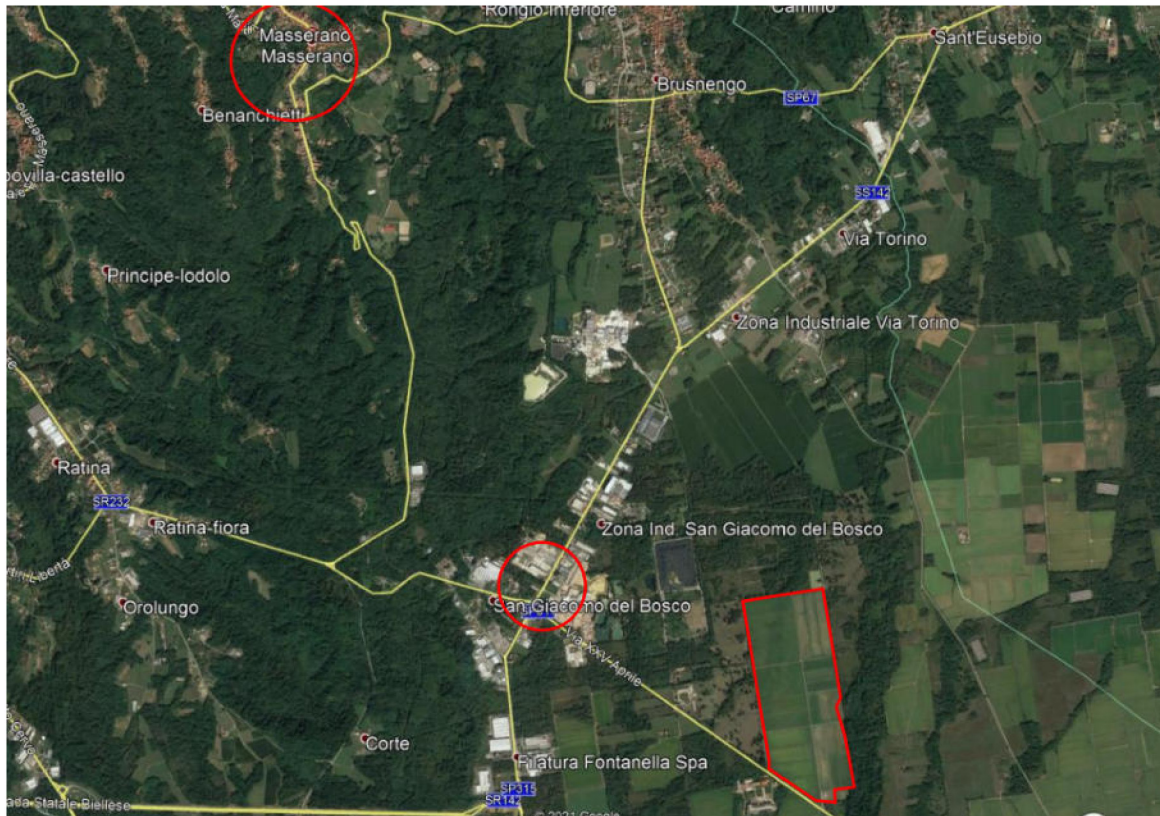


DOTT. GEOL. ANTONIO ROBERTO ORLANDO
Via Repubblica Cisalpina, 266 – 20069 Vaprio d'Adda (MI)
P.IVA: 09773550968 C.F.: RLN NNR 76L16 H7920
PEC: orlandoroberto@postecert.it
Ordine dei Geologi della Lombardia n°1679



**Ambiente
Geologia
Geotecnica
Sismica
Idrogeologia**

Comune di Masserano (BI)



Relazione Geologica-Geotecnica

ai sensi del D.M. 17.01.18 e della DGR 64-7417 del 07.04.2014

**Progetto di realizzazione nuovo impianto fotovoltaico in località Martinella
comune di Masserano (BI)**

IL COMMITTENTE : ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L.

IL GEOLOGO
Dott. Antonio Roberto Orlando



	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 1 a 26

INDICE

1. PREMESSA E QUADRO NORMATIVO	3
2. UBICAZIONE	4
3. COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA	7
4. INDAGINE GEOTECNICA	9
5. SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	14
6. INDAGINE SISMICA	21
7. CONCLUSIONI.....	26

Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 2 a 26

1. **PREMESSA E QUADRO NORMATIVO**

Nel seguente rapporto verranno illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Masserano (BI), presso la località Martinella, dove sono previsti lavori di realizzazione di un nuovo impianto fotovoltaico definito "agrivoltaico", e riguarda l'installazione di pannelli fotovoltaici su tracker nell'area denominata "Martinella", su terreno a destinazione agricola (risaie).

Finalità degli studi e delle indagini eseguite, illustrate nel seguente documento, è definire in modo puntuale le caratteristiche dei terreni di sottofondo dell'area di intervento, a supporto dell'istanza di autorizzazione per l'intervento come da oggetto.

L'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei terreni oggetto di studio è stato desunto dalla documentazione esistente presente nel **PGT di Masserano (BI)** e dai sopralluoghi e rilievi eseguiti in sito. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche e sismiche degli orizzonti più superficiali dei terreni, sono state eseguite specifiche indagini in sito ovvero **n° 9 prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH**, n°1 indagine sismica MASW per la caratterizzazione del parametro Vs30.

L'indagine geologica ha previsto l'aggiornamento della caratterizzazione geologica e geomorfologica dello strumento urbanistico vigente, redatti secondo le indicazioni della Circ. 7/LAP e s.m.i., alle indicazioni della recente normativa tecnica regionale DGR 64-7417 del 07/04/2014 – indirizzi procedurali e tecnici in materia di difesa del suolo e pianificazione urbanistica.

Sono state adottate, inoltre, i riferimenti normativi ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", che raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità in modo da determinare e verificare la costituzione geologica dell'area interessata dal progetto come in oggetto;

studiare le caratteristiche geomorfologiche, con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dei versanti;

definire l'assetto idrogeologico, con riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;

indicare le caratteristiche tecniche dei terreni, con particolare interesse a quelle che più riguardano il terreno su cui poggiano le fondazioni.

A tale scopo sono state effettuate le seguenti attività:

Rilevamento geologico di superficie per il riconoscimento dei litotipi affioranti, loro identificazione e la definizione dei reciproci rapporti stratigrafici;

Rilevamento geomorfologico per l'individuazione dell'eventuale presenza di aree caratterizzate da precaria stabilità, di frane attive e/o incipienti e/o di zone a rischio esondazione e/o liquefazione.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di sedime sono state prese in considerazione i dati presenti in letteratura, inoltre è stato correlato il terreno con indagini effettuate direttamente in sito per poter determinare i parametri geotecnici e sismici dell'area oggetto di studio, come riportato negli allegati.

Ritenuto i dati acquisiti più che sufficienti per gli scopi del presente lavoro è stata redatta la relazione geologica, corredata da:

- ✓ Corografia; All. 1
- ✓ Carta della Fattibilità Geologica; All. 2
- ✓ Carta dei Vincoli; All. 3
- ✓ Carta Geolitologica; All. 4
- ✓ Carta Idrogeologica; All. 5
- ✓ Ubicazione delle indagini; All. 6

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 3 a 26

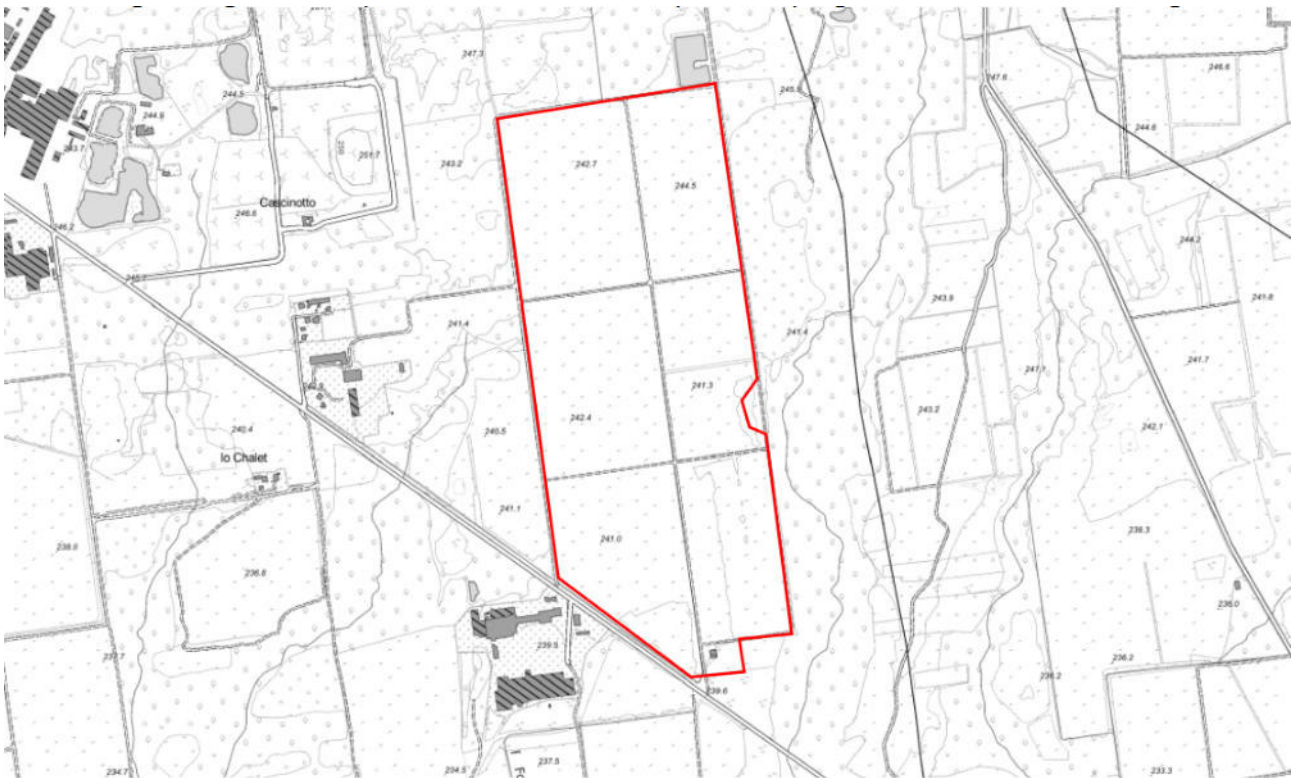
2. UBICAZIONE

In riferimento alla cartografia catastale l'area oggetto d'interesse risulta identificata sulla CTR del Piemonte in scala 1:10.000, e censita al foglio 58-63 mappali presso Ufficio Provinciale di Biella – Territorio Servizi Catastali. L'area ha un'estensione di 58,25 ettari e si trova in prossimità della Strada Provinciale n. 317.

Utilizzando il sistema GPS si è rilevato che l'area su cui si dovrà effettuare l'intervento si attesta ad una quota altimetrica media di circa 227 metri s.l.m. e le coordinate geografiche medie sono le seguenti:

Latitudine Nord 45°33'29.88"N

Longitudine Est 8°16'8.28"E



ALL. 1 – Planimetria Catastale

Secondo la normativa regionale (L.R. 12/05) il territorio comunale di **Masserano (BI)** è sottoposto ad azzonamento in base alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, morfologiche e geotecniche, le quali permettono di determinare la classe di fattibilità geologica e di cui lo stralcio della relativa carta viene qui di seguito riportata.

