente :	ATLAS RE S.r.l.	- data prova :	26/04/2022
- lavoro :	Parco fotovoltaico	- quota inizio :	Piano campagna
- località :	Ploaghe (SS)	- prof. falda :	Falda non rilevata
- aiuto speriment. :			
- note :	Area 2		

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0.00 0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	66	1.15	76

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_1 = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 5

n°	H1	H2	Nspt	Vs	G	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia
						Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat	W	e		
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	0.60	7	82	56	25	28.8	84	1.90	1.45	0.44	42	1.86	36.0	0.972	---	---
3	0.60	1.20	76	142	325	94	44.3	912	2.21	1.94	4.75	456	2.70	---	0.001	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30—0.60	7	25	28.8	84	Addensato	1.86	1.90	56
3	0.60-1.20	76	94	44.3	912	Fortemente Addensato	2.21	2.73	325

Assenza di falda

4.93 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-6 PLOAGHE

(SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA****DIN 6**

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Ploaghe (SS)

- data prova : 26/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto speriment. :
- note : Area 3

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.90	N	0.0	0	0	0.0	---	---	---	0	1.15	0
			Rpd	0.0	0	0	0.0	---	---	---	0		
2	0.90	5.10	N	16.6	2	27	9.3	6.2	10.4	22.9	17	1.15	20
			Rpd	87.4	12	131	49.5	31.3	56.1	118.8	90		
3	5.10	5.40	N	83.0	83	83	83.0	---	---	---	83	1.15	95
			Rpd	402.9	403	403	402.9	---	---	---	403		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**DIN 6**

n°	H1 H2		NATURA GRANULARE						NATURA COESIVA					Q	Litologia		
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat			W	e
1	0.00	0.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.90	5.10	20	142	121	50	33.0	240	1.99	1.59	1.25	120	2.02	24.7	0.667	---	---
3	5.10	5.40	95	207	384	100	45.0	1140	2.24	1.99	5.94	570	2.93	-4.4	-0.119	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.90	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.90—5.10	20	50	33	240	Mediamente addensato	1.99	2.02	121
3	5.10-5.40	95	100	45	1140	Fortemente Addensato	2.24	2.93	384

Assenza di falda

4.94 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-7 PLOAGHE

(SS) - TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 135

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA****DIN 7**

- committente : ATLAS RE S.r.l.
 - lavoro : Parco fotovoltaico
 - località : Ploaghe (SS)

- data prova : 26/04/2022
 - quota inizio : Piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
 - note : Area 3

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.90	N	0.0	0	0	0.0	---	---	---	0	1.15	0
			Rpd	0.0	0	0	0.0	---	---	---	0		
2	0.90	2.40	N	13.8	1	24	7.4	---	---	---	14	1.15	16
			Rpd	77.5	6	132	41.6	---	---	---	79		
3	2.40	3.00	N	67.5	59	76	63.3	---	---	---	68	1.15	78
			Rpd	363.1	325	401	344.2	---	---	---	366		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**DIN 7**

n°	H1 H2		NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia	
	Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat	W			e
1	0.00	0.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.90	2.40	16	122	103	44	31.8	192	1.97	1.55	1.00	96	1.97	27.8	0.750
3	2.40	3.00	78	176	332	95	44.4	936	2.21	1.94	4.88	468	2.72	-0.5	-0.013

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
 Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

