

# REGIONE BASILICATA

## PROVINCIA DI POTENZA

### COMUNE DI MONTEMILONE

**Progetto di due impianti agrivoltaici avanzati per la produzione di energia elettrica, denominati Montemilone 1 CP: 202300145 della potenza nominale di 61.920 kW e Montemilone 2 CP: 202300146 della potenza nominale di 51.660 kW, ubicati in Località Perillo Soprano, La Sterpara, Santa Maria nel Comune di Montemilone (PZ) per una potenza nominale complessiva di 113.580 kW comprensivo delle opere di rete per la connessione a 36kV alla RTN di Terna Spa**



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

ELABORATO

**Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica,  
di compatibilità geologica e di modellazione sismica**

DATA: Dicembre 2023

Scala: -

Nome file: NPB1\_MTM\_C13\_ - Geologica e allegati

PROPONENTE

**NP Basilicata 1**

NP Basilicata 1 S.r.l.  
Galleria Passarella n. 2, 20122 Milano (MI)  
Partita IVA 13004260967  
PEC: npbasilicata1@legalmail.it

NP Basilicata 1 S.r.l.  
Via San Marco, 21  
20121 MILANO  
P.IVA - C.F. 13004260967

ELABORATO DA:

Il geologo  
dott. Mattia Lettieri

Il geologo  
dott. Antonio Viggiano



Ing. Aniello Romano - Geol. Mattia Lettieri - Geol. Antonio Viggiano  
Via Firenze, 41 - 84085 Mercato San Severino (SA) tel. e fax. 089826537

revisione	descrizione	data	Elab. n.
A			<b>C13</b>
B			
C			

## INDICE

1. Premessa .....	4
2. Individuazione geografica e cartografica dell'area .....	9
3. Inquadramento geologico regionale .....	17
3.1 Origine sedimentaria e stratigrafia della Fossa bradanica .....	19
3.2 Contesto geodinamico .....	22
4. Geologia, geomorfologia ed idrogeologia generale dell'area di studio.....	25
4.1 Successione stratigrafica dell'area esaminata .....	27
4.2 Geologia di dettaglio dell'area interessata dall'impianto agrivoltaico .....	28
4.3 Geomorfologia e stabilità generale dell'area di studio .....	30
4.4 Idrologia ed idrogeologia dell'area in esame .....	31
5. Pericolosità geologica dell'area di studio .....	34
5.1 Normativa di riferimento dell'ex Autorità di Bacino interregionale Puglia .....	34
5.2 Vincolo idrogeologico.....	37
6. Modello geologico dell'area di studio .....	38
6.1 Normativa di riferimento.....	38
6.2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo .....	40
6.3 Prove Standard Penetration Test (S.P.T.) .....	43
6.4 Prelievo di campioni di terreno indisturbato e prove di laboratorio.....	49
6.5 Prove penetrometriche dinamiche continue .....	55
6.6 Successione geolitologica generale dell'area di studio .....	66
7. Modello geotecnico del sottosuolo delle aree investigate.....	67
7.1 Unità litotecniche e caratteristiche geotecniche dei terreni dei vari Campi .....	67
8. Modellazione sismica ed indagini geofisiche .....	78
8.1 Prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves).....	78
8.2 Prospezioni di sismica passiva a stazione singola H.V.S.R.....	90
8.3 Modello geosismico del sottosuolo .....	96

9. Considerazioni sul rischio sismico .....	97
9.1 Indicazione della zona sismogenetica .....	97
9.2 Sismicità storica della Regione Basilicata.....	104
9.3 Classificazione sismica di Montemilone .....	113
10. Risposta sismica locale.....	116
10.1 Categoria di sottosuolo .....	117
10.2 Categoria topografica .....	133
10.3 Condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica.....	133
11. Microzonazione sismica .....	136
12. Caratterizzazione sismica secondo le N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018).....	143
13. Verifica delle pericolosità dovuti agli effetti cosismici.....	183
13.1 Stabilità nei confronti della liquefazione .....	184
14. Criticità geologica e geomorfologica dell'area di studio .....	188
15. Considerazioni tecniche e compatibilità geologica del progetto proposto .....	190
15.1 Descrizione sommaria delle opere da realizzare .....	190
15.2 Compatibilità idrogeologica del progetto proposto .....	193

**Allegati alla relazione fuori testo:**

- Tav. C13.1 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria I.G.M
- Tav. C13.1 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria I.G.M
- Tav. C13.2 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria C.T.R
- Tav. C13.3 - Impianto agrivoltaico su ortofoto tratta da Google satellite
- Tav. C13.4 - Carta geolitologica e della permeabilità
- Tav. C13.5 - Carta geomorfologica
- Tav. C13.6 - Carta del modello di elevazione digitale del terreno
- Tav. C13.7 - Carta clivometrica
- Tav. C13.9 - Carta del vincolo idrogeologico Regio Decreto 3267/1923
- Tav. C13.10 - Carta della pericolosità geomorfologica e idraulica ex AdB interr. Puglia
- Tav. C13.11 - Planimetria di ubicazione delle indagini eseguite in sito e disponibili
- Tav. C13.12 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campi 1-2
- Tav. C13.13 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 3
- Tav. C13.14 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 4
- Tav. C13.15 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 5
- Tav. C13.16 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 6
- Tav. C13.17 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 7
- Tav. C13.18 - Carta della categoria di sottosuolo e dell'amplificazione stratigrafica
- Tav. C13.19 - Carta delle frequenze naturali dei terreni
- Tav. C13.20 - Carta della categoria topografica e dell'amplificazione topografica
- Tav. C13.21 - Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)
- Tav. C13.22 - Carta di sintesi dei tematismi geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici
- Tav. C13.23 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica A-A' e B-B' del Campo 1
- Tav. C13.24 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica C-C' e D-D' del Campo 3
- Tav. C13.25 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica E-E' e F-F' del Campo 4
- Tav. C13.26 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica G-G' e H-H' del Campo 5
- Tav. C13.27 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica I-I' e L-L' del Campo 6
- Tav. C13.28 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica M-M' e N-N' del Campo 7
- Tav. C13.29 - Fascicolo delle indagini geognostiche e sismiche eseguite in sito e disponibili

## 1. Premessa

Su incarico ricevuto dalla soc. **NP Babilicata 1 S.r.l.**, con sede in Milano (MI) alla via San Marco n°21, i sottoscritti geologi *dott. Mattia Lettieri*, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Campania con n°1448, e *dott. Antonio Viggiano*, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania con n°2397, redigono la presente relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica, di compatibilità geologica e di modellazione sismica del sito di costruzione (DPR 328/01, art. 41; D.M. 17/01/2018, 3.2.2, 6.2.2;) per il "Progetto di due impianti agrivoltaici avanzati per la produzione di energia elettrica, denominati Montemilone 1 CP: 202300145 della potenza nominale di 61.920 kW e Montemilone 2 CP: 202300146 della potenza nominale di 51.660 kW, ubicati in località Perillo Soprano, La Sterpara, Santa Maria nel Comune di Montemilone (PZ) per una potenza nominale complessiva di 113.580 kW comprensivo delle opere di rete per la connessione a 36kV alla RTN di Terna Spa".

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto agrivoltaico avanzato, ovvero un impianto caratterizzato da un utilizzo "ibrido" di terreni che saranno infatti utilizzati sia per la produzione agricola che per la produzione di energia elettrica del tipo ad inseguitori monoassiali sito nel Comune di Montemilone (PZ). L'area dove sorgerà l'impianto agrifotovoltaico ha un'estensione di circa 152 ettari, è attualmente utilizzata ai fini agricoli

L'impianto è configurato con un sistema ad inseguitore solare monoassiale di tilt. L'inseguitore solare orienta i pannelli fotovoltaici posizionandoli sempre nella direzione migliore per assorbire più radiazione luminosa possibile. È prevista l'installazione di complessivi 181.728 pannelli fotovoltaici bifacciali da 625 W per una potenza complessiva di generazione di 113.580 kWp, raggruppati in stringhe e collegate ai rispettivi inverter.

Per il progetto, suddiviso in due impianti, saranno realizzate complessivamente n. 54 cabine elettriche per la conversione DC/AC e per l'elevazione della potenza a 36 kV. Sono previste inoltre cabine locale tecnico e O&M, e le cabine di raccolta cavi 36kV provenienti dai singoli sottocampi per la partenza dei cavidotti interrati per la connessione alla rete elettrica nazionale.

L'impianto sarà idoneamente dotato dei dovuti sistemi di allarme e videosorveglianza. Saranno realizzati una rete di cavidotti interrati interni al campo fotovoltaico per la distribuzione della corrente continua e per la distribuzione della corrente alternata in bassa tensione per l'alimentazione dei servizi ausiliari. È prevista la costituzione di una fascia arborea-arbustiva perimetrale di 5 metri con la finalità di mitigazione e schermatura paesaggistica.

Gli impianti saranno collegati in antenna a 36 kV su una futura Stazione Elettrica (SE) di trasformazione della RTN da inserire in entra-esce alla linea 380 kV "Genzano – Melfi".

I cavidotti saranno esclusivamente interrati, compatibilmente con le caratteristiche tecniche dell'impianto stesso (punto 7.6 della PAS CEI 82-93), sulla viabilità di collegamento tra le varie cabine elettriche e perimetralmente in corrispondenza della recinzione.

La presente relazione, redatta in conformità al *D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*, alla *"Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21/09/2019"*, alla della *L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 - Disposizioni urgenti in materia di microzonazione sismica* e a quanto disposto dalle Norme del Piano per l'Assetto idrogeologico (PAI) dell'ex Autorità di Bacino interregionale Puglia, approvato dal Comitato Istituzionale con Delibera n. 39 del 30/11/2005, oggi Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale:

- a. riporta i vincoli ricadenti nell'area di progetto e per un intorno significativo (Vincolo Idrogeologico forestale, P.A.I. – frana e idraulico);
- b. ricostruisce i caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici dei vari siti oggetto di studio;
- c. illustra dettagliatamente i risultati delle indagini geologiche, geotecniche e geofisiche eseguite nelle varie zone che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico, nonché di quelle disponibili e considerate utili per il presente studio;
- d. motiva la scelta delle tipologie di indagini eseguite, i mezzi e gli strumenti d'investigazione utilizzati e i metodi utilizzati per l'elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti, documentando i risultati mediante tavole tematiche, tabelle, allegati grafici e fotografici;
- e. analizza gli aspetti tettonici e la sismicità storica del sito;
- f. definisce il livello di pericolosità sismica mediante la determinazione della Categoria del sottosuolo e topografica e dei parametri  $V_{seq}$ ,  $a_{max}$ , la profondità del bedrock sismico e morfologia sepolta, il periodo fondamentale del sito;
- g. verifica la vulnerabilità dei terreni nei confronti del fenomeno di liquefazione spontanea e ad altri effetti sismo indotti;
- h. ricostruisce il modello geologico–tecnico di progetto contenente i valori di caratterizzazione dei terreni dedotti dalla campagna di indagini geognostica e geofisica;
- i. valuta la compatibilità geologica e geomorfologica dei siti di specifico interesse, con preciso riferimento all'opera in progetto, nonché fornisce indicazioni rispetto alla stabilità degli ambiti morfologici significativi interessati dalle opere di progetto in condizioni ante e post operam.

L'obiettivo finale che si vuole raggiungere con il presente studio è quello di valutare in modo particolare la Risposta Sismica di Sito che ha avuto lo scopo di definire, in tutti i suoi dettagli, le caratteristiche del sito di fondazione e del sottosuolo significativamente interessato dalle opere di progetto definendo, come previsto nella nuova normativa per le costruzioni in zona sismica, la Categoria di sottosuolo, le condizioni topografiche e il periodo fondamentale del sito.

L'attenzione alle caratteristiche geolitologiche, geosismiche e geotecniche a livello di sito, nasce dalla constatazione ormai ben nota che un deposito incoerente, poggiante su un basamento rigido, può modificare sostanzialmente la composizione spettrale ed il livello energetico dell'evento sismico determinando l'amplificazione di alcune frequenze.

La definizione di tali amplificazioni è essenziale per valutare la pericolosità di un sito potendo essa essere di livello anche molto maggiore di quello relativo alle stesse differenziazioni energetiche legate alla Classificazione. Il Rischio per una struttura sottoposta ad uno stress sismico dipende, infatti, non solo dalla vulnerabilità propria della struttura edilizia, ma anche, e forse principalmente, dall'intensità delle componenti a varie frequenze contenute nel segnale sismico ed in particolare quello relativo alle onde S, che, emergendo in genere verticalmente, producono sollecitazioni orizzontali alle costruzioni.

Questo lavoro si prefigge, quindi, di evidenziare le possibili problematiche connesse alle condizioni di assetto geologico, idrogeologico, geomorfologico e sismico in cui versa attualmente il territorio indagato fornendo tutti i suggerimenti necessari per eseguire le scelte tecniche operative più idonee.

L'indagine eseguita si è articolata nelle seguenti quattro fasi di studio principali:

1. *Fase preliminare*: la prima fase ha riguardato la raccolta di tutti i dati disponibili presso privati (Azienda Rienzi) e gli enti pubblici preposti (ex Autorità di Bacino interregionale Puglia) e del materiale bibliografico riguardante l'area in esame.
2. *Fase conoscitiva di base*: durante la seconda fase è stato effettuato il riconoscimento dei lineamenti geologici, geomorfologici e dell'assetto strutturale della zona, dello stato idrogeologico superficiale e sotterraneo, controllo, integrazioni o aggiornamenti delle cartografie di base già redatte per la zona di studio da altri enti pubblici.
3. *Fase degli accertamenti di dettaglio*: la terza fase si è svolta prima mediante il rilevamento geologico di campagna, al fine di verificare e aggiornare con rilievi di dettaglio gli aspetti geologici e geomorfologici relativi al territorio in studio, e successivamente con l'analisi delle indagini geognostiche eseguite e disponibili con la successiva elaborazione ed interpretazione dei dati.
4. *Elaborazione dei dati*: infine si è pervenuti alla stesura della relazione geologica, idrogeologica e di modellazione sismica del sito di costruzione, che illustra le conclusioni cui si è approdati in fase di sintesi al fine di verificare la compatibilità dei lavori di progetto in relazione alla stabilità della zona ed alle condizioni di assetto idrogeologiche attualmente presenti.

Per la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico delle varie aree esaminate è stata condotta una campagna di indagini consistente nella realizzazione di:

- N°6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15,00 metri dal locale piano campagna.
- N°4 prelievi di campione di terreno indisturbato sottoposti alle seguenti analisi geotecniche di laboratorio:

- ✓ caratteristiche fisiche generali;
  - ✓ analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
  - ✓ prova di taglio diretto consolidata drenata.
- 
- N°48 prove penetrometriche dinamiche continue DPL spinte fino al limite di resistenza del terreno (rifiuto strumentale).
  - N°11 prospezioni sismiche superficiali del tipo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*).
  - N°6 prospezioni di sismica passiva a stazione singola del tipo HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

I sondaggi geognostici a carotaggio continuo e le prove geotecniche di laboratorio sui campioni di terreno indisturbato sono stati eseguiti dalla società Soil Test s.r.l, con sede legale in Falciano (CE) alla via Assunta n°47, laboratorio autorizzato con D.P.R. n°380/2011 – art. 59 Circolare Ministeriale n° 7618/STC del 08/09/2010 – Aut. N°315 del 04.07.2018.

Le prove penetrometriche dinamiche continue DPL, le prospezioni sismiche superficiali del tipo M.A.S.W. e le prospezioni sismiche passive a stazione singola del tipo HVSR sono state eseguite dallo Studio 2Effe.

Tali attività hanno permesso di ricostruire il modello delle aree esaminate e, nel contempo, di ricavare i principali parametri dei terreni del sottosuolo di interesse geotecnico e sismico, al fine di conoscerne e studiarne il comportamento in relazione alle caratteristiche strutturali e dimensionali delle opere di progetto.

Lo studio geologico è corredato dai seguenti elaborati:

- Tav. C13.1 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria I.G.M
- Tav. C13.1 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria I.G.M
- Tav. C13.2 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria C.T.R
- Tav. C13.3 - Impianto agrivoltaico su ortofoto tratta da Google satellite
- Tav. C13.4 - Carta geolitologica e della permeabilità
- Tav. C13.5 - Carta geomorfologica
- Tav. C13.6 - Carta del modello di elevazione digitale del terreno
- Tav. C13.7 - Carta clivometrica
- Tav. C13.9 - Carta del vincolo idrogeologico Regio Decreto 3267/1923
- Tav. C13.10 - Carta della pericolosità geomorfologica e idraulica ex AdB interr. Puglia
- Tav. C13.11 - Planimetria di ubicazione delle indagini eseguite in sito e disponibili
- Tav. C13.12 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campi 1-2
- Tav. C13.13 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 3
- Tav. C13.14 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 4

- Tav. C13.15 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 5
- Tav. C13.16 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 6
- Tav. C13.17 - Planimetria di ubicazione delle indagini ed elaborato fotografico Campo 7
- Tav. C13.18 - Carta della categoria di sottosuolo e dell'amplificazione stratigrafica
- Tav. C13.19 - Carta delle frequenze naturali dei terreni
- Tav. C13.20 - Carta della categoria topografica e dell'amplificazione topografica
- Tav. C13.21 - Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)
- Tav. C13.22 - Carta di sintesi dei tematismi geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici
- Tav. C13.23 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica A-A' e B-B' del Campo 1
- Tav. C13.24 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica C-C' e D-D' del Campo 3
- Tav. C13.25 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica E-E' e F-F' del Campo 4
- Tav. C13.26 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica G-G' e H-H' del Campo 5
- Tav. C13.27 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica I-I' e L-L' del Campo 6
- Tav. C13.28 – Sezioni di correlazione litostratigrafica e litotecnica M-M' e N-N' del Campo 7
- Tav. C13.29 - Fascicolo delle indagini geognostiche e sismiche eseguite in sito e disponibili

L'insieme dei dati acquisiti, a parere degli scriventi, risulta sufficiente a riconoscere e descrivere i parametri necessari ad inquadrare la tematica trattata e consente di giungere responsabilmente al parere di competenza, in ordine all'incarico ricevuto.

## 2. Individuazione geografica e cartografica dell'area

Il territorio del Comune di Montemilone (PZ) è compreso tra l'altopiano delle Murge a est, la depressione bradanica (Forra di Venosa) a sud, e il Tavoliere delle Puglie a nord.

Nella cartografia prodotta dall'I.G.M. in scala 1:25.000, Serie 25DB, il territorio esaminato ricade nei Fogli "435-II Montemilone" (Campi n°1, 2, 3, 4 e 5) e "452-I Palazzo San Gervasio" (Campi n°6 e 7 e opere di rete) (Fig. 1).

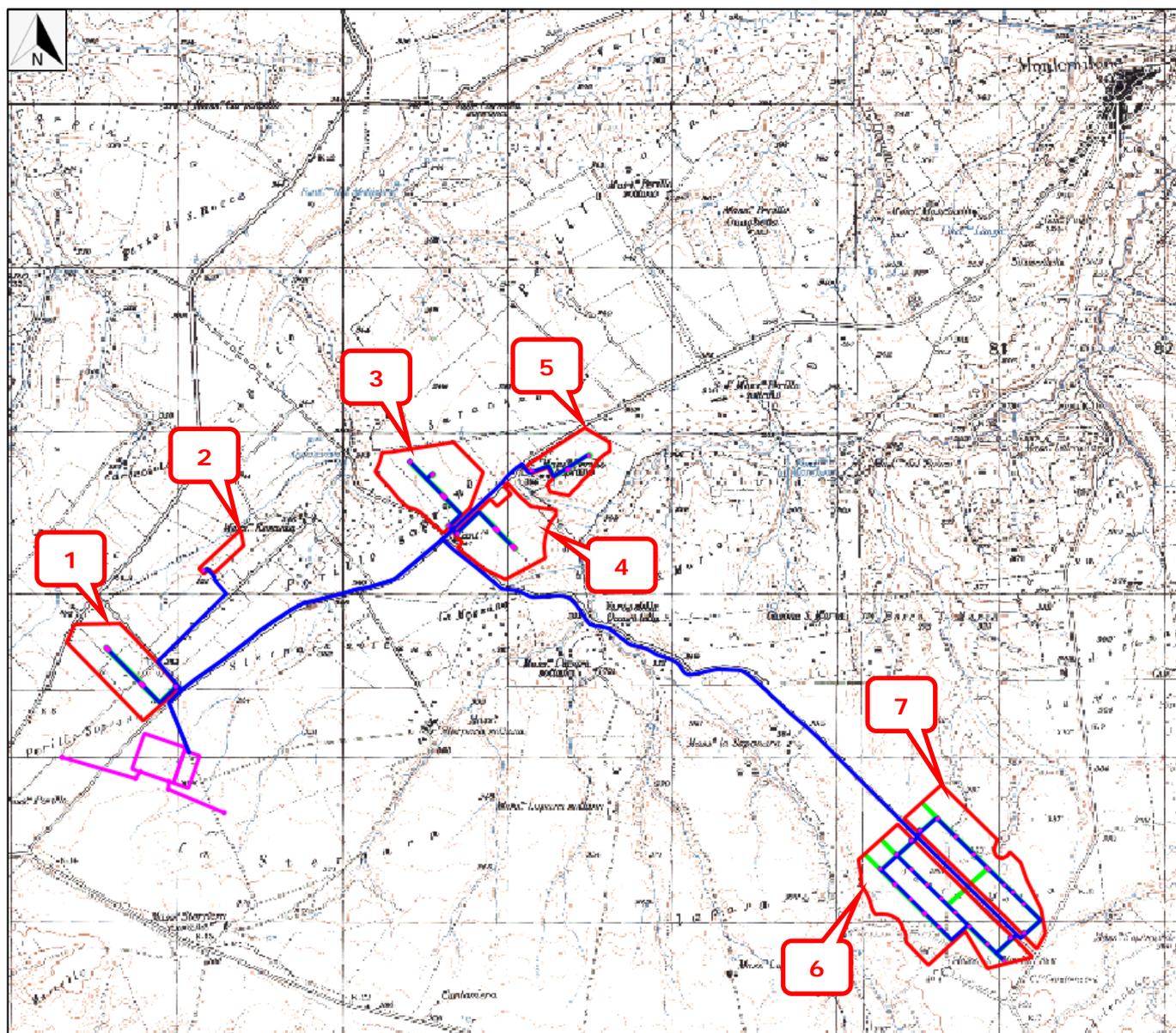
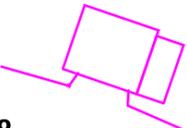


Fig. 1 - Stralcio cartografico dell'I.G.M. Serie 25DB – Fogli "435-II Montemilone" e "452-I Palazzo San Gervasio"

### Legenda

-  **Campi**
-  **Opere di connessione alla RTN**
-  **Cavidotto**

Le aree di studio sono ubicate nelle località di Perillo Soprano, La Sterpara e Santa Maria nella zona pianeggiante che si sviluppa a sud-ovest dell'abitato di Montemilone (Fig. 2).

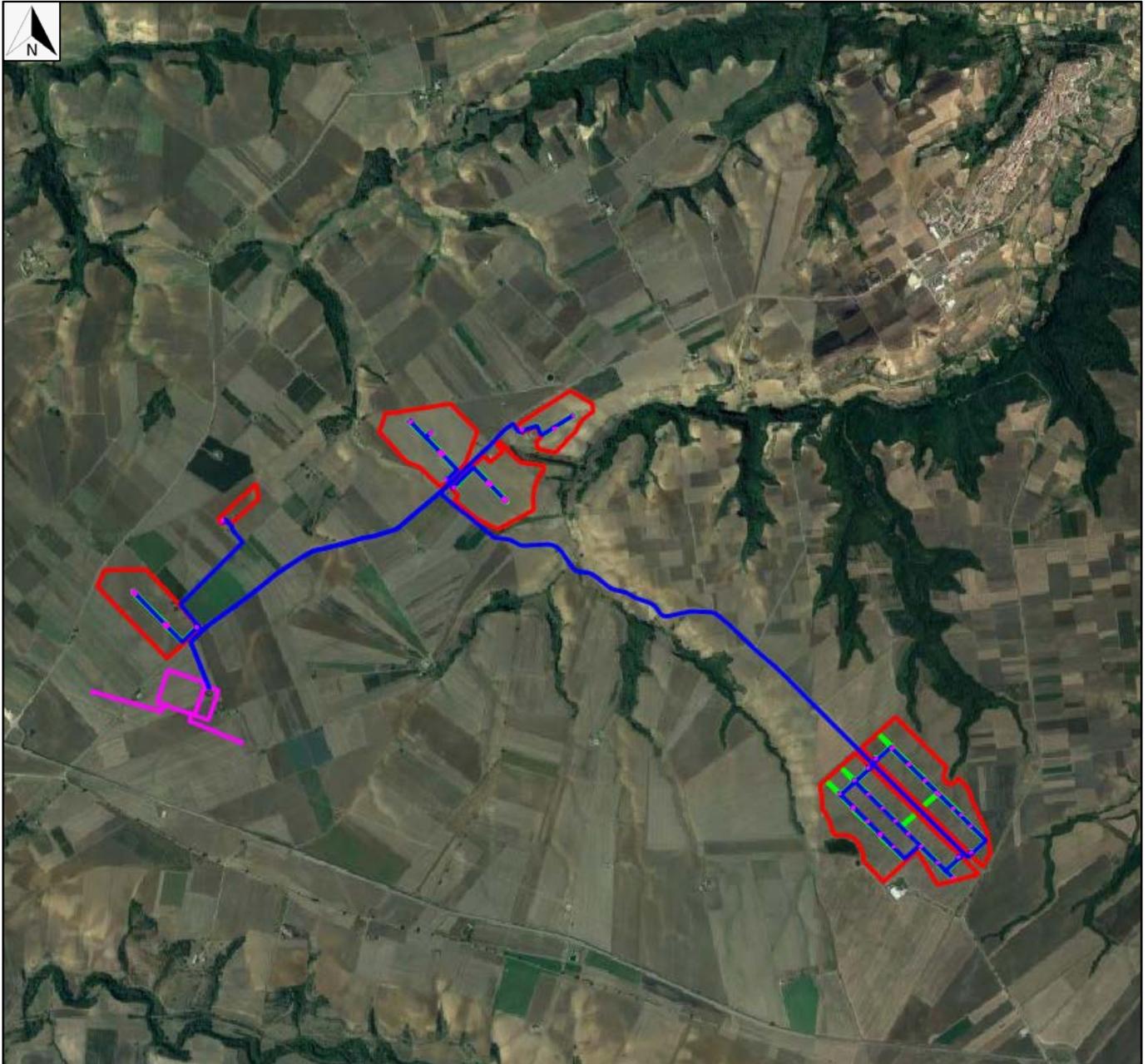
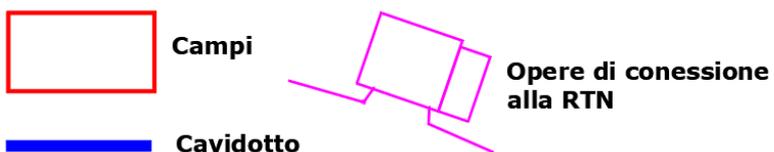
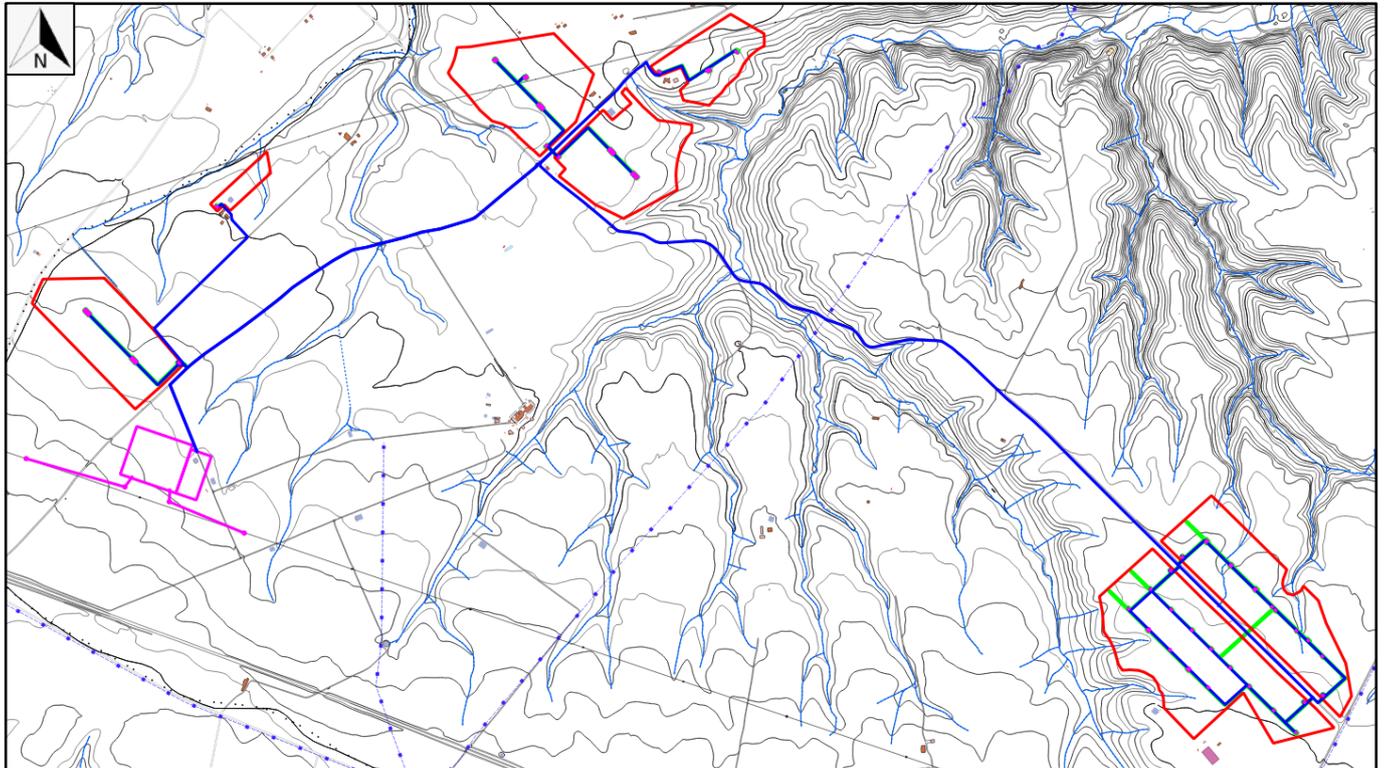


Fig. 2 – Ortofoto tratta da Google Satellite con ubicazione delle aree interessate dall'impianto agrivoltaiico

### Legenda



Nell'ambito della Carta Tecnica della Regione Basilicata, in scala 1:5.000, la zona di studio è compresa nei fogli contraddistinti con gli Elementi n°435163 "Masseria Perillo Sottano" e n°452041 "Masseria Ginestrelli" (Fig. 3).



*Fig. 3 – Aerofotogrammetria CTR con ubicazione delle aree interessate dall'impianto agrivoltaico  
Elementi n°435163 "Masseria Perillo Sottano" e n°452041 "Masseria Ginestrelli"*

L'impianto agrivoltaico di progetto è identificato catastalmente alle seguenti particelle del Comune di Montemilone:

**Montemilone 1 CP: 202300145**

Foglio 26 – Particelle 10, 12, 13, 249, 250;

Foglio 34 – Particelle 190, 191, 119, 194;

Foglio 32 – Particelle 253, 49, 66.

**Montemilone 2 CP: 202300146**

Foglio 26 – Particelle 264, 15, 266, 265, 242;

Foglio 32 – Particelle 2, 153, 154, 141, 3, 72, 253, 49, 66.

**Opere di rete**

Foglio 32 – Particelle 253, 49, 66, 58, 50, 105, 67, 51, 48, 66.

Il progetto suddiviso tra i diversi campi può essere identificato alle seguenti coordinate geografiche:

Montemilone 1 CP: 202300145 Campo n.5:	41.012983° - 15.931400°
Montemilone 1 CP: 202300145 Campo n.6:	40.988740° - 15.957514°
Montemilone 1 CP: 202300145 Campo n.7:	40.990814° - 15.960190°
Montemilone 2 CP: 202300146 Campo n.1:	41.001583° - 15.899472°
Montemilone 2 CP: 202300146 Campo n.2	41.007885° - 15.906036°
Montemilone 2 CP: 202300146 Campo n.3:	41.011612° - 15.921727°
Montemilone 2 CP: 202300146 Campo n.4:	41.008924° - 15.926752°
Opere di connessione alla RTN:	40.996404° - 15.902101°

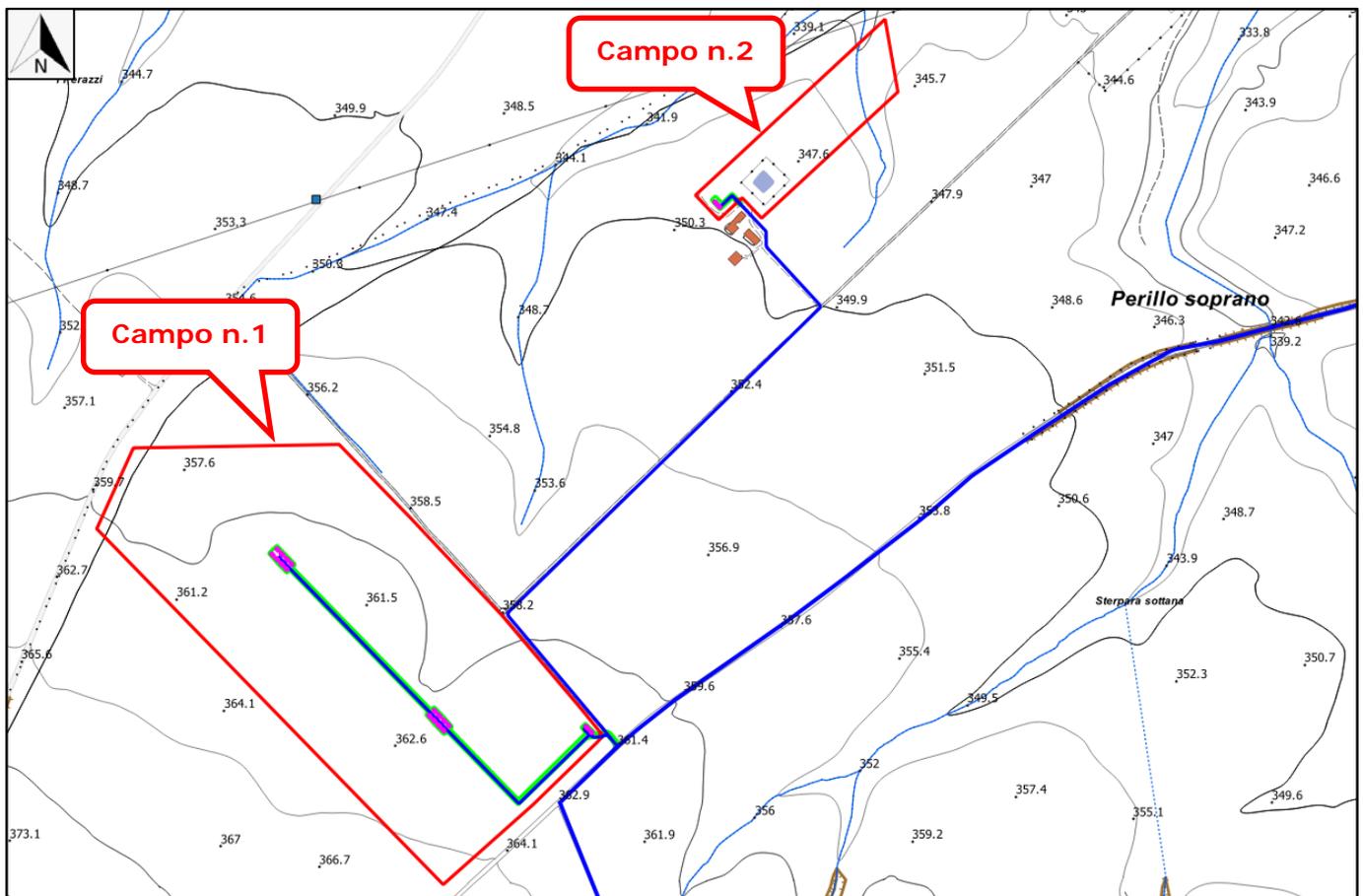


Fig. 4 – Stralcio aerofotogrammetrico CTR con ubicazione dei Campo n.1 e Campo n.2

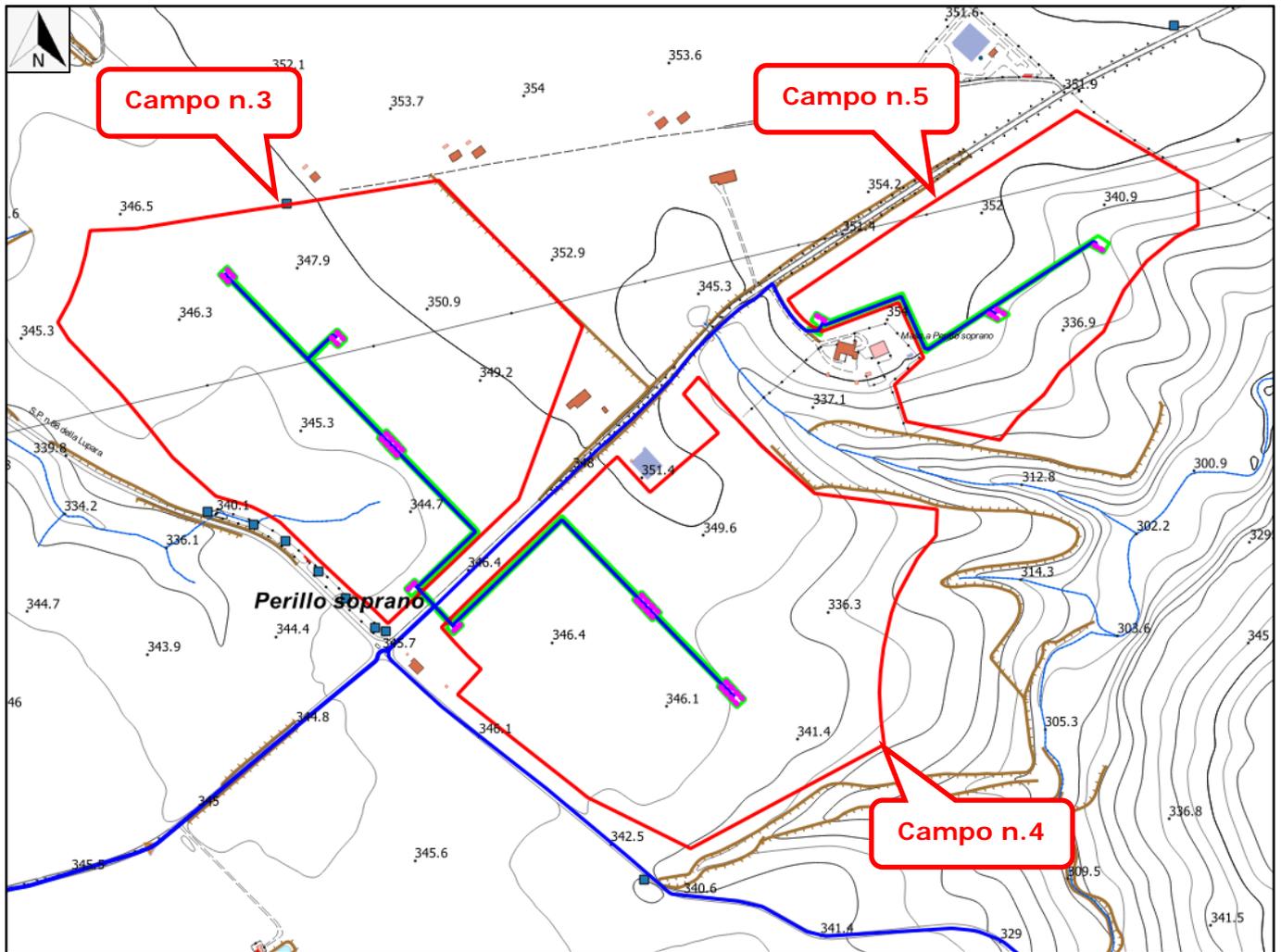


Fig. 5 – Stralcio aerofotogrammetrico CTR con ubicazione dei Campo n.3, Campo n.4 e Campo n.5

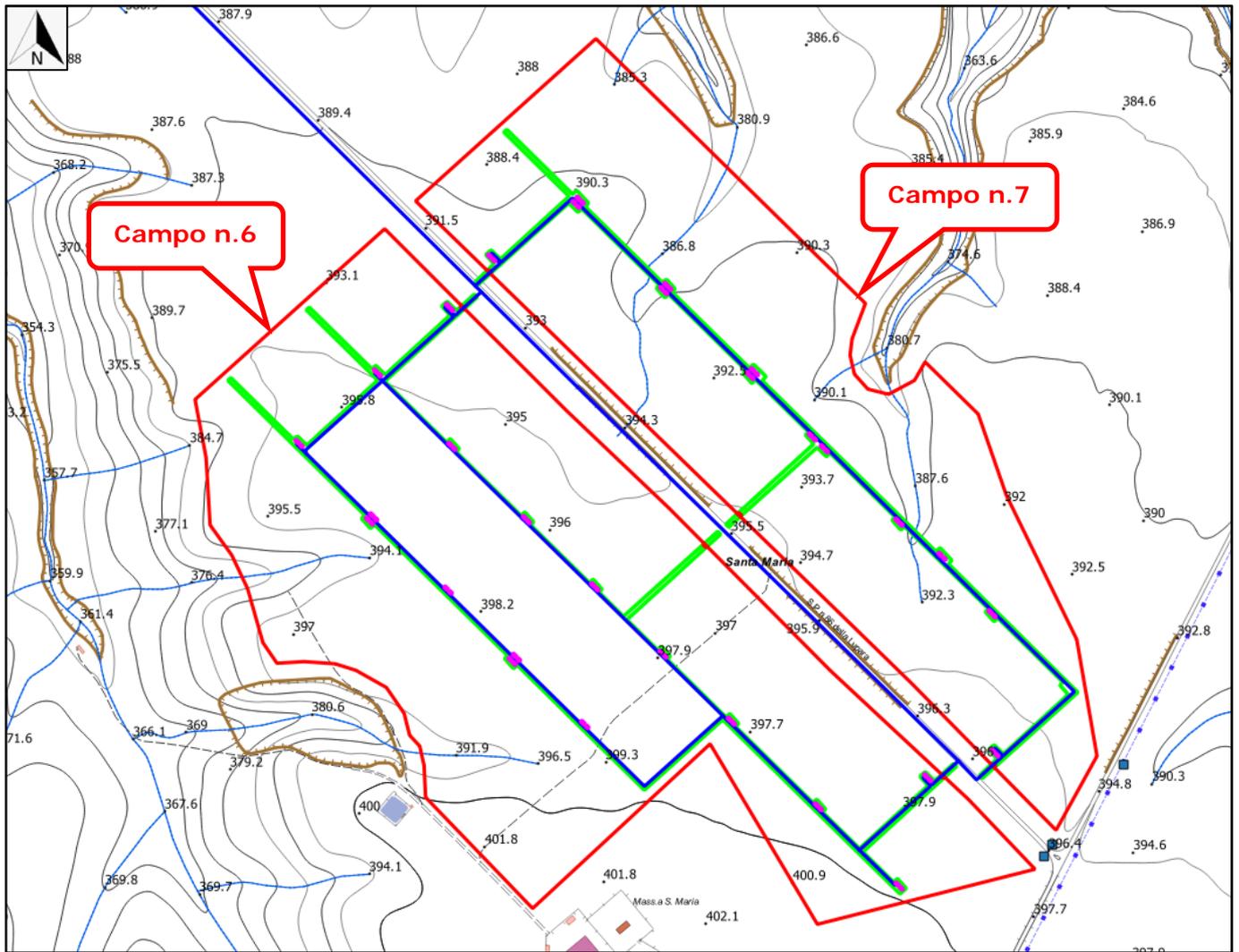


Fig. 6 – Stralcio aerofotogrammetrico CTR con ubicazione dei Campo n.6 e Campo n.7

Su ampia scala si osserva che il territorio esaminato è caratterizzato da un vasto altopiano che si sviluppa tra le quote di 350 e 450 m s.l.m., debolmente inclinato verso nord-ovest e inciso da numerose piccole incisioni fluviali, con deflusso stagionale, che formano una rete idrografica di tipo dentritico tributaria in destra orografica del fiume Ofanto (Fig. 7).

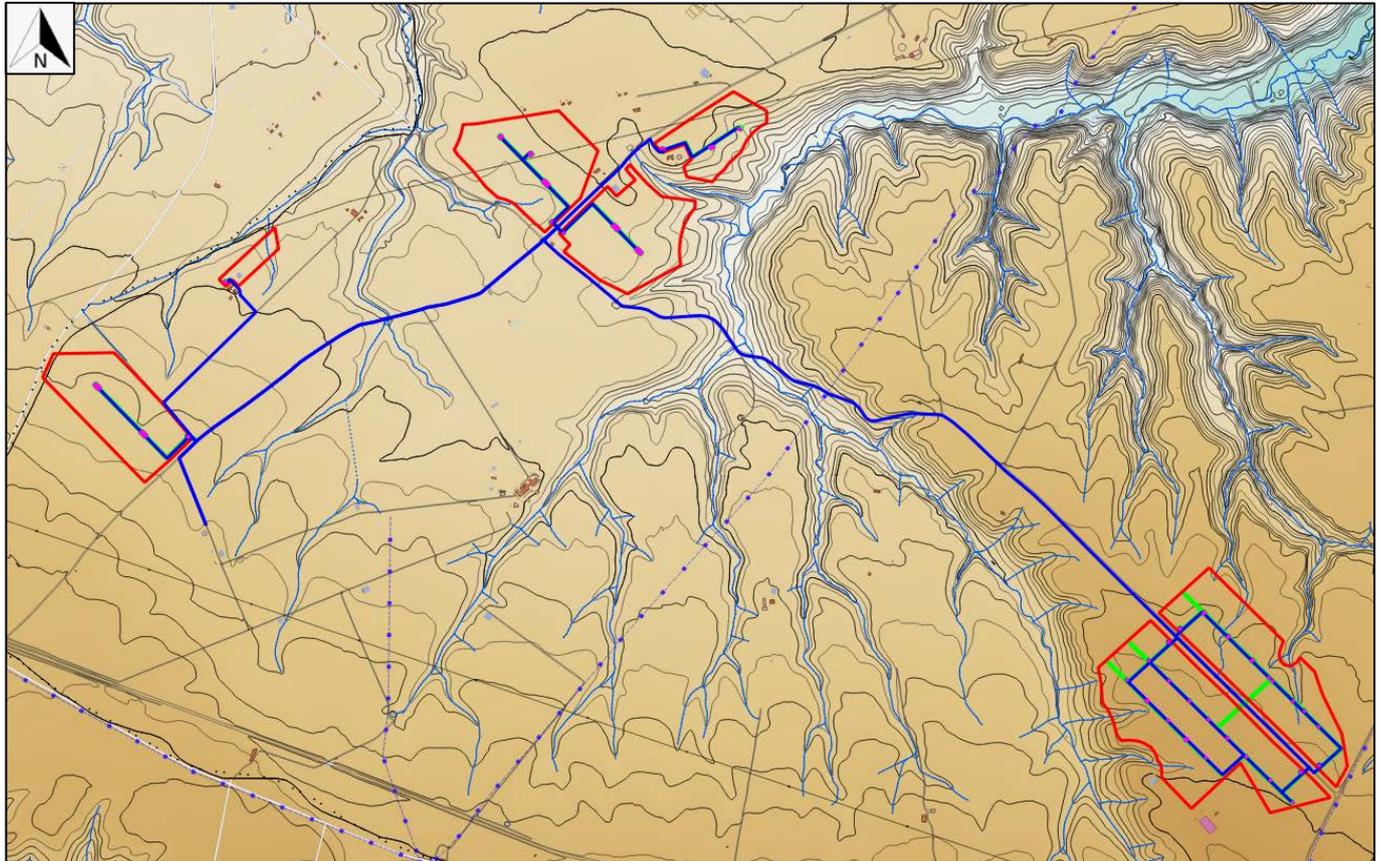


Fig. 7 – Carta del modello di elevazione digitale del terreno con ubicazione dell'impianto agrivoltaico

### Legenda

	fino a 150 m s.l.m.		fino a 310 m s.l.m.
	fino a 170 m s.l.m.		fino a 330 m s.l.m.
	fino a 190 m s.l.m.		fino a 350 m s.l.m.
	fino a 210 m s.l.m.		fino a 370 m s.l.m.
	fino a 230 m s.l.m.		fino a 390 m s.l.m.
	fino a 250 m s.l.m.		fino a 410 m s.l.m.
	fino a 270 m s.l.m.		fino a 430 m s.l.m.
	fino a 290 m s.l.m.		fino a 450 m s.l.m.

La morfologia dell'area in esame è condizionata dall'assetto litostrutturale, ossia dai litotipi affioranti e dal loro assetto strutturale, ed è piuttosto ondulata e a diversa acclività esclusivamente in corrispondenza delle incisioni fluviali (Fig. 8), anche come conseguenza di variegati e diversificati aspetti geolitologici.

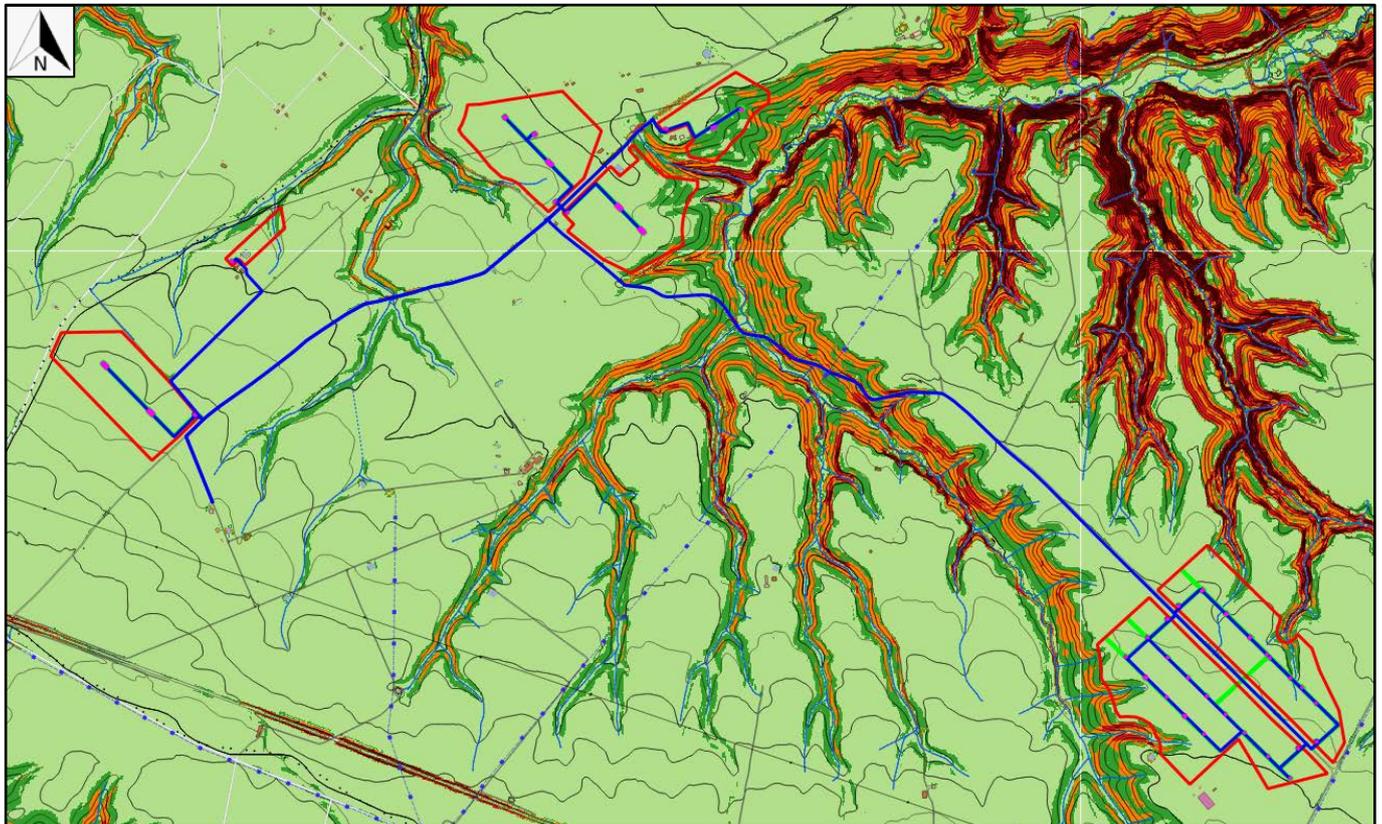
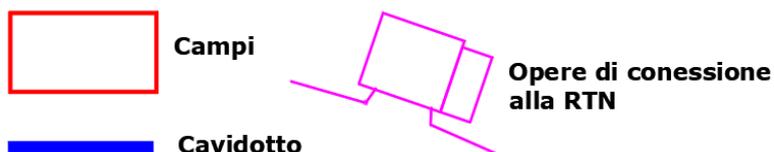
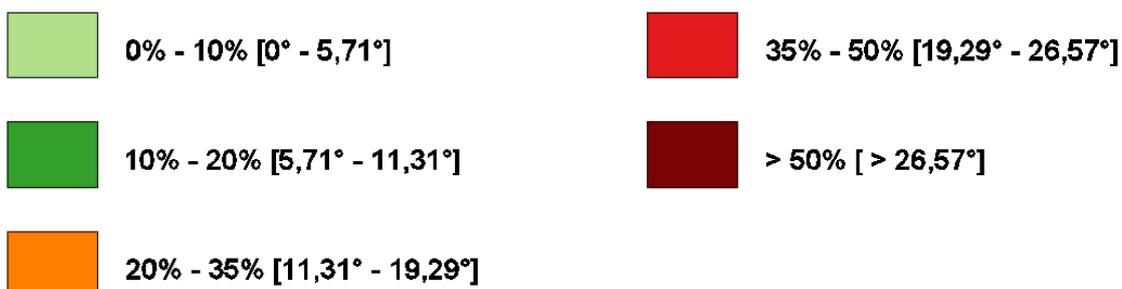


Fig. 8 – Carta clivometrica dell'area di studio con ubicazione dell'impianto agrivoltaico

### Legenda



### Classi di pendenza



### 3. Inquadramento geologico regionale

La configurazione geologica odierna della Basilicata è il risultato di imponenti deformazioni tettoniche che hanno determinato accavallamenti e traslazioni di masse rocciose e terrigene, anche di notevolissime proporzioni, da Ovest verso Est, verso l'Avampaese Apulo, con complessiva contrazione spaziale. Dal punto di vista geologico, il territorio comunale di Montemilone (PZ) è situato nel settore nord-orientale della Basilicata. Fisiograficamente il territorio appartiene al dominio strutturale della Fossa bradanica, ossia il bacino di sedimentazione plio-pleistocenico della Catena appenninica meridionale compresa tra la Catena appenninica ad ovest e l'Avampaese apulo ad est (Migliorini, 1937; Selli, 1962).

A grande scala la regione può essere inquadrata, dal punto di vista geografico e soprattutto geologico-strutturale, nell'ambito del sistema orogenico appenninico, riconoscibile nel settore dell'Italia meridionale che si estende dal margine tirrenico a quello adriatico. I tre domini del sistema orogenico sono (Fig. 9):

- ✓ la Catena rappresentata dall'Appennino Campano-Lucano;
- ✓ l'Avanfossa rappresentata dall'Avanfossa Adriatica;
- ✓ l'Avampaese rappresentata dalla regione Apulo-Garganica.

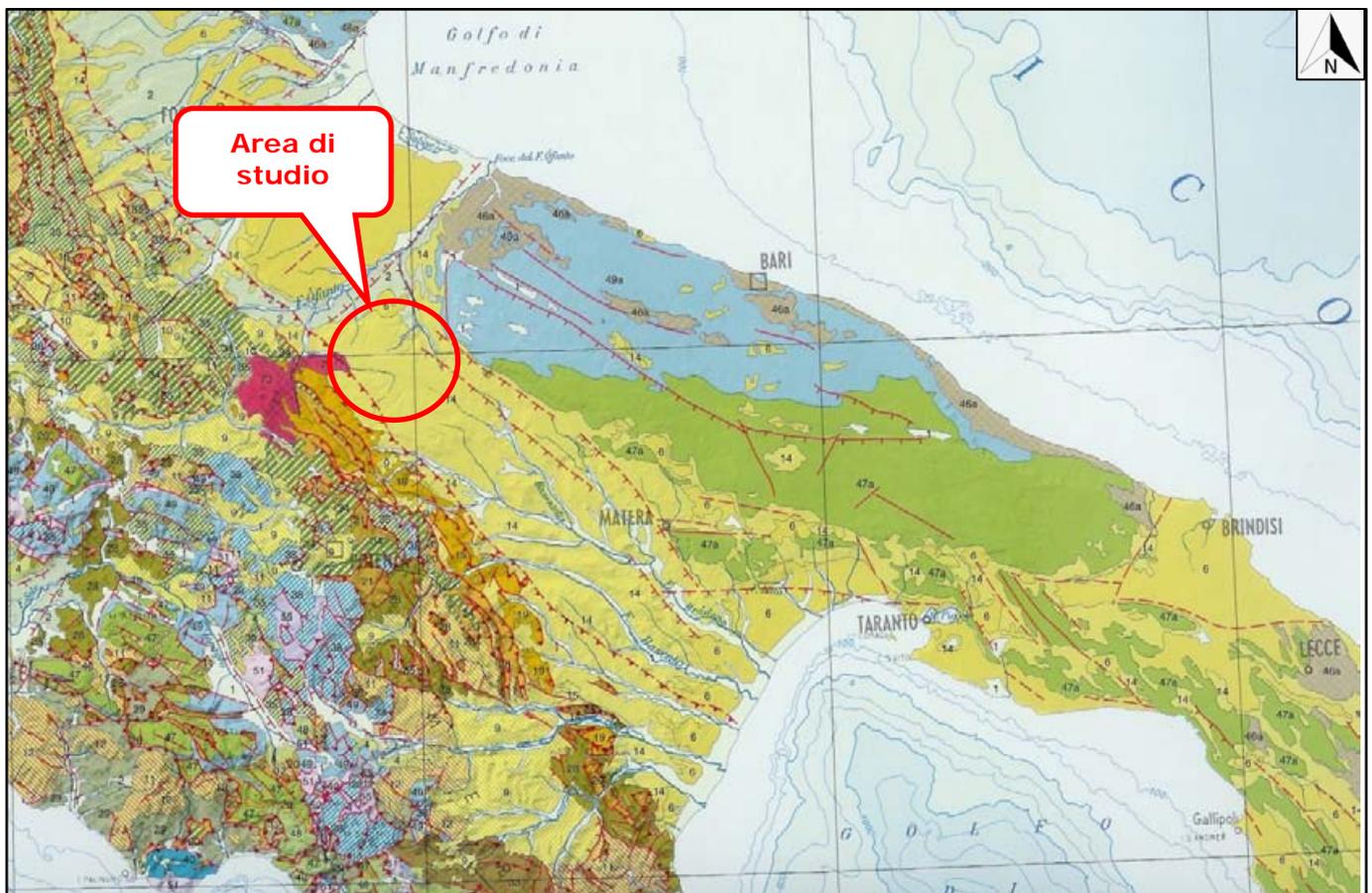


Fig. 9 – Schema geologico con ubicazione dell'area di studio

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e tettoniche attuali della regione, possono essere quindi interpretate come il risultato complessivo degli sconvolgimenti tettonici, che a più riprese, ma soprattutto nella fase miocenica-pleistocenica dell'orogenesi appenninica, hanno interessato le unità geologiche preesistenti, e della continua evoluzione paleogeografia che i tre domini del sistema orogenico appenninico, risultanti da tali sconvolgimenti, hanno subito nel tempo.

I modelli evolutivi proposti dai diversi autori, pur nella loro diversità, concordano nel definire che il sistema orogenico appenninico si sia formato a partire dall'Oligocene Superiore-Miocene inferiore, dal progressivo accavallamento da ovest verso est, dovuto a compressione, di unità stratigrafico-strutturali mesozoico-paleogeneiche e di unità sinorogeniche di avanfossa.

Un ruolo fondamentale nella genesi appenninica viene riconosciuto alla placca Apula che durante l'orogenesi ha svolto il ruolo di avampaese.

L'Unità stratigrafico-strutturale Apulo-Garganica di Avampaese, risulta ribassata a sudovest da sistemi di faglia dirette, e risulta deformata al di sotto della catena (Fig. 10).

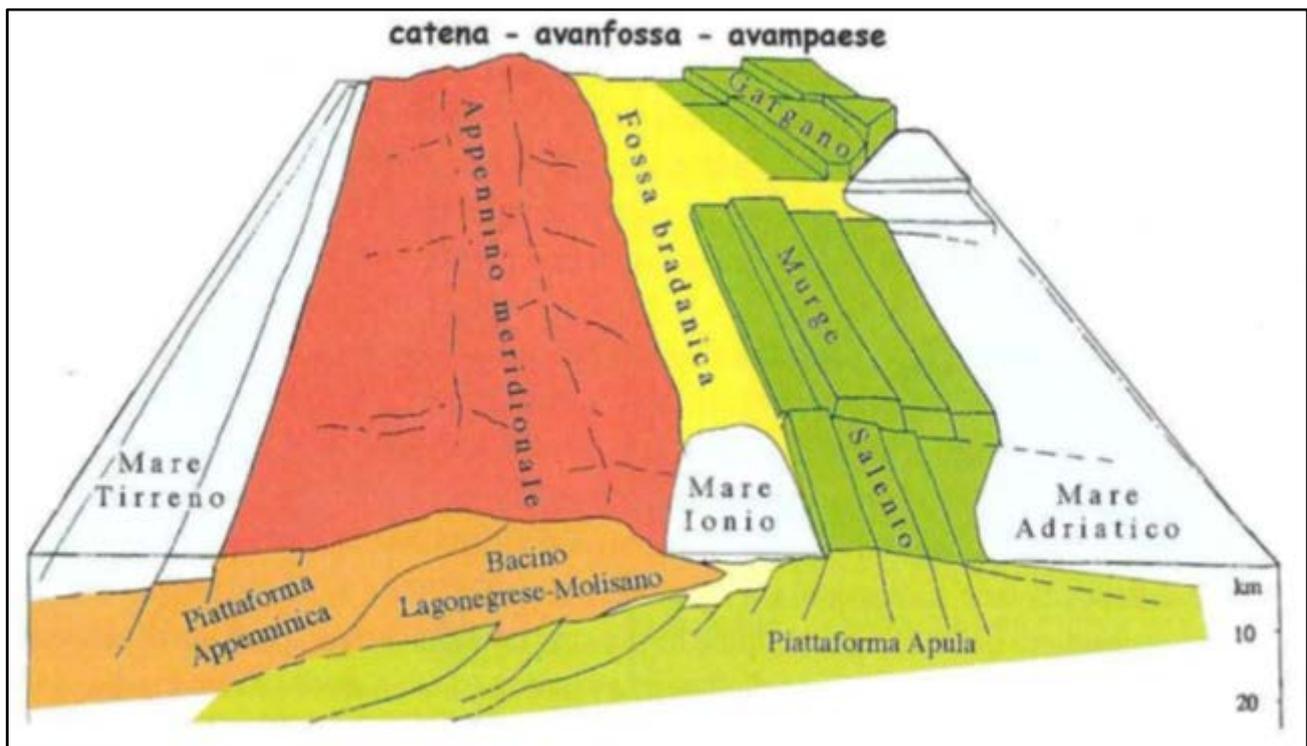


Fig. 10 – Schema del sistema Catena-Avanfossa-Avampaese

La Fossa bradanica si imposta su un substrato costituito dai calcari cretacei della piattaforma apula ribassati, verso SW, da un sistema di faglie ad andamento appenninico (Ciaranfi et al., 1979) e a partire dal Pliocene inferiore costituisce un'area bacinale a sedimentazione terrigena.

### 3.1 Origine sedimentaria e stratigrafia della Fossa bradanica

Il territorio preso in esame è caratterizzato dall'affioramento di una successione sedimentaria di età compresa tra il Pliocene superiore ed il Quaternario. Tali terreni, di natura silico-clastica, sono ascrivibili alla serie regressiva nota in letteratura con il nome di "Ciclo Bradanico" a cui si sovrappongono depositi continentali fluvio-lacustri e alluvionali.