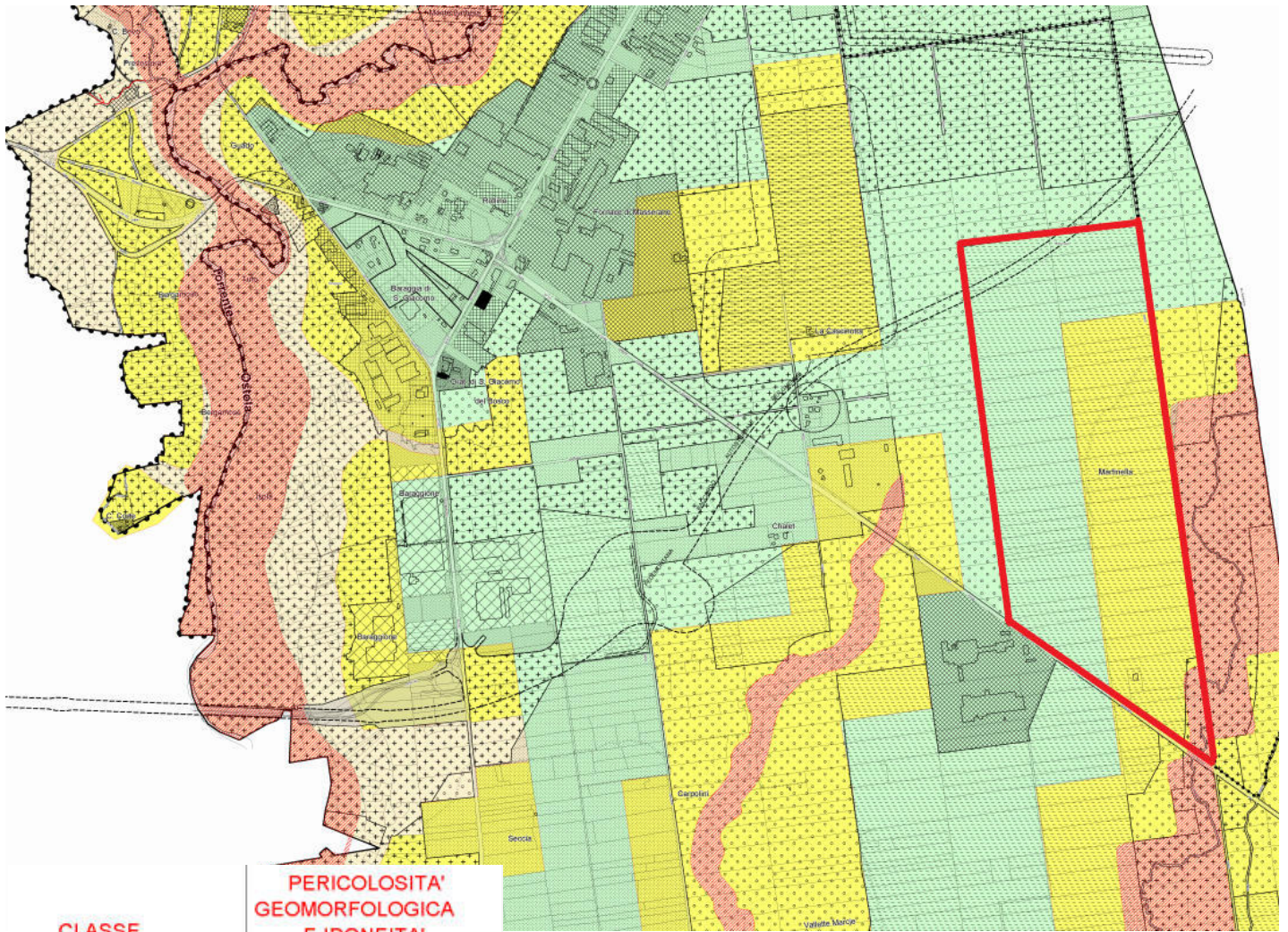
Nel dettaglio l'area di nostro interesse rientra nell'ambito della **classe 1 e classe 2**, sono aree normalmente sicure dove le condizioni di pericolosità geomorfologica non pongono limitazioni alle scelte urbanistiche. Tali aree saranno comunque soggette all'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui alla normativa nazionale D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e Relazione geotecnica. (Allegato 2).

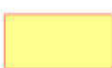
Secondo quanto stabilito nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2019 il territorio comunale di Cureggio (NO) appartiene alla **zona sismica 4**, "Zona con pericolosità sismica molto bassa, è la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse".

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (ag) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

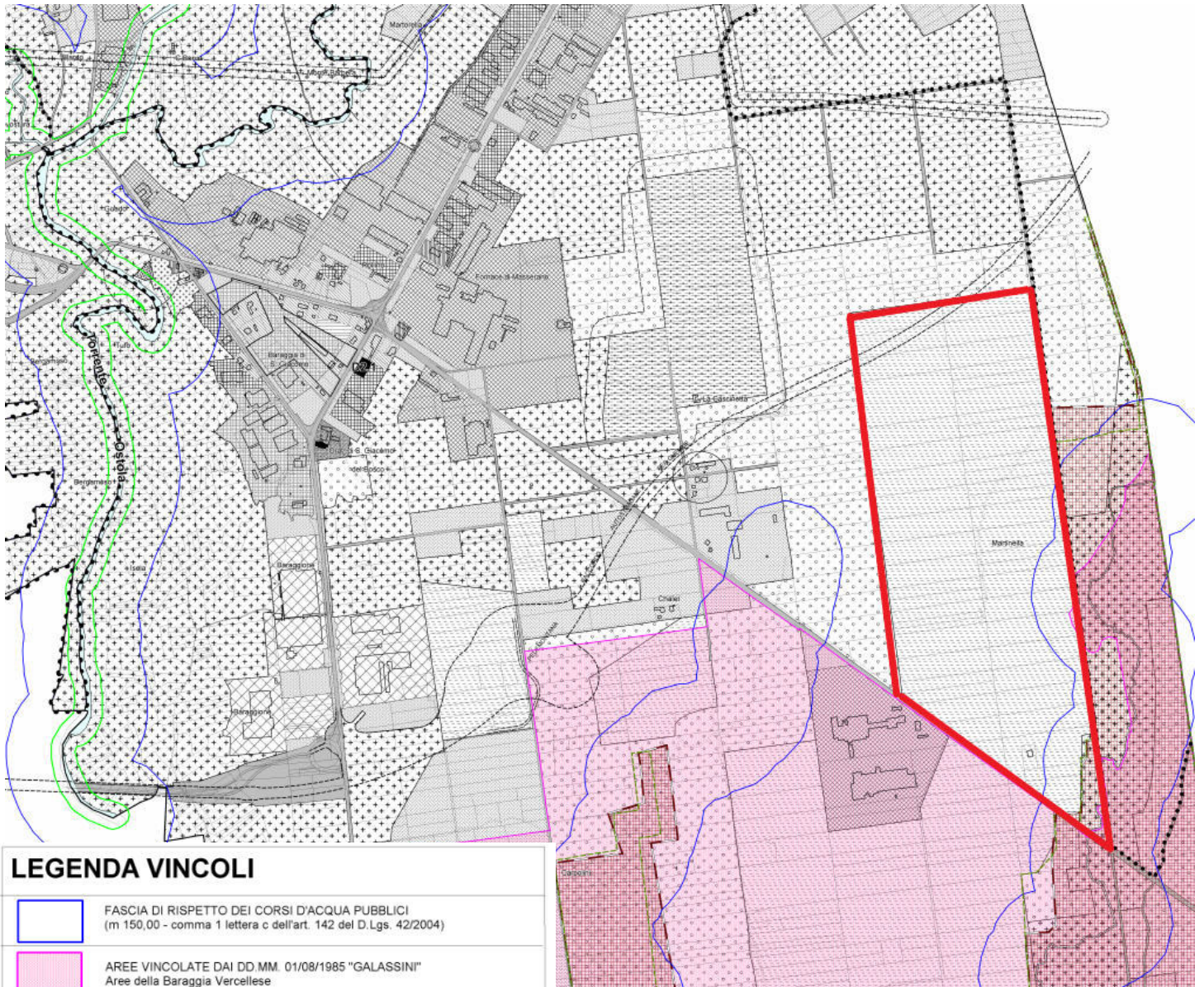
L'analisi della Carta di Sintesi non evidenzia per l'area oggetto di studio situazioni di criticità geologica quali aree in frana ed aree potenzialmente instabili.

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 4 a 26



CLASSE		PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA
I		pericolosità geomorfologica ridotta o assente aree prive di limitazione all'utilizzo urbanistico
II		pericolosità geomorfologica moderata aree idonee all' utilizzo urbanistico con adozione di limitati accorgimenti tecnici

ALL. 2 – Carta della Fattibilità Geologica



LEGENDA VINCOLI

	FASCIA DI RISPETTO DEI CORSI D'ACQUA PUBBLICI (m 150,00 - comma 1 lettera c dell'art. 142 del D.Lgs. 42/2004)
	AREE VINCOLATE DAI DD.MM. 01/08/1985 "GALASSINI" Aree della Baraggia Vercellese
	AREE INCLUSE NEL SIC IT 1120004 "BARAGGIA DI ROVASENDA" (sito di interesse comunitativo)
	PERIMETRO DELLA RISERVA NATURALE ORIENTATA "LE BARAGGE"
	AREE INCLUSE NEL SIR IT 1130008 "RIVE ROSSE BIELLESI" (sito di interesse Regionale)
	FASCIA DI RISPETTO DELL'INVASO ARTIFICIALE SUL TORRENTE OSTOLA (m 200,00 - art. 29 L.R. 56/77 e ss.mm. ed ii.)
	TERRITORIO INTERESSATO DAL "VINCOLO IDROGEOLOGICO" DI CUI AL REGGIO DECRETO 30/12/1923 n. 3287 e ss.mm. ed ii.
	PORZIONI ESCLUSE DAL VINCOLO
	CONCESSIONI MINERARIE
	CORRIDOI ECOLOGICI

 **AMBITI AGRICOLI - E2 - RISAIE**

ALL. 3 – Carta dei Vincoli

Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 6 a 26

3. COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE DEI TERRENI

Dopo avere effettuato la necessaria ricerca bibliografica sulla letteratura geologica esistente ed una campagna di rilievi sul terreno estesa sia all'interno dell'area strettamente interessata dallo studio, che nell'area vasta, è stato realizzato lo studio geologico conducendo anche la raccolta ed il riesame critico dei dati disponibili.

Le caratteristiche geologiche del territorio sono connesse ai principali avvenimenti geologici che, a partire dal Pliocene superiore fino a tutto il Quaternario, hanno interessato questo settore della Pianura Padana.

Si evidenzia che nell'area vasta, l'aspetto geologico del territorio è relativamente poco significativo, abbiamo visto infatti che ci troviamo in un'area piuttosto pianeggiante dove gli unici affioramenti sono quelli argillosi che ospitano le risaie.

Prima del Pliocene sup. – Pleistocene inf. la linea di costa marina lambiva i bordi prealpini, ma da quel momento si verifica una importante fase di regressione marina con conseguente inizio della sedimentazione di depositi di pertinenza continentale fluvio-lacustri, deltizi e di piana costiera, prevalentemente costituiti da materiale di granulometria non grossolana (sabbie fini, limi ed argille).

