

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA CON ASSOCIATO IMPIANTO AGRICOLO (AGRIVOLTAICO) E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA NOMINALE MASSIMA DI 80239 KW E DELLA POTENZA NOMINALE IN A.C. PARI A 65800 KW SITO NEL COMUNE DI FRANCAVILLA FONTANA (BR) CON OPERE DI CONNESSIONE RICADENTI ANCHE NEI COMUNI DI MANDURIA (TA), ORIA (BR) ED ERCHIE (BR)

TITOLO TAVOLA

RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE	PROPONENTE	SPAZIO RISERVATO AGLI ENTI
<p>PROGETTISTI Ing. Nicola ROSELLI</p> <p>Ing. Rocco SALOME</p> <p>PROGETTISTI PARTI ELETTRICHE Per. Ind. Alessandro CORTI</p> <p>CONSULENZE E COLLABORAZIONI Arch Gianluca DI DONATO Ambiti archeologici - CAST s.r.l. Dott. Massimo MACCHIAROLA Ing Elvio MURETTA Geol. Vito PLESCIA</p>	<p>FRANCAVILLA 1 SOLAR S.R.L. SEDE LEGALE MILANO (MI), cap 20131 viale Abruzzi n° 94 P.IVA 16318271000</p> 	

4.2.3

FILE
EQWE434_4.2.3_RelazioneGeotecnica

CODICE PROGETTO
EQWE434

SCALA

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	07/07/2022	EMISSIONE	PLESCIA	FRANCAVILLA1SOLARSRL	FRANCAVILLA1SOLARSRL
B	DATA				
C	DATA				
D	DATA				
E	DATA				
F	DATA				

INDICE

PREMESSA.....	pag 1
1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	// 4
2. PROGETTO PAI.....	// 8
3. GEOLOGIA.....	// 11
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	// 16
RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA.....	// 27
VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	// 28
5. SISMICA.....	// 29
5.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA ALLO STUDIO.....	// 29
5.2 CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018..	// 30
6. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	// 32
Bibliografia.....	// 42

PLANIMETRIA SATELLITARE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 12.000

CARTA GEOMORFOLOGICA Scala 1 : 12.000

CARTA DEI VINCOLI PPTR Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA Scala 1 : 12.000

STRALCIO DEL FOGLIO GEOLOGICO N. 203 BRINDISI

CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 12.000

CARTA LITOLOGICA Scala 1 : 12.000

PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

DOCUNENTAZIONE FOTOGRAFICA

STRATIGRAFIE PROVE PENETROMETRICHE

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

ALLEGATI

RAPPORTO DEL LABORATORIO GEOPROVE

TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE

TABELLE E GRAFICI PROVA SISMICA MASW

TABELLA CALCOLO DEL V_s , E_{qu}

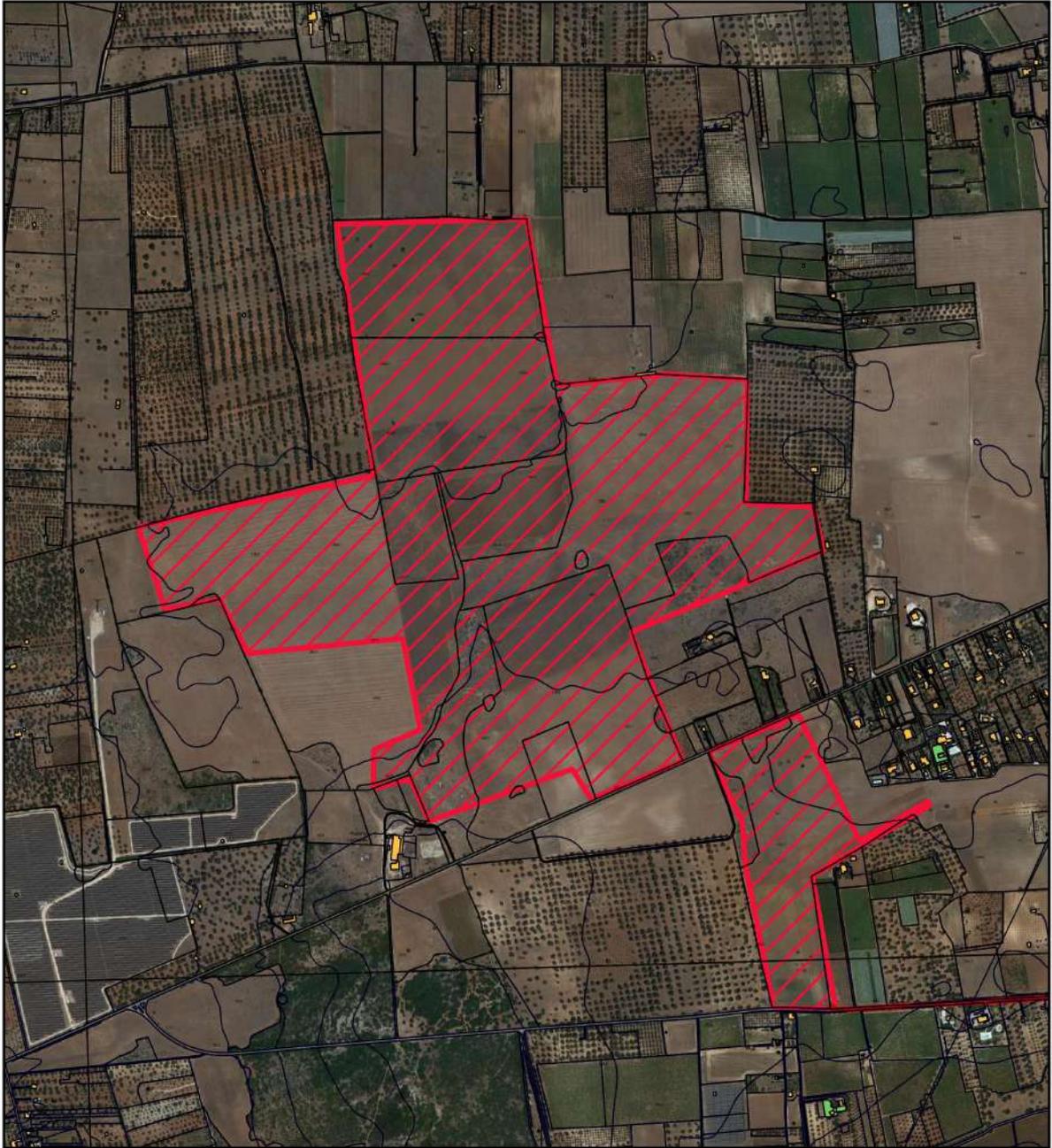
PREMESSA

Per conto della Società FRANCAVILLA 1 SOLAR S.r.l. con sede in viale Abruzzi n° 94 Milano, 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 relativo al progetto per la costruzione ed esercizio dell'impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica con associato impianto agricolo (agrivoltaico) e delle relative opere ed infrastrutture connesse della potenza nominale massima di 80239 KW e della potenza nominale in a.c. pari a 65800 KW sito nel comune di Francavilla Fontana (BR), con opere di connessione ricadenti anche nei Comuni di Manduria (TA), Oria (BR) ed Erchie (BR).

Nelle aree in esame è stato effettuato un primo sopralluogo per constatare lo stato dei luoghi; in seguito, sono stati compiuti altri sopralluoghi sia sull'area interessate dall'intervento, che in quelle vicinorie in modo di avere una visione globale del territorio in cui si trovano le aree in parola (**pericolosità geologica**). Finalità del lavoro "**modello geologico**" è stato quello di rilevare e studiare i tipi di terreni interessati dall'opera in oggetto, di conoscere l'assetto geostrutturale e stratigrafico delle formazioni geologiche, le condizioni morfologiche, tettoniche ed idrogeologiche dell'area, insieme ai parametri geotecnici e geomeccanici dei materiali da utilizzarsi in fase di progettazione dei manufatti. Di rilevare eventuali falde idriche superficiali e profonde, di accertare probabili movimenti franosi.

Nelle aree in esame, per la ricostruzione della serie litostratigrafica locale sono state effettuate tre prove penetrometriche dinamiche continue DPSH. Pertanto è stata effettuata una campagna indagini geognostiche costituita da tre prove penetrometriche del tipo dinamica pesante DPSH spinte fino alla profondità significativa di rifiuto strumentale e una prova sismica MASW. La prima delle tre prove (DPSH-1) è stata effettuata nell'area piccola del campo agrivoltaico, posta in destra della SS 603 la seconda e la terza (DPSH-1 e 2) all'interno dell'area grande del campo agrivoltaico. Per il calcolo della risposta sismica locale ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019, è stata effettuata una prova sismica del tipo MASW nell'area grande del campo agrivoltaico. Per la redazione delle carte tematiche è stato utilizzato il programma QGIS 3.6 e sono stati utilizzati i dati della carta geologica ufficiale, i dati in shape file dell'autorità

di bacino, i dati della franosità dell'APAT, carta IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia).
Di seguito si espongono le risultanze di che trattasi e le considerazioni emerse dallo studio effettuato.



Planimetria satellitare impianto agrivoltaico

Legenda

Impianto agrivoltaico

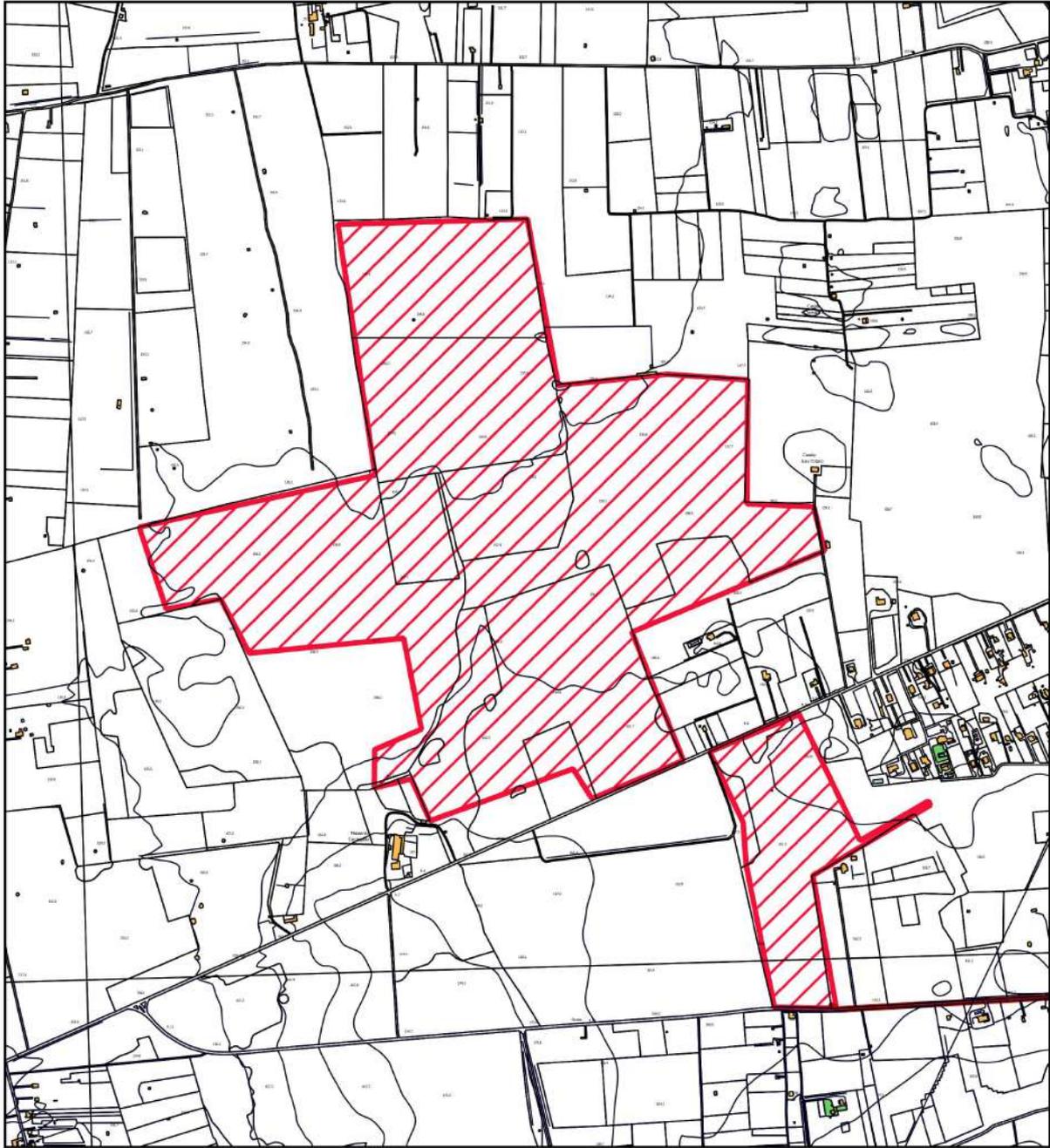
-  Percorso_Connessione_Francavilla_BR
-  Confine catastale campo agrivoltaico

Scala 1 : 12.000

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

Il territorio interessato dal presente studio è topograficamente è individuabile nel foglio al 100.000, n° 203 Brindisi e nelle Carte Tecniche Regionali elementi 494062, 494101, 494073, 494114 alla scala 1 : 5.000. In particolare l'area interessata dai pannelli fotovoltaici rientra nelle CTR 494073 e 494114 territorialmente è delimitata a Nord dalla Strada Ferrata Taranto-Brindisi, ad Est dalla C.da Cantagallo, a Sud dalla Strada Provinciale 51 ed infine ad Ovest dalla Via Papparazio (Ved.Tav.2). Idrograficamente l'area deputata all'impianto agrivoltaico appartiene ad un piccolo bacino imbrifero di un rigagnolo posto ad Ovest del sito. La morfologia che si presenta in questa parte di territorio è tipica del Tavoliere delle Puglie (Salentino), caratterizzata da una serie di superfici pianeggianti, più o meno estese, con esposizione Sud-Ovest, e degradanti con deboli pendenze verso la linea di costa ionica. In tali aree l'evoluzione dei caratteri morfologici è stata naturalmente condizionata dalla natura del substrato geologico presente.

