

REGIONE PUGLIA



PROVINCIA DI BARLETTA -
ANDRIA - TRANI



COMUNE DI SPINAZZOLA



Denominazione impianto:

MASSERIA D'ERRICO

Ubicazione:

Comune di Spinazzola (BT)
Località "Masseria D'Errico"

Foglio: 82-83-84

Particelle: varie

PROGETTO DEFINITIVO

per la realizzazione di un impianto agrovoltaiico da ubicare in agro del comune di Spinazzola (TA)
in località "Masseria D'Errico", potenza nominale pari a 29,57MW in DC
e potenza in immissione pari a 27,9MW AC, e delle relative opere di connessione alla RTN
ricadenti nello stesso Comune.

PROPONENTE

**APOLLO SOLAR 2
S.r.l.**

APOLLO SOLAR 2 S.r.l.
Viale della Stazione n°7, 39100 BOLZANO (BZ)
P.IVA 03183210214
PEC: apollosolar2srl@legalmail.it

CODICE AUTORIZZAZIONE UNICA : LQBP0V3

ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA E DI COMPATIBILITÀ IDROGEOLOGICA

Scala

Aggiornamenti	Numero	Data	Motivo	Eseguito	Verificato	Approvato
	Rev 0	Marzo 2023	Istanza VIA art.23 D.Lgs.152/06 - Istanza Autorizzazione Unica art.12 D.Lgs 387/03.			
	Rev 1	Novembre 2023	Richiesta integrazioni - Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale- Sede Basilicata			

PROGETTAZIONE

GRM GROUP s.r.l.
Via Caduti di Nassiriya n°179
70022 Altamura (BA)
P. IVA 07816120724
PEC: grmgroupsrl@pec.it
Tel: 080 4168931



IL TECNICO

Dott. Geol. Pietro PEPE
Via Mauro Porzia, 7 - 70022 Altamura
(BA)
Ordine dei Geologi della Puglia n.402
Email: pietropepe@libero.it
Cell: 339/6828496



Spazio riservato agli Enti

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE.....	7
2.1	Caratteristiche geologiche generali.....	7
2.2	Successione stratigrafica.....	8
2.3	Inquadramento Strutturale e morfologico.....	9
2.4	Inquadramento Idrografico.....	10
2.5	Inquadramento Idrogeologico.....	10
3	ANALISI DEI VINCOLI.....	12
3.1	Vincoli del PPTR.....	12
3.2	Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico.....	13
4	DATI POZZI ISPRA.....	14
5	INDAGINE GEOGNOSTICA PREGRESSA.....	17
5.1	Stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo.....	18
6	CONSIDERAZIONI SISMOLOGICHE.....	20
6.1	Aspetti generali.....	20
6.2	Caratteristiche sismiche di riferimento del territorio.....	20
7	PROSPEZIONI SISMICHE.....	30
7.1	Prospezioni sismiche di superficie in onde P.....	30
	Descrizione del metodo e della strumentazione.....	30
	Acquisizione dei dati.....	30
	Elaborazione dei dati.....	31
	Rappresentazione dei dati.....	31
	Interpretazione dei risultati.....	31
8	Prospezione sismica in onde S e stima del VS,eq.....	33
8.1	Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) - Descrizione del metodo e della strumentazione.....	33
	MASW - Acquisizione dei dati.....	34
	MASW - Rappresentazione dei risultati.....	35
	MASW - Interpretazione dei risultati.....	35
9	STIMA DEI MODULI ELASTICI DINAMICI.....	38
10	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE (DPSH).....	42
	Penetrometri in uso in Italia.....	43
	Correlazione con N _{spt}	44
1.1.1	Valutazione resistenza dinamica alla punta R _{qp}	44
	Metodologia di elaborazione.....	44
	Valutazioni statistiche e correlazioni.....	45
	Pressione ammissibile.....	45
	Correlazioni geotecniche terreni incoerenti.....	46
	Correlazioni geotecniche terreni coesivi.....	48
	Risultati delle prove DPSH eseguita.....	50
11	ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE.....	51
11.1	Definizione.....	51
11.2	Introduzione all'analisi di stabilità.....	51
11.3	Metodo equilibrio limite (LEM).....	51
11.4	Metodo dei conci.....	52
11.5	Metodo di Fellenius (1927).....	53
11.6	Metodo di Bishop (1955).....	53
11.7	Metodo di Janbu (1967).....	54
11.8	Metodo di Bell (1968).....	55
11.9	Metodo di Sarma (1973).....	56
11.10	Metodo di Spencer (1967).....	58
11.11	Metodo di Morgenstern e Price (1965).....	59
11.12	Metodo di Zeng e Liang (2002).....	61
11.13	Valutazione dell'azione sismica.....	62
11.14	Ricerca della superficie di scorrimento critica.....	63
11.15	Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali.....	63
11.16	Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale.....	63
11.17	Metodo del carico limite di Broms.....	66
11.18	Elemento Rinforzo.....	66

11.19	Risultati del calcolo Profilo A.....	72
11.20	Risultati del calcolo Profilo B.....	77
12	DEFINIZIONE DELLE UNITA' LITOTECNICHE.....	82
12.1	Classificazione geotecnica dei terreni.....	82
13	COMPATIBILITÀ IDROGEOLOGICA RISPETTO AL PAI.....	83
14	MODELLO GEOLOGICO E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	85
	ALLEGATO 01 – CARTA GEOLOGICA E SEZIONE GEOLOGICA.....	87
	ALLEGATO 02 – CARTA GEOMORFOLOGICA.....	88
	ALLEGATO 03 – CARTA IDROGEOLOGICA.....	89
	ALLEGATO 04 – CARTA DEL RISCHIO (PAI BASILICATA).....	90
	ALLEGATO 05 – PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI.....	91
	ALLEGATO 06 – PROVE DPSH.....	93
1	Stima dei parametri geotecnici DPSH01	94
2	Stima dei parametri geotecnici DPSH02	96
3	Stima dei parametri geotecnici DPSH03	98
4	Stima dei parametri geotecnici DPSH04	100
5	Stima dei parametri geotecnici DPSH05	102
6	Stima dei parametri geotecnici DPSH06	104
	ALLEGATO 07A - PROSPEZIONE SISMICA.....	106
	ALLEGATO 07B: PROSPEZIONI SISMICHE PER LA STIMA DEL VS,EQ.....	114
	Elaborati indagine MASW.....	115
	MASW01.....	115
	MASW02.....	118
	ALLEGATO 8 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	121

RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sede della Basilicata – Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico – “Carta del Rischio”
- Azzaroli A, Radina B., Perno U. (1968) – “Note illustrative della Carta Geologica D'Italia, scala 1:100.000, Foglio 188 “Gravina in Puglia”;
- Ciaranfi N et al (1983) - “Carta Neotettonica dell'Italia Meridionale”, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Progetto finalizzato Geodinamica, Pubbl. n. 515 del P.F. Geodinamica, Bari;
- AA.VV (1999) – “Guide Geologiche Regionali – Puglia e Monte Vulture”, Società Geologica Italiana;
- Decreto Ministero LL.PP.11/03/ "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".
- Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006) “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” (G.U. n.108 del 11/05/2006)
- Ordinanza PCM 3274 (20/03/2003) “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche” (G.U. n.105 del 08/05/2003).
- Gruppo di Lavoro MPS (2004) – “Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003”. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 “Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi”
- Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 - All. 1b “Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale”.
- “Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture” del 17 gennaio 2018 (Suppl. Ord. G. U. 20.2.2018, n. 42);
- Circolare n. 7 dell'11/02/2019 – “Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni”.

1 PREMESSA

A supporto del Progetto Definitivo per la realizzazione di un **"impianto agrovoltaiico da ubicare in agro del comune di Spinazzola (TA) in località "Masseria D'Errico", potenza nominale pari a 29,57MW in DC e potenza in immissione pari a 27,9MW AC, e delle relative opere di connessione alla RTN ricadenti nello stesso Comune"**, e per le richieste di integrazione formulate dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale – Sede Basilicata, con protocollo n. 133741 del 18/08/2023, è stato svolto il presente studio geologico finalizzato in primo luogo alla definizione delle caratteristiche litostratigrafiche, morfologiche, tettoniche ed idrogeologiche dell'area in esame, in secondo luogo alla valutazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni coinvolti dall'opera in progetto, della sismicità dell'area e della stabilità del versante impegnato.

Scopo dell'indagine è stato quello di:

- definire le caratteristiche litostratigrafiche, morfologiche, geotecniche e tettoniche dell'area interessata dal progetto;
- descrivere i livelli interessati dalle fondazioni;
- individuare l'eventuale presenza di una falda superficiale;
- determinare la capacità portante ammissibile del terreno di fondazione;
- verificare l'eventuale presenza di situazioni stratigrafiche anomale tali da precludere la possibilità di edificare;
- verificare la vincolistica presente relativa al rischio frane, alluvioni e piani territoriali;
- stimare il valore del $V_{s,eq}$ e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione secondo quanto è previsto dell'OPCM 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche ed integrazioni dell'O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento delle medesime zone" G.U. n. 108 del 11/05/2006, poi recepite nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018) allo scopo di verificare la congruità tra i parametri progettuali e la risposta elastico-dinamica dei terreni di fondazione.

Dopo un sopralluogo ricognitivo sul sito, si è proceduto con ulteriori sopralluoghi finalizzati a delineare i caratteri geologici di superficie allo scopo di inquadrare l'area in oggetto nel contesto geologico regionale ed ottenere così un quadro generale della situazione. In questa fase è stata consultata anche la biblio-cartografia esistente oltre che ad alcuni lavori professionali eseguiti dallo scrivente in aree adiacenti e geologicamente analoghe.

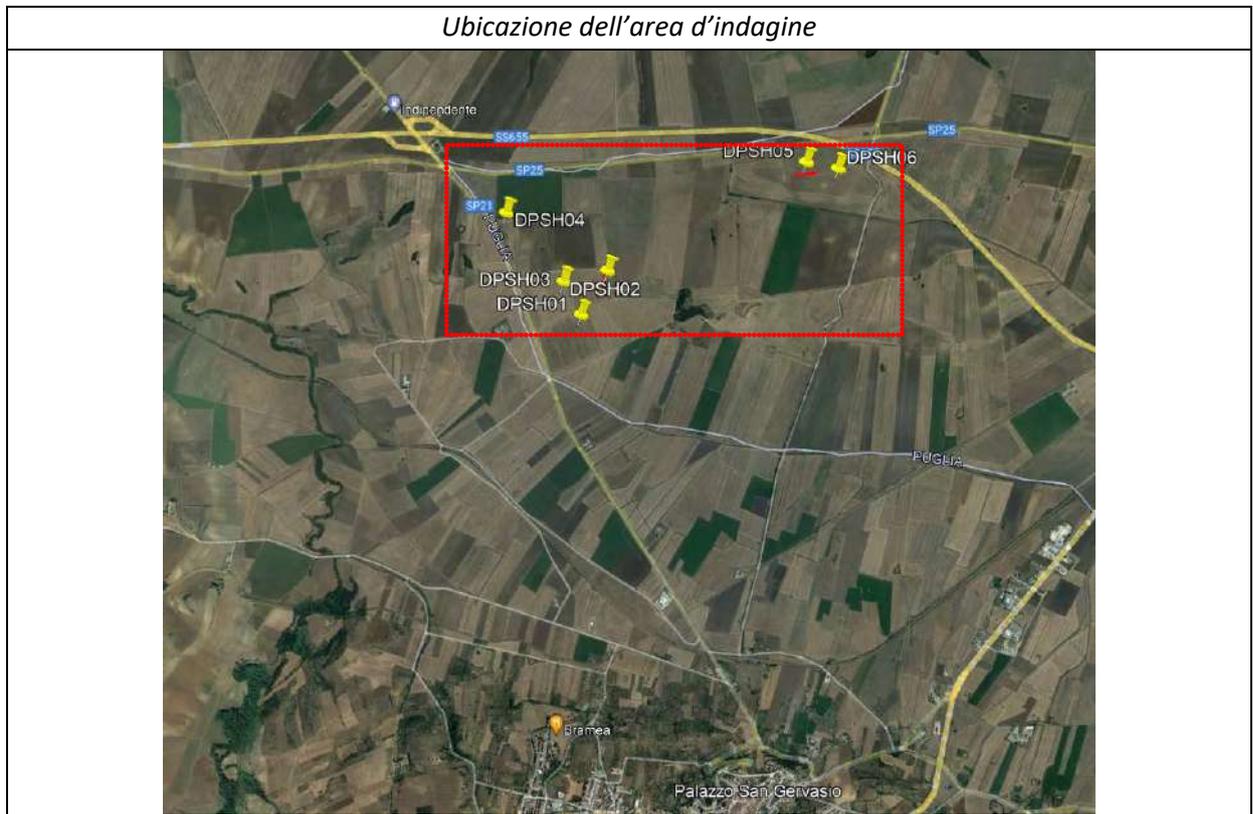
In particolare, durante il rilevamento geologico sono state condotte su porzioni di ammasso terroso affiorante poste nell'intorno del sito in esame osservazioni sul grado di alterazione e compattezza del litotipo costituente il sottosuolo.

Al fine di conoscere le caratteristiche del sottosuolo e individuare eventualmente le criticità presenti in corrispondenza dell'area di progetto sono state eseguite le seguenti indagini:

- ✓ N.6 prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH);
- ✓ n. 2 prospezione sismica a rifrazione in onde P (BS01÷BS02) di lunghezza pari a 75 m per la quale sono stati utilizzati n. 24 geofoni;

- ✓ n. 2 prospezione sismica eseguita sia con tecnica MASW per la determinazione delle onde di taglio (S), MASW 01 e MASW02, tale tecnica ha consentito di stimare il valore delle Vs,eq e quindi attribuire al sottosuolo in esame una delle categorie di suolo di fondazione contemplata dalle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018;
- ✓ n. 2 verifiche di stabilità dei pendii in cui sono presenti le perimetrazioni R1

Di seguito si mostra la ubicazione delle indagini rispetto all'area di interesse.



Inoltre è stato consultato un sondaggio geognostico a carotaggio continuo posto a pochi metri di distanza dal sito in esame e su terreni simili. Di seguito si mostra uno stralcio planimetrico con l'indicazione dell'area di interesse rispetto all'area dell'indagine geognostica presa come riferimanto.



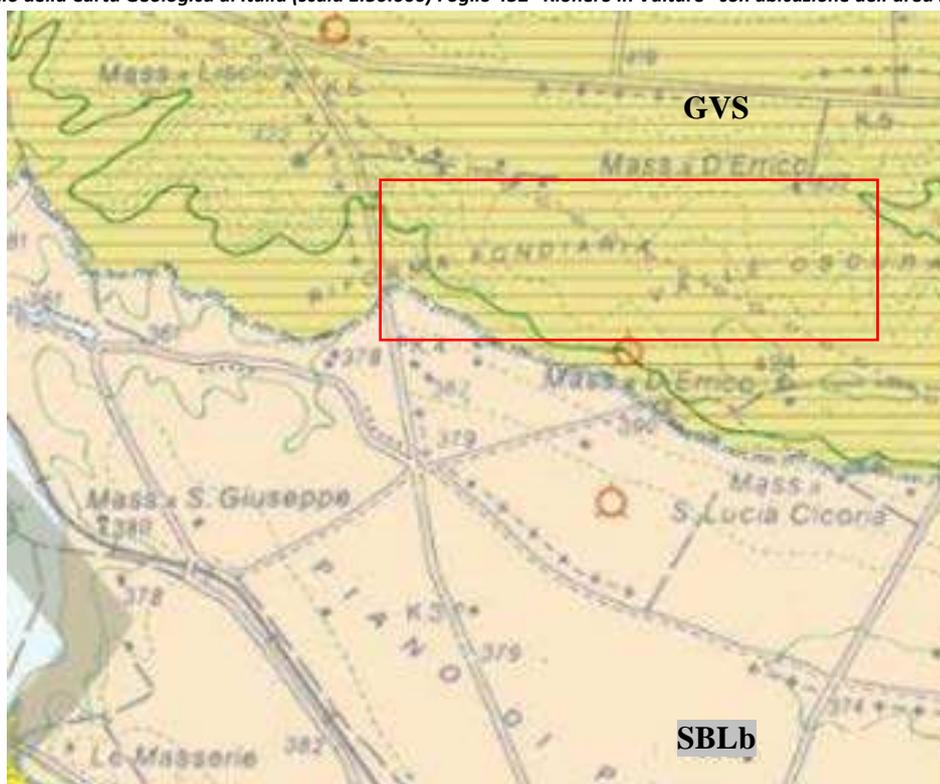
Il presente lavoro è conforme alle normative vigenti ed in particolare, al DPR 380/01 – D.M. 11.03.88 – D.M. 17.01.2018 e che rispettano le prescrizioni del vigente Piano dell'AdB Distrettuale dell'Appennino Meridionale sede Basilicata.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

2.1 Caratteristiche geologiche generali

L'area di intervento ricade nella zona nord-orientale del Foglio 452 "Rionero in Vulture" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:50000, in particolare al confine Nord-orientale con il territorio di Spinazzola, nel contesto geologico della Fossa bradanica.

Stralcio della Carta Geologica di Italia (scala 1:50.000) Foglio 452 "Rionero in Vulture" con ubicazione dell'area in esame



Per concessione ed uso da parte di ISPRA - Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia

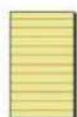
Legenda



SBLb

SISTEMA DI BARILE

Comprende la maggior parte dei prodotti vulcanici emessi dal M. Vulture. Nelle aree prossimali è suddiviso in quattro subsistemi mentre nel distale, dove prevalgono depositi epiclastici, è indifferenziato. La parte indifferenziata è costituita prevalentemente da sabbie conglomeratiche con stratificazione piano parallela e incrociata concava (depositi alluvionali) (SBLb), con intercalazioni di strati vulcanici primari da caduta costituiti da lapilli e ceneri. Le discontinuità che lo identificano sono un paleosuolo (*marker M18*) a tetto e una discordanza angolare, che diventa una paraconcordanza nei settori distali, a letto.
PLEISTOCENE MEDIO



GVS

SISTEMA DI PALAZZO SAN GERVASIO

Conglomerati clasto- e matrice-sostenuti, massivi e con stratificazione obliqua e incrociata concava, con a luoghi lenti sabbioso-siltose a laminazione incrociata e piano-parallela, e livelli argilloso-siltosi ricchi di resti di piante (facies alluvionale di tipo *braided*). A S e SO di Palazzo San Gervasio i depositi precedenti passano a ghiaie e sabbie clinostratificate, di pochi metri di spessore, ricchi di resti fossili, in facies deltizia. Limite inferiore marcatamente erosivo. Spessore massimo affiorante: circa 35 m.
PLEISTOCENE INFERIORE p.p. - MEDIO p.p.

La Fossa bradanica è un'ampia depressione tettonica, allungata da NO a SE, colmata soprattutto da sedimenti argillosi e sabbioso-conglomeratici plio-quadernari. Essa si estende tra l'Avampaese apulo ad E e l'Appennino meridionale ad O e costituisce il segmento meridionale dell'Avanfossa adriatica.

Dal punto di vista geodinamico, l'origine dell'avanfossa va inquadrata nel processo di subduzione, subito dalla Placca apula verso O ed alla successiva retroflessione della stessa placca verso E. Tale fenomeno ha portato alla graduale migrazione ed ampliamento dell'avanfossa verso E, divenendo così sede di subsidenza e di sedimentazione. Questi fenomeni si sono concretizzati, a partire dal Pliocene, nel graduale abbassamento per faglie dei margini della piattaforma calcarea apula e nella formazione dell'ampia depressione tettonica bradanica.

A partire dal Pleistocene medio il bacino ha subito una inversione di tendenza, con un progressivo sollevamento, che ha portato gradualmente alla superficializzazione ed emersione dell'area.

All'inizio del Pliocene medio, l'ingressione marina, ipotizzata per cause tettoniche, ha portato alla trasgressione direttamente sul substrato carbonatico cretaceo dei depositi rappresentati dalla Calcarenite di Gravina (Pliocene medio-Pleistocene inf.), caratteristici di un ambiente litorale e di piattaforma (Boenzi et alii, 1971; Caldara, 1987; Ciaranfi et alii, 1988).

Questa formazione segna la progressiva transizione delle aree dal dominio di avampaese a quello di avanfossa. In una fase successiva, l'avanzamento del mare verso E ha portato ad un approfondimento delle stesse aree e alla sedimentazione delle Argille subappennine (Pleistocene inf.) sulla Calcarenite di Gravina (Ciaranfi et alii., 1979).

In seguito, il progressivo sollevamento dell'area ha portato alla deposizione delle Sabbie di Monte Marano e del Conglomerato di Irsina (Pleistocene inf.-medio), con la chiusura del ciclo sedimentario della Fossa bradanica. Con l'emersione dell'area è iniziata la sedimentazione dei depositi alluvionali ad opera dei corsi d'acqua e un'azione erosiva conseguente all'approfondimento del reticolo idrografico, che ha portato all'incisione degli stessi depositi.

Secondo quanto rappresentato l'area in esame ricade sui sedimenti lacustri e fluvio-lacustri composti da conglomerati poligenici, sabbie, argille più o meno sabbiose con intercalazioni di calcare concrezionale, posti in trasgressione sulle Argille subappenniniche appartenenti alla Formazione delle Argille di Gravina. L'area in esame ricade in un paesaggio modellato dagli eventi atmosferici e tettonici, con rilievi collinari e reticoli idrografici che si ramificano verso quote inferiori; nello specifico le ramificazioni che sono presenti in vari punti, ad una breve distanza dalle opera in progetto, confluiscono verso il Torrente Basentello diretto affluente del Fiume Bradano.

2.2 Successione stratigrafica

Di seguito si riporta in maniera schematica la locale successione stratigrafica, basandosi sui dati del rilevamento geologico e sulle informazioni derivanti dalle indagini consultate nei pressi del sito; dal più recente al più antico abbiamo:

- **Primo strato (da 0.00m a 8.00/10.00m)** –limi argillosi e sabbiosi da poco a mediamente addensati e/o consistenti, con inclusioni di piccoli ciottoli; tale strato non è continuo su tutta l'area e si rinviene prevalentemente sul settore sud- occidentale delle aree di interesse, alle quote più basse;

- **Secondo strato (da partire da 8.00/10.00m)** - Conglomerati poligenici di base in matrice sabbioso limosa addensata e/o consistente, con lenti argillo-limose, di deposizione fluviale.

La falda è presente nei livelli superficiali dove sono presenti sabbie e/o ghiaie su un letto impermeabile argilloso/limoso.

2.3 Inquadramento Strutturale e morfologico

Il territorio di studio è situato in zona di transizione tra l'Avanfossa Bradanica e l'Avampaese Apulo, ed è caratterizzato da ripiani con morfologia generalmente tabulare e scarpate profondamente incise, risultato del modellamento operato dagli agenti esogeni in sinergia con le ripetute oscillazioni marine legate a fenomeni eustatici e tettonici, verificatisi a partire dal Pleistocene medio.

Da un punto di vista strutturale a NE rispetto all'area di intervento si individua l'altopiano calcareo delle Murge che rappresenta uno dei settori più rialzati dell'Avampaese Apulo. Questo si sviluppa lungo un trend WNW-ESE con una serie di ripiani, aventi immersione verso SSW e un assetto monoclinale. La superficie dell'altopiano si configura in forme debolmente ondulate e incise a cui si intervallano distese pianeggianti o ampiamente depresse. La struttura delle Murge è il risultato di una serie di eventi tettonici che hanno avuto inizio nel Cretaceo superiore e sono proseguiti, in modo intermittente, sino al Miocene con l'instaurarsi della tettonogenesi appenninica.

A SE dell'altopiano delle Murge si sviluppa l'ampio bacino della fossa Bradanica, entro cui si colloca l'area di interesse. Il passaggio fra l'altopiano delle Murge e il bacino è marcato da un ciglio di scarpata netto, sul quale si sviluppano estesi solchi di natura torrentizia. Il paesaggio bradanico è caratterizzato da rilievi poco pronunciati che si susseguono fra loro secondo strette dorsali, caratterizzati da versanti debolmente ondulati e rimodellati dall'azione degli agenti erosivi secondo tipiche forme cupoliformi. L'erosione differenziale e la natura litologica del bacino danno frequentemente luogo anche a tipici rilievi isolati e fortemente delineati, caratterizzati da pendici molto acclivi sulle quali i fenomeni di dilavamento agiscono in misura incisiva.

In particolare, per quanto riguarda la morfologia locale, l'area di studio si individua su una superficie prevalentemente sub-pianeggiante con porzioni leggermente in pendenza verso S ovvero verso il Torrente Basentello. L'area è posta ad una quota compresa tra i 380.0 e 420 m s.l.m.m.

2.4 Inquadramento Idrografico

Il reticolo idrografico è fortemente influenzato dalle caratteristiche litologiche dei terreni affioranti, risultando scarsamente sviluppato in corrispondenza dell'altopiano carsico delle Murge, caratterizzato da flussi effimeri di carattere torrentizio, che si attivano solo a seguito di precipitazioni particolarmente intense. I processi di infiltrazione risultano qui nettamente prevalenti rispetto a quelli di deflusso superficiale, a seguito della marcata permeabilità per fessurazione che caratterizza i calcari cretacei. Di contro, sui versanti argillosi del bacino bradanico, il reticolo idrografico risulta ben sviluppato e ramificato, in ragione delle caratteristiche litologiche dei terreni ivi affioranti.

In conseguenza delle caratteristiche litologiche il territorio presenta un reticolo idrografico ben sviluppato; in corrispondenza dell'area di intervento si individuano diversi corsi d'acqua o canali affluenti del Torrente "Basentello", uno dei maggiori tributari del fiume Bradano, localizzato in direzione NE rispetto all'area. Infatti, le acque meteoriche tendono prevalentemente a circolare laminarmente lungo la superficie topografica in parte percolando attraverso i depositi sabbiosi in parte confluiscono immediatamente a sud-est dell'area nel Torrente Basentello.

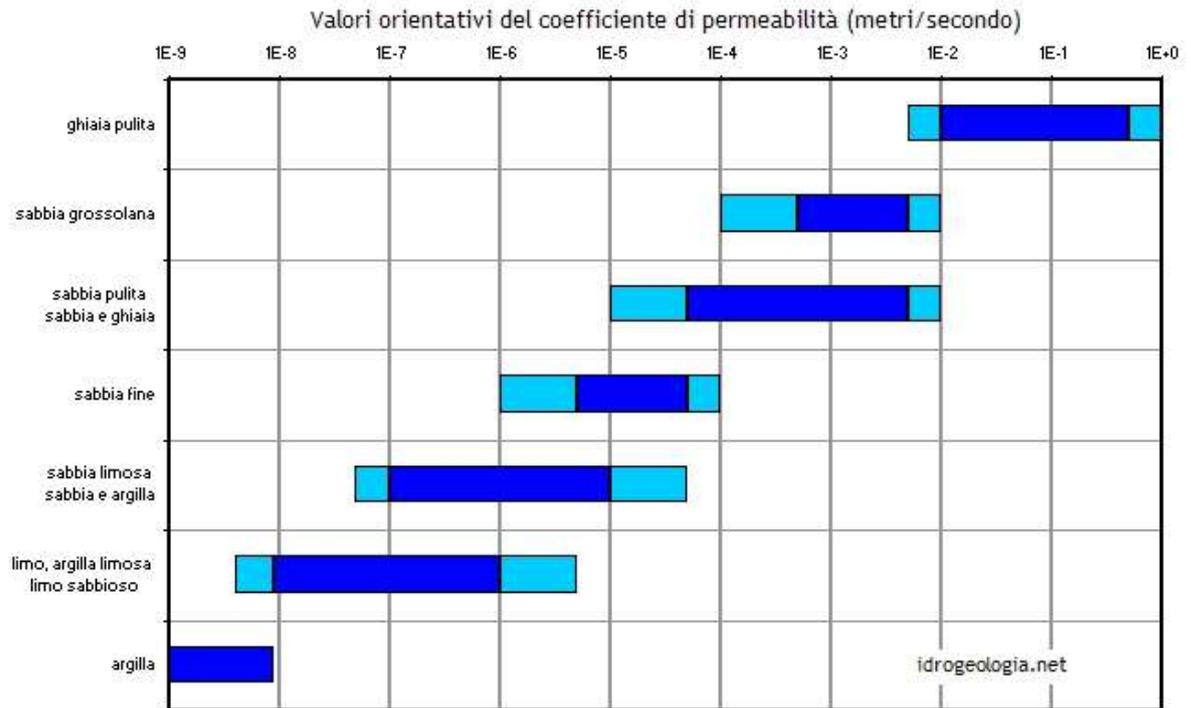
Sulla base delle caratteristiche del reticolo idrografico e in funzione del carattere stagionale dei deflussi superficiali si ritiene altresì che le ramificazioni limitrofe all'area di interesse, ad ovest e ad est, posti in entrambi i casi ad una distanza di oltre 100m non comportino particolari rischi di natura idrogeologica.

A sud del sito in esame il principale corso d'acqua è rappresentato dal Torrente Basentello, mentre subito a nord dell'area in esame è presente lo spartiacque con il bacino idrografico dell'Ofanto.

2.5 Inquadramento Idrogeologico

Sulla base di una serie di stratigrafie eseguite dall'Ente Irrigazione e Trasformazione fondiaria in Puglia e Lucania è stato caratterizzato il comportamento idrogeologico dei terreni clastici della Fossa Bradanica e gli aspetti principali della circolazione idrica sotterranea. La falda acquifera trova sede quasi esclusivamente nelle sabbie più o meno argillose e nelle lenti conglomeratiche ad esse intercalate. I livelli acquiferi risultano disposti in profondità secondo grosse lenti comprese fra orizzonti impermeabili. Questo assetto dà luogo a notevoli variazioni di portata anche fra pozzi attigui. In conseguenza della diversità litologica, della variabilità negli spessori e della discontinuità dei corpi impermeabili, la falda acquifera assume caratteri isolati con evidenti difficoltà nell'emungimento.