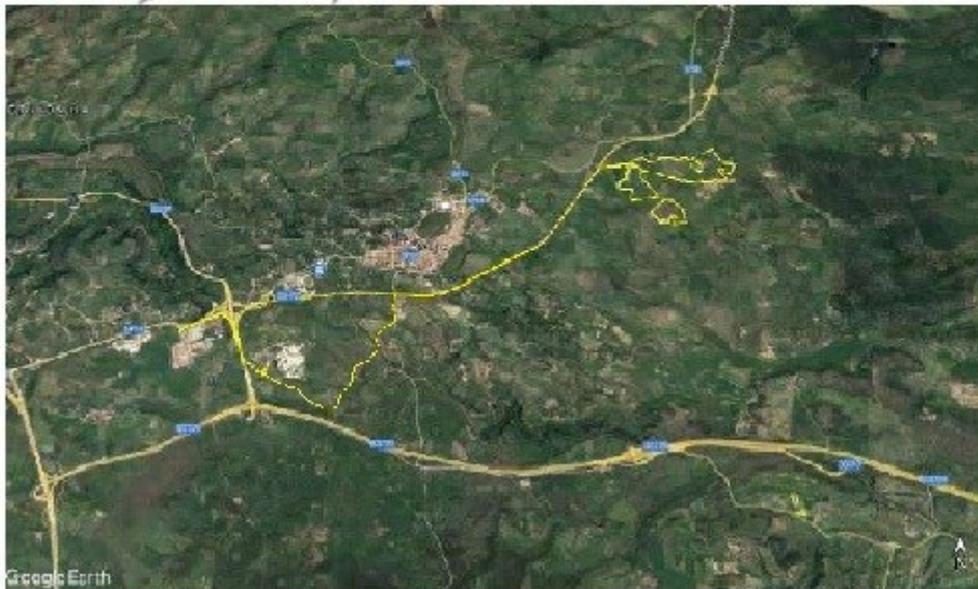
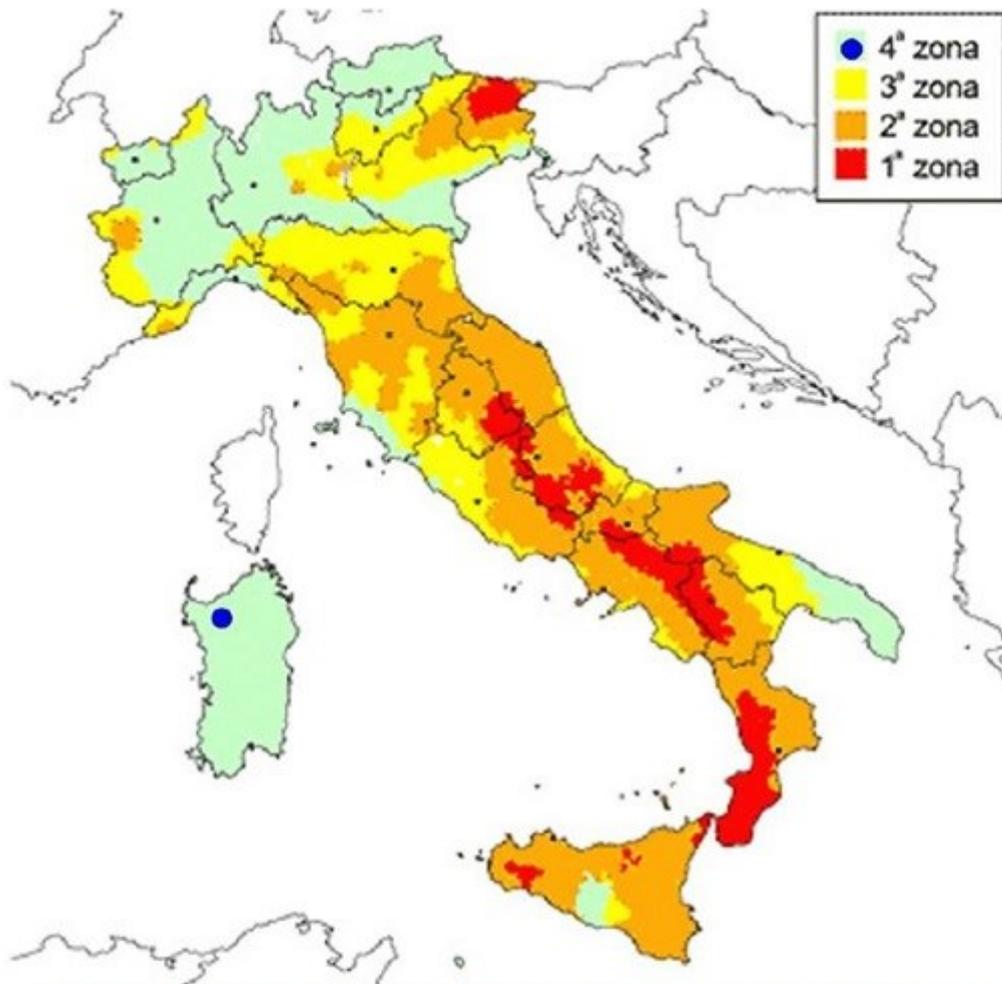
Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ^w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.90	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.90—2.40	16	44	31.8	192	Mediamente addensato	1.97	1.97	103
3	2.40-3.00	78	95	44.4	936	Fortemente Addensato	2.21	2.72	332

Assenza di falda

RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE



5. SISMICA

5.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREE ALLO STUDIO

Premesso che per pericolosità sismica di un'area si intende che in essa, in un dato intervallo di tempo, può verificarsi un terremoto di una certa intensità e che detta intensità dipende dalla geologia del sito, morfologia superficiale, morfologia del substrato roccioso sepolto, presenza e profondità della falda freatica, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie. In Sintesi dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno, degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che lo costituiscono.