Morfologicamente l'area interessata dai pannelli fotovoltaici si presenta per lo più pianeggiante ed altimetricamente è posta a quote minime di mt 155.20 massime di mt.163.70 s.l.m., con pendenza verso Sud-Est poco accentuata dell' 0.7%. Nelle aree allo studio ed in quelle vicinorie non si riscontrano conche, doline, fenomeni di carsismo e fenomeni franosi in atto o potenziali. Il territorio fa parte del Tavoliere delle Puglie pertanto per la bassa acclività si presenta stabile e privo di fenomenologie eversive (Ved.Tav.3). Per quanto riguarda la pericolosità idrogeologica, il rischio idrogeologico e la pericolosità geomorfologica dalla visione delle carte tematiche del P.A.I. dell'A.d.B. Puglia, risultano nulli. Dalla lettura del PPTR nell'area più grande di proprietà si riscontra una piccolissima zona posizionata ad est un vincolo (Capitolo 5.2.1. Componenti botanico-vegetazionali) BP bosco ed un UCP aree di rispetto dei boschi. Quest'aree in fase di progettazione sono state escluse dalla posa in opera dei pannelli solari.



Planimetria ubicazione impianto agrivoltaico

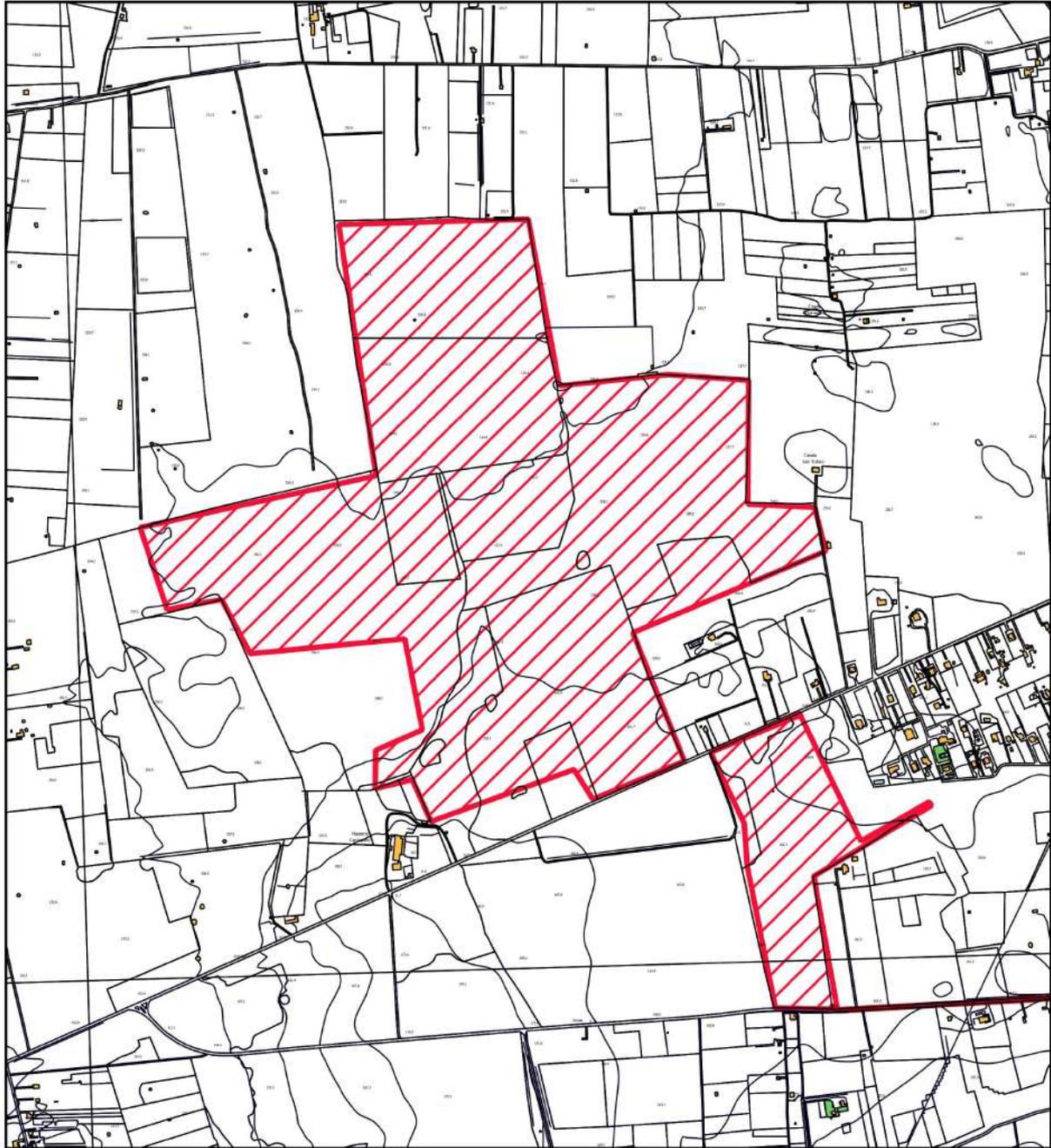
Legenda

Impianto agrivoltaico

— Percorso_Connessione_Francavilla_BR

▨ Confine catastale campo agrivoltaico

Scala 1 : 12.000



Carta Geomorfologica

Illegenda

Impianto agrivoltaico

- Percorso_Connessione_Francavilla_BR
- Confine catastale campo agrivoltaico

Geomorfologia

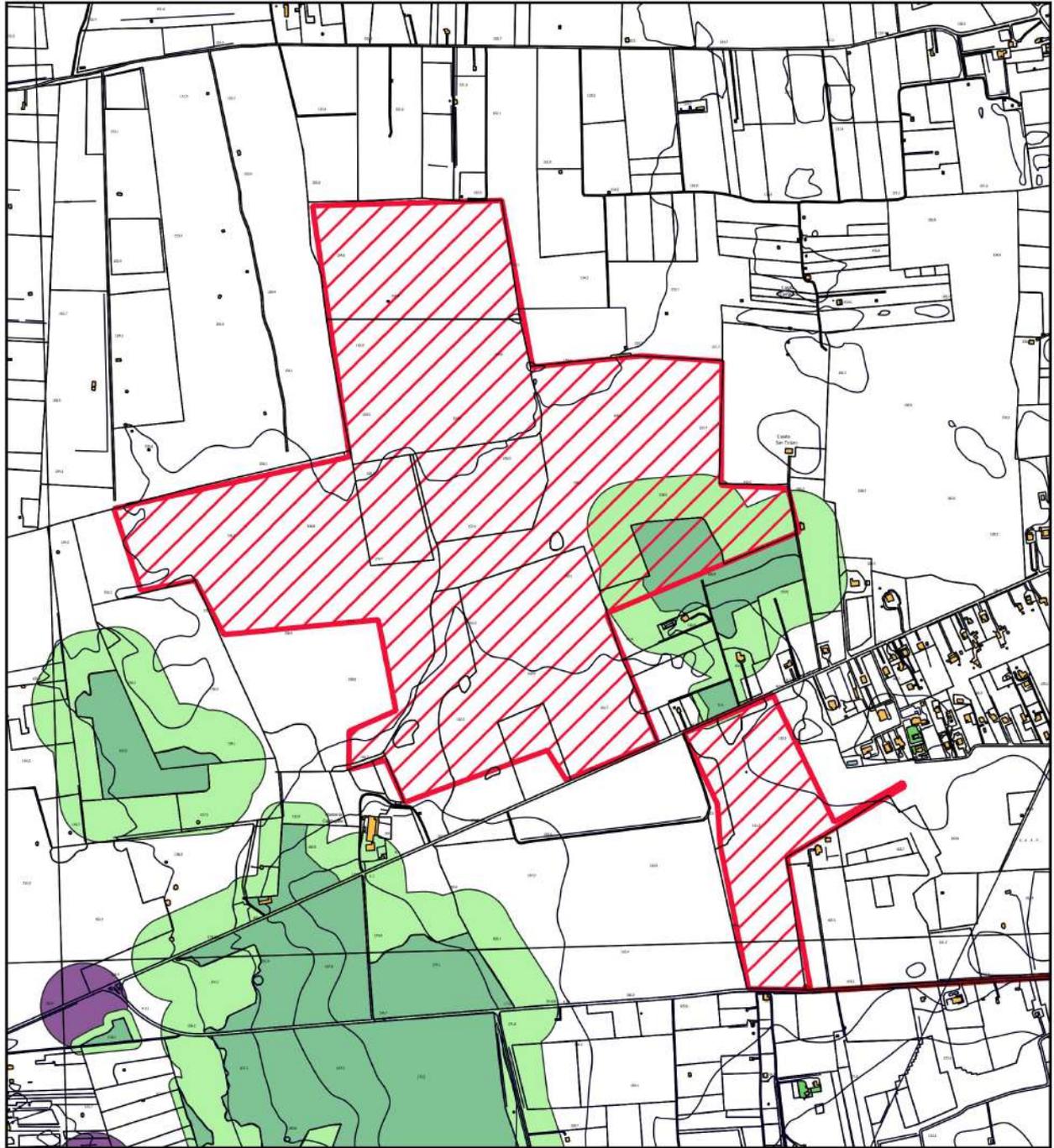
- 494_ripe_erosione_fluviale
- 494_discariche_controllate
- 494_cave
- 494_reticolo

Geomorfologia

Catalogo frane - Frane poligonali

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

Scala 1 : 12.000



Carta dei vincoli PPTR

Legenda

Impianto agrivoltaico

— Percorso_Connessione_Francavilla_BR

▨ Confine catastale campo agrivoltaico

Vincoli

■ UCP - Aree di rispetto dei boschi (100m)

■ BP - Boschi

■ UCP - Grotte - 100m

Scala 1 : 12.000

2. PROGETTO PAI

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 idraulica e le aree a pericolosità geomorfologica.