Le avanfosse sono bacini che si formano a causa della subsidenza flessurale di una placca che subduce. Si tratta di un sistema dinamico definito da due margini con caratteristiche differenti: uno molto articolato ed attivo tettonicamente, costituito da un "alto" di aree deformate che rappresenta la catena; l'altro è, invece, caratterizzato da pochi o nessun effetto di tettonica sinsedimentaria, formato dalle aree di avampaese degradanti verso la catena stessa.

Il settore meridionale dell'avanfossa appenninica è detto **Fossa bradanica** (Auct.) e la sua età è fatta risalire al Pliocene Inferiore-Pleistocene (Balduzzi et al., 1982).

Tale fossa si è sviluppata tra la catena e la parte esposta del fessurato Avampaese Apulo subdotto dalle coltri appenniniche. È un bacino di forma allungata in direzione NO-SE ed è caratterizzato da uno spessore non elevato (Fig. 12).

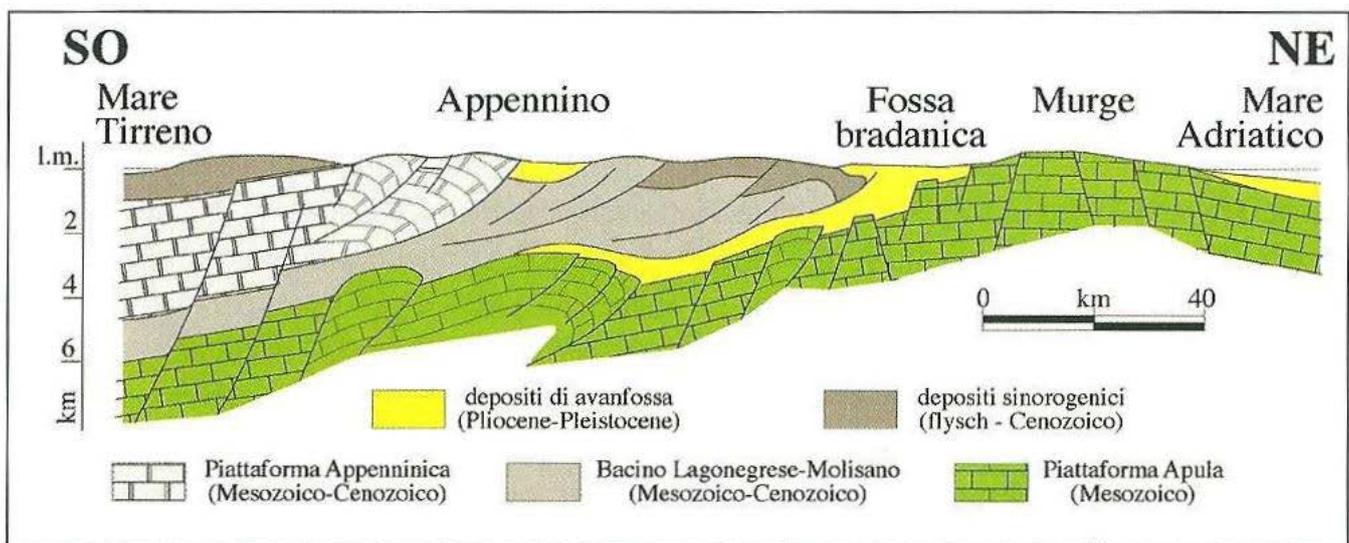


Fig. 12 – Sezione verticale del sistema Catena-Avanfossa-Avampaese dell'Appennino Meridionale

È possibile suddividerla in:

- a) un settore occidentale occupato da più sistemi di ricoprimento gravitativo separati da successioni meso-autoctone (formazione di Albidona, successioni marnoso-arenacee poggianti sulle coltri lagonegresi) e coperte da sequenze neo-autoctone (formazione di Gorgoglione);
- b) un settore orientale colmato soltanto da terreni autoctoni.

Il margine occidentale della Fossa bradanica ha una fisiografia molto irregolare. Esso è costituito da sovrascorrimenti attivi che deformano unità, in prevalenza terziarie, già accavallatesi

sui depositi di avanfossa infrapliocenici autoctoni; tale margine è caratterizzato da un'area interna ad alto gradiente in sollevamento (Pieri et al., 1996).

Le coperture sedimentarie Plio-Pleistoceniche che ricoprono la fossa possiedono uno spessore di 2-3 km (Tropeano et al., 2002).

Le unità litostratigrafiche che caratterizzano i bacini della Fossa bradanica s.s. sono state ampiamente descritti da Balduzzi et al. (1982), in seguito all'analisi di sezioni sismiche e dati di pozzo provenienti dall'esplorazione petrolifera di queste aree. Gli stessi autori distinguono questa parte meridionale dell'avanfossa appenninica in due bacini, separati da un alto strutturale detto "soglia di Lavello": il bacino lucano, a sud, e il bacino pugliese, a nord. L'area di interesse del presente lavoro è situata entro il bacino lucano.

Gli autori individuano un substrato pre-pliocenico che presenta età via via più vecchie spostandosi dal settore nord-occidentale a quello sud-orientale. I depositi del substrato sono rappresentati da calcareniti organogene a Briozoi del Miocene Medio, da calcari, marne rosse, basalti scuri, breccie calcaree, calcari dolomitici dell'Eocene e da calcari e calcari dolomitici del Cretaceo Superiore. Infine, all'estremo lembo occidentale del bacino lucano, si trovano gessi del Miocene Superiore. Il Pliocene-Pleistocene sarebbe costituito da sequenze sabbiose ed argillose.

Andando dall'alto verso il basso le successioni litostratigrafiche sono così ripartite:

- ✓ *argille e sabbie sommitali;*
- ✓ *intervallo sabbioso-argilloso intermedio;*
- ✓ *intervallo argilloso-marnoso di base;*

Questa successione risulta sostanzialmente omogenea in senso longitudinale lungo l'asse del bacino, ad oriente delle coltri alloctone, mentre trasversalmente verso est appare quasi completamente costituita da livelli argillosi che sostituiscono lateralmente i corpi sabbiosi torbiditici. Verso ovest le potenti coltri gravitative interrompono la sedimentazione autoctona che viene così sostituita bruscamente da ammassi sedimentari di varia natura ed età (Balduzzi et al., 1982). Sempre Balduzzi et al. (1982) riconoscono l'età di messa in posto dell'alloctono nel sottosuolo lucano e l'entità del fenomeno. Il ricoprimento si sarebbe realizzato tra il Pliocene Inferiore ed il Pleistocene coinvolgendo anche la successione carbonatica mesozoica.

L'elevata attività del regime compressivo ha favorito l'avanzamento delle coltri alloctone al fronte della catena (Mostardini e Merlini, 1986). I rapporti geometrici tra coltri alloctone e coltri autoctone, osservati a SO, vedono le prime inserite nella successione argilloso-sabbiosa plio-pleistocenica.

Il bacino è sede di raccorciamento crostale causato dalla collisione continentale, che, oltre a provocare un graduale approfondimento dell'avanfossa, è stata causa della formazione di un sistema longitudinale di faglie inverse che borda il margine appenninico e che costituisce il raccordo fra la fascia di sollevamento della catena (rampa frontale) e quella di sprofondamento dell'avanfossa (Casnedi, 1988).

Un altro effetto legato alla collisione è il sistema trasversale di faglie in parte trascorrenti che individuano alti strutturali e depressioni bacinali, tra cui la separazione dei bacini lucano e pugliese ad opera della Sella di Lavello (Casnedi, 1988). Nel quadro evolutivo della Fossa bradanica, Tropeano et al. (2002) riconoscono due grandi fasi successive all'impostazione del bacino al margine della catena, a partire dal Pliocene fino al Quaternario: la fase di riempimento e quella di cannibalizzazione della fossa. In breve, queste due fasi evolutive rispecchiano la storia dell'avanfossa che, impostandosi sul margine subsidente occidentale dell'Avampae Apulo, ha visto la deposizione di sedimenti plio-pleistocenici sui carbonati di piattaforma.

Le litologie del riempimento, in gran parte sepolte, precedentemente descritte, in accordo con Balduzzi et al. (1982), rappresentano successioni attribuite principalmente ad apporti terrigeni che nel corso del tempo colmano la fossa da nord-ovest verso sud-est (Casnedi, 1988). Sono riconosciuti diversi stadi del riempimento caratterizzati dalle relative successioni: pre-torbiditica, torbiditica, post-torbiditica. La successione più profonda, nel bacino lucano, è quella pre-torbiditica, rappresentata dalle emipelagiti dell'intervallo argilloso-marnoso di base (Balduzzi et al., 1982; Casnedi, 1988; Tropeano et al., 2002) che secondo Casnedi et al. (1982) indicherebbe l'evento di massima subsidenza. L'evento intermedio caratterizzato dal riempimento da parte delle torbiditi s.s. e olistostromi (Casnedi et al., 1982), è quello più importante, in quanto lo spessore delle successioni è molto elevato, presenta una evoluzione da nord-ovest verso sud-est, si sviluppa soprattutto nel bacino lucano durante il Pleistocene Inferiore ed è rappresentato dall'intervallo sabbioso-argilloso sensu Balduzzi et al.

Il terzo evento, quello post-torbiditico, è rappresentato dalla deposizione delle emipelagiti (Balduzzi et al., 1982; Casnedi, 1988; Tropeano et al., 2002) che vede il colmamento generale delle depressioni e l'insorgere di fenomeni regressivi diffusi; la morfologia del fondo marino tende ad appiattirsi e la sedimentazione assume un andamento debolmente positivo, con depositi progressivamente più fini verso l'alto (Casnedi et al., 1982).

A causa del sollevamento regionale, che induce una regressione forzata, questi ultimi depositi si sviluppano nel Pleistocene Medio-Superiore (Tropeano et al., 2002), e le emipelagiti nella parte alta vengono sostituite da depositi sabbioso-conglomeratici di ambiente di transizione e/o alluvionale, che formano corpi progradanti in contatto transizionale o erosivo sui sedimenti sottostanti (Pieri et al., 1994), per cui sono denominati da Pieri et al. (1996) "*regressive coastal deposits*" (depositi costieri regressivi), conosciuti anche come "depositi marini terrazzati" (Vezzani, 1967; Boenzi et al., 1976; Bruckner, 1980; De Marco, 1990).

Attualmente l'evoluzione procede con la cannibalizzazione dei depositi descritti ad opera delle profonde incisioni fluviali che attraversano la successione della Fossa bradanica meridionale (Tropeano et al., 2002). I sedimenti erosi rappresentano la principale sorgente dell'attuale sistema deposizionale del Golfo di Taranto, nel Mar Ionio, che presenta una dinamica del tutto simile a quella già descritta per lo stadio di deposizione delle torbiditi (Casnedi et al., 1982; Senatore et al., 1988).

### 3.2 Contesto geodinamico

L'evoluzione geodinamica della Fossa bradanica, secondo Casnedi (1988), ha visto l'attivazione progressiva verso l'esterno di faglie inverse che mutano, nei fianchi interni, in sovrascorrimenti e scivolamenti gravitativi. La migrazione e la progradazione dei terreni alloctoni hanno concorso allo spostamento di quelli torbiditici, verso l'esterno. Le depressioni più interne vengono colmate, strutturate da faglie longitudinali e quindi molto allungate in senso NO-SE.

Questo riempimento avviene dapprima per sedimentazione della frazione grossolana delle correnti di torbidità, mentre la frazione fine tracima dalle depressioni con depositi di over-bank, sui fianchi esterni. Alla sedimentazione segue la traslazione tettonica, dovuta al raccorciamento crostale: attualmente gli assi di massima spessore dei sedimenti nelle singole epoche si trovano infatti considerevolmente traslati verso NE rispetto agli originali assi depocentrali (Fig. 13).

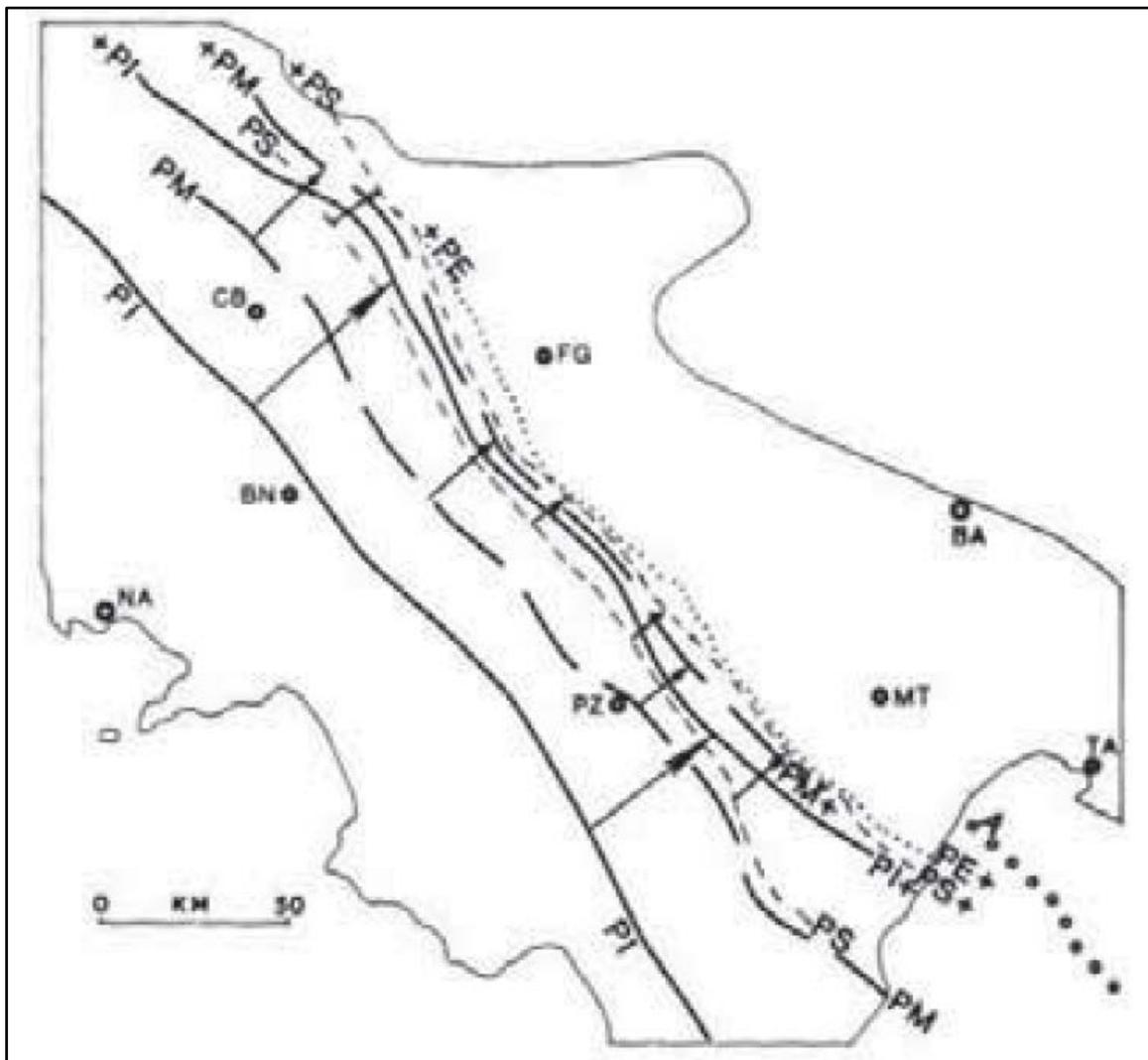


Fig. 13 – Rappresentazione della migrazione dell'asse depocentrale durante le varie epoche.

PI: Pliocene Inferiore; PM: Pliocene Medio; PS: Pliocene superiore; PE: Pleistocene; A: Attuale. Col segno + sono indicati gli assi di spessore massimo dei sedimenti delle singole epoche ove si trovano attualmente.

Le frecce indicano la traslazione tettonica (non considerata nel Pleistocene). Da Casnedi, 1988

Nel frattempo le depressioni più profonde migrano longitudinalmente verso SE. Infatti, essendo la fossa il risultato del movimento di subduzione della Placca Apula sotto l'Appennino e poiché i margini convergenti sono obliqui, ad angolo aperto a SE, la collisione e la chiusura avvengono dapprima nei settori NO e successivamente in quelli a SE.

Ne consegue che tuttora la fossa è attiva con sedimentazione attuale nel Golfo di Taranto, in cui è localizzata la Valle di Taranto che costituisce il depocentro attuale (Senatore et al., 1988). Il comportamento dell'Avampaese Apulo, ad E della Fossa bradanica, è strettamente legato alla penetrazione dello slab verso ovest. Questo meccanismo genera il prisma di accezione che presenta una geometria a ventaglio embriciato frontale e vede anche la migrazione verso E della cerniera di subduzione (Doglioni et al., 1994; 1996).

In questo contesto, il prisma si presenta strutturalmente e morfologicamente basso, quindi poco sviluppato nell'area della Fossa bradanica, ma al suo margine occidentale, occupato da più sistemi di ricoprimento gravitativi separati da successioni meso-autoctone resta molto attivo con una geometria out-of-sequence, come documentato dalle deformazioni che interessano i depositi pleistocenici (Loiacono e Sabato, 1987).

L'attività fin qui descritta è quindi concausa del sollevamento, di questa regione iniziato nel Pleistocene Medio-Superiore, che coinvolge contemporaneamente l'avanfossa e l'avampaese, che risulta deformato per buckling (Dai Pra e Hearty, 1988; Doglioni et al., 1994; 1996; Mastronuzzi e Sansò, 2002; Belluomini et al., 2002).

La deformazione per buckling è una conseguenza della bassa penetrazione dello slab, dovuta al raggiungimento da parte della spessa litosfera continentale della zona di subduzione e dall'opposizione al flusso relativo del mantello (verso est) della parte subdotta (immergente verso ovest), che causa l'arretramento verso est della cerniera di subduzione (Doglioni, 1991; Doglioni et al., 1994) (Fig. 14).

Doglioni et al. (1994) riconoscono un inarcamento detto Puglia bulge, che vede l'insorgere di forme di distensione nella zona di cerniera. Ciaranfi et al. (1988) e Ricchetti et al. (1988) riportano la presenza di faglie dirette, con andamento NO-SE nella zona di avampaese e nel settore più orientale della Fossa bradanica, nel punto in cui la copertura sedimentaria è meno spessa (Fig. 15). Ricchetti et al. (1988) individuano, inoltre, un movimento di sollevamento a carattere regionale, con ripetute interferenze con le oscillazioni glacioeustatiche del livello marino, ipotizzando una relazione tra sollevamento con effetti di ritorno elastico della piattaforma Apula, determinati dall'attenuarsi delle spinte orizzontali della Catena appenninica, nonché da processi di aggiustamento isostatico.

Il meccanismo di rallentamento della subduzione della placca Adriatica è comunque confinato al settore di nostro interesse. Infatti, il movimento è più lento nella parte occidentale della Puglia che nei segmenti del fronte appenninico settentrionale, nell'Adriatico centrale, e nelle porzioni meridionali, localizzate nel Mar Ionio. In questo settore, infatti, si osservano tassi di subduzione più elevati (Doglioni et al., 1994).

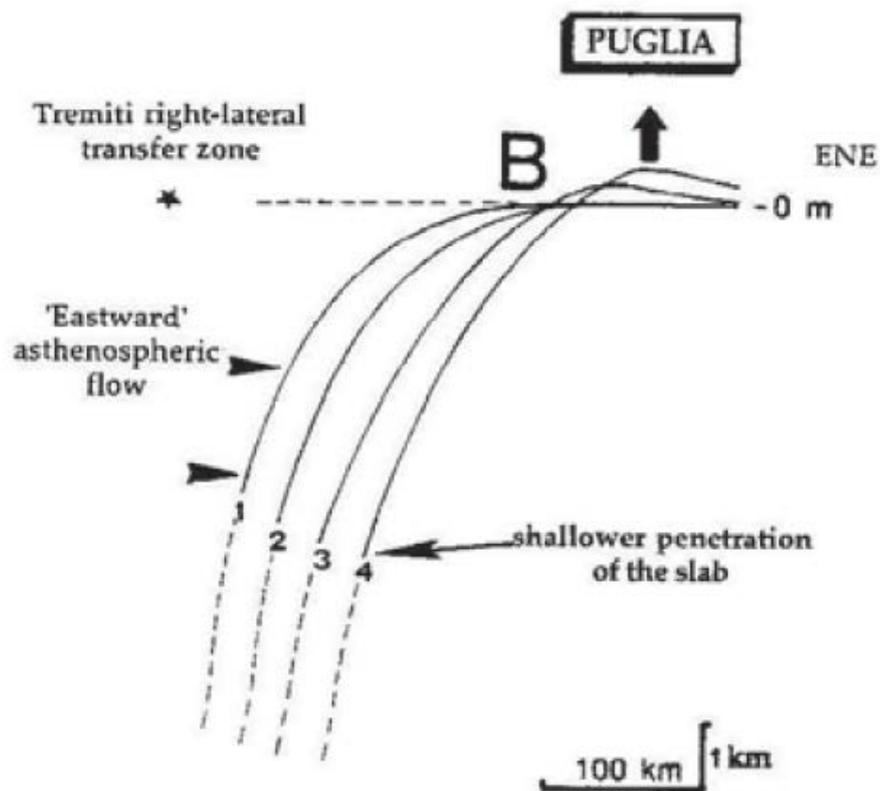


Fig. 14 – Schema rappresentativo della migrazione della cerniera di subduzione e conseguente buckling della Piattaforma Apula. ( Da Doglioni et al., 1994), modificata

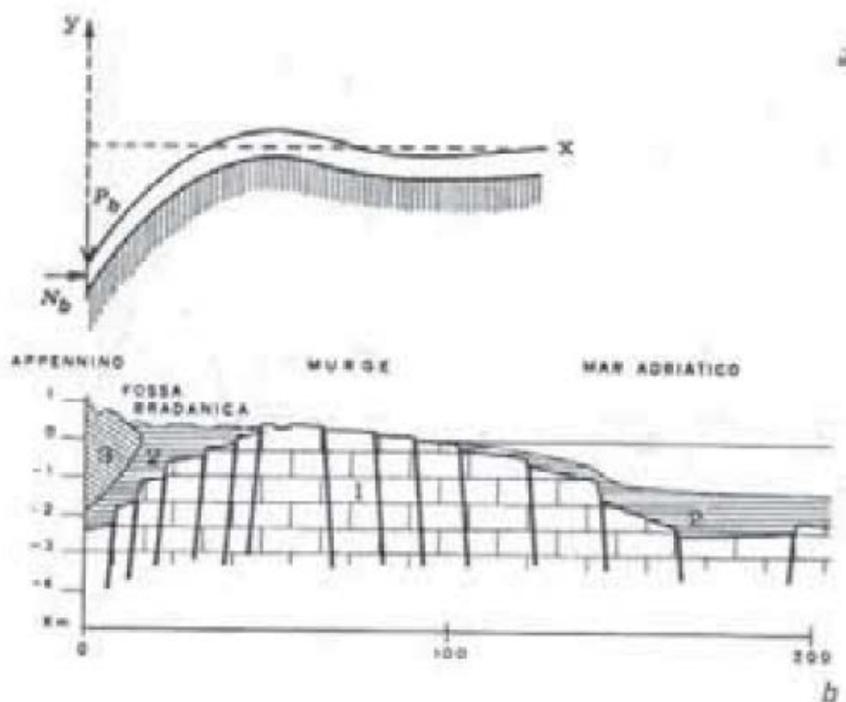


Fig. 15 – Modello di descrizione del meccanismo di flessione elastica della piattaforma Apula.

- a) sistema di riferimento per lo studio della flessione di una piastra elastica semi-infinita;  
 b) profilo topografico e geologico schematico dell'Avanpaese Apulo; 1) piattaforma carbonatica Apula;  
 2) coperture paleogenico-pleistoceniche; 3) coltre alloctona appenninica. Da Ricchetti et al., 1988.

#### 4. Geologia, geomorfologia ed idrogeologia generale dell'area di studio

Dal punto di vista geologico generale l'area di studio che sarà interessata dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico nella Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000 rientra in parte nel margine sud-orientale del Foglio n°175 "Cerignola" (Campi n°1, 2, 3, 4 e 5), in parte nel margine nord-occidentale del Foglio n°188 "Gravina di Puglia" (Campi n°6 e 7), mentre le opere di connessione alla RTN sono comprese nel Foglio n°187 "Melfi" (Fig. 16).

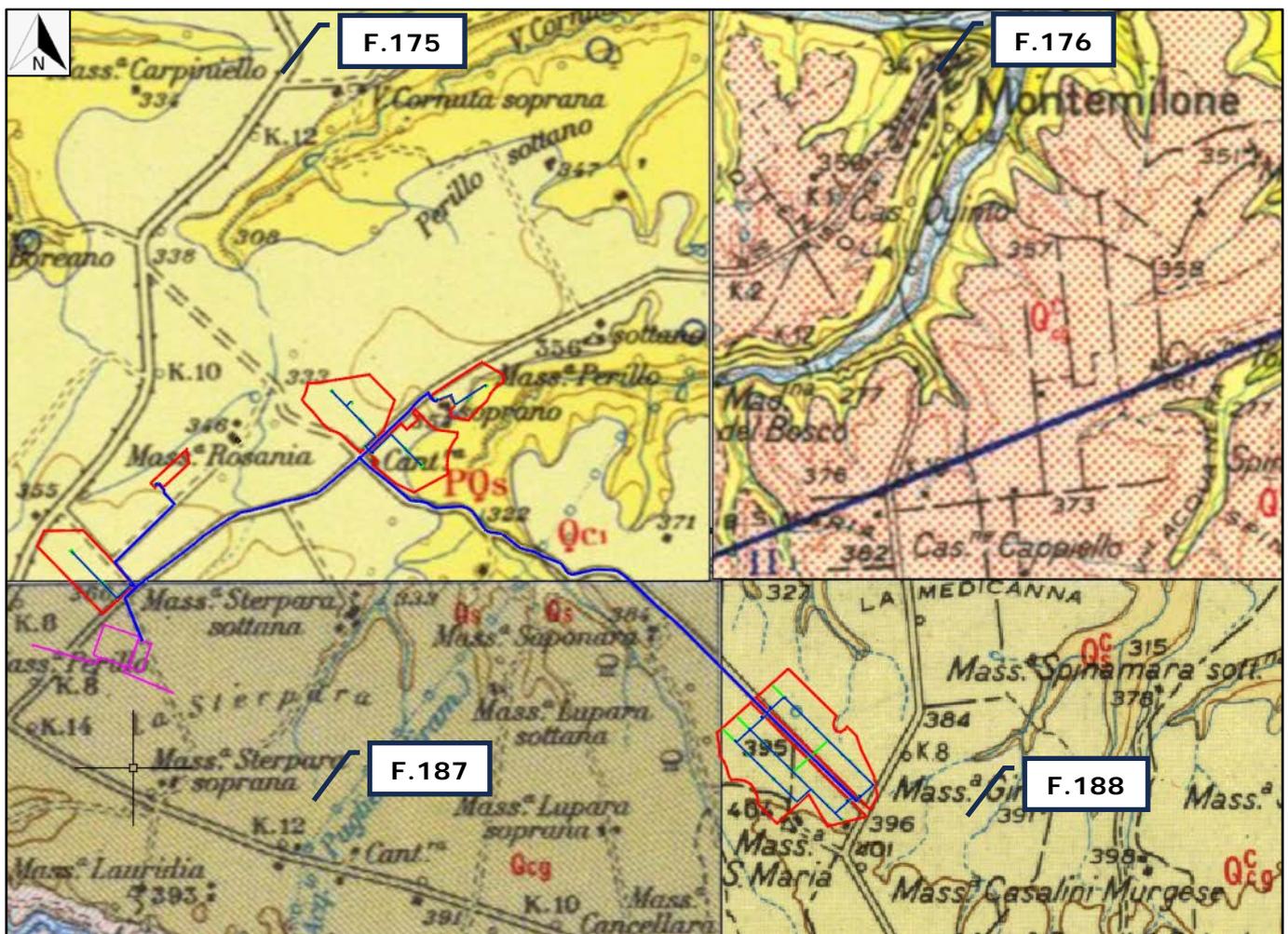
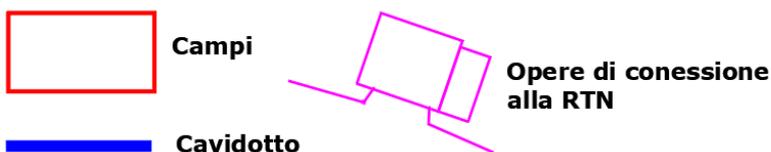


Fig. 16 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 con ubicazione dell'impianto agrivoltaico

#### Legenda



## Legenda della carta geologica d'Italia in scala 1:100.000

### **Foglio 175 "Cerignola"**

**(Qc1)** - Conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni a volte fortemente cementati e con intercalazioni di sabbie ed arenarie (Pleistocene).

Questa formazione interessa i Campi n°1, 2, 3 e porzione dei Campi n°4 e 5.

**(PQs)** - Sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei di colore giallastro; lenti ciottolose localmente fossilifere. Questa formazione interessa porzione dei Campi n°4 e 5.

### **Foglio 188 "Gravina di Puglia"**

**(Qccg)** - Conglomerato di chiusura del ciclo sedimentario plio-pleistocenico, poligenico, con ciottoli anche di rocce cristalline, con intercalazioni, in prevalenza alla base, di lenti sabbiose ed argillose (Siciliano (?) - Calabriano). Questa formazione interessa i Campi n°6 e 7.

### **Foglio 187 "Melfi"**

**(Qcg)** - Conglomerati, anche ferrittizzati, per lo più incoerenti o debolmente cementati, ad elementi poligenici del Flysch; lenti sabbiose; talora, resti di macrofossili (Calabriano). Questa formazione interessa le opere di connessine alla RTN.

#### 4.1 Successione stratigrafica dell'area esaminata

Secondo i lavori di rilevamento per la redazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 (ISPRA) le unità di avanfossa pleistocenica sono state suddivise nel seguente modo:

- ✓ **Argille subappennine ASP** (Pliocene superiore-Pleistocene inferiore): argille marnose e argille siltose abbastanza compatte, di colore grigio azzurro a cui, soprattutto nella parte alta della formazione si intercalano livelli sabbiosi con spessori variabili dal centimetro al metro. Lo spessore è estremamente variabile: al centro della fossa si aggira su qualche centinaio di metri, in prossimità delle Murge si riduce fino ad annullarsi. Dal punto di vista strutturale costituiscono una monoclinale immergente a sud-est con inclinazione di 6°/10°.
- ✓ **Formazione di Monte San Marco SBC** (Pleistocene inferiore): sabbie quarzoso-calcaree, giallastre, incoerenti, a luoghi cementate, con intercalazioni di lenti conglomeratiche. Lo spessore di quest'unità è variabile e può raggiungere i 100 m nel settore depocentrale della fossa e ridursi notevolmente verso i bordi.
- ✓ **Sintema di Palazzo San Gervasio GVS** (Pleistocene inferiore-medio): deposito ghiaioso-conglomeratico, stratificato con lenti sabbiose e lenti argillose. Lo spessore di questa unità è variabile da circa 35 m fino a pochi metri in prossimità del bordo murgiano. In alcune aree presentano passaggi eteropici a sabbie fini quarzoso micacee che in alcuni casi presentano una colorazione rossastra e spessore che varia da pochi decimetri ad una quindicina di metri. Possono corrispondere alle *Sabbie dello Staturo* secondo quanto riportato nella letteratura classica dei Fogli geologici in scala al 100.000.

In erosione sui depositi del ciclo bradanico si rinvengono una serie di depositi di età variabile dal Pleistocene superiore (?) all'attuale. Tali depositi sono stati raggruppati nel cosiddetto supersintema di **Monte Vulture MV** che comprende diversi sintemi e subsintemi costituiti prevalentemente da depositi conglomeratico-sabbiosi di colore rosso ad elementi vulcanici massivi e a stratificazione obliqua concava. Il limite inferiore è in genere rappresentato da una superficie erosiva. Questi costituiscono il cosiddetto Bacino di Venosa e del Fiume Ofanto.

All'interno dei corsi d'acqua si rinvengono **Depositi alluvionali (bb)** riferibili al Pleistocene superiore-Olocene ed **Alluvioni attuali (ba)** (Olocene). Entrambi sono costituiti da depositi ghiaioso-sabbioso-limosi sospesi rispetto all'alveo attuale, non più inondabili e attualmente in erosione i primi, ed in evoluzione in alveo i secondi.

## 4.2 Geologia di dettaglio dell'area interessata dall'impianto agrivoltaico

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti, si evince come la geologia dell'area investigata si presenta relativamente semplice sia da un punto di vista litostratigrafico sia per i caratteri geostrutturali delle formazioni affioranti.

La zona studiata mostra in affioramento terreni appartenenti al ciclo regressivo della Fossa bradanica e post regressivo sensu Lazzari & Pieri (2002). Il rilevamento geologico di superficie è stato esteso a gran parte delle superfici limitrofe a quelle di interesse ed ha permesso di riconoscere e cartografare (Elab. C13.4) le unità geologiche di seguito descritte a partire dalle più recenti alle più antiche.

### UNITÀ UBIQUITARIE COMPLETAMENTE FORMATE

**Depositi alluvionali recenti, sabbiosi e ciottolosi** (terrazzi bassi del F. Ofanto e dei suoli affluenti); depositi alluvionali terrosi e ciottolosi nei solchi erosivi. Età: Olocene - Pleistocene.

### SUPERSINTEMA DI MONTE VULTURE

**Sintema di Barile:** comprende la maggior parte dei prodotti vulcanici emessi dal M. Vulture. Nelle aree prossimali è suddiviso in quattro subsintemi mentre nel distale, dove prevalgono depositi piroclastici, è indifferenziato. La parte indifferenziata è costituita prevalentemente da sabbie conglomeratiche con stratificazione piano-parallela e incrociata concava (depositi alluvionali), con intercalazioni di strati vulcanici primari da caduta costituiti da lapilli e ceneri. Età: Pleistocene Medio.

### UNITÀ PLEISTOCENICHE DELL'AVANFOSSA BRADANICA

**Sintema 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). Limite inferiore marcatamente erosivo. Spessore massimo affiorante di circa 35 m. Età: Pleistocene Inferiore p.p.

**Formazione di Monte San Marco:** sabbie da medie a grossolane di colore giallo ocra, a stratificazione incrociata e piano-parallela, con resti di bivalvi, briozoi ed echinidi, e con intercalazioni verso l'alto di lenti di ghiaia (facies di spiaggia e deltizie). Spessore di circa 100 m. Età: Pleistocene Inferiore p.p..

Le aree di studio sono ubicate nelle località di Perillo Soprano, La Sterpara e Santa Maria sulla sommità della morfostruttura ubicata a sud-ovest dell'abitato di Montemilone la quale, originata dalla regressione marina plio-pleistocenica e dai depositi da essa derivanti, risulta costituita dalla seguente successione litologica, dall'alto al baso stratigrafico:

- Terreno agrario e coltre detritica
- Sintema di Palazzo San Gervasio
- Formazione di Monte San Marco

### **Terreno agrario e coltre detritica**

In corrispondenza delle aree investigate, tali materiali sono rappresentati esclusivamente da terreno agrario e argilla limoso-sabbiosa misti a ciottololame alterato e arrotondato i cui elementi sono di dimensioni variabili e possono arrivare anche ai 10,0 cm. L'area di affioramento è diffusa su tutta la superficie e gli spessori sono ovunque modesti, in genere mediamente circa 3,00 metri. Le caratteristiche morfologiche dell'area, infatti, generalmente pianeggianti o in lieve pendenza, ne hanno impedito la sedimentazione e l'accumulo in spessori maggiori, fenomeno che si verifica in modo preferenziale nelle depressioni o nei fondovalle. Tale circostanza ha reso superflua la rappresentazione cartografica di tali materiali, non essendo di particolare interesse dal punto di vista geotecnico.

### **Sistema di Palazzo San Gervasio**

Sono presenti estesamente in corrispondenza dell'area in esame e, nell'ambito dei limiti delle aree che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico, costituiscono quasi esclusivamente il litotipo affiorante, ad eccezione di due piccole zone in corrispondenza dei Campi n°4 e 5, dove affiora anche la Formazione di Monte San Marco.

Questo Sintema è caratterizzato da un conglomerato di natura poligenica, i cui elementi, di dimensioni variabili intorno ai 10,0 cm, sono prevalentemente calcareo-arenacei in scarsa matrice sabbiosa ed a cemento calcareo.

Presentano un elevato grado di cementazione ed affiorano in grossi strati e/o bancate massicce. La parte sommitale del litosoma conglomeratico è spesso sovrastata da una fascia di transizione, in cui prevale la frazione sabbiosa rispetto a quella ghiaiosa, il cui aspetto è reso tipico da frequenti inclusioni di calcare evaporitico di colore biancastro ed aspetto polverulento, depositatesi probabilmente per risalita capillare di acque ricche di carbonati.

I dati acquisiti hanno consentito di rilevare la variabilità dello spessore, dovuta probabilmente a causa delle eteropie laterali di facies con le sottostanti sabbie: esso varia da un minimo di 5 m ad un massimo di oltre 20,0 m, è risultato evidente, inoltre, come al loro interno siano presenti talvolta intercalazioni sabbiose di spessore molto variabile da un minimo di pochi dm, fino a lenti di qualche metro.

## Formazione di San Marco

Questa formazione geologica è costituita da sabbie colore giallo-ocra a composizione granulometrica medio-fine, di natura quarzoso calcarea; il passaggio fra conglomerati e sabbie avviene con frequenti eteropie laterali e con intercalate litofacies intermedie ed è spesso obliterato da modeste quantità di materiale detritico ed eluvio-colluviale.

A luoghi evidenziano laminazione piano-parallela alternata a sottili strati a laminazione incrociata; presentano frequenti intercalazioni di sottili livelli di arenarie mediamente cementate alternati a livelli limosi e limoso-sabbiosi.

### 4.3 Geomorfologia e stabilità generale dell'area di studio

L'area di studio si colloca nel contesto morfologico-strutturale della Fossa bradanica che è un'area in gran parte occupata da terreni argillosi e sabbioso-conglomeratici che costituiscono un paesaggio dalla morfologia collinare caratterizzato da rilievi, spesso isolati, e versanti di tipo tabulare a sommità pianeggiante.

La sommità degli altopiani è caratterizzata dalla presenza di sedimenti conglomeratici, sabbiosi e arenacei, come testimonianza dell'ultima azione di un mare in fase di colmamento. Tali depositi, in quest'area, sono incisi da un importante corso d'acqua, il fiume Ofanto, e da una serie di affluenti ed una rete idrografica secondaria normalmente attiva solo nella stagione piovosa. In quest'area, il sollevamento quaternario ed il conseguente approfondimento dei corsi d'acqua, a partire dalle colline sabbioso-conglomeratiche, è stato graduale ed è testimoniato dalla presenza di lembi di terrazzi alluvionali disposti a varie quote sui fianchi delle principali valli.

I terreni che affiorano nell'area di studio, in relazione alle diverse caratteristiche litologiche e meccaniche possedute, hanno subito processi di erosione differenziata in condizioni paleoclimatiche diverse, determinando l'attuale aspetto morfologico del sito: esso si identifica con superfici per lo più pianeggianti condizionate dalla litologia degli affioramenti, più acclivi i versanti nei depositi sabbioso-conglomeratici in corrispondenza delle incisioni fluviali.

Le superfici topografiche che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico presentano generalmente un andamento orizzontale o caratterizzato da deboli pendenze nella fascia perimetrale orientale dei Campi n°4 e n°5; tali superfici, comunque, si trovano ad una distanza di sicurezza dalle aree caratterizzate da pendenze più marcate.

L'area di studio è ubicata su superfici pianeggianti le cui quote si aggirano tra i 350 e i 450 m s.l.m. e non sono interessate da particolari elementi morfologici. L'organizzazione planimetrica della rete idrografica è di tipo dendritico ovvero con ramificazioni ad andamento arborescente dei segmenti fluviali di ordine via via inferiore (Fig. 17).

Le aree di studio, in ogni caso, non presentano fenomeni gravitativi in atto o potenziali superficiali e profondi per tutta la loro estensione e, tanto meno, non sono interessate da fenomeni legati all'erosione fluviale. Per tali motivi, dunque, i siti che saranno interessati dalle opere di

progetto sono da ritenersi stabili, come risulta anche dall'analisi della Carta della Pericolosità Geomorfologica del PAI dell'ex Autorità di bacino interregionale Puglia.

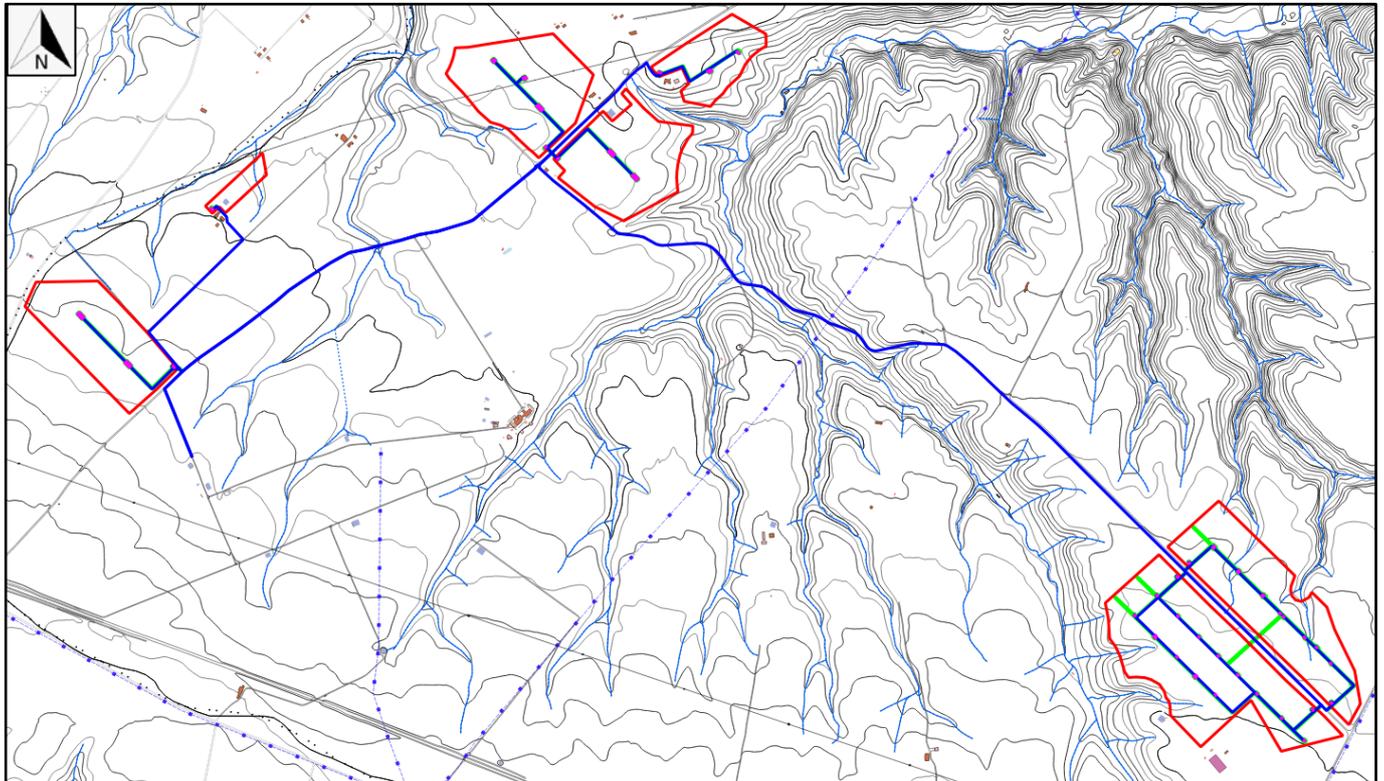
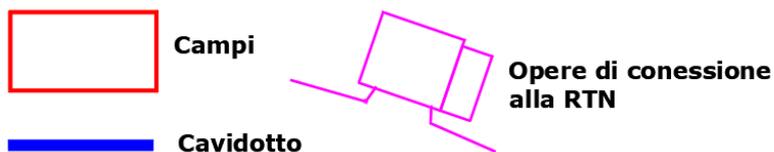


Fig. 17 – Carta geomorfologica con ubicazione dell'impianto agrivoltaico

#### Legenda



#### 4.4 Idrologia ed idrogeologia dell'area in esame

Il Fiume Ofanto è il corso d'acqua più importante dell'area. Nasce in Irpinia a ridosso dei comuni di Torella dei Lombardi e Nusco a 715 m s.l.m. e scorre da O verso E, attraversando la Campania, la Basilicata e la Puglia dove sfocia nel Mar Adriatico tra i territori di Barletta e Margherita di Savoia. Di natura pluviale, ha un regime di acque accentuatamente torrentizio, quindi una portata molto variabile in funzione delle condizioni climatiche e di piovosità del periodo temporale con una portata media alla foce di 15 mc/s. Durante il suo percorso accoglie diversi affluenti: piccoli corsi d'acqua a carattere torrentizio tra i quali si annoverano, relativamente all'apporto significativo di volumi di acque, in Basilicata, la Fiumara di Atella ed il torrente Locone in Puglia.

L'area oggetto di studio ricade nell'ambito del un sottobacino del torrente Locone che ha origine nel comune di Spinazzola: esso delimita il confine amministrativo tra i comuni di Spinazzola e Montemilone a sinistra e di Minervino Murge a destra, fino allo sbarramento della diga del Lago Locone. A valle della diga il fiume attraversa Minervino e Canosa di Puglia per sfociare alla destra del fiume Ofanto nei pressi della Masseria Locone. Un tributario molto importante è il Loconcello.

L'impianto agrivoltaico si sviluppa nella porzione di testata del Loconcello dove si rinviene un reticolo idrografico poco ramificato con aste di I e II ordine.

I fossi non sono molto incisi e le valli hanno una tipica forma a "V" in corrispondenza dei depositi conglomeratici e sabbioso più cementati ed una forma ad "U" in corrispondenza dei depositi sabbioso-limosi ed argilloso sottostanti.

Dal punto di vista della circolazione idrica sotterranea l'area di studio ricade nel dominio strutturale della Fossa bradanica, dominato dalla presenza di un potente substrato impermeabile costituito dalla formazione delle argille grigio-azzurre, localmente sabbiose, a cui si sovrappongono localmente terreni marini e alluvionali permeabili per porosità.

Tale situazione stratigrafica, associata alla scarsa fratturazione delle rocce e a contatti stratigrafici suborizzontali, determina l'esistenza di due importanti tipi di acquiferi. Il primo acquifero è presente nei depositi conglomeratici riferibili al sistema di Palazzo San Gervasio, caratterizzato da permeabilità media ed affioranti in corrispondenza dei principali rilievi collinari. Dalla letteratura i depositi conglomeratici ed i sottostanti depositi sabbiosi, che nell'area sono affioranti solo in due piccole zone poste lungo il margine orientale dei Campi n°4 e n°5, sono caratterizzati da un valore di permeabilità compreso tra  $10^{-1}$  e  $10^{-4}$  cm/sec. Aumenti del valore di permeabilità si possono avere nei conglomerati in presenza di fratturazioni.

Il secondo acquifero si identifica con quelli presenti nei depositi alluvionali del Pleistocene superiore-Olocene, caratterizzati da una buona permeabilità per porosità. Appartengono a questo gruppo anche i depositi fluvio-lacustri. Tali acquiferi sono in genere monostrato, a superficie libera, di spessore, estensione ed importanza variabile in funzione della geometria e della granulometria del deposito; in questo caso, le risorse idriche disponibili sono funzione dello spessore del materasso alluvionale, che si aggira intorno ai 40 metri, e delle precipitazioni meteoriche.

Per quanto attiene l'aspetto idrogeologico, le caratteristiche morfologiche e litologiche affioranti sono tali da giustificare l'assenza di un reticolo fluviale significativo. I depositi sabbioso-conglomeratici, infatti, assumono valori elevati del grado di permeabilità per porosità ( $K > 10^{-2}$ , Celico, 1986).

Tali caratteristiche associate ad una morfologia nel suo complesso pianeggiante condizionano la circolazione idrica superficiale favorendo l'infiltrazione nel terreno delle acque meteoriche dando origine nel sottosuolo a modestissimi accumuli a carattere estremamente localizzato. La restante parte delle acque di precipitazione è prevalentemente soggetta a scorrimento il cui deflusso è condizionato dalle caratteristiche morfologiche delle superfici topografiche.

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, va evidenziato che il sottosuolo dell'area in esame è costituito prevalentemente da ciottoli e ghiaie, litotipi che non oppongono grossa resistenza alla infiltrazione dell'acqua meteorica e che pertanto, più che alimentare un deflusso superficiale, ne alimentano uno profondo.

Infatti, una prima falda idrica significativa, comunque dai notevoli caratteri di eterogeneità e anisotropia, si rinviene ad una profondità variabile intorno ai 30,0 ÷ 50,0 m di profondità, quindi da non interferire con le opere di progetto, come riscontrato anche dall'analisi della documentazione relativa ai pozzi presenti nella zona (Stratigrafie dei pozzi ISPRA e dei pozzi Azienda Rienzi, riportate nell'Elab. C13.19 – Fascicolo delle indagini eseguite e disponibili).

Dall'analisi idrogeologica generale dell'area si ricava la presenza di diversi litotipi che possono, in base alla loro permeabilità, essere suddivisi in due differenti complessi idrogeologici:

- **Complesso conglomeratico:** caratterizzato dalla presenza di depositi ghiaiosi eterometrici immersi in matrice sabbioso-limosa con clasti subarrotondati, di dimensioni comprese fra 1 e 10 cm, talora con intercalazioni di lenti di materiale argilloso-siltoso e sabbie giallastre, caratterizzati da un tipo di permeabilità primaria per porosità e un grado di permeabilità che va da medio ad elevato in base alla percentuale di materiale sabbioso o limoso-argilloso.
- **Complesso sabbioso-limoso-ghiaioso:** caratterizzato dalla presenza di depositi sabbioso limosi con intercalazioni di livelli arenitici, di spessore decimetrico associati a livelli ghiaiosi, caratterizzati da un tipo di permeabilità primaria per porosità e un grado di permeabilità medio-alto.

Dall'interpretazione ed analisi della campagna di indagini geognostiche eseguita e dai dati disponibili per l'area di studio non è emersa la presenza di alcuna superficie piezometrica sino alla profondità di almeno 20,0 metri dal piano di campagna di riferimento per tutte le aree che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico.

## 5. Pericolosità geologica dell'area di studio

### 5.1 Normativa di riferimento dell'ex Autorità di Bacino interregionale Puglia

Con D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. sono state soppresse le Autorità di Bacino di cui alla ex L.183/89 e istituite, in ciascun distretto idrografico, le Autorità di Bacino Distrettuali. Ai sensi dell'art. 64, comma 1, del suddetto D.lgs. 152/2006, come modificato dall'art. 51, comma 5 della Legge 221/2015, il territorio nazionale è stato ripartito in 7 distretti idrografici tra i quali quello dell'Appennino Meridionale, comprendente i bacini idrografici nazionali Liri-Garigliano e Volturno, i bacini interregionali Sele, Sinni e Noce, Bradano, Saccione, Fortore e Biferno, Ofanto, Lao, Trigno ed i bacini regionali della Campania, della Puglia, della Basilicata, della Calabria, del Molise.

Le Autorità di Bacino Distrettuali, dalla data di entrata in vigore del D.M. n. 294/2016, a seguito della soppressione delle Autorità di Bacino Nazionali, Interregionali e Regionali, esercitano le funzioni e i compiti in materia di difesa del suolo, tutela delle acque e gestione delle risorse idriche previsti in capo alle stesse dalla normativa vigente nonché ogni altra funzione attribuita dalla legge o dai regolamenti.

Con il DPCM del 4 aprile 2018 (pubblicato su G.U. n. 135 del 13/06/2018), emanato ai sensi dell'art. 63, c. 4 del decreto legislativo n. 152/2006, è stata infine data definitiva operatività al processo di riordino delle funzioni in materia di difesa del suolo e di tutela delle acque avviato con Legge 221/2015 e con D.M. 294/2016.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, in base alle norme vigenti, ha fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico relative alla difesa, tutela, uso e gestione sostenibile delle risorse suolo e acqua, alla salvaguardia degli aspetti ambientali svolte dalle ex Autorità di Bacino Nazionali, Regionali, Interregionali in base al disposto della ex legge 183/89 e concorre, pertanto, alla difesa, alla tutela e al risanamento del suolo e del sottosuolo, alla tutela quali-quantitativa della risorsa idrica, alla mitigazione del rischio idrogeologico, alla lotta alla desertificazione, alla tutela della fascia costiera ed al risanamento del litorale (in riferimento agli articoli 53, 54 e 65 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.).

La pianificazione di bacino fino ad oggi svolta dalle ex Autorità di Bacino ripresa ed integrata dall'Autorità di Distretto, costituisce riferimento per la programmazione di azioni condivise e partecipate in ambito di governo del territorio a scala di bacino e di distretto idrografico.

Il Piano di Bacino ha valore di Piano Territoriale di Settore e costituisce il documento di carattere conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, difesa e valorizzazione del suolo e alla corretta utilizzazione delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato, che deve essere predisposto in attuazione della Legge 183/1989 quale strumento di governo del bacino idrografico.

L'impianto agrivoltaico di progetto e le opere connesse ricadono in provincia di Potenza nel territorio comunale di Montemilone che è inserito nel distretto di competenza dell'ex **Autorità di Bacino interregionale della Puglia**.

Il primo Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino (AdB) della Puglia è stato approvato dal Comitato Istituzionale con deliberazione n° 39 nella seduta del 30.11.2005.

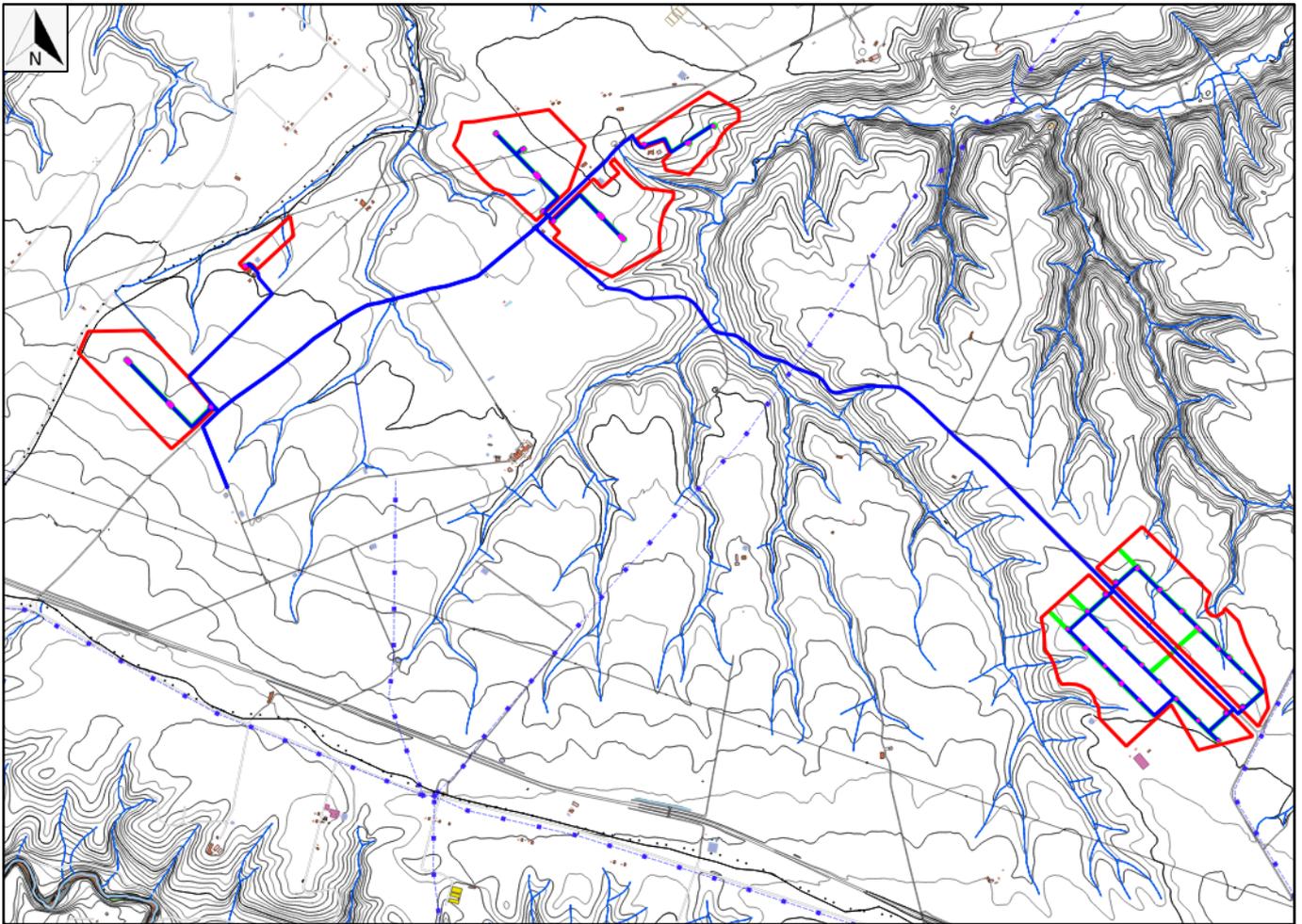
Il primo aggiornamento del PAI – Aree di versante proposto nel 2018 per il territorio in cui opera la struttura della Sede della Basilicata dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, riguarda, tra l'altro, una revisione del cap. 4 della Relazione di Piano, al fine di citare in relazione tutte le tipologie di movimenti gravitativi di versante, individuati nelle carte del rischio idrogeologico del PAI - Aree di versante.

Il PAI della Puglia è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologica necessario a ridurre gli attuali livelli di pericolosità e a consentire uno sviluppo sostenibile del territorio nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso. Esso costituisce, ai sensi dall'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n. 183, ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'ex Autorità di Bacino della Puglia.

Il PAI della suddetta Autorità per quanto riguarda l'assetto idraulico e l'assetto geomorfologico individua i seguenti scenari di Pericolosità Idraulica e Geomorfologica:

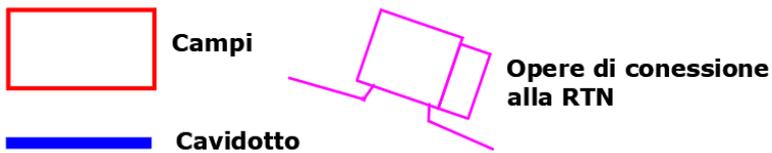
- **Aree ad alta probabilità idraulica (A.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o pari a 30 anni.
- **Aree a media probabilità idraulica (M.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 30 e 200 anni.
- **Aree a bassa probabilità idraulica (B.P.):** porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni.
- **Aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (P.G.3):** porzione di territorio interessata da fenomeni franosi attivi o quiescenti.
- **Aree a pericolosità geomorfologica elevata (P.G.2):** porzione di territorio caratterizzata dalla presenza di due o più fattori geomorfologici predisponenti l'occorrenza di instabilità di versante e/o sede di frana stabilizzata.
- **Aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1.):** porzione di territorio caratterizzata da bassa suscettività geomorfologica all'instabilità.

Dall'analisi della cartografia tematica del PAI si evince che tutte le aree interessate dall'impianto agrivoltaico di progetto e le opere di rete non ricadono in aree perimetrate a Pericolosità Idraulica, così come non interessano aree perimetrate a Pericolosità Geomorfologica (Fig. 18).

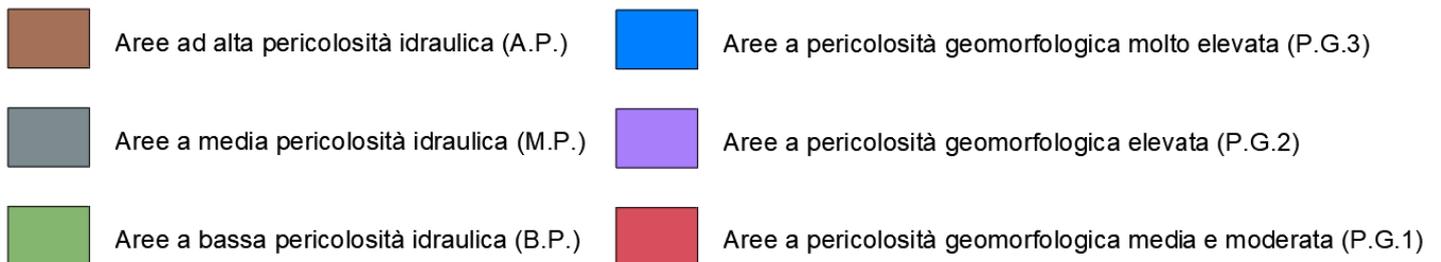


*Fig. 18 – Carta della pericolosità idraulica e geomorfologica dell'ex Autorità di Bacino della Puglia con ubicazione dell'impianto agrivoltaico*

**Legenda**



**Legenda**



## 5.2 Vincolo idrogeologico

Il **R.D. 3267/23** relativo al "*Riordino e riforma della legislazione in materia di boschi e terreni montani*", ed il **R.D. 1126/26** "*Approvazione regolamento attuativo del R.D. 3267/23*" hanno gettato le basi della tutela dell'assetto dei versanti e dei territori montani dal dissesto idrogeologico, sottoponendo a vincolo i terreni di qualsiasi natura e destinazione che, per effetto di forme di utilizzazione contrastanti con i contenuti del Regio Decreto, possono con danno pubblico perdere di stabilità, subire denudazione o turbamento del regime delle acque (art 1 del RD 3267/23).

Sempre ai sensi della medesima normativa, la trasformazione dei boschi e dei terreni saldi in altre qualità di coltura, in terreni soggetti a periodica lavorazione e, come successivamente stabilito, in altre forme d'uso, è subordinata ad autorizzazione e a modalità appositamente prescritte allo scopo di prevenire i danni di cui all'art.1 del R.D. 3267/23.

Vengono inoltre prescritte particolari forme di gestione dei boschi, dei terreni cespugliati nonché dei lavori di dissodamento dei terreni vegetati e saldi e dei terreni a coltura agraria. Anche il pascolo viene appositamente regolamentato.

In generale il "*Vincolo Idrogeologico*" non preclude la possibilità di intervenire sul territorio, ma segue l'integrazione dell'opera con il territorio. Un territorio che deve rimanere integro e fruibile anche dopo l'azione dell'uomo, rispettando allo stesso tempo i valori paesaggistici dell'ambiente.

Il Vincolo Idrogeologico, regolamentando di fatto l'uso del suolo e i suoi cambiamenti, ha una valenza fortemente paesistica.

Le aree che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico non ricadono in zone sottoposte a vincolo idrogeologico (Elab. C13.9 – Carta del vincolo idrogeologico R.D. 3267/23). Si precisa, inoltre, che l'intervento proposto non comporta modifiche morfologiche del territorio, in riferimento all'articolo art 1 del RD 3267/23, tali da perdere di stabilità, subire denudazione o turbamento del regime delle acque.

È possibile affermare, dunque, che gli interventi proposti non modificheranno i parametri citati nel R.D. n° 3267 del 30/12/1923 e s.m.i., quindi sono da considerarsi compatibili con le condizioni di pericolosità e di rischio idrogeologico attualmente presenti nel territorio esaminato in quanto, gli stessi, non altereranno l'equilibrio idrogeologico dell'area in cui si inseriscono e dell'ambito geomorfologico di riferimento, garantendo la fruibilità dell'area per gli scopi prefissati.

## 6. Modello geologico dell'area di studio

### 6.1 Normativa di riferimento

La stesura della presente *Relazione Geologica* si inquadra nell'ambito della L. 64/74 e del D.M.LL.PP. 11/03/88 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Pubblicato nel Suppl. Ord. Gazz. Uff. 1° giugno 1988, n. 127.*" (e s.m.i.).

I criteri ed indirizzi secondo cui è stata redatta tale relazione sono esplicitati nel D.M. 17.01.2018 "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*", nella "*Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21/09/2019*" e nella L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 – "*Disposizioni urgenti in materia di microzonazione sismica*".

Si aggiunge che, ai sensi del succitato D.M.LL.PP. 11/03/88 (in particolare, art. 3, lettera B) ed ai sensi della L. 11/02/1994 n. 109 (Legge Quadro in materia di lavori pubblici o "Legge Merloni") e del D.Lgs. n. 163/06 "*Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE - Pubblicato nella Gazz. Uff. 2 maggio 2006, n. 100, S.O.*" (in particolare, Allegato XXI - Allegato tecnico di cui all'articolo 164 - Sezione I, punto 2, lettera d), per la stesura della *relazione geologica* si può far riferimento a conoscenze provenienti da fonti bibliografiche o, qualora se ne sia in possesso, derivanti da indagini precedentemente svoltesi nella stessa area di analisi.