Ciò premesso, il territorio comunale di Ploaghe (SS) non era classificato sismico ai sensi del D.M.19.03.1982. L'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 23.03.2003 riclassifica l'intero territorio nazionale e in tale quadro il territorio di Ploaghe (SS), viene classificato in zona sismica 4 (Bassa sismicità). Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zone Sismiche	Classe	NORMATIVA PRECEDENTE		NORMATIVA ATTUALE
		Coefficiente Sismico S	Amplificazione sismica $C = (S- 2)/100$	Amplificazione sismica a (g)
1	Elevata Sismicità	12	0,1	0,35
2	Media Sismicità	9	0,07	0,25
3	Moderata Sismicità	6	0,04	0,15
4	Bassa Sismicità	0	0	0,05

Con l'entrata in vigore del D.M.17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale 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. Quindi alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la pericolosità sismica viene espressa come risposta sismica locale. La stessa consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzi detti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido, (categoria A)

con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

In definitiva la risposta sismica locale è l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata, contenuto in frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido. 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).

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

con

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{s,i}$ = 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/sec.

Dai risultati delle velocità delle onde di taglio delle due prove effettuate, si evince che le aree destinate all'impianto agrivoltaico e l'area Storage, presentano una velocità $V_{s,eq}$ di 181.20 e 286. m/sec. che individua terreni di tipo **E**. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

5.2 CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE NTC 2018

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO § 6.2.1.

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA § 6.2.2.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI § 7.11.2.

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO § 7.11.3.

RISPOSTA SISMICA LOCALE § 7.11.3.1

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA § 7.11.3.2

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA § 7.11.3.3

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = SS \times a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE § 7.11.3.4

Generalità § 7.11.3.4.1

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Esclusione della verifica a liquefazione § 7.11.3.4.2

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 .6.2.4.1.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione: $E_{inst,d} < E_{stb,d}$ dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un

elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione: $E_d < R_d$ [6.2.1] essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni :

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto γ_R può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$. In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

AZIONI

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza

e rigidezza. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

RESISTENZA

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

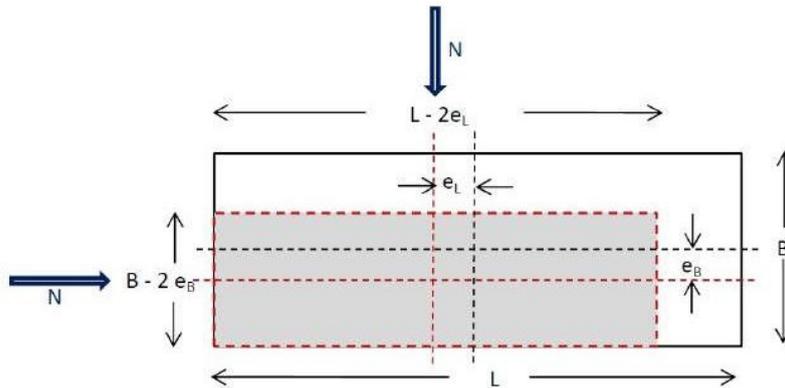
- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Dalle indagini geotecniche e sismiche effettuate è stata calcolata la capacità portante utilizzando un foglio di calcolo realizzato dal Dott. Ing. Paolo Sottile. Inoltre in tutte le indagini non si è riscontrata la presenza di falda.

Capacità portante dell'area di imposta delle cabine principale del campo agrivoltaico. Il calcolo è stato effettuato con i valori geotecnici minimi più penalizzanti. Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 150$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 100$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 250$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 250.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 7.00$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 19.40$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.90$ m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 7.00$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 19.40$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione (ca < c)	$c_a = 0.00$ KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 31.5^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 1.773$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 1.97$ KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
Parametri sismici	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.05$ m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o = 2.88$
Categoria di sottosuolo	E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.60$
Categoria topografica	T1
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{y\theta}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	34.01
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	21.84
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	27.99

Fattori di forma s_c , s_q , e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$	1.23
$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \text{tg} \phi$	1.22
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0.86