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

AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA

- 1) Aree ad alta probabilità di inondazione – A.P.;
- 2) Aree a media probabilità di inondazione –M.P.;
- 3) Aree a bassa probabilità di inondazione – B.P.;

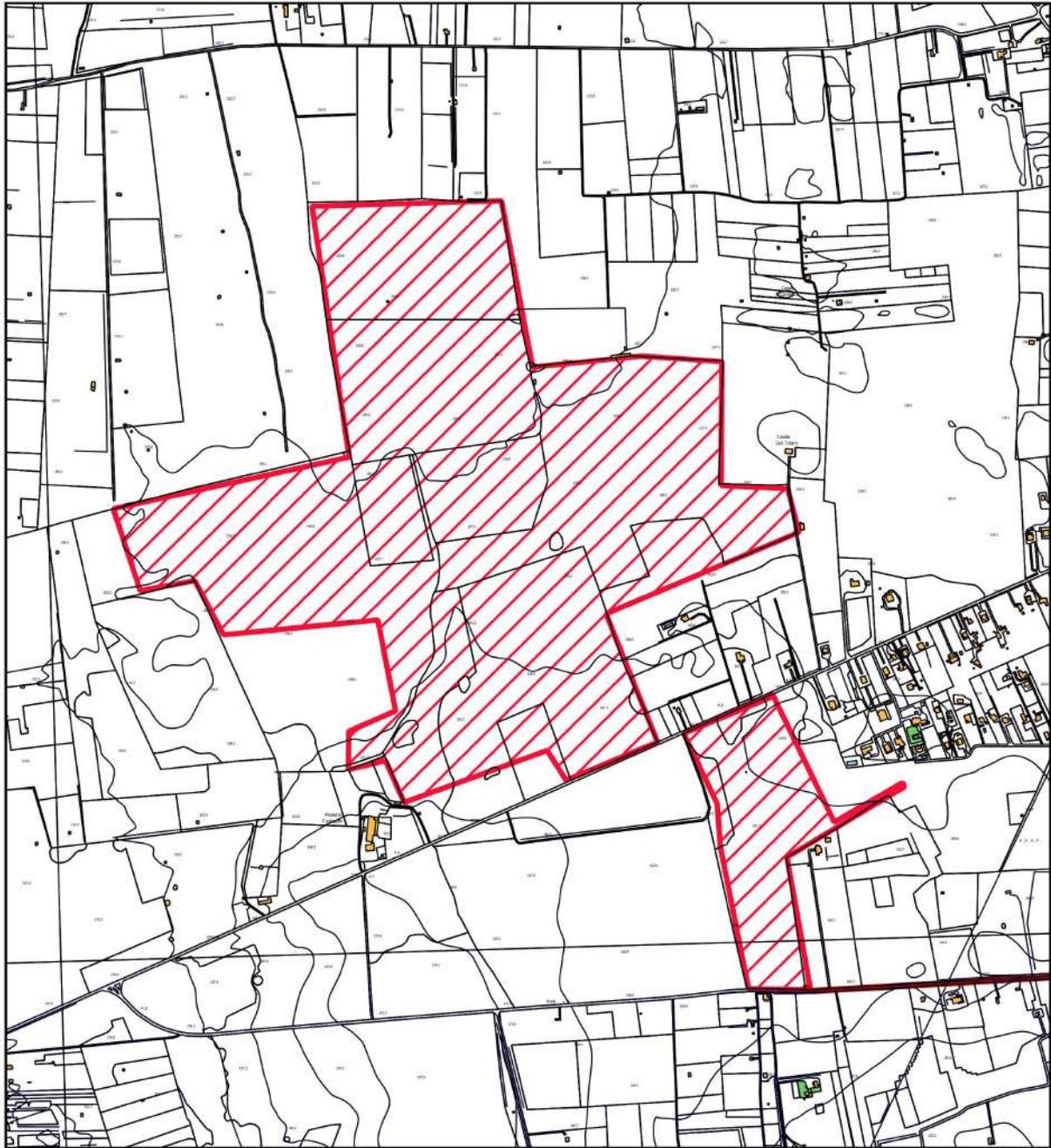
AREE A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

- 1) Aree a pericolosità geomorfologica molto elevata – P.G.3;
- 2) Aree a pericolosità geomorfologica elevata – P.G.2;
- 3) Aree a pericolosità geomorfologica media e moderata – P.G.1;

AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO

- 1) Aree a rischio moderato – R1;
- 2) Aree rischio medio – R2;
- 3) Aree a rischio elevato – R3;
- 4) Aree a rischio molto elevato – R2;

Per quanto riguarda la pericolosità idraulica ed il rischio idraulico, dall'analisi effettuate nel presente studio e dalla visione delle carte tematiche del P.A.I. dell'A.d.B. Puglia, risultano nulli. Ugualmente per la pericolosità geomorfologica le aree non risultano interessate (Ved.Tav.4 e 5). Per quanto riguarda il cavo MT, solo in un'area incrocia una piccola zona a probabilità inondazione BP ed MP. Mentre è assente la pericolosità geomorfologica. Essendo lo stesso progettato in forma interrata viene superata e mitigata la pericolosità inondazione.



Carta PAI della pericolosità idraulica

Legenda

Impianto agrivoltaico

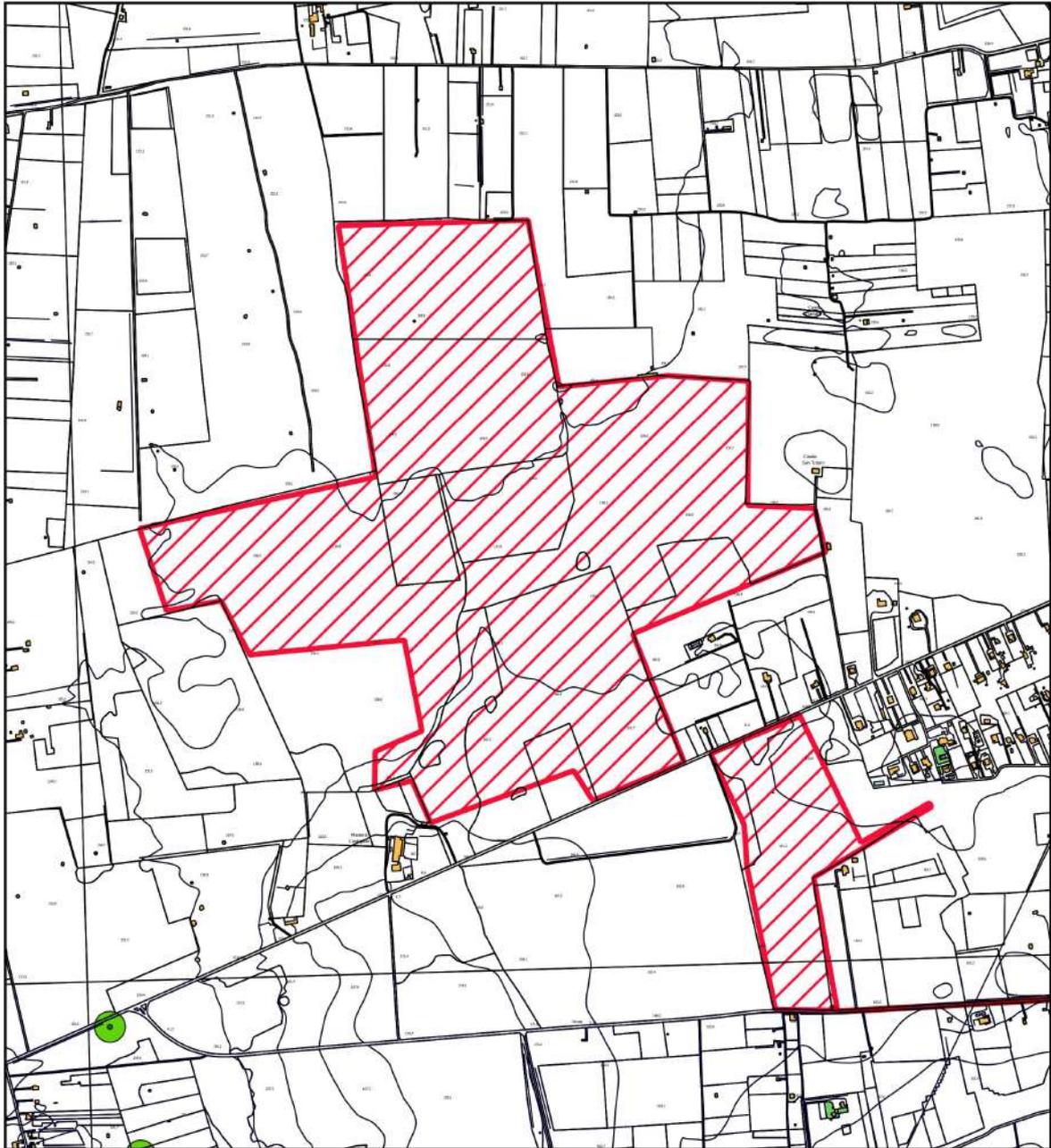
-  Percorso_Connessione_Francavilla_BR
-  Confine catastale campo agrivoltaico

PAI

Pericolosità idraulica

-  AP
-  MP
-  BP

Scala 1 : 12.000



Carta PAI della pericolosità geomorfologica

Illegenda

Impianto agrivoltaico

— Percorso_Connessione_Francavilla_BR

▧ Confine catastale campo agrivoltaico

PAI_frane_luglio_22

■ PG3

■ PG2

■ PG1

Scala 1 : 12.000

3. GEOLOGIA

L'impalcatura geologica del territorio interessato da campo agrivoltaico è esclusivamente costituita dal Cretacico, rappresentato dalle Dolomie di Galatina. Notevole diffusione hanno pure i sedimenti marini pliocenici e quaternari, spesso rappresentati dai ben noti « tufi » (Calcareniti del Salento).

Anche questi sedimenti sono trasgressivi, appoggiati lateralmente o sovrapposti ai sedimenti più antichi, del Cretacico e del Miocene. I depositi continentali sono esclusivamente olocenici e sono rappresentati dai depositi sabbioso argillosi e dalla copertura eluviale e di « terra rossa ».

Nella carta geologica (Ved.Tav.6), si distinguono tre formazioni geologico-sedimentarie due di origine marina ed una di origine continentale le cui età vanno dal Cretacico all'Olocene attuale.

In particolare procedendo dal basso verso l'alto si hanno le seguenti formazioni:

(C⁸⁻⁶). Dolomie di Galatina, la formazione è costituita da Calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare rappresentata dai seguenti tipi litologici: 1) dolomie e calcari dolomitici, grigi, talora bituminosi; in alcuni livelli la dolomitizzazione si è compiuta durante la prima diagenesi (dolomitizzazione pene-contemporanea, dimostrata dalla grana assai minuta, dalla porosità scarsa, dalle strutture originarie ben conservate), mentre in altri livelli, più frequenti, la dolomitizzazione è di diagenesi tardiva (grana più grossa, porosità notevole, strutture originarie praticamente scomparse); 2) calcari micritici, chiari, spesso laminari; 3) calcari ad intraclasti; 4) calcari a pellets; 5) calcari a bioclasti; 6) breccie calcaree.

Questa formazione è ampiamente diffusa nel territorio in esame con litologia calcarea ed occupa quasi per intero l'area catastale destinata ad ospitare l'impianto agrivoltaico. L'ambiente di deposizione delle Dolomie di Galatina si può considerare abbastanza simile a quello di una piattaforma carbonatica attuale, di mare sottile, con eventuali episodi di emersione (livelli a breccie). L'età è ascrivibile al Cenomaniano.

Seguono in concordanza stratigrafica le calcareniti del Salento divisi in due livelli :

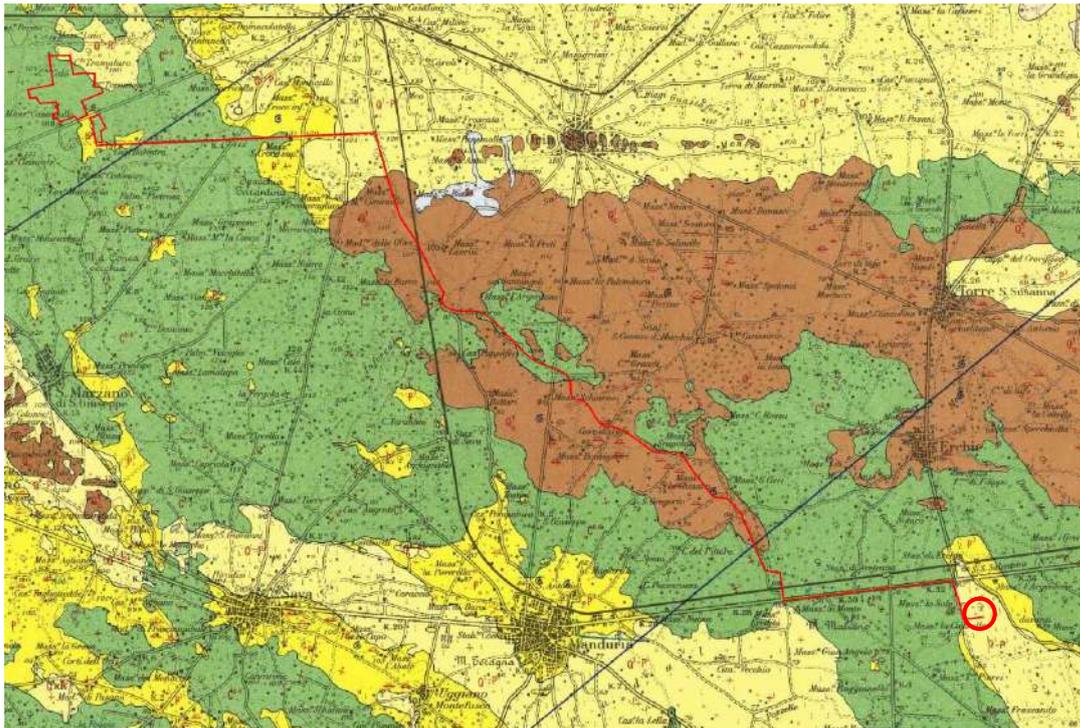
Livello (p³). Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Questa formazione affiora a Sud-Ovest del territorio in esame ed occupa una piccola parte dell'area catastale destinata ad ospitare l'impianto agrivoltaico. L'ambiente di deposizione è di mare poco profondo.

L'età è ascrivibile al Pliocene Medio.

Livello (**Q¹-P³**). Sabbie calcaree poco cementate con intercalati banchi di panchina, sabbie argillose grigio-azzurre. Questa formazione affiora prevalentemente a Nord-Est del territorio in esame. L'età è ascrivibile al Calabriano.