Infatti, nel D.M.LL.PP. 11/03/88, l'art. 3, lettera B, recita: [*...Nelle fasi preliminari della progettazione si potrà far riferimento a informazioni di carattere geologico e a dati geotecnici deducibili dalla letteratura oppure noti attraverso indagini eseguite precedentemente sulla medesima area.*]; mentre, il D.Lgs. n. 163/06, Allegato XXI - Allegato tecnico di cui all'articolo 164 - Sezione I, punto 2, lettera d, riportata [*...studi necessari per un'adeguata conoscenza del contesto in cui andrà a inserirsi l'opera, corredati da dati bibliografici e/o indagini in sito ed in laboratorio - quali, indicativamente ma non esaustivamente, quelle topografiche, geologiche, geotecniche, idrogeologiche, idrologiche, idrauliche, sismiche,...*]; è evidente come il decreto, attraverso la dicitura "*...dati bibliografici e/o indagini in sito ed in laboratorio...*" dia la facoltà di utilizzare sia dati preesistenti sia dati provenienti da indagini *in situ ex novo*.

Si sottolinea pertanto che, per la stesura della presente relazione, sono utilizzati anche dati estrapolati da fonti bibliografiche (specifiche per la zona), cartografie, da ampi studi messi a disposizione on-line dai portali nazionali e provinciali del territorio.

Per la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico delle varie aree esaminate è stata condotta una campagna di indagini consistente dal giorno 12 al giorno 28 Luglio dell'anno 2023, la cui direzione dei lavori e assistenza in cantiere è stata fatta dagli scriventi geologi dott. Mattia Lettieri e dott. Antonio Viggiano.

Le indagini sono state programmate ed eseguite in n°6 aree, d'ora in avanti "Campi", come illustrato nella figura successiva (Fig. 19).

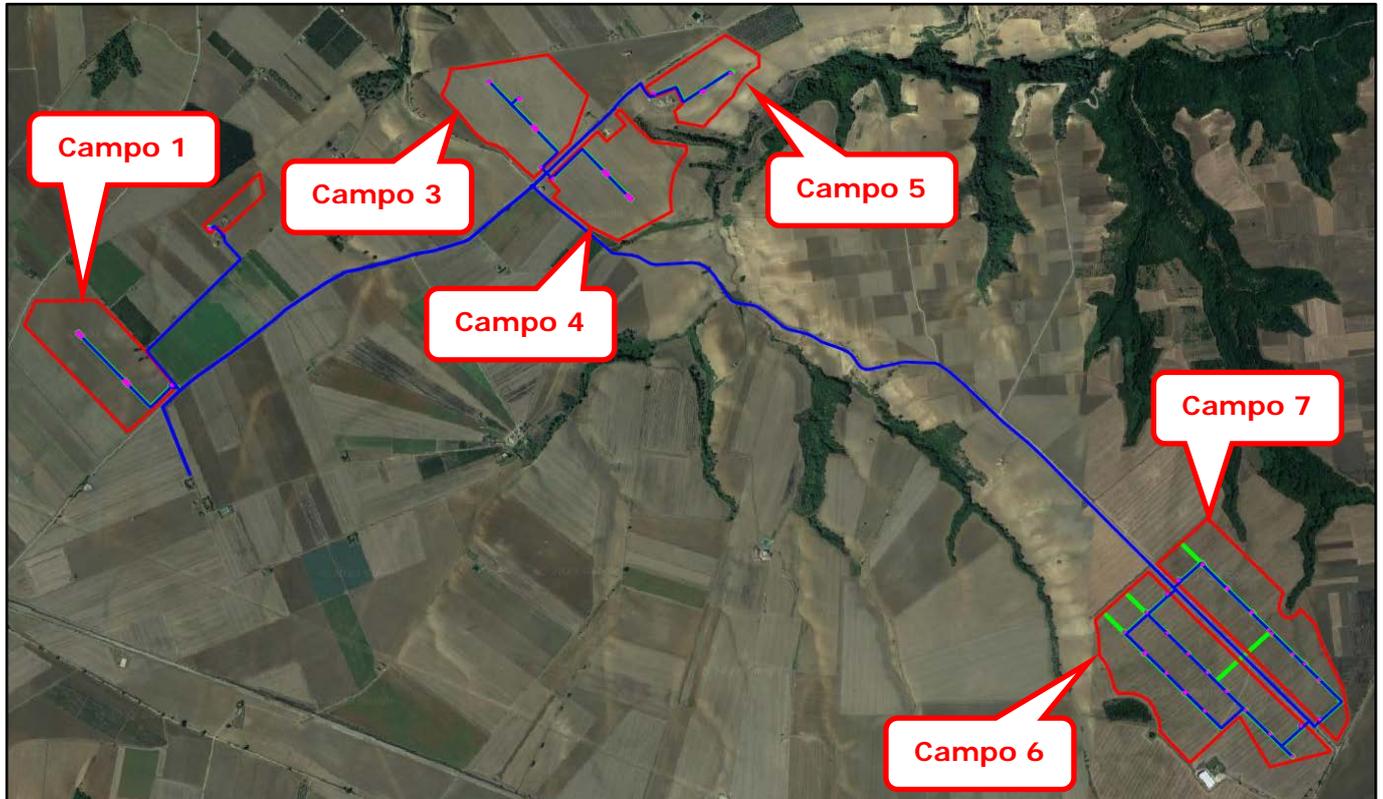


Fig. 19 – Individuazione dei Campi in cui sono state eseguite le indagini geognostiche e geofisiche

Le indagini in sito sono consistite nella realizzazione di:

- N°6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15,00 metri dal locale piano campagna.
- N°4 prelievi di campione di terreno indisturbato sottoposti alle seguenti analisi geotecniche di laboratorio:
  - caratteristiche fisiche generali;
  - analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
  - prova di taglio diretto consolidata drenata.
- N°48 prove penetrometriche dinamiche continue DPL spinte fino al limite di resistenza del terreno (rifiuto strumentale).
- N°11 prospezioni sismiche superficiali del tipo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh).
- N°6 prospezioni di sismica passiva a stazione singola del tipo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).

I sondaggi geognostici a carotaggio continuo e le prove geotecniche di laboratorio sui campioni di terreno indisturbato sono stati eseguiti dalla società Soil Test s.r.l, con sede legale in Falciano (CE) alla via Assunta n°47, laboratorio autorizzato con D.P.R. n°380/2011 – art. 59 Circolare Ministeriale n° 7618/STC del 08/09/2010 – Aut. N°315 del 04.07.2018. Le prove penetrometriche dinamiche continue DPL, le prospezioni sismiche superficiali del tipo M.A.S.W. e le prospezioni sismiche passive a stazione singola del tipo HVSR sono state eseguite dallo Studio 2Effe.

## 6.2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

La tecnica dei sondaggi meccanici a carotaggio continuo rappresenta un efficace e versatile strumento d'indagine per la conoscenza diretta del sottosuolo.

La loro realizzazione ha consentito la ricostruzione della successione stratigrafica dei terreni lungo le verticali delle perforazioni, l'esame litologico dei terreni, il prelievo di campioni di terreno indisturbato (sottoposti a prove geotecniche di laboratorio) e l'esecuzione di prove in foro di sondaggio del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test).

Nella Tabella che segue vengono riportate in maniera sintetica le prove eseguite nei vari fori di sondaggio al fine di esibire un quadro di immediata lettura di quanto realizzato:

Sondaggio (Sigla)	Latitudine	Longitudine	Profondità (m.l.)	Prelievo C.I. (da mt. a mt.)	S.P.T. (mt.)
S1	41.012162°	15.930925°	15,00	2,00÷2,50	2,50÷2,95
					6,00÷6,45
S2	41.008916°	15.927008°	15,00	-	1,50÷1,95
					3,50÷3,95
S3	41.011747°	15.921940°	15,00	11,50÷12,00	4,00÷4,45
					12,00÷12,45
S4	41.002051°	15.899055°	15,00	2,50÷3,00	1,00÷1,45
					4,50÷4,95
S5	40.991830°	15.960795°	15,00	-	1,50÷1,95
					5,00÷5,45
S6	40.988499°	15.956570°	15,00	1,50÷2,00	4,00÷4,45
					6,50÷6,95

Le perforazioni sono state eseguite utilizzando una sonda a rotazione e circolazione di liquidi, capace di realizzare fori di diametro superiore o pari a 101 mm ad andamento verticale.

Essa è di tipo modulare composta da un corpo macchina montato su cingoli o ruote, una torre inclinabile, una testa d'iniezione provvista di tubo per l'immissione del fluido all'interno delle aste, una tavola rotary posta nella parte inferiore della torre, una batteria di aste componibile costituite da tubi d'acciaio di lunghezza pari a 3,00 metri, innestata superiormente alla testa d'iniezione, che fungono da mezzo per la trasmissione del movimento al tubo carotiere e per portare, al fondo del foro, il fluido di perforazione costituito da acqua.

La terebrazione del terreno è avvenuta integralmente con tecnica di perforazione a carotaggio continuo, mediante l'impiego di un carotiere semplice del diametro  $\varnothing = 101$  mm con corona ad inserti di widia con avanzamento a secco e/o utilizzando la minima quantità d'acqua necessaria per raffreddare gli utensili di perforazione.

La stabilità del foro, ove è stato necessario, è stata assicurata da un rivestimento metallico provvisorio, del diametro di  $\varnothing = 127$  mm, installato contestualmente al procedere della perforazione. Tale procedura ha reso minimo il disturbo nei terreni attraversati consentendo una percentuale di recupero sempre superiore al 90%. I campioni rimaneggiati, "carote", estratti nel corso della perforazione sono stati alloggiati in apposite cassette catalogatrici in PVC di dimensioni 100x50x15 cm, munite di setti separatori e con apposito coperchio apribile, avendo cura di riportare negli scomparti interni le quote di riferimento di ciascuna manovra eseguita.

Successivamente le carote sono state analizzate e fotografate dagli scriventi geologi. L'esame dettagliato ha consentito la compilazione della colonna stratigrafica avendo cura di annotare:

- spessore e profondità dal p.c. del tetto di ogni unità litostratigrafica. Vengono segnalate, nell'ambito delle unità, eventuali alternanze o particolari tipi di deposizione;
- colore prevalente;
- composizione granulometrica approssimata, nei termini correnti (trovanti, ciottoli, ghiaia, sabbia, limo, argilla), indicando il diametro massimo della ghiaia ed elencando per prima la frazione prevalente e poi le eventuali altre frazioni secondo importanza percentuale;
- caratteristiche di consistenza (terreni coesivi) nei termini correnti (privo di consistenza, poco consistente, moderatamente consistente, consistente, molto consistente, estremamente consistente);
- caratteristiche di addensamento (terreni incoerenti) nei termini usuali (sciolto, poco addensato, moderatamente addensato, addensato, molto addensato); presenza di inclusi organici (resti vegetali, torbe, ecc.) e non (calcinacci, resti archeologici, ecc.);
- presenza di eventuali falde acquifere;
- profondità di prelievo dei campioni indisturbati;
- profondità di esecuzione e risultati delle prove S.P.T.

I litotipi rinvenuti durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo sono di seguito descritti.

#### ***Stratigrafia sondaggio S1 (Campo n°5)***

- 0,00 ÷ 0,50 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 0,50 ÷ 4,50 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 4,50 ÷ 9,20 m: Ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro.
- 9,20 ÷ 12,0 m: Limo sabbioso argilloso di colore variabile dal nocciola all'arancio, mediamente consistente.
- 12,0 ÷ 15,0 m: Argilla di colore grigio-verdastro, plastica, con inclusione di residui carboniosi nerastri e resti di molluschi.

#### ***Stratigrafia sondaggio S2 (Campo n°4)***

- 0,00 ÷ 1,10 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 1,10 ÷ 2,00 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 2,00 ÷ 15,0 m: Limo sabbioso argilloso di colore variabile dal nocciola all'arancio, mediamente consistente.

#### ***Stratigrafia sondaggio S3 (Campo n°3)***

- 0,00 ÷ 1,20 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 1,20 ÷ 2,30 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 2,30 ÷ 10,0 m: Ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro.
- 10,0 ÷ 15,0 m: Limo sabbioso argilloso di colore variabile dal nocciola all'arancio, mediamente consistente.

### **Stratigrafia sondaggio S4 (Campo n° 1)**

- 0,00 ÷ 1,60 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 1,60 ÷ 3,40 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 3,40 ÷ 15,0 m: Ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro.

### **Stratigrafia sondaggio S5 (Campo n° 7)**

- 0,00 ÷ 0,90 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 0,90 ÷ 2,30 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 2,30 ÷ 15,0 m: Ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro.

### **Stratigrafia sondaggio S6 (Campo n° 6)**

- 0,00 ÷ 1,20 m: Terreno vegetale costituito da limo argilloso di colore bruno, mediamente consistente.
- 1,20 ÷ 2,00 m: Argilla limoso-sabbiosa, di colore marrone, con inclusione di abbondanti ciottoli alterati di 1-2 cm, a spigoli arrotondati.
- 2,00 ÷ 15,0 m: Ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro.

## **6.3 Prove Standard Penetration Test (S.P.T.)**

Le prove S.P.T. in foro sono state eseguite in modo conforme alle Norme UNI EN ISO 22476-3:2005 "Indagini e prove geotecniche - Prove in sito - Parte 3: Prova penetrometrica dinamica tipo SPT (Standard Penetration Test)", che hanno consentito di determinare la resistenza offerta dal terreno alla penetrazione dinamica di una punta conica, a partire dal fondo del foro di sondaggio, permettendo di determinare alcune caratteristiche geotecniche dei terreni.

Questo tipo di prova consiste nel far cadere un maglio con peso di 63,5 Kg da un'altezza di 76 cm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitata una punta conica (o punta chiusa) del diametro esterno di 51 mm ed apertura di 60° (in presenza di terreni a granulometria grossolana quali ghiaie) o un campionatore Raymond (o punta aperta) in presenza di terreni a granulometria fine.

La prova SPT consiste nella misura del numero di colpi necessari per l'infissione della punta conica o del campionatore di tre tratti di 15 cm ciascuno (N1, N2 e N3).

La prova è eseguita al fondo di un foro di sondaggio spinto alla profondità desiderata. Il campionatore è infisso per tre avanzamenti successivi di 15 cm ciascuno.

Il primo tratto, detto di avviamento, comprende l'eventuale penetrazione iniziale per peso proprio; se sotto un numero di colpi  $N_1 = 50$  l'avanzamento è minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa, la prova è considerata conclusa, e si annota la relativa penetrazione (ad esempio  $N_1 = 50/13$  cm).

La resistenza alla penetrazione è data dalla somma del numero di colpi necessari all'avanzamento del secondo e terzo tratto da 15 cm (totale 30 cm):  $N_{SPT} = N_2 + N_3$ .

In questo modo si elimina o si riduce al minimo l'influenza di fattori estranei quali presenza di detrito a fondo foro e il disturbo prodotto dal rilascio tensionale durante la perforazione.

Se con  $N_2 + N_3 = 100$  non si raggiunge l'avanzamento di 30 cm, si dice che la prova è andata "a rifiuto", l'infissione è sospesa e la prova è considerata conclusa, annotando la relativa penetrazione.

### **CARATTERISTICHE DELL'ATTREZZATURA**

Per l'esecuzione dei sondaggi è stata utilizzata una sonda idraulica cingolata con una capacità di coppia di 980 Kg, mentre l'attrezzatura di perforazione possiede le seguenti caratteristiche ed i seguenti diametri:

- Aste di manovra cave dal diametro  $\phi$  (mm) 76
- Dispositivo di sgancio automatico del maglio
- Altezza di caduta del maglio cm 76
- Punta conica standardizzata con angolo di apertura  $60^\circ$

Nelle Tabelle che seguono vengono riportate in maniera sintetica le prove eseguite nei vari fori di sondaggio al fine di esibire un quadro di immediata lettura di quanto realizzato.

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S1**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
S.P.T. 1			15 cm	15 cm	15 cm	27	Argilla limoso sabbiosa con ciottoli
Sondaggio S1	2,50		7				
		2,95		9	18		

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	15 cm	2° tratto	3° tratto		
S.P.T. 2				15 cm	15 cm	> 50	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
Sondaggio S1	6,00		10		38		
		6,45			50/8 cm		

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S2**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
S.P.T. 1			15 cm	15 cm	15 cm	24	Argilla limoso sabbiosa con ciottoli
Sondaggio S2	1,50		6		8		
		1,95			16		

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
S.P.T. 2			15 cm	15 cm	15 cm	18	Limo sabbioso argilloso
Sondaggio S2	3,50		5		7		
		3,95			11		

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S3**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 1</b>	da mt	a mt.	15 cm	15 cm	15 cm	<b>&gt; 50</b>	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
<b>Sondaggio S3</b>	4,00		15				
		4,45		29	50/6 cm		

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	15 cm	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 2</b>	da mt	a mt.	15 cm	15 cm	15 cm	<b>32</b>	Limo sabbioso argilloso
<b>Sondaggio S3</b>	12,00		11				
		12,45		12	20		

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S4**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 1</b>	da mt	a mt.	15 cm	15 cm	15 cm	<b>8</b>	Limo argilloso
<b>Sondaggio S4</b>	1,00		4				
		1,45		3	5		
Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
S.P.T. 2	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 2</b>	da mt	a mt.	15 cm	15 cm	15 cm	<b>&gt; 50</b>	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
<b>Sondaggio S4</b>	4,50		27				
		4,95		34	50/6 cm		

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S5**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 1</b>	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto	<b>23</b>	Argilla limoso sabbiosa con ciottoli
			15 cm	15 cm	15 cm		
<b>Sondaggio S5</b>	1,50		5				
				11			
		1,95			12		

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 2</b>	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto	<b>67</b>	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
			15 cm	15 cm	15 cm		
<b>Sondaggio S5</b>	5,00		21				
				35			
		5,45			32		

**Prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S6**

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 1</b>	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto	<b>&gt; 50</b>	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
			15 cm	15 cm	15 cm		
<b>Sondaggio S6</b>	4,00		18				
				23			
		4,45			50/4 cm		

Prova	Quote		N° colpi			N <sub>SPT</sub>	Litologia
	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto		
<b>S.P.T. 2</b>	da mt	a mt.	1° tratto	2° tratto	3° tratto	<b>&gt; 50</b>	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa
			15 cm	15 cm	15 cm		
<b>Sondaggio S6</b>	6,50		50/10 cm				
				-			
		6,95			-		

**Riepilogo delle prove S.P.T. eseguite nei fori di sondaggio**

Sondaggio	Prova (n°)	Quote		Numero di colpi			
		da metri	a metri	1° tratto 15 cm	2° tratto 15 cm	3° tratto 15 cm	Σ Nc 2° + 3° tratto
S1	S.P.T. 1	2,50	2,95	7	9	18	<b>27</b>
	S.P.T. 2	6,00	6,45	10	38	50/8 cm	<b>&gt; 50</b>
S2	S.P.T. 1	1,50	1,95	6	8	16	<b>24</b>
	S.P.T. 2	3,50	3,95	5	7	11	<b>18</b>
S3	S.P.T. 1	4,00	4,45	15	29	50/6 cm	<b>&gt; 50</b>
	S.P.T. 2	12,00	12,45	11	12	20	<b>32</b>
S4	S.P.T. 1	1,00	1,45	4	3	5	<b>8</b>
	S.P.T. 2	4,50	4,95	27	34	50/6 cm	<b>&gt; 50</b>
S5	S.P.T. 1	1,50	1,95	5	11	12	<b>23</b>
	S.P.T. 2	5,00	5,45	21	35	32	<b>67</b>
S6	S.P.T. 1	4,00	4,45	18	23	50/ 4 cm	<b>&gt; 50</b>
	S.P.T. 2	6,50	6,95	50/10 cm	-	-	<b>&gt; 50</b>

<b><math>N_{SPT}</math></b>	<b>Compattezza di una sabbia</b>
< 4	Molto poco compatta
da 4 a 10	Poco compatta
da 10 a 30	Mediamente compatta
da 30 a 50	Compatta
> 50	Molto compatta

Tratta da "MANUALE DI GEOTECNICA" – I. COLLAS & M. HAVARD

## 6.4 Prelievo di campioni di terreno indisturbato e prove di laboratorio

Nel corso dei sondaggi geognostici sono stati prelevati in totale n°4 campioni di terreno indisturbato adoperando un campionatore cilindrico “fustella” montata alle aste di manovra e poi infisso nel terreno alle profondità prestabilite, con la sola pressione esercitata dalla macchina perforatrice. Riempita la fustella di materiale, essa è stata estratta e immediatamente paraffinata alle due estremità, per evitare che, al contatto con l’aria, il materiale perdesse la sua umidità naturale. È stato utilizzato il campionatore “a pareti sottili”, che tra tutti è quello che arreca minore disturbo al terreno.

La fustella contenente il campione di terreno estratto, costituita da un tubo in acciaio inox con la base tagliente e con angolo di scarpa compreso tra 4° e 15°, all’atto della estrazione è stata separata dal campionatore e le superfici esposte sono state sigillate con paraffina fusa al fine di preservarne integro il contenuto d’acqua.

Il campione è stato catalogato, annotando su un’apposita etichetta, i seguenti dati:

- committente;
- cantiere;
- sondaggio;
- numero identificativo del campione;
- quota di inizio e fine prelievo.

I campioni di terreno prelevati sono stati trasportati presso la società *Soil Test s.r.l.*, con sede legale in Falciano (CE) alla via Assunta n°47, laboratorio autorizzato con D.P.R. n°380/2011 – art. 59 Circolare Ministeriale n° 7618/STC del 08/09/2010 – Aut. N°315 del 04.07.2018, per essere sottoposti alle prove geotecniche di laboratorio come riportato nella successiva tabella.

<b>CAMPIONI DI TERRENO INDISTURBATI</b>				
<b>Sondaggio</b>	<b>Campione</b>	<b>Profondità prelievo (m da p.c.)</b>	<b>Identificazione</b>	<b>Prove meccaniche</b>
S1	S1C1	2,00÷2,50	I	CD, CDR
S3	S2C1	2,50÷3,00	I	CD, CDR
S4	S3C1	11,50÷12,00	I	CD, CDR
S6	S2C1	1,50÷2,00	I	CD, CDR

I = Analisi granulometrica mediante stacciatura e successiva sedimentazione; determinazione delle caratteristiche fisiche ( $w$ ,  $\gamma$ ,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $n$ ,  $e$ ,  $S_r$ ).

CD = prova di taglio diretto consolidata drenata.

Di seguito si riporta una sintesi delle caratteristiche geotecniche determinate. Per una visione completa dei risultati si rimanda ai certificati di laboratorio allegati alla presente relazione.

## ***Sondaggio S1 - Campione C1: Profondità di prelievo 2,00 ÷ 2,50***

### Descrizione litologica

- Limo argilloso di colore beige/verdastro, consistente.

### Caratteristiche fisiche generali, proprietà indice e grandezze di stato

- Peso dell'unità di volume naturale = 18,96 KN/m<sup>3</sup>
- Peso specifico dei granuli = 26,51 KN/m<sup>3</sup>
- Contenuto di acqua naturale = 24,60%
- Peso dell'unità di volume secco = 15,22 KN/m<sup>3</sup>
- Porosità = 42,59%
- Indice dei vuoti = 0,74
- Grado di saturazione = 89,62%
- Peso dell'unità di volume saturo = 19,40 KN/m<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume sommerso = 9,59 KN/m<sup>3</sup>

### Analisi granulometrica

- Ghiaia = 0,23%
- Sabbia = 2,64%
- Limo = 81,59%
- Argilla = 15,54%

### Definizione granulometrica

- Limo argilloso

### Prova di taglio diretto

- Angolo di attrito = 25,27 gradi
- Coesione = 16,33 KPa

### ***Sondaggio S3 - Campione C1: Profondità di prelievo 11,50 ÷ 12,00***

#### Descrizione litologica

- Limo argilloso di colore beige con frequenti litici dai contorni smussati, nel complesso consistente.

#### Caratteristiche fisiche generali, proprietà indice e grandezze di stato

- Peso dell'unità di volume naturale = 18,62 KN/m<sup>3</sup>
- Peso specifico dei granuli = 26,40 KN/m<sup>3</sup>
- Contenuto di acqua naturale = 15,32%
- Peso dell'unità di volume secco = 16,15 KN/m<sup>3</sup>
- Porosità = 38,34%
- Indice dei vuoti = 0,64
- Grado di saturazione = 64,96%
- Peso dell'unità di volume saturo = 19,96 KN/m<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume sommerso = 10,15 KN/m<sup>3</sup>

#### Analisi granulometrica

- Ghiaia = 39,28%
- Sabbia = 7,50%
- Limo = 35,84%
- Argilla = 17,38%

#### Definizione granulometrica

- Ghiaia con limo argillosa debolmente sabbiosa

#### Prova di taglio diretto

- Angolo di attrito = 25,45 gradi
- Coesione = 15,33 KPa

### ***Sondaggio S4 - Campione C1: Profondità di prelievo 2,50 ÷ 3,00***

#### Descrizione litologica

- Limo sabbioso ghiaioso argilloso di colore marrone, allo stato addensato. La frazione ghiaiosa è costituita da litici arrotondati di varie dimensioni, diametro massimo 1 cm.

#### Caratteristiche fisiche generali, proprietà indice e grandezze di stato

- Peso dell'unità di volume naturale = 17,38 KN/m<sup>3</sup>
- Peso specifico dei granuli = 26,15 KN/m<sup>3</sup>
- Contenuto di acqua naturale = 29,69%
- Peso dell'unità di volume secco = 13,40 KN/m<sup>3</sup>
- Porosità = 48,77%
- Indice dei vuoti = 0,95
- Grado di saturazione = 83,16%
- Peso dell'unità di volume saturo = 18,18 KN/m<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume sommerso = 8,37 KN/m<sup>3</sup>

#### Analisi granulometrica

- Ghiaia = 16,79%
- Sabbia = 24,19%
- Limo = 51,64%
- Argilla = 7,38%

#### Definizione granulometrica

- Limo sabbioso ghiaioso debolmente argilloso

#### Prova di taglio diretto

- Angolo di attrito = 26,24 gradi
- Coesione = 8,27 KPa

### ***Sondaggio S6 - Campione C1: Profondità di prelievo 1,50 ÷ 2,00***

#### Descrizione litologica

- Limo sabbioso con frequenti litici dai contorni arrotondati, di colore marrone scuro, molto consistente.

#### Caratteristiche fisiche generali, proprietà indice e grandezze di stato

- Peso dell'unità di volume naturale = 17,99 KN/m<sup>3</sup>
- Peso specifico dei granuli = 26,15 KN/m<sup>3</sup>
- Contenuto di acqua naturale = 17,57%
- Peso dell'unità di volume secco = 15,30 KN/m<sup>3</sup>
- Porosità = 41,49%
- Indice dei vuoti = 0,71
- Grado di saturazione = 66,05%
- Peso dell'unità di volume saturo = 19,37 KN/m<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume sommerso = 9,56 KN/m<sup>3</sup>

#### Analisi granulometrica

- Ghiaia = 29,28%
- Sabbia = 27,49%
- Limo = 38,63%
- Argilla = 4,60%

#### Definizione granulometrica

- Limo con ghiaia con sabbia

#### Prova di taglio diretto

- Angolo di attrito = 31,13 gradi
- Coesione = 3,23 KPa

**Quadro riassuntivo delle prove geotecniche di laboratorio**

Sondaggio	Campione	Profondità		$\gamma_n$	$\gamma_d$	W	$\gamma_s$	n	Sr	$\gamma_{sat}$	Granulometria				Taglio diretto		Campo
		da metri	a metri								G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	C' (Kpa)	$\phi'$ (°)	
(N°)	(N°)			(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>3</sup> )	(%)	(KN/m <sup>3</sup> )	(%)	%	(KN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)			(N°)
S1	S1C1	2,00	2,50	18,96	15,22	24,60	26,51	42,59	89,62	19,40	0,23	2,64	81,59	15,54	16,33	25,27	5
S3	S3C1	11,50	12,00	18,62	16,15	15,32	26,40	38,34	64,96	19,96	39,28	7,50	35,84	17,38	15,33	25,45	3
S4	S4C1	2,50	3,00	17,38	13,40	29,69	26,15	48,77	83,16	18,18	16,79	24,19	51,64	7,38	8,27	26,24	1
S6	S6C1	1,50	2,00	17,99	15,30	17,57	26,15	41,49	66,05	19,37	29,28	27,49	38,63	4,60	3,23	31,13	6

$\gamma_n$  = Peso dell'unità di volume naturale;  $\gamma_d$  = Peso dell'unità di volume secco; W = Contenuto di acqua naturale;  $\gamma_s$  = Peso specifico dei granuli;  
n = Porosità; Sr = Grado di saturazione;  $\gamma_{sat}$  = Peso dell'unità di volume saturo; G = Ghiaia; S = Sabbia; L = Limo; A = Argilla;  
C',  $\phi'$  = Coesione e Angolo di resistenza al taglio (tensioni efficaci da Taglio Diretto).

## 6.5 Prove penetrometriche dinamiche continue

Per l'esecuzione di queste prove si è utilizzato un penetrometro dinamico modello "TG 30/20" prodotto dalla ditta PAGANI, classificato come medio dalla ISSMFE (1988). Il penetrometro dinamico descritto è conforme, nelle caratteristiche tecniche generali, allo standard nazionale D.P.L. (penetrometro dinamico leggero italiano) e a quello internazionale.

Le informazioni che ogni prova fornisce sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione sono eseguite durante tutta l'infissione, ottenendo così una valutazione quantitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Durante l'esecuzione delle prove si misurano, per intervalli consecutivi di 10 cm, il numero di colpi necessari per l'attraversamento del litotipo interessato. I valori del numero di colpi  $N_{TG30-20}$  così registrati, si utilizzano per l'elaborazione dei penetrogrammi e per il calcolo della resistenza dinamica alla punta  $Rpd$ .

È da osservare che, in terreni con caratteristiche simili a quelli che sono presenti nel sottosuolo dell'area indagata, risulta sperimentalmente, che il numero di colpi  $N_{TG30-20}$  per infissioni di 10 cm, corrisponde mediamente al numero di colpi  $N_{spt}$  per infissioni di 30 cm.

Poiché la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la prova penetrometrica standard (SPT), si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{spt}$ .

Il passaggio viene dato da:

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

dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui  $M$  rappresenta il peso della massa battente,  $M'$  è il peso aste,  $H$  l'altezza di caduta,  $A$  l'area della base punta conica e  $\delta$  il passo di avanzamento.

Tutte le prove penetrometriche sono state spinte fino al rifiuto strumentale, avvenuto a profondità variabili tra 1,80 e 5,00 m dal piano campagna.

Diagrammando su un grafico cartesiano il numero di colpi  $N_{TG30-20}$  in funzione della profondità, è possibile individuare strati caratterizzati da un numero di colpi pressoché simile determinando una stratigrafia geotecnica dei terreni attraversati.

Mediando i valori della resistenza all'avanzamento del gruppo di infissione, rilevati nell'ambito di ognuno degli strati così individuati, si possono ricavare le caratteristiche geotecniche dei terreni che li compongono. In particolare, attraverso opportune formule di correlazione si ricavano una serie di parametri identificativi: la resistenza alla punta del penetrometro statico ( $R_p$ ), la resistenza a rottura non drenata che, opportunamente correlata, permette di quantificare l'angolo di attrito interno medio ( $\phi$ ) e la coesione non drenata ( $C_u$ ), il modulo edometrico ( $E_d$ ) che fornisce le indicazioni sulla compressibilità dei terreni, la densità relativa ( $D_r$ ) per la determinazione dello stato di addensamento dei terreni. Le caratteristiche geotecniche dei vari strati individuati vengono riportate, per ogni prova, in una tabella riassuntiva insieme al grafico e al listato del numero di colpi misurati ogni 10 cm.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante il programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983), Meyerhof (1956), Desai (1968) e Borowczyk-Frankowsky (1981).

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono di ottenere informazioni utili sulle litologie e sui dati geotecnici dei terreni attraversati lungo le verticali esplorate. In particolare il programma di calcolo 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 della resistenza alla punta.

Di seguito sono riportati, per ogni profilo penetrometrico analizzato, le profondità dei vari litotipi riscontrati, i valori dei numeri di colpi medi in sito ( $N_{TG\ 30/20}$ ) e quelli normalizzati per ogni strato ( $N_{spt\ equiv.}$ ), la valutazione della resistenza dinamica alla punta ( $R_{pd}$ ) determinata con la *Formula degli Olandesi*. La Formula degli Olandesi è di seguito riportata:

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

dove:

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

## Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 1

### Prova penetrometrica dinamica Pd 20

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,80	0,80	4,00	0,783	3,13	15,11
2	0,80 ÷ 1,60	0,80	25,12	0,783	19,67	90,36

### Prova penetrometrica dinamica Pd 21

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,90	0,90	3,00	0,783	2,35	11,21
2	0,90 ÷ 2,30	1,40	16,43	0,783	12,86	57,64

### Prova penetrometrica dinamica Pd 22

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	2,90	0,783	2,27	10,80
2	1,00 ÷ 2,20	1,20	17,50	0,783	13,70	61,81

### Prova penetrometrica dinamica Pd 23

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	5,50	0,783	4,31	20,58
2	1,00 ÷ 1,40	0,40	24,75	0,783	19,38	89,01

### Prova penetrometrica dinamica Pd 24

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,90	0,90	3,89	0,783	3,05	14,55
2	0,90 ÷ 1,90	1,00	13,80	0,783	10,81	49,25

### Prova penetrometrica dinamica Pd 25

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	4,90	0,783	3,84	18,26
2	1,00 ÷ 1,80	0,80	29,00	0,783	22,71	104,30

### Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 3

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 13

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	6,14	0,783	4,81	23,21
2	0,70 ÷ 3,00	2,30	20,48	0,783	16,04	71,14

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 14

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	4,14	0,783	3,24	15,65
2	0,70 ÷ 1,60	0,90	16,33	0,783	12,79	58,94

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 15

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,50	1,50	3,07	0,783	2,40	11,39
2	1,50 ÷ 3,50	2,00	22,15	0,783	17,34	74,83

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 16

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 2,20	2,20	5,36	0,783	4,20	19,35
2	2,20 ÷ 2,90	0,70	18,14	0,783	14,20	61,41

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 17

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,30	1,30	3,92	0,783	3,07	14,43
2	1,30 ÷ 3,30	2,00	14,60	0,783	11,43	49,49

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 18

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,40	1,40	3,79	0,783	2,97	13,88
2	1,40 ÷ 3,80	2,40	19,25	0,783	15,07	65,27

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 19

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,80	0,80	5,88	0,783	4,60	22,19
2	0,80 ÷ 2,90	2,10	21,76	0,783	17,04	75,72

### Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 4

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 6

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 2,80	2,80	5,39	0,783	4,22	19,40
2	2,80 ÷ 4,70	1,90	12,21	0,783	9,56	39,25

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 7

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	5,30	0,783	4,15	19,70
2	1,00 ÷ 2,70	1,70	20,47	0,783	16,03	71,36

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 8

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,10	1,10	3,64	0,783	2,85	13,46
2	1,10 ÷ 3,20	2,10	15,19	0,783	11,89	52,19

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 9

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,60	0,60	4,17	0,783	3,27	15,74
2	0,60 ÷ 0,90	0,30	20,00	0,783	15,66	74,34

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 10

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,90	0,90	2,89	0,783	2,26	10,80
2	0,90 ÷ 3,50	2,60	18,23	0,783	14,27	62,77

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 11

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,40	1,40	6,14	0,783	4,81	22,75
2	1,40 ÷ 3,30	1,90	18,32	0,783	14,34	62,41

#### Prova penetrometrica dinamica Pd 12

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,50	0,50	4,40	0,783	3,45	16,62
2	0,50 ÷ 0,90	0,40	30,75	0,783	24,08	114,71

## Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 5

### Prova penetrometrica dinamica Pd 1

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,40	0,40	4,25	0,783	3,33	16,05
2	0,40 ÷ 1,10	0,70	25,43	0,783	19,91	93,70

### Prova penetrometrica dinamica Pd 2

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,80	1,80	2,61	0,783	2,04	9,74
2	1,80 ÷ 3,80	2,00	5,45	0,783	4,27	18,16
3	3,80 ÷ 4,10	0,30	25,67	0,783	20,10	80,70

### Prova penetrometrica dinamica Pd 3

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	3,80	0,783	2,98	14,10
2	1,00 ÷ 2,10	1,10	9,09	0,783	7,12	32,16

### Prova penetrometrica dinamica Pd 4

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	3,82	0,783	2,99	14,05
2	0,70 ÷ 4,10	3,40	18,33	0,783	14,35	64,91

### Prova penetrometrica dinamica Pd 5

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	2,60	0,783	2,04	9,66
2	1,00 ÷ 5,20	4,20	6,05	0,783	4,74	19,95
3	5,20 ÷ 5,30	0,10	19,00	0,783	14,88	57,33

## Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 6

### Prova penetrometrica dinamica Pd 35

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,50	1,50	2,87	0,783	2,25	10,64
2	1,50 ÷ 2,00	0,50	29,80	0,783	23,33	105,13

### Prova penetrometrica dinamica Pd 36

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	5,20	0,783	4,07	19,34
2	1,00 ÷ 1,80	0,80	22,00	0,783	17,23	79,12

### Prova penetrometrica dinamica Pd 37

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,90	0,90	5,11	0,783	4,00	19,15
2	0,90 ÷ 2,50	1,60	22,56	0,783	17,66	79,34

### Prova penetrometrica dinamica Pd 38

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,20	1,20	4,75	0,783	3,72	17,55
2	1,20 ÷ 2,10	0,90	19,56	0,783	15,32	68,26

### Prova penetrometrica dinamica Pd 39

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,10	1,10	4,36	0,783	3,41	16,12
2	1,10 ÷ 2,20	1,10	18,09	0,783	14,16	63,45

### Prova penetrometrica dinamica Pd 40

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	2,80	0,783	2,19	10,36
2	1,00 ÷ 2,90	1,90	20,21	0,783	15,82	70,03

### Prova penetrometrica dinamica Pd 41

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,30	1,30	4,38	0,783	3,43	16,12
2	1,30 ÷ 1,90	0,60	18,17	0,783	14,23	64,13

**Prova penetrometrica dinamica Pd 42**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,80	0,80	3,62	0,783	2,83	13,70
2	0,80 ÷ 2,00	1,20	19,00	0,783	14,88	67,45

**Prova penetrometrica dinamica Pd 43**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,10	1,10	4,82	0,783	3,77	17,81
2	1,10 ÷ 2,30	1,20	21,50	0,783	16,83	75,59

**Prova penetrometrica dinamica Pd 44**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	4,10	0,783	3,21	15,33
2	1,00 ÷ 1,20	0,20	33,50	0,783	26,23	120,48

**Prova penetrometrica dinamica Pd 45**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,30	0,30	5,33	0,783	4,17	20,15
2	0,30 ÷ 0,70	0,40	23,25	0,783	18,20	87,83

**Prova penetrometrica dinamica Pd 46**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	5,14	0,783	4,02	19,43
2	0,70 ÷ 1,10	0,40	36,75	0,783	28,78	133,57

**Prova penetrometrica dinamica Pd 47**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	4,14	0,783	3,24	15,65
2	0,70 ÷ 3,20	2,50	20,32	0,783	15,91	70,49

**Prova penetrometrica dinamica Pd 48**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,50	0,50	7,40	0,783	5,79	27,95
2	0,50 ÷ 1,20	0,70	16,86	0,783	13,20	62,02

## Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel Campo n° 7

### Prova penetrometrica dinamica Pd 26

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,20	1,20	5,67	0,783	4,44	20,86
2	1,20 ÷ 3,00	1,80	17,94	0,783	14,05	62,14

### Prova penetrometrica dinamica Pd 27

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	3,00	0,783	2,35	11,33
2	0,70 ÷ 1,30	0,60	17,17	0,783	13,44	61,95

### Prova penetrometrica dinamica Pd 28

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,70	0,70	5,00	0,783	3,91	18,89
2	0,70 ÷ 1,30	0,60	19,67	0,783	15,40	71,03

### Prova penetrometrica dinamica Pd 29

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,80	0,80	4,12	0,783	3,23	15,58
2	0,80 ÷ 2,20	1,40	25,36	0,783	19,86	89,81

### Prova penetrometrica dinamica Pd 30

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,50	1,50	4,40	0,783	3,45	16,13
2	1,50 ÷ 2,70	1,20	24,75	0,783	19,38	85,78

### Prova penetrometrica dinamica Pd 31

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,20	1,20	4,58	0,783	3,59	16,85
2	1,20 ÷ 2,00	0,80	23,75	0,783	18,60	84,16

### Prova penetrometrica dinamica Pd 32

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	4,50	0,783	3,52	16,75
2	1,00 ÷ 1,80	0,80	17,25	0,783	13,51	62,04

**Prova penetrometrica dinamica Pd 33**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 1,00	1,00	2,70	0,783	2,11	10,07
2	1,00 ÷ 2,10	1,10	19,64	0,783	15,38	69,77

**Prova penetrometrica dinamica Pd 34**

Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,00 ÷ 0,80	0,80	4,25	0,783	3,33	16,06
2	0,80 ÷ 1,50	0,70	24,43	0,783	19,13	87,86

**Riepilogo dei valori medi delle prove penetrometriche dinamiche eseguite nei vari Campi**

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1	0,93	0,93	4,03	0,783	3,16	15,09
	2	1,87	0,93	21,10	0,783	16,52	75,40

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
3	1	1,23	1,23	4,61	0,783	3,61	17,16
	2	3,00	1,77	18,96	0,783	14,84	65,26

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
4	1	1,19	1,19	4,56	0,783	3,57	16,92
	2	2,74	1,56	19,31	0,783	15,12	68,15

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
5	1	0,98	0,98	3,42	0,783	2,68	12,72
	2	4,50	3,10	5,75	0,783	4,51	19,06
	3	3,34	1,12	19,50	0,783	15,27	65,76

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
6	1	0,94	0,94	4,57	0,783	3,58	17,09
	2	1,94	1,00	22,97	0,783	17,98	81,92

Campo	Strato (n°)	Profondità (m)	Spessore (m)	N TG 30/20 (n°)	Coeff. Corr. con N <sub>SPT</sub> (n°)	N <sub>SPT</sub> equiv. (n°)	Rpd (Kg/cm <sup>2</sup> )
7	1	0,99	0,99	4,25	0,783	3,33	15,84
	2	1,99	1,00	21,11	0,783	16,53	74,95

Per una più puntuale disamina dei risultati ottenuti con l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche, si rimanda agli allegati presenti in calce alla presente.

Le risultanze delle prove eseguite sono rappresentative dei materiali che caratterizzano l'area in esame, ossia depositi incoerenti costituiti da sabbie ghiaiose eterometriche immerse in matrice sabbioso limoso ghiaiosa, talora con intercalazioni di livelli limoso sabbiosi da moderatamente addensati ad addensati. Tali depositi hanno fatto registrare un numero di colpi abbastanza elevato dopo il primo metro di profondità dal piano campagna per poi aumentare sensibilmente con la profondità, fino a ottenere il rifiuto strumentale per tutte le prove eseguite.

Dall'analisi dei profili penetrometrici, tarati e correlati sull'esito delle indagini dirette dei sondaggi a carotaggio continuo, risulta evidente il variabile grado di addensamento dei terreni costituenti il sottosuolo in esame. I penetrogrammi, infatti, hanno posto in evidenza una certa variabilità sia nella composizione granulometrica che nelle caratteristiche di addensamento dei terreni attraversati.

Ad un andamento lineare degli istogrammi corrisponde, difatti, un materiale di composizione granulometrica fine e piuttosto omogenea mentre dove l'istogramma si presenta frastagliato con picchi e rientranze, si registra un rapido ed irregolare incremento del numero di colpi correlabile con la presenza di materiale grossolano il cui stato di addensamento risulta mediamente addensato.

I termini eluvio-colluviali più superficiali sono caratterizzati da valori penetrometrici talvolta alquanto deficitari, tanto da evidenziare un grado di addensamento non esaltante: tutte le prove eseguite infatti non hanno fatto riscontrare alcuna difficoltà per l'avanzamento della punta conica. Sicuramente migliori risultano invece i terreni sottostanti costituiti da argille limoso-sabbiose con ghiaie e ciottoli. Valori ottimali ed esaltanti di questo litotipo sono stati registrati tra le profondità di 1,00 e 3,00 metri circa; tali valori sono da attribuire non solo al grado di addensamento dei materiali presenti ma anche alle dimensioni dei clasti arenacei così come evidenziato durante l'esecuzione dei sondaggi meccanici.

Tutte le prove hanno fatto registrare valori penetrometrici abbastanza simili alle varie profondità per cui è possibile una sicura correlazione stratigrafica e geomeccanica.

In definitiva le prove eseguite hanno consentito di accertare che il sottosuolo dell'area è costituito da termini caratterizzati da un grado di addensamento variabile sia in senso verticale che orizzontale fino alla profondità di almeno 3,00 metri.

## 6.6 Successione geolitologica generale dell'area di studio

Al fine di ricostruire il " *modello geologico del sottosuolo*", è stato realizzato un rilievo geologico di campagna delle aree interessate dall'impianto agrivoltaico, unitamente ad una specifica ricerca bibliografica a carattere scientifico. I dati acquisiti sono stati integrati con quelli emersi da una dettagliata campagna di indagini in sito eseguita dagli scriventi.

I dati acquisiti hanno consentito di individuare una successione stratigrafica generale dei siti di interesse che, dall'alto verso il basso, è costituita dai litotipi di seguito descritti.

1. *Coltre superficiale pedogenizzata di colore bruno (suolo)*, variamente rimaneggiata a causa delle attività agricole che interessano l'area. Si tratta di un orizzonte, di colore da marrone a marrone bruno, dal punto di vista granulometrico limo argilloso con dispersi clasti eterogenei ed eterometrici. Tale orizzonte fortemente areato e disturbato, costituisce mediamente il primo metro del sottosuolo in tutte le aree investigate, con spessore variabile da 0,90 m a 1,20 m da zona a zona. (Unità litotecnica A).
2. *Argille limoso-sabbiose di colore marrone*, con inclusione di abbondanti ciottoli eterometrici ed eterogenei di diametro 1-2 cm, a spigoli ben arrotondati. Talora possono rinvenirsi lenti a granulometria più grossolana di sabbie più marcatamente ghialose e ciottolose. Tali depositi sono contraddistinti da un addensamento che aumenta con la profondità. Si tratta di depositi eluvio-colluviali recenti, la cui messa in posto è da ricondurre all'azione deposizionale del Fiume Ofanto e dei suoi affluenti minori. La variabilità sedimentologica che contraddistingue tali materiali è strettamente connessa alle modalità deposizionali; difatti, questi si sono accumulati in diverse fasi di sovralluvionamento dei corsi d'acqua. Per tale motivo, questi depositi sono contraddistinti da una certa variabilità granulometrica, sia verticalmente che lateralmente, con alternanza di livelli e lenti a diversa granulometria e con contenuto sabbioso-ghiaioso anche molto differente da zona a zona. Lo spessore medio di questo litotipo è poco inferiore ai 2,00 m (Unità litotecnica B).
3. *Formazione di Palazzo San Gervasio*, costituita da ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica da debolmente cementate a cementate in abbondante matrice sabbiosa, di colore giallastro, con intercalazioni di lenti e livelletti di materiale argilloso-siltoso e sabbioso. Lo spessore di questi terreni è maggiore di 20,0 metri (Unità litotecnica C).
4. *Formazione di Monte San Marco*, costituita da sabbie da medie a grossolane di colore giallo oca, con intercalazioni verso l'alto di lenti di ghiaia. Questo litotipo è stato riscontrato nel sondaggio S2 (Campo n°4) dove lo spessore complessivo misurato non è inferiore a 13,0 metri circa (Unità litotecnica D).

## 7. Modello geotecnico del sottosuolo delle aree investigate

### 7.1 Unità litotecniche e caratteristiche geotecniche dei terreni dei vari Campi

Nel presente capitolo vengono esposti i dati litotecnici e geotecniche dei terreni che costituiscono il sottosuolo in esame ricavati dalle indagini eseguite in sito, dalla vasta bibliografia disponibile per l'area di studio e da esperienze compiute sui litotipi riscontrati.

I dati scaturiti dal rilevamento geologico di campagna e dall'analisi delle indagini eseguite in sito e disponibili per l'area di studio, previo opportune elaborazioni ed interpretazioni, hanno consentito di conoscere il modello geotecnico dei siti esaminati e di caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico i terreni della porzione di sottosuolo di interesse geotecnico che sarà coinvolta dalle opere di progetto.

Le indagini eseguite nei "Campi" che saranno interessati dalla realizzazione dell'impianto agrivoltico, unitamente all'analisi ed interpretazione della letteratura scientifica disponibile per l'area di studio, hanno sostanzialmente confermato il quadro geologico desunto durante la fase di rilevamento, in quanto i dati acquisiti hanno rivelato una successione di materiali sia di natura eluvio-colluviale nei primi metri, che di origine alluvionale a profondità successive; questi ultimi, a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, si intercalano a livelli limosi e argillosi messi in posto sia in giacitura primaria che in seguito a trasporto alluvionale, articolando la successione stratigrafica verticale dei terreni.

Trattasi della sovrapposizione regolare ed abbastanza continua di terreni diversi per origine e composizione, messi in posto con differenti modalità, quali:

1. *depositi di natura eluvio-colluviale;*
2. *depositi conglomeratici e sabbiosi di origine alluvionale.*

La caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni nell'ambito del volume significativo, dove per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata (direttamente o indirettamente) dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, è di seguito riportata per ogni area investigata.

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N°1 E DEL CAMPO N°2**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,20 m**

- $N_{SPT}$  medio = 4
- Peso dell'unità di volume = 1,65 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,77 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,79°
- Coesione drenata = 0,07 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,10 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 30 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 35 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 1,90 m**

- $N_{SPT}$  medio = 16
- Peso dell'unità di volume = 1,77 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,85 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 26,24°
- Coesione drenata = 0,08 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,41 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 68 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 61 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio > 15 m**

- $N_{SPT}$  medio = > 50
- Peso dell'unità di volume = 2,10 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 40,10°
- Coesione drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 876 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 703 Kg/cm<sup>2</sup>

### **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N° 3**

#### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,20 m**

- N <sub>SPT</sub> medio	= 4
- Peso dell'unità di volume	= 1,67 g/cm <sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo	= 1,77 g/cm <sup>3</sup>
- Angolo di attrito	= 25,68°
- Coesione drenata	= 0,06 Kg/cm <sup>2</sup>
- Coesione non drenata	= 0,09 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo elastico	= 29 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo edometrico	= 35 Kg/cm <sup>2</sup>

#### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 2,10 m**

- N <sub>SPT</sub> medio	= 15
- Peso dell'unità di volume	= 1,89 g/cm <sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo	= 2,03 g/cm <sup>3</sup>
- Angolo di attrito	= 25,45°
- Coesione drenata	= 0,15 Kg/cm <sup>2</sup>
- Coesione non drenata	= 0,37 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo elastico	= 63 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo edometrico	= 58 Kg/cm <sup>2</sup>

#### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio 8,00 m**

- N <sub>SPT</sub> medio	= > 50
- Peso dell'unità di volume	= 2,10 g/cm <sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo	= 2,20 g/cm <sup>3</sup>
- Angolo di attrito	= 40,10°
- Coesione drenata e non drenata	= 0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo elastico	= 876 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo edometrico	= 703 Kg/cm <sup>2</sup>

#### **Unità litotecnica D: Limo sabbioso argilloso - Spessore medio 5,50 m**

- N <sub>SPT</sub> medio	= 32
- Peso dell'unità di volume	= 1,95 g/cm <sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo	= 2,04 g/cm <sup>3</sup>
- Angolo di attrito	= 35,80°
- Coesione drenata	= 0,20 Kg/cm <sup>2</sup>
- Coesione non drenata	= 0,80 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo elastico	= 114 Kg/cm <sup>2</sup>
- Modulo edometrico	= 93 Kg/cm <sup>2</sup>

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N°4 – ZONA OCCIDENTALE**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,40 m**

- $N_{SPT}$  medio = 3
- Peso dell'unità di volume = 1,66 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,76 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,62°
- Coesione drenata = 0,06 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,09 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 29 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 35 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 1,30 m**

- $N_{SPT}$  medio = 17
- Peso dell'unità di volume = 1,89 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,03 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,45°
- Coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,44 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 70 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 63 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio > 15,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = > 50
- Peso dell'unità di volume = 2,10 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 40,10°
- Coesione drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 876 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 703 Kg/cm<sup>2</sup>

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N° 4 – ZONA ORIENTALE**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,40 m**

- $N_{SPT}$  medio = 4
- Peso dell'unità di volume = 1,67 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,77 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,75°
- Coesione drenata = 0,07 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,10 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 29 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 35 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 1,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = 16
- Peso dell'unità di volume = 1,89 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,03 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,45°
- Coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,41 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 67 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 61 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica D: Limo sabbioso argilloso - Spessore medio > 15,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = 18
- Peso dell'unità di volume = 1,95 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,97 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 32,02°
- Coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,45 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 72 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 64 Kg/cm<sup>2</sup>

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N°5**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,50 m**

- $N_{SPT}$  medio = 3
- Peso dell'unità di volume = 1,66 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,76 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,54°
- Coesione drenata = 0,06 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,09 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 28 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 34 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 3,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = 15
- Peso dell'unità di volume = 1,97 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,07 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,27°
- Coesione drenata = 0,16 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,38 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 64 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 59 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio 4,70 m**

- $N_{SPT}$  medio = > 50
- Peso dell'unità di volume = 2,10 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 40,10°
- Coesione drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 876 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 703 Kg/cm<sup>2</sup>

**Unità litotecnica D: Limo sabbioso argilloso - Spessore medio 2,80 m**

- $N_{SPT}$  medio = 18
- Peso dell'unità di volume = 1,95 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,97 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 32,02°
- Coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,45 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 72 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 64 Kg/cm<sup>2</sup>

**Unità litotecnica E: Argilla - Spessore medio > 3,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = 29
- Peso dell'unità di volume = 2,05 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,14 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 28,29°
- Coesione drenata = 0,25 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,73 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 141 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 232 Kg/cm<sup>2</sup>

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N°6**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,10 m**

- $N_{SPT}$  medio = 4
- Peso dell'unità di volume = 1,67 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,77 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,66°
- Coesione drenata = 0,06 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,09 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 29 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 35 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 0,90 m**

- $N_{SPT}$  medio = 18
- Peso dell'unità di volume = 1,92 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,01 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,54°
- Coesione drenata = 0,10 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,45 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 72 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 64 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio > 15,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = > 50
- Peso dell'unità di volume = 2,10 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 40,10°
- Coesione drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 876 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 703 Kg/cm<sup>2</sup>

## **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DEL CAMPO N° 7**

### **Unità litotecnica A: Limo argilloso - Spessore medio 1,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = 3
- Peso dell'unità di volume = 1,65 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 1,76 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,52°
- Coesione drenata = 0,05 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,08 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 28 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 34 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica B: Argilla limoso sabbiosa con ciottoli - Spessore medio 1,40 m**

- $N_{SPT}$  medio = 19
- Peso dell'unità di volume = 1,98 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,16 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25,15°
- Coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,45 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 72 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 65 Kg/cm<sup>2</sup>

### **Unità litotecnica C: Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa - Spessore medio > 15,00 m**

- $N_{SPT}$  medio = > 50
- Peso dell'unità di volume = 2,10 g/cm<sup>3</sup>
- Peso dell'unità di volume saturo = 2,20 g/cm<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 40,10°
- Coesione drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo elastico = 876 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 703 Kg/cm<sup>2</sup>

Nella tabella seguente si riporta la sintesi del modello geotecnico del sottosuolo delle aree investigate in funzione delle unità litotecniche riscontrate, indicando i parametri geotecnici medi che possono essere utilizzati per il calcolo delle strutture delle opere da realizzare nei vari "Campi" dell'impianto agrivoltaico di progetto.

**Parametri geotecnici medi per il Campo n° 1 e Campo n° 2**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,20	A	4	1,65	1,77	25,79	0,07	0,10	30	35
1,20	3,10	B	16	1,77	1,85	26,24	0,08	0,41	68	61
3,10	20,0	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703

**Parametri geotecnici medi per il Campo n° 3**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,20	A	4	1,67	1,77	25,68	0,06	0,09	29	35
1,20	3,30	B	15	1,89	2,03	25,45	0,15	0,37	63	58
3,30	11,3	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703
11,3	20,0	D	32	1,95	2,04	35,80	0,20	0,80	114	93

**Parametri geotecnici medi per il Campo n° 4 – Zona occidentale**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,40	A	3	1,66	1,76	25,62	0,06	0,09	29	35
1,40	2,70	B	17	1,89	2,03	25,45	0,15	0,44	70	63
2,70	20,0	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703

**Parametri geotecnici medi per il Campo n° 4 – Zona orientale**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,40	A	4	1,67	1,77	25,75	0,07	0,10	29	35
1,40	2,40	B	16	1,89	2,03	25,45	0,15	0,41	67	61
2,40	20,0	D	18	1,95	1,97	32,02	0,15	0,45	72	64

**Parametri geotecnici medi per il Campo n°5**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,50	A	3	1,66	1,76	25,54	0,06	0,09	28	34
1,50	4,50	B	15	1,97	2,07	25,27	0,16	0,38	64	59
4,50	9,20	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703
9,20	12,0	D	18	1,95	1,97	32,02	0,15	0,45	72	64
12,0	20,0	E	29	2,05	2,14	28,29	0,25	0,73	141	232

**Parametri geotecnici medi per il Campo n°6**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,10	A	4	1,67	1,77	25,66	0,06	0,09	29	35
1,10	2,00	B	18	1,92	2,01	25,54	0,10	0,45	72	64
2,00	20,0	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703

**Parametri geotecnici medi per il Campo n°7**

Prof. dal p.c. (m)		Unità litotecnica	N <sub>SPT</sub> (n)	$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,00	1,00	A	3	1,65	1,76	25,52	0,05	0,08	28	34
1,00	2,40	B	19	1,98	2,16	25,15	0,15	0,45	72	65
2,40	20,0	C	>50	2,10	2,20	40,10	0,00	0,00	876	703

dove:

$\gamma_n$  = Peso dell'unità di volume naturale

$\gamma_{sat}$  = Peso dell'unità di volume saturo

C', = Coesione drenata

$\phi'$  = Angolo di resistenza al taglio

Cu = Coesione non drenata

E = Modulo elastico

Ed = Modulo edometrico

## 8. Modellazione sismica ed indagini geofisiche

### 8.1 Prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista dinamico ha richiesto la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno presenti nei vari siti esaminati. In particolare si è determinata la velocità  $V_s$  sino ad almeno 30 metri dal piano campagna ( $V_{s30}$ ).

La conoscenza del profilo delle onde di taglio  $V_s$  degli strati che compongono i primi 30 metri di profondità è risultata necessaria per:

- ✓ valutare l'azione sismica di progetto al livello del piano fondale del tipo di opera;
- ✓ valutare il potenziale di liquefazione del terreno;
- ✓ valutare l'accelerazione sismica per il calcolo delle strutture e delle opere nei confronti dell'azione sismica
- ✓ valutare, in condizioni sismiche, la capacità portante ed i cedimenti delle fondazioni delle opere di progetto dell'impianto agrivoltaico.

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio dei primi 30 m di profondità, si è determinata una *velocità media equivalente*  $V_{s30}$  rappresentativa dei siti investigati. La legge adoperata è la seguente:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} (m/s)$$

dove  $h_i$  e  $V_{s,i}$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $<10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $n$  strati presenti nei primi 30 metri di profondità. Tale parametro consente di classificare il sito in categorie di sottosuolo.

La stima della velocità delle onde di taglio  $V_s$  dei vari sismostrati è stata eseguita con la realizzazione di n°11 prospezioni sismiche del tipo *M.A.S.W.* (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero *Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*) al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi presenti nell'area di studio e classificare sismicamente il suolo secondo la normativa vigente (D.M. 17.01.2018).

Una volta acquisiti gli spessori degli strati e le relative velocità delle onde S, si è calcolata la velocità media relativa ai primi trenta metri di sottosuolo, con la formulazione precedente, e si sono classificati i siti investigati secondo i riferimenti normativi.

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde di compressione, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di *Rayleigh* (Fig. 20), che è la componente principale delle onde superficiali.

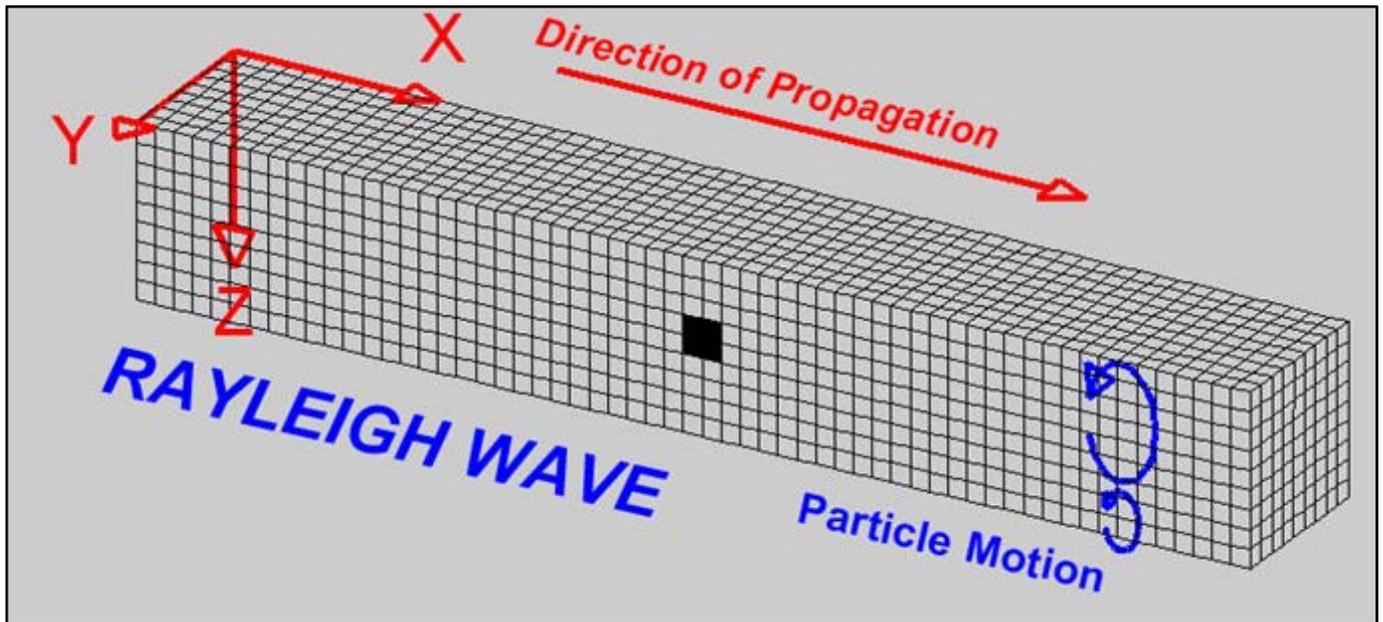


Fig. 20 – Rappresentazione dell'energia sismica totale nella forma di onde di Rayleigh

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama *dispersione*.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (cioè le indagini a riflessione o rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane del modo fondamentale e superiore delle onde di Rayleigh è diventata una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale.

Il processo comprende tre step principali:

- *l'acquisizione delle onde superficiali;*
- *la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);*
- *l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .*

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna, quindi, produrre un treno d'onde superficiali a banda larga (sismica attiva) e registrarlo minimizzando il rumore di fondo presente nel sito di registrazione.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Per ottenere il profilo verticale delle Vs dalla curva di dispersione sono necessari dei valori approssimati del *Coefficiente di Poisson* e della *densità* del materiale, solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

La velocità di propagazione delle onde di Rayleigh in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, è indipendente dalla frequenza ed il moto indotto dalla propagazione si smorza rapidamente con la profondità, sino ad estinguersi ad una profondità circa pari ad una lunghezza d'onda. La profondità raggiunta dalla perturbazione dipende dunque dalla lunghezza d'onda e, in mezzi omogenei, a diverse lunghezze d'onda corrisponde un'unica velocità di fase (VR).