Considerata la stratigrafia del sito, costituita da depositi limosi in superficie, moderatamente permeabili e ghiaie sabbioso limose permeabili si suggerisce, dai dati di letteratura, di considerare dei valori di permeabilità K compreso tra $1 \cdot 10^{-6}$ e $1 \cdot 10^{-4}$ cm/sec.



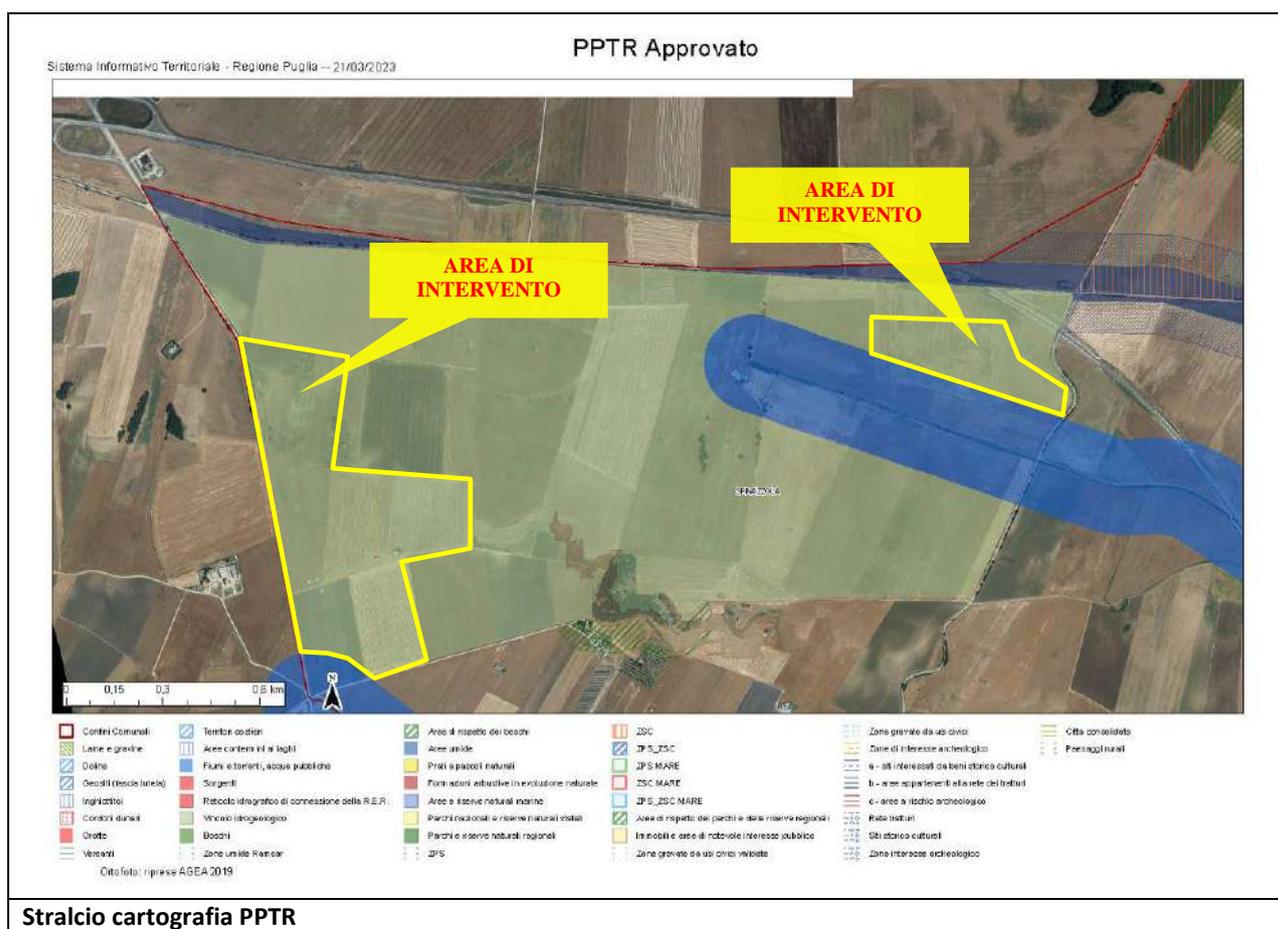
Valori orientativi del coefficiente di permeabilità orizzontale in metri/sec per terreni sciolti a granulometria decrescente delle ghiaie alle argille

3 ANALISI DEI VINCOLI

3.1 Vincoli del PPTR

La consultazione del database cartografico del PPTR (Piano Paesaggistico Territoriale Regionale) della Regione Puglia ha evidenziato che le aree di intervento sono comprese nella perimetrazione a vincolo idrogeologico per la quale, in ottemperanza a quanto è stato disposto per le aree assoggettate al vincolo idrogeologico ex R.D.L. n.3267/1923 (Regolamento Regionale 11 marzo 2015, n. 9), La normativa in parola non esclude, tuttavia, la possibilità di utilizzazione delle aree sottoposte a vincolo idrogeologico, che devono in ogni modo rimanere integre e fruibili nel rispetto dei valori paesaggistici dell'ambiente, pertanto sarà avviata la procedura, propedeutica all'esecuzione delle opere, consistente nella richiesta del Nulla-Osta al Servizio Foreste dell'Area Politiche per lo Sviluppo Rurale della Regione Puglia - Sezione Provinciale di Bari.

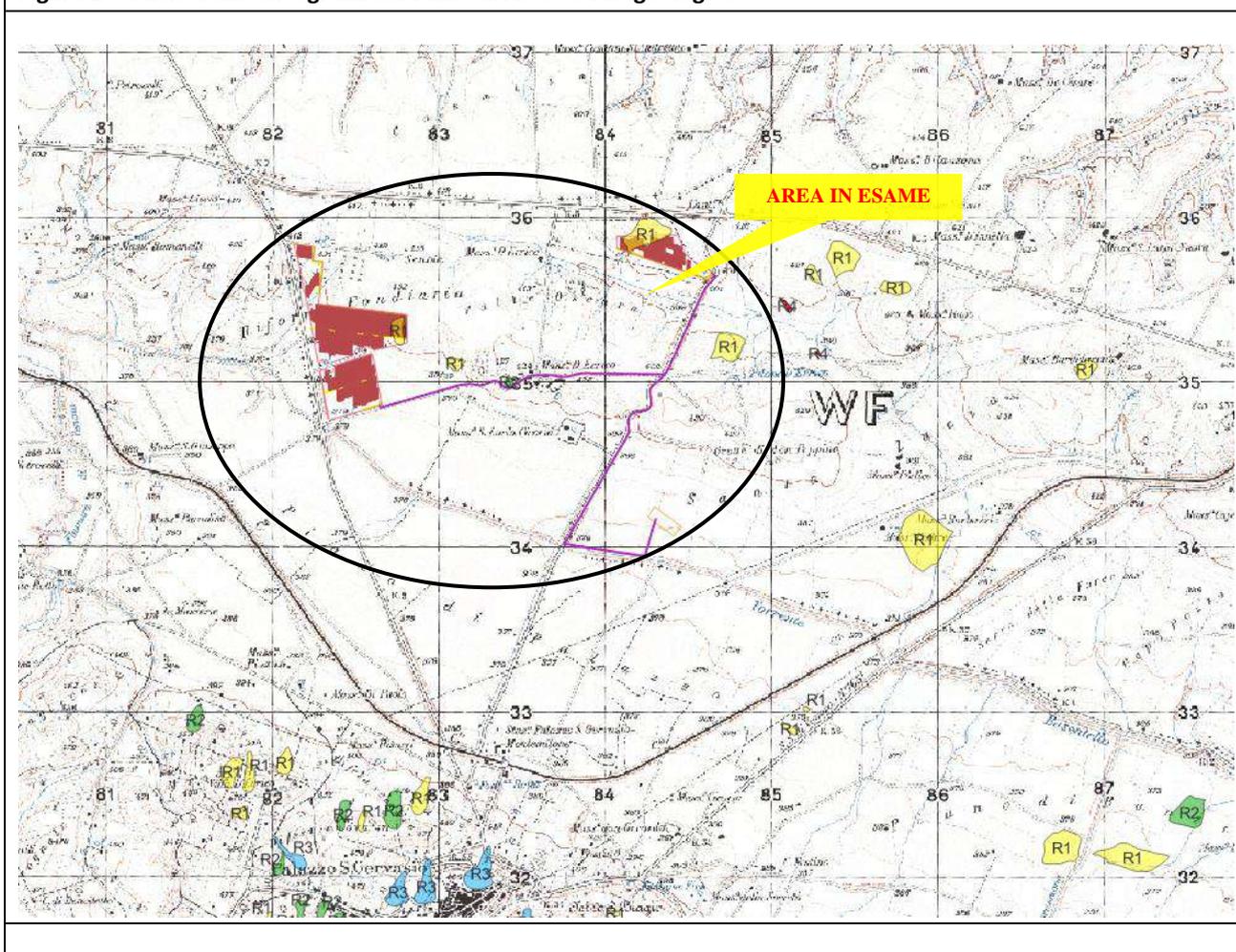
Per quanto riguarda le aree in cui ricadono le perimetrazioni dei fiumi e torrenti, e relative fasce di pertinenza, sono state evitate già in sede di progettazione come mostrato nello stralcio PPTR seguente.



3.2 Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico

Ai fini della verifica delle condizioni di assetto idraulico e geomorfologico dell'area d'intervento, si è proceduto alla verifica della pericolosità idrogeologica dell'area attraverso la consultazione della "Carta del Rischio" del Piano stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sede della Basilicata, relativa alle aree a rischio idrogeologico. In base ai criteri di perimetrazione e di valutazione adottati nel Piano è stato verificato che nelle aree in cui ricadono i campi fotovoltaici sono presenti porzioni di aree a rischio R1, entro le quali, secondo le NTA del PAI all'Art.19, "sono consentiti gli interventi di cui all'art.17, c.3, punto 3.1 (cambiamenti di destinazione d'uso che non comportino aumento delle condizioni di rischio), nonché interventi di nuova costruzione, di ampliamento e completamento di opere esistenti, così come definiti dalla legislazione vigente, realizzati con modalità che non determinino situazioni di pericolosità idrogeologica.

Figura 1 Stralcio della cartografia del Piano di Assetto Idrogeologico

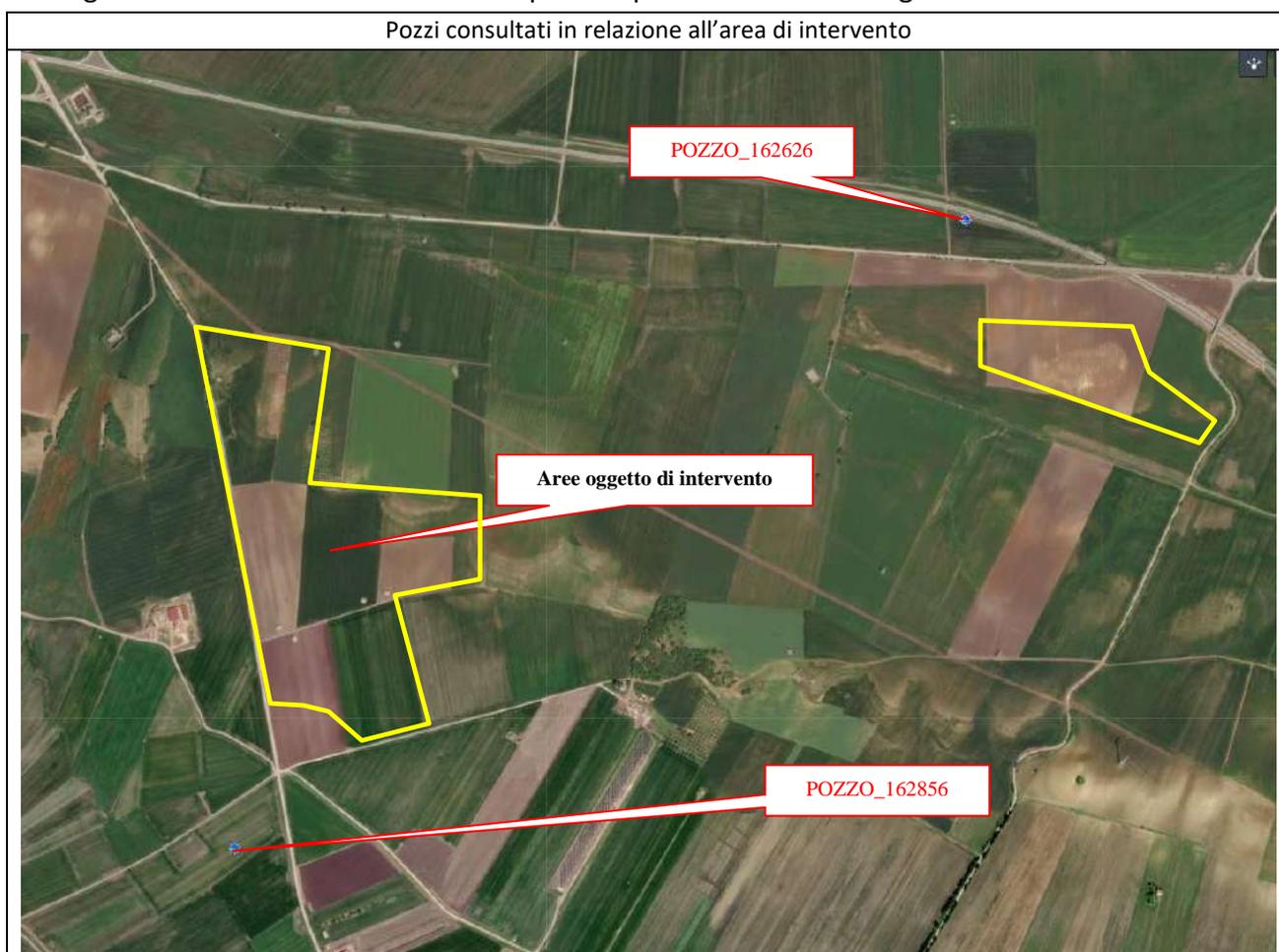


Dalla consultazione della cartografia IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) non sono state rilevate presenze di dissesti in atto.

4 DATI POZZI ISPRA

Ai fini della modellazione geologica sono stati analizzati anche alcuni dati relativi a pozzi trivellati in zone prossime all'area di indagine. Dalle stratigrafie dei pozzi, disponibili sul sito <http://sgi2.isprambiente.it>, è stato possibile verificare che al di sotto dello strato sabbioso-limoso e conglomeratico sono presenti argille grigio-azzurre appartenenti alla formazione delle argille subappennine.

Di seguito si mostrano le ubicazioni dei pozzi rispetto all'area di indagine.



POZZO 162626 (A MONTE)

Stampa

Dati generali

Codice: 162626
Regione: BASILICATA
Provincia: POTENZA
Comune: MONTEMILONE
Tipologia: PERFORAZIONE
Opera: POZZO PER ACQUA
Profondità (m): 101,00
Quota pc slm (m): 413,00
Anno realizzazione: 1988
Numero diametri: 0
Presenza acqua: NO
Portata massima (l/s): ND
Portata esercizio (l/s): ND
Numero falde: 0
Numero filtri: 0
Numero piezometrie: 0
Stratigrafia: SI
Certificazione(*): SI
Numero strati: 5
Longitudine WGS84 (dd): 15,997561
Latitudine WGS84 (dd): 40,970381
Longitudine WGS84 (dms): 15° 59' 51.22" E
Latitudine WGS84 (dms): 40° 58' 13.38" N

(*):Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia

Ubicazione indicativa dell'area d'indagine



STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO VEGETALE
2	1,00	24,00	23,00		CIOTTOLI, GHIAIE E SABBIE SCIOLTE
3	24,00	43,00	19,00		LIMO ARGILLOSO
4	43,00	82,00	39,00		SABBIE GIALLE
5	82,00	101,00	19,00		ARGILLA GRIGIO AZZURRA

POZZO 162856 (A VALLE)

Stampa

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 162856 Regione: BASILICATA Provincia: POTENZA Comune: PALAZZO SAN GERVASIO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 52,00 Quota pc sim (m): 378,00 Anno realizzazione: 1992 Numero diametri: 2 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 6,000 Portata esercizio (l/s): 5,000 Numero falde: 1 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 7 Longitudine WGS84 (dd): 15,975900 Latitudine WGS84 (dd): 40,956211 Longitudine WGS84 (dms): 15° 58' 33,24" E Latitudine WGS84 (dms): 40° 57' 22,37" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	25,00	25,00	400
2	25,00	52,00	27,00	300

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	0,00	52,00	52,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	35,00	36,00	1,00	200

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
nov/1992	35,00	45,00	10,00	5,000

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		TERRENO VEGETALE
2	2,00	25,00	23,00		CONGLOMERATO
3	25,00	31,00	6,00		ARGILLA GIALLA
4	31,00	42,00	11,00		CONGLOMERATO
5	42,00	46,00	4,00		ARGILLA GIALLA
6	46,00	49,00	3,00		ARENARIA ACQUIFERA
7	49,00	52,00	3,00		ARGILLA BLU

5 INDAGINE GEOGNOSTICA PREGRESSA

Per il presente studio geologico è stata consultata una indagine sismica, per la stima della VS, eq, ai sensi delle NTC2018, eseguita dallo scrivente, in una campagna geognostica pregressa nell'ambito delle realizzazione di un parco eolico posto a sud dell'area di intervento.

Inoltre si riporta anche una stratigrafia di un sondaggio a carotaggio continuo eseguito sempre nell'ambito degli stessi lavori.

Di seguito si mostra uno stralcio planimetrico con l'indicazione dell'area di interesse rispetto all'area dell'indagine geognostica presa come riferimanto.

Ubicazione dell'area in esame rispetto all'area dell'indagine di riferimento



5.1 Stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo

Stratigrafia del Sondaggio n.01

(da 0m a 20m)

Committente: FV-SPIN ALTAMURA S.R.L.	Regione: BASILICATA Comune: PALAZZO SAN GERVASIO
Oggetto: Indagini geognostiche per parco eolico nei territori di Palazzo San Gervasio e Montemilone (Pz)	Località: S.P.21 delle murge Taglio CTR: 452081
Impresa esecutrice: Apogeo S.r.l. Via Caduti di Nassirya 170- 70022 Altamura (BA) Alt. SOA OS20A Class. I - OS20B Class. II	COORD. (UTM33 WGS84): X: 582986.02 Y: 4532982.52 Z: 381
Metodo di perforazione: Carotaggio Continuo	Doppio carotiere: NO Rivestimento foro: SI
Redattore Stratigrafia: Dott. Geol. Pietro PEPE	Data: Giugno 2013
Diametro di perforazione: 101mm	

Profondità (metri)	Colonata Stratigrafica	Spessori (metri)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	R.Q.D. (%)	% CAROTTAGGIO	TENDENZA A FRANARE	FALDA	UMIDITA' NATURALE	CAMPIONI GEOTECNICI	CAMPIONI AMBIENTALI	STATO CONSISTENZA (Kg/cm2) RICAIVATA DA:	
											PROBET (Passe %)	ECOROMETRO (Passe %)
0		0.5	Suolo vegetale sabbioso limoso di colore bruno scuro	NA	90						N.A.	
1		8.0	Limo argilloso con sabbia, di colore marrone, di buona consistenza, con inclusioni di ciottoli poligenici di piccole dimensioni	0	100			ASCIUTTO			4.4	
2	5.7											
3	5.4											
4	5.3											
5	5.4											
6	3.4											
7	5.1											
8	3.8											
9		2.8	Limo debolmente sabbioso di colore marrone, passante a limo argilloso; inclusioni di ciottoli di piccole dimensioni	0	100						4.1	
10	4.0											
11	4.0											
12		2.1	Limo sabbioso di colore marroncino, consistente, ricco di inclusioni di ciottoli di piccole dimensioni	0	100			UMIDO			>6	
13	4.7											
14		4.8	Limo argilloso, debolmente sabbioso, di colore marrone-rossiccio	0	100			BAGNATO			4.0	
15	3.0											
16	3.2											
17	3.4											
18	6.0											
19		2.0	Limo sabbioso di colore marrone, con tracce di alterazione (ossidazione) ed inclusione di clasti poligenici di piccole dimensioni					SATURO			2.0	
20	2.2											

Stratigrafia del Sondaggio n.01

(da 20m a 30m)

Committente: FV-SPIN ALTAMURA S.R.L.	Regione: BASILICATA Comune: PALAZZO SAN GERVASIO
Oggetto: Indagini geognostiche per parco eolico nei territori di Palazzo San Gervasio e Montemilone (Pz)	Località: S.P.21 delle murge Taglio CTR: 452081
Impresa esecutrice: Apogeo S.r.l.	COORD. (UTM33 WGS84): X: 582986.02 Y: 4532982.52 Z: 381
 Via Caduti di Nassirya 170- 70022 Altamura (BA) Att. SOA OS20A Class. I - OS20B Class. II	Metodo di perforazione: Carotaggio Continuo
	Doppio carotiere: NO Rivestimento foro: SI
Redattore Stratigrafia: Dott. Geol. Pietro PEPE	Data: Giugno 2013
	Diametro di perforazione: 101mm

Profondità (metri)	Colonna Stratigrafica	Spessori (metri)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	R.Q.D. (%)	% CAROTAGGIO	TENDENZA A FRAGILITÀ	FALDA	UMIDITÀ NATURALE	CAMPIONI GEOTECNICI	CAMPIONI AMBIENTALI	STATO CONSISTENZA (Kg/cm2) RICAVATA DA:	
											POCKET (Peso Tm)	SCISSOMETRO (Peso Tm)
21		5.0	Limo sabbioso di colore marrone, con tracce di alterazione (ossidazione) ed inclusione di clasti poligenici di piccole dimensioni	0	100						N.A.	
22											4.2	
23											>6	
24											3.0	
25											4.0	
26						SI		SATURO			>6	
27											4.0	
28		5.0	Sabbia di colore grigio scuro, debolmente limosa, a grana media con inclusioni clastiche di probabile origine vulcanica	0	100						4.5	
29											3.0	
30											3.0	
FONDO FORO 30m												

6 CONSIDERAZIONI SISMOLOGICHE

6.1 Aspetti generali

Il Comune di Spinazzola (BAT) D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009, confermata dalla recente classificazione del territorio nazionale italiano del marzo 2022, ricade in **zona sismica 2** (ovvero zone in cui si possono verificare terremoti abbastanza forti - *livello di pericolosità medio*).

Classificazione sismica 2022 - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003



6.2 Caratteristiche sismiche di riferimento del territorio

Sulla base dell'indagine sismica eseguita è stato possibile stimare la categoria di suolo per il sito in esame. Dalle risultanze della prospezione sismica, è emerso che il territorio in esame, dal punto di vista della caratterizzazione sismica, è classificato come categoria di suolo di fondazione di tipo "B", poiché è stato ottenuto un valore di **$V_{s,eq}$ compreso tra 360 e 800m/s** calcolato fino a 30 metri di profondità.

Alla luce delle attuali conoscenze si ritiene che non si pongono particolari problemi alla realizzazione dell'opera in oggetto. Naturalmente si terrà conto di quanto riportato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni del Gennaio 2018 che all'opera si deve attribuire un'accelerazione massima orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni di ag compreso tra 0.15g e 0.25g, pari ad un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico sulla formazione di base (suoli di categoria "A") di $a_g=0.25g$.

In particolare, le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (17/01/2018) e l'OPCM del 28 aprile 2006 n. 3519 superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale. In assenza di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base"

fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale. Ai punti del reticolo sono attribuiti, per nove differenti periodi di ritorno del terremoto atteso, i valori di a_g e dei principali "parametri spettrali" riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima F_0 e periodo di inizio del tratto a velocità costante T^*C). Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Secondo le NTC l'area in questione del Comune di Spinazzola è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.150 - 0.175 g, come evidenziato nella figura in cui è riportata la mappa di pericolosità sismica per il sito in questione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A, $V_s > 800$ m/sec).

Pericolosità sismica dell'Italia meridionale (Fonte: INGV, Mappa della pericolosità sismica, 2004)

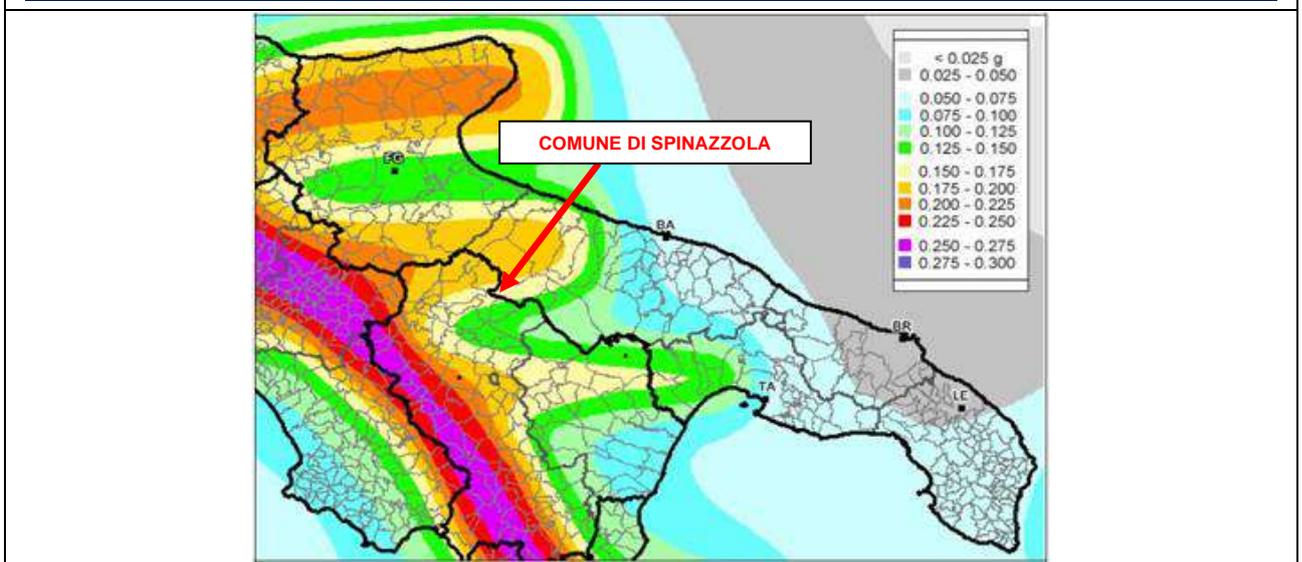
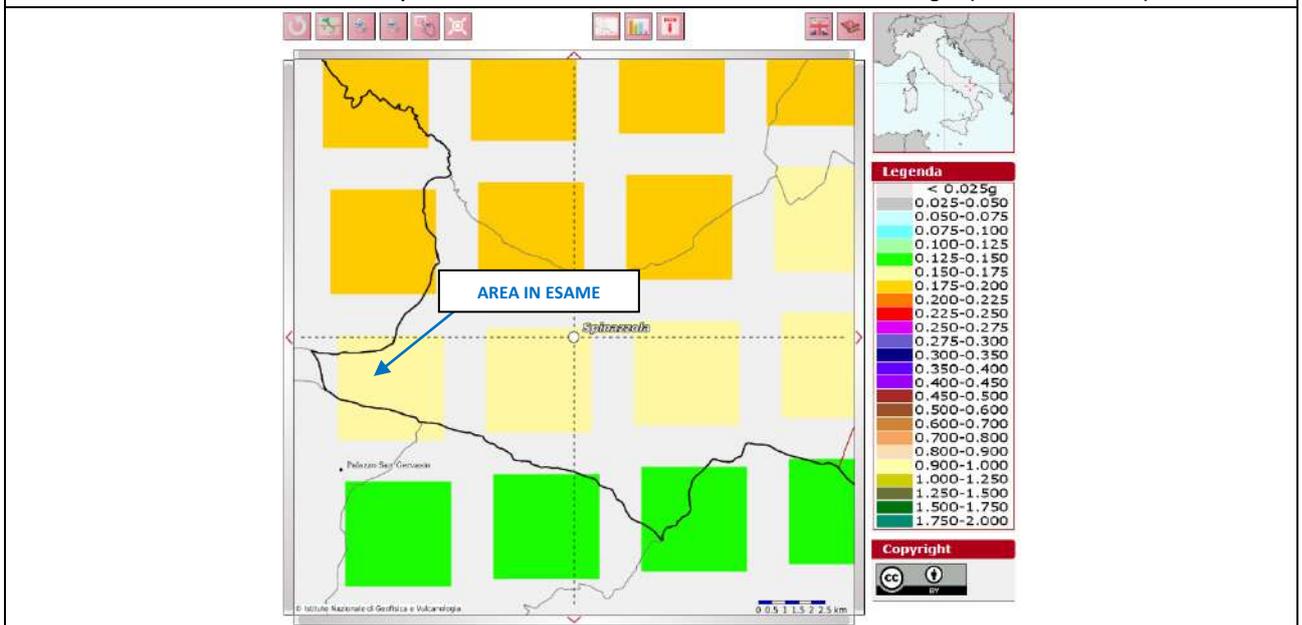


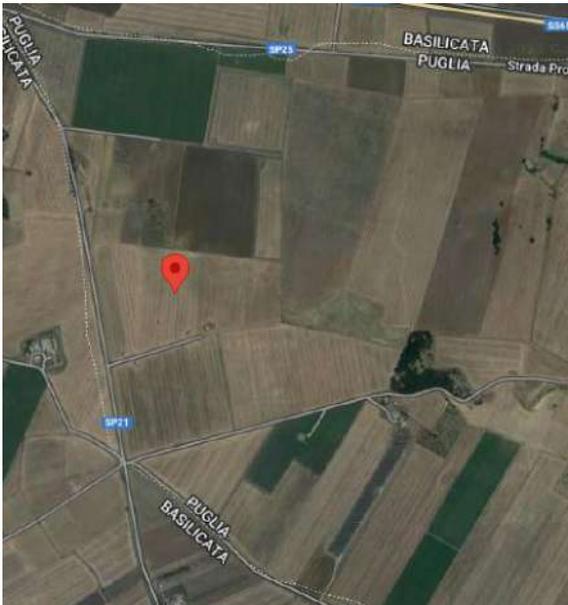
Fig.a - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Ordinanza 3519-06)



Inoltre, per la per la caratterizzazione sismicità del sito in argomento, sono stati presi in considerazione i seguenti fattori:

- il terreno di fondazione è costituito prevalentemente da depositi conglomeratici in matrice sabbiosa e da un deposito di limo argilloso e sabbioso da poco a mediamente consistente;
- nell'area in esame non sono presenti faglie o importanti fratture, attive, del substrato geologico;
- la falda freatica superficiale, delle prove dirette consultate potrebbe essere presente entro 10-15 metri di profondità;
- in questo caso il valore del fattore S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito espressa dalla relazione seguente $S = SS \times ST$ (dove SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e ST è il coefficiente di amplificazione topografica, opportunamente tabellati nelle NTC 2018) è pari a: $S = 1.2$.