La terza formazione che si rinviene è di origine continentale (**de**) ed è rappresentata da depositi eluviali principali e di (terre rosse). Nel foglio allo studio è presente a Sud-Ovest, lungo l'alveo di un piccolo rigagnolo. l'età è ascrivibile all'Olocene attuale.

Le formazioni studiate si susseguono sempre in successione stratigrafica; i passaggi da una formazione all'altra sono gradualmente e non si rilevano faglie né strutture tettoniche particolari. 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 interessato del foglio 203 Brindisi. Si è ritenuto opportuno estendere la visione geologica come descritto in quanto tutto ciò permette di avere una visione completa e globale “modello geologico e pericolosità geologica” del territorio su cui si andrà ad intervenire.



STRALCIO DEL FOGLIO GEOLOGICO 203 BRINDISI

Legenda



Impianto agrivoltaico



Percorso connessione



Stazione Terna



de Depositi alluvionali principali, (Olocene-attuale).



Q^1_c Formazione di Gallipoli, (Calabriano).



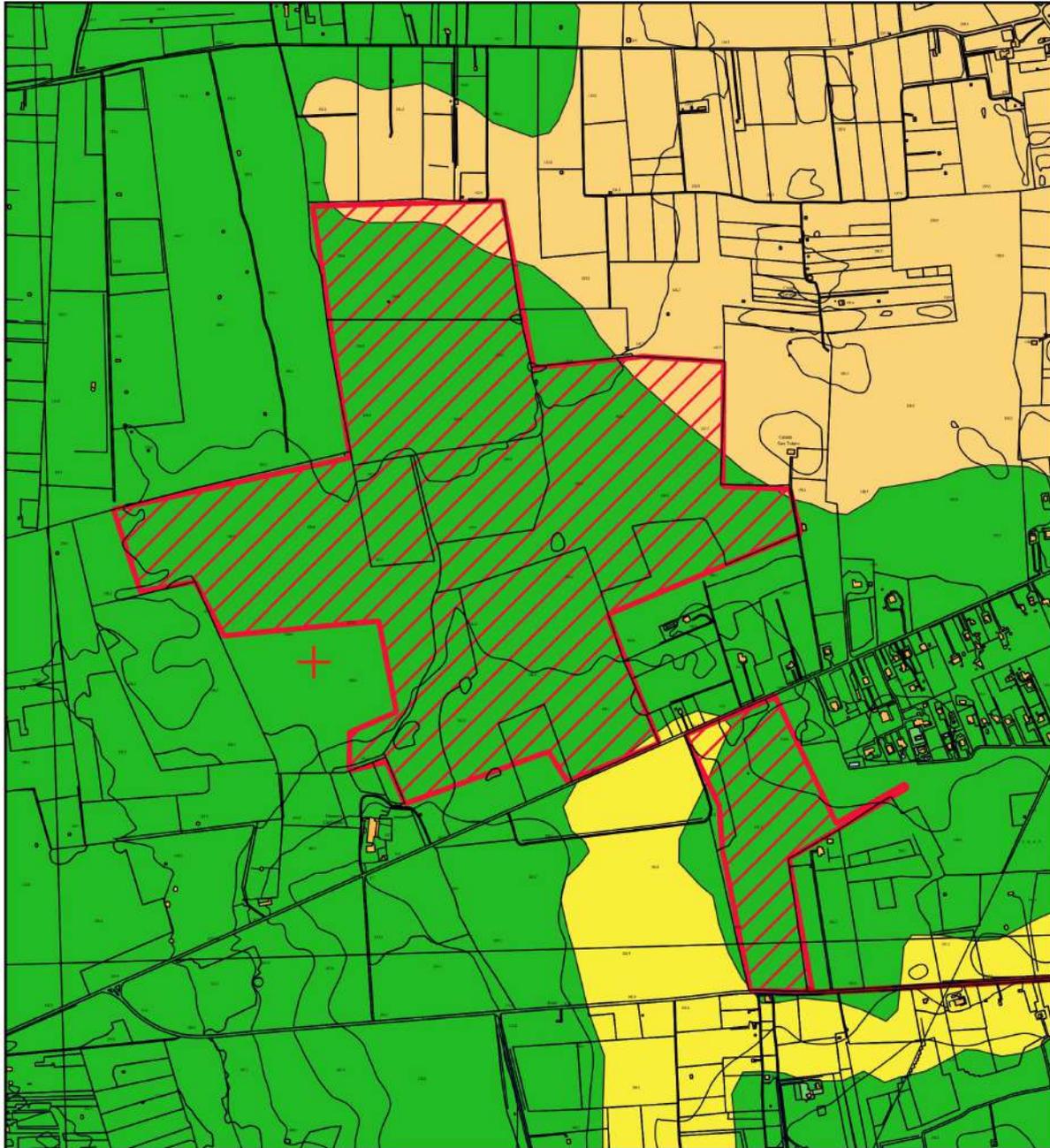
Q^1P^3 Formazione delle calcareniti del Salento. Sabbie calcaree, (Calabriano).



P^3 Formazione delle calcareniti del Salento. Calcari tipo panchina, (Pliocene Superiore).



C^{8-6} Dolomie di Galatina, (Cenomaniano Superiore).



Carta Geologica

Legenda

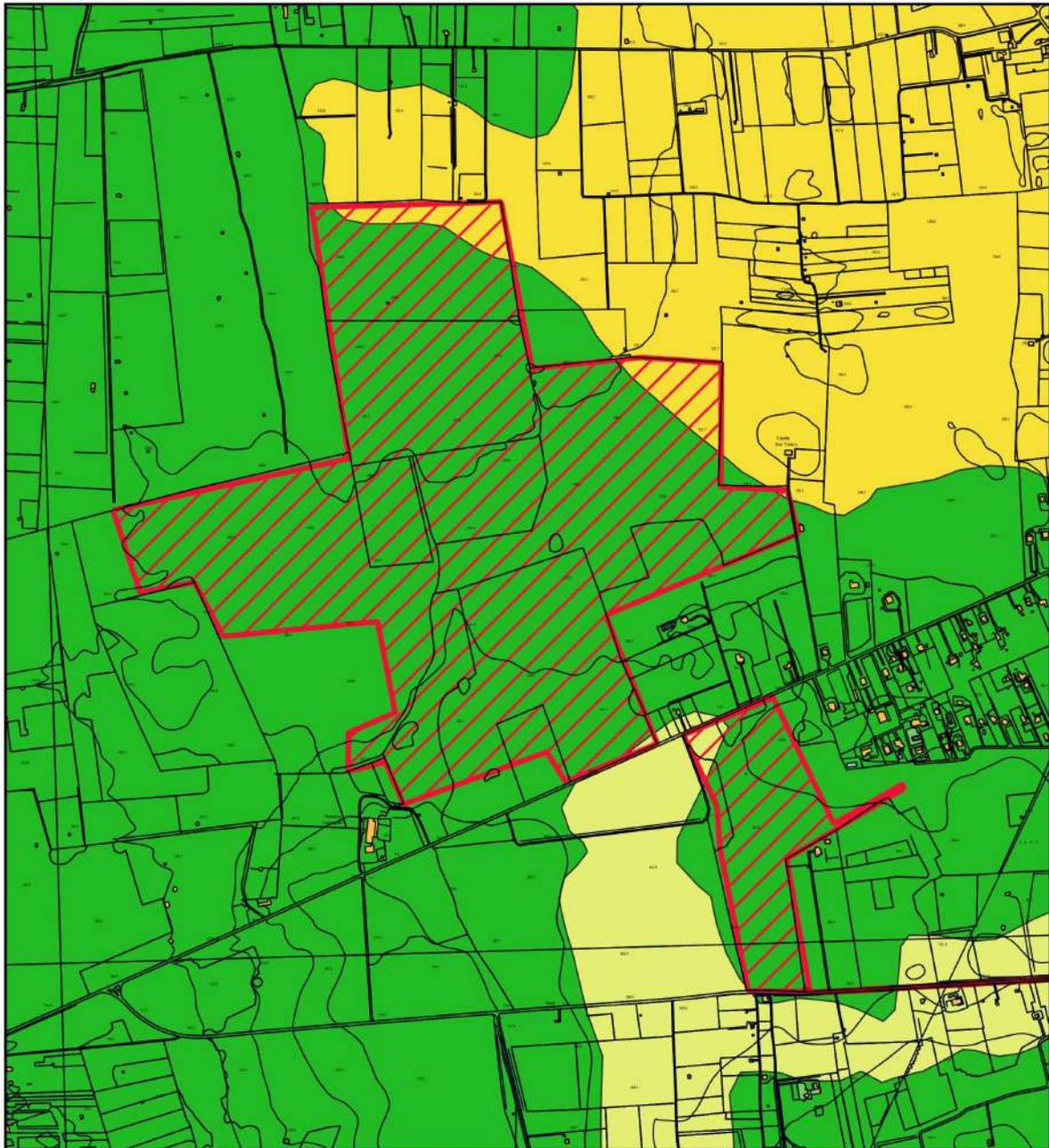
Impianto agrivoltaico

- Percorso_Connessione_Francavilla_BR
- Confine catastale campo agrivoltaico

Geologia

- Depositi eluviali (Olocene-attuale)
- Calcareniti del Salento - sabbie calcaree (Calabriano)
- Calcareniti del Salento - calcari tipo panchina (Pliocene Medio)
- Dolomie di Galatina (Cenomaniano Superiore)
- + Strati suborizzontali (0-10°)
- 494_faglie

Scala 1 : 12.000



Carta Litologica

Legenda

Impianto agrivoltaico

-  Percorso_Connessione_Francavilla_BR
-  Confine catastale campo agrivoltaico

Litologia

494_litologia

-  Depositi sciolti a prevalente componente pelitica
-  Unit◊ a prevalente componente arenitica
-  Unit◊ a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica
-  Unit◊ prevalentemente calcarea o dolomitica

Scala 1 : 12.000

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nelle aree in esame come già descritto è stata effettuata una campagna indagini geognostiche costituita da tre prove penetrometriche del tipo dinamica pesante DPSH spinte fino alla profondità significativa-rifiuto, ed una prova sismica con metodologia MASW. La prima delle tre prove (DPSH-1) è stata effettuata nell'area piccola del campo agrivoltaico, posta in destra della SS 603 la seconda e la terza (DPSH-2 e 3) all'interno dell'area grande del campo agrivoltaico. Per il calcolo della risposta sismica locale ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019, è stata effettuata una prova sismica del tipo MASW nell'area grande del campo agrivoltaico.

