

Regione Puglia

COMUNE DI SAN PANCRAZIO SALENTINO (BR) - SALICE SALENTINO (LE)
AVETRANA (TA) - ERCHIE (BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
NOMINALE PARI A 36 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA,
CON ANNESSO SISTEMA DI ACCUMULO INTEGRATO DI POTENZA
PARI A 24 MW, PER UNA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 60MW
DENOMINATO IMPIANTO "NEXT2"**

PROGETTO PARCO EOLICO "NEXT2"

Codice Regionale AU: CY53TR6

Tav.:	Titolo:
R24	RELAZIONE GEOTECNICA

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
s.c.	A4	CY53TR6_NPDI2_ERC_R24_RelazioneGeotecnica

Progettazione:	Committente:
QMSOLAR s.r.l. Via Guglielmo Marconi scala C n.166 - Cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02683290742 - qmsolar.srls@pec.it Amm.re unico Ing. Francesco Masilla Gruppo di progettazione: MSC Innovative Solutions s.r.l.s - Via Milizia 55 - 73100 LECCE (LE) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@gmail.com Ing. Santo Masilla - Responsabile Progetto	NPD Italia II s.r.l. Galleria Passarella, 2, Cap - 20122 MILANO P.IVA 11987560965 - email: npditaliaii@legalmail.it
Indagini Specialistiche : Geologo Dott. Marcello De Donatis	

Data Progetto	Motivo	Redatto:	Controllato:	Approvato:
15/09/2023	Prima versione	F.M.	S.M.	NPD Italia II srl

INDICE

<i>PREMESSA</i>	2
<i>INDIVIDUAZIONE DEL SITO</i>	3
<i>INDAGINE GEOGNOSTICA</i>	5
<i>Sondaggi geognostici a carotaggio continuo</i>	5
<i>Prelievo dei campioni e analisi di laboratorio</i>	12
<i>Sismica con metodologia Masw</i>	13
<i>STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE</i>	25
<i>CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI LITOSTRATI RILEVATI</i>	29
<i>VERIFICA DEGLI STATI ULTIMI (SLU)</i>	33
<i>CONCLUSIONI</i>	39

PREMESSA

Su incarico di QM Solar s.r.l.s. il sottoscritto, nel mese di giugno 2023, ha eseguito dei rilievi in campo e delle indagini geognostiche per la realizzazione di un impianto di produzione di energia da fonte eolica "NEXT2", costituito da 6 aerogeneratori, che interessa i territori comunali di San Pancrazio Salentino (provincia di Brindisi) e Salice Salentino (provincia di Lecce) al fine di caratterizzare l'area interessata dal progetto da un punto di vista meccanico e sismico e di fornire dei parametri geotecnici utili ai fini della progettazione.

Il lavoro in oggetto eseguito in ottemperanza al D.M. 17.01.2018, si è articolato nel seguente modo:

- esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo 30.0 metri;
- prelievo di due campioni ed analisi di laboratorio geotecnico;
- n. 1 indagine sismica di superficie con metodologia Masw per il calcolo delle V_s , eq.

Al termine di tali indagini è stata redatta la presente relazione geologico-tecnica che, avvalendosi di tutti i risultati acquisiti, ha consentito di ricostruire il modello geologico e sismico dell'area interessata dall'intervento.

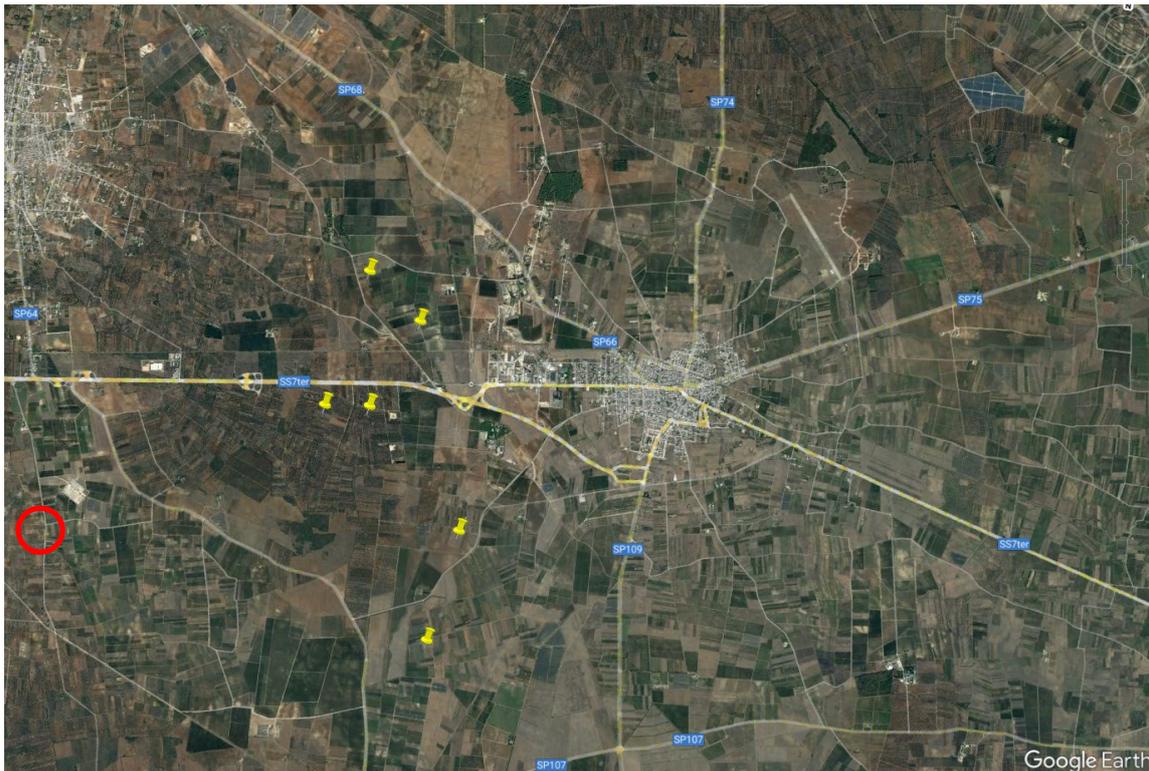
INDIVIDUAZIONE DEL SITO

L'area indagata è ubicata nei territori comunali di Salice Salentino (prov di Lecce) e San Pancrazio Salentino (prov di Brindisi).

La quota topografica è variabile da 55 a 61 m s.l.m. e la morfologia è pianeggiante.

L'area di indagine si trova a cavallo della SS7 ter ad ovest dell'abitato di San Pancrazio; essa è individuata dalle seguenti coordinate geografiche (esprese come punto centrale):

- Latitudine : 40° 24' 31" N
- Longitudine : 17° 47' 48" E



Area di indagine, immagine da Google Earth ®

L'area dove è prevista la realizzazione della cabina (cerchietto rosso) si trova ad una quota topografica di 66.0 m s.l.m.; essa è individuata dalle seguenti coordinate geografiche (espresse come punto centrale):

- Latitudine : 40° 23' 33" N
- Longitudine : 17° 44' 47" E

INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine è stata effettuata in conformità al D.M. 17.01.2018 ed è stata finalizzata alla raccolta di tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per la previsione del comportamento dell'opera dopo la realizzazione dell'intervento.