In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito da strati aventi proprietà meccaniche differenti, il comportamento delle onde superficiali diventa dispersivo: a frequenze diverse corrispondono diverse velocità di fase. Quindi, nel caso di un mezzo eterogeneo, le onde superficiali non hanno una singola velocità, ma diverse velocità di fase in corrispondenza delle diverse frequenze: tale fenomeno, dipendente dalla distribuzione spaziale delle proprietà sismiche del sottosuolo è noto come dispersione geometrica e la *relazione che lega la frequenza alla velocità di fase prende il nome di curva di dispersione* (Fig. 21).

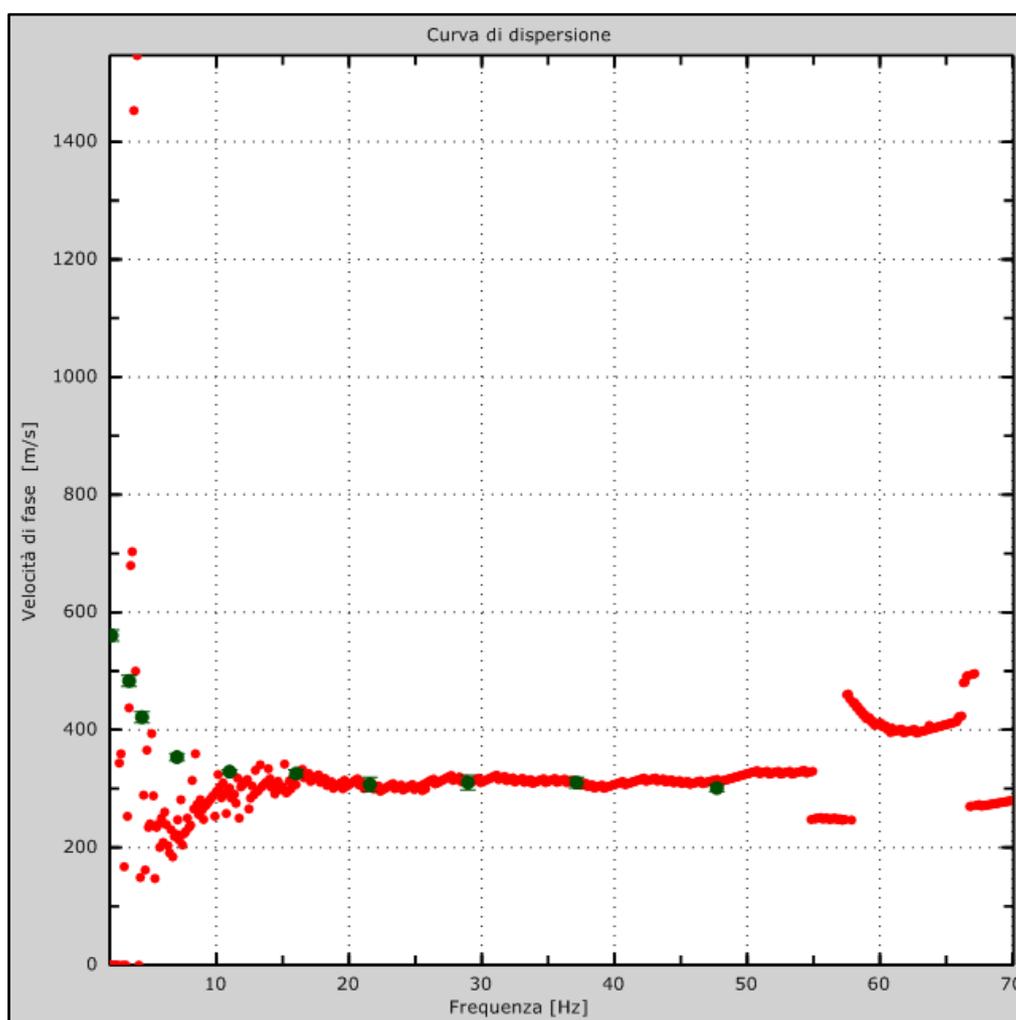


Fig. 21 – Esempio di curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh

La curva di dispersione gioca un ruolo centrale nell'utilizzo delle onde di Rayleigh ai fini della caratterizzazione dei terreni, infatti, è funzione delle caratteristiche di rigidità del mezzo ed è stata utilizzata per un processo inverso avente come obiettivo la stima delle caratteristiche di rigidità stesse. Le onde di superficie sono state generate da una massa battente (martello) fatta cadere su una piastra metallica posizionata nel terreno.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura **MASW** sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine di sismica a rifrazione con l'unica eccezione di adoperare tempi di acquisizione significativamente più lunghi e geofoni a bassa frequenza. Nel caso specifico sono stati utilizzati geofoni a 4.5 Hz.

Uno degli aspetti critici nell'utilizzazione dei dati ricavati da prove sismiche per onde superficiali attive per scopi ingegneristici è infatti dato dalla non-unicità della soluzione. Diverse combinazioni dei parametri del modello ( $V_s$  – spessore strato) possono essere associate a curve di dispersione molto simili e praticamente equivalenti rispetto ai dati sperimentali disponibili. Da ciò la buona norma di vincolare uno dei parametri che interviene con indagini o conoscenze diverse.

L'elaborazione dei dati acquisiti è stata effettuata utilizzando uno specifico software commerciale (*MASW 2007* dell'ing. Vitantonio Roma) che consente di gestire il sismogramma digitale, selezionare le tracce utili, eseguire l'analisi spettrale, individuare le curve di dispersione delle onde di superficie ed effettuare le procedure di inversione per l'interpretazione in termini di modello sismostratigrafico di  $V_s$ .

Lo scopo dell'intera procedura è identificare il modello la cui curva di dispersione meno si scosta dai dati osservati. Tale modello sarà, evidentemente, caratterizzato dal minor errore della deviazione standard tra le velocità di fase osservate e calcolate.

Per la complessità del fenomeno fisico e delle eventuali complicazioni che possono sperimentalmente manifestarsi in funzione della litostratigrafia del sito di indagine (presenza di onde canalizzate, problematica distinzione dei differenti modi) si è proceduto con una modellazione diretta in cui si è cercato di trovare una sintesi coerente tra la distribuzione di energia nello spettro di velocità (unico dato sperimentale) e la curva di dispersione teorica di un modello ipotizzato sulla base delle conoscenze geologico-geofisiche acquisite. Tale metodo è generalmente preferibile alla procedura di inversione eseguita considerando soltanto il picking dei massimi di ampiezza nello spettro di velocità del modo fondamentale e degli eventuali modi superiori.

I vantaggi dell'uso di tale tecnica sono:

- che è particolarmente indicata per suoli fortemente attenuanti ed ambienti rumorosi (la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%), inoltre, l'ampiezza delle onde superficiali dipende dalla radice quadrata della distanza ( $r^{1/2}$ ) e non da  $r$  come per le onde di corpo ( $V_p$ ,  $V_s$ ));
- che riconosce le inversioni di velocità (limite del metodo a rifrazione).

Nelle immagini seguenti vengono analizzati i dati acquisiti e sinteticamente riportati i risultati di una tipica indagine MASW (Figg. 22-23). Per una visione completa dei risultati si rimanda al "Fascicolo delle indagini geognostiche e geofisiche (Elab. C13.20).

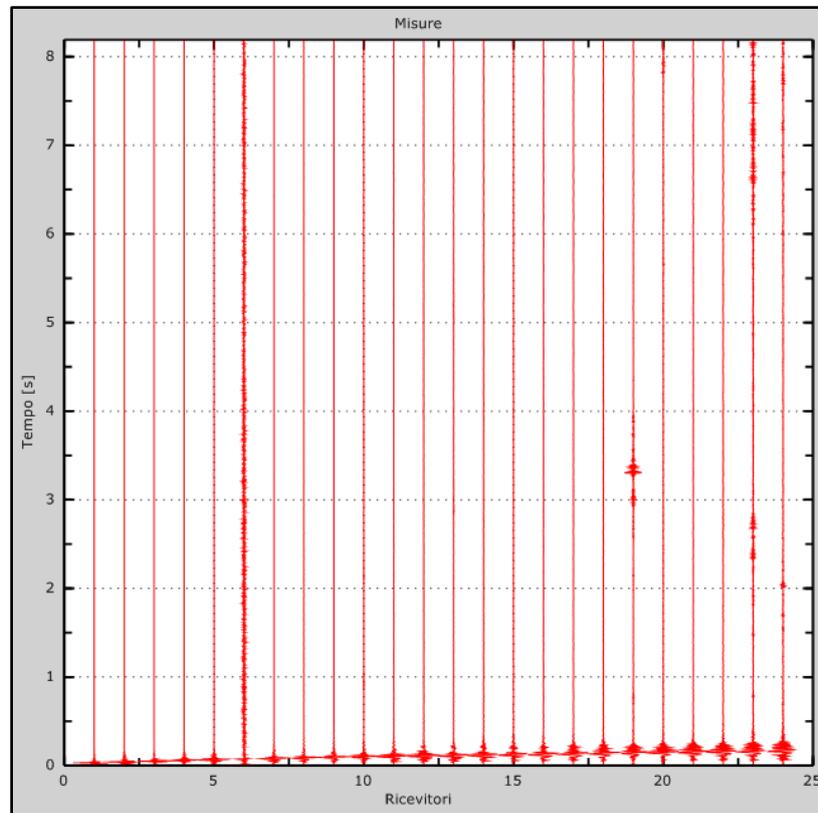


Fig. 22 – Tracce ottenute da un'indagine MASW con 24 geofoni ad interdistanza 1,5 m

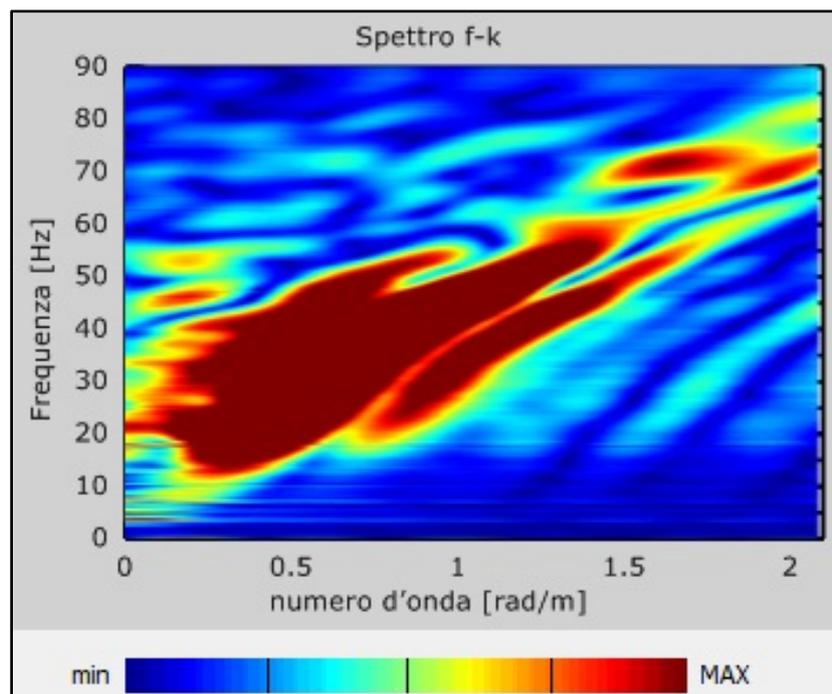


Fig. 23 – Esempio di uno spettro di risposta sperimentale del suolo

Per effettuare un'analisi approfondita occorre definire un modello preliminare del terreno tramite il quale è possibile visualizzare la curva di dispersione direttamente sullo spettro velocità-frequenze elaborato (Fig. 24).

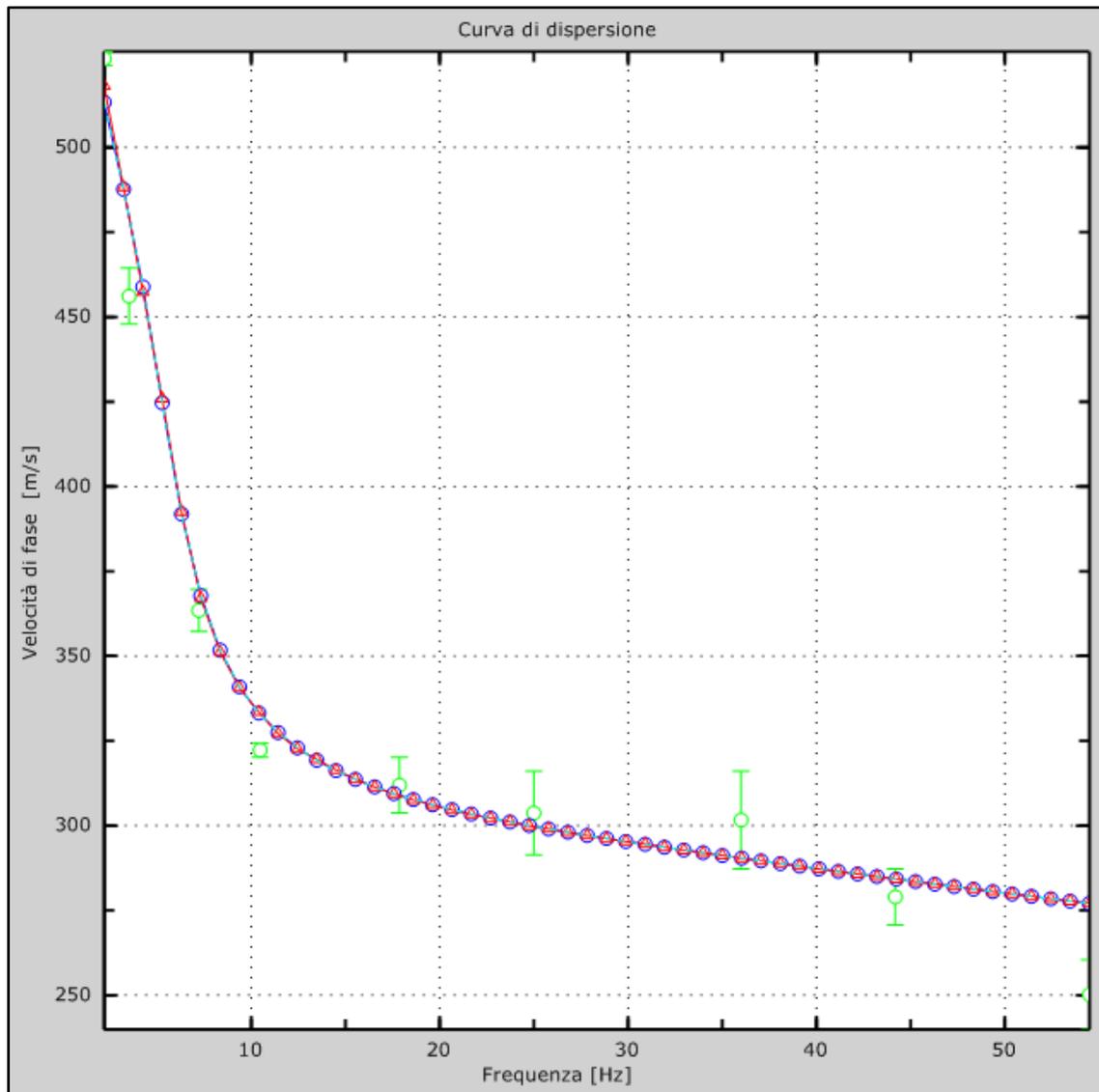


Fig. 24 – Velocità numeriche–punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso)

A partire dal modello stabilito, il solutore costruisce un insieme di modelli compatibili e per ciascuno di essi confronta la curva di dispersione generata con quella della prova sperimentale. La generazione dei modelli è formulata in modo da minimizzare il valore di una funzione obiettivo che valuta l'efficienza della soluzione data dal modello. Il numero massimo di modelli da generare va scelto in modo che vengano processati un numero sufficientemente elevato di tentativi.

È possibile valutare direttamente l'andamento del valore della funzione obiettivo; tale parametro può dimostrarsi un indicatore efficace per scegliere il numero di modelli da generare.

Il software utilizzato per le elaborazioni delle MASW eseguite consente di visualizzare il modello che ha il fattore di disadattamento più basso, il modello col minimo valore di errore percentuale e fornisce la valutazione parallela di tutti i modelli esaminati permettendo all'utente di scegliere quale utilizzare tra quelli esaminati.

È possibile, infine, imporre dei vincoli di calcolo. Infatti, è possibile scegliere, per ciascuno strato, una velocità o uno spessore fissati che non saranno ottimizzati nel calcolo e utilizzare dei modelli di stratigrafia che non permettano inversione di velocità tra gli strati (Fig. 25).

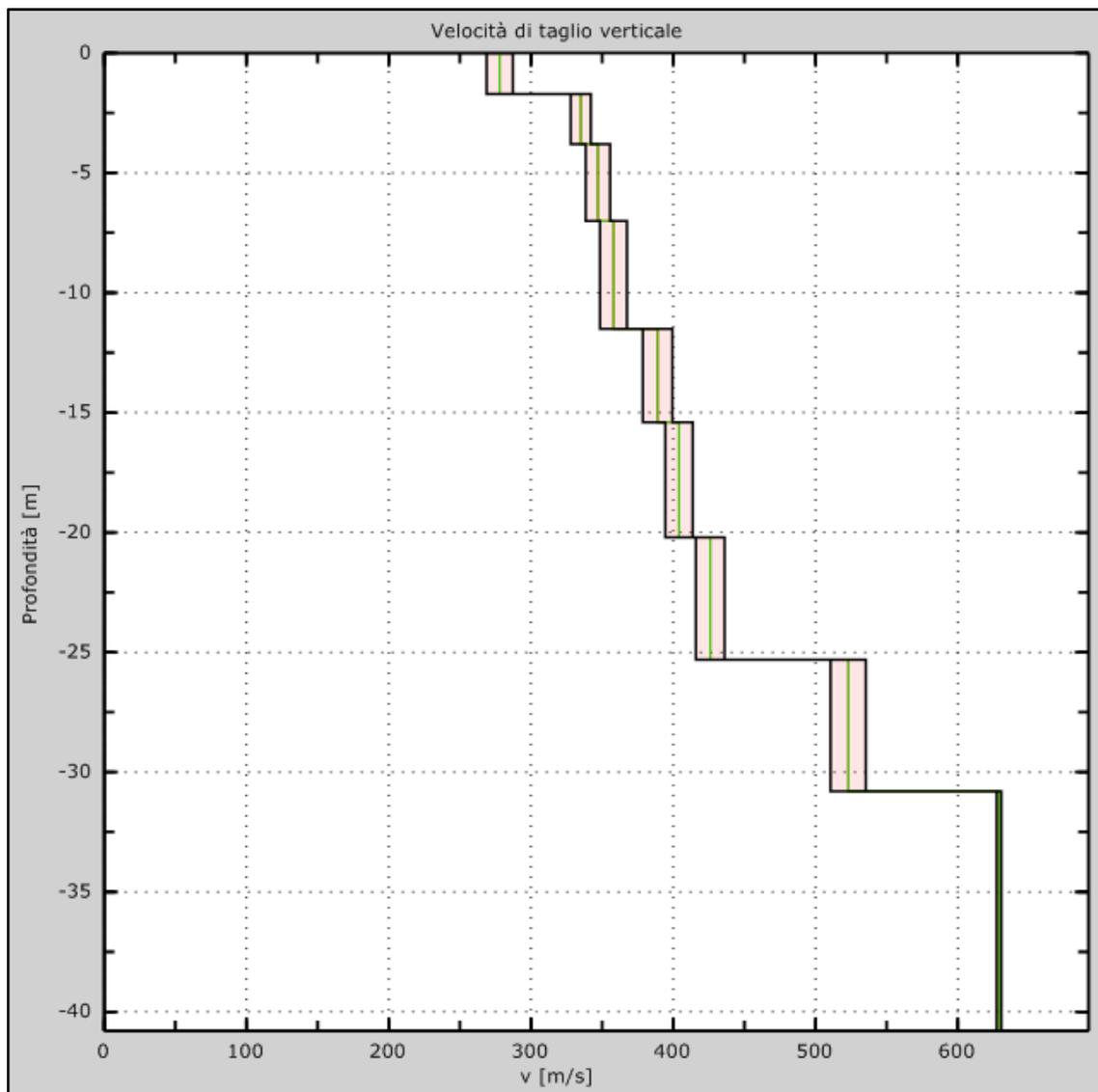


Fig. 25 – Esempio di profilo verticale delle  $V_s$  (in verde velocità iniziale, in rosso velocità finale) ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh

Nelle tabelle che seguono si riportano i prospetti di sintesi delle determinazioni dei valori delle onde di taglio di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nei diversi siti esaminati.

**VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO  $V_s$  DETERMINATE NEL CAMPO N° 1 E NEL CAMPO N° 2**

*Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw7*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,90	1,90	553	Non presente
S2	1,90 – 4,50	2,60	584	Non presente
S3	4,50 – 6,00	1,50	612	Non presente
S4	6,00 – 10,30	4,30	633	Non presente
S5	10,30 – 13,50	3,20	659	Non presente
S6	13,50 – 18,90	5,40	744	Non presente
S7	18,90 – 24,60	5,70	756	Non presente
S8	24,60 – 30,80	6,20	791	Non presente

*Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw8*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 2,10	2,10	358	Non presente
S2	2,10 – 4,70	2,60	462	Non presente
S3	4,70 – 6,00	1,30	498	Non presente
S4	6,00 – 9,20	3,20	522	Non presente
S5	9,20 – 13,70	4,50	612	Non presente
S6	13,70 – 19,60	5,90	654	Non presente
S7	19,60 – 24,00	4,40	679	Non presente
S8	24,00 – 30,30	6,30	723	Non presente

### **VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs DETERMINATE NEL CAMPO N° 3**

*Valori di Vs per i sismostrati riscontrati nella Mw5*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Vs finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,80	1,80	227	Non presente
S2	1,80 – 4,00	2,20	282	Non presente
S3	4,00 – 5,70	1,70	340	Non presente
S4	5,70 – 10,30	4,60	389	Non presente
S5	10,30 – 14,10	3,80	438	Non presente
S6	14,10 – 19,40	5,30	482	Non presente
S7	19,40 – 24,10	4,70	526	Non presente
S8	24,10 – 30,40	6,30	602	Non presente

*Valori di Vs per i sismostrati riscontrati nella Mw6*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Vs finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,70	1,70	201	Non presente
S2	1,70 – 3,90	2,20	353	Non presente
S3	3,90 – 5,80	1,90	405	Non presente
S4	5,80 – 10,30	4,50	453	Non presente
S5	10,30 – 14,10	3,80	502	Non presente
S6	14,10 – 19,70	5,60	543	Non presente
S7	19,70 – 24,50	4,80	603	Non presente
S8	24,50 – 30,40	5,90	646	Non presente

## VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs DETERMINATE NEL CAMPO N° 4

Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw3

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,90	1,90	292	Non presente
S2	1,90 – 3,70	1,80	296	Non presente
S3	3,70 – 6,20	2,50	305	Non presente
S4	6,20 – 9,30	3,10	386	Non presente
S5	9,30 – 13,60	4,30	458	Non presente
S6	13,60 – 19,00	5,40	502	Non presente
S7	19,00 – 23,70	4,70	539	Non presente
S8	23,70 – 30,20	6,50	620	Non presente

Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw4

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,80	1,80	332	Non presente
S2	1,80 – 3,20	1,40	517	Non presente
S3	3,20 – 5,90	2,70	562	Non presente
S4	5,90 – 9,70	3,80	592	Non presente
S5	9,70 – 14,20	4,50	630	Non presente
S6	14,20 – 19,40	5,20	706	Non presente
S7	19,40 – 24,30	4,90	723	Non presente
S8	24,30 – 30,20	5,90	754	Non presente

## **VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs DETERMINATE NEL CAMPO N°5**

*Valori di Vs per i sismostrati riscontrati nella Mw1*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Vs finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,80	1,80	335	Non presente
S2	1,80 – 4,30	2,50	345	Non presente
S3	4,30 – 6,00	1,70	357	Non presente
S4	6,00 – 9,70	3,70	370	Non presente
S5	9,70 – 13,80	4,10	391	Non presente
S6	13,80 – 19,00	5,20	422	Non presente
S7	19,00 – 23,70	4,70	470	Non presente
S8	23,70 – 30,00	6,30	537	Non presente

*Valori di Vs per i sismostrati riscontrati nella Mw2*

<b>Numero sismostrato</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Vs finale (m/s)</b>	<b>Falda nello strato</b>
S1	0,00 – 1,70	1,70	151	Non presente
S2	1,70 – 3,90	2,20	184	Non presente
S3	3,90 – 6,00	2,10	226	Non presente
S4	6,00 – 9,60	3,60	314	Non presente
S5	9,60 – 14,10	4,50	385	Non presente
S6	14,10 – 19,40	5,30	489	Non presente
S7	19,40 – 24,20	4,80	583	Non presente
S8	24,20 – 30,30	6,10	694	Non presente

### VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs DETERMINATE NEL CAMPO N° 6

Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw11

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	$V_s$ finale (m/s)	Falda nello strato
S1	0,00 – 1,80	1,80	420	Non presente
S2	1,80 – 3,40	1,60	474	Non presente
S3	3,40 – 6,00	2,60	509	Non presente
S4	6,00 – 9,80	3,80	543	Non presente
S5	9,80 – 14,30	4,50	601	Non presente
S6	14,30 – 19,50	5,20	681	Non presente
S7	19,50 – 24,30	4,80	702	Non presente
S8	24,30 – 30,60	6,30	753	Non presente

### VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs DETERMINATE NEL CAMPO N° 7

Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw9

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	$V_s$ finale (m/s)	Falda nello strato
S1	0,00 – 1,90	1,90	368	Non presente
S2	1,90 – 4,10	2,20	471	Non presente
S3	4,10 – 6,40	2,30	585	Non presente
S4	6,40 – 9,50	3,10	623	Non presente
S5	9,50 – 13,40	3,90	642	Non presente
S6	13,40 – 18,20	4,80	658	Non presente
S7	18,20 – 23,80	5,60	672	Non presente
S8	23,80 – 30,00	6,20	694	Non presente

Valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nella Mw10

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	$V_s$ finale (m/s)	Falda nello strato
S1	0,00 – 1,90	1,90	423	Non presente
S2	1,90 – 3,00	1,10	623	Non presente
S3	3,00 – 4,50	1,50	678	Non presente
S4	4,50 – 8,40	3,90	694	Non presente
S5	8,40 – 13,70	5,30	702	Non presente
S6	13,70 – 19,80	6,10	725	Non presente
S7	19,80 – 25,60	5,80	731	Non presente
S8	25,60 – 30,90	5,30	752	Non presente

## 8.2 Prospezioni di sismica passiva a stazione singola H.V.S.R.

Nelle aree investigate sono state effettuate n°6 registrazioni di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) per individuare le frequenze di risonanza dei depositi, in ottemperanza al **Documento di Attuazione della L.R. 38/97** "Criteri e modalità attuativi L.R. n. 38/1997 art. 12 comma 1".

I risultati che si possono ottenere da una registrazione con la tecnica di sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito**, che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "doppia risonanza", estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito, sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free field*) e capire se, in caso di sisma, la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la Vs,30 e la relativa Categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018*;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0,5 m e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 m. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e la densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica H.V.S.R. si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi, poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente *s* al sito *x* le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che, se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o semplicemente H.V.S.R., che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo, informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.p.a. modello "*Tromino*" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri ed ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0,1 Hz e 256 Hz.

Le frequenze fondamentali di risonanza del terreno fanno parte degli effetti di sito che, assieme all'instabilità per azione sismica, caratterizzano la vulnerabilità del territorio quale elemento indispensabile per la stima del rischio sismico.

In linea di principio, visto che il suolo è assimilabile ad un corpo viscoelastico, è possibile misurarne le frequenze proprie di oscillazione in ogni punto: infatti, le frequenze sono determinate dalle proprietà meccaniche e, in maniera secondaria, dalla morfologia attorno al punto di misura. Analizzando la "*Carta delle Frequenze*" successivamente descritta, si vede come sia stato indagato integralmente il territorio che ospiterà l'impianto agrivoltaico nel Comune di Montemilone (PZ) e come le prove abbiano interessato i vari terreni che costituiscono le nelle località di Perillo Soprano, La Sterpara e Santa Maria: questo è stato fatto per vedere il "modo" di rispondere dei vari ambienti geomorfologici alle sollecitazioni sismiche.

Nelle tabelle seguenti si riportano solo le sintesi dei risultati delle H.V.S.R. eseguite mediante Tromino (HV1, ..., HV6), mentre in allegato fuori testo sono state allegare le schede e i grafici dei risultati di tali prove (*Elab. C13.20 - Fascicolo delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite*).

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 1 e Campo n° 2**

HV4	Frequenza Hz	$\sigma f$	Ampiezza	$\sigma A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	5.3	2.3	3.5	0.5	ASSENTE	B
F1	20	2.3	2.8	0.5	ASSENTE	B

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 3**

HV3	Frequenza Hz	$\sigma f$	Ampiezza	$\sigma A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	6.8	0.8	3	0.6	ASSENTE	B
F1	24	3.3	4.4	0.6	ASSENTE	B

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 4**

HV2	Frequenza Hz	$\sigma f$	Ampiezza	$\sigma A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	0.8	0.8	3.3	0.6	ASSENTE	B
F1	6.8	2.4	6.8	0.8	ASSENTE	B
F2	19	8	7	0.6	ASSENTE	B

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 5**

HV1	Frequenza Hz	$\sigma f$	Ampiezza	$\sigma A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	1	0.15	5	0.8	ASSENTE	B
F1	5.5	3.3	9.4	1.2	ASSENTE	B
F2	32	3.3	10	1.2	ASSENTE	B

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 6**

HV5	Frequenza Hz	$\sigma_f$	Ampiezza	$\sigma_A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	7.8	1.1	9.9	0.9	ASSENTE	B
F1	17.5	3.3	9.2	0.7	ASSENTE	B

**Frequenze di sito discriminate nel Campo n° 7**

HV6	Frequenza Hz	$\sigma_f$	Ampiezza	$\sigma_A$	Direzionalità	Classe di qualità
F0	1.8		4		ASSENTE	B
F1	5.7	5.6	16	1.4	ASSENTE	B
F2	22		15		ASSENTE	B

L'analisi dei microtremori attraverso la tecnica *Horizontal to Vertical Spectral Ratio* (H.V.S.R.) consente di mettere in luce fenomeni di risonanza sismica e di stimare le frequenze alle quali il moto del terreno può essere amplificato (frequenza fondamentale di risonanza del terreno, f0).

Il metodo consente inoltre di valutare qualitativamente l'entità dell'amplificazione (ampiezza del picco H.V.S.R. alla frequenza f0), anche se l'ampiezza del picco H.V.S.R. è una grandezza da interpretare con cautela, e di fornire una stima indicativa sulla profondità del contrasto di impedenza che causa la risonanza sismica.

I risultati delle indagini H.V.S.R. da microtremori hanno consentito di realizzare la *Carta delle frequenze naturali dei terreni* (Elab. C13.18), hanno fornito informazioni utili a definire e delineare la *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* (MOPS) ed hanno dato informazioni su locali criticità.

Dal punto di vista ingegneristico-strutturale il valore di risonanza del sottosuolo rappresenta un parametro fondamentale per una corretta progettazione sismica delle strutture. È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio. Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi gli stessi periodi di vibrazione del terreno.

Tutte le valutazioni sulle condizioni di amplificazione di sito sono state effettuate considerando la finestra frequenziale di 0,1 - 20 Hz, in quanto risultano essere quelle di normale interesse ingegneristico-strutturale.

Inoltre, le amplificazioni sismiche considerate nella curva H/V sono state quelle con un rapporto superiore a 2: infatti, in base al progetto *SESAME*, che di fatto fornisce le linee guida per misure sismiche H.V.S.R., il rapporto sotto il quale non si devono considerare le amplificazioni sismiche dovute ad effetti locali è fissato a 2 (linea tratteggiata nella Fig. 25).

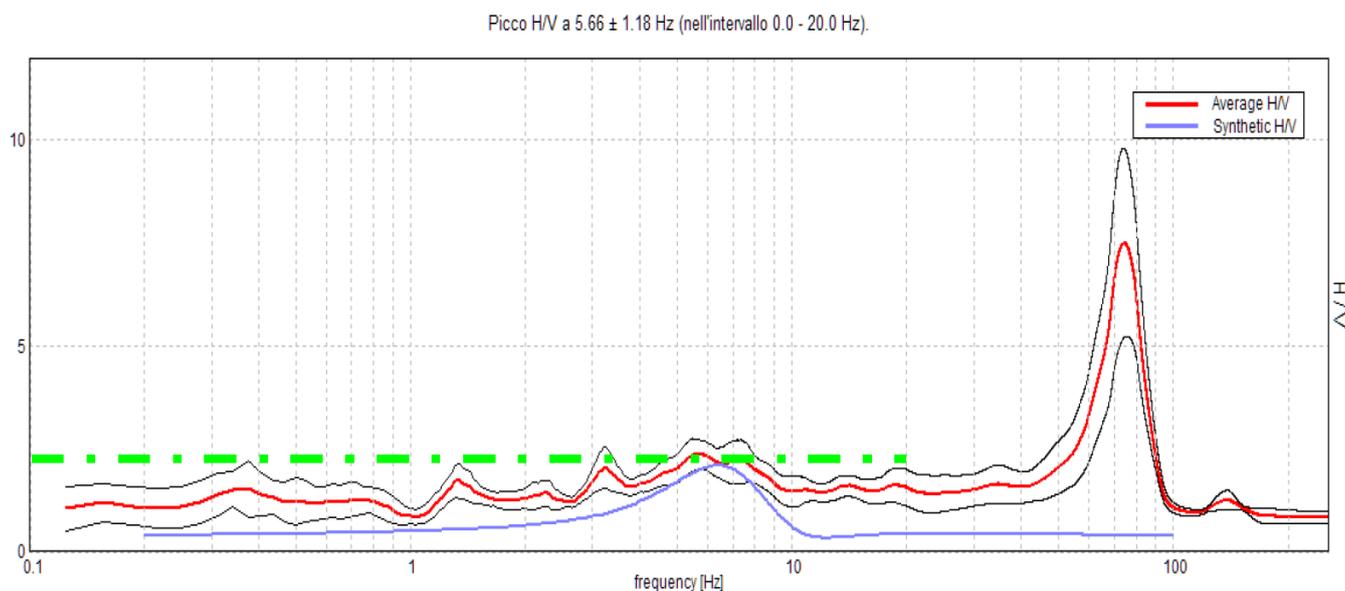


Fig. 25 – Sono attribuite condizioni di amplificazione stratigrafica per quei siti in cui la curva mediana di interpolazione del grafico presenta picchi con ampiezza H/V superiore a 2 (criterio *SESAME*, 2004; Albarello e Castellaro, 2011) all'interno del campo di frequenze compreso tra 0,1 e 20 Hz

Inoltre, le amplificazioni sismiche considerate nella curva H/V sono state quelle con un rapporto superiore a 2: infatti, in base al progetto *SESAME*, che di fatto fornisce le linee guida per misure sismiche H.V.S.R., il rapporto sotto il quale non si devono considerare le amplificazioni sismiche dovute ad effetti locali è fissato a 2 (linea tratteggiata nella Fig. 25).

Nell'ambito del presente studio geologico, le frequenze di risonanza sono state ottenute utilizzando il software applicativo "Grilla" in dotazione a Tromino®, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005) e Albarello e Castellaro (2011), che prevede quanto segue:

- larghezza delle finestre di analisi pari a 20 s;
- lisciamento secondo una finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale;
- rimozione delle finestre con rapporto STA / LTA (media a breve termine / media a lungo termine) superiore a 2;
- rimozione manuale di eventuali transienti ancora presenti;
- verifica dell'affidabilità delle curve H / V secondo i criteri di qualità *SESAME* (2004).

In sostanza, questa carta, elaborata sulla base della C.T.R. alla scala 1:5.000, evidenzia come la frequenza caratteristica di risonanza di un sito sia molto variabile e condizionata dai rapporti litostratigrafici che si sviluppano con la profondità: inoltre, essa illustra che le variazioni di rigidità lungo la verticale di sviluppo non sono esclusivamente collegate ai classici ambiti geomorfologici che mettono in contatto terreni a risposta sismica differente (alluvioni su roccia, detrito su roccia, ecc.), ma indica che tali interfacce, più o meno importanti, possono trovarsi anche all'interno di un ammasso roccioso, e non solo quando si è in presenza di ammassi rocciosi particolari e poco competenti o intensamente fratturati.

Si sono osservati contrasti sismici medio-alti in corrispondenza dei terreni sciolti con frequenze variabili in base allo spessore delle coperture.

I risultati delle analisi sono stati cartografati utilizzando come legenda dei cerchi di diverso colore in base ai valori di frequenza  $f_0$  (11 classi) e con un diametro proporzionale all'ampiezza del picco (7 classi).

Per quanto riguarda l'intervallo frequenziale, ad ogni *range* è stato assegnato un cerchio colorato, mentre l'ampiezza del picco è stata rappresentata sulla base del diametro dei cerchi colorati (Fig. 26).

### Frequenza fondamentale $f_0$ (HZ)

 No peak	 3 - 4
 0.1 - 0.5	 4 - 5
 0.5 - 0.9	 5 - 6
 0.9 - 1.5	 6 - 8
 1.5 - 2	 8 - 10
 2 - 3	 10 - 20

### Ampiezza del picco H/V

<b>A</b>
 <2
 2-3
 3-4
 4-5
 5-6
 6-8
 8-10

Fig. 26 – Legenda utilizzata per la Carta delle frequenze naturali dei terreni

### 8.3 Modello geosismico del sottosuolo

La valutazione della risposta sismica locale, sia con approccio semplificato sia con modellazioni avanzate, non può prescindere da un'accurata ricostruzione del modello geosismico del sottosuolo tramite l'utilizzo di indagini geofisiche specifiche.

Le misurazioni effettuate hanno permesso di ricostruire un modello sismo-stratigrafico accurato e preciso per tutte le aree che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico, in quanto i segnali acquisiti si sono presentati quasi sempre privi di artefatti e, generalmente, con una elevata coerenza.

I risultati hanno evidenziato un modello geologico del sottosuolo abbastanza regolare, soprattutto per quanto riguarda le coperture. Lo spessore della coltre, come ben noto, contribuisce in maniera determinante nella valutazione della risposta sismica locale, amplificando gli effetti in modo considerevole. Tali amplificazioni saranno tanto più marcate quanto più elevati sono i contrasti di rigidità tra i vari sismostrati.

I terreni indagati si presentano caratterizzati da contrasti sismici di media-bassa intensità, poiché le coperture non sono molto addensate e le formazioni sottostanti sono discretamente rigide. In tutti i siti indagati si osservano importanti aumenti di velocità di propagazione delle onde S con la profondità e picchi H/V di elevato valore.

Risulta quindi evidente che la tipologia, il grado di addensamento delle coperture nonché lo spessore della stessa gioca un ruolo fondamentale nel moto sismico atteso in superficie e, in particolar modo, nel suo contenuto in frequenza. Quindi, una copertura di modesto spessore potrà amplificare il moto sismico alle alte frequenze, mentre spessori più elevati andranno a modificare l'ampiezza del moto alle frequenze più basse.

## 9. Considerazioni sul rischio sismico

### 9.1 Indicazione della zona sismogenetica

La Zonazione sismogenetica per il territorio nazionale, denominata ZS9, è stata eseguita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Meletti e G. Valensise - marzo 2004) che rappresenta il risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone della precedente *Zonazione sismogenetica ZS4* (Scandone e Stucchi, 2000) e dell'introduzione di nuove zone (Fig. 28).

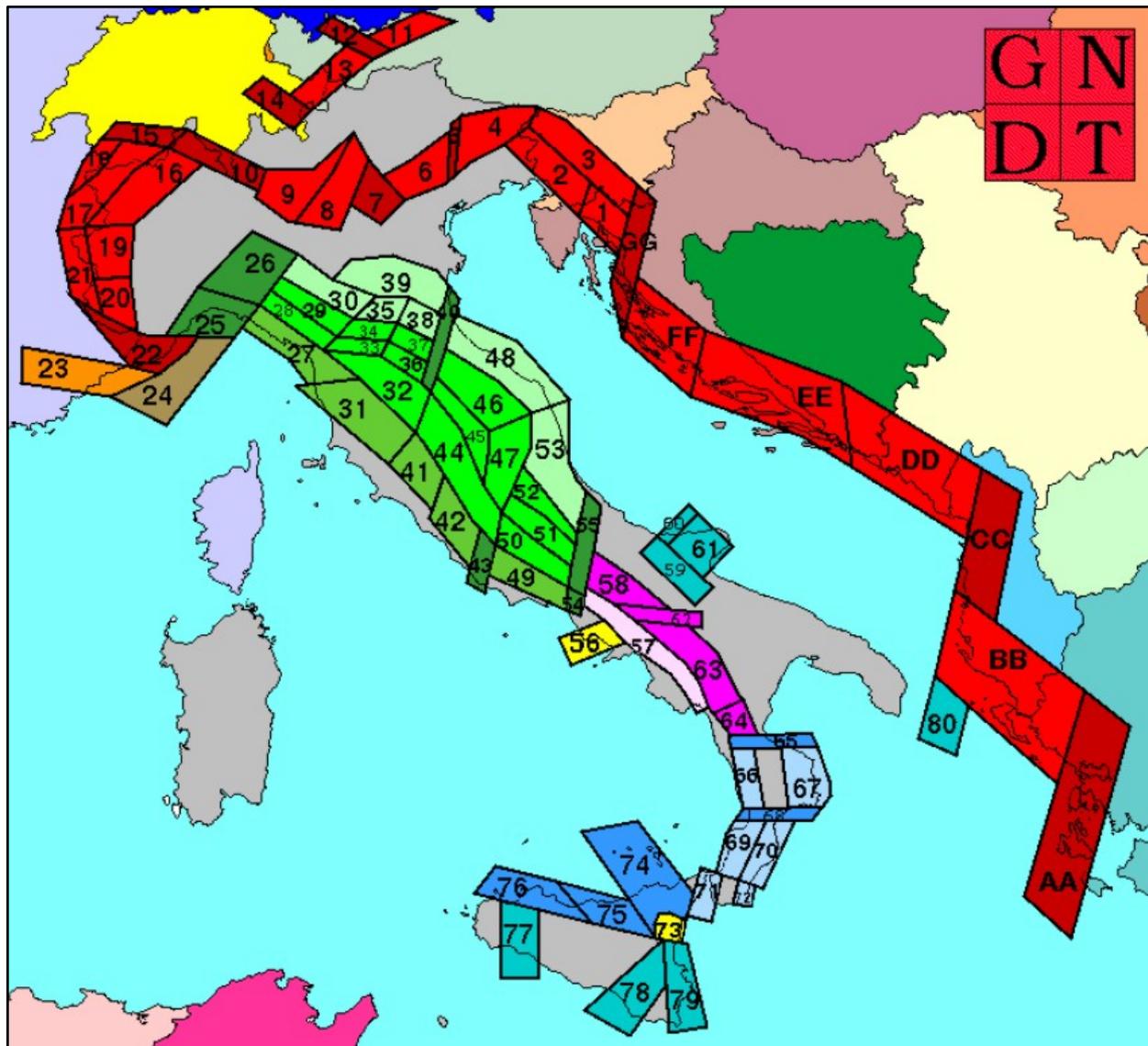


Fig. 28 – Zonazione sismogenetica ZS4

#### Legenda

**C. Zone legate al recente sollevamento della catena appenninica, successivo ad una lunga storia di migrazione spazio-temporale del sistema catena-avampaese.**

 **3.1.** Fascia appenninica principale. Meccanismi di rottura attesi: dip-slip e subordinatamente strike-slip

L'obiettivo di questa ricerca è stato la realizzazione di un modello più coerente con i nuovi dati e con il quadro sismotettonico oggi disponibile, tenendo in considerazione soprattutto le indicazioni e gli spunti che derivano dall'analisi dei dati relativi ai terremoti più importanti verificatisi successivamente alla predisposizione di ZS4, alcuni dei quali (tra gli altri Bormio 2000, Monferrato 2001, Merano 2001, Palermo 2002, Molise 2002) localizzati al di fuori delle zone-sorgente in essa definite.

La zonazione sismogenetica ZS9 è stata disegnata in maniera tale da soddisfare i seguenti requisiti:

- a) *essere basata sul pregresso modello ZS4;*
- b) *recepire le informazioni sulle sorgenti sismogenetiche italiane alla luce delle nuove evidenze di tettonica attiva e delle valutazioni sul potenziale sismogenetico acquisite negli ultimi anni;*
- c) *considerare ed analizzare i dati relativi a terremoti localizzati al di fuori delle zone sorgente definite in ZS4;*
- d) *essere utilizzabile con i dati di CPT12;*
- e) *fornire una stima di profondità "efficace", definita come l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti in ogni zona sorgente, utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale;*
- f) *fornire per ogni ZS un meccanismo di fagliazione prevalente, utilizzabile con le relazioni di attenuazione classiche modificate secondo le procedure di Bommer et al., (2003).*

La Zonazione sismogenetica ZS9 è costituita da 36 zone-sorgente identificate con un numero (da 901 a 936) o con una lettera (da A ad F) (Fig. 29).

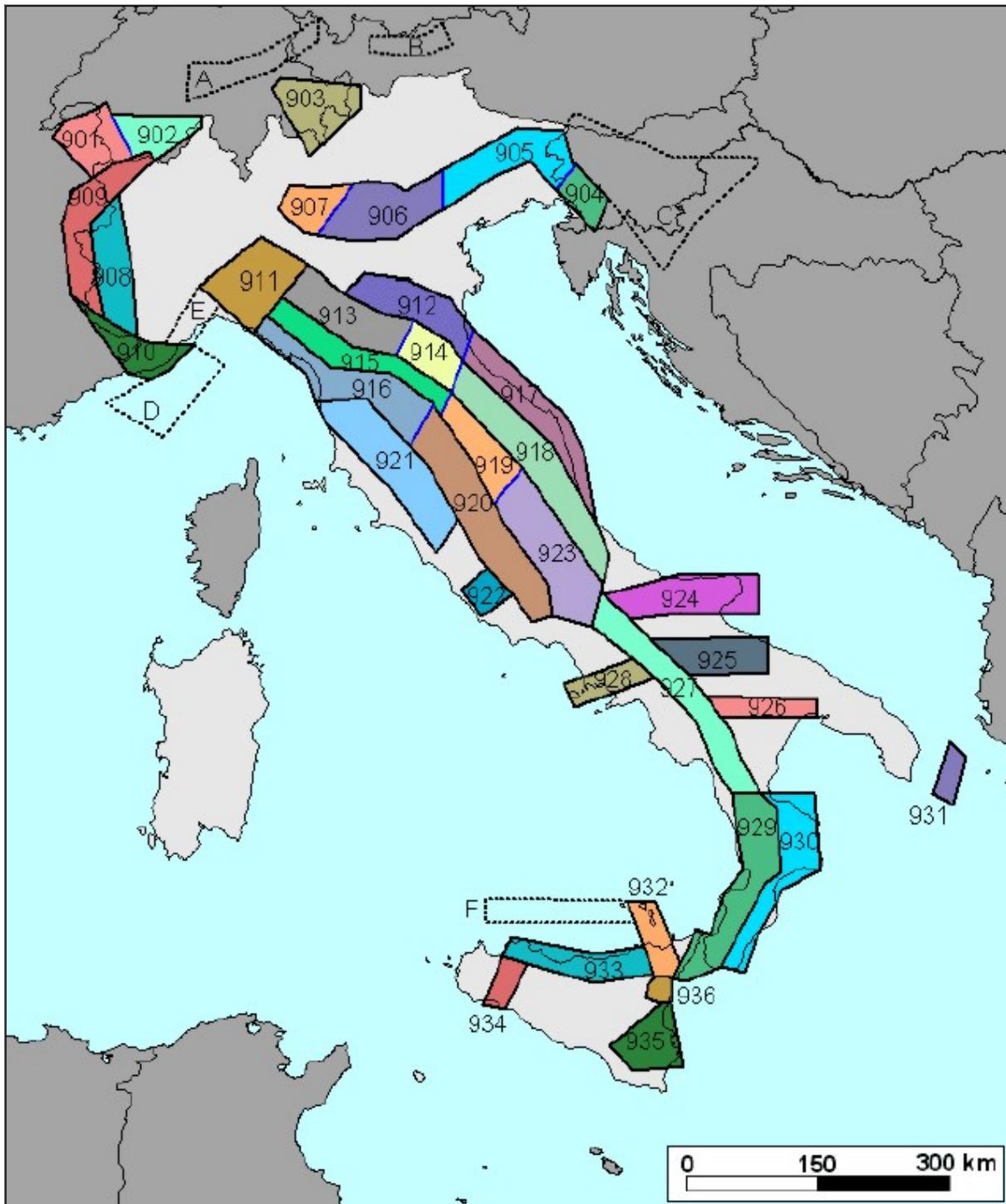


Fig. 29 – Zonazione sismogenetica ZS9

Oltre alla riduzione del numero di zone rispetto alla ZS4, la ZS9 è caratterizzata anche da modifiche dei limiti delle zone, che sono state effettuate tenendo conto dei nuovi dati relativi alle geometrie di singole sorgenti o di insiemi di queste. Si deve però tener presente che i confini geografici di molte zone di ZS9 rappresentano il frutto di un compromesso tra numerosi parametri, di conseguenza, sono affetti da un certo margine di incertezza.

Per far fronte a questa problematica, nella redazione di ZS9 si è fatto ricorso ai “bordi morbidi”, cioè ad una fascia (definita in chilometri) di dimensioni variabili, nella quale si produce uno smussamento della distribuzione della pericolosità, producendo così gradienti meno accentuati ai confini tra le diverse ZS.

La geometria delle sorgenti sismogenetiche della Basilicata e, più in generale, l'Appennino Meridionale (zone da 56 a 64 in ZS4 e zone da 924 a 928 in ZS9), in seguito alla realizzazione della zonazione sismogenetica ZS9, è stata sensibilmente modificata rispetto a ZS4 (Rapolla, 2005).

La zona 927 include l'area caratterizzata dal massimo rilascio di energia legata alla distensione generalizzata che, a partire da ca. 0.7 Ma, ha interessato l'Appennino meridionale (es. Patacca et al., 1990). Tale zona comprende tutte le precedenti zone di ZS4 coincidenti con il settore assiale della catena, fino al confine calabro-lucano (massiccio del Pollino).

La zona 57 di ZS4, corrispondente alla fascia costiera tirrenica, è stata in gran parte cancellata. Infatti si ritiene che, in caso di zonazione della fascia tirrenica, la sismicità non sarebbe tale da consentire una definizione affidabile dei tassi di sismicità. Peraltro, il contributo che verrebbe alla PGA sarebbe del tutto trascurabile rispetto agli effetti che su questa stessa zona verrebbero dall'attivazione di sorgenti nella zona 927.

La parte rimanente della zona 57, insieme alla zona 56 sono attualmente rappresentate dalla zona 928 (Ischia-Vesuvio), che include l'area vulcanica napoletana, con profondità ipocentrali comprese nei primi 5 km.

Nell'area al confine tra la catena e la Puglia, cioè l'area dell'avanfossa e dell'avampaese apulo, le nuove conoscenze sulla sismicità locale, suggerite dalla sequenza sismica del Molise del 2002 (Di Bucci e Mazzoli, 2003; Valensise et al., 2004), hanno comportato scelte che cambiano notevolmente le caratteristiche sismogenetiche dell'area ed hanno permesso di identificare sorgenti con direzione EW, caratterizzate da cinematica trascorrente.

E' stata così identificata (Fig. 30):

- nell'area garganica una zona 924 (Molise-Gargano) orientata E-W, che include tutta la sismicità dell'area e la faglia di Mattinata, generalmente ritenuta attiva;
- una zona 925 (Ofanto) la cui geometria trae in parte spunto dalla zona 62 di ZS4, ad andamento WNW-ESE;
- la zona 926 (Basento) ad andamento E-W, definita dall'allineamento di terremoti a sismicità medio-bassa nell'area di Potenza.

L'area di studio ricade alla **Zona sismogenetica 925** (Fig. 31).

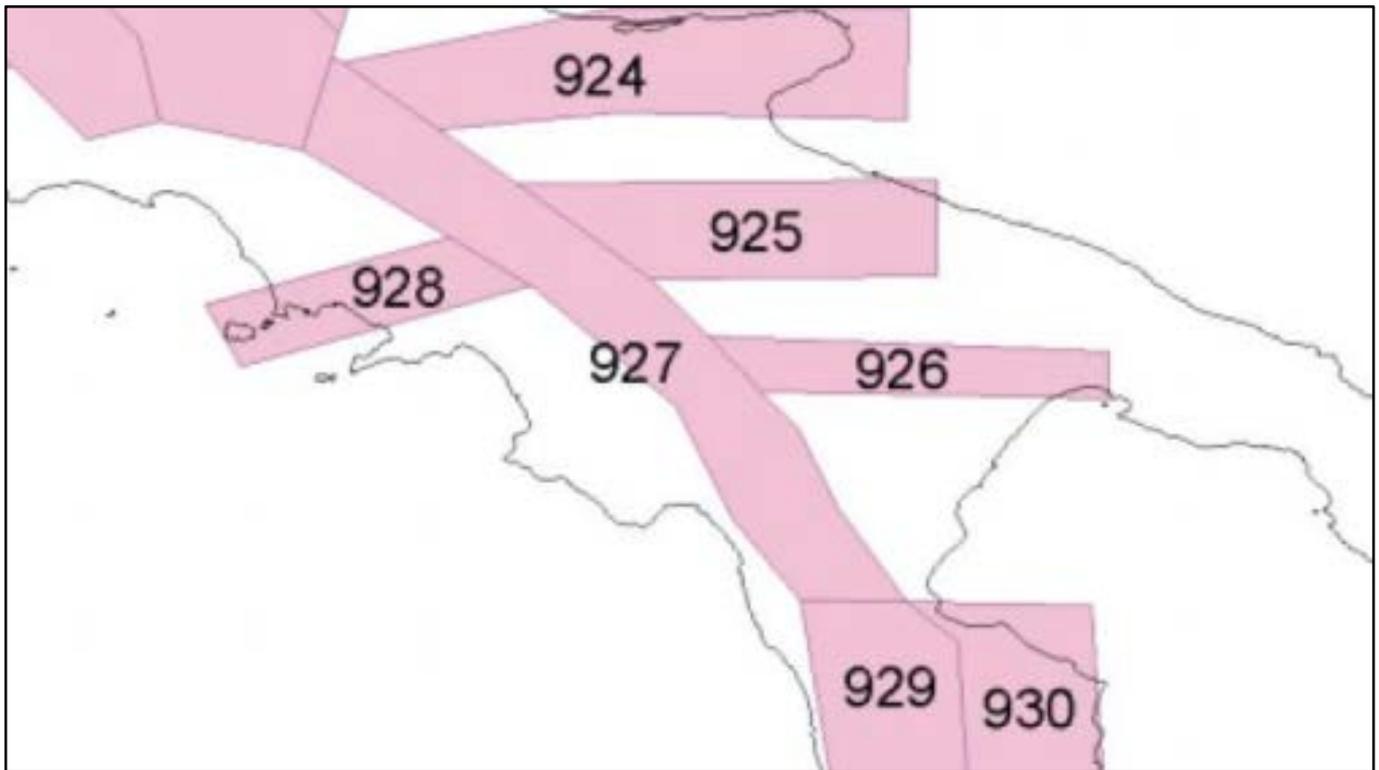


Fig. 30 – Zonazione sismogenetica ZS9 dell'Appennino Meridionale

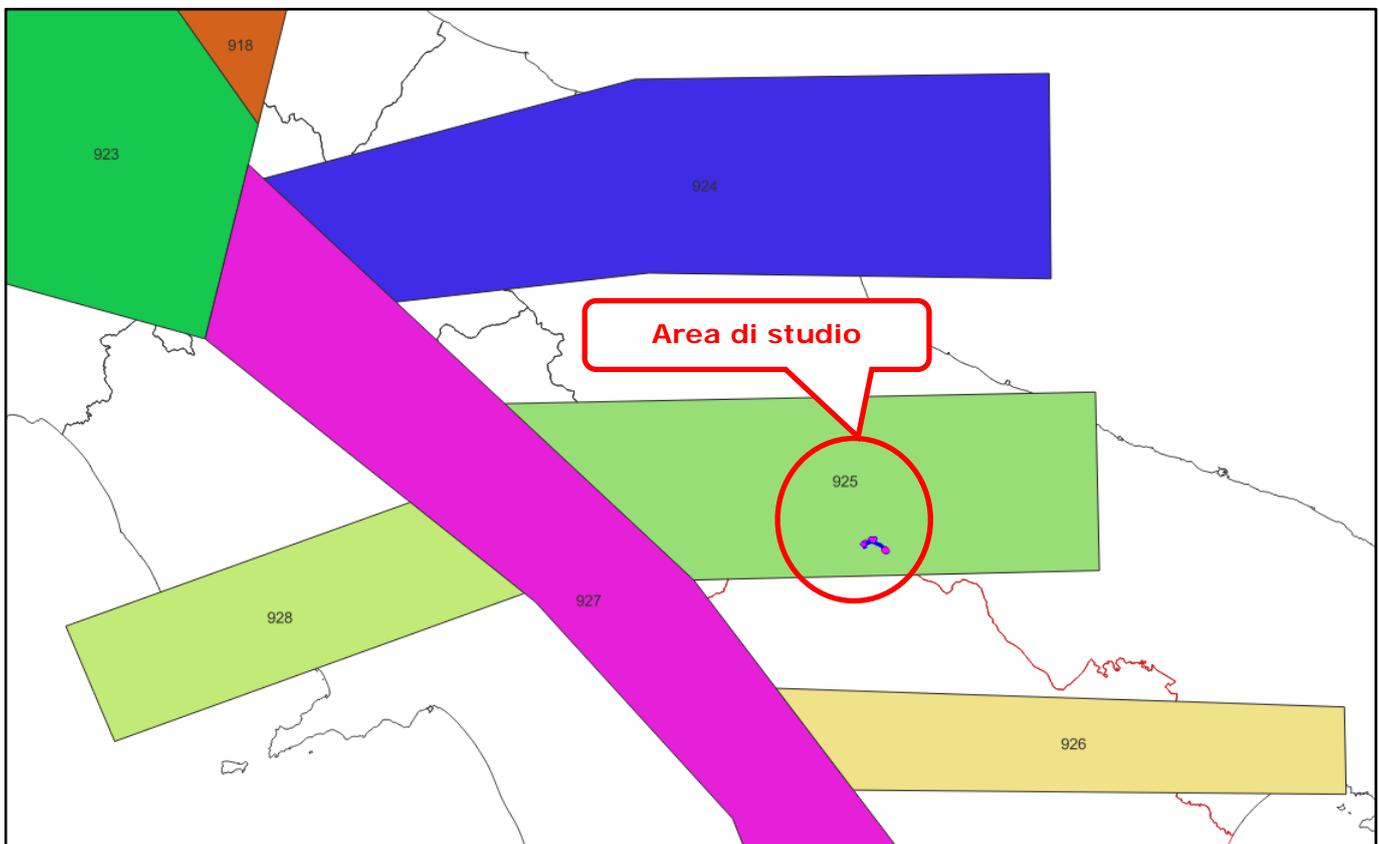


Fig. 31 – Ubicazione dell'area di studio rispetto alla Zonazione sismogenetica ZS9

La *profondità efficace*, vale a dire quella profondità alla quale avviene il maggior numero di terremoti che determina la pericolosità della zona, utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale, per queste zone è di **13 Km** (Fig. 32).

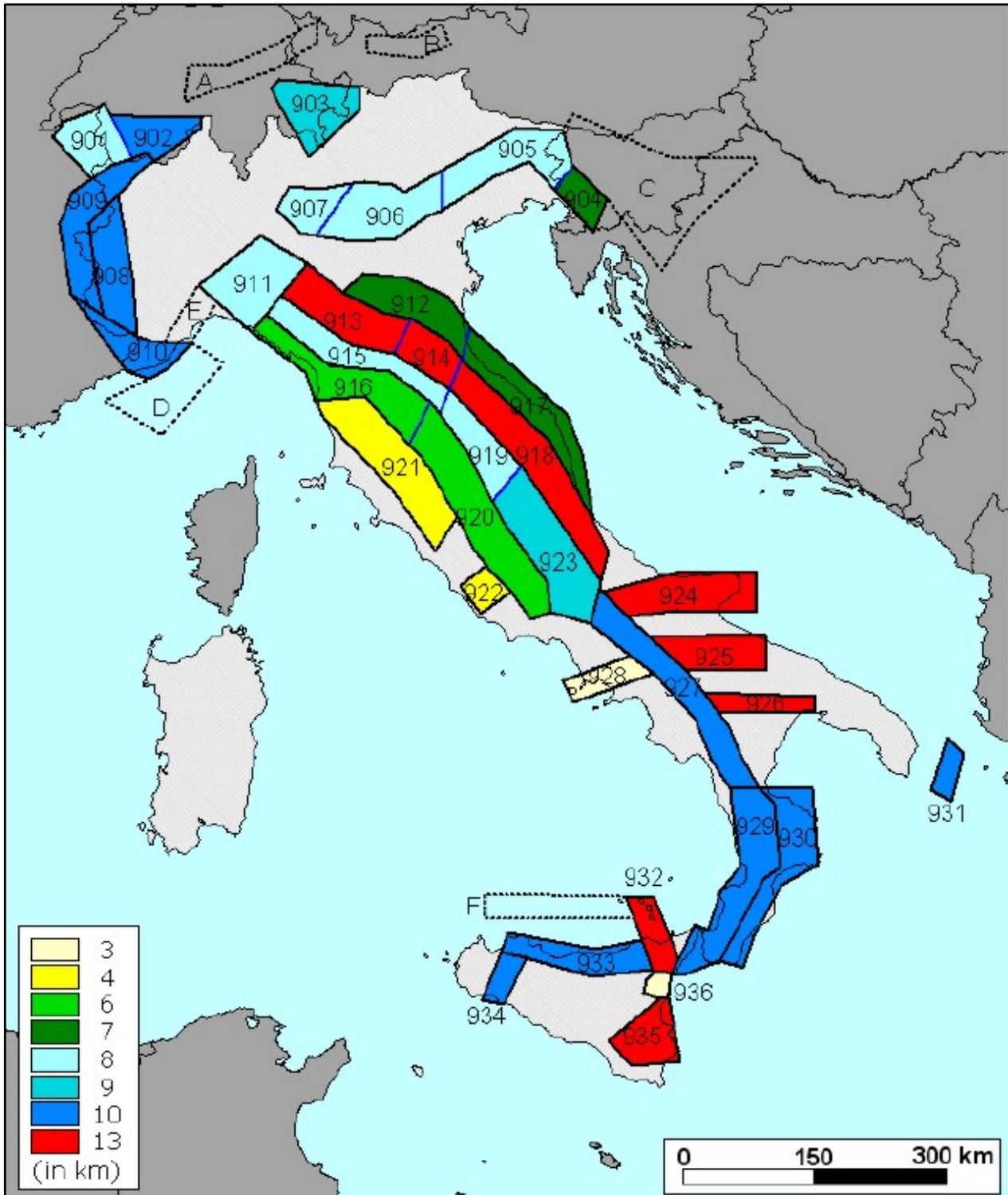


Fig. 32 – Moda delle distribuzioni di frequenza in funzione della profondità dei terremoti riportati nel catalogo strumentale INGV (1983-2002) per tutte le ZS di ZS9

Il meccanismo di fagliazione prevalente per le zone 925 e 926, dove per meccanismo prevalente si intende quello che ha la massima probabilità di caratterizzare i futuri terremoti significativi, è di tipo *trascorrente* (Fig. 33).