DPSH-1 Impianto agrivoltaico Lat.40°30'6.35''Nord - Long.17°31'6.06''Est

DPSH-2 Impianto agrivoltaico Lat.40°30'39.55''Nord - Long.17°30'35.45''Est

DPSH-3 Impianto agrivoltaico Lat.40°30'17.01'' Nord - Long.17°30'41.57''Est

MASW Impianto agrivoltaico Lat.40°30'29.43'' Nord - Long.17°30'40.16''Est

PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



 Prova penetrometrica dinamica  Prova sismica Masw



Prova penetrometrica dinamica continua DPHS n.1





Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.2





Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.3

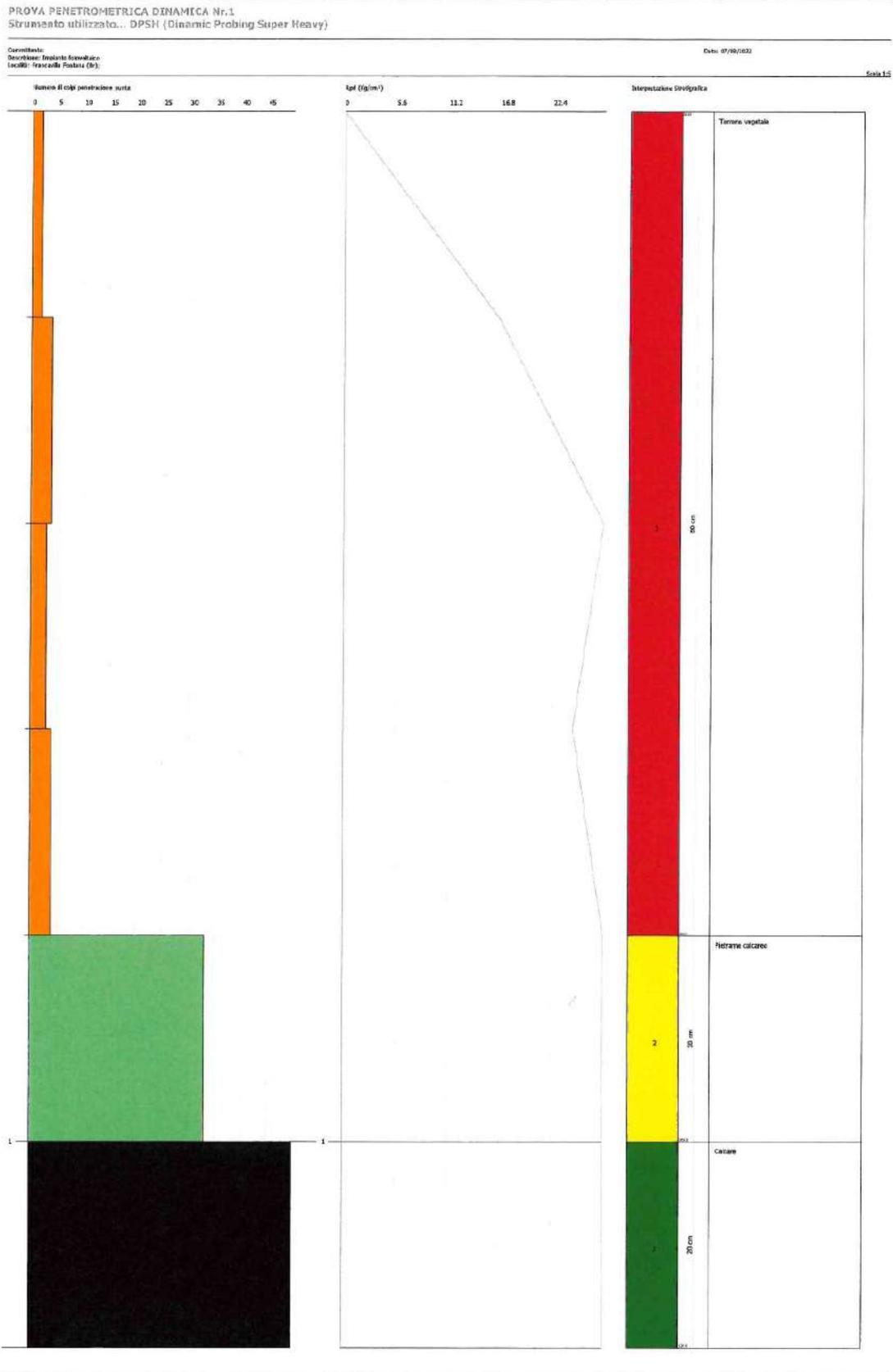




Indagine sismica MASW



MODELLO GEOLOGICO PROVA PENETROMETRICA DPSH-1



MODELLO GEOLOGICO DEL SITO CAMPO AGRIVOLTAICO DPSH-1

- **0.00 mt - 0.80 mt** = Terreno vegetale.
- **0.80 mt - 1,00 mt** = Breccie calcaree molto addensate in matrice sabbiosa.
- **1.00 mt - 1,20 mt** = Calcari.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-1

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	Rd (Kg/cm ²)	Coesione dreanata C' (Kpa)	ϕ' Angolo d'attrito interno efficace (°)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	Coefficiente Spinta K_0
1	0.00-0.80	4.89	53.23	28.4	31.58			Poco addensato	1.53	0.96
2	0.80-1.00	49.63	100	41.18	296.67			addensato	2.16	8.12
3	1.00-1.20	180.48	100		1078.78	300	35	Calcare	2.5	

I parametri geotecnici dei calcari sono stati estratti da note bibliografiche sui calcari di Altamura.

Assenza di falda

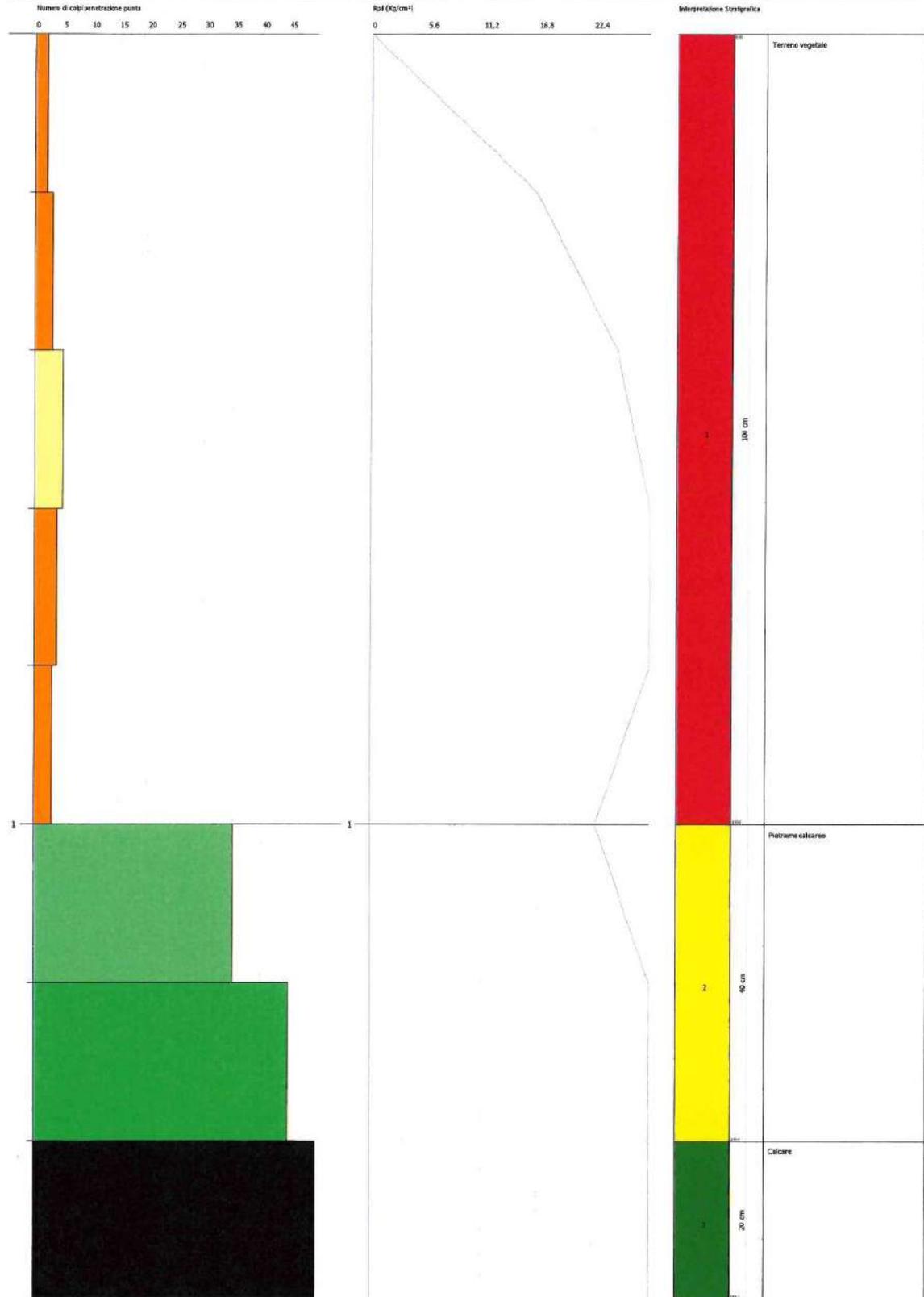
MODELLO GEOLOGICO PROVA PENETROMETRICA DPSH-2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Contratto:
 Descrizione: Impianto Idrovitalba
 Località: Francavilla Fontana (Br)

Data: 07/04/2022

Scala 1:2



MODELLO GEOLOGICO DEL SITO CAMPO AGRIVOLTAICO DPSH-2

- **0.00 mt - 1.00 mt** = Terreno vegetale.
- **1.00 mt - 1,40 mt** = Breccie calcaree molto addensate in matrice sabbiosa.
- **1.40 mt - 1,60 mt** = Calcari.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	Rd (Kg/cm ²)	Coesione dreccanata C' (Kpa)	ϕ' Angolo d'attrito interno (°)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	Coefficiente Spinta K_0
1	0.00-1.00	5.11	53.85	28.46	32.6			Poco addensato	1.54	1.01
2	1.00-1.40	60.16	100	44.19	359.6			Molto addensato	2.29	9.95
3	1.40-1.60	180.48			1078.78	300	35	Calcari	2.5	

I parametri geotecnici dei calcari sono stati estratti da note bibliografiche sui calcari di Altamura.

Assenza di falda

MODELLO GEOLOGICO PROVA PENETROMETRICA DPSH-3

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente:
 Descrizione: Impianto fotovoltaico
 Località: Francavilla Ferrana (BT)

Data: 07/09/2022

Scala 1:1



MODELLO GEOLOGICO DEL SITO CAMPO AGRIVOLTAICO DPSH-3

- **0.00 mt - 0.60 mt** = Terreno vegetale.
- **0.60 mt - 0,80 mt** = Calcari.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-3

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno ($^{\circ}$)	Rd (Kg/cm 2)	Coesione dreccanata C' (Kpa)	ϕ' Angolo d'attrito interno ($^{\circ}$)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m 3)	Coefficiente Spinta K_0
1	0.00-0.60	4.51	51.65	28.29	29.15			incoerente	1.52	0.87
2	0.60-0.80	180.48			1166.14	300	35	Calcare	2.5	

I parametri geotecnici dei calcari sono stati estratti da note bibliografiche sui calcari di Altamura.

Assenza di falda

Dall'analisi delle prove si evince che l'area ha lo spessore dello strato superficiale vegetale leggermente variabile. Segue un modesto strato di breccie calcaree del tipo attritivo che poggia sui calcari dolomitici di Galatina. Inoltre si ha l'assenza di falde fino alla profondità massima investigata.

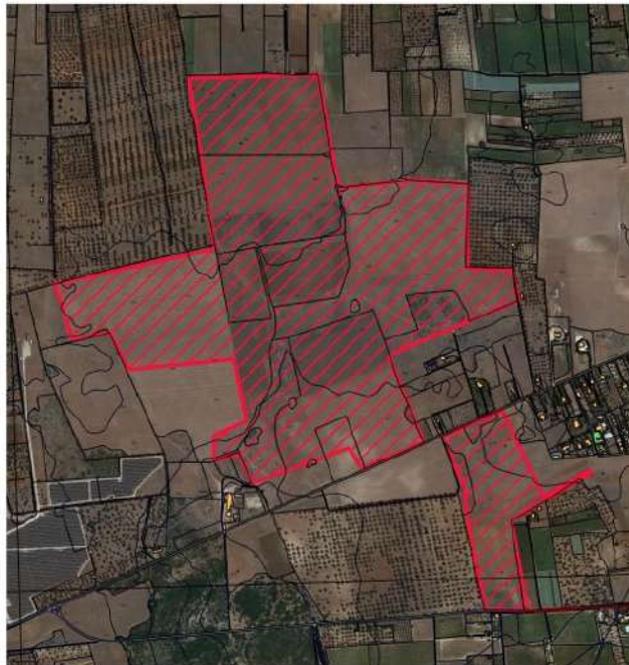
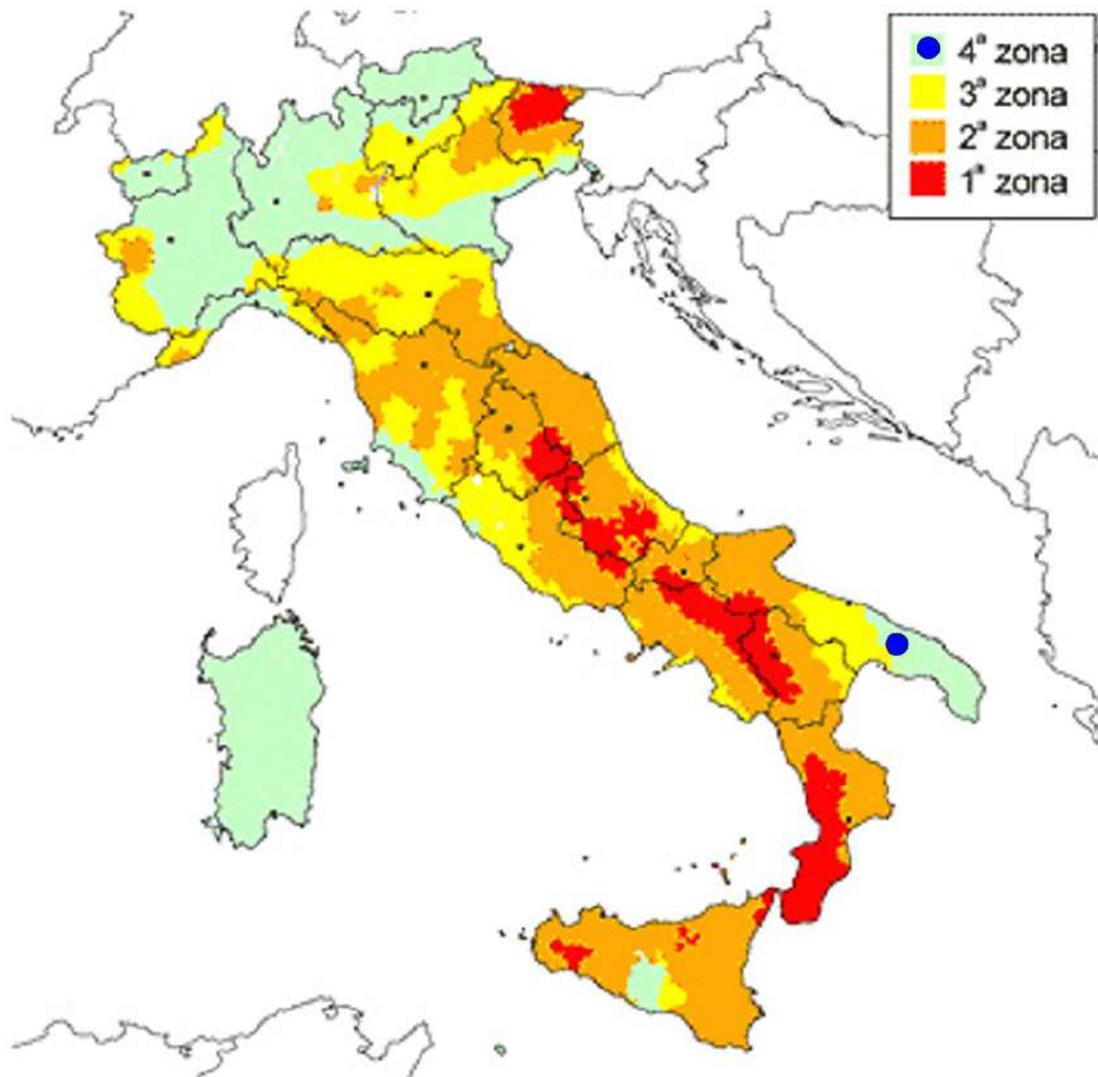
Per quanto riguarda la prova sismica il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni (da 4.5 Hz) e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