L'indagine ha mirato alla caratterizzazione meccanica e sismica del terreno fondale ed è consistita nell'esecuzione di:

- N. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo profondo 30.0 metri;
- prelievo ed analisi di laboratorio geotecnico eseguiti su n. 2 campioni;
- n. 1 indagine sismica di superficie con metodologia Masw per il calcolo delle Vs, eq.

Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

In data 25 maggio 2023 è stato eseguito un sondaggio geognostico a carotaggio continuo in corrispondenza dell'aerogeneratore N05.

La terebrazione è stata eseguita impiegando una trivella della CMV, mod. MK 600, realizzando un foro di sondaggio del diametro di ϕ 101 mm, consentendo di ricostruire l'intera stratigrafia del sottosuolo.

Il metodo utilizzato per l'esecuzione del perforo è stato quello a rotazione con carotaggio continuo. In pratica la macchina perforatrice è dotata di una testa idraulica che fornisce alla batteria d'aste di perforazione un movimento rotatorio. La spinta necessaria all'attrezzo di perforazione per "tagliare" il terreno è invece prodotto da pistoni idraulici.

Il funzionamento consiste nell'infiggere nel terreno un tubo di acciaio (carotiere), munito al fondo di un utensile tagliente (corona), collegato in superficie mediante una batteria di aste cave; l'infissione avviene ruotando e spingendo contemporaneamente le aste in superficie mediante sonda. Il metodo di avanzamento è manuale, dato che la pressione è applicata e regolata dall'operatore.

Con la perforazione a rotazione si può attraversare qualsiasi tipo di terreno, con diametro di perforazione di 101 mm.

Il tipo di utensile di perforazione più comunemente impiegato consiste in un carotiere la cui estremità inferiore è costituita da una corona tagliente provvista di elementi di metallo duro diamantato.

Durante la perforazione, per evitare fenomeni franosi del materiale da non poter eseguire una dettagliata ricostruzione stratigrafica del terreno investigato, il foro è stato rivestito con tubi sottili in acciaio, in giunti filettati, che dopo l'esecuzione del sondaggio sono stati rimossi.

Il materiale perforato è stato conservato in cassette catalogatrici, in PVC della lunghezza di un metro, munite di scomparti divisorii (1 m di lunghezza con 5 compartimenti) e di coperchio. Sulle cassette è stato indicato il numero di sondaggio e le profondità.

Le cassette sono state documentate da foto allegate alla presente relazione.

Di seguito si allegano: la restituzione grafica della stratigrafia, nella quale sono riportate anche le profondità di prelievo dei campioni sottoposti ad analisi di laboratorio; si allegano inoltre la documentazione fotografica ed una planimetria con l'ubicazione.

SONDAGGIO S1

Riferimento: Aerogeneratore N05	Data: 25/05/2023
Quota s.l.m.: 56 m s.l.m.	

Caratteristiche generali e modalità di perforazione

Sonda perforatrice	MK 600 della CMV
Diametro del foro	Ø 101
Profondità raggiunta	30.0 m
Inclinazione del foro di sondaggio	verticale
Tecnica di scavo	A rotazione a carotaggio continuo
Tubo di rivestimento	0.0 m - 30.0 m
Cassette catalogatrici	6



Postazione ed Esecuzione sondaggio S1 – aerogeneratore N05



Cassetta n. 1 (0.00 m - 5.00 m)



Cassetta n. 2 (5.00 m - 10.00 m)



Cassetta n. 3 (10.0 m – 15.0 m)



Cassetta n. 4 (15.0 m – 20.0 m)



Cassetta n. 5 (20.0 m – 25.0 m)



Cassetta n. 6 (25.0 m – 30.0 m)



Committente: QM Solar srls	Sondaggio: S1
Riferimento: San Pancrazio (BR)	Data: 25/05/2023
Coordinate:	
Perforazione: Carotaggio Continuo	

SCALA 1 :155		LOG STRATIGRAFICO			Pagina 1/1			
R v	Ø mm	metri	LITOLOGIA	prof. m	Spess. m	DESCRIZIONE	Campioni	Cass.
		1		1.5	1.5	Terreno sabbioso con inclusione di elementi calcarei.		
		2				Calcareni con intercalazioni sabbiose	C1) Ind < 250 300	1
		3						
		4						
		5						
		6						
		7						
		8		8.0	6.5	Calcare molto fratturato a luoghi brecciato e con inclusioni di terra rossa.	C2) Ind < 950 1000	2
		9						
		10						
		11						
		12						
		13						3
		14						
		15						
		16						
		17						
		18						4
		19						
		20						
		21						
		22						
		23						
		24						
		25						
		26						
		27						
		28						
		29						
		30		30.0	22.0			5
101								6

Prelievo dei campioni e analisi di laboratorio

Durante la perforazione del sondaggio geognostico sono stati prelevati 2 campioni a diverse profondità: 2.50 m e 9.50 m.

Sui campioni indisturbati è stata apposta un'etichetta con indicati cantiere, committente, designazione del sondaggio, numero campione, profondità di prelievo, data di prelievo.

I campioni dopo essere stati prelevati, sono stati sigillati e conservati in ambienti umidi, per evitare che venga espulsa l'acqua presente all'interno del campione.

I campioni sono poi stati portati in laboratorio e conservati in celle, che consentono di mantenere una temperatura di 20 °C ed una umidità del 90%.

Si tratta in entrambi i casi di campioni di roccia: il primo di calcarenite, il secondo di calcare.

I campioni, di forma cilindrica, sono stati identificati con due codici rappresentativi del sondaggio e del campione.

Sui campioni sono stati determinati il peso di volume e l'umidità ed eseguite delle prove di resistenza a compressione.

Sul campione di calcarenite data la fatturazione è stata eseguita una prova di Point Load.

Si riporta prospetto riassuntivo.

Campione	Peso di volume (KN/m ³)	Umidità naturale (%)	Resistenza a Compressione PLT (Mpa) Valore medio	Indice corretto Is(50) (Mpa)	Resistenza a compressione (Mpa)
S1- C1 Prof. 2.50-3.00 m	17.3	4.9	3.90	0.39	-
S1- C2 Prof. 9.50-10.00 m	20.7	2.2	-	-	32.80