Questa unità sedimentaria, attribuibile al Villafranchiano, risulta successivamente erosa nella parte sommitale e sostituita da sedimenti marini e continentali depositati a seguito della successione ciclica di fasi trasgressive. Nei solchi vallivi così creati si deposero ghiaie e sabbie localmente anche in grandi spessori, che col tempo hanno subito fenomeni di cementazione, ed attualmente sono rilevabili in affioramento nel settore settentrionale della Provincia di Biella.

Successivamente ebbero inizio le glaciazioni, convenzionalmente distinte in tre fasi principali Mindel, Riss e Würm, che diedero luogo alla deposizione di una vasta coltre di sedimenti di natura glaciale nella zona pedemontana e fluvioglaciale nella media e bassa pianura.

Infine, i depositi glaciali/fluvioglaciali pleistocenici vengono incisi dagli attuali corsi d'acqua e nelle valli fluviali si ripropongono quegli agenti principali delle dinamiche geologiche continentali (erosione, trasporto, deposizione) a formare i recenti/attuali depositi olocenici.

Con riferimento al quadro appena delineato ed alle distinzioni riportate nella letteratura geologica, il territorio di Masserano-Rovasenda è caratterizzato dalla presenza delle alluvioni fluvioglaciali Würmiane: depositi attribuibili all'ultima fase glaciale quaternaria (Pleistocene superiore) e, in subordine, dalla presenza dei sedimenti recenti e/o attuali che formano le superfici ribassate parallele ai corsi d'acqua principali.

L'area in oggetto ricade nelle alluvioni fluvioglaciali (Diluvium Recente Auct.) vengono compresi depositi litologicamente omogenei, con prevalenza di sedimenti di natura ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con frequenti locali lenti di argilla.

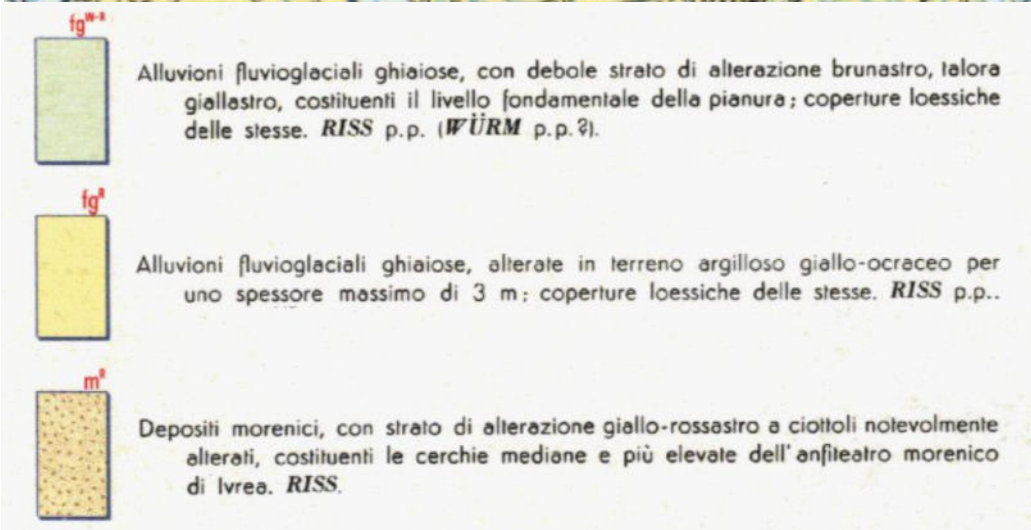
Al di sotto del livello di alterazione o di suolo agricolo è presente uno strato superficiale di natura essenzialmente limoso argilloso-sabbiosa, rari sono gli elementi lapidei di ghiaia con spessori localmente variabili fino a – 4.0 m.

I citati, in subordine, sedimenti recenti od attuali che formano le superfici ribassate parallele al corso d'acqua principale si configurano, invece, quali fasce alluvionali inondabili, dove prevale una dinamica deposizionale di natura ghiaioso-sabbiosa con sabbia grossolana, talvolta con ricopertura sabbiosa. Essi sono ben individuabili sul terreno perché i limiti sono costituiti da orli di terrazzi stabili.

Dal punto di vista morfologico il territorio appartiene alla media pianura piemontese, morfologicamente caratterizzata da quella porzione della piana fluvioglaciale riferibile agli apporti dell'antico conoide pedemontano.

L'unico elemento che si discosta da questa monotonia pianeggiante risulta l'evidenza (in modo discontinuo per modificazioni antropiche) di modeste variazioni di pendenza relative alla presenza di terrazzi fluviali, paralleli all'asta del fiume principalee ribassati di circa 1-2 m rispetto alla superficie della pianura.

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 7 a 26



Profondità della falda - 9 mt

ALL. 5 – Carta Geologica

Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 8 a 26

4. INDAGINE GEOTECNICA PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del sito oggetto di futura edificazione e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso sarà sottoposto in seguito alla nuova edificazione in progetto, è stata disposta l'esecuzione di una campagna di indagini geognostiche rappresentata da **n. 9 Prove Penetrometriche Dinamiche SPT** eseguite a partire dal piano campagna e spinte fino alla profondità massima di 3,60 mt. In fase di esecuzione carotaggio continuo sono state effettuate delle prove SPT in foro a varie profondità specificato in seguito.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari ad infiggere l'asta sul terreno di 30 cm. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona. Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT (Standard Penetration Test) sono state eseguite con penetrometro dinamico SUPER PESANTE DPSH DEEP DRILL, le cui caratteristiche sono:

CARATTERISTICHE TECNICHE :	DPSH SG63M DEEP DRILL (60°)
PESO MASSA BATTENTE	M=63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H=0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms= kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D= 35.60 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A=20.40cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La=0.90 mt
PESO ASTE PER METRO	Ma = 5.50 kg
PROF. GIUNZIONE 1-ASTA	P1=0.30mt
AVANZAMENTO PUNTA	δ =0.1mt
NUMERO DI COLPI PUNTA	N=N(30) => Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q=(MH)/(A δ)=6,00kg/cm ² (prova SPT:Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEF. TEORICO DI ENERGIA	β t=Q/Qspt = 0,383 (teoricamente : Nspt = β t N)

Correlazione con Nspt

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

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

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

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

- Rpd resistenza dinamica punta (area A).
- e infissione media per colpo (\square/N).
- M peso massa battente (altezza caduta H).
- P peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione

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

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

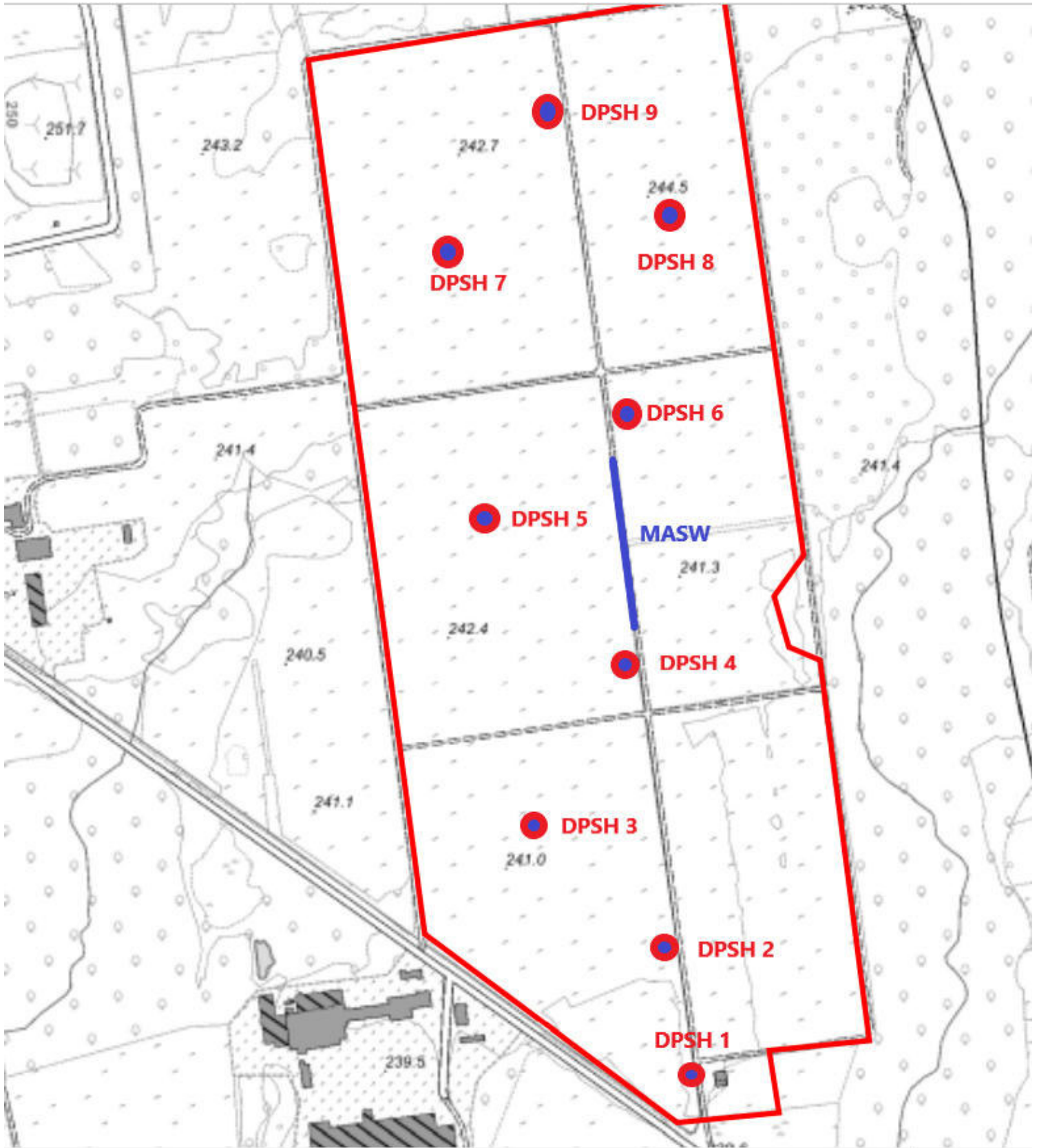
Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

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

In particolare consente di ottenere informazioni su:

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

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 10 a 26



ALL. 6 – Ubicazione delle indagini

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 11 a 26

N. PROVA	PROFONDITÀ IN MT DA PIANO CAMPAGNA
DPSH 1	3,60
DPSH 2	3,30
DPSH 3	3,60
DPSH 4	3,30
DPSH 5	3,30
DPSH 6	3,60
DPSH 7	3,30
DPSH 8	3,30
DPSH 9	3,60

Le caratteristiche geologiche dei terreni indagati sono state desunte sulla base delle prove penetrometriche dinamiche DPSH (Dinamic Probing Super Heavy). In allegato 6 della presente relazione si allegano i diagrammi delle **prove penetrometriche DPSH e le interpretazioni stratigrafiche**.