Fattori di profondità d_c , d_q , e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

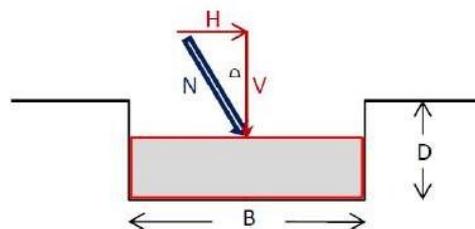
$$K = D/B' = 0.13 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.04
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1.04
$d_\gamma = 1$	1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

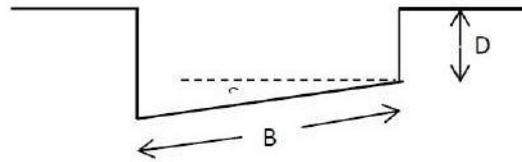
$$m = [2 + (B'/L')] / [(1 + (B'/L'))] = 1.73$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_s \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_s \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_s \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

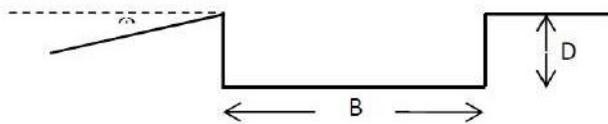
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg} \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg} \phi)^2$		1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \text{tg} \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0.90

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1.00
$z_q = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0.010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{vi} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \text{tg} \phi)^{0,45}$	0.99
$e_{vi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0.97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{\max} / g$	0.016
$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0.080

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\text{tg} \phi$	1.00
c	1.00
γ_t	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

VERIFICA AL CARICO LIMITE**CONDIZIONI SISMICHE**

Carico limite

$$q_{lim} = 184.31 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 25028.97 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 10882.16 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 345 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$345 < 10882.16$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 31.54$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSARes. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \text{tg} \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 139.27 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0.00 < 139.27$$

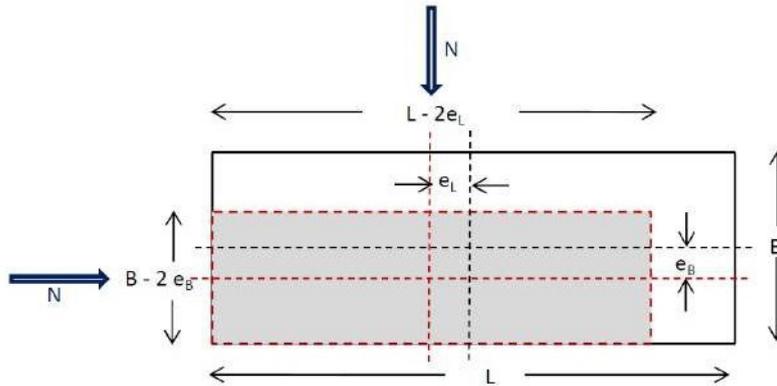
verifica soddisfatta

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Capacità portante dell'area di imposta delle cabine inverter Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 150$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 100$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 250$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 250.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 3.30$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 6.90$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.90$ m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 3.30$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 6.90$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)	$c_a = 0.00$ KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 31.5^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 1.773$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 1.97$ KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
Parametri sismici	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.05$ m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o = 2.88$
Categoria di sottosuolo	E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.60$
Categoria topografica	T1
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma l}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \phi$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	34.01
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	21.84
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	27.99

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B' / (2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B' / L')$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$	1.31
$s_q = 1 + (B' / L' \cdot \text{tg} \phi)$	1.29
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B' / L')$	0.81

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

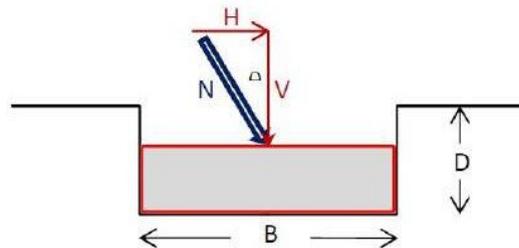
$$K = D/B' = 0.27 \text{ se } D/B' \leq 1$$

$$K = \text{arctg } D/B' = \text{N.R. se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.08
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1.08
$d_\gamma = 1$	1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



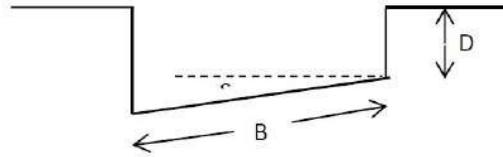
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B' / L')] / [(1 + (B' / L'))] = 1.68$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