Inoltre, alla luce della recente normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture" 17 gennaio 2018 (Suppl Ord. G. U. 20.2.2018, n. 8) di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica dell'area in esame in corrispondenza del punto in cui si realizzerà l'opera in esame:



Latitudine (WGS84)	40.96300122		Longitudine (WGS84)	15.97913028	
Latitudine (ED50)	40.964696		Longitudine (ED50)	15.980019	
Altitudine (mt)				390	
Classe dell'edificio	I: Costruzioni con presenza solo occasionale di pers				
Vita Nominale Struttura				50	
Periodo di Riferimento per l'azione sismica				35	
Parametri di pericolosità Sismica					
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]	
Operatività	30	0.042	2.518	0.280	
Danno	35	0.045	2.518	0.285	
Salvaguardia Vita	332	0.134	2.478	0.415	
Prevenzione Collasso	682	0.186	2.535	0.422	

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 17.01.2018 (NTC 18), all. A, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità di base, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica deve essere compatibile con le NTC, dotata di sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dai parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

1. “ a_g ” accelerazione orizzontale massima al terreno;
2. “ F_o ” valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
3. “ T_c^* ” periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Valutazione dell’azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione e costituiscono l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al terreno;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Individuazione della pericolosità del sito

Le NTC_18 (norme tecniche delle costruzioni) ridefiniscono il concetto di pericolosità sismica di riferimento e di conseguenza sono state ridefinite le azioni sismiche di progetto-verifica.

Tramite il programma sperimentale (Spettri-NTC ver.1.03) è possibile determinare i relativi spettri di risposta, in funzione del sito e del tipo di costruzione, per ciascuno degli stati limite previsti dalla normativa.

La pericolosità sismica è lo strumento di previsione delle azioni sismiche attese in un determinato sito. Può essere definita in termini statistici e/o probabilistici.

Dal punto di vista statistico la severità di un evento sismico è descritta dalle curve di pericolosità. Ogni sito del territorio nazionale è caratterizzato da proprie curve di pericolosità che presentano in ascissa una misura della severità del terremoto come ad esempio accelerazione di picco del terreno o S_e (ordinata della risposta spettrale in

accelerazione) ed in ordinata la frequenza media annua di ricorrenza $\lambda=1/T_r$ (T_r è il periodo di ritorno del sisma espresso in anni) in scala logaritmica.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

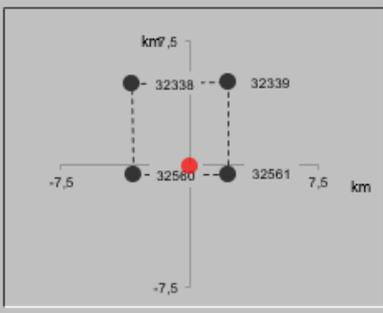
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione



„a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

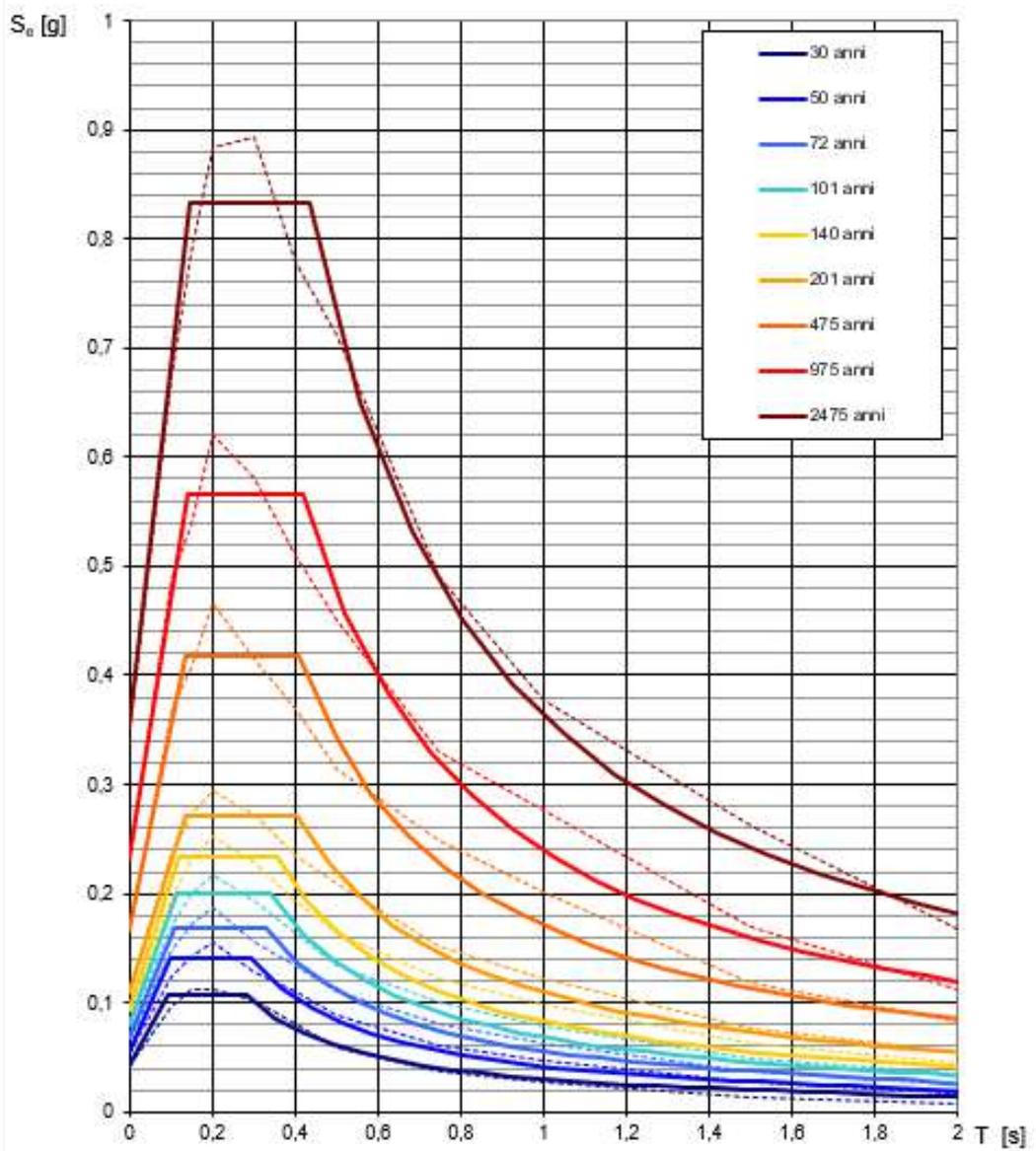
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Una volta individuati tutti i parametri geografici (longitudine, latitudine, ecc.) vengono visualizzati i quattro nodi del reticolo che circoscrivono il sito stesso.

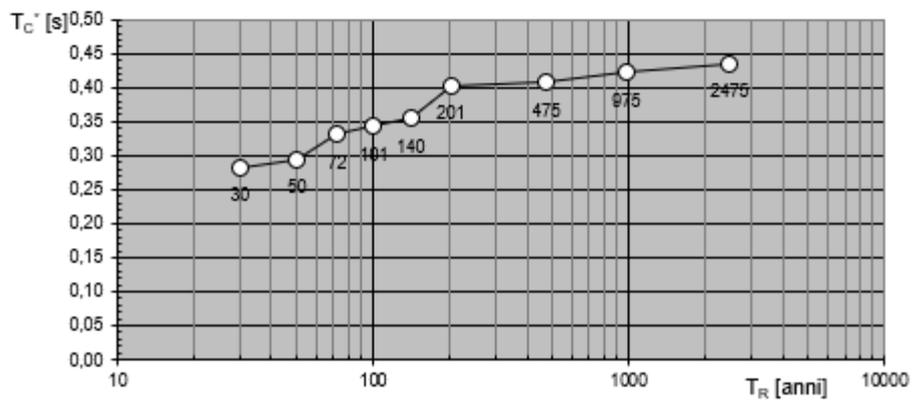
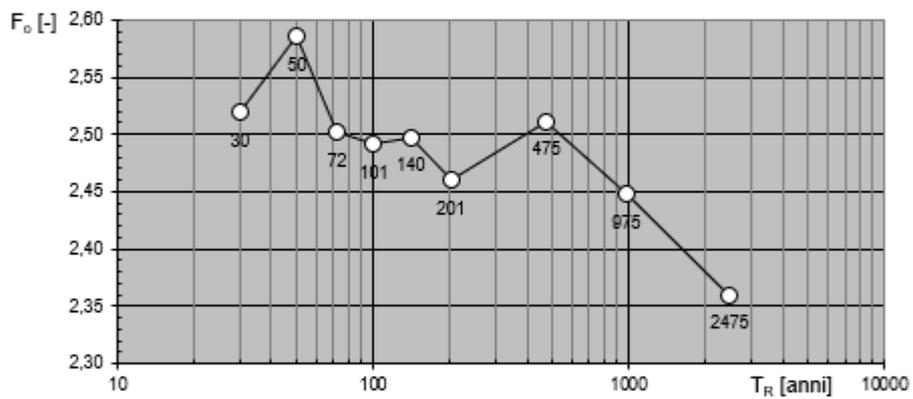
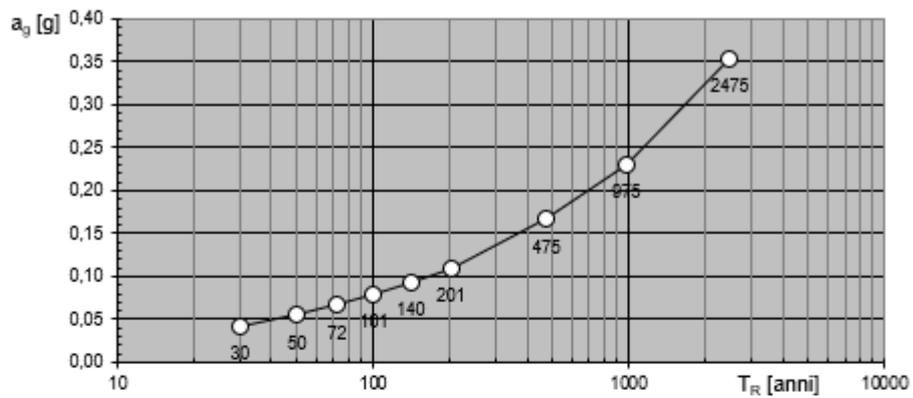
I primi dati che si possono rilevare durante questa prima fase sono:

- i grafici degli spettri di risposta ottenuti in corrispondenza di ciascuno dei nove periodi di ritorno considerati in S1_INGV;
- i grafici che rappresentano la variabilità dei parametri a_g , F_o , T_c^* in funzione di periodo di ritorno T_r .

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



Segue una tabella riassuntiva dei valori degli stessi parametri a_g , F_o , T_C^* per ciascuno dei nove periodi di ritorno considerati in S1_INGV.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,042	2,519	0,283
50	0,055	2,585	0,295
72	0,067	2,502	0,331
101	0,080	2,491	0,343
140	0,093	2,497	0,355
201	0,110	2,460	0,404
475	0,167	2,512	0,408
975	0,231	2,448	0,422
2475	0,353	2,360	0,435

Strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input style="width: 80px;" type="text" value="30"/> <input style="width: 80px;" type="text" value="35"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input style="width: 80px;" type="text" value="332"/> <input style="width: 80px;" type="text" value="682"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

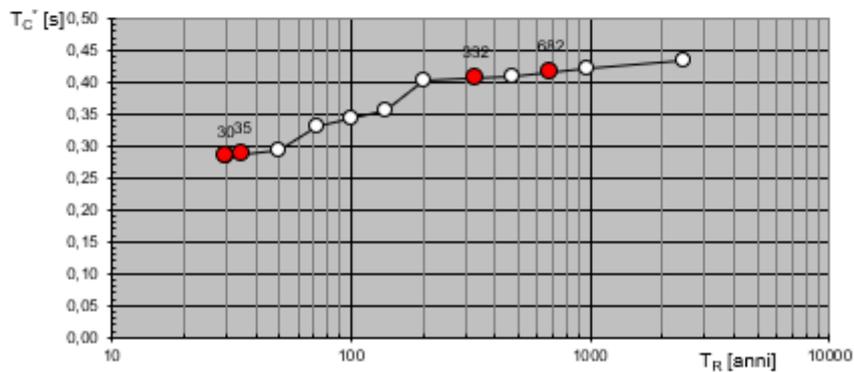
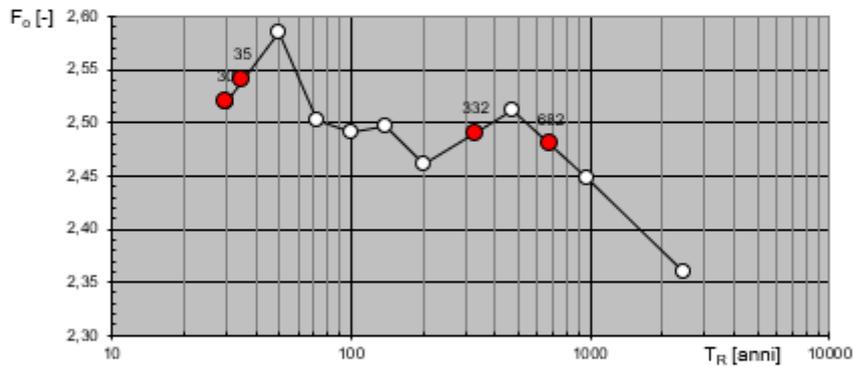
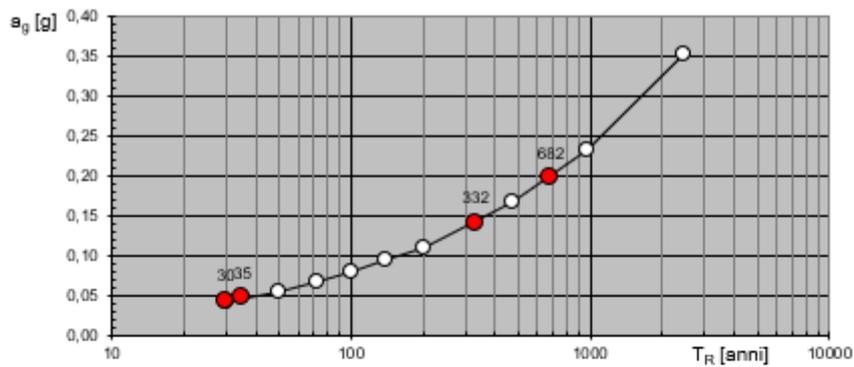
Nel nostro caso abbiamo una struttura con vita nominale V_N pari a 50 anni ed appartenente alla classe d'uso I, a cui pertanto corrisponde un coefficiente d'uso della costruzione $C_u=0.7$.

In base a tali valori viene determinato il periodo di riferimento per la costruzione Vr che risulta in questo caso pari a 35 anni.

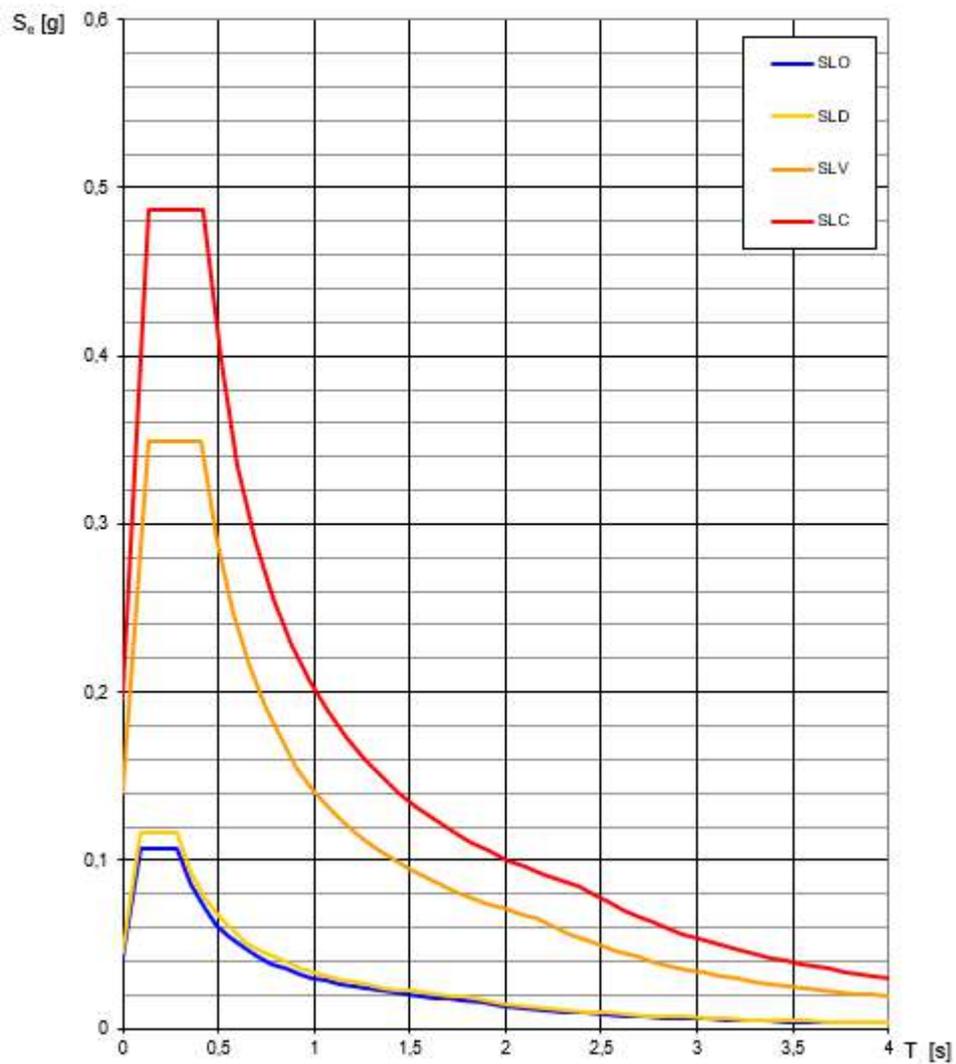
Sono quindi calcolati i valori dei periodi di ritorno corrispondenti alle probabilità di superamento per i quattro stati limite previsti dalle NTC_18.

I dati in uscita in questa fase rappresentano una selezione effettuata sui dati ottenuti nella fase precedente in corrispondenza dei valori previsti per il periodo di ritorno dei quattro stati limite considerati.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,042	2,519	0,283
SLD	35	0,046	2,540	0,287
SLV	332	0,140	2,490	0,406
SLC	682	0,196	2,479	0,415

7 PROSPEZIONI SISMICHE

Nell'ambito dei lavori in oggetto è stata eseguita una campagna d'indagine geognostica a carattere geofisico di tipo sismico.

Tale indagine ha consentito in primo luogo di rilevare l'andamento della sismostratigrafia del sottosuolo, ricercando le superfici di discontinuità fisica – rifrattori – ed in particolare quelle superfici che separano porzioni di ammasso terroso con differente grado di densità e compattezza; in secondo luogo di ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli strati così riconosciuti, calcolare i valori di Rigidità Sismica dei singoli orizzonti al fine di valutare ad esempio l'amplificazione sismica locale e classificare i terreni alla luce della recente normativa sismica, sulla base del valore delle $V_{s,eq}$, secondo quanto definito dal D.M. 17/01/2018.

7.1 Prospezioni sismiche di superficie in onde P

Descrizione del metodo e della strumentazione

L'indagine geosismica del tipo a rifrazione di superficie, come tutti i metodi d'indagine indiretta del sottosuolo, permette di investigare un certo volume di sottosuolo variabile a seconda sia della lunghezza dei profili eseguiti ma anche della natura litologica del sito.

Il metodo consiste nell'inviare nel terreno un impulso sismico, tramite un'opportuna sorgente a impatto o esplosiva e nel rilevare il primo arrivo di energia, costituito da un'onda elastica diretta e da una rifratta. L'onda rifratta, emergente in superficie, è generata da interfacce rifrangenti che separano mezzi a differente velocità sismica (sismostrati), generalmente, crescente con la profondità.

I primi arrivi, individuati su sismogrammi rilevati dai geofoni e registrati tramite un sismografo, sono riportati su grafici tempo-distanza (dromocrone), in seguito interpretati per ottenere informazioni sismo-stratigrafiche.

Per il caso in esame, la strumentazione utilizzata è consistita in un sismografo a 24 canali, della "MAE" modello X610/S con acquisizione computerizzata dei dati e in una sorgente del tipo ad impatto verticale per la generazione di onde rilevate da 24 geofoni di frequenza pari a 14Hz per le onde P.

Acquisizione dei dati

Nell'ambito del presente studio, sono state eseguite n. 2 prospezioni sismiche a rifrazione, **BS01÷ BS02** in onde P, di lunghezza pari a 125 m e offset pari a 5 m; per la quale sono stati effettuati cinque scoppi e utilizzati 24 geofoni per la determinazione delle onde P.

Infatti, per quanto riguarda la geometria adottata in riferimento alla base sismica, i 24 geofoni sono stati disposti sul terreno con una spaziatura di 5 m, i punti di scoppio A e B sono a 2 m dal 1° e dal 24° geofono, in posizione esterna allo stendimento geofonico, lo scoppio C è posto al centro dello stendimento stesso (fra il 12° e il 13° geofono), mentre gli altri due

scoppi intermedi D ed E rispettivamente tra 6° e 7° geofono e tra il 18° e il 19° geofono. L'ubicazione dei profili sismici è mostrata negli **Allegati 05**.

Elaborazione dei dati

L'elaborazione dei dati è stata eseguita secondo la procedura descritta schematicamente di seguito:

- Inserimento delle geometrie mediante il software Pickwin (distanze fra geofoni e posizioni dei punti di scoppio);
- Applicazione dei filtri "low-pass" e "high-pass" per la lettura ottimale dei primi arrivi eliminando le frequenze di disturbo;
- Picking dei primi arrivi;
- Export delle dromocrone;
- Inversione tomografica dei dati attraverso l'applicativo Plotrefa;
- Definizione del modello sismostratigrafico.

Rappresentazione dei dati

I dati elaborati sono stati esportati e restituiti come di seguito riportato:

- In **Allegato 07A** sono riportati i sismogrammi relativi ai cinque punti di scoppio, le dromocrone, la sezione tomografica e il modello sismostratigrafico. In particolare l'elaborazione tomografica rappresenta l'andamento dei sismostrati, lungo la sezione corrispondente al profilo in superficie, ottenuta dall'elaborazione ed inversione dei dati sismici; il modello sismostratigrafico rappresenta invece l'interpretazione degli stessi sismostrati in funzione della geologia del sito, ottenuto correlando le velocità medie di ciascun sismostrato con i dati geologici noti e le loro velocità sismiche caratteristiche.

Interpretazione dei risultati

Ai fini della corretta interpretazione dei risultati dell'indagine sismica è importante precisare che generalmente:

- a) i sismostrati non sono necessariamente associabili a litotipi ben definiti, ma sono rappresentativi di livelli con simili caratteristiche elastiche, in cui le onde sismiche si propagano con la stessa velocità;
- b) la risoluzione del metodo è funzione della profondità di indagine e la risoluzione diminuisce con la profondità: considerato uno strato di spessore h ubicato a profondità z dal piano campagna, in generale non è possibile individuare sismostrati in cui $h < 0.25 * z$.
- c) nelle indagini superficiali, le onde di taglio, meno veloci, arrivano in un tempo successivo, per cui il segnale registrato sarà la risultante delle onde S con le onde P e quindi la lettura dei tempi di arrivo delle onde S può risultare meno precisa della lettura dei tempi di arrivo delle onde P;

d) i terreni esaminati possono ricoprire un ampio campo delle velocità sismiche, in relazione alla presenza di materiale di riporto, di terreno vegetale e di acqua di falda nonché ai vari gradi di stratificazione, carsificazione e di fratturazione dell'ammasso roccioso.

Di seguito sono stati riportati, in tabella, i valori di velocità delle onde sismiche di compressione tipici di ogni litotipo.

Valori di velocità per le onde di compressione (da “Le indagini geofisiche per lo studio del sottosuolo” di Carrara – Rapolla – Roberti, “Il manuale del geologo” di Cassadio – Elmi).

LITOTIPO	Vp (m/sec)
Areato superficiale	300-800
Argille	1100-2900
Sabbia asciutta	200-1000
Sabbie umida	600-1800
Terreni alluvionali sciolti	400-2100
Acqua	1400-1500
Calcere fratturato	700-4200
Calcere compatto	2800-6400
Calcere cristallino	5700-6400
Piroclastiti coerenti (tufo)	750-2450
Piroclastiti incoerenti (pozzolana)	350-1000
Arenaria	1400-4500
Granito, Monzonite, Granodiorite, Gabbro, Diabase, Basalto	4000-6000
Anidride	3500-5500
Gesso	1800-4000
Gneiss e scisti	3500-7500

Dai valori di velocità di propagazione delle onde P, è stato possibile ricavare la sismostruttura del sottosuolo in corrispondenza della Base Sismica.

Il sottosuolo investigato è stato distinto in tre sismostrati, ognuno caratterizzato da un determinato valore di velocità delle onde di compressione.

Generalmente, data la lunghezza dello stendimento eseguito e la natura litologica dei terreni esaminati, è stato possibile investigare il sottosuolo fino ad una profondità di circa 20.0 m, a partire dalla superficie topografica.

Di seguito si riportano le risultanze delle basi sismiche eseguite:

- ✓ BS01 in onde P ed S (mediante MASW01): si individuano tre sismo strati

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	451	175	0.0-3.00	Suolo vegetale e limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato
2	679	321	3.00-10.00	Limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato
3	1368	528	10.00-20.00	Limi e limi ghiaiosi mediamente addensati

- ✓ BS02 in onde P ed S (mediante MASW02): si individuano tre sismo strati

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	300	126	0.00-1.50	Suolo vegetale e limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato
2	882	398	1.50-5.50	Limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato
	1341	398	5.50-16.0	Limi e limi ghiaiosi mediamente addensati

8 Prospezione sismica in onde S e stima del $V_{S,eq}$

8.1 Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) - Descrizione del metodo e della strumentazione

La recente Normativa sismica nazionale NTC 2018 impone la classificazione sismica del sottosuolo in base al parametro $V_{S,eq}$ per la progettazione in zona sismica. Tale parametro, che rappresenta la velocità equivalente delle onde di taglio nel pacchetto di strati sovrastante il “bedrock sismico” ovvero suolo rigido o ammasso roccioso caratterizzato da valori delle velocità di taglio $>800\text{m/s}$.

Nel presente lavoro è stato preso in esame il metodo di prospezione sismica MASW 1D (Multichannel Analysis of Surface Waves) metodologia che consente di ottenere un modello verticale delle V_s , a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie: le onde di Rayleigh. In campo è stata fatta l’acquisizione (MASW) da un lato di ognuno dei due lineamenti sismici prescelti, opportunamente orientati rispetto al Nord.

È noto ormai che poiché il terreno in natura si presenta generalmente in strati e trasversalmente isotropo lo stesso sarà caratterizzato da diverse velocità e quindi da diverse frequenze legate alle varie lunghezze d’onda. Queste interessano il terreno a diverse

profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità.

Questo comportamento viene definito dispersione in frequenza ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie: lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e interessano il terreno più in profondità mentre lunghezze d'onda più piccole poiché sono associate alle frequenze più alte rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico-matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati sovrapposti; dalla prospezione tale modello a strati si ricava partendo da una curva di dispersione rilevata.

La procedura utilizzata può essere suddivisa in tre fasi:

- **Acquisizione:** registrazione e osservazione dei dati sismici "grezzi" contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;
- **Processing:** trattamento dei dati attraverso filtraggio e altre tecniche finalizzate all'estrazione delle caratteristiche di dispersione ossia espresse come velocità di fase in funzione delle frequenze;
- **Inversione:** uso di un modello del terreno che permette di ricavare un profilo monodimensionale della velocità delle onde S ed altri parametri in funzione della profondità.

Il metodo impiegato presenta una sostanziale diversità di fondo rappresentata dal tipo di sorgente con la quale viene prodotta la perturbazione sismica: il metodo MASW impiega una sorgente artificiale appositamente creata, è stata utilizzata una sorgente del tipo ad impatto verticale (massa battente di 8Kg).

La strumentazione necessaria per l'indagine consiste in: un sismografo a 24 canali, della "MAE" modello A6000/S, con acquisizione computerizzata dei dati e geofoni a frequenza di 4.5Hz (ad asse verticale).

La fase di acquisizione viene effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione: infatti, tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la migliore informazione possibile riguardo la propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale-rumore.