DPSH 1

Densita' relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densita' relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Meyerhof 1957	67.65
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Meyerhof 1957	85.88

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Sowers (1961)	28.11
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Sowers (1961)	30.01

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	100,00
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	314.33

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	42.91
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	64.25

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Terzaghi-Peck 1948	1.45
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Terzaghi-Peck 1948	1.57

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	Terzaghi-Peck 1948	1.90
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	Terzaghi-Peck 1948	1.98

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	7.52	0.00-0.30	7.52	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	17.91	0.30-3.60	17.91	(A.G.I.)	0.32

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0.00-0.30	7.52	67.65	28.11	100,00	42.91	1.45	1.90	NULLA	0.34	POCO ADDENSATO
0.30-3.60	17.91	85.88	30.01	314.33	64.25	1.57	1.98	NULLA	0.32	MODERATAMENTE ADDENSATO

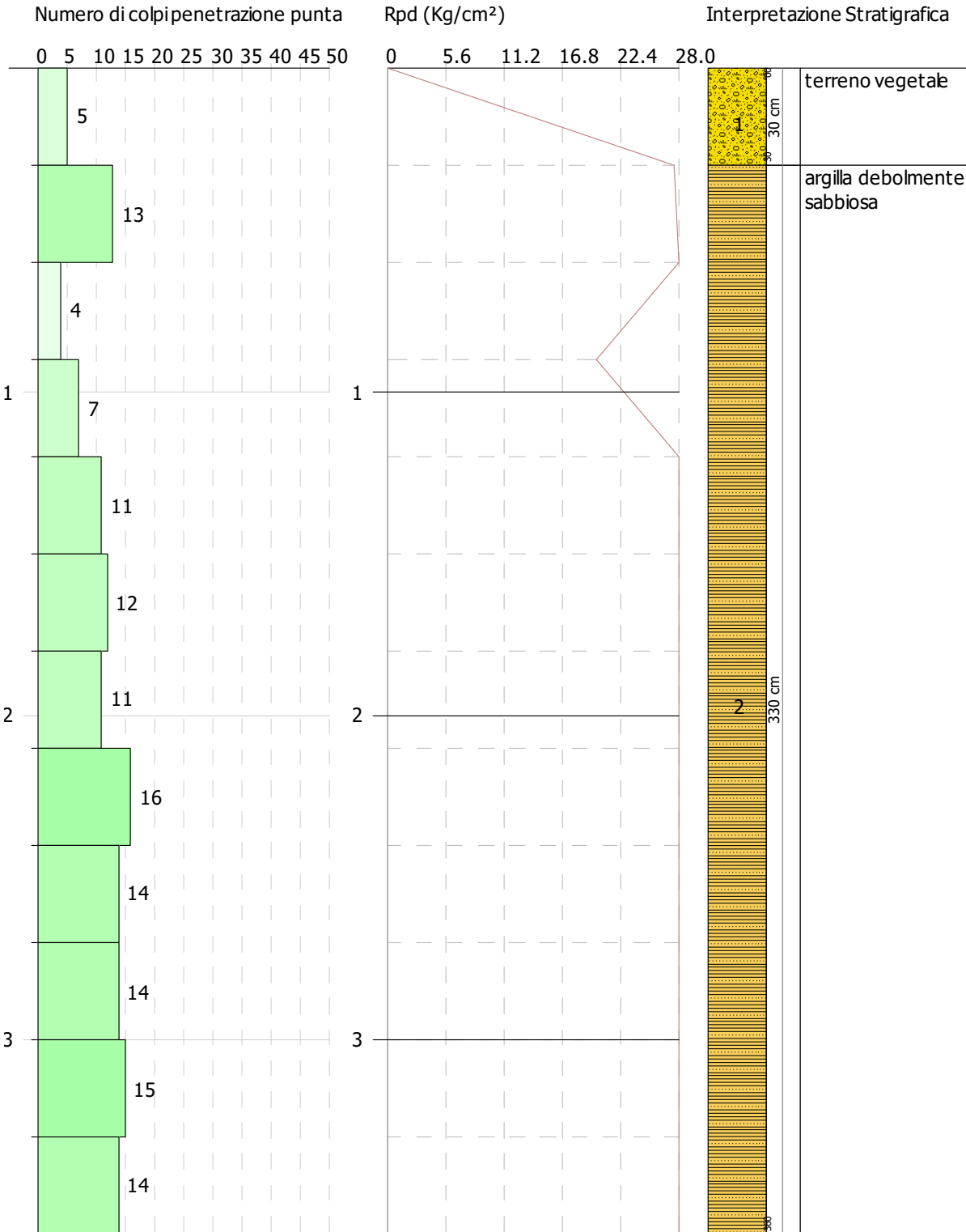
Il modello geotecnico di riferimento evidenzia un terreno a comportamento prevalentemente coesivo per i primi 3,00 mt per poi diventare coerente a profondità maggiori, con discrete capacità portante nei primi metri, in aumento con la profondità. Tale modello andrà, a cura della DL, attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi. In ogni caso si raccomanda alla DL la massima attenzione in fase di scavo, dal punto di vista presenza di cavità o parti di suolo visibilmente scadenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni. Qualora siano presenti tali condizioni andranno adeguatamente bonificate ed in casi estremi andranno valutate differenti tipologie di fondazioni.

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

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L
 Descrizione:
 Localita': localita' Martinella