Inoltre l'elaborazione della prova con l'ausilio dei rapporti stratigrafici ha permesso la classificazione del tipo di terreno così come richiesto dal D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019. Dai risultati delle velocità delle onde di taglio, si evince che l'area del campo agrivoltaico, presenta una velocità V_{s_equ} di 1146-1149 m/sec. che individua un terreno di tipo **A**.

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'AREA 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 Francavilla Fontana 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 del Comune di Francavilla Fontana 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 ag, 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, si evince che l'area scelta per il campo agrivoltaico, presenta una velocità $V_{s,eq}$ di 1146-1149 m/sec. che individua un terreno di tipo **A**. 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.

Parametri sismici:

Siti in esame.

Categoria sottosuolo : **A**

T1-Categoria topografica : $S_t = 1$

Amplificazione topografica $S = 1$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1$

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: $E_{inst,d} < Estb,d$ dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $Estb,d$ 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 funzione 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 y_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 rigidità. 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 y_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali y_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 y_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 y_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

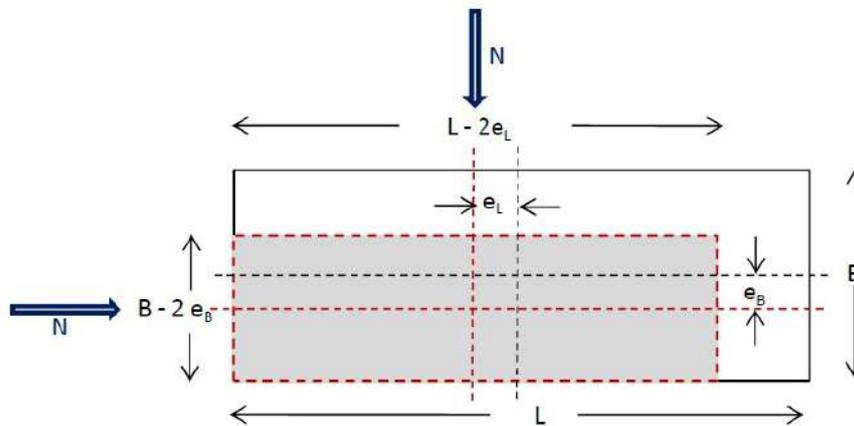
Dalle indagini geotecniche e sismiche effettuate è stata calcolata la capacità portante utilizzando un foglio di calcolo realizzato dal Dott. Ing. Paolo Sottile. Inoltre in tutte le indagini non si è riscontrata la presenza di falda. La stessa da pozzi presenti nelle aree limitrofe è stata rinvenuta sempre al di sotto dei 115.00 mt. Dal p.c.(falda profonda).

Nelle aree dedicate al campo fotovoltaico sono previste la realizzazione di n. 16 cabine con platea di dimensioni di mt.18.50 x 5.50 x 0.40. Per il calcolo della capacità portante sono stati utilizzati i parametri geotecnici e fisici più sfavorevoli del terreno di fondazione $\phi = 41^{\circ}.18$ e peso del terreno $Y = 2.5 \text{ KN/m}^3$.

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	$G_{k1} = 224$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 67$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 10$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 301$ 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	$V = 301.00$ 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
Largezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 5.50$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 18.50$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.80$ m
Largezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 5.50$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 18.50$ 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	$\phi = 41.18^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 20$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 25.00$ 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	$F_o = 18.75$
Categoria di sottosuolo	A
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.00$
Categoria topografica	T1
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

pag. 1

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

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot e_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot e_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_i \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot e_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma + e_{yk} \cdot e_{yi}$$

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
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	85.41
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	75.72
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	134.22

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
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1.26
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1.26
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0.88

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

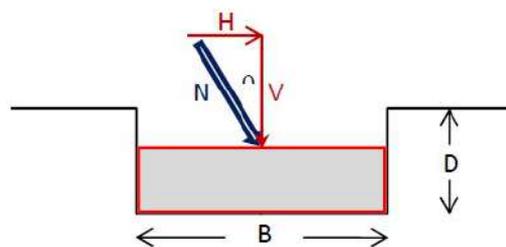
$$K = D/B' = 0.15 \text{ se } D/B' \leq 1$$

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

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
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.03
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1.03
$d_\gamma = 1$	1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

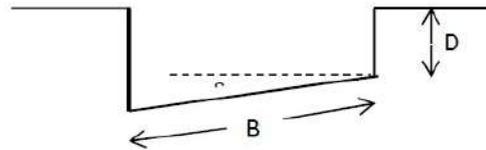
$$m = [2 + (B'/L')]/[(1 + (B'/L'))] = 1.77$$

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
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^{m+1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

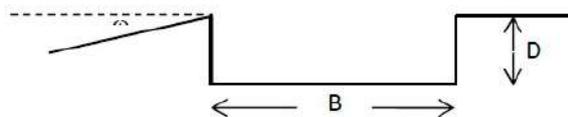
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($c < 45^\circ$)



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
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		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
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		0.90
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		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
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	1.00
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	1.00

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

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

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

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0.010
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0.050

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)
$\tan \phi$	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

$$q_{lim} = 8738.28 \text{ KN/m}^2$$

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

$$R = 889119.91 \text{ KN}$$

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

$$R_d = 386573.87 \text{ KN}$$

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

$$E_d = 406.7 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$406.7 < 386573.87$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 950.51$$

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

$$R_d = 239.38 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

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

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$0.00 < 239.38$$

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 $41.18^\circ/4^\circ = 10.29$ (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. Ugualmente si omette la verifica di liquefazione del terreno in quanto non si hanno falde superficiali che causano in caso di movimenti tellurici la liquefazione dei terreni.

Tanto Dovevasi.

IL GEOLOGO

Dott. Vito. F. PLESCIA



Bibliografia

REGIONE PUGLIA Carta Tecnica Regionale C.T.R. 494062, 494101, 494073, 494114,
scala 1 : 5.000

Regolamento Regionale 11 Marzo 2015 n.9 e dalla L.R. del 27 Luglio 2001, n° 20 Art.4 comma 3,
lett.b e Art.5,comma 10 bis

Ministero dell'Industria, del Commercio e dell'Artigianato Direzione Generale delle Miniere,
Servizio Geologico d'Italia – Note illustrative della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA Foglio
203 Brindisi.

Note illustrative della carta geologica alla scala 1 : 100.000 Foglio 203 Brindisi

Autorità di Bacino ADB Puglia

Progetto di Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) dei Bacini di competenza.

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°

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

ALLEGATI

PREMESSA

Nel mese di agosto 2022, su incarico del Dott. Geol. Vito F. Plescia, la Geoprove Srl di Ruffano, ha eseguito delle indagini geognostiche a supporto di un progetto di realizzazione di un impianto fotovoltaico su un'area sita nel Comune di Francavilla Fontana (Le).

Lo scopo dell'indagine è quello di determinare le caratteristiche meccaniche e sismiche del terreno fondale eseguendo pertanto, come richiesto dalla committenza:

- n.3 prove penetrometriche DPSH.
- n° 1 profilo sismico Masw.

Di seguito si relaziona:

- sulle metodologie delle indagini;
- sui risultati ottenuti;
- in allegato si riportano gli elaborati grafici delle prove.

Le indagini geognostiche sono state eseguite dalla Ditta Geoprove, in conformità alle direttive del **DM 17/01/2018** recante “Norme Tecniche per le costruzioni” ed è stata finalizzata alla raccolta di dati qualitativi e quantitativi occorrenti per la previsione del comportamento dell'opera in rapporto alle caratteristiche del terreno.

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE (DPSH)

Il sondaggio penetrometrico dinamico consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica battendo sulle aste con un maglio a caduta libera e contando il numero di colpi necessari all'avanzamento della punta, di successive quantità costanti.

Le prove sono state eseguite con un penetrometro TG 63-200 della PAGANI, le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

- Maglio a caduta libera Kg 63.5
- Aste in acciaio speciale $\phi = 50.8$ mm; L = 100 cm; Kg = 6.3
- Punta conica della superficie 20.43 cm²;
- Altezza di caduta libera maglio 75 cm.

Di seguito si allegano gli istogrammi penetrometrici, con i numeri di colpi registrati durante l'indagine.

Dalla prova n. 1 è stata ricostruita la seguente successione litostratigrafia:

- da 0.00 m a 0.80 m Terreno vegetale
- da 0.80 m a 1.00 Pietrame calcareo
- da 0.80 m a 1.20 m Calcarea

Dalla prova n. 2 è stata ricostruita la seguente successione litostratigrafia:

- da 0.00 m a 1.00 m Terreno vegetale
- da 1.00 m a 1.40 Pietrame calcareo
- da 1.00 m a 1.60 m Calcarea

Dalla prova n. 3 è stata ricostruita la seguente successione litostratigrafia:

- da 0.00 m a 0.60 m Terreno vegetale

- da 0.60 m a 0.80 m Calcare

PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



 Prova penetrometrica dinamica

 Prova sismica Masw



Prova penetrometrica n. 1

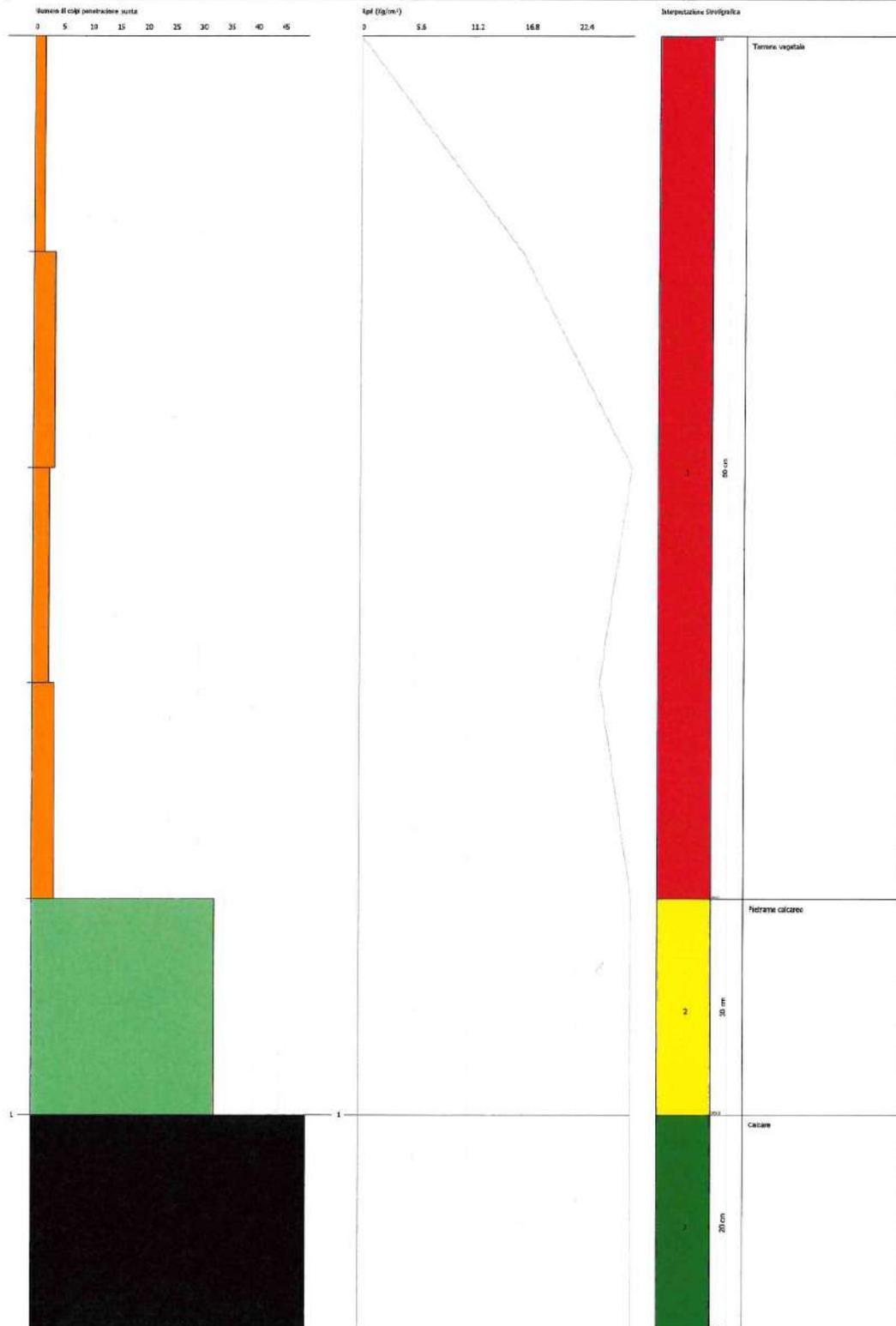


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Coefficiente:
 Descrizione: Testante forabilibro
 Località: Francavilla Fontana (Br)