Sismica con metodologia Masw

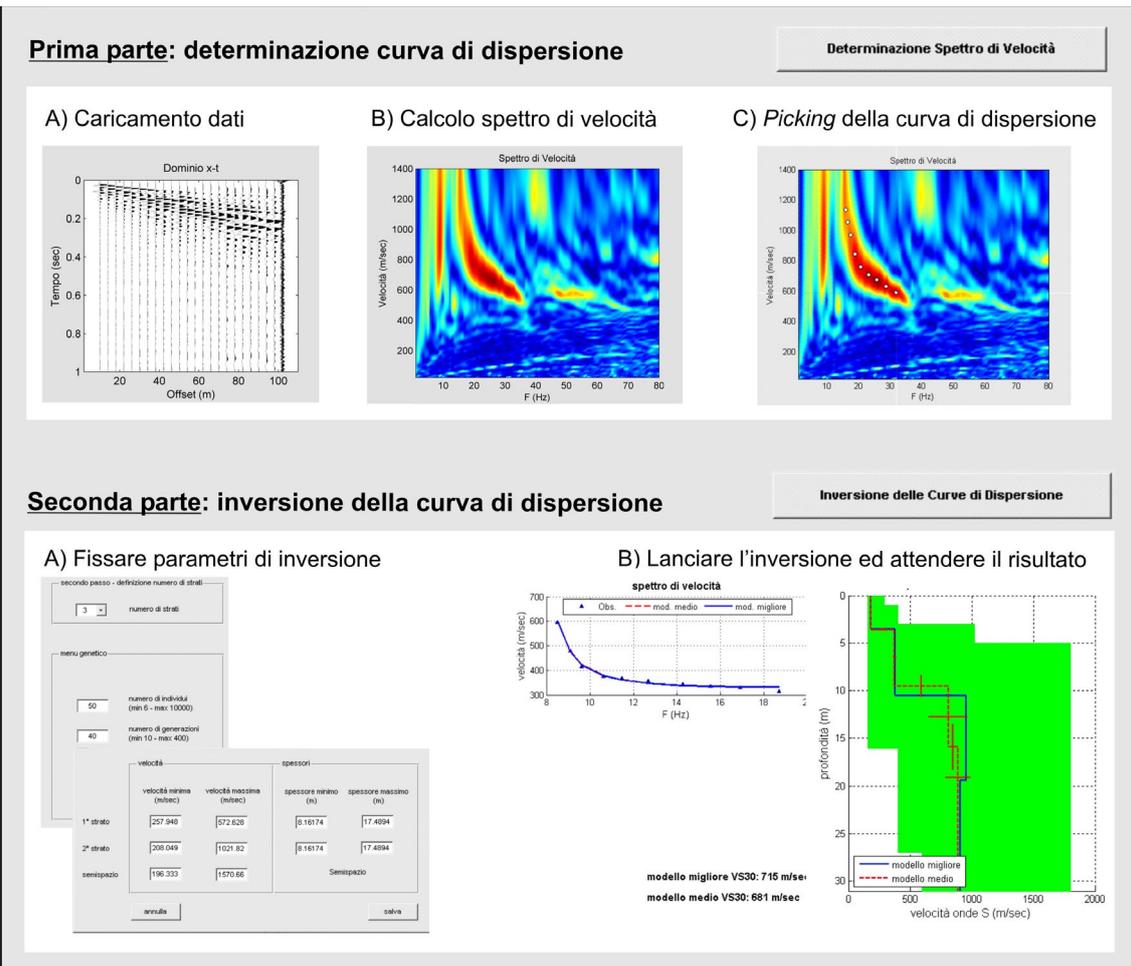
Le prove MASW sono molto utili per ricavare il parametro V_{seq} , richiesto dalla nuova normativa sismica, in maniera semplice ed economica ma decisamente affidabile.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni (DA 4.5 Hz) e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

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

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



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

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

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

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

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

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

Le NTC18 effettuano la classificazione del sottosuolo in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

Con:

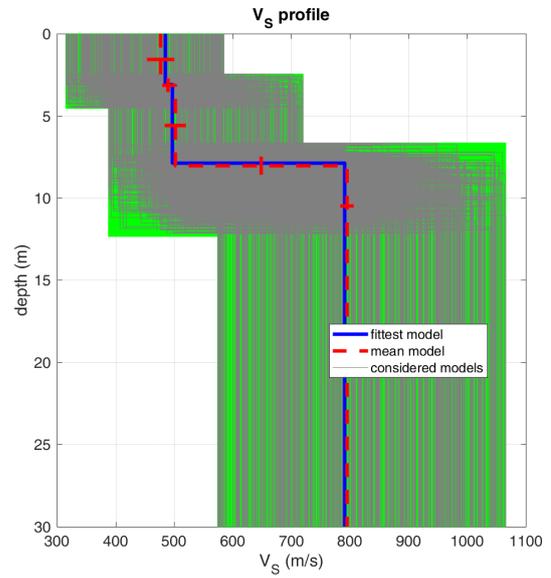
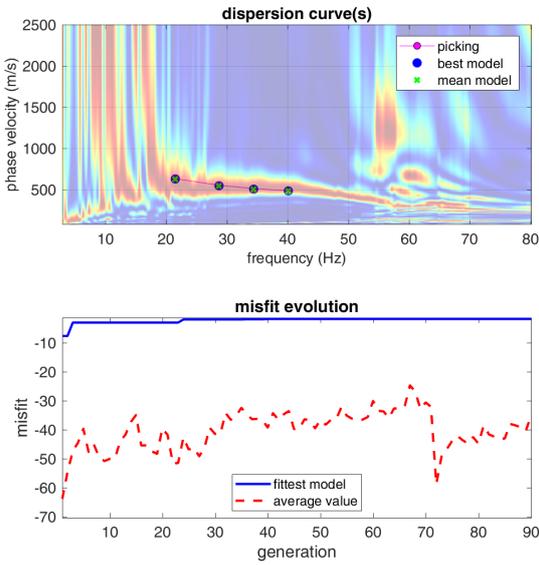
h_i spessore dell' i -esimo strato; $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato; N numero di strati; H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

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.

Dall'indagine Masw eseguita in corrispondenza dell'aerogeneratore N05 è stato ricavato l'andamento delle V_s e da qui calcolato il valore della $V_{s,eq}$.

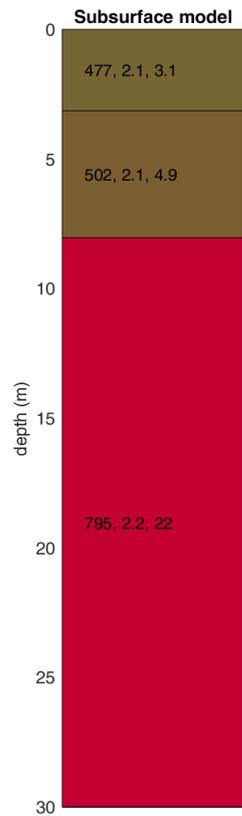
Nell'area è stato calcolato un valore di $V_{s,eq} = 682 \text{ m/s} \rightarrow$ categoria B

Indagine Masw c/o N05



www.winmasw.com

dataset: 00000955.sgy
 dispersion curve: p.cdp
 Vs30 & VsE (best model): 682 682 m/s
 Vs30 & VsE (mean model): 682 682 m/s



V_s density thickness
 (m/s) (gr/cm³) (m)

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Le categorie di sottosuolo individuate dal Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le costruzioni" sono le seguenti:

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

Alla luce dei risultati ottenuti si ha che il suolo di fondazione rientra nella categoria sismica di suolo B con valori di $360 < V_{seq} < 800$ m/sec di ***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti.***

CATEGORIE TOPOGRAFICHE

Le categorie topografiche individuate dal Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le costruzioni" sono le seguenti:

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 $i > 30^\circ$

NTC 2017 – Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

L'area di interesse ricade nella categoria T1 di Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 100 [anni]
 Classe d'uso: IV
 Coefficiente d'uso (Cu): 2
 Periodo di riferimento (Vr): 200 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 120 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 201 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 1898 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 2475 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 40.3982735 [°]
 Longitudine (WGS84): 17.8091087 [°]
 Latitudine (ED50): 40.3992577 [°]
 Longitudine (ED50): 17.8098946 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	34808	40.403850	17.757870	4434.87
2	34809	40.401330	17.823420	1168.25
3	35031	40.351390	17.820120	5392.47
4	35030	40.353910	17.754610	6881.57

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.017	2.318	0.161
	50	0.022	2.328	0.241
	72	0.027	2.302	0.312
	101	0.031	2.375	0.340
SLO	120	0.033	2.410	0.352
	140	0.035	2.442	0.364
SLD	201	0.039	2.504	0.391

	475	0.050	2.623	0.457
	975	0.060	2.772	0.509
SLV	1898	0.070	2.911	0.527
SLC	2475	0.074	2.969	0.534

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.016	2.312	0.160
	50	0.021	2.333	0.235
	72	0.026	2.302	0.299
	101	0.030	2.356	0.338
SLO	120	0.032	2.382	0.352
	140	0.034	2.405	0.365
SLD	201	0.038	2.464	0.391
	475	0.050	2.550	0.464
	975	0.060	2.689	0.516
SLV	1898	0.071	2.815	0.535
SLC	2475	0.075	2.867	0.542

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.016	2.315	0.161
	50	0.022	2.322	0.237
	72	0.026	2.295	0.311
	101	0.030	2.360	0.341
SLO	120	0.032	2.387	0.355
	140	0.034	2.412	0.367
SLD	201	0.039	2.458	0.406
	475	0.051	2.555	0.466
	975	0.061	2.690	0.518
SLV	1898	0.072	2.819	0.539
SLC	2475	0.077	2.873	0.547

Punto 4

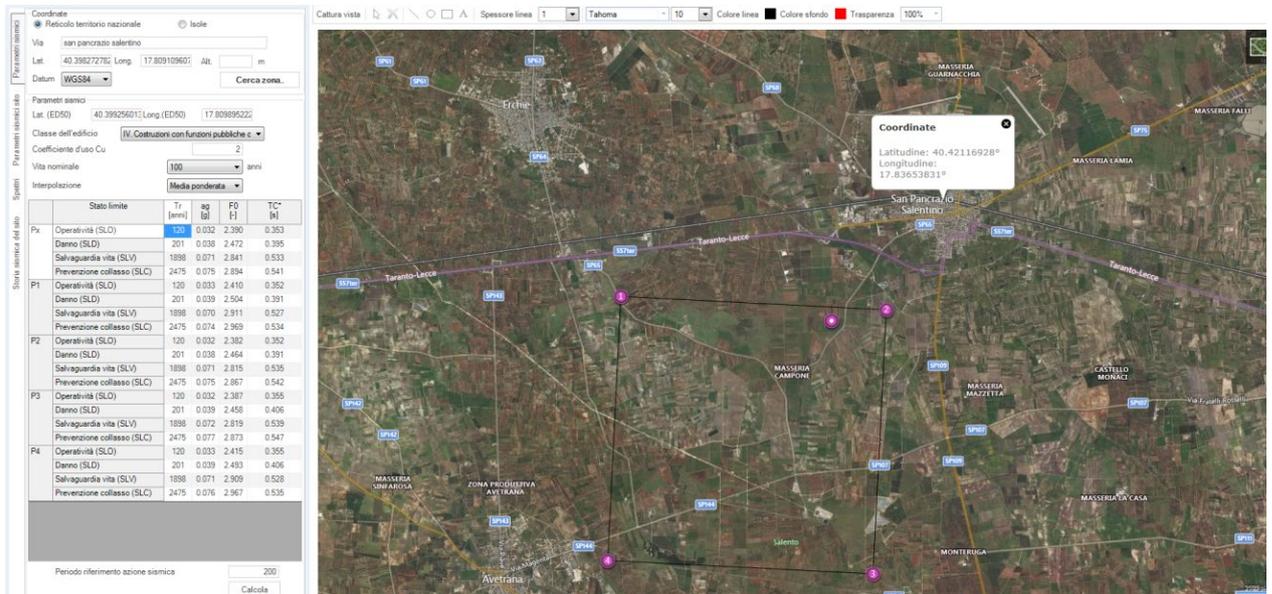
Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.017	2.307	0.162
	50	0.023	2.317	0.244
	72	0.027	2.305	0.315
	101	0.031	2.381	0.343
SLO	120	0.033	2.415	0.355
	140	0.035	2.446	0.366
SLD	201	0.039	2.493	0.406
	475	0.051	2.624	0.459

*INDAGINI GEOGNOSTICHE E RELAZIONE GEOTECNICA A SUPPORTO DI UN PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI
IMPIANTO EOLICO "NEXT2" IN AGRO DI SAN PANCRAZIO S.NO(BR) e SALICE S.NO(LE)
OPERE CONNESSE NEL COMUNE DI AVETRANA(TA) ED ERCHIE(BR)*

	975	0.061	2.769	0.510
SLV	1898	0.071	2.909	0.528
SLC	2475	0.076	2.967	0.535

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	120	0.032	2.390	0.353
SLD	201	0.038	2.472	0.395
SLV	1898	0.071	2.841	0.533
SLC	2475	0.075	2.894	0.541



PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: B

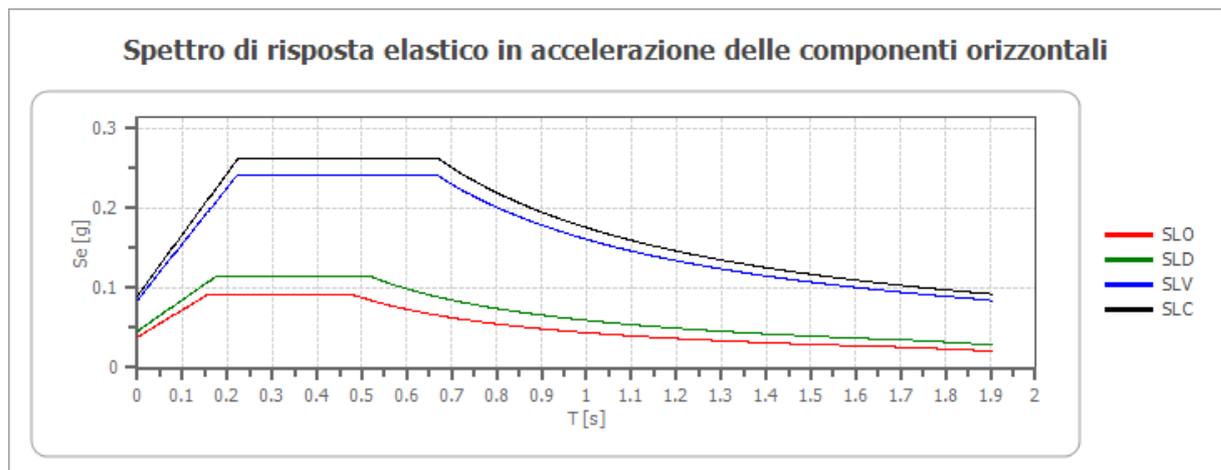
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.009	0.017	0.018
kv	0.004	0.005	0.009	0.009
amax [m/s ²]	0.378	0.452	0.834	0.888
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