14-07-2021

Scala 1:18



SIGNATURE 1

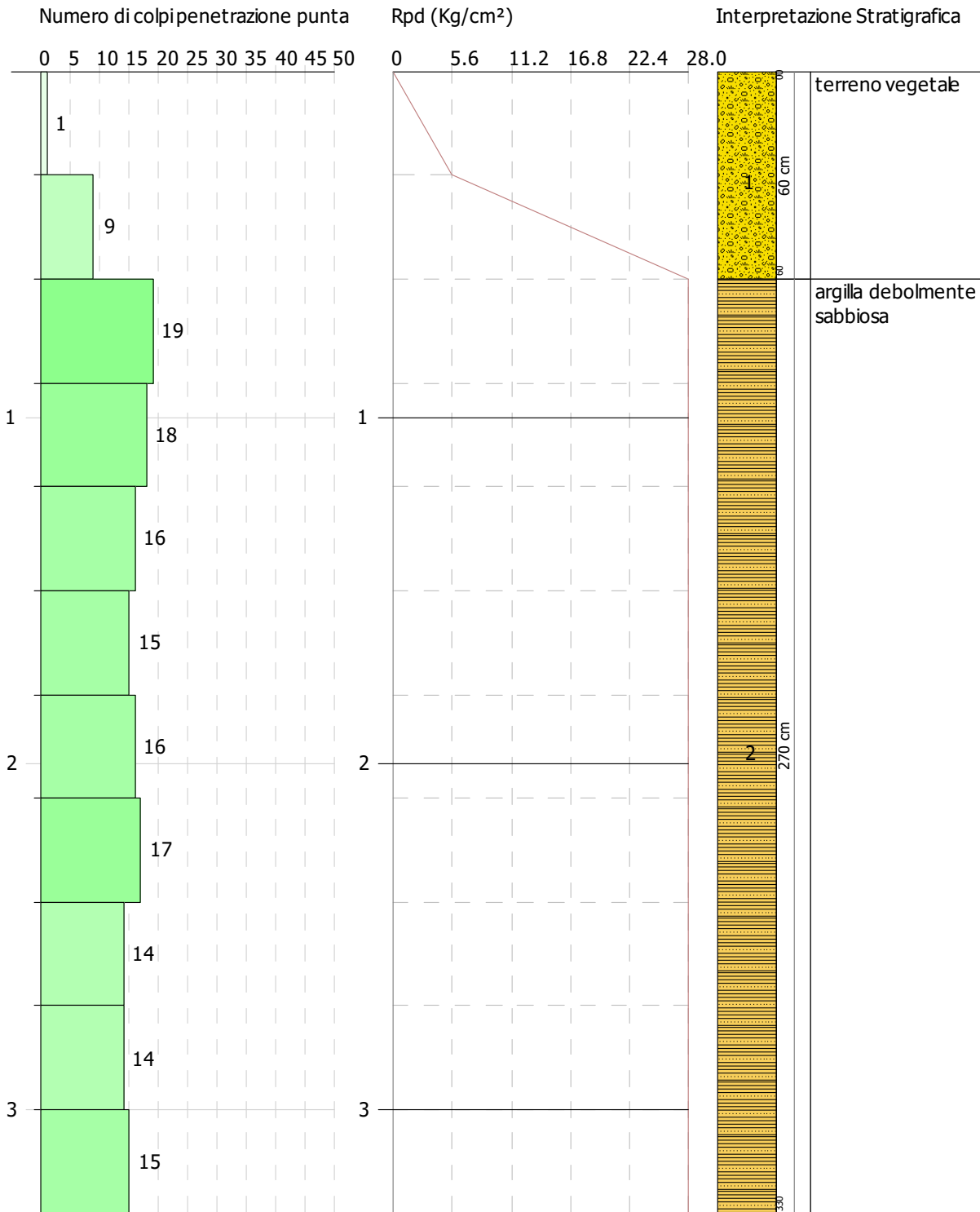
SIGNATURE 2

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

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:17



SIGNATURE 1

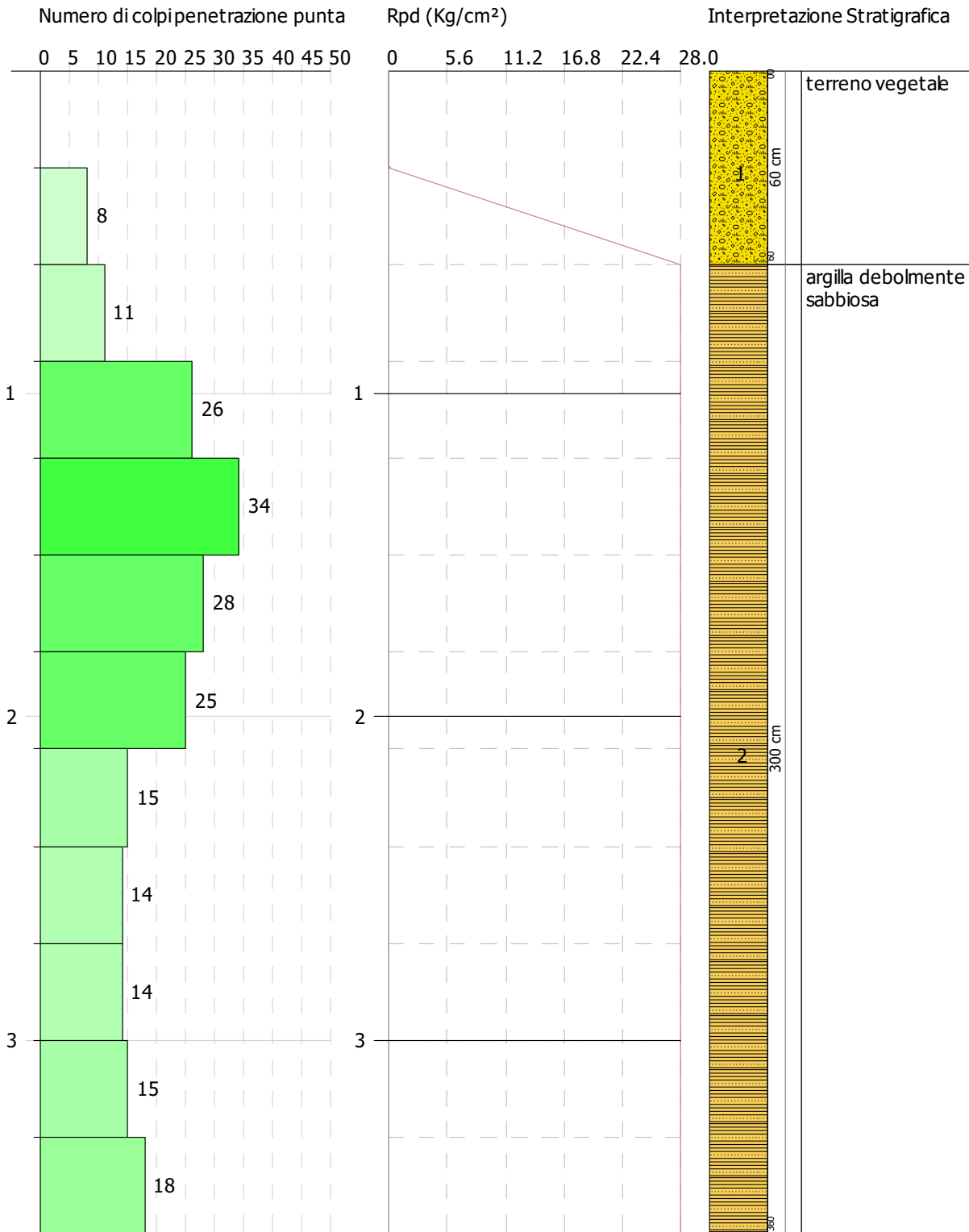
SIGNATURE 2

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

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:18



SIGNATURE 1

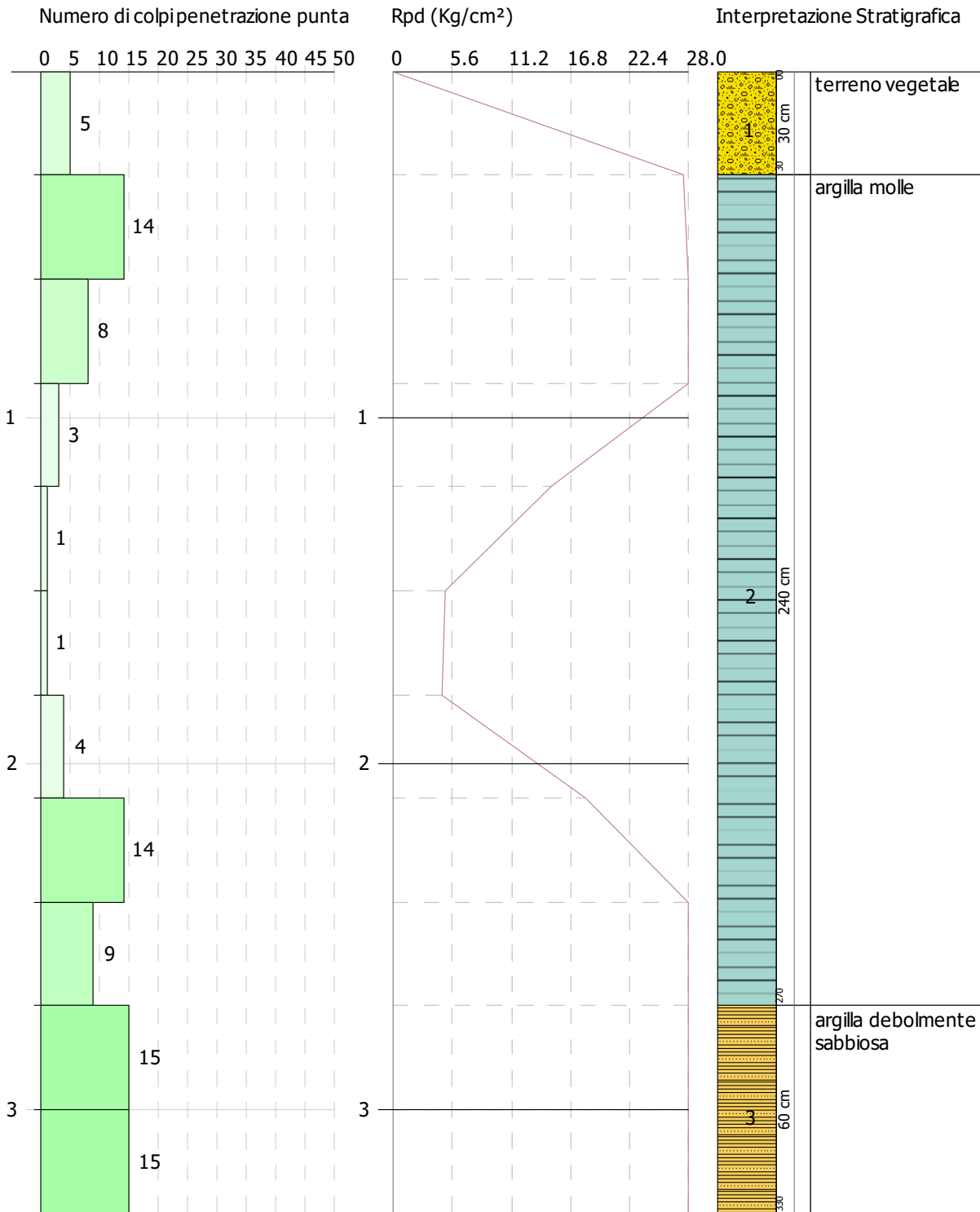
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 4
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:17



SIGNATURE 1

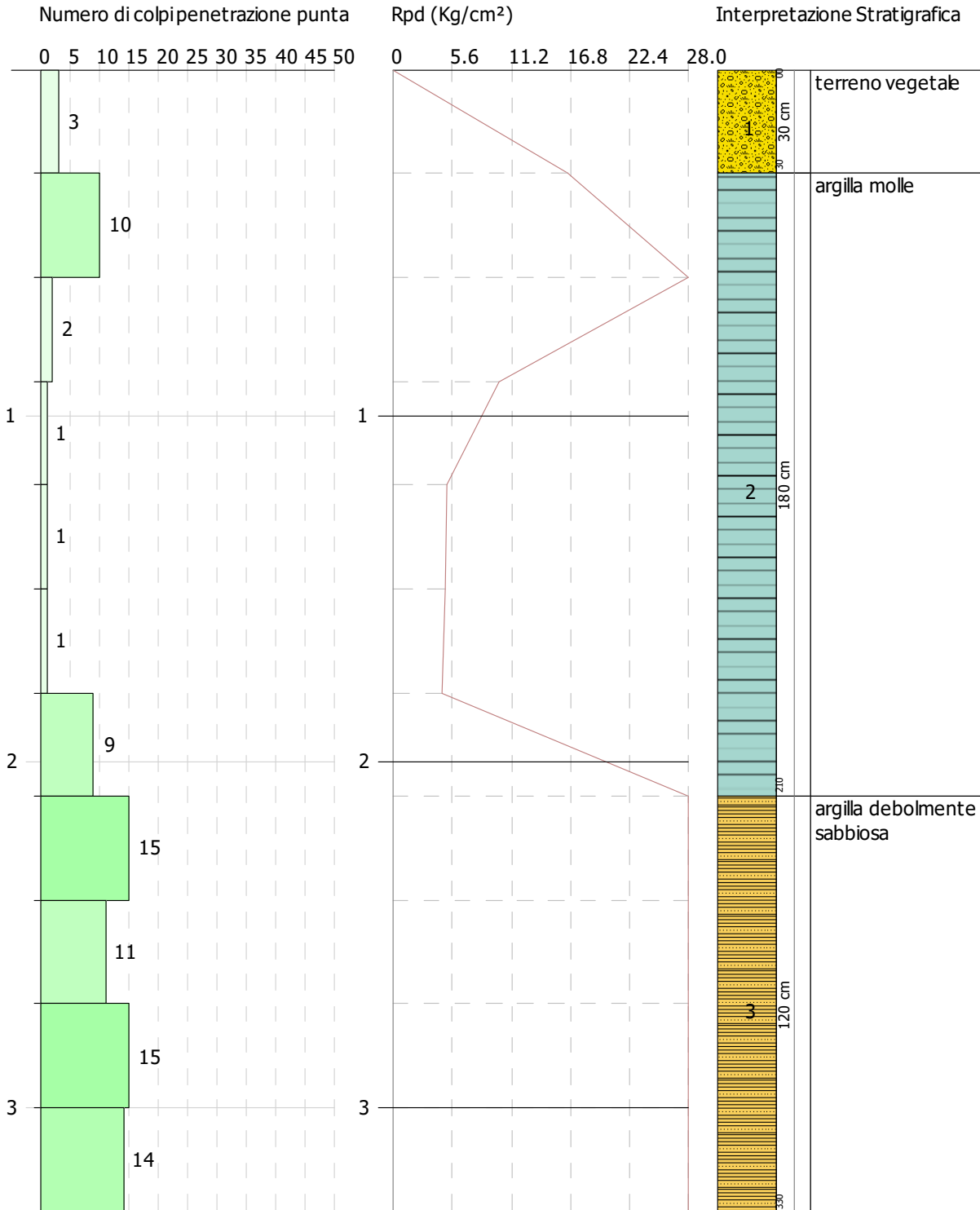
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 5
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': localita' Martinella

14-07-2021

Scala 1:17



SIGNATURE 1

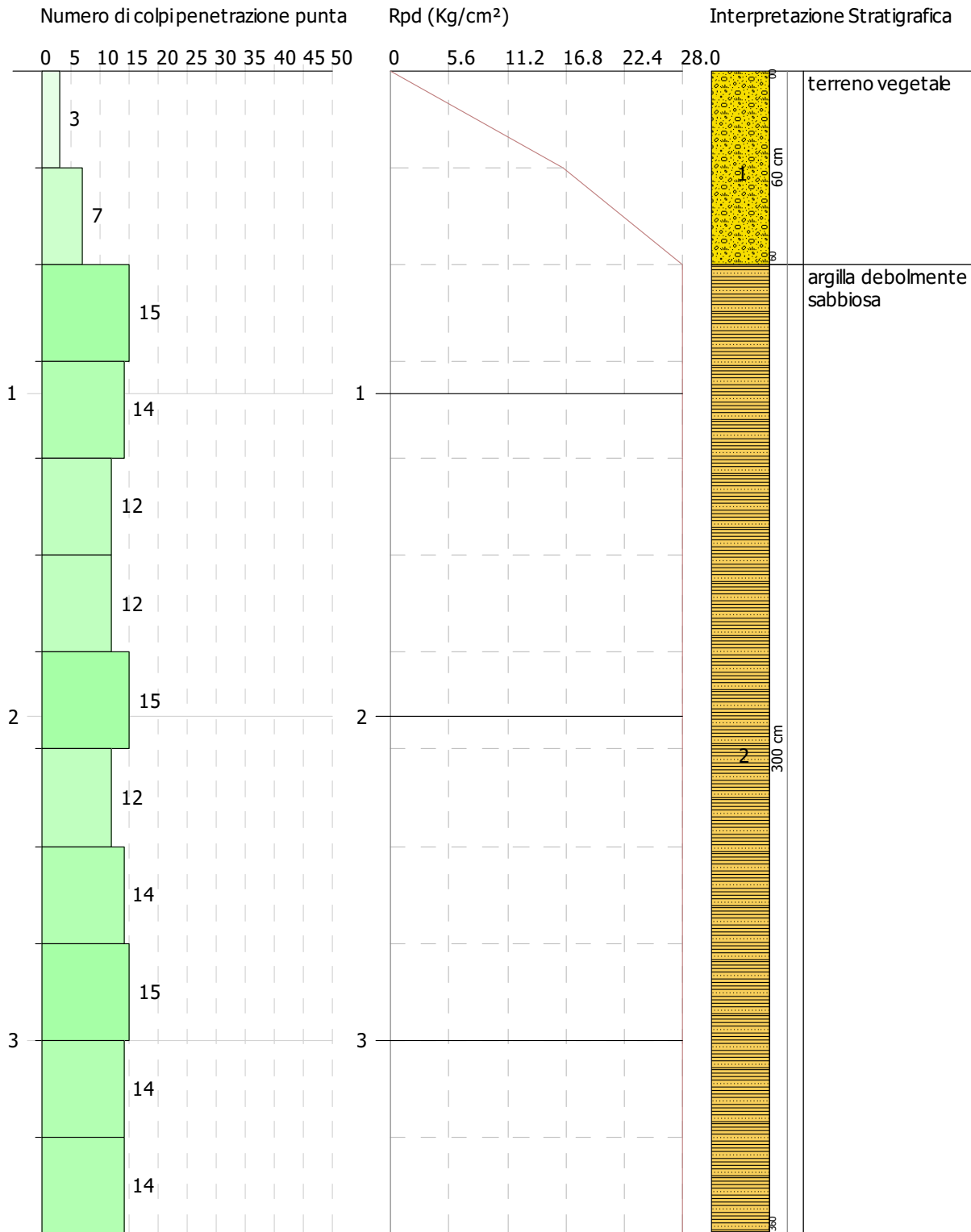
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 6
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:18