Per quanto riguarda il MASW, la presenza di rumore di tipo casuale risulta di notevole disturbo, a questo scopo si procede sommando i segnali di successive energizzazioni rendendo in tal modo la potenza del segnale superiore a quella del rumore.

MASW - Acquisizione dei dati

Le fasi operative possono essere così schematizzate:

- **Predisposizione dello stendimento,** cioè una serie di 24 geofoni regolarmente spazati e in linea retta, di lunghezza pari a 115m con offset a 10.0m dal primo geofono, su cui

- sono state acquisite diverse tracce in modo da ottenere sufficientemente dati da correlare le informazioni del sottosuolo;
- controllo dei dati raccolti con prima elaborazione in situ del profilo, in modo da verificare la coerenza del segnale, l'effettivo raggiungimento della profondità d'investigazione richiesta ed eventualmente apportare le necessarie variazioni dei parametri d'acquisizione prima di ripetere la registrazione;
 - i dati raccolti sono registrati nell'hd dell'A6000/S.

MASW - Rappresentazione dei risultati

L'analisi prevede la formattazione dei files dati, l'analisi spettrale con l'individuazione della curva di dispersione e la modellazione del profilo. È importante rilevare che il profilo si sia ottenuto coinvolgendo nelle misurazioni un'estesa porzione del sito da investigare, esso quindi, pur non avendo la risoluzione di un profilo ottenuto ad esempio con la tecnica down-hole, risulta più rappresentativo a larga scala rispetto a quello ottenibile da un rilievo puntuale.

Ai fini dell'interpretazione dei risultati delle indagini geofisiche è di fondamentale importanza la conoscenza geologica dell'area e la taratura delle prospezioni geofisiche con indagini di tipo diretto, così come è stato possibile fare in questo caso. Infatti, è possibile che terreni diversi siano caratterizzati dalle stesse velocità sismiche. Inoltre i ranges delle velocità delle varie formazioni sono molto variabili, in funzione delle condizioni locali.

Nell'**Allegato 07B** sono riportati i risultati dell'elaborazione della tecnica MASW (n. 6 grafici, oltre ai sismogrammi medi, sommatoria di tutte le registrazioni).

Il primo grafico mette in relazione le frequenze contenute nel segnale registrato con il reciproco della velocità di fase e il rapporto spettrale: permette di riconoscere l'energia delle Onde di Rayleigh e fissare i punti che rappresentano l'andamento della curva di dispersione, funzione della distribuzione della velocità negli strati del sottosuolo.

Nel secondo grafico, invece, è riportata la curva calcolata tramite l'inversione di un modello di sottosuolo, ottenuto per "aggiustamenti" successivi da un modello iniziale, cercando ovviamente di trovare la migliore corrispondenza con i punti prima individuati.

Nell'ultimo grafico, come già detto, viene riporta il modello del sottosuolo in termini di strati con diversa velocità di propagazione delle Onde S da cui è così possibile calcolare il valore del $V_{s,eq}$ e di conseguenza caratterizzare il sito in una delle categorie di suolo di fondazione.

MASW – Interpretazione dei risultati

Alla luce della recente normativa in materia di costruzione NTC 2018 è stato introdotto il calcolo di un nuovo parametro, il $V_{s,eq}$, in sostituzione del V_{s30} , ottenuto attraverso la seguente formula:

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

h_i = Spessore in metri 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

In tale formula appare evidente come il calcolo delle velocità sismiche di taglio non si riferisce più necessariamente alla profondità di 30m, ma alla reale profondità del bedrock, ovvero, alla profondità di quella formazione rocciosa o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800m/s, pertanto la profondità del bedrock varierà di volta in volta a seconda dell'assetto geologico del sottosuolo.

Basandosi sull'indagine sismica eseguita è stato calcolato il valore del $V_{s,eq}$: in questo caso, per la natura intrinseca del terreno, l'indagine pur avendo raggiunto una profondità investigativa superiore ai 30m, non ha permesso di individuare alcun bedrock o suolo rigido caratterizzato da un $V_s \geq 800$ m/s e dunque, così come enuncia la nuova norma il valore del $V_{s,eq}$ è definito dal parametro V_{s30} ottenuto ponendo $H=30$ m nella attuale espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Come si osserva dai fogli di calcolo riportati di seguito il valore del $V_{s,eq}$ ottenuto mediante l'indagine MASW01 e 02 è compreso tra **360m/s < $V_{s,eq}$ < 800m/s** avendoli calcolato a partire dal p.c..

STIMA DEL $V_{s,eq}$ - MASW 01					
Strati	Litotipo	Spessore strato (m)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h_1	STRATO 1	3,3	177,00	h_1/V_1	0,019
h_2	STRATO 2	7,3	321,00	h_2/V_2	0,023
h_3	STRATO 3	8,8	528,00	h_3/V_3	0,017
h_4	STRATO 4	10,3	596,00	h_4/V_4	0,017
h_5	STRATO 5	0,3	622,00	h_5/V_5	0,000
H		30,0		$\Sigma h_i/V_i$	0,076
$V_{s,eq}$ (misurata) =				m/s	396

STIMA DEL $V_{s,eq}$ - MASW 02					
Strati	Litotipo	Spessore strato (m)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h_1	STRATO 1	1,5	114,00	h_1/V_1	0,013
h_2	STRATO 2	6,2	398,00	h_2/V_2	0,015
h_3	STRATO 3	6,5	502,00	h_3/V_3	0,013
h_4	STRATO 4	9,2	595,00	h_4/V_4	0,015
h_5	STRATO 5	6,6	637,00	h_5/V_5	0,010
H		30,0		$\Sigma h_i/V_i$	0,067

$V_{s,eq}$ (misurata) =	m/s	444
---	------------	------------

Da tale stima il sottosuolo investigato rientra nella categoria di suolo "B" avendo ottenuto in generale un valore del $360\text{m/s} < V_{s,eq} < 800\text{m/s}$ che viene nuovamente così definita:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina 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.</i>
E	<i>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.</i>

Mediante il metodo MASW1D, si ricavano i valori di velocità delle onde S lungo la verticale rispettivamente a 1/3 della lunghezza dello stendimento avendo eseguito uno scoppio ad una distanza di 10 metri dal primo geofono. I profili sismostratigrafici ricavati da tale tecnica risultano raggiungere la massima profondità di investigazione fino a circa 1/2 la lunghezza dello stendimento; in questo caso i profili sismostratigrafici hanno raggiunto una profondità investigativa di circa 30 m.

9 STIMA DEI MODULI ELASTICI DINAMICI

Dalle velocità sismiche, ricavate dall'indagine a rifrazione superficiale classica in onde P e dalla metodologia RE.MI., sono stati calcolati alcuni parametri geotecnici.

Assegnando, infatti, la densità in sito, ricavata empiricamente mediante l'equazione di Gardner, che lega la densità alla velocità delle onde longitudinali (V_p), sono stati calcolati il coefficiente di Poisson e alcuni moduli elastici dinamici. Le determinazioni dei moduli elastici, eseguite mediante tali metodologie sismiche, sono riferibili a volumi significativi di terreno in condizioni relativamente indisturbate a differenza delle prove geotecniche di laboratorio che, pur raggiungendo un elevato grado di sofisticazione ed affidabilità, soffrono della limitazione di essere puntuali cioè relative ad un modesto volume di roccia.

I moduli elastici sismici possono essere correlati ai normali moduli statici attraverso un fattore di riduzione (Rzhevsky et alii, 1971) semplicemente evidenziando che si riferiscono, in virtù delle energie movimentate dall'indagine e del conseguente basso livello di deformazione raggiunto, ad un modulo statico tangente iniziale.

$$E_{din} = 8.3E_{stat} + 0,97$$

Infine, con i dati ottenuti dall'indagine eseguita è possibile calcolare il coefficiente di reazione del terreno K_s (Kg/cm^3) attraverso la relazione di Vesic (1961):

$$K_s = E_s/B^*(1 - \nu^2)$$

dove

B = larghezza della fondazione;

E_s = modulo di elasticità del terreno;

ν = coefficiente di Poisson.

Per quanto riguarda l'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali e nella verifica a svergolamento è stato determinato, indirettamente, il coefficiente di reazione orizzontale, K_h . Tale modulo viene determinato dalla formula di Chiarugi Maia secondo la quale è funzione di: modulo edometrico, modulo elastico del palo, diametro del palo, coefficiente di Poisson.

In ultimo per effettuare un'ulteriore verifica sui fattori di deformabilità delle terre, attraverso la relazione di Imai and Yoshimura, del 1977 sono stati determinati i valori di resistenza alla deformabilità del tipo SPT attraverso i valori delle velocità sismiche di taglio.

Di seguito sono riportati i principali moduli elastici dei terreni riguardanti la base sismica eseguita; tali valori si riferiscono all'ammasso pertanto devono essere intesi come valori medi.

<i>Note bibliografiche</i>			
Parametro calcolato	Bibliografia	Unità di misura	Formula
Modulo di Poisson (Bowles 1988)	Simeon Denis Poisson (Fisico e matematico francese)	Grandezza adimensionale	$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{1-\sigma}{0.5-\sigma}}$
Densità naturale	Equazione di Gardner	gr/cm ³	$\rho=0,23Vp^{0,25}$
Correlazione empirica tra Vs e SPT	Imai and Yoshimura, 1977	Grandezza adimensionale	$Vs=f/(Nspt)$
Coefficiente di sottofondo	Vesic, 1961	Kg/cm ³	$k=E/[B(1-n2)]$
Coefficiente di sottofondo verticale	Vol I di Geotecnica e tecnica delle fondazioni – Cestelli Guidi	Kg/cm ³	$K_v = a_2 * E_d / b$ dove $a_2 = 2 / \log_e(b+2H) / b$
Coefficiente di sottofondo orizzontale	Metodo Chiarugi-Maia	Kg/cm ³	$k_h = \frac{E_d}{D \cdot (1-\nu^2)} \left(\frac{E_d \cdot D^4}{E_p \cdot J} \right)^{1/2}$ <small>E_d: Modulo edometrico ν: Coefficiente di Poisson E_p: Modulo elastico della sezione, se in ca (E_p= 18000 × √(Re_k)) D: Diametro del palo J: Momento d'inerzia della sezione se circolare (J = π × D⁴ / 64)</small>
Modulo di Young dinamico	Bowles 1988	Mpa	$E = Vs^2 \rho \cdot [3Vp^2 - 4Vs^2 / Vp^2 - Vs^2]$
Modulo di Young statico	Rzhevsky et all., 1971	Mpa	$E_{din} = 8.3E_{stat} + 0,97$
Modulo di Bulk	Bowles 1988	Mpa	$K=E_{din}/(3*(1-2*n))$
Modulo di taglio dinamico	Bowles 1988	Mpa	$G_{din} = E_{din}/((2*(1+n))$
Modulo di taglio statico	Bowles 1988	Mpa	$G_{stat}=E_{stat}/(2*(1+n))$
Modulo di Compressione Edometrica	Relazione di Navier	Kh/cm ²	$M = E * [(1-n) / (1-n-2*n^2)]$

BASE SISMICA 01 - STIMA DEI MODULI DINAMICI

	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Velocità onde P (m/s):	451	679	1368
Velocità onde S (m/s):	175	321	528
V_{LAB} = Velocità onde P di laboratorio (m/s):	6000	6000	6000
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	3,00	7,00	10,00
Profondità Media Strato (m)	1,50	6,50	15,00
Modulo di Poisson (ν)	0,41	0,36	0,41
Densità naturale (ρ in gr/cm³) = 0,23xVp^{0,25} (Gardner et al., 1974)	1,43	1,58	1,89
Porosità % (\emptyset) (correlazione Rzheshvsky e Novik (1971))	46,53%	44,40%	37,96%
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Kg/cm²)	1235	4422	14848
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Kg/cm²) G _{din} = E _{din} /((2*(1+ ν)))	438	1631	5256
MOD. di BULK (K) (Kg/cm²): K=E _{din} /(3*(1-2* ν))	2322	5122	28274
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Kg/cm²) (Rzheshvsky et alii, 1971)	149	533	1789
MOD. di TAGLIO STATICO (G_{stat} in Kg/cm²)	53	196	633
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) (da velocità onde P e densità) ρ^*Vp^2 (valido per le terre)	30	74	360
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) M=((Vp*Vp* $\rho^*(1+\nu)*(1-2*\nu)/(1-\nu)$) (relazione di NAVIER)	13	45	151
MOD DI PIASTRA ovvero DEFORMABILITA' (M in Megapascal) Md=D* $\Delta p/\Delta s$ =((1- ν^2)* $\pi/4$)/E _{stat} (normativa Svizzera SNV) 670317a)	22,36	76,21	269,28
Rigidità Sismica (γ^*V_p) (Tonn/m²*sec)	250	508	995
Frequenza dello Strato	15	11	13
Periodo dello Strato	0,07	0,09	0,08
STIMA PARAMETRI GEOTECNICI (VALIDO PER LE TERRE)			
N_{SPT} (Imai and Yoshimura, 1977)	13	>50	>50
N_{SPT} = 7,24E-07xVs^{3,15} (Formazioni a prevalente componente argillosa)	8	>50	>50
N_{SPT} = 1,77E-06xVs^{2,80} (Formazioni argillose con intercalazioni litoidi)	3	18	>50
N_{SPT} = 1,60E-06xVs^{2,90} (Depositi Alluvionali)	5	30	>50
Φ = -80,942*ν^2-105,19*ν+73,668 (angolo di attrito da modello elastico)	17	26	17
Φ min = Vs₁^{0,44}-6,2 (angolo di resistenza al taglio minimo)	32	43	55
Φ max = Vs₁^{0,44} (angolo di resistenza al taglio massimo)	38	49	62
Cu (coesione non drenata in Kg/cm² = (Vs/23)^{1/0,475}*0,010197 (Dickenson 1990))	0,73	2,62	7,47
Cu=(coesione non drenata=(Vs-17,5)/2,63*0,010197 (Oh et al. 2008))	0,61	1,18	1,98
Cu=(coesione non drenata=(Vs/7,93)^{1/0,63}*0,010197 (Levesques et al. 2007)	1,38	3,63	7,99
Cu=(coesione non drenata=(Vs/187)^{1/0,372}*0,010197*100 da prove DH - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0,85	4,36	16,61
Cu=(coesione non drenata=(Vs/228)^{1/0,510}*0,010197*100 da prove MASW - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0,61	1,99	5,29
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO			
B (ipotesi dimensione fondazione superficiale in cm)	100	100	100
D (ipotesi diametro palo in m)	0,50	0,50	0,50
K = (Coeff. di Winkler in Kg/cm³-->VESIC 1961) k=E/[B(1-ν^2)]	1,79	6,10	21,56
k = 17,2*Vs^{1,25} Kg/cm³(Bowles 1997, Keceli, Imai e Yoshimura 2012)	1,12	2,38	4,44
K_v (Coeff. di Winkler verticale in Kg/cm³ --> K_v = α^2*E/d/dove α=2/log_e(b+2H)/b)	0,21	1,06	4,00
K_h (Coeff. di Winkler orizzontale in Kg/cm³ - Chiarugi-Maia)	0,60	6,35	82,18
INDICAZIONI SU CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE			
Fs (Fattore di sicurezza= Vp/Vs)	2,6	2,1	2,6
Q_{ult} (kg/cm²) = γ_{nat}*vs*(0,1) (Keceli 2012)	2,50	5,08	9,95
Q_{amm}=Q_{ult}/Fs	0,97	2,40	3,84

BASE SISMICA 01 - STIMA DEI MODULI DINAMICI

	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Velocità onde P (m/s):	300	882	1341
Velocità onde S (m/s):	126	398	502
V_{LAB} = Velocità onde P di laboratorio (m/s):	6000	6000	6000
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	1,50	4,00	10,00
Profondità Media Strato (m)	0,75	3,50	10,50
Modulo di Poisson (ν)	0,39	0,37	0,42
Densità naturale (ρ in gr/cm³) = 0,23xVp^{0,25} (Gardner et al., 1974)	1,29	1,69	1,88
Porosità % (\emptyset) (correlazione Rzhovsky e Novik (1971))	47,94%	42,50%	38,21%
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Kg/cm²)	571	7344	13412
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Kg/cm²) $G_{din} = E_{din}/(2*(1+\nu))$	205	2676	4727
MOD. di BULK (K) (Kg/cm²): $K = E_{din}/(3*(1-2*\nu))$	888	9574	27431
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Kg/cm²) (Rzhovsky et alii, 1971)	69	885	1616
MOD. di TAGLIO STATICO (G_{stat} in Kg/cm²)	25	322	570
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) (da velocità onde P e densità) $\rho*Vp^2$ (valido per le terre)	12	134	344
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) $M = ((Vp*Vp*\rho*(1+\nu)*(1-2*\nu)/(1-\nu))$ (relazione di NAVIER)	6	75	137
MOD DI PIASTRA ovvero DEFORMABILITA' (M in Megapascal) $Md = D*\Delta p/\Delta s = ((1-\nu^2)*\pi/4)/E_{stat}$ (normativa Svizzera SNV 670317a)	10,14	128,29	244,71
Rigidità Sismica ($\gamma*V_p$) (Tonn/m²*sec)	163	672	942
Frequenza dello Strato	21	25	13
Periodo dello Strato	0,05	0,04	0,08
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE AMMASSO ROCCIOSO (NON VALIDO PER LE TERRE)			
RMR Bieniawsky (valido solo per le rocce da E statico)	NA	32	43
ϕ (angolo di attrito in °)	NA	28	29
C (coesione in kg/cm ²)	NA	1,7	2,2
Rapporto di velocità VR (utilizzando per il valore delle Vp in laboratorio 6000m/sec)	NA	0,147	0,224
Rapporto di velocità al quadrato (VR²)	NA	0,022	0,050
RQD (0,97x(Vp/VLAB)²*100	NA	2,1%	4,8%
RQD (relazione empirica sui calcari - F. Zezza 1976)	NA	8,4%	15,0%
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO			
B (ipotesi dimensione fondazione superficiale in cm)	100	100	100
D (ipotesi diametro palo in m)	0,50	0,50	0,50
K (Coeff. di Winkler in Kg/cm ³ --> VESIC 1961) $k = E/[B(1-\nu^2)]$	0,81	10,27	19,59
k = 17,2*Vs^{1,25} Kg/cm³ (Bowles 1997, Keceli, Imai e Yoshimura 2012)	0,74	3,12	4,17
K_v (Coeff. di Winkler verticale in Kg/cm ³ --> $K_v = \alpha^2*Ed/b$ dove $\alpha = 2/\log_e(b+2H)/b$)	0,07	1,43	3,62
K_h (Coeff. di Winkler orizzontale in Kg/cm ³ - Chiarugi-Maia)	0,11	6,73	55,96
INDICAZIONI SU CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE			
F_s (Fattore di sicurezza = Vp/Vs)	2,4	2,2	2,7
Q_{ult} (kg/cm²) = $\gamma_{nat}*vs*(0,1)$ (Keceli 2012)	1,63	6,72	9,42
Q_{amm} = Q_{ult}/F_s	0,68	3,03	3,53

10 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE (DPSH)

In corrispondenza dell'area di studio è stata condotta una campagna geognostica per la quale sono state eseguite:

- n.6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH01÷DPSH06), spinte sino alla profondità di 10.0m;

Le prove sono ubicate così come riportato in **allegato01**.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari; 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 individuare con un buon grado di precisione lo spessore delle coltri dal 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, facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Gli 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)	Profondità max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M > 60$	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 = 10 cm, punta conica ($\delta = 60-90^\circ$), 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 = 10 cm, punta conica ($\delta = 60-90^\circ$), 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 efficaci e vantaggiosi economicamente per ricavare informazioni circa la natura litologica e la condizione geologica del sottosuolo, occorre correlare i risultati delle due prove, quella in foro (Standard Penetration Test) e quella eseguita a partire dalla superficie (Prova Penetrometrica Dinamica); ciò risulta possibile utilizzando la seguente equazione:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

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:

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

dove

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

1.1.1 Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{qp}

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.

Metodologia di elaborazione

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

Tale 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 permettendo inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione delle 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 e alquanto attendibili ai fini della progettazione. In particolare tale metodologia 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 resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Il programma di calcolo utilizzato, inoltre, 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 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 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

Nel programma la pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) viene 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

Correzione N_{spt} in presenza di falda

In presenza di falda il valore N_{spt} viene corretto e quindi N_{spt} corretto = 15 + 0.5 × (N_{spt} - 15)
dove N_{spt} è il valore medio nello strato.

Si specifica che 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) >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 Dr %;
- 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 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) >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 mt. per terreni in falda) >15 t/mq;
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt;
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr 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;
- Buismann-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 Gamma

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

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa 2,65 t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 ($N_{spt} = 0$) a 1,99 ($N_{spt} = 95$).

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 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/sec)

- 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). *Cu 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, ($Cu-N_{spt}$ -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/cm^2)-, 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

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$).

Risultati delle prove DPSH eseguita

Le prove DPSH eseguite hanno consentito di caratterizzare il sottosuolo fino ad una profondità massima di 10.0 m, discretizzandolo in una serie di superfici a differente comportamento in funzione del numero di colpi misurati durante le fasi di avanzamento.

I valori ottenuti del numero di colpi e dell'Rpd sono rappresentati in maniera grafica in **allegato05**. Di seguito, ai fini di una più agevole consultazione dei dati, sono stati sintetizzati i valori dei parametri geotecnici ritenuti di interesse.

Sono stati considerati i parametri relativi a terreni coesivi.

In particolare:

- “densità relativa” si è considerata la correlazione di *Skempton 1986*;
- “angolo di resistenza al taglio” si è considerata la correlazione *Shioi-Fukuni 1982*;
- “modulo edometrico” la correlazione considerata è quella di *Trofimenkov (1974)*, *Mitchell e Gardner*;
- “modulo di Young” la correlazione considerata è quella di *Schultze*;
- “peso unità di volume”: la correlazione considerata è quella di *Meyerhof*;
- “peso unità di volume saturo”: la correlazione considerata è quella di *Meyerhof*;
- “modulo di Poisson” si è considerata la correlazione *AGI*;
- “modulo di deformazione a taglio dinamico” si è considerata la correlazione di *Campanella (1983)* e *Imai & Tonouchi (1982)*;
- “velocità onde di taglio” in questo caso specifico, essendo state eseguite prove geofisiche in sito, sono state omesse nel report della presente prova;
- “modulo di reazione” *Navfac 1971-1982* - correlazione valida per sabbie, ghiaie, limi e limi sabbiosi;
- “resistenza alla punta” si è considerata la correlazione di *Robertson 1983*;

11 ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE

11.1 Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

11.2 Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

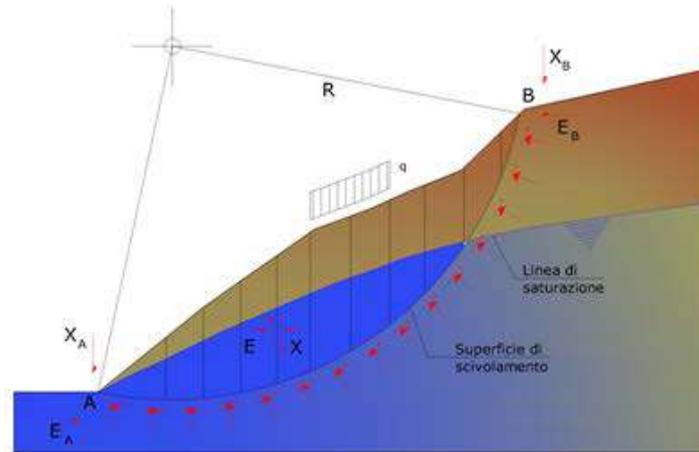
11.3 Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



11.4 Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j ;
- $(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

11.5 Metodo di Fellenius (1927)

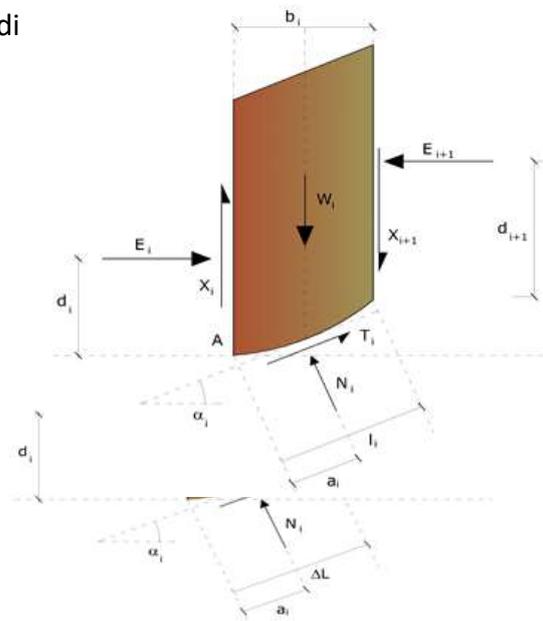
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.



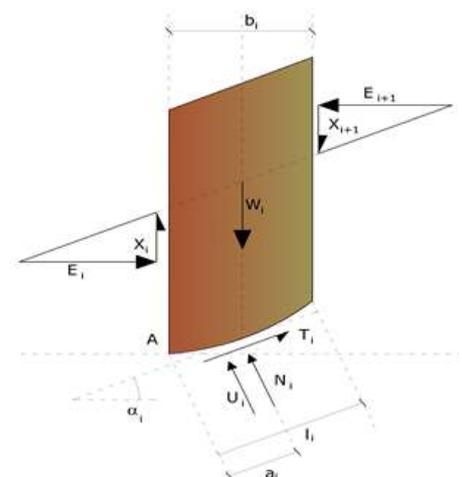
$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

11.6 Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$



$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

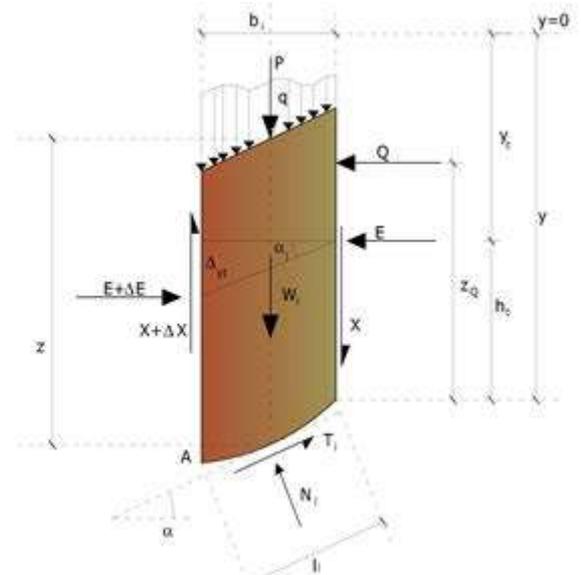
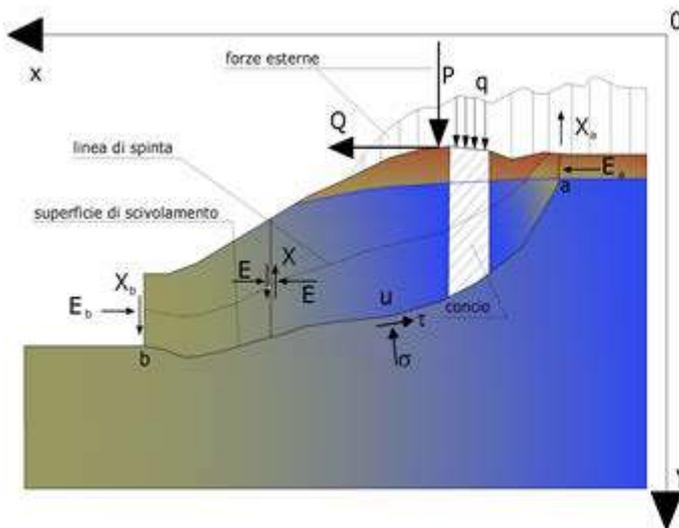
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $DX = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

11.7 Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

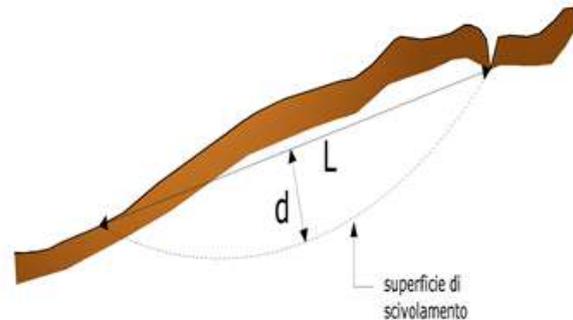
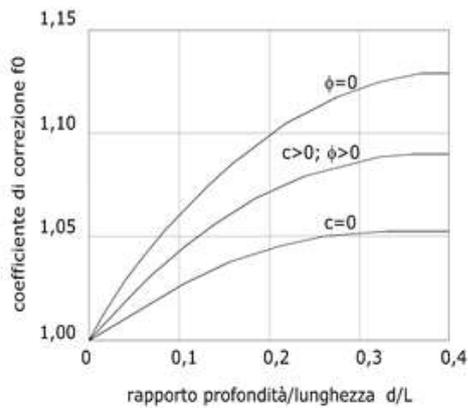


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



11.8 Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

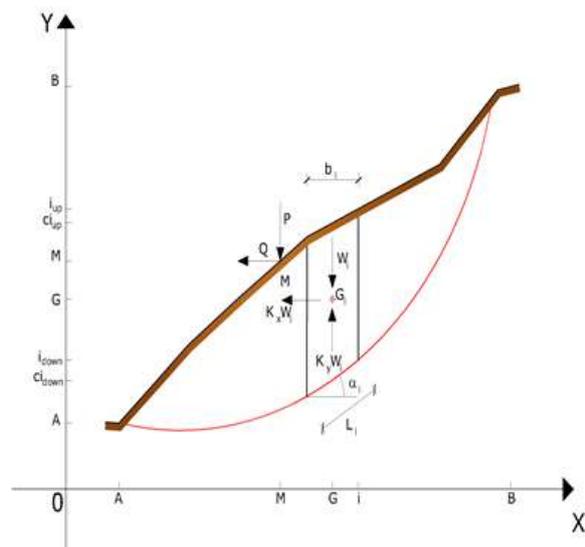
F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.