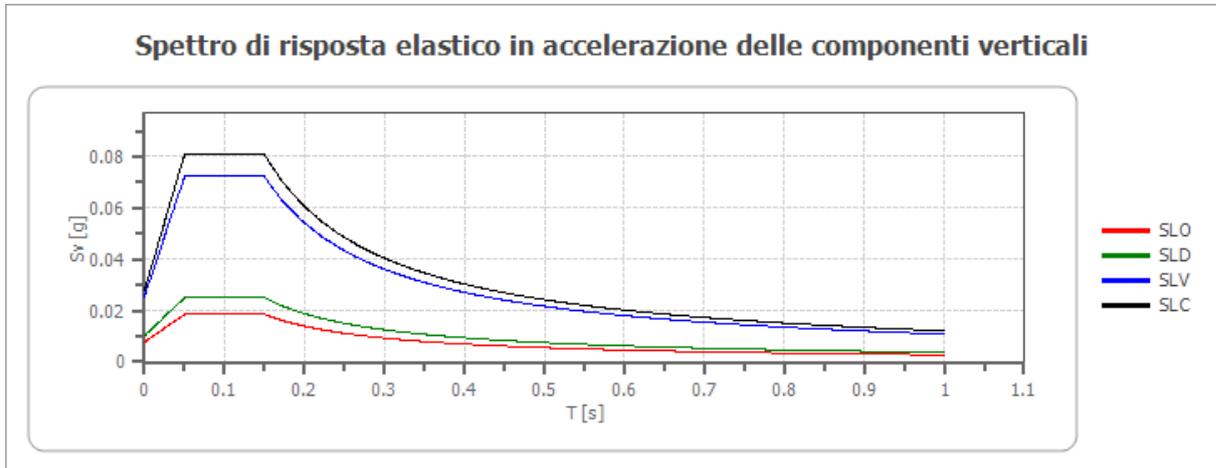
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	2.0	0.032	2.390	0.353	1.200	1.350	1.000	1.200	1.000	0.159	0.476	1.729	0.039	0.092
SLD	2.0	0.038	2.472	0.395	1.200	1.320	1.000	1.200	1.000	0.174	0.521	1.754	0.046	0.114
SLV	2.0	0.071	2.841	0.533	1.200	1.250	1.000	1.200	1.000	0.222	0.667	1.883	0.085	0.242
SLC	2.0	0.075	2.894	0.541	1.200	1.240	1.000	1.200	1.000	0.224	0.671	1.902	0.091	0.262

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
 Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



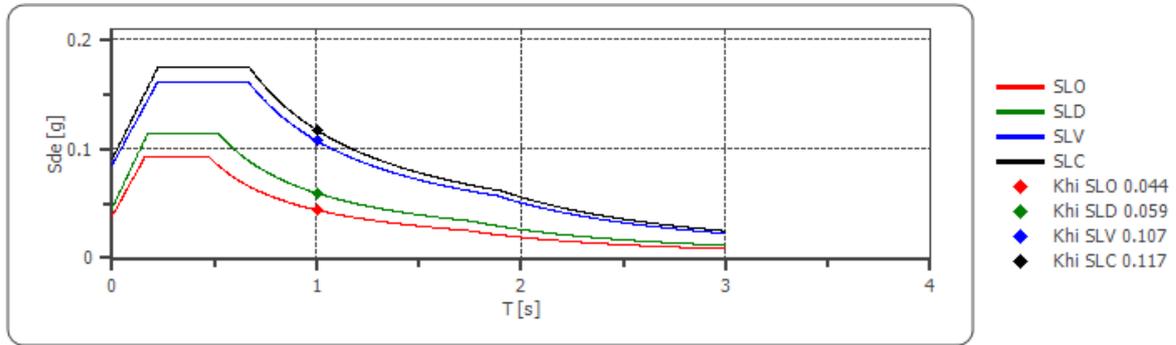
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	2.0	0.032	2.390	0.353	1	1.350	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.008	0.019
SLD	2.0	0.038	2.472	0.395	1	1.320	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.010	0.025
SLV	2.0	0.071	2.841	0.533	1	1.250	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.025	0.072
SLC	2.0	0.075	2.894	0.541	1	1.240	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.028	0.081

Spettro di progetto

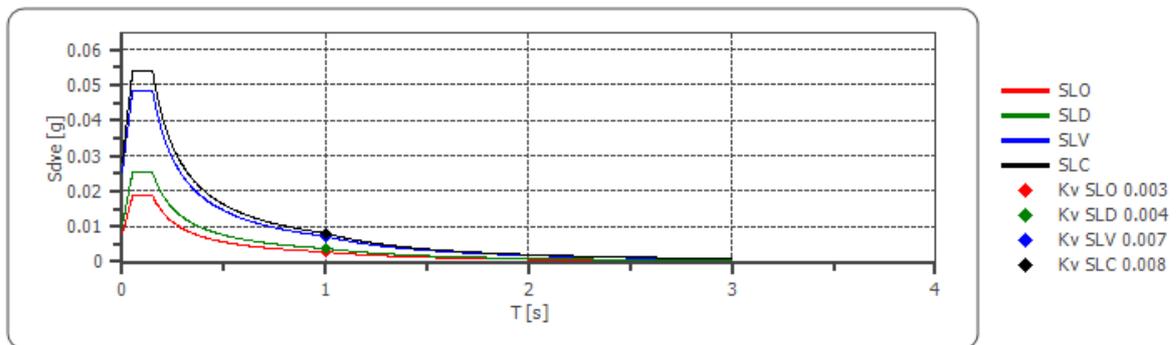
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50
 Periodo fondamentale T: 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
k _{hi} = S _d e(T) Orizzontale [g]	0.044	0.059	0.107	0.117
k _v = S _d v _e (T) Verticale [g]	0.003	0.004	0.007	0.008

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	2.0	0.032	2.390	0.353	1.200	1.350	1.000	1.200	1.000	0.159	0.476	1.729	0.039	0.092
SLO verticale	2.0	0.032	2.390	0.353	1.200	1.350	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.008	0.019
SLD orizzontale	2.0	0.038	2.472	0.395	1.200	1.320	1.000	1.200	1.000	0.174	0.521	1.754	0.046	0.114
SLD verticale	2.0	0.038	2.472	0.395	1.200	1.320	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.010	0.025
SLV orizzontale	2.0	0.071	2.841	0.533	1.200	1.250	1.000	1.200	1.500	0.222	0.667	1.883	0.085	0.161
SLV verticale	2.0	0.071	2.841	0.533	1.200	1.250	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.025	0.048
SLC orizzontale	2.0	0.075	2.894	0.541	1.200	1.240	1.000	1.200	1.500	0.224	0.671	1.902	0.091	0.175
SLC verticale	2.0	0.075	2.894	0.541	1.200	1.240	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.028	0.054

STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno che comporta la perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche e dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa. Il fenomeno interessa i terreni incoerenti saturi, che nel corso di un evento sismico subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito del quale il terreno può scorrere o fluire, nel caso di un pendio, o assestarsi, nel caso di una giacitura orizzontale. Ciò avviene quando, sotto l'azione delle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma, la pressione interstiziale dell'acqua aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè quando gli sforzi efficaci si riducono a zero. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende dalle proprietà geotecniche, dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso, nonché dalle caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata. 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. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso. Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del

deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di liquefazione. I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile ed omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

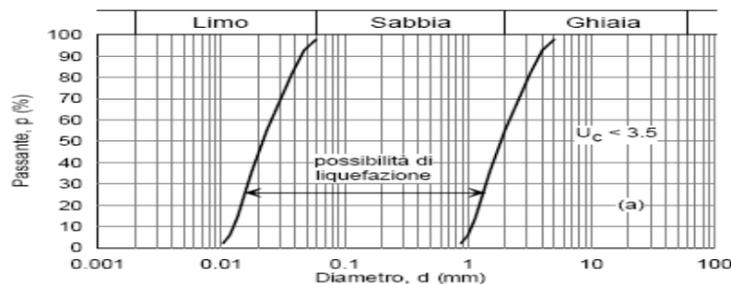
L'NTC2018, al § 7.11.3.4, stabiliscono che "Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate". Le stesse NTC2018, al § 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", contengono le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione sismica dei terreni.

La verifica a liquefazione può essere omessa (NTC2018, § 7.11.3.4.2) quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) **accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;**
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore

della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



U_c rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

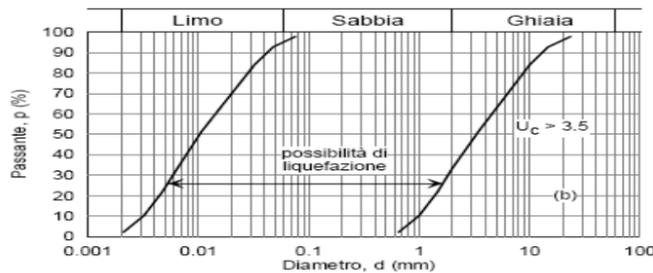


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

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.

Nel caso in esame risulta soddisfatta la condizione 1 poiché si ha un'accelerazione di picco in superficie (SLV) pari a 0.071 g che è minore di 0.1 g.

Secondo quanto dettato dalle NTC2018 (§ 7.11.3.4.2), quindi, **la verifica a liquefazione può essere omessa.**

Nell'area interessata dal progetto, in presenza di sisma l'accelerazione di gravità è così bassa che non si avrebbe il fenomeno della liquefazione.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI LITOSTRATI RILEVATI

Dai valori di resistenza a compressione dedotti dalle analisi di laboratorio e dal valore di RQD calcolato è stata eseguita la caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso facendo ricorso a modelli che correlano, tramite opportuni coefficienti, le sollecitazioni dinamiche a quelle statiche che si sviluppano dopo la realizzazione del manufatto.

L'ammasso è stato classificato secondo Beniaowski ed i parametri che sono stati presi in considerazione sono:

- Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- Indice R.Q.D.;
- Condizione dei giunti (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiale del riempimento);
- Spaziatura dei giunti;
- Condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale).

Ad ogni parametro è stato assegnato un indice parziale ricavabile da una tabella di Beniaowski.

La caratterizzazione è stata eseguita sulle calcareniti e sui calcari.

Calcareniti:

- Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta pari a 39 kg/cmq → corrisponde un indice di 7;
- Indice R.Q.D. pari a 13% → corrisponde un indice di 3;

- Condizione dei giunti (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiale del riempimento) → corrisponde un indice di 6;
- Spaziatura dei giunti → corrisponde un indice di 4;
- Condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale)
→ corrisponde un indice di 2.

Riepilogando, i valori dei parametri relativi alla classificazione di Beniaowski sono i seguenti:

<i>Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta</i>	7
<i>Indice R.Q.D.</i>	3
<i>Spaziatura dei giunti</i>	4
<i>Condizione dei giunti</i>	6
<i>Condizioni idrauliche</i>	2
Totale	22

In base al valore dell'indice R.M.R., l'ammasso viene suddiviso in 5 classi.

Per ciascuna classe viene indicata una stima di larga massima dei parametri di resistenza globale. Nel nostro caso, con R.M.R. = 22, l'ammasso roccioso rientra nella **classe V** ed è classificato come "molto scadente".

A questa classe corrisponde un valore di coesione di 0.7 kg/cmq e un angolo di attrito di 29°.

Calcari:

- Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta pari a 330 kg/cmq → corrisponde un indice di 8;
- Indice R.Q.D. pari a 16% → corrisponde un indice di 6;
- Condizione dei giunti (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiale del riempimento) → corrisponde un indice di 8;
- Spaziatura dei giunti → corrisponde un indice di 8;
- Condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale) → corrisponde un indice di 5.

Riepilogando, i valori dei parametri relativi alla classificazione di Beniaowski sono i seguenti:

<i>Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta</i>	8
<i>Indice R.Q.D.</i>	6
<i>Spaziatura dei giunti</i>	8
<i>Condizione dei giunti</i>	8
<i>Condizioni idrauliche</i>	5
Totale	35

In base al valore dell'indice R.M.R., l'ammasso viene suddiviso in 5 classi.

Per ciascuna classe viene indicata una stima di larga massima dei parametri di resistenza globale. Nel nostro caso, con R.M.R. = 35, l'ammasso roccioso rientra nella **classe IV** ed è classificato come "scadente".

A questa classe corrisponde un valore di coesione di 1,2 kg/cmq e un angolo di attrito di 33°.

Analisi di laboratorio e caratterizzazione meccanica hanno permesso di ricostruire un modello geologico-stratigrafico e tecnico dell'area in esame caratterizzato in affioramento da calcareniti con intercalazioni sabbiose che passano in profondità a calcare fratturato.

Le determinazioni fatte sui campioni hanno fornito per:

- le calcareniti i seguenti parametri geomeccanici:

- ✓ peso di volume: 17.3 kN/mc
- ✓ Coesione: 70 kPa
- ✓ Angolo di attrito: 29°

- I calcari sono caratterizzati dai seguenti parametri geomeccanici:

- ✓ peso di volume: 20.7 kN/mc
- ✓ Coesione: 117 kPa
- ✓ Angolo di attrito: 33°

VERIFICA DEGLI STATI ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismo di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alla condizione di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico

- *collasso per carico limite*
- *collasso per scorrimento sul piano di posa*
- *stabilità globale*

SLU di tipo strutturale

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali*

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d = valore di progetto delle azioni o effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
(terreno)

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (A1 e A2)
- per i parametri geotecnici (M1 e M2)
- per le resistenze (R1, R2, R3)

Azioni

Il valore di progetto (E_d) delle azioni si calcola moltiplicando le azioni per i coefficienti della tabella 1

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali relativi a ciascun tipo di opera;

- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 2: 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 resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	ϕ^k	1.0	1.25
Coesione efficace	c^k	γc^k	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γc_u	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma \gamma$	1.0	1.0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio t_R un coefficiente parziale $\gamma_{tR} = 2,0$ (M1) e $\gamma_{tR} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

Approccio 1

Si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziale e considera due famiglie di combinazioni (una combinazione di tipo strutturale STR

“scenario A1+M1+R1” e una combinazione di tipo Geotecnico GEO,
“scenario A2+M2+R2” generalmente con le seguenti modalità:

- **combinazione 1 (A1+M1+ R1) combinazione di tipo strutturale STR**
- **combinazione 2 (A2+M2+R2) combinazione di tipo geotecnico GEO**

dove

A = coefficiente di amplificazione dei carichi;

M = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;

R = coefficiente di riduzione delle resistenze (portanza, scorrimento ecc..)