SIGNATURE 1

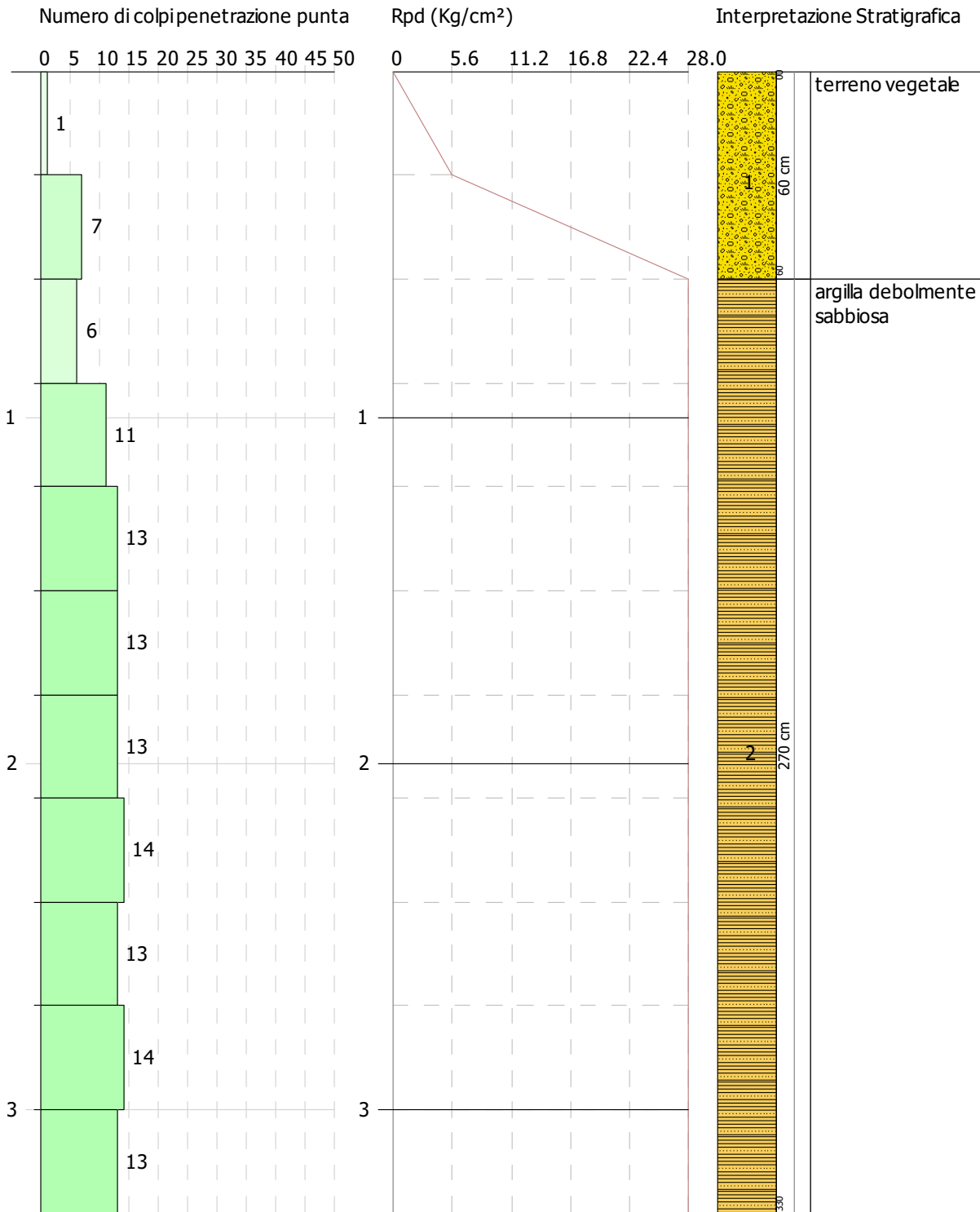
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 7
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:17



SIGNATURE 1

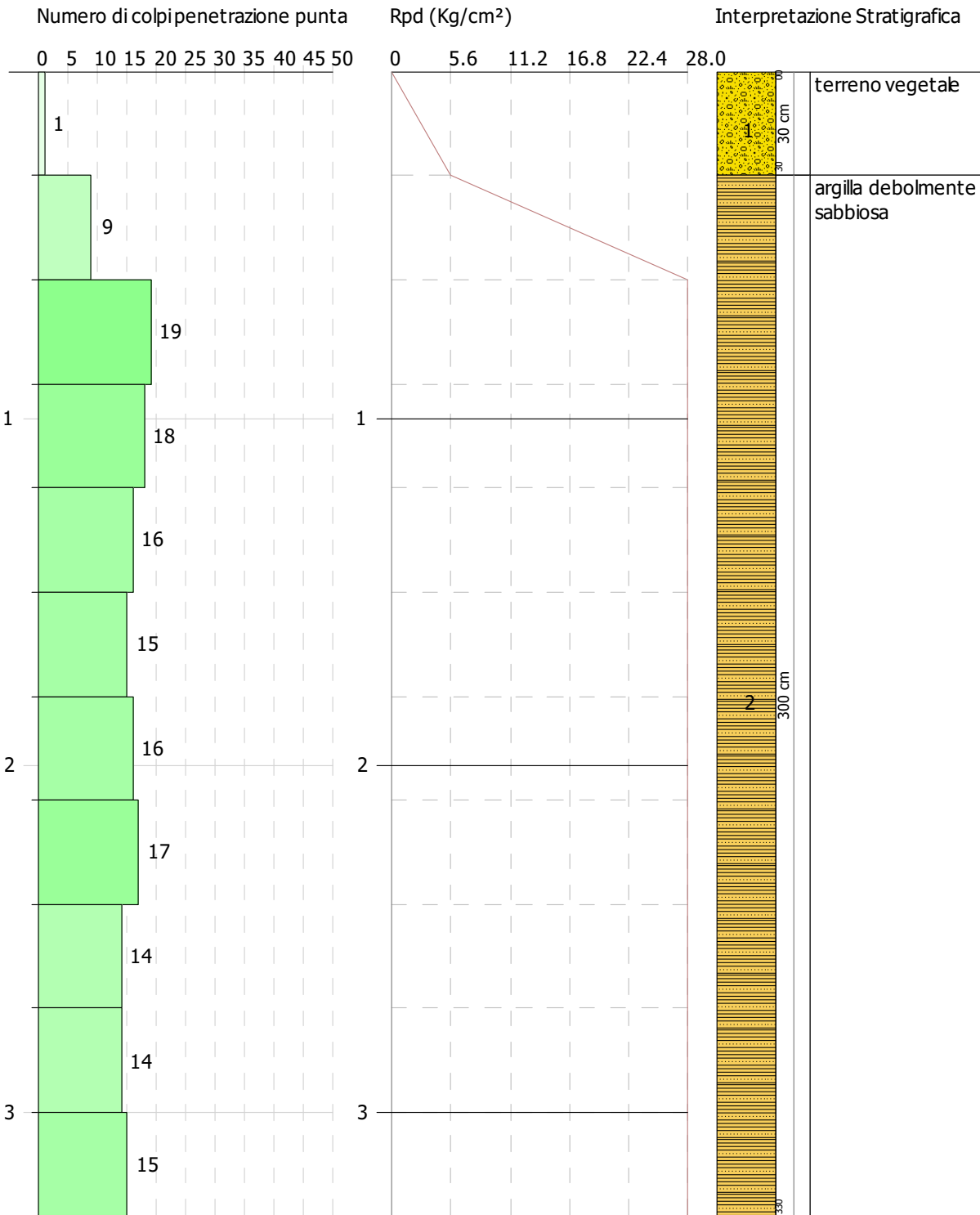
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 8
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:17



SIGNATURE 1

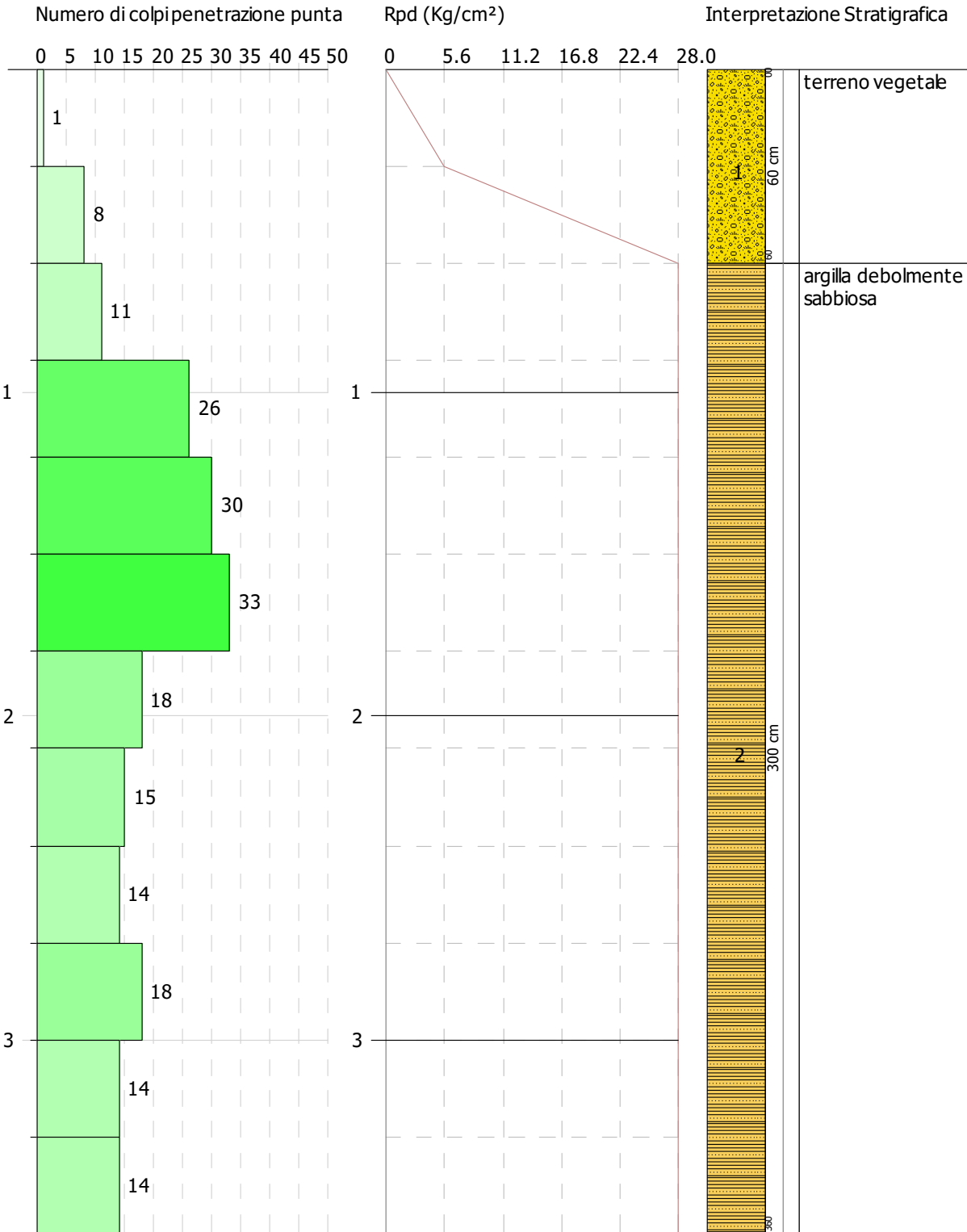
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 9
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: ELLOMAY SOLARITALY SEVEN S.R.L.
 Descrizione:
 Localita': località Martinella