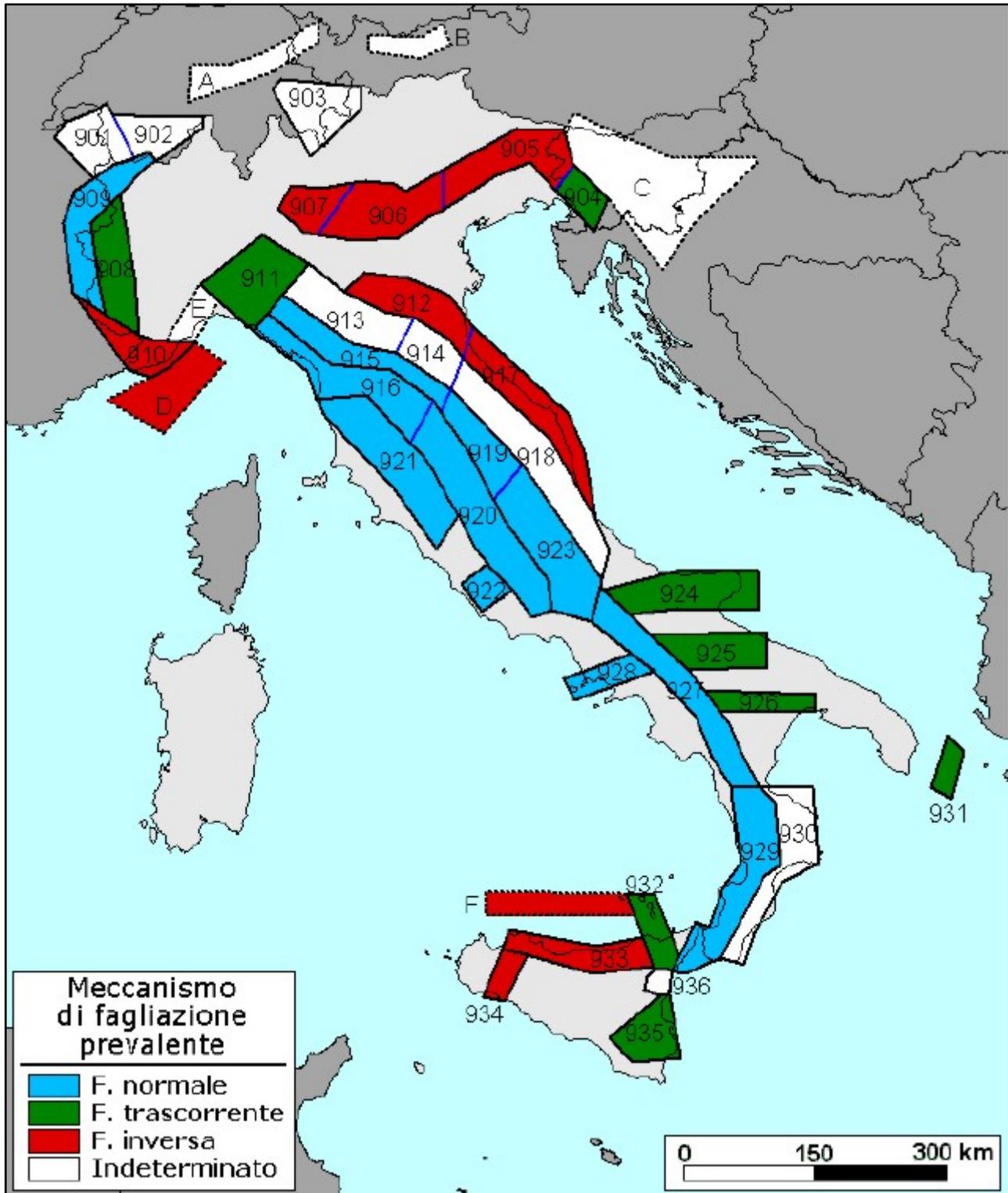


Fig. 33 – Meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse zone sismogenetiche che compongono ZS9.

## 9.2 Sismicità storica della Regione Basilicata

I maggiori terremoti storici risentiti nella Regione hanno area epicentrale lungo la dorsale appenninica, al confine con la Campania. La sismicità strumentale degli ultimi 35 anni è concentrata anch'essa lungo la catena appenninica; in particolare emergono le sequenze del 1990-1992 nell'area del potentino, e quelle del 1998 e del 2012 nell'area del Pollino (Fig. 34).

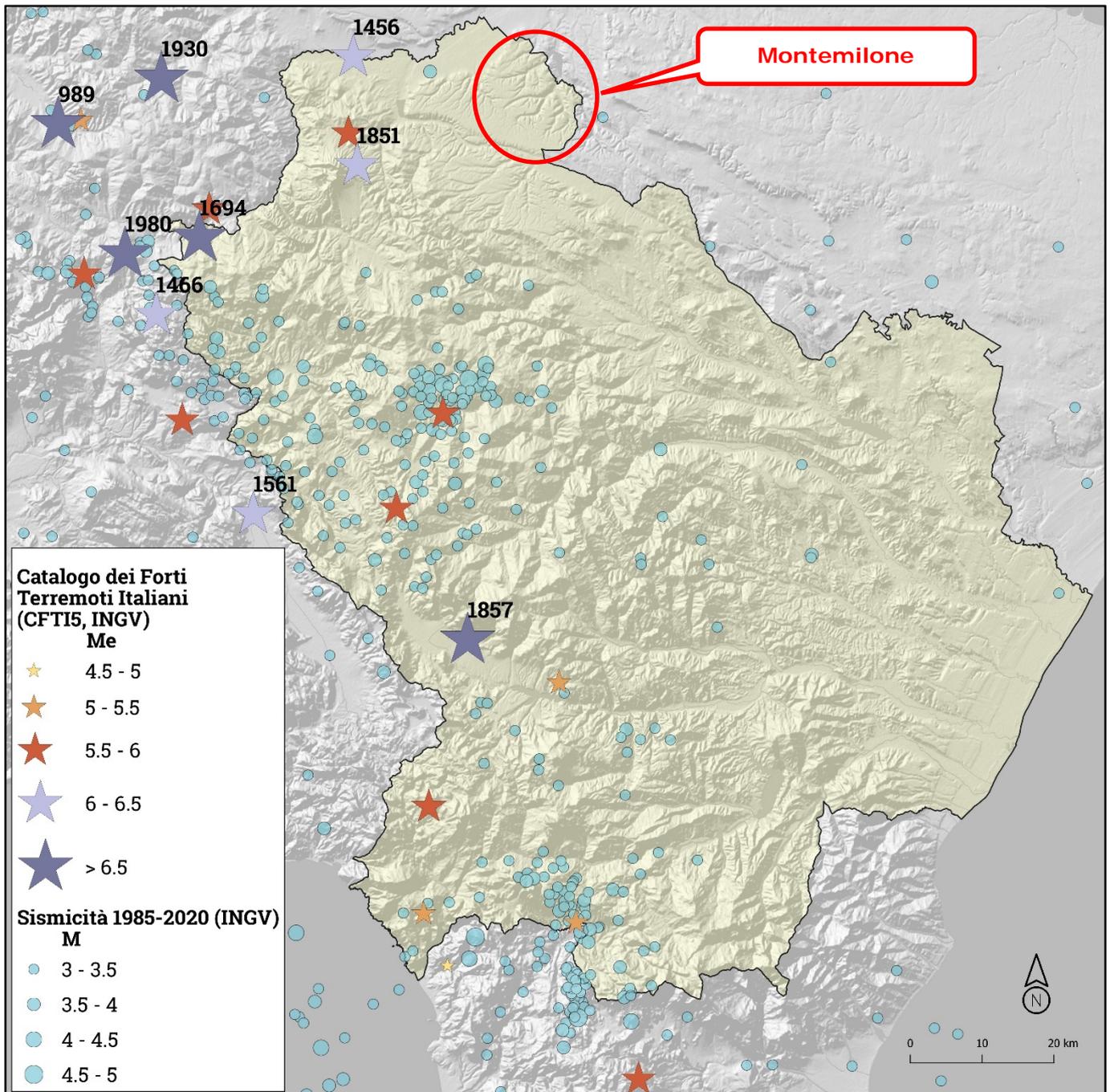


Fig. 34 – Maggiori terremoti storici risentiti nella Regione Basilicata

Nel data-base dell'Istituto Nazionale di Geofisica (che memorizza eventi verificatisi in Italia a partire dal 1450 a.C.), è riportato il primo sisma, con epicentro in Basilicata, soltanto nel 300 d.C. (terremoto di Atella, nel Vulture), con un salto di circa 1000 anni rispetto all'evento successivo, accaduto a Potenza, nel 1273. Prima dell'anno 1000, sono, infatti, scarse le notizie sui terremoti della Basilicata.

Dopo questa data la documentazione diviene più ricca, anche se certamente imprecisa. Marcello Bonito in "Terra Tremante", attingendo notizie dall' Archivio della Zecca di Napoli, afferma che un forte terremoto nel 1273 causò rovine in gran parte della Basilicata, talché Carlo D'Angiò commise al Regio Giustiziere di verificare gli immensi danni per proporgli soccorsi adeguati. A questo stesso terremoto si riferisce certamente il Moroni il quale scrive che nel 1268, secondo il Collenuccio, Potenza fu distrutta da un fortissimo sisma.

Il terremoto del 5 dicembre 1456, indicato anch'esso come terremoto del napoletano, fu certamente uno dei maggiori che scosse l'Italia Meridionale. Il Baratta, nella sua pregevole opera in precedenza citata, ripor a di quest' importante evento un "sismocartogramma" (come egli stesso definisce quella che oggi è una mappa con le isosisme), da cui si vede chiaramente come la nostra regione ne sia stata completamente coinvolta, con effetti rovinosi risentiti addirittura sino a Brindisi e Lecce. Questo terremoto, che colpì l'intera area centro-meridionale (dall'Aquila a Lecce), provocò anche un maremoto a Napoli, tanto che l'Ambasciatore Senese scriveva in proposito che *"tutte le galee e navi che erano in porto parevano che fossero combattute da mille diavoli"* e che *"tutta l'acqua dei pozzi e delle cisterne, era sì grande la tempesta che spingeva l'acqua di fuori"*. Lo stesso Bonito, ci parla del terremoto del luglio (o agosto) 1561 (indicato impropriamente come terremoto di Vallo di Diano). A Balvano crollò il castello e metà dell'intero abitato causando 11 morti, a Tito si contarono addirittura 100 morti con quasi tutto il paese distrutto, a Pignola 8 morti con crollo di 20 case, a Potenza crollarono 10 case, per fortuna senza alcuna vittima. A Ruoti ed Avigliano furono distrutte 15 case, anche qui senza vittime.

Del grande terremoto del 1694 (8 settembre, ore 17:45), il Baratta riporta una mappa con le isosisme, ed è impressionante vedere come questo evento è l'esatta fotocopia di quello occorso 286 anni dopo, nel novembre 1980. A Potenza crollarono 300 case, il resto fu completamente danneggiato, rimasero lesionati il Castello e la Chiesa della Trinità. Per fortuna i morti furono soltanto 5, pochi per la violenza del sisma in relazione alle caratteristiche costruttive degli edifici, probabilmente a causa dell'orario, per cui la maggior parte delle persone era fuori casa.

Il 1° febbraio 1826 un altro forte terremoto colpì Potenza e Tito (ove probabilmente va localizzato l'epicentro). Crollarono diverse abitazioni private, furono ridotti a mal partito il Palazzo dell'Intendenza, il Vescovado, il Monastero dei Riformati e l'Ospedale. Il campanile della cattedrale uscì di piombo. Dei terremoti del 14 agosto 1851 e 16 dicembre 1857 ne parla Raffaele Riviello nel libro "Cronaca Potentina".

Sul primo terremoto (quello del 1851) il Riviello ci dice che *"solo in Basilicata vi furono 671 morti e circa 1 milione e 200 mila ducati di danni"...."Ma di gran lunga più terribile rovinoso fu il*

terremoto del 1857, per gravità di fenomeni e durata e frequenza di scosse, estensione di paesi distrutti, copia incalcolabile di danni, numero di morti e di feriti, strazianti scene di sofferenze e di dolori, squallore di fame e di miseria, mancanza di ricoveri e rigidità di stagione".

Il terremoto del 1857 causò danni notevoli in un'area eccezionalmente grande: la regione caratterizzata da intensità macrosismiche (MCS) pari al X grado o superiore si estende per circa 900 km<sup>2</sup>. La maggior concentrazione dei danni fu riscontrata nell'Alta Val d'Agri a monte della diga del Pertusillo, ma intensità di IX e X grado MCS furono registrate in una regione estesa della parte settentrionale del Vallo di Diano fino al bacino di Sant'Arcangelo (Fig. 35).

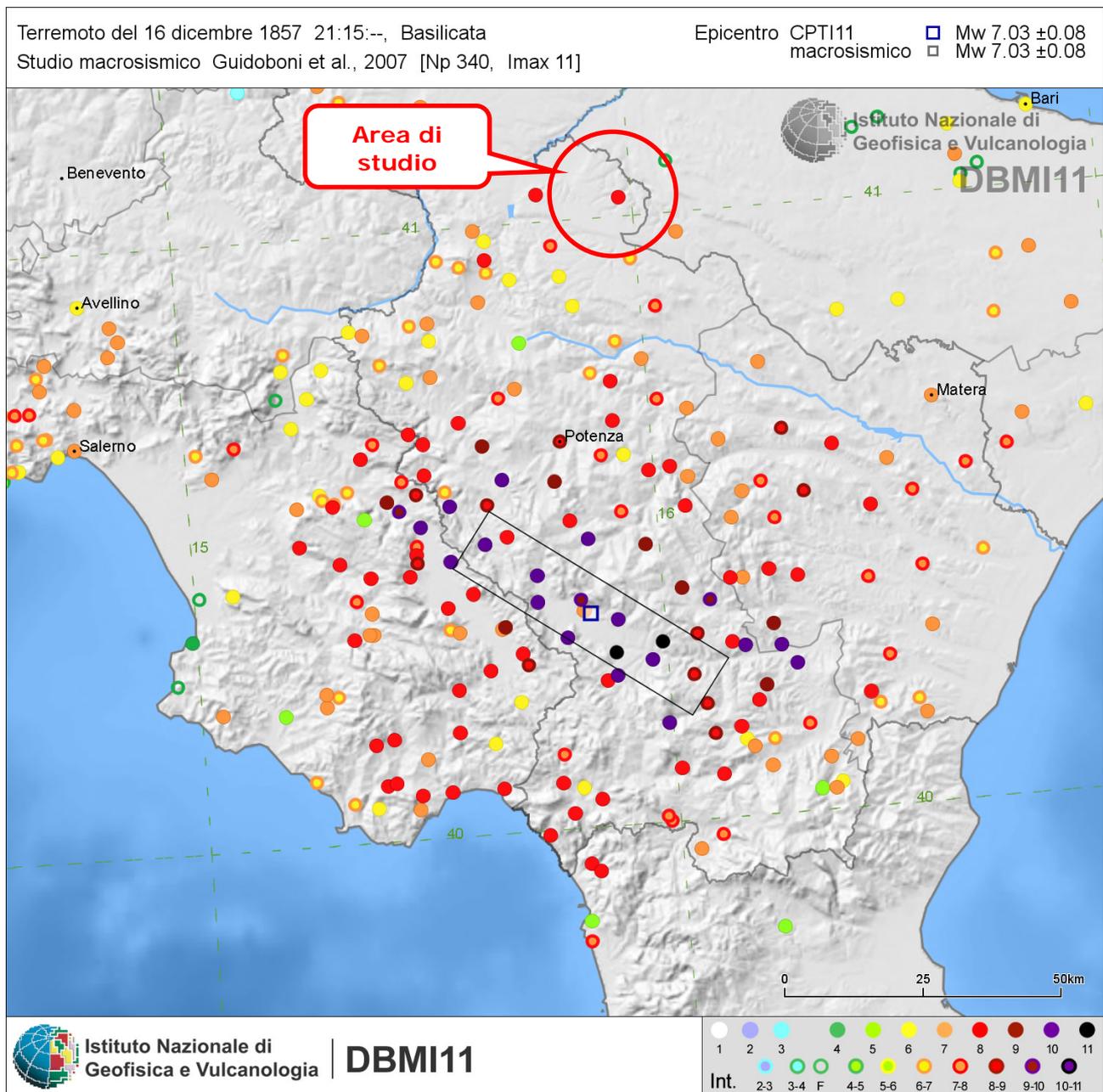


Fig. 35 – Il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11), che riprende lo studio da Guidoboni et al. (2007), classifica questo terremoto con un'intensità epicentrale pari al grado XI della Scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS) e una stima della magnitudo momento equivalente Mw=7,03

Un esame attento delle fonti storiche mette in evidenza che la scossa principale del terremoto del 16 dicembre 1857 che sconvolse l'Alta Val d'Agri era stata preceduta di circa due minuti da un'altra scossa significativa. Uno studio di dettaglio condotto da Branno et al. (1983) sui danni causati dal terremoto del 1857 riporta una osservazione di Leopoldo Del Re, l'allora direttore dell'Osservatorio Astronomico di Napoli, secondo cui "... alle ore 10 e minuti 10 di Francia si è sentita una prima scossa di tremuoto della durata di quattro in cinque secondi, la quale è stata dopo due minuti seguita da altra di assai maggiore intensità e della durata di circa venticinque secondi...". La loro ricostruzione mostra che la prima scossa colpì la parte nord dell'area mesosismica cartografata da Mallet, tra i paesi di Balvano e Marsico Nuovo. Si trattò quindi di una fortissima premonitrice, un terremoto di magnitudo tra 5.5. e 6.0 che produsse danni in un'area situata a nord della Val d'Agri in corrispondenza della Valle del Melandro. Quest'area all'interno dell'area di X grado MCS riportata in Guidoboni et al. (2007) (Fig. 36).

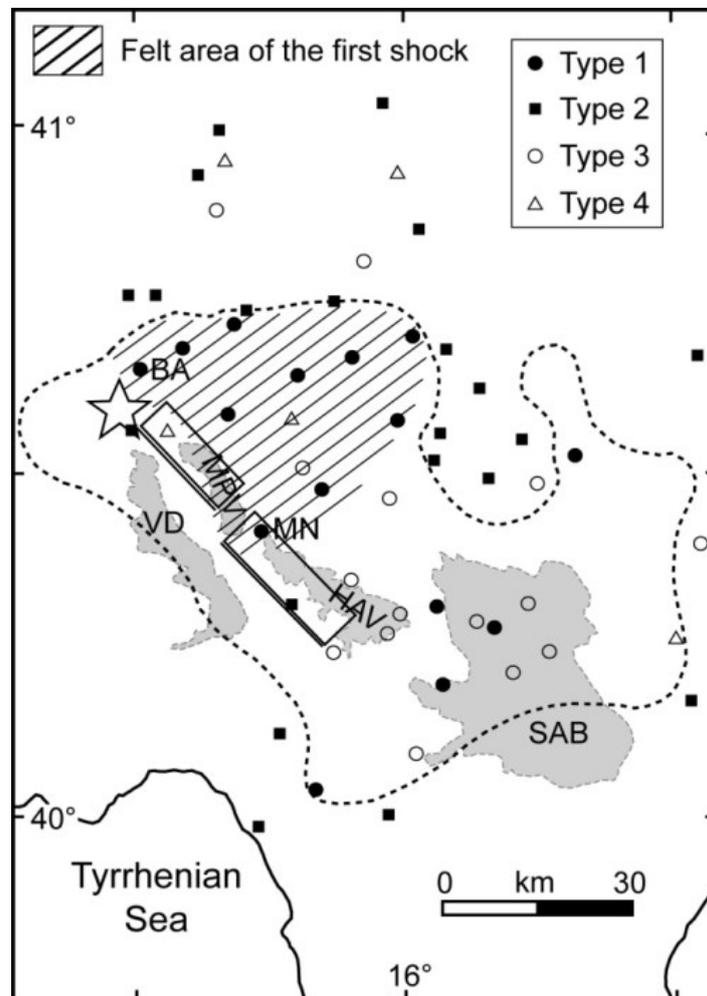


Fig. 36 – Confronto tra l'area colpita con intensità VIII grado e superiore e l'area, evidenziata con le linee diagonali, dove la prima scossa fu chiaramente distinta (da Branno et al., 1983, ridisegnato). Le località di Tipo 1 e 2 sono quelle dove la popolazione fu in grado di distinguere le due scosse (cerchi e quadrati pieni); le località di Tipo 3 sono quelle dove solo una grande scossa fu avvertita; le località di Tipo 4 sono quelle non valutate. La figura mostra anche i bacini quaternari, le sorgenti sismogenetiche del DISS e l'epicentro di Mallet (stella bianca). Bacini: HAV, Alta Val d'Agri; MPV, Valle del Melandro; SAB, Bacino di Sant'Arcangelo; VD, Vallo di Diano. Località: BA, Balvano; MN, Marsico Nuovo.

Come già accennato, fino al 2007, il terremoto del 1857 veniva considerato dalla maggior parte di quanti lo hanno studiato, come un evento semplice generato da una faglia lunga 20-25 km posta al di sotto dell'Alta Val d'Agri.

Al contrario, la faglia lunga 15-20 km posta lungo l'asse estensionale dell'Appennino meridionale in corrispondenza della Valle del Melandro, a nord-ovest dell'Alta Val d'Agri, veniva considerata una struttura quiescente, non legata cioè ad alcun terremoto storico o strumentale, e dunque da trattare con cautela per i calcoli di pericolosità sismica.

Burrato e Valensise (2008) hanno invece proposto che il terremoto del 1857 sia stato in realtà un evento complesso, causato dalla rottura di entrambe le faglie citate, da lungo tempo quiescenti. Come già osservato, l'epicentro calcolato da Mallet cade qualche km a nord della sorgente sismogenetica Melandro-Pergola. Queste osservazioni suggeriscono che il terremoto del 1857 sia stato generato dalla rottura in rapida successione delle sorgenti sismogenetiche Melandro-Pergola e della Alta Val d'Agri (Fig. 37): la rottura potrebbe essere iniziata nel triangolo Caggiano-Vietri di Potenza-Savoia di Lucania, non lontano dal bordo nord-ovest della sorgente Melandro-Pergola, ed essersi propagata unilateralmente verso sud-est, innescando poi la sorgente dell'Alta Val d'Agri.

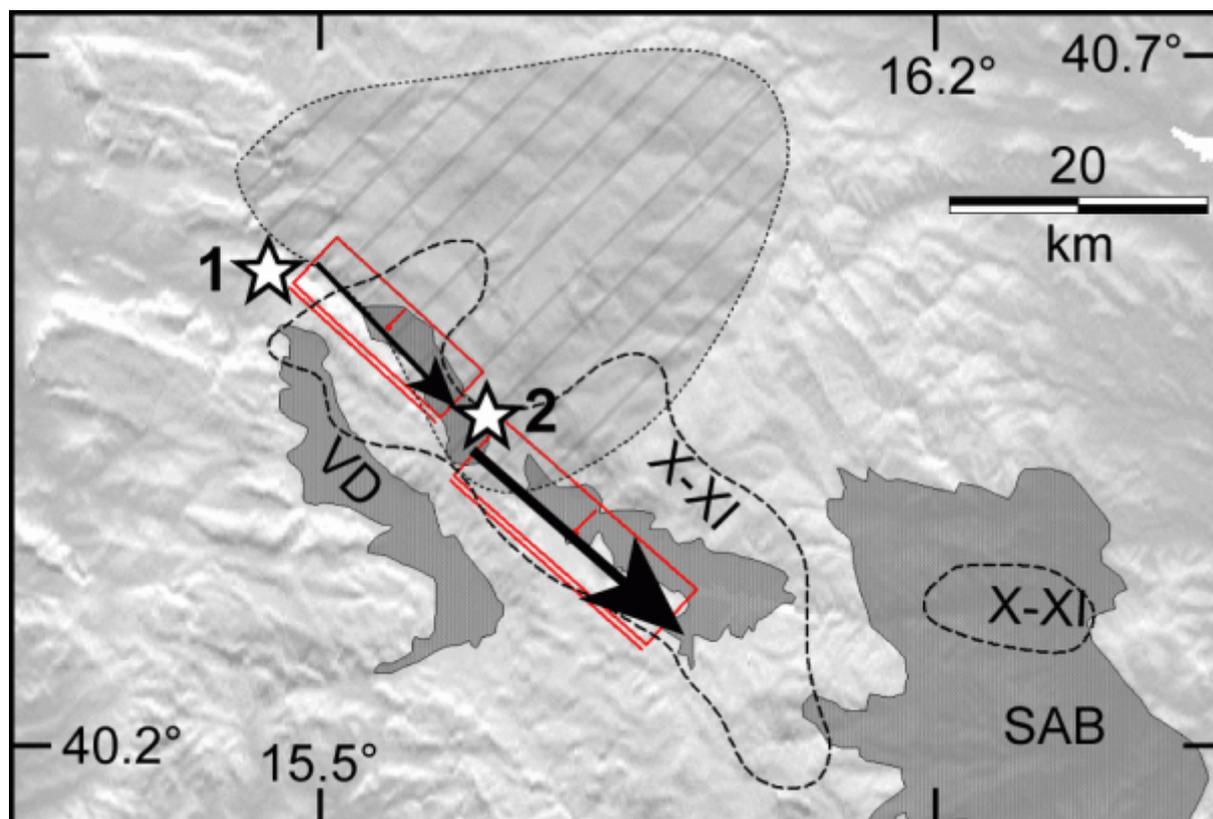


Fig. 37 – Schema della sequenza delle scosse proposte da Burrato e Valensise (2008) per il terremoto del 1857. Le frecce mostrano la direzionalità della rottura ipotizzata, che spiega i maggiori danni riscontrati nella parte sudorientale dell'area di risentimento. Le stelle indicate con "1" e "2" rappresentano rispettivamente la localizzazione epicentrale della prima scossa, come proposta da Mallet e in accordo con gli studi di Baratta e Branno, e il punto di nucleazione della seconda forte scossa, in accordo con Burrato e Valensise (2008).

Assumendo che lo spessore dello strato sismogenetico nella regione colpita dal terremoto del 1857 sia lo stesso di quello dell'area irpina colpita dal terremoto del 1980 e che il movimento cosismico sul piano di faglia nel 1857 sia stato lo stesso o comparabile con quello del terremoto del 1980 (1.0-2.0 m), si ottiene per il sistema di faglie dell'Alta Val d'Agri una stima della magnitudo del massimo terremoto potenzialmente generabile pari rispettivamente a 6.5-6.7 e 6.3-6.6 ; i valori più alti si ottengono utilizzando la relazione di Hanks e Kanamori (1979) per convertire il momento sismico  $M_0$  nella magnitudo momento  $M_w$ , quelli più bassi utilizzando le relazioni di Wells e Coppersmith (1994) a partire dalla lunghezza delle due faglie.

La Basilicata è direttamente interessata da due faglie appenniniche (la faglia irpino-lucana e la faglia cosiddetta della Val d'Agri), che esprimono la sismicità di magnitudo più elevata, e da una serie di faglie minori in direzione antiappennica, che sono responsabili di numerosi eventi di più bassa intensità, ma con periodi di ritorno più brevi.

Esaminando, infatti, con una certa attenzione le figure 38 e 39, si può agevolmente riscontrare come la zona circostante Potenza, lungo l'allineamento Tito-Potenza-Vaglio riporta il numero più elevato di terremoti occorsi nella regione, che, però, complessivamente esprimono un'energia abbastanza contenuta.

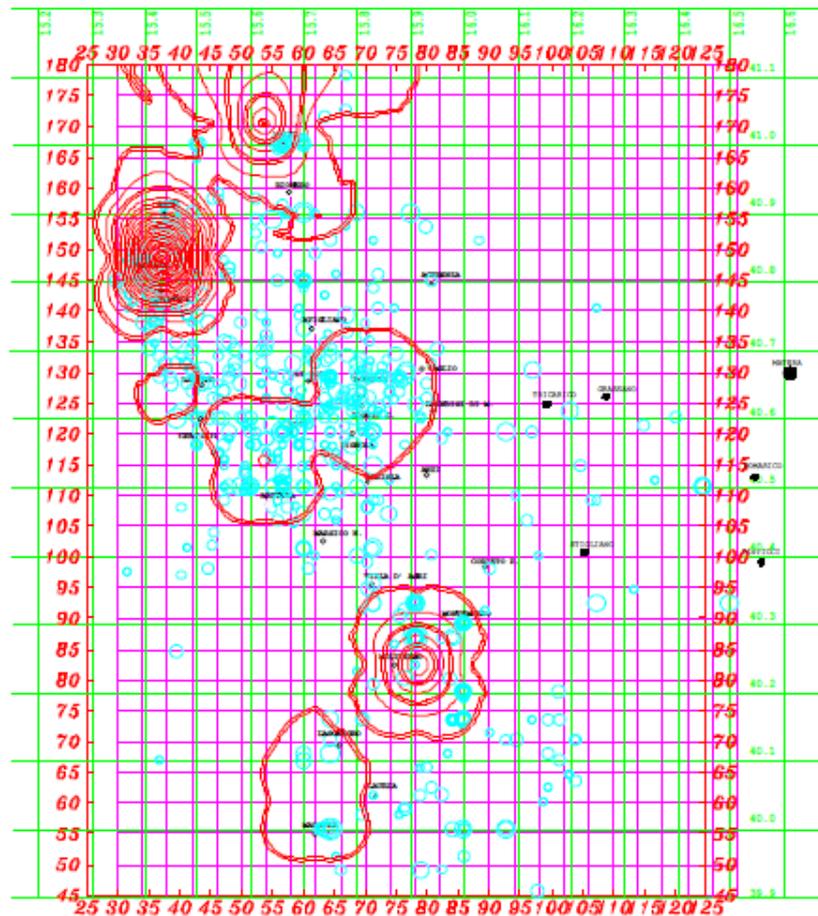


Fig. 38 – Contour map bidimensionale delle energie liberate in un periodo di 1700 anni (circa 500 eventi).

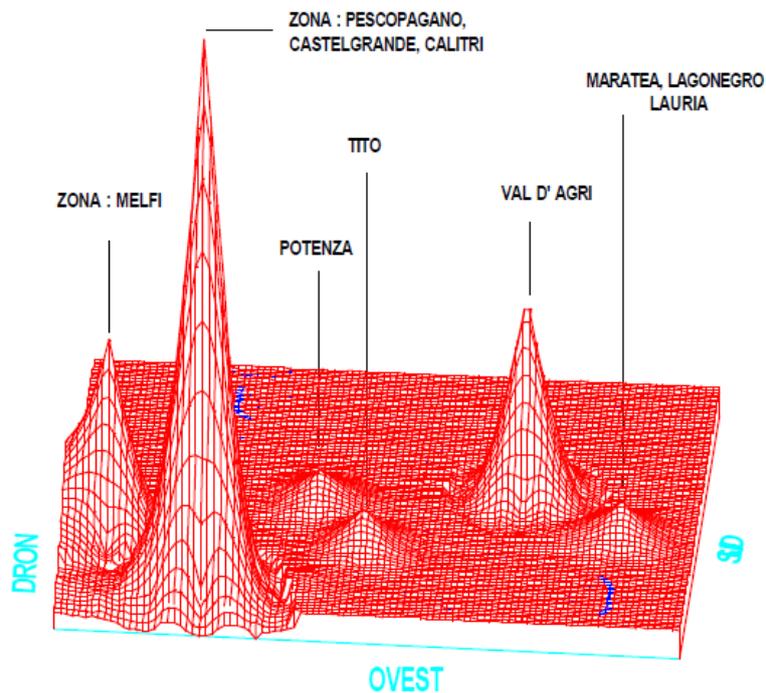


Fig. 39 – Contour map tridimensionale delle energie liberate in un periodo di 1700 anni (circa 500 eventi)

Una valutazione delle **PGA** (Peak Ground Acceleration, cioè “accelerazione massima del terreno”) in Basilicata-Irpinia per gli eventi degli ultimi 500 anni (soglia minima epicentrale pari al 6° grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg) e soglia minima dell'effetto calcolato per i diversi siti 5° grado), conduce al grafico della figura successiva (Fig. 40), nel quale le accelerazioni sono state trasformate in “Grado di Sismicità S”.

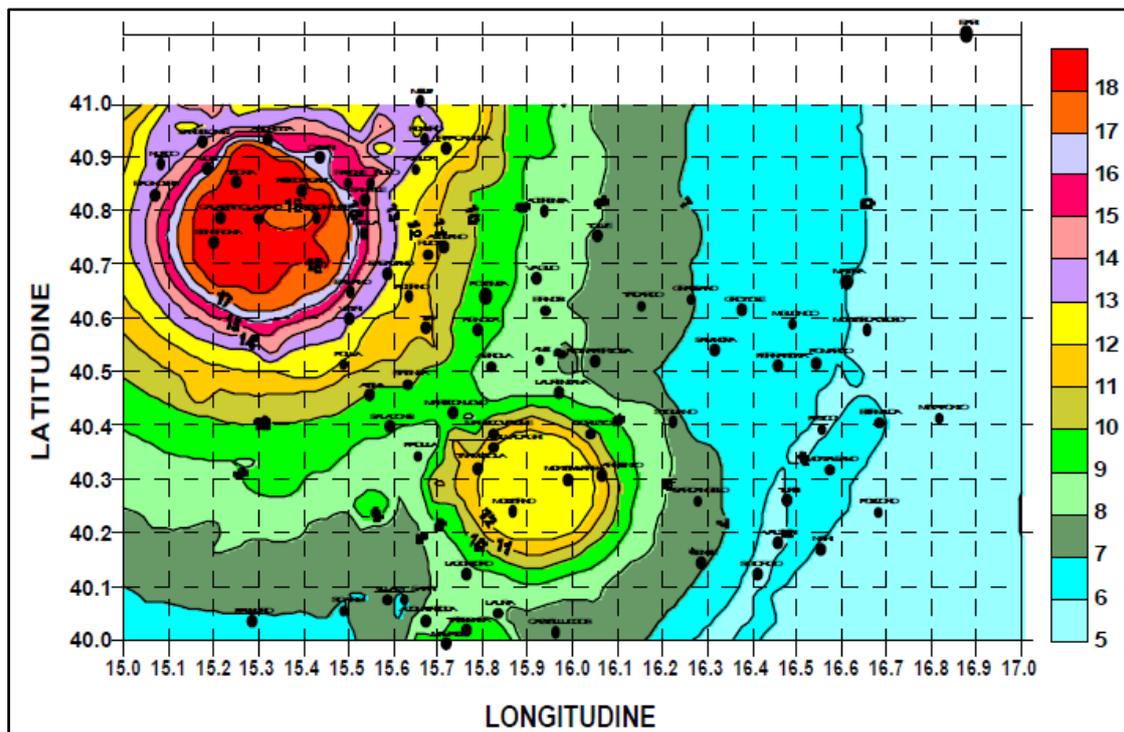


Fig. 40 – Grado di sismicità delle diverse aree della Basilicata per le quali sono stati considerati gli eventi sismici degli ultimi 500 anni che corrispondono ad una probabilità di superamento dei valori del 10% in 50 anni.

In termini di massima intensità macrosismica avvertibile in seguito ad eventi sismici, la zona in esame risente gli effetti in forma piuttosto accentuata come è confermato dai campi macrosismici dei maggiori eventi storici per i quali nell'area di studio è stato registrato l'8° grado della scala MCS. Tale valore è in accordo con le intensità dei terremoti registrate a Matera, evidenziata dalla storia sismica e dai cataloghi di terremoti consultati.

Appare, pertanto, che l'**8° grado MCS** può essere considerato come il massimo grado di danneggiamento per il Comune di **Montemilone** (Fig. 41).

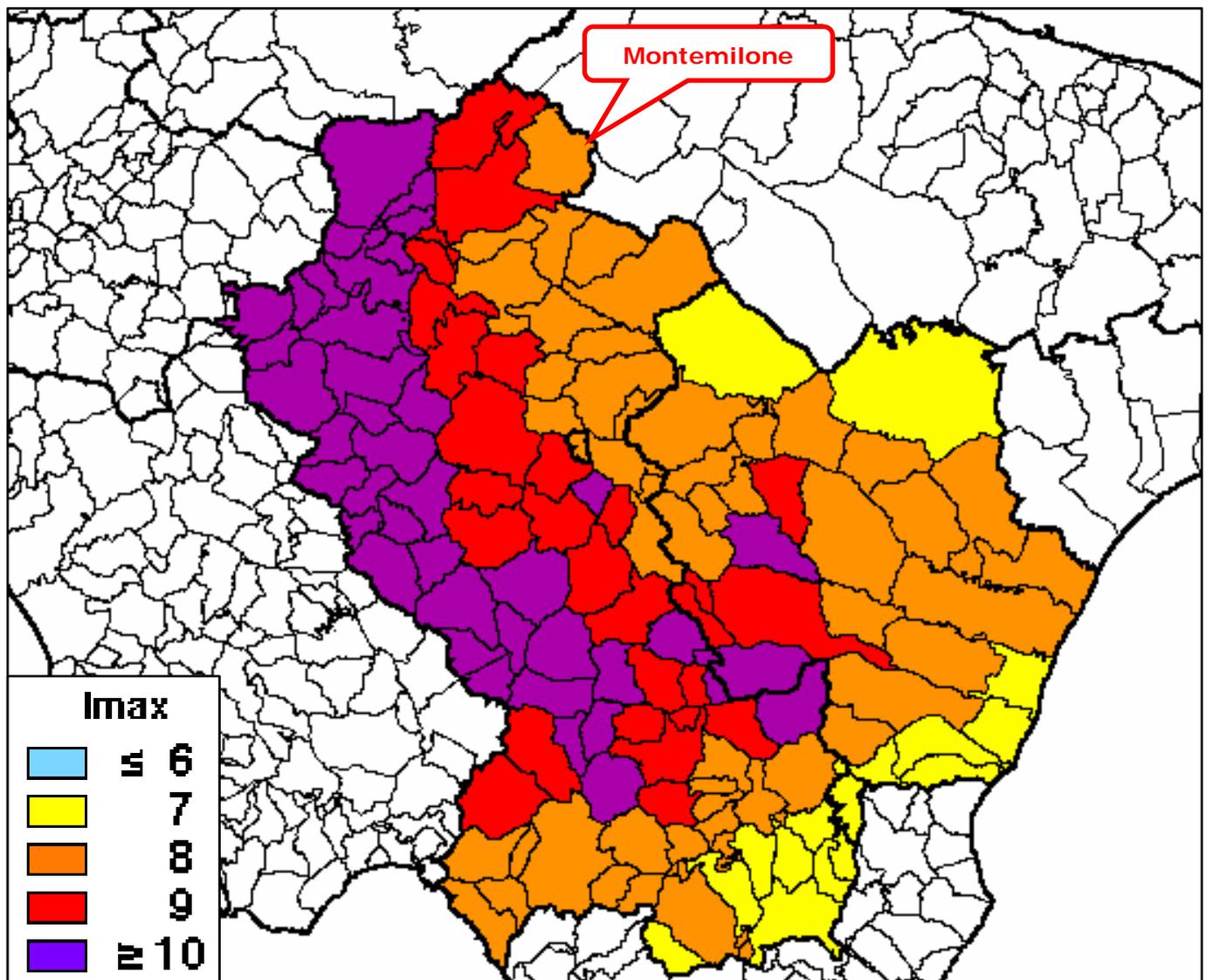


Fig. 41 – Massime intensità macrosismiche (MCS) registrate in Basilicata

Il Comune di **Montemilone**, dunque, rientra **nella Zona 2** ed è considerato a **media pericolosità sismica** (Fig. 42)

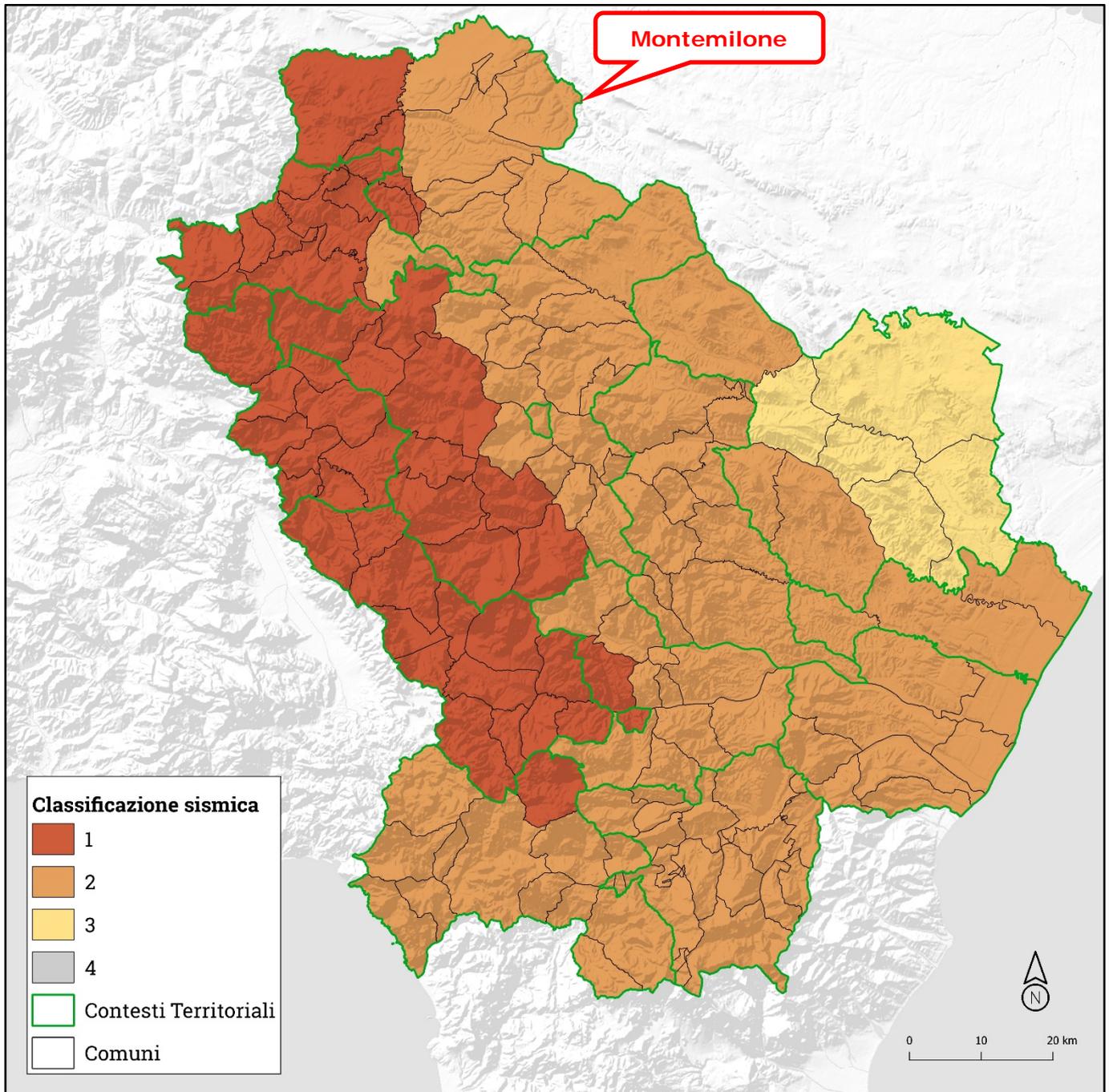


Fig. 42 – Classificazione sismica della Basilicata

### 9.3 Classificazione sismica di Montemilone

Il **Database Macrosismico Italiano** permette di visionare la storia sismica delle località italiane. La versione **DBMI 15** è stata realizzata nell'ambito della linea di attività INGV T3 "Pericolosità sismica e contributi alla definizione del rischio" e quale contributo alle attività dell'Allegato A dell'Accordo quadro INGV-DPC 2012-2021.

La versione 2015 del Database Macrosismico Italiano (DBMI15), è consultabile liberamente all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>. L'utilizzo, anche parziale, del database è consentito a condizione che la fonte sia sempre citata come segue: *Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>*. L'ultima versione del Database Macrosismico Italiano, chiamata DBMI15 v4.0, è stata rilasciata nel 2022 e aggiorna e sostituisce le precedenti.

DBMI fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2020 e contiene 122701 dati di intensità relativi a 3212 terremoti.

La storia sismica del Comune di **Montemilone** è di seguito riportata (Figg. 43-44).

#### Montemilone

PlaceID	IT_63165
Coordinate (lat, lon)	41.032, 15.972
Comune (ISTAT 2015)	Montemilone
Provincia	Potenza
Regione	Basilicata
Numero di eventi riportati	19

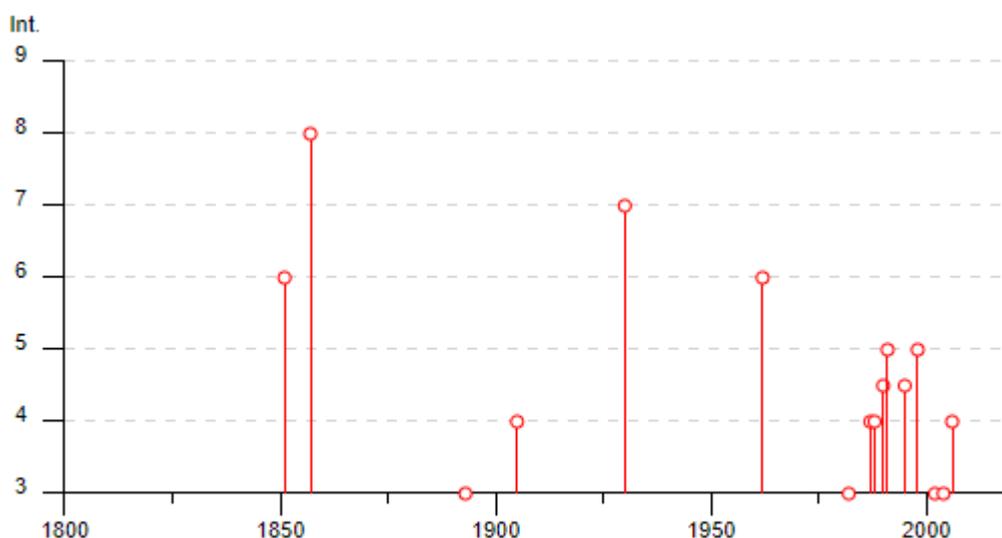


Fig. 43 – Storia sismica del Comune di Montemilone

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
6	1851	08	14	13	20		Vulture	103	10 6.52
8	1857	12	16	21	15		Basilicata	340	11 7.12
3	1893	08	10	20	52		Gargano	69	8 5.39
4	1905	09	08	01	43		Calabria centrale	895	10-11 6.95
7	1930	07	23	00	08		Irpinia	547	10 6.67
NF	1957	05	03	03	29	3	Potentino	36	5 4.09
6	1962	08	21	18	19		Irpinia	562	9 6.15
3	1982	03	21	09	44	0	Golfo di Policastro	125	7-8 5.23
4	1987	01	28	05	33	2	Potentino	62	5 4.54
4	1988	04	26	00	53	4	Adriatico centrale	78	5.36
4-5	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375	5.77
5	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7 5.08
4-5	1995	09	30	10	14	3	Gargano	145	6 5.15
NF	1996	04	03	13	04	3	Irpinia	557	6 4.90
5	1998	04	07	21	36	5	Valle dell'Ofanto	45	5 4.31
3	2002	04	18	20	56	4	Appennino lucano	164	5 4.34
3	2004	09	03	00	04	1	Potentino	156	5 4.41
4	2006	05	29	02	20	0	Gargano	384	4.64
NF	2006	12	10	11	03	4	Adriatico centrale	54	4.48

Fig. 44 – Storia sismica del Comune di Montemilone

Con l'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/03 è cambiato il livello energetico attribuito alle classi sismiche, per cui la "Pericolosità Sismica", espressa come intensità sismica in termini di accelerazione al suolo ( $ag/g$ ), mette in luce nuovi valori di riferimento, notevolmente superiori rispetto a quelli precedentemente vigenti.

Di seguito è evidenziata la variazione di intensità sismica in termini di  $ag/g$ , a parità di classe sismica a scala nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2001; 2004).

Classificazione Sismica (O.P.C.M. 3274/03)	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni $ag/g$	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) $ag/g$	Classificazione Sismica (D.M. 19/01/96)	Coefficiente Sismico (S)
1	>0,25	0,35	1	0,1
2	0,15 - 0,25	0,25	2	0,09
3	0,05 - 0,15	0,15	3	0,06
4	<0,05	0,05	4	0

La mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica, disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, redatta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), indica che il territorio comunale di **Montemilone** rientra nelle contraddistinte da valori di  $a_g$  di riferimento compresi tra **0.175 e 0.200** (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento  $a_g$ ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50) (Fig. 45).

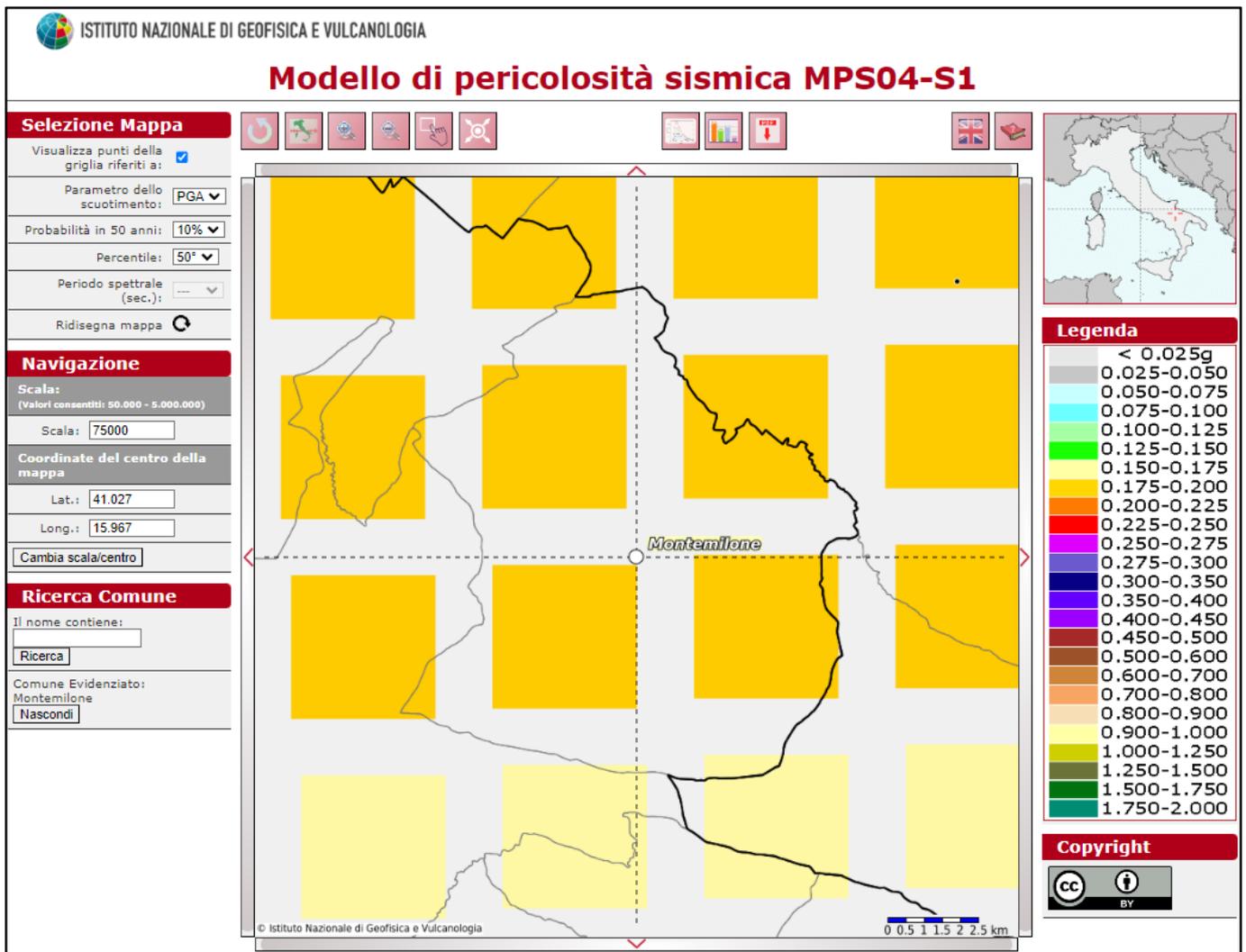


Fig. 45 – Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano secondo le N.T.C./2018. Punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento  $a(g)$ ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50.

## 10. Risposta sismica locale

Lo studio sugli effetti di sito è un aspetto fondamentale nella valutazione e mitigazione del rischio sismico. Tale studio si effettua in termini di risposta sismica locale, partendo dal concetto di amplificazione del moto sismico che si origina dal basamento roccioso (definito *bedrock* sismico) e che si propaga all'interno di un deposito sino a raggiungere la superficie.

Valutare questi effetti non è sempre del tutto facile anche perché, in molti casi, l'amplificazione è dovuta ai cosiddetti fenomeni di risonanza nei terreni stratificati posti al di sopra del *bedrock*, di riflessione e rifrazione delle onde sismiche nelle interfacce di discontinuità e tra mezzi a diversa densità, dove le onde vengono per così dire "intrappolate" e successivamente trasmesse allo strato più superficiale generando così onde di tipo Love e di Rayleigh. A questi, poi, si aggiunge l'effetto di focalizzazione del raggio sismico nelle zone morfologicamente più acclive.

Sul territorio italiano la valutazione degli effetti della risposta sismica locale viene fatta sulla base delle vigenti norme tecniche per le costruzioni pubblicate in *GU n.42 del 20/02/2018 - Suppl. Ordinario n. 8*.

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono, dunque, a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, perché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale.

Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della *risposta sismica locale*, cioè l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno (coefficienti  $S_s$  e  $C_c$ );
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza (coefficiente  $S_T$ ).

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati. In tal caso si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC.

## 10.1 Categoria di sottosuolo

Il D.M. 17 gennaio 2018, al *Capitolo 3.2.2 (Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche)*, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde *S* nella copertura che dello spessore della stessa.

Esso propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (*A, B, C, D, E* - Tabella 3.2.II), per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare, da individuare in relazione ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{S,eq}$ ).

Per situazioni riconducibili alle categorie definite in Tab. 3.2.II di cui al § 3.2.2 si può fare riferimento ad un approccio semplificato basato sui valori di velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ , che costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo di cui al § 6.2.2.

**Tabella 3.2.II delle NTC – Categorie di sottosuolo**

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

In tal caso si calcola la velocità equivalente con la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (m/s)$$

con:

$h_i$ : spessore in metri dell' $i$ -esimo strato di terreno;

$V_{s,i}$ : velocità dell'onda di taglio media nell' $i$ -esimo strato;

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Mentre per tutti quei casi non rientranti è richiesta una specifica analisi della risposta sismica locale, così come previsto al § 7.11.3 (Fig. 46).

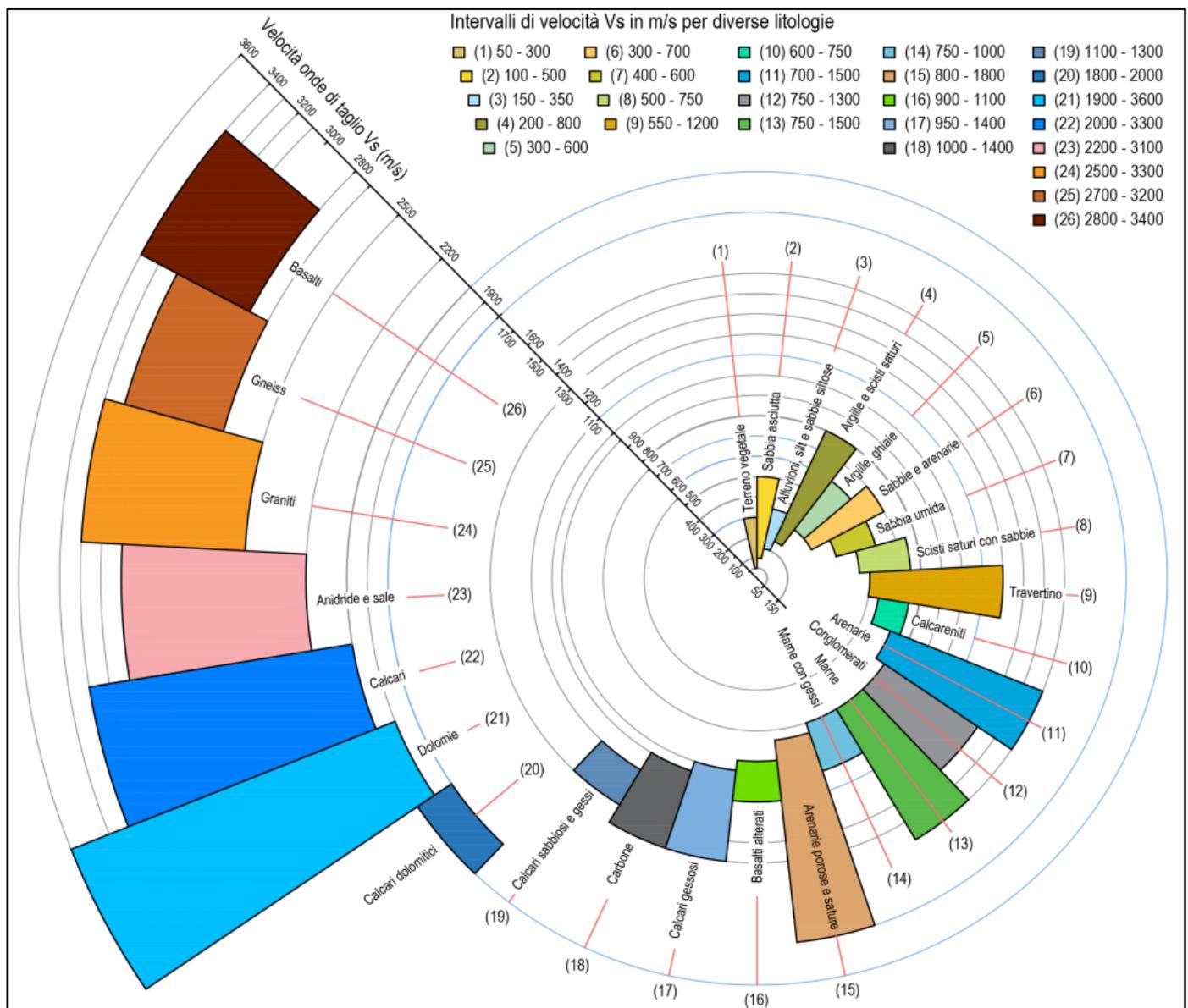


Fig. 46 – Intervalli tipici di velocità delle  $V_s$  per le diverse litologie

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione (Fig. 47).

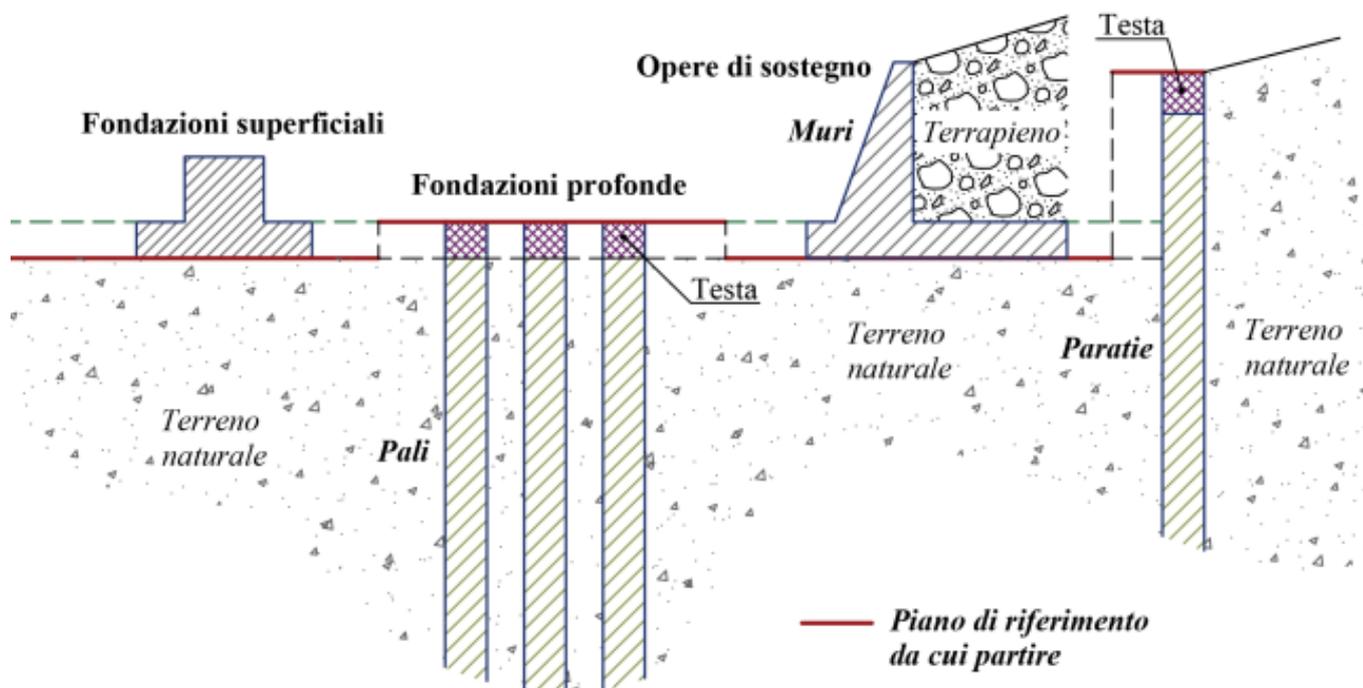


Fig. 47 – Piano di riferimento per la determinazione della categoria di sottosuolo  
Schemi di riferimento richiamati al § 3.2.2 delle NTC 2018.

Di seguito sono riportate, secondo le indicazioni predisposte dalla normativa vigente, le operazioni di calcolo effettuate sulla base delle elaborazioni delle prospezioni sismiche M.A.S.W. eseguite e disponibili nelle aree esaminate e precisamente:

- Campo n°1 e Campo n°2: M.A.S.W. Mw7 (Fig. 48) e M.A.S.W. Mw8 (Fig. 49)
- Campo n°3: M.A.S.W. Mw5 (Fig. 50) e M.A.S.W. Mw6 (Fig. 51)
- Campo n°4: M.A.S.W. Mw3 (Fig. 52) e M.A.S.W. Mw4 (Fig. 53)
- Campo n°5: M.A.S.W. Mw1 (Fig. 54) e M.A.S.W. Mw2 (Fig. 55)
- Campo n°6: M.A.S.W. Mw11 (Fig. 56)
- Campo n°7: M.A.S.W. Mw9 (Fig. 57) e M.A.S.W. Mw10 (Fig. 58)

Nelle tabelle seguenti si indica con:

$N_r$  = numero progressivo per ciascun sismostrato;

$H$  = profondità;

$h_i$  = spessori;

$V_s$  = velocità onde di taglio

$H_{calc}$  e  $h_{calc}$  sono rispettivamente la profondità e gli spessori ricalcolati partendo dal piano d'imposta delle fondazioni.