L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

11.9 Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di

equilibrio limite (accelerazione critica K_C) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

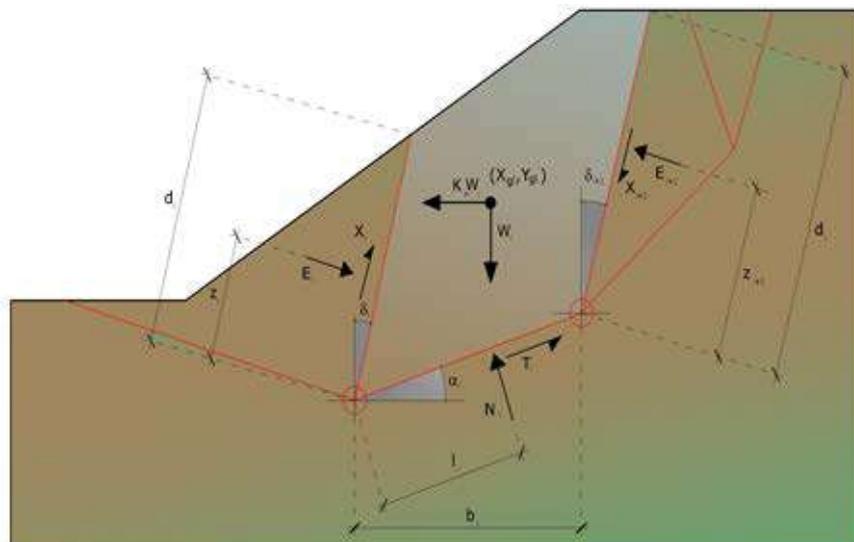
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot \left[(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G) \right] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$K=K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F=1$$

$$F=F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se}$$

$$K=0$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_j tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

11.10 Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo q ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1 \dots n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\text{tg} \alpha}{F_s} - W \text{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \text{tg} \phi \text{tg}(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \text{sen} \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

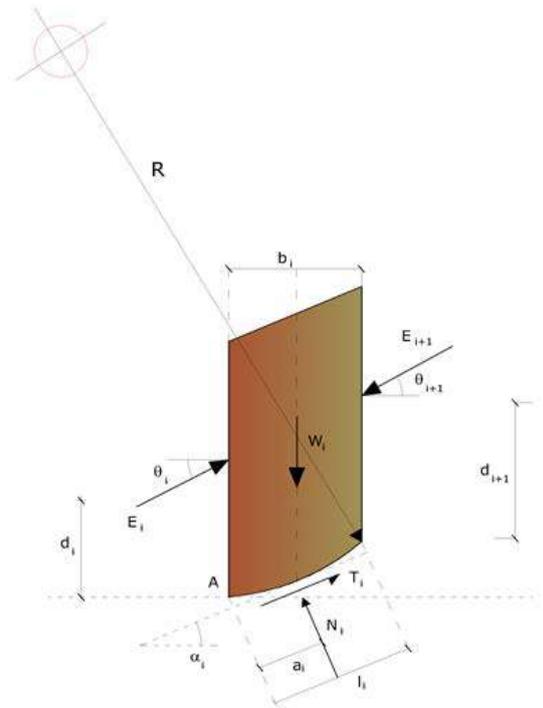
$$2) \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

11.11 Metodo di Morgenstern e Price (1965)

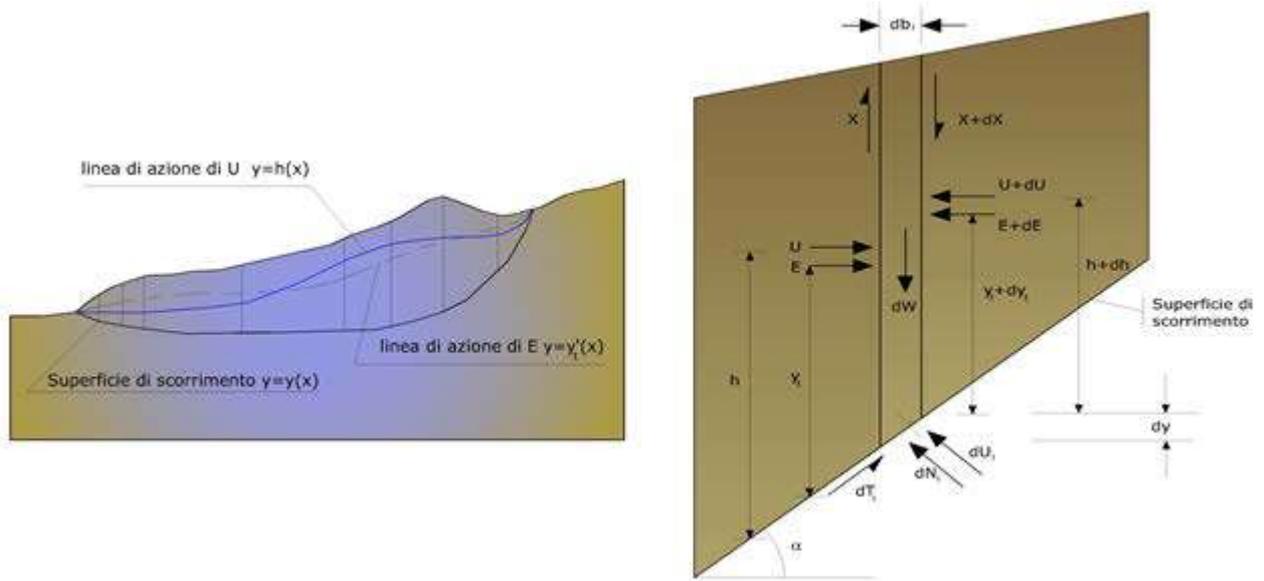
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.



La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta **“equazione delle forze”**:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta **“equazione dei momenti”**, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

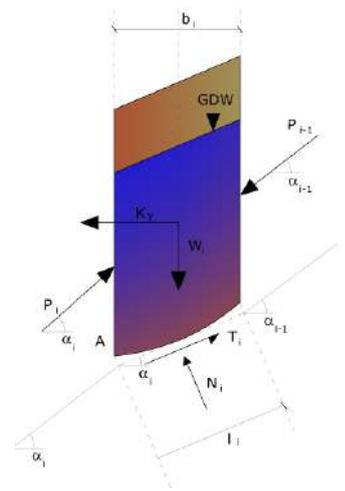
$$X = \frac{d(E \cdot \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

11.12 Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce una striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.



Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

11.13 Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

11.14 Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

11.15 Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

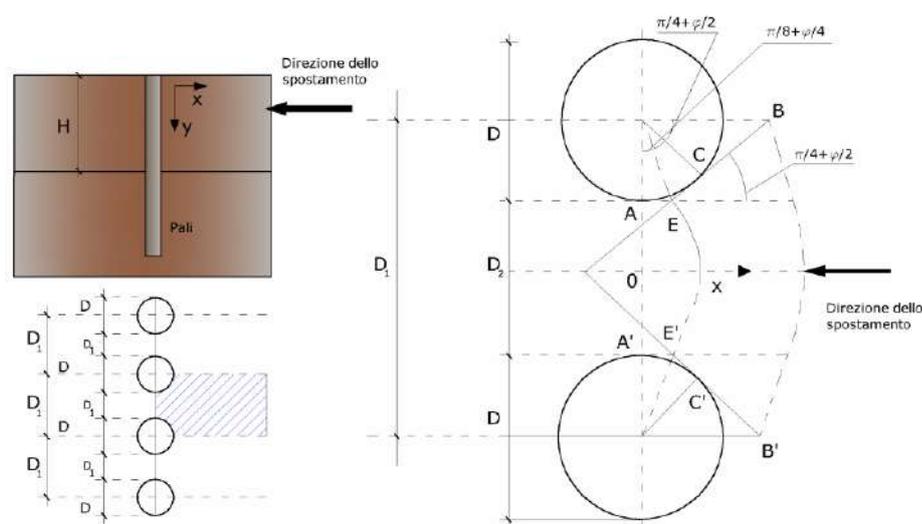
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

11.16 Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione delle spinte attive del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \phi/2)$ e $-(45 + \phi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{(N_\phi \tan \phi)} \left(e^{k_2} - 2(N_\phi)^{1/2} \tan \phi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\phi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

- C** = coesione terreno;
- φ** = angolo di attrito terreno;
- γ** = peso specifico terreno;
- D₁** = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$$N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$K_1 = (N_\phi)^{1/2} \tan\phi + N_\phi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\phi \tan(\pi/8 + \phi/4)$$

$$K_3 = \left[2\tan\phi + 2(N_\phi)^{1/2} + 1/(N_\phi)^{1/2} \right] / \left[(N_\phi)^{1/2} \tan\phi + N_\phi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;

opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{\text{Pullout}} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

T_{Pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e T_{Pullout} , la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

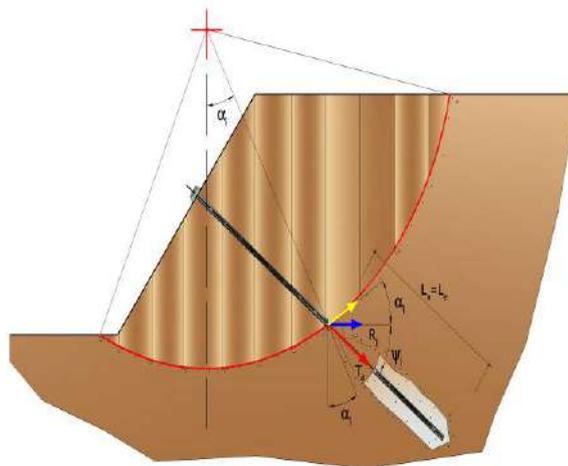
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

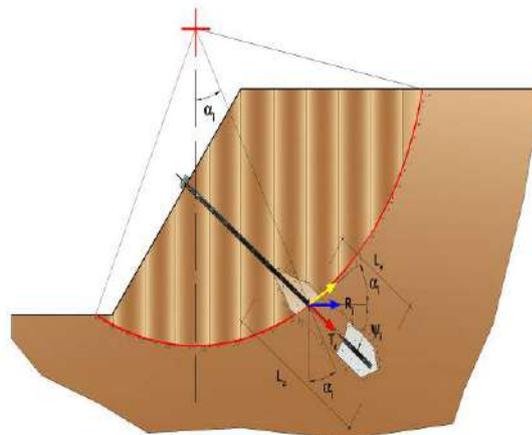
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene

realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per *i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

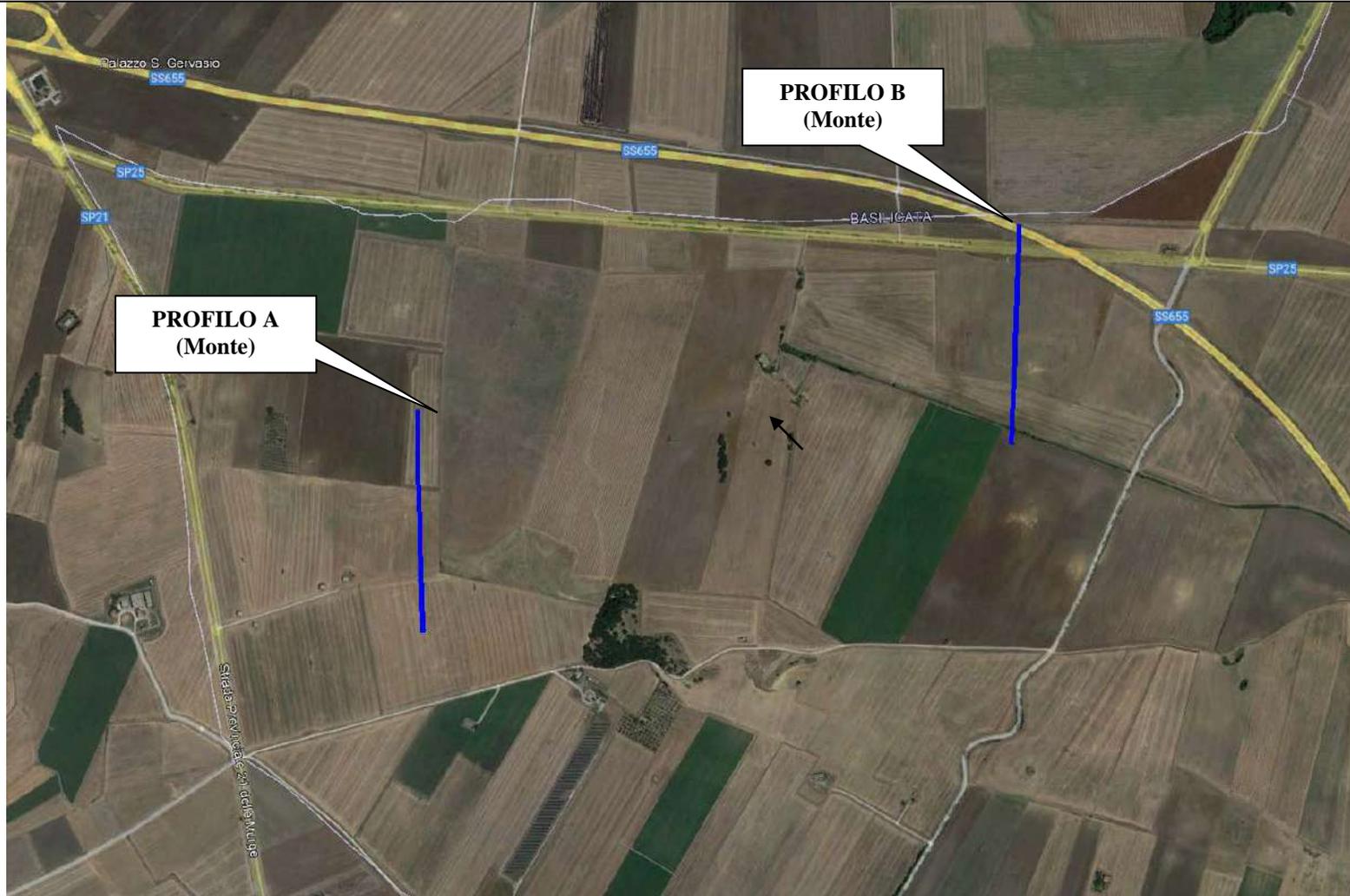
L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

Di seguito si riportano i risultati per ciascun profilo dell'analisi eseguita tramite software Geoslope.

Ubicazione dei profili oggetto dell'analisi di stabilità del versante



Traccia del profilo su cui è stata eseguita l'analisi di stabilità

11.19 Risultati del calcolo Profilo A

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Zona	SPINAZZOLA
Lat./Long.	40.96300122/15.97913028 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	273.0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	423.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	381.0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	489.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	5.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.042	2.518	0.28
S.L.D.	35.0	0.045	2.518	0.285
S.L.V.	332.0	0.134	2.478	0.415
S.L.C.	682.0	0.186	2.535	0.422

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.0605	0.2	0.0012	0.0006
S.L.D.	0.0648	0.2	0.0013	0.0007
S.L.V.	0.193	0.2	0.0039	0.002
S.L.C.	0.2678	0.2	0.0055	0.0027

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0012
 Coefficiente azione sismica verticale 0.0006

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	386.99
2	10.15	386.96
3	24.21	387.69
4	36.98	388.49
5	56.6	389.59
6	80.89	391.61
7	97.09	393.11
8	113.29	395.34
9	127.92	397.0
10	137.58	397.94
11	153.78	400.45
12	161.88	401.08
13	169.97	402.24
14	178.07	402.86
15	194.27	405.04
16	201.51	405.51
17	209.29	406.43
18	218.56	407.03
19	226.66	407.94
20	238.78	408.73
21	252.84	409.27
22	281.42	410.03
23	299.55	410.91
24	315.74	412.48
25	323.84	412.84
26	331.94	414.02
27	340.04	414.67
28	364.33	418.56
29	372.43	419.76
30	384.86	420.94
31	399.32	422.01
32	414.77	422.42
33	427.73	422.52
34	445.31	422.47
35	456.95	422.33
36	482.79	421.84
37	503.54	421.39
38	524.18	420.83
39	550.59	420.24
40	558.69	420.05

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	381.49
2	10.15	381.46
3	24.21	382.19
4	36.98	382.99
5	56.6	384.09
6	80.89	386.11
7	97.09	387.61
8	113.29	389.84
9	127.92	391.5
10	137.58	392.44
11	153.78	394.95
12	161.88	395.58
13	169.97	396.74
14	178.07	397.36
15	194.27	399.54
16	201.51	400.01
17	209.29	400.93
18	218.56	401.53
19	226.66	402.44
20	238.78	403.23
21	252.84	403.77
22	281.42	404.53
23	299.55	405.41
24	315.74	406.98
25	323.84	407.34
26	331.94	408.52
27	340.04	409.17
28	364.33	413.06
29	372.43	414.26
30	384.86	415.44
31	399.32	416.51
32	414.77	416.92
33	427.73	417.02
34	445.31	416.97
35	456.95	416.83
36	482.79	416.34
37	503.54	415.89
38	524.18	415.33
39	550.59	414.74
40	558.69	414.55

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

=====

=====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso unità di volume saturo (Kg/m ³)	Litologia	Legenda
1	0.5	24	1800.00	1850	Limi argillosi e sabbiosi	
2	0.1	26	1800	2000	Limi ghiaiosi	

Risultati analisi pendio [SPINAZZOLA PROFILO A]

=====

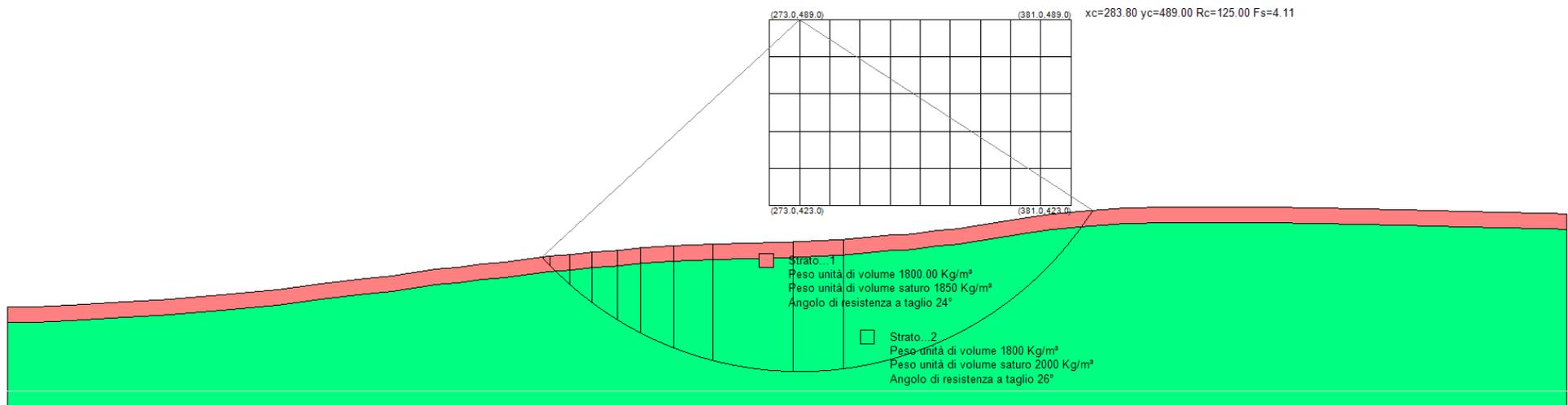
=====

Fs minimo individuato	4.11
Ascissa centro superficie	283.8 m
Ordinata centro superficie	489.0 m
Raggio superficie	125.0 m

=====

=====

Analisi di stabilità – Profilo A



11.20 Risultati del calcolo Profilo B

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Zona	Spinazzola
Lat./Long.	40.963081/15.982599 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	148.85 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	434.09 m
Ascissa vertice destro superiore xs	255.04 m
Ordinata vertice destro superiore ys	479.93 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.042	2.518	0.28
S.L.D.	35.0	0.045	2.518	0.285
S.L.V.	332.0	0.134	2.478	0.415
S.L.C.	682.0	0.186	2.535	0.422

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.0605	0.2	0.0012	0.0006
S.L.D.	0.0648	0.2	0.0013	0.0007
S.L.V.	0.193	0.2	0.0039	0.002
S.L.C.	0.2678	0.2	0.0055	0.0027

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0012

Coefficiente azione sismica verticale 0.0006

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	395.03
2	2.74	395.03
3	10.84	394.86
4	35.16	394.23
5	51.37	394.04
6	67.58	394.98
7	91.89	396.27
8	108.1	397.95
9	124.31	399.6
10	132.42	400.19
11	148.63	402.58
12	156.73	404.71
13	164.84	405.53
14	172.94	406.98
15	189.15	408.9
16	205.36	410.27
17	221.57	411.1
18	245.89	409.63
19	262.1	409.63
20	270.2	410.02
21	294.52	409.89
22	310.73	410.47
23	335.04	411.65
24	359.36	412.45
25	383.67	412.81
26	416.09	413.22
27	448.51	413.86
28	472.83	415.51
29	480.93	416.27
30	497.14	415.89
31	521.46	416.03
32	537.67	418.51
33	545.77	416.1

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.75	390.83
2	87.85	392.17
3	186.96	403.72
4	232.73	406.39
5	288.73	405.05
6	457.6	409.5
7	545.77	411.81

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	387.03
2	2.74	387.03
3	10.84	386.86
4	35.16	386.23
5	51.37	386.04
6	67.58	386.98
7	91.89	388.27
8	108.1	389.95
9	124.31	391.6
10	132.42	392.19
11	148.63	394.58
12	156.73	396.71
13	164.84	397.53
14	172.94	398.98
15	189.15	400.9
16	205.36	402.27
17	221.57	403.1
18	245.89	401.63
19	262.1	401.63
20	270.2	402.02
21	294.52	401.89
22	310.73	402.47
23	335.04	403.65
24	359.36	404.45
25	383.67	404.81
26	416.09	405.22
27	448.51	405.86
28	472.83	407.51
29	480.93	408.27
30	497.14	407.89
31	521.46	408.03
32	537.67	410.51
33	545.77	408.1

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.0
Coesione efficace	1.0
Coesione non drenata	1.0
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

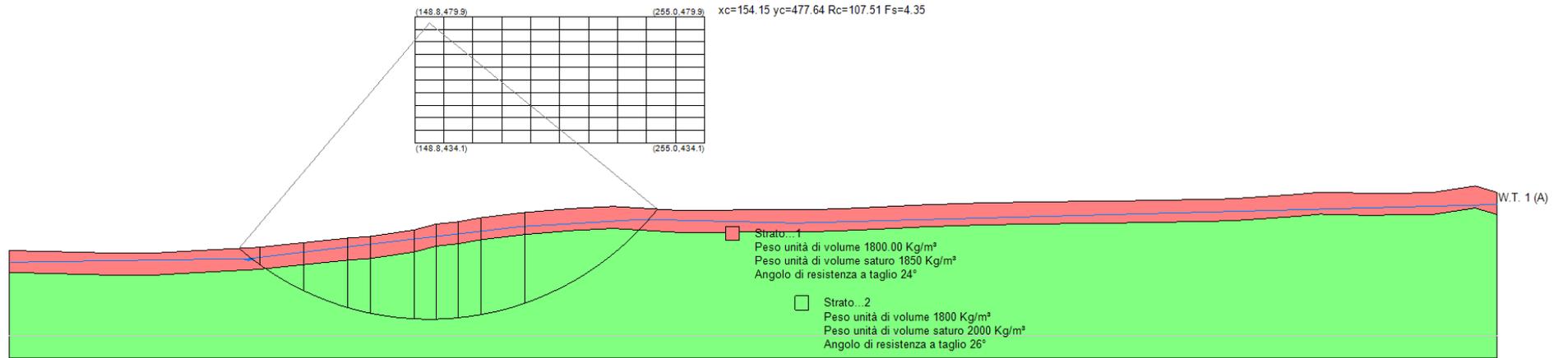
Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso unità di volume saturo (Kg/m ³)	Legenda
1	0.5	24	1800.00	1850	
2	0.1	26	1800	2000	

Risultati analisi pendio [SPINAZZOLA]

Fs minimo individuato	4.35
Ascissa centro superficie	154.15 m
Ordinata centro superficie	477.64 m
Raggio superficie	107.51 m

Analisi di stabilità – Profilo B



12 DEFINIZIONE DELLE UNITA' LITOTECNICHE

12.1 Classificazione geotecnica dei terreni

Per qualsiasi eventuale calcolazione geotecnica da effettuarsi in rapporto ai terreni costituenti il sottosuolo si consiglia di adottare, per i parametri fisico-meccanici, i valori indicati nella tabella seguente dove si riporta una sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici desunti dalle prove DPSH eseguite in campo.

I valori indicati sono da intendersi per "ammassi terrosi" integri.

I terreni costituenti il sottosuolo in esame inteso come suolo di fondazione è costituito da:

- **Primo strato (da 0.00m a 8.00/10.00m) –limi argillosi e sabbiosi** da poco a mediamente addensati e/o consistenti, con inclusioni di piccoli ciottoli; tale strato non è continuo su tutta l'area e si rinviene prevalentemente sul settore sud- occidentale delle aree di interesse, alle quote più basse;
- **Secondo strato (da partire da 8.00/10.00m) - Conglomerati poligenici di base in matrice sabbioso limosa** addensata e/o consistente, con lenti argillo-limose, di deposizione fluviale.

Di seguito si riportano alcuni parametri geotecnici di riferimento per i terreni presenti:

Depositi "*Limi argillosi e sabbiosi*"

- Peso di volume naturale (γ) 1800 Kg/m³
- Peso di volume saturo (γ_s) 1850 Kg/m³
- Angolo di attrito (ϕ) 22-26°
- Coesione (c') 50 KPa

Depositi "*Conglomerati poligenici in matrice sabbioso limosa*"

- Peso di volume naturale (γ) 1800 Kg/m³
- Peso di volume saturo (γ_s) 2000 Kg/m³
- Angolo di attrito (ϕ) 24-28°
- Coesione (c') 10 KPa

13 COMPATIBILITÀ IDROGEOLOGICA RISPETTO AL PAI

L'area in esame, per quanto riguarda il Piano Stralcio per la difesa dal Rischio Idrogeologico (PAI), si evidenzia che l'area di progetto interessa il bacino del Bradano (UOM 012 Bradano) nonché il bacino Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (UOM ITR 1611020); ne discende che i PAI di riferimento sono quelli redatti dall'ex Autorità di Bacino della Basilicata e dalla ex Autorità di Bacino della Puglia.

Dalla consultazione della cartografia PAI dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sede della Basilicata è stato verificato che parte dei campi fotovoltaici sono perimetrati dal rischio idraulico R1. Al fine di ottemperare alle indicazioni contenute all'art. 7 punto 3.2 delle Norme di Attuazione del PAI delle ex AdB della Basilicata è stato condotto uno studio geologico e geotecnico di dettaglio supportato da opportune indagini geognostiche.

Per quanto riguarda la componente suolo e sottosuolo, al fine della valutazione della stabilità dei versanti, in corrispondenza delle aree R1, sono state eseguite indagini sismiche e penetrometriche oltre che delle verifiche di stabilità del pendio.

Dall'analisi di stabilità del pendio è emerso che è rispettato il fattore di sicurezza, risultato superiore a 4, e pertanto le aree oggetto di intervento risultano idonee ad ospitare tali strutture.

Per quanto riguarda la componente acque sotterranee, è stata riscontrata la presenza di una falda superficiale nella zona NE, in corrispondenza delle prove penetrometriche DPSH 05 e DPSH 06; tale falda è stata intercettata tra 5 e 8 metri. Considerato il tipo di materiale presente, che per le sue caratteristiche intrinseche di deposizione risulta molto eterogeneo sia verticalmente che orizzontalmente, si tratta di falde isolate e sospese che si manifestano in periodi di piovosità abbondante. Al fine di monitorare le caratteristiche qualitative e quantitative degli acquiferi superficiali si propone di installare una rete di piezometri disposti su tutta l'area prima dell'installazione del campo fotovoltaico al fine di monitorare le variazioni della falda ante e post operam. Nello specifico si prevede l'installazione di n. 8 piezometri a tubo aperto di profondità pari a 10 m ciascuno. Di seguito si mostra uno stralcio planimetrico con l'indicazione indicativa delle ubicazioni dei piezometri da installare.