14-07-2021

Scala 1:18



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

5. SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La normativa vigente (D.M. 17 Gennaio 2018) implica l'individuazione del sito di studio all'interno di un reticolo formato da 4 punti distanti tra loro non più di 4 Km. L'individuazione del reticolo di riferimento risulta indispensabile per la determinazione dei valori di accelerazione sismica (a_g) attesa sul sito e per l'individuazione di tutti gli altri parametri necessari alla verifica degli stati limite in azione sismica. Si individuano quindi i parametri intrinseci del sito:

- Coordinate Geografiche del sito
- Coefficiente Topografico (T)
- Categoria del Suolo

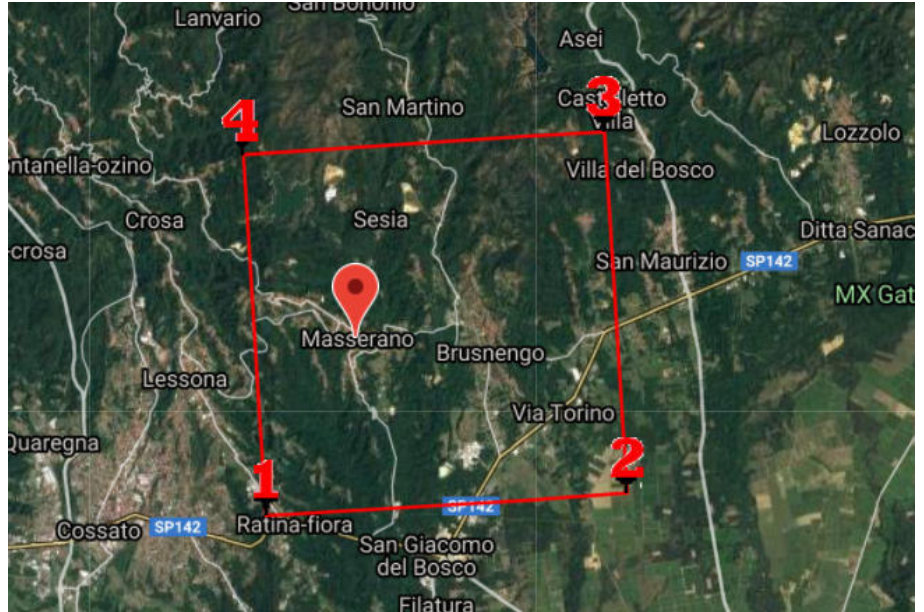


Fig 2 - Localizzazione della maglia di appartenenza dell'area con indicazione dei vertici di riferimento

Secondo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 si identifica il parametro (S) di amplificazione dell'azione sismica di progetto, dipendente dalla categoria del suolo di fondazione e dalla situazione topografica del sito.

$$S = S_s \times S_t$$

Dove:

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica determinato per ogni categoria di suolo tramite la seguente tabella:

Tab. 3.2.IV

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

S_t = Coefficiente di amplificazione topografica desunta dalla seguente tabella:

Tab. 3.2.V

CATEGORIA TOPOGRAFICA		S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (valore alla sommità del pendio)	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,4

Le sovraesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

- Vita Nominale (V_n) • Classe d'Uso dell'opera • Coefficiente d'Uso (C_u) • Vita di Riferimento (V_r)
- Smorzamento e fattore di struttura

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-18)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC-18 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-18)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-18)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u

$$V_r = V_n \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle NTC-18.

Tabella 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_u

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1	1,5	2

Se $V_r \leq 35$ anni si pone comunque $V_r = 35$ anni.

5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI E CARICO LIMITE

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente:

$$R_d \geq E_d$$

Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento:

Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR] - Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3) [GEO]

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità. Nella definizione di stato limite si distinguono:

Stati Limite Ultimi (SLU): associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Alcuni esempi delle cause che possono condurre agli SLU sono: a) perdita di stabilità di parte o dell'insieme della struttura; b) rottura di sezioni critiche della struttura; c) trasformazione della struttura in un meccanismo; d) instabilità in seguito a deformazione eccessiva; e) deterioramento in seguito a fatica; f) deformazioni di fluage o fessurazioni, che producono un cambiamento di geometria tale da richiedere la sostituzione della struttura. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Nei confronti delle azioni sismiche (SLU dinamici) gli stati limite ultimi si suddividono in (D.M. 17.01.2018):

- ✓ **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- ✓ **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite di Esercizio (SLE): sono stati oltre i quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso i danni o le deformazioni sono reversibili e cessano non appena sia eliminata la causa che ha portato al superamento dello SLE; nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione della causa che le ha generate. Nei confronti delle azioni sismiche (SLE dinamici), gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 17.01.2018):

- ✓ **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 16 a 26

- ✓ Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_M);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_F e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno R_d secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di R_d è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione E_d . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo. Per le strutture da realizzare, nelle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni, sono state considerate fondazioni a platea con le seguenti caratteristiche:

- Fondazione $H = 0,30$ m
- piano di posa delle fondazioni = - 0,40 m dal p.c. incastro = - 0,40 m
- combinazione fondamentale statica SLU (GEO) **approccio 2** (A1+M1+R3) autore Terzaghi
- R_d = resistenza di progetto (resistenza del terreno di fondazione)
- E_d = combinazione delle azioni sulle fondazioni (tensione massima di esercizio)

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	4.0 m
Lunghezza fondazione	5.0 m
Profondità piano di posa	0.3 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.024
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0048

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	a_g [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.157	2.583	0.161
S.L.D.	50.0	0.186	2.568	0.17
S.L.V.	475.0	0.392	2.671	0.28
S.L.C.	975.0	0.471	2.723	0.304

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	a_{max} [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.2355	0.2	0.0048	0.0024
S.L.D.	0.279	0.2	0.0057	0.0028
S.L.V.	0.588	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.7065	0.2	0.0144	0.0072

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Si riportano i calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula sopra citata (Terzaghi) con le dimensioni geometriche fondazionali ed i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3):

Carico limite verticale

Nome combinazioni	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)	CEDIMENTI TOTALI IN MM
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	3.01	1.31	1.00	3.01	Verificata	* Rottura generale; Ir=4225.74 Icrit=112.4	1.20	2,08 < 25
SISMA	TERZAGHI (1955)	3.00	1.66	1.00	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=4225.74 Icrit=112.4	1.20	

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot [\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c]$$

nella quale:

q' Pressione efficace lorda;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B Larghezza della fondazione;

I_c Indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio NAV va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$ dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$N_c = 1.25 N_{spt}$

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm ²
Tempo	30.0
Profondità significativa Z_i (m)	2.724
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Z_i	18
Fattore di forma f_s	1.085
Fattore strato compressibile f_h	1
Fattore tempo f_t	1.5
Indice di compressibilità	0.03
Cedimento	12.2 mm

FONDAZIONE MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENT TOTALI IN MM
H = 0,30	3,01	1,31	1,00	3,01	1,20	VERIFICATA	12,20 < 25

Sarà cura dello strutturista verificare la congruenza delle azioni effettivamente agenti sulle fondazioni del fabbricato e qualora necessario, saranno ripetute nuove verifiche sulla base delle azioni di progetto. Si raccomanda di adottare un valore di tensione media di esercizio E_d non superiore a 1,31 kg/cm² alla quota -0,40 m dal p.c., qualora necessario si rimane a disposizione per la verifica di altre configurazioni fondazionali.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 17/01/18.

6. INDAGINE SISMICA

M.A.S.W.

In data 14 Luglio 2021 è effettuata un'indagine geosismica M.A.S.W. nell'area di futura edificazione con stendimento posizionato come illustrato in allegato 6.

Configurazione sismografo:

Strumentazione	Geofoni Verticali	Cavi	Sorgente	Base	Data
GEA 24 Pasi	12	24 mt	Mazza battente	Piattello metallico	14/07/2021
Profilo	Tipo di indagine	Tempo di campionamento	N. campioni	Tempo di registrazione	N. Stacks
S1	MASW	125µs	4096	2000 ms	3
Lunghezza stesa	Numero geofoni	Off set sorgente	Distanza 1° geofono	12° geofono	Equidistanza fra i geofoni
26 mt	12 (4.5 Hz)	2 mt	0 mt	24 mt	2 mt

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 21 a 26

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Modello sismico e strumentazione

Il modello sismico monodimensionale costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito (risposta sismica locale - RSL) che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (definizione della categoria di sottosuolo).

Per il Piemonte, l'elenco delle zone sismiche è stato in un primo momento aggiornato con la DGR n. 11-13058 del 19/01/2010 e successivamente precisato dalla DGR n. 65-7656 del 21/05/2014, attualmente vigente, con cui sono state aggiornate anche le procedure di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico.

Sul B.U. n. 4 del 23 gennaio 2020 è stata pubblicata la **D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019 “OPCM 3519/2006**. La strumentazione è costituita da un compatto sismografo PASI a 24 canali della serie GEA24 e da un software “EasyMasw” della GEOSTRU utilizzato per l'interpretazione.