### Campo 1 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw7

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,90	1,90	553,00	1,90	1,90	0,003436
2	4,50	2,60	584,00	4,50	2,60	0,004452
3	6,00	1,50	612,00	6,00	1,50	0,002451
4	10,30	4,30	633,00	10,30	4,30	0,006793
5	13,50	3,20	659,00	13,50	3,20	0,004856
6	18,90	5,40	744,00	18,90	5,40	0,007258
7	24,60	5,70	756,00	24,60	5,70	0,007540
8	30,00	5,40	791,00	30,00	5,40	0,006827

Vs,eq = **687,880** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

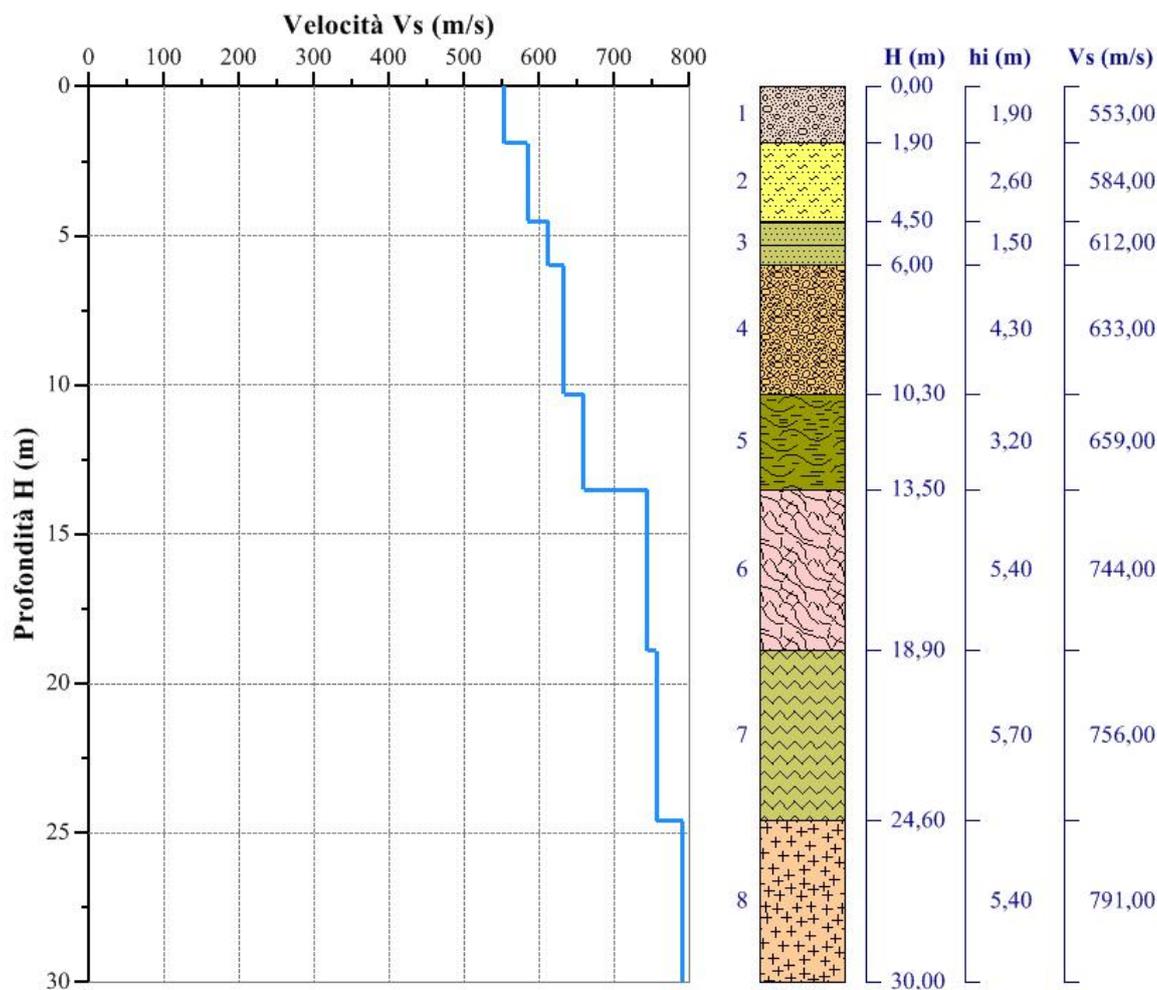


Fig. 48 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw7

### Campo 1 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw8

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	2,10	2,10	358,00	2,10	2,10	0,005866
2	4,70	2,60	462,00	4,70	2,60	0,005628
3	6,00	1,30	498,00	6,00	1,30	0,002610
4	9,20	3,20	522,00	9,20	3,20	0,006130
5	13,70	4,50	612,00	13,70	4,50	0,007353
6	19,60	5,90	654,00	19,60	5,90	0,009021
7	24,00	4,40	679,00	24,00	4,40	0,006480
8	30,00	6,00	723,00	30,00	6,00	0,008299

Vs,eq = **583,80** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

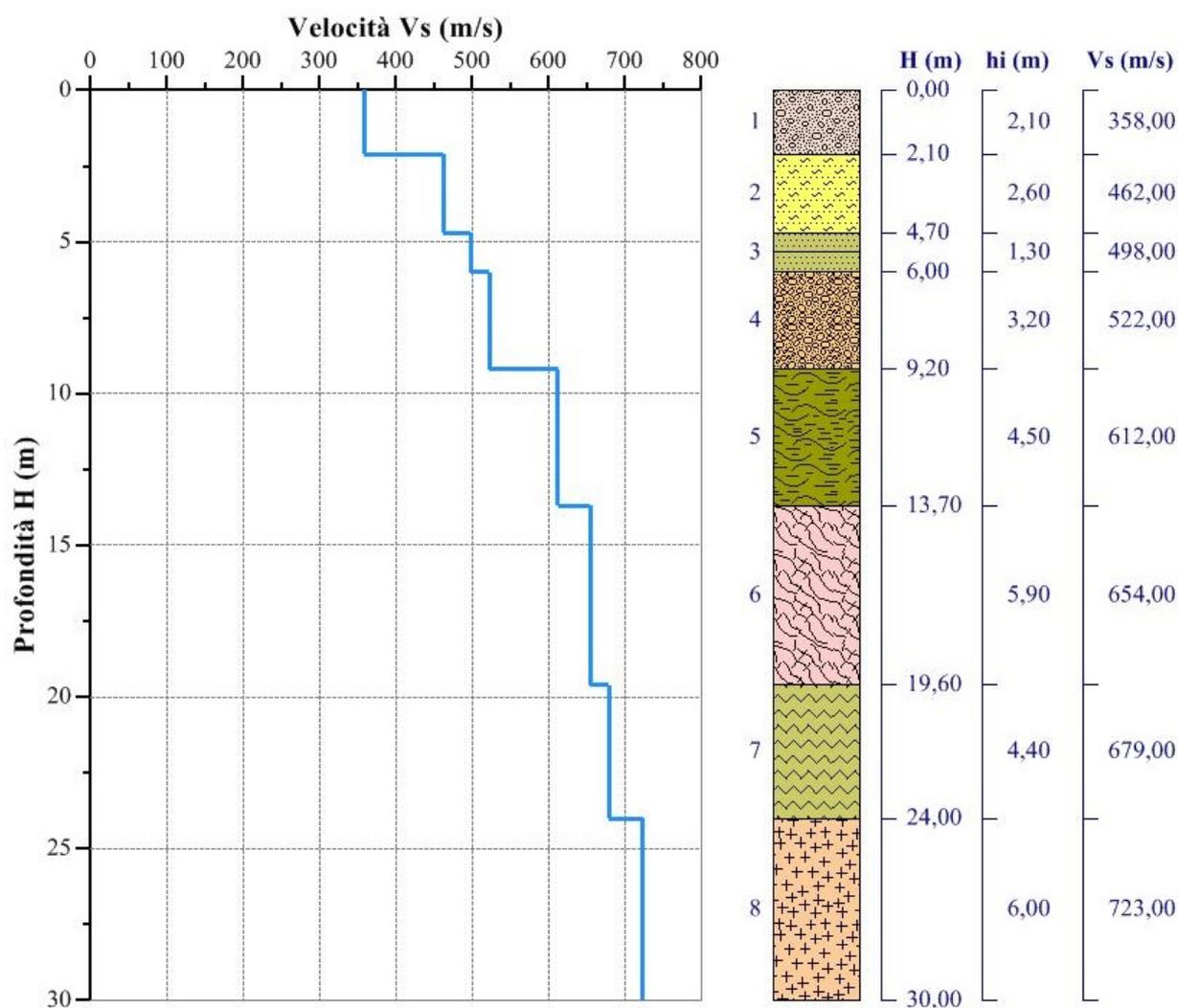


Fig. 49 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw8

### Campo 3 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw5

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,80	1,80	227,00	1,80	1,80	0,007930
2	4,00	2,20	282,00	4,00	2,20	0,007801
3	5,70	1,70	340,00	5,70	1,70	0,005000
4	10,30	4,60	389,00	10,30	4,60	0,011825
5	14,10	3,80	438,00	14,10	3,80	0,008676
6	19,40	5,30	482,00	19,40	5,30	0,010996
7	24,10	4,70	526,00	24,10	4,70	0,008935
8	30,00	5,90	602,00	30,00	5,90	0,009801

Vs,eq = **422,75** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

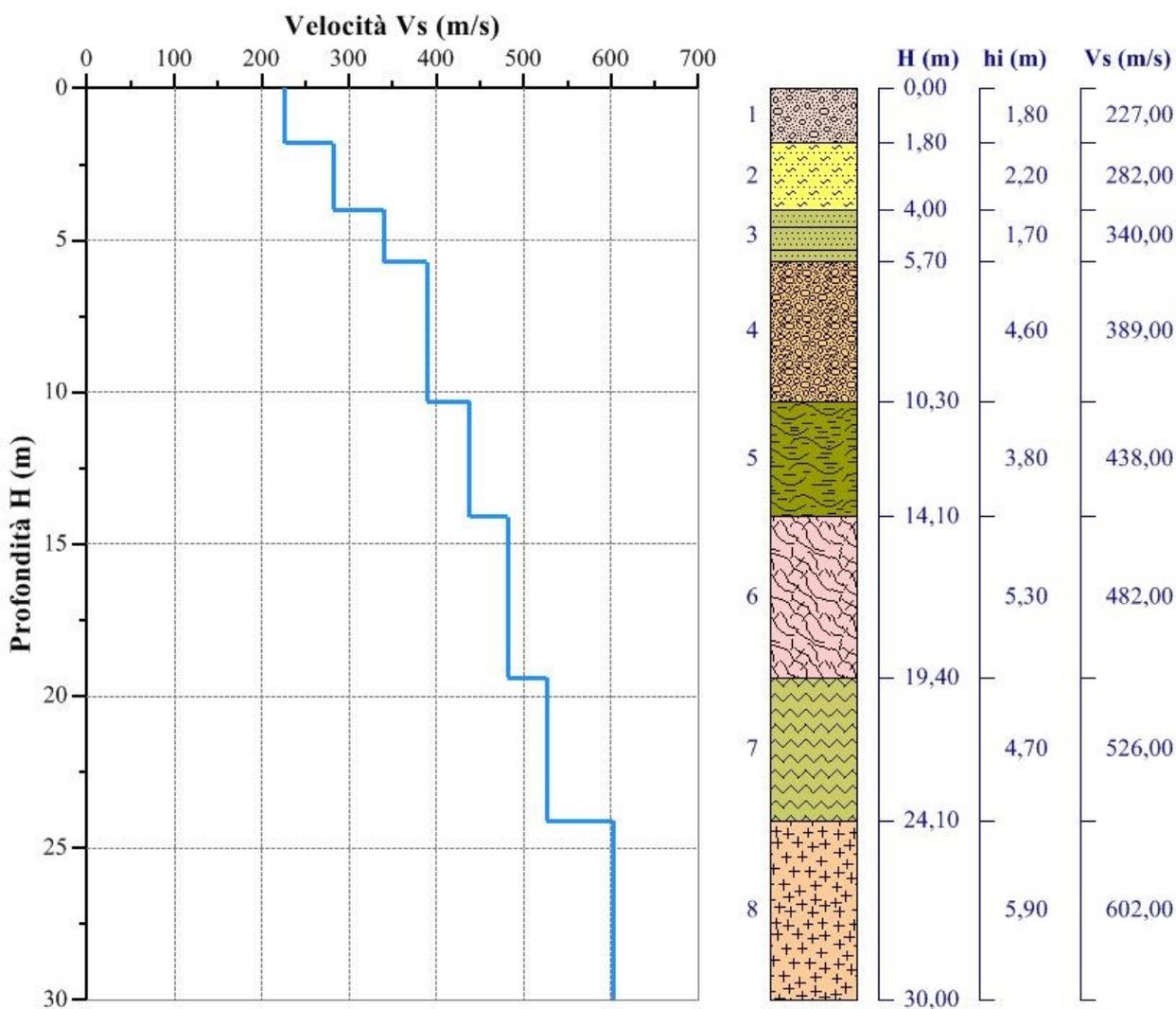


Fig. 50 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw5

### Campo 3 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw6

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,70	1,70	201,00	1,70	1,70	0,008458
2	3,90	2,20	353,00	3,90	2,20	0,006232
3	5,80	1,90	405,00	5,80	1,90	0,004691
4	10,30	4,50	453,00	10,30	4,50	0,009934
5	14,10	3,80	502,00	14,10	3,80	0,007570
6	19,70	5,60	543,00	19,70	5,60	0,010313
7	24,50	4,80	603,00	24,50	4,80	0,007960
8	30,00	5,50	646,00	30,00	5,50	0,008514

Vs,eq = **471,16** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

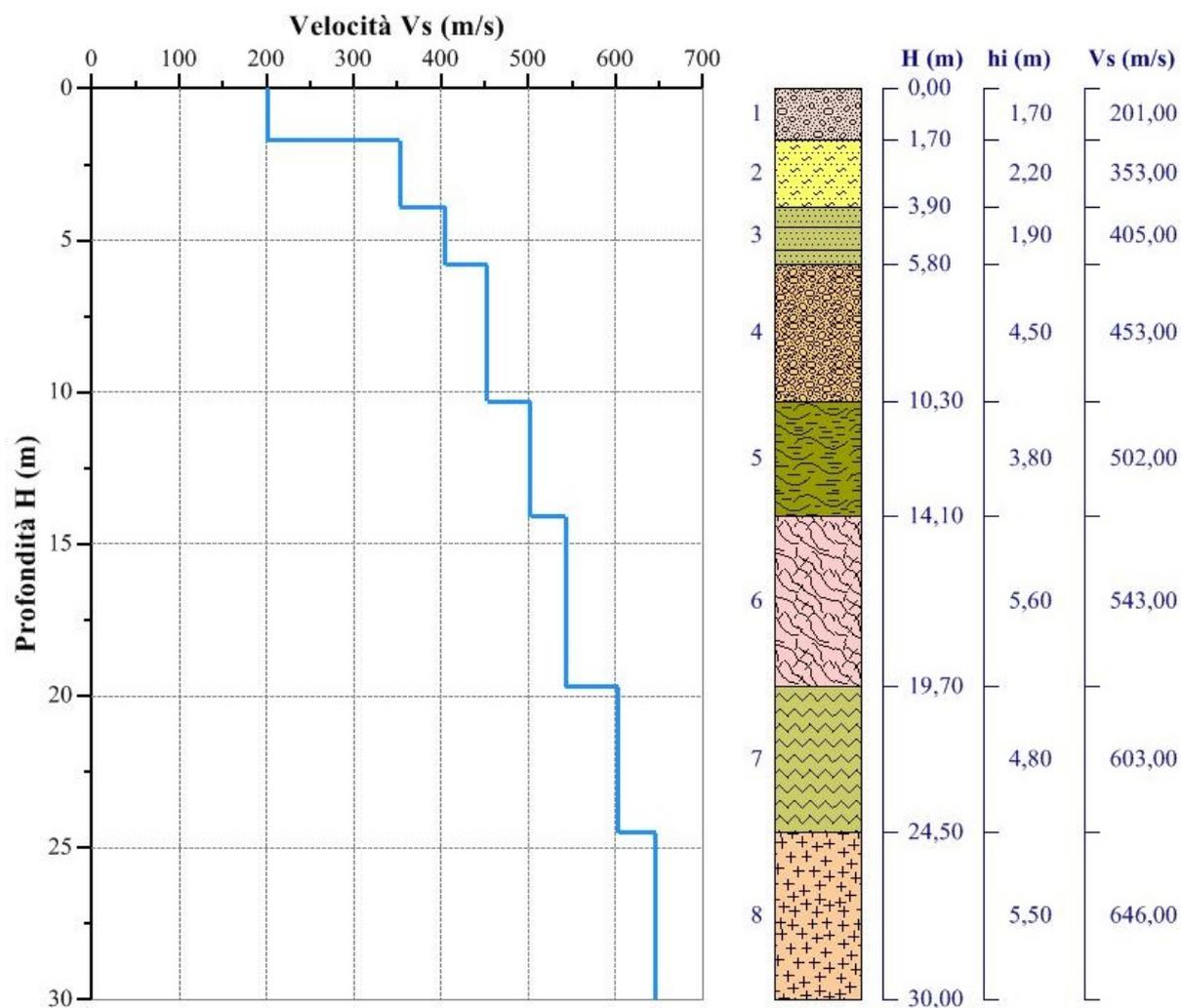


Fig. 51 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw6

### Campo 4 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw3

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,90	1,90	292,00	1,90	1,90	0,006507
2	3,70	1,80	296,00	3,70	1,80	0,006081
3	6,20	2,50	305,00	6,20	2,50	0,008197
4	9,30	3,10	386,00	9,30	3,10	0,008031
5	13,60	4,30	458,00	13,60	4,30	0,009389
6	19,00	5,40	502,00	19,00	5,40	0,010757
7	23,70	4,70	539,00	23,70	4,70	0,008720
8	30,00	6,30	620,00	30,00	6,30	0,010161

Vs,eq = **442,20** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

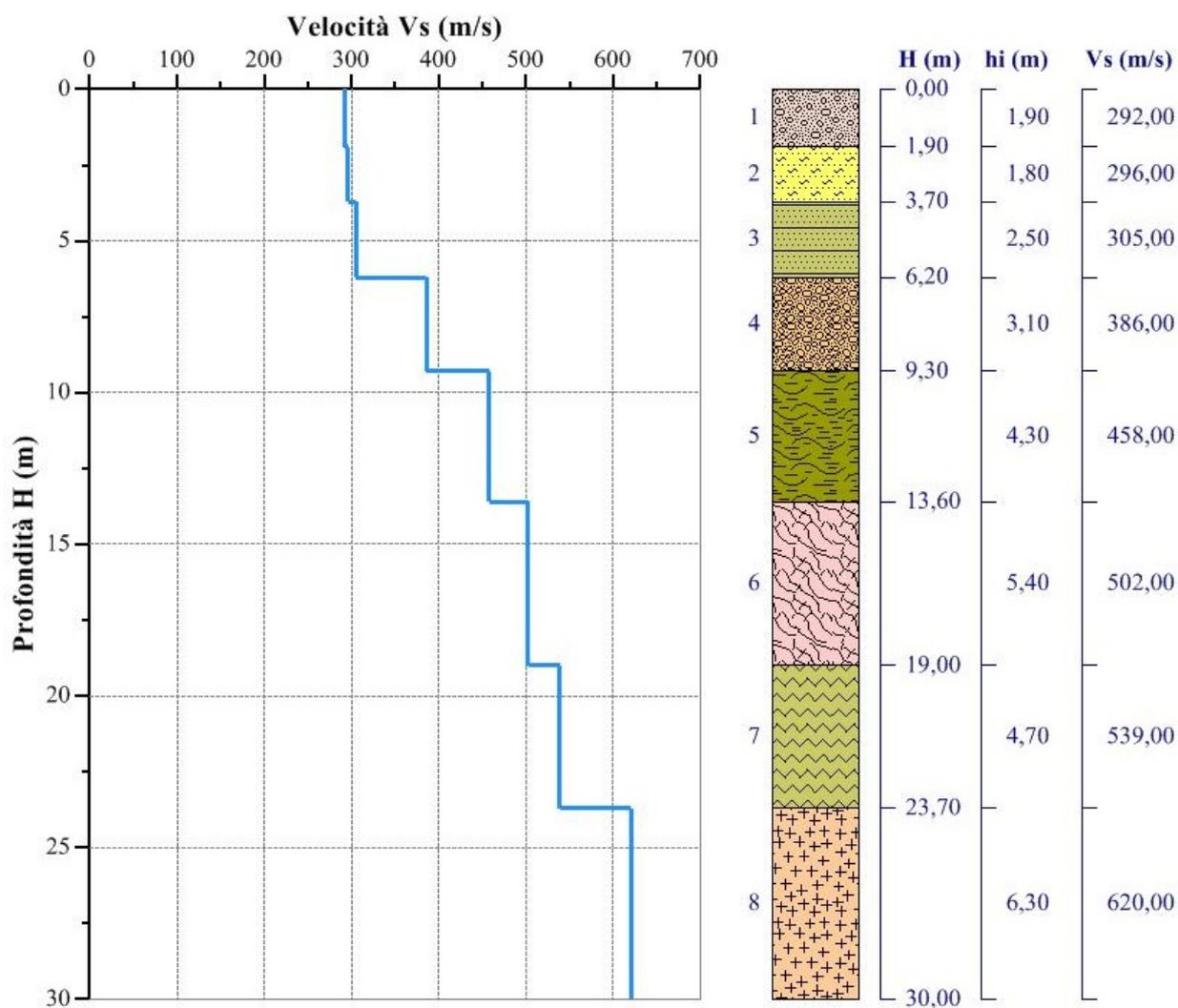


Fig. 52 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw3

### Campo 4 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw4

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,80	1,80	332,00	1,80	1,80	0,005422
2	3,20	1,40	517,00	3,20	1,40	0,002708
3	5,90	2,70	562,00	5,90	2,70	0,004804
4	9,70	3,80	592,00	9,70	3,80	0,006419
5	14,20	4,50	630,00	14,20	4,50	0,007143
6	19,40	5,20	706,00	19,40	5,20	0,007365
7	24,30	4,90	723,00	24,30	4,90	0,006777
8	30,00	5,70	754,00	30,00	5,70	0,007560

Vs,eq = **622,43** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

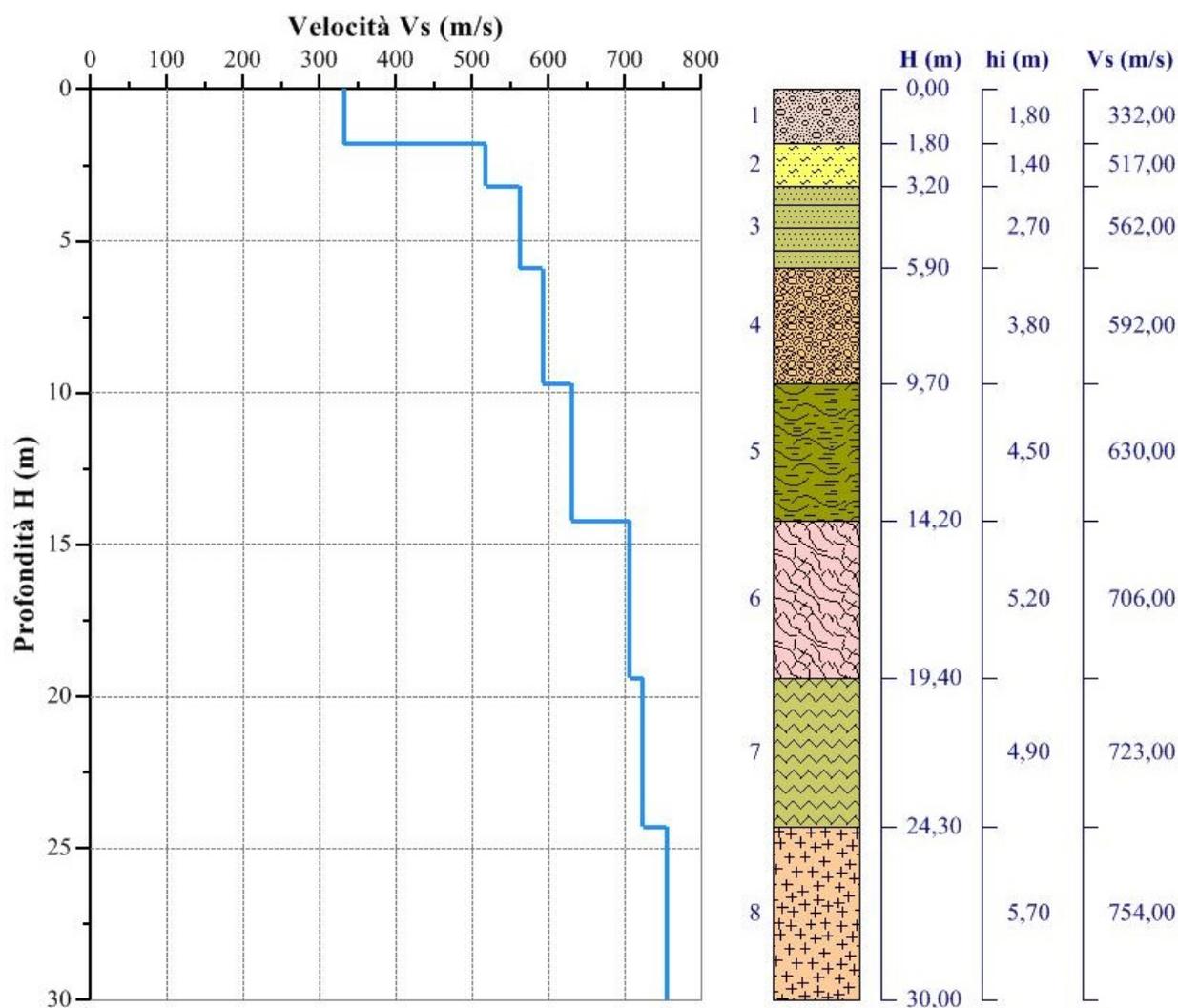


Fig. 53 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw4

### Campo 5 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw1

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,80	1,80	335,00	1,80	1,80	0,005373
2	4,30	2,50	345,00	4,30	2,50	0,007246
3	6,00	1,70	357,00	6,00	1,70	0,004762
4	9,70	3,70	370,00	9,70	3,70	0,010000
5	13,80	4,10	391,00	13,80	4,10	0,010486
6	19,00	5,20	422,00	19,00	5,20	0,012322
7	23,70	4,70	470,00	23,70	4,70	0,010000
8	30,00	6,30	537,00	30,00	6,30	0,011732

Vs,eq = **417,12** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

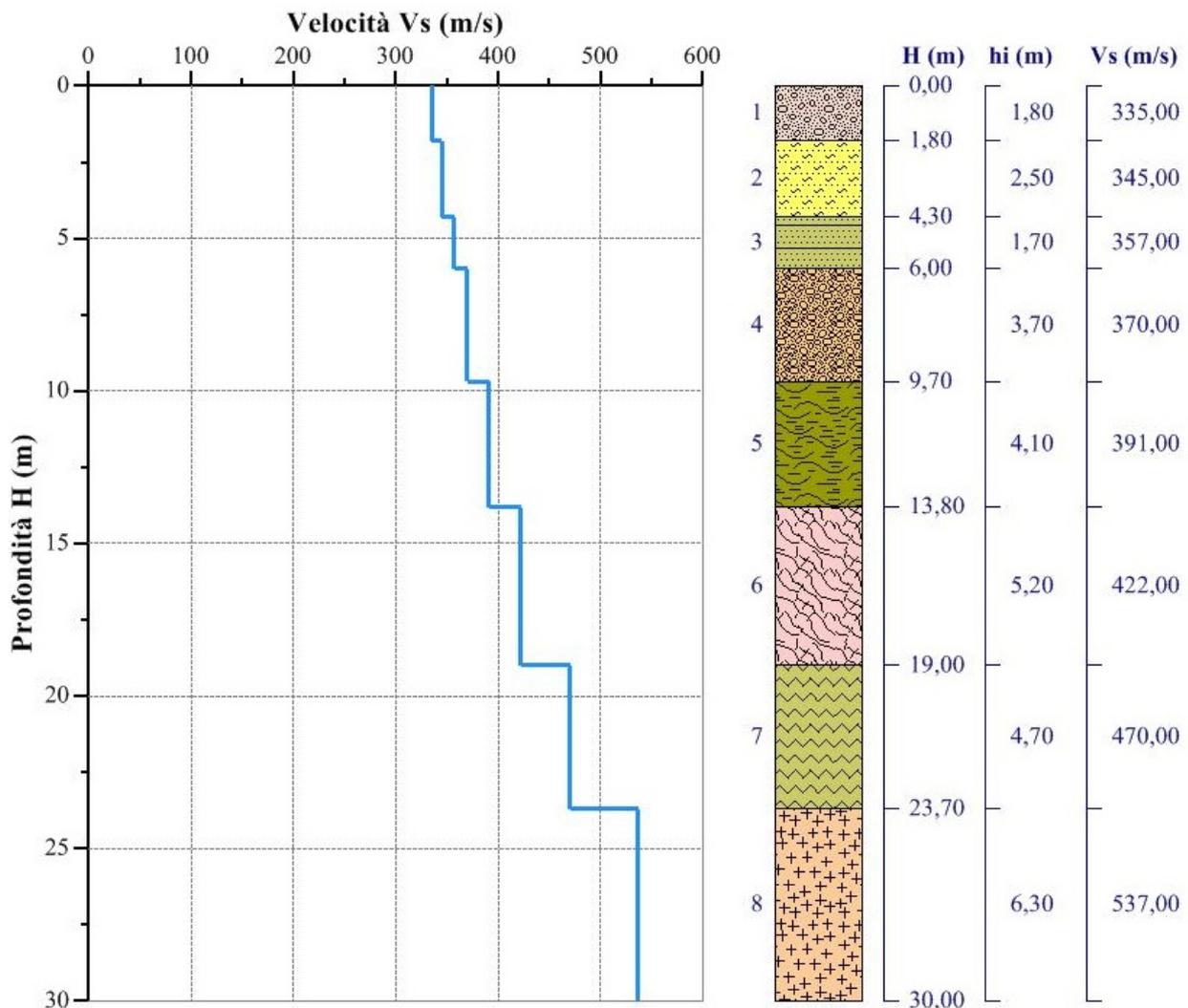


Fig. 54 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw1

### Campo 5 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw2

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,70	1,70	151,00	1,70	1,70	0,011258
2	3,90	2,20	184,00	3,90	2,20	0,011957
3	6,00	2,10	226,00	6,00	2,10	0,009292
4	9,60	3,60	314,00	9,60	3,60	0,011465
5	14,10	4,50	385,00	14,10	4,50	0,011688
6	19,40	5,30	489,00	19,40	5,30	0,010838
7	24,20	4,80	583,00	24,20	4,80	0,008233
8	30,00	5,80	694,00	30,00	5,80	0,008357

Vs,eq = **361,06** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

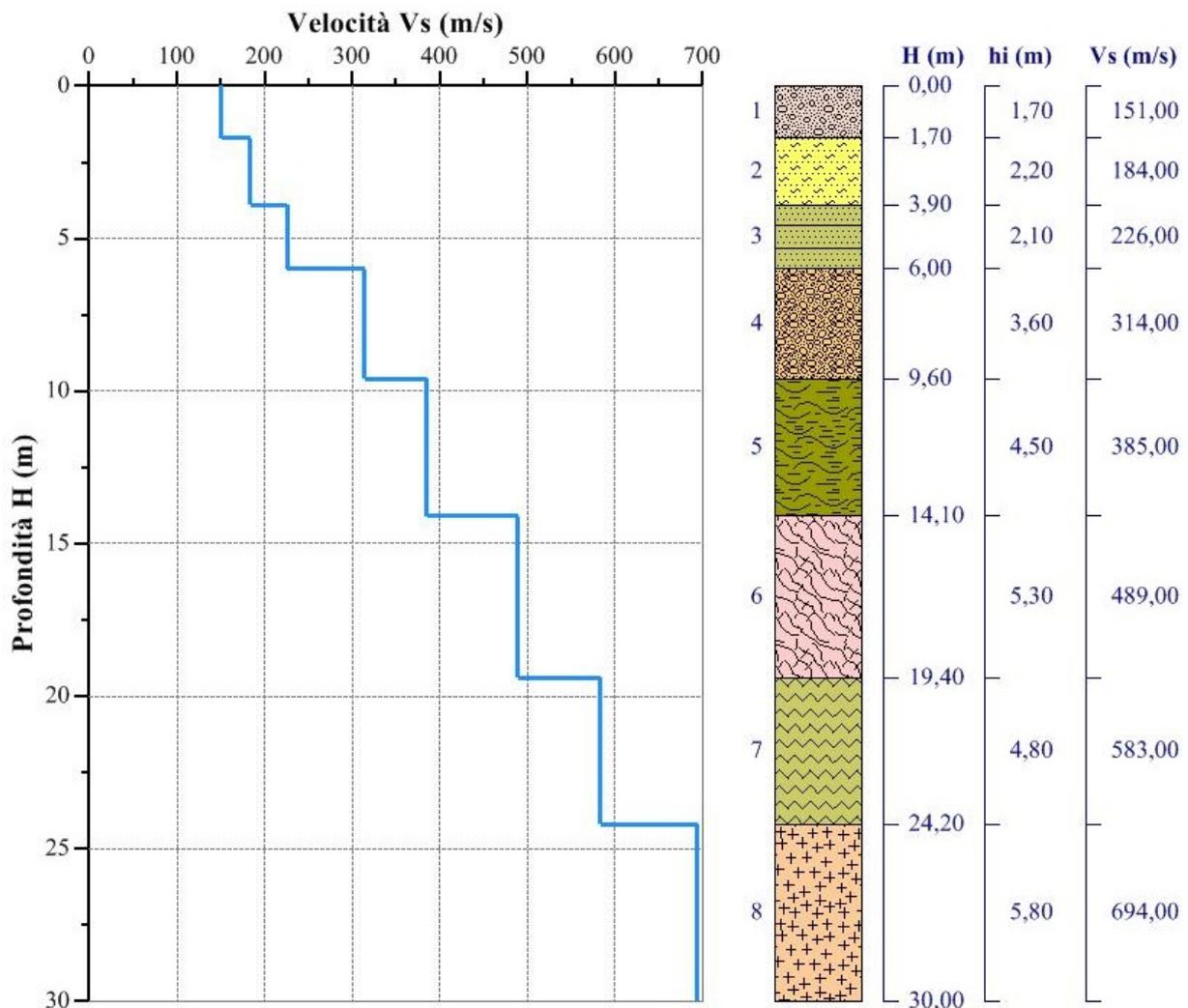


Fig. 55 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw2

### Campo 6 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw11

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,80	1,80	420,00	1,80	1,80	0,004286
2	3,40	1,60	474,00	3,40	1,60	0,003376
3	6,00	2,60	509,00	6,00	2,60	0,005108
4	9,80	3,80	543,00	9,80	3,80	0,006998
5	14,30	4,50	601,00	14,30	4,50	0,007488
6	19,50	5,20	681,00	19,50	5,20	0,007636
7	24,30	4,80	702,00	24,30	4,80	0,006838
8	30,00	5,70	753,00	30,00	5,70	0,007570

Vs,eq = **608,54** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

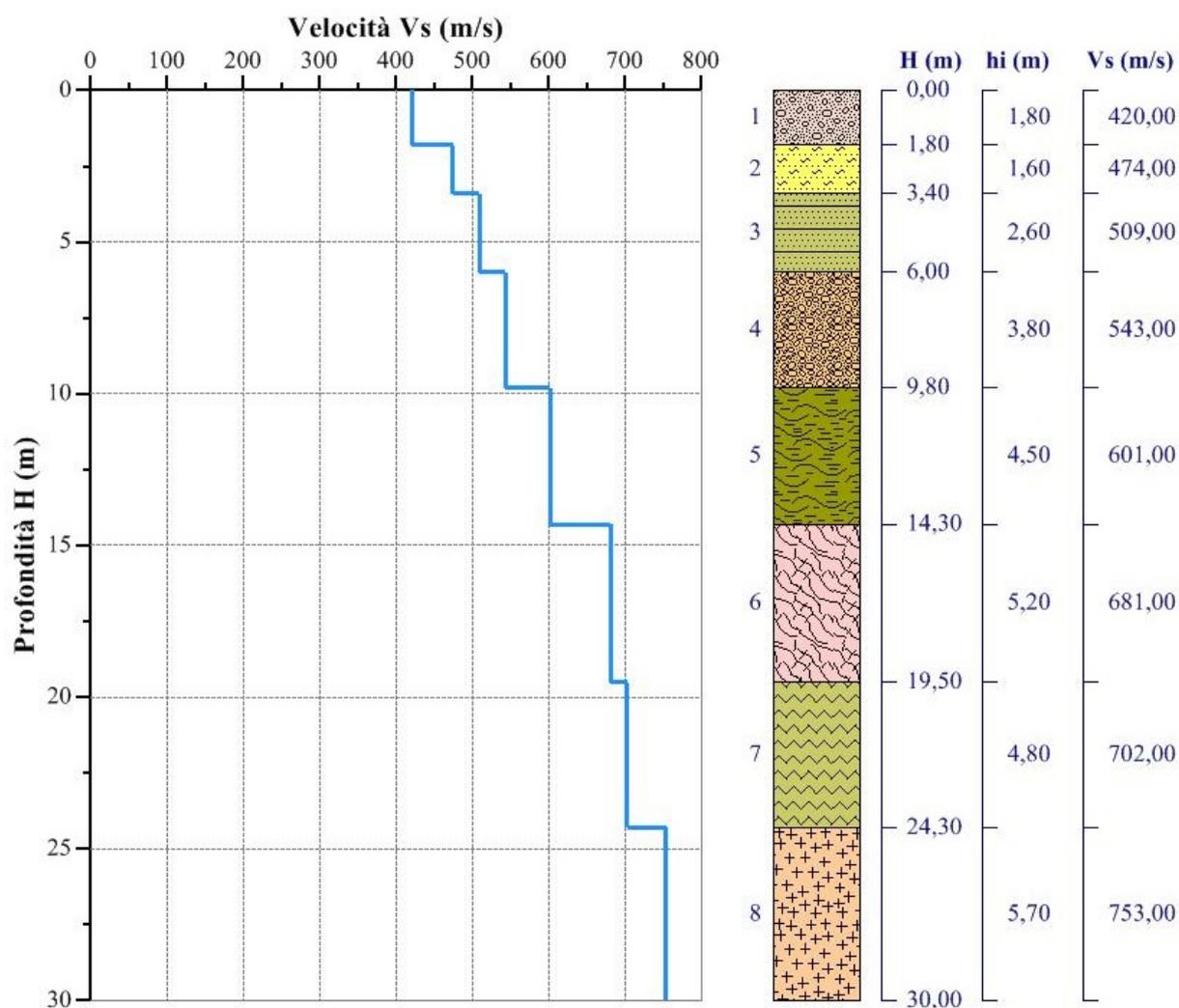


Fig. 56 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw11

### Campo 7 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw9

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,90	1,90	368,00	1,90	1,90	0,005163
2	4,10	2,20	471,00	4,10	2,20	0,004671
3	6,40	2,30	585,00	6,40	2,30	0,003932
4	9,50	3,10	623,00	9,50	3,10	0,004976
5	13,40	3,90	642,00	13,40	3,90	0,006075
6	18,20	4,80	658,00	18,20	4,80	0,007295
7	23,80	5,60	672,00	23,80	5,60	0,008333
8	30,00	6,20	694,00	30,00	6,20	0,008934

Vs,eq = **607,56** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

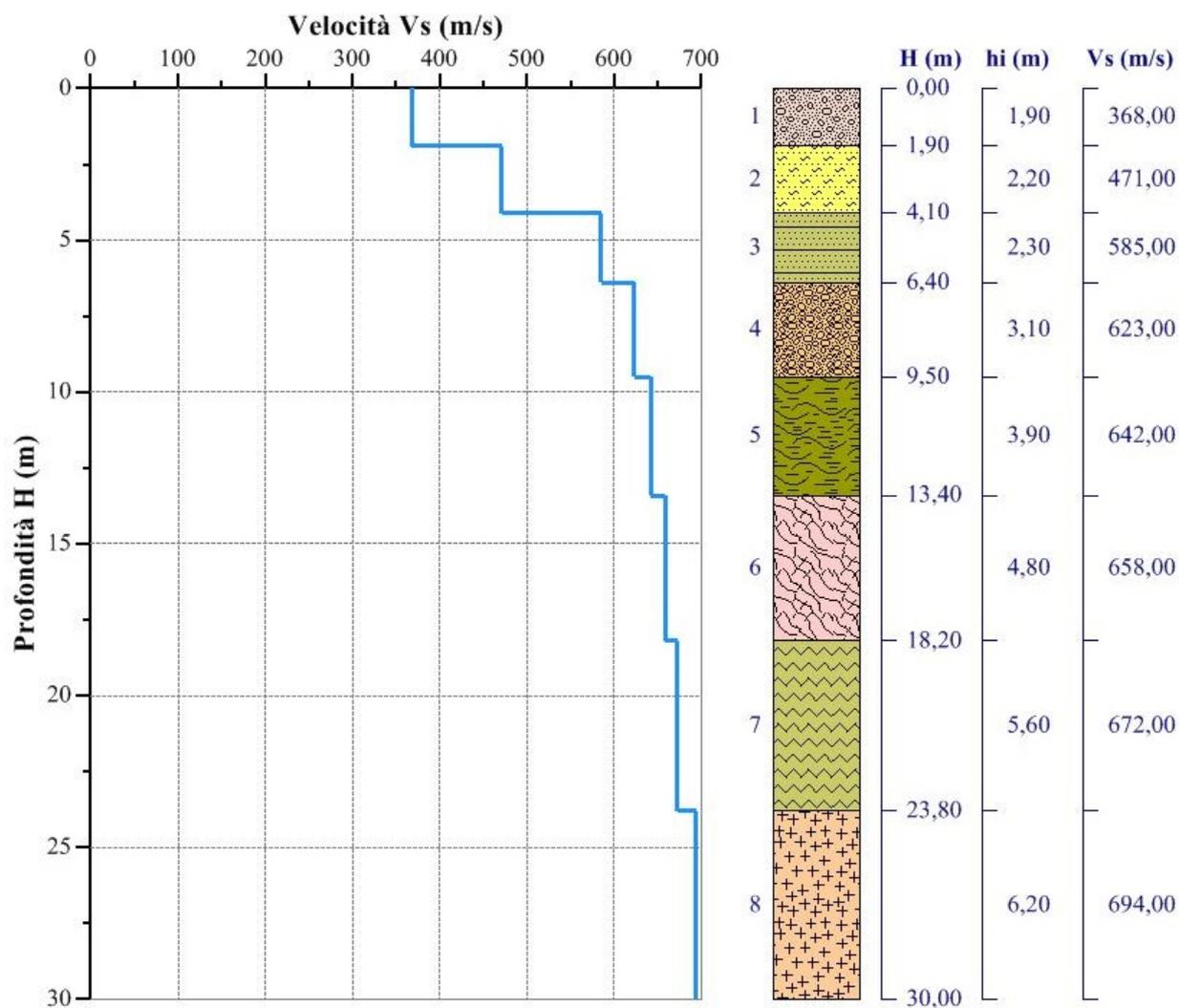


Fig. 57 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw9

### Campo 7 - Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw10

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> (m)	hi <sub>calc</sub> /Vs (s)
1	1,90	1,90	423,00	1,90	1,90	0,004492
2	3,00	1,10	623,00	3,00	1,10	0,001766
3	4,50	1,50	678,00	4,50	1,50	0,002212
4	8,40	3,90	694,00	8,40	3,90	0,005620
5	13,70	5,30	702,00	13,70	5,30	0,007550
6	19,80	6,10	725,00	19,80	6,10	0,008414
7	25,60	5,80	731,00	25,60	5,80	0,007934
8	30,00	4,40	752,00	30,00	4,40	0,005851

Vs,eq = **684,3** m/s

Categoria di sottosuolo: **B**

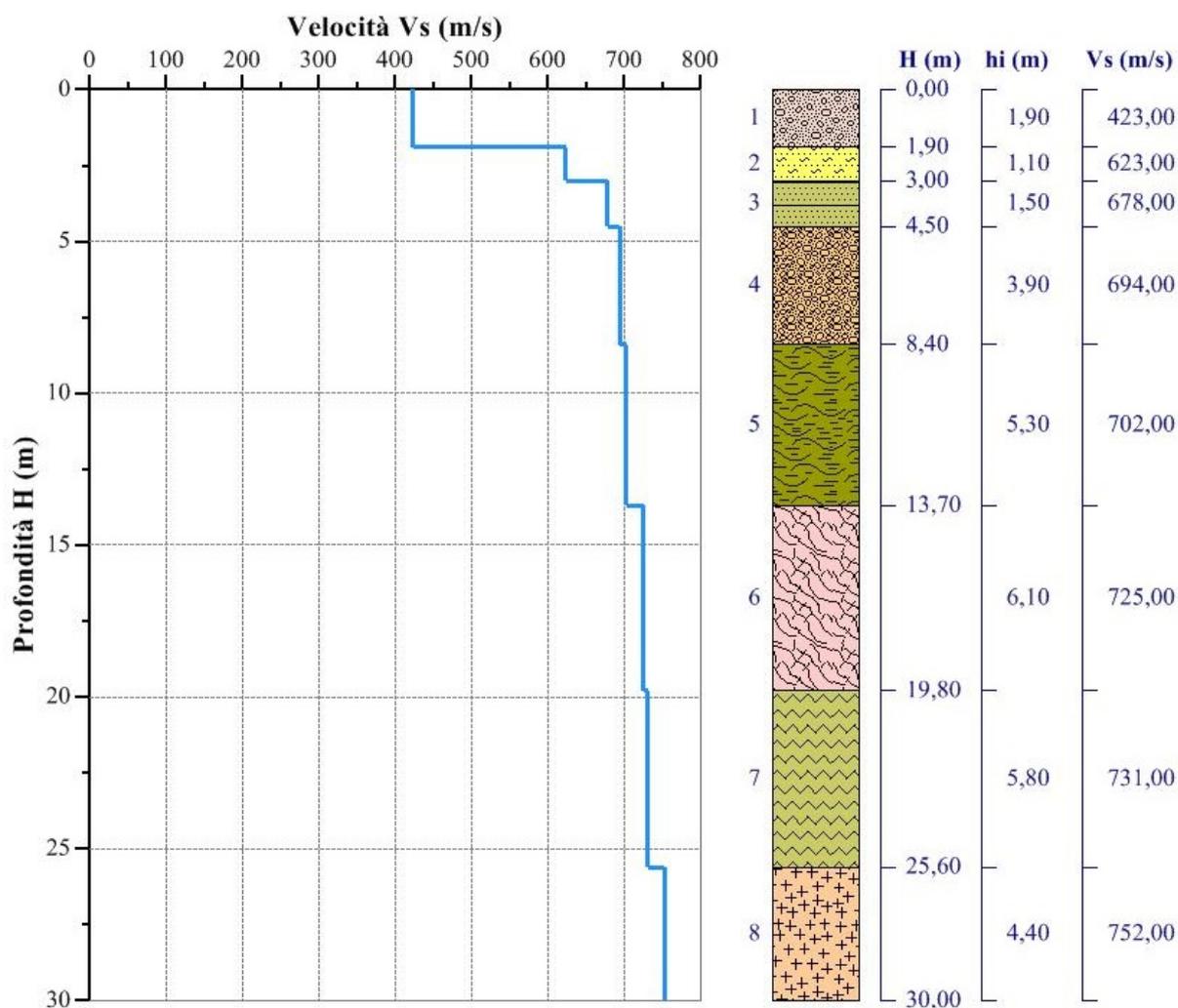


Fig. 58 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw10

Nella tabella che segue si riepilogano le categorie di sottosuolo determinate per tutti i siti investigati:

<b>Campo</b>	<b>M.A.S.W.</b>	<b><math>V_{s,eq}</math> (m/s)</b>	<b>Litologia</b>	<b>Categoria di sottosuolo</b>
1 e 2	Mw7	687,88	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
	Mw8	583,80		<b>B</b>
3	Mw5	422,75	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
	Mw6	471,16		<b>B</b>
4	Mw3	442,20	Sabbie con lenti di ghiaia (Formazione di San Marco)	<b>B</b>
	Mw4	622,43	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
5	Mw1	417,12	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
	Mw2	361,06	Sabbie con lenti di ghiaia (Formazione di San Marco)	<b>B</b>
6	Mw11	608,54	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
7	Mw9	607,56	Conglomerati in matrice sabbiosa (Formazione di San Gervasio)	<b>B</b>
	Mw10	684,30		<b>B</b>

Osservando i risultati ottenuti, si nota che alcune prove MASW, pur avendo determinato la stessa categoria di sottosuolo e benchè eseguite sulle stesse litologie, hanno dato esiti disomogenei per quanto riguarda la velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Una spiegazione a quanto sopra esposto è dovuta sia alle frequenti variazioni laterali, cioè la successione tra le diverse litologie può avvenire lateralmente piuttosto che verticalmente, sia dal fatto di riscontrare un bed rock sismico a profondità superiore a 30 metri (Fig. 59).

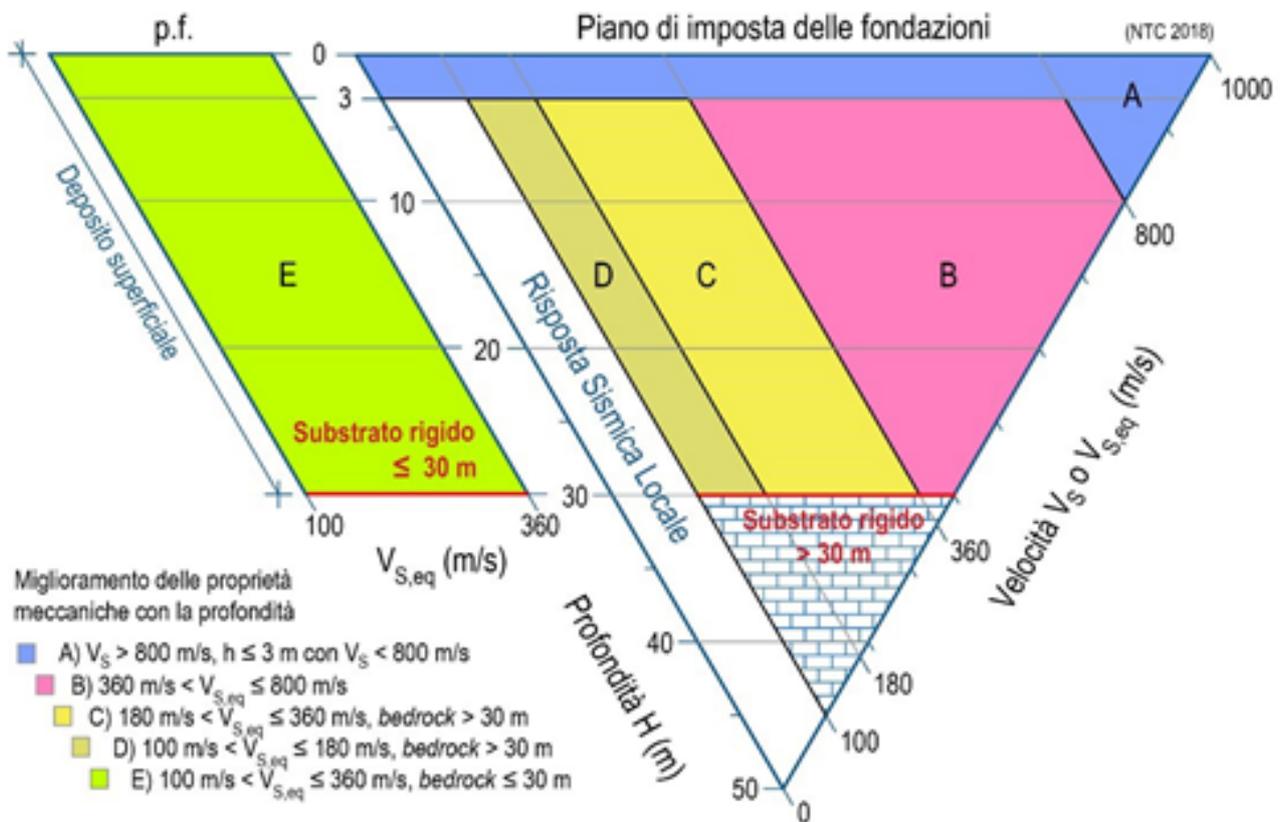


Fig. 59 - Diagramma per le categorie di sottosuolo secondo i riferimenti del § 3.2.2 delle NTC 2018.

## 10.2 Categoria topografica

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

**Tabella 3.2.IV delle NTC – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I siti dove sarà realizzato l'impianto agrivoltaico si sviluppano tra le quote di 350 e 450 m s.l.m. circa su superfici pianeggianti o comunque su pendii con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ . Per tale motivo essi rientrano nella categoria topografica **T1**.

## 10.3 Condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica

Come già specificato nelle pagine precedenti, la pericolosità sismica di base viene determinata facendo riferimento alle ipotesi di sito di riferimento rigido, superficie topografica orizzontale e campo libero (*free field*). Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche determinano una modifica delle onde sismiche in superficie (Fig. 60), in termini di ampiezza dell'oscillazione, durata e contenuto in frequenza.

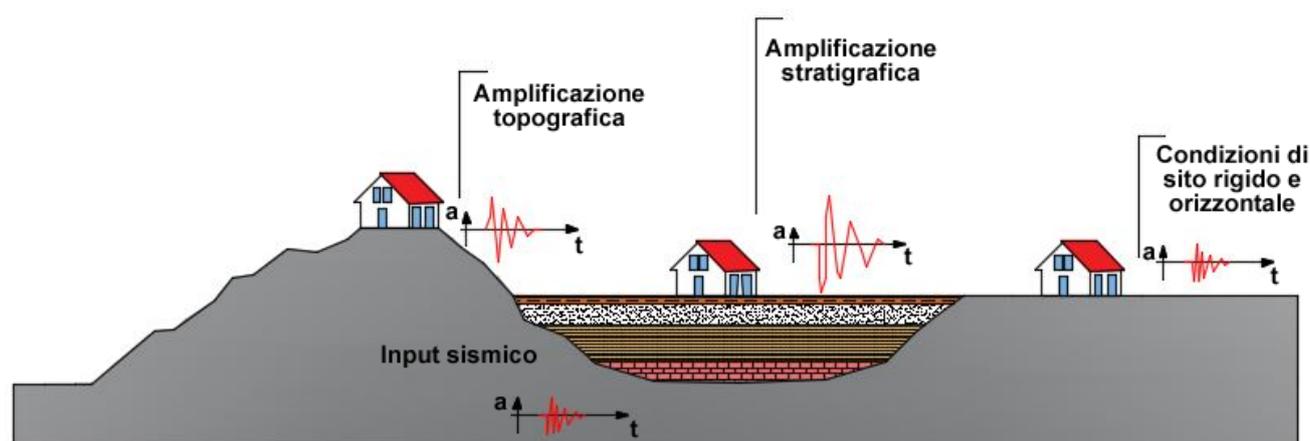


Fig. 60 – Effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica sull'azione sismica

Per tenere conto di questo aspetto, la normativa identifica cinque categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** e quattro categorie topografiche **T1, T2, T3, T4**.

La categoria di sottosuolo viene determinata, come visto, in funzione del valore che assume la velocità delle onde di taglio **V<sub>s</sub>** nel sottosuolo (Tab. 3.2.II delle NTC), mentre la categoria topografica dalla morfologia che assume la superficie topografica (Tab. 3.2.IV delle NTC).

In merito all'amplificazione stratigrafica per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti **S<sub>s</sub>** e **C<sub>c</sub>** valgono **1,00** mentre per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D**, ed **E** tali coefficienti possono essere calcolati, in funzione dei valori di **F<sub>0</sub>** e **T\*<sub>c</sub>** relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V delle NTC, nelle quali **g** è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

**Tabella 3.2.V delle NTC – Espressioni di S<sub>s</sub> e di C<sub>c</sub>**

Categoria Sottosuolo	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \bullet F_0 \bullet ag/g \leq 1,20$	$1,10 \bullet (T^*c)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \bullet F_0 \bullet ag/g \leq 1,50$	$1,05 \bullet (T^*c)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \bullet F_0 \bullet ag/g \leq 1,80$	$1,25 \bullet (T^*c)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \bullet F_0 \bullet ag/g \leq 1,60$	$1,10 \bullet (T^*c)^{-0,20}$

Nei casi in esame, avendo determinato una categoria di suolo **B** per tutti i "Campi" di sedime dell'impianto agrivoltaico, per ogni stato limite considerato, il coefficiente di amplificazione stratigrafica **S<sub>s</sub>** ed il coefficiente **C<sub>c</sub>** assumono i valori riportati nelle tabelle che seguono.

Campi n° 1 e n° 2	Stato Limite	Coefficiente S <sub>s</sub>	Coefficiente C <sub>c</sub>
Coordinate ED50 Lat. 41,002984 Lon. 15,900083	SLO	1,200	1,389
	SLD	1,200	1,365
	SLV	1,158	1,311
	SLC	1,071	1,303

Campo n° 3	Stato Limite	Coefficiente S <sub>s</sub>	Coefficiente C <sub>c</sub>
Coordinate ED50 Lat. 41,012851 Lon. 15,922646	SLO	1,200	1,390
	SLD	1,200	1,366
	SLV	1,156	1,313
	SLC	1,067	1,304

Campo n° 4	Stato Limite	Coefficiente S <sub>s</sub>	Coefficiente C <sub>c</sub>
Coordinate ED50 Lat. 41,009893 Lon. 15,928196	SLO	1,200	1,389
	SLD	1,200	1,366
	SLV	1,157	1,313
	SLC	1,068	1,304

<b>Campo n° 5</b>	<b>Stato Limite</b>	<b>Coefficiente <math>S_s</math></b>	<b>Coefficiente <math>C_c</math></b>
<i>Coordinate ED50</i> <i>Lat. 41,013782</i> <i>Lon. 15,932528</i>	<i>SLO</i>	1,200	1,390
	<i>SLD</i>	1,200	1,366
	<i>SLV</i>	1,156	1,313
	<i>SLC</i>	1,067	1,304

<b>Campo n° 6</b>	<b>Stato Limite</b>	<b>Coefficiente <math>S_s</math></b>	<b>Coefficiente <math>C_c</math></b>
<i>Coordinate ED50</i> <i>Lat. 40,989819</i> <i>Lon. 15,95802</i>	<i>SLO</i>	1,200	1,389
	<i>SLD</i>	1,200	1,365
	<i>SLV</i>	1,165	1,311
	<i>SLC</i>	1,081	1,303

<b>Campo n° 7</b>	<b>Stato Limite</b>	<b>Coefficiente <math>S_s</math></b>	<b>Coefficiente <math>C_c</math></b>
<i>Coordinate ED50</i> <i>Lat. 40,992364</i> <i>Lon. 15,961292</i>	<i>SLO</i>	1,200	1,389
	<i>SLD</i>	1,200	1,365
	<i>SLV</i>	1,164	1,312
	<i>SLC</i>	1,079	1,303

Relativamente all'amplificazione topografica, per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera.

**Tabella 3.2.VI delle NTC – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

<b>Categoria topografica</b>	<b>Ubicazione dell'opera o dell'intervento</b>	<b><math>S_T</math></b>
<b>T1</b>		1,00
<b>T2</b>	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
<b>T3</b>	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
<b>T4</b>	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Nel caso specifico, tutti i siti di del futuro impianto agrivoltaico sono posti su superfici pianeggianti o pendii con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ . Per tale motivo essi rientrano nella categoria topografica **T1**, a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari a **1,00**.

## 11. Microzonazione sismica

La microzonazione sismica delle aree di studio è stata redatta in base alle disposizioni dell'art. 2 comma 6 della L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 "*Disposizioni urgenti in materia di microzonazione sismica*". Pertanto per lo studio di microzonazione dei siti che saranno interessati dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico è stato predisposto il secondo livello di approfondimento.

Si è fatto inoltre riferimento alla "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Basilicata" così come previsto dal medesimo articolo al comma 3.

Per il comune di **Montemilone (PZ)** la nuova classificazione sismica è riportata nella tabella che segue.

Zona sismica OPCM 3274	Nuova Zonazione Sismica	PGA subzona (g)	Magnitudo	Distanza (Km)
2	2b	0.225	6.3	30

Il secondo livello di approfondimento si pone come obiettivo quello di fornire quantificazioni numeriche, con metodi semplificati (abachi e leggi empiriche), della modificazione locale del moto sismico in superficie (zone stabili suscettibili di amplificazioni locali) e dei fenomeni di deformazione permanente (zone suscettibili di instabilità).

La sovrapposizione areale dei due fenomeni sopra descritti costituisce la "*Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (Elab. C13.21)*" che nello specifico è stata redatta secondo quanto dettato dagli "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica" (ICMS).

I fattori di amplificazione locale sono stati valutati solo in base alla situazione litostratigrafica non essendoci nell'area di studio:

- ✓ zone suscettibili di instabilità di alcun tipo fra quelle previste negli "ICMS";
- ✓ condizioni topografiche che determinino fenomeni di amplificazione o altre contesti di incompatibilità quali bacini sepolti;
- ✓ situazioni litostratigrafiche con inversione di velocità con  $V_s \text{ rig}/V_s \text{ sof} > 2$  con  $V_s \text{ rig} > 500$  m/s;
- ✓ aree con deformazioni permanenti.

Le amplificazioni sono state quantificate per mezzo di "abachi" che definiscono i fattori di amplificazione degli spettri elastici in superficie associati alle singole situazioni litostratigrafiche. Attualmente, in assenza di abachi regionali di riferimento sono stati impiegati gli abachi riportati al capitolo 3.2 Appendice 3 Volume 2 Parte III di ICMS. Gli abachi sono realizzati sintetizzando i risultati di analisi numeriche mono-dimensionali di propagazione delle onde sismiche di taglio effettuate con il programma SHAKE91 (Idriss e Sun, 1992).

Tali analisi sono di tipo non lineare equivalente e sono condotte su un modello di sottosuolo costituito da terreni stratificati orizzontalmente, poggianti su un semispazio. Il modello di sottosuolo si riferisce a un deposito stratificato di terreni omogenei deformabili, sovrastante un terreno più rigido avente  $V_s = 800$  m/s (bedrock sismico). Il deposito, qualunque sia lo spessore complessivo, è stato diviso in 50 sublayer di spessore costante.

Questa suddivisione consente di descrivere con sufficiente dettaglio la variazione del profilo di rigidezza dei terreni soffici lungo la verticale nel campo di profondità indagato per la redazione degli abachi. Lo spessore totale del deposito di terreni soffici (H) varia nei calcoli da 5 a 150 m, per un totale di 19 valori. La velocità equivalente del deposito di terreni soffici ( $V_{sH}$ ) copre l'intervallo tra 150 e 700 m/s per un totale di 10 valori. Per ognuno dei suddetti valori di velocità equivalente  $V_{sH}$ , sono stati considerati 3 diversi profili di velocità per lo spessore del deposito.

I valori riportati negli abachi sono la media dei risultati ottenuti da 7 accelerogrammi diversi per ciascun livello energetico ( $0.06g =$  bassa sismicità,  $0.18g =$  media sismicità e  $0.26g =$  alta sismicità), su ciascun litotipo (argille, sabbie e ghiaie), spessore H e per ciascun valore dei tre profili di  $V_s$  (costante, variabile linearmente con la massima pendenza compatibile con il valore di  $V_{sH}$ , e variabile linearmente con pendenza intermedia fra costante e massima).

La scelta del tipo di profilo va fatta sulla base delle conoscenze specifiche ottenute con il livello 2: in generale quando lo spessore di sottosuolo diventa considerevole (diverse decine di metri), è poco probabile che il profilo di velocità si mantenga costante, ed è quindi preferibile orientarsi verso le tabelle riferite al profilo variabile linearmente con pendenza intermedia.

Le amplificazioni ricavate sono espresse attraverso due fattori di amplificazione **FA** e **FV** da applicare alle ordinate spettrali a basso periodo (FA) e a alto periodo (FV).

Per la scelta dell'abaco di riferimento è necessario quindi conoscere quanto segue.

- a) Il valore di " **$V_{sH}$** " che rappresenta la velocità media delle onde di taglio dal substrato rigido ( $V_s$  800m/s) posto a profondità "**H**" alla superficie.

Considerato che con le indagini sismiche eseguite nelle aree esaminate non è stato raggiunto il substrato rigido (bedrock sismico), il profilo di  $V_s$  con la profondità è stato estrapolato mantenendo il gradiente dell'ultimo tratto delle curve sperimentali delle prospezioni sismiche M.A.S.W. fino al raggiungimento di  $V_s = 800$  m/s (Fig. 61).

Tale metodo è consigliato nell'Atto d'indirizzo 112/2007 per le analisi di III livello dalla Regione Emilia Romagna.

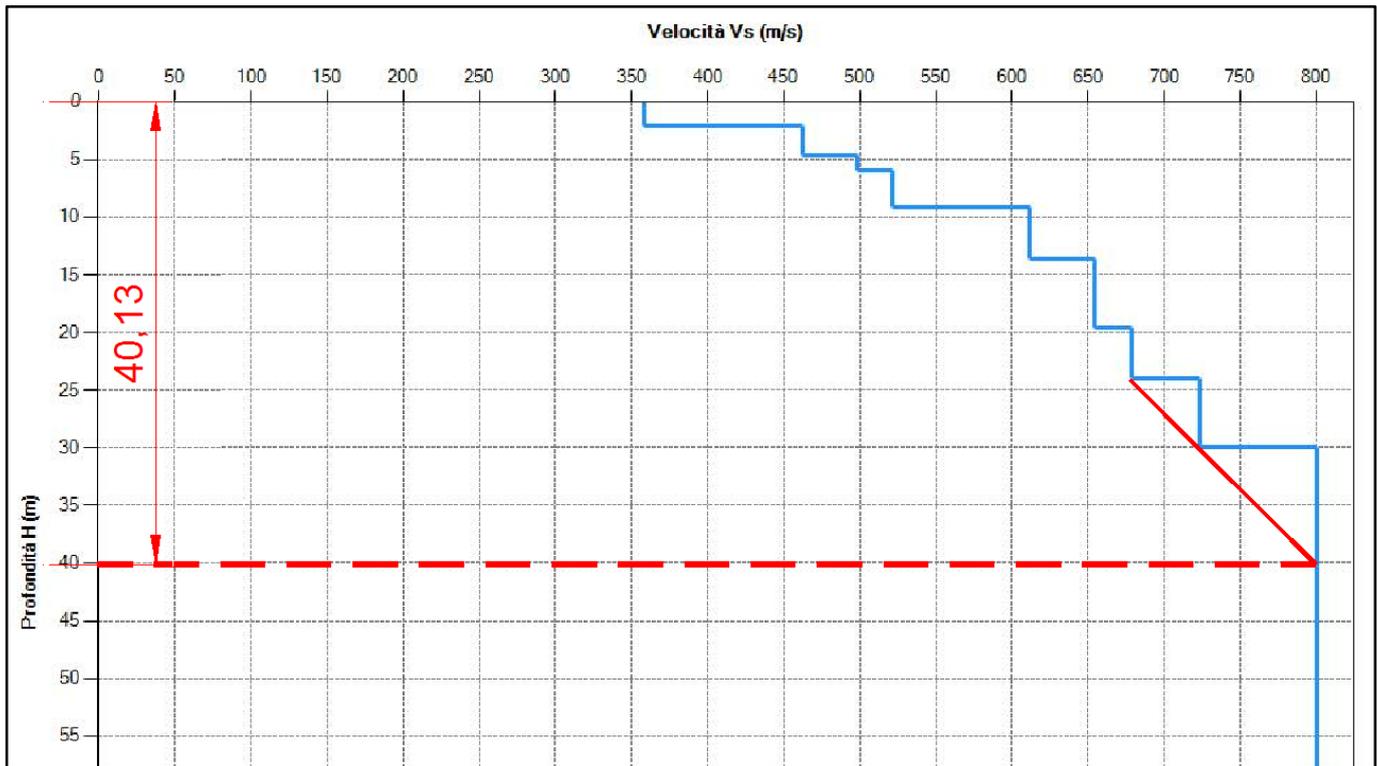


Fig. 61 – Esempio di interpolazione di una curva Vs da M.A.S.W. per l'individuazione del bedrock sismico

Utilizzando tale metodologia l'estrapolazione della profondità "H", per tutte le aree investigate, è di seguito riportata (Fig. 62).