Stralcio planimetrico con l'ubicazione dei piezometri per il monitoraggio della falda superficiale



 PZ6 UBICAZIONE DEI PIEZOMETRI (Profondità 10m)

14 MODELLO GEOLOGICO E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini geognostiche eseguite in sito hanno permesso di definire il modello geologico del sito ai sensi delle NTC 2018. Considerata la stratigrafia rilevata durante l'esecuzione del rilevamento di dettaglio e dalle informazioni ottenute dalle indagini svolte sul sito in esame si riportano di seguito alcune considerazioni utili al fine della scelta di fondazioni idonee a sopportare i carichi trasmessi dalle strutture in elevazione:

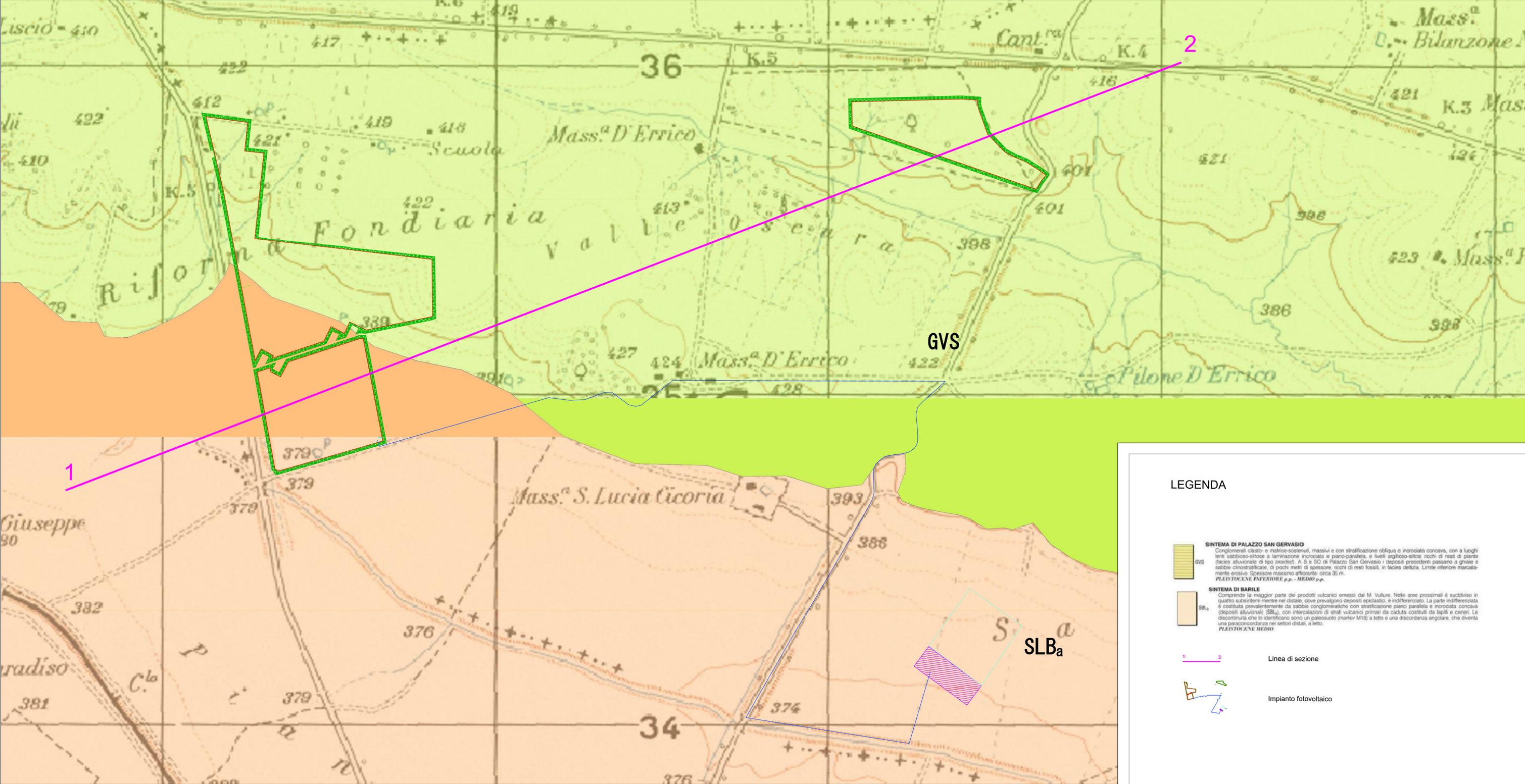
- il terreno di fondazione è caratterizzato prevalentemente da depositi limosi e conglomeratici in matrice sabbiosa, e, in maniera minore, da limi argillosi e sabbiosi, localmente ghiaioso, nel settore sud-ovest dell'area interessata dagli interventi;
- l'area è caratterizzata dalla presenza di solchi erosivi evidenti soprattutto nella porzione nord dell'area di interesse;
- il terreno risulta essere permeabile, ma, trattandosi di depositi fluviali, potrebbero essere interessato da variazioni litologiche laterali e verticali,
- localmente e a varie profondità è presente una esigua circolazione idrica tra i 5 e gli 8 m di profondità dal p.c.;
- dal rilevamento di dettaglio non sono stati individuati fenomeni di instabilità dell'area in esame (piccoli smottamenti o vegetazione piegata).
- la caratterizzazione sismica ha evidenziato che il sottosuolo in esame è classificato come suolo di fondazione "B", definito secondo le NTC 2018 come *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."*;
- dal punto di vista della pericolosità idraulica e idrogeomorfologica, l'area in esame, per interessa il bacino del Bradano (UOM 012 Bradano) nonché il bacino Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (UOM ITR 1611020); ne discende che i PAI di riferimento sono quelli redatti dall'ex Autorità di Bacino della Basilicata e dalla ex Autorità di Bacino della Puglia. Nello specifico è stato verificato che parte dei campi fotovoltaici sono perimetrati dal rischio idraulico R1, entro il quale sono consentiti, come riportato nelle NTA del PAI all'art.19, c3.1 *"gli interventi di cui all'art.17, c.3, punto 3.1 (cambiamenti di destinazione d'uso che non comportino aumento delle condizioni di rischio), nonché interventi di nuova costruzione, di ampliamento e completamento di opere esistenti, così come definiti dalla legislazione vigente, realizzati con modalità che non determinino situazioni di pericolosità idrogeologica.*
- dall'analisi di stabilità del pendio è emerso che è rispettato il fattore di sicurezza, risultato superiore a 4
- nell'area oggetto di intervento sussiste il vincolo idrogeologico per il quale sarà richiesto parere alla Regione Puglia ai sensi del Regolamento Regionale 11 marzo 2015, n. 9.

Infine, nel caso di opere interrato, per quanto riguarda la stabilità dei fronti di scavo, considerando la successione stratigrafica del sito e le caratteristiche fisico-meccaniche dei

terreni coinvolti si consiglia di prevedere adeguate opere di contenimento in modo da compiere i lavori in sicurezza.

Le aree oggetto di intervento risultano idonee ad ospitare le strutture in oggetto, pertanto, si **esprime un parere geologico favorevole**.

ALLEGATO 01 – CARTA GEOLOGICA E SEZIONE GEOLOGICA



LEGENDA

SISTEMA DI PALAZZO SAN GERVASIO
 GVS
 Conglomerati clasto- e matrici-ossigenati, massivi e con stratificazione obliqua e incrociata concava, con a luoghi lenti sabbioso-siltose a laminazione incrociata e piano-parallela, e livelli argilloso-siltosi ricchi di resti di piante (facies alluvionale di tipo braider). A S e SO di Palazzo San Gervasio i depositi precedenti passano a ghiaie e sabbie clinostratificate, di pochi metri di spessore, ricchi di resti fossili, in facies detrita. Limite inferiore marcatamente erosivo. Spessore massimo affiorante: circa 55 m.
 PLEISTOCENE INFERIORE p.p. - MEDIO p.p.

SISTEMA DI BARILE
 SLB_a
 Comprende la maggior parte dei prodotti vulcanici emessi dal M. Vulture. Nelle aree prossime è suddiviso in quattro sottosistemi mentre nel distale, dove prevalgono depositi epiclastici, è indifferenziato. La parte indifferenziata è costituita prevalentemente da sabbie conglomeratiche con stratificazione piano parallela e incrociata concava (depositi alluvionali) (SLB_a), con intercalazioni di strati vulcanici primari da caduta costituiti da lapilli e cenere. Le discontinuità che lo identificano sono un paleosuolo (marker M18) a letto e una discordanza angolare, che diventa una paraconcordanza nei settori distali, a letto.
 PLEISTOCENE MEDIO.

Linea di sezione

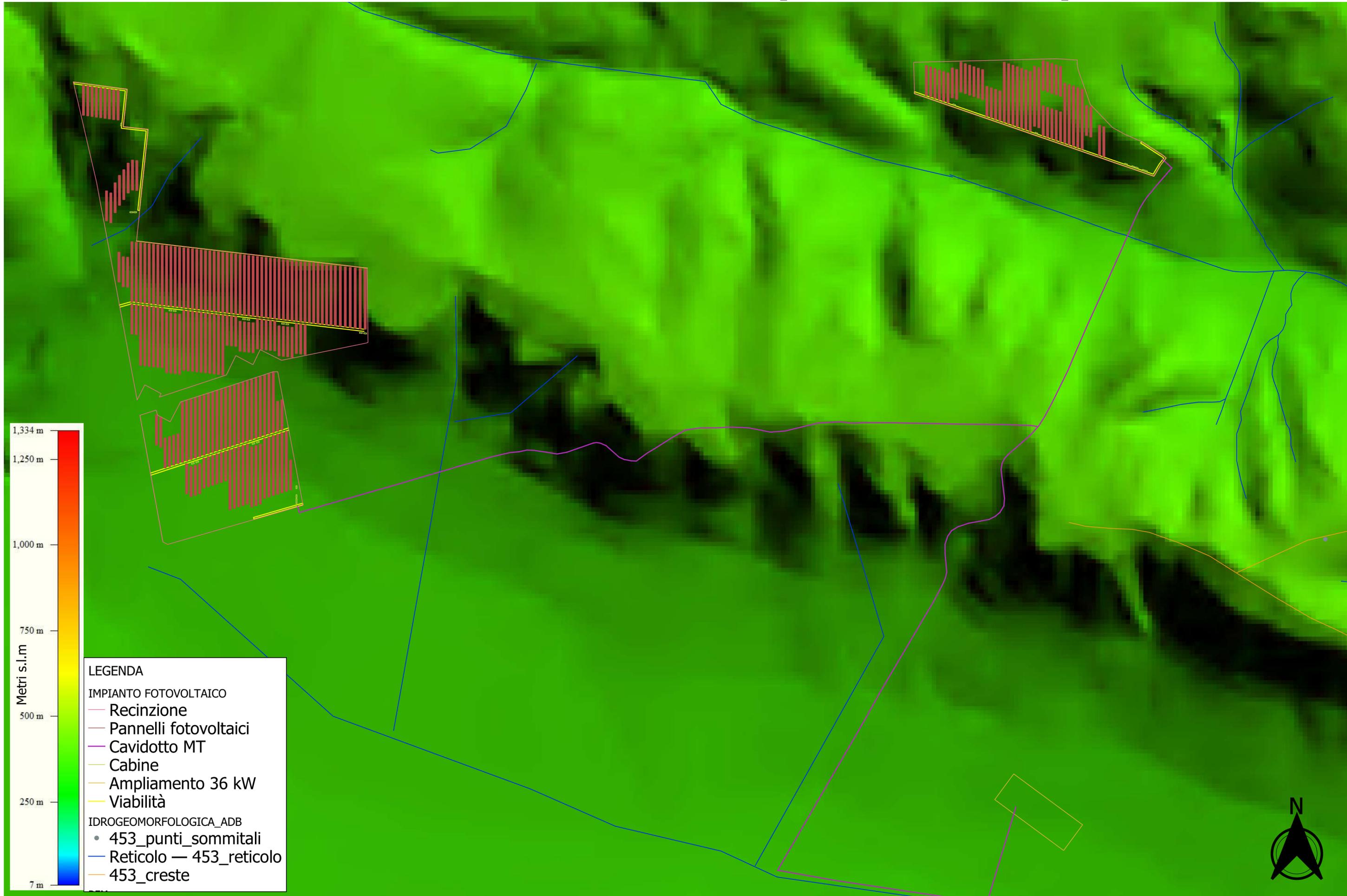
Impianto fotovoltaico

SEZIONE GEOLOGICA SCHEMATICA 1-2
SCALA ORIZZONTALE 1: 5000
SCALA VERTICALE 1: 2500



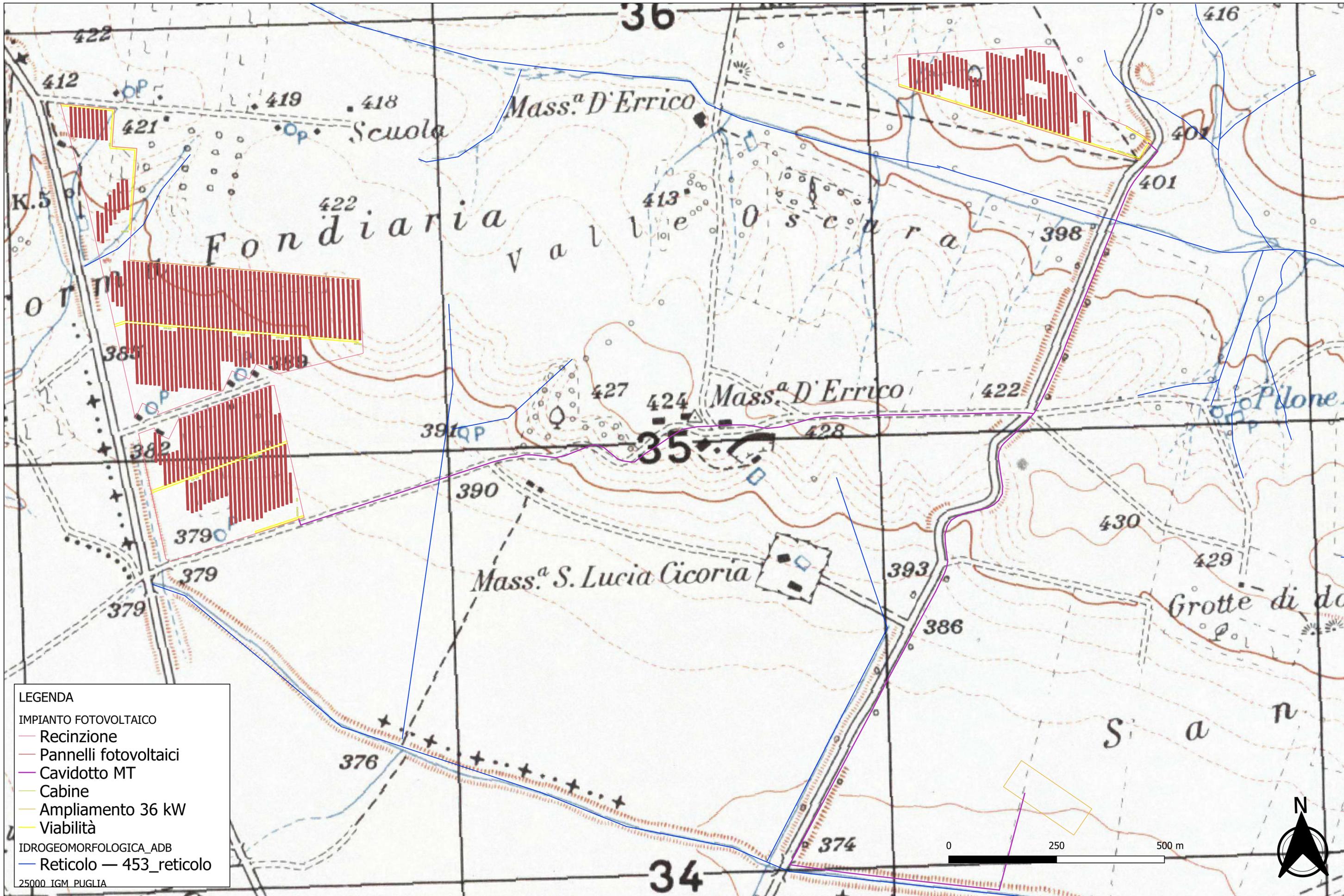
ALLEGATO 02 – CARTA GEOMORFOLOGICA

CARTA GEOMORFOLOGICA SU BASE DEM (SCALA 1:5.000)



ALLEGATO 03 – CARTA IDROGEOLOGICA

CARTA IDROGEOLOGICA SU BASE CTR (SCALA 1:5.000)



ALLEGATO 04 – CARTA DEL RISCHIO (PAI BASILICATA)

PAI BASILICATA SU BASE ORTOFOTO (SCALA 1:5.000)



ALLEGATO 05 – PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI



ALLEGATO 06 – PROVE DPSH

-
- NUMERO DI COLPI
 - RESISTENZA DINAMICA
 - INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA
-

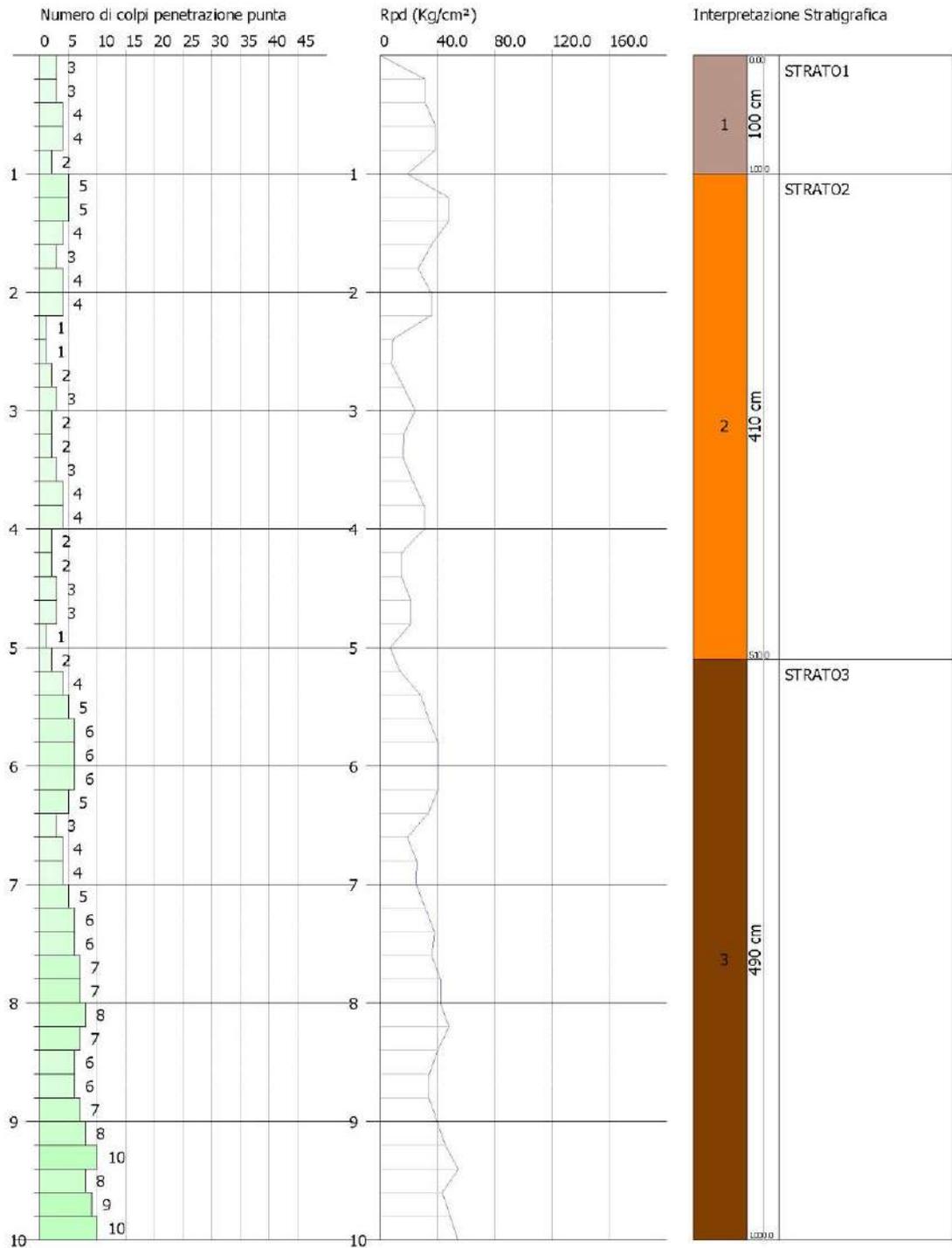
1 Stima dei parametri geotecnici DPSH01

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3
Intervallo profondità (m da p.c)		0.00-1.00	1.00-5.10	5.10-10.00
Coesione non drenata C_u (Kg/cm ²)	<i>Terzaghi-Peck</i>	0.35	0.32	0.15
Densità relativa D_r (%)	<i>Skempton 1986</i>	22.52	21.13	34.99
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	<i>Shioi-Fukuni 1982</i>	24.2	23.75	25.8
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	<i>Schultze</i>	44.46	38.37	105.18
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	<i>Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner</i>	59.32	53.91	113.17
Classificazione AGI	<i>Classificazione AGI</i>	<i>MODER. CONSISTENTE</i>	<i>MODER. CONSISTENTE</i>	<i>CONSISTENTE</i>
Peso unità di volume γ (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.79	1.77	1.99
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.88	1.88	2.19
Modulo di Poisson σ	<i>(A.G.I.)</i>	0.34	0.34	0.33
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	<i>Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)</i>	359.70	338.65	538.60
Modulo di reazione K_0	<i>Navfac 1971-1982</i>	1.14	1.01	2.30
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	<i>Robertson 1983</i>	11.28	10.22	21.84

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:45



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

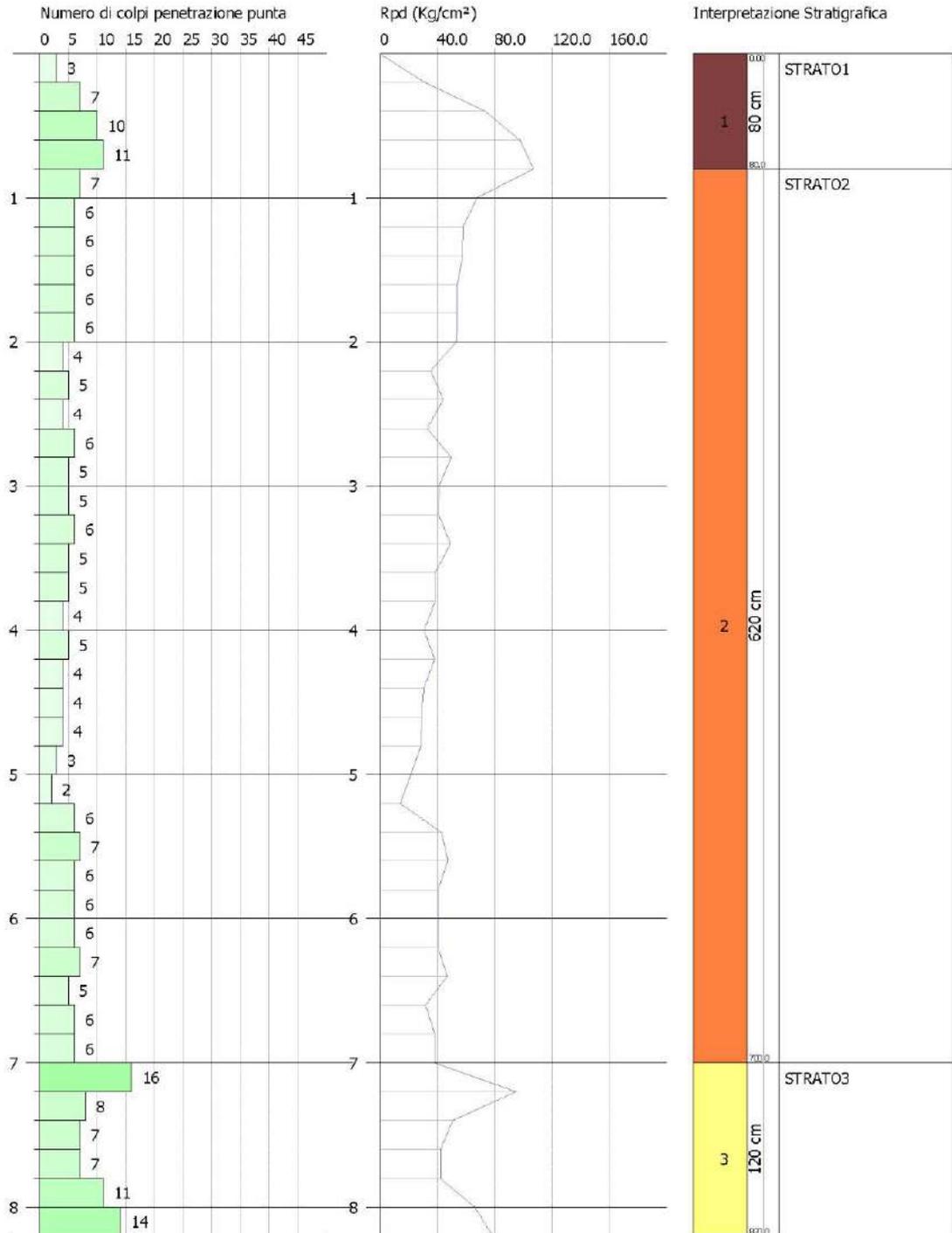
2 Stima dei parametri geotecnici DPSH02

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3
Intervallo profondità (m da p.c)		0.00-0.80	0.80-7.00	7.00-8.20
Coesione non drenata C_u (Kg/cm ²)	<i>Terzaghi-Peck</i>	0.92	0.63	0.70
Densità relativa D_r (%)	<i>Skempton 1986</i>	40.52	31.36	48.94
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	<i>Shioi-Fukuni 1982</i>	22.31	23.79	27.66
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	<i>Schultze</i>	143.30	-	167.50
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	<i>Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner</i>	98.92	79.34	120.51
Classificazione AGI	<i>Classificazione AGI</i>	MODERATAMENTE ADDENSATO	POCO ADDENSATO	MODERATAMENTE ADDENSATO
Peso unità di volume γ (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.84	1.70	1.96
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.94	1.91	1.97
Modulo di Poisson σ	<i>(A.G.I.)</i>	0.38	0.39	0.39
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	<i>Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)</i>	617.55	487.30	743.28
Modulo di reazione K_0	<i>Navfac 1971-1982</i>	2.86	1.95	3.78
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	<i>Robertson 1983</i>	27.32	18.54	37.00

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:37



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

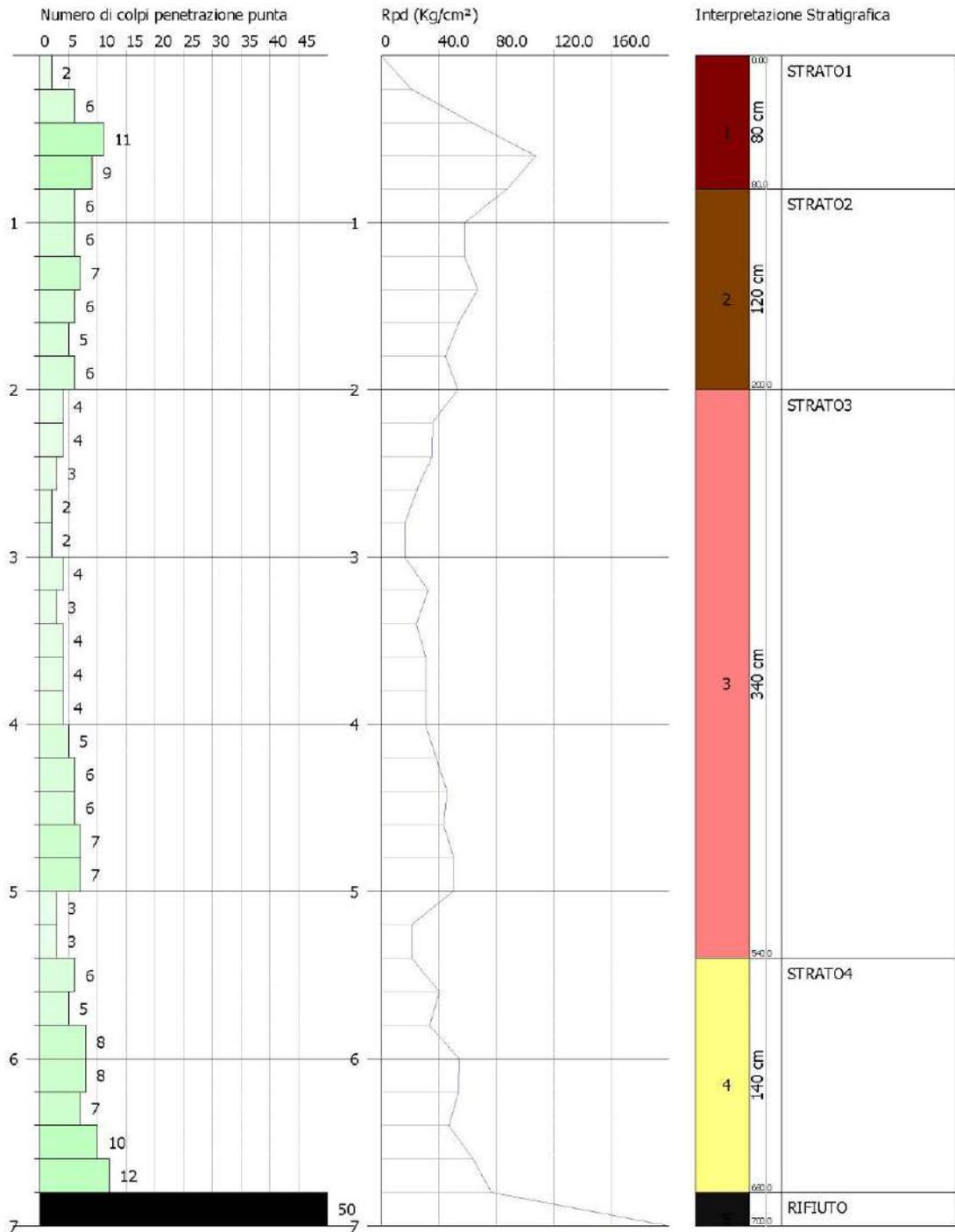
3 Stima dei parametri geotecnici DPSH03

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4	Strato 5 (rifiuto)
Intervallo profondità (m da p.c)		0.00-0.80	0.80-2.00	2.00-5.40	5.40-6.80	6.80-7.00
Coesione non drenata Cu (Kg/cm ²)	Terzaghi-Peck	0.83	0.71	0.46		-
Densità relativa Dr(%)	Skempton 1986	37.91	34.23	26.88	41.35	-
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	Shioi-Fukuni 1982	28.6	27.59	25.51	29.54	-
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	Schultze	136.65	127.85	-	145.50	-
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	92.99	85.14	70.87	100.89	-
Classificazione AGI	Classificazione AGI	MODERATAMENTE ADDENSATO	MODERATAMENTE ADDENSATO	POCO ADDENSATO	MODERATAMENTE ADDENSATO	-
Peso unità di volume γ (t/m ³)	Meyerhof	1.80	1.75	1.63	1.86	-
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	Meyerhof	1.93	1.92	1.90	1.94	-
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.38	0.37	0.38	0.39	-
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	580.08	527.98	423.58	629.63	-
Modulo di reazione K_0	Navfac 1971-1982	2.59	2.22	1.53	2.95	-
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	Robertson 1983	24.66	21.14	14.74	28.20	-