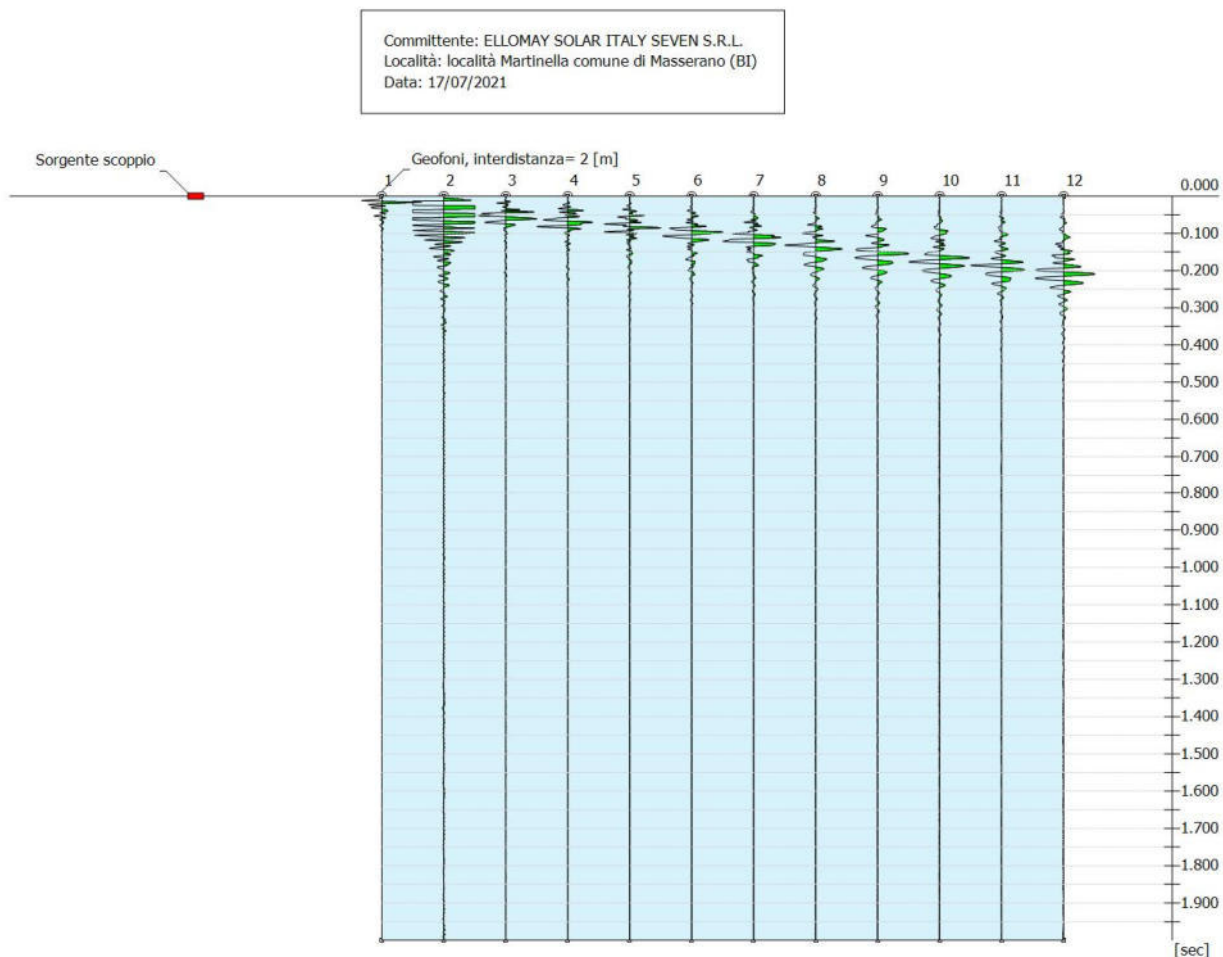


Fig. 3 - Immagine grafico delle tracce

Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 22 a 26

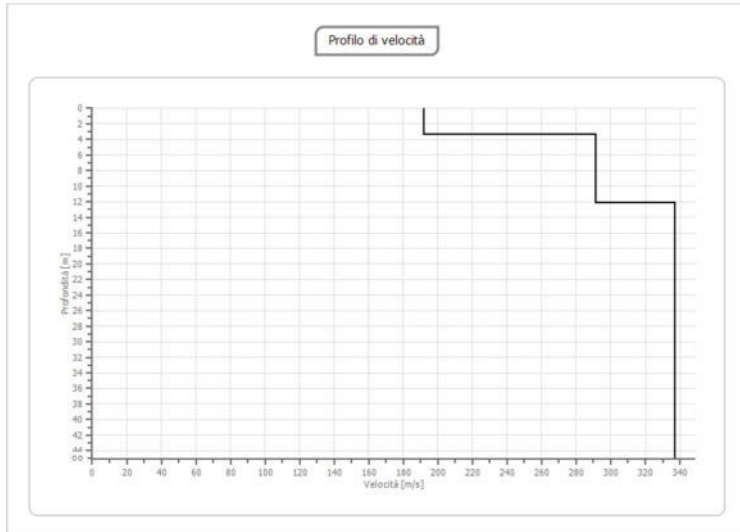


Fig. 4 - Profilo di velocità

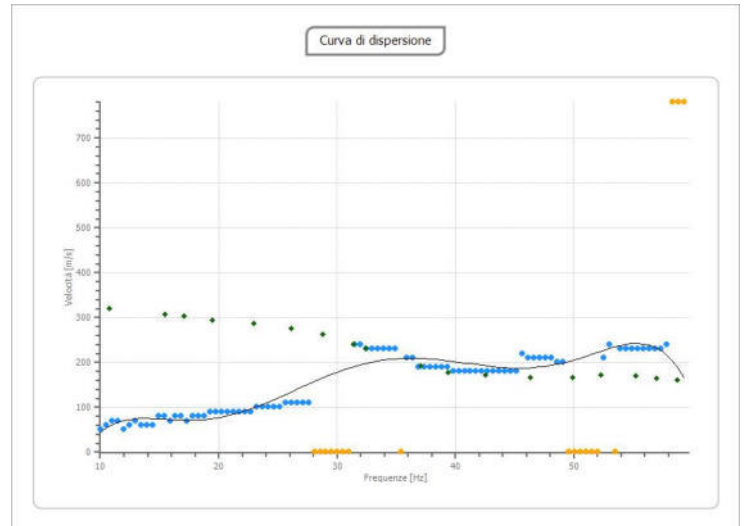


Fig. 5 - Dispersione



Fig. 6 - Immagine fotografica

Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficient e Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.94	1.94	1800.0	0.30	No	311.2	166.3
2		6.94	5.00	1800.0	0.30	No	623.6	333.3
3		36.94	30.00	1800.0	0.30	No	745.6	398.5
4		oo	oo	1800.0	0.30	No	872.4	466.3

Tipo di analisi: onde di Rayleigh VS30 (m/s): 359,40

Questo fa sì che in applicazione della normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria C di sottosuolo** così come si evince dalla allegata tabella:

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		Vs30 (m/s)	NSPT	Cu (kPa)
	Classificazione del tipo di suolo secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 17/01/2018			
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>	> 800	-	-
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).</i>	360-800	>50	>250
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).</i>	180-360	15-50	70-250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).</i>	<180	<15	<70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).</i>	-	-	-

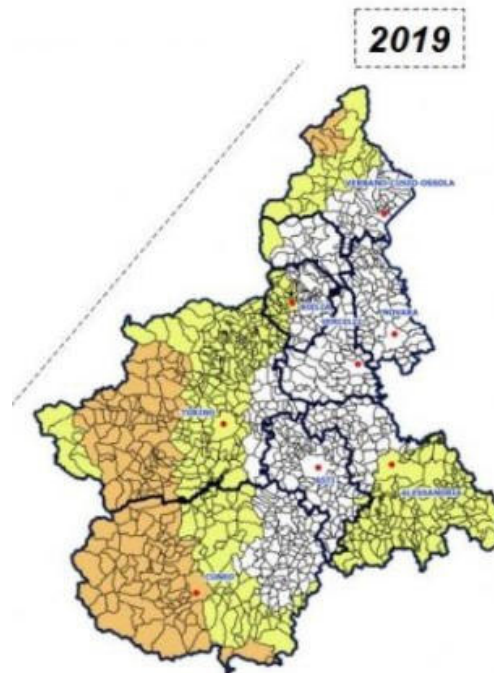


Fig. 8 - Classificazione sismica del Piemonte

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Con il termine "liquefazione" viene definita «la circostanza, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, caratterizzata da deformazioni permanenti significative o dall'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno». In particolare, con il termine "liquefazione" si definisce il fenomeno per cui un terreno incoerente saturo, sottoposto ad una sollecitazione sismica, assume un comportamento meccanico simile a quello dei liquidi, con l'annullamento quasi totale della sua resistenza al taglio τ in seguito ad un aumento istantaneo della pressione interstiziale dell'acqua presente nei vuoti intergranulari. A parità di altre condizioni, esso si verifica con maggiore probabilità in materiali incoerenti sabbiosi e/o sabbioso – limosi con elevato grado di saturazione e basso grado di addensamento, ossia bassa densità relativa D_r (%) ed elevato indice dei vuoti.

La vigente normativa, rappresentata dal D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18), stabilisce che in fase di progettazione di nuove opere deve essere valutata la stabilità del sito di costruzione nei confronti della liquefazione, che determina potenziali effetti di instabilità nei confronti delle strutture di fondazione e delle strutture in elevazione.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile al fenomeno è necessaria non solo l'occorrenza di un forte sisma, sia in termini di magnitudo che durata, ma anche di particolari condizioni litostratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni di fondazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzata (specifiche analisi di risposta sismica locale e prove dinamiche di laboratorio) oppure mediante metodi semplificati, in funzione dell'importanza dell'opera e della sismicità dell'area di intervento.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze indicate nel par. 7.11.3.4.2 delle NTC18, tra le quali eventi sismici attesi di magnitudo $M_w < 5$ e valori di $a_{max} < 0,100g$ in condizioni di free field (riferiti allo stato limite S.L.V.).

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Nell'area oggetto di studio viene effettuata la verifica alla liquefazione poiché la profondità media stagionale della falda superiore è inferiore a 15,0 mt dal piano campagna.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	3.60	18.00	24.242	0.562	0.562	0.015	0.620	42.00	Livello non liquefacibile

7. CONCLUSIONI

Nel seguente rapporto sono stati illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Masserano (BI), presso la località Martinella, dove sono previsti lavori di realizzazione di un nuovo impianto fotovoltaico definito "agrivoltaico", e riguarda l'installazione di pannelli fotovoltaici su tracker nell'area denominata "Martinella", su terreno a destinazione agricola (risaie).

Nel dettaglio l'area di nostro interesse rientra nell'ambito della **classe 1 e classe 2**, sono aree normalmente sicure dove le condizioni di pericolosità geomorfologica non pongono limitazioni alle scelte urbanistiche. Tali aree saranno comunque soggette all'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui alla normativa nazionale D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e Relazione geotecnica. (Allegato 2).

Secondo quanto stabilito nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2019 il territorio comunale di Cureggio (NO) appartiene alla **zona sismica 4**, "Zona con pericolosità sismica molto bassa, è la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse".

In applicazione alla normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria C di sottosuolo**.

Sulla base delle indagini in situ eseguite e sulle successive interpretazioni ed elaborazioni sono stati condotti i calcoli relativi agli aspetti geotecnici e sismici per fornire agli Enti competenti gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri e concessioni ed ai progettisti gli elementi per il dimensionamento delle strutture di fondazione. A tal fine si riporta il modello stratigrafico geotecnico:

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0.00-0.30	7.52	67.65	28.11	100,00	42.91	1.45	1.90	NULLA	0.34	POCO ADDENSATO
0.30-3.60	17.91	85.88	30.01	314.33	64.25	1.57	1.98	NULLA	0.32	MODERATAMENTE ADDENSATO

Come argomentato nel paragrafo relativo alle analisi del potenziale di liquefazione dei terreni, si escludono problemi per quanto riguarda la liquefazione.

Si raccomanda di ottemperare alle indicazioni descritte nella presente relazione, soprattutto quelle relative ai calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula citata (Terzaghi) e con le dimensioni geometriche fondazionali previste ed i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3) e di seguito riportate:

FONDAZIONE MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
H = 0,30	3,01	1,31	1,00	3,01	1,20	VERIFICATA	12,20 < 25

Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; pertanto l'intervento di progetto, eseguendo i lavori a regola d'arte, risulta fattibile.

Vaprio d'Adda 17/07/2021

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando



Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	17/07/2021	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	ELLOMAY SOLAR ITALY SEVEN S.R.L. Località Martinella – Masserano (BI)	Pag. 26 a 26