La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opera a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2

In questo tipo di approccio è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche:

(A1 + M1 + R3) (STRU-GEO)

In questo tipo di combinazione vengono incrementati le azioni permanenti e variabili (A1) con i coefficienti parziali sulle azioni, vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno (M1), mentre la

resistenza (R3) assume valori ridotti o invarianti in relazione al tipo di verifica (GEO-STR).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

In definitiva, la norma dà la facoltà di scegliere in alternativa l'Approccio 1 verificando entrambe le combinazioni, oppure l'approccio 2 – combinazione unica.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1: combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabella 1 e nella 3 per le azioni e i parametri geotecnici e dei coefficienti parziali γ_R delle resistenze (tab. 4).

Le rimanenti verifiche (rottura per carico limite e per scorrimento) devono essere effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 1 , 2 e 3 seguendo almeno uno dei due approcci:

Tabella 3: Coefficienti e al variare di $\tan\theta$, dove $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$

$\tan\theta$	FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE			COEFFICIENTI RIDUTTIVI		
	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	e_q	e_γ	e_c
0	16.51	23.76	26.86	1.00	1.00	1.00
0.807	12.86	15.34	20.55	0.78	0.65	0.77
0.176	9.84	9.45	15.31	0.60	0.40	0.57
0.268	7.30	5.36	10.90	0.44	0.23	0.41
0.364	5.12	2.61	7.14	0.31	0.11	0.27
0.466	3.21	0.88	3.83	0.19	0.04	0.14
0.577	1.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00

Tabella 4: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 5: Parametri caratteristici di progetto

Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m Calcareniti		Coefficiente parziale γ_m Calcari	
	M1	M1	M1	M1
Tan ϕ'	29	23.9	33	27.4
C'	70	56	117	93
γ	17.3	17.3	20.7	20.7

Tan ϕ' = tangente dell'angolo di resistenza al taglio (°);
 γ = peso dell'unità di volume (kN/mc); c' = coesione efficace (KPa).

CONCLUSIONI

Nel mese di giugno 2023, il sottoscritto ha eseguito uno studio geomorfologico di superficie e delle indagini geognostiche su un'area sita nei territori comunali di San Pancrazio Salentino (provincia di Brindisi) e Salice Salentino (provincia di Lecce), interessata da un progetto di produzione di energia da fonte eolica "NEXT2", costituito da 6 aerogeneratori, al fine di caratterizzare l'area interessata dal progetto da un punto di vista meccanico e sismico e di fornire dei parametri geotecnici utili ai fini della progettazione.

Dallo studio geo-idro-morfologico è emerso che l'area indagata si trova ad una quota topografica variabile da 55 a 61 m s.l.m., caratterizzata da una morfologia pianeggiante.

L'area dove è prevista la realizzazione della cabina, anche essa pianeggiante, si trova ad una quota topografica di 66.0 m s.l.m..

Dal rilievo eseguito, risulta che nell'area di progetto non sono presenti emergenze morfologiche rilevanti o che possano interferire con la realizzazione di impianto eolico e stazione elettrica.

Da un punto di vista geologico nell'area in esame affiora un deposito sabbioso plio-pleistocenico, trasgressivo sui calcari, i quali a luoghi sono presenti in affioramento.

La natura geologico-stratigrafica dell'area fa sì che nell'area interessata dal progetto non si rinvenga alcuna falda superficiale; laddove si

rinvenissero depositi sabbiosi sostenuti da livelli argillosi si potrebbero avere delle falde superficiali, tuttavia discontinue.

Durante la terebrazione del sondaggio geognostico sono stati prelevati due campioni sottoposti ad analisi di laboratorio; sono un campione di calcarenite ed uno di calcare; le analisi di laboratorio insieme alla caratterizzazione dell'ammasso roccioso hanno portato a caratterizzare i due litotipi rilevati, risultando:

- calcareniti:

- ✓ peso di volume: 17.3 kN/mc
- ✓ umidità: 4.9 %
- ✓ resistenza a compressione: 3.90 Mpa
- ✓ Coesione: 70 kPa
- ✓ Angolo di attrito: 29°

- calcari:

- ✓ peso di volume: 20.7 kN/mc
- ✓ umidità: 2.2 %
- ✓ resistenza a compressione: 32.80 Mpa
- ✓ Coesione: 117 kPa
- ✓ Angolo di attrito: 33°

Queste determinazioni hanno permesso di fornire quindi i parametri geotecnici caratteristici, risultati:

Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m Calcareniti		Coefficiente parziale γ_m Calcari	
	M1	M1	M1	M1
Tan ϕ'	29	23.9	33	27.4
C'	70	56	117	93
γ	17.3	17.3	20.7	20.7

Tan ϕ' = tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($^\circ$);
 γ = peso dell'unità di volume (kN/mc); c' = coesione efficace (KPa).

L'indagine sismica Masw ha mirato all'individuazione della categoria sismica del suolo di fondazione risultata di **categoria B** avendo ottenuto un valore di $V_{s,eq}$ di **684 m/s**

L'area di interesse ricade nella categoria T1 di Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Dal rilievo eseguito, risulta che nell'area di progetto non sono presenti emergenze morfologiche rilevanti, infatti siamo in presenza di superfici pianeggianti e sono assenti orli di scarpata o versante. Le aree non sono interessate da fenomeni carsici (inghiottitoi, cavità e voragini) che tuttavia sono tipici di substrati fondali calcarei.

L'area in esame non è interessata da emergenze morfologiche da far pregiudicare l'assetto naturale delle aree o compromettere il progetto.

Per quanto riguarda i fenomeni di instabilità causati dai fenomeni di liquefazione, l'area in generale è esente da tale problema; tale fenomeno avviene se sono presenti contemporaneamente sullo stesso sito alcune condizioni naturali: oltre alla magnitudo di un eventuale sisma ($a_g > 0.1 \text{ m/s}^2$), i terreni superficiali devono essere saturi d'acqua e inoltre il fuso

granulometrico dei terreni interessati devono ricadere interamente in un certo intervallo (fig. 7.11.1. delle NTC 2018).

Nel caso in esame si ha un'accelerazione di picco in superficie (SLV) pari a 0.071 g che è minore di 0.1 g.