Campi	Profondità media bedrock	Profondità H
Campo 1-2	35,79	<b>35</b>
Campo 3	47,31	<b>50</b>
Campo 4 Ovest	38,28	<b>40</b>
Campo 4 Est	44,04	<b>40</b>
Campo 5 Ovest	45,05	<b>50</b>
Campo 5 Est	35,28	<b>35</b>
Campo 6	35,37	<b>35</b>
Campo 7	49,89	<b>50</b>

Fig. 62 – Valore di H determinato per i siti investigati

Noti "H" e "Vs<sub>30</sub>" per le aree investigate (Fig. 63), dalla "Tabella 3.2 2 – Valori di Vs<sub>30</sub> (velocità equivalente nei primi 30 m) alle diverse profondità (H) corrispondenti alle diverse VsH (velocità equivalenti su tutto lo spessore del deposito) per il profilo con pendenza intermedia - ICMS" (Fig. 64), si determina il "VsH" alle varie profondità che, per i siti di studio, risulta essere come successivamente riportato (Fig. 65).

	Campi 1-2		Campo 3		Campo 4 Ovest	Campo 4 Est
M.A.S.W.	Mw7	Mw8	Mw5	Mw6	Mw4	Mw3
V <sub>S30</sub> (m/s)	687,9	583,80	422,75	471,16	622,43	442,2
V <sub>S30</sub> media (m/s)	<b>635,84</b>		<b>446,96</b>		<b>622,43</b>	<b>442,20</b>

	Campo 5 Ovest	Campo 5 Est	Campo 6	Campo 7	
M.A.S.W.	Mw1	Mw2	Mw11	Mw19	Mw10
V <sub>S30</sub> (m/s)	417,12	361,06	608,54	607,56	684,30
V <sub>S30</sub> media (m/s)	<b>417,12</b>	<b>361,06</b>	<b>608,54</b>	<b>645,93</b>	

Fig. 63 – Valori medi delle V<sub>S30</sub> per i siti investigati

Tabella 3.2.2 - Valori di V<sub>s30</sub> (velocità equivalente nei primi 30 m) alle diverse profondità (H) corrispondenti alle diverse V<sub>sH</sub> (velocità equivalenti su tutto lo spessore del deposito) per il profilo con pendenza intermedia.

H	V <sub>sH</sub> (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
35	143.8	191.0	238.0	285.9	335.2	385.1	435.6	486.3	589.3	693.9
40	139.2	184.1	228.8	275.3	324.1	374.0	424.8	476.1	581.4	689.4
50	131.6	172.7	213.7	257.9	306.0	355.7	407.1	459.5	568.5	682.1
60	126.7	165.4	204.0	246.7	294.3	344.1	395.7	448.9	560.3	677.5
70	122.7	159.4	196.0	237.5	284.8	334.6	386.5	440.3	553.8	673.8
80	120.6	156.4	191.9	232.8	280.0	329.7	381.8	436.0	550.5	671.9
90	118.6	153.3	187.9	228.1	275.1	324.9	377.2	431.6	547.1	670.1
100	116.5	150.2	183.7	223.4	270.2	320.0	372.5	427.3	543.8	668.3
110	115.5	148.7	181.6	220.9	267.7	317.5	370.2	425.0	542.1	667.3
120	114.4	147.1	179.5	218.5	265.2	315.0	367.8	422.8	540.5	666.4
130	113.4	145.5	177.3	216.1	262.6	312.6	365.4	420.6	538.8	665.4
140	112.3	143.9	175.2	213.6	260.1	310.1	363.0	418.4	537.1	664.5
150	111.2	142.3	173.1	211.2	257.5	307.5	360.6	416.2	535.4	663.6

Fig. 64 – Tabella 3.2.2 "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica"

Campi	Profondità H	Vs30 media (m/s)	VsH (m/s)
Campo 1-2	35	635,84	<b>600</b>
Campo 3	50	446,96	<b>500</b>
Campo 4 Ovest	40	622,43	<b>600</b>
Campo 4 Est	40	442,20	<b>450</b>
Campo 5 Ovest	50	417,12	<b>450</b>
Campo 5 Est	35	361,06	<b>400</b>
Campo 6	35	608,54	<b>600</b>
Campo 7	50	645,93	<b>700</b>

Fig. 65 – Determinazione dei valori di VsH alle varie profondità per i siti investigati

- b) Il **valore di  $a_g(g)$** , la "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Basilicata" di cui alla L.R. 9/2001 attribuisce a Montemilone una PGA di subzona pari a 0.225g, pertanto si considererà l'abaco relativo alla  $a_g(g)$  pari a **0.26g**.
- c) Il **litotipo prevalente** che sulla base dei dati delle indagini eseguite e dalle caratteristiche formazionali dei depositi presenti sono costituiti in modo prevalente da **ghiaie e sabbie**.
- d) Il **profilo di velocità**, in generale quando lo spessore di sottosuolo diventa considerevole (diverse decine di metri), è poco probabile che il profilo di velocità si mantenga costante, ed è quindi preferibile orientarsi verso le tabelle riferite al "**profilo variabile linearmente con pendenza intermedia**".

I valori di **FA** e **FV** per ogni singolo sito investigato (Fig. 66), ricavati dall'utilizzo degli abachi ICMS (Figg. 67-68-69-70), sono appresso riportati.

Microzonazione Sismica Livello 2							
Abaco ICMS							
Montemilone (PZ)	VsH (m/s)	H (m)	$a_g$ (g)	Tipo di terreno	Profilo di velocità	FA	FV
Campi 1-2	600	35	0,225	Ghiaia	L P e n t e r n e m e n d e r a i e	<b>1,22</b>	<b>1,11</b>
Campo 3	500	50		Ghiaia		<b>1,27</b>	<b>1,43</b>
Campo 4 Ovest	600	40		Ghiaia		<b>1,21</b>	<b>1,14</b>
Campo 4 Est	450	40		Sabbia		<b>1,35</b>	<b>1,55</b>
Campo 5 Ovest	450	50		Ghiaia		<b>1,31</b>	<b>1,59</b>
Campo 5 Est	400	35		Sabbia		<b>1,46</b>	<b>1,66</b>
Campo 6	600	35		Ghiaia		<b>1,22</b>	<b>1,11</b>
Campo 7	700	50		Ghiaia		<b>1,07</b>	<b>1,09</b>

Fig. 66 – Determinazione dei valori di FA e FV per i siti investigati

**Fattore di amplificazione** **Tipo di terreno**  **$a_g$  (g)** **Profilo di velocità**  
FA Ghiaia 0.26g Lineare pendenza intermedia

	$V_{sH}$ (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
<b>H</b> 5	-	1.80	1.74	1.60	1.38	1.21	1.10	1.05	1.01	1.01
10	-	-	2.02	1.70	1.47	1.33	1.25	1.17	1.06	1.02
15	-	-	-	1.93	1.69	1.51	1.37	1.25	1.12	1.04
20	-	-	-	1.97	1.79	1.62	1.47	1.35	1.18	1.06
25	-	-	-	1.87	1.79	1.64	1.51	1.39	1.21	1.08
30	-	-	-	1.74	1.69	1.62	1.50	1.40	1.22	1.09
35	-	-	-	1.59	1.60	1.54	1.48	1.39	1.22	1.09
40	-	-	-	1.50	1.52	1.48	1.41	1.36	1.21	1.09
50	-	-	-	1.42	1.39	1.32	1.31	1.27	1.17	1.07
60	-	-	-	1.33	1.33	1.30	1.22	1.18	1.12	1.04
70	-	-	-	-	1.27	1.26	1.22	1.15	1.06	1.00
80	-	-	-	-	1.21	1.20	1.19	1.15	1.04	0.98
90	-	-	-	-	1.14	1.15	1.15	1.12	1.04	0.96
100	-	-	-	-	1.08	1.10	1.11	1.09	1.03	0.95
110	-	-	-	-	1.02	1.06	1.06	1.05	1.01	0.95
120	-	-	-	-	0.97	1.01	1.03	1.03	0.99	0.93
130	-	-	-	-	0.91	0.97	0.99	0.99	0.97	0.92
140	-	-	-	-	0.91	0.94	0.96	0.97	0.94	0.91
150	-	-	-	-	0.87	0.91	0.93	0.94	0.93	0.89

Fig. 67 – Abaco per il Fattore di amplificazione FA (ghiaia, 0.26g, lineare pendenza intermedia)

**Fattore di amplificazione** **Tipo di terreno**  **$a_g$  (g)** **Profilo di velocità**  
FV Ghiaia 0.26g Lineare pendenza intermedia

	$V_{sH}$ (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
<b>H</b> 5	-	1.05	1.04	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
10	-	-	1.17	1.07	1.04	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00
15	-	-	-	1.24	1.14	1.09	1.05	1.03	1.02	1.01
20	-	-	-	1.53	1.28	1.18	1.11	1.08	1.03	1.01
25	-	-	-	1.81	1.47	1.29	1.19	1.12	1.07	1.02
30	-	-	-	2.06	1.65	1.42	1.28	1.19	1.09	1.03
35	-	-	-	2.25	1.84	1.54	1.37	1.25	1.11	1.04
40	-	-	-	2.29	1.96	1.66	1.46	1.32	1.14	1.07
50	-	-	-	2.12	2.02	1.80	1.59	1.43	1.21	1.09
60	-	-	-	2.10	1.86	1.79	1.65	1.49	1.26	1.11
70	-	-	-	-	1.88	1.68	1.61	1.51	1.29	1.12
80	-	-	-	-	1.88	1.69	1.53	1.46	1.29	1.13
90	-	-	-	-	1.91	1.69	1.54	1.41	1.27	1.13
100	-	-	-	-	1.88	1.69	1.53	1.43	1.24	1.09
110	-	-	-	-	1.84	1.68	1.53	1.41	1.22	1.09
120	-	-	-	-	1.77	1.68	1.53	1.40	1.23	1.10
130	-	-	-	-	1.74	1.64	1.53	1.42	1.23	1.10
140	-	-	-	-	1.73	1.60	1.51	1.42	1.22	1.10
150	-	-	-	-	1.74	1.57	1.48	1.40	1.23	1.09

Fig. 68 – Abaco per il Fattore di amplificazione FV (ghiaia, 0.26g, lineare pendenza intermedia)

Fattore di amplificazione **FA**      Tipo di terreno **Sabbia**       $a_g$  (g) **0.26g**      Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	$V_{SH}$ (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
<b>H</b> 5	-	1.81	1.71	1.61	1.43	1.24	1.12	1.06	1.01	1.01
10	-	-	-	1.77	1.51	1.34	1.24	1.18	1.07	1.02
15	-	-	-	1.93	1.74	1.55	1.41	1.29	1.14	1.05
20	-	-	-	1.89	1.77	1.63	1.51	1.39	1.21	1.09
25	-	-	-	1.71	1.68	1.62	1.51	1.41	1.23	1.10
30	-	-	-	1.53	1.58	1.53	1.49	1.40	1.24	1.11
35	-	-	-	1.41	1.47	1.46	1.41	1.37	1.23	1.11
40	-	-	-	1.28	1.34	1.37	1.35	1.30	1.21	1.09
50	-	-	-	1.17	1.22	1.19	1.22	1.19	1.13	1.06
60	-	-	-	-	1.14	1.15	1.13	1.09	1.06	1.01
70	-	-	-	-	1.07	1.09	1.09	1.07	0.99	0.96
80	-	-	-	-	1.00	1.03	1.04	1.04	0.98	0.92
90	-	-	-	-	0.94	0.99	1.00	1.00	0.97	0.91
100	-	-	-	-	0.87	0.92	0.96	0.96	0.94	0.90
110	-	-	-	-	0.80	0.87	0.91	0.92	0.92	0.88
120	-	-	-	-	0.75	0.82	0.86	0.89	0.89	0.87
130	-	-	-	-	0.71	0.76	0.83	0.84	0.86	0.85
140	-	-	-	-	0.67	0.73	0.78	0.81	0.83	0.83
150	-	-	-	-	0.65	0.71	0.75	0.78	0.81	0.81

Fig. 69 – Abaco per il Fattore di amplificazione FA (sabbia, 0.26g, lineare pendenza intermedia)

Fattore di amplificazione **FV**      Tipo di terreno **Sabbia**       $a_g$  (g) **0.26g**      Profilo di velocità **Lineare pendenza intermedia**

	$V_{SH}$ (m/s)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
<b>H</b> 5	-	1.09	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
10	-	-	-	1.11	1.05	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
15	-	-	-	1.33	1.18	1.11	1.08	1.04	1.02	1.01
20	-	-	-	1.62	1.37	1.23	1.15	1.10	1.04	1.02
25	-	-	-	1.91	1.57	1.38	1.24	1.16	1.08	1.03
30	-	-	-	2.13	1.78	1.52	1.36	1.24	1.11	1.04
35	-	-	-	2.17	1.92	1.66	1.46	1.33	1.15	1.08
40	-	-	-	2.07	1.97	1.75	1.55	1.40	1.20	1.09
50	-	-	-	1.97	1.84	1.80	1.65	1.49	1.27	1.12
60	-	-	-	-	1.81	1.66	1.62	1.53	1.31	1.15
70	-	-	-	-	1.81	1.67	1.52	1.47	1.32	1.16
80	-	-	-	-	1.83	1.66	1.54	1.41	1.29	1.16
90	-	-	-	-	1.80	1.66	1.52	1.44	1.25	1.14
100	-	-	-	-	1.73	1.66	1.53	1.41	1.24	1.12
110	-	-	-	-	1.68	1.63	1.53	1.42	1.24	1.12
120	-	-	-	-	1.66	1.57	1.51	1.42	1.23	1.11
130	-	-	-	-	1.66	1.54	1.47	1.40	1.25	1.11
140	-	-	-	-	1.64	1.53	1.44	1.39	1.24	1.11
150	-	-	-	-	1.60	1.52	1.42	1.35	1.23	1.11

Fig. 70 – Abaco per il Fattore di amplificazione FV (sabbia, 0.26g, lineare pendenza intermedia)

## 12. Caratterizzazione sismica secondo le N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018)

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC D.M. 17.01.2018, a cui si rimanda per maggiori dettagli) ha imposto di procedere ad una diversa definizione del profilo stratigrafico dei suoli di fondazione, in funzione delle azioni sismiche di progetto (cfr. N.T.C. C3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI). La pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) (cfr. NTC § 3.1.2) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *PVR*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima attesa (*ag*) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. È possibile anche descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi, ovviamente questi devono essere compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico del sito.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica *PVR*:

- *ag* = accelerazione massima al sito;
- *Fo* = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- *TC\** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 12.1 Valutazione dell'azione sismica e relativi parametri

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle *NTC*, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà caratterizzato da sottosuolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *P<sub>Vg</sub>*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle *NTC*, dalle accelerazioni *ag* e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle *NTC* sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

1. ***ag*** = accelerazione orizzontale massima del terreno;
2. ***Fo*** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
3. ***Tc\**** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 12.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite, sia di *esercizio* (**SLD** – Stato Limite di **D**anno ed **SLO** – Stato Limite di immediata Operatività) che *ultimi* (**SLV** – Stato Limite della **V**ita ed **SLC** – Stato Limite di prevenzione del Collasso) consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limiti ordinati per azione sismica crescente (*SLO, SLD, SLV, SLC*), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme della struttura.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (Tabella 3.2.1 delle NTC) valori della probabilità di superamento  $P_{vg}$  pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%. La pericolosità sismica in un generico sito, dunque, deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

La pericolosità sismica di un sito, quindi, è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "*periodo di riferimento*"  $V_R$  e la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*"  $P_{vg}$ . Per i siti oggetto di studio è stata effettuata la valutazione della risposta sismica locale, secondo i dettami del D.M. del 17.01.2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale *EXCEL SPETTRI NTC 1.0.3* sviluppato e messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Questo software fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

- *FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base del progetto S1 - INGV).*
- *FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione.*
- *FASE 3 - Determinazione dell'azione di progetto.*

## INTRO

**D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**

# Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

**FASE 1.** Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

**FASE 2.** Scelta della strategia di progettazione;

**FASE 3.** Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30.

**INTRO**

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Nelle pagine seguenti vengono forniti i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$ , in funzione della latitudine e longitudine per ogni sito d'intervento, per i periodi di ritorno  $T_R$ , associati a ciascuno stato limite di riferimento, da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC, mentre i successivi grafici rappresentano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento per categoria di suolo A (**FASE 1**).

Di seguito, quindi, si illustra la pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**.

Le coordinate geografiche (in gradi decimali) dei siti (prese nel baricentro dei rispettivi siti investigati) sono state convertite dal sistema *WGS84* al sistema di riferimento *ED50*, in quanto il reticolo dei punti che determina la pericolosità sismica di base (*Allegato B delle NTC 2018*) è ancorata al sistema ED50 e, dato che il reticolo NTC18 è un campionamento della stessa, ne consegue che il reticolo è anche ancorato all'ellissoide ED50.

Per quanto riguarda la strategia di progettazione (**FASE 2**), su indicazione del progettista, si è valutato il periodo di riferimento  $V_R$  delle opere da realizzare in **100 anni**, ottenuto come prodotto tra la vita nominale  $V_N$  (**50 anni**) ed il valore del coefficiente d'uso  $C_u$  (**2,0**) che compete alla classe d'uso delle opere di progetto (Classe IV). In questo modo si sono ricavati, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{Vg}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma ed i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$ . Infine, relativamente alla determinazione dell'azione di progetto (**FASE 3**), in questa sede ci si limita a fornire al progettista il fattore **S** di

incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  che è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

A tal proposito, infatti, il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi). La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione  $T \leq 4$  s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza,  $F_0$ , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze  $ag$ ,  $T_C$  e, conseguentemente,  $T_B$ ,  $T_D$ .

Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo  $ag$ , e l'amplificazione massima  $F_V$ , espressa come funzione di  $ag$ . La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta.

Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente  $S = S_S \times S_T$  che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica ( $S_S$ ) e topografica ( $S_T$ ). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo  $T_C$  di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente  $C_C$ , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di  $S_S$  con  $F_0 \cdot ag$  è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di  $S_S$  con  $F_0 \cdot ag$ .

In genere, a parità di pericolosità del sito ( $F_0 \cdot ag$ ), i valori di  $S_S$  si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per  $F_0 \cdot ag < 0.78g$ , il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo, mentre, per  $0.78g \leq F_0 \cdot ag < 1.17g$  i fenomeni di amplificazione sono più marcati per il sottosuolo di categoria C.

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente  $C_C$  decresce al crescere di  $T_C^*$  e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di  $T_C^*$ , i valori di  $C_C$  si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di  $T_C$  maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

**CAMPO N° 1 e CAMPO N° 2**

**FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1**

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

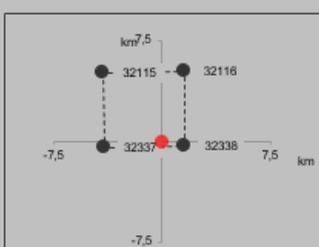
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "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, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

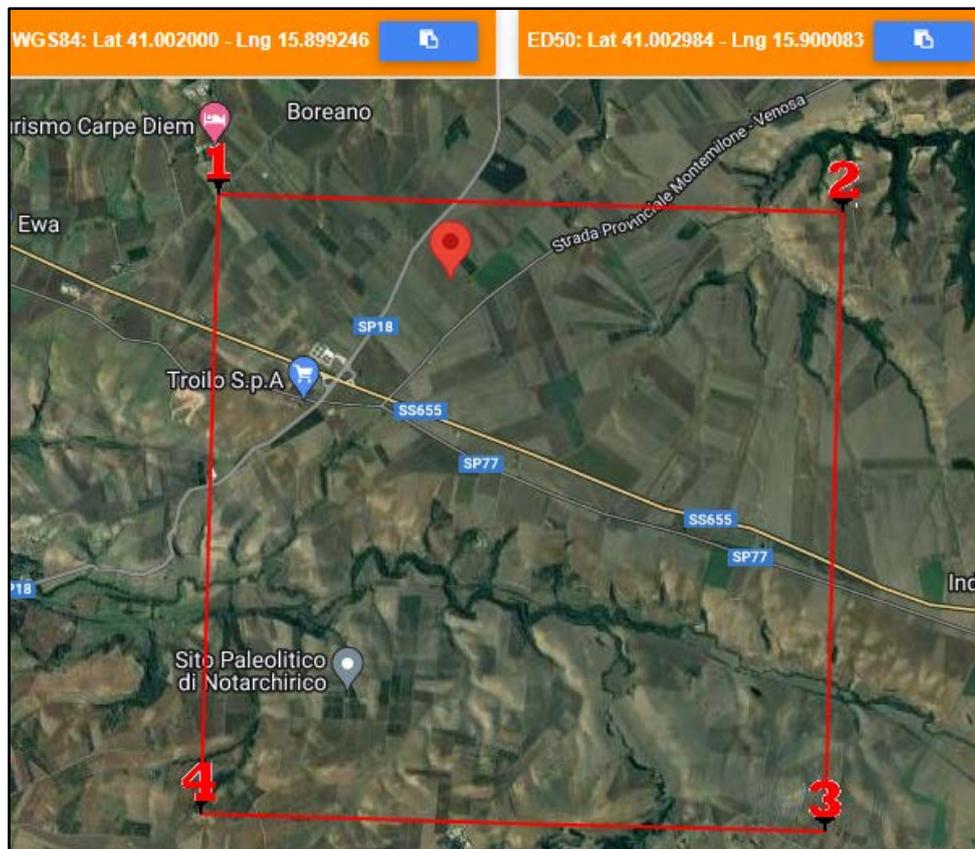


Fig. 71 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°1 e Campo n°2" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°1 e il Campo n°2

Sito 1 ID: 32337	Lat: 41,0099	Lon: 15,8755	Distanza: 2203,830
Sito 2 ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 3544,568
Sito 3 ID: 32560	Lat: 40,9586	Lon: 15,9398	Distanza: 5958,620
Sito 4 ID: 32559	Lat: 40,9600	Lon: 15,8736	Distanza: 5274,632

Latitudine = 41,002984 N

Longitudine = 15,900083 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,044	2,510	0,285
50	0,057	2,564	0,293
72	0,073	2,420	0,329
101	0,086	2,448	0,338
140	0,100	2,461	0,350
201	0,119	2,487	0,364
475	0,183	2,468	0,400
975	0,258	2,391	0,413
2475	0,399	2,309	0,433

dove:

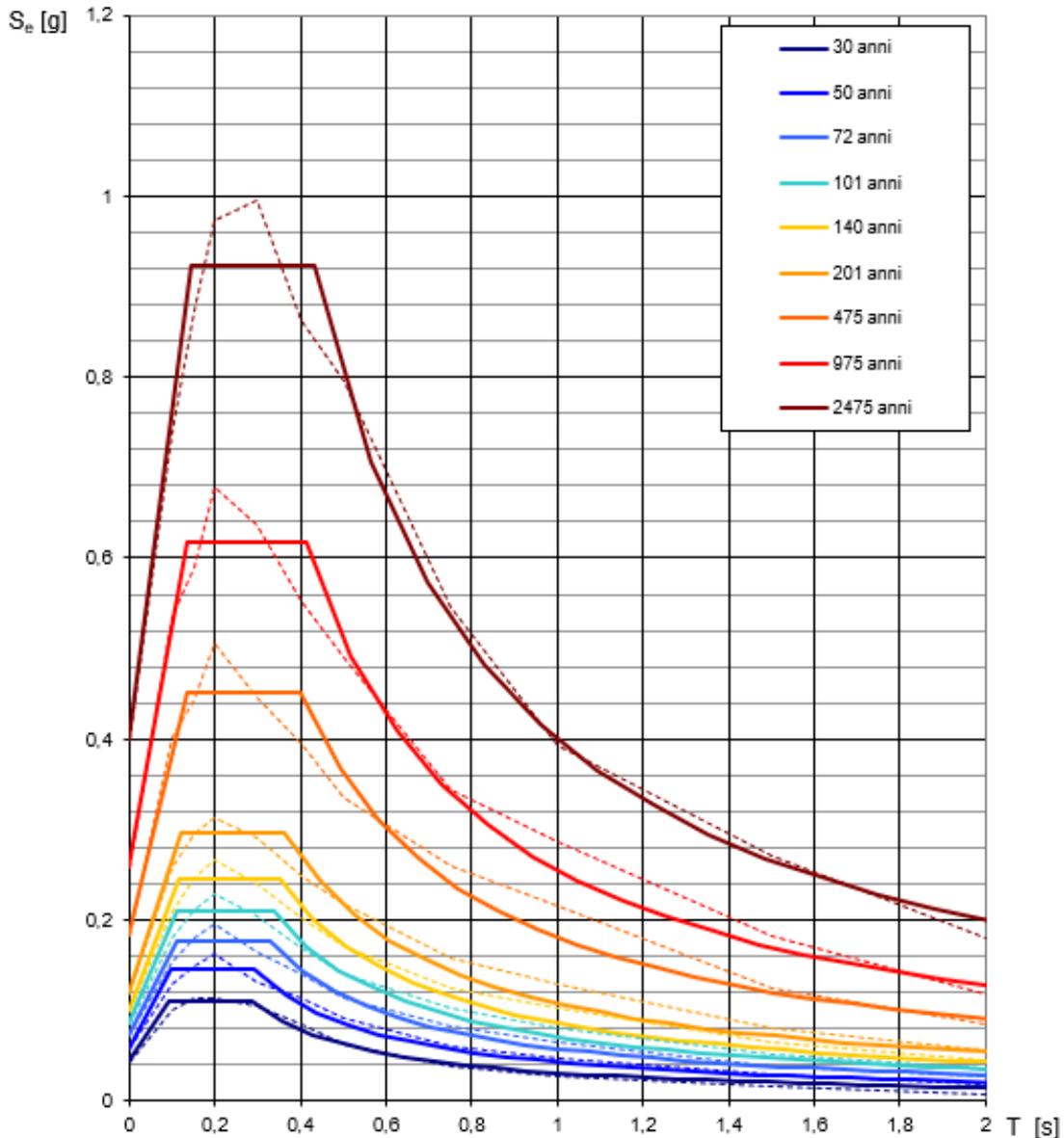
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,900083 – Lat. 41,002984 (in gradi decimali)

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Fig. 72 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

## FASE 2 - Scelta della 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

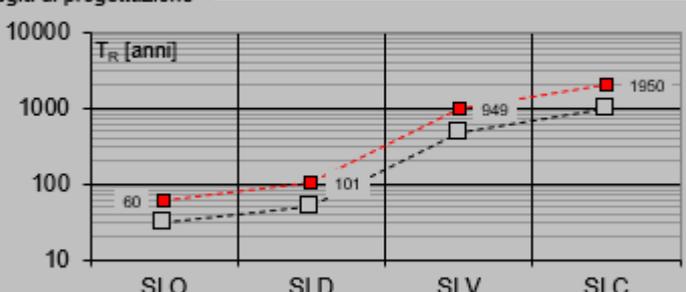
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="1950"/>

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

### 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	60	0,065	2,489	0,311
SLD	101	0,086	2,447	0,338
SLV	949	0,255	2,394	0,413
SLC	1950	0,357	2,330	0,428

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

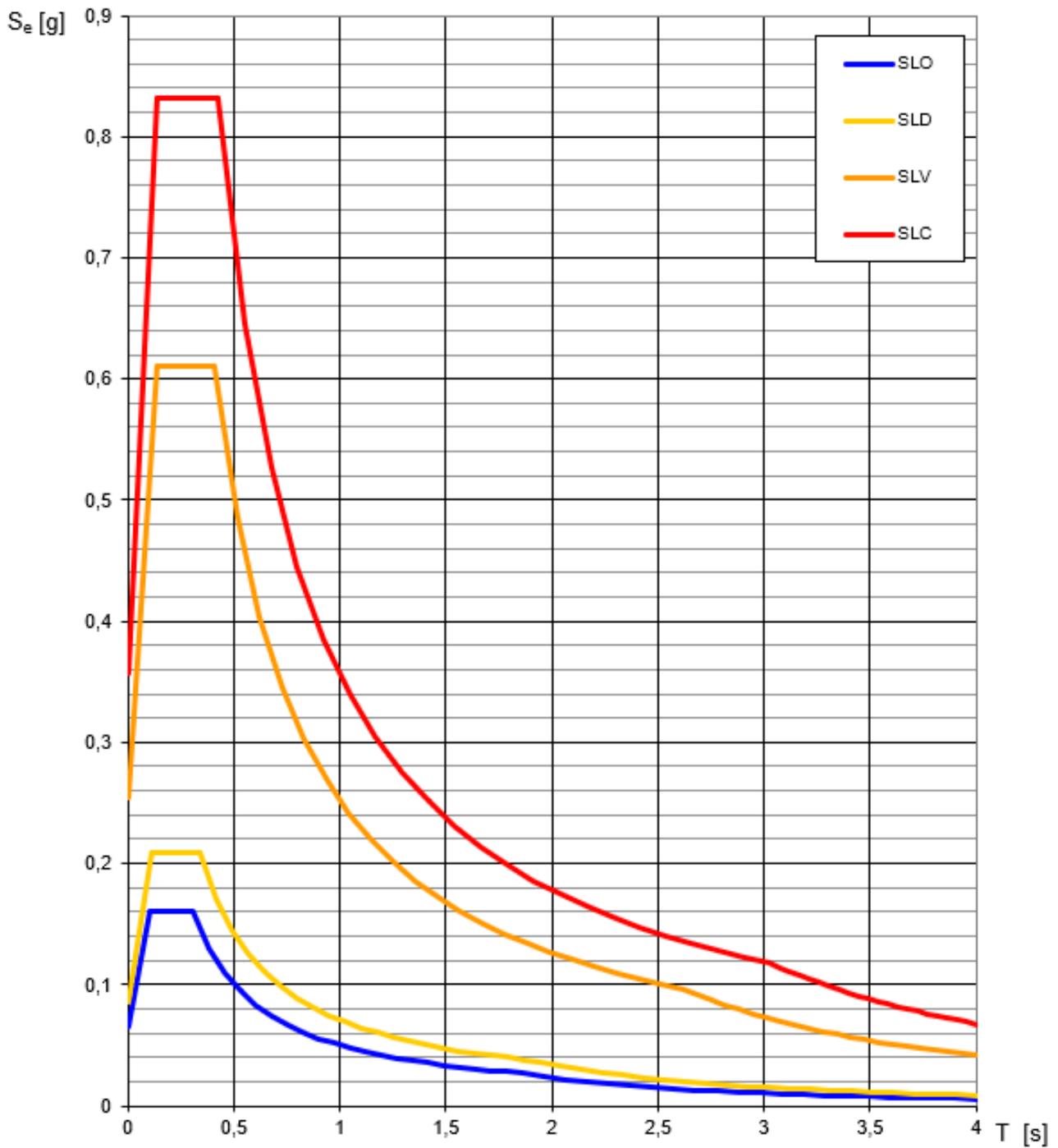


Fig. 73 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLV info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo B info       $S_S =$  1,158       $C_C =$  1,311 info

Categoria topografica T1 info       $h/H =$          $S_T =$  1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n° 1" e il "Campo n° 2" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n° 1 e Campo n° 2**

Stato Limite	Tr	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
<b>SLO</b>	60	1,200	1	1,200	0,065	0,0780
<b>SLD</b>	101	1,200	1	1,200	0,085	0,1020
<b>SLV</b>	949	1,158	1	1,158	0,251	0,2907
<b>SLC</b>	1950	1,071	1	1,071	0,351	0,3759

### CAMPO N° 3

**FASE 1** - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

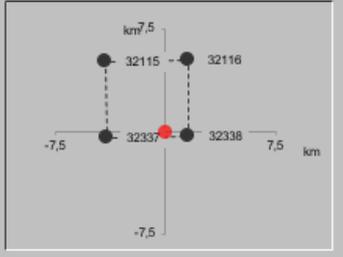
Grafici spettri di risposta

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:



La "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, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

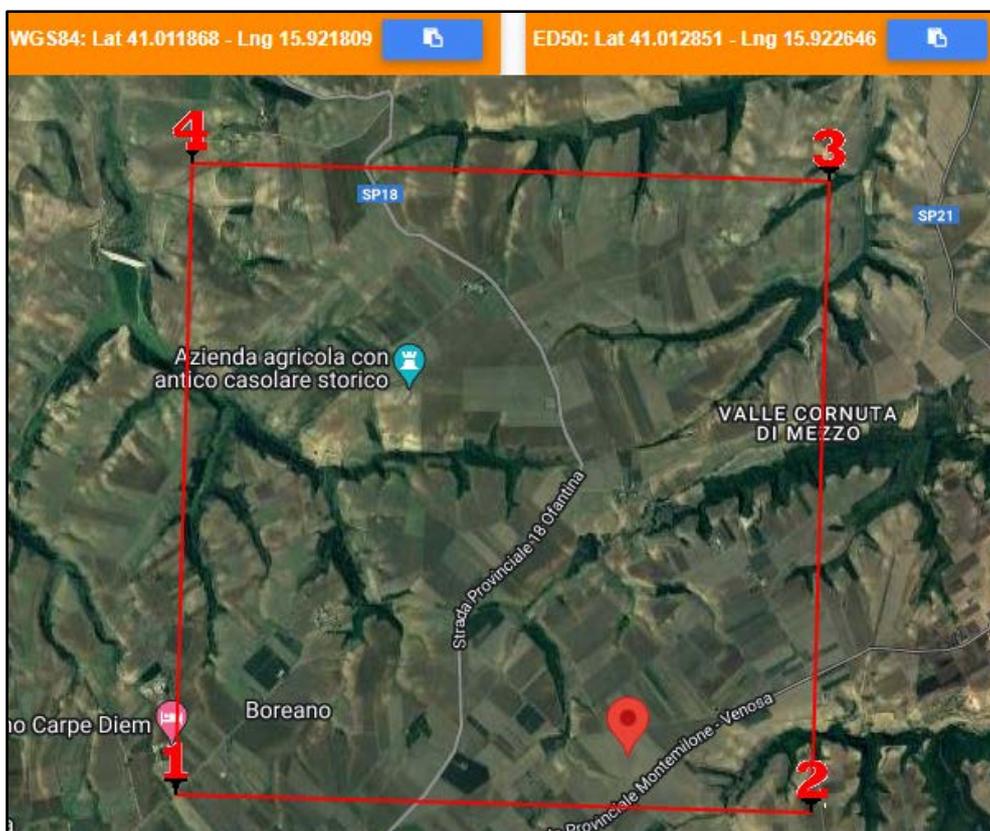


Fig. 74 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°3" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°3

Sito 1 ID: 32337	Lat: 41,0099	Lon: 15,8755	Distanza: 3969,860
Sito 2 ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 1667,781
Sito 3 ID: 32116	Lat: 41,0585	Lon: 15,9436	Distanza: 5371,817
Sito 4 ID: 32115	Lat: 41,0599	Lon: 15,8773	Distanza: 6470,701

Latitudine = 41,012851 N

Longitudine = 15,922646 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,044	2,510	0,285
50	0,057	2,564	0,293
72	0,073	2,420	0,329
101	0,086	2,448	0,338
140	0,100	2,461	0,350
201	0,119	2,487	0,364
475	0,183	2,468	0,400
975	0,258	2,391	0,413
2475	0,399	2,309	0,433

dove:

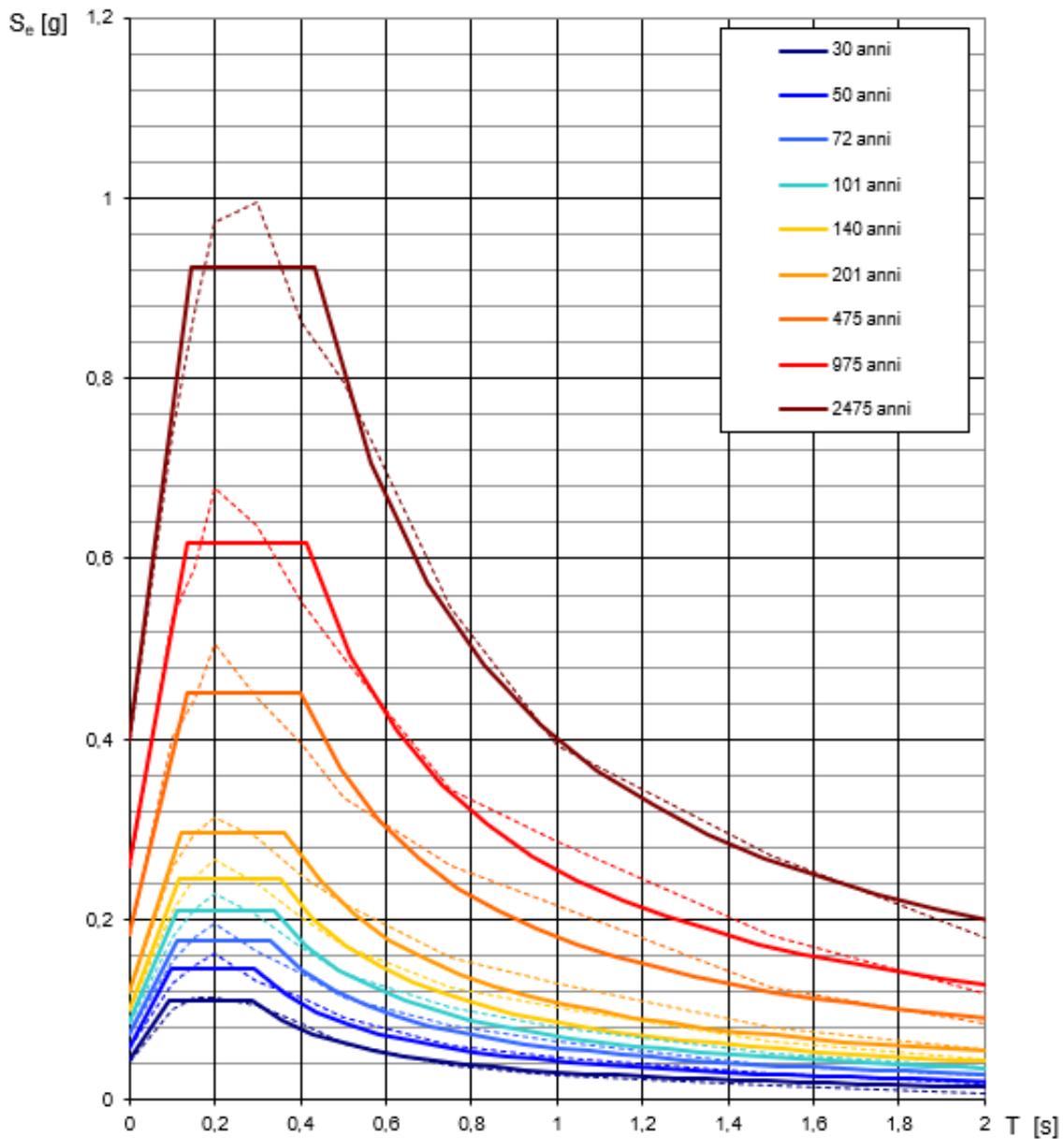
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,922646 – Lat. 41,012851 (in gradi decimali)

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 75 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

## FASE 2 - Scelta della 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

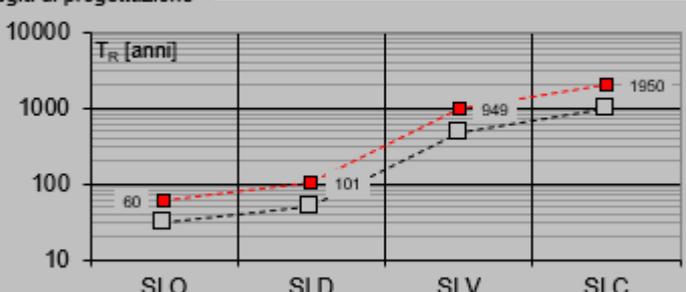
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="1950"/>

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

**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	60	0,065	2,489	0,311
SLD	101	0,086	2,447	0,338
SLV	949	0,255	2,394	0,413
SLC	1950	0,357	2,330	0,428

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

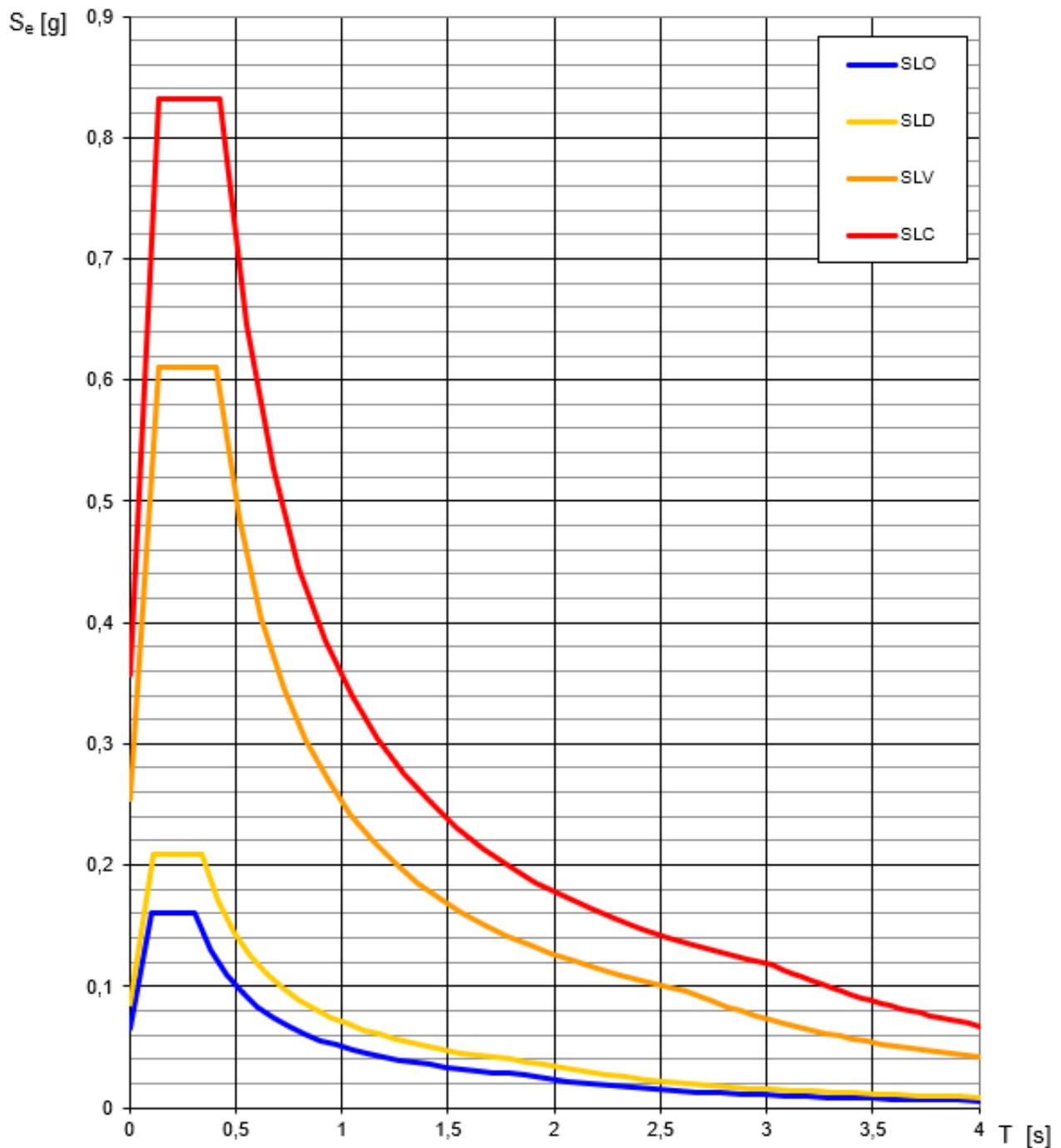


Fig. 76 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLV ▼ info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo B ▼ info       $S_S =$  1,156       $C_C =$  1,313 info

Categoria topografica T1 ▼ info       $h/H =$          $S_T =$  1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n°3" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n°3**

Stato Limite	$T_r$	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	$ag$	$a_{max} = ag \times S$
<b>SLO</b>	60	1,200	1	1,200	0,065	0,0780
<b>SLD</b>	101	1,200	1	1,200	0,086	0,1032
<b>SLV</b>	949	1,156	1	1,156	0,255	0,2948
<b>SLC</b>	1950	1,067	1	1,067	0,357	0,3809

### CAMPO N° 4

**FASE 1** - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

#### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

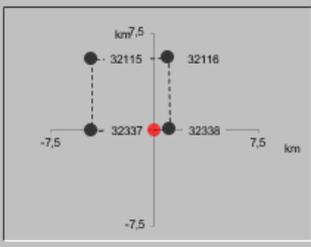
Grafici spettri di risposta

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

La "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, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

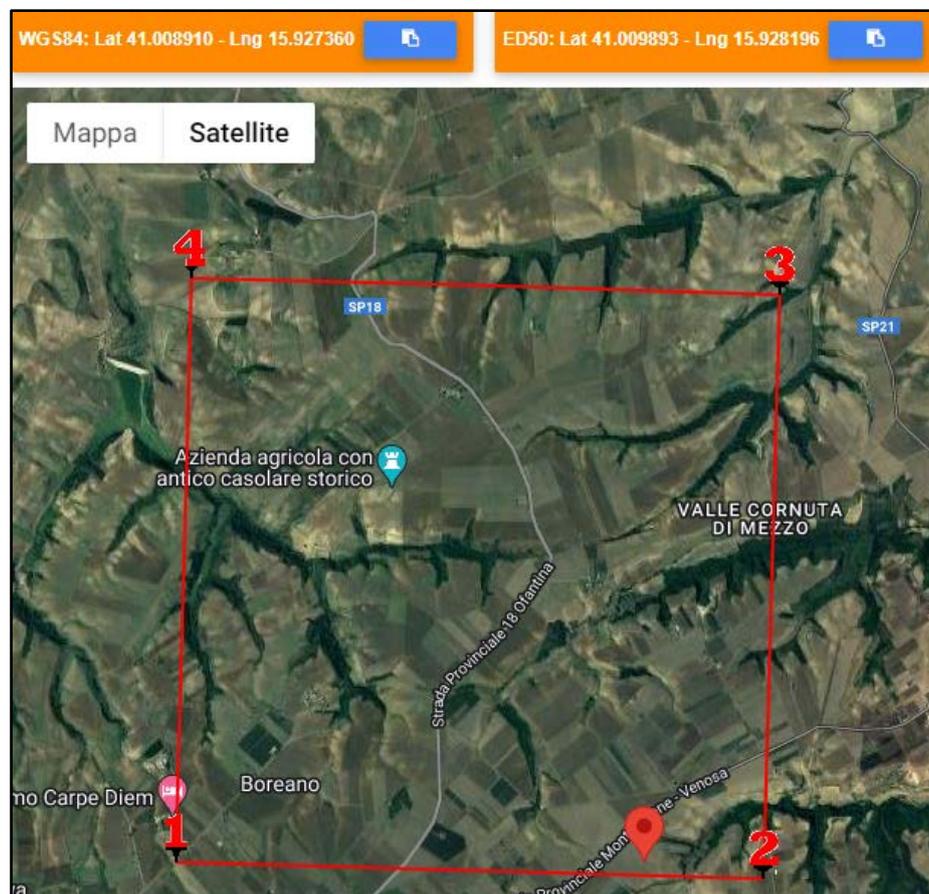


Fig. 77 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°4" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°4

Sito 1	ID: 32337	Lat: 41,0099	Lon: 15,8755	Distanza: 4422,418
Sito 2	ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 1141,523
Sito 3	ID: 32116	Lat: 41,0585	Lon: 15,9436	Distanza: 5557,634
Sito 4	ID: 32115	Lat: 41,0599	Lon: 15,8773	Distanza: 7012,863

Latitudine = 41,009893 N

Longitudine = 15,928196 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,044	2,511	0,285
50	0,057	2,565	0,293
72	0,073	2,420	0,329
101	0,086	2,449	0,338
140	0,100	2,461	0,350
201	0,119	2,488	0,364
475	0,183	2,465	0,402
975	0,257	2,392	0,413
2475	0,398	2,310	0,432

dove:

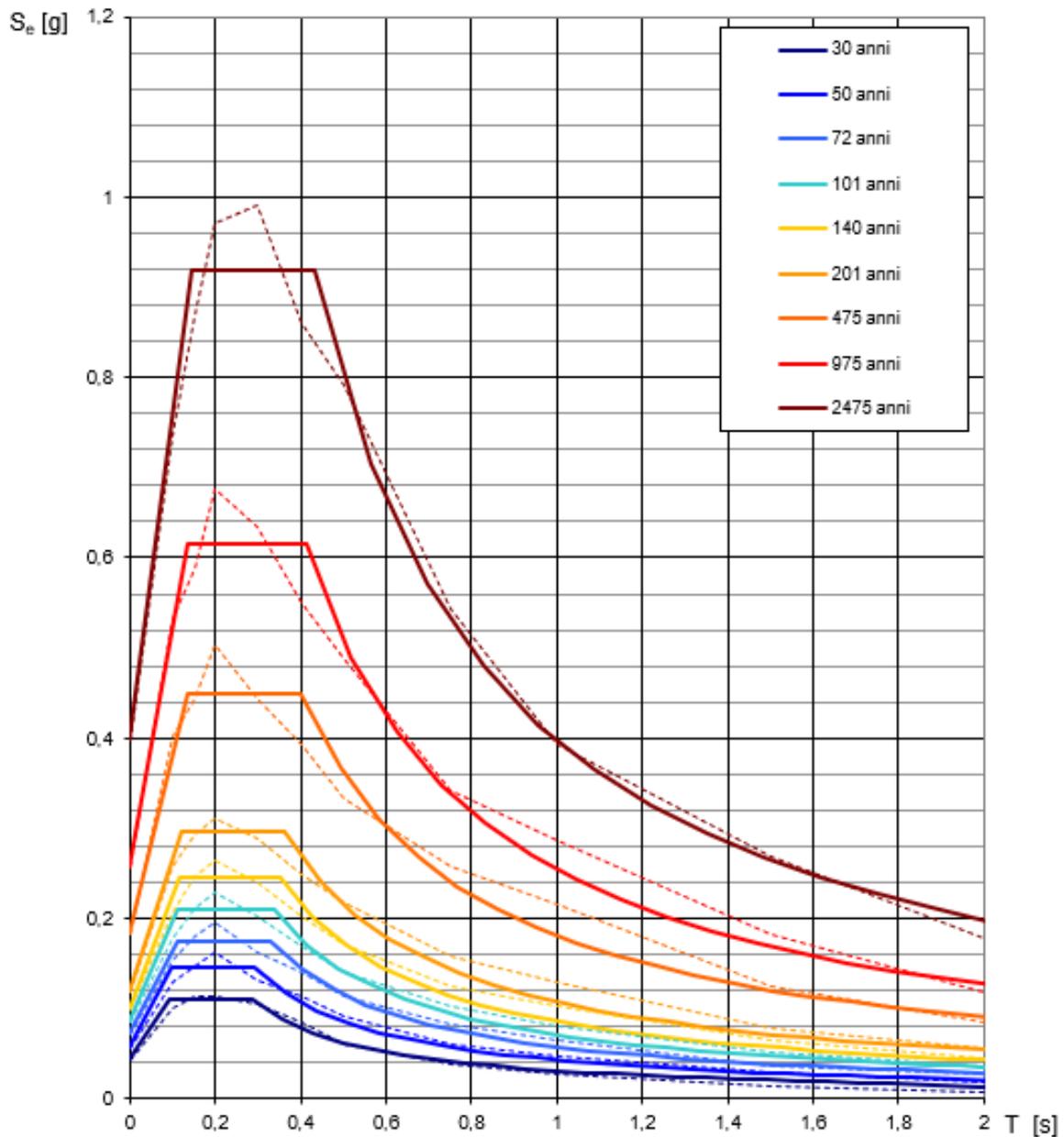
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,928196– Lat. 41,009893 (in gradi decimali)

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



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 78 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

## FASE 2 - Scelta della 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

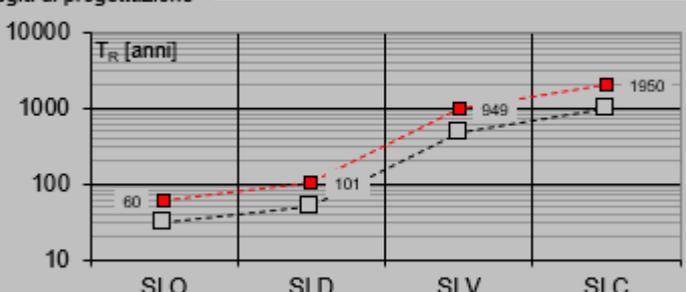
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

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

**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	60	0,065	2,490	0,311
SLD	101	0,085	2,448	0,338
SLV	949	0,254	2,395	0,413
SLC	1950	0,356	2,330	0,427

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

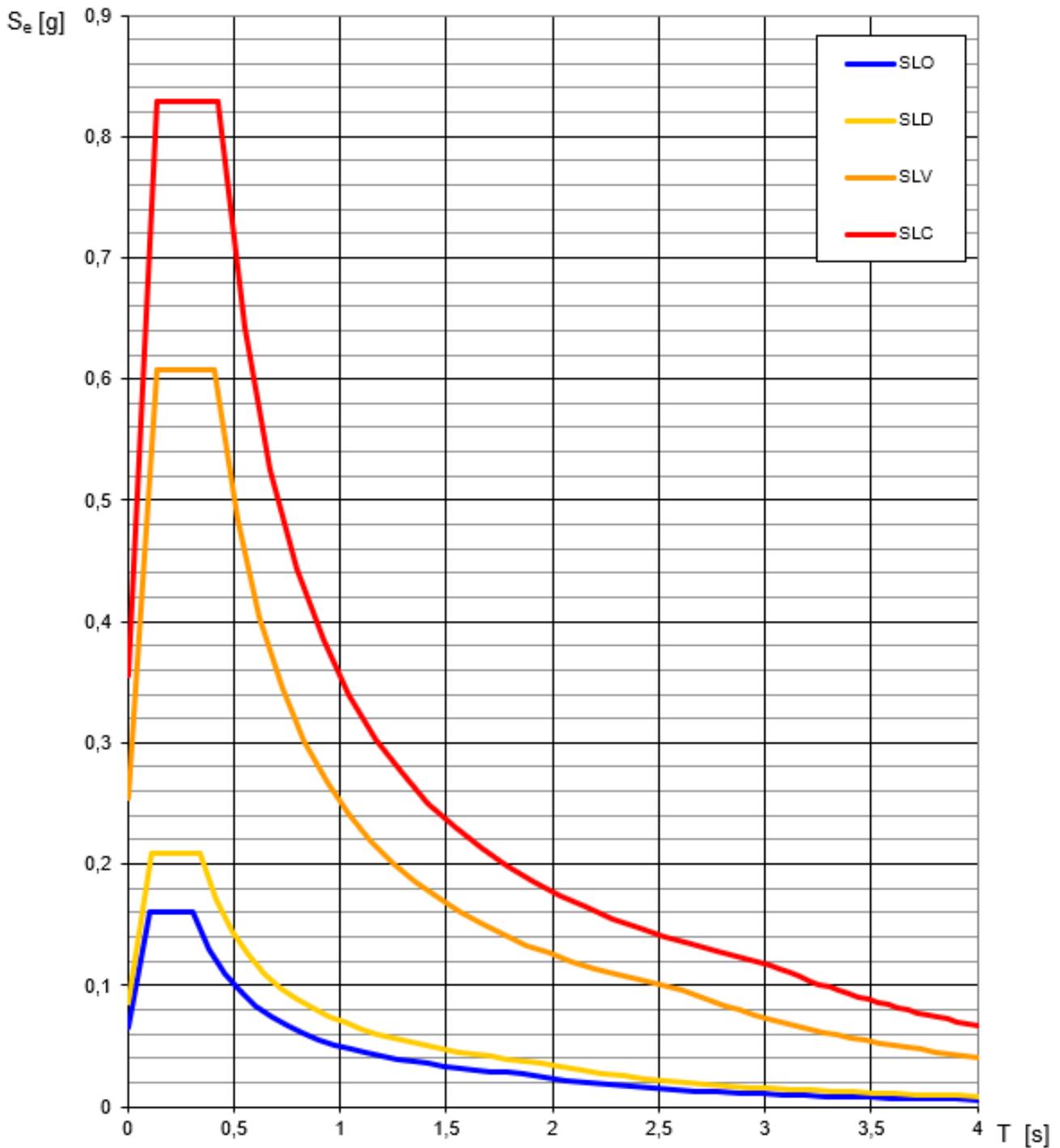


Fig. 79 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato  [info](#)

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo  [info](#)       $S_S =$         $C_C =$   [info](#)

Categoria topografica  [info](#)       $h/H =$         $S_T =$   [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n°4" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n°4**

Stato Limite	Tr	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
<b>SLO</b>	60	1,200	1	1,200	0,065	0,0780
<b>SLD</b>	101	1,200	1	1,200	0,085	0,1020
<b>SLV</b>	949	1,157	1	1,157	0,254	0,2939
<b>SLC</b>	1950	1,068	1	1,068	0,356	0,3802

### CAMPO N° 5

**FASE 1** - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

#### 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:



La "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, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

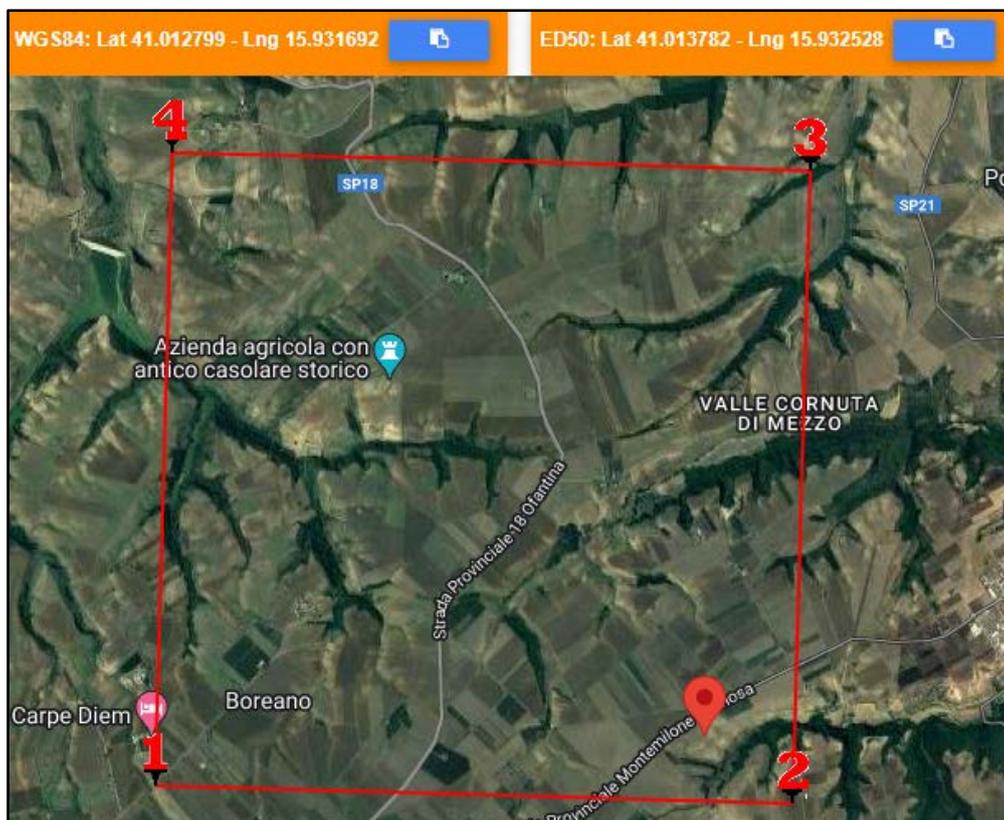


Fig. 80 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°5" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°5

Sito 1 ID: 32337	Lat: 41,0099	Lon: 15,8755	Distanza: 4804,790
Sito 2 ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 964,743
Sito 3 ID: 32116	Lat: 41,0585	Lon: 15,9436	Distanza: 5059,021
Sito 4 ID: 32115	Lat: 41,0599	Lon: 15,8773	Distanza: 6912,899

Latitudine = 41,013782 N

Longitudine = 15,932528 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,044	2,513	0,285
50	0,057	2,560	0,293
72	0,073	2,419	0,329
101	0,086	2,447	0,338
140	0,100	2,460	0,350
201	0,119	2,486	0,364
475	0,183	2,468	0,398
975	0,258	2,389	0,413
2475	0,400	2,308	0,432

dove:

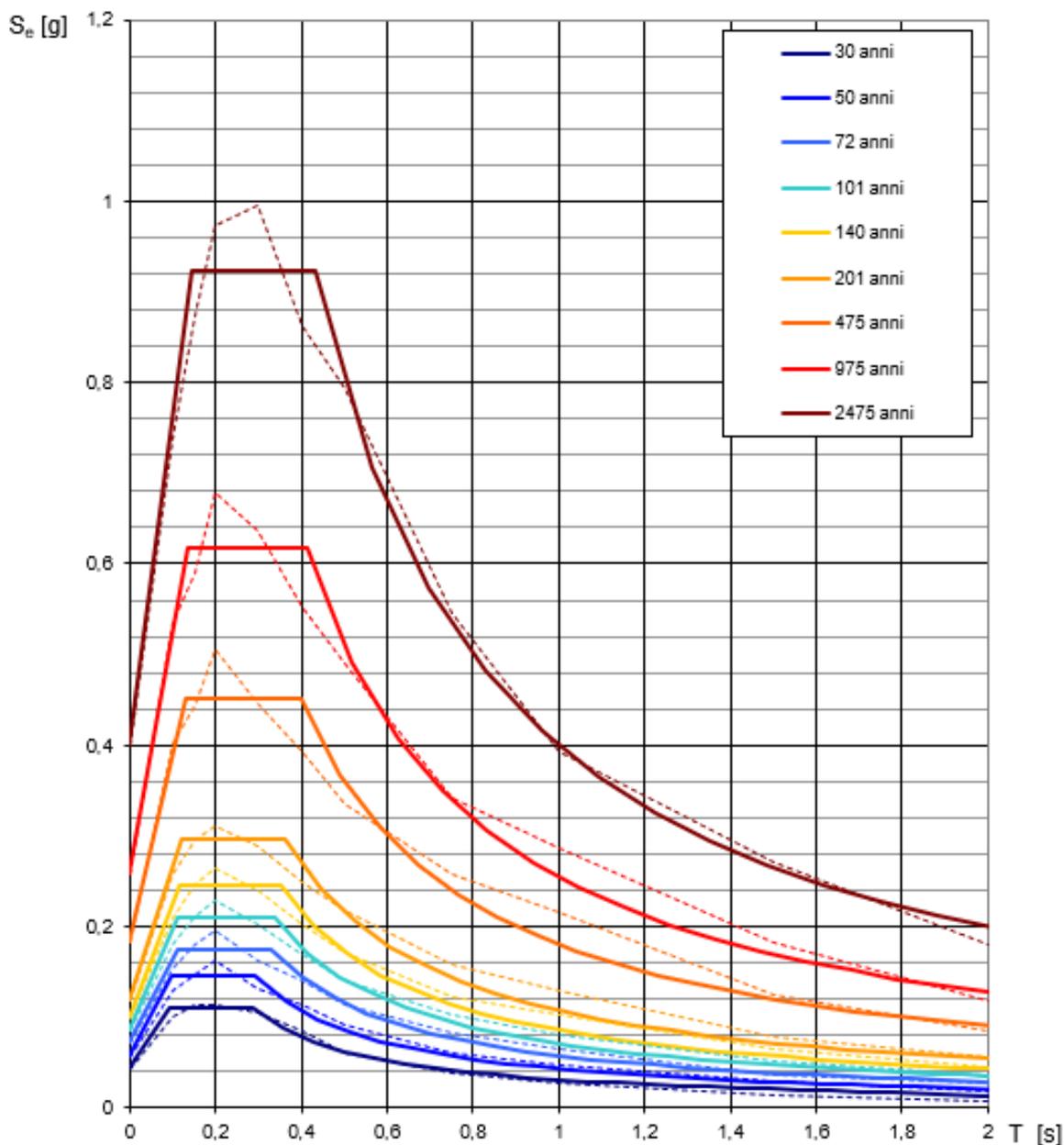
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,932528 – Lat. 41,013782 (in gradi decimali)