Data: 07/08/2022

Scala 1:5





Prova penetrometrica n. 2

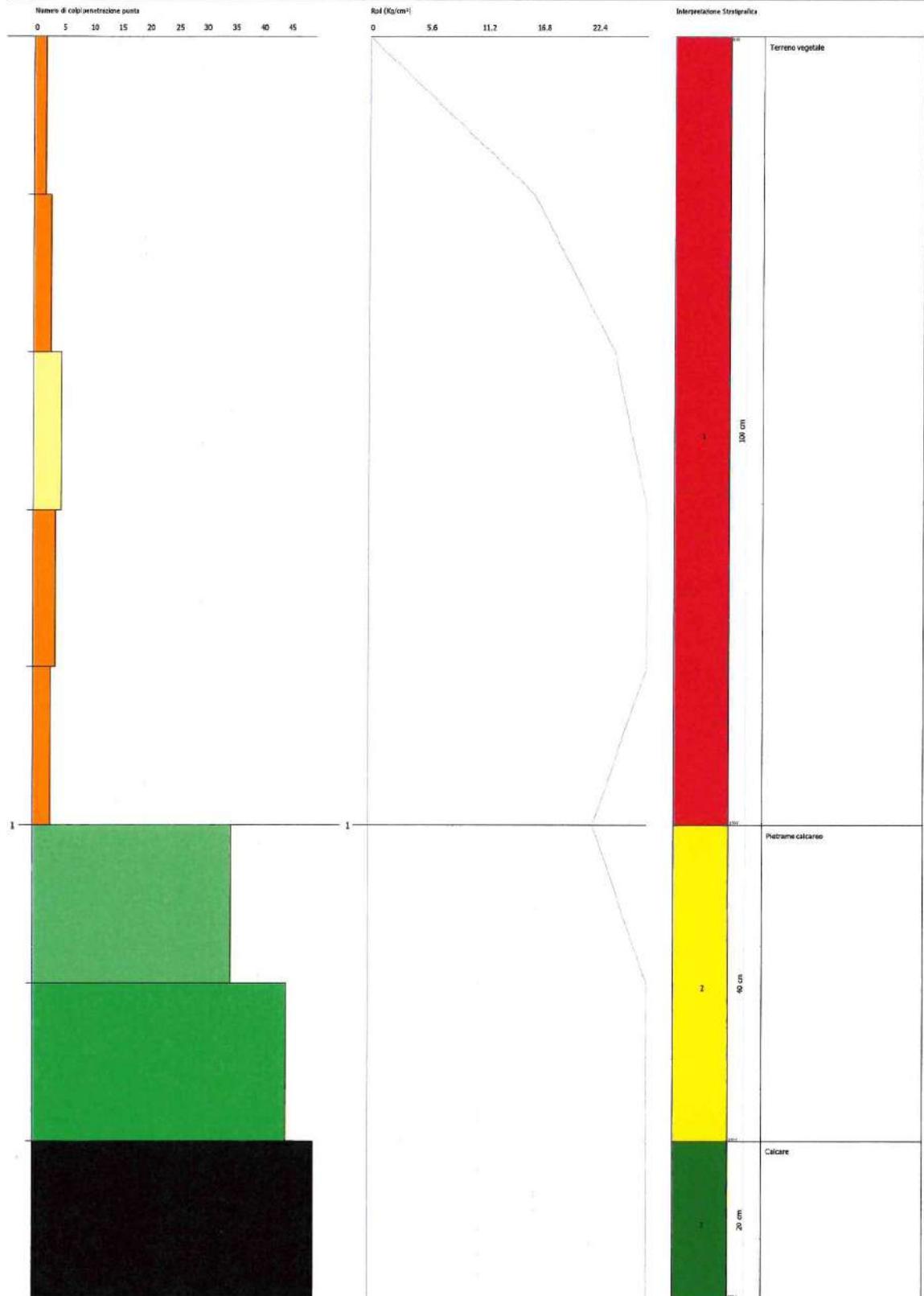


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Contratto:
 Descrizione: Impianto fotovoltaico
 Località: Francavilla Fontana (Br)

Data: 07/06/2022

Scala 1:2



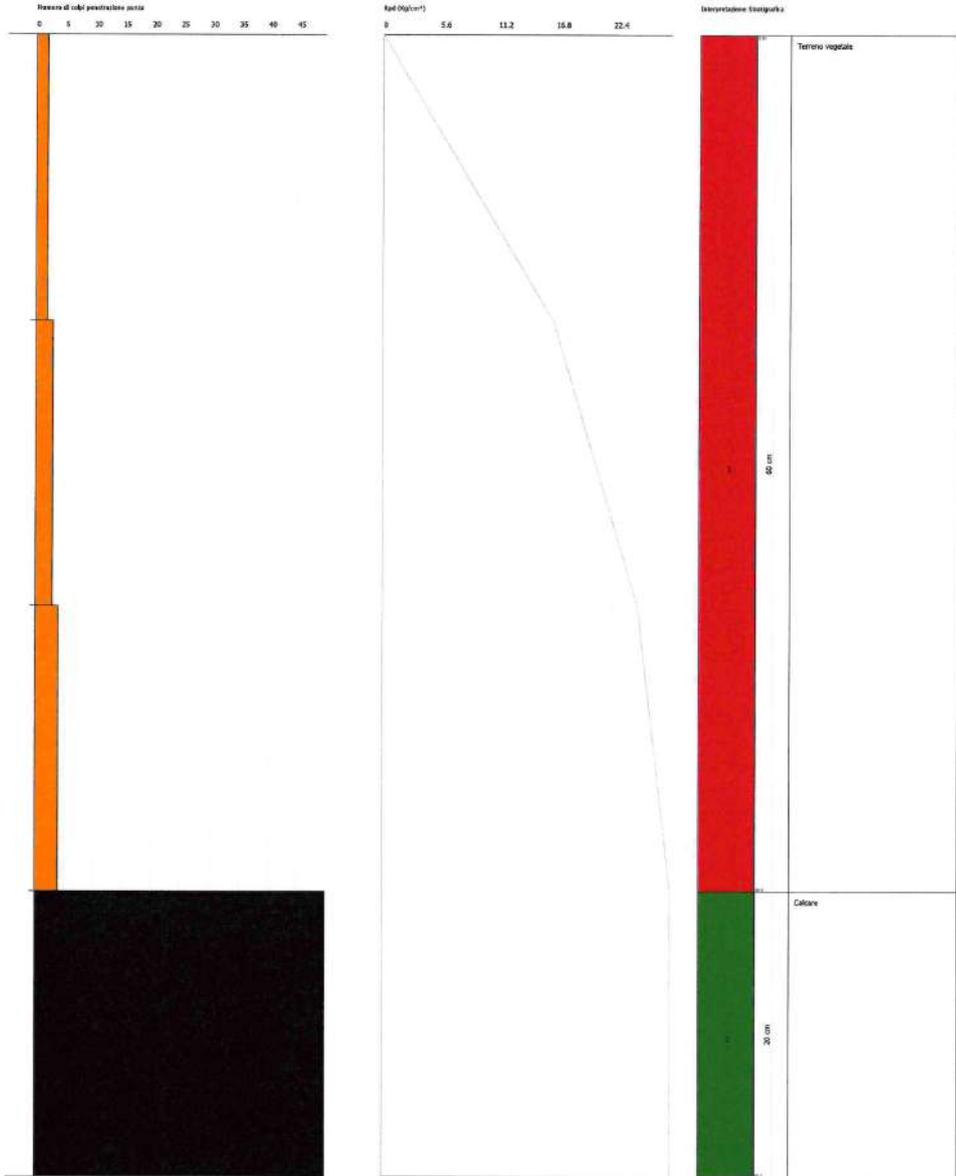


Prova penetrometrica n. 3



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Cantoniere:
Descrizione: Impianto Idrovialto
Loc. (Alt.): Fiancavalle Pontano (Br.)
Data: 07/08/2023
Scala: 1:5



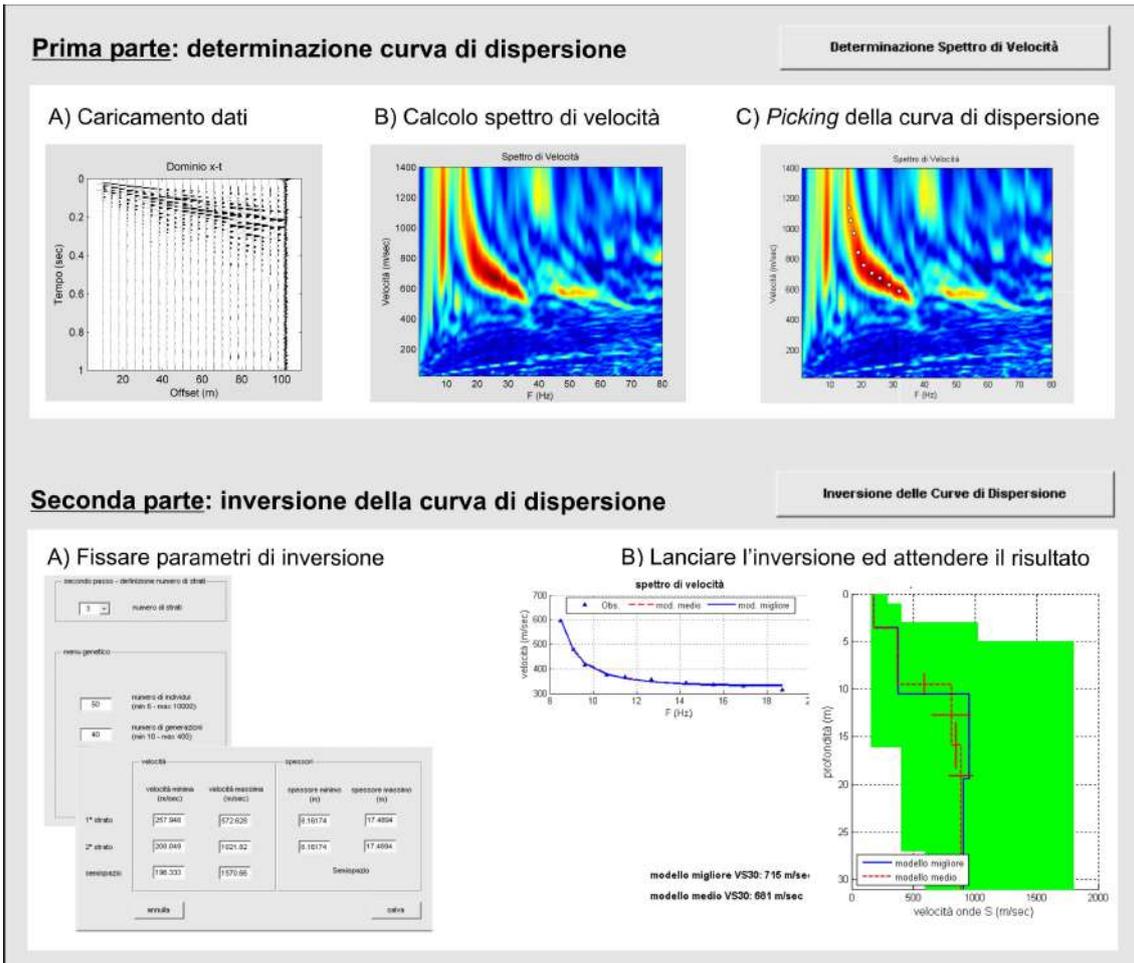
SISMICA CON METODOLOGIA MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

Per individuare la categoria sismica del suolo di fondazione è stata eseguita un' indagine di sismica con metodologia MASW nell'area in esame.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni (da 4.5 Hz) e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede almeno i seguenti passi:

- Acquisizioni multicanale dei segnali sismici, generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni
- Estrazione dei modi dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh;
- Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali delle VS.