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:32



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

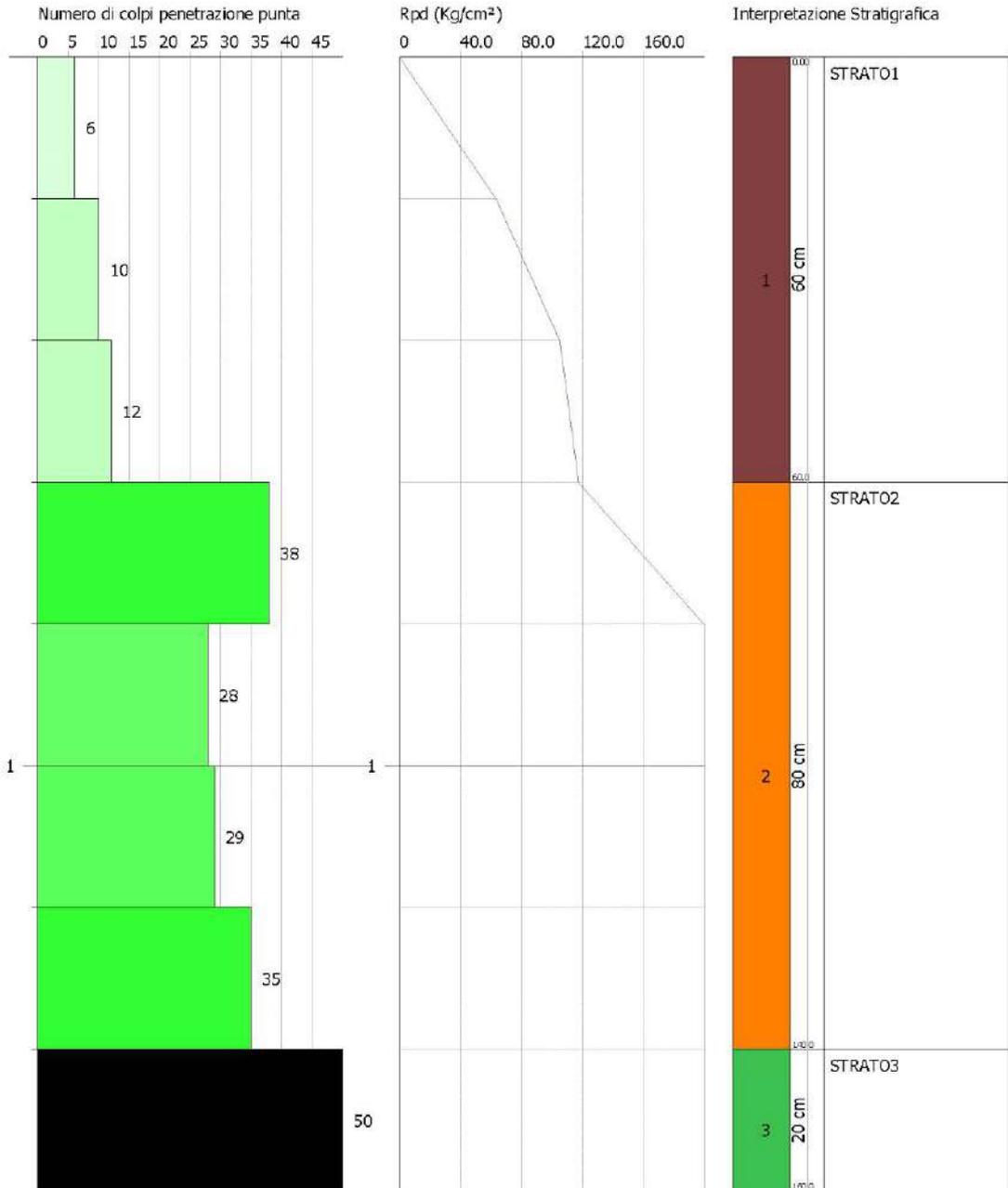
4 Stima dei parametri geotecnici DPSH04

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3 (Rifiuto)
Intervallo profondità (m da p.c)		0.0-0.6	0.60-1.40	1.40-1.60
Coesione non drenata C_u (Kg/cm ²)	<i>Terzaghi-Peck</i>	0.30	0.32	-
Densità relativa D_r (%)	<i>Skempton 1986</i>	45.55	87.08	-
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	<i>Shioi-Fukuni 1982</i>	22.2	25.05	-
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	<i>Schultze</i>	157.20	361.30	-
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	<i>Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner</i>	111.32	293.38	-
Classificazione AGI	<i>Classificazione AGI</i>	MODERATAMENTE ADDENSATO	MOLTO ADDENSATO	-
Peso unità di volume γ (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.92	2.16	-
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.96	2.27	-
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.38	0.35	-
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	<i>Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)</i>	691.55	1482.37	-
Modulo di reazione K_0	<i>Navfac 1971-1982</i>	3.40	9.36	-
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	<i>Robertson 1983</i>	32.88	114.52	-

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:8



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

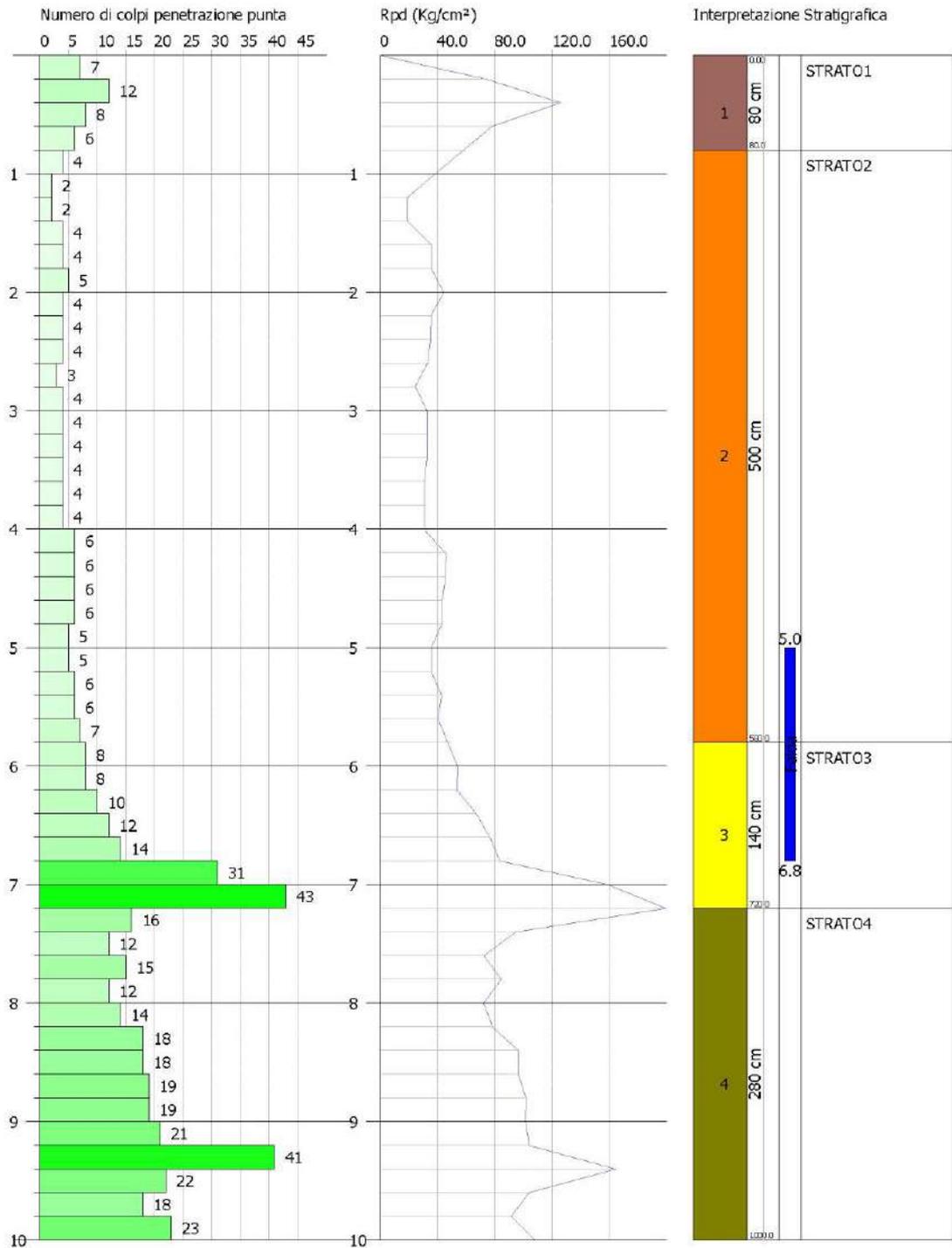
5 Stima dei parametri geotecnici DPSH05

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 3
Intervallo profondità (m da p.c)		0.00-0.80	0.80-5.80	5.80-7.20	7.20-10.00
Coesione non drenata C_u (Kg/cm ²)	<i>Terzaghi-Peck</i>	0.98	0.50	2.14	2.28
Densità relativa D_r (%)	<i>Skempton 1986</i>	42.17	28.31	65.2	67.07
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	<i>Shioi-Fukuni 1982</i>	23.77	22.93	26.81	27.49
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	<i>Schultze</i>	147.70	-	233.60	243.60
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	<i>Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner</i>	102.85	73.50	179.47	188.39
Classificazione AGI	<i>Classificazione AGI</i>	MODERATAMENTE ADDENSATO	POCO ADDENSATO	ADDENSATO	ADDENSATO
Peso unità di volume γ (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.87	1.66	2.05	2.06
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	<i>Meyerhof</i>	1.95	1.91	2.15	2.17
Modulo di Poisson σ	<i>(A.G.I.)</i>	0.38	0.39	37	36
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	<i>Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)</i>	641.56	443.98	1033.30	1072.63
Modulo di reazione K_0	<i>Navfac 1971-1982</i>	3.03	1.66	5.84	6.11
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	<i>Robertson 1983</i>	29.08	15.92	63.44	67.44

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:45



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

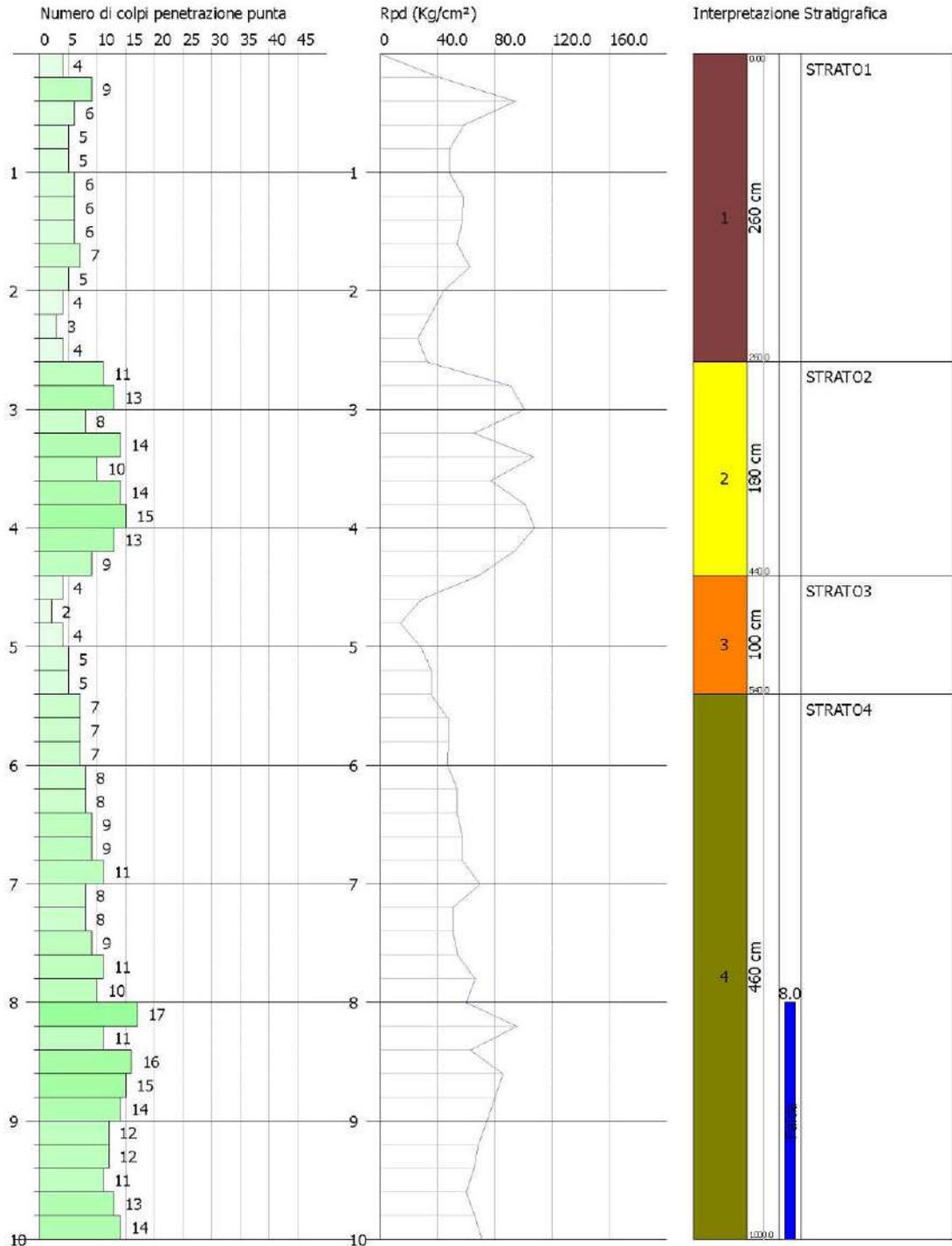
6 Stima dei parametri geotecnici DPSH06

PARAMETRI GEOTECNICI	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 3
Intervallo profondità (m da p.c)		0.00-2.60	2.60-4.40	4.40-5.40	5.40-10.00
Coesione non drenata C_u (Kg/cm ²)	Terzaghi-Peck	0.64	1.41	0.44	1.28
Densità relativa D_r (%)	Skempton 1986	31.83	52.62	26.1	49.6
Angolo di resistenza al taglio ϕ°	Shioi-Fukuni 1982	22.92	28.73	22.28	28.85
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	Schultze	-	179.75	-	169.60
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	80.28	131.44	69.44	122.38
Classificazione AGI	Classificazione AGI	POCO ADDENSATO	MODERATAMENTE ADDENSATO	POCO ADDENSATO	MOD. ADDENSATO
Peso unità di volume γ (t/m ³)	Meyerhof	1.71	1.91	1.62	1.97
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	Meyerhof	1.91	2.01	1.90	1.97
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.39	0.37	36	36
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	494.01	801.96	412.24	753.54
Modulo di reazione K_0	Navfac 1971-1982	1.99	4.21	1.46	3.86
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	Robertson 1983	18.96	41.90	14.10	37.84

Committente:
 Cantiere:
 Località:

Data: 30/10/2023

Scala 1:45



SIGNATURE 1

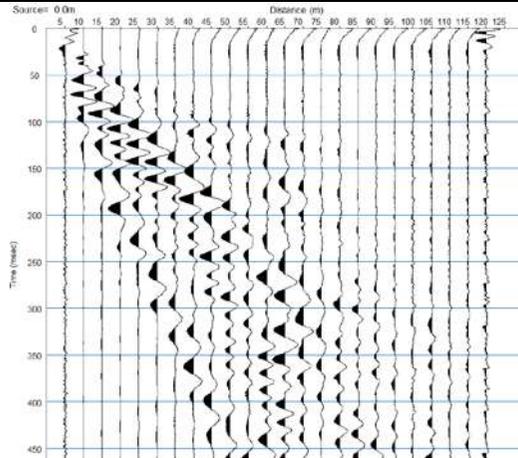
SIGNATURE 2

ALLEGATO 07A - PROSPEZIONE SISMICA

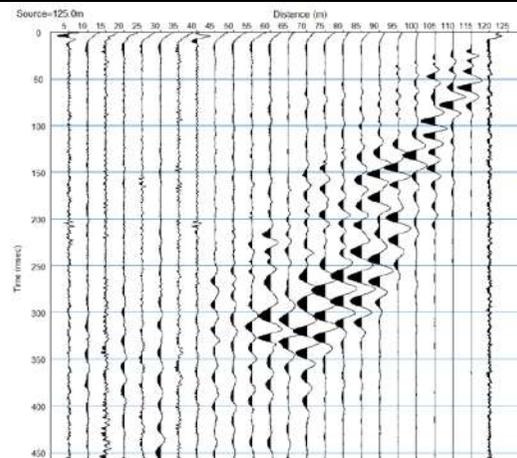
-
- SISMOGRAMMI ONDE P
 - DROMOCRONE ONDE P
 - SEZIONE TOMOGRAFICA E MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO
-

Località "Spinazzola- (BAT)" - BASE SISMICA BS01 – ONDE P

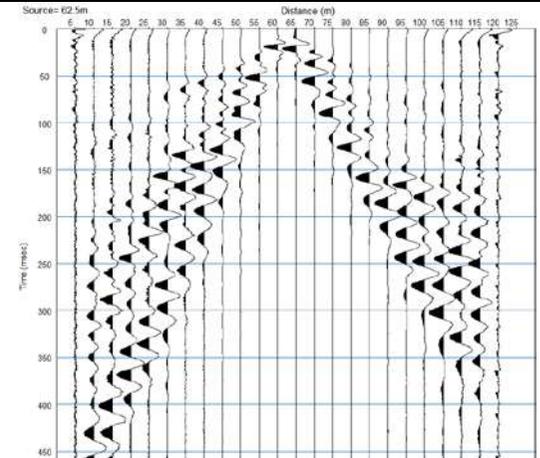
Sismogramma scoppio A



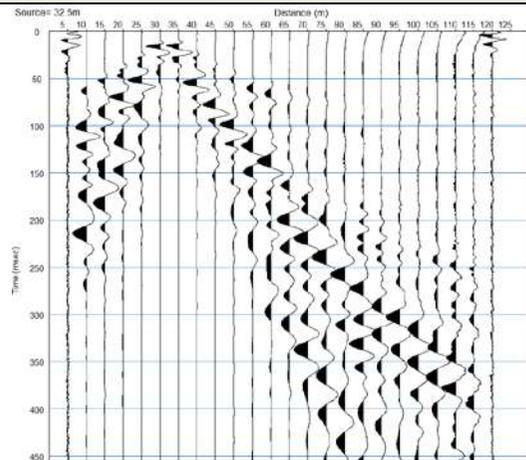
Sismogramma scoppio B



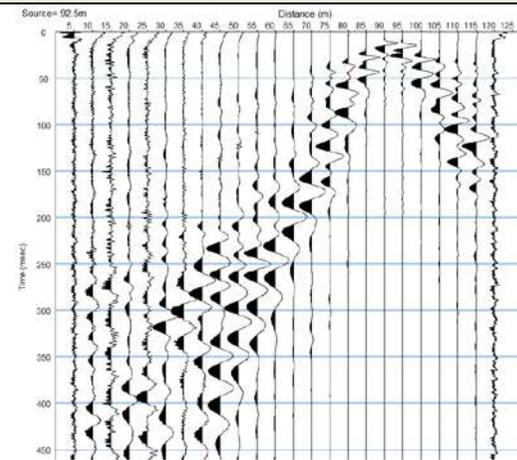
Sismogramma scoppio C



Sismogramma scoppio D

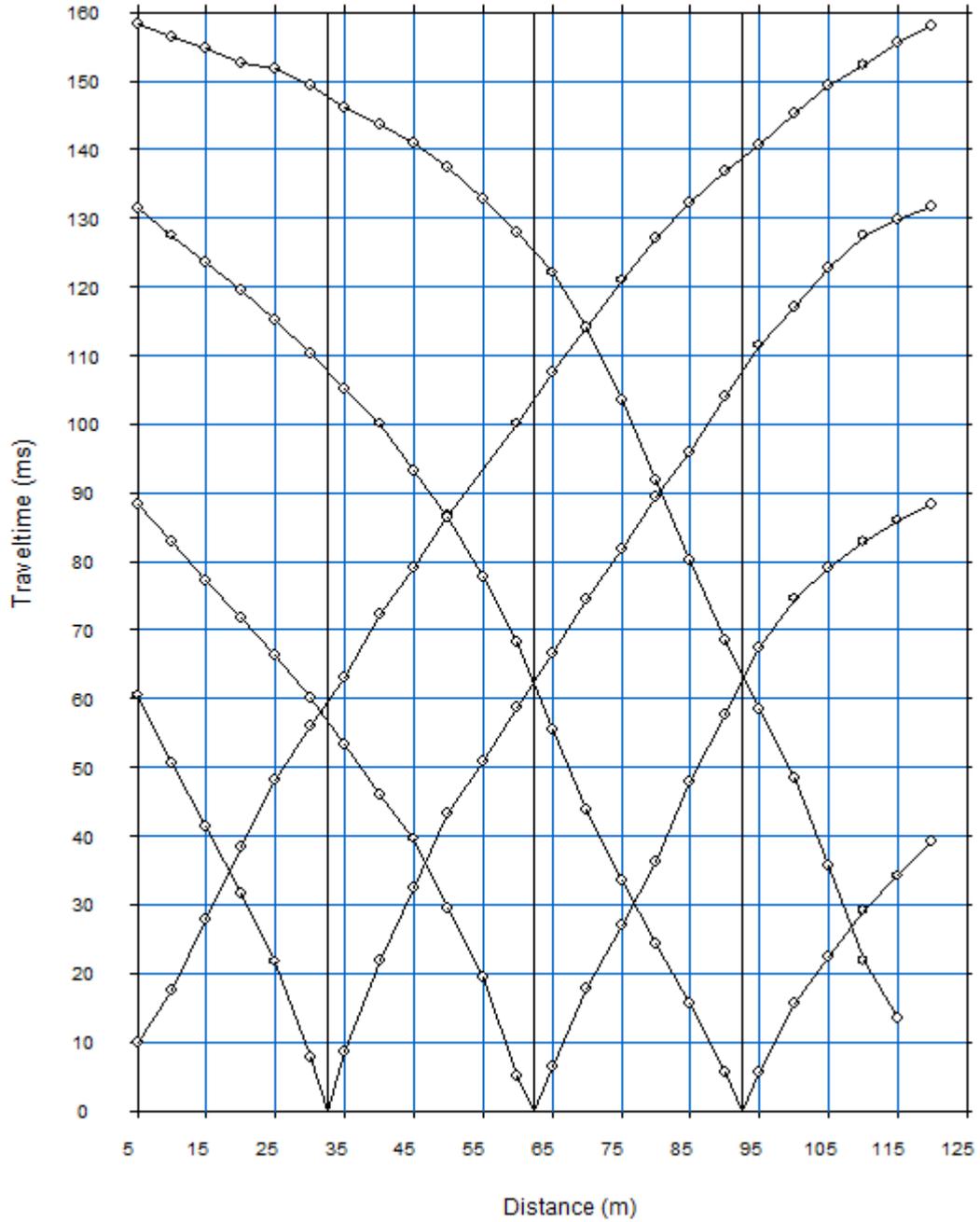


Sismogramma scoppio E



Località "Spinazzola- (BAT)" - DROMOCRONE

BS01 - onde P

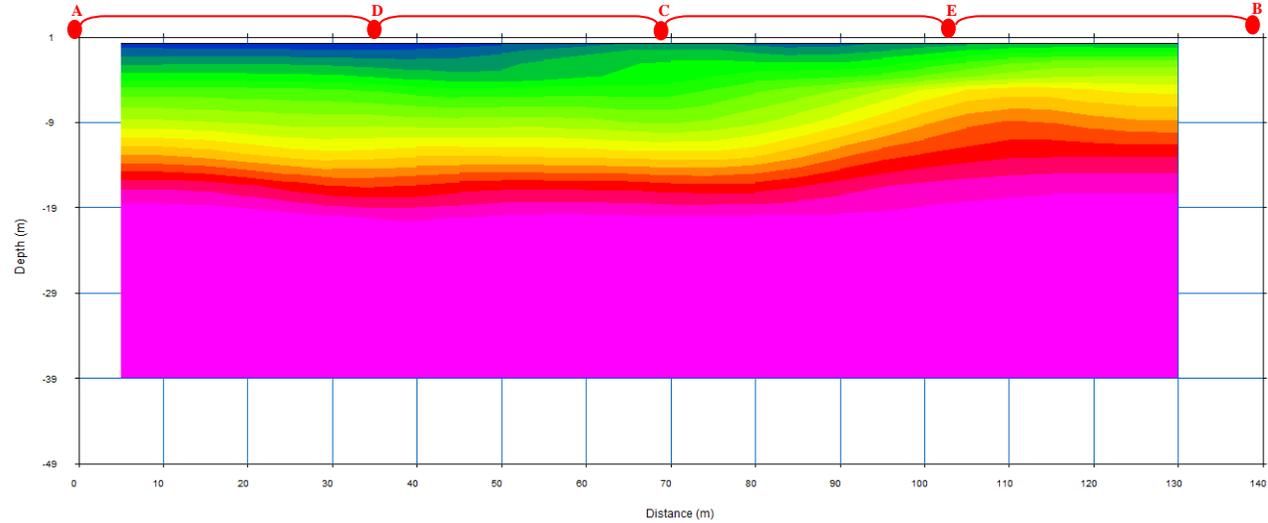


Località "Spinazzola- (BAT)" - BASE SISMICA 01

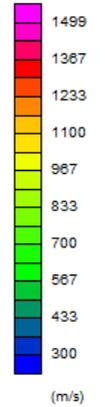
SEZIONE TOMOGRAFICA

Onde P

E
G1

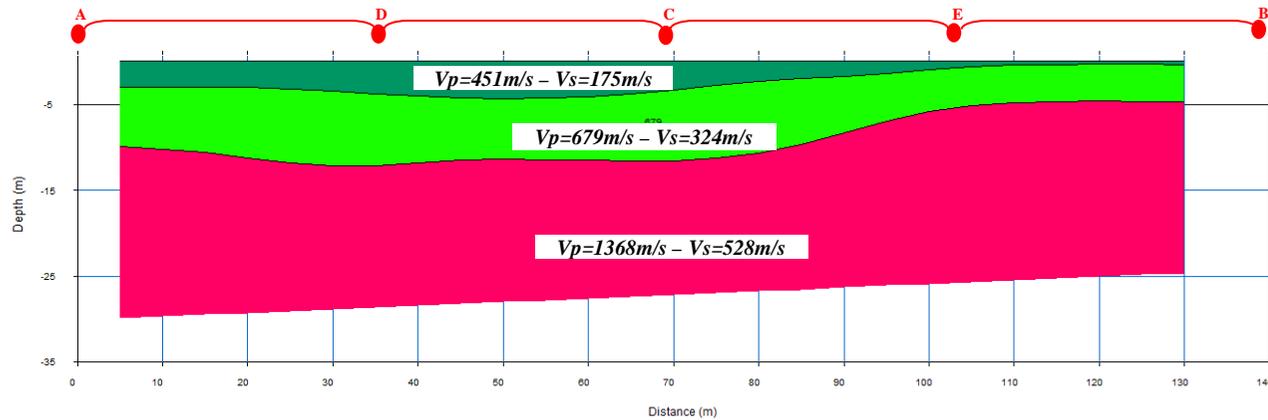


W
G24



MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO

Onde P ed S



punti di scoppio

LEGENDA



Terreno vegetale di natura limoso sabbiosa e limi alterati



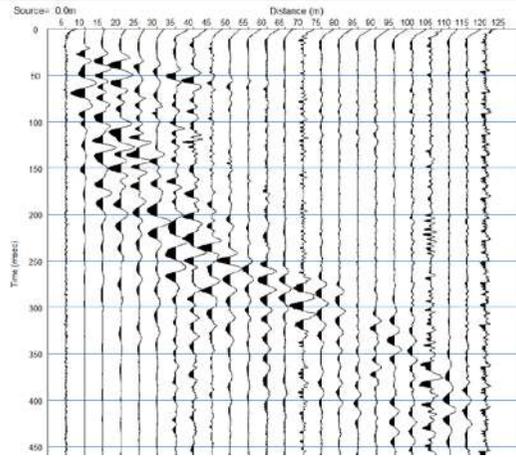
Limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato



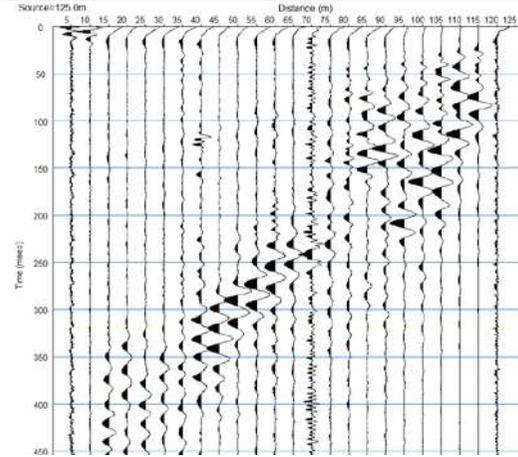
Limi e limi ghiaiosi mediamente addensati