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 81 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

**FASE 2 - Scelta della 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

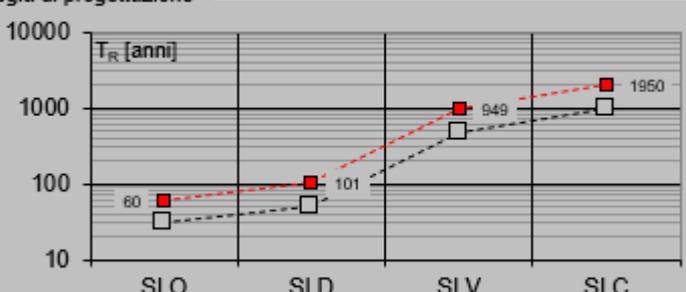
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

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

**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	60	0,065	2,487	0,311
SLD	101	0,085	2,447	0,338
SLV	949	0,255	2,392	0,412
SLC	1950	0,357	2,328	0,427

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

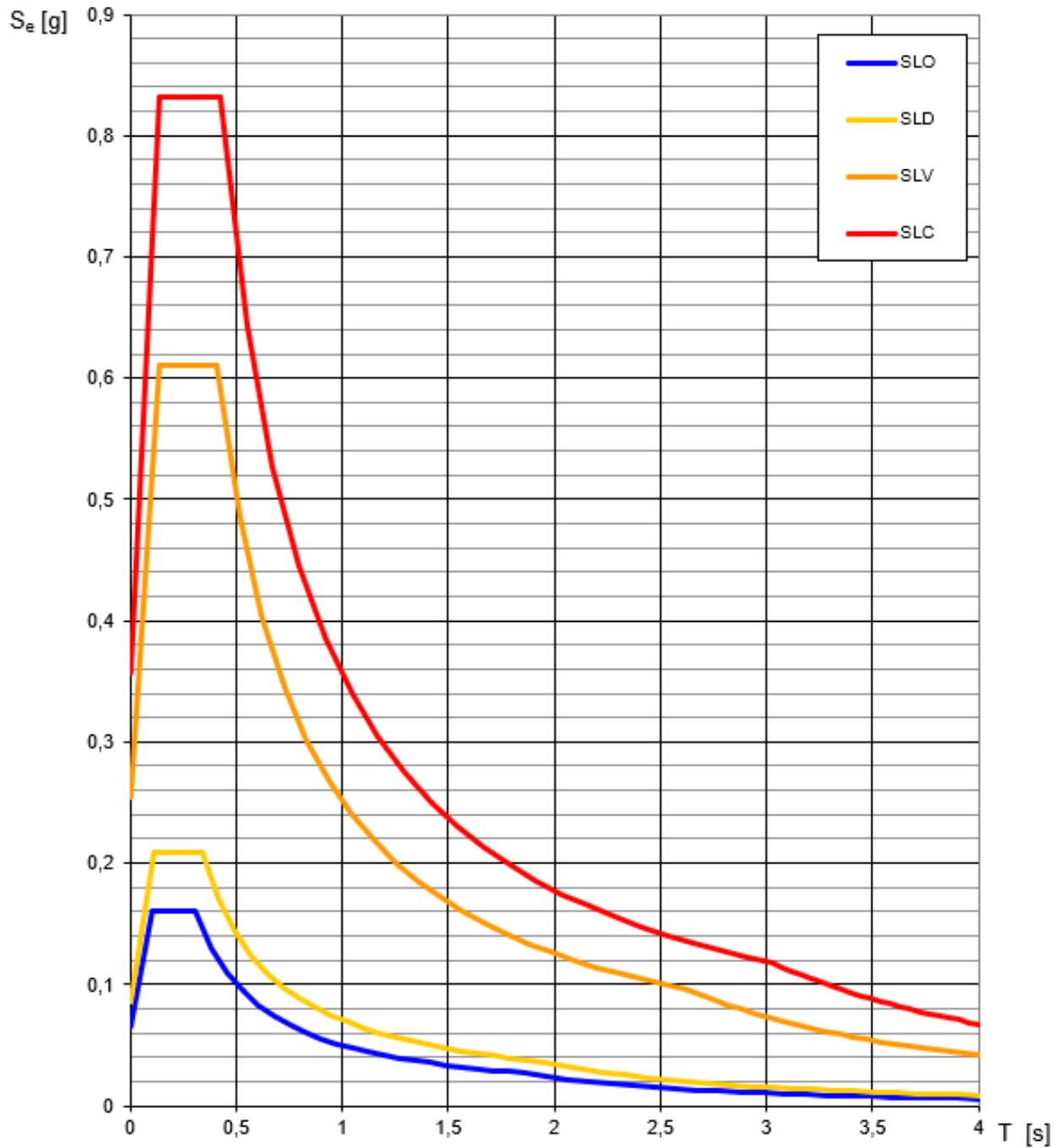


Fig. 82 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato  info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo  info       $S_S =$         $C_C =$   info

Categoria topografica  info       $h/H =$         $S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n°5" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n°5**

Stato Limite	Tr	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
SLO	60	1,200	1	1,200	0,065	0,0780
SLD	101	1,200	1	1,200	0,085	0,1020
SLV	949	1,156	1	1,156	0,255	0,2948
SLC	1950	1,067	1	1,067	0,357	0,3809

**CAMPO N° 6**

**FASE 1** - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE: 15,95802

LATITUDINE: 40,98982

REGIONE: Basilicata

PROVINCIA: Potenza

COMUNE: Montemilone

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

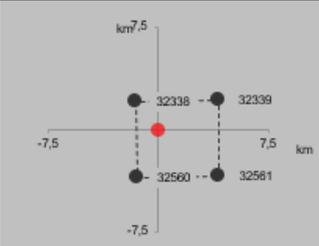
Interpolazione

superficie rigata



La "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, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

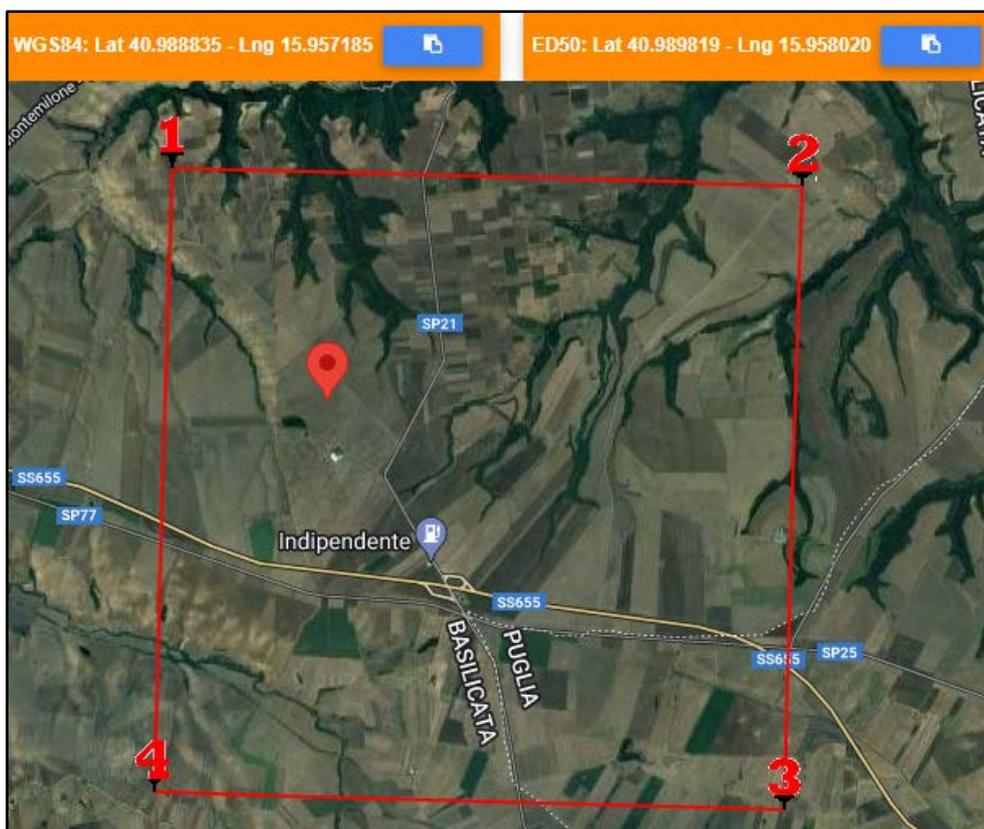


Fig. 83 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°6" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°6

Sito 1 ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 2491,815
Sito 2 ID: 32339	Lat: 41,0071	Lon: 16,0079	Distanza: 4605,365
Sito 3 ID: 32561	Lat: 40,9571	Lon: 16,0059	Distanza: 5424,150
Sito 4 ID: 32560	Lat: 40,9586	Lon: 15,9398	Distanza: 3799,898

Latitudine = 40,989819 N

Longitudine = 15,95802 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,043	2,517	0,284
50	0,056	2,571	0,294
72	0,070	2,454	0,330
101	0,083	2,467	0,340
140	0,097	2,475	0,352
201	0,115	2,476	0,380
475	0,176	2,492	0,400
975	0,246	2,414	0,416
2475	0,379	2,330	0,433

dove:

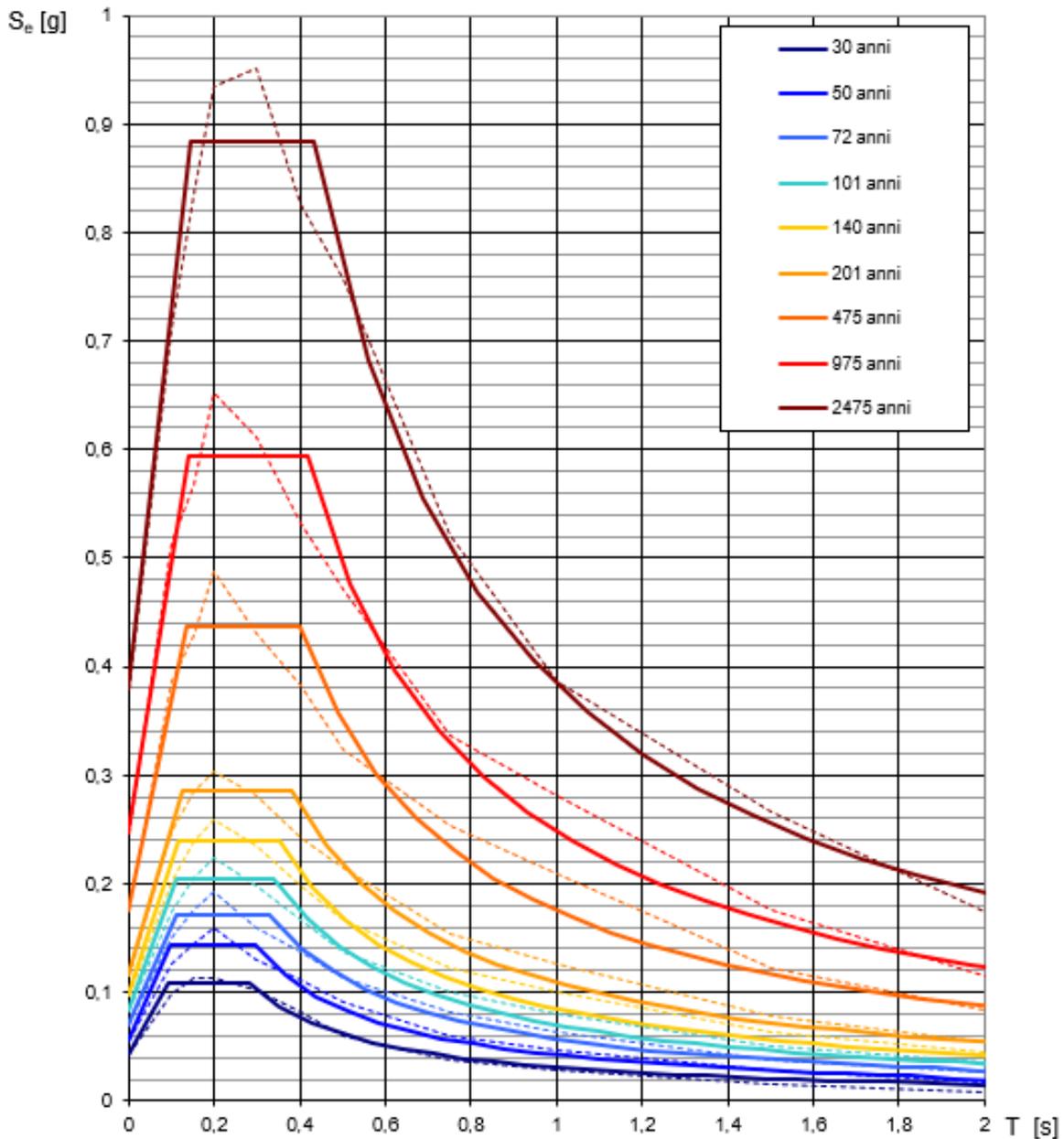
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,95802 – Lat. 40,989819 (in gradi decimali)

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 84 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

**FASE 2 - Scelta della 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

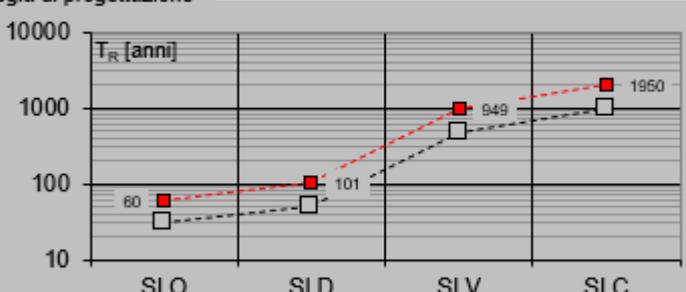
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

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

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,063	2,510	0,312
SLD	101	0,083	2,466	0,340
SLV	949	0,243	2,417	0,416
SLC	1950	0,340	2,351	0,429

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

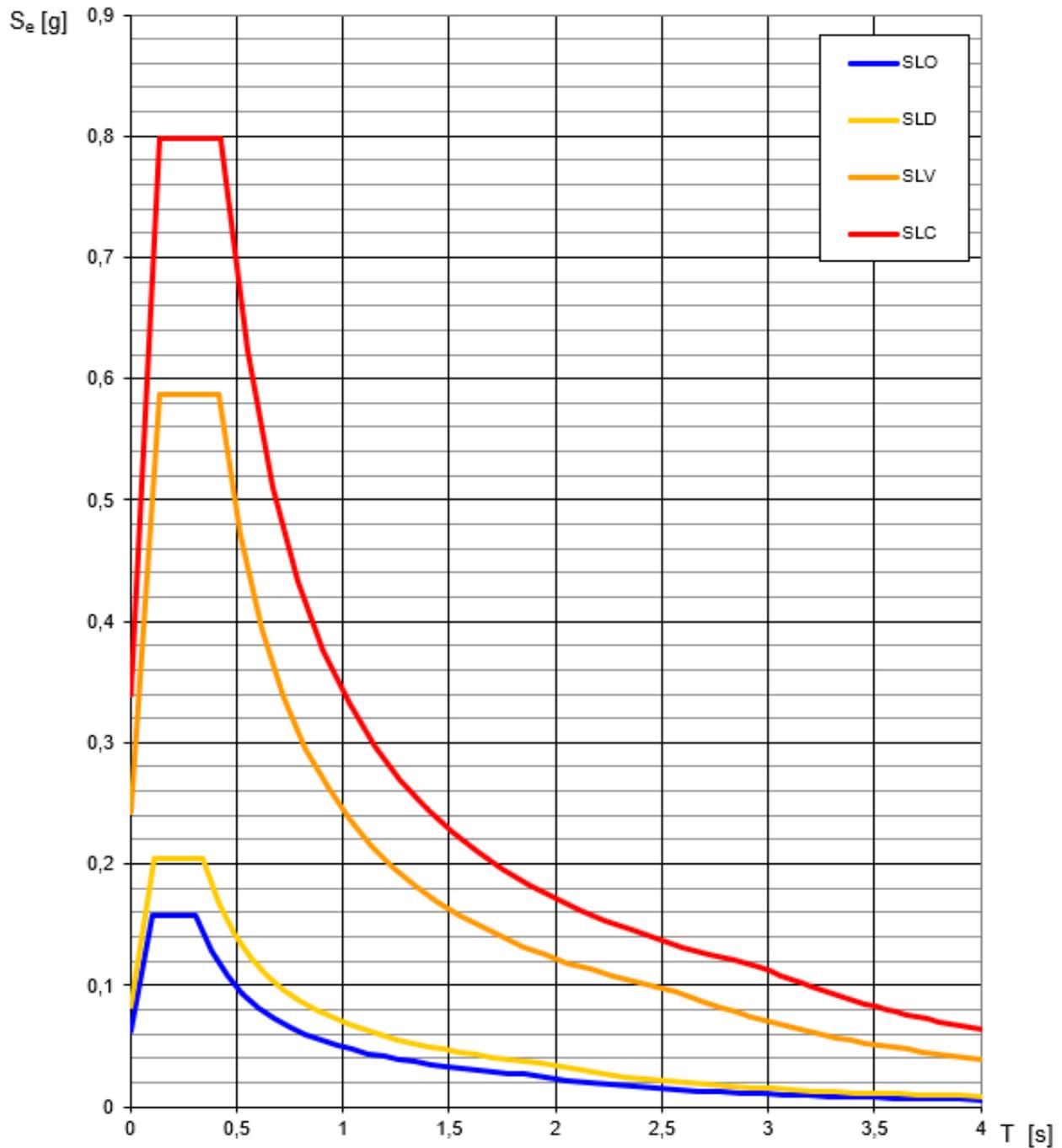


Fig. 85 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato  ▼ info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo  ▼ info       $S_S =$         $C_C =$   info

Categoria topografica  ▼ info       $h/H =$         $S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n°6" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n°6**

Stato Limite	Tr	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
<b>SLO</b>	60	1,200	1	1,200	0,063	0,0756
<b>SLD</b>	101	1,200	1	1,200	0,083	0,0996
<b>SLV</b>	949	1,165	1	1,165	0,243	0,2831
<b>SLC</b>	1950	1,081	1	1,081	0,340	0,3675

**CAMPO N° 7**

**FASE 1** - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

### 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

Reticolo di riferimento

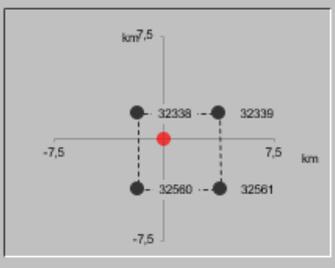
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "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, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

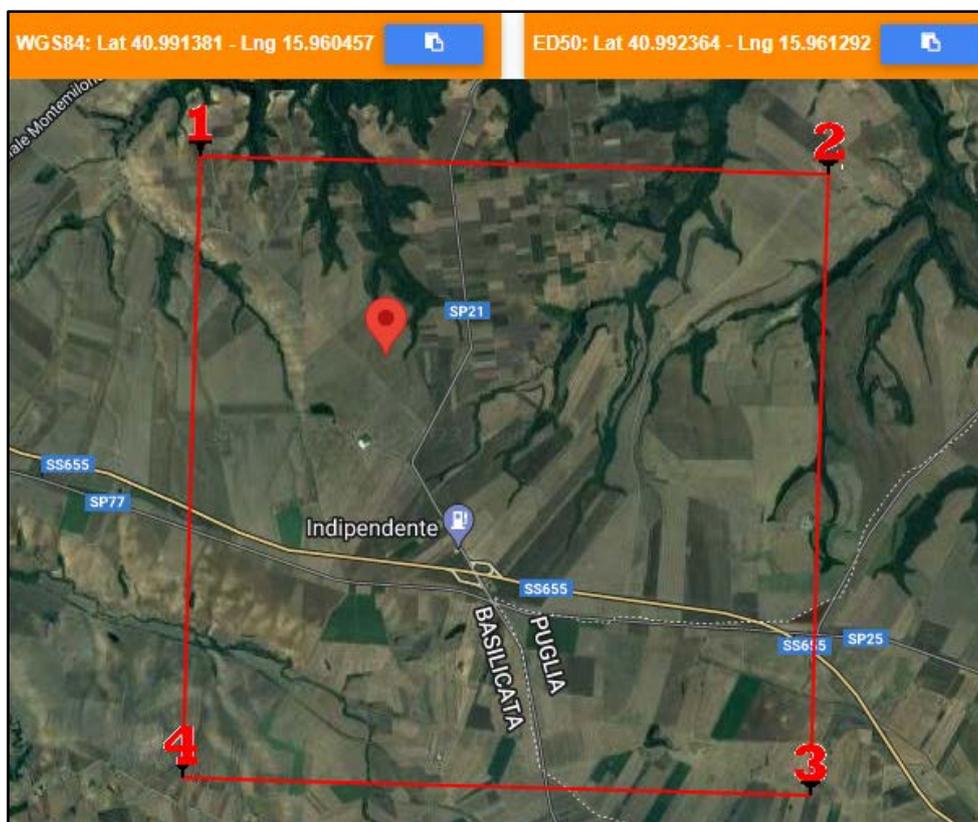


Fig. 86 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo n°7" nel Comune di Montemilone (PZ)

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento per il Campo n°7

Sito 1 ID: 32338	Lat: 41,0085	Lon: 15,9417	Distanza: 2437,217
Sito 2 ID: 32339	Lat: 41,0071	Lon: 16,0079	Distanza: 4240,194
Sito 3 ID: 32561	Lat: 40,9571	Lon: 16,0059	Distanza: 5424,511
Sito 4 ID: 32560	Lat: 40,9586	Lon: 15,9398	Distanza: 4171,898

Latitudine = 40,992364 N

Longitudine = 15,961292 E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$   
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,043	2,518	0,284
50	0,056	2,569	0,294
72	0,070	2,449	0,330
101	0,083	2,464	0,340
140	0,097	2,473	0,352
201	0,115	2,478	0,378
475	0,176	2,492	0,398
975	0,248	2,411	0,416
2475	0,382	2,326	0,433

dove:

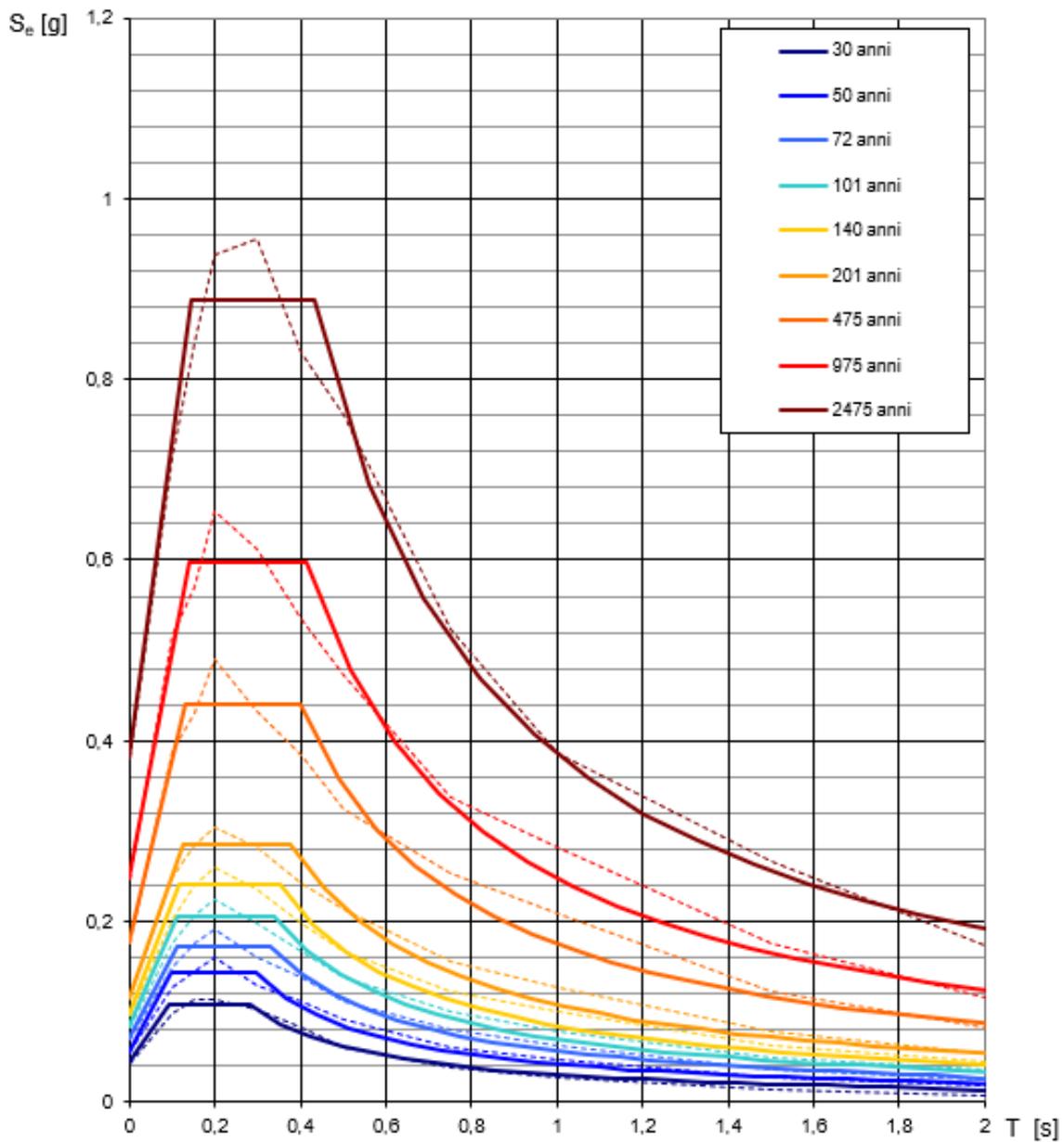
$a_g$  = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$F_0$  = 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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

Coordinate del sito = Long. 15,961292 – Lat. 40,992364 (in gradi decimali)

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 87 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

## FASE 2 - Scelta della 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

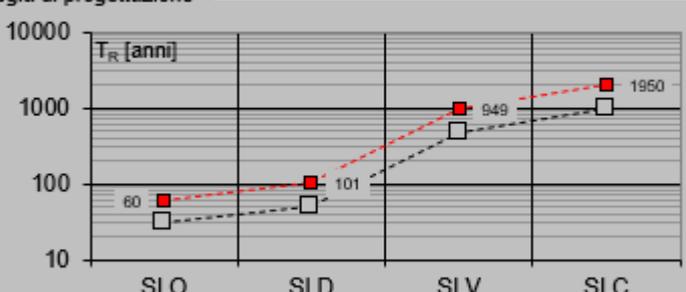
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

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

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,063	2,507	0,311
SLD	101	0,083	2,464	0,340
SLV	949	0,244	2,414	0,415
SLC	1950	0,342	2,347	0,428

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

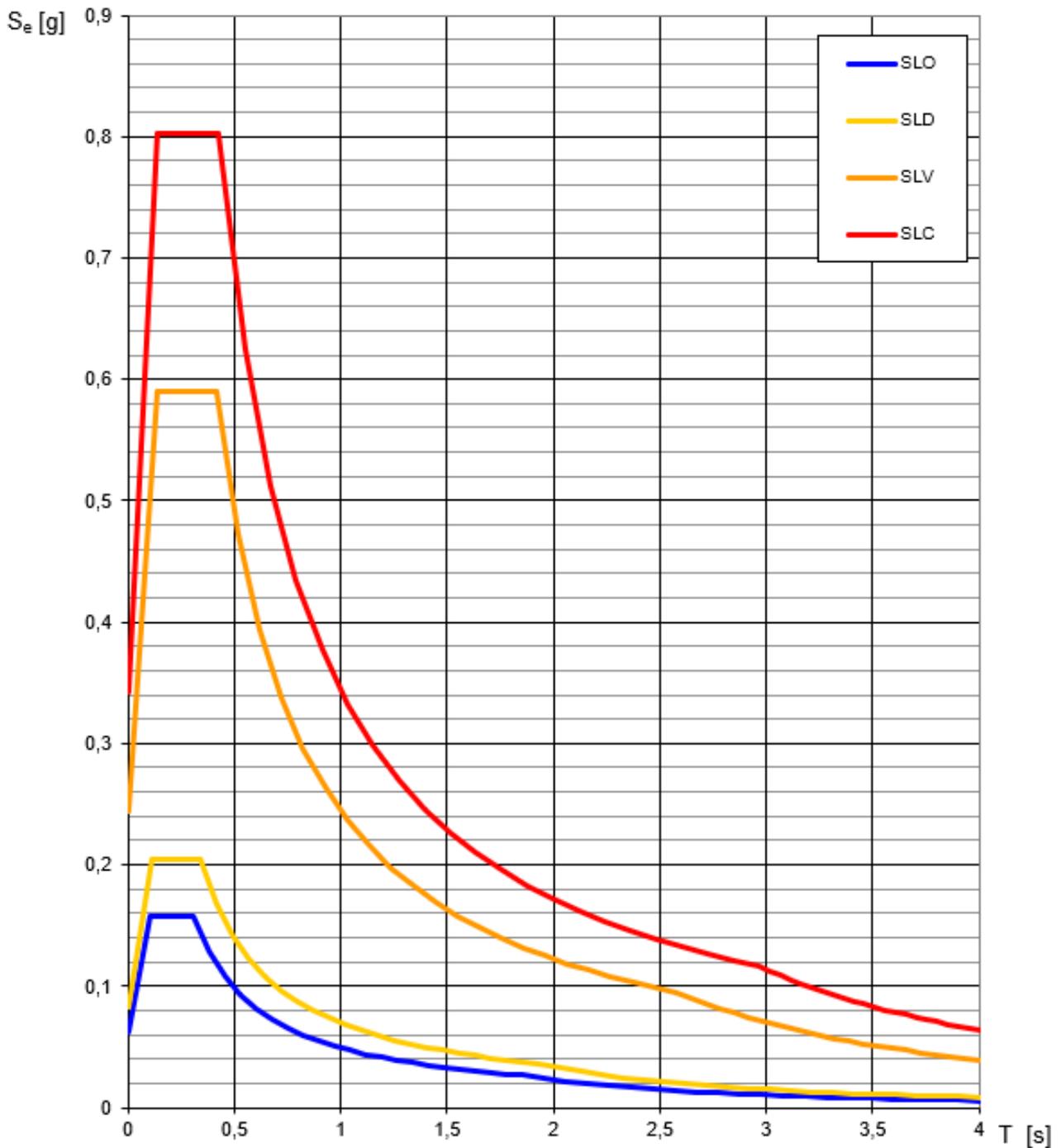


Fig. 88 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

### FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B ▼ info       $S_S =$  1,164       $C_C =$  1,312 info

Categoria topografica T1 ▼ info       $h/H =$          $S_T =$  1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero ( $a_{max}$ ), dato dal prodotto di  $ag$  per il fattore  $S$  di incremento dell'accelerazione sismica massima  $ag$  ( $S = S_S \times S_T$ ), calcolata per il "Campo n° 7" per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

**Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero ( $a_{max}$ ) – Campo n° 7**

Stato Limite	$T_r$	Coefficiente $S_S$	Coefficiente $S_T$	$S = S_S \times S_T$	$ag$	$a_{max} = ag \times S$
<b>SLO</b>	60	1,200	1	1,200	0,063	0,0756
<b>SLD</b>	101	1,200	1	1,200	0,083	0,0996
<b>SLV</b>	949	1,164	1	1,164	0,244	0,2840
<b>SLC</b>	1950	1,079	1	1,079	0,342	0,3690

### **13. Verifica delle pericolosità dovuti agli effetti cosismici**

In relazione a possibili scenari di pericolosità, oltre a fenomeni di amplificazione locale si possono registrare veri e propri fenomeni di instabilità dei terreni. Questi insorgono quando le forze (azioni) indotte da un terremoto superano la resistenza al taglio dei terreni provocandone la rottura. L'approccio a tale situazione reale consiste nell'individuare le condizioni di potenziale instabilità del terreno ed il margine di sicurezza rispetto a tale situazione in occasione dell'evento sismico atteso.

I terreni sottoposti a potenziale instabilità sono definiti sismicamente instabili, in cui gli sforzi ciclici indotti dal terremoto di riferimento uguagliano o superano la resistenza al taglio del terreno stesso che, non essendo in grado di trasmettere gli sforzi indotti, subisce collassi e rotture. Generalmente tali terreni sono caratterizzati da proprietà meccaniche molto scadenti, basse resistenze al taglio ed elevate deformabilità.

I possibili effetti che un terremoto può provocare in un determinato sito, in rapporto alle condizioni locali sono:

- fenomeni di liquefazione in terreni granulari fini;
- fenomeni di densificazione in terreni incoerenti, nonché asciutti o parzialmente saturi;
- movimenti franosi lungo pendii;
- cedimenti in terreni argillosi soffici;
- scorrimenti e cedimenti differenziali in corrispondenza di contatti geologici o di faglie.

I fenomeni sovraelencati sono imputabili principalmente alle proprietà geotecniche dei terreni e all'interazione fra onde sismiche e natura dei depositi.

Esiste un'abbondante bibliografia, a livello nazionale ed internazionale, relativa agli effetti cosismici indotti da terremoti sia di storico che di recente accadimento, di moderata o elevata magnitudo/intensità.

Oltre alla descrizione dei fenomeni ed alla ricostruzione dei meccanismi che presiedono al verificarsi di tali effetti di superficie, che corrispondono sempre a deformazioni di natura permanente del terreno e quindi a condizioni di rottura a seguito di sollecitazioni sismiche, tali studi sono volti alla definizione della occorrenza di ciascuna categoria di effetti in relazione a parametri quali: magnitudo dell'evento, distanza epicentrale ovvero distanza dalla linea di rottura desunta dalla distribuzione degli after-shock, accelerazione di picco (PGA), ecc..

### 13.1 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente da:

- *proprietà geotecniche dei terreni;*
- *caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;*
- *genesì e storia geologica dei terreni.*

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti. Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Il fenomeno della liquefazione si origina preferibilmente in sedimenti posti tra 1,00 m e 20,00 m di profondità dal piano campagna, come chiarisce la Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile "*Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*".

Le NTC richiedono una verifica alla suscettibilità di liquefazione dei terreni del sito sul quale insiste la progettazione di un manufatto. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Il D.M. 17.01.2018 contiene al punto 7.11.3.4.2 le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni. Una valutazione semplificata della suscettibilità può essere ottenuta considerando le seguenti condizioni:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti
- profondità media stagionale della falda
- tipo di deposito.

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

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$ , dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 KPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata a una tensione di verticale di 100 KPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 89 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura 90 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

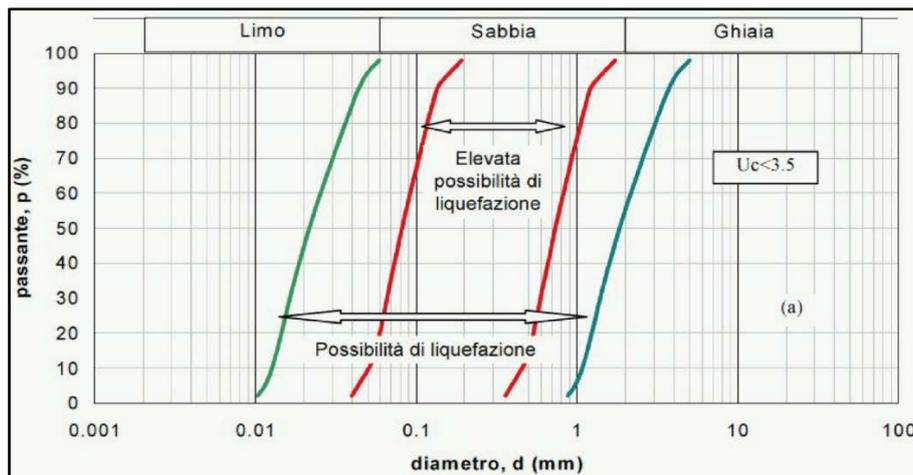


Fig. 89 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ( $U_c < 3,5$ )

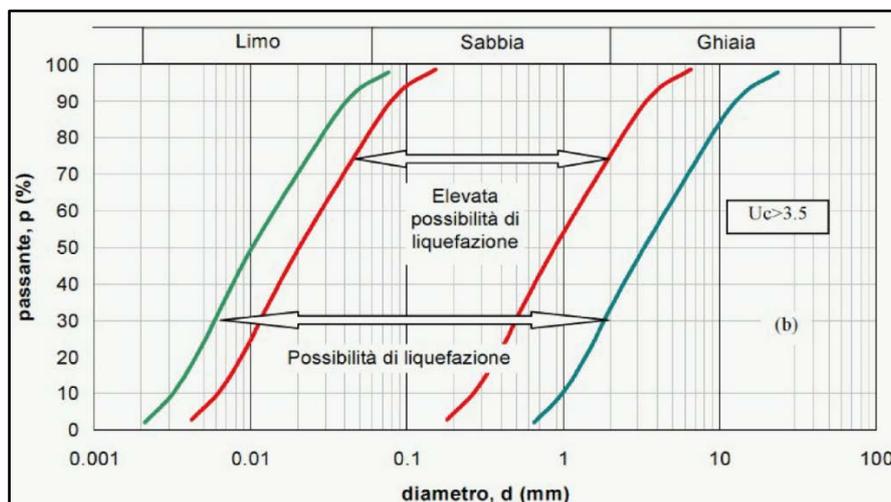


Fig. 90 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ( $U_c > 3,5$ )

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Quando nessuna delle condizioni risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

La verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

La caratterizzazione sismica dell'area di studio è stata trattata nei capitoli precedenti di questa relazione, ai quali si rimanda.

Di seguito, si analizzano i dati disponibili per l'analisi dei quattro elementi predisponenti alla liquefazione.

### **1. Condizione 1: accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g.**

#### ***La condizione 1 non risulta soddisfatta in quanto:***

*I siti in esame ricadono in una categoria di sottosuolo B ed E (cfr. Capitolo 10), in riferimento al valore di  $V_{s30}$  misurato a partire dal piano campagna. Per gli stessi siti è stato calcolato, per lo stato limite SLV, quanto segue:*

#### **Campo n°1 e Campo n°2**

✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,251 ( $F_0 = 2,407$  e  $T_{c^*} = 0,415$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,158 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,158$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,251) \times S (1,158) = \mathbf{0,2907}$ .

#### **Campo n°3**

✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,255 ( $F_0 = 2,394$  e  $T_{c^*} = 0,413$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,156 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,156$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,255) \times S (1,156) = \mathbf{0,2948}$ .

#### **Campo n°4**

- ✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,254 ( $F_o = 2,395$  e  $T_c^* = 0,413$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,157 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,157$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,254) \times S (1,157) = \mathbf{0,2939}$ .

#### **Campo n°5**

- ✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,255 ( $F_o = 2,392$  e  $T_c^* = 0,412$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,156 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,156$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,255) \times S (1,156) = \mathbf{0,2948}$ .

#### **Campo n°6**

- ✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,243 ( $F_o = 2,417$  e  $T_c^* = 0,416$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,165 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,165$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,243) \times S (1,165) = \mathbf{0,2831}$ .

#### **Campo n°7**

- ✓ Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di  $a_g$  è pari a 0,244 ( $F_o = 2,414$  e  $T_c^* = 0,415$ ). L'incremento dell'accelerazione sismica massima  $a_{max}$ , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione  $S = S_s \times S_T$ . Nel caso in esame  $S_s$  assume il valore di 1,164 ed  $S_T$  è pari a 1,000, da cui si ricava che  $S = 1,164$ . Pertanto, l'accelerazione  $a_{max}$  attesa al piano campagna è  $a_g (0,244) \times S (1,164) = \mathbf{0,2840}$ .

- 2. Condizione 2: profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.**

#### **La condizione 2 risulta soddisfatta in quanto:**

- ✓ Dalle indagini eseguite in sito e dall'analisi della bibliografia disponibile per l'area di studio, si evince che la profondità media stagionale della falda è superiore a 15,00 m dal piano campagna.

**Per tale motivo ai sensi del D.M. 17.01.2018 - punto 7.11.3.4.2, è possibile omettere la verifica a liquefazione.**

## 14. Criticità geologica e geomorfologica dell'area di studio

Per quanto riguarda la criticità geologica e geomorfologica del territorio in esame, in ottemperanza alla L.R. 23/99 e al suo Regolamento di Attuazione, è stata redatta la "*Carta di sintesi dei tematismi geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici*" (Elab. C13.22).

Tale carta rappresenta la sintesi e la sovrapposizione della carta geolitologica, geomorfologica e idrogeologica e, nel contempo, riporta la caratterizzazione sismica del territorio che sarà interessato dalla realizzazione dell'impianto agrivoltaico, differenziata in classi riferite alle esigenze e/o possibilità di tutela, uso e trasformabilità in funzione delle criticità e delle problematiche geologiche, idrogeologiche, geomorfologiche e sismiche, includendo i rischi conseguenti riscontrati durante l'analisi.

La citata legge regionale indica lo schema della legenda da utilizzare per la redazione di questo elaborato che è il seguente:

### **I - AREE NON CRITICHE**

- Ia: aree di pianura (aree non esondabili ed esenti da criticità idrauliche o idrologiche).
- Ib: aree su versante (esenti da problematiche di stabilità).
- Ic: aree costiere (esenti da problematiche di erosione).

### **II - AREE CON CRITICITA' PUNTUALI E MODERATE**

- IIa: aree di pianura (aree non esondabili, con fenomeni di erosione localizzati).
- IIb: aree su versante (globalmente stabili, con modesti fenomeni di instabilità puntuale).
- IIc: aree costiere (con problematiche puntuali di erosione)

### **III - AREE CON CRITICITA' DI LIVELLO MEDIO E DIFFUSO**

- IIIa: aree di pianura (aree esondabili per piene straordinarie e/o con fenomeni di erosione diffusa).
- IIIb: aree su versante (versanti in stabilità precaria).
- IIIc: aree costiere (con problematiche diffuse di erosione).

### **IV - AREE CON CRITICITA' DI LIVELLO ELEVATO SIA PUNTUALI CHE DIFFUSE**

- Iva: aree di pianura (aree esondabili per piene ordinarie e/o con fenomeni di erosione attiva).
- IVb: aree su versante (instabili per presenza di frane attive e/o di fenomeni erosivi intensi).
- IVc: aree costiere (con erosione attiva a danno dei litorali e/o delle coste rocciose).

I territori interessati dalle opere dell'impianto agrivoltaico di progetto rientrano nelle "**Aree non critiche Ib**", che nella "Carta di sintesi" sono state differenziate nel modo di seguito descritto.

- **Aree Ib1:** aree non critiche ubicate su versanti con pendenze < di 15° o su superfici pianeggianti esenti da problematiche di stabilità, costituite da sabbie da medie a grossolane e intercalazioni di lenti ghiaiose aventi buone caratteristiche geotecniche. Nell'ambito del PAI dell'ex Autorità di Bacino interregionale della Puglia le aree dell'impianto agrivoltaico, il cavidotto di connessione alla rete e le opere annesse non rientrano in aree perimetrate a pericolosità geomorfologica e/o idraulica. Dal punto di vista sismico tali aree rientrano nella categoria di sottosuolo B e nella categoria topografia T1 e sono da considerarsi zone stabili suscettibili di amplificazione locale di tipo stratigrafico.
- **Aree Ib2:** aree non critiche ubicate su superfici pianeggianti esenti da problematiche di stabilità, costituite da conglomerati clasto - e matrice sostenuti, massivi, con a luoghi lenti sabbioso-siltose e livelli argilloso-siltosi aventi buone caratteristiche geotecniche. Nell'ambito del PAI dell'ex Autorità di Bacino interregionale della Puglia le aree dell'impianto agrivoltaico, il cavidotto di connessione alla rete e le opere annesse non rientrano in aree perimetrate a pericolosità geomorfologica e/o idraulica. Dal punto di vista sismico tali aree rientrano nella categoria di sottosuolo B e nella categoria topografia T1 e sono da considerarsi zone stabili suscettibili di amplificazione locale di tipo stratigrafico.

## 15. Considerazioni tecniche e compatibilità geologica del progetto proposto

### 15.1 Descrizione sommaria delle opere da realizzare

Le valutazioni effettuate nel presente paragrafo sono volte a dimostrare la compatibilità geologica degli interventi di progetto, in accordo con quanto richiesto dalle Norme richiamate nei capitoli precedenti. Per gli scopi del presente studio è necessario descrivere in maniera sintetica le opere da realizzare per meglio inquadrarne gli aspetti d'impatto idrogeologico salienti e per esprimere in maniera più compiuta un giudizio sulla loro compatibilità geologica: per una trattazione dettagliata si rimanda alla relazione tecnica del progetto.

La consistenza dell'impianto in oggetto si può sintetizzare nei seguenti sistemi:

- sistema di generazione o campo fotovoltaico (moduli e strutture di sostegno)
- sistema di conversione (inverter) e trasformazione;
- sistema di connessione alla Rete (cabina di consegna e cavidotto).

L'intero impianto sarà costituito da 54 generatori FV distinti ai quali saranno collegati in ingresso i moduli fotovoltaici divisi in stringhe. I moduli fotovoltaici saranno del tipo bifacciali in silicio monocristallino con una potenza nominale di picco pari a 625 Wp. Le stringhe saranno posizionate su strutture ad inseguimento mono-assiale doppio modulo, distanziate le une dalle altre, in direzione Est-Ovest, di 11,00 m (interasse strutture).

L'impianto fotovoltaico è stato configurato con un sistema ad inseguitore solare monoassiale est-ovest a doppio modulo (Fig. 91).

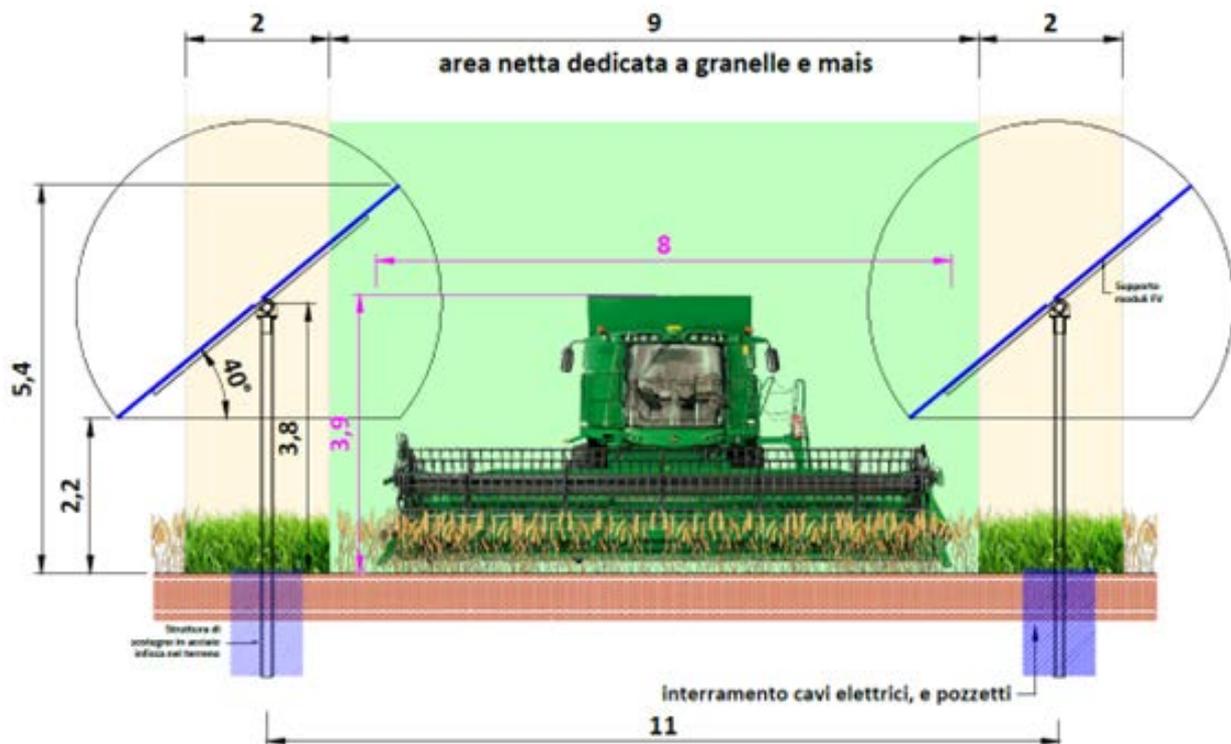


Fig. 91 – Rappresentazione schematica del sistema ad inseguitore solare

- **Elettrodotto e cavi elettrici**

Il cavidotto in progetto a 36 kV (Classe 2° ai sensi della CEI 11-4) sarà costituito da un cavo MT tripolari isolati in gomma HEPR di qualità G7, sotto guaina di PVC, del tipo RG16H1OR12 26/45 kV per posa interrata, ad una profondità di posa di 1,50 metri.

La posa dei cavi elettrici è prevista interrata, tramite scavi a sezione ridotta e obbligata di profondità di 1,75 metri per i cavidotti a 36kV e 1,00 metri per tutti gli altri e di larghezza variabile secondo il numero di corde da posare. I cavi saranno posati nella trincea a “cielo aperto”.

In fondo allo scavo verrà predisposto un letto di sabbia fine su cui poseranno i cavi, a loro volta ricoperti da un ulteriore strato di sabbia e da terreno di risulta dello scavo. Lungo il tracciato dei cavi sarà posato un nastro monitore in polietilene “Cavi Elettrici”, così come previsto dalle norme di sicurezza. I cavi elettrici di stringa dai moduli fotovoltaici al quadro di campo saranno preintestati e posati a vista, vincolati alle strutture metalliche di sostegno ai moduli.

I cavi elettrici dal quadro di campo all’inverter, i cavi servizi ausiliari e i cavi MT saranno posati nella trincea a “cielo aperto” all’interno di tubazioni in polietilene (HDPE). I cavi utilizzati per il collegamento tra uscita degli inverter, il quadro di parallelo e di protezione BT, ed il quadro di sezionamento MT saranno posti in opera all’interno di opportune canalizzazioni metalliche, posate a vista all’interno della cabina elettrica.

Per quanto attiene dunque la posa di cavi interrati si precisa che, al termine dell’esecuzione dei lavori, si provvederà al ripristino della situazione ante operam delle carreggiate stradali; perciò gli interventi previsti non determineranno alcuna modifica territoriale e/o dello stato fisico dei luoghi.

- **Fondazioni delle strutture**

Con riferimento alle fondazioni della struttura dell’impianto agrivoltaico, si è adottata un sistema di fondazione a minore impatto per il suolo del tipo a palo infisso senza l’utilizzo di calcestruzzo in opera. Questo tipo di fondazioni rappresenta una soluzione reversibile che garantisce lo smaltimento a fine vita con minimo impatto sul terreno. La struttura di supporto dei moduli fotovoltaici sarà realizzata in acciaio da costruzione e progettata secondo gli Eurocodici standard.

- **Cabine elettriche**

Per l’intero impianto saranno realizzate n° 54 cabine elettriche per la conversione DC/AC e per l’elevazione della potenza alla tensione di 36 kV, n° 62 cabine ad uso promiscuo e locale tecnico/O&M, e n° 8 cabine di raccolta cavi e sezionamenti per le dorsali a 36kV in partenza dai singoli campi fotovoltaici. Le cabine elettriche per la conversione DC/AC saranno del tipo container 20' ISO, in metallo, delle dimensioni di 6,1 x 2,5 x 3,0 metri di altezza fuori terra.

Le cabine ad uso promiscuo saranno realizzate in calcestruzzo armato vibrato con fondazione di tipo prefabbricato in c.a.v. ed avranno dimensioni saranno di 5,0 x 2,5 x h 3,0 fuori terra. Esse saranno posizionate su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 10 cm e finitura

in pietrisco stabilizzato. Anche le cabine di raccolta cavi e sezionamenti per le dorsali a 36kV in partenza dai singoli campi fotovoltaici saranno della stessa tipologia di quelle ad uso promiscuo.

- **Nuova viabilità**

Per quanto riguarda la nuova viabilità di campo, è prevista una tipologia a “Struttura stradale semplificata” che non prevede la formazione della struttura portante, includendo solo operazioni di movimento terra a livello del sottofondo e di ricarica tramite stesura di un unico strato superficiale di stabilizzato calcareo. È prevista la formazione di circa 37500 mq di viabilità interna a servizio dell’impianto fotovoltaico.

La tipologia costruttiva include quindi le seguenti fasi lavorative:

- bonifica del sottofondo naturale e predisposizione di un piano di posa opportunamente costipato mediante utilizzo di rullo meccanico;
- stesura di uno strato con funzione di manto di usura dello spessore di circa 20 cm costituito da misto granulare stabilizzato 0/30 mm e suo adeguato costipamento tramite rullatura.

- **Recinzione metallica e verde perimetrale**

La recinzione sarà realizzata con reti metalliche, di altezza pari a circa 2,5 metri, plasticate di colore verde a fili orizzontali ondulati, formate da fili zincati disposti in senso verticale ed orizzontale saldati tra loro. I sostegni saranno in acciaio zincato a caldo, infissi a terra.

Si impianteranno barriere vegetali lungo tutto il perimetro dell’impianto, per contenere l’impatto visivo indotto dall’opera, con piante sempreverdi in modalità naturaliforme e autoctone, di facile attecchimento e mantenimento. È prevista infatti la posa di una barriera verde posta di una larghezza di circa 5,00 metri.

- **Interferenze con il reticolo idrografico**

Sul percorso del cavidotto di connessione interrato su strada pubblica si registrano n. 4 interferenze (Fig. 92).



Fig. 92 – Interferenze sul percorso del cavidotto di connessione interrato con il reticolo idrografico

In alternativa allo staffaggio e comunque in accordo alle prescrizioni degli enti, il reticolo idrografico sarà attraversato in **TOC** (*Trivellazione Orizzontale Controllata*), mediante l'impiego di macchine spingitubo o similari che utilizzano tubi di acciaio o in Polietilene ad Alta Densità (PEAD).

Questa perforazione consiste essenzialmente nella realizzazione di un cavidotto sotterraneo mediante il radio-controllo del suo andamento planoaltimetrico. Il controllo della perforazione è reso possibile dall'utilizzo di una sonda radio montata in cima alla punta di perforazione, questa sonda dialogando con l'unità operativa esterna permette di controllare e correggere in tempo reale eventuali errori.

## 15.2 Compatibilità idrogeologica del progetto proposto

Per giungere a dimostrare la compatibilità geologica delle opere di progetto e per meglio inquadrarne gli aspetti d'impatto idrogeologico salienti, in modo da poter esprimere in maniera più compiuta un giudizio sulla sua compatibilità geologica, è necessario descrivere in maniera sintetica lo stato dei luoghi del territorio in esame ed effettuare alcune considerazioni inerenti sia all'assetto territoriale, già precedentemente descritto, sia alla tipologia degli interventi che si intendono realizzare.

L'impianto agrivoltaico di progetto sarà realizzato su formazioni geologiche costituite per la maggior parte da terreni ghiaioso-conglomeratici, riferibili al Sintema di Palazzo San Gervasio, e per la restante parte da litotipi prevalentemente sabbiosi con lenti di ghiaia riconducibili alla Formazione di Monte San Marco.

La caratterizzazione geomorfologica del territorio esaminato è stata effettuata individuando tutte quelle forme che consentono di caratterizzare i vari aspetti geomorfologici di un versante (rottture di pendio, solchi di erosione, terrazzi naturali e antropici, ecc.) che hanno permesso di individuare le forme denudazionali (erosionali e/o gravitative) e deposizionali, inquadrare nell'ambito del sistema crinale-versante-fondovalle, legate all'evoluzione più o meno recente del territorio nonché i processi che ne determinano il modellamento attuale.

Da un punto di vista geomorfologico l'area di studio si sviluppa su superfici pianeggianti stabili sia per posizione morfologica che per condizioni litologiche: le formazioni affioranti hanno assetto sub-orizzontale e le aree sono caratterizzate da pendenze sempre inferiori al 10%. I rilevamenti di campagna eseguiti nell'area di studio indicano che le sue condizioni geomorfologiche sono stabili, in quanto non sono emersi fattori predisponenti al dissesto, non sono state riscontrate evidenze di fenomeni franosi pregressi o in atto, nonché danni ad essi connessi.

Da un punto di vista idrogeologico, i litotipi presenti nel sottosuolo sono caratterizzati da un tipo di permeabilità primaria per porosità e un grado di permeabilità medio-alto. La falda freatica è posta ad una profondità maggiore di 20,0 metri dal piano campagna.

Tale caratterizzazione ha messo in evidenza, quindi, che nell'area di stretto interesse non sono presenti fenomeni d'instabilità in atto, non ci sono versanti in equilibrio precario (in terre o in roccia) che possano essere interessati da fenomeni di riattivazione o neoformazione di movimenti

franosì, come pure sono assenti terreni granulari fini (sabbiosi) saturi di acqua, che possano essere sottoposti a possibili rifluimenti parziali o generalizzati, a causa dei fenomeni di liquefazione.

Non sono presenti aree a rischio idrogeologico. Infatti, dall'analisi della cartografia tematica del PAI dell'ex Autorità di Bacino interregionale della Puglia si evince che tutte le aree interessate dall'impianto agrivoltaico di progetto e le opere di rete non ricadono in aree perimetrate a Pericolosità Idraulica, così come non interessano aree perimetrate a Pericolosità Geomorfologica.

La determinazione della risposta sismica locale effettuata nello studio geologico ha avuto lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente di dettaglio (sito specifico) le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso in termini di ampiezza, durata e frequenza o possono produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture.

L'obiettivo principale è stato, in primo luogo, quello di distinguere le zone il cui comportamento può essere instabile (aree critiche) dalle zone dove possono aversi o meno "fenomeni di amplificazione del moto sismico" (aree stabili suscettibili o non suscettibili). In aggiunta, è stato eseguito un approfondimento quantitativo della risposta sismica locale, valutando localmente le velocità di propagazione delle onde di taglio Vs presenti nel sottosuolo esaminato.

Interpretando la successione sismo-stratigrafica ricavata, sulla scorta delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite in sito, si è potuto evidenziare come i terreni del sottosuolo indagato siano caratterizzati, fino almeno alla profondità di 30 metri, da velocità delle onde trasversali o di taglio Vs non superiore a 800 m/s. Il "bedrock geofisico" caratterizzato da Vs superiore agli 800 m/s, ai sensi della Tab.3.2.II delle NTC 2018, giace, quindi, a profondità di oltre 30 m sotto al piano di campagna. L'area di studio risulta, quindi, sismicamente stabile, dove possono aversi solo "effetti di sito" (amplificazione stratigrafica).

I rilievi effettuati in campagna traggono, quindi, spiegazione dalle considerazioni sopra effettuate, e contemporaneamente le supportano come evidenze tangibili della loro coerenza.

In merito alle opere da realizzare come sopra descritte possono esprimersi le seguenti considerazioni:

- 1) *per la realizzazione delle strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici non sarà modificata la geometria dei luoghi con scavi e/o riporti, tagli, ecc., né saranno create neosuperfici esposte ad elevata pendenza: ciò si traduce nell'eliminazione di un ben noto fattore d'innescò di movimenti franosi dei terreni di copertura e di conseguenza non si determina un aumento della pericolosità da frana del territorio;*
- 2) *nello stesso tempo, tutte le opere previste per la realizzazione dell'impianto agrivoltaico non producono condizioni di concentrazione di deflusso superficiale tali da innescare processi di erosione e denudazione che possano evolvere in reali dissesti e, dunque, non costituiscono ostacolo ai deflussi attualmente in essere nella zona;*

3) *gli scavi previsti per l'alloggiamento del cavidotto, per altro di minima entità, saranno realizzati su tracciati stradali esistenti, per cui non peggiorano le condizioni di pericolosità idrogeologica attualmente presenti nel territorio.*

È da segnalare, poi, che il progetto dell'impianto agrivoltaico proposto, da considerarsi come un'opera di interesse pubblico, risulta sicuramente coerente con la pianificazione degli interventi di emergenza di protezione civile, in quanto con essi non interferisce in alcun modo e, per la sua realizzazione, non si ravvisa la necessità di realizzare preventivamente o contestualmente idonee opere di mitigazione del rischio esistente.

Per i motivi fin qui considerati è possibile esprimere valutazioni positive sulla compatibilità degli interventi da realizzare con l'assetto idrogeologico dell'area, in quanto gli stessi non pregiudicano la stabilità attuale della zona e sono da considerarsi, appunto, compatibili dal punto di vista idrogeologico con la situazione di pericolosità e di rischio da dissesti di versante attualmente sostenibile dal territorio. In definitiva, tutte le opere di progetto non interferiranno sull'assetto idrogeologico attuale del territorio in esame risultando pienamente in linea con il dispositivo vincolistico e tecnico del PAI varato dall'ex Autorità di Bacino interregionale della Puglia, in quanto:

- *non peggiorano le condizioni di sicurezza attuali del territorio e di difesa del suolo;*
- *non costituiscono un fattore di aumento del rischio da dissesti di versante e/o elemento pregiudizievole all'attenuazione o all'eliminazione definitiva delle specifiche cause di rischio esistenti;*
- *non pregiudicano eventuali interventi previsti dalla pianificazione di bacino o dagli strumenti di programmazione provvisoria e urgente;*
- *non si producono modifiche sull'assetto morfologico, planimetrico ed altimetrico degli alvei;*
- *sono garantite le condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alle condizioni di pericolosità idrogeologica attualmente sostenibili dal territorio in cui si inserisce.*

Il processo di verifica, valutazione e stima della compatibilità geologica dell'intervento, sommariamente ripercorso in queste pagine, ha portato a stabilire che essa è, appunto verificata, stimata e valutata rispetto allo stato attuale, in quanto non si sono ravvisati condizioni geologiche tali da compromettere la realizzabilità dei lavori di progetto.

In conclusione, i risultati dello studio di compatibilità idrogeologica effettuato sui diversi aspetti geomorfologici, idrogeologici e geolitologici dei siti in esame permette di affermare che gli interventi proposti sono in linea con il disposto delle misure di salvaguardia dell'ex Autorità di competenza territoriale, rientrando, a tutti gli effetti, tra gli interventi adottabili, in quanto non interferiscono con i dissesti idrogeologici presenti o potenziali dell'area e soprattutto non creano nuove condizioni di rischio attualmente sostenibili dal territorio, così come richiesto dalle Norme di Attuazione e Prescrizioni di Piano.

Tutte queste considerazioni, associate alle conoscenze geologiche acquisite nel corso dello studio di dettaglio eseguito, consentono di affermare che l'area in esame rientra in un territorio che per le sue generali condizioni risulta idoneo ad accogliere i lavori di progetto, che verranno messi in atto adottando tutti gli accorgimenti necessari per garantire la funzionalità e la sicurezza delle opere.

*A valle del presente studio, viste le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismiche delle aree esaminate, e per i motivi fin qui considerati, è possibile affermare che il progetto per la realizzazione dell'impianto agrivoltaico previsto in località Perillo Soprano, La Sterpara, Santa Maria nel Comune di Montemilone (PZ) è da considerarsi compatibile con le condizioni di pericolosità e di rischio idrogeologico attualmente presenti nel territorio esaminato in quanto non altera l'equilibrio idrogeologico dell'area in cui si inserisce e dell'ambito idrogeomorfologico e sismico di riferimento.*

Mercato San Severino, Dicembre 2023

Il Geologo  
dott. Antonio Viggiano



Il Geologo  
dott. Mattia Lettieri