Secondo quanto dettato dalle NTC2018 (§ 7.11.3.4.2), quindi, **la verifica a liquefazione può essere omessa.**

Nell'area interessata dal progetto, in presenza di sisma l'accelerazione di gravità è così bassa che non si avrebbe il fenomeno della liquefazione.

Si escludono pertanto rischi di natura geotecnica.

Ruffano, agosto 2023

Dott. Geol. Marcello De Donatis

ALLEGATO

ANALISI DI LABORATORIO

QUADRO RIASSUNTIVO PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO ROCCE

Riferimento: QM SOLAR SRLS

IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)

Campione	Peso di volume (KN/m ³)	Umidità naturale (%)	Resistenza a Compressione PLT (Mpa) Valore medio	Indice corretto Is(50) (Mpa)	Resistenza a compressione (Mpa)
S1- C1 Prof. 2.50-3.00 m	17.3	4.9	3.90	0.39	-
S1- C2 Prof. 9.50-10.00 m	20.7	2.2	-	-	32.80

Direttore del Laboratorio
Dott. Geol. Marcello De Donatis

GEOPROVE S.R.L.
DIRETTORE
DI LABORATORIO

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS

RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)

SONDAGGIO: S1

CAMPIONE: C1

PROFONDITA': m 2.50 - 3.00

MODULO RIASSUNTIVO

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Peso di volume (kN/m³):

17.3

POINT LOAD TEST

Resistenza a compressione - Valore medio (MPa):

3.90

CERTIFICATO DI PROVA N°: 990/U/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 20/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 21/06/23

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS		
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)		
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m 2.50 - 3.00

CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma UNI CEN ISO/TS 17892-1

Wn = contenuto d'acqua allo stato naturale = 4.9 %

Struttura del materiale:

Omogeneo
 Stratificato
 Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C

CERTIFICATO DI PROVA N°: 990/PV/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 20/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 20/06/23
COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS		
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)		
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m 2.50 - 3.00
<u>PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE</u>		
Modalità di prova: Norma RACCOMANDAZIONI ISRM		

Determinazione eseguita mediante pesata idrostatica

Peso di volume allo stato naturale = 17.3 kN/m³



CERTIFICATO DI PROVA N°: 990/PLT/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 21/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 21/06/23

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS		
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)		
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C1	PROFONDITA': m 2.50 - 3.00

POINT LOAD TEST

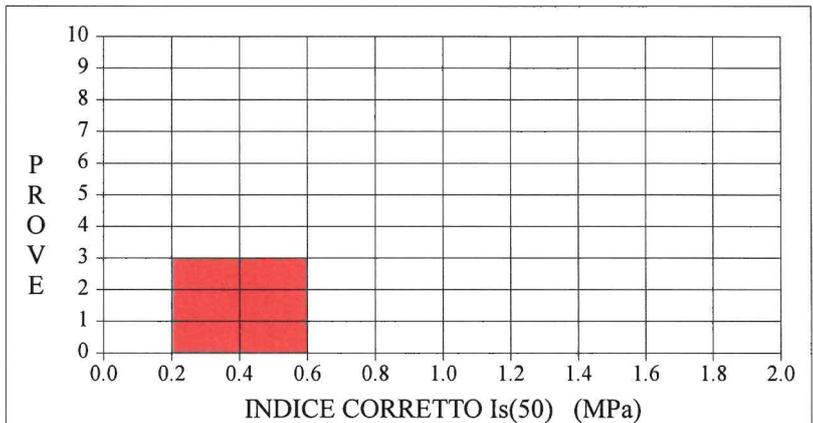
Modalità di prova: Norma ISRM1985

INDICE CORRETTO $I_s(50)$

Prove eseguite:	6
Valore massimo	0.60
Valore medio *	0.39
Valore minimo	0.31

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale (%)	4.9
Peso di volume (kN/m^3):	17.3



Prova n°	Forma Rottura	Piani di debolezza	Altezza mm	Larghezza mm	Carico kN	Indice I_s MPa	Indice $I_s(50)$ MPa
1	B	A	80.1	113.3	3.10	0.483	0.597
2	B	A	80.1	99.7	2.10	0.327	0.405
3	D	A	56.9	63.5	1.55	0.337	0.386
4	D	A	67.6	98.4	1.98	0.234	0.308
5	D	A	73.6	77.6	1.80	0.248	0.315
6	D	A	55.5	64.4	1.80	0.396	0.453

* Vengono esclusi dal calcolo del valore medio il valore massimo e il valore minimo

Forma del provino e tipo di rottura A - Blocco B - Cilindrico - rottura diametrica C - Cilindrico - rottura assiale D - Informe	Posizione dei piani di debolezza A - Assenti B - Perpendicolari alla direzione del carico C - Paralleli alla direzione del carico D - In direzioni varie
--	---

Area reserved for signatures and stamps.

Tecnico di laboratorio
Dott. Raffaele Corvaglia

Direttore del laboratorio
Dott. Marcello De Donatis
DIRETTORE DEL LABORATORIO

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS

RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)

SONDAGGIO: S1

CAMPIONE: C2

PROFONDITA': m 9.50 - 10.00

MODULO RIASSUNTIVO

CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE

Umidità media (%):

2.2

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Peso di volume (kN/m³):

20.7

PROVA DI COMPRESSIONE UNIASSIALE

Resistenza a compressione (MPa):

32.80

CERTIFICATO DI PROVA N°: 991/U/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 20/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 21/06/23

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS		
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)		
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C2	PROFONDITA': m 9.50 - 10.00

CONTENUTO D'ACQUA

Modalità di prova: Norma UNI CEN ISO/TS 17892-1

Umidità media 2.2 %

Temperatura di essiccazione: 110 °C


TECNICO
LABORATORIO
RUFFANO - FG


GEOPROVE S.R.L.
LABORATORIO
DI LABORATORIO

CERTIFICATO DI PROVA N°: 991/PV/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 21/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 21/06/23

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS		
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)		
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C2	PROFONDITA': m 9.50 - 10.00

MASSA VOLUMICA NATURALE

Modalità di prova: Norma RACCOMANDAZIONI ISRM

Peso di volume allo stato naturale = 20.7 kN/m³

CERTIFICATO DI PROVA N°: 991/CS/23 Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 25/06/23	Inizio analisi: 22/06/23
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 154 del 15/06/23	Apertura campione: 20/06/23	Fine analisi: 22/06/23

COMMITTENTE: QM SOLAR SRLS			
RIFERIMENTO: IMPIANTO NEXT 2 - COMUNE DI SAN PANCRAZIO (BR.)			
SONDAGGIO: S1	CAMPIONE: C2	PROFONDITA': m	9.50 - 10.00

PROVA DI COMPRESSIONE UNIASSIALE

Modalità di prova: Norma ASTM-D 7012 method C

Provino n°:	1
Velocità di deformazione (MPa/sec):	0.20
Altezza (cm):	13.60
Diametro (cm):	8.01
Sezione (cm²):	50.39
Peso di volume (kN/m³):	20.7
Resistenza a compressione (MPa):	32.80

SGEO - Laboratorio 7.0 - 2022

Tecnico di laboratorio
Dott. Raffaele Corvaglia

GEOPROVE S.R.L.
 DIRETTORE
 DI LABORATORIO