Località "Spinazzola- (BAT)" - BASE SISMICA BS02 - ONDE P

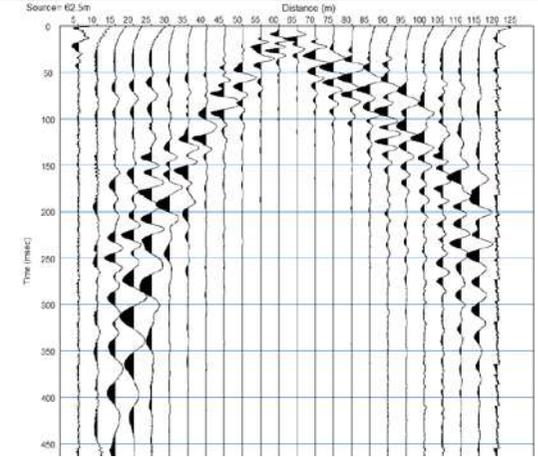
Sismogramma scoppio A



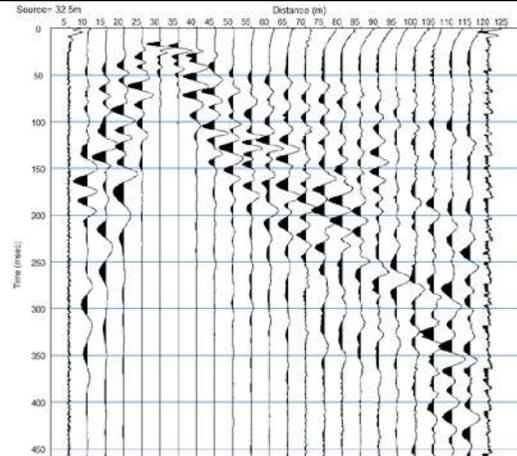
Sismogramma scoppio B



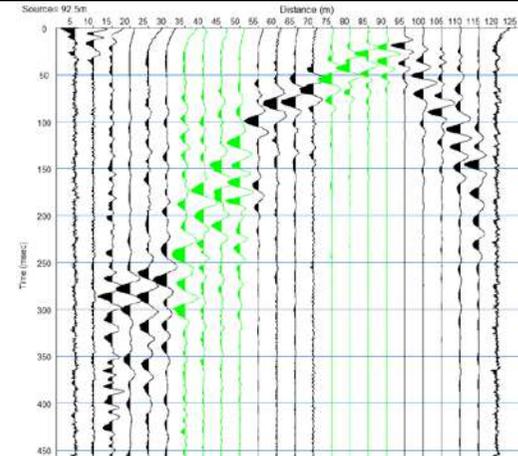
Sismogramma scoppio C



Sismogramma scoppio D

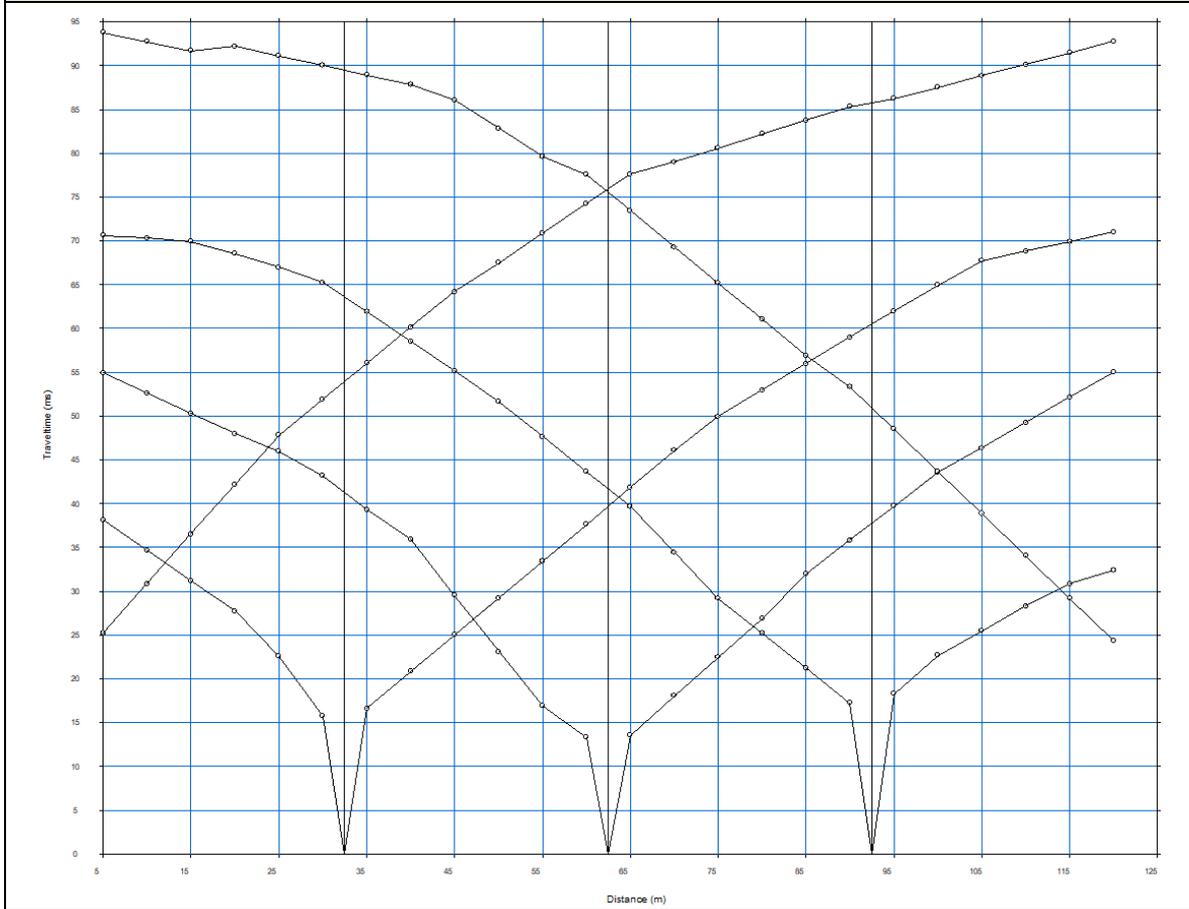


Sismogramma scoppio E



Località "Spinazzola- (BAT)" - DROMOCRONE

BS02 - onde P

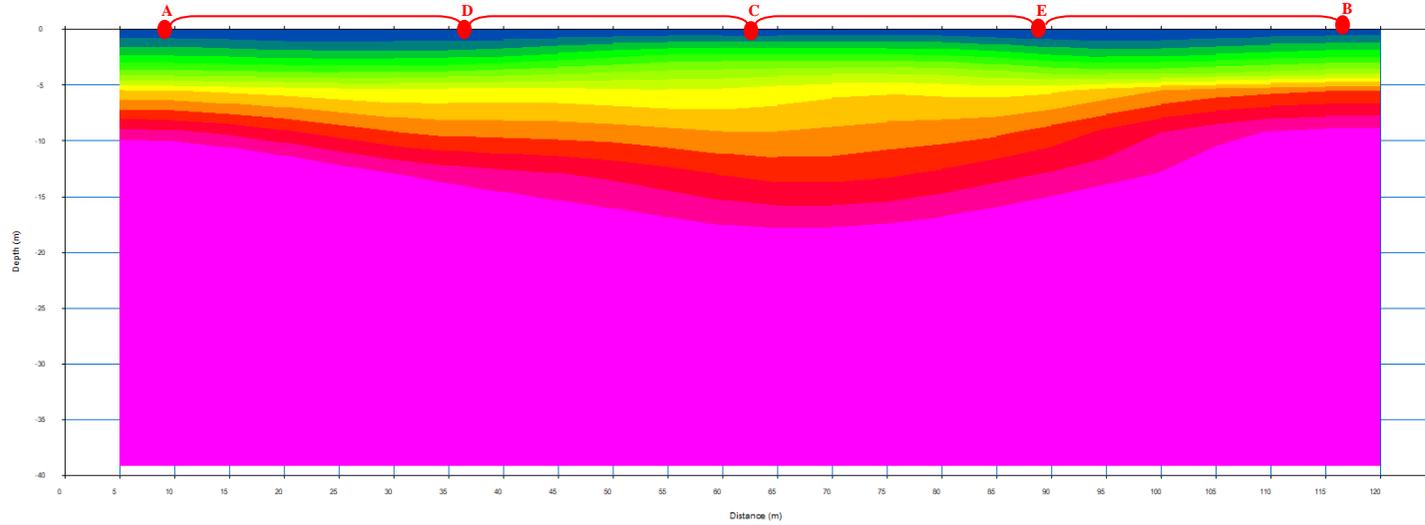


Località "Spinazzola- (BAT)" - BASE SISMICA 02

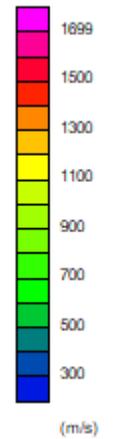
SEZIONE TOMOGRAFICA

Onde P

S
G1

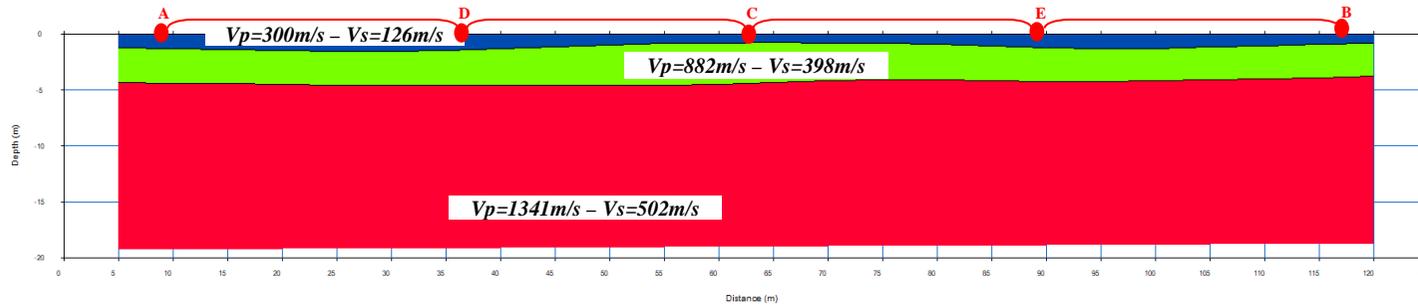


N
G24



MODELLO
SISMOSTRATIGRAFICO

Onde P ed S



punti di scoppio

LEGENDA



Terreno vegetale di natura limoso sabbiosa



Limi argilloso sabbiosi poco consistente e/o addensato



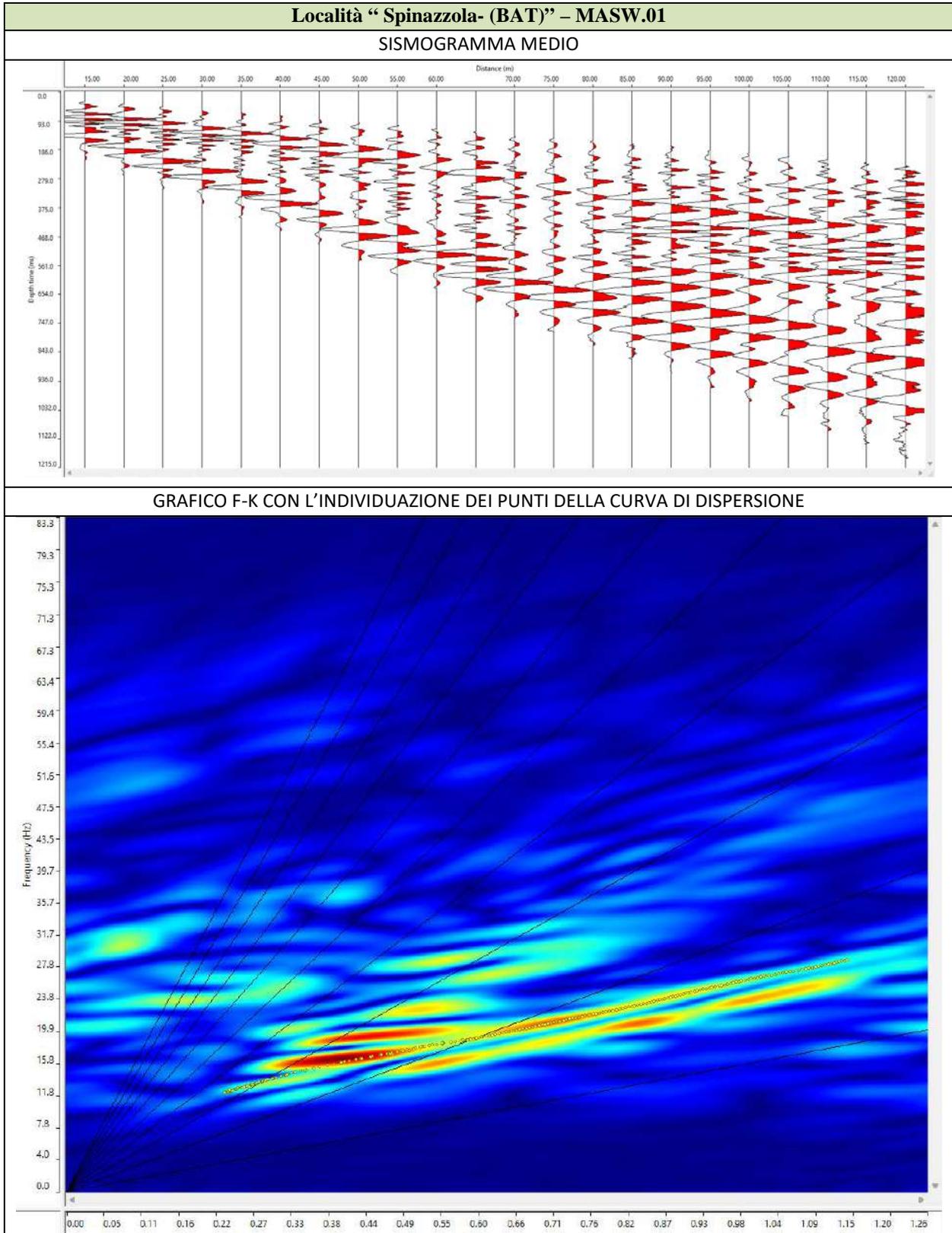
Limi e limi ghiaiosi mediamente addensati

ALLEGATO 07B: PROSPEZIONI SISMICHE PER LA STIMA DEL VS,EQ

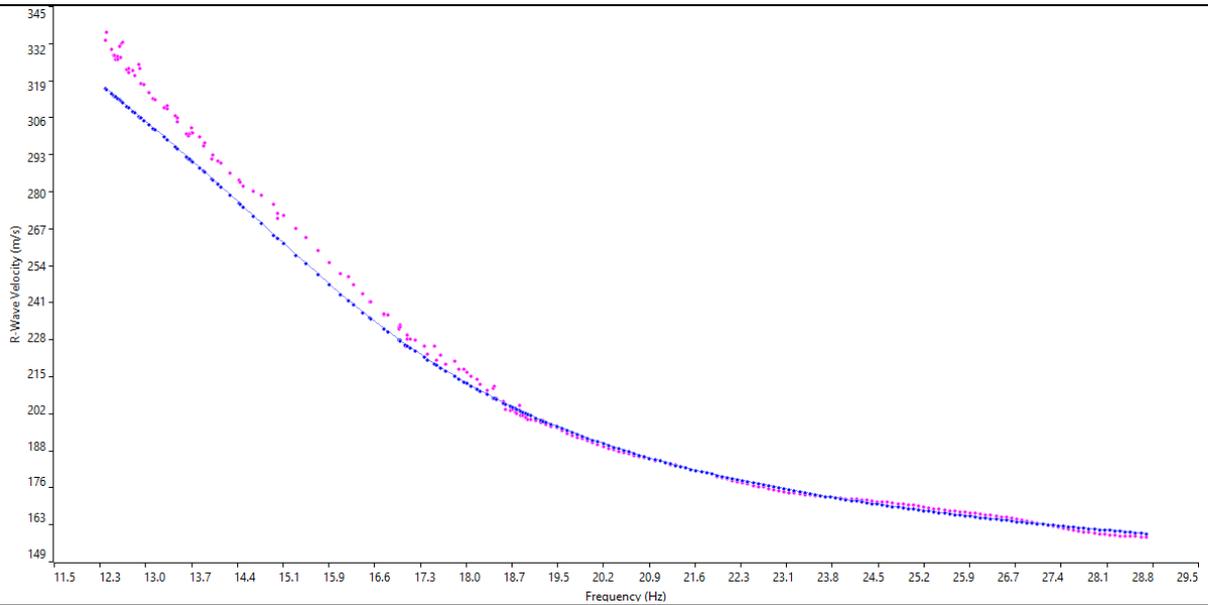
-
- ELABORATI INDAGINI RE.MI.
 - SISMOGRAMMA MEDIO
 - SPETTRO DELLE FREQUENZE
 - CURVA DI DISPERSIONE
 - PROFILO VS
-

Elaborati indagine MASW

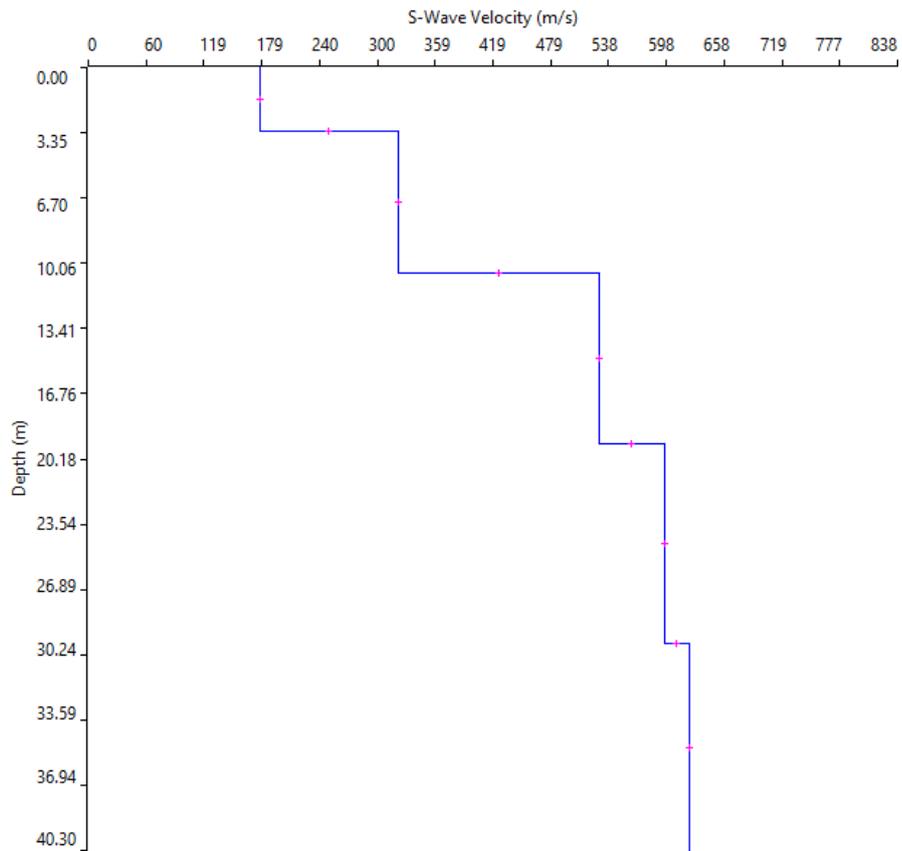
MASW01



CURVA DI DISPERSIONE – MASW01



ROFILO VS – MASW 01

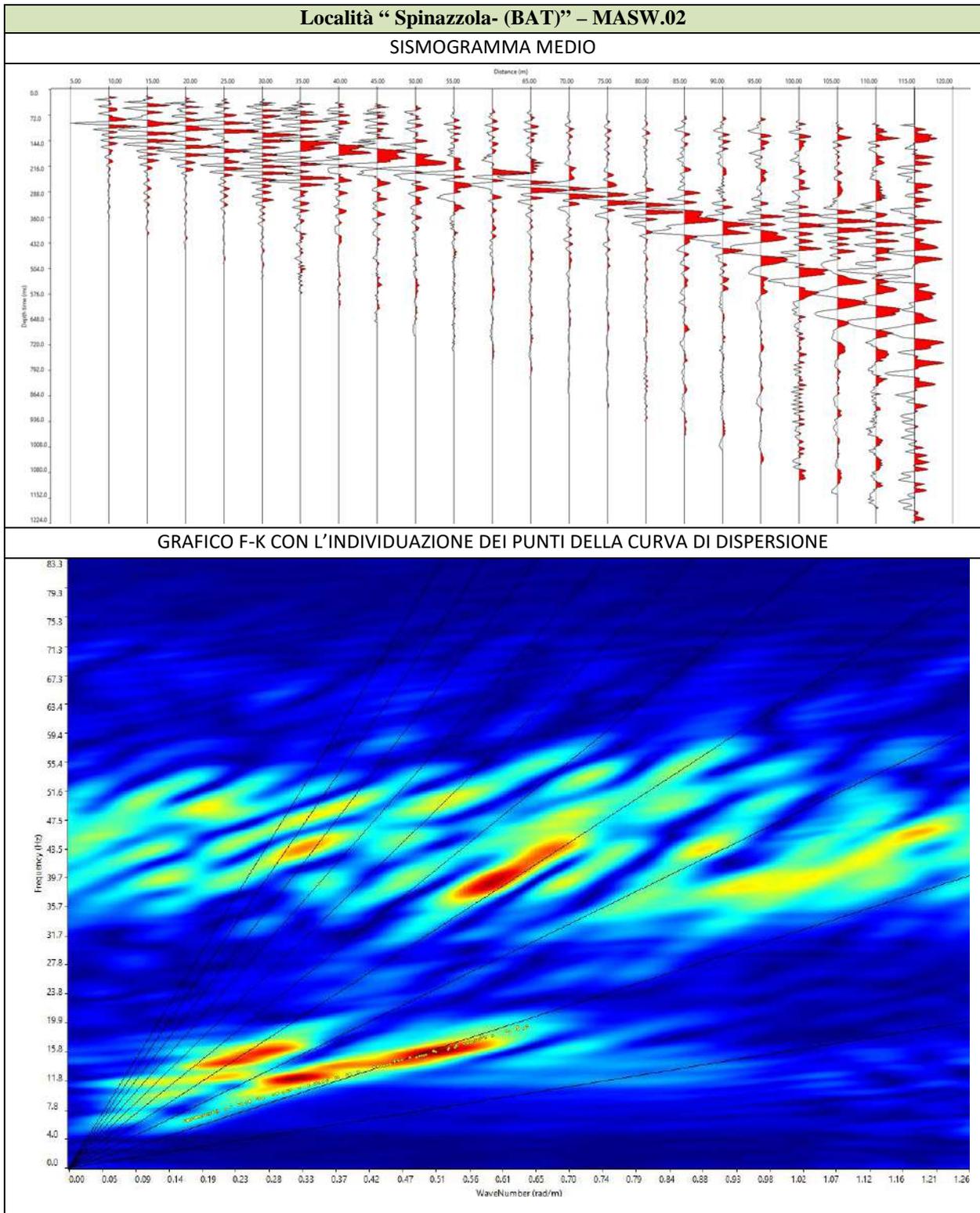


Categoria "B" - $V_{s,eq}=V_{s30}=396$ m/s calcolato a partire dal p.c.

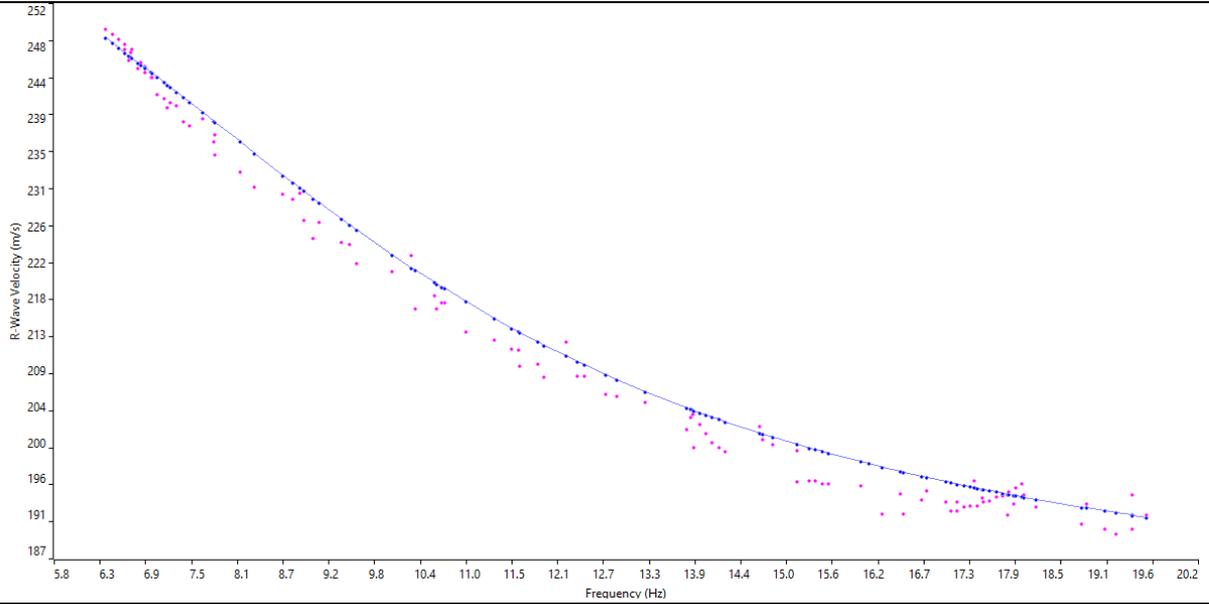
N. SISMOSTRATI – SPESSORI - PROFONDITA' - VELOCITA' ONDE S – MASW01

		Thickness	Depth	Vs
Layer 1	<input type="checkbox"/>	3.31	0.00 <input type="checkbox"/>	177
Layer 2	<input type="checkbox"/>	7.25	3.31 <input type="checkbox"/>	321
Layer 3	<input type="checkbox"/>	8.83	10.56 <input type="checkbox"/>	528
Layer 4	<input type="checkbox"/>	10.29	19.39 <input type="checkbox"/>	596
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF	29.68 <input type="checkbox"/>	622

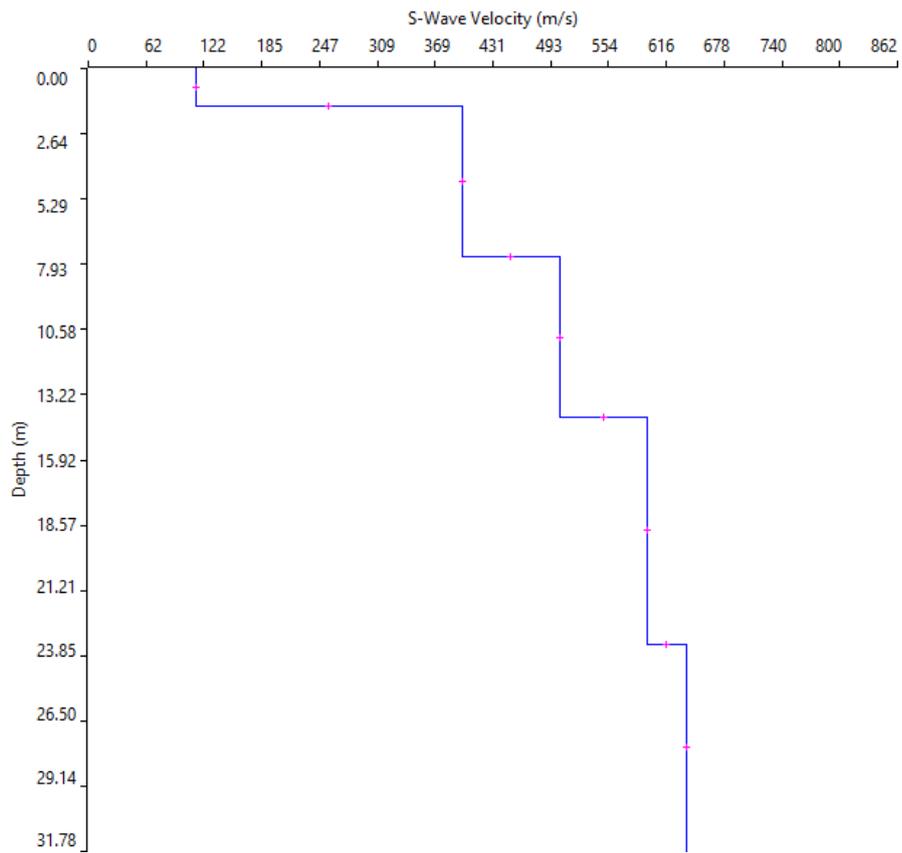
MASW02



CURVA DI DISPERSIONE – MASW02



ROFILO VS – MASW 02



Categoria "B" - $V_{s,eq}=V_{s30}=444$ m/s calcolato a partire dal p.c.

N. SISMOSTRATI – SPESSORI - PROFONDITA' - VELOCITA' ONDE S – MASW02

		Thickness	Depth	Vs
Layer 1	<input type="checkbox"/>	1.50	0.00 <input type="checkbox"/>	114
Layer 2	<input type="checkbox"/>	6.16	1.50 <input type="checkbox"/>	398
Layer 3	<input type="checkbox"/>	6.50	7.66 <input type="checkbox"/>	502
Layer 4	<input type="checkbox"/>	9.20	14.16 <input type="checkbox"/>	595
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF	23.36 <input type="checkbox"/>	637

ALLEGATO 8 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

-
- PROVE PENETROMETRICHE
 - PROSPEZIONE SISMICA
-

INDAGINI DIRETTE: PROVE PENETROMETRICHE DPSH

LOCALITÀ "Spinazzola"

DPSH01



DPSH02



DPSH03



DPSH04



DPSH05



DPSH06



INDAGINE SISIMICA DI SUPERFICIE: BS01 – MASW.01

LOCALITÀ "SPINAZZOLA")"

p.to di vista dal geofono G1

p.to di vista dal geofono G24



particolare della strumentazione



INDAGINE SISIMICA DI SUPERFICIE: BS02 – MASW02

LOCALITÀ "SPINAZZOLA")"

p.to di vista dal geofono G1

p.to di vista dal geofono G24



particolare della strumentazione