Gli algoritmi genetici rappresentano un tipo di procedura di ottimizzazione appartenente alla classe degli algoritmi euristici (o anche global-search methods o soft computing).

Rispetto ai comuni metodi di inversione lineare basati su metodi del gradiente (matrice Jacobiana), queste tecniche di inversione offrono un'affidabilità del risultato di gran lunga superiore per precisione e completezza.

I comuni metodi lineari forniscono infatti soluzioni che dipendono pesantemente dal modello iniziale di partenza che l'utente deve necessariamente fornire. Per la natura del problema (inversione delle curve di dispersione), la grande quantità di minimi locali porta infatti ad attrarre il

modello iniziale verso un minimo locale che può essere significativamente diverso da quello reale (o globale).

In altre parole, i metodi lineari richiedono che il modello di partenza sia già di per sé vicinissimo alla soluzione reale. In caso contrario il rischio è quello di fornire soluzioni erranee.

Gli algoritmi genetici (come altri analoghi) offrono invece un'esplorazione molto più ampia delle possibili soluzioni.

La $V_{s_{eq}}$ è stata calcolata con la seguente espressione:

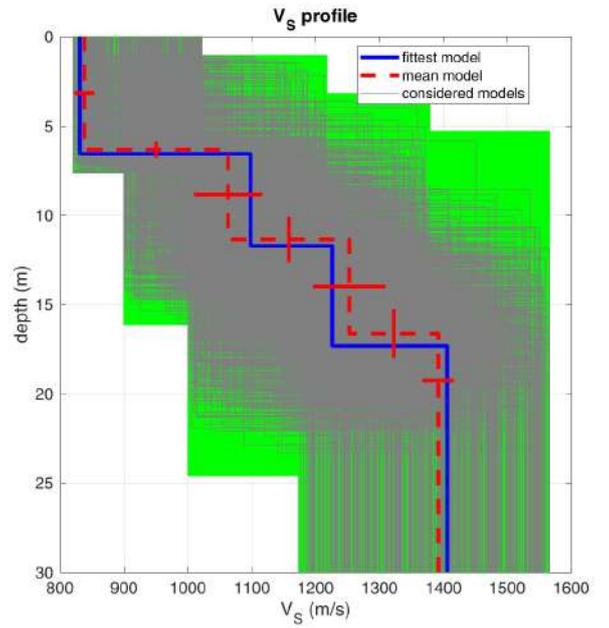
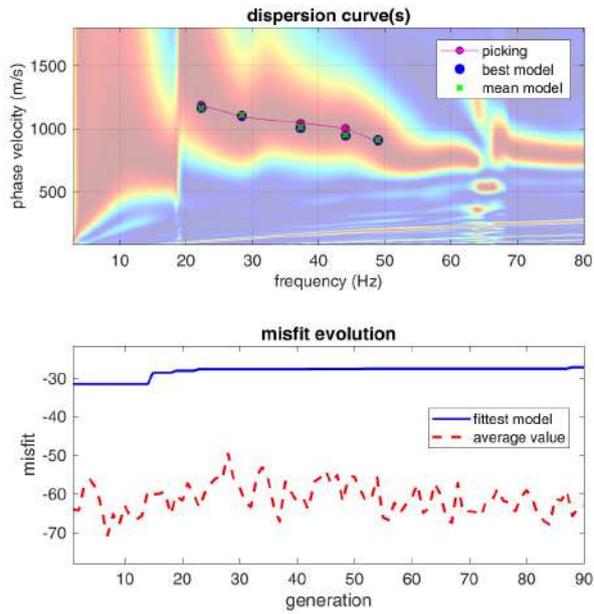
$$V_{s_{eq}} = \frac{H}{\sum h_i/V_i}$$

Ottenendo i risultati di seguito riportati.



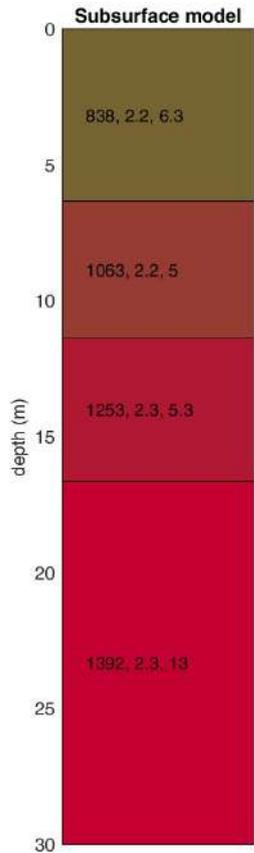
Indagine sismica Masw





www.winmasw.com

dispersion curve:
 Vs30 & VsE (best model): 1146 0 m/s
 Vs30 & VsE (mean model): 1149 0 m/s



V _S	density	thickness
(m/s)	(gr/cm ³)	(m)

Le categorie di suolo individuate dal Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, recante aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” sono le seguenti:

- 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 fina molto consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- C) ***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s;
- D) ***Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti***, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;
- E) ***Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalenti riconducibili a quelle definite per le categorie C o D***, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Dalla indagine Masw eseguita, il valore della V_{seq} & V_{s30} risulta pari a 0 & 1149 m/s, dato che si rinvencono delle velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s nei primi 3.0 metri di profondità, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade nella Categoria **A**, caratterizzato da ***“Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi”***

Ruffano, agosto 2022

IL GEOLOGO

dr. Marcello DE DONATIS

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Descrizione: Impianto fotovoltaico Località: Francavilla Fontana (Br);	
---	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... scpt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

R_{pd} resistenza dinamica punta (area A).
e infissione media per colpo (δ/ N).
M peso massa battente (altezza caduta H).
P peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di (N₁)₆₀

(N₁)₆₀ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa/\sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa} \quad (\text{Liao e Whitman 1986})$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_S \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60 rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_S parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (+ s)

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (- s)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove $\sigma_{N_{spt}}$ è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt \text{ corretto}} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.

-
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
 - Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buisman-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (min-max).
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (C_u - N_{spt} -grado di plasticità).

- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15 .
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 07/08/2022
 Profondità prova 1.20 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	2	0.855	16.61	19.44	0.83	0.97
0.40	4	0.851	33.07	38.87	1.65	1.94
0.60	3	0.847	24.69	29.15	1.23	1.46
0.80	4	0.843	32.78	38.87	1.64	1.94
1.00	33	0.690	204.63	296.67	10.23	14.83
1.20	120	0.636	686.39	1078.78	34.32	53.94

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.8	3.25	31.58	Incoerente	0	1.53	1.89	0.06	1.5	4.89	Terreno vegetale
1	33	296.67	Incoerente	0	2.24	2.16	0.14	1.5	49.63	Pietrame calcareo
1.2	120	1078.78		0	0.0	0.0	0.17	1.5	180.48	Calcareo

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Meyerhof 1957	53.23
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Meyerhof 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.4
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	41.18

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
-------------	------	------------------	------------	--------------	---------------------------------------

Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Bowles (1982) Sabbia Media	323.15

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	37.51
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	129.41

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Meyerhof et al.	1.53
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Meyerhof et al.	2.24

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.16

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	(A.G.I.)	0.25

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Ohsaki (Sabbie pulite)	288.98
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Ohsaki (Sabbie pulite)	2552.19

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1)	4.89	0.00-0.80	4.89	Ohta & Goto	75.43

Terreno vegetale				(1978) Limi	
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Ohta & Goto (1978) Limi	131.72

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \text{SigmaH}/P_0$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Navfac 1971-1982	0.96
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Navfac 1971-1982	8.12

Q_c (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Q_c (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.89	0.00-0.80	4.89	Robertson 1983	9.78
Strato (2) Pietrame calcareo	49.63	0.80-1.00	49.63	Robertson 1983	99.26

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 07/08/2022
 Profondità prova 1.60 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	2	0.855	16.61	19.44	0.83	0.97
0.40	3	0.851	24.80	29.15	1.24	1.46
0.60	5	0.847	41.16	48.59	2.06	2.43
0.80	4	0.843	32.78	38.87	1.64	1.94
1.00	3	0.840	22.65	26.97	1.13	1.35
1.20	35	0.686	215.93	314.65	10.80	15.73
1.40	45	0.633	256.02	404.54	12.80	20.23
1.60	120	0.630	679.15	1078.78	33.96	53.94

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1	3.4	32.6	Incoerente	0	1.54	1.89	0.08	1.5	5.11	Terreno vegetale
1.4	40	359.6	Incoerente	0	2.29	2.17	0.2	1.5	60.16	Pietrame calcareo
1.6	120	1078.78		0	0.0	0.0	0.25	1.5	180.48	Calcareo

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa
-------------	------	--------------	------------	--------------	------------------

		(m)			(%)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Meyerhof 1957	53.85
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Meyerhof 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.46
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	44.19

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Bowles (1982) Sabbia Media	375.80

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	37.96
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	151.04

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Meyerhof et al.	1.54
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Meyerhof et al.	2.29

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.17

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
-------------	------	--------------	------------	--------------	---------

		(m)			
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	(A.G.I.)	0.23

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Ohsaki (Sabbie pulite)	301.18
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Ohsaki (Sabbie pulite)	3058.18

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Ohta & Goto (1978) Limi	79.36
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Ohta & Goto (1978) Limi	143.95

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Navfac 1971-1982	1.01
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Navfac 1971-1982	9.95

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	5.11	0.00-1.00	5.11	Robertson 1983	10.22
Strato (2) Pietrame calcareo	60.16	1.00-1.40	60.16	Robertson 1983	120.32

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 07/08/2022
 Profondità prova .80 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	2	0.855	16.61	19.44	0.83	0.97
0.40	3	0.851	24.80	29.15	1.24	1.46
0.60	4	0.847	32.92	38.87	1.65	1.94
0.80	120	0.643	750.22	1166.14	37.51	58.31

Prof. Strato	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction	Peso unità di	Peso unità di	Tensione efficace	Coeff. di correlaz.	NSPT	Descrizione
--------------	------	--------------------------	------	---------------	---------------	---------------	-------------------	---------------------	------	-------------

(m)				(%)	volume (t/m ³)	volume saturo (t/m ³)	(Kg/cm ²)	con Nspt		
0.6	3	29.15	Incoerente	0	1.52	1.88	0.05	1.5	4.51	Terreno vegetale
0.8	120	1166.14		0	0.0	0.0	0.09	1.5	180.48	Calcare

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Meyerhof 1957	51.65

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.29

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Bowles (1982) Sabbia Media	---

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	36.73

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Classificazione A.G.I.	POCO ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Meyerhof et al.	1.52

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.88

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	(A.G.I.)	0.34

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Ohsaki (Sabbie pulite)	267.82

Velocità onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Ohta & Goto (1978) Limi	70.37

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / P_0$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Navfac 1971-1982	0.87

Q_c (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Q_c (Kg/cm ²)
Strato (1) Terreno vegetale	4.51	0.00-0.60	4.51	Robertson 1983	9.02

Indice

1.PROVA ... Nr.1	10
1.1.Densità relativa	10
1.2.Angolo di resistenza al taglio	11
1.3.Modulo di Young	11
1.4.Modulo Edometrico	11
1.5.Classificazione AGI	11
1.6.Peso unità di volume	11
1.7.Peso unità di volume saturo	11
1.8.Modulo di Poisson	11
1.9.Modulo di deformazione a taglio dinamico	12
1.10.Velocità onde di taglio	12
1.11.Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / P_0$	12
1.12.Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	12
2.PROVA ... Nr.2	12
2.1.Densità relativa	13
2.2.Angolo di resistenza al taglio	13
2.3.Modulo di Young	13
2.4.Modulo Edometrico	13
2.5.Classificazione AGI	13
2.6.Peso unità di volume	13
2.7.Peso unità di volume saturo	14
2.8.Modulo di Poisson	14
2.9.Modulo di deformazione a taglio dinamico	14
2.10.Velocità onde di taglio	14
2.11.Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / P_0$	14
2.12.Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	14
3.PROVA ... Nr.3	14
3.1.Densità relativa	15
3.2.Angolo di resistenza al taglio	15
3.3.Modulo di Young	15
3.4.Modulo Edometrico	15
3.5.Classificazione AGI	15
3.6.Peso unità di volume	16
3.7.Peso unità di volume saturo	16
3.8.Modulo di Poisson	16
3.9.Modulo di deformazione a taglio dinamico	16
3.10.Velocità onde di taglio	16
3.11.Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / P_0$	16
3.12.Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	16
Indice	17