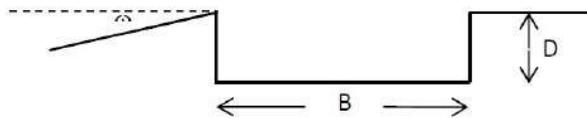
per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon)/(2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q)/(N_c \cdot \text{tg}\phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg}\phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg}\phi)^2$		1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \cdot \text{tg}\phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \text{tg}\omega)^2 \cdot \cos\omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos\omega$		0.90

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1.00
$z_q = (1 - K_{hi} / \text{tg}\phi)^{0,35}$	0.99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \text{tg}\phi)^{0,35}$	0.99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0.010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{vir} , e_{vk} (Maugeri - Cascone)

$e_{vk} = (1 - K_{hk} / \text{tg}\phi)^{0,45}$	0.99
$e_{vi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0.97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0.016
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0.080

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\text{tg}\phi$	1.00
c	1.00
γ_t	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

VERIFICA AL CARICO LIMITE**CONDIZIONI SISMICHE**

Carico limite

$$q_{lim} = \mathbf{110.70 \text{ KN/m}^2}$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = \mathbf{2520.71 \text{ KN}}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = \mathbf{1095.96 \text{ KN}}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = \mathbf{345 \text{ KN}}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$345 < 1095.96$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = \mathbf{3.18}$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSARes. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi)/\gamma_\phi]$

$$R_d = \mathbf{139.27 \text{ KN}}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = \mathbf{0.00 \text{ KN}}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0.00 < 139.27$$

verifica soddisfatta

Dai calcoli innanzi effettuati si evince che il terreno offre una buona portanza. Si omette la verifica di stabilità del pendio ante e post operam visto che il rapporto angolo di attrito interno/pendenza terreno nella situazione ante operam è pari a $31.5^\circ/4^\circ = 7.87$ (coefficiente di sicurezza sicuramente molto superiore ad 1 dove si ha equilibrio tra le forze resistenti e le forze agenti). Infine le opere progettuali non prevedono variazioni delle pendenze naturali del terreno.

Tanto Dovevasi.

IL GEOLOGO

Dott. Vito. F. PLESCIA



Bibliografia

Ministero dell'Industria, del Commercio e dell'Artigianato Direzione Generale delle Miniere, Servizio Geologico d'Italia – Note illustrative della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA Foglio 193 Bonovra e 180 Sassari al 100.000.

REGIONE SARDEGNA Carta Tecnica Regionale C.T.R. 460090, 460100 Scala 1 : 10.000.

Paolo Conti Geologia della Sardegna. Note illustrative della carta geologica Scala : 200.00.

ISPRA note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1 : 50.000 Foglio 459 Sassari.

Autorità di Bacino Regione Sardegna.

Il Dipartimento Difesa del Suolo - *Servizio Geologico d'Italia* dell'APAT (ora in ISPRA). Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia).

ENI Acque dolci sotterranee “Inventario dei dati raccolti dall'Agip durante la ricerca di idrocarburi in Italia”.

D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019.

C. Cestelli Guidi Geotecnica e tecnica delle fondazioni Vol. I° e II°.

Delgado J., Lopez Casado C., Giner J., Estevez A., Cuenca A. e Molina, S., 2000. Microtremors as a geophysical exploration tool: applications and limitations, *Pure Appl. Geophys.*, **157**, 1445–1462.

Borcherdt R. D., 1992. Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions, in *Proc. NCEER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions*, November 18-20, University of Southern California, Los Angeles, California.

Budny M, 1984. *Seismische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in Erdbebengebieten der Niederrheinischen Bucht und ihre ingenieur seismologische Anwendung*, Ph.D. Thesis, Special publications No. 57, Geologisches Institut der Universität zu Köln, 209 pp. (in German).

Ben-Menahem A. e Singh S.J.; 1981: *Seismic waves and sources*, Springer-Verlag, New York, 1108 pp.

Mucciarelli M. e Gallipoli M.R.; 2006: Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Earthq. Eng. and Seismol.*, Geneva, 3-8 Sept., no. 270.

Regione Abruzzo dipartimento della protezione civile, Linee guida per la microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana.

ALLEGATI

*INDAGINE GEOFISICA TABELLE E GRAFICI SISMICA A RIFRAZIONE, SISMICA PASSIVA
TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH*